

アスファルト

第6巻 第31号 昭和38年4月4日 発行

第4回アスファルト舗装ゼミナール テキスト

〔昭和38年2月18日 札幌市〕

ASPHALT

31

社団法人 日本アスファルト協会

ASPHALT

特集・第4回アスファルト舗装ゼミナール・テキスト

目 次 第 31 号

日本アスファルト協会にのぞむ.....	井 上 孝	2
北海道のアスファルト舗装について	小 山 道 義	5
アスファルト舗装の設計について (2, 3 の問題点).....	松 野 三 朗	16
寒冷地に於ける舗装雑感	卷 下 乙 四 郎	20
各種の流し込みアスファルトについて	板 倉 忠 三	25
本別発電所開渠のライニングについて	工 藤 忠 夫	35

読者の皆様へ

“アスファルト”第31号、只今お手許にお届け申し上げました。

本誌は当協会がアスファルトの品質改善を目ざして、需要家筋の皆様と生産者側との技術の交流を果し、より一層秀れたアスファルトをもって、皆様方の御便宜を計ろうと考え、発刊致しているものであります。

本誌は隔月版発行であります、発行毎に皆様のお手許へ無償で御贈呈申上げたいと存じております。

本誌が皆様の需要面における有力な参考資料となることを祈りつつ今後の御愛読を御願ひ致します。

社団法人 日本アスファルト協会

ASPHALT

VOL. 6 No. 31 APRIL 4, 1963

Published by

THE JAPAN ASPHALT ASSOCIATION

Editor • Isamu Nambu

日本アスファルト協会にのぞむ

井 上 孝

私がアスファルト協会を直接知ようになったのは、三年ほど前、協会主催のアスファルト需給懇談会に出席するようになってからである。

それ以来、毎年数回ひかれる懇談会に、その年の道路舗装用アスファルトの使用量を予想する役目をもって出席している間に、協会の会誌の編集や、舗装ゼミナールの企画などのお手伝いをするようになった。

したがって何となく私自身がアスファルト協会の一員のような気がしているものだから、「協会にのぞむ」という課題を与えられると、いささか戸惑わざるを得ない。アスファルト協会というのは、アスファルトの販売業者とメーカーが会員となっている団体であるから、私のような門外漢の考えることは、そもそもこの協会の目的に沿わないものであるかもしれない。

しかし、かつて協会の南部会長が何かの席上、アスファルト協会の最終の目標として、米国のアスファルト・インスティテュートのようなものを作りたい、と言われたことがある。米国のアスファルト・インスティテュートは、アスファルトのメーカーからの拠金で運営されておいて、その研究成果は大変権威のあるものであり、アスファルトの質の向上、利用法の研究等に図り知れない

貢献をしているということである。

私は、協会には第三者であるが、アスファルトの最大の利用分野の一である道路舗装の仕事にたずさわるものとして、南部さんのこの夢に心から同感するものである。

協会の構成メンバーであるアスファルト業者の方々は、アスファルトが多量に売れ、多少でも多く利益を上げるために、もっと直接的な協会の活動を望まれる方もあるかもしれないが、私としては南部さんのビジョンのように、アスファルトの質の安定向上、正しい使用方法の研究と普及、アスファルトの使用分野の開拓、といったようなどちらかといえばアカデミックな活動をこの協会にお願いしたいと考えている。米国のアスファルト・インスティテュートの業績にみるように、このような協会の方針こそ、将来のアスファルト業界に大きく貢献するのではないかと思う。

そして日本の経済がすばらしい速度で伸長し、道路事業も飛躍的に増大している今こそ、協会がこの未来像に向かって積極的に活躍する絶好のチャンスではないかと思う。

昭和36年度にはじまった道路整備5ヶ年計画は、わが国の道路事業を飛躍的に増大させることとなった。

舗装事業についていうと、昭和33年度から昭和37年度までの旧5ヶ年計画（一兆円計画といわれている）では、一級国道・二級国道・府県道を通じ、5年間に約8,700 軒の道路を舗装するというのであったが、36年度に改訂された今の5ヶ年計画では、この延長が15,000 軒に増大している。

38年度を迎えたばかりの今日、この5ヶ年計画すら日本の交通需要に対して余りに小規模であるとして、再び4～5兆円位の規模に改訂しようとしている。

戦後、純粹の国産資材であるポルトランドセメントを使用したセメントコンクリート舗装がわが国舗装の殆んど全部を占めていた。したがって戦後しばらくの間の舗装技術も、主としてコンクリート舗装を中心に進歩し、アスファルト舗装は殆んど顧みられなかったのである



建設省道路局建設専門官 井上孝氏

が、昭和30年頃から土質工学の発達、アスファルト舗装のCBR設計法の普及等を契機として、アスファルト舗装が積極的に採用されるようになり、年々急激に増大して来た。

例えば一級国道で昭和30年度に実施された全舗装延長のうち、アスファルト舗装の比率は18%で他は全部セメントコンクリート舗装であったが、これが昭和34年度には約50%、36年度73%、37年度には84%に達し、数年前のセメントコンクリート舗装と全くその地位を逆転した形となっており、今や舗装といえばアスファルト舗装であって、コンクリート舗装はむしろ特殊舗装視されるようになってしまった。

このように舗装事業が飛躍的に増大するとともに、アスファルト舗装はそれ以上の勢いで急増しているのである。

余談になるが、毎年のアスファルト需給懇談会に私はその年の舗装用アスファルトの需要量を推定して提出しているが、毎年のようにこの推定は実績を下廻っているようである。37年度には地方選挙の前年でもあるので思い切ってプラスアルファを大きくして出しておいたところ、最近の出荷量の実績はこの水増し推定をさらに数万トンも上廻りそうだということである。

アスファルト協会の資料によると、道路及び土木需要のアスファルト量は昭和33年度22万トン、35年度29万トン、36年度45万トン（5ヶ年計画改訂の年度）37年度の予想52万トンとなっており、この52万トンが更に実績は上廻るということで、まことに著しい増大傾向にある。

さて、このように道路事業の増大、なかんずくアスファルト舗装の増大に直面して、いろいろの問題が生じて来るが、私のような舗装工事の発注者としての立場で最も大きい問題は、舗装特にアスファルト舗装技術者の不足、技術水準の低下である。

御承知のように今や、全国の官公庁の道路技術者、建設業界の舗装技術者は物凄く忙しい。2倍にも3倍にもなった仕事をかかえてきりぎり舞いをしている。

ローラー1台、ブランド1基という業者でも結構仕事に追われている実状である。また数年前ならば工事現場にはたいてい一人や二人の発注者側の監督員が居たが、この頃ではほとんど見受けられないようになっている。

技術者の増強は、材料や機械のようにおそれとは参らない。結局、設計、施工管理の合理化とか、工事規模の拡大による機械化の促進というようなオーソドックスな方法に頼らざるを得ないようである。

このためには発注者側も、施工業者の側も相当高い技術水準と管理体制をもつことが必要となり、したがって何らかの方法による技術の研修、新工法の早急な普及ということが要求される。

例えば、最近の官公庁の技術者不足の解決の一方法として、建設業者の責任施工ということがいわれるようになった。ズバリ言えば発注者は施工に責任を負わない、そしてある期間内にもし舗装が壊れたときは請負業者がみずからの費用でやり直す、ということである。こうなると業者の方は、いままでのように発注者の指示通りに施工するという気楽なわけにいかない。もし壊れるような仕事をしたら大打撃であるし、小さい業者なら潰れてしまう。そこで優れた技術者、経験豊かな技術者を求め



開会の辞 会長代理 間世田理事



閉会の辞 北海道土木技術会々長 真井耕象氏

るが、これも右から左には参らないので、講習会とか研修会を盛んに要求するようになって来ている。

アスファルト協会が一昨年からはじめたアスファルト舗装セミナーは、2月で第4回目であったが、毎回予想を上廻る盛況で、会場の定数を超える申込みがあって参加をお断わりしたこともあったという。

費用も少なからざるものがあり、開催のための準備や講師の依頼等々誠に大変な事業であるが、上に述べたように非常に時宜に適した催しであるので、更に充実した内容とするとともに、全国各地で更に回数多く開催されるようアスファルト協会にお願いしたい。

元来、土木屋という人種は化学に弱い。かく申す私自身、中学以来バケガクという学問は毛嫌いし、カメの甲や薬のにおい（アルコールの香りは別である）は敬遠して来た。

したがって、アスファルトというものはなかなかとりつき難い代物である。まして、この頃は知らないが、土木の学校ではセメントの講義はずいぶん聞かされたが、アスファルトの講義はなかったのだからますます苦手である。

このような気持が、土木屋の大多数にあることはおそらく事実であろう。アスファルト舗装を何年も手がけた人でも、アスファルトは黒い塊りで加熱すると柔らかくなる物質というだけの理解しかない人が多いと思う。碎石の質や、舗装の厚さにはやたらに気を使うが、アスファルトそのものの質には案外眼をくれない傾向がある。

一方、アスファルトのメーカーである石油会社の方は、アスファルトは原油からガソリンや軽油を取った残渣で、始末に悪いものという観念が抜け切らないように思う。このごろは盛んに売れるからカスだという考えはうすらいだかもしれないが、やはりなんとなく副産物扱いである。

このような両者の間にあって、質の不安定と価格の不

安定とに悩み、或いは之を利用しているのがわが国のアスファルト販売業者である、と言ったら叱られるかもしれないが、どうもそんな気がするのである。

黒いアスファルトであれば何でも使う（針入度位の試験はするだろうが）、どうせアスファルトで儲けなくてもいいのだから引取ってくれるなら売る、という事実が極く一部であるが、最近にもあったようである。

この2年ほど、私はアスファルトの価格の非常な変動に注目して、設計の上でいささか調整を試みたのであるが、想像以上の難問であることにおどろくとともに、アスファルトそのものの質の安定、言いかえるならば適正な規格の再検討なくして価格の安定はありえないと思うようになった。

使用者が真にアスファルトの質を理解し、確固たる規格を要求し、製造者が真に要求される質のアスファルトのみを供給するようになってはじめて適正な価格と安定した需給が確保されるのではないだろうか。

この両者の間をとりもつ販売業者の自覚をお願いしたい。そのためにはアスファルト協会が、あらゆる事業を通して、使用目的に適當したアスファルトを究明しPRする方針をとられることをのぞみたい。

結局はもとへ戻って、米国のアスファルト・インスティテュートを未来像とする協会のあり方、南部さんの理想の実現をのぞむと言うことにつぎるのであるが、この理想へ大きく踏み出すには、需要がグングン伸びている今がチャンスではないだろうか。

昭和37年度のアスファルト供給量は、輸出用も含めて、80万トンを超えると推定されている。とするとアスファルトの年間供給価額は百数十億円ということになるが、かりにその1%が協会の事業に投じられるとしても1億数千万円、数年ならずして立派な付属研究所でも出来ようというものである。

〔筆者：建設省道路局建設専門官〕

注：本稿は第4回セミナーに於て、井上氏が講演したうちの一部分を抜萃して、改めて御執筆願ったものであります。

北海道のアスファルト舗装について

小 山 道 義

まえがき

寒さが厳しく、雪の多い北海道の道路では、温暖な地方とは違った多くの問題が起きている。たとえば、アスファルト舗装の低温時における脆化現象、特にタイヤチェーンによるスリヘリ被害とこれが対策は、当面の重要な研究課題であって、道路技術上合理的な解明が望まれているものの一つである。これはアスファルトおよびアスファルト合材そのものの品質に関する問題である。寒冷地においては、このほかに舗装破壊の特異点として、凍上による被害があげられる。主として路盤に関する問題である。

本文においては、北海道における現行のアスファルト舗装道路の路体構造について、また路体構造を設計する上の問題点について概要を述べ、次いで土木試験所が、寒地向表層用合材の配合設計方法に関する一つの試みとして、主としてタイヤチェーンによるスリヘリ被害を考慮して行っている実験について説明する。

1. 北海道の舗装道路の路体構造

1-1 概 説

北海道の現在の路体構造がどうなっているか、どのようにしてきめられているか、さらにまた将来どうあるべきかというような問題と最も深い関係にあるのが凍上とその対策である。

道路の凍上現象は、北海道の寒冷気象によって必然的に起される、いわゆる寒地道路の問題の最も重要なものの一つである。現在、新設の舗装道路に関しては、置換工法に基づいて路盤を築造するのが、凍上対策上最も確実であり、しかも道路建設上合目的なものとして推しようされ、現場で実施されている。したがって、北海道の舗装道路の路体構造は、凍上抑制層（下層路盤）・路盤（上層路盤）・基層・表層から成っている。路体の総厚は、凍上被害に対処するために、凍結深度のおおよそ80%程度、少ない場合でも60cm以上となっており、また凍上対策路盤に適合した表層工種としてアスファルト舗装が広く採用されている。

現在実施されている1・2級国道の車道部分の舗装厚は10～20cm ほどであって、その構造はアスファルトマカダムまたはセメントやアスファルトによる切込砂利の安

定処理層を基層として、その上にトベカ表層またはアスファルトコンクリートを中間層としてアスファルトモルタル摩耗層を舗装している。輪荷重の強圧が及ぶ上層路盤には、最も安定で硬質の材料を吟味・選定することとなるが、一般には良質の碎石や切込砂利などを20～30cm 厚さに使用し、また凍上抑制層には火山灰・砂・切込砂利など価格の安い難凍上性の地方産材料を選択使用している。

このような路体構造は、これまでの漸進的な現場経験と試験調査結果の累積から生じたものであって将来とも不変のものではない。

1-2 凍上対策路盤

道路の凍上機構すなわち地中の霜柱の発生機構はまだよく判っていない。しかし、凍上は土質、地中水および温度の3要素に支配されるものであるから、凍上を阻止するためにはこれらの要因のうちいずれか一つあるいは二つ以上を除去すればよいことになる。このための工法として、理論的にはいろいろ考えられるが、現在北海道において広く採用されているのは、すでに述べたように、凍結深さ内にある凍上性の路床土を凍上しにくい材料で入れ換える置換工法である。郊外地のように路面高をあげることのできる道路では、吹きだまりの軽減や除雪作業の容易さを考慮して、盛上げ工法が採用されているが、この場合でも必要な厚さだけは難凍上性の材料を用いて路盤拵えをしている。

塩化カルシウムの路床撒布または混合処理など、薬剤処理工法は場合により利用すべき工法と思われるが、置換工法の補助工法として試的に用いられているに過ぎない。

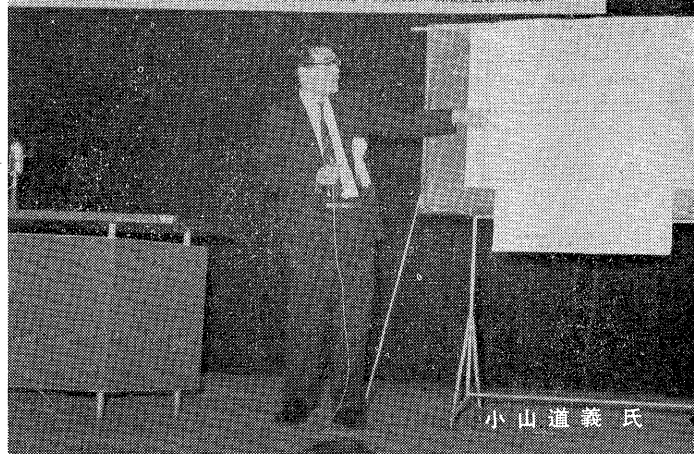
置換工法に基づいて凍上対策路盤を築造するに際して、實際上大きな問題として提起されるのは、路体の厚さをいかにきめ、路盤材料をどう選択するかということである。北海道開発局ではこのことに関して設計施工上の基準仕様を大要次のように定めている。凍上対策に関する基本的な考え方では諸外国の例と比べて変っていない。

1-2-1 路体の厚さ

路体の厚さは凍結深度および路床支持力の双方を勘案

第4回 アスファルト舗装ゼミナール

主催 日本アスファルト協会 協賛 北海道土木技術会・石炭産地北海道支部



小山道義氏

して定めることになっている。凍結深度のみを基準とする場合の舗装を含めた全路体厚は、函館付近 60 cm、旭川および帯広付近 90~100 cm、その他 80 cm 程度とすることを標準としている。路床支持力との関連において路盤工の厚さを具体的に明示したものはいまのところなく、たとえば施工時において路床が過含水状態の粘土質土などで極めて軟弱な場合には、経験的に上記の標準値より、さらに 20~40 cm 程度深く掘取り、在来砂利道母級の比較的砂利分の多いものだけを埋戻し、この上に砂を置いて締固め正規の路盤を築造している。

安い価格で、切込碎石や切込砂利など、良質の材料が得られる場合には、路盤の全厚を同一材料でつくるが、多くの場合 2 種以上の材料を組合せて使用している。凍上抑制層材料として砂や火山灰を使用する場合の上層路盤の厚さは切込砂利の場合は 25~30 cm を標準とし、切込碎石の場合は 20~25 cm を標準としている。また切込砂利など粗粒材料を凍上抑制層に用いるときは、その路床土に接する部分では、融解時において軟化した路床土が路盤内に上昇するのを防ぐため砂または砂分の多い切込砂利など約 20~30 cm 厚さで使用している。

1—2—2 路盤材料の品質

凍上抑制層や路盤に用いる材料の品質は、難凍上性であると同時に、必要な路盤支持力をもつこと、長年に亘り変質変容しないことなどの条件を満足しなければならない。

土の凍上性については、古来多くの実験的研究が進められており、たとえば A. Casagrande, Beskow また Schaible などによって土の凍上性を判定する規程が提案されている。このように土の凍上性に関して数多くの提案がなされていることは、とりもなおさず凍上に関する問題の複雑性を物語っているものと思われる。いずれにしても、通常われわれが現場で出会う路床土の多くは凍上性であり、したがって凍上対策路盤を築造することも不可欠となる。この際凍上抑制層や上層路盤に用いる材料の凍上性をどのようにして判定するかということは極めて重要な問題となる。それは施工の難易や工事費に大きな影響を与えるからである。

北海道開発局では路盤材料として砂・切込砂利・切込碎石・良質粗粒の火山灰等を使用している。

(i) 切込砂利と切込碎石

切込砂利は上層路盤材料として、また凍上抑制層材料として最も普通に用いられている。上層路盤に用いられる切込砂利の最大粒径は 60 mm 以下とし、凍上抑制層には止むを得ない場合であっても最大粒径が 90 mm をこえるものは使用できないことになっている。粒度については、転圧機による締固めのできる適当なものであること

を仕様しているが、その最大粒径のいかにかわらず 4760 μ フリイを通過する砂分を 30~60% 含むものを標準としている。良質で、極端に薄いまは細長い石片その他の雑物を含まないこと、また粒径 2.5 mm 以上の粗粒群については、ロスアンゼルス試験によるスリヘリ減量は 45% 以下、安定性試験による損失量は 15% 以下でなければならないことも品質規格として示されている。

切込砂利の凍上性は、4760 μ フリイを通過する砂分に含まれる 74 μ フリイを通過するシルト以下の量で判定することとしているが、その限界は 9% (重量百分率) 以下を難凍上性としている。

切込碎石は一般に上層路盤に用いられるが、その品質については切込砂利に準じている。

(ii) 砂

砂は凍上抑制層に用いられる。その一般的品質として清浄、強硬、耐久的で、ごみ、泥、有機不純物等の有害量を含んでいてはならないことになっている。また砂の凍上性は 74 μ フリイを通過するものの量で規定され、6% 以下が難凍上性として許容されている。

(iii) 火山灰

火山灰(礫を含む)は地方によっては容易にかつ安価に入手できるので凍上抑制層材料として好んで用いられている。その品質については、硬質・粗粒で風化の徴候がなく、排水性が良好で、かつ 74 μ フリイの通過分が 20% 以下であって強熱減量が 4% 以下のものは使用することができることになっている。ただし、シルト以下含有量や強熱減量に対する上記の規格は、火山灰の凍上性を簡易な現場試験によって判定するための方法として、暫定的にきめられているもので、規格から外れる材料であっても凍上試験結果によって難凍上性と認められる場合は使用しても差支えないことになっている。

1—2—3 路盤支持力

北海道では、以上述べたように、路盤材料の選択に際して 74 μ フリイを通過する細粒土分の含有量を少なく規

定しているため、一般に路盤材料としての結合材が不足である。また地方産出材料の活用上手できる材料の粒度組成も常に締固め容易なものとは限らない。しかし凍上対策のための置換路盤では、結果的に支持力値の大きなものが得られ、少なくとも施工時においてはアスファルト系舗装の標準と考えている路盤支持力値には達し、またこの支持力値は路盤築造後の自然転圧によってさらに上昇している。

北海道開発局では路盤支持力に関して $K_{30}=28\text{kg/cm}^2$ 以上でなければならないことを仕様している。ただしセメント安定処理基層を行う路盤については、この基準を 20kg/cm^2 まで下げてよいことになっている。

1—3 舗装

北海道における舗装道路の路体の厚さは、主として当該地方の凍結深度に基準して決められているので一般に大きく、また路盤材料は難凍上性ということから品質が吟味され選択されるので、凍上対策路盤の築造には多額の工費を要することとなる。北海道において、現在広くアスファルト系舗装が採用されるのは、凍上対策路盤の必要性に関連しているもので、表層工種として、少なくとも現在の交通事情、路盤条件に相応したものであり、また十分なものであると考えられているからである。

1—3—1 舗装型式

元来、合理的な舗装型式がセメント系であるかアスファルト系であるかは、地域的な条件によって異なり、また将来の交通事情の変化にもよることであって、一概には論じられない問題である。北海道において現在アスファルト舗装が大部分を占め、セメントコンクリート舗装が殆んど行なわれていない理由は次に述べるような見解に基づいている。

(i) セメントコンクリート舗装の特長は、荷重分散能力が大きいので、路盤支持力を高めるのに費される経費を節減できる点であるが、北海道では凍上を抑制するために凍結深度の 80% 程度の路体厚としなければならず、必然的に大きな路盤支持力が得られるので、セメントコンクリート舗装の本質的な利点を活かす余地がなく、アスファルト舗装で十分間に合う。

(ii) セメントコンクリート舗装は、微量凍上によっても不斉支持となって破壊するおそれがあるのに対して、アスファルト舗装はより大きな変形にも——変形が徐々に行なわれる場合——支障なく順応できて破損が少ない。しかも道路の凍上を完全に防止することは経済的にも技術的にも困難である。

(iii) 冬季交通車輛が迂り止めに付けているタイヤチェーンによる摩損に対し、使用材料を吟味することにより、また配合が適正であればアスファルト舗装である程

度対応でき、摩損後の補修もコンクリート舗装に較べて容易である。

(iv) 寒冷地では工事適期が短いので、施工速度が高く養生期間などを必要としない工法がのぞましいが、この点ではアスファルト舗装の方が有利である。

1—3—2 基層

従来 5cm 厚程度の滲透式アスファルトマカダムが基層として標準的に行なわれている。施工時において交通処理が困難でないか所、路床の軟弱なか所または碎石が高価なか所では 10~15cm 厚のセメントによる切込砂利などの安定処理基層を採用している。この場合のセメント使用量は 120kg/m^3 以下、通常は $90\sim110\text{kg/m}^3$ で路上混合で実施している。

