

企 画 室
禁 持 出

運輸省港湾技術研究所

港 湾 技 術 研 究 所

報 告

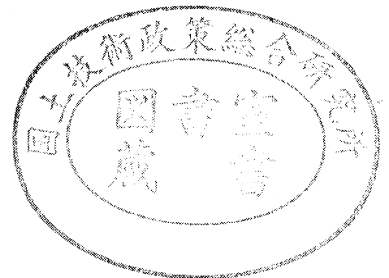
REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 11

NO. 1

MAR. 1972

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第11巻 第1号 (Vol. 11, No. 1), 1972年3月 (Mar. 1972)

目 次 (CONTENTS)

1. A Practical Approach to the Average Waiting Time of M/G/S Type
Queuing Models Kazuo KUDO 3
(M/G/S タイプの待ち合せモデルの平均待ち時間の実用的な取扱法
..... 工藤和男)
2. 風洞におけるウインドスクリーンの模型実験 加藤 始・佐野喜久雄 23
(A Model Experiment of Wind-Screen in a Wind Tunnel
..... Hajime KATO and Kikuo SANO)
3. 石灰による深層混合処理工法 (第1報)
..... 奥村樹郎・光本 司・寺師昌明
..... 酒井正寛・吉田富雄 67
(Deep-Lime-Mixing Method for Soil Stabilization (1st Report)
..... Tatsuro OKUMURA, Tsukasa MITSUMOTO, Masaaki TERASHI
..... Tadahiro SAKAI and Tomio YOSHIDA)
4. 多層系路盤面上における K 値の推定方法に関する研究
..... 須田 熙・佐藤勝久 107
(Study on the Presumption of K Values on Multi-Layer Subbase Systems
..... Hiroshi SUDA and Katsuhisa SATO)
5. 剛性マトリックス組立の有効な一方法 岩崎 峯夫 151
(An Effective Method to Assemble Stiffness Matrixes of Finite Elements
..... Mineo IWASAKI)

4. 多層系路盤面上における K 値の推定方法に関する研究

須 田 潤*・佐 藤 勝 久**

要 旨

コンクリート舗装のスラブ厚さの設計は路盤上の K 値に基づいて行なう。しかし、一般に設計の条件として求まるのは路床の K 値だけであり、何らかの方法によって路盤上の K 値を推定するか、あるいは所要の路盤 K 値となるように路盤厚さを決定してやる必要がある。

この報告書では2層系弾性理論の応用により、多くの試験結果から下層の弾性係数の値をも考慮した路盤効果の算定法を開発した。この方法を用いれば任意の多層系路盤面上での K 値の推定が可能である。粒状材料の他に最近使用されることが多くなった安定処理材に対しても結果を取りまとめた。

弾性理論から導びかれる種々の特質を利用して、1層地盤および多層系路盤面上での K_{30} から K_{75} への換算の方法を考え、合理的な換算係数の決定法を提案している。その他、路床上の現場CBRと K 値の相関関係についても試験結果に基づき考察を加えてみた。

* 土質部 前滑走路研究室長

** 土質部 滑走路研究室

4. Study on the Presumption of K Values on Multi-Layer Subbase Systems

Hiroshi SUDA*

Katsuhisa SATO*

Synopsis

The subbase K value is a factor for designing the thickness of the concrete slab in a concrete pavement. Since the subbase K value is not generally measured when designing the pavement structure, the subbase K value or the thickness of the subbase must be presumed on the basis of the known subgrade K value.

This paper proposes a new design method of the thickness of subbases, which is based on a lot of test results and a theoretical approach to an elastic analysis of two-layer systems. In this method, the thickness of the subbase is designed in consideration of not only the subgrade K value but also the moduli of elasticity of the subgrade and subbase. It should be noted that this method is applicable to multi-layer subbase systems, which can not be designed by the existing design curves. This method includes the design of the thickness of stabilized material subbase as well as the granular material subbase.

A new reasonable method for converting K_{30} values into K_{75} values is also proposed with the help of various results from the elastic theory of a two-layer system. The new coefficients of this conversion are determined in both homogeneous grounds and multi-layer subbase systems on the basis of test and theoretical results. Furthermore, the relation between field CBR values and K values on the subgrade is investigated.

* Ex-Chief of Runway Laboratory, Soils Division

** Member of Runway Laboratory, Soils Division

目 次

1. ま え が き	111
2. 調 査 概 要	112
3. 路床, 路盤の材料と施工実績	115
3.1 路床および路盤用骨材の土質試験結果	115
3.2 施工管理試験結果	122
4. 各種路盤上の K 値の推定	122
4.1 2層系弾性理論に基づく路盤効果	122
4.2 路盤効果の実測結果	124
4.3 理論結果と実測結果の比較	131
4.4 2層系弾性理論を利用した路盤 K 値の推定法	134
4.5 路盤の材料および施工条件の検討	135
5. K_{90} から K_{75} への換算	139
5.1 2層系弾性理論における換算係数	139
5.2 実測結果の検討	140
5.3 換算係数の決定	143
6. CBR と K 値の関係	144
7. 結 論	146
8. あ と が き	147
謝 辞	148
参 考 文 献	148
付録A 路盤用骨材の材質基準の例	149
付録B 路盤の施工管理基準の例	150

1. まえがき

道路、空港を問わずコンクリート舗装の設計においては、路盤上の支持力係数、K値に基づいてコンクリートスラブの厚さを設計することが一般に行なわれている。コンクリートスラブの厚さを決定するために広く用いられているビケット公式やシート公式には、直径75cmの剛性載荷板で測ったK値 (K_{75} で表わす) が用いられる。設計条件として空港舗装ではこの K_{75} を採用している¹⁾のに対し、道路舗装のコンクリート舗装要綱では直径30cmの載荷板による K_{30} を用いることにしている²⁾。 K_{30} と K_{75} の間には、1層系地盤では図-5.1のような関係があり、多層系地盤と考えられる路盤上のK値に対しても両者の換算は可能である。このようにK値は載荷板の大きさにかかわらず統一的に取扱うことができるので、道路、空港のコンクリート舗装において、路盤厚さの設計やコンクリートスラブ厚さの設計などで本質的な差異はない。

コンクリート舗装の設計をする場合、一般に与えられる条件は路床のK値だけである。まず、この路床のK値に基づいて路盤厚さの設計をしなければならないが、従来このためには図-1.1の関係が用いられてきた。表-1.1が図-1.1の各曲線の意味を表わすものである。この路盤

表-1.1 図-1.1の各曲線の意味

曲線	材料と路盤の状態	
④曲線	クラッシャーラン、マカダム、理想粒度の砂利、砂混合物	
⑤ "	砂	
⑥ "	切込み砂利の平均	
⑦ "	④曲線の材料で2種類のローラーを使用したとき	
⑧ "	路盤施工後交通開放し、2週間以上経過したときの交通量の累計が	10万台くらいするとき
⑨ "	" "	5万台くらいするとき

〔注〕 ④、⑤、⑥曲線については、路盤材料を1層 15cm以下の厚さとして、10t以上のローラーで6~8回以上転圧して仕上げた路盤。⑦曲線は同じまき厚で10t以上の2種類のローラーを使用し、12~16回以上転圧して仕上げた路盤。

効果 (K_1/K_2) の関係は故竹下春見博士の研究³⁾⁴⁾によるもので、砂地盤より支持力の小さい土質からなる路床の場合にだけ適用される。しかし、路床土としては必ずしも粘性土地盤だけが存在するわけではなく、砂質土地盤上に舗装の建設される場合も多々あり、図-1.1の普遍性には問題がある。2層系弾性理論によれば上層と下層の弾性係数の比 (E_1/E_2) により路盤効果は大きく変動する。砂地盤以下の支持力を持つ路床においても、その弾性係数は路床ごとにかなり差異があり、これらを一律に取扱うことのできない場合が多い。また、舗装上に載る荷重の増加が舗装厚さの増大を引き起こし、2層あるいは3層といった多層系路盤が出現するようになった。このような多層系路盤の普遍的な設計方法の開発も必要がある。図-1.1で取扱っているのは砂、切込砕石、粒調砕石などの粒状路盤材料だけであり、近年使用頻度の多くなった安定処理材の路盤厚さの設計には適用することができない。このような新しい路盤材料に対する設計曲線も早急に作成することが必要である。この研究では2層系弾性理論を応用して、下層の弾性係数の大きさを考慮し、多層系路盤の場合にも適用できるような路盤効果の推定法を開発を目指した。多くの試験結果から弾性理論の利用できる路盤の弾性係数を決定し、そのような弾性係数に基づいて理論曲線を直接使用する路盤K値の推定法を提案した。この推定法によれば、多層系路盤の場合には、2層系地盤に置き換えて繰返して計算を行なうことにより、最上層での路盤のK値も推定可能である。

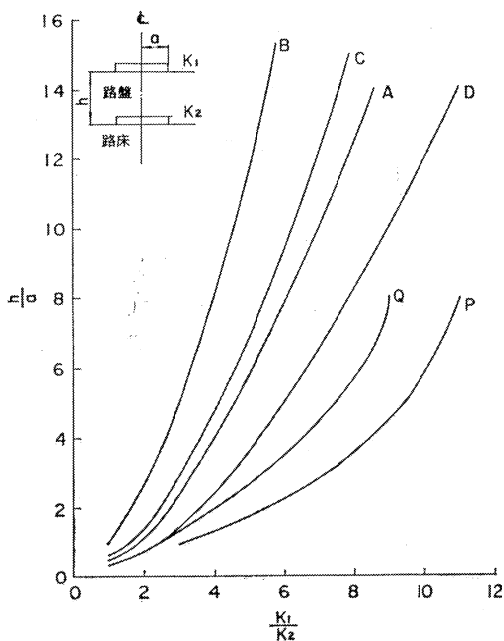


図-1.1 路盤厚さと路盤効果の関係 (竹下法)

路盤支持力を直径 30cm の載荷板により規定している道路舗装では問題ないが、直径 75cm の載荷板による K_{75} を使用している空港舗装では、より小さな載荷板による試験から求めた K 値 (例えば K_{30}) から K_{75} を推定しなければならない場合がある。直径 75cm の載荷板による平板載荷試験では載荷装置、荷重が大きくなり、一般になかなか実施は容易でない。そこで試験の比較的容易な直径 30cm あるいは 40cm の載荷板による平板載荷試験を実施し、これらから求める K 値から K_{75} を推定するわけである。この推定のためには従来から $K_{75} = K_{30}/2.2$ 、 $K_{75} = K_{40}/1.7$ の関係⁶⁾ が用いられてきた。これら 2 式に含まれている換算係数 2.2、1.7 は、1 層系の弾性理論と実験の結果とに基づいて決められたものである。しかし、路盤上での平板載荷試験を 1 層系の弾性理論で考えることは無理であり、路盤面上での多くの実測結果もより大きな換算係数の採用の必要なことを示している。このような問題点のある K_{30} あるいは K_{40} から K_{75} への換算について、1 層系地盤の場合をも含めて、調査試験結果をもとに検討を加えてみた。その結果、1 層系地盤の換算係数としては、弾性理論から求まる 2.5 を採用する方が妥当であることを確かめ、路盤上での換算係数は上層と下層の弾性係数の比 (E_1/E_2) と路盤厚さから弾性理論を利用して決定することが適当であるとの結論に達した。

舗装の設計をする時点で路床が未完成の場合には路床上での平板載荷試験は行なえず、設計の原点となる路床の K 値は求まらない。この場合には代りに採取した路床用試料で CBR 試験を実施し、この結果に基づいて路盤厚さ等を決定せざるを得ない。しかし、従来から K 値と CBR の相関関係は明確でなく、現在使用されている両者の関係には問題点が多い。この研究でも多くの地盤で平板載荷試験と現場 CBR 試験を平行して実施し、その問題点の究明に努めたが、両者の間の相関性は極めて悪く、新しい実用性のある関係は見出し得なかった。この相関性の悪さは両試験の本質的な相違によるものであり、一般的に CBR から K 値を推定することは困難であろう。路床が未完成の場合の路盤の設計として、他の合理的な方法を開発することの必要性が改めて認識されたわけである。

2. 調査概要

各種の路盤材料について路盤効果を明らかにし、 K_{75} と K_{30} との相関性を調べるために、いくつかの試験舗装での平板載荷試験と平行して、全国各地の空港において、「路床および路盤面上の K_{75} と K_{30} 」の調査が実施さ

れた。ここでは試験の実施された野比試験舗装と載荷槽内試験舗装について概要を説明し、次に東京、大阪、新潟の各空港における調査の内容について略述する。

(1) 野比試験舗装

砂地盤上での撓性舗装の支持力機構を解明するとともに、各種路盤の強度の合理的評価法を確立するために、図-2.1に示すような17区画24種類の試験舗装を、半径27m、幅8mで円形に製作した。昭和43年度舗装の製作を完了し、昭和44年度には静的載荷試験や走行荷重車⁶⁾による走行試験を実施した他に、昭和45年1月から3月の期間に第1回の解体調査を行ない、舗装面上での LCN 試験や舗装の断面測定などとともに、路床、路盤の各面上での平板載荷試験を実施した。(図-2.1参照)各面上での平板載荷試験は、静的載荷試験や走行試験などが行なわれていない箇所を選び、径30、45、75cmの3種類に対して行なわれた。各径の載荷板に対する試験の平面位置は、路床、路盤のいずれに対しても同一とし、正しい路盤効果が求まるように努めた。昭和45年度には一部走行試験を実施した他に、第2回の解体調査を8月から11月の期間に行なった。平板載荷試験などに対する調査要領は前回と同様であったが、第1回の調査が冬に行なわれたのに対し、第2回の調査は夏から秋で、感温性の大きな表層、基層あるいはアスファルト安定処理などでは、この調査時期の相違を考慮した解析が必要となった。

各解体調査で行なった平板載荷試験の要領は、「JIS A 1215 改訂案—道路の平板載荷試験方法⁷⁾」に準拠し、 K 値を求める沈下量は 0.125cm とした。これはまえがきでも述べたように、 K 値は主にコンクリート舗装のスラブ厚さの設計に用いられ、一般にコンクリートスラブの限界沈下量は 0.125cm であると認められていることによるものである。JIS A 1215 改訂案の規定では、沈下量が 15mm に達するか、あるいは荷重強さが現場で予想できるもっとも大きい接地圧力の大きさ、または地盤の降伏点をこえれば試験をやめることになっているが、解体調査では路盤での試験を行なった後に路床の試験を行なう上から下へ向う調査であることを考慮し、沈下量 0.125cm での K 値が求まる時点で各試験を終えることにした。写真-2.1は解体調査での平板載荷試験の状況で、荷重反力としては原型走行荷重車を使っている。

載荷板の大きさによって K 値は異なって求められるが、U.S. Corps of Engineers などの実験⁸⁾によれば、直径 75cm 以上になるとその影響はわずかである。(図-5.1、5.2参照)また、コンクリート舗装の場合、コンク

多層系路盤面上におけるK値の推定方法に関する研究

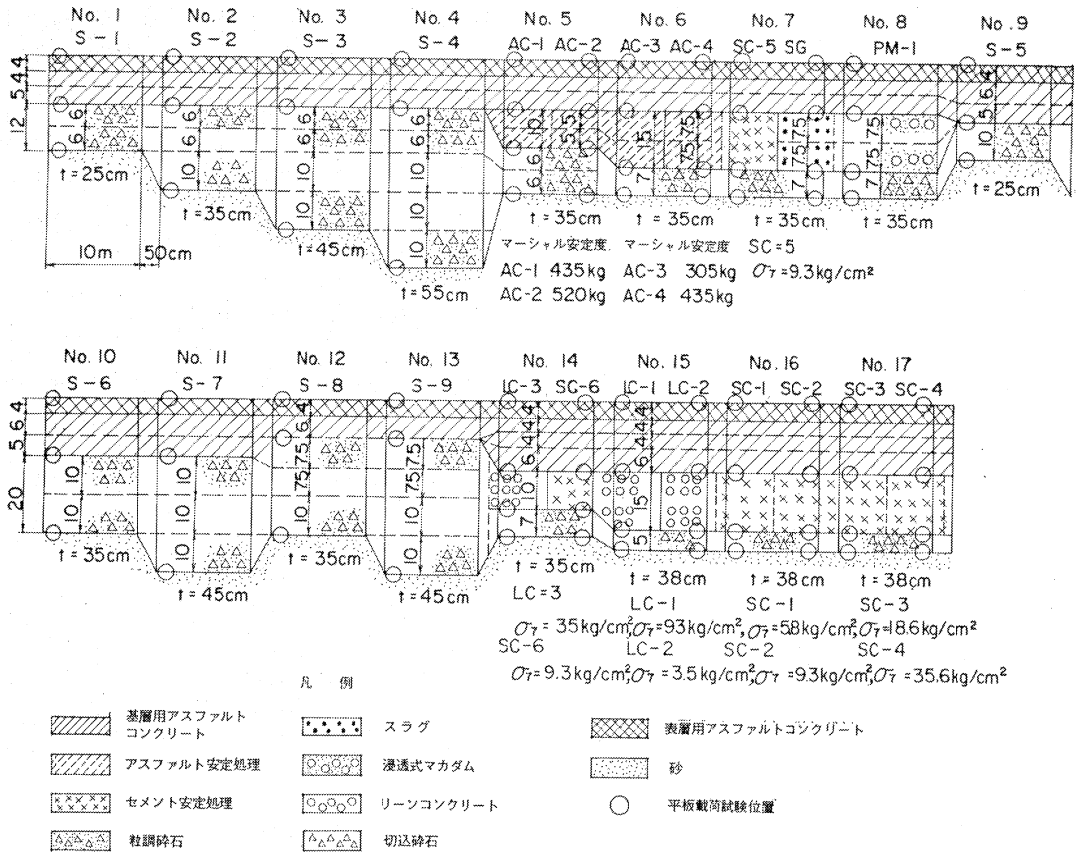


図-2.1 野比試験舗装断面図

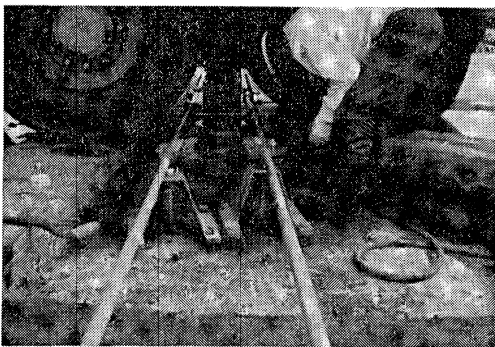


写真-2.1 野比試験舗装解体調査における平板載荷試験状況

リートスラブによる荷重分散効果は大きく、路盤面上の荷重分布面積はタイヤの接地面積よりかなり大きくなることなどから、道路、空港などのコンクリート舗装のコンクリートスラブ厚さの設計公式では直径75cmの載荷

板による K_{75} を採用している。したがって、実際の路床、路盤上での平板載荷試験でも直径75cmの載荷板を用いて試験を行なうことが望ましい。しかし、直径75cmの載荷板での試験には、大きな反力用荷重と大容量のジャッキが必要であり、常に実施できるとは限らない。より直径の小さな載荷板による結果から K_{75} を推定することが必要となる場合が多い。このような目的のために使用する載荷板として、JIS A 1215 改訂案では直径30cmおよび40cmの2種をあげており、一般にこの規格の載荷板が広く用いられているようである。特に、直径30cmの載荷板は、試験が最も容易であることから、広く実施されている方法である。

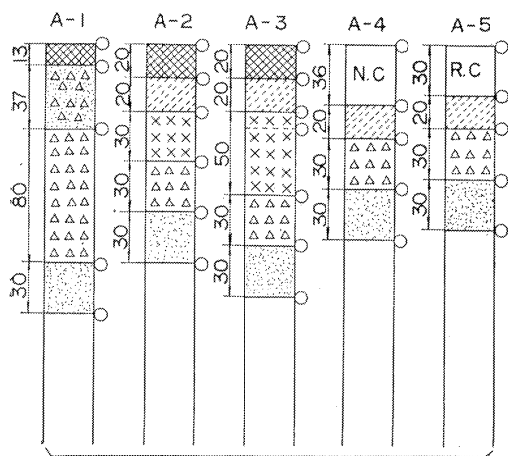
野比試験舗装および載荷槽内試験舗装では、直径40cmの載荷板は用いず、直径45cmの載荷板を使用した。これは K_{75} を換算するための試験に用いる載荷板が、ほとんど直径30cmのものに限られるので、 K_{40} から K_{75} への換算を問題にする必要性があまりないことと、直径45cm

の載荷板が舗装強度の評価のために行なう LCN 試験に用いられており、今後この LCN 試験結果と平板載荷試験結果との相関関係を見出す必要があることから行なわれた。

路床、路盤などの材料試験、施工管理試験などの要領は、(3)の「路床および路盤面上の K_{75} と K_{30} 」の調査の要領とほぼ同様である。

(2) 載荷槽内試験舗装

昭和44年度、軟弱な粘性土路床（関東ローム）上の大型航空機用舗装の設計法に関する研究が、港湾技術研究所と新東京国際空港公団の共同で実施された⁹⁾。静的な載荷試験を行なうために作られた原型載荷槽⁹⁾内の関東ローム路床上に、図-2.2の断面を持つ5種類の舗装を製作し、各種の載荷試験を実施した後、昭和44年12月から昭和45年1月末にわたって解体調査工事が行なわれたが、その一部として路床、路盤の平板載荷試験が行なわれた。平板載荷試験の実施要領は(1)と全く同様である。写真-2.2が試験状況で、荷重は継棒で載荷梁に受けさせている。路床、路盤などの材料試験や施工管理試験の実施要領は、ほぼ(3)に示す方法と同様であるので省略する。



※凡例は図-2.1と同じ(A-1～A-3の表層、基層は分けて示していない)

