

道路舗装の凍上とその対策

The preventing design for frost heave damages in road pavements

く ぼ
久 保

ひろし
宏*

1. ま え が き

積雪寒冷地における道路舗装とそれに付帯する構造物、例えばトンネルや擁壁などの土木工事で、土の凍上現象による影響は極めて大きい¹⁾。また、滑走路や誘導路などの空港舗装においても、凍上によって航空機の航行にも支障をきたすことがあるほどに重大な影響を及ぼすものである。この凍上現象による舗装の被害は、北海道や東北地方はもとより、温暖な地域の山岳地帯のように冬期間低温気象にさらされる所では、たとえ四国や九州地方においても重要な検討課題となる。

凍上とは、地盤中にアイスレンズと呼ばれる霜柱が発生し、それが寒気に接する方向に成長することによって地面が隆起する現象である²⁾。これによる道路舗装の破壊形態としては凍上が道路の横断方向に不均一に発生し、ほぼ中央で最大となるため、道路のセンターライン付近に大きな舗装のき裂となって現れるのが一般的である。凍上現象による道路舗装のもう一つの破壊形態としては、春期に地中の霜柱が融解することによって起こる路床・路盤支持力の

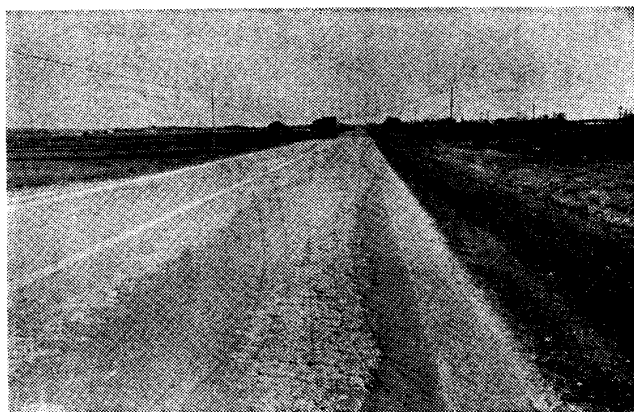
低下によるものがあげられる。この舗装破壊は、冬の凍結期に地下深くから多量の水が霜柱発生部分に吸引されるが、春期にその融解水が下層の凍結層によって排水を妨げられた際に、多くの重車両がその上を通るとアスファルト混合物層の下面の引張り応力が過大となって、舗装路面に局部的な沈下ときっ(亀)甲状のひび割れ現象として生ずるものである。

凍上による舗装破壊は、上述のように凍上そのものによる縦断方向のクラックや平坦性の欠如、あるいはきつ甲状ひび割れから発展したポットホールの発生となって現れるので、その維持・補修や交通安全の面から凍上対策は寒冷地の舗装においては最も重要な課題である¹⁾。

これらの凍上による舗装破壊を防止する対策工法としては、従来から試験的、経験的に置換工法、断熱工法、薬剤処理工法、遮水工法などが行われてきた。しかし、現在我が国の道路で主として用いられているものは、その経済性、施工性、信頼性などの面から冬期間に最大となる凍結深さの約70%までを、凍上を起こしにくい粒状材料で置き換える置換工法である。しかし、この経験を主とした寒冷地の舗装の設計法では、交通条件や層構成の変化、新しい路床・路盤材料の選択に対しては不十分なものとなっている。したがって、従来の置換工法による凍上対策を施した舗装の力学的構造解析での評価を行い、新材料などの条件の変化にも十分適用できる合理的な舗装設計法の確立が必要である。更に、このためには凍結と融解の繰返し作用を受けた路床・路盤など舗装構造各層の変形係数(弾性係数)を、実際の交通荷重のある道路舗装条件下において求めること



写真—1 凍上そのものによる舗装破壊



写真—2 春期の路盤支持力低下による舗装破壊

*北海道開発局土木試験所 舗装研究室長

総 説

も必要となってくる³⁾。

積雪寒冷地域の舗装の設計と施工に当たっては、現地の凍上に関する要素を十分に調査するとともに、舗装の厚さを決めるための基本となる凍結深さの算定、ならびに春の融解期における舗装構造の力学的評価について検討しなければならない。ここでは、道路舗装の凍上対策に関して凍上を支配する要素、構造設計に必要な凍結深さと変形係数の算定ならびに舗装の力学的評価などについて、現在までの調査研究の概要を述べるものである。