これまで、北海道におけるアスファルト舗装の基層工種は、上に述べたような滲透式アスファルトマカダムやセメントによる安定処理工が主であった。しかし最近アスファルトによる切込砂利の安定処理工が試みられている。アスファルト乳剤などによる常温混合はのぞましいが、未だ試験の域を出ていない。一般に加熱混合工法が採用されている。この際アスファルト混合量は 3.5~4% 程度、仕上厚は 6cm を標準としている。本基層はマカダム用碎石の入手が困難な実情にあること、また手作業を主とする施工法では平坦度の確保がむづかしいことなどの理由からアスファルトマカダムに代わる工法として期待されている。

1—3—3 表層

アスファルト合材は、高温において粘弾性的な性状を示し、また低温では弾性体に似た挙動をするが、これは合材の結合材となっているアスファルト固有の物理的性状によるもので、合材の感温性は一般にアスファルトの感温性によって大きく支配される。寒暖の差の比較的小ない地方では、使用アスファルトや合材の性状について感温性による必要はないかも知れない。しかし寒冷といわれる北海道でも夏の気温は相当上昇し、年間およそ $+30\sim-30^\circ\text{C}$ の気温変化があるので、舗装用アスファルト合材の低温脆化の防止は常に高温時の安定度と関連して考えなければならない。冬季車輛の迂り止めに用いるタイヤチェーンによる表層のスリヘリは、アスファルト舗装の低温脆化と密接な関係があるが、時として致命的な被害を与えることがある。

現在北海道における 1・2 級国道のアスファルト舗装は主としてタイヤチェーンの摩損に対処するため富配合のアスファルトモルタル摩耗層かトベカ表層を採用している。アスファルトモルタル摩耗層の厚さは 1.5cm を標準とし、5~6cm 厚の粗粒式アスファルトコンクリート上に舗設される。交通量の特に多くない市街部などでは、

車輛の走行速度も低下し、タイヤチェーンによる路面の摩損もそれ程甚しくないので、アスファルトモルタル摩耗層に代えてトベカ表層が用いられている。この場合の厚さは、特殊の場合を除いて5cmが標準となっている。

表一は表層用アスファルトモルタルとトベカの標準配合である。

表一

	アスファルト	石 粉	骨 材
細粒式アスファルトコンクリート	9.5~10.0%	10%	80~80.5%
アスファルトモルタル	12.0~12.5	15~20	67.5~73
備 考	針入度 100~120 軟化点 40~50°C		

2. 構造設計上の問題点

2-1 概説

北海道におけるアスファルト舗装道路の現在の路体構造は以上概述したとおりである。道路築造に関する基本的な考え方として、凍上対策路盤の必要性に関連し、できるだけ堅強な、しかも安定した路盤をつくり、これに相応した表層工種を選び、舗装断面を決定しようとする、いわば漸進工法が底流をなしている。現在交通量ならびにこれまでの交通量の増加の推移から将来交通量を勘案すれば、現行の路体構造には当然検討しなければならない面もでてくるものと思われ、早晚緊要な課題として提起されるものと筆者は考えている。

舗装道路の新設に際して、凍上対策のため置換工法が実際現場において本格的に実施されたのは、昭和27~28年度施行の1級国道36号線札幌千才間道路においてであった。北海道開発局が北大・道・市その他関係機関との協力の下に、道路凍上に関する調査研究とその対策について取組んだのが昭和26年度以降のことであるから、当時すでに凍上対策路盤の施工の重要性については十分認識されていたとはいえるものの、予算上の制約やそれまでの慣習的な工法を脱して、画期的な凍上対策路盤を採用した本道路の意義は高く評価されるべきであろう。本道路は寒冷地表層用アスファルト合材の低温脆化特にタイヤチェーンによる摩損に関して重要な研究課題を提起したが、路体の総厚を凍結深度の80%に基準して定めたことや、路盤材料の選択などにおいて現行の基準・仕様と本質的に変るところがない。本道路の施工は、北海道における置換工法による凍上対策路盤工の嚆矢をなすものであり、また舗装道路の建設に一転機をもたらしたものであった。これは当時の高橋札幌開発建設部長ほか関係道路技術者の卓越した識見と英断による所産であると筆者

は考えている。

爾来、置換工法が確信をもって北海道において採用され今日に至っている。これまでの現場経験では、前に述べたような仕様、基準に従って築造した凍上対策路盤は十分満足できるものであることが一般に認められている。しかし、端的にいって、置換工法による場合の路盤の施工の難易や工事費の増減は置換しなければならない深さの算定や路盤材料として許容できる品質限界の設定いかんによって著しく影響を受けるものである。したがって現行の仕様・基準に対する検討が強く要望される実情にあって、合理的な凍上対策工法の樹立ということが、北海道の舗装道路の伸長を図る上に極めて重要な研究課題となっている。

地域や場所によっては、置換工法に代る適切な凍上抑制工法がのぞましい事態が生じている。それは規定に合致するような路盤材料の入手が非常に困難な場合、また凍結深が深くて単に凍上抑制の目的から機械的に相当の厚さを、難凍上性の材料で置換え、または嵩上げることの経済効果に疑念が抱かれるような場合などである。このような場合には、当然薬剤処理工法や断熱工法などに対する再検討も必要となるわけであるが、いまのところ試験の域を出ない実情にある。

2-2 路体の厚さ

選択材料で築造した路盤では、その厚さが増せば一般に支持力の増加は期待できるから、融解期において必要な路盤支持力を確保するためには、材料に応じて常にある厚さ以上の路盤を築造しなければならないこと、またこの限りでは合理的な路体厚があることは想像に難くない。

舗装の設計には幾多の方法が提案されている。路体厚を求めるための有用な方法としてCBR法があげられている。この方法は、O. J. Porter によって案出され、その後 U. S. Corps of Engineers によって修正されたものであって、路床土或使用路盤材料の強度を調べて路体厚を求めようとする経験的な方法である。アスファルト舗装要綱（日本道路協会、昭和36年）でもこの方法に従うこととしているが図一に示すような CBR 設計曲線として一般に利用されている。この設計曲線によれば、交通量が与えられ、路床土の CBR を知れば所要の路体厚を求めることができることになる。CBR 試験の一般的な方法は JIS A 1211 に規定されている。しかしアスファルト舗装要綱の示すところでは、路床土の設計 CBR を求める要領が JIS と多少違っていることに注意しなければならない。

しかし、いずれにしても CBR 設計曲線を利用するに際して最も肝要なことは、路床土の将来おこりうる最悪

図-1 設計曲線

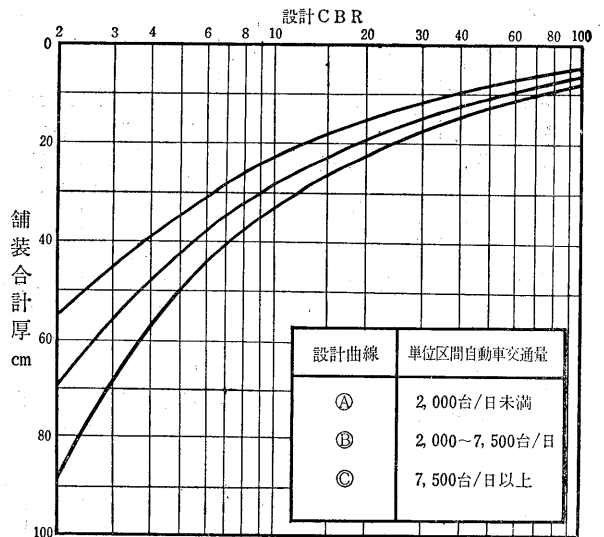


図-2 凍結指数と在来砂利道の凍結深度

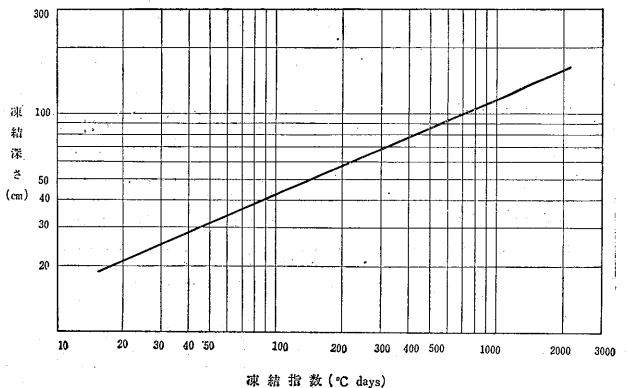
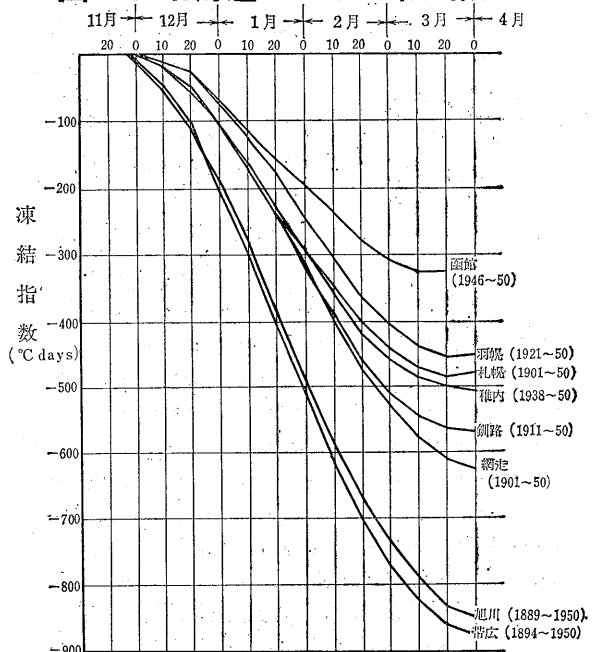


図-3 北海道における凍結指数



の条件下での CBR を想定して、設計 CBR としなければならないことである。このための方法として供試体の 4 日浸水が一般に行なわれている。しかし凍上現象に基づく路床土の密度や含水比などの状態変化は 4 日浸水の比ではない。これが北海道において CBR 設計曲線を利用していない主な理由である。

アスファルト舗装要綱によれば、北海道のような凍結融解を受ける寒冷な地方では、その地区の凍結深さを求めて、設計曲線から求めた路体厚と比較して、その大きい方を採用することとしている。図-2 は積算寒度（凍結指数）と凍結深さの関係として前土木試験所長伊福部氏によって求められたものであり、また図-3 は主要都市の積算寒度を示したものである。これによって、北海道における砂利道の凍結深さの大体の値を知ることができる。在来凍結深の全部を難凍上性材料で置換したとしても、置換後の凍結は、一般には、さらに路床に進行するので、融解期における路床軟化は避けることができない。凍上の完全防止を意図して、凍結の進行を常に路盤内にとどめるような全厚置換を行なうことはいうまでもなく、単に凍上抑制の目的から在来凍結深の全部を置換することも一般に不経済であると考えられている。現在、北海道においては在来凍結深さの 80% を路体厚の原則的な基準としていることは、すでに述べたとおりであって、アスファルト舗装要綱の考え方には従っていない。

凍結深の 80% 相当厚を置換するという基準は、砂利道を対象に実施した昭和 26・27 年度の凍上調査の結果から、凍上を抑制するための路体厚として暫定的にきめられたもので、地中霜柱が凍結深さの 60~70% 以内の深さまでに顕著に発生していたこと、したがってこれに基づく凍上量が路面凍上量の大部分を占めていたことに根拠をおいたものであった。

伊福部氏は、現行の各地区別の路体厚の妥当性について次のように論じている。

(i) 現在北海道で実施している置換深さは概して妥当である。

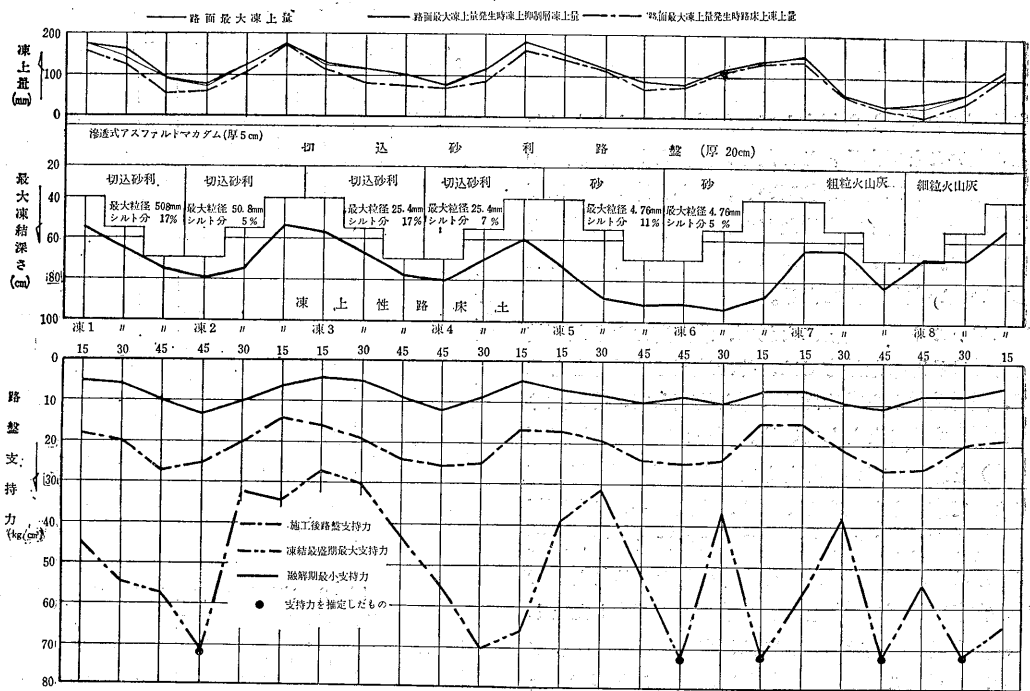
(ii) 室蘭、浦河、函館地区では融解期の支持力を期待できるならば 60cm を多少減じてよい。

(iii) 根室、苫小牧、札幌、稚内地区では、路床土が比較的凍上性でないと考えられるときは現行の 80cm 置換を 70~75cm に減少してもよい。

(iv) 釧路、網走地区では 80cm より小さくすることは危険である。特に網走地区では路床土が凍上性の場合には 80cm 以上とすることが望ましい。

(v) 旭川地区は、路床土侵入凍結深さが比較的大きいので、凍上性路床土の場合には、置換深さを 90cm より

図-4 昭和35年度の最大凍上量、最大凍結深さと路盤支持力



大きくするかあるいは路床土の凍上防止処理が望ましい。

(vi) 帯広地区では100cmあるいはそれ以上とすることが望ましい。

(vii) 置換深さを増加しても、その割には路床土侵入凍結深さは減少しないので、路床土処理との経済比較をする必要がある。

(viii) 路床土の薬剤処理方法、効果の接続などについて更に進んだ試験研究が望ましい。

(ix) 砂利層の含水量の多い時は、一般に凍結深さが深くなるので、その排水に特に考慮することが望ましい。

(x) 帯広地区のように凍結深さの大きいところでは、砂利層下に人工的に含水の大きい層を置き、その熱潜を利用して、凍結深さを制限する工法について研究を進める必要があろう。

伊福部氏の研究は、従来慣行的に行われていた置換工法に対し、凍上抑制の立場から理論な根拠を与えるとともに、置換工法実施上の重要な知見と指針を提供したものと高く評価されている。この研究によって、北海道の舗装道路の路体厚に関する研究課題は、一応路盤支持力の面からの検討に絞られたことになる。路盤の支持力に関する研究がいかに重要であるかは改めて述べるまでもない。

2-3 アスファルト舗装の凍上被害と路盤支持力

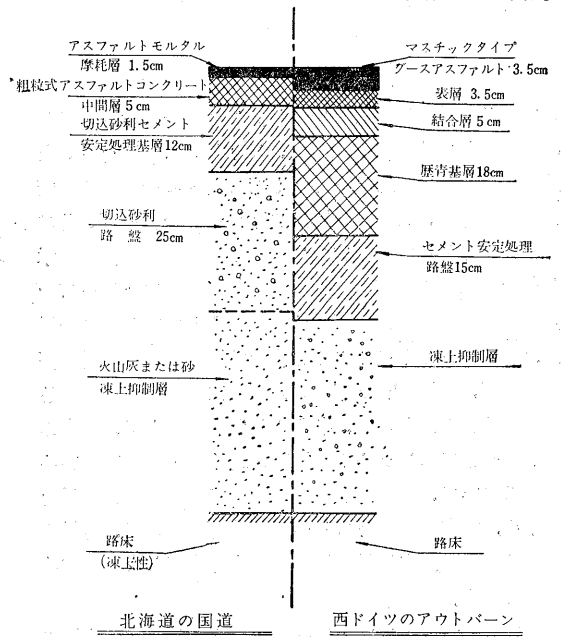
アスファルト舗装の凍上被害は、局所的な表層亀裂や平坦度の喪失など比較的軽微なものから、致命的な破壊に至るまで多種多様である。その発生も、凍結期における凍上特に不斉凍上に直接厚因している場合と、融解期における路盤支持力の低下に基づいている場合とがある。いうまでもなく、両者の間には因果関係があり、ま

た舗装の型式によって破壊の様相も異なるから、厳密な意味で舗装道路の破壊原因をいずれか一方の責に帰することは困難な場合が多い。しかし一般には路床軟化特に不斉軟化が凍結期におけるよりは苛酷な破壊厚因となっていることは事実で、この時期における走行荷重により舗装が破壊される例は極めて多く、また致命的である。

図-4は融解期において、実際上どの程度に路盤支持力が低下するかを示す例としてあげたものである。本例は美々試験道路の調査結果である。この試験調査は凍上抑制層に用いる材料の種類や路体の厚さの違いによって、凍上抑制効果がどのように変り、また路盤支持力がどうなるかを、気象や交通など自然条件の下で調査して、寒地路体構造を合理的に設計する上の資料を得るため、昭和34年度以降土木試験所が継続実施中のものである。

試験道路の延長は1,250mで、このうち480mが凍上のための試験区間となっている。凍上抑制層に用いた材料は、切込砂利・砂・火山灰など8種類で、また路体の厚さは本試験道路を設定した苫小牧地区の標準値75cmとこれより薄い60cm、45cmの3通り、総計24ブロックに区分されている。図に示す昭和35年度の調査では、トベカ表層5cmの舗装は未だ終わっていない。図に示すように、凍結は路体厚のいずれの場合も路床に及んでおり、また融解期における路盤支持力は凍結前に比べて著しく低下していることが判る。本例の路床は特に試験のため極めて凍上性の大きな材料を用いて築造しているものである。したがって悪い条件の場合と考えられるが、施工時においてあるいは凍結前においていくらの路盤支持力が得られれば、融解期において所要の支持力を確保することができるかは、寒地路体構造をきめる上に極めて重要な研究課題と思われる。實際上、所要支持力そのもの

図-5 アスファルト舗装の路体構造の比較例



の値についても明確ではないが、かりに $K_{30} \geq 28 \text{ kg/cm}^3$ がアスファルト舗装の路盤支持力として絶対条件であるとすれば、この例では標準路体厚の場合でも融解期の支持力はこれを満足していない。

路盤材料の種類や施工厚さによって、どの程度の路盤支持力が得られ、しかも融解期に確保できるかということが判らない以上現行の路体厚に対する検討もできない。また将来交通量の推移に対処して合理的な寒地舗装道路の路体構造を確立するためにも路盤支持力の研究が極めて重要なものと筆者は考えている。施工厚さをいくら増しても、材料に応じて最終的に得られる路盤支持力には限界があるであろうから、融解期の路床支持力の低下いかんによって、このため特に材料を吟味選択することが必要となるかも知れない。さらにまた路体構造を変える必要が生ずるかも知れない。

図-5は西ドイツのアウトバーンと北海道の国道の標準路体構造を対比したものである。アウトバーンの例では非常に丈夫な路体構造となっていることが判る。ここに両者を対比した意図は、北海道における路体構造の貧困さを示すためではない。舗装破壊の規模は交通量および荷重などによって支配されるからである。ただ、融解期における路盤支持力の低減の程度や将来交通量などを勘案した場合の路体構造のあり方について参考となるものと思われる。

3. アスファルト合材の配合設計方法

3-1 概説

土木試験所道路研究室では、ここ数年来、冬季にはタイヤチェーンに対するスリヘリ抵抗性が大きく、夏季には所要の安定度を確保できるような表層用アスファルト合材をつくるための配合設計方法について実験的な研究を進めて来た。実験の対象にはアスファルトモルタルが表層用合材の基本となるものであり、またすでに述べたように、タイヤチェーンによるスリヘリに対する摩耗層として広く行なわれているものであるから、まずこれを取りあげることにしたが、次いでトベカについて実験を進めている。合材試験は、マーシャル試験法による安定度試験のほか実際に道路におけるタイヤチェーンの剝摩作用を実験室内で再現できるようにしたラベリング試験機(北海道土木技術会考案試作)によるスリヘリの試験を併せ行なう、合材の良否を判定することとしている。この実験を行なうに当たっての考え方として、従来一般に行なわれている方法に比べて多少変わっている点は、アスファルト合材中のフィラーの機能を高く評価していることで、合材の性状を合材中に占めるフィラービチューメンの質と量の面から検討しようとしたことである。

以下、道路研究室が現在行なっているアスファルトモルタルやトベカの配合比の決定方法について、実験例を示し、その概要を述べる。

3-2 アスファルトモルタル

3-2-1 配合設計方法

加熱混合式アスファルト合材の配合設計には、いろいろの方法が提案されているが、現在では、一般にアスファルト舗装要綱に従っているものと考えられる。これによって合材の配合比を決めるには、まず合材の種類に応じて骨材の粒度範囲が経験的に定められているので、これに従って合成粒度を予定し、次いでアスファルト量を変えてマーシャル安定度試験を行ない、最適アスファルト量を求めることになる。試験結果が所要の条件と合致しない場合には骨材の粒度範囲内で合成粒度を修正したり、また使用材料を変えて再試験することになる。この場合、フィラーは骨材の中に含めて取扱っている。

アスファルト合材中のフィラーの役割を単に骨材としての最大密度または最大安定度を与えるための空隙填充材として考えるか、もしくはフィラービチューメンという組成の結合材とみるかは、今後の研究に残された面が多い。最近では、フィラーの機能を高く評価する傾向にあって、フィラーのある細かい粒子群はアスファルトと一体となってコロイド的性格を示し、フィラービチューメンとして結合材の役を果たしているものとし、またその粗い粒子群は骨材の細粒分を補って合材の安定度を増す上に役立っているとの見方が高まっているようである。