図-2.2 載荷槽内試験舗装断面図

(3) 「路床および路盤面上の K_{75} と K_{30} 」調査要領

昭和44年度各港湾建設局に依頼して、全国各地の空港の舗装において、路床、路盤面上で平板載荷試験などを実施し、路盤効果、 K_{75} と K_{30} の換算、 K 値とCBRの関係などを調べた。次に調査の項目を列挙し、調査方法な

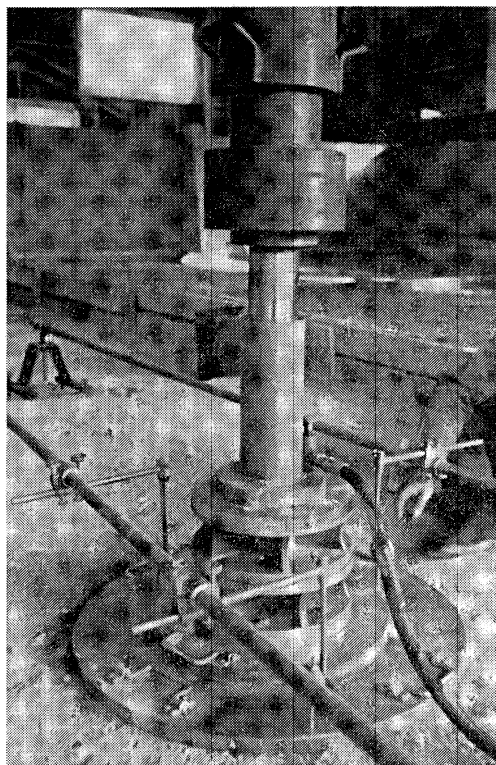


写真-2.2 載荷槽内試験舗装解体調査における平板載荷試験状況

などを簡単に説明する。

a) 平板載荷試験を行なう場所の路床の土質調査

平板載荷試験を行なう地点では、路床表面より2mの深さまでの土層をオーガーボーリングし、粒度、比重、含水比、コンシステンシー、現場単位体積重量の各土性を明らかにする。含水比、現場単位体積重量は JIS A 1214 改訂案—砂置換法¹⁰⁾により求める。

b) 現場 CBR 試験

路床表面より約20cm下の乱されない地盤上において、サーチャージ（載荷重）5kgで合計3ヶ行なう。

c) 平板載荷試験を行なう場所の路盤の性状調査

路盤各層の厚さ、構成順序、施工一層仕上り厚さなどの路盤断面図の他、路盤の材料および施工管理試験を行なう。以下に路盤材料ごとに主な試験の項目を列挙する。この他に、材料試験として骨材の材質試験も行なった。

粒状材：最大乾燥密度（JIS A 1210-1950再改訂案の第2方法）、現場単位体積重量（JIS A 1214改訂案）、含水比、粒度、締固め度、コンシステンシー（0.42

mmフルイ通過分)

セメント安定処理材：使用骨材粒度曲線，最大乾燥密度 (JIS A 1210-1950 再改訂案の1.4の方法)，現場単位体積重量，締固め度，7日一軸圧縮強度
 アスファルト安定処理：使用骨材粒度曲線，アスファルト量，マーシャル安定度，締固め度

d) 平板載荷試験

試験は「JIS A 1215 改訂案—道路の平板載荷試験方法」に準拠して行なう。同一地点での試験は直径 30cm の載荷板と 75cm の載荷板の 2 種類について，それぞれ同一土層で 3 点ずつ行なう。試験はそれぞれ中心間隔を 1m 以上ずらして行ない，路床，路盤での測定平面位置は載荷板ごとに同一とする。同一材料の路盤の厚さが 30cm 以上の場合には，15cm の厚さごとに平板載荷試験を行なう。

以上概略述べたような調査要領にしたがって，東京，大阪，新潟の各空港で路床，路盤のK値が測定された。図-2.3にはこれらの空港の調査地点の舗装断面と平板載荷試験位置とが示されている。いずれの調査も舗装建設時に行なわれたものであり，路床から路盤へと調査が進んでいる。この他，東京空港のエプロン部分や広島，鹿児島両空港でも調査が行なわれたが，これらは路床土についてだけ，現場 CBR 試験と平板載荷試験を実施した

ものである。

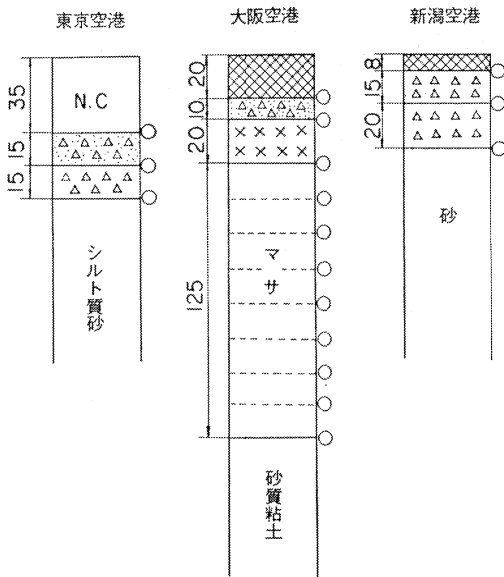
3. 路床，路盤の材料と施工実績

3.1 路床および路盤用骨材の土質試験結果

調査の対象となった各舗装の路床土について，表-3.1 に土質試験の結果を一覧表にして示した。均一な土の搬入によって製作した載荷槽内の路床土を除いて，面積の大きな野比試験舗装や現地空港の路床土の場合は，必ずしも同一土質の土によって作られているとは限らない。例えば野比試験舗装の路床は砂であり，表-3.1に示す細砂，粗砂の混合により作られ，各区画の路床土の土質試験結果はいずれも両者の中間的な値を持つ。そして，これらの値は互にわずかではあるが異なっている。東京，大阪両空港の調査対象路床土の 74 μ フルイ通過量も，表-3.1に示すように変動している。しかし，これらの変動はさほど大きなものではなく，同一調査での路床土は，日本統一土質分類法で同一の記号で表わされるものであった。路床土については，野比試験舗装と新潟空港の砂，東京空港のシルト質砂，大阪空港の粘土，載荷槽内試験舗装の関東ロームと，ほぼ代表的な土質を網羅している。

路盤材料のうちの安定処理をほどこした材料（アスファルト安定処理，セメント安定処理など）を除く粒状材料について，調査の対象となったものの土質試験結果も表-3.1に示す。路床と異なり路盤の材料は仕様書などでかなり厳密に規定されるので，同一路盤ではほぼ同一の材料が使用されており，粒度，コンシステンシー，比重などの土質試験結果のバラツキは少ない。表中の値はいくつかの試験結果の平均的な値である。粒状材料路盤の施工管理は，一般に締固め度規定によっているので，表-3.1には JIS A 1210-1950 再改訂案の第 2 方法（主に 2.4-a の方法）による締固め試験の結果も，路床土，路盤材料の両者に対して示してある。

表-3.1に示した粒状材料の粒度試験結果を，粒度曲線として図示したのが図-3.1~3.4 である。図中には空港アスファルト舗装用材料として港研資料No. 54¹²⁾において提案され，空港アスファルト構造設計要領の付録¹³⁾に取り入れられた標準の粒度範囲と，アスファルト舗装要綱¹⁴⁾において推奨されている粒度範囲も併せ示してある。図-3.5~3.7 には安定処理材に使われた骨材の粒度を，粒状材料と同様に標準粒度範囲と共に示した。アスファルト安定処理およびセメント安定処理に使われた骨材の，0.42mmフルイ通過分に対するコンシステンシー試験は，いずれの材料に対してもLL，PLともにNPで



※ 凡例は図-2.1と同じ(大阪，新潟，の表層，基層は分けて示していない。)

図-2.3 東京，大阪，新潟の各空港の調査地点の舗装断面図

表-3.1 路床および粒状材料路盤の土質試験結果

試料名	粒 度						コンシステンシー		統一分類名	自然含水比 (%)	比重	締固め試験		備考		
	D_{60} (mm)	D_{10} (mm)	均係	等数	74 μ 通過量 (%)	2mm通過量 (%)	4.76%通過量 (%)	液性限界 (%)				塑性限界 (%)	最適含水比 (%)		最大乾燥密度 (g/cm ³)	
路野比 載荷槽 東大 新	砂	0.47	0.17	2.76	0	88	95	—	—	S P	—	2.73	12.1	1.815	関東ローム	
	粗砂	1.80	0.25	7.20	0	62	71	—	—	SW	—	2.77	9.0	1.924		
	—	—	—	—	—	—	—	139	70	—	125	2.75	—	—		
	—	—	—	—	10~30	—	—	—	—	NP	SM-SC	9~16	2.72	12.1		1.81
	—	—	—	—	60~70	—	—	33	22	CL	—	18	2.63	—		—
山砂	載荷槽	0.38	0.17	2.24	2	99	100	NP	—	S P	—	2.71	14.0	1.800	真砂	
	大阪, 下層路盤	4.00	0.074	54	12	50	65	32	22	S C	5.8	2.65	7.6	2.094		
切込碎石	載荷槽	16.2	0.57	28	2	21	33	25	3	GW	—	2.76	5.5	2.130		
	東京, 下層路盤	16.6	1.48	11	2	11	19	—	—	GW	4~6	—	8.0	2.185		
	新潟, 下層路盤	19.6	0.15	131	7	25	35	22	NP	GW-GM	—	—	8.2	2.137		
	新潟, 上層路盤	8.00	0.11	73	7	36	48	23	NP	GW-GM	—	—	8.3	2.208		
粒調碎石	野比	5.80	0.14	41	3	40	54	—	—	GW	—	—	8.3	2.230		
	載荷槽	7.20	0.15	48	6	35	50	NP	—	GW-GM	—	2.76	6.6	2.245		
	東京, 上層路盤	6.10	0.26	23	3	30	50	—	—	GW	4~6	—	7.8	2.161		
スラグ, 野比	5.20	0.14	37	5	44	58	—	—	GW-GM	—	—	9.3	1.942			

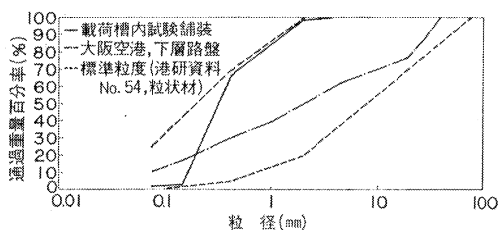


図-3.1 山砂の粒度曲線

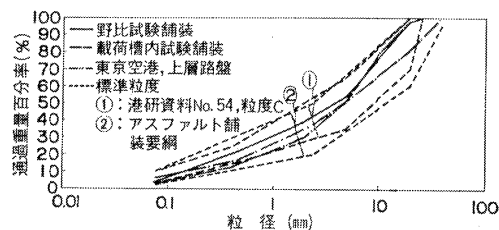


図-3.3 粒調碎石の粒度曲線

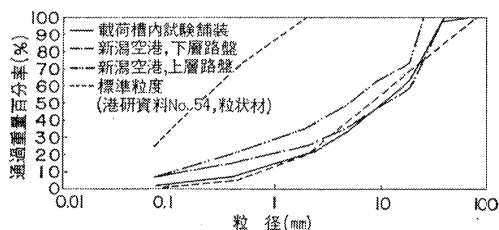


図-3.2 切込碎石の粒度曲線

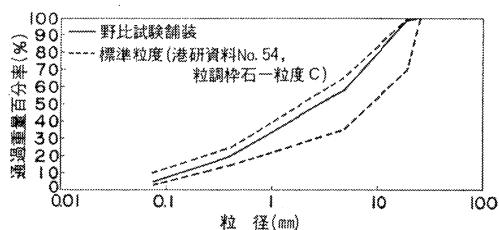


図-3.4 スラグの粒度曲線

あった。

図-3.1, 3.2 はそれぞれ山砂, 切込碎石に対する粒度曲線で, 図中には港研資料 No. 54 の下層路盤用粒状材の標準粒度も示されている。これらの図と表-3.1 の山

砂, 切込碎石の結果とを併せ検討してみると, 山砂に属している土は統一土質分類でSに分類され, 粒度曲線は標準粒度範囲の上限の曲線に近い。これに対し, 切込碎石は統一土質分類ではGであり, 標準粒度範囲の下限の

多層系路盤面上におけるK値の推定方法に関する研究

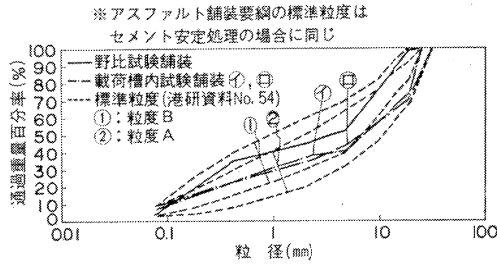


図-3.5 アスファルト安定処理用骨材の粒度曲線

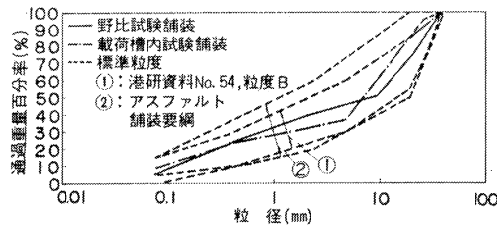


図-3.6 セメント安定処理用骨材の粒度曲線

曲線に近い粒度曲線を有することが分かる。また、図-3.3の粒度調整碎石は、その標準粒度から判断できるよ

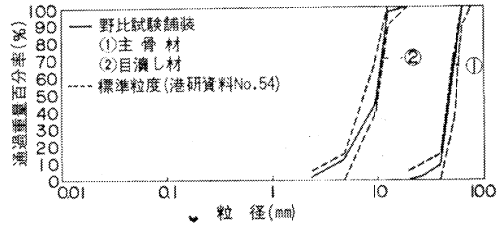


図-3.7 浸透式マカダム用骨材の粒度曲線

うに、粒度分布の理想的なものであり、その粒度範囲は下層路盤用粒状材料の粒度範囲にはほぼ含まれる。したがって、粒度調整碎石は下層路盤用粒状材料の一部とも考えられるのである。

望ましい路盤の条件としては、まず舗装面上の大荷重を支持する安定性があり、十分な荷重分散効果によって路床へ伝達する荷重強度をその許容値以下にすることが考えられるが、この他にこれらの機能を耐用年数を通して持続できる路盤であることも大切な条件である。これらのためには、材料が適切な粒度を有し、路盤として十分な強度を持つように施工されることは勿論であるが、

表-3.2 野比試験舗装の路盤の施工管理試験結果

基 準		管 理 試 験 結 果					備 考	
粒 度 調 整 碎 石	各層仕上り密度 JIS A 1210 の 2.5 による γ_{dmax} の 100% 以上	JIS A 1210 の 2.5 による $\gamma_{dmax}=2.23 \text{ g/cm}^3, w_{opt}=8.3\%$					材質規定 1)比重 2.5以上 2)吸水率 2.5mm以上 1%以下 2.5mm以下 3%以下 3)ロスアンゼルスすりへり減量 45%以下 4)硫酸ナトリウム損失量 12%以下 5)0.42mmフルイ通過分 P I 6%以下 L L 25%以下	
			1層目	2層目	3層目	4層目		5層目
		No. 1	2.235	2.237				
		No. 2	2.224	2.272	2.358			
		No. 3	2.318	2.243	2.320	2.161		
		No. 4	2.262	2.269	2.245	2.349		2.208
		No. 5	2.250	2.218				
		No. 6	2.281					
		No. 7	2.246					
		No. 8	2.279					
		No. 9	2.116					
		No. 10	2.191	2.209				
		No. 11	2.193	2.197	2.313			
		No. 12	2.194	2.221	2.182			
		No. 13	2.218	2.220	2.199	2.333		
		No. 14	2.110					
		No. 15	2.124					
No. 16	2.190							
No. 17	2.179							
(単位 g/cm^3)								

基 準		管 理 試 験 結 果					備 考	
ア ス フ ア ル ト 安 定 処 理	マーシャル基準値 (75回突固め)	試 験 区 画	No.5-1 (AC-1)	No.5-2 (AC-2)	No.6-1 (AC-3)	No.6-2 (AC-4)	使用骨材材質規定粒 度調整碎石と同じ	
	フロー値 (1/100mm)	アスファルト量 (%)	3.5	4.0	3.0	3.5		
	10~40	アスファルト抽出試験	3.46	3.95	2.95	3.43		
	空隙率 (%)	安定度 (kg)	435 (350)	520 (450)	305 (250)	435 (350)※		
	3~12	フロー値 (1/100mm)	24	26	20	24		
	安定度 250, 350, 450kg の3種類	空隙率 (%)	13.7	13.0	16.2	13.7		
	縮固め度	密 度 (g/cm ³)	2.174	2.244	2.207	2.165		
	マーシャル基準密 度の96%以上	縮固め度 (%)	97.7	100.9	101.3	97.4		
	※ () 内は安定度の目標値							
	セ メ ン ト 安 定 処 理	縮固め度	試験区画	目標の q_u (kg/cm ²)	セメント量 (%)	w (%)		γ_d (g/cm ³)
JIS A 1210 の1.4 による γ_{dmax} の96 %以上		No. 7-1	20	2	8.4	2.275	9.3	
材令7日強度 q_u (6日養生, 1日 水浸)		No.14-2	20	2	7.8	2.280	9.3	
10, 20, 30, 40kg/ cm ² の4種類		No.16-1	10	2(石粉なし)	6.9	2.272	5.8	
		No.16-2	20	2	7.5	2.269	9.3	
		No.17-1	30	4.1	7.2	2.302	18.6	
		No.17-2	40	5.4	9.0	2.274	35.6	
ス テ グ		JIS A 1210 の2.4による $\gamma_{dmax}=1.942\text{g/cm}^3$, $w_{opt}=9.3\%$ No. 7-2 $\gamma_d=2.123\text{g/cm}^3$, $w=5.2\%$ 骨材試験結果 比 重 2.569 吸 水 率 4.3% ロスアンゼルスすりへり減量 28% 硫酸ナトリウム損失量 2.0%						
	浸 透 式 マ カ ダ ム	骨材試験結果		粗骨材	目 潰 し 材		使用骨材材質規定 1)ロスアンゼルスす りへり減量 45%以下 2)硫酸ナトリウム損 失量 12%以下	
		骨 材 寸 法		80~20	20~5	5~0		
		比 重		2.728	2.697	2.612		
吸 水 率 (%)		0.7	1.2	3.0				
ロスアンゼルスすりへり減量(%)		10.7	11.3	—				
硫酸ナトリウム損失量 (%)		7.8	5.3	—				
リ ー ン コ ン ク リ ー ト	普通ポルトランドセ メント	スランブ 8 cm						
	7日強度 σ_7 50, 80kg/cm ² の2 種類	骨 材	細骨材	粗骨材				
		最大寸法(mm)	5	40				
		粗 粒 率	2.95	7.34				
		表乾比重	2.63	2.65				
		セメント量 (kg/m ³)	水セメン ト比	細骨材率	σ_7 (kg/cm ²)	σ_{28} (kg/cm ²)		
		No.14-1 (LC-3)	182	87.9	42.3	35		52
	No.15-1 (LC-1)	215	66.5	39.6	93	188		
	No.15-2 (LC-2)	182	87.9	42.3	35	52		

多層系路盤面上におけるK値の推定方法に関する研究

表-3.3 載荷槽内試験舗装の路盤の施工管理試験結果

基準		管理試験結果					備考
下層	山砂	現場密度試験 JIS A 1210 の 2.4 による $\gamma_{dmax} = 1.800g/cm^3$, $w_{opt} = 14\%$ A-2 1.697g/cm ³ C-1 1.442g/cm ³ C-2 1.412g/cm ³					
		参考 { 比重 2.706 PI NP 修正CBR 13.5, 514.0%					
路盤	切込碎石	現場密度試験 JIS A 1210 の 2.5 による $\gamma_{dmax} = 2.13g/cm^3$, $w_{opt} = 5.5\%$ $2.13 \times \frac{95}{100} = 2.023g/cm^3$					材質規定 1)比重 2.5以上 2)ロスアンゼルスすりへり減量 50%以下 3)0.4mm フルイ通過分 PI 6%以下 4)修正CBR (JIS A 1211) 60%以上
	各層仕上り密度 JIS A 1210 の 2.5 による γ_{dmax} の 95% 以上		1層目	2層目	3層目	4層目	
		A-1	2.095	2.146	2.074	2.184	2.108
		A-2	2.148	2.122			
		A-3	2.157	2.078			
		C-1	2.188	2.163			
		C-2	2.129	2.183			
		参考 { 比重 2.760 PI (0.4以下) 3.4 修正CBR 72.0, 66.0% 吸水 1.70%					
中間路盤(アス舗装)	セメント安定処理	i) 1軸圧縮強度 (kg/cm ²)					材質規定 1)比重 2.5mm以下 2.0以上 2.5mm以上 2.3以上 2)ロスアンゼルスすりへり減量 50%以下 3)吸水率 2.5mm以下 5%以下 2.5mm以上 2%以下
	締固め度 JIS A 1210 の 1.4 による γ_{dmax} の 95% 以上 材令 7 日強度 q_u (6 日養生, 1 日水浸) 30kg/cm ² 以上		1層目	2層目	3層目	4層目	
		A-2	53.5	37.7			
		A-3	46.3	54.1	50.2	51.3	
			35.7				
		ii) 現場密度試験 JIS A 1210 の 1.4 による $\gamma_{dmax} = 2.125g/cm^3$ $2.125 \times \frac{96}{100} = 2.040g/cm^3$					
			1層目	2層目	3層目	4層目	
		A-2	2.131	2.104			
		A-3	2.084	2.216	2.148	2.122	