写真—1, 2は凍上現象による舗装破壊の例を示す。

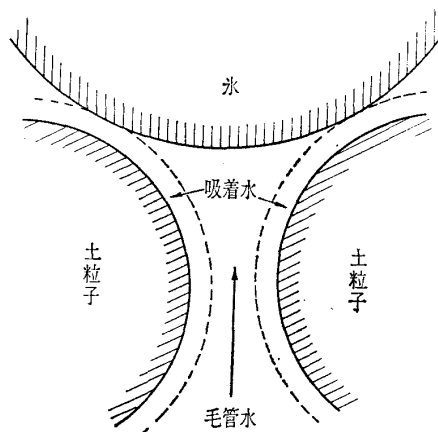
2. 凍上を支配する要素

凍上現象の発生メカニズムは、物理化学的に極めて複雑であって各種の説明がなされているが、図—1に示すような概念化された毛細管モデルと吸着水モデルで表現されているのもその一つである⁴⁾。毛細管モデルは、氷と水の界面付近のエネルギー勾配によって地下深くから毛管水が土粒子の細かい間隙を通じて地中の霜柱発生部分に移動するとされているものである。この移動する水の量は、エネルギー勾配の大きさに比例し、水の供給源からの距離に反比例すると考えられている。一方、吸着水モデルは粘土分を多く含む土に適用するもので、過冷却状態にある土粒子と電気的に結合している薄い吸着水の一部が冷却されると氷晶となり、吸着膜から分離析出する。薄くなった吸着水膜はもとの厚さに戻ろうとして地下から水を吸い上げる。これが吸着水モデルの説明である⁵⁾。凍上性の路床材料は一般にシルト・粘土分を多く含んでいるので、上述の二つのモデルの組合わせで凍上現象を説明した方が理解しやすい。

地中に霜柱が生じ凍上が起きるための要因はいろいろあるが、主なものとして次の三つがあげられる。

- ① 地盤の土質がシルト・粘土分を多く含んでいること
- ② 地中水の補給が十分なこと
- ③ 地盤の温度低下とその勾配が霜柱発生に都合のよい状態であること

凍上を支配する主な要素には、以上のもののほかに霜柱



図—1 概念化された毛細管モデルと吸着水モデル

発生部分にかかる圧力が比較的小さいことなどがあるが、これらの条件が同時に満足されたときに初めて凍上現象が起こる。凍上に関する土質条件は、土の含水比、密度、塑性指数、透水係数、土粒子の大きさ、形状ならびにその表面の物理化学的特性などである⁶⁾。このうち、土粒子の大きさは極めて重要で、凍上の発生には少なくともシルト以下の微粒分の存在が必要である。シルト・粘土分の少ない砂、砂利、碎石などは凍上を起こさないことが実験で確かめられているが、北海道に広く分布する火山灰質土の中には、適度の微粒分に富み吸水性が大きいのにほとんど凍上を起こさないものがある。泥岩や頁岩のような軟質で、比重が小さく吸水性の大きな岩石もまた凍上現象を呈することがある⁷⁾ので、トンネル内のライニングおよび舗装の設計には十分な注意が必要である。

地盤中の霜柱発生部分に供給される地中水が凍上現象を支配し、一般に地下水位までの距離が近いほど凍上の危険性がある⁸⁾のでその水位を確認しておかなければならない。

地中の温度分布とその勾配は、凍上現象や凍結深さを支配する重要な要素であると同時に、地表面や地下水の温度のほか、土の比熱、熱伝導率、含水比などの影響を受けるものである。地盤上の積雪も一種の保温材の役割を果たすので、凍上を防止する効果がある。

凍上を起こしやすい土質でも、地盤中では深さによって霜柱発生部分にかかる圧力が異なるために、深い位置にあるほど地下水位に近づくにもかかわらず凍上量は小さくなり、凍上対策上好ましい結果となる⁹⁾。

