

寒冷地の道路内における 鉛直土圧の季節変化

鈴木 信太朗¹・川口 貴之²・中村 大²
川尻 峻三²・山下 聡²・内島 典子³

¹学生会員 北見工業大学大学院 工学研究科社会環境工学専攻 (〒090-8507北海道北見市公園町165)
E-mail: m1452200113@std.kitami-it.ac.jp

²正会員 北見工業大学 工学部社会環境工学科 (〒090-8507北海道北見市公園町165)

³非会員 北見工業大学 社会連携推進センター (〒090-8507北海道北見市公園町165)

寒冷地では冬季の地盤凍結に伴って様々な工学的問題が発生する。過去に起きたガス管の重大な破損事故でも古い種類のガス管だったことに加え、地盤の凍結で埋設管に作用する応力が増大したことや、除排雪作業の振動や荷重が大きく作用した可能性が指摘されている。また、寒冷地でも老朽化した水道管の更新コスト削減を目的とした浅層化も試みられている。しかし、周辺地盤の凍結で地盤内応力がどの程度変化するかについて検討した例は極めて少ない。

そこで本研究では、舗装路下にある水道管周辺の詳細な温度分布や常時の土中土圧、更には車両通過に伴う増加応力の季節変化を計測し、それらが地盤の凍結融解で変化することを明らかにした。また、車両通過による変化については、多層弾性理論を用いた応力解析によってある程度表現できることも分かった。

Key Words : *buried pipe, cold region, vertical earth pressure, vehicle load*

1. はじめに

北海道のような寒冷地では、冬季の地盤凍結に伴う凍上現象や春先の融解に伴う地盤内水分量の増加によって、道路舗装の損傷や擁壁等の各種構造物の損傷、更には斜面崩壊など、様々な工学的問題が発生する¹⁾。過去に北海道北見市で発生したガス管の重大な破損事故においても、古い種類のガス管であったことに加えて、原因の一つとして地盤の凍結が車両荷重による地盤の不同沈下を加速させ、除排雪作業の際に伝わる振動や荷重が大きくなった、不均質に凍結が進行したことで地盤内応力が増加した可能性が指摘されている^{1,2)}。

一方、高度成長期に集中的に整備された各種埋設管は一斉に老朽化が進んでおり、全国的に改良と更新が急務になっている³⁾。寒冷地における水道管の埋設深は最大凍結深よりも大きくなるよう設計されているが、埋設時の掘削深を1.5m以下とすることで支保工に関するコストが削減できることから⁴⁾、北海道北見市では従来よりも埋設深を試行的に30cm程度浅くすることが進められている⁵⁾。しかしながら、地盤の凍結融解によって埋設管に作用する土中土圧やその変化、更には浅層化による影響について詳細に検討した例は見当たらない。

そこで本研究では、季節変化に伴って凍結融解履歴を受ける数カ所の舗装路下に温度センサーや土圧計、土壌水分センサーといった各種計測機器を埋設し、埋設管周辺の詳細な土中温度分布や常時の鉛直土圧変化を計測した。また、幾つかの調査地点では定期的に同一車両を走行させ、それに伴って生じる鉛直増加応力やその季節変化についても計測し、これらの応力が地盤の凍結融解に伴って変化する要因についても検討した。更には、計測した交通荷重による鉛直増加応力の妥当性をBoussinesqの弾性解を用いて検証した上で、多層弾性理論を用いた応力解析によって、このような季節変化をどの程度表現しうるのかについても検証した。

2. 計測方法

(1) 調査地の概要

図-1は本研究で設けた5カ所の調査地点の様子と概略的な道路断面図を示したものである。地点A～Cは北海道北見市内の車道であり、地点Aは比較的交通量の多い市街地、地点Bは閑静な住宅街、地点Cは交通量が少ない郊外の道路である。また、地点Dは本研究のために北

