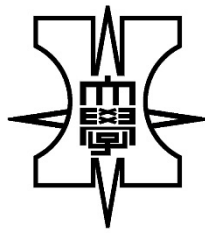


博 士 論 文

地盤構造物の性状把握に対する
表面波探査の適用性に関する研究



2022 年 3 月

小笠原 明信

目 次

第 1 章 序論.....	1
1.1 研究背景.....	2
1.2 既往研究.....	3
1.2.1 表面波探査を用いた地盤の安定性評価に関する研究	3
1.2.2 補強土壁の変状メカニズムに関する研究	5
1.2.3 地盤構造物のモニタリングに関する研究	11
1.3 表面波探査の原理および測定・解析方法.....	12
1.4 本研究の目的.....	13
1.5 本論文の構成.....	14
第 1 章の参考文献.....	126
第 2 章 補強土壁における表面波探査の適用	17
2.1 既設補強土壁における表面波探査実施箇所の概要.....	18
2.1.1 調査箇所①	18
2.1.2 調査箇所②	20
2.1.3 調査箇所③	22
2.1.4 調査箇所④-再構築前.....	23
2.1.5 調査箇所④-再構築後.....	25
2.1.6 調査箇所⑤	26
2.1.7 調査箇所⑥	28
2.2 表面波探査の結果を用いた既設補強土壁の健全性評価指標の提案.....	29
2.2.1 深度方向における V_s の比較.....	29
2.2.2 補強土壁内における V_s の頻度分布.....	30
2.2.3 補強土壁の健全性を評価可能なパラメータ	31
2.3 物性が異なる盛土材料で構築した試験補強土壁の概要.....	33
2.4 現地計測結果および考察.....	38
2.4.1 裏込め土の凍結状況, 壁面変位	38
2.4.2 補強材への作用力	41
2.4.3 補強材連結部の破断形態に対する考察	43

2.4.4	表面波探査結果の経時変化および健全性評価指標の適用性	46
2.5	補強土壁の温度計測システムを用いたモニタリング手法の提案	49
2.5.1	計測システムと調査箇所の概要	49
2.6	現地計測結果および考察	58
2.7	まとめ	61
	第2章の参考文献	63
第3章	補強盛土における表面波探査の適用	66
3.1	調査箇所の概要	67
3.2	現地計測の概要	69
3.2.1	ひずみゲージおよび土圧計	69
3.2.2	表面波探査	70
3.3	現地計測結果および考察	71
3.3.1	ひずみゲージおよび土圧計の経時変化	71
3.3.2	表面波探査結果の経時変化	75
3.3.3	まとめ	77
	第3章の参考文献	78
第4章	宅地造成盛土における表面波探査の適用	79
4.1	調査箇所の概要	80
4.1.1	北海道札幌市における造成盛土の概要	81
4.1.2	北海道北見市における造成盛土の概要	84
4.2	現地計測結果および考察	86
4.2.1	里塚一条地区	86
4.2.2	里塚霊園隣接地区	88
4.2.3	月寒東地区	90
4.2.4	美しが丘地区	91
4.2.5	清田団地地区	94
4.2.6	北見市 A 地区	95
4.2.7	北見市 B 地区	97
4.3	V_s の閾値検討手法	99

4.4	V_s と地表面沈下量の関連性.....	104
4.5	まとめ.....	108
	第4章の参考文献.....	109
	第5章 結論.....	111
5.1	補強土壁における表面波探査の適用.....	112
5.2	補強盛土における表面波探査の適用.....	114
5.3	宅地造成盛土における表面波探査の適用.....	115
5.4	今後の課題.....	116
	謝辞	117

第 1 章

序論

1.1 研究背景

一般盛土や補強土壁を代表とする地盤構造物では、健全性の指標を得ることができる実務的な点検・診断手法が確立されていないのが現状である。鉄道・道路盛土のような地盤構造物は線状に長い構造物であり、施工されている範囲の中で地形条件が異なることや地盤構造物を構成する地盤材料の物性がばらつきを有しているなどの理由から、地盤構造物内部の地盤性状を確認して健全性を判定する必要がある。

このようなことから、目視検査などの点検結果から詳細な診断が必要となった場合には、地盤構造物内部の地盤性状を確認するために標準貫入試験やPS検層が広く利用されている。これらの方法は機材が大がかりとなるためコストや時間を多く必要とすることや、実施地点での深さ方向の1次元的な地盤情報しか得ることができない。そこで近年では、非破壊物理探査手法である表面波探査から取得できるS波速度 V_s の2次元分布（以下、 V_s 分布とする）を用いて補強土壁の性状把握を行った事例が報告されている^{1),2),3)}。これらの事例では、補強土壁内部での局所的な乾燥密度の低下領域や高含水比領域を V_s 分布の相対的な大小関係によって把握できると報告されている。

このため、表面波探査は補強土壁の性状を非破壊で把握できる有用なツールの一つであると認識されつつある。よって、今後は表面波探査を用いて地盤構造物の機能低下の有無を判断できるような、実効性の高い健全性評価手法の確立が期待される。

1.2 既往研究

1.2.1 表面波探査を用いた盛土範囲の推定に関する研究

新規に構造物を建設する際や地中に構造物を埋設する際など、様々な工事の着手に当たり、地盤内の土質を把握することは基本であり重要な意味を持つ。とりわけ、地盤の密度の違いを把握することは、構造物基礎の深さや地盤改良の必要性などを決定する上で重要な手がかりとなる。

過去の事例より、表面波探査の結果から地山と盛土の範囲を判断できることが示唆されている⁴⁾。そこで三浦らは、宅地造成盛土において、構造物を建設する際に必要な基礎の深さを決定するため、表面波探査の結果から切盛境界を把握することが可能であるかを検討し報告している⁵⁾。ここでは、調査箇所の概要および、調査結果を紹介する。

図 1-1 は調査箇所である宅地造成盛土の平面図を示している。新旧地形図を比較することにより、旧沢部を盛土して造成された土地であることが明らかとなっている。

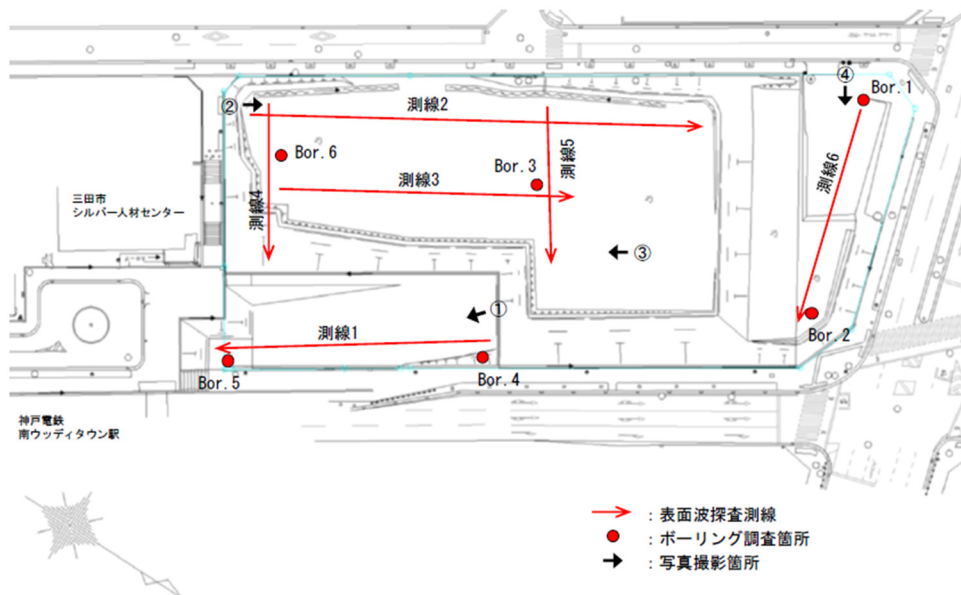


図 1-1 宅地盛土の概要

図1-2に、代表的な結果として測線2におけるS波速度分布を、図1-3に探査測線近傍での深度方向におけるN値分布を示す。図1-2に着目すると、盛土層のS波速度は $V_s = 130 \sim 300 \text{ m/s}$ 程度を示しており、堅固な神戸層群と、緩い盛土層の境界をおおまかに把握することは可能である。図1-3を見ると、深度 $z = 5 \text{ m}$ まではN値が5程度の盛土層が分布しており、 $z = 5 \sim 7 \text{ m}$ にかけて $N = 5 \sim 25$ 程度の沖積堆積層が確認できる。この結果より、盛土層と沖積堆積層の砂混じりシルトおよびシルト混じり砂のN値はおおよそ等しい値を示しており、S波速度から各層境界を詳細に特定することは難しいと考えられる。しかし、S波速度分布の等速度線がほぼ等間隔で分布していることから、表面波探査の結果より、地盤の固さが漸次的に変化している傾向を読み取ることができる。

このような結果から、いずれの測線においても工学的基盤（神戸層群泥岩）の分布範囲とS波速度が $V_s = 300 \text{ m/s}$ を上回る範囲がおおよそ一致しており、切盛境界の推定における表面波探査の有用性を示唆している。

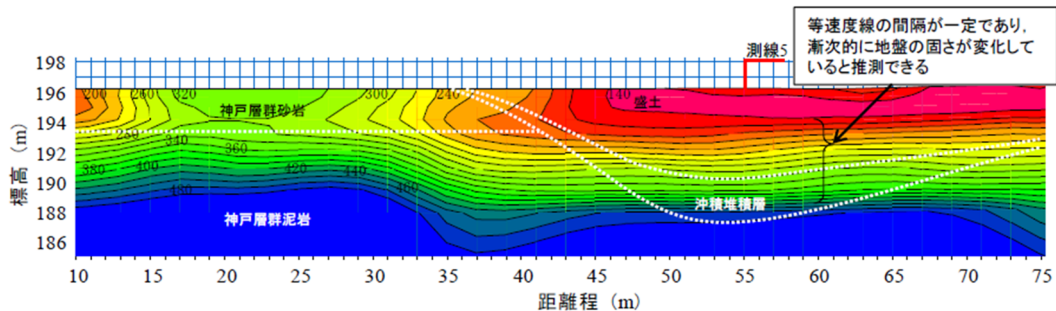


図1-2 S波速度分布（測線2）

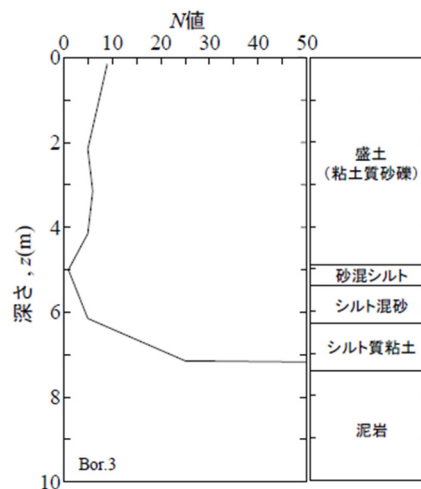


図1-3 深度方向のN値分布（Bor.3）

1.2.2 補強土壁の変状メカニズムに関する研究

盛土中に補強材を入れて土を補強する方法は、古代から用いられていたことが知られている。我が国においては、軟弱地盤上に盛土をする場合に、補強材を敷設する方法が江戸時代に利用されてきた。しかし、現在の補強土壁工法の発展のきっかけとなったのは、1963年にフランスの Vidal によって開発されたテールアルメ工法である。ところで補強土壁はおおきく3つに分類され、テールアルメ工法を代表とする帯鋼補強土壁とアンカー補強土壁、そしてアダムウォールを代表とするジオテキスタイル補強土壁である。ここで木幡⁶⁾は、北海道において2005～2007年に施工された補強土壁の88件のうち変状事例が報告された18例に対して、変状事例と推定される変状原因についてまとめている。具体的な原因は、寒冷地特有の凍結土の問題に加えて局所的な締固め不良や施工精度としている。また、その他の変状要因として不適切な盛土材料の使用などを挙げている。しかし、建設残土の有効利用などの観点から近年の盛土施工において良質な地盤材料を盛土材料と使用することは困難であることから、基本的には現地発生土を盛土材料とすることが多い。さらに、現地発生土が必ずしも良質な盛土材料であるとは限らず、盛土材料の工学的性質を良く見極めて使用することが重要であると言える。

川尻ら²⁾は、一部の工事箇所においてジオテキスタイル補強土壁工の変状が確認された鳥取自動車道において、補強土壁の現況を把握するために、当該補強盛土で表面波探査、PS 検層、RI 検層、ボーリング調査および標準貫入試験を実施し、 V_s 、含水比 w 、湿潤密度 ρ 、 N 値を測定した。さらに、当該補強土壁から採取された試料を用いた物理試験および締固め試験、ボーリング調査の際に採取された乱した試料を原地盤の密度・含水比とほぼ等しくした供試体を用いた室内 BE 試験、一面せん断試験を実施した。そして、これらの限られた原位置試験および室内試験結果を総合的に判断することにより、本論文では定性的に当該補強土壁の変状メカニズムを推察している。ここでは、その概要および事例について紹介する。

図 1-4 は当該補強土壁に平面図および立面図を示している。変状箇所における壁面の高さは 14.4m であり、壁面工の延長は約 150m である。また、図中には表面波探査、PS 検層、RI 検層、ボーリング調査および標準貫入試験の実施地点も示している。また、補強土壁上部の路盤には有害な沈下等は発生しておらず、変状箇所では壁面の変位が進行し、局所的なはらみ出しや目開き、座屈が生じていることがわかっている。