道路研究室では、フィラービチューメンが結合材であるとの考え方に基づいて、アスファルトモルタルの性状を検討し、その配合比を決定しようとしたもので、現在と

っている方法は次のようである。フィラーピチューメンの質を表わすものとして F/A 、フィラーピチューメンと砂の配合割合を表わすものとして V_m/V_{sv} の両者を目安とするもので、ここに F/A はフィラーピチューメンそのもののフィラー (F) とアスファルト (A) の混合割合を示し、また V_m/V_{sv} は砂の空隙量 (V_{sv}) をフィラーピチューメンの量 (V_m) で埋める割合を示している。この場合、アスファルトモルタルの物理的性状は使用材料が同一ならば、 F/A と V_m/V_{sv} の両者によって左右される筈である。したがって、与えられた砂に対して、所定のフィラーとアスファルトを用い、 F/A の試的ないろいろの値について、 V_m/V_{sv} の値を変えて一連の供試合材をつくり、安定度試験とスリヘリ試験を行なって、合材の所要条件を満足する最終的な配合比を決定しようとするものである。

一般に用いられるフィラーの粒度は、その購買仕様によって変り、また産地や入手時期などによって一定しない。またフィラーピチューメンとして有効に働らくフィラーの細粒群とはどのような粒径のものであるかも今のところ判っていない。したがって実験を進めるに当っては、便宜上市販のフィラーを 74μ フルイでふるい分け通過したものを使用することとした。実際現場で使用するフィラーは 74μ フルイに残留する分を含んでおり、またフィラーによってその量も変るが、このような場合でも合材の配合比を決める上の試験手順は変らない。この際、そのフィラーについて F/A の値を試的にきめるには他の実験例を参考とし、そのフィラーの 74μ フルイ通過分を一応の目安とするのが便利であると考えられる。

試験に際しての供試合材の配合比の算定や、試験結果に基づいて合材の配合比を決めるには、アスファルトの表—2

重量百分率 A が次式から計算できるので簡単に求められる。

$$A(\%) = \frac{\frac{V_m}{V_{sv}} \cdot e}{G_s \left(\frac{1}{G_a} + \frac{1}{G_f} \cdot \frac{F}{A} \right) + \left(1 + \frac{F}{A} \right) \frac{V_m}{V_{sv}} \cdot e} \times 100 \dots (1)$$

ここに

G_a, G_f, G_s : それぞれアスファルト、フィラーおよび砂の比重

e : 砂の空隙比 (絶対乾燥状態の砂に対して棒突きによる単位体積重量試験を行なって求めたもの)

実際の試験手順では、アスファルト量 A の値はあるアスファルト使用量の範囲でこれを予定し、0.5% の差で供試合材の配合を決定するのが普通である。したがって、この場合には試的な F/A と A の値について V_m/V_{sv} の値を次式から求めて試験結果を整理することになる。

$$\frac{V_m}{V_{sv}} = \left(\frac{1}{G_a} + \frac{1}{G_f} \cdot \frac{F}{A} \right) G_s / \left(\frac{100}{A} - 1 - \frac{F}{A} \right) e \dots (2)$$

3—2—2 実験例

本実験例は、上述の配合設計方法にしたがって F/A の値が 1.0, 1.5, 2.0 の三種のフィラーピチューメンに対して、それぞれ V_m/V_{sv} の値が 0.6, 0.8, 0.9, 1.0, 1.1 に略々なるような供試体を作製し、スリヘリ抵抗性と安定度を比較検討したものである。なお本実験に使用した材料の試験性状は表—2 に示すとおりである。

実験の結果は図—6, 7 のとおりである。今これについて少し考察を下げば次のとおりである。

(i) F/A および V_m/V_{sv} と安定度との関係

アスファルトモルタルの安定度は図—6 に示すよう

ア ス ファ ル ト	比重		針入度		伸 度			引火点 (°C)	蒸発量 (%)	蒸発後の 針入度 (%)	軟化点 (°C)	化 学 組 成			
	25° C		25° C		5° C	10° C	25° C					アスファ ルテン (%)	飽和成分 (%)	芳香族 成 分 (%)	レジン分 (%)
	1.01	142	100+	100+	100+										
	1.01	142	100+	100+	100+			237	0.1	89	35.0	6.5	37.6	34.8	21.1

砂	比重	吸水率 (%)	単位容 積重量 (t/m³)	空隙率 (%)	粒 度 (%)						
					2.38mm 残留	2.38~ 1.19mm	1.19~ 0.59mm	0.59~ 0.297mm	0.297~ 0.149mm	0.149~ 0.074mm	0.074mm 通過
	2.72	1.05	1.74	37.4	0	7	13	30	43	7	0

石 粉	比重	粒 度 (%)		
		0.074mm 残留	0.074~ 0.005mm	0.005mm 以下
	2.68	0	99	1

に、 F/A の値のいずれの場合も V_m/V_{sv} の値の増加にもなつて大きくなり、最大安定度に達したのち次第に小さくなって普通方眼紙上において一つの山を形成する。これはアスファルト量だけを変えて試験を行なう通常の方法の場合と似ている。しかし、 F/A の値が大きいフィ

ラービチューメンを用いたものほど、大きな最大安定度が得られ、かつそのときの V_m/V_{sv} の値も大きい。硬めのフィラービチューメンを用いた合材ほど安定度が高く、また砂の空隙量に対して多く混入できることには極めて常識的なことである。フロー値は図-6に示すように V_m/V_{sv} の値の増加とともに大きくなる。

(ii) F/A および V_m/V_{sv} とスリヘリ量との関係

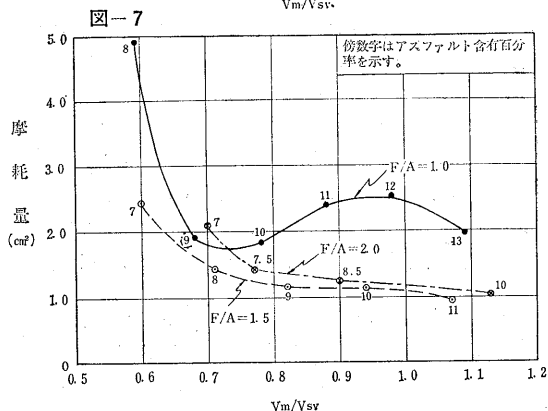
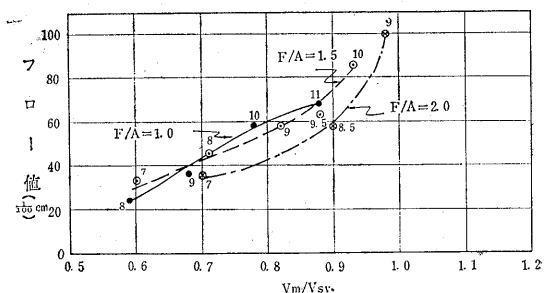
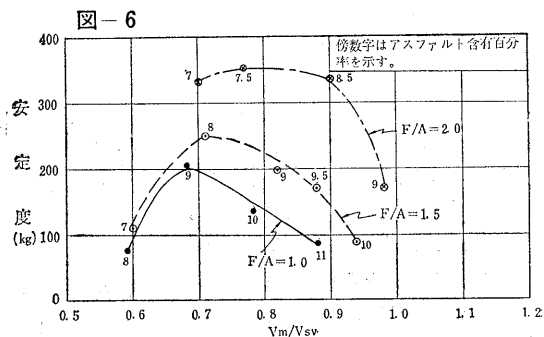
スリヘリ量は図-7に示すように V_m/V_{sv} の値の増加にともなって急激に減少し、ある点から急にスリヘリ量はほぼ固定し、グラフはL字型に似た線を描く。スリヘリ量が急に固定する点のスリヘリ量は、合材に用いたフィラービチューメンの配合比 F/A の影響を受ける。すなわち、本実験に用いた三種のフィラービチューメンについて考察すれば、 $F/A=1.0$ の場合がスリヘリ量が大きく、 $F/A=1.5$ と 2.0 の場合は大差がない。また F/A の値が大きくなるにともないスリヘリ量が固定する点の V_m/V_{sv} の値も大になる。

(iii) F/A とアスファルトモルタルの物理的性状との関係

F/A が同じ場合について、図-6 および図-7を参照すると最大の安定度を示す V_m/V_{sv} の値と、スリヘリ量が急に固定する点の V_m/V_{sv} の値は等しい。最大安定度とスリヘリ量との間のこの関係は、重要な意義をもつものであって、もし合材としてのスリヘリ抵抗性および安定度に対して最もよい成績を示すフィラービチューメンの配合比 F/A の値が予め決定しているとすれば、このフィラービチューメンを用いたアスファルトモルタルの中では安定度の最大のものが最もよいということを示している。また F/A の値を予め知ることができない場合でも、各 F/A の値について、最大安定度を示し、しかも所定の安定度に達している合材だけを対象にスリヘリ試験を行ない、その値を照査すればよいことになる。

本実験に用いたフィラービチューメンについては、 $F/A=2.0$ の場合が安定度、スリヘリ抵抗性が最も勝れ、 $F/A=1.0$ の場合が最も悪い。すなわち本実験の範囲ではフィラーの量が多いフィラービチューメンを用いた合材ほど良好な成績を示している。

寒冷地用アスファルト合材としては、単にタイヤチエンによるスリヘリ被害許りでなく、凍害の面からもアスファルトの最低使用量がきまってくるものと思われる。実際上はこの点も併せ考えて合材の配合比をきめることになる。しかし本実験例からも判るように、単にアスファルト量が多ければ常に合材はよい成績を示すとは限らないので、配合設計に際してはアスファルトだけを結合材として扱うよりはフィラービチューメンを結合材であると考えの方が妥当なようである。またこの方がアス



ファルト量とフィラー量が共に変数ということになるので設計しやすいと思われる。

3-3 トベカ

3-3-1 配合設計方法

北海道においては、トベカ表層に対してもアスファルトモルタル摩耗層の場合と同様にタイヤチエンによるスリヘリに対して抵抗性の大きなものが要求される。またアスファルトモルタル摩耗層の厚さの標準が1.5cmであるのに対してトベカ表層の厚さは3~5cmであるので、安定度に対する要求度はトベカ表層の場合がアスファルトモルタル摩耗層の場合に比較して高い。

トベカの配合設計方法として、道路研究室が現在行なっている方法は次のとおりである。アスファルトモルタルの配合設計に当っては、フィラービチューメンの質と量を目安としている。これに対してトベカでは、合材中のアスファルトモルタルの質(F/A , V_m/V_{sv})と量(V_M)を目安として合材の配合比を決定しようとするものである。すなわち、砕石や砂利などの粗骨材を結合しているアスファルトモルタルがタイヤチエンによるスリヘリに対して十分大きな抵抗性を示すものであり、またトベカとして所要の安定度を確保できるようなものであればよ

いという考え方に立っているものである。このためには、フィラービチューメンを結合材とするアスファルトモルタルの場合の配合設計方法に従って、先ず与えられたアスファルト、石粉、砂についてスリヘリ抵抗性の大きなアスファルトモルタルの配合比を決定し、次いで、このアスファルトモルタルの量(V_M)と粗骨材の空隙量(V_{gv})との比(V_M/V_{gv})を変えてマーシャル安定度試験

を行ない、所要条件とてらし合わせて最終的な配合比を決めればよい。

試験に際しての供試合材の配合比の算定や、試験結果に基づいて合材の配合比をきめるには、トベカとしてのアスファルトの重量百分率 A_t が次式から計算できるので簡単に求められる。

$$A_t(\%) = \frac{\frac{V_m}{V_{sv}} \cdot \frac{V_M}{V_{gv}} \cdot e_m \cdot e_t}{\left(\frac{1}{G_a} + \frac{1}{G_f} \cdot \frac{F}{A}\right) \left\{ G_g \left(1 + \frac{V_m}{V_{sv}} \cdot e_m\right) + G_s \cdot \frac{V_M}{V_{gv}} \cdot e_t \right\} + \left(1 + \frac{F}{A}\right) \frac{V_m}{V_{sv}} \cdot \frac{V_M}{V_{gv}} \cdot e_m \cdot e_t} \times 100 \quad \text{.....(3)}$$

または

$$A_t(\%) = \frac{\frac{V_M}{V_{gv}} \cdot e_t}{G_g \left(\frac{1}{G_a} + \frac{1}{G_f} \cdot \frac{F}{A_m} + \frac{1}{G_s} \cdot \frac{S_m}{A_m}\right) + \left(1 + \frac{F}{A_m} + \frac{S_m}{A_m}\right) \frac{V_M}{V_{gv}} \cdot e_t} \times 100 \quad \text{.....(4)}$$

ここに

G_a, G_f, G_s, G_g : それぞれアスファルト、フィラー、砂および砕石や砂利など粗骨材の比重

e_m, e_t : それぞれ砂および粗骨材の空隙比 (絶対乾燥状態の試料に対して棒突きによる単位体積重量試験を行なって求めたもの)

A_m, F_m, S_m : トベカのなかのアスファルトモルタル分の重量配合百分率

アスファルトモルタル分の質が F/A と V_m/V_{sv} で与えられるときは(3)式で、また配合比が判っていれば(4)式で計算する。

実際の試験手順では、 A_t の値はあるアスファルト使

用量の範囲でこれを予定し、0.5%の差で供試合材の配合を決定するのが普通である。したがって、この場合には試的な A_t の値について V_M/V_{gv} の値を次式から求めて試験結果を整理することになる。

$$\frac{V_M}{V_{gv}} = \frac{G_g \left(\frac{1}{G_a} + \frac{1}{G_f} \cdot \frac{F}{A}\right) \left(1 + \frac{V_m}{V_{sv}} \cdot e_m\right)}{\left\{ \left(\frac{100}{A_t} - 1 - \frac{F}{A}\right) \frac{V_m}{V_{sv}} \cdot e_m - G_s \left(\frac{1}{G_a} + \frac{1}{G_f} \cdot \frac{F}{A}\right) \right\} e_t} \quad \text{.....(5)}$$

または

$$\frac{V_M}{V_{gv}} = \frac{G_g \left(\frac{1}{G_a} + \frac{1}{G_f} \cdot \frac{F_m}{A_m} + \frac{1}{G_s} \cdot \frac{S_m}{A_m}\right)}{\left(\frac{100}{A_t} - 1 - \frac{F_m}{A_m} - \frac{S_m}{A_m}\right) e_t} \quad \text{.....(6)}$$

3-3-2 実験例

本実験で使用した材料の試験性状は表一3のとおりである。表から判るように、この実験ではフィラーとして使用した石粉は74μフルイに残留する群を含んでいる。

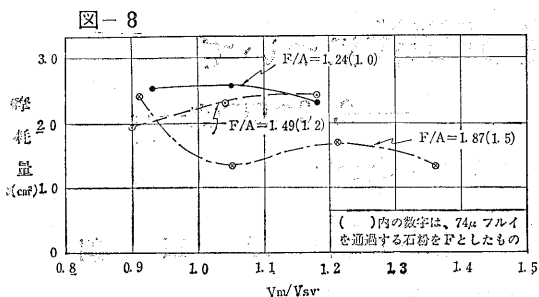
アスファルトモルタルの実験例を参考にして、このフィラーの74μフルイ通過分とアスファルトの比が1.0, 1.2, および1.5になるように F/A の値を1.24, 1.49, および1.87とし、これらの三種のフィラービチューメンに対し

表一3

ア ス フ ア ル ト	比重	針入度	伸 度		引火点	蒸発量	蒸発後 の針入 度	軟化点
	(25°C)	(25°C)	(5°C)	(10°C)	(°C)	(%)	(%)	(°C)
	1.05	105	28	100+	255	0.08	90.4	44

石 粉	比重	粒 度 (通過重量百分率)			
		mm	0.297	0.149	0.074
		0.59	100	100	81

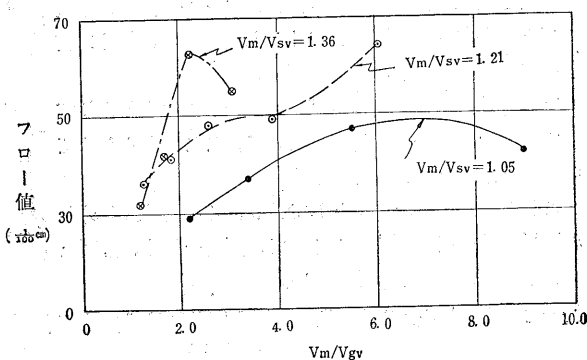
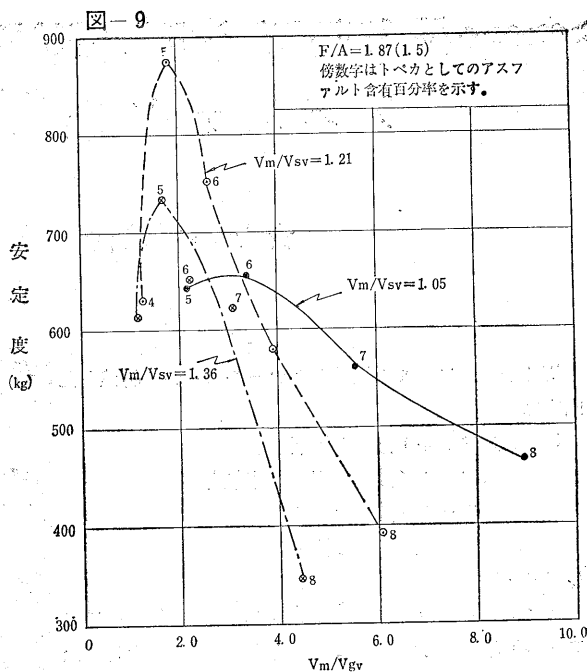
	比 重	吸水率 (%)	単 位 容 積 重量(t/m³)	空隙率 (%)	粒 度 (通過重量百分率)								
					mm								
					1.91	9.52	4.76	2.38	1.19	0.59	0.297	0.149	0.074
砂	2.69	2.10	1.68	37.2			100	98	93	79	52	5	0
砕 石	2.52	3.17	1.69	32.7	100	54	19	6	0				



て、 V_m/V_{sv} の値を変えてアスファルトモルタル供試体をつくり、スリヘリ試験を行なった。その結果は図-8に示すとおりである。図中 F/A () で示した値は、使用石粉の74 μ フルイ通過分とアスファルトの比である。

図から判るように、この試験結果では、 $F/A=1.87(1.5)$ のフィラービチューメンを用いたアスファルトモルタルのスリヘリ量が他のものに比べて少ない。したがって次に $F/A=1.87(1.5)$ とし、スリヘリ量がほぼ固定している範囲で $V_m/V_{sv}=1.05, 1.21$ および 1.36 の三種のアスファルトモルタルを選んで、 V_m/V_{gv} の値を変えてトベカ供試体をつくり安定度試験を行なったが、その結果は図-9に示したとおりである。これらの図から安定度について所要条件を満足する配合比を選ぶことになる。

トベカの配合設計上問題として残るのは、低温時における粗骨材とアスファルトモルタルの付着性を含めたトベカとしてのスリヘリ抵抗性である。また、北海道においては凍害を防ぐためにも緻密な組織をもった表層用合材をつくる必要があると考えられている。しかし、図からも判るように所要条件を満足するような、また必要によっては富配合のトベカの配合比も選択設計できそうである。このような観点から図-9の試験結果を検討すれば、 V_m/V_{sv} の値を 1.05 としたアスファルトモルタルを用いたトベカがよい成績を示すようである。ここで、 $F/A=1.87(1.5)$ のフィラービチューメンを用いたアスファルトモルタルのスリヘリは、図-8から判るように、 $V_m/V_{sv}=1.05$ において固定しているので、このフィラービチューメンを用いたアスファルトモルタルの中では、 $V_m/V_{sv}=1.05$ のアスファルトモルタルが最もよい安定度を示す筈である。したがってこの実験結果では、安定度やスリヘリ抵抗性などについて、アスファルトモルタルとして最もよい成績を示すものを結合材としたトベカが最もよい成績を示していることになる。このことは今後の研究に残されるが興味あることである。



むすび

以上、北海道におけるアスファルト舗装について少しく述べた。われわれが当面している問題の全般についてふれたものではない。アスファルト舗装の滑り止め工法、セメント処理基層の反映亀裂防止工法等々調査研究の過程にあるものが多い。

参考文献

- 高橋敏二郎：寒地の土木(I)，(II)，土木学会誌，43巻2，3号，昭和33年
- 伊福部宗夫：北海道における道路の凍上・凍結深さおよび置換率に関する研究，北海道開発局土木試験所報告，第26号，昭和37年
- 板倉忠三：撓み性舗装と路盤
- 北海道開発局：北海道の道路，昭和37年
- 日本道路協会：アスファルト舗装要綱，昭和36年
- (筆者，北海道開発局土木試験所 道路研究室長)

アスファルト舗装の設計について

——2, 3の問題点——

☆☆特に舗温度と交通量について☆☆

松 野 三 朗

第4回アスファルト舗装セミナーにおいて講演した内容は

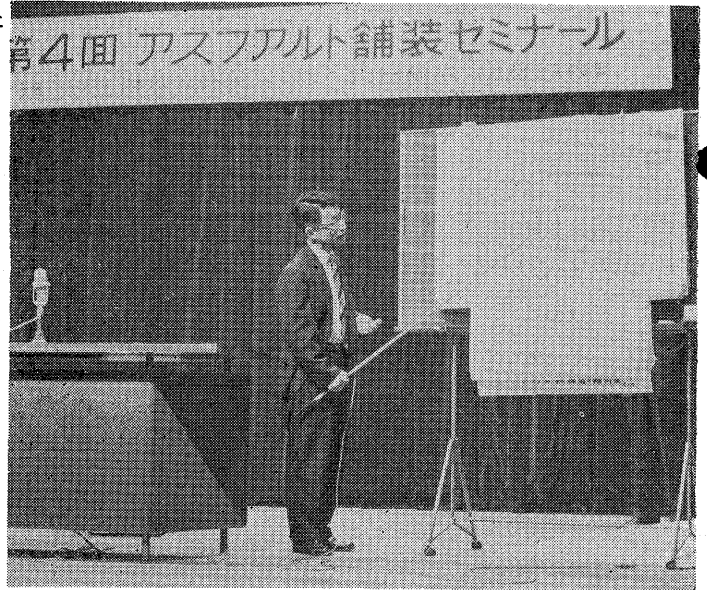
1. アスファルト舗装の破壊
2. アスファルト舗装要綱の設計方法
3. アスファルト舗装の温度
4. AASHO 試験道路の結果

などである。

アスファルト舗装の破壊についてはすでに第2回アスファルト舗装セミナーにおいて著者の考え方を述べたのでここでは繰返さない。ただアスファルト舗装の破壊の型とその主なる原因は更にくわしく表-1の如くに書き直すべきであろう。