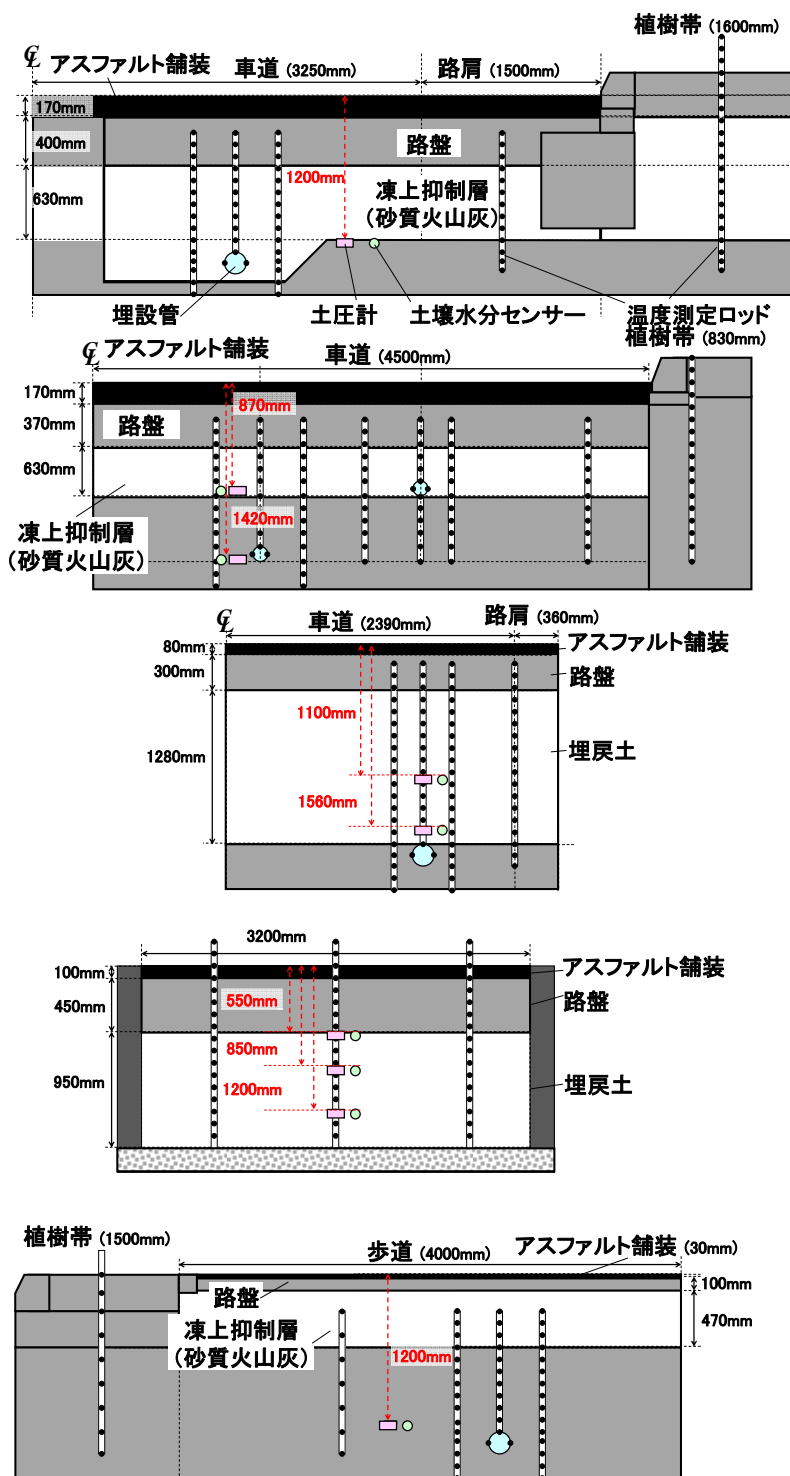


図-1 調査地点の概要

見工業大学構内にある屋外土槽に設けた模擬舗装路、地点Eは住宅街にある歩道である。なお、土槽の底部は地山の上に碎石層を設け、吸出し防止のために不織布を敷設している。

表-1は各調査地点の舗装構成と後述の土圧計ならびに土壤水分センサーを埋設した深度をまとめたものである。なお、土圧計と水分計は近傍に設置しており、地点A、Eは1深度、地点B、Cは2深度、地点Dは3深度に設置してい

る。地点A、B、Eについては、水道管の新設・更新の際に計測機器を設置したため、近隣で採取された砂質火山灰による凍上抑制層が設けられている。地点Cについては、建設から長期間が経過した車道を掘削し、既設水道管周辺に計測機器を設置した上で埋め戻している。また、地点Dでは意図的に凍上抑制層は設けず、凍上性を有する土で埋め戻している。図-2はこれらの粒径加積曲線を比較したものである。地点Dにおける路盤直下の埋戻土は



表-1 調査地点の舗装構成と土壌水分センサーおよび土圧計の埋設深

地点	層厚 (m)				計測機器の埋設深 (m)
	アスファルト舗装	路盤	凍上抑制層	埋戻土	
A	0.17	0.40	0.63	-	1.20
B	0.17	0.37	0.40	-	0.87 1.42
C	0.08	0.30	-	1.28	1.10 1.56
D	0.10	0.45	-	0.95	0.55 0.85 1.20
E	0.03	0.10	0.47	-	1.20

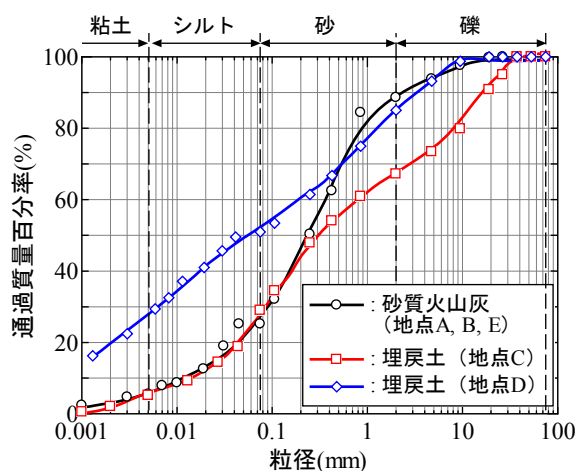


図-2 粒度分布の比較

細粒土に分類されるが、それ以外は砂質土であることが分かる。

(2) 設置した計測機器の概要

写真-1は計測機器を設置した埋設管（水道管）周辺の様子を示したものである。埋設管周辺に温度測定ロッドと、土圧計ならびに土壌水分センサーを設置し、これらを近傍に設けた計測ボックス内の各種集録装置と接続した。計測は地点Aについては2012年11月から、それ以外の地点については2013年11月から基本的に毎時1回ずつ行っている。

温度測定ロッドについては、0.1m間隔に穴が開けられた1～2m程度の塩化ビニルパイプにT型熱電対を通し、先端を穴から出して固定し、砂を充填したものであり、埋設管周辺に複数本のロッドを配置することで周辺の温度分布を把握できるようにしている。

土圧計については、容量200 kN/m²のロードセル型土圧計であり、埋設深は表-1中に示したとおりである。また、地点A, B, Cについては、土圧計を概ね通過する車両の片車輪直下となる位置とした。また、毎時1回計測している常時の鉛直土圧 α については、計測ボックス内に



写真-1 埋設管周辺の様子

設置したデータロガーで集録しているが、車両通過に伴う鉛直増加応力 $\Delta\alpha$ を計測する際には土圧計を500Hzでサンプリング可能なセンサインタフェースに接続して集録した。

土壌水分センサーについては、誘電率型のセンサーであり、全ての調査地点で同深度となるよう土圧計近傍に設置した。また、本研究では各調査地点における体積含水率 θ の変化のみを把握する目的で使用したため、埋設した土を用いた検定は行わず、センサーから得られた3Vの励起電圧に対する出力電圧データ Raw (mV/mV) を以下の式によって θ (m³/m³)に変換した⁶⁾。

$$\theta = 0.079Raw - 0.355 \quad (1)$$

3. 計測結果・考察

(1) 地中温度分布

図-3は地点Aにおける2014年1月から4月にかけての計測領域内における温度コンター図の変化を比較したものであり、図-4はこの期間前後（2013年11月～2014年6月）における北見市の日平均気温と凍結指数（610.3℃・days）である。図-3に示した領域内の温度は地盤内をメッシュ状に分割し、近傍の温度測定ロッドによる計測値を比例配分することで算出している。また、図中には計算結果を用いた等温線も示している。写真-2に示す冬季における地点Aの様子からも分かるように、拡幅除雪によって寄せられた雪の断熱効果や、管内の水温の影響によって、路肩の凍結深は極めて小さく、道路横断方向に急な温度勾配ができていることが確認できる。また、地盤が融解する際にも同様な影響によって1～2℃の低温領域が複雑な分布形状となっていることが分かる。ここで、計測に用いたT型熱電対は白金測温抵抗体を用いて検定してい