図 1-5 は表面波探査から得られた V_s および V_p の 2 次元分布を示している。表面波探査の起振にはかけやを使用し、測線長は 166m、受振点数は 84 点で間隔は 2m である。なお、この表面波探査の結果は、PS 検層の結果を反映しており、精度向上を図っている。補強土壁部分と地山部分で V_s が大きく異なっていることがわかる。一般的に補強土壁や盛土では、深さに比例して上載圧（鉛直応力）が大きくなるため、 V_s は深さ方向に対して増加する。しかし、変状箇所において局所的な V_s の低速度層が存在していることがわかる。この低速度層の深さ方向の位置が変状箇所の位置と一致している。このことから、変状箇所では上載圧（鉛直応力）の減少等が原因で、 V_s が低下していることが推定された。また V_p は、飽和地盤での速度である $V_p = 1500\text{m/sec}$ の速度領域が中間排水工以深で確認することができ、その領域内に変状箇所がある。このことから、変状箇所では盛土が飽和に近い状態にあると考えられる。

第1章 序論

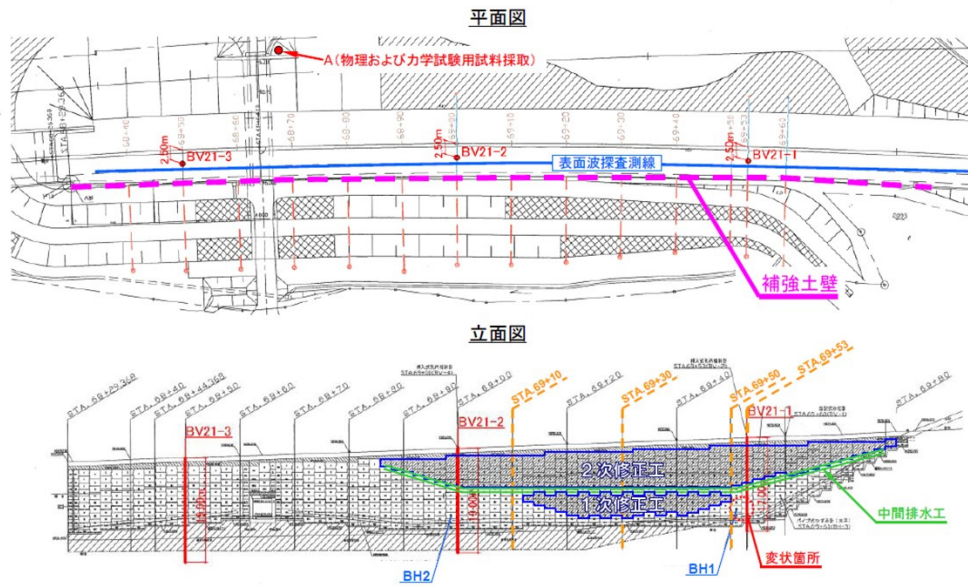


図 1-4 補強土壁工の平面図および立面図

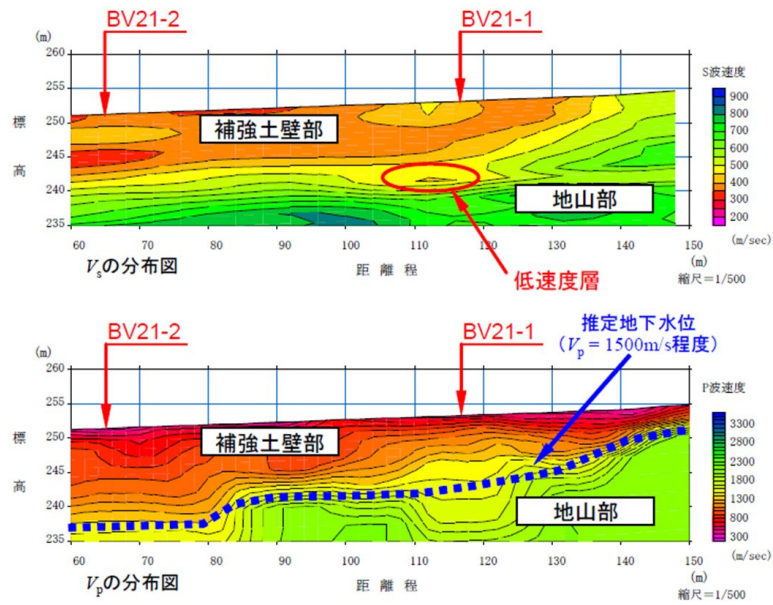


図 1-5 表面波探査から得られた V_s および V_p の 2 次元分布

図1-4のBV21-1~BV21-3において、深さ方向の V_s の分布をより正確に測定するためにPS検層を実施した。さらに、 N 値を求めるために標準貫入試験、密度および含水比の変化を調べるためにRI検層を実施した。なお、PS検層はダウンホール法であり、RI検層は物質密度の関数となる γ 線強度を測定することにより、地盤の湿潤密度 ρ_d と含水比 w を測定した。図1-6は深度方向の各種パラメータの分布の変化を示している。図1-6より、粘性土質砂礫層で V_s 、 N 値および ρ_d の低下が確認できる。また、これらの値が低下している箇所では w が相対的に高いことがわかる。そして、BV21-1（変状箇所）において粘性土質砂礫層では V_s が極端に低いことがわかる。一方、それ以外の層では概ね深度の増加に伴う上載圧の増加によって V_s 、 N 値および ρ_d が増加する傾向にある。また、基礎部分の改良土層においても V_s 、 N 値ともに高い値が得られた。以上のことから、変状箇所では、 V_s が低く、 N 値および ρ_d がともに低く、 w が高い状態であると解釈できる。また、変状箇所よりも下層では壁面工の顕著な変位が確認できなかった。これは変状箇所の下層が $V_s=700\text{m/sec}$ 程度で、 N 値40以上の礫岩であったため、変形が抑制されたためと考えられる。

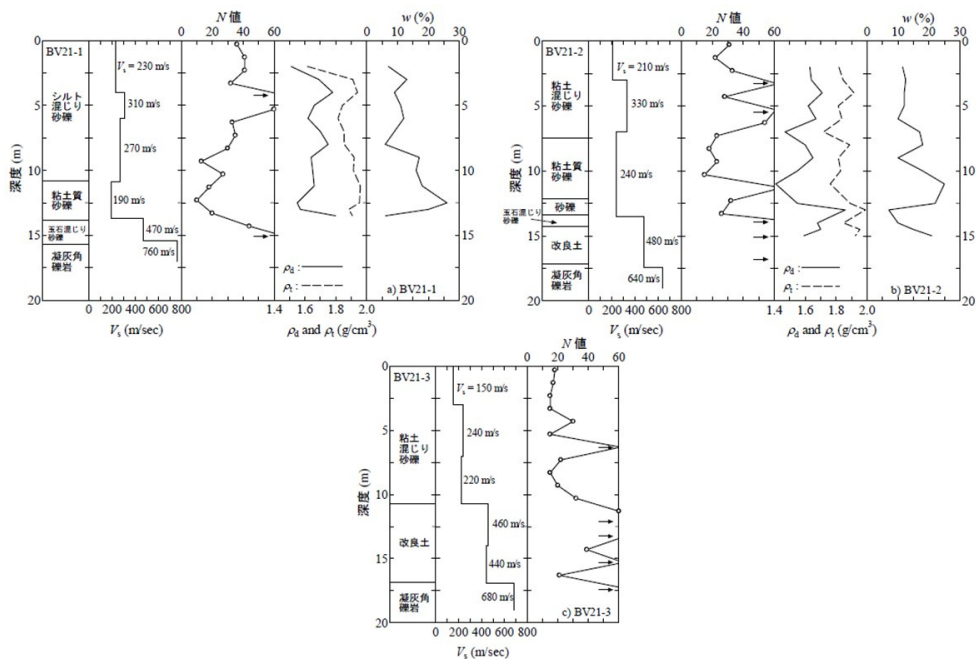


図1-6 深度方向の V_s 、 N 値、 ρ_d 、 ρ_s 、 w の分布

図 1-7 は PS 検層と BE 試験で得られた V_s の比較である。図からわかるように、BE 試験で得られた $V_{s,lab}$ は PS 検層からの $V_{s,f}$ に比べてわずかに小さい程度であり、水浸による吸水膨張によって $\rho_d = 1.43\text{g/cm}^3$ であったことなどを考慮すると、 $\sigma_v = 22.5\text{kPa}$ での $V_{s,lab}$ と PS 検層からの $V_{s,f}$ はよく一致していることがわかる。すなわち、 $V_{s,f} = 190\text{m/sec}$ であった変状箇所付近では、上載圧が 22.5kPa 程度しかなかったことが推定される。

図 1-8 は図 1-4 中の A 地点における裏込め土を採取した地点（A 地点試料）と、BV21-1 試料（変状箇所）を用いて実施した一面せん断試験におけるせん断応力～変位関係を示している。A 地点試料と BV21-1 試料では、せん断応力～変位関係が大きく異なることがわかる。これは、同一の ρ_d および σ_v でも、A 地点試料と BV21-1 試料では物理特性が大きく異なるためと考えられる。また、推定上載圧を加えた変状箇所付近の BV21-1 試料では、最大せん断強度 $\tau_{max} = 17\text{kPa}$ 程度となり、盛土高さ 10m を超える盛土部のせん断強度としては極めて低い値となった。以上、一連の BE 試験および一面せん断試験の結果から、変状箇所付近では上載圧が所定値の $1/10$ 程度とかなり小さく、せん断強度ならびに剛性が極めて低い脆弱層が介在していると解釈できる。

以上の原位置および室内試験結果から、当該補強土壁の変状原因および変状のメカニズムは、以下のように推定される。変状箇所を含む水平層には、相対的に粒径が小さく細粒分が多い土材料が転圧されており、未舗装の道路表面からの瞞水や盛土背面からの谷水の浸透により、含水比が高い状態となった。その結果、この脆弱層のサクションが消失され、無視できない沈下が発生した。一方、ジオテキスタイル補強材があるために、盛土の沈下がある程度抑制されると同時に、上部盛土荷重の一部がジオテキスタイル補強材の引張り力により支えられる状態（ハンモック状態）となった。この結果、脆弱層において上載圧が所定の値よりも小さくなり、これに応じて補強材と盛土との摩擦力も極端に小さくなり、壁面工に大変形が発生した。

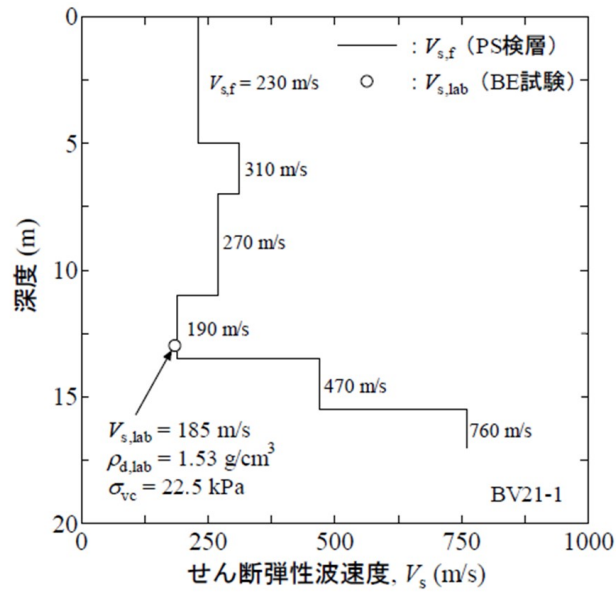


図1-7 PS 検層と BE 試験の比較

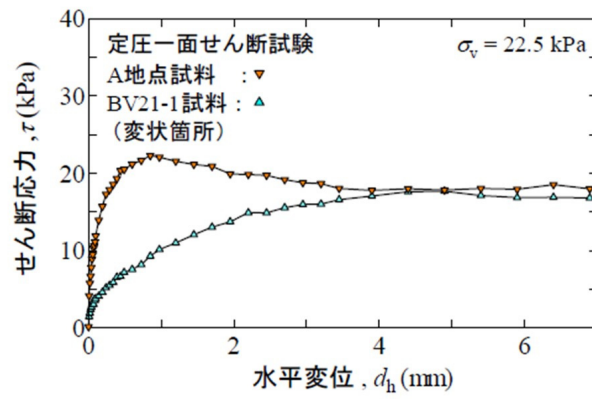


図1-8 定圧一面せん断試験の結果

1.2.3 地盤構造物のモニタリングに関する研究

ジオグリッドを用いたジオテキスタイル補強土壁の施工中および施工後における変状の有無や安定性の評価は、ジオグリッドのひずみを計測することにより実施されることが多い。特に災害時における盛土構造物の変形については、その安定度評価が確立されていないことから、被災後の安定性が明確に判断できない状況にある。そこでジオグリッドに光ファイバーを挿入した「光ファイバー機能付ジオグリッド」を実際のジオグリッド補強土壁内に敷設し、ジオグリッドに生じるひずみをモニタリングし、その結果から補強土壁の安定性を評価することを試みた事例が報告されている⁷⁾。また、光ファイバーを用いたセンシング技術は道路斜面や河川堤防の維持管理、地盤の変位計測に用いられていることも報告されている⁸⁾。

結果として、盛土の挙動に伴ってジオグリッドに作用するひずみを高い感度で計測でき、ひずみゲージに比べてジオグリッド全長の連続的なひずみ計測が可能となり、変状箇所を正確に特定できると報告している⁷⁾。さらに、光ファイバーセンサー機能付ジオグリッドによるひずみの計測により、盛土内部の変状を詳細に把握可能であり、補強土壁の安定性を確認できるため、安全な施工管理を行うことができると報告している⁷⁾。

また、降雨浸透により斜面変状発生の可能性があると考えられる地点に光ファイバーセンサを設置し、モニタリングを行うことで斜面崩壊を光ファイバーセンサから検知することができ、現場確認および応急対策等の迅速な対応が可能となった。これらのことから、光ファイバーセンサの道路管理への有効性が確認できたことや、地盤構造物に対するモニタリングの重要性を報告している⁸⁾。