舗装要綱の設計方法については当の要綱はもとよりすでに多くの説明^{1), 2)}が行われていて、ここであらためて取上げる必要はないであろう。

これから述べるのは主として、3, 4の舗装温度とAASHO 試験道路の結果であって、副題の如く、温度と交通量にしばって話を進めたい。



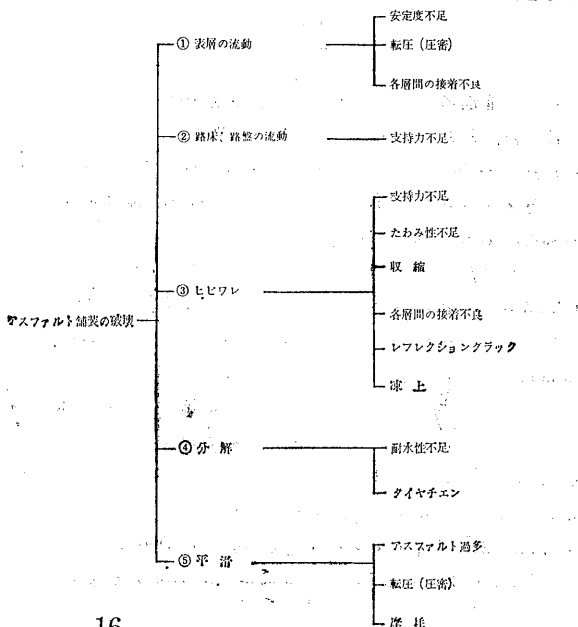
1. アスファルト舗装の温度

土木研究所においては昭和33年より数種の試験舗装に対して温度測定を行ってきた。コンクリート舗装およびオーバーレイされたアスファルト舗装の温度についてはすでに文献(3)において述べられており一部は第2回アスファルト舗装セミナーにおいて報告した。また、昭和35年より図-1に示す断面のアスファルト舗装について温度測定を継続中であり一部の資料をまとめ土木技術資料5月号に発表の予定である。ここでは更にその一部の資料より1, 2の考察を行ってみたい。図-2, 3はそれぞれ2時間毎に測定した舗装温度の1年間の頻度分布および加積曲線を示す。温度計の位置は図-1に示す通りである。2時間毎に測定した温度ではあるが、これらの図の値に1年間の時間数(8760時間)あるいは日数(365日)を乗ずれば各温度の年間持続時間、日数を推定することができる。これらの図より判断されることは、

1. 千葉市において舗装表面の温度は最高 60°C より最低 -5°C 近くになる。

2. 舗装温度の年間頻度分布は深さ方向によらずほぼ

表-1 アスファルト舗装の破壊の形とその主なる原因



梯形分布となり $5^{\circ}\text{C}\sim 35^{\circ}\text{C}$ の間の頻度はほぼ等しい。

3. 舗装の表面に近いほど年間の最大温度振幅が大きく、頻度分布のすそが開く型となる。

4. 加積曲線より舗装温度は深さ方向によらず $10^{\circ}\text{C}\sim 35^{\circ}\text{C}$ の間はほぼ同一の直線で示される。このことはこの温度範囲においては、ある温度より高い時間、低い時間の年間合計が深さによらず一定であることを示す。

5. 舗装表面温度が 55°C を越えるのは約0.6%であり、表層5cmが 50°C 以上になるのは約0.8%である。また表層5cmが 0°C 以下になるのは約0.2%である。以上を年間の日数にすればそれぞれ約2日、3日、1日となる。

以上は千葉市における一年間のみの記録であるから、すべての舗装にあてはめるわけにはいかないけれども、一年間に舗装表面が 50°C を越える時間が非常にわずかであることに注意しなければならない。図-4はストレートアスファルトとこれにゴムを混入したアスファルトを用いたトベカ混合物の1軸圧縮試験の結果である。縦軸に示す変形係数(スティフネス)は荷重-変形曲線より求めたもので弾性体の弾性係数に相当するものと考えられる。温度と変形係数の関係は半対数紙上で厳密には直線にならないが一応直線と仮定すれば次式が成立つ。

$$\log St = at + b \dots\dots\dots (1)$$

ここで St ; $t^{\circ}\text{C}$ における混合物の変形係数 (kg/cm^2)

t ; 温度($^{\circ}\text{C}$)

a, b ; 定数

(1)式で定数 a は混合物の感温性を示すものでこれを S.I. (スティフネス・インデックス) とすれば

$$\text{S.I.} = \frac{\log S_{-10^{\circ}\text{C}} - \log S_{30^{\circ}\text{C}}}{70} \times 100 \dots\dots\dots (2)$$

で示される。ここで $S_{-10^{\circ}\text{C}}$ 、 $S_{30^{\circ}\text{C}}$ はそれぞれ -10°C 、 30°C における混合物の変形係数である。図-4よりゴム混入アスファルトのS.I.は1.52、ストレートアスファルトでは2.20でゴムの混入により混合物の感温性が小さくなるのがわかる。今図-4を横軸について考えてみよう。もし変形係数がアスファルト混合物の特性値(コンクリートの曲げや圧縮強度に相当するもの)であるとすれば、ゴムを混入したアスファルトを用いた混合物は気温が年間に -10°C より 60°C まで変化した場合でもストレートアスファルトを用いた場合の $-1^{\circ}\text{C}\sim 47.5^{\circ}\text{C}$ にしか変化していないと考えてよいであろう。すなわち感温性の小さい混合物を舗装に用いることによりその地方の気温(舗装温度)が温和になったのと同様に考えることができる。図-2・3において2年間最大温度振幅が小さくなったものとみなされるのである。図-4において

図-1 温度計埋込み位置

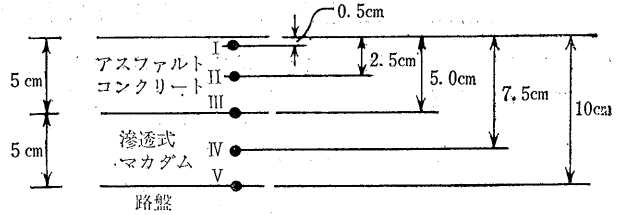


図-2 舗装温度年間頻度分布(千葉市、昭和36年)

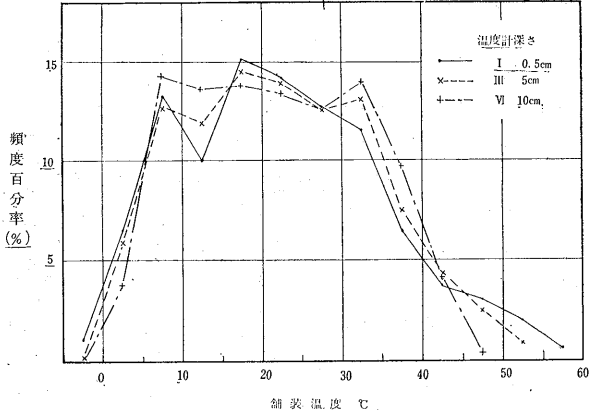


図-3 舗装温度年間頻度加積分布(千葉市、昭和36年)

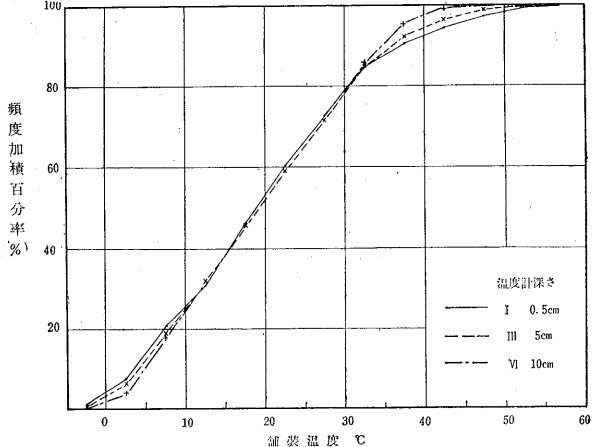
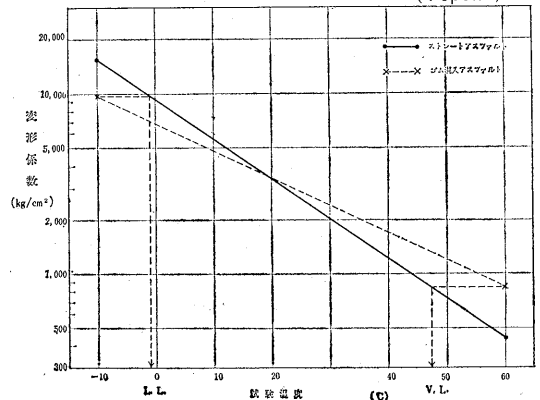


図-4 アスファルト種類による混合物の感温性の比較 (Topeka)



標準の変形係数を低温で $9,700\text{kg/cm}^2$ 高温で 840kg/cm^2 にとればストレートアスファルト、ゴム混入アスファルトがその変形係数になる温度はそれぞれ $-1^\circ\text{C} \sim 47.5^\circ\text{C}$, $-10^\circ\text{C} \sim 60^\circ\text{C}$ である。標準の変形係数を示す低温度を L.L., 高温度を U.L. とすれば

$$T.I. = U.L. - L.L.$$

ここで T.I. (テンペレチュア・インデックス) はその混合物の適用できる舗装温度範囲を示す指数と考えられる。図-2, 3 と T.I. を用いて各地に適した混合物を選択することができるであろう。しかし T.I. を求めるために温度と変形係数が半対数紙上で直線になるという仮定にはやや無理がある。また根本的に変形係数がアスファルト舗装の特性値として用い得るかどうか大きな問題がある。多分特性値とはなり得ないものであろう。図-2, 3 と T.I. を設計に用いるためには特性値を示す試験方法について更に研究が必要であり、この意味においてはマーシャル安定度試験もあまり意味がないものと考えられる。混合物の特性値を求めることは困難な問題であるけれども、アスファルトの特性値は粘度あるいはその他のコンシステンシー試験値で示して実用上充分であろう。ストレートアスファルトを用いたシールコートは5月の暑い日よりフラッシュをはじめる。5月の暑い日の舗装表面温度は 45°C を越える。一般に使用されているストレートアスファルトの軟化点は 45°C 付近であることより考え、シールコートは軟化点付近でフラッシュをはじめると推定される。フラッシュしないシールコートは骨材を適量付着させることは勿論であるが、軟化点が 55°C 以上のものを用いれば可能である。施工時期が真夏に限定されることはいうまでもない。アスファルトを単体で用いるような場合図-2, 3 の舗装温度の測定結果が役立つであろう。

図-5 舗装厚と繰返し回数の関係
(AASHOの材料について、 $P=2.5$)

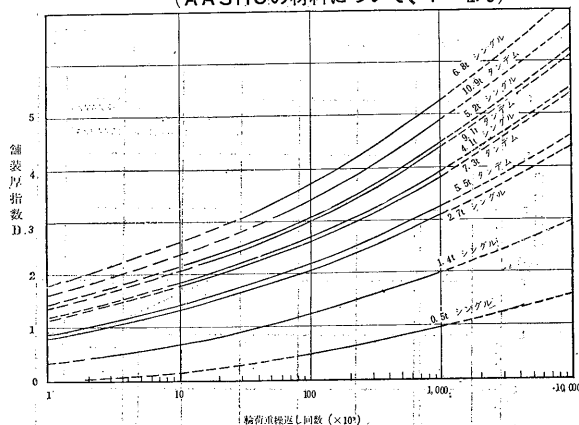
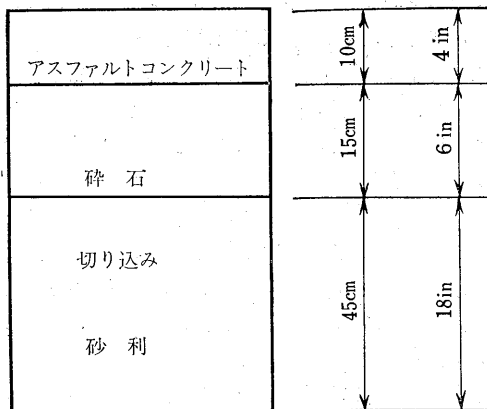


図-6 アスファルト舗装要綱中の設計例



2. AASHO 試験道路の結果より

AASHO 試験道路は97億の巨費と9年の才月を費やして行われた超大型の舗装試験であり、その主目的は車輛重量を大にして舗装を厚くした方がよいか、また舗装を現状のままで車輛重量を制限した方がよいか、いずれが経済的であるかを判断するためのものであった。この報告書は7部にわたる膨大なものでその要約は昨年(1967年)の“道路”11月号にすでに報告されている。従ってここでは細部については省略し興味ある部分のみを示してみよう。

1) 輪荷重と繰返し回数

図-5はAASHO 試験道路における輪荷重とその繰返し回数の関係をアスファルト舗装について求めたものである。これに用いられた舗装は路床土の CBR の平均値が 2.9, 路盤はセレクト材, 基層は碎石, 表層はアスファルトコンクリートである。図中のサービス指数 P は舗装の亀裂, 変形量などより求められた舗装のサービス状況を示す指数で、 $P=2.5$ ではほとんどの技術者が大規模な修理の必要をみとめた状態を示している。舗装厚指数とは

$$D = 0.44 D_1 + 0.14 D_2 + 0.11 D_3$$

ここに D ; 舗装厚指数

D_1 ; 表層厚 (in)

D_2 ; 基層厚 (in)

D_3 ; 路盤厚 (in)

で示されるもので、アスファルト舗装要綱中の設計例図-6では $0.44 \times 4 + 0.14 \times 6 + 0.11 \times 18 = 4.6$ となる。またタンデム軸とは複軸型式, シングル軸とは単軸型式の車輛を示す。タンデム軸型式とシングル軸型式の差についてはすでに土木技術資料1月号において述べた。車輛の積載量を基準にすればタンデム軸型式が舗装寿命を大幅に延長することができる。

輪荷重とその破壊作用については今日まで2, 3の経

驗式が用いられているが表-2はこれをまとめて示したものである。

表-2 輪荷重の破壊作用の比較

輪 荷 重 (ton)	(1) Mcleod 5.0t 荷重を 1.0 とした場合	(2) Hveem*	(3) AASHO**
2.3	0.015		
2.7	0.03	0.003	0.09
3.2	0.06	0.016	0.16
3.6	0.13	0.06	0.25
4.1	0.25	0.20	0.42
4.5	0.50	0.50	0.68
5.0	1.00	1.00	1.00
5.5	2.00	1.90	1.40
5.9	4.00	3.33	1.80
6.8			2.94

* 5.0 t 輪荷重1,000,000回繰返しを基準とする。

** 5.0 t 輪荷重1,000,000回繰返しを基準とした推定値。シングル軸のみ。

AASHO 試験道路の結果では輪荷重相互の破壊作用の差は従来用いられてきた経験式より小さな値を示している。たとえば Mcleod によれば 5.9 t 輪荷重1台の通過は 5.0 t 輪荷重4台に相当し、Hveem によれば同じく 3.3台、であるが AASHO の結果では1.8台となる。また 5.0 t 輪荷重1台の通過は 2.7 t 輪荷重で Mcleod によれば約 30 台、Hveem によれば約 300 台、であるが AASHO では約 11 台となる。舗装の破壊作用係数として $H.K. = \sqrt{P} \log N$ (P : 輪荷重, N : 繰返し回数) が用いられているが AASHO の結果よりこの式は幾分修正されるべきであろう。

ii) 基層の形式について

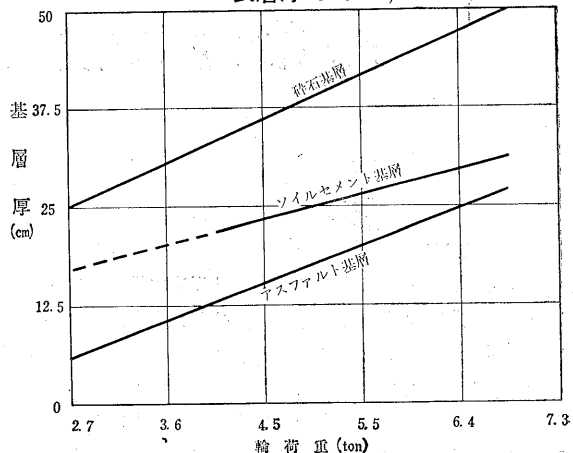
図-7は繰返し回数 1,114,000 台においてサービス指数 $P=2.5$ になったときの各種基層厚さと輪荷重の関係を示すものである。今基層厚さを 25cm にすれば $P=2.5$ に至るまで碎石基層では 2.7 t 輪荷重が 1,114,000 回、ソイルセメント基層では 5.0 t 輪荷重が、アスファルト基層では 6.4 t 輪荷重がそれぞれ同数だけ通過可能である。また 5.0 t 輪荷重を上述の回数だけ通過せしめるためには碎石基層では 40cm、ソイルセメント基層では 25cm、アスファルト基層では 18cm の厚さが必要である。ソイルセメントの圧縮強度は我が国で用いられている一軸圧縮強度で 40kg/cm² 前後と推定される。またアスファルト基層に用いられたものは加熱混合物ではその粒度とアスファルト混合率の仕様は以下の如くである。

25mm	通過百分率	100
13mm	"	90±5
5mm	"	73±5

図-7 基層厚さと輪荷重

(繰返し回数 1,114,000 $P=2.5$)

表層厚 7.5cm, 路盤厚 10cm



0.42mm " 27±5

0.074mm " 7±2

アスファルト混合率 5.2±0.3

この結果よりみてアスファルト基層が効果的であることがわかる。しかし費用もまた大きくなることが予想されるので経済比較を行わねばいづれの基層が有利かはわからない。近年諸外国の高速道路ではだんだんアスファルト基層を厚くする傾向があり、我国においても高速道路、大都市周辺の国道では厚いアスファルト基層を用いた方が有利になる場合があるものと考えられる。特にアスファルト基層用材料は幾分品質を落してよいと考えられるので、地方によっては碎石基層より有利になる場合があろう。特に川砂利、山砂利などにアスファルトを加熱混合する方法が考えられてよいだろう。

参 考 文 献

- (1) 竹下春見; “アスファルト舗装要綱について” 土木技術資料, 36.10, 36.11
- (2) 高橋国一郎; 第2回アスファルト舗装ゼミナールにおける講演。
- (3) 岩間滋; “コンクリート舗装の構造設計に関する実験的研究” 土木研究所報告 109 号。

(筆者; 建設省土木研究所 舗装研究室長)

寒冷地に於ける舗装雑感

巻 下 乙 四 郎

§ 1. はじめに

日本アスファルト協会より、当社社長宛に第四回アスファルト舗装セミナーになにか話せとの御依頼がありましたが、私と致しましてはその様な席で、お話出来る程の才能も経験ありませんし、又北海道には立派な方が、多数いらっしゃいますので堅く御ことわり申し上げましたが、たつての御依頼がありましたので、本日あつかましくも参った訳であります。お話しします内容も色々考えてみましたが、なかなか有りません。そこで私が北海道に来てから手掛けた仕事の失敗や案外うまくいったお話やら、私なりの考え等を混せてお話し致したいと思ひます。

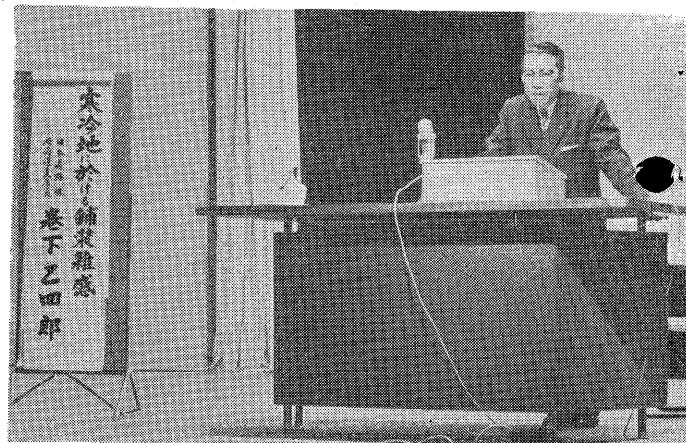
§ 2. 寒冷地、特に北海道の特殊性

先づ技術的見地より見て、本道の様な寒冷地に於ては、路盤の支持力が季節的に変化するといわれているがその原因の一つとして、路床及び路盤の凍結、融解現象が考えられる。道路の路盤構成土壌が凍上することによる悪影響は、交通に与える障害が非常に大きい。又冬季は表層が脆化しているためタイヤチェーンによる剝離摩耗が重大な問題である。従つて技術的な大きな問題は、凍上対策工法と、表層の耐摩対策が最も関心を持たれ、且各方面に於て研究されている問題であります。

次に経済的な見地より考えられる事は、舗装の施工期間が限定されており、この為、シーズン中多忙を極める人員及び機械が、冬期間中遊びとなる場合が多く、この

表一 建設機械の年間稼働実績表

機 械 名	北海道 地内平均	帯 広 地 区
アスファルトプラント	約30日 230hr.	67日 320hr.
マカダムローラー	〃 50日 435hr.	132日 485hr.
タイヤローラー	〃 55日 425hr.	43日 360hr.
三 軸 ロ ー ラ ー	〃 30日 150hr.	53日 350hr.
モーターグレーダー	〃 65日 420hr.	53日 215hr.
アスファルト フィニッシャー	〃 43日 380hr.	78日 505hr.