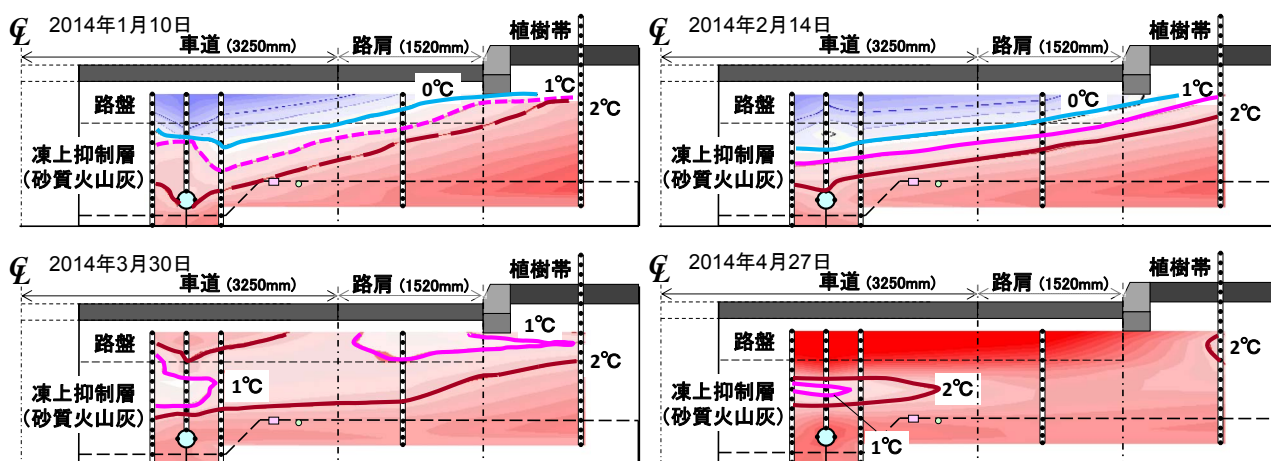


図-3 地点Aにおける冬から春にかけての温度コンター図の変化

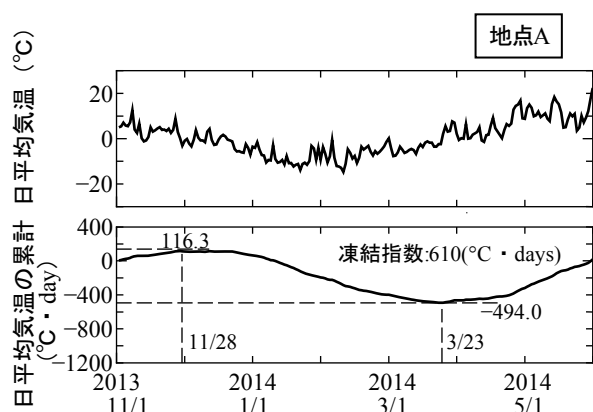


図-4 北見市の日平均気温と凍結指数



写真-2 冬季における堆雪状況（地点A）

るが、一般にその精度は $\pm 0.5^{\circ}\text{C}$ 程度とされている。よって、このことや計測システムの精度も考えると、図-3中に示した2014年3月30日と4月27日では、計算上の 0°C 線は確認できないものの、このときの土中には凍結部と未凍結部が混在する複雑な地盤性状になっていると予想される。図-5は地点Aでその年度の最大凍結深となった2014年2月14日における地点Eの温度コンター図である。拡幅除雪の頻度も少なく、歩道の両サイドに積雪があることによって凍結領域もかなり小さいことが確認できる。

(2) 常時の鉛直土圧

a) 計測結果

図-6は各地点に埋設された土圧計から得られた α と、最も近い温度測定ロッドから算出した 0°C 線の計測期間中の推移を比較したものである。いずれの地点においても地盤が凍結している期間で α が変動しているが、その挙動や大小には違いがあることが分かる。詳細に観察すると、地点A、Bでは 0°C 線が路盤内にある凍結初期の各年12～1月には α が上昇するが、凍結線が凍上抑制層に達する1～2月になると、図中に実線矢印で示すように α は減少に転じ、2～3月の最大凍結深となる時期に最小となっている。また、点線矢印で示すように 0°C 線の深度

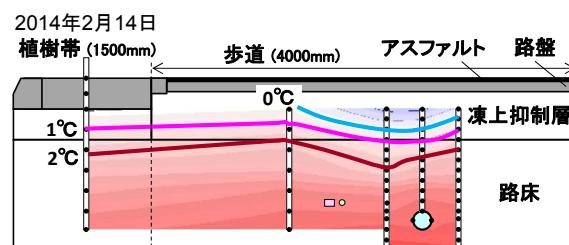


図-5 地点Eにおける厳冬の温度コンター図

が徐々に浅くなる2～3月には増加し、地盤内に 0°C 線が確認されなくなる4～5月に再び減少に転じている。一方、地点Cでは実線矢印で示すように凍結深が路盤以深に達した1～3月も上昇を続け、最大凍結深となる3月前後に最大となり、点線矢印で示すように地盤融解に伴って単調に減少していることが分かる。すなわち、地点A、Bと地点Cでは凍結融解に伴う α の変動傾向が大きく異なっている。地点Dでは 0°C 線が一部の土圧計埋設深にまで達しているために判断しにくい（図中黒点群（埋設深0.55m）や一部赤点群（0.85m））、図中の実線や点線矢印で示すように概ね地点Cと同様な傾向が見られる。なお、地点Dの最も浅い位置に埋設した土圧計（0.55m）は路盤と埋戻土の境界直下にある。また、地点Eについ