基 準	管 理 試 験 結 果	備 考	
中間路盤 (コンクリート版下)	アスファルト安定処理 ii) マーシャル試験 1層目 安定度(kg) 1,380 1,320 1,080 1,265 1,005 1,325 フロー値(1/100cm) 32 20 28 35 28 29 空隙率(%) 5.6 5.1 2層目 安定度(kg) 1,125 1,155 1,170 1,125 1,290 1,080 フロー値(1/100cm) 24 28 30 28 28 38 空隙率(%) 5.4 5.0 3層目 安定度(kg) 945 990 1,050 1,095 960 930 フロー値(1/100cm) 22 30 29 35 24 28 空隙率(%) 5.8 5.6 iii) 密度試験 マーシャル (50回) 基準密度 = 2.340g/cm ³ $2.340 \times \frac{94}{100} = 2.20g/cm^3$ 2.444, 2.422, 2.344, 2.299, 2.397, 2.422	材質規定 1)比重 2.5以上 2)吸水率 2.5mm以下 1%以下 2.5mm以上 3%以下 3)ロスアンゼルスすりへり減量 40%以下 4)0.4mm フルイ 過分 P I 9%以下	
	粒調砕石 現場密度試験 JIS A 1210 の2.5による, $\gamma_{dmax} = 2.242g/cm^3, w_{opt} = 6.6\%$ $2.242 \times \frac{95}{100} = 2.13g/cm^3$	1層目 2層目 3層目 4層目 A-1 2.234 2.194 2.160 2.196 参考 { 比重 2.762 吸水水 1.6% P I NP 修正CBR 89%	材質規定 1)比重 2.5以上 2)吸水率 2.5mm以下 3%以下 2.5mm以上 1%以下 3)ロスアンゼルスすりへり減量 40%以下 4)0.4mm フルイ 過分 P I 4%以下 5)修正CBR 85%以上
	上層 アスファルト安定処理 ii) マーシャル試験 1層目 安定度(kg) 975 1,035 1,020 1,155 1,215 1,125 フロー値(1/100cm) 23 28 29 36 28 31 空隙率(%) 6.1 5.4 2層目 安定度(kg) 1,080 1,020 1,050 990 1,170 1,095 フロー値(1/100cm) 28 37 31 33 29 26 空隙率(%) 4.5 4.7 3層目 安定度(kg) 1,020 915 1,050 1,260 1,080 810 フロー値(1/100cm) 35 28 35 33 28 32 空隙率(%) 4.1 4.5 iii) 密度試験 マーシャル (50回) 基準密度 = 2.345g/cm ³ $2.345 \times \frac{96}{100} = 2.250g/cm^3$ 2.355, 2.408, 2.455, 2.439, 2.450, 2.412	材質規定 1)比重 2.5以上 2)吸水率 2.5mm以下 2%以下 2.5mm以上 1%以下 3)ロスアンゼルスすりへり減量 40%以内 4)0.4mm フルイ 過分 P I 9%以下	
	路盤 ストレートアスファルト(80/100) アスファルト量 4.5%以上 マーシャル基準値 安定度(kg) 500以上 フロー値 (1/100cm) 17-30 空隙率(%) 8以下 各層仕上がり密度 マーシャル基準密度 (50回) の96%以上とする	参考 { 比重 2.733 吸水粗 0.3% 吸水細 0.74% P I NP ロスすりへり 17.8%	

多層系路盤面上におけるK値の推定方法に関する研究

表-3.4 東京, 大阪, 新潟各空港の調査地点の路床, 路盤の施工管理試験結果

基 準		管 理 試 験 結 果		備 考
東 京 空 港	路 床	JIS A 1210 の 2.4 による $\gamma_{dmax}=1.810\text{g/cm}^3$, $w_{opt}=12.1\%$ No.1 1.798g/cm ³ No.4 1.619g/cm ³ No.2 1.669g/cm ³ No.5 1.708g/cm ³ No.3 1.723g/cm ³ No.6 1.597g/cm ³		
	下 層 路 盤	切込碎石 JIS A 1210 の 2.4 による $\gamma_{dmax}=2.185\text{g/cm}^3$, $w_{opt}=8.0\%$ No.1 2.109g/cm ³ No.2 1.984g/cm ³ No.6 2.061g/cm ³		
	上 層 路 盤	粒調碎石 JIS A 1210 の 2.4 による $\gamma_{dmax}=2.161\text{g/cm}^3$, $w_{opt}=7.8\%$ No.1 2.075g/cm ³ No.2 2.090g/cm ³ No.6 2.039g/cm ³		
大 阪 空 港	路 床		JIS A 1210 の 2.4 に よる $\gamma_{dmax}(\text{g/cm}^3)$	現場密度 $\gamma_d(\text{g/cm}^3)$
		A	1.900	1.492 1.565
		B	1.870	1.496
		C	1.834	1.517
		D	1.826	1.458 1.504 1.518
東 京 空 港	真 砂	JIS A 1210 の 2.4 による $\gamma_{dmax}=2.094\text{g/cm}^3$, $w_{opt}=7.6\%$		
	下 層 路 盤		現 場 密 度 $\gamma_d(\text{g/cm}^3)$	現 場 CBR
		第1層	1.933	24.0
		第2層	2.007	40.4
		第3層	1.899	22.2
		第4層	1.903	31.2
		第5層	1.916	21.4
		第6層	1.822	25.1
		第7層	1.974	26.8
		第8層	1.861	20.1
東 京 空 港	セメント安定処 理	i) 1軸圧縮強度 (kg/cm ²) 10.5, 11.3, 11.6		
	上 層 路 盤	ii) 現場密度試験 $\gamma_{dmax}=2.106\text{g/cm}^3$ $\left\{ \begin{array}{l} 1.975\text{g/cm}^3 \\ 2.166\text{g/cm}^3 \\ 2.109\text{g/cm}^3 \end{array} \right.$		

基 準		管 理 試 験 結 果	備 考
大阪空港(続き)	上層路盤	JIS A 1210 の 2.5 による $\gamma_{dmax}=2.122\text{g/cm}^3$ $\left\{ \begin{array}{l} 2.216 \\ 2.215 \\ 2.197 \end{array} \right.$	
	路床	JIS A 1210 の 2.4 による $\gamma_{dmax}=1.596\text{g/cm}^3, w_{opt}=15.3\%$ 延長部 拡幅部 $\left\{ \begin{array}{l} 1.596\text{g/cm}^3 \\ 1.610\text{g/cm}^3 \\ 1.550\text{g/cm}^3 \end{array} \right.$ $\left\{ \begin{array}{l} 1.590\text{g/cm}^3 \\ 1.602\text{g/cm}^3 \\ 1.559\text{g/cm}^3 \end{array} \right.$	
潟 空 港	下層路盤	JIS A 1210 の 2.4 による $\gamma_{dmax}=2.137\text{g/cm}^3, w_{opt}=8.2\%$ 延長部 拡幅部 $\left\{ \begin{array}{l} 2.132\text{g/cm}^3 \\ 2.129\text{g/cm}^3 \\ 2.131\text{g/cm}^3 \end{array} \right.$ $\left\{ \begin{array}{l} 2.131\text{g/cm}^3 \\ 2.122\text{g/cm}^3 \\ 2.129\text{g/cm}^3 \end{array} \right.$	
	上層路盤	JIS A 1210 の 2.4 による $\gamma_{dmax}=2.208\text{g/cm}^3, w_{opt}=8.3\%$ 延長部 拡幅部 $\left\{ \begin{array}{l} 2.198\text{g/cm}^3 \\ 2.173\text{g/cm}^3 \\ 2.181\text{g/cm}^3 \end{array} \right.$ $\left\{ \begin{array}{l} 2.190\text{g/cm}^3 \\ 2.184\text{g/cm}^3 \\ 2.182\text{g/cm}^3 \end{array} \right.$	

他に使用骨材が強固で耐久性のあるものであることも重要な要素である。空港アスファルト舗装構造設計要領の付録あるいはアスファルト舗装要綱には、路盤用骨材の材質に関する規定があり、路盤に使用予定の骨材は所要の試験を実施し、これらの基準に基づいて使用の適否を判定する。付録Aにはこれらの基準を一覧表にして示してある。今回調査の対象になった路盤の使用骨材は、いずれも空港アスファルト舗装構造設計要領の付録の規定を満足するものであった。

3.2 施工管理試験結果

路盤用として所要の材質、粒度などを有する材料が得られたならば、現地で入念な施工のもとに所要の強度となるように路盤が製作される。施工の良否を判定し、路盤として十分な強度と機能を有するものであるかどうかを検討するために、施工管理基準がある。現在のところ空港舗装工事の多くは、空港アスファルト舗装構造設計要領の付録あるいはアスファルト舗装要綱に示された基準に準じた施工管理を行なっている。付録Bにおいて、

両基準のうちから路盤の施工管理に関するものを抜取り、一覧表にして示した。

表-3.2~3.4では、野比試験舗装、載荷槽内試験舗装、各空港の路床、路盤に対して、仕様書等で規定された基準と施工管理試験の結果を、それぞれの調査ごとに示した。野比試験舗装の安定処理材で、強度の目標値に付録Bの基準以下の値が含まれているのは、この舗装が2.の(1)で述べたような試験目的を持つためである。一部の施工管理試験結果で基準を下まわっているものもみられるが、大部分は十分な施工によって良好な路盤が形成されている。本研究では主に付録Bなどの基準を満足する路盤の路盤効果を判定することが目的であるので、施工管理試験結果が基準以下の値で十分な路盤効果を発揮していないと考えられる実測結果は、4.の実測結果の整理では省くことにした。

4. 各種路盤上のK値の推定

4.1 2層系弾性理論に基づく路盤効果

弾性係数 E の一樣地盤に、半径 a なる円形面に等分布荷重 p が加わった場合に、円形面の中心線下のある一点の沈下量 A_2 は、地盤のポアソン比を0.5とすれば、次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} A_2 &= \frac{pa}{E} F \\ F &= \frac{3}{2} \frac{1}{[1+(x/a)^2]^{3/2}} \end{aligned} \right\} \quad (4.1)$$

地表面における沈下量 A_0 は、式(2.1)において $x=0$ とすれば、次式となる。

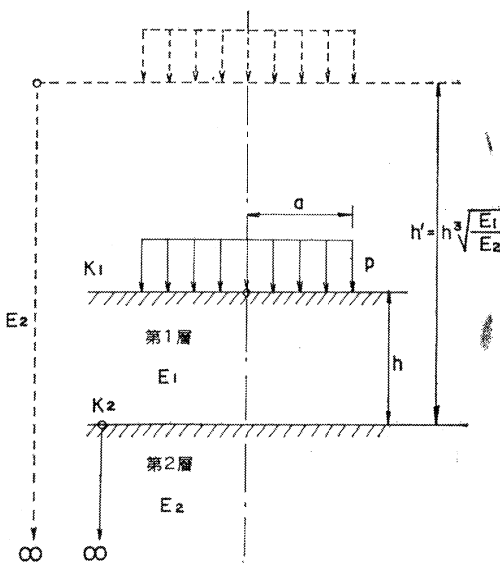
$$A_0 = \frac{1.5pa}{E} \quad (4.2)$$

剛性円形載荷板に荷重をかけるときは、地表面の沈下量は次式のようになる。

$$A_0 = \frac{1.18pa}{E} \quad (4.3)$$

道路、空港などの舗装では、路床上に路盤をつくる。この場合、路盤の弾性係数は路床の弾性係数と異なるので(通常路盤の弾性係数の方が大きい)、路盤上に載荷された場合には、路盤あるいは路床中の一点に生ずる変形量は、一樣地盤の場合と異なってくる。

図-4.1に示したように、第1層の厚さを h 、第1層と第2層の土の弾性係数をそれぞれ E_1, E_2 、ポアソン比をともに0.5とすれば、Barber¹⁵⁾によれば第1層の厚さ h は第2層と同じ土が h' だけ第2層の上におかれ、その上



第1層を第2層と同じ弾性地盤におきかたしときの説明図

図-4.1 2層構造の説明図

から載荷された力学的効果と同じにある。そして、Barberによれば、

$$h' = h \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_2}} \quad (4.4)$$

である。

式(4.4)を式(4.1)に代入すれば、第1層と第2層の境界における沈下量 A_h は

$$\left. \begin{aligned} A_h &= \frac{1.5pa}{E_2} \cdot f\left(\frac{h}{a}, \frac{E_1}{E_2}\right) \\ f\left(\frac{h}{a}, \frac{E_1}{E_2}\right) &= \frac{1}{[1+(h/a)^2(E_1/E_2)^{2/3}]^{1/2}} \end{aligned} \right\} \quad (4.5)$$

となり、第1層の圧縮による沈下量 A_1' は

$$\begin{aligned} A_1' &= \frac{1}{(E_1/E_2)} \left(\frac{1.5pa}{E_2} - A_h \right) \\ &= \frac{1.5pa}{E_1} \left\{ 1 - f\left(\frac{h}{a}, \frac{E_1}{E_2}\right) \right\} \end{aligned} \quad (4.6)$$

となる。

したがって、第1層の表面における沈下量 A_1 は、次のように計算される。

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= A_1' + A_h = \frac{1.5pa}{E_2} F_w \\ F_w &= f\left(\frac{h}{a}, \frac{E_1}{E_2}\right) + \frac{1}{(E_1/E_2)} \left\{ 1 - f\left(\frac{h}{a}, \frac{E_1}{E_2}\right) \right\} \\ &= \frac{1}{[1+(h/a)^2(E_1/E_2)^{2/3}]^{1/2}} \\ &\quad + \frac{1}{(E_1/E_2)} \left[1 - \frac{1}{[1+(h/a)^2(E_1/E_2)^{2/3}]^{1/2}} \right] \end{aligned} \right\} \quad (4.7)$$

ここに、 F_w をBarberの沈下係数といい、図-4.2には種々の $h/a, E_1/E_2$ に対する F_w の値を示した。

このような2層系弾性地盤の場合も、剛性円形載荷板に荷重をかけたときには、式(4.3)と同様に、第1層の表面の沈下量は、

$$A_1 = \frac{1.18pa}{E_2} F_w \quad (4.8)$$

となる。

今、平板載荷試験にこの理論を応用してみると、第1層表面と第2層表面での K 値をそれぞれ K_1, K_2 とすれば、 $K=p/d$ であるので、式(4.3)と式(4.8)から、 K_1, K_2 はそれぞれ次のように表わされる。(図-4.1参照)

$$K_1 = \frac{E_2}{1.18aF_w} \quad (4.9)$$

$$K_2 = \frac{E_2}{1.18a} \quad (4.10)$$

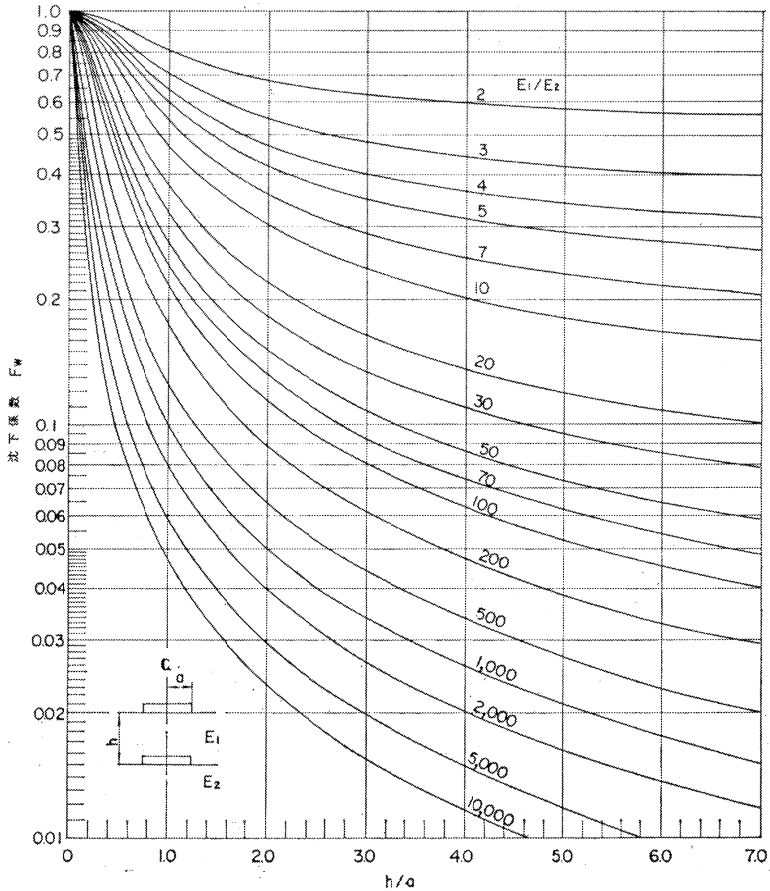


図-4.2 Barber の沈下係数

この2式から、路盤効果 K_1/K_2 は次式のように沈下係数の逆数として与えられる。

$$\frac{K_1}{K_2} = \frac{1}{F_w} \quad (4.11)$$

図-4.3には、種々の E_1/E_2 の値に対して、 h/a と K_1/K_2 の関係を示した。この図から判断すれば、路盤効果は路床あるいは下層の路盤の弾性係数によって大きく左右されることが分かり、実測結果にもこの影響が含まれていることが類推され、路盤材料による一律な路盤効果の決定には問題があるかもしれない。

4.2 路盤効果の実測結果

調査の行なわれた路床、路盤の材料試験および施工管理結果は3. で示したが、いずれも空港アスファルト舗装構造設計要領の付録あるいはアスファルト舗装要綱の規定にしたがっており、平板載荷試験の精度等を考慮するならば、同種路盤についてみれば、路盤材料の変動が K

値に及ぼす影響はさほど顕著なものとは考えられない。図-4.6～4.14には全調査結果のうち施工管理基準を満足するものについて、路盤材料ごとにとりまとめて示してあるが、これらの図でも調査地点あるいは材料の違いによる影響はみられない。

4.1に示した弾性理論にしたがえば、路盤効果 K_1/K_2 は上層と下層の弾性係数の比 (E_1/E_2) と路盤厚さを表わす無次元数 h/a (h : 層厚, a : 載荷板の半径) によって決まる。弾性係数 E_2 の路床上に弾性係数 E_1 の路盤材料を積み上げていく場合には、 E_1/E_2 は一定で、 K_1/K_2 は h/a だけに支配されることになる。大阪空港の下層路盤材料の真砂を例にとり、実測結果からこの性質を調べてみたのが図-4.4で、 h と K_1/K_2 の関係を3種類の載荷板について示してある。これに対して、図-4.5は h/a と K_1/K_2 の関係であり、載荷板の径にかかわらず1本の曲線で示されることが分かる。このように理論、実

多層系路盤面上における K 値の推定方法に関する研究

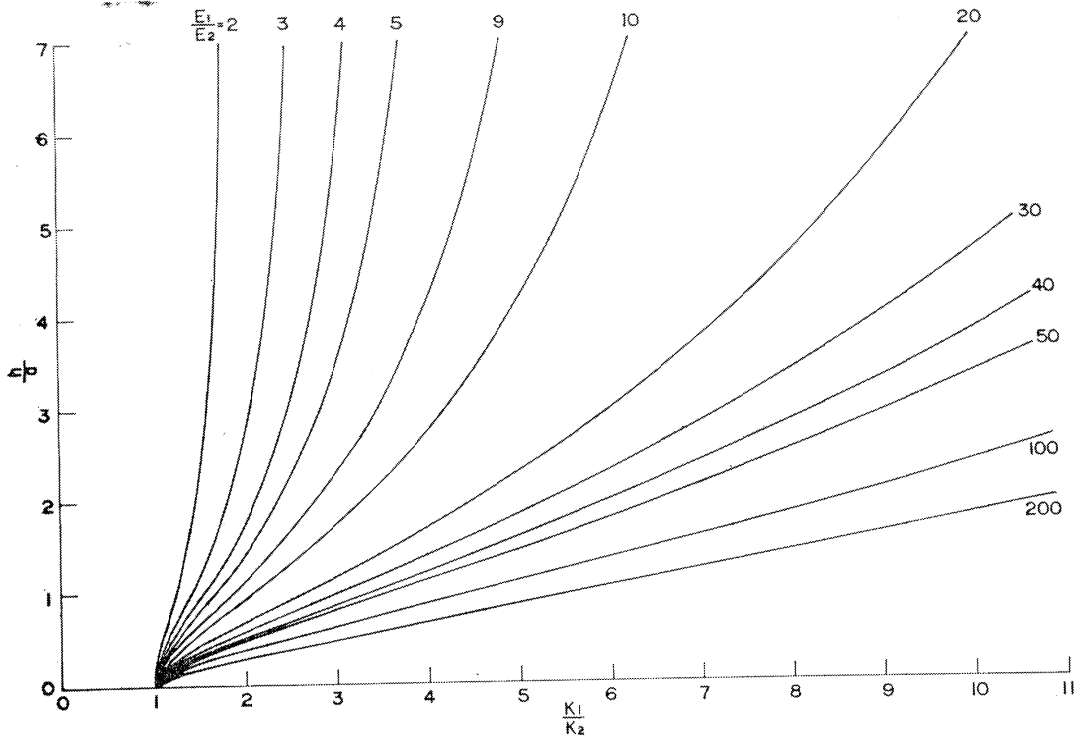


図-4.3 路盤厚さ (h/a) と路盤効果 (K_1/K_2) の関係 (Barber の弾性理論による)