1.3 表面波探査の原理および測定・解析方法

図 1-9 は本研究で実施した表面波探査の原理を概略的に示したものである⁹⁾。表面波探査は地盤の地表付近を伝わる表面波（レイリー波）を測定・解析することで地盤の S 波速度を求めることができる調査方法である。ハンマーやかけや等で人工的に地表面を起振すると表面波が発生する。この表面波の時間領域の波形記録をフーリエ解析することで周波数と位相速度の関係を算出し、すべての地震計での結果を重ね合わせることで位相速度と周波数の関係である分散曲線が取得できる。一般的に表面波は、その周波数によって伝播する深度が異なり、高周波数の波は浅い地盤を、低周波数の波は深い地盤を反映している。経験的に波長の 3 分の 1 が深さに相当するという関係を利用して解析の初期モデルを作成し、波形記録から算出した分散曲線を最も良く再現する S 波速度構造を逆解析によって推定する。この解析を各地震計での分散曲線に応じて行い、各地震計で得られた S 波速度構造を測線方向に補間して V_s の 2 次元分布が取得できる。地盤剛性を表すせん断剛性は、 V_s の二乗に比例するため、 V_s の増減は地盤剛性の大小を間接的に表す。また、本研究で実施した表面波探査は、対象地盤を深さ方向と測線方向の 2 次元問題として取り扱い（測線直角方向の地盤性状は一樣であると仮定）、測線鉛直方向の物性や応力状態を反映した V_s 分布を取得している。この表面波探査の補強土壁への適用を考えると、壁面パネルの変状などによって測線鉛直方向の地盤での応力や密度変化が発生している場合には、これらの影響が V_s 分布に反映される。

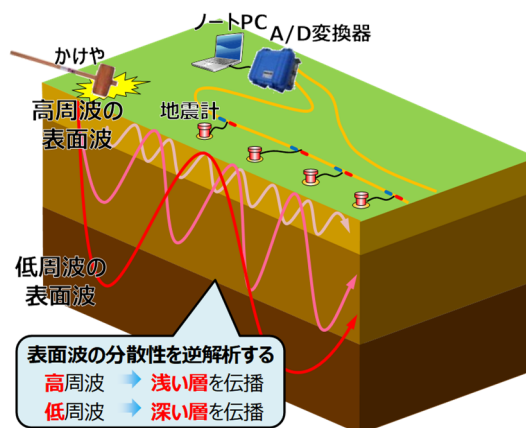


図 1-9 表面波探査の概念図

1.4 本研究の目的

以上を背景として、本研究では表面波探査から得られる V_s を用いて様々な地盤構造物に対して定量的な性状評価を行い、地盤構造物の性状把握に対する表面波探査の適用性を以下の点について詳細に検討した。

壁面パネルの変状程度と補強土壁内部の V_s 分布の関連性を把握するため、鋼製またはジオシンセティックス製の帯状補強材を用いている変状程度の異なる既設補強土壁に対し、表面波探査を実施した。さらに、補強土壁の裏込め土におけるすべり線発生の有無を間接的に評価可能な健全性指標の一つとして、壁面パネルの傾斜角に着目し、 V_s 分布と壁面パネル傾斜角の空間分布を比較した。また、深度方向の V_s の変化や、補強土壁内の V_s の頻度分布等を考察することで、 V_s をパラメータとした補強土壁の健全性評価指標について検討した。

上述した補強土壁においては、一般盛土とは異なり、盛土内に補強材が敷設されていることから、補強土壁の変形に伴う力学挙動を把握することが重要となる。変状の可能性を有する既設補強土壁を地盤調査等によって抽出しようとする際には、変状の詳細なメカニズムを把握する必要がある。そこで本研究では、良質な地盤材料と凍上性を有する盛土材料を用いて、実物大帯鋼補強土壁を構築し、冬季間の寒気の侵入によって凍上性の盛土材料を使用した補強土壁に意図的に変状を与えて、その際の補強材に作用する張力やひずみなどが補強土壁の変状に与える影響について検討した。

地盤災害発生後における宅地造成盛土の健全性評価や対策範囲の決定においては、適切に切盛境界や盛土範囲を把握することが重要となる。表面波探査は非破壊かつ広範囲に地盤の S 波速度 V_s を得ることができるが、この V_s から切盛境界を推定する手法については検討例が無い。そこで本研究では、被災した札幌市の宅地造成盛土で実施した表面波探査の結果を用いて、 V_s から切盛境界を推定する手法について検討した。また、空中地形判読による切盛境界位置や盛土範囲内において、道路面等の沈下が確認されている北見市の宅地造成盛土で表面波探査を実施し、被災を受けていない宅地造成盛土での地盤性状を把握するとともに、切盛境界を推定する手法の適用性について検討を行った。さらに、表面波探査から得られる V_s を用いた沈下量の簡易推定方法について検討した。

1.5 本論文の構成

第1章 序論

本章では、研究背景、既往の研究、研究目的について述べている。研究の背景では、表面波探査を用いて地盤構造物の機能低下の有無を判断できるような、実効性の高い健全性評価手法の確立が期待されることを述べている。また、既往の研究で、これまでに検討されてきた表面波探査の活用方法や補強土壁の変状事例、地盤構造物のモニタリング手法、表面波探査の原理について詳述している。

第2章 補強土壁における表面波探査の適用

この章では、北海道に施工されている変状程度が異なる補強土壁に対して表面波探査を行い、S波速度 V_s の2次元分布と壁面パネルの傾斜角の関連性について述べている。その結果、壁面パネル傾斜角が大きい場合には、 V_s は局所的に低下しており、深度増加に対して V_s は単調に増加せず局所的に低下していることがわかった。また、凍上現象に対して良質な盛土材料と凍上性を有する盛土材料を用いて、実物大の帯鋼補強土壁を構築し、冬季間の寒気の侵入によって凍上性盛土材料を使用した補強土壁に意図的に変状を与え、その際の補強材に作用するひずみや張力などが補強土壁の変状に与える影響について詳述している。その結果、凍上性の高い盛土内に敷設した補強材には、壁面パネル背後の土が凍上すると、大きな引張力が作用することが確認され、凍上性を有する盛土材料を用いた補強土壁の抽出が課題であることを示した。さらに、宇宙空間で太陽光エネルギーをマイクロ波で送電する技術である Wireless Power Transfer (WPT) 技術を補強土壁のモニタリングシステムへの活用を検討している。WPT 技術によって無線かつバッテリーレスの土中温度計測システムの試作を行い、試験補強土壁と供用中の高速道路で約8カ月間の現地観測実験を行った結果、WPTによって最大で12.5m離れた地点から約2秒程度で土中温度データを取得でき、WPTから得られた温度データの季節変化は、従来手法によって連続的に得られた温度データの変化と整合していることを確認し、宇宙開発分野での土木分野への技術移転の可能性を見出すことができた。

第3章 補強盛土における表面波探査の適用

この章では、傾斜地盤上での高盛土工事において地すべりに対する事前対策工として高強度ジオテキスタイルを用いた押え盛土工を適用した事例の採用経緯や、施工中および施工後の補強材に作用するひずみや盛土内に設置した土圧計、表面波探査の現地計測結果について詳述している。その結果、補強材に作用するひずみや S 波速度の低下領域等は確認されず、良質な盛土材料を用いた場合の大規模盛土の安定性は、補強材ひずみのモニタリングや定期的な地盤調査で担保できることを示した。

第4章 宅地造成盛土における表面波探査の適用

この章では、平成 30 年北海道胆振東部地震により被災した北海道札幌市の宅地造成盛土で実施した表面波探査の結果を用いて、 V_s から切盛境界を推定する手法について検討している。また、道路面等の沈下が確認されている北海道北見市の宅地造成盛土で表面波探査を実施し、切盛境界を推定する手法の適用性について検討している。その結果、盛土内の V_s の最頻値を切盛境界の閾値に採用すると空中地形判読から推定される切盛境界と一定の整合性を確認できた。

第5章 結論

この章では、本研究で得られた全ての知見についてまとめた。

第1章の参考文献

- 1) 王 宗建, 竜田尚希, 服部浩崇, 辻慎一郎, 太田 秀樹: 二重構造を有する補強土壁の地震後の状況と補修, ジオシンセティックス論文集, Vol. 24, pp.125-130, 2009.
- 2) 川尻峻三, 澁谷啓, 鳥居宣之: ジオテキスタイル補強土壁の変状メカニズムに関する事例研究, 地盤工学ジャーナル, Vol.6, No.1, pp.15-25, 2011.
- 3) 中村洋丈, 横田聖哉, 中澤正典, 竜田尚希, 辻慎一郎: 泥岩を用いたジオテキスタイル補強土壁の変状事例研究, 地盤工学ジャーナル, Vol.6, No.1, pp.35-51, 2013.
- 4) 松下克也, 藤井衛, 森友宏, 風間基樹, 林宏一: 造成宅地地盤の地形把握手法とその適用性に関する事例研究, 地盤工学ジャーナル, Vol.5, No.1, pp.89-101, 2010.
- 5) 三浦みなみ: 高精度表面波探査を用いた地盤の安定性評価に関する研究, Kobe University Repository : Thesis, 甲第 6915 号, 2018.
- 6) 木幡行宏: 寒冷地における補強土壁工法の信頼性, 基礎工, Vol. 38, No. 2, pp. 42-45, 2010.
- 7) 吉田浩一, 新正行, 辻慎一郎, 吉田幸弘, 八嶋厚: 光ファイバーセンサセンサー機能付ジオグリッドによる補強土壁の安定性評価, ジオシンセティックス論文集, Vol. 21, pp.73-76, 2006.
- 8) 加藤俊二, 三木博史, 恒岡伸幸, 田中衛, 小川鉄平: 光ファイバーによる道路斜面崩壊モニタリングに関する検討, 土木技術資料 44-4, pp.44-49, (財)土木研究センター
- 9) Park, C.B., Miller, R.D. and Xia, J. :Multichannel analysis of surface waves, Geophysics, Vol. 64, No. 3, pp.800-808,1999.

第 2 章

補強土壁における 表面波探査の適用

2.1 既設補強土壁における表面波探査実施箇所の概要¹⁾

調査箇所の補強土壁は、北海道内に施工された7箇所である。これら7箇所のうち6箇所は鋼製帯状補強材を、1箇所はジオシンセティックス製帯状補強材を利用した補強土壁である。壁面パネルの変状程度と補強土壁内部の V_s 分布の関連性を把握するため、表面波探査を実施した。さらに、補強土壁の裏込め土におけるすべり線発生の有無を間接的に評価可能な健全性指標の一つとして、壁面パネルの傾斜角²⁾に着目し、 V_s 分布と壁面パネル傾斜角の空間分布を比較した。

上記の既存補強土壁に加えて、筆者らが動態観測を実施している実物大試験補強土壁においても同様の調査を行った。この試験補強土壁の詳細については第4章を参照されたい。ここで試験補強土壁において凍上性を有する盛土材料を用いたケースでは、竣工後から現在までに壁面パネルの変状が進行している。このため、試験補強土壁での調査結果からは本研究で提案する健全性指標の変状に伴う推移を考察できると考えられる。

2.1.1 調査箇所①

写真2-1は調査箇所①の補強土壁の全景および表面波探査を行った測線の状況を示している。当該補強土壁の補強材は鋼製の帯状の補強材であり、最大壁高3.0m、延長31.5m、壁面寸法1.5×1.5m、笠コンクリート厚は約0.5～0.8mである。1982年に竣工した当該補強土壁は道路盛土に腹付けされている。現地踏査では、壁面パネルには隅角部での圧縮破壊などの損傷や変状は確認できなかった。また、笠コンクリートにおいても目立ったクラックなども無く、現在、供用中に歩道および道路ともに有害な沈下は確認されていない。



写真2-1 調査箇所①の全景と表面波探査測線

図2-1は本研究で計測した壁面パネル傾斜角 θ の定義である。壁面パネルが仰角状態を正とし、俯角状態を負とした。 θ はデジタル角時計を用いて小数点以下2桁まで読み取った。図2-2a)は当該補強土壁の θ 、b)は表面波探査から取得した V_s の分布を示したものである。ここで θ の分布については、各壁面パネルで計測しているため、実際には図2-1a)に示した滑らかなコンター図のように θ は分布していない。しかし θ の増減を伴う壁面パネルの変状によって裏込め土では、ある影響範囲をもって応力状態が変化すると予想される。このような理由から本検討では、補強土壁の応力状態の変化を θ の増減で間接的に表現できると仮定し、本文では θ の分布をコンター図で表し、 V_s 分布との比較を試みた。 θ の分布に着目すると、補強土壁下部で俯角状態になっているものの、すべての箇所では 1° 以内である。なお、壁面パネル傾斜角の最大値 θ_{\max} は $X = 30\text{m}$ 付近の箇所であり、 $\theta_{\max} = 0.6^\circ$ であった。次に V_s 分布を見ると、補強土壁の V_s は、 $V_s = 200\text{m/s}$ 以下の範囲で分布しており、補強土壁の上部から下部に向かって V_s が増加する傾向にある。また、 V_s の局所的な低下領域など確認できず、比較的一様な状態にある。