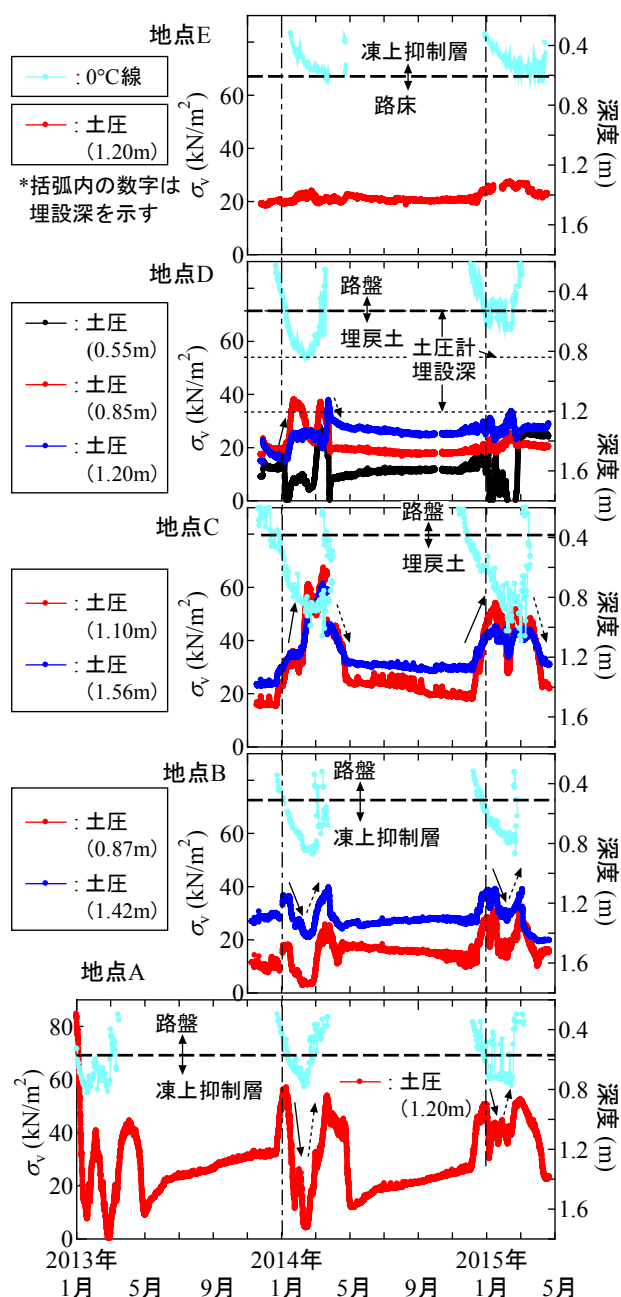


図-6 各地点で計測された σ_v と0°C線の推移

ては路盤厚が小さく、0°C線が凍上抑制層に達したタイミングが不明であり、凍結深が小さいために α の変化も極めて小さいが、0°C線が埋戻土に達したとみられる最大凍結深となる時期に最大となっており、これについても概ね地点Cと同様だと解釈できる。また、地点Aの5～9月における α のわずかな上昇の原因については不明であるが、地下水位の変動や、この地点の土圧計が既設埋設管の近傍に設置されていることなどが影響していると考えている。

なお、各土圧計はハンディロガーによって設置前（無拘束）の状態を把握した上で埋設したが、常時計測しているロガーとは異なるなどの理由によって初期値の判断

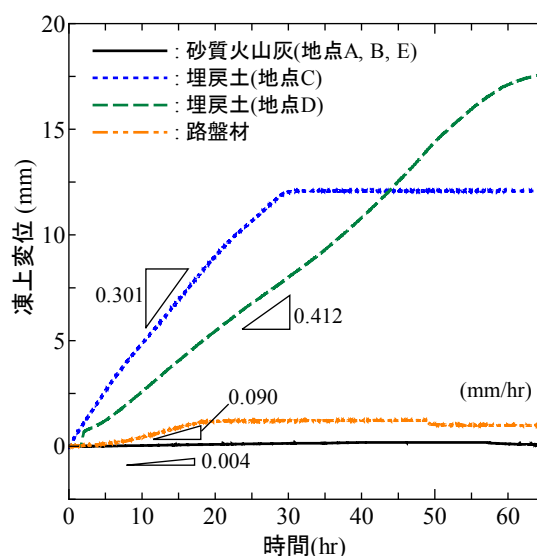


図-7 凍上試験結果の比較

が困難であった。そこで、凍結の影響のない時期の α が、舗装を構成する各材料の標準的な単位体積重量を用いて概算した土被り圧と概ね等しくなるようにした。

b) 変動要因に関する検討

上記の α の変動は地盤が凍結している時期にのみ起こっており、路盤内に0°C線がある凍結初期には共通に α が増加していることから、 α の増加は凍結・凍上に伴う地盤材料の膨張によって生じるものと考えられる。しかし、それ以降の変動傾向が地点A, Bとそれ以外の地点で異なる要因については不明であるため、足掛かりとして各地盤材料に対して凍上性判定のための凍上試験⁷⁾を実施した。

図-7 は地点 A, B で用いられている砂質火山灰と地点 C, D で用いている埋戻土、更には共通に用いられている路盤材の凍上試験結果を比較したものである。砂質火山灰は「凍上性が低い」と判定⁸⁾される路盤材と比べても極端に凍上性が低く、これが変動傾向の違いに大きく影響していると推測される。しかし、砂質火山灰内に 0°C 線が進むことで α が減少することまでは説明できないため、図-8 に示すように凍上性が大きく異なる 2 層の土からなる供試体を作製し、上層にある非凍上性土（砂質火山灰）の中まで凍結するよう底面の温度を下げる試験を行った。この試験では、凍上性の違いを明確にするため、下層にある凍上性土は路盤、上層にある非凍上性土は凍上抑制層を想定している。なお、供試体は含水比を調整して締固めたものを重ね合わせたものであり、非凍上性土の飽和度は 70%、凍上性土は 84%であった。試験中の上載荷重は 10 kN/m²とし、今回の試験では供試体内での水分移動を把握する目的で、一般的な凍上試験法とは異なり、飽和化をせず試験中の水分供給は行っていない。

供試体全景

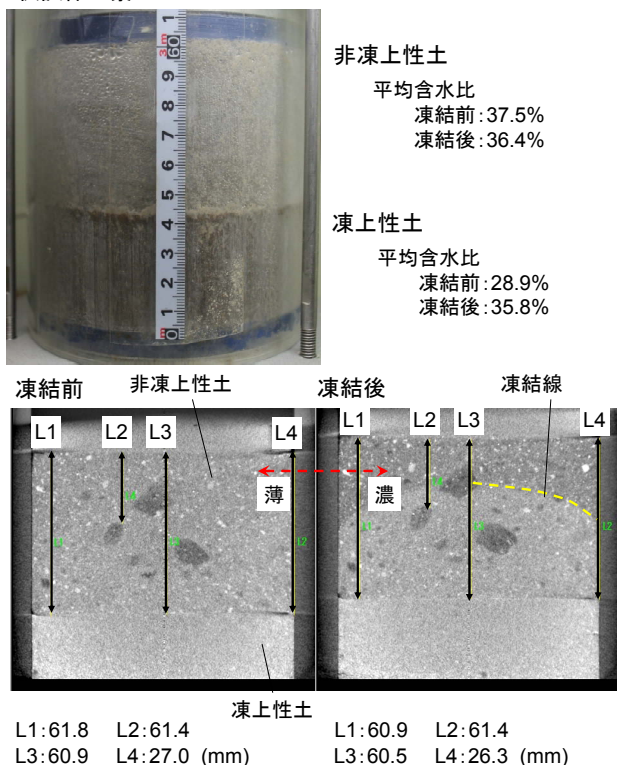


図-8 凍上性が異なる2層の供試体を用いた凍結試験結果

図中には試験前後のほぼ同一断面における X 線 CT 画像も示しており、画像解析ソフトから得られた測線間の距離も示している。また、図中には試験前後における各層の平均含水比も示しているが、下層の土（凍上性土）が凍上することによって生じる水分移動によって非凍上性土の含水比が低下している。さらに、凍結後画像における非凍上性土内の未凍結部分の色は凍結前画像の非凍上性土の色よりも濃くなっており、このことから凍上性土に向かって水分移動したことが伺える（水分移動に伴う湿潤密度の低下）。また、図中に示した測線間距離は目安程度でしかないが、水分移動に伴って非凍上性土がわずかに収縮し、これが要因となって α_v が減少する可能性も伺える。しかしながら、他にも応力緩和の影響や、開削・埋め戻しの影響も否定できないため、今後も検討していきたいと考えている。