事は建設機械償却費と運搬費の増加並びに季節的労務者の確保とその労務管理の困難を招き、更に材料費その他のコスト高を誘発する原因になっている。

主な建設機械の年間稼働実績を当社の例について述べると表一に示す通りである。

以上の如く、非常に稼働率が低く、その為償却費の負担が各工事共増加し、せつかく苦勞し、又頑張って仕事を完成せしめても、各機械の損料負担に依り、甚しく利益率の低下を見る場合が多い。この内、少いながらも帯広地区の稼働率が他に比較して良好な原因は、ベース工に、アス、マカの代替として、プラント混合に依るブラックベースを採用されたからであり、この事は後に述べる将来の基層工設計に一つの指針をあたえるものと考えられる。又、同時期に且つ短時日を以て施工する関係上、機械の持廻りは殆ど不可能であり一挙に多数の持込みを要し、更に冬期間の遊びとか、本州方面への、転送を余儀なくされて居る現状である。この往復運賃は尠大な額に上り、お役所の設計が札幌からの運賃のみを計上しておるので、輸送時に於ける破損等と共になやみの種である。

人員についても、常備労務者はもとより、技術職員、機械係員に至る迄短期間の集結と冬期間の遊びの問題は深刻であり、近時、東京、大阪を初め本州各地に於ける工事活発化と好賃金の影響はこの面でも明かに人手不足

の兆候を示しつつあり、優秀な技術者、オペレーター等の確保と養成に我々は心している。

§ 3. 北海道に於ける舗装の変遷

昭和10年～20年代の舗装は、在来道路をそのまま基礎としたり、5～8cm厚程度の水締マカダム、或は15cm厚程度のテルホード路盤工の上に、アスファルト、アスファルト乳剤、或はタール使用の滲透式マカダムを施工したものが多く、粗粒式アスコン、トベカ並びにセメントコンクリート舗装が若干見られる程度であった。

昭和20年代の後期に至り、砂、切込砂利、切込碎石、或は火山灰等の材料を以て厚50cm程度の路盤工を施す様になり、舗装については依然殆んど変りなく、一部に中粒式アスコンが採用され、未だセメントコンクリート舗装がしばしば見られた。

昭和28年に施工された、1級国道36号線千歳～札幌間、通称弾丸道路工事は、近代北海道に於ける舗装の黎明を告げるが如き、当時としては画期的な大事業であった。工法的にも輾圧コンクリート等新しいタイプの基礎工が登場し、その他凍上対策路盤、タイヤチェーンによる舗装の剝離摩損対策など、今日の舗装タイプ誕生に大きな役割を果たしたものである。

当時の輾圧コンクリートはセメントは 1m^3 当り210kgで、中央プラントにて混合された合材を現場に搬入し、敷均し後マカダムローラー及びタンデムローラーに依り輾圧仕上げをしたもので、当初は一週間の撒水養生をしたが途中これをアスファルト乳剤 2.0l/m^2 を以て行うこととし、3日間撒水養生の後、撒布した。これは輾圧コンクリートの養生と共に施工するトベカ工のプライマーの役割をも果たす事が出来、強度的には一週間撒水養生に比べ3%位の低下をみたに過ぎなかった。この輾圧コンクリートの欠陥は、翌春表層に非常に多くのReflexion crack となって現れた。このことは貴い経験となり、現在各地で行われているセメント安定処理工に於ける、セメント量、Reflexion crack 防止工等に貴重な指針を与えるものであった。

又タイヤチェーンによる舗装の剝離摩損もこの弾丸道路に於て、その冬、初めて経験され剝離飛散した舗装体の粉末が路肩の雪を黒く染めた程であり、輪跡の最も多い箇所では10mmにも達したのであった。その原因として考えられるものは、道路の完全除雪を行う様になり、低温時に脆化されている舗装面が露出し、チェーンの衝撃と圧力を直接受ける結果となったからである。

又当時の骨材は玉石碎石で石質もあまりよくなかったのも事実であった。

しかし、我々一つの実事を見出した。即ち弾丸道路

のレーンマークとして舗装の中心線上に塗ったペイントの跡が、剥離せず残っていた事である。勿論中心線上は他に比較して輪跡の頻度は少なかったこともある。

又千歳橋上に施工したアスファルトモルタル表層も、比較的良好な状態であった。この事はアスファルト量の多い事及び針入度の高いものは、低温時に於いてもある程度の軟らかさを保ち、“柔よく剛を制す”の例の如く、これを以てチェーンに対抗出来るのではないかというヒントを得た次第である。そこで翌29年には重油20%の cut-back asphalt で 0.4l/m^2 のシールコートを二回全面に施したが、これはかなり良好な結果を得た。

そして愈々昭和30年に至り、札幌市北一条線に於いて pen 100～150 のアスファルトを14%使用した極めて富配合のアスファルトモルタルが初めて施工され、防摩対策上良好な結果を得ることが出来た。当時のアスモルの配合はアスファルト14%、石粉20%、洗砂66%であったが、これは反面夏季の安定性は不十分な面があり、かなりアスモルの流動がみられ、中心線の白ペイントが蛇行する程であった。又、昭和30年はアスモルタイプの出現の他、凍結深に対して80%の厚さまで置換した凍土対策路盤の築造が始められ、アスファルトフィニッシャーの本道初登場と共に大変思い出の多い年であった。

舗装もセメント系が後退し、殆んどアスファルト系がその主流を占める様になったのである。

次いで翌年度以降の標準配合はアスファルト13%、石粉15%、洗砂72%とし、各方面にて石粉粒度、砂粒度の厳密な選択、並びに比重換算等も考慮し、且つ使用アスファルトの針入度、低温伸度及び軟化点等の物理的性質について充分に研究と検討を積み重ね今日に至ったものである。一言に申せば少々安定度が悪くても、アスファルトリッチなモルタルの方が耐摩性が強いことは確かである。夏季の安定度増加のため微粒石粉、フライアッシュ、珪藻土等を混入したり、ゴム入アスファルトを使用したりして、アスモルの質的向上を図る研究や実験も行ってみた。微粒石粉等も確かに安定度増加に効果があるが、珪藻土は石粉の4倍位の効果があり、石粉の一部を置きかえたものが作業性等の点で最良で、昭和33年国道12号線東橋北側に約100m 試験舗装をしてみたが今なお健在である。ただアスモルに関してはプラントについて今なお問題になる点が多く残っている。

§ 4. 今後の本道舗装に対する二、三の私見

i) 舗装厚について

現在北海道に於ける国道の一般的な表層断面は、アスモル1.5cm、アスコン5.0cm、アスマカ5.0cm、(又はアスファルト安定処理5.0cm、或は地方によってソイルセ

表一2 北海道の自動車台数

年	乗用車	軽自動車	トラック	三輪車	バス	特殊車	計	対前年比	対32年比
32	5,416	26,213	18,947	19,856	1,765	2,841	75,038		1
33	6,324	31,714	23,680	21,672	2,041	3,481	88,914	1.19	1.19
34	7,743	38,019	29,209	22,355	2,236	4,345	103,907	1.17	1.39
35	9,611	45,885	40,431	21,841	2,460	5,186	125,414	1.21	1.67
36	13,517	56,965	48,288	19,487	2,731	5,982	146,970	1.17	1.96
37	19,418	72,625	63,887	17,982	3,181	7,390	184,483	1.35	2.46

メント10cmの事もある)で surface course の合計は11.5 cm 程度のものであるが、凍上対策上どうしても相当の路盤工を施すため、謂ゆる CBR の設計曲線では、現在の交通量に対して、充分な、いやむしろ多すぎる位の厚さである。

しかし、本道の様な寒冷地の舗装を考える時、支持力だけが問題ではなく、それ以外に考慮しなければならぬ要因があると思う。即ち冬季低温時に於ける表面の摩損が最も大きい問題と考えられる。特にタイヤチェーンによる摩耗は、現在最良とされているアスモルでも、3～4年の耐用年数しか期待出来ぬ状態である。表面の封緘層が破損を受けると、基層のアスコン、アスマカの破壊は急激に進み、又空隙には日中融雪の水分が滲透し夜分凍結という、悪循環をくりかえして、舗装体の破壊は益々促進される訳である。札幌市内等でも特に交通量の多い路線等の交叉点、交通荷重の大きいバス停留所等では前述の様な破損が極めて顕著である。この様な点を考え合せると現在の舗装厚では充分とはいえないのではないだろうか。

本道に於ける自動車台数の増加を、昭和32年より37年までの5年間のデーターを基礎として推定すると、過去5年間で約2.5倍となっている。

今簡単に1年平均2割づつ増加すると仮定して推定すると5年後には2.5倍、10年後には6倍、15年後には実に15倍にも増加することになる。この時で乗用車の台数は20人に1台位の割合であるから、ヨーロッパ等の現在の状態の半分程度の普及率であって大体この位までの増加は予想として大きな誤りではないと考えられる。勿論自動車台数の増加がそのまま交通量の増加とはならないが、現在の舗装厚では少々心配だと思う。したがってもう一層5cm程度増してはどうか、実際昭和29年頃考えられた現在のタイプを10年後の今日でも同じ様に考えて施工するのは考えものだ。

この間の交通量の増加はおそらく当時の推定をはるかに上廻っているものと思う。実際舗装の歴史の永いヨーロッパの諸国等では非常に厚く、特に現在施工中のドイツのアウトバーンはアスファルト系の舗装は6層・30cm

もあり、イギリスのモーターウェイ等でも8"～12" (30cm)もの厚さである。理論は別としても、彼等の永い経験によりこの様な厚さが設計され実際に施工されている。しかし気候的、経済的条件、交通量等の差があるからこのまま真似る訳には行かぬが5cm3層、15cm位の舗装厚を考へておく必要があると考えている。

ii) Surface course のタイプについて

路盤工の設計については凍上対策に必要な厚さをその地方で最も有利な非凍上性の材料で置換するという方法が大体確立されているので一応ここでは考えず、表層だけを考へてみたいと思う。先に述べた様に表層を15cmと考へて、どんな工種を採用すべきか、現在北海道の一級国道の殆んど全部がアスモルタイプであるが、これは耐摩対策上採用されたもので技術的には確かに最良の工種であっても道路本来の目的である交通の安全という点を考へると必ずしも最良とはいへぬ。即ち降雨等の車のスリップの問題等ではかえって最悪のものである。又冬季の耐摩対策には確かによいが、1.5cm位では精々4～5年の耐用年数しか望めず、夏季に於ける安定度はある程度犠牲とされているため、謂ゆる流れの現象を生じ、不陸発生原因ともなっている。したがって本道の舗装の最上層については再考の時期に来ているのではないだろうか。又タイヤチェーン等も年々スノータイヤの普及に伴い減少の傾向もある、タイヤメーカーの話では昨年3割程度の普及であったが、本年は5割位、明年は、7割位の普及率になろうといっている。私はこの様な諸点を考慮して耐摩対策上からは、アスファルトモルタルの次に位する、細粒式アスファルト・コンクリートを採用すべきと考えている。最大粒経は15mm位とし碎石部分を現在より多少増加して表面をちょっと粗面に仕上げ、5cm厚位を採用すれば、タイヤチェーンによる摩損はアスモルよりは多くなろうが、迂りに対してもある程度の効果は期待出来る。又、耐用年数もアスモル1.5cmの2倍以上は期待出来るのではないのだろうか。とにかくチェーンによるすりへりを別にしても、交通の安全を考へて行く方が本来の行き方ではないかと考へる。その下は従来のアスコン5cm、アスマカ基礎工5cmでよいと思う

が、最下層のアスマカ基礎工には、地方によって良質の石が得がたい場合には必ずしも有利な方法とはいえず。昨年帯広地区でかなり大規模に3.5%のスト・アス、3.0%の石粉を使用して、切込砂利の安定処理を行った例もあるが、マーシャルの安定度も600~800lb位はかんたんに得られ、地方によって大いにアスファルト安定処理を採用してもよいと思っている。又この場合はアスマカと異り熟練工をそれ程必要とせず、機械化施工も出来るので施工スピードも早く、平坦な仕上がりなど、有利な点も多い。

セメント安定処理については、支持力を経済的に増加し得る利点はあるが、温度差に起固する上層舗装への、リフレクシヨクラックが発生し、表層破壊の原因となっている。最近各方面でリフレクシヨクラックの防止法について研究努力がなされ、ある程度の効果は上げているが、先進国のドイツ、イギリス等では、ソイルセメント上に、アスファルト系の舗装厚が20cm以上なければリフレクシヨクラックは防止出来ないといわれている。実際モーターウエイの例でもセメント安定処理の一部をアスファルト安定処理に換えたり又全部を砂利アスコンにしている例もある。

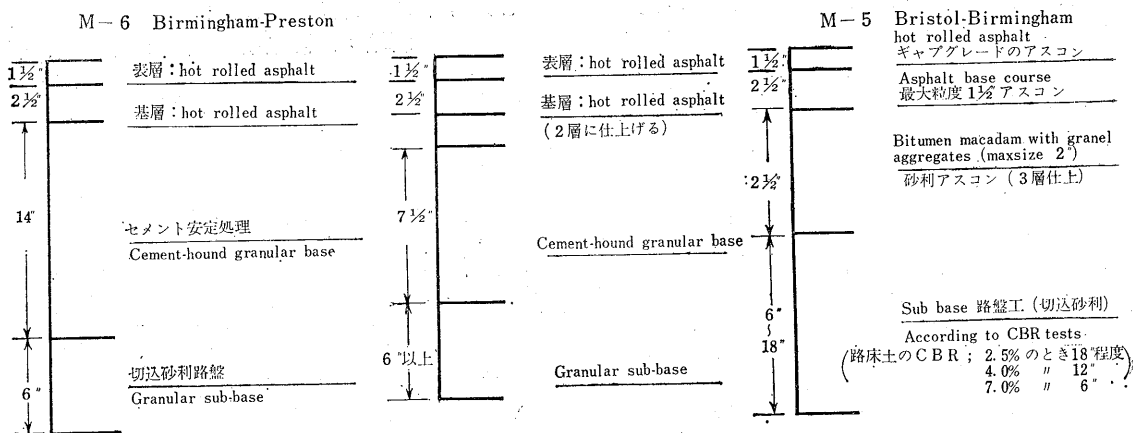
この様に考えると今後数年間は表層を15cmとし、封緘層はトベカ5cm、中間層アスコン5cm、基礎アスマカ5cm又は切込砂利使用のアスファルト安定処理5cmで行くのが最良ではないだろうか。その後交通量の増加等の実績をみて、更に5cm位厚を増してはどうかと考えている。

iii) 路肩幅、路側の付帯設備及びその他について

1. 路肩幅

舗装道に於て、高速諸車輛が車道幅員に有効に使用

イギリス Motor way の参考断面



① 1960年

② 1960~1961年

③ 1961年

②図に於いては、Cement-bound granular baseの一部 21/2" をアス処理に置きかえている。③図に於いてのCement-bound granular base を全廃して 8" 3層の砂利アスコンを採用している。

断の努力にもかかわらず、その効果を充分発揮しているものとは思われないので、せめてカラー舗装による路面標示が望ましい次第である。

c. 路側部の植樹

沿道の植樹は後方背景を考慮して、樹種を選び 100% 普及する様に一層の努力が必要ではないかと思う。

d. 法面について

盛土箇所は芝類にて被覆されている。然し切取法面については特種な箇所には法面防護工を施工しているが大半は裸のままの状態にて自然の美を損い法面雨水の流下により法面の崩潰を招いている箇所も処々に見受けられるので、切取法面の被覆は是非実施したいものと思う。

vi) 工事規模の適正化と責任施工について

先に述べた様に自動車の台数が年々増加すれば、当然ガソリン、軽油税等に関係のある道路整備の予算も自然増加するに違いない。従って工事量も年々増加し、現在の様な工事規模では近い将来行きづまるのではないだろうか。小規模な工事では、共通仮設費、機械準備工等の舗装単位面積当りの費用が高くなり不経済な面が多い。又工事のある程度大規模にすることにより舗装機械も有効に利用可能となることは確かである。施工業者の能力も延長 15km 位までは夏季一社で充分完成出来る能力を大方の業者は既に持っていると思う。この様に一定程度規模を大きくすることにより、年々増大する工事量を経済的にスムーズに消化して行けるのではないだろうか。又工事量の増大と共に監督員の予定は急には増員もむずかしいと思われるので、施工業者に責任を負わせた、責任施工についてもそろそろ実施の段階に来ているのではないかと考えている。この様にすれば施工業者自身の自覚も大いに高まり、結果に於ては我が国の道路のためにも良い結果をもたらすのではないかと考えている。

§ 5. 終りに

現在我が国の道路殆んどは、道路予定地とかで、満足な道路はほとんどないと酷評されていますが、これは過去に於いて国民全体が道路に対する認識がなかった為と思います。同じ交通の分野でも鉄道に於ては世界に誇り得るものを持っています。明治以後の国の政策と国民全体との要望とがマッチして現在の国鉄を作り、又東海道新幹線の如く、世界の鉄道技術者をおどらせる様なものも実現しようとしています。

しかし残念ながら道路の分野では、あまり恵まれた鉄道輸送のため、又国民生活の中に自動車が諸外国に比較して著しく普及率が低かった為に、道路自身の必要性、或いは経済性について国民全体は何も感じていなかったであろう。幸い、最近経済の成長も著しく、漸く自動車が生活の一部に入って参りましたので、道路の必要性が実感となり、その早急の整備が世論としても高まりましたことは、我が国の道路のために本当に嬉しい事と思います。

又国の政策としても、ガソリン税、軽油税等をはっきり道路整備のために使用するという予算的裏付も出来、つい先日河野建設大臣のお話にありました様に新 5 ヶ年計画では 4 兆円の整備事業を考えられているとか、近い将来には非常に大きい規模で着々と舗装が延びて行くことを期待しています。

明治維新以後 300 年も進んでいた西洋文明を、私共の先輩は 70~80 年で一応追い付いた実績を持っています。残された道路の分野でも早急に、少くとも現在の欧米の水準まで持って行くことが私共の使命でもあり、又そうしなければ、世界に取り残されてしまうのではないのでしょうか。

以上甚だまとまりのない雑談をご披露し、恐縮いたしますが、私の話を終らせて戴きます。

〔筆者：日本道路株式会社 北海道支店長〕

各種の流し込みアスファルトについて

板 倉 忠 三

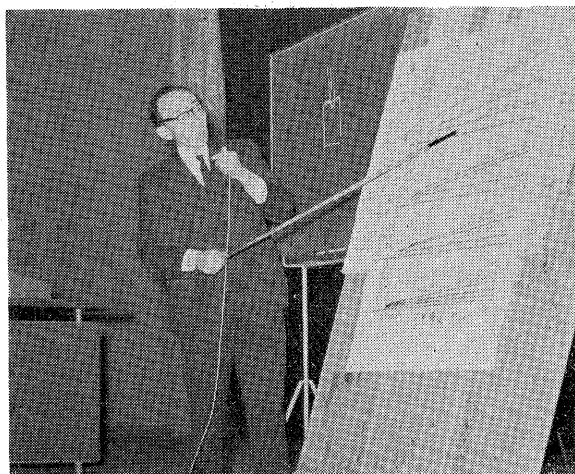
1. 概 説

流し込みアスファルトとはローラー転圧を伴わずに耐荷力あるいは摩耗抵抗力を有し、変位に対して順応性のある構築物または構造体を構成し得るアスファルト合材を名付ける。これには土木用の外に建築用のものもあるが、ここでは主として土木用について述べる。

この種合材は道路舗装用のみならず、海岸構造物、ダム、水路並びに貯水池等の水利構造物にも広く用いられているので、ここでは道路舗装用以外のものについては特に現在、我が国で行われている工法を紹介し、欧米諸国における水利構造物の設計、工事の現状等については2月20日土木学会北海道支部の講習会において述べることにする。この合材は転圧をしない、所謂敷均をして軽く押える、あるいは自然流下せしめるという施工法から必然的に流動性を要するものであるから、その条件は次のとおりである：

- (1) アスファルトあるいはアスファルトとダストの混合物（アスファルト・ペーストと呼ぶ）が骨材を包んで一体となって流れる程度に高温度であること。
- (2) アスファルト・ペーストで骨材の空隙を完全に満たし、しかも若干の余剰のアスファルト・ペーストを有すること。
- (3) 製造中および施工中に各成分が分離しないこと。

今これら合材を硬い方から軟らかい方にその名称、組



成、用途等を挙げれば表—1に示す通りである。

これらについて簡単に説明を加える。

(1) グース・アスファルト

昨年12月3日、東京における第3回舗装セミナーにおいて述べ、その内容は大きく敷衍して本誌30号に登載されており、これを繰返すことは避けたいが、ドイツにおける機械施工の状況はスライドによって説明する（写真1～4）また鋼床版上の舗装に应用されている点は時間がなくて述べられなかったので前掲の本誌に書いた。特に重要なことはこの合材はダストが多く、従って硬いので撓み性は少なく、基礎は十分堅固なものとするべき点である。

表—1 流し込みアスファルト合材の種類

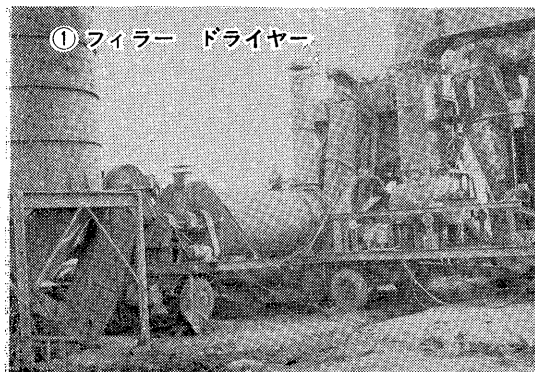
番号	名 称	配 合（重量比）				用 途
		アスファルト	フィラー	細骨材	粗骨材	
①	グース・アスファルト	7～9	20～25	25～45	30～55	道路、床面の耐摩耗層、防水
②	アスファルト・マットレス	10～14	14～25	30～50	25～40	防水層、撓み性侵食防止材
③	アスファルト・マスチック	12～16	40～45	34～44	4～5	道路および鋼床版絶縁層
④	サンド・マスチック	16～20	16～20	60～68	—	石積または水中捨石固結
⑤	アスファルト・コンパウンド	40～60	60～40	—	—	目地、防水等

(注) 細骨材は粒径2mmフルイ通過

- 1) 鋼床版上の舗装の絶縁用には22%まで
- 2) 粒径2～3mm

この合材から粗骨材を抜いたものが(3)のアスファルト・マスチックで元来ドイツでは(1)の製造過程にあるもので、ブロックとして製造しておき後に粗骨材を加えて(1)にするか、あるいは一旦そのまま敷均らした上に骨材を植え付ける。最近の鋼床版上の舗装には鋼床版上の凸凹均らし、あるいは鋼床版のアスファルト表層との間の撓み性を有する絶縁層として用いている場合もある。

(2) アスファルト・マットレス



(1)よりも粗骨材、ダストが少なく、アスファルト量は多いので撓み性はより大である。現在は水利構造物に用いられているが、このものがプレファブ方式で製造しておいて緊急舗装用にも適用される可能性は検討されてよい。この場合その組成は変更しなければならないことは論を俟たない。

④ サンド・マスチック

重力による自然流下によって石積あるいは水中の捨石マウンドの石の間の空隙を満たし、石相互間のフレーム・ワークとなるものである。水中の場合には、石が濡れているので附着はしないが、個々の石の重量の 200～300 倍以上の力によらなければ引抜くことはできない。また多少変位しても水中にあってはサンド・マスチックのフレームが損壊することがない点は他の材料と異った大きな特徴である。流し込みアスファルトの中、最も広く行なわれている。

⑤ アスファルト・コンバウンド

主として構造物の目地注入等に用いられ、防水および緩衝材として応用の範囲は広い。(4)と共に温度が降下すれば流動性を失い直ちに硬化する点に利用の途がある。

2. 流し込みアスファルト合材の特徴

高温で施工する合材であるからその本質上次の事項が重要となる：

- (1) アスファルトは高温安定度の高いものであること（加熱および施工温度180～220°C）。
- (2) フィラーを加熱して湿気を飛ばし、要すれば 180～200°Cまで昇温せしめること。これによってアスファ



ルトとの均一な混合が可能となり、また施工能率を上げることができる。この為特にフィラーのドライヤーを要する。（写真—1）

(3) 高温において十分の混合を行なう為、また現場迄の運搬中における温度降下を避ける為、特別な装置が必要である。この目的に Kocher (cooker) が用いられている。このクッカーには ドイツ製には Wibau, 英国製では Braham, Patterson & Benham Co., 我が国では新潟鉄工, 東京工機, 川崎車輛, 三井三池その他の製品が用いられ、官民合わせて全国で20台前後を保有している。（写真—5）

3. 合材の製造

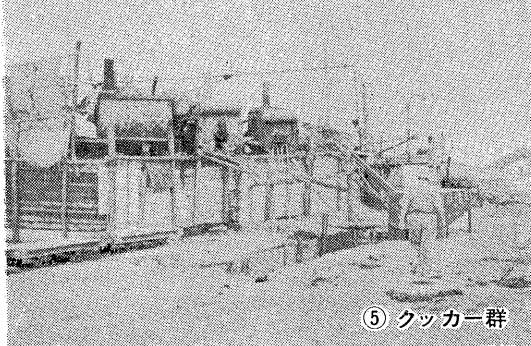
大体はグース・アスファルトと同様であって、大量の製造にはアスファルト・プラントを用いクッカーを併用するが、小規模の場合にはクッカーだけでも製造できる。