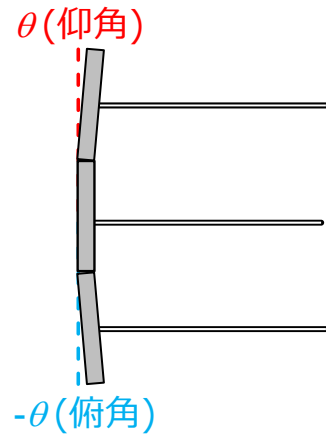
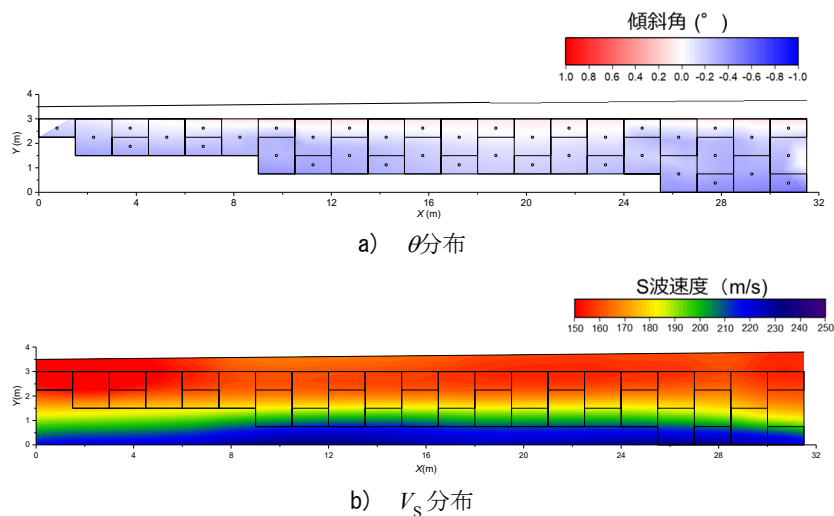


図2-1 壁面パネル傾斜角の定義


図2-2 調査箇所①の θ および V_s 分布

2.1.2 調査箇所②

写真 2-2 および写真 2-3 はそれぞれ調査箇所②-1 と調査箇所②-2 における補強土壁の全景と表面波探査の測線を示している。調査箇所②で対象とする補強土壁は丘陵地の裾野から広がる水田内に構築されている道路盛土の両側に施工されており、道路延長方向に傾斜している支持地盤上に立地している。補強土壁に関する一般図等が無いいため詳細は不明ではあるが、壁面パネル位置関係が道路左右で一致していないため、道路両側の壁面パネルは補強材に連結されていないと予想される。このため、調査箇所②-1 と調査箇所②-2 では、それぞれ独立した補強土壁であると判断した。なお、竣工した年代は不明である。調査箇所②-1 の補強土壁は、最大壁高 4.41m、延長 91.14m、壁面寸法 $0.98 \times 0.98\text{m}$ 、笠コンクリート厚は約 0.44 ~ 0.93m である。調査箇所②-2 の補強土壁は、最大壁高 4.9m、延長 89.18m、壁面寸法 $0.98 \times 0.98\text{m}$ 、笠コンクリート厚約 0.47 ~ 0.76m である。なお、両補強土壁ともに壁面パネルの欠損などの目立った損傷は確認できなかった。しかし、一部の箇所では、天端に近い壁面パネルが水路側に前傾している状態が目視でも確認できた。



写真 2-2 調査箇所②-1 の全景と表面波探査測線

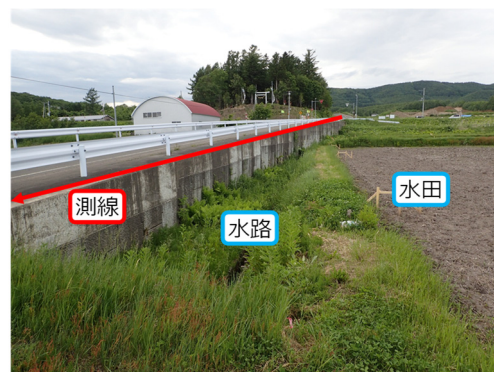


写真 2-3 調査箇所②-2 の全景と表面波探査測線

図2-3a)は調査箇所②-1における θ , b)は V_s 分布を示している. また, 図2-4a)は調査箇所②-2における θ , b)は V_s 分布を示している. 両補強土壁ともに θ はほぼすべての計測地点で俯角状態となっているため, 補強土壁全体が前傾した状態にある. なお調査箇所②-1では $\theta_{\max}=2.6^\circ$, 調査箇所②-2では $\theta_{\max}=2.9^\circ$ であった. V_s 分布を見ると, 全体的な傾向として調査箇所②-1および調査箇所②-2の補強土壁内において局所的かつ著しく V_s が低下している領域は確認できない.

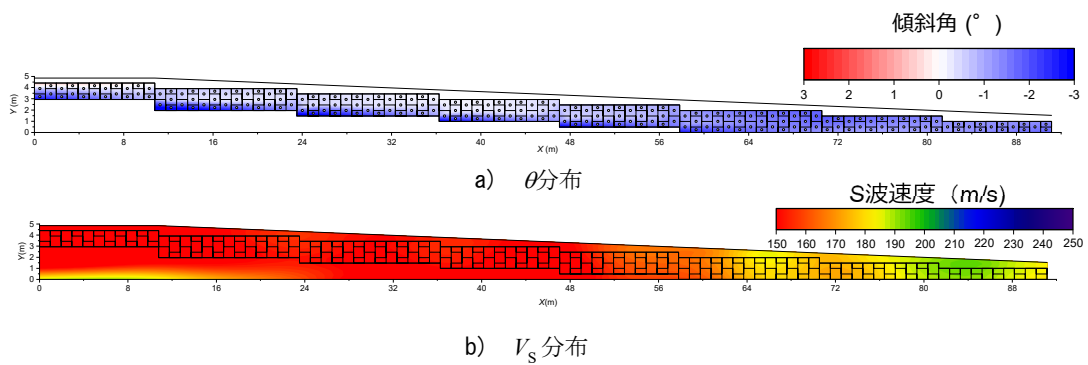


図2-3 調査箇所②-1の θ および V_s 分布

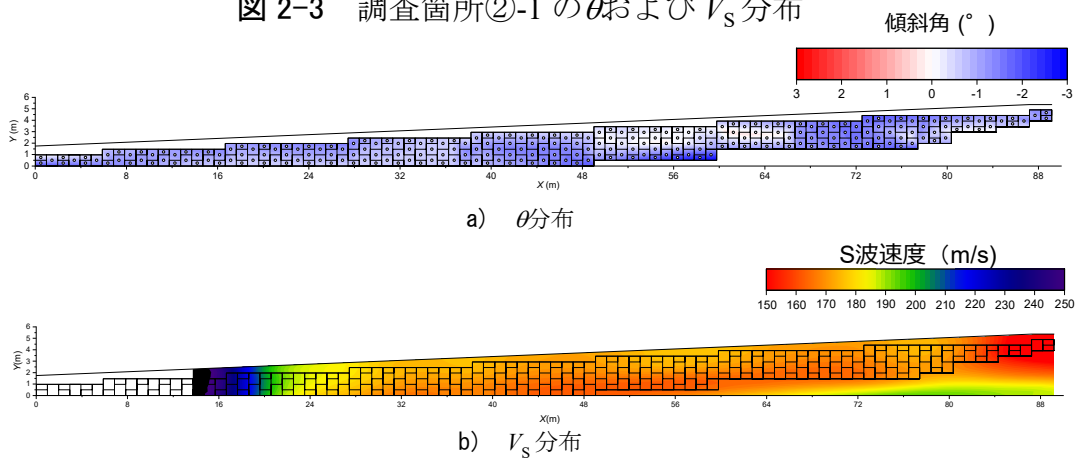


図2-4 調査箇所②-2の θ および V_s 分布

2.1.3 調査箇所③

写真 2-4 は調査箇所③の補強土壁の全景と表面波探査の測線の状況を示している。当該補強土壁では鋼製の帯状補強材が用いられており、最大壁高 3.0m、延長 78m、壁面寸法 $1.5 \times 1.5\text{m}$ 、笠コンクリート厚約 0.4~0.7m である。1979 年に竣工した当該補強土壁は、丘陵地の裾野に片切片盛土で構築された道路盛土における補強土壁である。天端部には灌木が生育しており、壁面パネルの境界部からは草本が生育していた。さらに、一部の壁面パネルや笠コンクリートではクラックが発生していた。

図 2-5a) は調査箇所③における θ 、b) は V_s 分布を示している。なお、当該補強土壁では、上述した天端部での灌木の植生の影響で表面波探査の測線が確保できなかったため、 θ と V_s 分布の計測範囲は一致していない。 θ の計測結果は、 $X = 0 \sim 20\text{m}$ の範囲および $X = 60\text{m}$ 以降では $\theta = 1^\circ$ 程度の俯角状態にある。一方、 $X = 24 \sim 48\text{m}$ の範囲では $\theta = -1^\circ$ 程度の仰角状態となっている。次に補強土壁の V_s は、 $X = 16 \sim 24\text{m}$ の範囲を除くと、 $V_s = 170\text{m/s}$ 以下の範囲で一様に分布している。 $X = 16 \sim 24\text{m}$ の範囲では、補強土壁天端の灌木生育が密であり、他の箇所と比較すると地震計の据え付けがやや不安定であったため、当該箇所では測定誤差が含まれている可能性がある。



写真 2-4 調査箇所③の全景と表面波探査測線

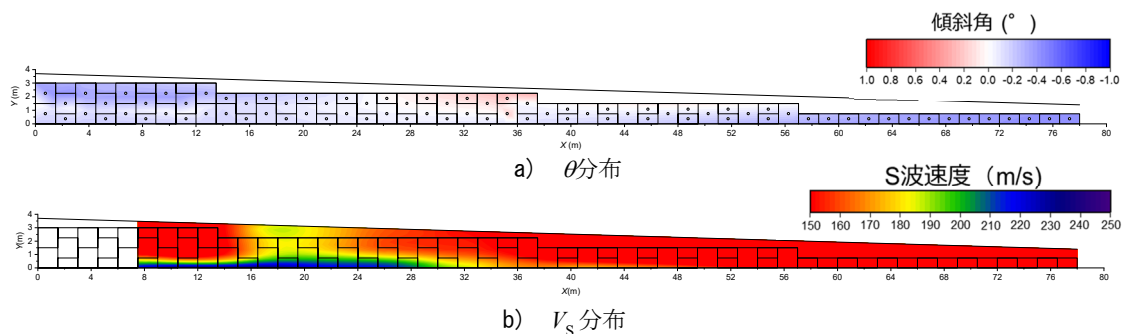


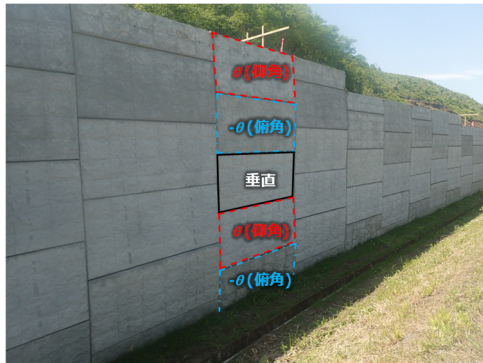
図 2-5 調査箇所③の θ および V_s 分布

2.1.4 調査箇所④-再構築前

写真 2-5a), b) は調査箇所④の補強土壁における壁面パネルの変状状況を示したものである。当該補強土壁の補強材にはジオシンセティック製の帯状補強材が用いられており、最大壁高 9.6m, 延長 359.1m, 壁面寸法 1.2 × 2.7m である。当該補強土壁では、2016 年の竣工後に施工管理値内であった壁面パネルの一部が、融雪期に写真 2-5a), b) に示すように壁面パネルの変状と水平変位が進行し、施工管理値である壁高 H の 3% ($0.03H$)³⁾ を超過した。このため変状した壁面パネルを撤去し、排水設備を強化した上で再構築が行われた。当該補強土壁では補強土壁の施工延長が長いため、壁高が低く変状が顕著な領域（以下、A 地点）、壁高が高く変状が顕著な領域（以下、B 地点）、変状が認められない領域（C 地点）の 3 つの地点に調査地点を分けて、表面波探査および壁面の傾斜の測定を行った。図 2-6a) および b) は A 地点、図 2-7a) および b) は B 地点、図 2-8a) および b) は C 地点における θ と V_s 分布を示している。なお、A および B 地点において壁面パネルの水平変位が施工管理値を超過している。 θ の傾向として、A 地点では補強土壁上部の天端に近い壁面パネルでは $\theta=7^\circ$ 程度の仰角状態となっており、補強土壁下部の壁面パネルは $\theta=-7^\circ$ 程度の俯角状態であるため、壁面パネルの全体的な形状としては「く」の字状に変状している（写真 2-5a) 参照）。B 地点では、全体的に A 地点よりも θ は小さいものの、天板に近い上部の壁面パネルでは $\theta=5^\circ$ 程度の仰角状態にあり、その下方の $Y=3\sim 5\text{m}$ の範囲では $\theta=-3^\circ$ 程度の俯角状態となっている。さらにその下方の支持地盤に近い壁面パネルにおいても $\theta=-3^\circ$ 程度であり、B 地点では A 地点と同様に補強土壁の壁面パネルは「く」の字状を呈している。しかし、 $\theta=-6^\circ$ の俯角状態となっている壁面パネルが確認されるなど、局所的に大きな壁面パネルの変状も見られた。次に C 地点の θ は、全体的には A 地点および B 地点よりも小さい。しかし、A, B 地点と同様に補強土壁の天端付近の壁面パネルは仰角状態となって後傾し、支持地盤に近い壁面パネルは俯角状態となって壁面パネルは前傾していることから、補強土壁全体の変状モードとしては「く」の字状態である。

次に各地点における補強土壁内の V_s 分布の傾向は、 θ が最も大きく壁面パネルの変状が顕著な A 地点の $Y=2\sim 3.5\text{m}$ の範囲では $V_s=150\text{m/s}$ 以下となっており、この領域の V_s は上下の領域よりも低速度状態となっている。一方で、B お