(3) 交通荷重による鉛直増加応力

a) 計測結果

図-9は2013年7月に地点Aで計測した車両通過に伴う鉛直増加応力 $\Delta\sigma_v$ と通過した車両の様子を比較したものである。図中から車両の通過や停止、車体（重量）の大小に応じて $\Delta\sigma_v$ が変化していることが分かる。そこで、 $\Delta\sigma_v$ の計測が可能な地点A, B, Cにおいて、定期的に同一車両（約2t）を一定速度（40km/hr）かつ土圧計の直上を通過するように走行させ、季節に伴う $\Delta\sigma_v$ の変化を観察した。

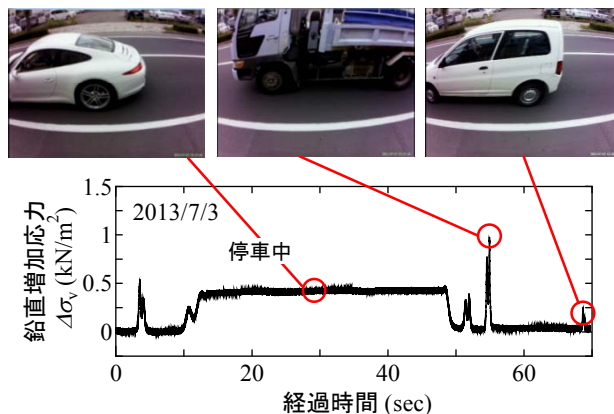


図-9 車両通過に伴う $\Delta\sigma_v$ の計測例

図-10は2013年11月～2015年5月までの0℃線の推移とその間に得られた $\Delta\sigma_v$ の変化を比較したものである。なお、図中のa～fは $\Delta\sigma_v$ の計測日を表している。同重量の車両をほぼ一定速度で通過させたにも関わらず、いずれの調査地点においても $\Delta\sigma_v$ の最大値 $\Delta\sigma_{vmax}$ は季節によって変化していることが分かる。特に、全ての地点で共通に厳冬期である2月（図中a, e）に $\Delta\sigma_{vmax}$ が小さくなる傾向にあり、前輪・後輪が通過した際のピークも不明瞭になっていることが分かる。また、地点Bでは必ずしも明確ではないが、地点Aのbや地点Cのfといった融解期に、 $\Delta\sigma_{vmax}$ の突発的な上昇が見られる場合があることが確認できる。

b) 弾性理論解との比較

式(2)はBoussinesqの弾性理論解であり、路面上の任意の点に荷重が作用した場合に原点位置の深さ方向に生じる鉛直土圧 σ_z (kN/m²)の計算式である⁹⁾。

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \frac{Qz^3}{(x^2 + z^2)^{5/2}} \quad (2)$$

ここで、 Q は輪荷重(kN)、 x は荷重位置からの水平距離(m)、 z は深さ(m)である。また、使用した車両は4輪であるため、それぞれの車輪による σ_z の合計をBoussinesqの弾性理論に基づく鉛直増加応力 $\Delta\sigma^B$ とした。

図-11は $\Delta\sigma^B$ と地点A, B, Cで計測された $\Delta\sigma_{vmax}$ とを比較したものである。図中に示すように、 $\Delta\sigma^B$ は前片輪の直下に土圧計があったとした場合（Case1）、前輪の中央直下とした場合（Case2）、前輪から外側に50cm離れた位置の直下とした場合（Case3）について計算した結果を示している⁹⁾。また、 $\Delta\sigma_{vmax}$ については、図-10中に示したa～fの計測結果を土圧計の埋設深に応じてプロットしている。いずれの地点においても、厳冬期（a, e）に計測された $\Delta\sigma_{vmax}$ は $\Delta\sigma^B$ に比べて明らかに小さいことが分かる。また、凍結融解の影響がない時期（c, d）の $\Delta\sigma_{vmax}$ についても全般的に $\Delta\sigma^B$ に比べて小さいが、概ね計算結果の範囲内にあると解釈できる。さらに、今後も特に融