4. 施工

(1) アスファルト・マットレス

幅5m, 長10m, 厚5—10cmまでが現在まで我が国で製作された最大寸法である。補強材としては金網を用いた例はあるが、でき上がったマットレスを取扱う過程において少しでも傷が入ればそこから腐食が進行するので麻網（細引）6mmφ を 10cm 網目にしたものを用いている。網目は初期には正方形のものもあったが、本来亀甲型がよいのであって、力の伝達上吊上げ方向に隅角を有する稜形に落着いた。吊上げの際力を受ける為、1/2inφ のワ





⑤ クッカー群

ワイヤロープに長さ1m毎にクリップを取り付けたものを麻網と焼きなまし鉄線で連結しておく。これらは厚さの中央に埋込むのである。

先ずしっかりとしたマットレスの寸法に合わせたブラットフォーム上に厚さと同寸法の角材で、四辺の縁を取り、麻網およびワイヤロープを配置してその上から、クッカーから出た合材を最初厚さの1/2まで流し込み、木製フロートで均らし、麻縄を合材表面まで引き上げ、次いで残り1/2の厚さに合材を流し込み、木製のフロートおよび鋳で表面を仕上げる。この時麻網とワイヤロープの前処理を十分にしておかなければならない。特に新しいワイヤロープにはグリースが塗ってあるからこれを予め高温のアスファルトに浸して油抜きをしなければ、マスタック合材との附着を害する惧れがある。

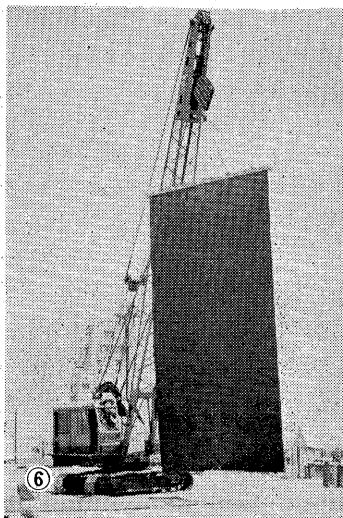
このマットレスは最高温度40°C、最低温度30°Cの間で移動しなければ製品にきずを生ずる惧れがある。従って夏季はアスファルトに軟化点の高いものを用いて製作後水で冷却し速やかに移動できるようにし、冬季は軟化点の低いものを用いて製作し、マットの温度が低下した場合には表面に太陽熱を吸収させるか、あるいは焼砂を載せて温度を上昇させてから移動する。

アメリカ、エジプト、オランダ等では舢舨の上で製作し、その甲板上の作業台を水面に対して30°まで傾斜せしめて、でき上がったものを水中に取卸したもの(スエズ運河)、次いで連続的に製作しつつ沈設させる方法を取ったもの(ミシシッピー河)、一枚ずつクレーンで吊上げて沈設したもの(オランダ、ドイツ)等現場条件によって相違がある。その目的はそれぞれ河岸沿いの河底、砂質海岸堤防の趾端の侵蝕防止、および運河の被覆工に用いた。

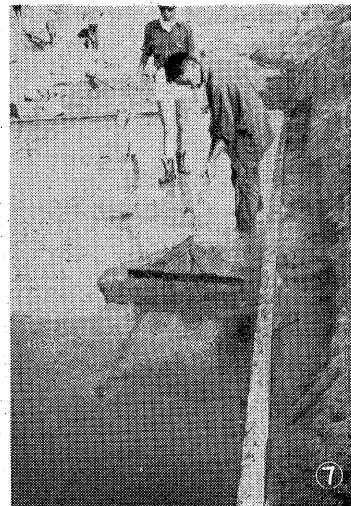
我が国で昨夏以来試用したのは、荒海に突出す捨石マウンドの両側面趾端の基礎の砂地盤の侵蝕防止用に粗朶代りは敷設して、侵蝕しかければマット

写真—6 10×5×0.10m (12ton)
マットレスのクレーンによる吊上げ

写真—7 汀線附近におけるマットレスの打設



⑥



⑦

レスが撓曲して基礎の砂を抱き込むようにせよとす
る目的(新潟新港)、防波堤用ケーソンを砂の海底に仮置した際、時化で砂が掘られ不等沈下をしないように下敷にする(富山港)、および海岸道路を建設する場合に波除堤体捨石層の透過出入水による盛土の吸出し防止用に、捨石マウンドの陸側に貼付ける工事(由比海岸道路)等であるが、いずれも5×10×0.05mでその重量は1枚5ton、クレーンで吊上げ施工した。(写真—6) また砂浜の堀込み運河式の港の水中の砂質法面の安定に、在来のような捨石層だけでは波によって砂が吸い出され不安定なので不透水層を形成させる目的で、水深1mから9mまで1:2の法面に上部2段は厚10cm、最下部1段は厚8cmのものとし、いずれも幅2×長さ7m(重量それぞれ4.5tonおよび3.6ton)のものを敷設した(苫小牧港)。新潟、富山両港では6—9月だったので針入度33、軟化点84.3°C、苫小牧は寒冷地で11月だったので針入度64、軟化点49°C、また由比は暖かい土地ではあるが1—2月なので針入度60近いアスファルトを用いた。苫小牧と由比では特にヴィニールシートとの比較検討が行なわれたが価額、耐久性、単位重量および取扱等の面でアスファルト・マットレスが選に入った(単位重量はアスファルト・マットレス2.3に対しヴィニールシートは1.3)。

マットレスの運搬方法には、木製枠に取付け筏式に浮かすもの(Van der Oort 法)、大型ドラム罐に巻付けて浮かすもの(Van der Rest 法)、陸上を輻の上に積んで牽引するもの(由比)、舢舨利用等が長距離用に、クレーン吊上げ、真空吸付け引上げ、前述のとおり舢舨から製作に引続いて引釣りす(Heymann 法)等が短距離用に採用されることがある。

また汀線附近までの施工には砂浜を掘削し、小さな砂のダムあるいは側溝等で水の切れる状態ならば引き潮の時間に流し込み、マットレスを砂地盤上に直接打設する

ことができる(写真一7)。上げ潮で水が載って来ても一旦打設したマットレスは流されることはない。

マットレスを水中に散き並べた後、隣接マットレス間の継目施工の手法は、(a)隣接マットレスの端部を互いに重ね合わせてマスチックを注ぎ被せる、(b)隣接マットレスの間に若干離し、補強材を結合してマスチックを被せる、(c)隣接マットレス間の砂を掘り、その凹みにマスチックを流し込み、盛り上げる。これらの内、(c)が最も好成績を収め、欧州における成績と一致した。注入したマスチックがマットレスの端を抱え込んで上下から押える形となるからである。

(2) サンド・マスチック

昭和35年夏、四日市において、運輸省港湾局が試験施工を行って以来、当研究室と、昭和化工(株)研究室とが加わり、実験室での基礎実験と二建のドック(水深7m)において現寸試験を重ね、管理試験法、配合および温度規準等を決定し、36年には全国の5港(苫小牧、函館、荏田、和歌山の諸港および新潟港外縦堤)において試験工事が実施された。この時は1.5ton入りの底開き円筒形バケットを海中の捨石上に沈下し、潜水夫が底を開いて標準温度180°Cのサンド・マスチックを注入せしめた。前3港ではプラントからマスチックを直接バケットに移し現場迄輸あるいはトラックで運搬したが、和歌山港ではプラントから舢上のクッカーに移し、加熱攪拌しつつ、運搬して現場でバケットに移して沈下注入した。新潟港外の縦堤では予め工場で製作した厚5cm、1m角の平板ブロックを運搬し、現場のクッカーで溶解、攪拌してバケットに移し、縦堤上に敷設したトロリーで運搬してクレーンで吊下ろし注入した。荏田港以外は施工直後、9月の第二室戸颱風の猛威に晒されたが、法面に300kg/m²以上注入された箇所は被害の無かったことが確認され、37年には新たに鹿島新港および新潟新港等、荒海に向って陸岸から海岸線に直角に突き出した波除堤の捨石作業と併行して注入を実施し、施工中の海化にもサンド・マスチック注入を行った部分には被害のないことが確認された。これらの場合にはプラントとクッカーを固定して連続運転し、マスチックは別に製作した三輪車上のタンクに移して捨石マウンド上を運搬して現場で海面上の捨石面上に流下し、レーキ、ショベル等を用いて人力で捨石間の隙間に填充した(写真一8)。最初は1:2.5の捨石の側法面だけに施工の予定であったが、マウンドの天端にも施工することによって海化の際、天端捨石の洗流防止に効果のあることが確認された。この天端にはコンクリート・ブロックを据えることになっている。この時コンクリート・ブロックと捨石面との摩擦抵抗がマスチックを1層置くことによって著しく増加することが明ら



写真一8 水面上の捨石マウンドからサンドマスチック注入

かになり、今後の防波堤設計に大きな暗示を投げかけた。また和歌山港では、前のおり岸壁上のプラントからマスチックを舢上のクッカーに移して加熱、攪拌しつつ、運搬する方式の外に、大舢上にプラントおよびクッカー各2基を設置し、アスファルトとファイラーを積み込み、砂は小舢で運搬して大舢に横付けして、プラントとクッカーとを同時に連続運転しバケツに受けてクレーンで沈下、注入した。このようにしてマスチックは各方式共1日30—60ton、1シーズンに5,000tonの施工を完了した。38年度はこの工法による工事が全国的に普及するものと予想される。今後はパイプによる注入、振動器による施工等の発達が期待されているが、同時に法面構成の捨石の敷き並べ方式等がこの工法の成績向上に一工夫されるべきであろう。

(3) アスファルト・コンパウンド

アスファルトにファイラーを十分混合すれば、粘度を増し、アスファルト単味よりも外力に対する抵抗を増す。アスファルト舗装のシールコートにもこれが望ましいのであって、特に河岸堤防、貯水池、水路等のシールコートには防水と風化防止の2点から欧州においては常用工法となっている。急傾斜の法面の場合には短繊維の石綿を混ざれば垂れ下りを防ぐことができる。

コンクリート舗装、あるいはグース・アスファルト摩耗層とコンクリート側帯の間の目地等にはこの合材を注入している。さらに異った用途への開発が試みられている。

5. 管理試験

舗装用アスファルト合材にはマーシャル、ビーム、ハバード・フィールド等の諸安定度試験法があるが、この流し込みアスファルト合材の品質管理試験には、抽出試験(アスファルト量、抽出アスファルトの針入度、軟化点、フラース破壊点、骨材の粒度分析等)の外、その種別に応じて次のものがある：

(1) グース・アスファルト(省略)

20°C以下の温度ではマーシャル安定度も測定できる。

(2) アスファルト・マットレス

ミシシッピー河の河岸堤防に用いたものにおいては、この合材のハバード・フィールド安定度、60°Cにおいて650lbs以上、挽み性としては2in厚のマットレスについて、半径18inの円周に沿って曲げ、さらに逆方向に曲げることを6回繰返し、70°F(21.1°C)においてキレツの入らないこと等を述べている。

マットレスの必要性質は、作業性、引張り強度および挽み性である。この内、特に挽み性はその用途上最も重要な性質である。

我が国では新潟における製作試験において、砂浜上に設置した間知石の突起物上に5×10×0.10mおよび5×10×0.05mのマットレスを平らに被せてキレツの入り方、台の上にマットレスをはね出しておき縁端の垂れ下り、各種の材料上で水平に引張って摩擦係数の測定およびマットレスの継目の各種工法の比較等を行って次の結果を得た。(そのマットレスの温度は40~44°C)

A. 地表面の立方体突起物上に平らに被せた場合の周囲拘束、急激曲げ、 ℓ = 曲げ径間、 δ = 突起物の高さ、即ち挽み、 $\Delta\ell$ = 曲げによるマットの伸び、 θ = 曲げを受けた角度とすれば、

- (a) マットにキレツを生じない限度は
 $\delta/\ell < 12\%$, $\Delta\ell/\ell < 4\%$, $\theta < 26^\circ$ であり、
 (b) 同上キレツを生ずる限界は(a)とは極めて近い範囲であって、 $\delta/\ell \geq 13\%$, $\Delta\ell/\ell \geq 4.3\%$, $\theta > 27^\circ$ であった。
 (c) マットの縁端のように自重により長時間に亘って緩慢に自由挽みを受ける場合、キレツを生じない限界、 $\delta/\ell = 27\%$, $\Delta\ell/\ell = 11.2\%$, $\theta = 15^\circ$
 ミシシッピー河の繰返し曲げの場合は厚さ 2in (5.08cm)、温度21°Cで $\Delta\ell/\ell = 5.3\%$ となる。

B. また室内実験によれば次の結果を得た：

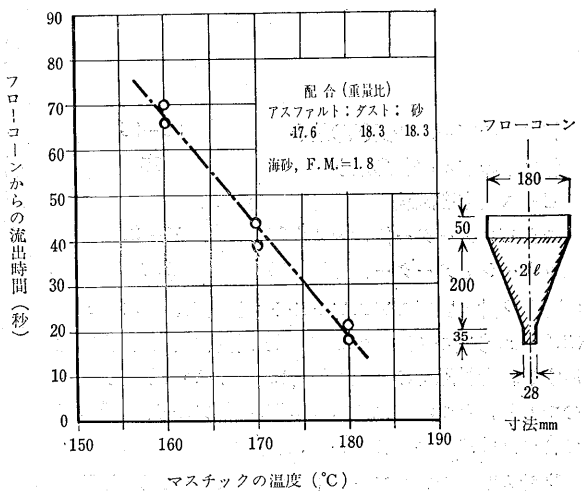
- (a) 挽み性の調整には施工時期に応じた軟化点のアスファルトの選択が最も重要である。
 (b) 同時に粗骨材を減ずるか、豆砂利を選べば挽み性を増加できる。
 (c) 運搬時の状態(最も酷な状態として、温度6.0~7.5°C、載荷速度60~90cm/分、1~1.5mm/秒)における曲げ、引張り、せん断等の試験を基礎的に実施すると共に繰返し曲げ試験をも加える必要がある。

(3) サンド・マスタック

Asphalt Institute は注入用とキャッピング用とに分けて次を提示している。

骨材の配合

フルイ目の寸法	通 過 百 分 率(重量比%)
注入用	キャッピング用



図一1 マスタックの温度とフロー(秒)との関係

1 1/2"	38.1 ^{70/70}	100
1"	25.4	90—100
1/2"	12.7	70—100
No. 4	4.76	100 45—100
No. 8	2.38	90—100 50—90
No. 30	0.59	60—100 20—65
No. 100	0.147	0—30 7—25
No. 200	0.074	0—5 5—15
ファイラー		
No. 30	0.59	100
No. 100	0.147	90
No. 200	0.074	65

加熱合材の配合(重量比)

骨 材(%)	60—70	76—84
ファイラー(%)	15—20	8—12
アスファルト・セメント(%)	15—20	8—12
合材の温度(°C)	190—237	149—177

試験値の限界

マーシャル安定度試験

タンパーの打撃回数	50	50
安定度(lbs)最小	50	500
フロー(1/100inch)最小	30	10—20
全合材中の空隙率(%)最大	2	1—3
骨材中の空隙飽和度(%)最小	95	80—95
骨材中の空隙率(%)最小	40	15

ハバード・フィールド安定度試験¹⁾

安定度(lbs.)	最小100	1,000—5,000
全合材中の空隙率(%)	最大2	1—3
骨材中の空隙飽和度(%)	最小95	80—95
骨材中の空隙率(%)	最小40	15

修正ハバード・フィールド安定度試験²⁾

安定度(lbs.)	最小	1,500—3,500
全合材中の空隙率(%)	最大	1—3

骨材中の空隙飽和度(%)最小	80—95
骨材中の空隙率(%)最小	15
ビーム安定度試験	
スタビロメーター値、最大20	15—30
コヘージョメーター値、最小100	150

(注) 1) 針入度級のアスファルトを使用し、かつNo.10 (2.000mm)フルイ通過分65%以上の骨材を含む合材に適用する。合材配合の実験室設計にだけ用いようとするものであり、かつ現在はNo.4(4.76mm)フルイ通過100%の合材だけに用いられている。

2) 針入度級のアスファルトを使用し、かつ最大粒径3/4in.(19.05mm)以下の粗骨材35%以上を含む合材に適用する。これはアスファルト合材の実験室設計にだけ用いようとするものである。

当研究室が運輸省、昭和化工(株)研究室と協力して研究したフロー試験の方法は次のとおりである：

(a) 図一1のフローコーンに2lit.の一定温度(160~180°C、普通180°C)の合材を満たし、下端の栓を抜いて30cm下の1:2の流下台(幅30cm、長さ約2mの木製板の上にハトロン紙を一枚敷いたもの)上に流す。

(b) フローコーンからの流出時間(フローコーンを上から覗いて下口の孔が見えた時を以って流下終了とする)30~60秒。マスタックの温度と流下時間の一例は図一1に示す。(33ページ図一1)

(c) 流下台上の流れは幅20~25cm、長さは室温で1.20~1.50m。

(d) 流下した合材の膚にせん断皺が生ぜず(せん断皺が生ずるのはフィラーが不足している証拠である)、皺が生じても浅くて、表面膚の滑らかなものはよい。

(e) 膚が滑らかでも流下台上を流れ過ぎて下に溜るようなものは砂が不足している。

(f) 配合は主として砂の粒度組成によって決まり、アスファルト量(%)A=27-5F.M., ダスト量(%)D=(1~1.1)A, 残りは砂量である(但し、F.M.=1.4~2.2)

(g) アスファルトの種類は針入度60~80、軟化点45~55°C、P.I. -0.5~+0.5程度とする。

(h) 流下台上に流下した試料は下敷の紙と共に流下台から取外し、再加熱の後供試体を成型して強度試験を行う。強度試験の種類は、ハーバード・フィールド安定度試験、曲げおよび圧縮強度試験並びにコーン・ペネトロメーター試験とした。

(i) 供試体寸法は、上述の試験方法に準拠してそれぞれ2inφ×1in, 4×4×16cm, 3cmφ×3cmとし、180°Cの試料を2層に詰め、各層軽い木製棒(温度計の鞘が適当である)で25回軽く搗き、型枠表面より少量盛上げて室温で放置し、冷却してからナイフで表面を均らし脱型す

る。

(j) 載荷速度は、(h)の第一の試験は2in(50.8mm)/分、第二の試験は20mm/分とする。現場では手軽なのでマーシャル試験機を用いることが多いので可変速度の装置がなければ2in/分の速度となることもやむを得ないと思われる。コーンペネトロメーター試験は頂角90°の円錐が20分間に約7mmの沈下を許す荷重を選び(普通1kg内外)、 $\frac{1}{\sqrt{t}}$ と耐荷強度の関係曲線を書いて直線になる時次式から勾配(内部摩擦角の正切)と附着力を求めることができる[t=時間(分)]。

$$\frac{P}{\pi \rho^2} = \frac{a}{\sqrt{t}} + b$$

茲に、P=荷重(kg)、 ρ =沈下量(cm)、a=内部摩擦係数、b=tが∞の時の耐荷度(kg/cm²)

(k) コンクリート塊(20×20×30cm、重量約30kg)を捨石の間の表面近くに埋めて、合材を注入し、冷えてからこれを引抜いてその力を測定する。普通は捨石マウンド上に3脚を建てチェーンブロックで引上げ、ダイナモメーターで測定するのである。

(4) アスファルト・コンパウンド

現在までの処、特に管理試験の方法は示されていない。

6. 試験成績の例

我が国で実施された諸種試験成績を挙げれば次のとおりである。

(1) グース・アスファルト

(a) 圧入深と圧縮強度

合材の配合、アスファルト針入度13,

軟化点77.2°C, P.I.=+1.1

番号	アスファルト(A)(%)	ダスト(D)(%)	砂(%)	碎石(2.5~5mm)(%)	D/A
1	8	20.0	32.0	40.0	2.5
2	9	22.5	28.5	40.0	2.5
3	10	25.0	25.0	40.0	2.5
4	11	27.5	21.5	40.0	2.5

別種 番号 D/A	圧入深(mm) I				圧入深(mm) II				圧縮強度(kg/cm ²)		
	2.5	2.75	3.0	3.25	2.5	2.75	3.0	3.25	2.5	2.75	3.0
1	1.30	0.99	0.59	0.49	1.54	1.06	0.85	0.64	—	—	—
2	1.56	1.06	0.88	—	1.84	1.33	1.41	—	31.6	46.2	47.9
3	3.53	2.38	2.88	—	3.35	2.71	2.40	—	31.9	40.9	40.4
4	—	—	—	—	—	—	—	—	32.1	37.2	33.5

(注) 供試体寸法、7.07cm立方

圧入深I：旧DIN 22±1°C, 52.5kg/1cm², 5時間

圧入深II：新DIN 40±1°C, 52.5kg/5cm², 30時間

圧縮強度：20°C, 20mm/分

配合：D/Aの変化に応じて砂を増減し、碎石量は一定とした。

(b) 温度、載荷速度と曲げおよび圧縮強度
配合

アスファルト(A) (%)	ダスト(D) (%)	砂(%)	砕石(%)		D/A
			(2.5~5.0mm)	(5.0~10.0mm)	
9	25	26	25	15	2.78

温度 (°C)	載荷速度 (mm/分)	強度(kg/cm ²)	
		曲	圧縮
20	20	95.7	125
	40	97.5	159
	60	109.2	185
40	20	27.3	76
	40	28.3	81
	60	33.5	83
60	20	8.1	34
	40	9.1	35
	60	10.0	36

供試体寸法：
4×4×16cm

(c) 温度と曲げおよび圧縮強度

合材の配合、 アスファルト針入度33,
軟化点84.3°C, P.I.=+3.1

番号	アスファルト(A) (%)	ダスト(D) (%)	砂(%)	砕石(%)		D/A
				2.5~5.0 mm	5.0~10.0 mm	
1	9.5	19	31.5	25	15	2.0
2	10.0	30	20	25	15	3.0
3	10.0	25	25	25	15	2.5

番号	温度(°C)	強度(kg/cm ²)	
		曲	圧縮
1	20	77.3	89.0
	40	32.3	48.0
	60	13.9	28.0
2	20	64.9	99.0
	40	27.7	51.0
	60	10.8	28.0
3	20	55.1	81.0
	40	20.2	37.0
	60	9.2	21.0

供試体寸法3×4×16cm,
載荷速度20mm/分
 $\log \delta_b = A - aT$
 $\log \delta_c = B - bT$
 $\sigma_b, \sigma_c =$ それぞれ曲げおよび圧縮強度(kg/cm²)
 $T =$ 試験温度(°C)
 $A, B, a, b =$ 常数