よびC地点の V_s は、 $V_s = 150 \sim 300\text{m/s}$ 程度の範囲で分布しており、補強土壁の上部から下部に向かって V_s が増加する傾向がある。すなわち施工管理値を大幅に超過する壁面パネルの変状が発生した領域では、 V_s の局所的な低速度領域が確認できる。



a) 壁面パネルの変状状態の例



b) 壁面パネルの変状状態の例

写真 2-5 調査箇所④の壁面パネルの状態

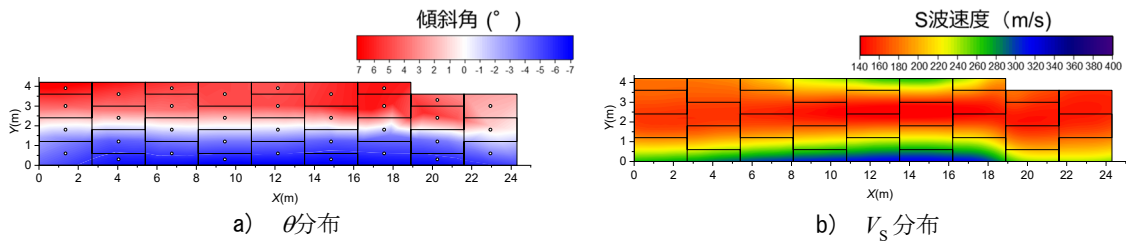


図 2-6 A 地点における θ および V_s 分布

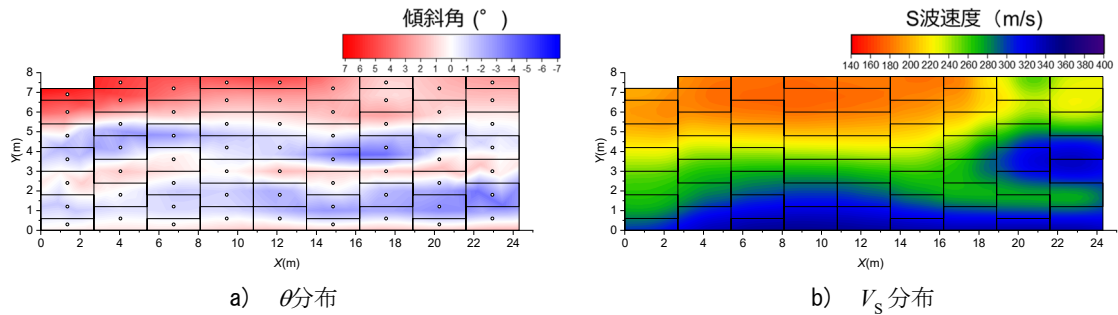


図 2-7 B 地点における θ および V_s 分布

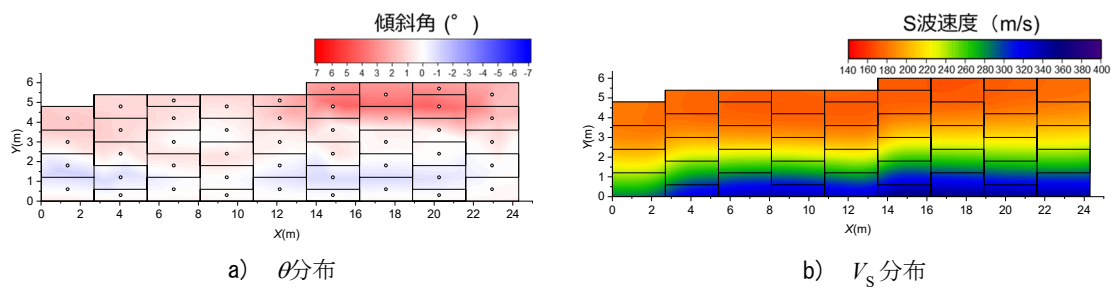


図 2-8 C 地点における θ および V_s 分布

2.1.5 調査箇所④-再構築後

調査箇所④の補強土壁においては上述したように、撤去および再構築が行われた。なお、再構築前の変状の要因は補強土壁背面の沢からの大量の浸透水の影響であったため、再構築時には裏込め土を排水性の高い礫質土としたことに加えて、補強土壁周辺の排水設備を強化した。このような再構築後の補強土壁におけるA地点およびC地点で壁面パネル傾斜角の測定と表面波探査を行った。図2-9はA地点、図2-10はC地点における θ と V_s 分布を示している。 θ の分布に着目すると、A地点では仰角と俯角の境界が無く、壁面全体の「く」の字状の変状は確認できない。また、壁面パネルの傾斜角の最大値は $\theta = -3^\circ$ 程度となっており、壁面パネルの変形からは補強土壁が健全な状態となったと判断できる。C地点においても再構築を行った箇所の壁面パネルでは、有意な傾斜は確認できない。また、再構築を行わなかった範囲については θ の大きな変化は見られず、壁面パネルの傾斜や変形に進行性は確認できない。

次に V_s 分布に着目すると、A地点は V_s の局所的な低速度領域は確認できない。天端付近においても比較的 V_s 値が高く、深度方向に V_s の増加が確認できる。C地点については、 V_s 分布がやや減少している領域は確認できるものの減少量はわずかであることに加えて、局所的な V_s 分布の低下領域は確認できない。

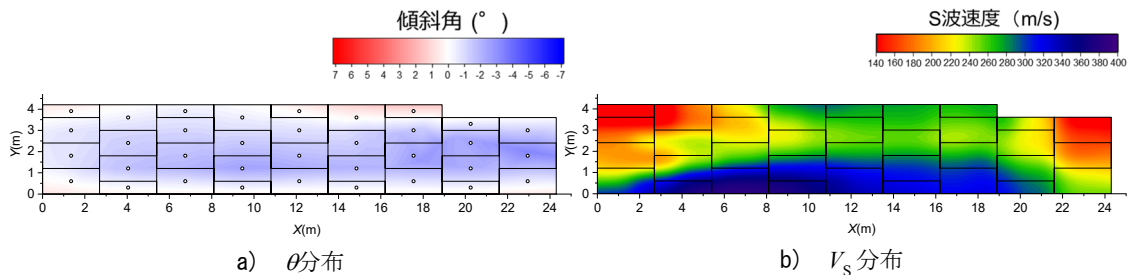


図2-9 A地点における θ および V_s 分布

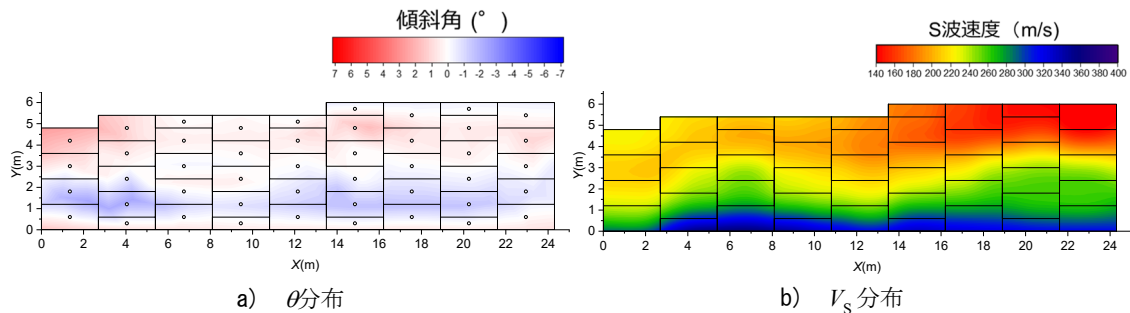


図2-10 C地点における θ および V_s 分布

2.1.5 調査箇所⑤

写真 2-6a), b) は調査箇所⑤の補強土壁の全景と表面波探査の測線の状況および変状の状況を示している。当該補強土壁では鋼製の帯状補強材が用いられており、最大壁高 7.8、延長 57.9m、壁面寸法 $1.2 \times 2.7\text{m}$ で河川・海岸平野堆積物の上に構築されている。壁面パネルには目視によって判断できる明確なクラックなどは確認できなかった。しかし、壁高 2.4m（地面から 1.8m）の付近で壁面パネルが「く」の字状に大きく前方へはらみ出していることが確認できる（写真 2-6b）参照）。 θ の計測については補強土壁下部から 3 枚目のパネルまでを対象として実施した。



a) 補強土壁の全景



b) 変状の様子

写真 2-6 調査箇所⑤の全景と変状の状況

図 2-11 にそれぞれ当該補強土壁で計測した θ および V_s 分布を示す。 θ の分布に着目すると、仰角と俯角の境界は壁高 2.4m 付近で確認することができる。特に $X = 6.7 \sim 20.2\text{m}$ の範囲で壁面パネルが大きく前方へはらみ出しており、 $X = 18.8\text{m}$, $Y = 1.8\text{m}$ の壁面パネルについては傾斜角の最大値 $\theta_{\max} = -7.8^\circ$ （俯角）を計測した。

V_s 分布に着目すると、 $Y = 1.8\text{m}$ の高さにおいて、 $X = 9.4 \sim 14.8\text{m}$ の範囲で $V_s = 300\text{m/s}$ 以上、 $X = 20.2 \sim 34.0\text{m}$ の範囲で $V_s = 250\text{m/s}$ 以下と、天端からの深さがほぼ同じであるにもかかわらず V_s が大きく違った値を示している。これは盛土材料の転圧に伴い、壁面に作用する土圧が補強材の引抜抵抗を上回り、これによって壁面パネルが前方に押し出されたと思われる。また、 $Y = 3.6\text{m}$ より下部では、深さの増加に伴い必ずしも V_s が増加せず、 V_s のバラツキが大きくなっている。

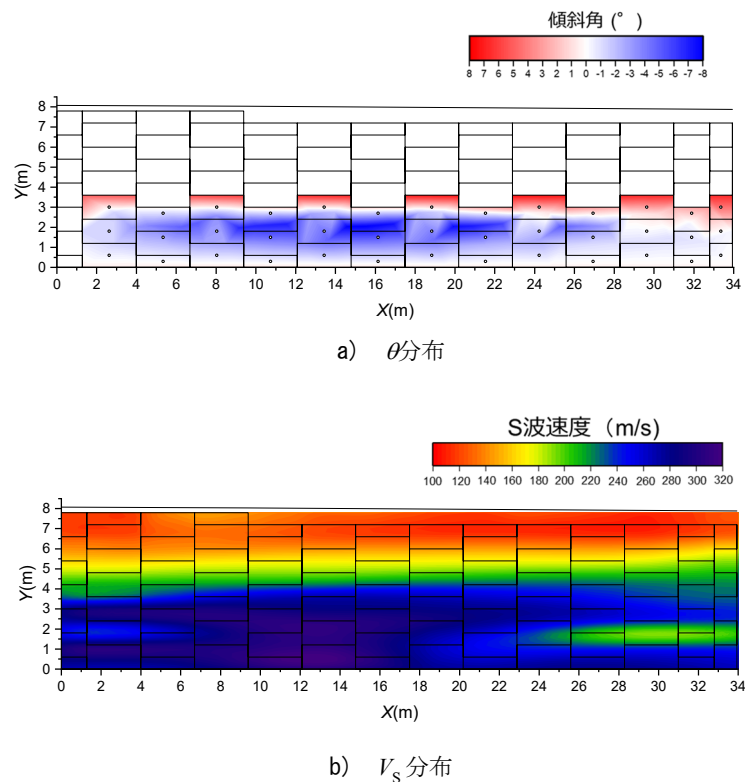


図 2-11 調査箇所⑤における θ および V_s 分布

2.1.6 調査箇所⑥

写真 2-7 は調査箇所⑥の補強土壁の全景と表面波探査の測線の状況を示している。当該補強土壁では鋼製の帯状補強材が用いられており、最大壁高 7.5m、延長約 30m、壁面寸法 1.5×1.5m、笠コンクリート厚約 0.3~1.05m である。2010 年に竣工した当該補強土壁は道路盛土に腹付けされている。現地踏査では、壁面パネルには隅角部での圧縮破壊などの損傷や変状は確認できなかった。また、笠コンクリートにおいても目立ったクラックなども無く、現在、供用中に歩道および道路ともに有害な沈下は確認されていない。

図 2-12 にそれぞれ当該補強土壁で計測した θ および V_s 分布を示す。 θ の傾向として、補強土壁上部の天端に近い壁面パネルでは $\theta=2^\circ$ 程度の仰角状態となっており、補強土壁下部の壁面パネルは $\theta=-3^\circ$ 程度の俯角状態であるため、壁面パネルの全体的な形状としては「く」の字状に変状している。 $X=9\text{m}$ 、 $Y=1.5\text{m}$ の壁面パネルについては傾斜角の最大値 $\theta_{\max}=-3.5^\circ$ （俯角）を計測した。 V_s 分布に着目すると補強土壁の上部から下部に向かって V_s が増加する傾向にある。また、 V_s の局所的な低下領域など確認できず比較的一様な状態にある。