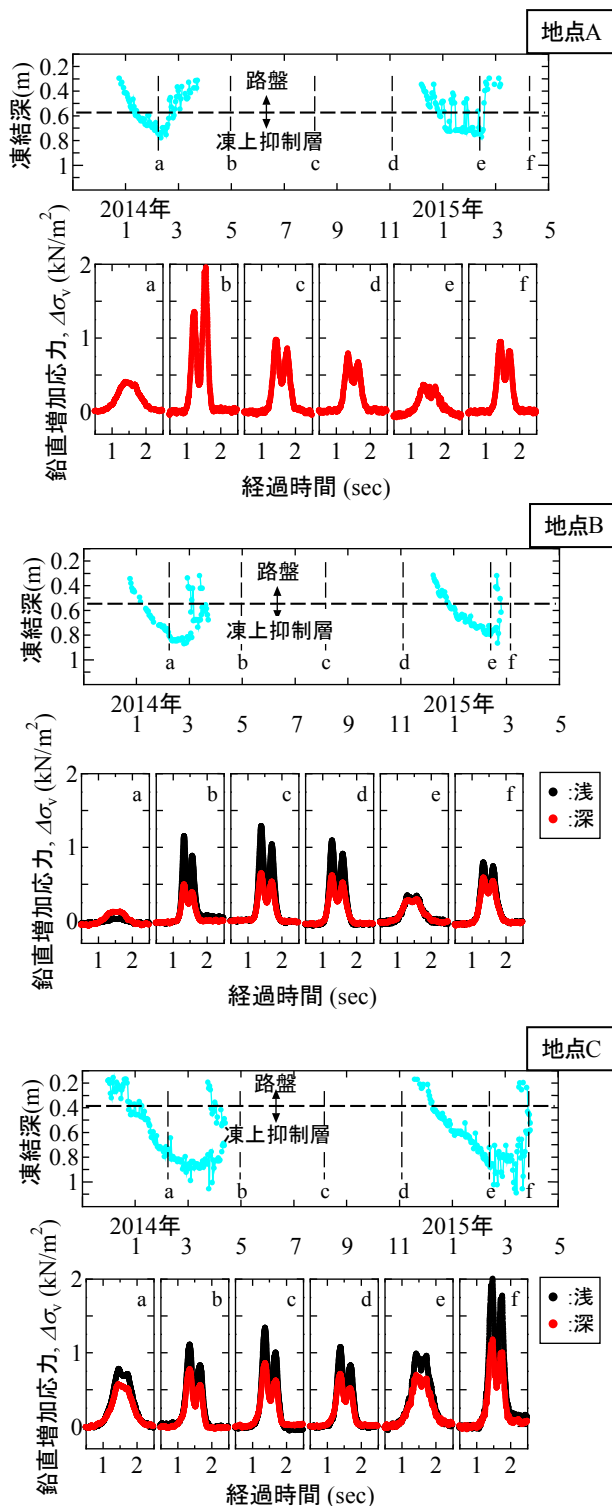


図-10 季節変化に伴う $\Delta\sigma_{\max}$ の変化

解期において $\Delta\sigma_v$ の計測を続けていくことや、車体重量が大きく変化しても同様な傾向となるかについて明らかにしていく必要があると考えている。しかし、突発的な上昇が見られた際の $\Delta\sigma_{\max}$ （地点Aのbや地点Cのf）であっても、現在までにCase1での $\Delta\sigma_v^B$ を大きく超えていないことは、寒冷地の埋設管に作用する最大鉛直土圧を考慮し、管の設計を行う上で重要な結果だと考えられる。

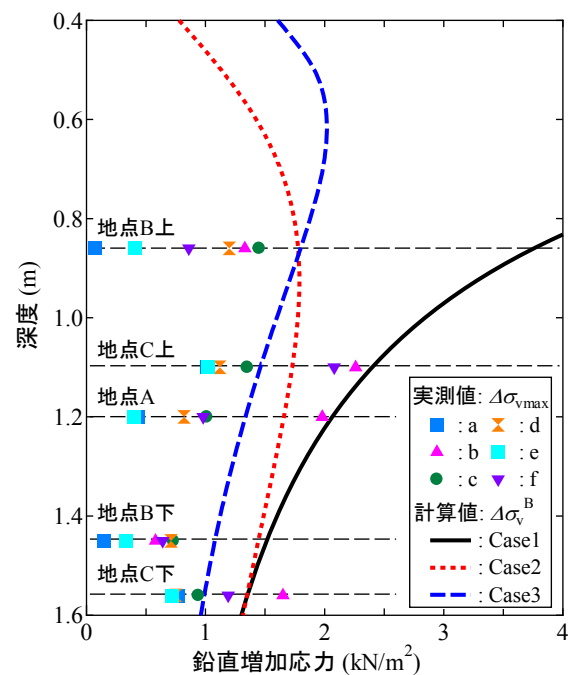


図-11 $\Delta\sigma_v^B$ と $\Delta\sigma_{\max}$ の比較

c) 変動要因に関する検討

式(2)からも分かるように、Boussinesqの弾性理論解から得られる鉛直増加応力は地盤の性質に無関係である。しかし、図-10に示したように地盤が深く凍結している際の $\Delta\sigma_{\max}$ は明らかに小さくなっており、これには凍結に伴う地盤剛性の上昇や凍結・未凍結領域の剛性の違いが関与していると推察される。

図-12は土壌水分センサーから得られた体積含水率 θ の推移（図-12(a)）と $\Delta\sigma$ 計測時における $\Delta\sigma_{\max}$ と θ の関係（図-12(b), (c)）を比較したものである。図-12(a)の上部には、 $\Delta\sigma$ の計測日（点線）と、そこで得られた $\Delta\sigma_{\max}$ を図-12(b), (c)中にプロットした際の記号についても示しており、数字は計測月を意味している。図中から、 θ は地盤が凍結する12～3月に大きく減少し、2月末から3月末にかけて上昇することが分かる。また、地点Cは歩道がないため、周辺地盤からの雨水浸透によって θ が大きく上下動していることが確認できる（図-1参照）。一方、 $\Delta\sigma_{\max} \sim \theta$ 関係に着目すると、全般的に水分量が多くなるほど $\Delta\sigma_{\max}$ も大きくなっており、この結果も水分量の変化や凍結融解に伴う周辺地盤の剛性や剛性分布の変化が $\Delta\sigma_{\max}$ の大きさに影響を与えることを示唆するものだと考えられる。さらに、このように考えれば先述した融解期における $\Delta\sigma_{\max}$ の上昇が地点Bでのみ見られなかったことについても、計測時の θ が他の計測時期に比べてそれほど上昇していないためだと解釈できる。なお、図中にプロットしたいずれの計測日においても、熱電対による計測結果から計算された0°C線は土壌水分センサーの埋設深にまで達していないことを確認している。また、

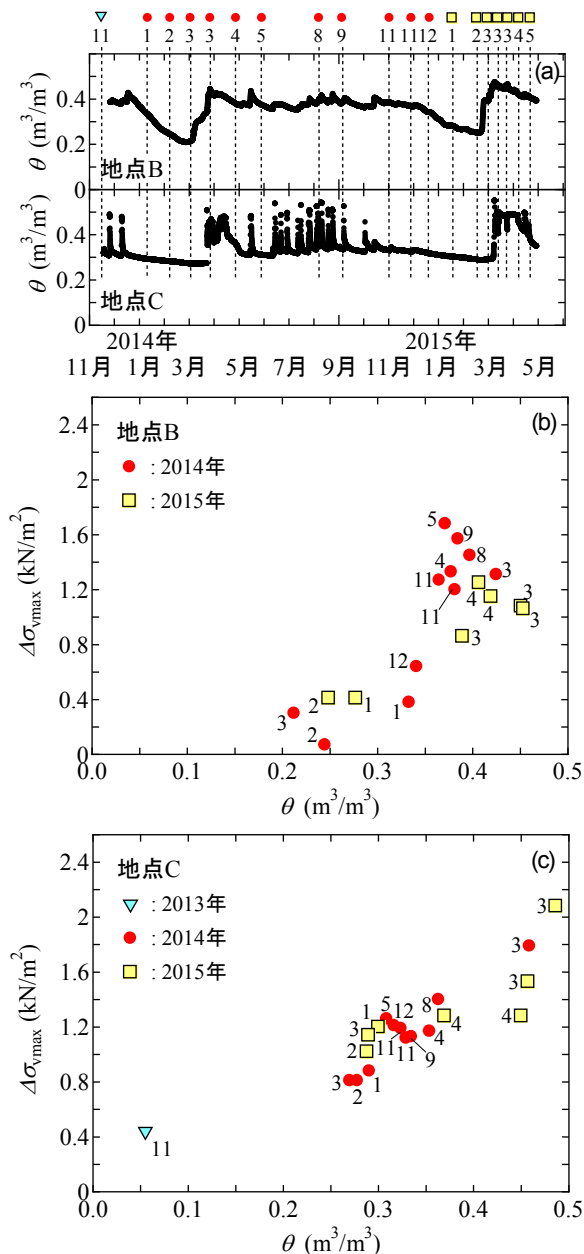


図-12 θ の推移と $\Delta\sigma_{vmax} \sim \theta$ 関係の比較

図中に示した地点B, Cの浅層部以外では土壌水分センサーの変化が極めて小さく、常に地下水位以下にあったと考えられるために比較していない。

d) 多層弾性論を用いた応力解析との比較

前項の検討結果を踏まえ、層間の弾性係数が異なることによって生じる地盤内増加応力の変化を表現可能な多層弾性解析プログラムGAMES^{9,10)}を用いて、凍結融解に伴う $\Delta\sigma_{vmax}$ の変化を表現することを試みた。