(2) アスファルト・マツトレス用マスティック

(1) 試験規模

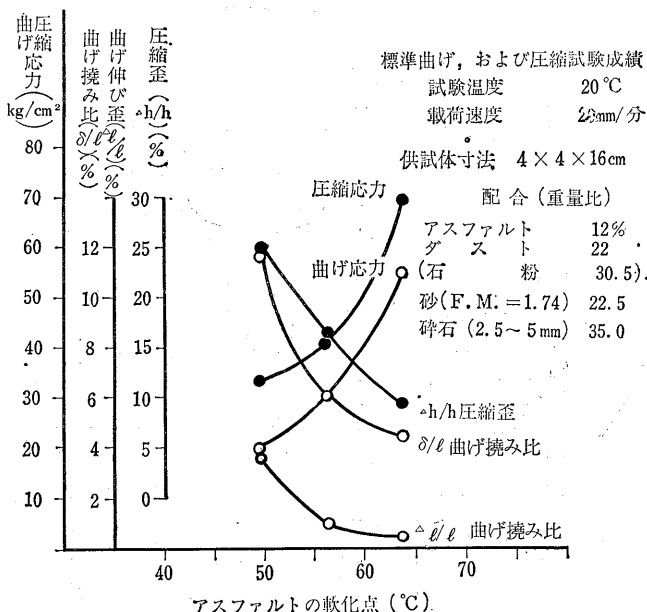
A. 使用材料

アスファルト 軟化点 63.7°C
石粉 石灰岩粉 74μフルイ通過分72.1%
砂 フルイ目(mm) 1.2 0.6 0.3 0.15 0.074
通過量(%) 100 96.9 27.5 1.1 0.1
F.M.=1.74

砕石 7号 2.5~5.0mm

D—表

番号	配合						曲 げ			圧 縮		
	アスファルト(A) (%)	ダスト(D) (%)	石粉 (%)	砂(%)	砕石 (%)	D/A 比重	強度 (kg/cm ²)	撓み (mm)	載荷時間 (秒)	強度 (kg/cm ²)	縮み量 (mm)	載荷時間 (秒)
5	12	18	25.0	28.1	35	1.50 2.212	44.5	3.5	10.3	65.7	4.2	12.2
6		22	30.5	22.5		1.83 2.266	55.0	4.5	13.5	69.9	4.7	13.4



図—2 アスファルトの軟化点とマツトレス用
マスティック合材の曲げ圧縮強度等との関係

B. 配合

アスファルト 10, 12, 14, 16%
ダスト 14, 18, 22, 26%
砕石 25, 35%
砂 残分 } の組み合わせ

C. 試験の種類

試験種別	温度(°C)	載荷速度 (mm/分)	供試体寸法	摘 要
曲 げ	20	20	4×4×16cm	支点間隔100mm
圧 縮	20	20	曲げ試験後の同 載片	載荷面積4×4cm
引 張	10	10	10×40×160 mm	切欠付, 正味断面 10×20mm
せん断	10	10	4×4×16cm	載荷板4×4cmの複せん 断片持梁長68cm
自重撓み	5, 8		5×10×8cm	

D. 試験成績

前掲諸種の配合の内、作業性から次のNo. 5 と 6 を選んだ

b. せん断試験成績

番号	ズレ (mm)	供試体厚 (cm)	歪 (%)	せん断応力 (kg/cm ²)	stiffness (kg/cm ²)	荷重時間 (秒)
5	3.3	4	8.25	30.3	1,101	19.1
6	3.7	4	9.25	36.7	1,191	22.2

c. 引張り試験成績

番号	伸び (mm)	原供試体 長 (cm)	歪 (%)	引張り破断力 (kg/cm ²)	stiffness (kg/cm ²)	荷重時間 (秒)
5	5.3	8	6.6	26.9	406	31.8
6	4.2	8	5.3	25.4	384	35.2

これらの成績から配合 No.6 を採り、荷重速度および試験温度を変えた場合の圧縮、引張りおよびせん断破壊

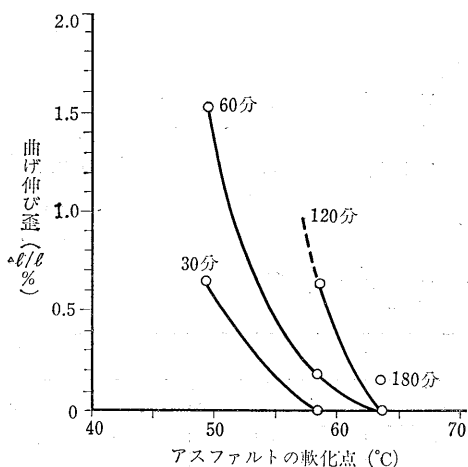
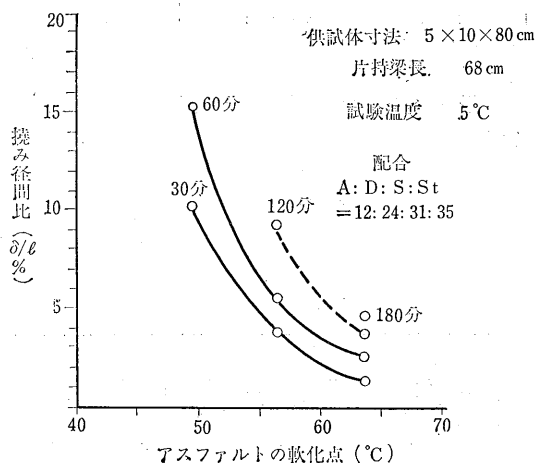
応力を測定した。

d. 圧縮、引張りおよびせん断試験成績 { ℓ = 供試体の長さ { h = 供試体の高さ
 $\Delta \ell$ = 縮みまたは伸びの長さ Δh = 同上の圧縮量

番号	荷重速度 (mm/分)	試験温度 (°C)	圧 縮		引 張 り		せ ん 断	
			強度(kg/cm ²)	$\Delta h/h$ (%)	強度(kg/cm ²)	$\Delta \ell/\ell$ (%)	強度(kg/cm ²)	$\Delta \ell/\ell$ (%)
(1)	10	10	79.0	7.75	25.4	5.25	36.7	9.25
(2)		20	45.0	14.25	17.7	7.88	25.4	10.00
(3)		30	30.0	14.00	6.9	8.00	15.2	16.25
(4)	20	10	102.0	8.75	35.9	7.13		
(5)		20	70.0	9.25	21.8	8.38		
(6)		30	36.0	14.50	9.9	8.68		
(7)	30	10	134.0	5.00	50.2	5.50		
(8)		20	69.0	6.75	27.6	6.75		
(9)		30	43.0	10.25	11.4	5.38		

e. アスファルトの軟化点と合材供試体の曲げおよび圧縮試験成績

番号	軟化点 (°C)	曲 げ		圧 縮		曲げ挠み 経間長の比 (%)	曲げ伸び歪 $\Delta \ell/\ell$ (%)	圧 縮 歪 $\Delta h/h$ (%)	備 考
		強度(kg/cm ²)	撓み(mm)	強度(kg/cm ²)	歪み(mm)				
A	63.7	55.6	4.5	69.7	3.7	4.5	0.5	9.25	試験温度 25°C 荷重速度 20mm/分
B	56.2	30.6	6.0	40.9	6.6	6.0	1.0	16.50	
C	49.7	20.2	11.7	33.1	10.1	11.7	3.6	25.25	



図—3 マット用合材の自重曲げ、撓み伸び

f. 片持梁としての自重撓み試験成績, 試験温度 5°C, 配合 No.6, 供試体寸法5×10×80cm

番 号	アスファルトの軟化点 (°C)	経過時間 (分)	梁端の撓み δ (cm)	梁の長さ ℓ (cm)	曲げの中心角		曲率半径 ρ (cm)	$2\theta\rho$ (cm)	伸 び $\Delta\ell$ (cm)	$\Delta\ell/\ell$ (%)	δ/ℓ (%)
					θ (rad)	$\theta(^{\circ})$					
A	63.7	30	1.088	68	0.016	0.9	2,156.6	68.0	—	—	1.6
		60	1.700		0.025	1.43	1,360.0	68.0	—	—	2.5
		120	2.516		0.0369	2.12	921.4	68.0	—	—	3.7
		180	3.060		0.0451	2.58	755.1	68.11	0.11	0.16	4.5
B	56.2	30	2.516	68	0.0369	2.11	921.2	68.0	—	—	3.7
		60	3.672		0.0541	3.10	629.6	68.12	0.12	0.18	5.4
		120	6.392		0.0937	5.37	365.2	68.43	0.43	0.63	9.4
C	49.7	30	6.868	68	0.1006	5.77	340.1	68.43	0.43	0.63	10.1
		60	10.268		0.1498	8.58	230.4	69.03	1.03	1.52	15.1

曲げ応力 6.1kg/cm²

g. 配合の異なる合材の片持梁としての撓み試験

配合および曲げ並に圧縮強度 アスファルトの軟化点63.7°C, 載荷速度20mm/分

番 号	配 合							曲 げ			圧 縮		
	アスフ(A) アルト(%)	ダス(D) ト(%)	石粉 (%)	砂 (%)	砕石 (%)	D/A	比 重	強度(kg/cm ²)	撓 み (mm)	載荷時間 (秒)	強度(kg/cm ²)	縮み量 (mm)	載荷時間 (秒)
6	12	22	30.5	22.5	35	1.83	2.266	55.0	4.5	13.5	69.9	4.7	13.4
8	14	18	25.0	26.0	35	1.28	2.119	26.0	8.7	26.0	55.7	5.7	17.2
6'	14	26	36.1	24.9	35	1.9	2.190	21.4	7.8	—	23.5	7.8	—

片持梁としての撓み試験成績 試験温度8°C, アスファルトの軟化点63.7°C

番 号	経過時間 (時)	梁端の撓み δ (cm)	梁の長さ ℓ (cm)	曲げの中心角		曲率半径 ρ (cm)	$2\theta\rho$ (cm)	伸 び $\Delta\ell$ (cm)	$\Delta\ell/\ell$ (%)	δ/ℓ (%)
				θ (rad)	$\theta(^{\circ})$					
6	3	5.2	68	0.0759	4.346	448.7	68.11	0.11	0.16	8.2
	5	6.7		0.0987	5.654	345.2	68.14	0.14	0.21	9.9
	7	8.1		0.1184	6.786	288.1	68.22	0.22	0.32	11.9
8	3	5.6	68	0.0818	4.688	416.2	68.09	0.09	0.13	6.5
	5	7.5		0.1100	6.333	311.7	68.57	0.57	0.84	11.0
	7	9.1		0.1332	7.633	258.5	68.86	0.865	1.27	13.4
6'	3	6.3	68	0.0925	5.300	369.7	68.39	0.39	0.57	10.7
	5	9.9		0.1446	6.283	238.5	68.96	0.96	1.44	14.6
	7	11.9		0.1734	9.933	200.1	69.38	1.38	2.03	17.4

(3) サンド・マスチック

サンド・マスチックの標準配合5, (3), (f), (g)の時,

その単位重量, 曲げおよび圧縮強度, ハバード・フィールド安定度並に円錐貫入抵抗値は次のとおりである。

これから一般に次のことが明らかになった。

(a) 単位重量, 曲げおよび圧縮強度は砂のF.M.の大きい方が大である。これはアスファルト量が少く, 砂の量が多いことによる。

砂 の F. M.	1.4	1.8	2.2	備 考
単 位 重 量(kg/ℓ)	1.93~2.07	2.03~2.08	2.08~2.15	
曲 げ 強 度(kg/cm ²)	30~40	35~45	38~47	20°C, 20mm/分
圧 縮 強 度(kg/cm ²)	35~47	40~50	45~60	" "
ハバード・フィールド安定度 (lbs)		1,300~1,500	2,000~2,500	15°C, 5mm/分
円錐貫入抵抗値(kg/cm ²)		1~3		20°C, 1kg, 20分間
観 性 値	キレツ 破壊 35 38	キレツ 破壊 35 39		10°C, 落錐重量720g

(b) 曲げおよび圧縮強度は海砂よりも川砂の方が大である。これは主として砂粒子の形による。

(c) 同一の D/A あるいは F/A では (F=フィラー量) アスファルト量 16%の H.F.S. > アスファルト量18%の H.F.S. (H.F.S.=ハバード・フィールド安定度)

(d) D/A あるいは F/A が大となれば H.F.S. は小さくなる。その変化割合は、温度 5~15°C ではアスファルト差が現われ、25~35°C ではアスファルト差は小さい。

(e) 温度 15°C, 載荷時間12秒では、アスファルトの stiffness の大きい方が H.F.S. は大である。

(f) アスファルトの stiffness (10°C, 10^{-1} sec) の大きいものを含んだ合材の靱性値は大であるが、さらに低温で stiffness が 5×10^{-7} 程度になれば合材の靱性値は小となる。

(g) 捨て石中のサンド・マスチック内に埋込んだ $20 \times 20 \times 30$ cm のコンクリート・ブロック (重量約30kg) について引抜き試験を行った場合、温度 20~30°C で引抜き力は 7~8 ton 以上である。

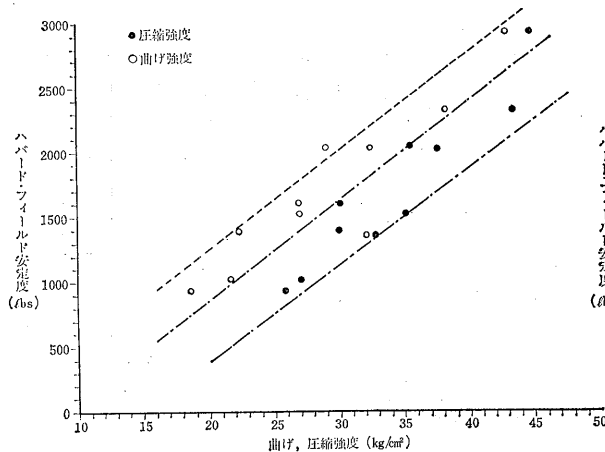
(h) 曲げ、圧縮強度、H.F.S. の間には一連の相関関係があり、図一4~5に示す結果が得られた。

7. 結 説

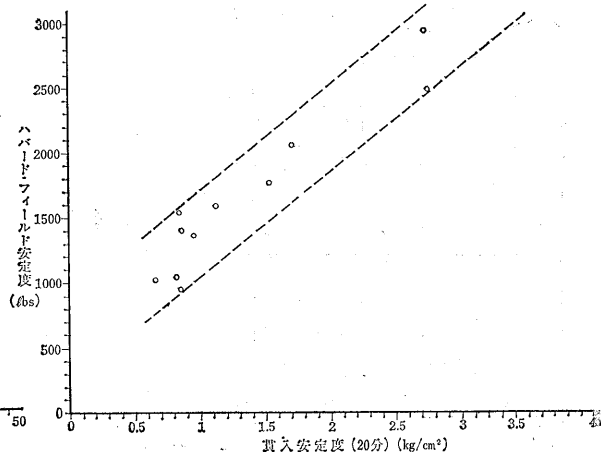
以上各種流し込みアスファルトの物理的性質も次第に明らかになって来たが、舗装用グース・アスファルト、アスファルト・マツトレス用マスチックおよびサンド・マスチックの間には一連の関係があり、これらについては稿を新たにしたい。舗装用グース・アスファルトについては別に基礎研究が続けられている。

これら流し込みアスファルトは在来のローラー転圧合材とは異った性質を有し、異った用途が開かれて居り、土木材料として新しい分野が登場して来たのであって、その独特な粘弾性領域の複雑な性質が在来気の付かなかった構造物あるいは構造物の要求を満たすようになったことは寔に喜ばしい次第であり、今後の発展は期して俟つべきものがある。なお本稿における研究資料は、運輸省、建設省、北海道開発局、昭和化工株式会社、その他の共同研究によるものであり、また文部省科学試験研究費による研究である。

(筆者：北海道大学工学部 教授)



図一4 ハバード・フィールド安定度と曲げ、圧縮強度の関係



図一5 ハバード・フィールドと貫入安定度

本別発電所開渠のライニングについて

工 藤 忠 夫

1 まえがき

昭和35年電源開発株式会社は北海道東南地区の池田市に近い本別に発電所建設を開始して昭和37年秋に完成したが、この導水路の一部750mに我国で初めてのアスファルトライニングを施工した。写真-1は完成した水路の一部を写したものである。この工事の技術的な詳細は雑誌「道路」本年2月及び3月号に掲載されるので、茲では雑感的に若干の事項について述べたい。

2 参考資料について

北海道のように冬季寒さの厳しい地区の導水路は、余程基礎路盤が良好でない限り、いくらか凍上することは避けられないし、又継目は特に構造上の弱点となる為、従来のセメントコンクリート開渠の施工結果は必ずしも満足すべきものではなかったようである。従って原則としては隧道式が良いと考えられて来たが、これは建設費が著しく嵩む。この為撓み性がある継目のない構造であること、設備が簡単で建設が speedy であり工費も低廉であること等の秀れた条件を具備するアスファルトコンクリートが採用されることになったもので、近年欧米で著しい発達をしているのは衆知の通りである。我が国でも農林省より発注され日本舗道株式会社が施工した鍋田干拓工事や、建設省が発注し当社が施工した淀川護岸



工事その他の諸実例がある。しかし発電用水路として常時通水され、しかも道東地区のような寒冷地における実例はなかった為、新工法の採用決定迄には相当慎重な検討が加えられたであろうことは容易に推測されよう。決定後間もない昭和36年夏偶々筆者は欧米旅行の機を得たので、彼地に於ける多数のアスファルト水利工事を視察し、特にオランダで斯界の権威である Asbeck 氏に会って貴重な意見を聞くと共に、施工に対しての参考資料を蒐集して持ち帰った。

これらの資料の内一部のものは電源開発KKが従来より蒐集しておつた資料に補足されて工事担当者の参考にも供され、特に France の palaminy canal の工事は本別水路と非常に類似していた為、この工事報告は少からず参考になったと思われる。詳細について電源開発本別建設所長木村稔氏が雑誌「発電水力」1962年5月号で紹介している。

尚刊行されている参考文献として、America Asphalt Institute で出している Asphalt Hand Book の Asphalt in Hydraulics の章は要綱的のものであり、Asbeck 氏の著書 Asphalt in Hydraulics には多くの実例が蒐録されている。又 U. S Department of the Interior Bureau of Reclamation から1946年以降の数々の工事記録の貴重な報告が出されている。

写真-1 完成した水路の一部



3. 設計上の2.3の問題点について

まず本別水路と palaminy 水路を比較してみると、表—1 の通りであり、図—1 は palaminy 水路、図—2 は本別水路の標準断面図である。

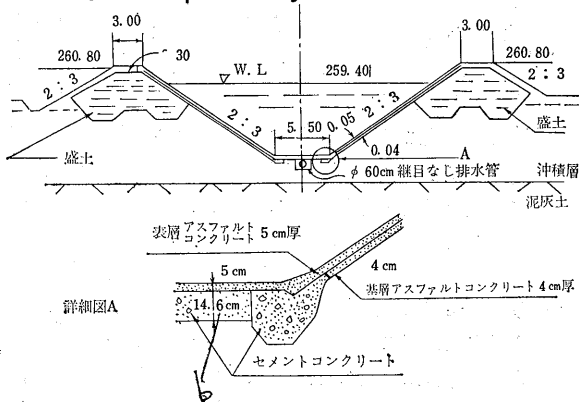
表—1 発電用水路概要

項目	発電所名	palaminy	本 別
使用水量 (m³/s)		130	90
水路勾配		1 : 6.700	1 : 12,000
最大水深 (m)		7.60	6.00
水路底巾 (m)		5.50	2.00
側壁勾配		2 : 3	1 : 2
側壁の長さ (m)		14.20~15.60	15.60
築堤頂巾 (m)		3.00	5.00
粗度係数		0.014	0.015

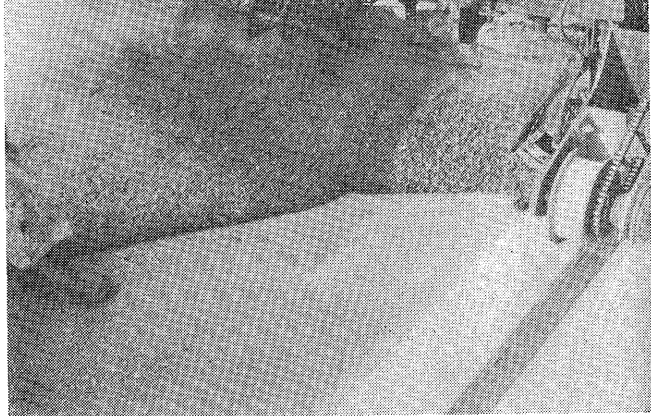
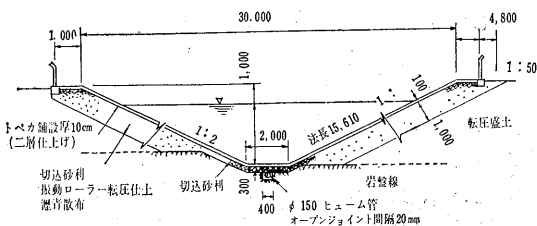
註 本表は前掲木村稔氏論文「開水路のアスファルト・コンクリート・ライニング」に拠る。

イ. 側壁勾配と底巾 本別水路では側壁勾配を 1 : 2 にした。これは何分にも初めての施工であるから慎重を期した為であるが、施工した結果からみて 2 : 3 でも充分施工し得る自信を得た。むしろ水路底巾の 2.00m は狭すぎて、本来ならばフィニッシャーへの合材供給は底部で行い、上方で引き上げるべきところを作業スペースがない為、止むを得ず堤頂でしなければならなかった。こ

図—1 palaminy 水路標準断面図



図—2 本別水路標準断面図



写真—2 アプレッダー前面のゲース・アスファルト

の為作業能率が著しく低下した。従って今後は底巾を 3.5m 以上に拡げ側壁勾配は 2 : 3 迄急にした方がよいかと考えられる。

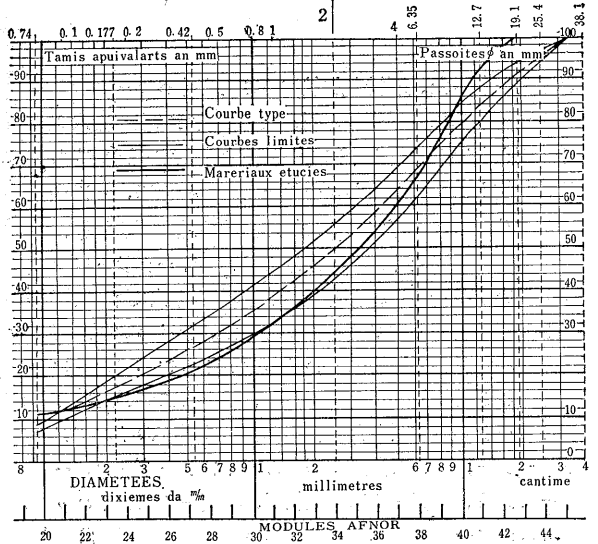
側壁の長さは両者ほぼ同じで、このように長くなればフィニッシャーへの合材供給は斜面の途中で 1 度行わなければならない。palaminy では Amman 会社製のフィニッシャーを使用しており、本別では当社特製のフィニッシャーを使用した。いずれも効果は同じ程度であり容量も 2t で略々同じであった。斜面の途中でフィニッシャーへ合材を入れるにはクレーンを用いるのが便利であり、クレーンを底部においてブームを斜面に平行にすれば、能率が良いことは自明の理である。