写真 2-7 調査箇所⑥の全景と表面波探査の測線

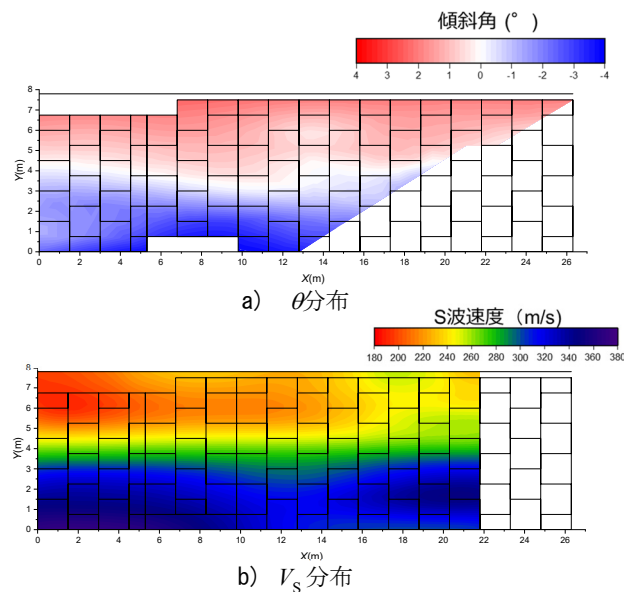


図 2-12 調査箇所⑥における θ および V_s 分布

2.2 表面波探査の結果を用いた補強土壁の健全性評価指標の提案

2.2.1 深度方向における V_s の比較

図 2-13 は、各調査箇所における補強土壁領域内の V_s の測線方向の平均値である $V_{s,xa}$ と補強土壁の天端を 0 とした時の深度の平均値 z_{ave} の関係である。ここで既往の研究成果として、細粒分質礫質砂に対して実施した室内土質試験から V_s は、拘束圧の大小によって増減することが報告されている⁴⁾。また、原位置における V_s の簡易な推定式として深度をパラメータとした経験式が提案されている⁵⁾。このようなことから、 V_s は基本的には深度（上載圧）とともに増加するパラメータである。調査箇所①～③、および⑤、⑥では、 $V_{s,ave}$ は概ね深度とともに増加する傾向にある。なお、調査箇所②では先述したように補強土壁の周囲が水田であることから地下水位が高く、補強土壁領域内の含水比が高い状態にあるため、 $z_{ave} = 3\text{m}$ 程度で V_s がやや低下していると予想される。また、調査箇所⑥において、天端付近で V_s がやや増加しているが、これは、天端に防護柵の基礎ブロックが埋設されているため、防護柵を構築する際の再転圧によって、 V_s が増加していると予想される。一方で、壁面パネルの変状が顕著であった。調査箇所④では、 $z_{ave} = 1.5$ 程度で他の結果と比較して明瞭に $V_{s,xa}$ が低下していることが分かる。この結果から、補強土壁の変状程度と深度方向の V_s 分布には関連性があり、定期的に深度方向の V_s の変化を計測して比較することで、補強土壁の経時的な性能の変化を把握できる可能性がある。

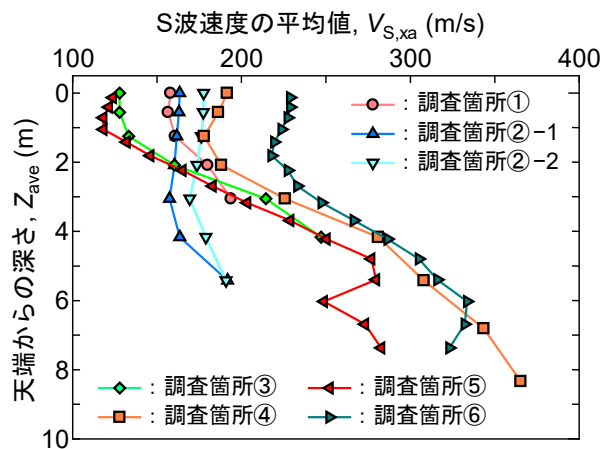
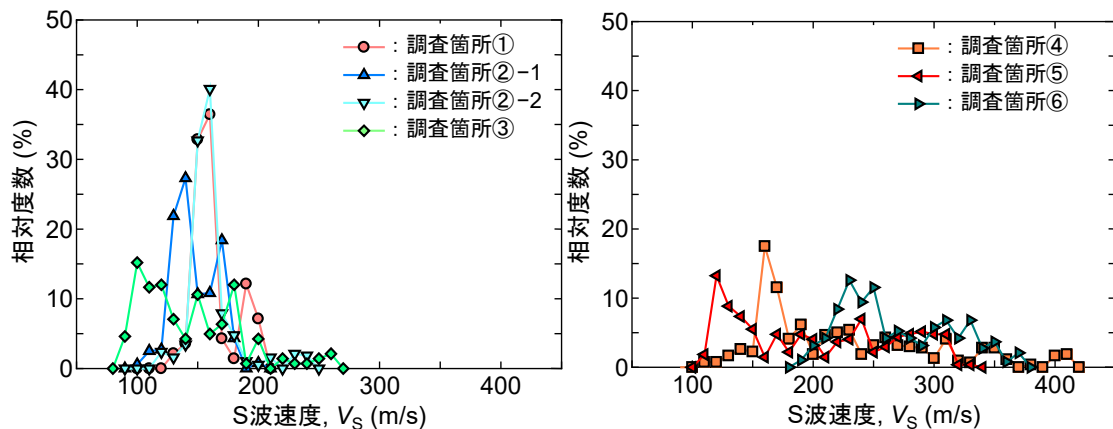


図 2-13 深度方向における V_s の比較

2.2.2 補強土壁内における V_s の頻度分布

図 2-14 は各調査箇所における補強土壁内の V_s の頻度分布を比較したものである。比較的 θ が小さく、損傷度が低いと考えられる調査箇所①と②では、特定の V_s で相対度数が顕著に大きく、 V_s は概ね正規分布の形状を呈している。一方、壁面パネル境界部からの植生が繁茂し、壁面パネルや笠コンクリートにクラックが発生していた調査箇所③では、 $V_s = 100\text{m/s}$ で相対度数にピークは確認できるものの、相対度数は調査箇所①、②と比較すると小さい。また、 V_s の最大値と最小値の差が大きく、正規分布の形状ではないことがわかる。さらに施工管理値を超える変状が発生した調査箇所④では、他の調査箇所と比較して壁高が高く、上載圧が大きいため $V_s = 300\text{m/s}$ 以上の結果が計測されているものの、 V_s の相対度数のピークは $V_s = 160\text{m/s}$ であり、調査箇所①、②とは相対度数の傾向が異なり、正規分布の形状とはなっていない。また同様に壁面パネル傾斜角が大きかった調査箇所⑤においても、 V_s の最大値と最小値の差が大きく、正規分布の形状を呈していない。この結果から、竣工直後の補強土壁や、経年後も壁面パネルの変位が少ない健全性が高い補強土壁では、 V_s のばらつきは正規分布に近く、 V_s の最大値と最小値の差が比較的小さい状態にあると考えられる。一方、施工時の転圧不良等による初期不良や竣工後の外力の作用によって変状が発生した補強土壁では、 V_s のばらつきは正規分布ではなく、 V_s の相対度数に複数のピークが存在する分布形状になっていると予想される。すなわち、補強土壁内における V_s の頻度分布形状の変化を定期的に把握することで補強土壁の健全性を客観的に判断できる可能性がある。

図 2-14 V_s の頻度分布

2.2.3 補強土壁の損傷程度を評価可能なパラメータ

図2-15は各調査箇所および試験補強土壁における補強土壁の深度および延長方向の V_s の平均値 $V_{s,ta}$ を V_s の最大値 $V_{s,max}$ で除したパラメータである $V_{s,ta} / V_{s,max}$ と θ_{max} の関係を示している。図2-13に示したように補強土壁内の $V_{s,max}$ は、上載圧の影響によって補強土壁の下部で計測される。この補強土壁下部における $V_{s,max}$ は壁面パネルの変状等が発生して補強土壁の健全性が低下したとしても、上部の補強土壁全体の重量の変化は小さいため、 $V_{s,max}$ の変化も小さいと予想される。すなわち、 $V_{s,max}$ は竣工直後からの補強土壁の状態を評価可能なパラメータの一つであると解釈することができる。一方、 $V_{s,ta}$ は補強土壁に変状が発生し、 V_s の局所的な低下領域が発生した場合には相対的に低下するパラメータだと考えられる。このようなことから、 $V_{s,ta} / V_{s,max}$ は健全な補強土壁ほど大きな値となり、変状の程度に応じて低下するパラメータだと解釈できる。ここで、図2-15を見ると、 θ_{max} が小さいほど $V_{s,ta} / V_{s,max}$ は大きい傾向にある。すなわち、壁面傾斜角が小さい健全な補強土壁では $V_{s,ta} / V_{s,max}$ は大きい値を示すことがわかる。また、試験補強土壁については後述するが、凍上性が高い細粒分を多く含む盛土材料の補強土壁（ケースA）では、 $V_{s,ta} / V_{s,max}$ が経時的に低下している。その一方で、良質な盛土材料の補強土壁（ケースB）ではパラメータの変化量は

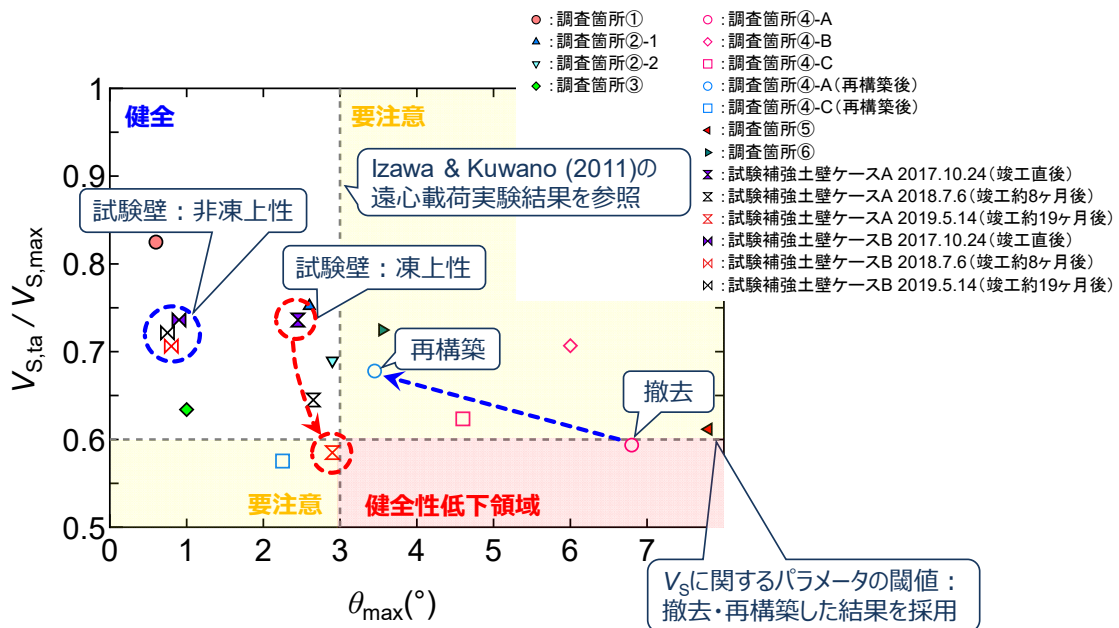


図2-15 $V_{s,ta} / V_{s,max}$ と θ_{max} の関係

小さい。このことから、 $V_{S,ta}/V_{S,max}$ によって補強土壁の変状の進行に伴う健全性の変化を間接的に表すことができる可能性がある。

ここで Izawa&Kuвано²⁾は、補強土壁模型に対する遠心載荷実験において、壁面傾斜角が 3° を超えると裏込め土ですべり線が発生していたと報告している。この結果をもとに壁面傾斜角 3° を θ_{max} の閾値とし、 $V_{S,ta}/V_{S,max}$ については撤去・再構築を行った調査箇所④-A が最も健全性が低いと考えて、仮定的に 0.6 を境界として健全性の閾値を設定した。この境界値を基準にすると、図 2-15 における左上の領域 ($\theta_{max} = 3^\circ$ 以下, $V_{S,ta}/V_{S,max} = 0.6$ 以上) では、目視での壁面パネルの状態が良好であり、 $\theta_{max} = 3^\circ$ 以下であるため裏込め土の滑りなどは発生していないと解釈でき、この領域の補強土壁の健全性は良好と言える。一方で、右下の領域 ($\theta_{max} = 3^\circ$ 以上, $V_{S,ta}/V_{S,max} = 0.6$ 以下) 付近に位置する補強土壁 (調査箇所④-A, ⑤) では撤去・再構築を実施済み、また何らかの対策工が検討されており、この領域にある補強土壁の健全性は低いと判断できる。なお、撤去・再構築を実施した調査箇所④-A については、再構築後には $V_{S,ta}/V_{S,max}$ は上昇して θ_{max} は低下しており、対策効果を反映している。右上の領域 ($\theta_{max} = 3^\circ$ 以上, $V_{S,ta}/V_{S,max} = 0.6$ 以上) に位置する補強土壁については、壁面パネルの変状は進行しており、今後、裏込め土内の性状変化 ($V_{S,ta}/V_{S,max}$ の低下) が予想され、この領域の補強土壁については要注意や要監視の対象になると言える。左下の領域 ($\theta_{max} = 3^\circ$ 以下, $V_{S,ta}/V_{S,max} = 0.6$ 以下) については、壁面パネルの変状は発生していないものの裏込め土内の飽和度上昇等によって $V_{S,ta}/V_{S,max}$ が低下した状態の裏込め土の強度は低下している可能性があり、壁面パネルの変状の発生が予想されるため、この領域についても要注意や要監視の対象になると言える。以上より、これらのパラメータ ($V_{S,ta}/V_{S,max} \sim \theta_{max}$) は、既設補強土壁の健全性評価を判断できる 1 次スクリーニングの有効な指標であり、表面波探査を補強土壁に対して定期的に実施することで、長期的な維持管理に有効であると考えられる。

2.3 物性が異なる盛土材料で構築した試験補強土壁の概要

写真 2-8 は構築した実物大帯鋼補強土壁（以下、試験補強土壁とする）の施工過程を示したものである。また、図 2-16 は写真 2-8f) の A-A 断面における補強土壁の寸法や計測機器の設置箇所等についてまとめた概略図である。また、図 2-17 および図 2-18 は、それぞれ使用した 2 種類の盛土材の粒度分布と締固め曲線の比較である。ケース A は盛土材として細粒分質礫質砂(SFG)に分類される凍上性が高い土、ケース B は礫まじり砂(S-G)に分類される凍上性が低い土を使用している。また、実物大補強土壁は、2016 年から北見工業大学が北見市から借り受けている旧北見競馬場（約 300ha）を実験フィールドとして運用しているオホーツク地域創生研究パークに構築した。試験補強土壁の壁面パネルは $1.5 \times 1.5 \times 0.14\text{m}$ のコンクリートスキン、補強材は $0.06 \times 4.5 \sim 5.5 \times 0.004\text{m}$ の帯状の鋼板を使用している（写真 2-8b)）。最上段の壁面パネルには 6 本、他の壁面パネルには 4 本の補強材が取り付けられている。各ケースともパネルを 1 段並べた後に、仕上がり厚が 0.25m となるように補強材を敷設する高さまで転圧を行い、補強材を敷設した（写真 2-8c)）。この作業を繰り返し、高さ $6\text{m} \times$ 延長約 34m の補強土壁を構築した。なお、天端には笠コンクリートは打設していない。また、各ケース間は幅約 1m の緩衝域を設けることで仕切られている（写真 2-8f)）。図 2-16 に示すように、補強土壁内等には温度計測用の熱電対が配置されていることに加えて、凍結線の形状を把握するためのメチレンブルー凍結深度計を配置している。各ケースともに壁面パネル 1~4 段目の上部には荷重計と連結し、ひずみゲージを貼り付けた補強材を、さらにその周辺には土壌水分センサーを配置し、2~4 段目の壁面パネルには土圧計を配置している。