写真—3は地中で発生した霜柱の状況を示す。



写真—3 地盤面に平行な霜柱が土中に幾重にも生じている

3. 舗装の凍結深さと置換え厚さ

積雪寒冷地で舗装の厚さを決めようとするときには、まず有害な凍上を起こす恐れがないかどうかを検討する必要がある¹⁰⁾。このためには凍上を支配する要素の土質、気温、地中水などの現地調査を行い凍上被害が生ずる可能性のある場合には、その防止対策の基本となる舗装の凍結深さを推定する¹¹⁾。ついで、得られた凍結深さをもとにして凍上による舗装破壊の生じない置換え厚さを決めることである。

3.1 凍結深さの推定

凍結深さとは、凍結前を基準とした路面から地中温度の 0℃線までの深さと定義づけられている¹⁰⁾。凍結深さは、主として凍上を支配する要素によって決まるが、それらのほかに日射量、路面の色、舗装構造、路面上の積雪量など多くの要素に支配される。また、凍結深さは気温観測データを用いて計算によって推定することもできるが、高速道路のような重要な舗装の凍上対策には 2～3 月の凍結最盛期に地中温度を実測して凍結の最大深さを求めるのが望ましい。

実測によって凍結深さを求める方法には、メチレンブルー凍結深度計を利用する方法¹⁰⁾、地中に测温抵抗温度計や熱電対を埋設する方法、テスト・ピットを掘削して凍結期の地中温度および凍結の様相を観測する方法などがある。メチレンブルー凍結深度計法は、メチレンブルー溶液を合成樹脂管に封入してあらかじめ地盤中に埋設しておき、凍結期に青色から白色に変わる凍結部分の長さを測定して凍結深さを求めるもので、簡便で精度が高く広く利用されている方法である。

冬期間の気温のデータによって凍結深さを求める方法には、現在一般的に用いられているものとして Stefan (ステファン) および Neumann (ノイマン) の式から簡易化された Aldrich (アルドリッチ) の式がある¹²⁾。実際の道路舗装のように多層構造からなる場合の凍結深さを求める式としては、次に示すものが実用上最も信頼のおけるものである¹⁾。

$$Z = \lambda \sqrt{\frac{172800 F}{(L/K)_{eff}}} \dots \dots \dots (1)$$

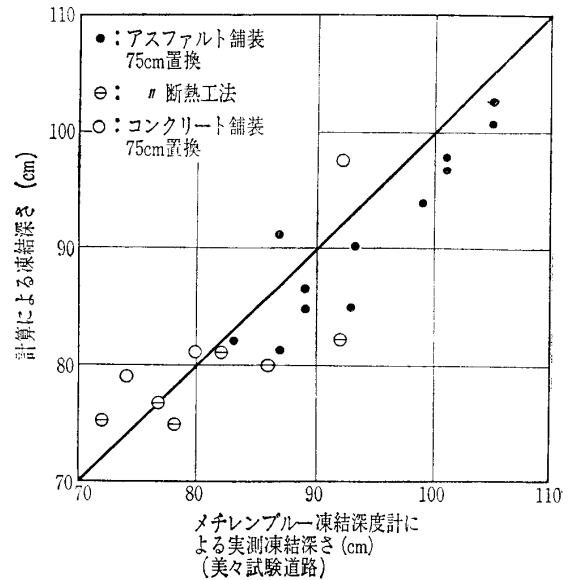
ここに、

$$(L/K)_{eff} = \frac{2}{X^2} \left\{ \frac{d_1}{K_1} \left(\frac{L_1 d_1}{2} + L_2 d_2 + \dots + L_n d_n \right) + \frac{d_2}{K_2} \left(\frac{L_2 d_2}{2} + L_3 d_3 + \dots + L_n d_n \right) + \dots + \frac{d_n}{K_n} \left(\frac{L_n d_n}{2} \right) \right\}$$