ロ. 路底部の構造と排水設備 図—2 に示す通り本別では経 150mm のヒューム管を埋設し、路底部の構造は側壁と同じく表層基層各 5cm のアスファルトコンクリートにした。これはバックプレッシャーに対して不十分であり、偶々施工中台風10及び11号が襲来し、水路の附近を流れる美利別川の増水により約 7m の水頭を持つバックプレッシャーを受けてインバートの 1 部約 30m の区間が鯨の背の形に高さ最高 30cm 迄持ち上げられた。(写真—2 参照) 発電所各施設の故障や点検整備の為、導水路の通水を止めることがあるから、バックプレッシャーに対する考慮は当然払うべきである。palaminy では勾配 1 : 6,700 で経 600mm 排水度を用いているのに対し、本別が 1 : 12,000 で経 150mm のものでは過小と言えよう。更に palaminy のインバートは 14.5cm のセメントコンクリートで補強している点は特に留意すべきことと考えられる。下から圧力が加われば自動的に開くバルブを適当な間隔に設けるのも 1 案であろう。

ハ. ライニングの厚さ 水路の水密性を確保する目的のみから言えば、表層の厚さは密粒度型で 4cm、トベカ型で 3cm、シート型であれば 2cm 程度で充分であろう。従ってバックプレッシャーに対する抵抗、摩耗、施工の難易を考慮して適当な厚さを選ぶべきである。基層の役割は次の通りである。

ア. 水路が空になった時のバックプレッシャーを防止する。

図-3 palaminy 表層合材の粒度加積曲線



- b. 水圧等によるライニングの変形に抵抗する。
- c. 施工時表層の輾圧効果を取め得る強固な基盤を提供する。

d. 局部的疲労悪化を生じた場合、経済的且容易に修理出来るようにする。

従って上記の理由による必要度に応じた最も経済的な基層を設ける。

一般に粒状材料の路盤は上方からの垂直圧力に対しては充分堅固に構築されるが、下方からの力に対しては無抵抗に等しく、又水平剪力に対しても抵抗出来ない。作業中、作業員の足跡や機械の移動によって、路盤表面が荒されるから、瀝青系の安定処理が必要であり、予算が許せば、加熱又は常温混合式のアスファルト系基層を舗設することが望ましい。palaminy は4cm、本別は5cmのアスファルトコンクリート基層を設けたがアスファルト量4～5%として4～5cm厚の切込砂利又は切込碎石のブラックベースが最も経済的で施工も容易であろうと考えられる。

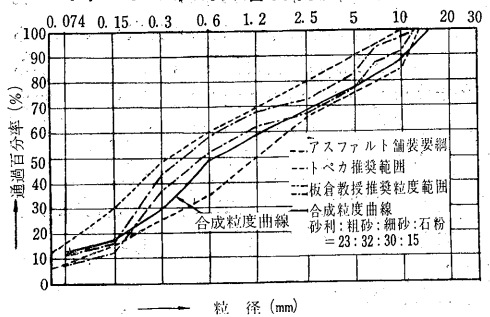
尚本別の表層で粒度加積曲線も凸形にし、アスファルト量を9.5%と多量に用いたのは、厳寒地帯における耐久性を重視した為であって、温暖な地方ではこの必要はなく、むしろ palaminy に近い合材にすべきものと考えられる。

palaminy 及び本別の表層用合材の粒度加積曲線は図-3、図-4に示す通りであり、性状を比較したものは表-2の通りである。

表-2 合材性能比較表 (室内試験)

項 目	palaminy		本 別
アスファルト (針入度60-70)	7.0%	7.5%	9.5%
マーシャル空隙率 (打撃50回)	0.6%	0.4%	(打撃25回) 2.77%
デュールツ空隙率	4.5%	3.4%	1.6%
最大傾斜角 (70°C) 35°-40'	34°-20'		(60°C) 36°-02'
浸水一圧縮強度比	0.84		(安定度比) 0.96
たわみ性 (15°C)	10.0%		10.0%以上

図-4 本別表層合材粒度加積曲線



4. 施工上の2.3の問題点について

1. 舗設 透水係数を 10^{-7} 以下にする為には空隙率を5%以下にする必要がある。又空隙率が2%以下になればフローする危険性があるから、空隙率の管理には特に留意しなければならない。従って材料の計量と温度管理に特段の注意が要る。本工事における合材の温度はミキサー排出直後を $160^{\circ}\pm 10^{\circ}$ 、初輾圧は $120^{\circ}\sim 130^{\circ}\text{C}$ の間で行った。アスファルトは軟化点の比較的高いセミブローンアスファルトを用い、針入度は60～70を選んだので、温度を比較的高くする必要があったのである。

当初この様な高温でトベカ型を輾圧すると、特に斜面上のことであるからヘヤークラックを生ずるのではないかと心配したが、舗設にフィニッシャーを用いて若干のイニシャルコンパクションを与えた場合は毫も心配がな

図-5 重ね継目

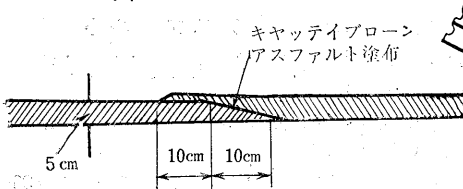
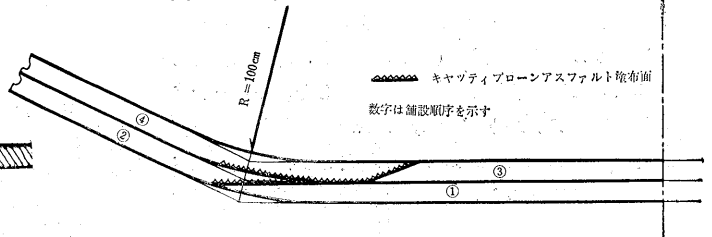


図-6 底面と斜面との接部の施工



いことが判った。石粉を加熱することも亦ヘヤークラックを防止するに効果があった。人力舗設では余程段取よく施工しないと敷均し中に温度低下を来たす恐れがある。敷均しに手間どるとローラーを掛ける際に、先に均した部分は冷え過ぎており、後の部分は熱すぎる結果、空隙率が均一でなくなるのみならず、ヘヤークラックを生じ易いものである。合材温度が100°C以下になって輾圧した際の空隙率は7%程度であった。ライニング工事では出来る限り高温時に軽いイニシャルコンパクションを加えることが最も効果的である。本工事においては2種のローラーを使用した。初めに自重1.9tのインパクトローラー、次いで自重2.5tのバイブレーションローラーである。写真—3は舗設状況、写真—4はフィニッシャーを示す。

ロ. 継目 フィニッシャーの施工幅は2.5m、容量約2.0tであるから、斜面の中途においてクレーンで吊られた底開きバケットから合材を供給し、側壁の底部から頂部迄施工継目を設けないようにした。隣のstripeにフィニッシャーを移すにはクレーンを利用した。

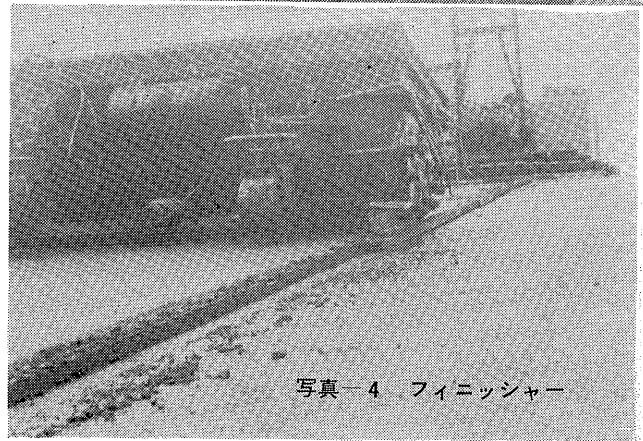
stripe間の継目は継続して施工される場合は垂直面で突き付けにし、継続される場合には図—5に示すような重ね継目にした。表層の継目と基層の継目とは50cm間隔をずらした。

底面と斜面との接部は最も弱点となり易いので図—6のように施工した。隅角部にセメントコンクリートの基礎を造った palaminy の工法は推奨されるべきものである。又これをアスファルト合材で造るのも1方法であろう。本工事においては特に路盤支持力の弱い個所及び湧水のある個所に栗石及びアスファルト合材を用いて補強するに止めた。

セメントコンクリートに比較すれば継目部における不透水性は良好であるとは言いがた、尚構造上の弱点であることに変わりはない。従ってこの部分の空隙率及び透水係数の測定を入念に行い、係数が 10^{-6} 以上の部分にはカチオン乳剤を 0.5l/m^2 の割合で撒布した後、キャッティブローンアスファルトを 3l/m^2 の割合で塗布した。塗布面積は全面積の1%以下である。処理後の透水係数は凡て 10^{-8} 以下であった。キャッティブローンアスファルトは軟化点が90°C以上であるから流出する恐れのないものである。性状は表—3に示す通りであって、当社が特別にアメリカより輸入したものであるが、昨年末当社の指導によって三菱石油が国産化に成功した。キャッティブローンアスファルト (Catty Blown Asphalt) は正式名称を Catalytically Blown Asphalt と言い、国産品はメンブレンアスファルト (Membrane Asphalt) と名付けている。



写真—3 表層舗設状況



写真—4 フィニッシャー

表—3 キャッティ ブローン アスファルトの性状

針入度 25°C 100g 5sec	58	引火点 (°C)	304
伸度 25°C (cm)	5.5	蒸発減量 (%)	0.01
軟化点 (°C)	93.5	蒸発試験後の 針入度 (%)	93.0

5. 結び

本工事について当社は、昭和36年8月より室内試験を開始し、同年10月現場において試験工事を実施した。更にこの現場試験結果を勘案して、再度室内試験を行い、別添特別仕様書(案)を作成して、発註者側の検討を経た後昭和37年4月末着工し同年8月末完成した。ライニング工事は1日最高出来高基層860m² 表層1,020m²であり、平均出来高は夫々510m²と590m²であった。この間電源開発本別建設所木村稔氏以下工事担当者一同及び北海道大学板倉忠三博士並びに研究室全員の御指導と教示を得、更にシエル アスファルト部の援助を受け極めて順調且心から愉快地に仕事の出来た事に対し、紙上を借りて深甚の謝意を表すると共に、工事施工の機会を与えてくれた鹿島建設株式会社の関係各位に対して厚く御礼を申上げる次第である。

本別発電所2号開渠アスファルト

ライニング工事特別仕様書(案)抜萃

第1. 総則 (省略)

第2. 路盤安定処理工

1. 路盤安定処理工の実施に先立ち、路盤表面より30

cm の深にある 100mm 以上の玉石は除去し、且砂の多い部分には 60mm 以下の砂利を補足し転圧及び乳剤の浸透が均等になるようにしなければならない。

2. 転圧は原則として 1.5ton 以上の能力を有するバイブレーションローラーの類を使用しなければならない。

路盤材料の含水量が不足の為転圧効果が充分でない場合は予め散水しなければならない。

3. 転圧中に生じた不陸は都度整正するものとする。
4. 初転圧が完了すれば 5%塩素酸ソーダ溶液をスプレーにて 3l/m^2 の割で散布し 24 時間放置するものとする。
5. 安定剤としては加熱したカチオン乳剤を 2l/m^2 の割でスプレーにて散布する。カチオン乳剤は下記の規格に適合するものでなければならない。

カチオン乳剤の規格

アスファルト乳剤の試験

粘度	セイボルトフロール	50°C 秒	20—400
蒸溜残留物			60%以上
貯蔵安定度	5 日		5%以下
篩試験 (#20 残留)			0.10%以下
低温安定度	2 回	-5°C	合格
骨材被膜試験	40°C 5 分		合格
分解時間			40分以下
粒子の帯電			陽 性

アスファルト残留物の試験

針入度	25°C	100g	5 秒	120—150
四塩化炭素可溶物				98%以上
伸 度	25°C			100以上

6. 散布した乳剤の乾燥硬化開始と同時に砂を散布し、再度転圧を行い、転圧の結果生じた不陸は予め乳剤をまぶした小砂利を補足して整正をなし、JIS 1211 による最大乾燥密度の 90%以上の圧密度を得る迄転圧をするものとする。
7. 平坦度は 10m の水系を張った場合 $\pm 20\text{mm}$ 以上であってはならない。

第3. アスファルト・コンクリート・ライニング工

1. 材 料

A. アスファルト

イ. (省略)

ロ. 品質はセミプローンしたもので下記事項以外は JIS 規格を準用する。

針入度 延 性 軟化点 P. I.

60—70 100以上 48°C 以上 ± 0.5 以内

ハ. 但し合材配合決定試験の結果により品質の変更を命ずることがある。

B. 砂

イ. 細砂: 札内産又はこれと同等以上のものとし、比重は 2.6 以上とする。

ロ. 粗砂: 美里別産又はこれと同等以上のものとし、比重は 2.5 以上とする。

C. 石 粉

精選された石灰石粉で比重 2.6 以上 200 番篩通過 86%以上のものでなければならない。

D. 洗砂利

下層用: 美里別産又はこれと同等以上のもので、比重 2.5 以上ロスアンゼルス減量 30%以下。

耐久試験損失量 15%以内とする。

上層用: 札内産又はこれと同等以上のもので比重 2.6 以上、ロスアンゼルス減量 30%以下、耐久試験損失量 12%以内とする。

E. その他

イ. (省略)

ロ. (省略)

2. プラント設備

A. 材料の計量 (省略)

B. 配合及び混合

イ〜ヘ (省略)

ト. 石粉は機械装置により加熱され廻転供給槽へ供給されねばならない。加熱温度は石粉が乾燥する程度を原則とするが標準は $100^{\circ}\pm 20^{\circ}$ とする。

チ. (省略)

リ. 混合物の粒度配合は下記の範囲内とする。但し合材配合決定試験の結果により変更を命ずることがある。

篩の呼び寸法	篩通過百分率 (%)	
	下 層 用	上 層 用
15	100	100
10	85~95	85~95
5	75~90	75~90
2.5	65~80	65~80
1.2	45~65	50~70
0.6	25~45	35~60
0.3	15~25	25~48
0.15	10~15	13~30
0.075	6~10	8~13
アスファルト量	7~8	9~10

ヌ. 混合材の練上り温度は $130^{\circ}\text{C}\sim 170^{\circ}\text{C}$ の範囲内であなければならない。

ル。(省略)

C. 舗設

イ. 舗設開始に先立ち、基層面を十分に清掃しゴミ、泥その他遊離物のないようにしなければならない。

ロ. 気温 10°C 以下及び雨天のときは舗設してはならない。

ハ. 舗設に当っては舗装面と等高で、且つ転圧機によって移動しない型枠を設けなければならない。

ニ. 舗設はスリップフォームを使用するものとする。但し不規則な形の為スリップフォームが使用出来ない場所は人力により丁寧に舗設しなければならない。

D. 転圧

イ. 転圧機は 1.5 t 以上の能力を有するバイブレーションローラーを使用しなければならない。但し舗設直後高温の為振動が混合物の中に亀裂を生ぜしめる恐れのある場合は振動を停止させるか、又は軽重量の単輪転圧機を使用すべきである。

ロ. 下層を転圧する際の附着防止には水を使用するか、重油を使用するかは監督員の指示に従うものとする。

ハ. 上層を転圧する際の附着防止には水もしくは重油のいずれも使用出来る。但し使用量が過重になって舗装面を損傷しないよう注意しなければならない。

ニ. 上層の圧密度は空隙率 5%~2% の範囲でなければならない。

E. 継手

イ. 施工継手及びセメントコンクリート構造物との継手は、継手面を清掃した後アスファルトを丁寧に塗布して新旧混合物が完全に密着するようにしなければならない。

ロ. 上層、下層の継手は 50cm 以上ずらさなくてはならない。

第4 試験、検査及びその処置

1. 請負人は下記の通り現場試験を行い品質管理をしなければならない。但し試験及び検査に要する器具機械の内別表に掲げたものは会社備品の使用を妨げない。

尚アスファルトの品質試験、混合物の配合決定の為の試験は別途行うものとし、現場試験の内には含まない。

2. 各種試験、検査の結果は監督員に報告しなければならない。

A. 骨材(省略)

B. アスファルト混合物

イ. 混合物の温度は練上り、現場到着、敷均し後と3段に分けて検査し相互関係を一覧表に作成するものとする。所定範囲外の温度の混合物の処置については監督員の指示を受けるものとする。

ロ. マーシャル安定度試験及び比重、空隙率測定は1日午前午後各1回、3個以上の供試体について行うものとする。

C. 舗装体

イ. 舗装体は3,000m² 毎及び必要と認めた箇所についてコアを採集し比重、空隙率、厚さ及びアスファルト含有量の検査を行うものとする。上層厚40mm以下又は上下層合計厚80mm以下もしくは上層用混合物の空隙率5%以上の場合は手直しをしなければならない。

D. 安定処理基層

イ. 安定処理基層の圧密度検査は1,500m² 毎及び必要と認めた箇所について行い、所定の圧密度以下の場合には再転圧を行う。再転圧を行うも所要の圧密度が得られぬ場合の処置については監督員の指示を受けるものとする。

ロ. 平坦度は前記の通り±20mmでこれを超過した箇所は手直しをしなければならない。

[筆者：世紀建設株式会社 専務]

☆編集委員☆

谷 藤 正 三・井 上 孝・高橋 国 一 郎・村 田 泰 三・松 野 三 朗
神 保 正 義・福 島 健 重・酒 井 重 謙・菊 地 栄 一・南 部 勇(順不同)

アスファルト 第6巻 第31号 昭和38年4月4日発行

発行人 南 部 勇

社団法人 日本アスファルト協会 TEL 東京 (551) 1131~4
東京都中央区新富町3~2 石油会館内

印刷・光邦印刷株式会社

社団法人 日本アスファルト協会 会員

アスファルトの

御用命は

本会加盟の

生産／販売会社へ

優れた生産設備と研究から

品質を誇るアスファルトが生み出され

全国に信用を頂いている販売店が

自信を持ってお求めに応じています

定評あるアスファルトの生産／販売会社は
すべて本会の会員になっております

賛 助 会 員

大協石油株式会社(561)5131	シエル石油株式会社(561)2971
丸善石油株式会社(201)7411	亜細亜石油株式会社(501)5351
三菱石油株式会社(501)3311	日本鉱業株式会社(481)5321
日本石油株式会社(502)1111	三共油化工業株式会社(281)2977
富士興産株式会社(481)6844	三和石油工業株式会社(281)6189
出光興産株式会社(211)5411	昭和化工株式会社(591)5416
昭和石油株式会社(231)0311	昭和石油瓦斯株式会社(591)9201

正 会 員

朝日瀝青株式会社	東京都千代田区神田旅籠町1の11	(291) 6411	大 協
恵谷産業株式会社	東京都港区芝浦2の1	(451) 2181	シエル石油
恵谷商事株式会社	東京都港区芝浦2の1	(451) 2181	三 石
富士鉱油株式会社	東京都港区三田四国町18	(451) 4765	丸 善
株式会社木畑商会	東京都中央区西八丁堀2の18	(551) 9686	日 鉱
国光商事株式会社	東京都中央区銀座東6の7	(541) 4381	出 光
三菱商事株式会社	東京都千代田区丸の内2の20	(211) 0211	三 石
マイナミ貿易株式会社	東京都中央区日本橋堀溜町2の2	(661) 2906	シエル石油
株式会社南部商会	東京都中央区日本橋室町3の1	(241) 4663	日 石
中西瀝青株式会社	東京都中央区八重洲1の3	(272) 3471	日 石
新潟アスファルト工業(株)	東京都港区芝新橋1の18	(591) 9207	昭 石
日米礦油東京支店	東京都中央区日本橋室町2の4	(270) 1911	昭 石
日商株式会社	東京都千代田区大手町1の2	(231) 7511	昭 石
日東商事株式会社	東京都新宿区矢来町61	(341) 7382	昭 石
日東石油販売株式会社	東京都中央区銀座4の5	(535) 3693	シエル石油

◎アスファルトの御用命は日本アスファルト協会の加盟店へどうぞ◎

瀝青販売株式会社	東京都中央区銀座東6の7	(541) 6900	出	光
菱東石油販売株式会社	東京都台東区仲御徒町2の19	(832) 6671	三	石
株式会社沢田商行	東京都中央区入船町1の1	(551) 7131	丸	善
清水瀝青産業株式会社	東京都渋谷区上通2の35	(401) 3755		昭和石油瓦斯
三共アスファルト株式会社	東京都千代田区丸の内1の2	(281) 2977	三	共油化
東新瀝青株式会社	東京都中央区日本橋江戸橋2の5	(271) 5605	日	石
東京アルファルト株式会社	東京都港区芝田町6の12	(451) 4987	亜細	亜
東京通商株式会社	東京都千代田区大手町1の6	(231) 8291	日	石
東洋国際石油株式会社	東京都中央区日本橋本町4の9	(270) 1811	大	協
東光商事株式会社	東京都中央区八重洲5の7	(281) 1175	三	石
梅本石油東京営業所	東京都港区麻布新網町2の15	(481) 8636	丸	善
株式会社山中商店	横浜市中区尾上町6の83	(68) 5587	三	石
朝日瀝青名古屋支店	名古屋市昭和区塩付通4の9	(85) 1111	大	協
株式会社名建商会	名古屋市中区宮出町41の2	(24) 2817	日	石
中西瀝青名古屋営業所	名古屋市中区園井町1の10	(23) 0501	日	石
名古屋シエル石油販売株式会社	名古屋市中区牛島町107	(54) 6757		シエル石油
株式会社沢田商行	名古屋市中川区富川町3の1	(36) 3151	丸	善
株式会社三油商会	名古屋市中区南外堀3の2	(23) 7721	大	協
上原成商事株式会社	京都市中京区御池通烏丸東入上原ビル	(23) 3101	丸	善
朝日瀝青大阪支店	大阪市西区南堀江5の15	(531) 4520	大	協
枝松商事株式会社	大阪市北区道本町41	(361) 5858	出	光
池田商事株式会社	大阪市福島区鷺洲本通1の48	(451) 7601	丸	善
松村石油株式会社	大阪市北区絹笠町20	(361) 7771	丸	善
丸和鉱油株式会社	大阪市南区長堀橋筋2の35	(211) 3216	丸	善
三菱商事大阪支店	大阪市東区高麗橋4の11	(202) 2341	三	石
中西瀝青大阪営業所	大阪市北区老松町2の7	(341) 4305	日	石
日本建設興業株式会社	大阪市東区北浜4の19	(231) 3451	日	石
三徳商事株式会社	大阪市東淀川区新高南通2の22	(391) 1761	昭	石
東京通商大阪支店	大阪市東区大川町一番地	(202) 2291	日	石
梅本石油株式会社	大阪市東淀川区新高南通1の28	(391) 0238	丸	善
山文商事株式会社	大阪市西区土佐堀通1の13	(441) 0255	日	石
株式会社山北石油店	大阪市東区平野町1の29	(231) 3578	丸	善
北坂石油株式会社	堺市戎島町5丁32	(2) 6585		シエル石油
川崎物産株式会社	神戸市生田区海岸通8	(3) 0341		昭石・大協
丸菱株式会社	福岡市上土居町22	(2) 2263		シエル石油
畑礦油株式会社	戸畑市明治町2丁目	(87) 3625	丸	善