表-2は解析に用いた各層の層厚と物性値をまとめたものである。層厚については地点Aの舗装構成を模擬している。各層の凍結・未凍結状態における弾性係数 E (MN/m²)は安部らの研究成果¹¹⁾を参考にして決定したが、凍結した砂質火山灰の E については不明であったため、

表-2 解析に用いた舗装構成と物性値

舗装構成	弾性係数 E (MN/m ²)		層厚 (m)
	凍結	未凍結	
アスファルト舗装	12000	4930	0.2
路盤	2082	252	0.4
凍上抑制層	2082	50	0.6
路床	77		8.8
ベッドロック	3500		—

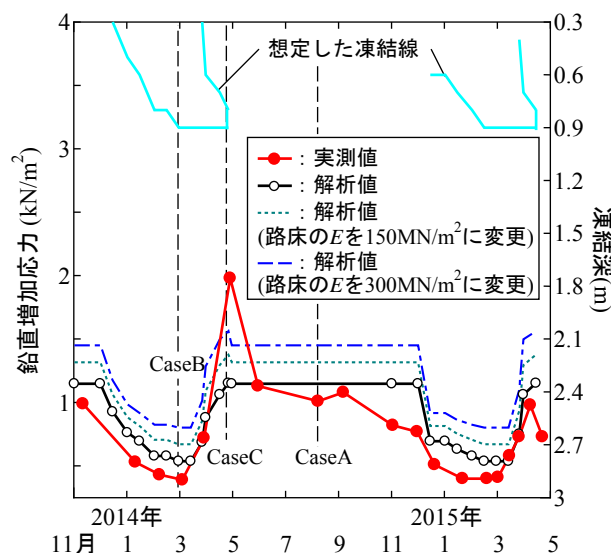


図-13 $\Delta\sigma_{vmax}$ と $\Delta\sigma^G$ の推移 (地点A)

ここでは凍結した路盤と同じ値を採用した。また、未凍結状態のアスファルト舗装の E には温度依存性があることが知られているが、ここでは簡略化するために15℃に相当する値とした。さらに、GL-10.0mより下にはベッドロックを設け¹²⁾、各層のポアソン比は共通に0.35、層間すべり率は0とした。なお、輪荷重についてはタイヤ一本の設置面積を一边0.2 mの正方形 (0.04 m²) と考え、これと面積が等しい円形等分布荷重と近似して計算した。

図-13は地点Aで計測された $\Delta\sigma_{vmax}$ とGAMES解析によって算出された鉛直増加応力 $\Delta\sigma^G$ の推移を比較したものである。 $\Delta\sigma^G$ については、概ね半月ごとに図中に示した想定凍結線に基づいて0.1m単位で凍結領域を決定し、それに基づいた解析結果を結んだものである。なお、先述した熱電対の精度や計測システム全体の精度を考慮すると、凍結線は必ずしも算出される0℃線と一致してないと考え、想定凍結線は凍土が相変化 (完全融解) するまでの温度変化は小さいことを考慮し、温度コンター図 (図-3) の時間変化から概略的に決定したものである。このように決定した凍結領域に基づいて計算された $\Delta\sigma^G$ は、融解期 (2014年4月末) における突発的な上昇を除けば、 $\Delta\sigma_{vmax}$ の大きさならびにその変化を良く表現しているこ

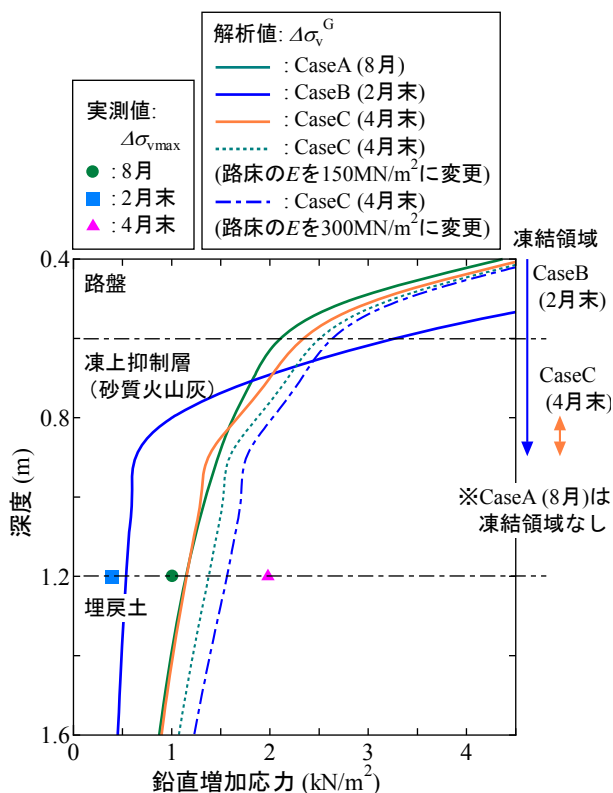


図-14 深度方向の解析結果と $\Delta\sigma_{\max}$ の比較

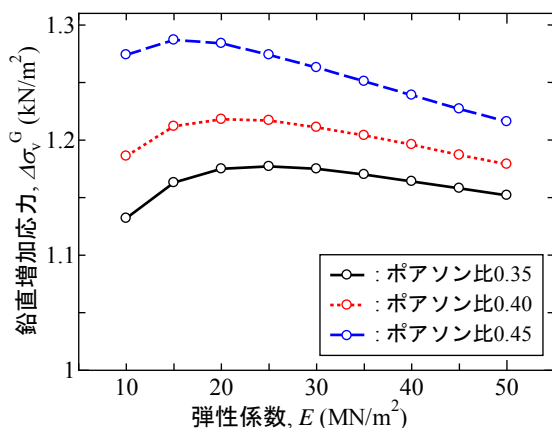


図-15 凍土直上の剛性を低下させた際の $\Delta\sigma_v^G$ の変化

とが分かる。

図-14は凍土領域が異なる図-13中に示したCase A, B, Cの時点における深度方向の解析結果とそれぞれに最も近い時点で計測された $\Delta\sigma_{\max}$ を比較したものである。なお、Case BとCについてはそれぞれの時点で想定した凍結範囲も図中に示している。先述したとおりCase A, Bについては実測値を良く表現しているが、Case Cについても凍結領域が無いCase Aに比べてわずかに大きい計算結果となっており、その点については表現できていることが分かる。そこで、図-13, 14中には路床の E のみを上昇させた際の $\Delta\sigma_v^G$ も示しているが、凍上抑制層と路床の剛性差が大きくなると、 $\Delta\sigma_v^G$ 自体も大きくなる一方、対象深度直上に凍土がわずかに残存した状態（深度0.8～0.9mのみ