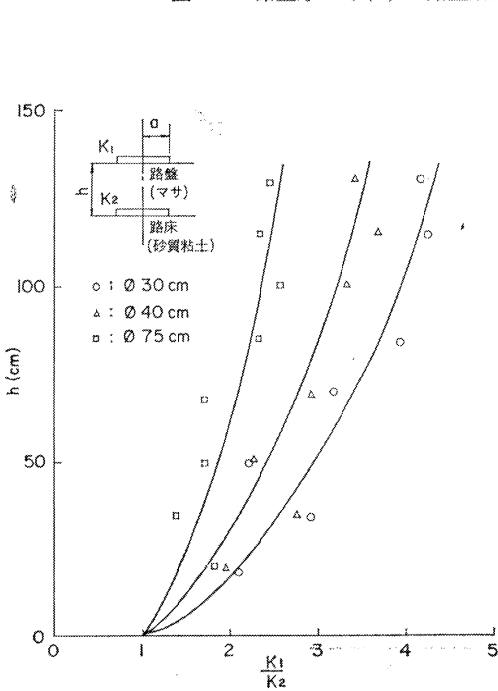


図-4.4 路盤厚さ (h) と路盤効果 (K_1/K_2) の関係

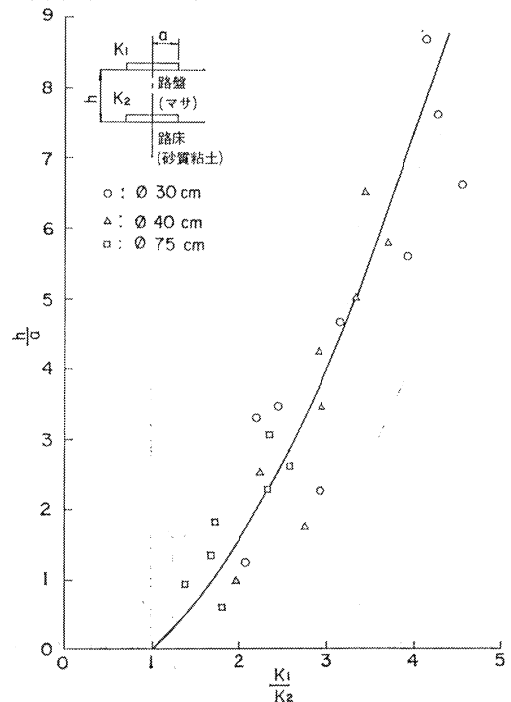


図-4.5 路盤厚さ (h/a) と路盤効果 (K_1/K_2) の関係

測の両結果から、路盤効果 K_1/K_2 は E_1/E_2 の値が決まれば h/a の大きさにより一義的に決まることが証明されたわけで、図-4.4のような層厚と路盤効果の関係を求めることは煩雑であるばかりでなく普遍的でないので、以下の結果の整理では全て h/a と K_1/K_2 の関係を使用することにする。

路盤効果の研究の対象となった路盤材料は全部で8種類であり、調査結果を路盤材料ごとにとりまとめ、 h/a と K_1/K_2 の関係で示したのが図-4.6~4.14である。いずれの路盤材料についても測定結果のバラツキは非常に

大きく、これらから何らかの定性的関係を求めることすら困難である。前節の理論で明らかになったことであるが、路盤効果 $K_1 \sim K_2$ は上、下層の弾性係数の比 E_1/E_2 に大きく影響される。ある規定を満足する同種路盤についてみると、上層の弾性係数 E_1 は通常さほど大きく変化しないと考えられるので、下層の弾性係数 E_2 が E_1/E_2 の値を変化させる。 E_2 の値の変化が大きければ E_1/E_2 の値も大きく変動する。図-4.6~4.14にはこの影響もかなり含まれていることが予想される。

1層系地盤の弾性係数を平板載荷試験から求める場

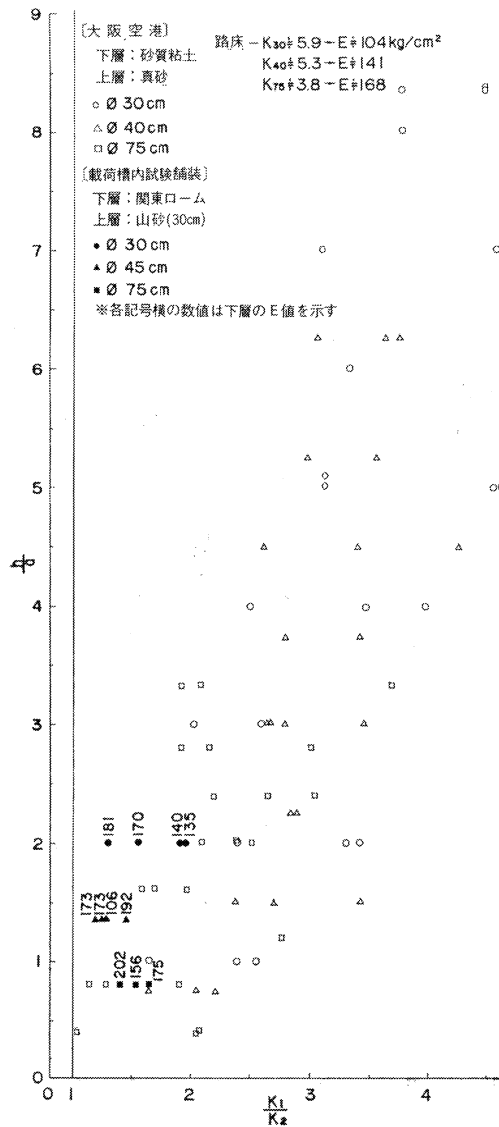


図-4.6 h/a と K_1/K_2 の関係の実測結果 (山砂)

多層系路盤面上におけるK値の推定方法に関する研究

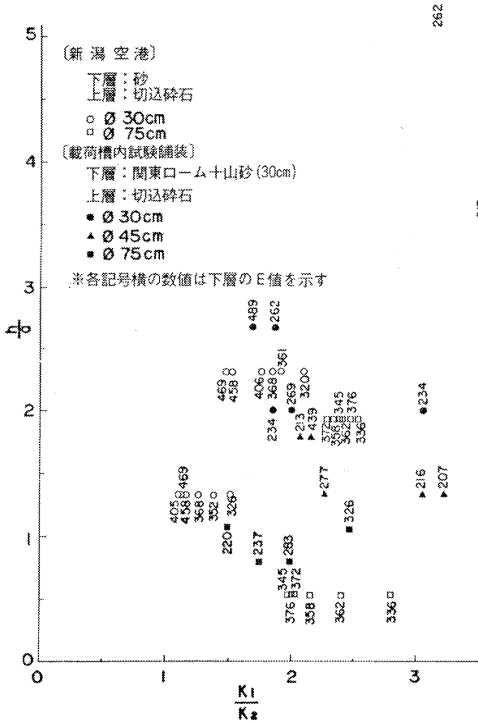


図-4.7 h/a と K_1/K_2 の関係の実測結果 (切込碎石)

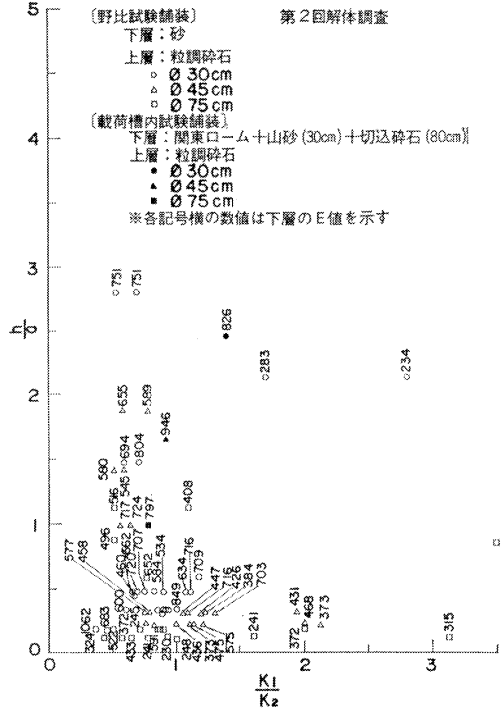


図-4.9 h/a と K_1/K_2 の関係の実測結果 (粒調碎石(2))

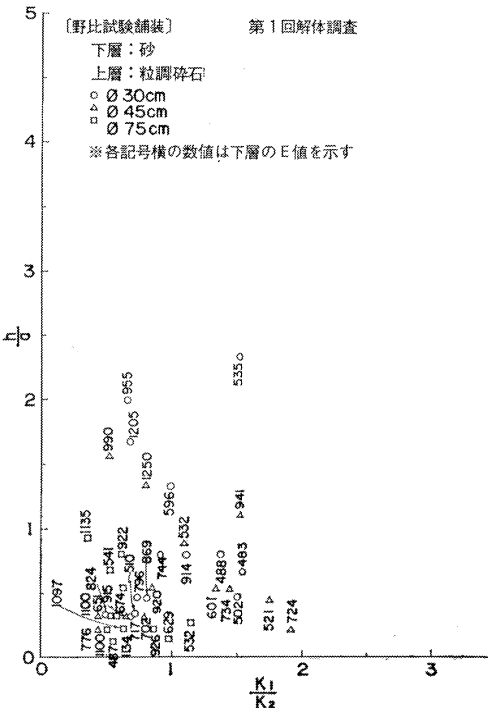


図-4.8 h/a と K_1/K_2 の関係の実測結果 (粒調碎石(1))

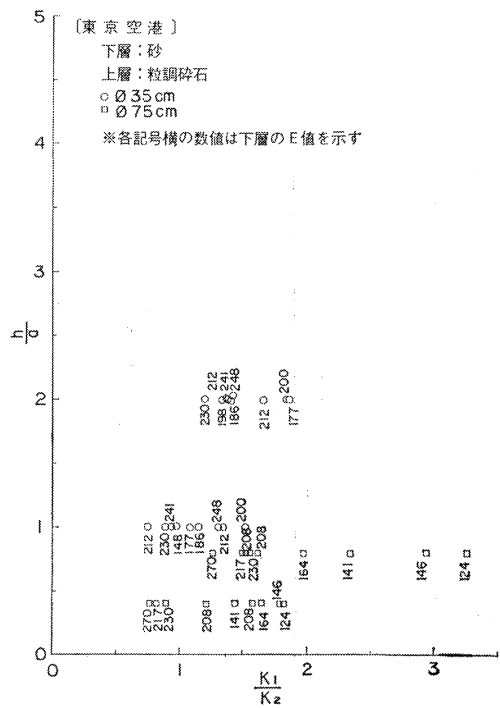


図-4.10 h/a と K_1/K_2 の関係の実測結果 (粒調碎石(3))

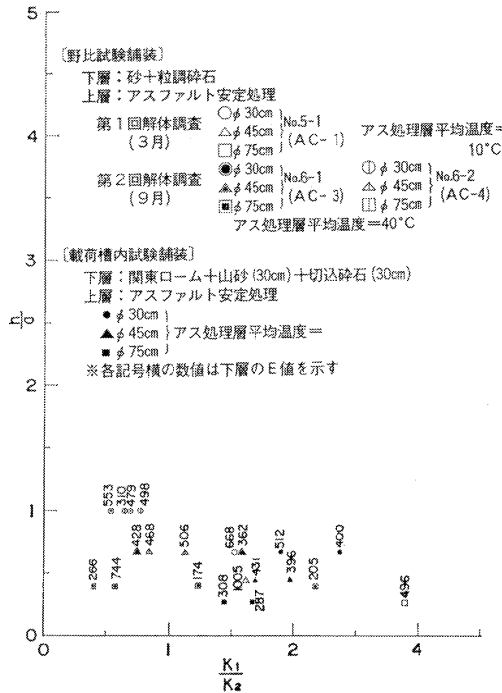


図-4.11 h/a と K_1/K_2 の関係の実測結果 (アスファルト安定処理)

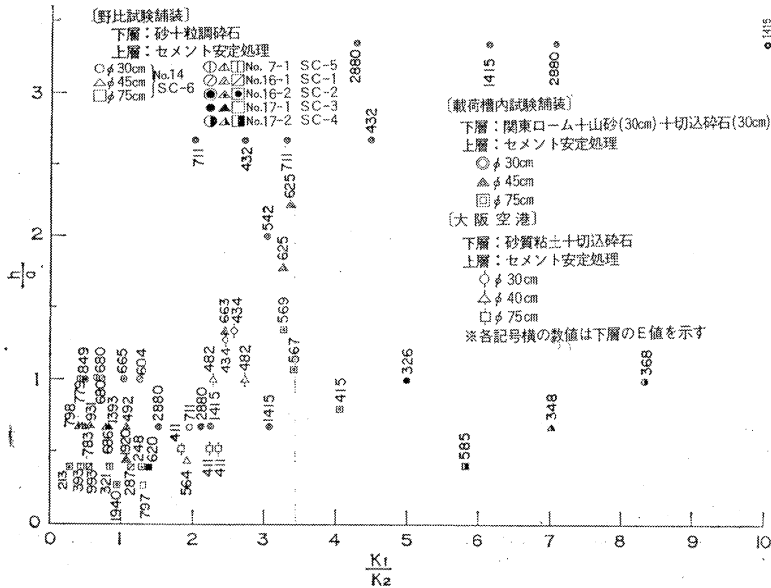


図-4.12 h/a と K_1/K_2 の関係の実測結果 (セメント安定処理)

多層系路盤面上におけるK値の推定方法に関する研究

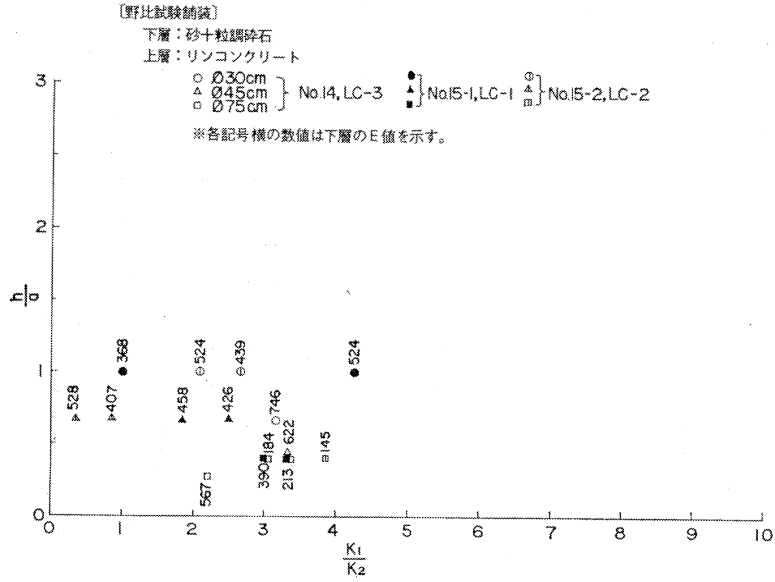


図-4.13 h/a と K_1/K_2 の関係の実測結果（リンコンクリート）

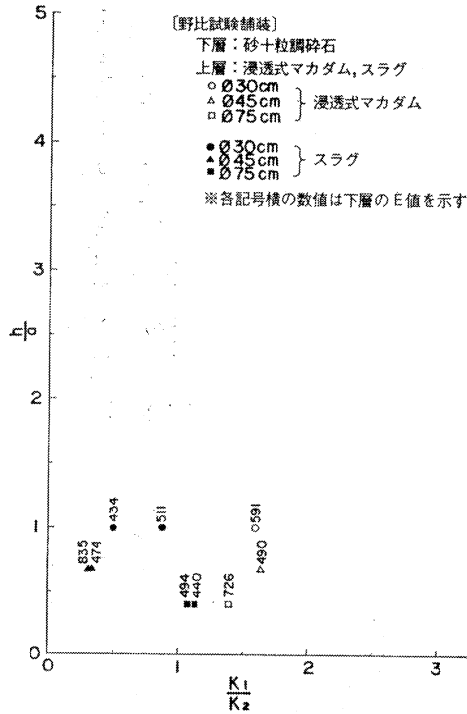


図-4.14 h/a と K_1/K_2 の関係の実測結果（浸透式マカダム, スラグ）

合、式(4.10)から各載荷板に対して次に示すような関係が求まる。路盤が1層の場合には、路床の弾性係数をこれらの式から求め、これを E_2 とする。

$$\left. \begin{aligned} E_{30} &= 17.7K_{30} \\ E_{40} &= 23.6K_{40} \\ E_{45} &= 26.6K_{45} \\ E_{75} &= 44.3K_{75} \end{aligned} \right\} \quad (4.12)$$

路盤が多層構造をなし、上層の路盤を考える場合が問題となる。このような場合にも、対象の路盤の下にある複数の層を、1層系地盤に置き換えて考えることにより、式(4.12)を応用することができる。すなわち、対象路盤の直下の層で測った K 値は、以下の全層の平均的な値であるとみなし、式(4.12)を適用して弾性係数を求め、この値を E_2 と考えるわけである。これは K_2 という支持力係数を与える一様地盤の弾性係数が E_2 であるともいい換えられる。

このようにして求めた下層の弾性係数が、図-4.6~4.14の図中の各記号の横に示されている数字である。

図-4.6~4.14に示した結果は、全て上層の弾性係数が下層の弾性係数よりも大きいと考えられる場合についてであるので、常識的には常に $K_1/K_2 > 1$ であるべきであるが、材料によってはいくつかの実測結果でこれが1以下になっている。このような現象が野比試験舗装と載荷槽内試験舗装の調査から求めた結果に対して特に顕著であることは、これらの調査が舗装解体時に行なわれたことに起因しているものと考えられる。すなわち、ある種の路盤材料では、解体時に表面が乱されやすく、試験前に加える 0.35kg/cm^2 の荷重では元に戻らず、その乱れの影響が入ったままの結果が示されているものがある。図-4.8, 4.9の粒度調整碎石で $K_1/K_2 < 1$ になっている結果の多くはこのような原因によるものである。図-4.11のセメント安定処理でも $K_1/K_2 < 1$ になるものがあるが、これは上述の原因の他に、 $K_1/K_2 < 1$ になる路盤の7日圧縮強度はいずれも 20kg/cm^2 以下であり、強度不足のために路盤効果が十分に発揮されていないことも一因として考えられる。結果の解析に際してはこれらの要素を十分考慮する必要がある。路盤製作時での試験や、乱れの影響を受けにくいリーコンクリート路盤などの試験では、上述のような問題はなかった。

温度の影響を大きく受けるアスファルト混合物による路盤では、試験時の路盤の温度を考慮した解析も必要となる。図-4.10のアスファルト安定処理の結果をみると、合材の安定度の相異よりも試験時の路盤の温度の相異が支配的要素であることが分かる。試験時の温度には

あまり差がないと考えられる野比試験舗装の No. 5-1 (試験3月)と載荷槽内試験舗装(試験1月)の結果の比較では、両者の安定度が大きく異なる(435kgと約1,000kg)にもかかわらず、路盤効果にはあまり差が表われていない。これに対し、野比試験舗装の各区画の安定度にはあまり差がないにもかかわらず、第1回解体時と第2回解体時で路盤効果が大きく異なり、第2回解体時の試験結果の中には $K_1/K_2 < 1$ になっているものすらある。試験時の安定処理層の平均温度をみると、第1回解体時では 10°C であるのが第2回では 40°C もあり、文献(20)の結果などからも両者の弾性係数には数倍の隔りがあることが推定され、この弾性係数の相異が路盤効果の差として表われているものと考えられる。図-4.14に示されている浸透式マカダムもアスファルト混合物の一種で、アスファルト安定処理同様温度の影響を受けることが想像されるが、実測データの不足によりはっきりした傾向は分からない。アスファルトの粘着力によって強度を発揮するアスファルト安定処理などとは違い、浸透式マカダムが主に碎石のかみ合いにより荷重を支持する機構になっていることを考えると、アスファルト安定処理の場合ほど温度の影響は受けにくいかもしれない。

表-4.1 砂の粒径と弾性係数 (Barkanによる)

砂の粒径 (mm)	$E(\text{kg/cm}^2)$
1.25 ~ 1.50	450
1.00 ~ 1.25	520
0.60 ~ 0.80	620
0.35 ~ 0.60	480
0.30 ~ 0.35	480
0.20 ~ 0.30	620

表-4.2 各種土質と弾性係数 (Barkanによる)

土の種類	$E(\text{kg/cm}^2)$
砂と有機質シルトの混った塑性シルト質粘土	310
砂の混った飽和褐色シルト質粘土	440
少し砂の混った締まったシルト質粘土	2,950
湿潤中砂	540
レキ混じり灰色砂	540
飽和細砂	850
中砂	830
レキ	1,000~1,300
レキ質土	1,200

※ E は拘束圧縮試験から求めた値

一部述べてきたことであるが、各路盤材料について材料の相異が弾性係数に及ぼす影響を考へてみる。Barkanが土の弾性的性質について示すデータ¹⁶⁾によれば、砂の粒径別の弾性係数は表-4.1のようであり、粒径の影響はわずかである。また砂分が60%以上になると、含水比が土の弾性係数に及ぼす影響もなくなる。各種の土質に対して拘束圧縮試験から求めた弾性係数を示したのが表-4.2で、砂は500~800kg/cm²程度、レキでは1,000~1,300kg/cm²と同一土質に分類されるものの弾性係数の変動は小さい。図-4.6~4.14の本研究の実測結果に示された各路盤材料は、野比試験舗装の安定処理材の強度規定を除いて、ほとんど空港アスファルト構造設計要領の付録かアスファルト舗装要綱の規定を遵守している。したがって、路盤材料ごとにみれば各調査別の材料の変化はさほど大きくなく、Barkanの結果などから判断して弾性係数についても変動は小さいものと推測される。

4.3 理論結果と実測結果の比較

4.1の2層系弾性理論の結果(図-4.3参照)から明らかのように、路盤効果 K_1/K_2 は路盤厚さ h すなわち h/a が同じでも、上層、下層の弾性係数の比 E_1/E_2 によって大幅に変化し、 E_1/E_2 が大きくなると図-4.15のように K_1/K_2 も大きくなる。路盤効果の実測結果をとりまとめた図-4.6~4.14でも、図中に示す下層路盤の弾性係数は調査あるいは測定点ごとに大幅に変動しており、路盤の E_1 を材料ごとにほぼ一定とみなせば、 E_1/E_2 も E_2 に対応して大幅に変化していそうである。

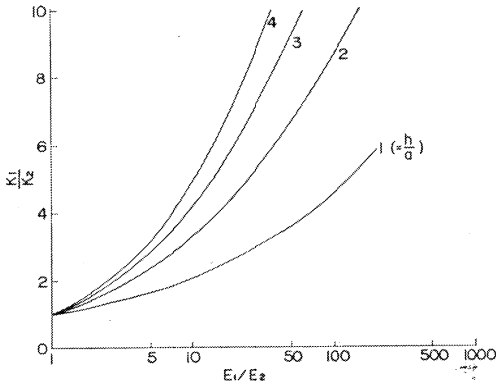


図-4.15 E_1/E_2 と路盤効果 (K_1/K_2) の関係

前節でも述べたように、本研究の調査の対象となった路盤の材料については、同種路盤材料に属するもの間で材料に大きな差異はなく、アスファルト安定処理などを除けば弾性係数の変化も小さいものと考えられる。この他にK値の精度などを考慮に入れると、路盤材料の弾