Z: 凍結深さ (cm), $X = d_1 + d_2 + d_3 + \dots + d_n$: 予想凍結深さ (cm), d_n : 予想凍結深さ内の各層の厚さで、 d_1 は最上層の厚さ, F : 凍結指数 (絶対値, $^{\circ}\text{C} \cdot \text{d}$), K_n : 各層の熱伝導率 ($\text{J}/\text{cm} \cdot \text{s} \cdot ^{\circ}\text{C}$), L_n : 各層の融解潜熱 ($\text{J}/\text{cm}^3 \cdot ^{\circ}\text{C}$), λ : 冬期間の気温, 各層の熱容量, 融解潜熱に關係する補正係数

ここで示されている K_n, L_n, λ などの熱定数は、舗装を構成する各層の含水比と密度が分かれば簡単に求められるようになっている¹⁾。また、この凍結深さを計算によって求めるときには繰返し計算になるため、筆者らは計算プログラムを作成し、設計地点の凍結指数と舗装構造によって凍結深さが簡単に推定できるまでになっている。

Aldrich の式は、アスファルト舗装ばかりでなくセメントコンクリート舗装や路床上に 30 mm 厚さの発泡スチロールを設置した断熱工法の場合にも適用できることが、美



図—2 凍結深さの実測値と計算値の比較

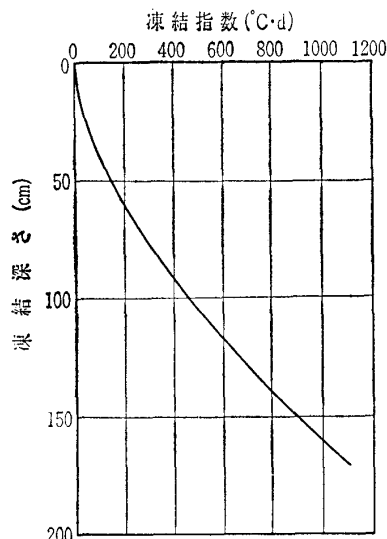
々試験道路での図—2 に示す調査結果からも明らかである。

3.2 置換え厚さ

積雪寒冷地における舗装の置換え厚さの決定に当たっては、従来、伊福部が示した在来砂利道の凍結深さの約 80% を基準にしてきた⁹⁾。これは、30～50 cm の凍結した砂利道を切開してみると、霜柱の多くが砂利道直下に発生し、下層に進むに従って急激に減少してゆくという実測結果に基づいている。しかし、最近この基準となる在来砂利道がほとんどなくなったこと、厚さが 30～50 cm まで変化するとそれによる凍結深さが大きく変わるなどによってこの方法に不合理な面が生じてきた。したがって、筆者らは舗装構造における置換え厚さの基準として、理論最大凍結深さという考えを提案した¹¹⁾。この理論最大凍結深さとは、凍上対策からの置換え厚さを決める場合の基準とする凍結深さをいい、凍上を起こしにくい均一な粗粒材料からなる地盤の、最近 10 年間のうち最も寒さの厳しい年の最大凍結深さをとる。アスファルト舗装要綱などで示す理論最大凍結深さの一般的な求め方は、含水比 15%、乾燥密度が 1.8 t/m^3 である均一な粗粒材料から構成される地盤の凍結深さと凍結指数の関係を前述の(1)式から求めて図—3 のように示し、舗装構造を設計する地域の最近 10 年間の最大の凍結指数に対応する凍結深さを読み取って理論最大凍結深さとする方法である¹¹⁾。

置換え工法における置換え厚さは、先に述べた凍上の破壊形態の、凍上そのものによる破壊と融解期の路床・路盤支持力低下によるものの双方を防止するように決められる。前者による破壊を防ぐには理論最大凍結深さまでを凍上を起こしにくい材料で置換えすればよいが、北海道のような寒さの厳しい所では、経済的、経験的なことから理論最大凍結深さの約 7 割程度まで置換えすればだいたい安全である。この置換え率については、凍上被害が積雪・除雪の程度、日