が凍結）での $\Delta\sigma_v^G$ （Case Cでの $\Delta\sigma_v^G$ ）と、地盤が凍結していない状態での $\Delta\sigma_v^G$ （Case Aでの $\Delta\sigma_v^G$ ）との差も明確になることが分かる。さらに、図-15はCase Cのように融解期に凍土が残存している場合、凍土直上は水分量が多くなって剛性が低下している可能性を考え、ここにある凍上抑制層の E のみを低下させた際の $\Delta\sigma_v^G$ の変化を示したものであり、ポアソン比を変化させた場合についても示している。 E が低下し、ポアソン比が大きくなるほど $\Delta\sigma_v^G$ が大きくなることが分かる。このことは、より正確な凍土領域や各層の弾性係数、更にはその変化を把握できれば、融解期の突発的な $\Delta\sigma_{\max}$ の上昇も含めた凍結融解に伴う $\Delta\sigma_{\max}$ の変化をより正確に表現できる可能性を示していると考えられ、今後も検討していきたいと考えている。

4. まとめ

本研究で得られた寒冷地における埋設管周辺の温度や鉛直土圧に関する知見について以下にまとめる。

- ・埋設管周辺の温度は積雪や除雪、更には埋設管自体の温度の影響を受け、特に融解期には凍土と未凍土が混在する複雑な分布になっている可能性が高いことが明らかとなった。
- ・埋設管周辺における常時の鉛直土圧は、地盤の凍結融解によって変化することが明らかとなった。また、調査地点による変動傾向の違いは舗装路を構成している地盤材料の凍上性の違いによって生じている可能性が示唆された。
- ・同重量かつ一定速度の車両が通過した際の鉛直増加応力の最大値についても地盤の凍結融解によって変化し、厳冬期には小さく、融解期に突発的に大きくなる場合があることが明らかとなった。ただし、その大きさは全般的にBoussinesqの解に基づく計算値よりは全般的に小さく、融解期でも現時点までに大きく超えてはいない。また、この変化が凍結融解に伴う剛性変化によるものだと考え、多層弾性論による応力解析結果と比較したところ、融解期の突発的な上昇以外については良く表現できることが明らかとなった。また、この上昇についても、より詳細に凍結領域や弾性係数並びにその変化を把握することで表現できる可能性が示唆された。

謝辞：本研究を遂行するにあたり、北見市上下水道局ならびに北海道ガス株式会社、北見工業大学卒業生の西山和輝氏（現北海道開発局）には多大なるご協力を頂いた。

また、本研究はJSPS科研費26420476の助成を受けたものである。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 社団法人地盤工学会北海道支部 地盤の凍上対策に関する研究委員会：寒冷地地盤工学－凍上被害とその対策－，中西出版，2009.
- 2) 高圧ガス保安協会：北海道北見市ガス漏れ事故原因技術調査最終報告書，2007.
- 3) 公益財団法人日本水道協会：水道施設設計指針（2012年版），2012.
- 4) 国土交通省：建設工事公衆災害防止対策要綱，土木工事編，1993.
- 5) 鈴木信太郎，川口貴之，中村大，山下聡：寒冷地における水道管周辺地盤の温度と土中土圧～北見市市街地の例～，第49回地盤工学会研究発表会(CD-ROM)，Vol. 49，pp.1317-1318，2014.
- 6) 三石正一，飯山一平，溝口勝：デカゴン土壌水分センサーの簡易キャリブレーション方法，土壌水分ワークショップ要項，pp.115-120，2008.
- 7) 公益社団法人 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説 JGS 0172-2009 凍上性判定のための土の凍上試験方法，2009.
- 8) 小島一宏，鈴木輝之，山下聡，澤田正剛：新しい凍上性判定試験法の適用性について，第38回地盤工学会研究発表会講演概要集，pp.333-334，2003.
- 9) 濱中亮，南形英考，川口忍，赤木寛一：車両輪荷重が舗装路下の埋設管に及ぼす土圧の評価手法に関する実験的検討，土木学会舗装工学論文集，Vol. 14，No. 19，pp. 132-137，2009.
- 10) 社団法人土木学会：多層弾性理論による舗装構造解析入門－GAMES (General Analysis of Multi-layered Elastic Systems) を利用して－，舗装工学ライブラリー3，丸善，2005.
- 11) 安部隆二，熊谷政行，丸山記美雄：積雪寒冷地におけるアスファルト舗装の理論的設計方法に用いる材料特性および環境条件に関する検討，土木学会論文集 E1，Vol. 67，No.3，pp.17-25，2011.
- 12) 藤波潔，James MAINA，井上武美，松井邦人，菊田征勇：粒状材層の弾性係数の応力依存性を考慮した舗装の構造解析，土木学会舗装工学論文集，Vol.9，pp.201-207，2004.

(2015.6.23 受付)

SEASONAL CHANGE OF VERTICAL EARTH PRESSURE IN PAVED ROAD AT COLD REGION

Shintaro SUZUKI, Takayuki KAWAGUCHI, Dai NAKAMURA, Syunzo KAWAJIRI,
Satoshi YAMASHITA and Fumiko UCHIJIMA

It has been pointed out that increased earth pressure in the ground which acts on pipes buried under frozen ground, and increased stress exerted by vehicle load that in the ground during removal and clearance of snow may have caused serious break-ages of gas conduits in cold region in the past. Attempts have been made to bury pipes at a shallower depth in order to reduce replacement costs of aged water pipes in cold region. There are, however, very few studies of detailed examinations of stress in the ground changes owing to the freezing of surrounding ground.

This study, therefore, measured detailed temperature distribution around a water pipe buried under the pavement and vertical earth pressure in the ground, as well as seasonal changes of stress exerted by vehicle load. Results revealed that these measured values change significantly as a result of the ground's freeze-thaw process. In addition, this study found that stress analysis using the multi-layers elastic theory can represent to some extent the seasonal changes of stress exerted by vehicle load.