

道路の凍結など（その2）

宮川 勇*

置換えにおける残留凍結層の問題について

～置換えによる凍結様式と支持力変化の傾向について～
凍上性地盤が構作物にいろいろの障害を与える場合に
対策工法としてしばしば置換え法をとるが、これに伴う凍
結深の変化については筆者もこれまで何回か述べている
（第16回土木学会年次講演会，第6回日本道路会議，
Soil and Foundation Vol.3 No. 1，土試月報 No.130な
ど）。

十分に乾いた材料で完全置換してしまつて凍結がもと
の地盤土にまで及ばない場合で、したがつて凍結時の水
の潜熱や凍結前後の性状の変化などを無視してもさしつ
かえないようなときには、1年を1サイクルとする表面温
度の周期的変動をうけるときの地温の変化，したがつて
0°Cの深さの推移は一般的な方法でも計算できる。とこ
ろが北海道の大部分の地域がそうであるようにこの程度
以上の寒さの所ではよその国でも道路などでは特別な場
合以外は完全置換をしていない。それは含水量の少ない
粗粒材料で置換すると多くの場合に凍結深が増すので、
凍結深を置換層の中で終わらせるだけのことをやるのは
経済的負担が大きくなるからである。原地盤の凍結深だ
け置き換えるか、被覆しても、普通使っている粗粒材料で
はさらにその先まで凍結が入ってしまう。置換厚を多少
増してみても凍結がさらに進んで追かけっこになって完
全置換の状態にするには、本道内陸部ではずいぶん厚い
ものになってしまう。帯広付近の切込砂利による盛土で
1.7 m まで凍結していた例を筆者も見ている。スエー
デンでは $F \approx 1600^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ の下でシルトを主体にし薄い泥
炭層を挟む路床上に砂利、砂による路盤をもつ総厚 170
cm の瀝青舗装道路で 220 cm 以上の凍結深を得ている。ほ
ぼ類似の路床状態で路体厚 105cm の区間では凍結深は 180
cm 程度であったことが報告されている (F , Rengmark)。
そこで一般的にはそれほどまでの厚さをとる経済的負担
を払わないでも実用上さしつかえない程度まで不斉凍上

を避けること、多少の凍上や融解期の支持力減少があつ
ても、それが道路やその付帯作工物の機能障害の支配的
要素にはならないことなどを条件として部分置換工法に
よっているのが実情である。工種によって凍上をほとん
ど許せない場合は別として、道路ではその要求度に応じ
てしかるべき部分置換率をとっている。この場合には当
然在来地盤である含水土まで凍結することになる。つま
り筆者がここでいう残留凍結層の問題がでてくる。また
置換材料も砂などの場合にはある程度の含水があるし、
切込砂利でもその含水の凍結時の潜熱を無視できないこ
とがある。この際の凍結深の計算はやはり Stefan とか
Neumann あるいはその延長としての便宜的な方法によ
ることになる。この場合の部分置換に伴う残留凍結層の
推移傾向を辿るために、前に筆者らは計算の便宜上から
Stefan の方法を拡大使用した。計算の前提や経路には
多くの簡略化が行なわれているから数値そのものに重き
はおけないにしてもその定性的傾向は知ることができよ
う。その結果によれば図-7 の例示のように次のような
ことがわかる。置換厚の置換前凍結深に対する比～見か
け置換率～を m 、置換後凍結深に対する比～実質置換率
～を m_r とすると、実際に使用されている程度の置換率
に対しては、 m の増加に伴つて実質的に完全置換の状態
～ $m_r = 1$ ～になるまでは凍結深が増してゆく。したがつ
て置換厚を増したらそれだけ残留凍結層厚が減るわけ
ではない。つまり、くり返しになるが、置換厚を増すと
凍結は先へ進んで在来土の部分を含めた全凍結深は増す
ことになる。もちろん m の増加に伴つて m_r も増して実
質的な効果はあがり残留凍結層厚は減つてゆくことにな
る。ただ置換厚がある量だけ増しても結果としてそれと
同量の置換効果を実質的にあげたことにはならないとい
うことである。さらにここで別な事情が起きてくる。こ
の点については、これまでの報文でも少しふれておいた
が、今回はもう少し付け加えたい。例示の計算は Stefan