総 説



図一 3 凍結指数と凍結深さの関係¹¹⁾

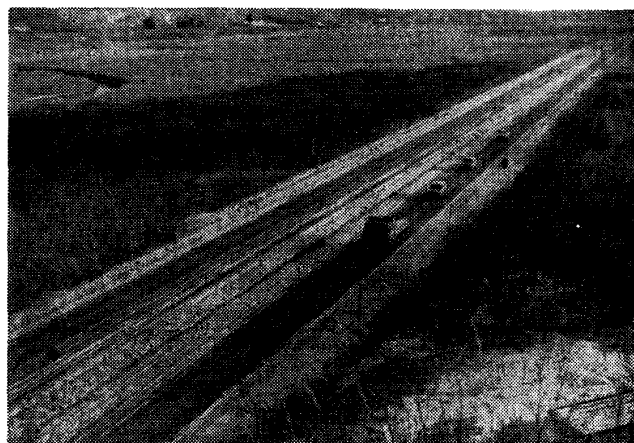
照条件などによって大きく影響を受けるので、その地方の過去の経験に基づいて決められることが多い¹⁾。

このようにして決められた置換え厚さと凍結深さを考慮しないで求めた舗装の厚さとを比較し、もし置換え厚さの方が大きい場合には、その差だけ凍上を起こしにくい砂、火山灰、切込み砂利などの材料を路盤の下に凍上抑制層として加える。この部分は、舗装構造上からは路床の範囲に入る。もし在来路床土が軟弱な場合には 20 cm 程度の遮断層を凍上抑制層の下に更に加えることがある¹³⁾。この場合の遮断層用材料は一般にシルト・粘土分が 10% 以下の砂であることが多く、軟弱な路床土とその上の粗粒材料とのこね返し防止をその主たる目的としている。

置換え材料は、凍上抑制層、下層路盤などその使用する目的に応じて必要な品質と規格に合致すると同時に、凍上を起こしにくい材料であることが必須の条件となる。北海道では非凍上性置換え材料として砂、切込み砂利、切込み碎石、混合切込み砂利碎石、火山灰などが使われており、その 0.074 mm ふるいを通過する細粒分の許含有量はそれぞれ 6%、9%、15%、12%、20% となっている¹⁴⁾。このうち、火山灰については風化の程度によって凍上性を示すことがあるので、4% 以下の強熱減量と凍上試験による判定が求められている。また、これらの厳しい規格を満足する材料は、アスファルト舗装要綱で示す PI の規定も満たすことが一般に認められているので、北海道では PI の規定は適用から除外されている。

4. 舗装構造の力学的評価

積雪寒冷地における舗装構造の理論解析は、各層を構成する材料の力学的性状が十分に把握されていないために、道路舗装での各層の応力とひずみ、ならびに路面のたわみが算定できず、その解析が困難なものであった。特に、寒冷地では凍結と融解の繰返し作用を受けた路床・路盤など