写真 2-8 試験補強土壁の施工状況

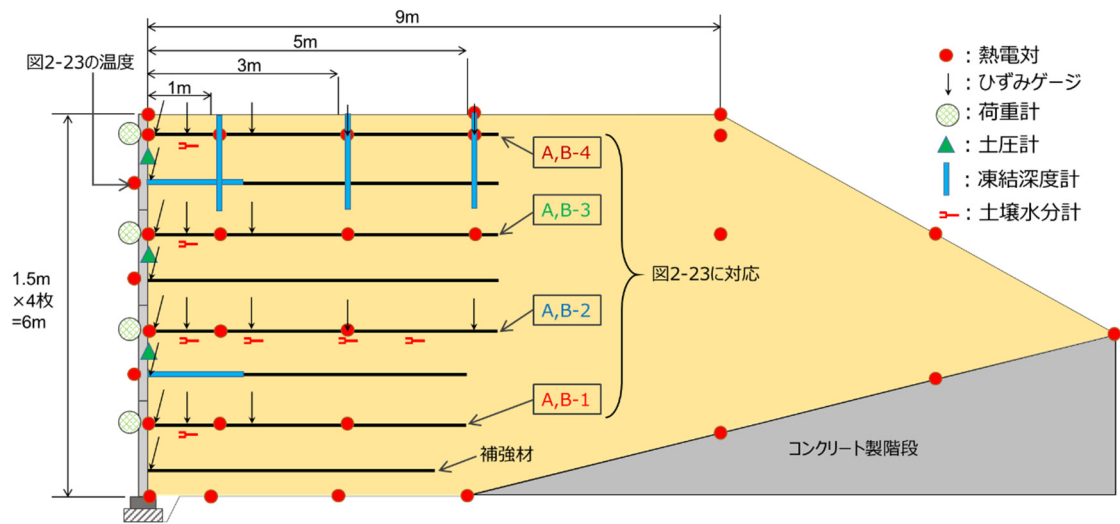


図 2-16 試験補強土壁断面図および計測機器配置図

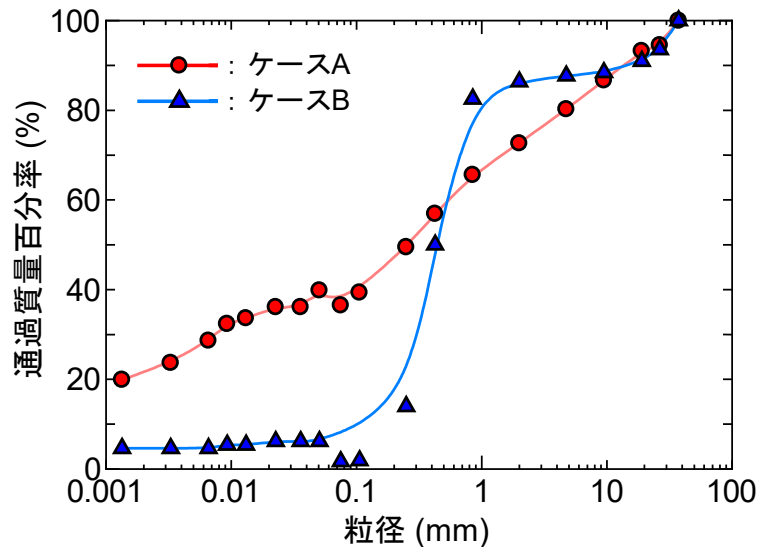


図 2-17 盛土材料の粒度分布

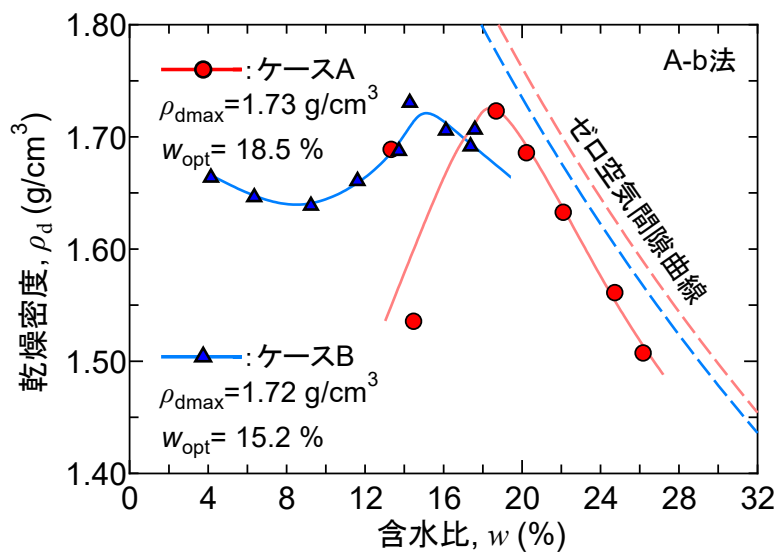


図 2-18 盛土材料の締固め曲線

図 2-19a), b) はそれぞれ RI 計測⁷⁾から得られた補強領域内の乾燥密度 ρ_d , 含水比 w の分布を示している。RI 計測は補強土壁施工時の壁高 1m 間隔で横断方向 9 地点にて実施した。凍上性の高い盛土材で構成されているケース A は、ケース B よりも ρ_d のバラツキが大きく、 $Y = 2 \sim 4\text{m}$ 程度の壁面パネル背面では ρ_d の低下領域が確認できる。一方で、ケース B では補強領域の中央部で ρ_d が大きいものの、壁面パネル背面での ρ_d の極端な低下領域は確認できない。 w については、ケース A では補強領域の下部ではやや含水比が低い。ケース B では、含水比が高い領域と低い領域が互層状態となっているものの、その差は 2%程度である。なお、ケース A では 54 測点数の平均値が、 $\rho_d = 1.43\text{g/cm}^3$, $w = 23.1\%$ であり、 $D_c = 83.1\%$ であった。ケース B では、 $\rho_d = 1.47\text{g/cm}^3$, $w = 5.5\%$ であり、 $D_c = 85.0\%$ であった。ケース A での ρ_d は $1.2 \sim 1.6\text{g/cm}^3$ 程度の範囲、ケース B では $1.3 \sim 1.6\text{g/cm}^3$ 程度の範囲で分布しており、盛土材料の違いに伴う、 ρ_d (D_c) の違いが明確に確認できる。 w においても、ケース A では $18 \sim 28\%$ 程度の範囲、ケース B では $3 \sim 8\%$ 程度の範囲で分布していることから、ケース A ではケース B と比較して、補強領域の ρ_d および w はバラつきが大きいことが確認できる。なお、両ケースともに D_c は現行の設計マニュアル⁸⁾での施工管理基準値 ($D_c > 95.0\%$) を下回っている。

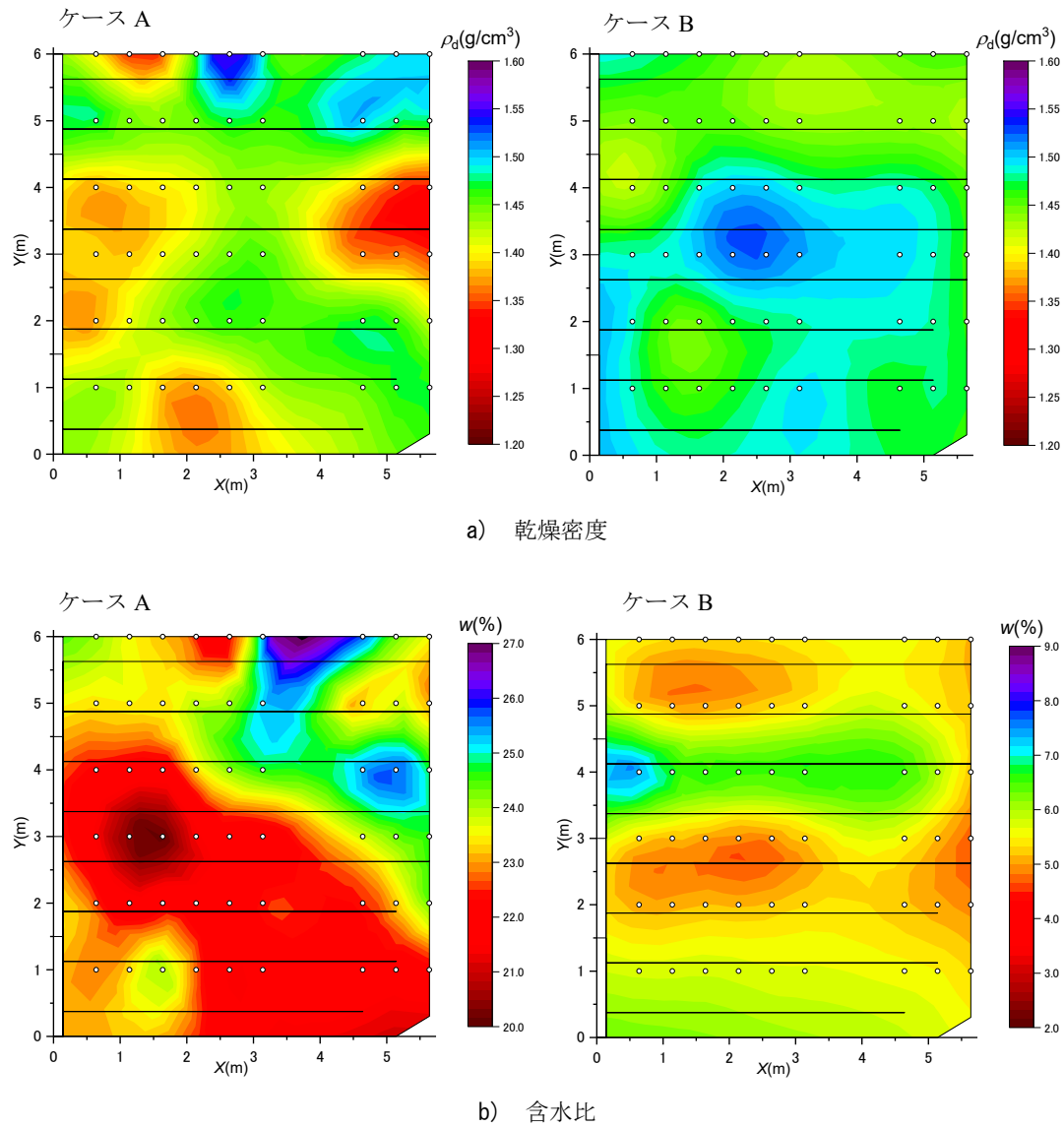


図 2-19 RI 計測から推定した各状態量の分布状況

2.4 現地計測結果および考察

2.4.1 裏込め土の凍結状況，壁面変位

図 2-20 および図 2-21 はそれぞれケース A およびケース B における補強土壁横断面での凍結線 (a)，初冬期 (2017 年 11 月) を初期値とした壁面変位量 (b) の推移を示している．壁面変位は定期的にトータルステーションで実施した水平変位の推移である．また，凍結線は，凍結深度計で推定した 0°C 線の推移である．なお，凍結線の推移において，ケース A の凍結深度計は盛土材の圧縮沈下により観測期間中に破損したため，構築後の 1 シーズン目 (2017 - 2018 年) の代表的な結果のみ示す．

凍結線の推移を見ると，ケース A (図 2-20a) および B (図 2-21a) とともに，壁面パネル前方および裏込め土の天端から寒気が侵入するため，凍結線は壁面パネルと裏込め土に平行な形状を呈する．一方で，過去に報告されているように最上段の壁面パネルでは壁面パネルと裏込め土の両方向から寒気が侵入するため，凍結線は平行とはならず^{9),10)}，凍結深さは壁面パネルから最大で 1.3m 程度にまで到達している．

壁面パネルの水平変位の推移については，ケース A では 2017 年 11 月の段階で壁面パネルが全体的に前方へ変位していたが，施工管理値である壁高の 3% (0.03Y) には達していないことを確認している．この原因は図 2-20a) に示したように壁面パネル近傍の裏込め土において局所的に ρ_a の低下箇所があったためと予想される．ケース A では凍結線の裏込め土への進行に伴い，前方への壁面パネルの水平変位が増加していることがわかる．