* 第1研究部長

の方式でやっているのので、これをNeumannのような考え方で計算すると、全凍結深も残留凍結層厚ももっと小さくなる。つまり凍結厚としては大きめな話になっているのではあるが、ここで注目したいのは残留凍結層で起こるのであろう現象についてである。一般に置換層内の凍結は割合早く終わって在来土である残留層がゆっくり凍結してゆくことになるが、この場合に残留層の凍結速度は置換率の増加に伴ってどのようなようになるのだろうか。やはりStefan流の方法であるが、残留凍結層のその凍結期間中の平均凍結速度と残留凍結層相当層位の置換前の状態における平均凍結速度との比を τ とすると図-7に示すように m の増加に伴って

τ は減少傾向を辿る。つまり置換前の状態に比べて残留凍結層はゆっくり凍結することになる。こうなると室内実験からもすでに知られているように凍上性の含水土では氷層分離が起こりやすくなる。つまり凍上を起こす原因になる地中霜柱の発生しやすい条件になる。このことは改良後の路盤を開削してみると置換層の下に厚い霜柱氷層とか、それほどではなくても路床上層部に顕著な霜降状凍結が見られる経験的な事実と一致している。残留層、特にその上層部へのこのような水の集積現象が起こり氷の析出が行なわれると凍結速度はさらに低下する。また初期の含水状態で凍結深の計算をしたほどには実際の凍結が進まないことがあるのはこのような現象があるからでもある。

つまり置き換えによって残留層の凍結様式は氷晶析出の起こりやすい傾向をもつことになり、置換率の増加はさらにその傾向を促進する可能性があることになる。見かけ置換率 m を増すことによって実質置換率 m_r もある程度は増すことができ、実用の範囲では $m_r < m$ であるが、残留凍結層厚も減らすことができるからそれによって凍上量も減らすことができるはずであり、その傾向を示す事例も多いであろうが、路床土の状態によっては氷層のできやすいことで、置換厚の増加に見合う的確な凍上量減少効果を必ずしも期待できないことがあり得るし、また場合によっては少しも効果のないこともないとはいえない。

さて、もし m を増すことで残留層厚を減らし、さらに凍上量の減少が期待できるとすると、これは凍上量を減らすことによる直接の効果～道路では不斉凍上などによる表層を含めた路体構造への影響を緩和するなど～があ