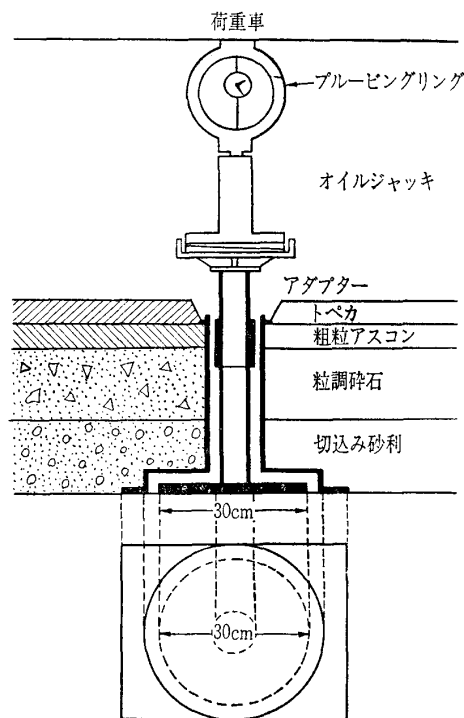
写真一 4 美々試験道路（トラックが走行している右側車線）

を構成する材料に関して、理論解析に必要なこれらの層の変形係数をまず求める必要がある。

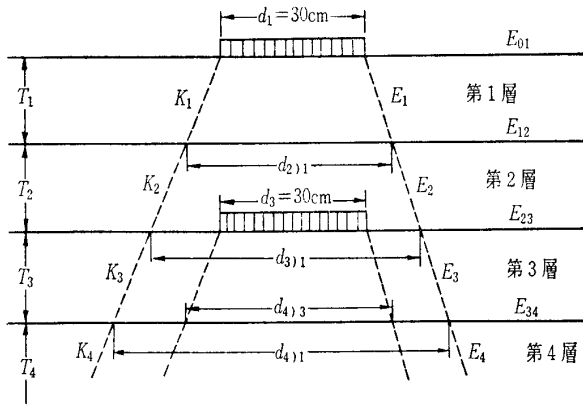
美々試験道路は、寒冷地における舗装の凍上対策工法に関して体系的な研究を行い、あわせて理論解析にも資することを目的として写真一 4 に示すように北海道苫小牧市美沢地区の一般国道 36 号に沿って築造されたものである。筆者らはこの試験道路で得られた路床・路盤各層の地盤係数に基づいてその変形係数を算定するとともに、凍上対策工法を施した舗装の層構造解析によって力学的評価を行った³⁾。

4.1 美々試験道路の地盤支持力調査

美々試験道路の各試験区間は、凍上性の粘質土で路床を築造し、その上に材料の異なる合計 16 種類の舗装構造を設定したものであり、その置換え厚さはすべて 75 cm とした。



図一 4 埋込み平板载荷試験装置



図—5 多層系弾性体地盤¹⁵⁾

また、各試験区間の延長は 30 m で、総延長は 480 m となっている。この試験道路における路床・路盤などの各層の地盤係数は、図—4 に示すような直径 30 cm の剛性載荷板を各層の上面に埋設し、昭和43～46年度の4年間で、毎年路床・路盤が凍結する直前の11月と春の融解期の3～5月の毎月中旬に観測して得られたものである。なお、各種の試験舗装構造における凍結深さは、その年の寒さの程度や各試験区間によって異なるが、おおよそ舗装路面から 95～105 cm であり、路床に生じた凍上量は約 4～14 cm であった。

4.2 変形係数の算定とそれに関する考察

図—5 に示すような多層系弾性体地盤に剛性載荷板を置いたとき、植下は各層の変形係数、等値変形係数、荷重分散係数、各層の厚さの関係を次のように示している¹⁵⁾。

$$d_{2,1} = d_1 + K_1 T_1, \quad d_{3,1} = d_{2,1} + K_2 T_2, \quad d_{4,1} = d_{3,1} + K_3 T_3$$

$$K_1 = f(E_1/E_2), \quad K_2 = f(E_2/E_3), \quad K_3 = f(E_3/E_4)$$

$$E_{01} \cdot d_1 = E_{12} \cdot d_{2,1} = E_{23} \cdot d_{3,1} = E_{34} \cdot d_{4,1}$$

$$E_4 = 17.7 K_{30(4)}, \quad d_{4,3} = 30 \cdot K_{30(3)} / K_{30(4)}$$

ここに、 $d_1, d_{2,1}, d_{3,1}, d_{4,1}, d_{4,3}$ ：各層上面にかかる載荷面積の直径、ただし $d_1=30$ cm, K_1, K_2, K_3 ：上層から順に各層の荷重分散係数、 T_1, T_2, T_3, T_4 ：上層から順に各層の厚さ、 E_1, E_2, E_3, E_4 ：上層から順に各層の変形係数、 $E_{01}, E_{12}, E_{23}, E_{34}$ ：それぞれ第1層以下、第2層以下……の等値変形係数、ただし、 $E_{34}=E_4, K_{30(3)}, K_{30(4)}$ ：それぞれ第3層および第4層で得られた地盤係数

埋込み平板載荷試験装置によって求められた地盤係数から、層構造の最下層である路床の変形係数をまず計算し、次に路床に近い凍上抑制層、下層路盤の順で各層の変形係数が算定される。

北海道において凍上を起こしやすいとされている粘質性路床土、凍上抑制層としての細粒火山灰、砂、最大粒径 88.9 mm または 50.8 mm の切込み砂利、下層路盤としての最大粒径 50.8 mm の切込み砂利、ならびに本州各地で上層路盤に用いられている粒度調