性係数 E_2 は材料ごとにある一定な値をとってもよさそうである。

図-4.6~4.14の実測結果において、路盤材料ごとに弾性係数を仮定し、 E_1/E_2 の大きさによって結果を整理しなおしたものが図-4.16~4.22である。実測結果のバラツキを考慮し、 E_1/E_2 にはある幅を持たせて分類した。この整理に際して材料あるいは施工条件の不適當なものは考慮からはずした。セメント安定処理のうち、7日圧

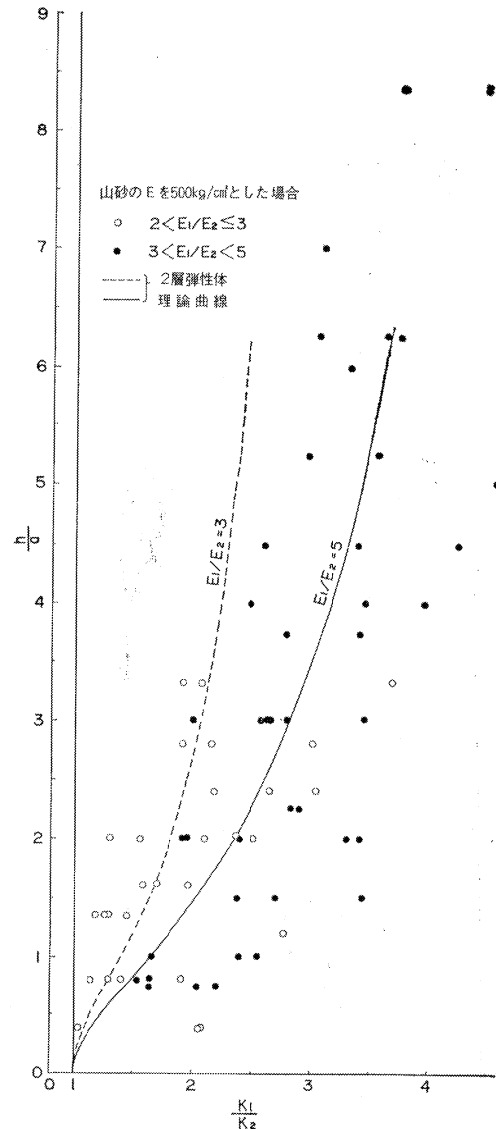


図-4.16 h/a と K_1/K_2 の関係における理論と実測結果の比較(山砂)

縮強度が 20kg/cm^2 以下のものは路盤効果が不十分なので考えていない。また、粒調碎石などの結果で一部乱れの影響の含まれたものがあるが、その程度が不明なので一応施工条件を満足するものは全て図-4.16~4.22には図示し、理論曲線との比較などのときに、この乱れの影響を考慮することにした。このような整理をすることによって、図-4.6~4.14だけからは判定できなかった路盤効果に与える E_1/E_2 の影響が明確になってきた。各路盤材料で2種類の E_1/E_2 の範囲を決めて図示してあるが、いずれの場合にも一般的に E_1/E_2 が大きい方が路盤効果が大きく、4.1の理論で判明した傾向を実験的に裏付けている。図中には4.1で求めた Barber の2層系弾性理論に基づく路盤効果の曲線も示してある。各路盤材料の弾性係数は実測結果とこのような理論曲線とがよく対応するように、何回かの試行で決めたものである。路盤材料ごとに、このような方法から求めた1つの弾性係数（アスファルト安定処理は除く）を用いて整理した実測結果と、2本の理論曲線（実測結果における E_1/E_2 の範囲の中間的な値に対するもの）とが比較的良好に対応して

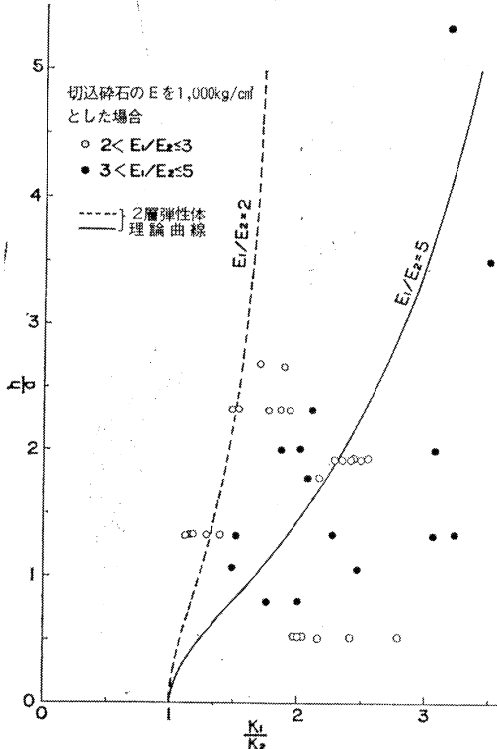


図-4.17 h/a と K_1/K_2 の関係における理論と実測結果の比較（切込碎石）

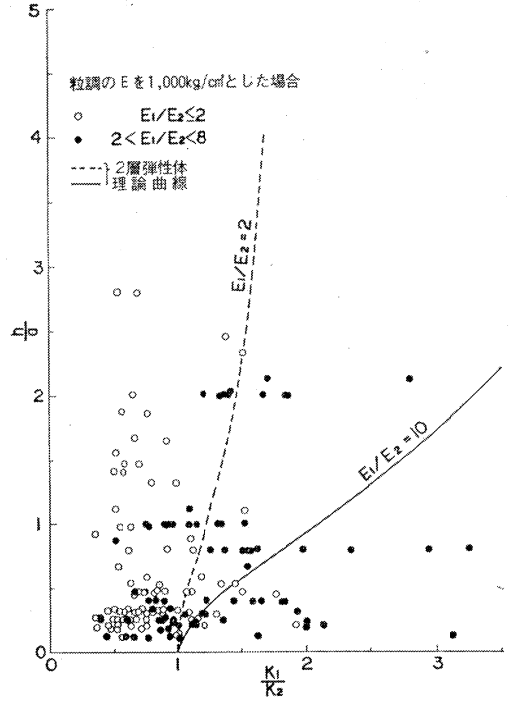


図-4.18 h/a と K_1/K_2 の関係における理論と実測結果の比較（粒調碎石）

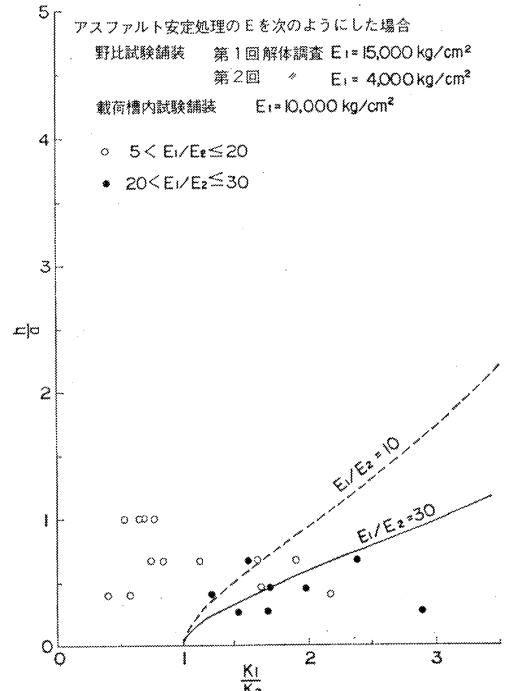


図-4.19 h/a と K_1/K_2 の関係における理論と実測結果の比較（アスファルト安定処理）

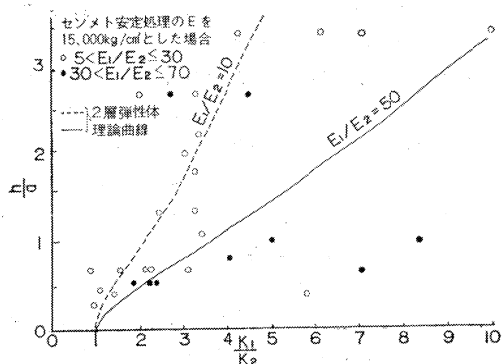


図-4.20 h/a と K_1/K_2 の関係における理論と実測結果の比較 (セメント安定処理)

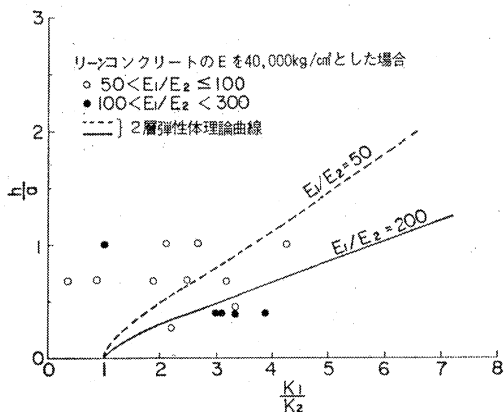


図-4.21 h/a と K_1/K_2 の関係における理論と実測結果の比較 (リーンコンクリート)

いることは、材料ごとに一つの弾性係数を仮定することの合理性を間接的に証明したものとえよう。また、図-4.16~4.22 で仮定した各路盤材料の弾性係数を用いるならば、図-4.3の理論曲線を路盤効果の推定に利用することもできると考えられる。

表-4.3 実測結果の整理に用いた路床、路盤の弾性係数

路盤材料	路盤の弾性係数 $E_1(\text{kg/cm}^2)$	下層の弾性係数 $E_2(\text{kg/cm}^2)$	E_1/E_2 の範囲
山砂	500	104~202	2.5~5
切込碎石	1,000	207~489	2~5
粒調碎石	1,000	124~1,250	1~8
セメント安定処理	15,000	213~2,880	5~70
リーンコンクリート	40,000	145~746	50~280
浸透式マカダム	2,500	496~726	3~6
スラグ	1,000	434~835	1~3

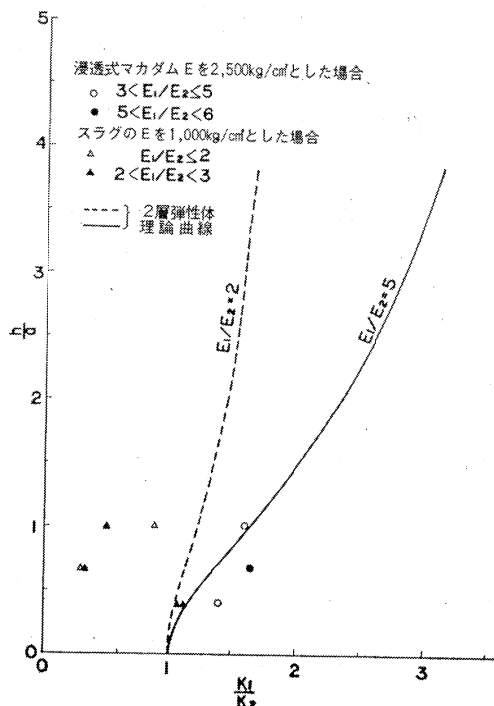


図-4.22 h/a と K_1/K_2 の関係における理論と実測結果の比較 (浸透式マカダム, スラグ)

表-4.3は図-4.16~4.22 で用いた各路盤の弾性係数を一覧表にしたものである。山砂、切込碎石、粒調碎石などの弾性係数について、表-4.1や4.2のBarkanの結果と比較してみると、山砂の500kg/cm²とレキの一種である切込碎石や粒調碎石の1,000kg/cm²という値がBarkanの結果と非常によく対応していることが分かる。また、Köglerの提案¹⁷⁾になるしまった砂層の変形係数500~800kg/cm²、しまったレキ層の1,000~2,000kg/cm²ともよい対応にあり、図-4.3の理論に合わせるように仮定された山砂、切込碎石、粒調碎石の弾性係数もそれほど不自然な値でないことが理解される。切込碎石と粒調碎石がどちらも弾性係数では1,000kg/cm²であることは一見不自然のように判断されるが、3.1で示したように粒調碎石が粒度的には切込碎石の一部をなしていることを考えれば当然の結果なのかもしれない。粒度分布のよい粒調碎石は耐久性という点で切込碎石より優れるので、弾性係数には粒度分布の良さは影響していないようである。

表-4.3にはアスファルト安定処理の値は示していないが、これはアスファルト安定処理が温度の影響を大きく受けて、弾性係数が一義的に決まらないためである。ア

スファルト安定処理の弾性係数に及ぼすマーシャル安定度の影響は、温度に比べるとわずかなので、図-4.19に示すスファルト安定処理の弾性係数は、試験時のスファルト安定処理層の平均温度から、文献(20)などを参照して仮定したものである。野比試験舗装の第1回解体時のスファルト安定処理層の平均温度が10°Cで、弾性係数が15,000kg/cm²とセメント安定処理と同じ値なのに対し、第2回解体時の平均温度が40°Cで弾性係数は4,000kg/cm²と1/4以下になっている。これらはいずれも試験時のスファルト安定処理層の温度をもとにしている。しかし、実際にスファルト安定処理層が存在するのはコンクリートスラブの下なので、このような状態でのスファルト安定処理層の温度を求め、これに基づいて弾性係数が決定されねば正しい路盤効果は求まらない。4.5ではコンクリートスラブ下のスファルト安定処理層の温度実測結果から、このような状態にあるスファルト安定処理層の温度の決め方が示されている。

図-4.2の浸透式マカダムとスラグについては、他の材料の傾向などを考慮しながら、一応弾性係数を決めてある。スラグは水硬性があり、長期間の後にはセメント安定処理に近い強度を示すことが言われているが、一般に舗装の供用は建設終了後すぐ行なわれることが多いので、初期の状態を考えて粒調砕石などと同じく弾性係数として1,000kg/cm²を取る方が安全であろう。しかし、浸透式マカダムとともに測定データが極端に少ないため、明確な結論は出すことができない。これらの材料については今後の多くの実験に待たねばならないであろう。

4.4 2層系弾性理論を利用した路盤K値の推定法

路盤効果について実測結果と理論結果の比較を前節に示した。K値の問題を検討する場合には、規定を満足する路盤材料に対し、一つの弾性係数を考えれば十分であり、その弾性係数を使えばBarberの2層系弾性理論に基づく路盤効果の関係(図-4.3)を、路盤K値の推定に利用できることも分かった。

図-4.16~4.22で実測結果を E_1/E_2 によって整理する場合に用いた路盤の弾性係数と下層の弾性係数の範囲は表-4.1に示されている。前節でも述べたように路盤の弾性係数は実測結果と図-4.3の理論結果の対応を考えて決定された値である。表中の下層の弾性係数は、路盤効果を考えている対象路盤の下にある層全てについての平均的な値であり、1層と考えられる場合もあれば多層構造になっている場合もある。一般の舗装では、下層から上層へ行くにしたがって、強度や耐久性の大きな良質な

材料が使われるので、ほとんどの場合上層の弾性係数の方が下層の弾性係数よりも大きくなっている。今回の調査結果でも、野比試験舗装の粒調砕石の一部の結果を除いて、全て上層の方が弾性係数大きい。路床近くに弾性係数の大きなセメント安定処理などを配置するサンドウィッチ舗装構造は、コンクリート舗装の路盤としては通常は考えられないので、ここでは下から上へ弾性係数が大きくなっていく路盤構造についてだけ考えることにする。

本研究の実測結果における下層の弾性係数 E_2 は、表-4.3に示す範囲内にあり、順次弾性係数の大きな材料を積み上げるので、各路盤材料についての E_2 としては通常は表に示す程度である。8種類の路盤材料全てについて、多くの材料と幅広い E_2 に基づく実測結果が、図-4.16~4.22に示すようにある路盤の弾性係数に対して理論曲線と比較的良好な対応をしていることから、図-4.3に示す理論に基づく路盤効果の関係を路盤K値の推定に利用することが考えられる。すなわち、従来の方では考えていなかった下層の弾性係数の影響を考慮した、多層系路盤でのK値の推定も可能な、ある程度普遍的な方法の提案ができる。

平板載荷試験の精度、結果のバラツキなどを考慮して、図-4.16~4.22では、ある範囲の E_1/E_2 の実測結果と、その範囲の中間的値に対する理論曲線とを対応させている。しかし、路盤K値の推定の際は、実測の路床の E_2 と表-4.3の路盤の E_1 から算出された E_1/E_2 に対して、直接図-4.3を用いて路盤効果 K_1/K_2 の値を求める方が普遍的な方法であり、この場合には合理的であるといえよう。図-4.3を直接用いることにすれば、表-4.3に示される範囲以外の E_2 に対しても路盤効果が求まることになる。

次に、図-4.23を参照しながら一般的な路盤上のK値の推定法を説明する。まず、路床の上に路盤が1層だけある場合には、図-4.23の弾性係数 E_2 の層を路床、 E_1 の層を路盤と考え、 E_3 の層はないものとする。路床上での平板載荷試験から式(4.12)を用いて E_2 が求まる。この時用いた載荷板の直径が75cmより小さい場合には、5.で示す1層系地盤での換算係数(直径30cmの場合には2.5)により、 K_{75-2} (路床上での直径75cmによるK値)を算出する。使用路盤材料(ただし、4.5に示す材料、施工管理などの規定を満たすもの)の弾性係数 E_1 は表-4.3(アスファルト安定処理については次節において詳しく説明する)の値を用いるので E_1/E_2 が決定される。路盤の厚さ h_1 を決めてやれば、 h/a が計算される。このよう

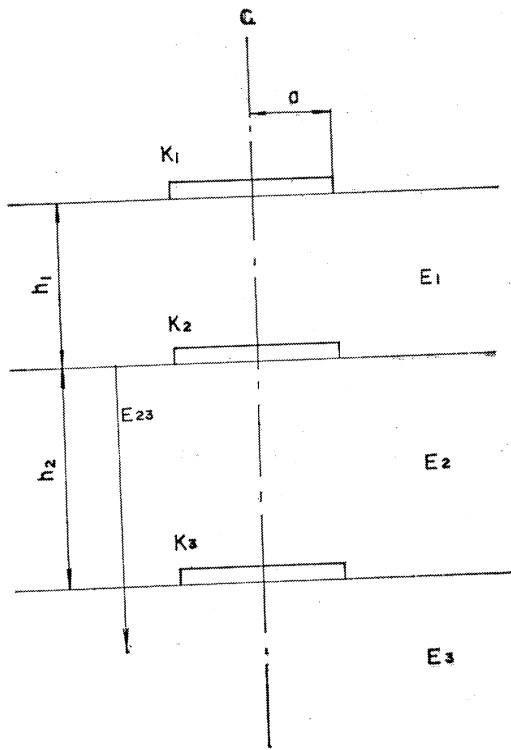


図-4.23 多層系路盤面上のK値の推定に関する説明図

にして求めた E_1/E_2 と h/a に対して、図-4.3から路盤効果 K_1/K_2 の値を読み取り、 K_{75-2} にこの値を掛けてやれば、路盤上での荷重板直径 75cm に対する K 値 (K_{75-1}) が推定されることになる。

多層系路盤の場合の最上層での K 値の推定法を、図-4.23の2層路盤の場合について説明する。この場合は弾性係数 E_3 の層が路床で、 E_2 は下層路盤、 E_1 は上層路盤である。下層路盤上の K_{75-2} は前例と全く同様にして求める。この K_{75-2} は E_2 以下の層の影響を全て含んだ平均的な値であるので、これから式 (4.12) を用いて求めた弾性係数 (E_{23} と表わすことにする) はやはり E_2, E_3 の平均的な値になっている。このように E_2 以下の層を弾性係数 E_{23} の1層に置き換えることにより、上層路盤上の K 値も2層問題として前と同様な方法によって求められる。すなわち、 h_1/a と E_1/E_{23} を算出し、これらを用いて図から K_1/K_2 を読み取り、 K_{75-2} にこの値を掛けることにより上層路盤での K_{75-1} が求まる。このような計算を繰返して行なうことにより任意の多層路盤でも K 値を推定することが可能である。

以上示したのはいずれも路盤厚さを決めて路盤上の K

値を求める方法である。逆に、路盤上の必要 K 値を先に決め、路盤厚さを求めることも必要になる。これが路盤厚さの設計と呼ばれるもので、前述の方法の逆の過程を踏むことによって容易に行なうことができるので、ここでは詳しい説明はしないことにする。

次に、本研究で提案された路盤面上の K 値の推定法と従来から用いられてきた方法とを比較することにより、この新しい推定法の特徴を明らかにしてみる。図-4.23は図-3.2の曲線群に図-1.1の路盤効果の関係を書き加えたものである。A, B などの切込砕石、切込砂利などの曲線は、 $E_1/E_2=7$ の理論曲線に近く、本研究の実測結果(図-4.7あるいは図-4.17)では路盤効果の大きい所に位置している。これは、図-4.7の実測結果の路床あるいは下層が砂なのに対し、図-1.1の関係を導くために行なわれた試験の路床が、砂地盤より支持力の小さい土質に限られたことによるもので、路盤材料の弾性係数 E_1 を同じと考えれば、図-1.1の方が当然のことながら E_1/E_2 は大きくなる。B の砂の曲線は理論曲線のいずれにも対応しないが、だいたい本研究の実測結果(図-4.6あるいは図-4.16)の平均的な曲線と一致している。P, Q 曲線は交通開放後の粒状路盤の路盤効果を示しているが、空港舗装では道路と異なり路盤上での交通開放ということではできないので、本研究では比較対象となるべき試験結果はない。しかし、P 線は h/a の小さい間は $E_1/E_2=30$ の曲線に一致しており、セメント安定処理程度の路盤効果を持っていることが分かる。