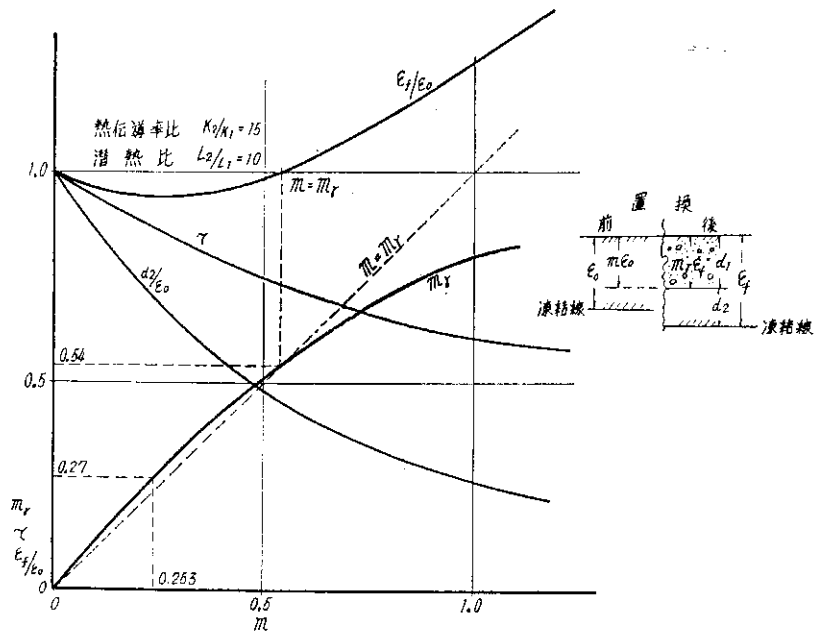


図-7 置換による凍結の変化

るばかりでなく残留層の凍結時における含水増加の全量を減らすことになるので、融解期の支持力低下現象を緩和するという点でも効果があることになるはずであるが、ここでやはり少し気になることが残る。それは凍結速度の低下によって氷層生成が、したがって水分の局部的な集中的な集積現象が凍上抑制層を含めた路盤との境界層である路床上面付近に起こりやすいということである。つまり、路床としての支持力機能に影響する範囲の含水総量ということとは別に、路床支持力に対して影響の直接に大きい上面付近に水分が局部的に集中する可能性があるという点である。もっともこの付近の水は排水性材料からなる境界路盤層が路床より先に融解していれば、ここを通じて排除されるはずであり、またこの時の噴泥現象を避けるためにもこの境界層には砂などの排水性細粒材がフィルター役目を兼ねて使われるゆえんであるが、ここで述べたような現象が融解期の路床支持力についてはその時の路盤支持力にどのように影響しているのだろうか。このような定性的可能性についてはずっと以前から気にしていたことであるが現地での的確なデータは得られてないようである。美々の試験道路やその関連調査地点の道路からこのあたりの様子が知られればと期待している。

完全置換をするには経済的負担が大変なこと、道路では交通の内容によってはその必要がないことなどから、初めに述べたような技術的条件の下にその環境と対象工種の要求内容に応じた部分置換法がとられているのであろう。部分置換の場合にも粗粒で堅硬なしかるべき路盤材料で置換厚を増せばそれに応じて路盤としての支持力増加には役立つが、置換率の増加がここで述べた路床に

及ぼす影響をも合わせ吟味して、それが凍上量の減少、路床を含めた全体の支持力増加にどのように役立つかを考慮した上での経済的配慮が設計施工の上に必要であろう。北海道地方での一般国道に対する現行の置換厚は一般的には妥当であるとされているが、交通内容の変化による条件が酷しくなるにしたがって道路々体としての内容的な修正が必要になる。凍上そのものによる影響については交通の走行速度が大幅に増大されない限り、作工物との接続部分などを除けば一般的にはそれほど大きな支障になることはないかもしれないが、支持力関係により重点があるであろう。このような観点からの道路構造の改善の方向としては現在すでにとられつつあるように、粗粒材料による置換率の増加という方向よりは粗粒材料そのものの質や粒度構成による内容の改良とポルトランドセメント、アスファルトなど他の材料を添加して安定処理することによる路盤強度の質的改善の方向であり、さらには基層を含めた表層強化が考えられる。このような趨勢は適当な凍上抑制材料が容易には得にくくなりつつあるということのほかここに述べたようなことながらをも含めた事情が背景になっているものと筆者は理解している。もちろんこのような方向と平行して凍上抑制材料の品質規格の緩和の可能性、添加物による性状の改善、断熱材や多湿系材料の利用による凍結深減少などの検討研究が進められているし、その必要のあるのはいうまでもない。

ところで凍上性含水土からなる路床上が凍結融解によって支持力低下を起こすことはその現象機構から定性的に推測されることであり、また路盤支持力試験などの現地試験からも間接に知られているところであるが、直接に調べたものは少なく、またこの種の土質の強度特性が凍結融解、特に凍結速度によってどのように変化するかを量的に検討されたものはほとんど皆無に等しい。凍結融解による強度減少は路床土に限らず路盤や抑制層としての切込砂利でも品質によっては起こることは当所道路研究室の報告(土試月報No.139)によっても示されているが、最近 Bengt B. Broms (A.S.C.E. Jour. S.M.F. D., July 1964) がシルト質粘土について凍結融解をうけた時のセン断強さと変形特性を調べて報告している。凍結速度、載荷重の重量、排水条件を変えて、融解後のセン断強さを三軸試験による非排水、圧密—非排水の各試験によって調べ、またくり返し載荷試験もやっている。その結果は参考になり、また今回特にふれている凍結速度やくり返し載荷の影響などに興味深いものがあるのでその概要を紹介しておく。