表—1 路床・凍上抑制層・下層路盤の変形係数

路 床 ・ 路 盤 材 料	変 形 係 数 E (kgf/cm ²)		
	凍結前 E_A	融解期 E_B	低下率*(%)
路 床 土 (凍上性粘質土)	210	170	19
細 粒 火 山 灰	830	540	35
砂	950	770	19
切込み砂利 (最大粒径 88.9 mm)	2 080	1 750	16
切込み砂利 (最大粒径 50.8 mm)	2 120	1 560	26
粒度調整碎石 (最大粒径 38.1 mm)	2 630	1 820	31

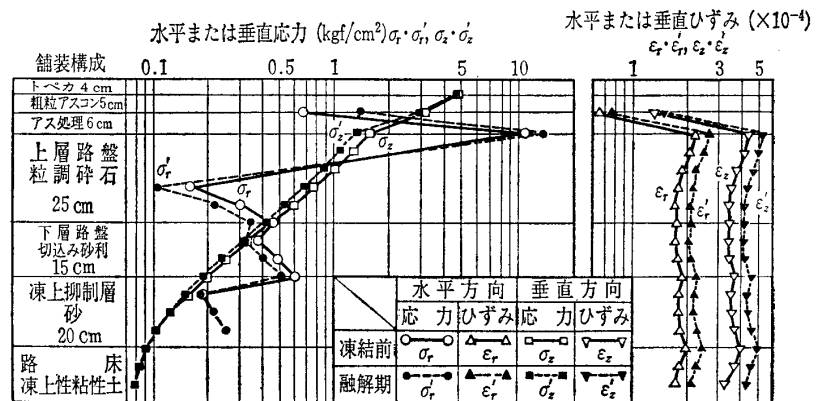
$$* \text{変形係数の低下率} = \frac{E_A - E_B}{E_A} \times 100(\%)$$

整碎石について、美々試験道路の各舗装構造における凍上性路床土、凍上抑制層および路盤の上面で実測した地盤係数をもとに算出された変形係数とその融解期の低下率は、表—1 に示すとおりである。

冬期間に凍上性路床土中に発生した霜柱が春に融解し、それが路床・路盤支持力の低下をもたらして舗装が破壊されることは経験上よく確かめられている。これらの支持力低下を路床・凍上抑制層・路盤の材料ごとに変形係数とその変化によって示したのがこの表の結果である。これによると、春の融解期の変形係数は凍結前のそれに比べて大きな低下率を示すことが分かる。特に、細粒火山灰と粒度調整碎石からなる層の変形係数の低下率は大きい、これは寒冷地における置換材料としての従来の経験的な評価と一致するものである。この低下率の大きいことの原因は、材料に含まれているシルト以下微粒分が他の材料のものに比較して多いことにあると考えられ、微粒分の限界値設定の必要性がここにある。また、上層路盤としての粒度調整碎石は、凍結前には比較的大きな変形係数が確保されていても春の融解期にはその値が大きく低下することから、これを寒冷地での路盤として採用することには多少の疑問がある。

4.3 舗装体の層構造解析

舗装を構成する各層の変形係数が前節で述べたように現地で実測した地盤係数によって求められ、また、アスファ



図—6 舗装構造各層の応力とひずみ

総 説

ルト混合物層の変形係数も温度と時間の影響を大きく受けるが、現在では多くの室内実験の結果が存在して容易に利用できるまでになっている³⁾。ここで筆者は、美々試験道路の各試験区間の舗装構造について、先に得られた変形係数を用いて舗装路面に 5 tf 輪荷重を載荷したときの各層の応力とひずみをシェルの BISAR プログラム¹⁶⁾によって算出した。この計算における入力条件として各種の仮定が含まれている³⁾が、結果の一例を示すと図-6 のようになる。

舗装構造各層に生ずる応力とひずみを計算することによって春の融解期にアスファルト混合物層下面の水平方向の引張り応力とそのひずみ、ならびに路床・路盤に生ずる垂直ひずみが増大することを数量的に明らかにできた。