図-4.25の実線は、Bermister の2層系弾性理論¹⁸⁾に基づき、アメリカのポルトランドセメント協会が提案している粒状材料の路盤支持力の設計曲線¹⁹⁾であり、4種類の路床の K 値に対して路盤 K 値を求めている。この方法では、本研究の方法と同様に路床の弾性係数を考慮していることになる。図中に点線で示したのは路盤の弾性係数を $1,000\text{kg/cm}^2$ にとって、本研究で提案した方法にしたがって求めた路盤 K 値の曲線で、ほとんど実線に一致していることが分かる。Bermister と Barber の2層系弾性理論の沈下係数は同じなので、おそらくポルトランドセメント協会の方法も今回我々が提案した方法に類似したものであったと考えられる。

4.5 路盤の材料および施工条件の検討

ある材料および施工の条件を満足する路盤材料に対しては、前節までの検討から路盤種別ごとに表-4.3のような路盤の弾性係数を決めてやれば、図-4.3の Barber の理論に基づく2層系弾性体の路盤効果を応用することにより、任意の多層系路盤上の K 値の推定が可能になった。

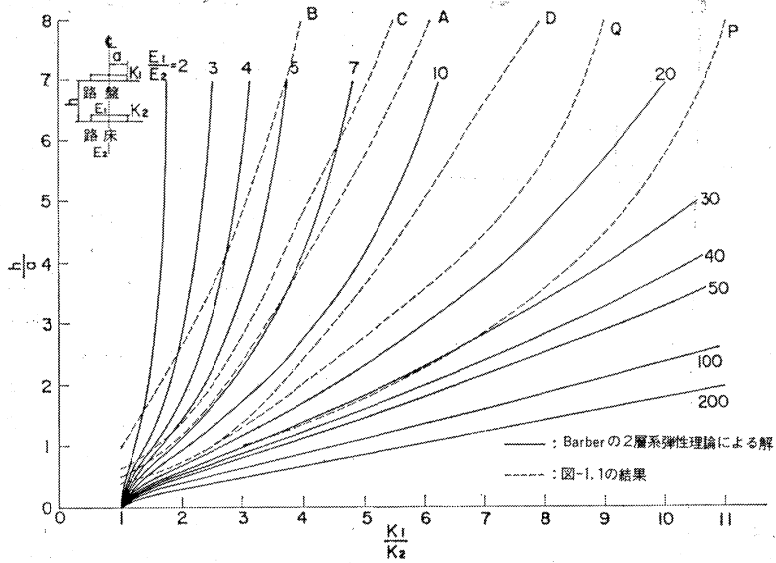


図-4.24 Barber の弾性理論にもとづく路盤効果と竹下法の比較

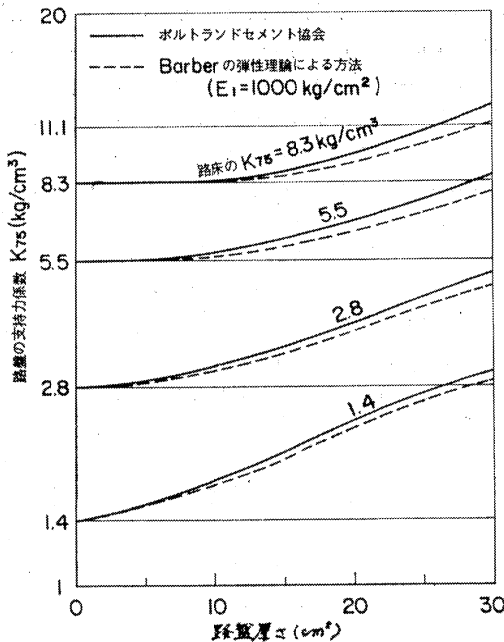


図-4.25 Bermister 法による路盤厚設計曲線との比較

舗装の各層はそれぞれが果す機能によって、層厚、使用材料、施工などに対し満たさねばならない条件が規定されているのが常である。ここでは、4.4 に示した路盤効果の推定法が適用できる路盤の材料および施工管理の条

件を3.の結果や4.における実測結果の検討などを通してとりまとめてみる。

路盤効果を問題にするのはコンクリート舗装の路盤であるが、道路のコンクリート舗装要綱²⁾、空港の空港コンクリート舗装構造設計要領³⁾のどちらも、路盤の材料あるいは施工管理の規定は乏しく、記載された基準もほとんどアスファルト舗装の路盤の基準に準じている。また、今回の調査は大部分がアスファルト舗装用の路盤上で行なわれ、それら路盤の材料および施工管理の条件はほとんど全て空港アスファルト舗装構造設計要領の付録かアスファルト舗装要綱の規定に準じていることから、以後の検討もアスファルト舗装の路盤の基準を中心に論ずることとする。

どのような路盤においても路盤を形成する主体は碎石等の骨材である。今回の調査の対象となった路盤の使用骨材は、全て付録Aに示す基準を満足するもので、この基準は十分な強度と耐久性を有し、所定の路盤効果を長期間持続するための必要条件である。

次に、安定処理土を除く粒状材料に対しては、その路盤効果を十分に発揮する上に不可欠の条件として、材料の粒度分布がある。図-3.1~3.4には、空港アスファルト舗装構造設計要領の付録、およびアスファルト舗装要綱で規定されている標準粒度範囲も示してある。両者の規定の間にはほとんど差はない。今回の調査対象路盤の粒度は、切込碎石の一部を除いて、全てこの範囲に入って

おり、骨材のかみ合い等の構造的な強度で路盤効果を発揮する粒状材路盤としては、この標準粒度範囲を満たさないものについては十分な路盤効果は期待できないので、4.4の路盤上でのK値の推定法は適用できない。安定処理土に使用される骨材にも、経済的な安定処理の可能な粒度範囲の標準があり、図-3.5~3.7にこれらも示してある。これは骨材自身の構造的強度と安定剤の粘着力による強度のバランスによって決まるもので、今までの経験と研究から推奨される望ましい粒度範囲である。今回の調査対象の安定処理路盤の骨材粒度も、全てこの範囲に入っており、今後もこのような粒度の骨材が安定処理材に使われることであろう。

以上述べてきた規定を満足する材料を使用して実際に路盤を作る場合、でき上がった路盤が所要の強度と支持力を保持し、設計上予定した路盤効果を発揮するためには、十分な施工が行なわれねばならない。この施工上満たされねばならない最低の条件が施工管理基準である。路盤の種別ごとに基準の決め方は異なり、付録Bには空港アスファルト舗装構造要領の付録およびアスファルト舗装要綱に示された基準を一覧表にしてある。この両基準を比べてみると、当然のことながら空港舗装の方が厳しい。表-3.1~3.3には今回路盤効果の研究の対象になった路盤の施工管理試験の結果を示してあるが、これらの結果と4.3の実測結果での路盤効果の検討を通して、アスファルト舗装要綱の施工管理基準を満たせば十分路盤効果を発揮し、4.4の路盤上のK値の推定法を適用することができることが分かった。ただし、セメント安定処理については基準は30kg/cm²以上であるが、7日圧縮強度が20kg/cm²以上であれば、同様な路盤効果を発揮できることも判明した。今回の調査だけからであるが、リーコンクリートの最低7日圧縮強度は35kg/cm²であった。セメント安定処理、リーコンクリートともに試験を行なった時点では舗装製作後1年半程度経過していたが、一般に舗装を交通開放する時点でのこれらの強度はほぼ最大に近く、以後の強度増加はわずかであるので、材令の影響は考慮していない。浸透式マカダム、スラグには今のところ施工管理基準といえるものはないが、空港アスファルト舗装構造設計要領の付録やアスファルト舗装要綱で述べられている方法に則って施工を実施すれば、所要の路盤効果が得られるものと考えられる。スラグについては粒調碎石に準ずればよい。

最後に最も問題の多いアスファルト安定処理について考えてみる。調査対象のアスファルト安定処理路盤で、マーシャル安定度の最も低いものは305kgであった。し

かし、図-4.11からこの程度の安定度では十分な路盤効果は期待できないことが分かる。安定度の最低としては、75回の突固めで435kg程度であろう。アスファルト安定処理で一番問題の大きいのは温度の影響である。調査試験実施時のアスファルト安定処理層の温度については4.2で述べたが、調査時期によって非常に差がある。参考文献20)によれば、アスファルトコンクリートの路盤上での弾性係数は、温度とともに図-4.26のように変化するという。野比試験舗装のアスファルト安定処理層の平均温度は、第1回解体での試験時が10°Cで、第2回解体での試験時は40°Cあった。図-4.26によれば、弾性係数では両者の間に3倍以上もの差があることになる。

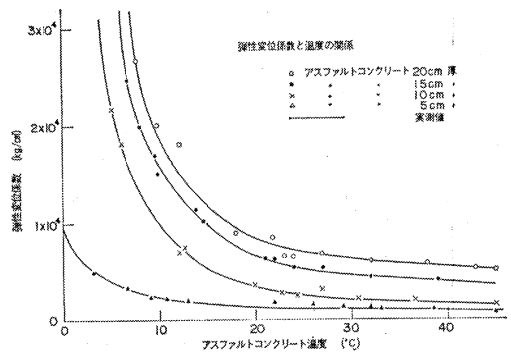


図-4.26 アスファルトコンクリートの弾性変位係数の温度による変化

しかし、実際の路盤はコンクリートスラブの下にあるので、このような状態でのアスファルト安定処理の弾性係数を求める必要がある。このためには、コンクリートスラブ下のアスファルト安定処理層の温度変化の特質を、十分に把握する必要がある。図-4.27に示すような断面位置に熱電対の温度計を設置し、1年半以上にわたり連続に自記記録した結果をとりまとめたのが図-4.28~4.31である。図-4.28は各温度計と気温について日々の最高温度を月ごとに平均し、1年間の変化をみたもので、路盤面下10cm程度では深さの影響はほとんどみられず、しかも気温との差もない。これらの結果を書きなおしたのが図-4.29で、横軸に気温をとり、縦軸には路盤温度をとって示したものである。この図からよりはっきりと路盤温度が気温にほとんど一致対応していることが分かる。図-4.30は8月を例にとり、路盤と気温の日最高温度の1ヶ月間の変化を示したもので、この図では気温がやや路盤温度より大きくなっている。しかし、そ

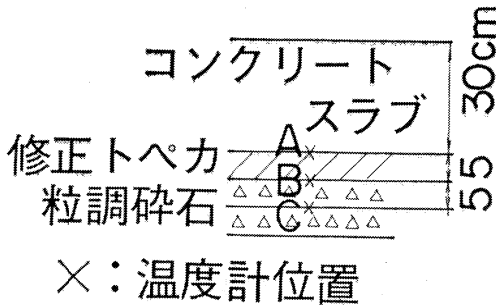


図-4.27 コンクリートスラブの下にあるアスファルト混合物路盤の温度測定における温度計の位置

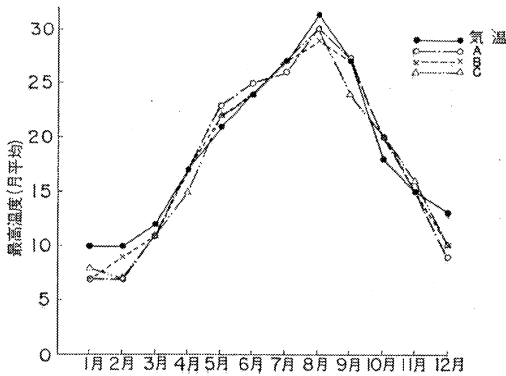


図-4.28 アスファルト混合物路盤内の温度と気温の年変化 (月平均最高温度)

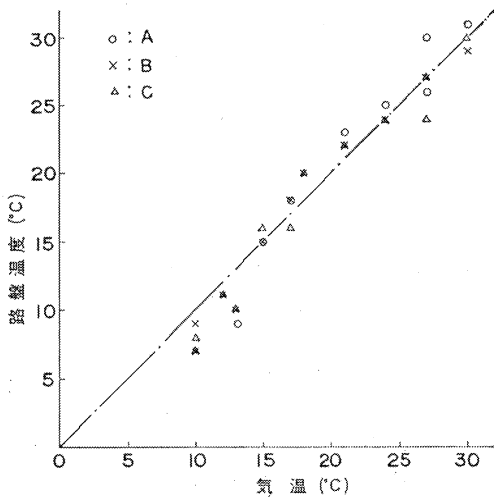


図-4.29 アスファルト混合物路盤内の最高温度 (月平均)と最高気温(月平均)との関係

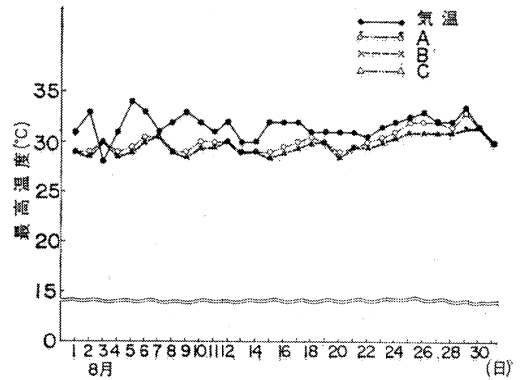


図-4.30 アスファルト混合物路盤内の温度と気温の月変化 (日最高温度)

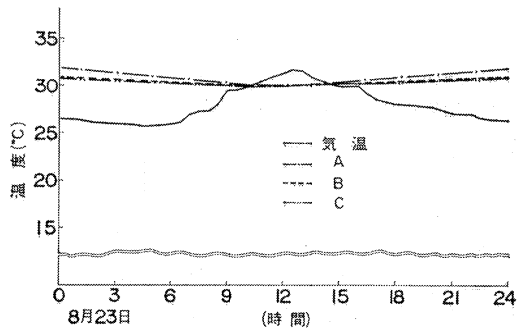


図-4.31 アスファルト混合物路盤内の温度と気温の日変化

の差はわずかで、気温の示す最高温度を路盤内温度もその日の内に示すと考えても問題は少ないものと考えられる。しかも、図-4.31 に示すように日最高温度は、気温が午後1時ごろなのに対し、路盤の日最高温度は真夜中の午前0時ごろに生じており (これはコンクリートスラブ内の熱伝導の時間的遅れによるものと考えられる)、真夜中の交通量はほとんどなくなることを考えれば、路盤内温度として気温の最高をとればより安全側になる。

ここでは他の要素とK値の精度を考慮し、路盤内温度としては年間の最高気温の値を採用することにする。この最高気温は地域によって異なるが、一般的に日本国内では30°C前後である。また、図-4.26からアスファルト合材の温度が20°C以上ではアスファルトコンクリートの弾性係数はあまり変化がなくなっている。これらの事実と今回の調査のアスファルト安定処理が温度40°Cで弾性係数4,000kg/cm²と考えられたことを総合的に判断し、4.4の路盤K値の推定法を適用するためのアスフ

ァルト安定処理の弾性係数としては、4,000kg/cm²を取ればよからう。

5. K₃₀ から K₇₅ への換算

5.1 2層系弾性理論における換算係数

弾性係数 E の1層系弾性地盤上の刚性円形載荷板の沈下は式(4.3)で表わされ、 K 値は次式のようになる。

$$K = \frac{E}{1.18a} \quad (5.1)$$

図-5.1⁵⁾は載荷板の径によって K 値がどの程度変わるかを、理論と実験結果の両者に対して示したもので、直径75cmの載荷板による結果との比較で表わした。図から分かるように、実験値では載荷板の径が75cm以上で K 値はほとんど一定となっている。理論曲線においてもその変化は小さい。

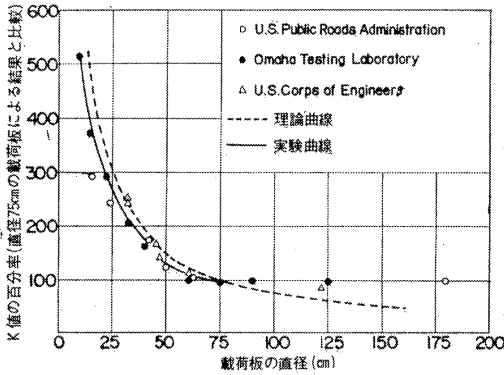


図-5.1 K値と載荷板直径との関係(1層地盤の場合)

1.で述べたように、空港コンクリート舗装の設計においてコンクリートスラブ厚さの計算には K_{75} の値が必要である。しかし、荷重反力、載荷装置の大きくなる直径75cmの載荷板による平板載荷試験の困難な場合も少なくない。このような場合には試験の容易なより小さな載荷板による平板載荷試験から求めた K 値から K_{75} を換算する。JIS A 1215 改訂案—道路の平板載荷試験の規定には、このような載荷板として直径30cmと40cmの2種が示されている。道路のコンクリート舗装で K_{30} を採用していることと、試験が最も容易であることから、直径30cmの載荷板による平板載荷試験が一般に広く行なわれている。

K_{30} あるいは K_{40} から K_{75} への換算には、図-5.1の実験結果に基づく次に示す関係が従来から用いられてきた。

$$\left. \begin{aligned} K_{75} &= \frac{K_{30}}{2.2} \\ K_{75} &= \frac{K_{40}}{1.7} \end{aligned} \right\} \quad (5.2)$$

式(5.1)の理論式によれば、換算係数は次式のようになる。

$$\left. \begin{aligned} K_{75} &= \frac{K_{30}}{2.59} \\ K_{75} &= \frac{K_{40}}{1.88} \end{aligned} \right\} \quad (5.3)$$

以上述べたのは1層系地盤の K 値に関する換算であり、多層系地盤と考えられる路盤上の K 値にはあてはまらない。図-5.2は路盤面上での K 値が載荷板の直径によってどの程度変化するか理論によって調べたもので、路盤厚さが30cmの場合について示している。図-5.1の場合と同様に、直径75cmの載荷板による結果との比較で

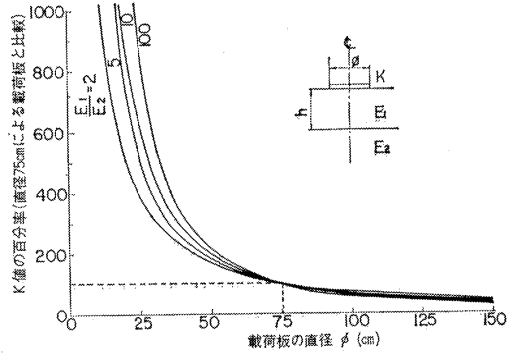


図-5.2 K値と載荷板直径との関係(2層地盤の場合、 $h=30\text{cm}$)

表わしてあるが、 E_1/E_2 にかかわらず直径75cm以上では K 値の変化は非常に小さい。この傾向は図-5.1の1層系地盤の場合と全く同じであり、路盤上においても直径75cmの載荷板から求めた K 値を用いる妥当性が証明されるわけである。次に、2層系弾性理論にしたがって、上層(路盤)の面上での K_{30} から K_{75} への換算について考えてみる。式(4.9)が第2層表面での K 値を示しているので、 K_{30} 、 K_{75} はそれぞれ次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} K_{30} &= \frac{E_2}{1.18a_{30}F_{w30}} \\ K_{75} &= \frac{E_2}{1.18a_{75}F_{w75}} \end{aligned} \right\} \quad (5.4)$$

ここに、 E_2 は下層の弾性係数、 a_{30} 、 a_{75} はそれぞれの載荷板の半径、 F_{w30} 、 F_{w75} は a_{30} 、 a_{75} に対応する沈下係数

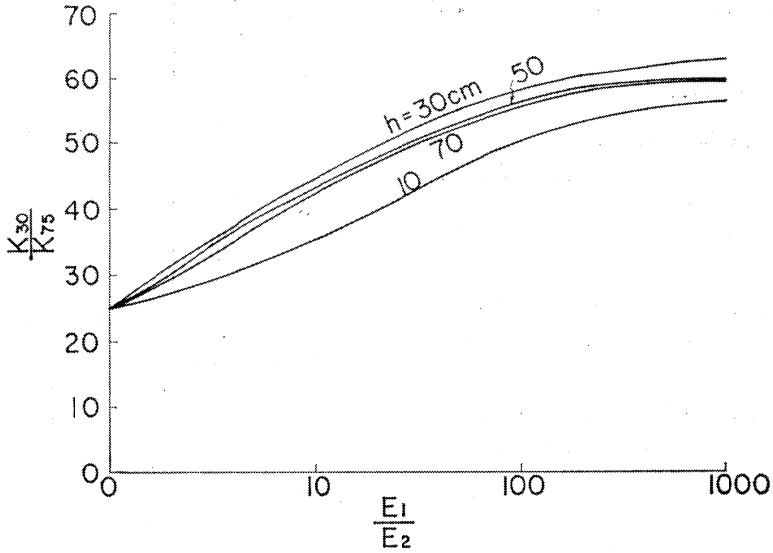


図-5.3 E_1/E_2 と換算係数 (K_{30}/K_{75}) の関係 (理論による)

を示す。

式 (5.4) から路盤面上での換算係数は次式となる。

$$\frac{K_{30}}{K_{75}} = \frac{a_{75} F_{w75}}{a_{30} F_{w30}} \quad (5.5)$$

F_w は h/a と E_1/E_2 の関数であるので、まず h をパラメーターにとり E_1/E_2 と K_{30}/K_{75} の関係を式 (5.5) を用いて求めてみたのが図-5.3 である。 h は道路、空港などのコンクリート舗装用路盤の厚さとして通常考えられる 10~70cm をとった。 E_1/E_2 の値により K_{30}/K_{75} の値は大幅に変化し、従来のように換算係数として 2.2 を一律に採用することには問題のあることが分かる。