非排水試験の結果によれば凍結を経た試料はいずれも強さが低減しており凍結速度、載荷重および排水条件が

土の極限強さに大いに影響している。凍結速度は 3 in / day と 0.5 in/day との 2 種類について行なっているが、凍結による含水量の増加はそれぞれ 0.5% と 5% であり速度の低下とともに増加しており、さらに速度低下があればもっと増すものと予想されている。強さの低下もこれに対応して速度の低いものが強さの低下も著しく、低速のものでは極限強さが非凍結試料の値の 5~8% であった。低速で凍結した試料や数回凍結サイクルをうけたものでは融解後高い間隙水圧が発生しその値は作用させた Confining Pressure にまで達しているの、融解後の試料は凍結時にできた氷レンズの位置で水の層によって切断されているものと解される。さらにこれらの土に対して測った全応力について表わした見かけの内部摩擦角 ϕ_u は 0 になっており、低速凍結の土、くり返し凍結融解をうけた土は融解時に飽和状態になったことを示している。非凍結試料に対する ϕ_u は約 21° であるから凍結前の状態では飽和度は低いと考えてよいであろう。

圧密—非排水試験の結果によればセン断強さは凍結中に発達した予圧密の影響をうけている。この圧力は凍結中に発生する高い負の間隙圧 ~ soil suction ~ の結果として生ずるものであるが、この影響は数回の凍結融解サイクルをうけた試料、いわゆる閉式条件で含水量の変化なしで凍結したもの、高速で凍結した供試体に対して大きいことがわかった。有効応力について表わした見かけの内部摩擦角 ϕ' は凍結方法によっては影響されなかったが、見かけの粘着力 C' は土の飽和度が増すとともに減り、飽和度が 100% になると 0 になった。

くり返し載荷試験の結果によれば応力—ヒズミおよび間隙圧—ヒズミ関係はくり返し荷重によって影響される。載荷し、ついで荷重を除くと土中に残留間隙圧を生ずるが、これは除荷後土が圧密できるようにしておけば消散する。その結果として含水量が減るとセン断強さは増す。このような試験結果によれば、例えばタワミ性舗装の支持力は春の融解期という悪い時期に軽い交通荷重によって増加する可能性がありそうなことになる。

いわゆる Frost Cracks について

寒冷地方では凍結期に舗装面にキレツが表われることがある。その原因にはいろいろなことがあるのであろうし、キレツの方向もさまざまであり得る。ひっくりめて frost Cracks とよばれるものである。いわゆる frost cracks とよばれるものは交通荷重によって発生するものではなくて、温度変化とか降水などの環境条件の影響によるものと考えられている。キレツの発生は舗装を含めた路体の破壊の原因あるいは結果としての現象であり、仮にこのキレツが融解期に恢復する可能性をもつような

ものであっても、それまでの間に降水の浸透があれば路体破壊の原因になるし、キレツが弱点になって交通荷重による舗装破壊も起こり得る。またキレツ箇所路面凹凸ができていれば交通に対する走行性能を悪くすることにもなる。したがってきわめて寒い地方ではかなり重要な問題の1つになっており、例えば Canadian Good Roads Association では First Priority の研究対象にあげているほどである。

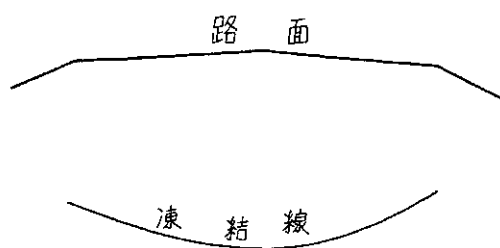
このようなキレツの発生は温度変化、路床の体積変化、凍結作用、路床の土性、瀝青コンクリート表層の特性などに関係しているものようである。キレツの方向はさまざまであり得るが、キレツの多くは引張りキレツの様相を示し隙間があいており、かつ、かなり明確に道路の延長方向をとるものと横断方向をとるものに区分される場合が多いので、これをそれぞれ縦キレツと横キレツに分けてよべる状態にある。そして一般的にはそれぞれの主因になるものは異質なものと考えられている。両者の違いは、前者では路面が上方への変位を示し特に変位の横断的な相異による路面変形によって曲げキレツの様子を示しているのに対して、後者は変位の縦断的な違いはわずかであって変形は無視できるほどの時にも単純な引張りキレツの様子を示すものが多い。