5. あとがき

積雪寒冷地の道路舗装の凍上とその対策工法に関する調査研究は、北海道では昭和26、27年ころから現地での試験調査を主体に継続実施されている。特に、昭和35年度からの美々試験道路での調査では、凍結深さの算定法、各種凍上対策工法の検討、置換工法による舗装構造の力学的評価など数多くの成果が得られている。また、これらの結果は凍上現象による舗装破壊に関して今までの経験的に得られている各種の知見を理論的によく裏付けていることも明らかとなった。更に、凍上対策に関するこれらの成果は、北海道内ばかりでなく東北地方や山岳地帯にもそのまま利用できるものと考えている。

現在積雪寒冷地で広く採用されている凍上対策としての置換工法にも、まだ多くの問題点が存在している。その最大のものは、最近の海岸・河川保護からの砂利、砂不足、ならびに凍上性粘質土の捨て地確保の困難性などである。そのためには、今まで経済性、施工性、耐久性の面から本格的に採用されなかったセメントや石灰で安定処理する工

法、発泡スチロールをセメントモルタルで路上処理する断熱工法、あるいは凍上性路床土中にシートを埋設して毛管水を断つ遮水工法など特殊工法の適用についても再検討してみる必要があろう。

参 考 文 献

- 1) 久保 宏：積雪寒冷地舗装の凍上対策，土木学会誌，Vol. 64, No. 2, pp. 10~16, 1979.
- 2) 河野文弘：寒冷地における路床・路盤，土と基礎，Vol. 20, No. 6, pp. 16~25, 1972.
- 3) 久保 宏・菅原照雄：アスファルト舗装における凍上対策工法の力学的評価に関する研究，土木学会論文報告集，No. 297, pp. 87~94, 1980.
- 4) Pell, P. S.: Developments in Highway Pavement Engineering-2, Applied Science Publishers Ltd., pp. 45~56, 1978.
- 5) Grim, R. E.: Clay Mineralogy, 2nd Edition, McGraw-Hill Book Co., pp. 51~125, 1968.
- 6) 木下誠一：土の低温特性，土と基礎，Vol. 25, No. 7, pp. 5~9, 1977.
- 7) 星野 寛：岩石の凍上性について，土木試験所報告，No. 60, pp. 45~50, 1973.
- 8) Beskow, G.: Soil Freezing and Frost Heaving with Special Application to Roads and Railroads, the Swedish Geological Society, No. 375, pp. 32~56, 1947.
- 9) 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，土木試験所報告，No. 26, pp. 10~22, 1962.
- 10) 日本道路協会：道路土工 道路排水工指針，丸善，pp. 147~161, 193~195, 1979.
- 11) 日本道路協会：アスファルト舗装要綱，丸善，pp. 10~12, 1978.
- 12) Aldrich, H. P.: Frost Penetration Below Highway and Airfield Pavement, Bul. 135, H. R. B. 1956.
- 13) 北海道開発局：道路工事設計基準，1980.
- 14) 北海道開発局：道路・河川工事仕様書
- 15) 植下 協：舗装の力学，舗装，Vol. 8, No. 6, pp. 31~34, 1973.
- 16) Monismith, C. L. and F. N. Finn: Flexible Pavement Design, State-of-The-Art-1975, Tran. Eng. Journal, Vol. 103, No. TE 1, pp. 1~53, 1977.

(原稿受理 1980.10.15)

国際ニュース

国際会議案内

土工と地盤調査についての1日セミナー

One-Day Seminars on Earthworks and Site Investigation が第10回国際土質基礎工学会議の直後の6月20日(土工)と21日(地盤調査)にストックホルムのシェラトンホテルで開催されます。講師は

Dr. M.C. Forde Lecturer, University of Edinburgh

Mr. I.L. Whyte Lecturer, University of Manchester

Institute of Science and Technology

です。費用は1セミナー 1000 S.K., 2セミナー 1600 S.K.です。連絡は下記へ

The Secretary

Engineering Seminars

3 Baberton Mains View

Edinburgh EH 14 3 BR

England