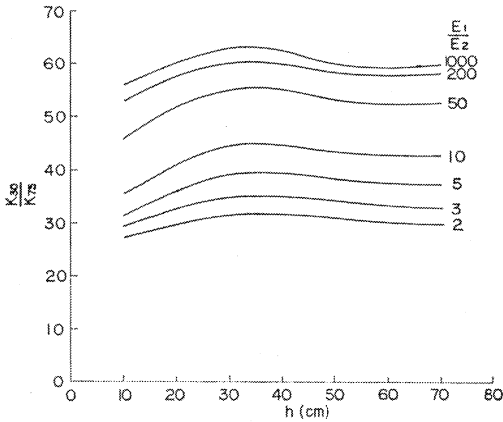


図-5.4 路盤厚さと換算係数 (K_{30}/K_{75}) の関係

図-5.4は式(5.5)において E_1/E_2 をパラメーターに選び、 h と K_{30}/K_{75} の関係を求めて図示したもので、 h としては 70cm までしか示していない。理論からは h が増大するにしたがい K_{75}/K_{30} は E_1/E_2 に関係なく 1 層系地盤の換算係数 2.5 に収束する。しかし、コンクリート舗装における実用的な路盤厚さは図示の程度で、この範囲での K_{30}/K_{75} の h による変化は小さく、換算係数を考える場合路盤厚の影響は無視してよいかもしれない。

5.2 実測結果の検討

前節での 2 層系弾性理論を利用して、路盤面上における K_{30} と K_{75} の間の換算係数について、種々の角度から検討を加えた結果、多くの特質が明らかになった。ここでは、弾性理論から導き出された換算係数の持つ種々の特質を、各調査で求めた実測結果をもとに比較検討することにより、多層系路盤面上での換算係数の持つ意義を明確にした。これらの検討を通して路盤面上での合理的な換算係数の決定が可能となってくる。

図-5.5は 1 層系地盤と考えられる各地の路床土に対する K_{30} と K_{75} の実測結果を、横軸に K_{30} 、縦軸に K_{75} をとってプロットしたもので、図中には $K_{30}/K_{75} = 2.2$ と $K_{30}/K_{75} = 2.5$ の直線も併せ示してある。実測結果のパラッキは大きいですが、多くの地盤に対するデータを含むこの図を平均的に見ると、1 層系弾性地盤の換算係数としては、従来から用いられてきた 2.2 より弾性理論に基づく 2.5 の方がより妥当であると考えられる。

図-5.6~5.12には各路盤材料ごとに K_{30} と K_{75} の関係

多層系路盤面上におけるK値の推定方法に関する研究

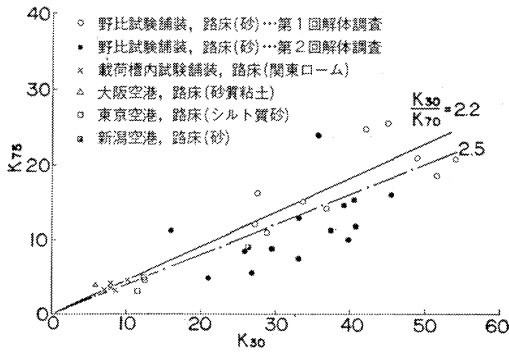


図-5.5 K_{30} と K_{75} の関係 (路床土)

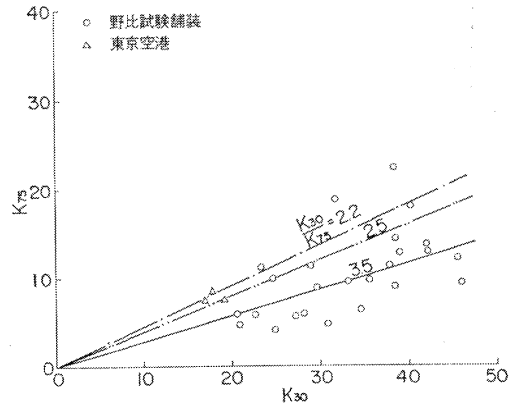


図-5.8 K_{30} と K_{75} の関係 (粒調碎石)

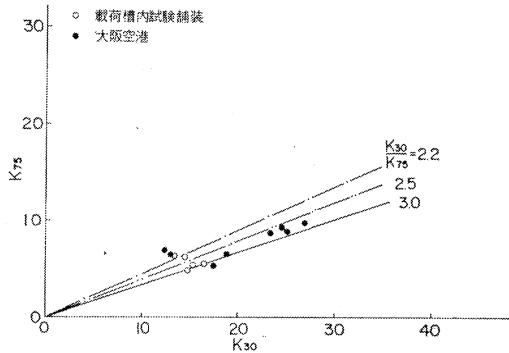


図-5.6 K_{30} と K_{75} の関係 (山砂)

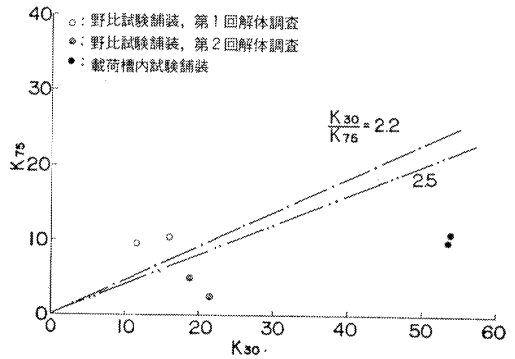


図-5.9 K_{30} と K_{75} の関係 (アスファルト安定処理)

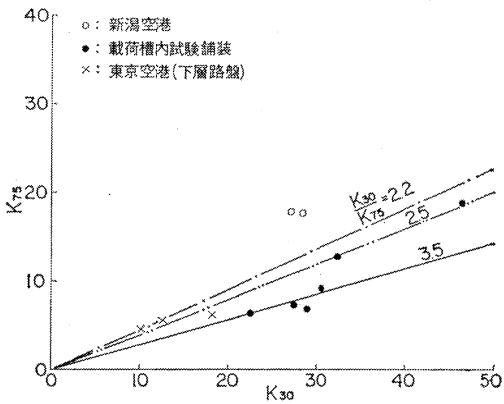


図-5.7 K_{30} と K_{75} の関係 (切込碎石)

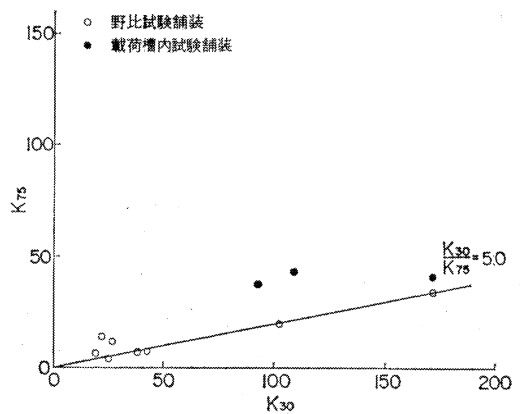


図-5.10 K_{30} と K_{75} の関係 (セメント安定処理)

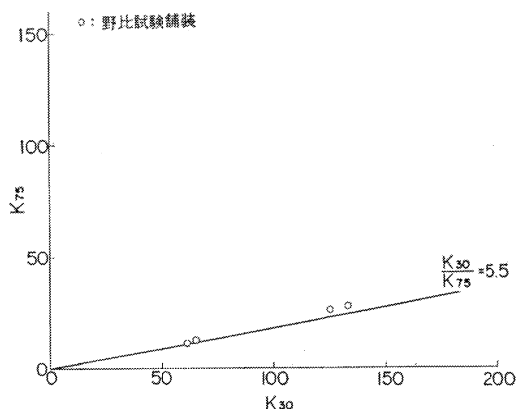


図-5.11 K_{30} と K_{75} の関係 (リーンコンクリート)

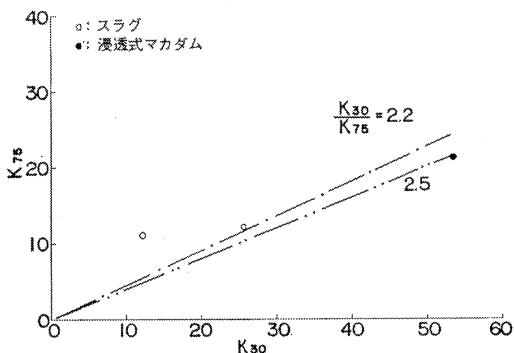


図-5.12 K_{30} と K_{75} の関係 (浸透式マカダム, スラグ)

を示してある。いずれの場合にも結果がかなりバラツキているが、図中に示した $K_{30}/K_{75}=2.2$ あるいは $K_{30}/K_{75}=2.5$ の直線との比較から分かるように、路盤上の換算係数としては従来の2.2あるいは1層系地盤の理論による2.5などを使用することは困難であろう。

図-5.6~5.12では路盤厚さ(h)や上層と下層の弾性係数の比(E_1/E_2)などの影響は考慮せずに、種々の調査地点での実測結果を路盤材料ごとに1枚の図にまとめたものである。これらの図における結果のバラツキが、 h や E_1/E_2 の影響によるものなのか、試験誤差によるものなのかを明確にする必要がある。 h が換算係数(K_{30}/K_{75})に及ぼす影響は弾性理論によればあまり大きくない。

(図-5.4参照)このことを実測結果から確めたのが図-5.13, 5.14である。すなわち、図-5.13では野比試験舗装における粒調碎石路盤に対する結果に基づく、路盤厚さと K_{30}/K_{75} の関係が示されている。路盤厚さが5cmあるいは7cmでの結果は極端にバラツキているが、路盤厚さが10cm以上では弾性理論同様に K_{30}/K_{75} は h によ

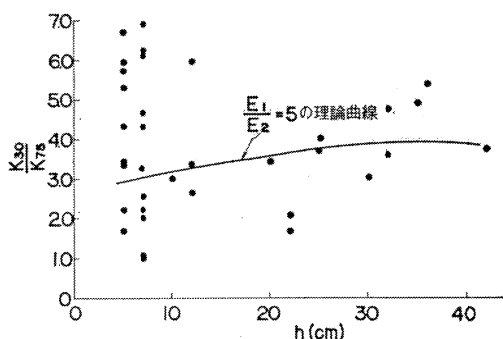


図-5.13 路盤厚さ(h)と換算係数(K_{30}/K_{75})の関係 (野比試験舗装, 粒調碎石)

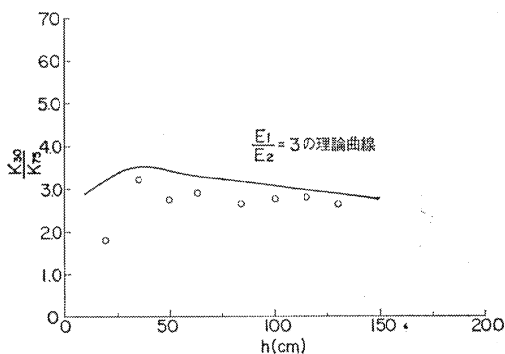


図-5.14 路盤厚さ(h)と換算係数(K_{30}/K_{75})の関係 (大阪空港, マサト)

りあまり変化していない。路床、路盤の弾性係数を4.2, 4.3で示したように考えると、平均的な E_1/E_2 の値は5になる。図中に $E_1/E_2=5$ の理論曲線も併せ示してあるが、比較的実測結果によく対応していることも分かる。図-5.14には大阪空港の下層路盤の真砂に対する実測結果を図-5.13と同様に示した。 E_1/E_2 の値は平均的に3.6であったので、図中には $E_1/E_2=3$ の理論曲線も比較のために載せてある。実測結果の方がやや小さな換算係数を示しているが、傾向は同様であり h に対する K_{30}/K_{75} の変化は小さい。

次に、 K_{30}/K_{75} に及ぼす E_1/E_2 の影響をみる必要がある。前節の図-5.3に示したように、弾性理論では K_{30}/K_{75} は E_1/E_2 に大きく支配されている。下層の弾性係数として式(4.12)から求めた値の平均をとり、上層の路盤の弾性係数は4.3で使った値を採用して E_1/E_2 を算出し、実測結果について E_1/E_2 と K_{30}/K_{75} の関係を示したのが図-5.15である。前の説明のように路盤厚さの影響はわずかであるので、この図では路盤厚さにかかわりなく、路盤

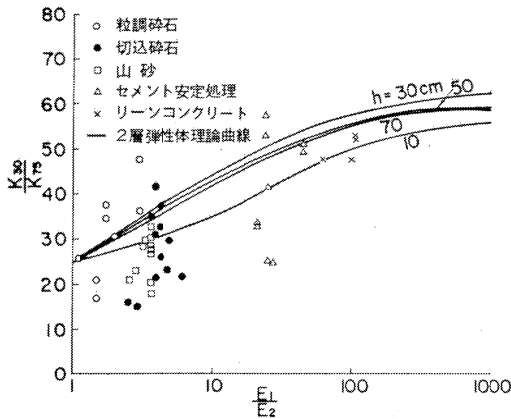


図-5.15 E_1/E_2 換算係数 (K_{30}/K_{75}) の関係

材料ごとに同一の記号を用いて示した。結果にかなりのバラツキはあるが、理論曲線にはほぼ対応しながら実測結果の K_{30}/K_{75} も E_1/E_2 とともに増加していることが分かる。しかも実測結果の90%近くは理論曲線の換算係数より小さな値を示しているの、もし換算係数として理論曲線を採用すれば、実測値の90%近くが安全側になることになる。ここである路盤材料に着目して E_1/E_2 の変動幅をみると、今回の実測結果についてはさほど大きくない。この程度の E_1/E_2 の変化に対しては、 K_{30}/K_{75} の値の理論曲線での変化は小さい。しかし、実測値では図のように実験誤差と考えられる大きなバラツキがあり、換算係数の決定にはこのような要素も十分に考慮する必要がある。

以上の説明から、図-5.6~5.12 の実測結果には h や E_1/E_2 の影響も含まれているが、それらはわずかであり、他の種々の要素からくる実験誤差的なバラツキの方が大きいことが分かる。図中に実線で示したのは、本研究の実測結果を理論曲線との関係を勘案しながら統計的に決めた K_{30} と K_{75} の関係で、通常はこの程度の値を使えば問題ないものと考えられる。山砂、切込碎石、セメント安定処理、リーンコンクリートに対しては、それぞれの図で実線の上側になる実測値（換算係数でいえば実線の値より小さい）が全実測値の90%近くある。すなわち、これらの材料では全実測値の90%が安全側に入るように考えて直線を引いたわけである。粒調碎石については野比試験舗装の結果の一部に問題があることを考慮し、切込碎石と同じ値を採用したが、それでも全実測値の70%は安全側に入る。スラグ、浸透式マカダム路盤については実測結果が少ないため、アスファルト安定処理路盤については実測結果に温度の影響が入っているた

め、それぞれ明確な関係は求まらなかった。しかし、他の多くの路盤材料で示された傾向はこれらの材料にも存在することは、前節の理論等から判断して十分正しい推論であるので、次節では全ての路盤材料に対して、多層系路盤面上での一般的な換算係数の求め方を検討する。

5.3 換算係数の決定

理論、実験の両面から換算係数の持つ特質を明らかにしてきた。ここではこれらの結果に基づいて、1層系地盤および多層系地盤での K_{30} から K_{75} への合理的な換算方法について考えてみることにする。

まず、1層系地盤の場合には図-5.5や5.1の理論の結果等を総合的に判断して、換算係数として2.5を採用し、式(5.3)を用いて K_{75} を求める。完全な1層系地盤と考えられる路床はほとんどないが、これを多層系地盤として考えることは繁雑であり、一般に路床以下の弾性係数の変化は路盤の場合ほど大きくなく、 K 値の精度なども考慮すると、路床上での換算係数としては1層系地盤の2.5を採用しても問題は少ない。路床面下近くに岩盤などがある場合には特別に考慮すればよい。

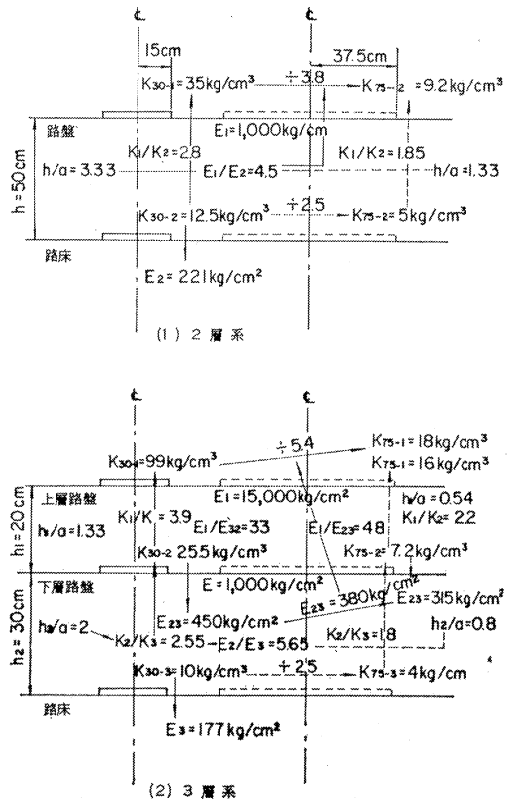


図-5.16 多層系路盤面上の換算係数 (K_{30}/K_{75}) の決定法

次に、図-5.16の(1)の2層系地盤の場合について理論を中心に考えてみる。路床上に路盤が1層だけ載った場合がこれである。路盤上での換算係数の求め方を図の例にしたがって説明する。4.4で示したように、路床上の K_{30} が測定され路盤材料、路盤厚さが決まれば、路床上での換算係数(通常1層系地盤の2.5を考慮の)と路盤効果とから路盤上の K_{75} は求まる。したがって、路盤の設計にはここで述べようとしている路盤上での換算係数は不必要である。しかし、実際の舗装を作る場合には設計条件の確認と施工管理から、路盤上での平板載荷試験も実施される。この場合前から述べているように通常は試験の容易な直径30cmの載荷板が使われる。試験で求めた K_{30} から K_{75} を換算する場合、あるいは路盤上の K_{75} の設計値から K_{30} を換算する場合などに、2層あるいは多層系地盤として換算係数を考える必要がある。図-5.16の例は4.4で示した方法から求まる路盤上の K_{75-1} と、路盤上の K_{30-1} を基にして路盤上での換算係数を用いて推定した K_{75-1} とを比較したものである。例では K_{30-1} として路床上の K_{30-2} の値に4.4で求まる路盤効果を掛けた値を使っているの、当然のことながら2つの別なプロセスで求めた K_{75-1} は一致する。ここで、路盤上での換算係数は、図-5.3を用いて E_1/E_2 の値(この例では4.5)と路盤厚さ h (この例では50cm)に対して求めたもので、 E_1, E_2 の値は4.で説明したものと同じである。前節の実測結果と理論結果の比較検討から、このようにして理論曲線から求めた換算係数は実測結果の整理をする場合にも用いることが可能であると判断されるので、路盤上で実際に直径30cmの載荷板を用いて求めた K_{30-1} に対して、この例では換算係数3.8を用いて K_{75-1} を求めるわけである。

路盤が2層以上の多層系路盤の場合には、前段のように簡単には行かない。図-5.16の(2)の3層系地盤を例にとって最上層上での換算係数の求め方を説明する。この例では弾性係数 E_3 の層を路床、 E_2 の層を下層路盤、 E_1 の層を上層路盤と考えればよい。下層路盤上での K_{30-2}, K_{75-2} を求めるところまでは(1)の2層系の場合と全く同じである。次に、4.4の場合と同様に、 K_{30-2}, K_{75-2} から式(4.12)を用いて E_2 以下の層の平均的な弾性係数(E_{23} と書く)を求める。図の例で K_{30-2} と K_{75-2} から求めた E_{23} が異なり、 K_{75-2} からの E_{23} の方が小さくなっているのは、直径が大きいほど下層(この場合 E_3 の層)の影響を大きく受けるためである。したがって、各載荷板から求めた E_{23} は、それぞれの載荷板の影響範囲内の平均的な弾性係数である。それぞれの E_{23} を用いて上層路盤上

の K_{30-1}, K_{75-1} を求める方法は4.4に示すとおりである。しかし、 K_{30-1} から K_{75-1} への換算係数は E_1/E_{23} が1つに定まらないので決定できない。ここで K_{30-1} と K_{75-1} の両者から求めた E_{23} の平均値(この例では380kg/cm²)を用いて E_1/E_{23} を決定し、これと路盤厚さから図-5.3によって換算係数を求めてみた。図-5.16の例でこのようにして求めた換算係数は5.4であり、 K_{30-1} の値を5.4で割って算出された K_{75-1} の値は18kg/cm²になり、4.4に示した方法による K_{75-1} の値16kg/cm²と大差ない。この事実と K 値あるいは換算係数での実測結果のパラッキなどを考慮すれば、上層路盤上の換算係数のとり方として上述のような方法で十分であると考えられる。

以上は理論と実測結果に裏付けられた換算係数の種々の特質を利用した、一般的な多層系路盤での換算係数の決定法である。このような方法から求めた換算係数を用いれば、前節で説明したように、実測値の90%は安全側に入ることになり、今までの経験などから判断し、この程度の換算係数の決定法で十分安全であると考えられる。

しかし、通常舗装の路盤は下から上へと順次弾性係数の大きな材料を積み上げていくので、今回の実測結果(図-5.15)でも明らかなように、材料ごとにみれば E_1/E_2 の変動幅は換算係数の変化に比し小さい。また、実測結果での換算係数のパラッキの程度や前述の方法が少々繁雑であることなどを考慮するならば、図-5.6~5.12の図中に実線で示した実測結果に統計的な考慮を入れて求めた換算係数を通常は用い、特殊な場合にだけ前述の方法を用いる方が合理的であろう。アスファルト安定処理は既に述べたように温度の影響を大きく受け、図-5.9の実測値でも試験時の路盤内温度が大きく異なるため結果が非常にバラツキている。4.5で述べたように、コンクリートスラブの下にあるアスファルト安定処理層の場合には、層の温度は時間的遅れはあるがほぼ気温の変化の値に追従している。設計上は路盤の温度として年間の最高気温を考慮することになるが、今回の実測値ではこのような条件に対応するものがなく、他の材料のように実測値からの換算係数は求められなかった。4.5で示したようにアスファルト安定処理の弾性係数として設計上4,000kg/cm²程度が考えられるので、これより前述の方法にしたがって図-5.3を用いて換算係数を決めなければならない。