縦キレツは一般的には道路センターかその付近に発生しているものがほとんどで、タワミ性路面ではキレツを頂点とする明らかな凸形に変形している例が多い。この場合には路体内を調べてみるとセンター付近の凍結深が両側に比べて大きい、センター付近の路床内に顕著な凍上性氷層ができていのが認められる。つまり不均等な凍結状態による横断的な不斉凍上が原因になっている。横キレツのでき方と同様な機構によるものがないとはいえないが、そのほとんどは不斉凍上に起因するとしてもよいようである。不斉凍上を直接の原因とするとこれを支配する要素は外的なものや路体自身の内的なものに分れる。

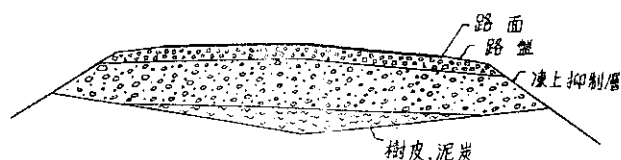
外的要因の主なものとしては路体に対する冷却条件の不斉が考えられる。周りの地形、地物、植生などの影響で道路が不均等な冷却をうけることは避けられないが、それによって凍結や凍上の横断的な相異はあったとしても縦キレツを生ずるほどのことは普通は少ない。切取内では日射などの違いで道路の左右が凍結状態の相異することはあり得るが、この場合にもむしろ吹溜りによる積雪状態の違いが直接的に影響するほうが多いであろう。斜面に沿う路線では地下水流による水の供給状態の相異で凍上量の差が起こることがあるが、これが縦キレツにまで進むのは特別な場合であろう。一般的にいえば路体

に対する冷却条件を一番大きく支配するのは路面に対する雪被りの状態つまり除雪によるセンターと路肩付近との相異であろうと考えられる。路面が路肩部を含めて同様な状態に除雪されていれば排雪が路側に多少堆積していても、これが支配的影響にはならない。雪被りの地盤凍結に対する影響は大きいので、舗装面端部や路肩部での堆雪がある程度は避けられず、したがって全路面の様な除雪状態の保持ができない限り不斉凍結は避けられない。この場合にはセンター付近で凍結作用が最大となり、それによる凍上量の相異が縦キレツにまで発展することがある。

路体自身の内的要因は路体の不均質性である。路体内に縦断的な埋設物がある場合には凍結状態が変わるので、この付近でキレツのできることは市街地内舗装などで見られるところである。また横断的に路体状態が不均等になっているとき、例えば路肩部や側溝部で置換厚を小さくしている場合とか、路床状態が不均質なときには著しい不斉凍上を起こして舗装体に致命的な影響を及ぼすことがある、路床土が著しく凍上性で路側の置換厚が小さいときには路面の両側でもち上がり凹形になることがある。凹形にならぬまでもこの場合には路肩付近の路盤厚が薄いので融解期に致命的な破壊を起こすことがある。路体の不均質性が顕著な場合にはセン断キレツ状の変形を起こし路面に段差を生ずることもある。路床土質の凍上性が著しい地帯とその傾向の少ない地帯とが縦断的に移行している区間でも縦キレツの起きた例が報告されている。



図—8 (a) 路床内の凍結線の形



図—8 (b) 樹皮・泥炭などによる処理 (Rengmark)

さて、図—8(a)のようにセンター付近で凍結深が大きくなりそれによる不斉凍上でキレツができるような場合には路体内に曲げおよび引張り応力がはたらくので、路盤や凍上抑制層のような引張り強さの小さいもので防止

対す
付近
を含
少堆
被り
や路
全路
は避
が最
で発

体内
の
など
不均
厚を
こは
及ぼ
厚が
こと
の路
があ
犬の
上質
断断
与さ

制層
、
)
、き
、合
路
止

するのは経済的にいて無理である。寒さの程度も違いますがスウェーデンでは路体厚 1.6 m のものでもキレツができている。そこでこの種のキレツができるのを防ぐためには凍上性路床部での凍結状態を一様にして不斉凍上の発生を防ぐのが賢明である。その一方法としては凍上抑制層の厚さを横断面の中央部で厚くしてこれを両側にとりつけるような構造が考えられる。スウェーデンの試験施工でも成功例が報ぜられている (F. Rengmark and R. Gandahl, 5th Intn. Conf. on SMFE, 1961)。対策工法の特異なものとしては図—8(b)に示すように一様な厚さの抑制層の下に樹皮とか泥炭による V 字型の層を設けて成功している例が報告されている (F. Rengmark, Statens Vg. institut, Sweden, Report, 45A, その他の報告)。泥炭などの多湿系材料による凍上防止はノルウェーでかなり以前から用いられていた方法であり、その意義と効用についての筆者の考え方は前に述べた (土試月報 No. 130 など)。これは凍結凍上の抑制材としての効用では大変優れており堆積すべきものと思われるが道路々体の一部として使う場合には支持機能の点から検討の必要があるであろう。現在の段階でも二次的な道路や泥炭性軟弱地の道路では泥炭の特性を考慮した上での活用の可能性が十分にあるように思われる。支持力をさほど要求しない部分の裏込め材料としてはもちろん有用であろう。Rengmark は図のような厚さ 80cm の路体の下に最大厚 25cm の V 字型の樹皮または泥炭の層を設けた試験道路で $1322^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$ の積算寒度の下で試験した。最大凍結深は 170~200cm であり、一方、砂利路盤で砂を下層路盤とする普通型のものでは 230~260cm であった。センターと端部での最大凍結深は樹皮層をもつものではセンターのほうが小さくその差の最大値は 13cm であった。普通工法の試験区間ではセンターのほうが大きくその差 20cm のものがあつた。キレツは前者ではできなかったが無処理区間では発生したと報告している。1963—64年の年報でも道路横断の Camber が普通区間では + の変化を示しているのに対してこの種の V 字型絶縁層を設けたものでは - の変化を示している例を報告している。また路床土が非常に凍上の危険性が大きい性格のものであり、さらに路端に向かって絶縁層を十分にすりつけなかったものでは縦キレツを発生したものを併わせて報告している。

これまで述べたものはいずれも不斉凍上による問題の発生についてであるが、降水量が割合に少なく寒さのきびしい地方では凍結期に表層土が収縮して沈下傾向を示したり場合によってはキレツを生ずることがある。満州地方では局所的にはあるが、凍縮とか凍下現象とよんで筆者らも経験したところである。この種の現象と同

様な原因によると思われる舗装の縦キレツが U.S.A. のミネソタでも粘性路床土をもつ地帯で報告されている。類似な素因によると思われる横キレツはこの地方では砂質路床土の所でも起きているといわれる。ただこのような素因による問題の発生はその範囲が限られているようではある。

凍結期における横キレツの発生は局所的な凍上差によるものと、凍上とは無関係に路体の温度変化によるものがその主な原因であると考えられ、後者が一般的なものとされているようである。

凍上差による横キレツは路床土の凍上性が縦断的に急変しているような所、カルバートなどの埋設構造物が道路を横断しているものや橋などの構造物との取付け箇所路体の取付け方法が適当でない部分で局所的に起きるもので、その原因も対策も一応ははつきりしていると考えてもよいであろう。

ところが明らかな凍上差が認められない場合にも横キレツが発生することがあり、しかも横キレツとしてはこのほうが一般的なようである。このような現象の多くは温度変化に基づく舗装体の体積変化によると聞いている。舗装体のこの種の問題については筆者はまったくの門外漢であるので関係の方々の御教を願いたいと思っている。ただ、現象が温度変化に基づくものだとすると凍結温度というような低温がキレツを発生しやすくするというきびしさはあつても、一般的には凍結温度とは無関係にこういう現象があつてもいいはずだし、また内容が同じかどうかは知らないが、類似のことがあると聞いたことがある。

温度変化ということでは気温変化の影響による温度振幅が大きくなる可能性の強い表層体とその影響をうけやすいことになるが、一般的には路床をも含めた路体全体のヒズミによる現象ではなからうか。温度変化という範囲に限っても、路体を構成する各部の温度振幅、その温度領域における熱的ヒズミ特性や強さ特性、ならびにそれに基づく各部の挙動の相互作用の組合わせが最終的には表層に発生するキレツという現象になって目におれることになるのであろう。その経過の機構について知りたいものである。筆者の見聞の範囲も狭いし、特にそのつもりで調べたこともないので、なにがしかの素朴な疑問のようなものはもつていても、それをここに羅列することは見当違いなことになりかねないので割愛する。それにこの問題が北海道の道路にとってどの程度の重みをもつことになるのかもよくは知らないのである。

(1965. 11)