6. CBR と K 値の関係

路床、路盤の支持力係数、 K 値は平板載荷試験によっ

多層系路盤面上における K 値の推定方法に関する研究

これを直接求めるのが原則であるが、これが不可能な場合がある。盛土路床や置き換え路床が未完成の場合や、路床の位置が現地表面より非常に深い場合などがこれに当り、他の方法によって路盤の設計をしなければならない。コンクリートスラブの設計には路盤の K 値が必要で、路盤の K 値は路床の K 値と路盤材料によって決まる。路床土での平板載荷試験が実施できない場合には、何らかの方法により路床土の K 値を推定することが必要となる。土の工学的分類に基づいて K 値の概略の値を推定する方法がアメリカ道路調査局、道路局によって示されている。また、他の路床支持力試験結果との相関から K 値を推定しようという試みもある。

道路、空港などの舗装のうちアスファルト舗装では、路床のCBR値に基づいて舗装の構造設計を行なうので、CBR試験は広く実施されている試験である。CBR試験には現場CBR試験と室内CBR試験の2つの方法がある。現場CBR試験は平板載荷試験同様上述のような場合には実施不可能なのに対し、室内CBR試験はほとんど全ての場合に実施が可能である。そこで室内CBRから K 値を推定すべく両者の相関関係を見出す努力がなされてきた。図-6.1の地盤の K_{75} と室内CBR(水浸)

の関係²¹⁾は従来から一部で用いられてきたものである。しかし、その普遍性、精度等に問題のあることが多方面から指摘されており、今ここにCBRと K 値の関係を再検討し、より合理的な K 値の推定法を考えることにする。

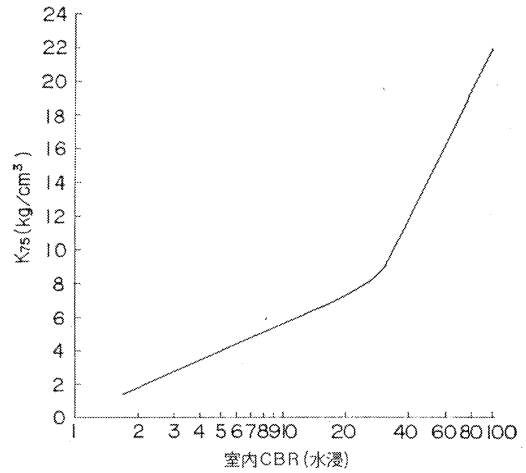


図-6.1 室内CBRと K_{75} の関係

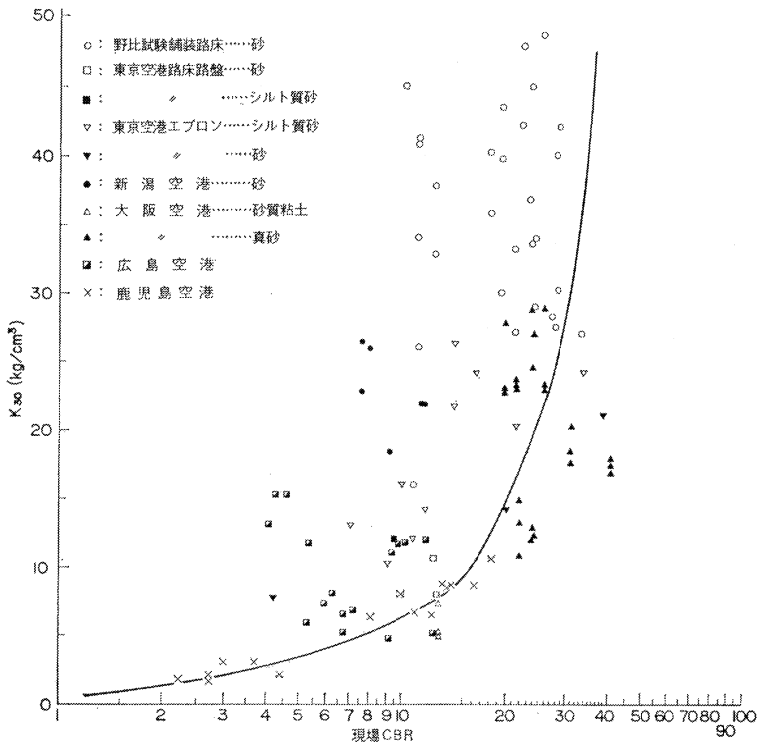


図-6.2 現場CBRと K_{30} の関係

本研究においては多くの調査地点で平板載荷試験と CBR 試験を平行して行なった。室内 CBR 試験はモールドの拘束圧の影響を受けるため、ある種の土では室内 CBR の値が現場 CBR の値の 2~3 倍もの大きな値を示すこと²²⁾が判明し、どのような土質に対しても使える普遍的な CBR と K 値の関係を求めるには適当でない。このような問題を含まず、同一密度の地盤での K 値と CBR 値を直接比較することができる現場 CBR 試験を行なった。現場 CBR と K 値の関係が明らかになれば、文献²²⁾によって室内試験から現場 CBR が推定できるので、路床が未完成の場合にも路床に使用する土に対して室内試験を実施すれば K 値が求まることになる。平板載荷試験には直径 30cm の載荷板を使用した。これは直径 30cm による試験が最も広く行なわれ、5.3 から容易に K_{75} が求まるからである。図-6.2には路床土に対する全調査結果を、横軸に現場 CBR、縦軸に K_{30} をとって示してある。

図-6.2の結果を検討すると、 K 値と CBR 値の相関性が非常に悪いことが新たに認められる。この理由としては、平板載荷試験と CBR 試験の持つ本質的な相違からくるものと、両試験が現場で行なう調査試験で精度があまり良好ではないことによるものの2つが考えられる。CBR 試験は直径 5cm のピストンの貫入試験で、地表面からせいぜい 10数cm の範囲内にある土の一種のせん断強度を求めているのに対し、平板載荷試験は大きな直径の載荷板によって直接地盤の支持力を求めようとするもので、地盤内のかなり深い部分の影響も含まれる。したがって、平板載荷試験の影響範囲内の土が完全に一様でないかぎり、両試験の結果を関連づけることは困難なことと思われる。一般に完全な一様地盤の存在はまれであり、ほとんど全ての場合について土質が変化するが締固めの程度が変化しているものである。また、直径の小さな貫入ピストンを使う CBR 試験では、CBR 値が大きくなるにしたがって精度が低下する。一般に粘性土より砂質土の方が CBR が大きく、砂からレキになるにしたがって CBR が大きくなる。粒径の大きなレキ質土で CBR の試験は土の局部的影響を特に受けるため精度が悪い。図-6.2の結果でも CBR が 10 以上で極端に相関が悪くなっている。

このように K 値と CBR 値との間に相関性をつけることは非常に困難である。前述のような平板載荷試験の実施不可能な場合には、試験盛土等の製作により実際に平板載荷試験を行ない、直接 K 値を求めることを勧めたい。やむを得ない場合には図-6.2の実線を用いることに

なるが、この線は全実測値の 90% が安全側にくるように引いたもので、場合によっては非常に不経済な K 値を採用することにもなりかねない。CBR ≤ 10 では比較的結果のバラツキが少ないので、できるだけこの範囲に限って使用すべきであろう。

7. 結 論

多くの実測結果に基づき弾性理論を応用することによって、路盤効果 (K_1/K_2) ならびに K_{30} から K_{75} への換算係数の持ついくつかの特質を明らかにしてきた。ここではこれらの特質とそれらに基づいて提案された路盤 K 値の推定法、換算係数の決定法などについて要約して示すことにする。

(1) 路盤効果の特質

- (i) 空港アスファルト舗装構造設計要領の付録あるいはアスファルト舗装要綱に規定された材料および施工の基準を満足する路盤では、材料の違いによる路盤効果への影響はほとんどみられない。
- (ii) 式(4.12)で決定される路床(あるいは下層)の弾性係数 E_2 の幅が大きい場合には、路盤効果の実測値にこの下層の弾性係数の影響がかなり含まれている。
- (iii) K 値を考える場合、規定を満足する同種の路盤材料については、弾性係数 E_1 は一定とみなせ、この値を仮定して E_1/E_2 で路盤効果の実測値を整理すると、一般に E_1/E_2 の大きなものほど路盤効果も大きくなっている。

(2) 路盤面上の K 値の推定法

(1)に示した路盤効果の実測値の持つ特質と 2 層系弾性理論から、次のような多層系路盤面上での K 値の推定法が提案された。

- (i) 路盤の弾性係数を表-4.1のように選ぶと、実測結果と Barber の 2 層系弾性理論の結果とが比較的よく対応する。
- (ii) 路床上に路盤が 1 層だけある場合には、実測による路床上の K_2 から式(4.12)より弾性係数 E_2 を算出する。一方、図-4.1から路盤の弾性係数 E_1 を選び、 E_1/E_2 を計算する。アスファルト安定処理については、コンクリートスラブ下の路盤としての温度が、ほぼ気温の最高に近く、弾性係数としては、4,000kg/cm² を取る。この E_1/E_2 と路盤厚さ (h/a) で図-3.2 から路盤効果 K_1/K_2 を読み取り、 K_2 に K_1/K_2 の値を掛けて

K_1 を求める。

(iii) 路盤が2層の場合には、下層路盤面上のK値を(ii)のように求め、このK値からその層以下の平均的な弾性係数 E_{2s} を式(4.12)により算出する。上層路盤の弾性係数が E_1 なら、 E_1 と E_{2s} の2層問題として上層路盤面上の K_1 を求めることができる。このような方法を繰返して用いることにより、2層以上の多層系路盤面上のK値も推定可能である。

(iv) この推定法の利用できる路盤は、空港アスファルト舗装構造設計要領の付録、あるいはアスファルト舗装要綱などに規定された材料および施工管理の基準を満たすものでなければならない。ただし、セメント安定処理の最低7日圧縮強度は 20kg/cm^2 、リーコンクリートのそれは 35kg/cm^2 であった。アスファルト安定処理の最低マーシャル安定度は75回突固めで 435kg である。

(3) K_{30} から K_{75} への換算方法

(i) 1層系地盤の場合の換算係数は理論では2.5であり、多くの路床での試験結果も2.5の方がより妥当であることを示した。

(ii) 路盤面上の換算係数は、路盤厚さ(h)や上層と下層の弾性係数の比(E_1/E_2)によって変化するが、実用の路盤厚さの範囲では E_1/E_2 の影響が支配的である。

(iii) 換算係数は E_1/E_2 とともに理論曲線に対応しながら実測結果も変化し、実測結果の90%は $h=30\text{cm}$ (この程度の路盤厚さで換算係数は最大となる)の理論曲線の換算係数より小さい値を示す。

(iv) 通常、各路盤材料の換算係数としては、図-5.5~5.12に実線で示した値を用いる。ただし、アスファルト安定処理は $E_1=4,000\text{kg/cm}^2$ として、図-5.3から求める。また、 E_1/E_2 の値が各路盤材料について、図-5.15の実測結果の範囲を大きくはずれる場合にも、図-5.3によって求めるようにする。この場合、弾性係数のとり方は(2)と全く同じである。

(v) 多層系路盤で図-5.3から換算係数を求める場合には、まず路床と下層路盤の2層地盤として、下層路盤面上の K_{30} 、 K_{75} と換算係数とをそれぞれ算出し、これらのK値から下層路盤以下の層の弾性係数を求める。これらの弾性係数では、通常 K_{30} からの値の方が大きいので、両者の平

均をとり、その平均値を下層路盤以下の弾性係数とみなす。このような弾性係数を持つ層とその上にくる路盤とを2層地盤と考えれば、図-5.3を用いて換算係数が求まる。この過程を繰返すことにより任意の路盤での換算係数が計算できる。

(4) 現場 CBR と K_{30} との関係は図-6.2のようであり、両者の相関性は極端に悪い。やむを得ずこの関係を用いる場合には、図中の実線を用いるが、比較的バラツキの少ない $\text{CBR} \leq 10$ の範囲に使用を限るべきであろう。

8. あとがき

路盤材料として安定処理材の使用が多くなったことと、上載荷重の増加にともなう舗装厚さの増大による多層系路盤構造の出現とは、新しい路盤の設計法を確立する必要性を生んだ。このために、各地の空港舗装といくつかの試験舗装の路床、路盤において、実際に平板載荷試験を実施し多くの実測結果を得た。これらの実測結果を基に、2層系弾性理論を応用して、下層の弾性係数を考慮した任意の多層系路盤にも適用できる新しい路盤面上のK値の推定法を提案した。

この推定法では路盤材料の弾性係数が中心的役割を果たすが、本研究でとりあげた8種類の路盤材料のうち、浸透式マカダム、スラグに対しては試験結果が少なく明確な値を導びくことはできなかった。今後これらの材料に対する多くの試験結果を集め、暫定的に決めた表-4.1の値を確め、あるいは訂正していく必要がある。浸透式マカダムについては最近使用されることはまれであるのに対し、スラグは今後その使用は多くなるものと考えられるので早急な検討を要しよう。スラグの弾性係数を表-4.1では粒調砕石と同じ $1,000\text{kg/cm}^2$ にとったが、スラグ自身に水硬性があり長期間の後にはセメント安定処理に近い効果を持つといわれているので、より大きな弾性係数を採用することも可能であるのかもしれない。

路盤面上の K_{30} から K_{75} への換算係数を理論、実験の両面から検討を加え、新しい決定法を提案した。路盤が1層の場合には直接2層系弾性理論を使えるが、多層系路盤の場合には2層系地盤に置き換えての計算を繰返す必要があり、その精度は層が多くなるほど落ちて行くようである。このような場合には3層系弾性理論などを応用しなければならないのかもしれない。しかし、実際に行なう試験の精度等を考えると、本報告で示した程度の決定法でも十分であるようにも考えられる。

今後の問題として一番大きなものは、路床のK値の推

定ではないかと思われる。本報告の方法にしたがえば、路床 K 値が既知の場合には一応どのような場合にも路盤 K 値は求まることになった。しかし、舗装の設計をする時点で路床が未完成である場合には、路床面上での K 値も測定されていないことが多い。このような場合には何らかの方法で路床の K 値を推定してやらない限り舗装の設計はできない。路床の土質と K 値を関連づける方法や、路床土の室内 CBR から K 値を推定する方法など、従来からいくつかの試みがなされてきたが、どれも十分なものとはいえない。本報告でも現場 CBR (室内試験から求める) と K 値の相関を調べたが実用性のある関係は導き出せなかった。 K 値を求める平板載荷試験の本質を十分考慮した合理的な路床 K 値の推定法の開発が待たれるわけである。

謝 辞

本研究の成果は多くの方々の協力の賜である。昭和44年度、全国の港湾建設局へ「路床および路盤面上の K_{75} と K_{30} 」調査の依頼が木庭土質部長から出されたが、これに答え各地の空港工事事務所において所定の試験が実施され、得られた多くの試験結果を送っていただいた。これらは本研究で重要な役割をなすもので、試験の実施に協力下さった東京、大阪、新潟、広島、鹿児島各空港工事事務所の担当された方々には、ここに深く感謝申し上げる次第である。

載荷槽内試験舗装は運輸省港湾技術研究所と新東京国際空港公団との共同研究で、空港公団の多くの方々の協力のもとに実験が遂行された。本報告書でもその実験結果の一部を利用している。ここに改めて関係各位に御礼申し上げる。特に舗装課阿部洋一係長からは貴重な資料を頂き厚く御礼申し上げる次第である。

また、森口拓滑走路研究室長からは有意義な示唆とコンクリートスラブ下の路盤内の温度測定データを頂いた。深く感謝申し上げる次第である。

なお、野比試験舗装および載荷槽内試験舗装の解体調査工事は、日本舗装株式会社の請負工事の下に実施されたが、終始熱意をもって仕事を遂行されたことに対し、関係各位に謝意を表したい。

(1971年12月28日受付)

参 考 文 献

- 1) 運輸省航空局：空港コンクリート舗装構造設計要領，1971，p. 12.
- 2) 日本道路協会：セメントコンクリート舗装要綱，

- 1967，p. 15.
- 3) 竹下春見：寒地道路の路床路盤に関する調査研究，土木研究所報告，95，昭和31年
- 4) 竹下春見：路盤の荷重分散効果(2)，土木研究所報告，118，昭和39年
- 5) 土質工学会：土質調査法，土質工学会，1964，p. 218.
- 6) 須田 潤：原型載荷槽および原型走行荷重車の製作について—空港舗装研究用施設，港湾技研資料，No. 97，1970.
- 7) 5)と同じ，pp. 215~220.
- 8) J.M. Stratton：Construction and Design Problems, Military Airfields, A Symposium, Proc. ASCE, Jan. 1944, pp. 28~54.
- 9) 須田潤他：静的載荷試験による空港舗装の実験的研究，港湾技術研究所報告，第9巻，第3号，1970.
- 10) 5)と同じ，pp. 186~192
- 11) 土質工学会試験法改訂委員会：土質試験法の改訂案2種，土と基礎，No. 117, Nov. 1967, pp. 35~38.
- 12) 須田 潤，佐藤勝久，藤本憲久：空港アスファルト舗装構造の設計法に関する一提案，港湾技研資料，No. 54, 1967, pp. 32~40.
- 13) 運輸省航空局：空港アスファルト舗装構造設計要領，1970，pp. 76~92.
- 14) 日本道路協会：アスファルト舗装要綱，1967.
- 15) たとえば，土質工学会編：土質工学ハンドブック，技報堂，1966，pp. 787~788.
- 16) D.D. Barkan：Dynamics of Bases and Foundations, McGraw-Hill Book Company, pp.1~53.
- 17) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針，クイ基礎の設計篇，1961.
- 18) D.M. Bermister：The Theory of Stress and Displacements in Layered Systems and Applications to Design of Airport Runways, Proc. of HRB, Vol. 23, 1943.
- 19) Portland Cement Association：Design of Concrete Airport Pavement, Portland Cement Association, 1955.
- 20) 秋山政敬，細田昌夫：たわみ性舗装体の弾性変位係数と温度，土木学会第24回年次学術講演会講演集，1969，9月，pp. 303~304.

- 21) たとえば内田一郎：道路工学，森北出版，1963，
p. 126
- 22) 須田 燕，佐藤勝久，吉田富雄：砂質土の現場
CBRと室内CBRの関係，港湾技術研究所報告，
第10巻，第3号，1971. 9.

付録A 路盤用骨材の材質規定の例

粒状路盤材と安定処理路盤用骨材の材質基準の例を付表-1に示す。空港アスファルト舗装構造設計要領の付録およびアスファルト舗装要綱の規定を一覧表にしたものである。下層路盤用粒状材料には砂や切込砕石などが含まれる。

付表-A 路盤用骨材の材質規定の例

項目	材料 基準名	下層路盤用 粒状材料		粒調砕石		浸透式マカダム用骨材		アスファルト安定処理材用骨材		セメント安定処理材用骨材	
		①	②	①	②	①	②	①	②	①	②
比重 (JIS A 1109)		2.5以上		2.5以上				2.5以上		2.3以上	
吸水率 (%) (JIS A 1110)	粒径 2.5mm 以上	1%以下		1%以下				1%以下		2%以下	
	粒径 2.5mm 以下	3%以下		3%以下				3%以下		5%以下	
0.42mmフルイ通過分のコンシステンシー (JIS A 1205 および1206)	LL	25%以下		25%以下				25%以下		25%以下	
	PI	6%以下		6%以下				6%以下		6%以下	
ロスアンゼルスすりへり減量 (500回転) (JIS A 1121)		50%以下		45%以下		45%以下	40%以下	45%以下	50%以下	45%以下	50%以下
硫酸ナトリウム損失量 (JIS A 1122)				12%以下		12%以下	20%以下	12%以下	20%以下	12%以下	20%以下
有害物含有量	粘土，粘土塊					全試料に対する重量百分率 0.25%以下					
	やわらかい石片*1									5.0%以下	
	細長いあるいはうすべらな石片*2									10.0%以下	

①：空港アスファルト舗装構造設計要領，付録-6

②：アスファルト舗装要綱

*1 JIS A 1126 による

*2 骨材を包む直方体の最大長と最小長との比が5より大きい石片，5mm以下の骨材には適用しない

付録B 路盤の施工管理基準の例

所定の基準に適合した材料を用いて路盤を作る場合、
付表-2に示すような規定が満足されるように施工されね

ばならない。施工管理基準の例として空港アスファルト
舗装構造設計要領の付録およびアスファルト舗装要綱で
規定されているものを示した。

付表-B 路盤の施工管理基準の例

材 料	施工管理 項 目	施 工 管 理 規 準	
		①	②
下層路盤用粒状材料	CBR		修正 CBR : 20~30, 30 以上
	締固め度	JIS A 1210 の第 2 方法による γ_{dmax} に対し i) 設計 CBR > 20 100% 以上 ii) セレクト材 非粘性土 95% 以上 粘性土 90% 以上 その他に付表-B2の規準値以上	JIS A 1211 による γ_{dmax} に対し 以上 95%
粒 調 砕 石	CBR	設計 CBR : 80 以上	修正 CBR : 80 以上
	締固め度	JIS A 1210 の第 2 方法による γ_{dmax} に対し 100% 以上	JIS A 1121 による γ_{dmax} に対し 95% 以上
アスファルト安定処理	締固め度	マーシャル基準密度の98%以上	マーシャル基準密度の95%以上
セメント安定処理	締固め度	JIS A 1210 の 1.4 による γ_{dmax} に対し 96% 以上	JIS A 1210 による γ_{dmax} に対し 95% 以上
リーコンクリート		土木学会「コンクリート標準示方書による」	

付表-B2 設計 CBR 20未満の上の必要締固め度 γ_d

Ci	$\gamma_d/\gamma_{dmax} \times 100 (\%)$	
	粘性土	非粘性土
2 未満	75	85
2.0	78	90
2.5	81	93
3	83	94
3.5	86	95
4	87	96
4.5	88	97
5	90	97
5.5	91	98
6	92	98
6.5	92	98
7	93	99
7.5	93	99
8	94	99
8.5	94	(Ci ≥ 8.5)100
9	95	
9.5	96	
10	96	
12	97	
14	98	
16	99	
18	100	
20 以上	100	