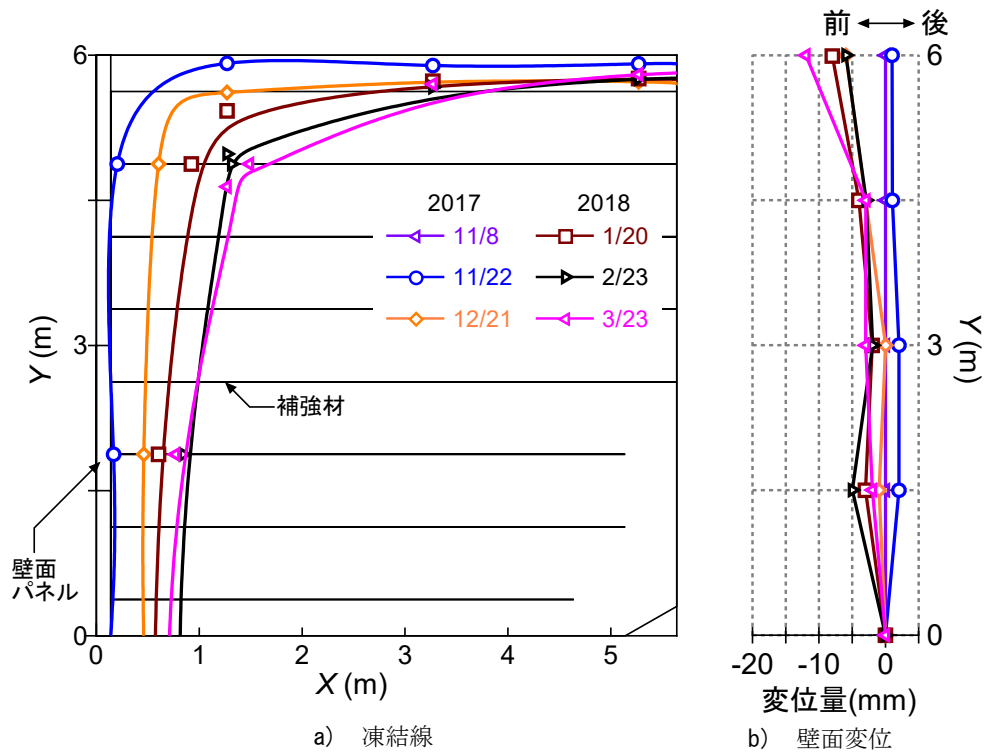


図 2-20 ケース A における壁面変位，凍結線の変化

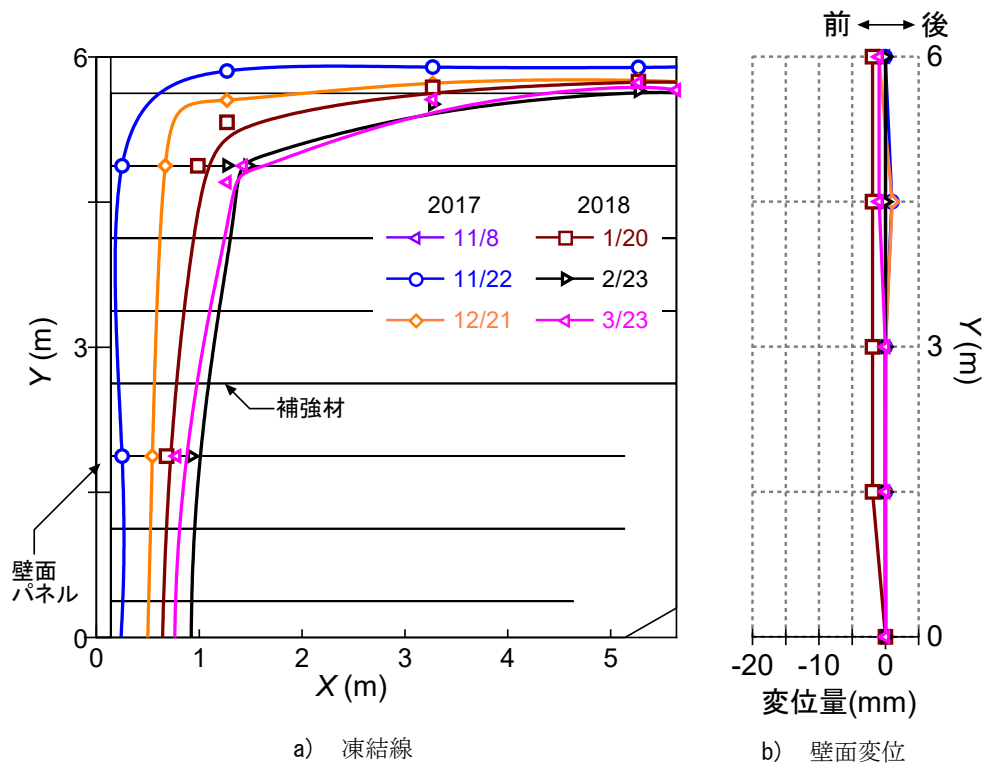


図 2-21 ケース B における壁面変位，凍結線の変化

図 2-22 に初冬期（2017 年 11 月）を初期値とした壁面変位量の経時変化を示す。これは盛土材の凍結・融解による壁面変位の状況を示しており、壁面が前方へ変位している状態を負と定義した。ケース A では時間の経過に伴い、いずれの壁面パネルも前方に変位していることがわかる。特に、最上段の壁面パネル（A-4）が最大で約 30mm 前方に変位している。これは土被り圧が小さいために補強材に作用する拘束圧が小さいため、盛土材の凍結・融解により補強材が引抜かれ変位が卓越したと考えられる。このような事象は、融雪期（3 月下旬～4 月上旬）において、壁面パネルの前方変位が卓越していた（図 2-20）。このことから、壁面パネルが脱落した事例は融雪期に発生することを裏付けたと考えられる。一方、ケース B では、凍結線はケース A と同様の位置（図 2-20a）にありながらも、壁面パネルの前方への水平変位（図 2-21a）は計測されていない。また、ケース A と同様に最上段の壁面パネル（B-4）では、前方への変位が見られるが、最大で約 15mm とケース A に比べ小さい変位である。加えて、1～3 段目（B-1～B-3）の壁面パネルにおける大きな壁面変位は確認されていない。

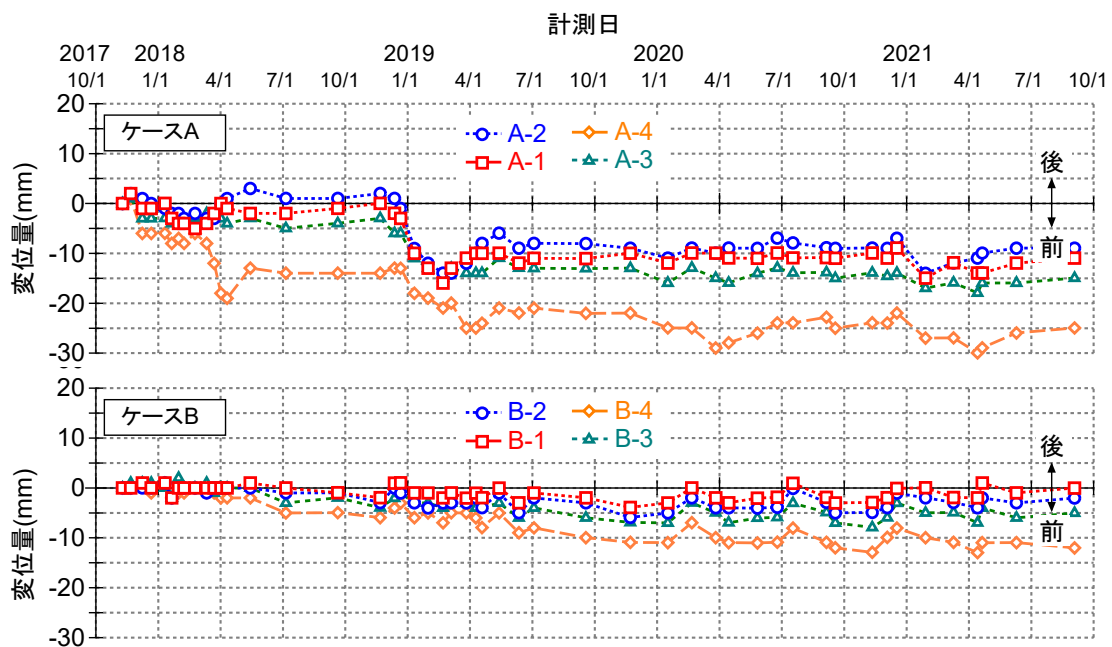


図 2-22 初冬期（2017 年 11 月）を初期値とした壁面変位の経時変化

2.4.2 補強材への作用力

図 2-23 は、壁面パネルに設置した熱電対による外気温の代表的なデータと、壁面パネル各段の補強材に連結した荷重計の計測値をケースごとに比較したものである。荷重計の初期値は施工中に取得しているため、図 2-23 に示している荷重は補強材への作用力を表している（正が圧縮、負が引張）。

ケース A では外気温の低下に伴って壁面に凍上圧が作用し、補強材に引張力が作用しているが、その中でも拘束圧が大きい壁面パネル 1, 2 段目の補強材 (A-1, A-2) に大きな引張力が作用していることが分かる。凍上に伴い発生する凍上圧の作用方向は凍結線に垂直となるため、図 2-20a) に示した凍結線が比較的壁面パネルと平行である補強土壁下部の壁面パネルにおいて引張力が大きくなったと考えられる。特に上載圧（拘束圧）が大きい壁面パネル 1 段目の A-1 では、2021 年 2 月において最大で約 45.4kN の引張力が作用した。本研究で使用了補強材の許容応力度³⁾を荷重に換算すると 44.4kN であることを踏まえると、過緊張状態にあったと考えられる。なお、この過緊張状態は観測期間中の降雨時やそれに伴う裏込め土内の水位上昇時には発生しないことを確認している。また、今回用いた荷重計の計測手法を考えると局所的には計測した値を超える引張力が補強材に作用している可能性も否定できない。引張力の作用が小さい壁面パネル 3, 4 段目の補強材 (A-3, A-4) では、土被り圧が小さいために補強材に作用する拘束圧が小さく、これによって補強材の引抜き抵抗力が小さくなり、補強材が引抜かれたために壁面パネルが前方へ変位（図 2-22）し、過大な引張力が発生していなかったと予想される。一方でケース B では、凍上性が低い盛土材を使用しているため裏込め土の凍上による体積変化は極めて小さい。このことから、補強材が引抜けるような凍上圧の発生量は小さく、補強材に過度な引張力が作用しなかったと考えられる。

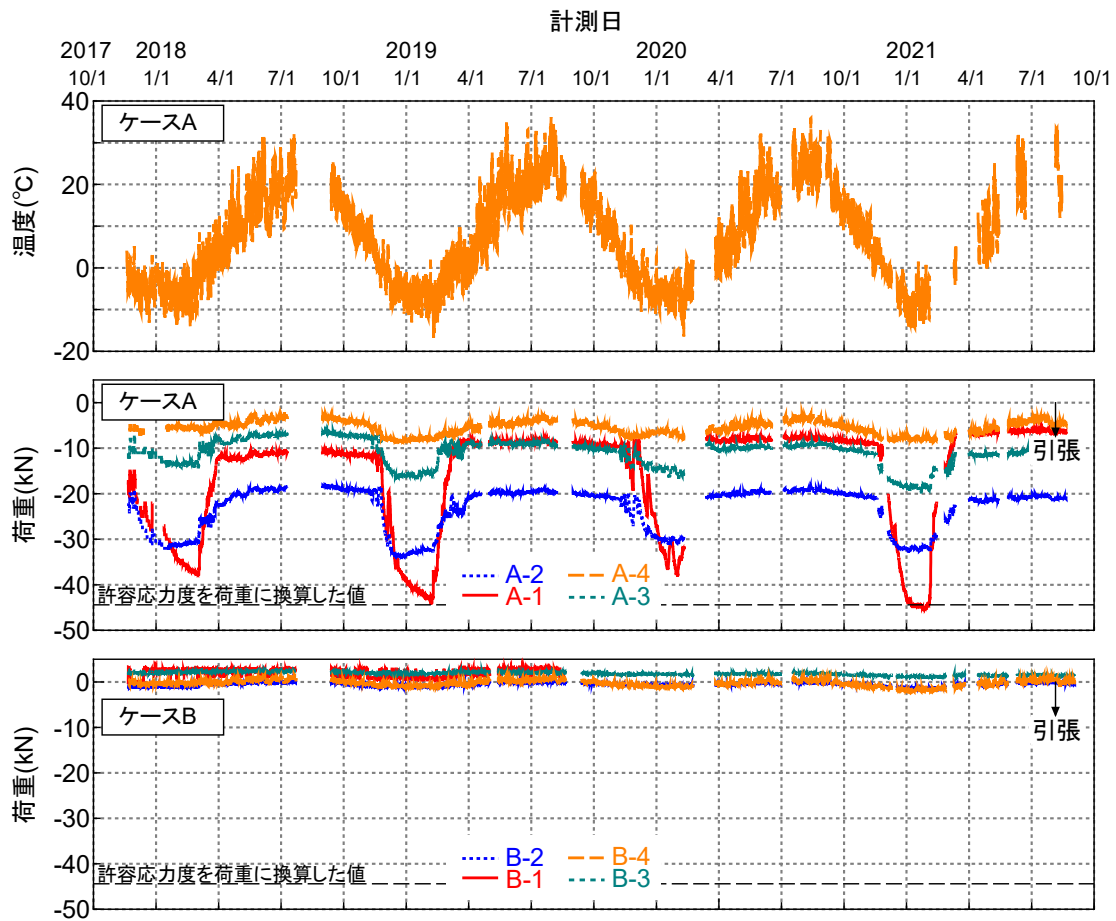


図 2-23 外気温と補強材への作用力の経時変化

4.2.3 補強材連結部の破断形態に対する考察

写真 2-9 は凍上によって変状したと考えられている 2 つの事例¹¹⁾であるが、壁面パネルと補強材の連結部付近で破断が発生し、壁面パネルが脱落している。帯鋼補強土壁工法では、1 枚の壁面パネルに複数本の帯状補強材が接続されており、万が一壁面パネルに凍上力が作用した際には補強材連結部周辺に作用した凍上力が補強材に集中し、比較的大きな力が補強材に作用することが予想される。したがって、本研究で計測した補強材への作用力がどの破断形態の破断強度に相当するか検討した。

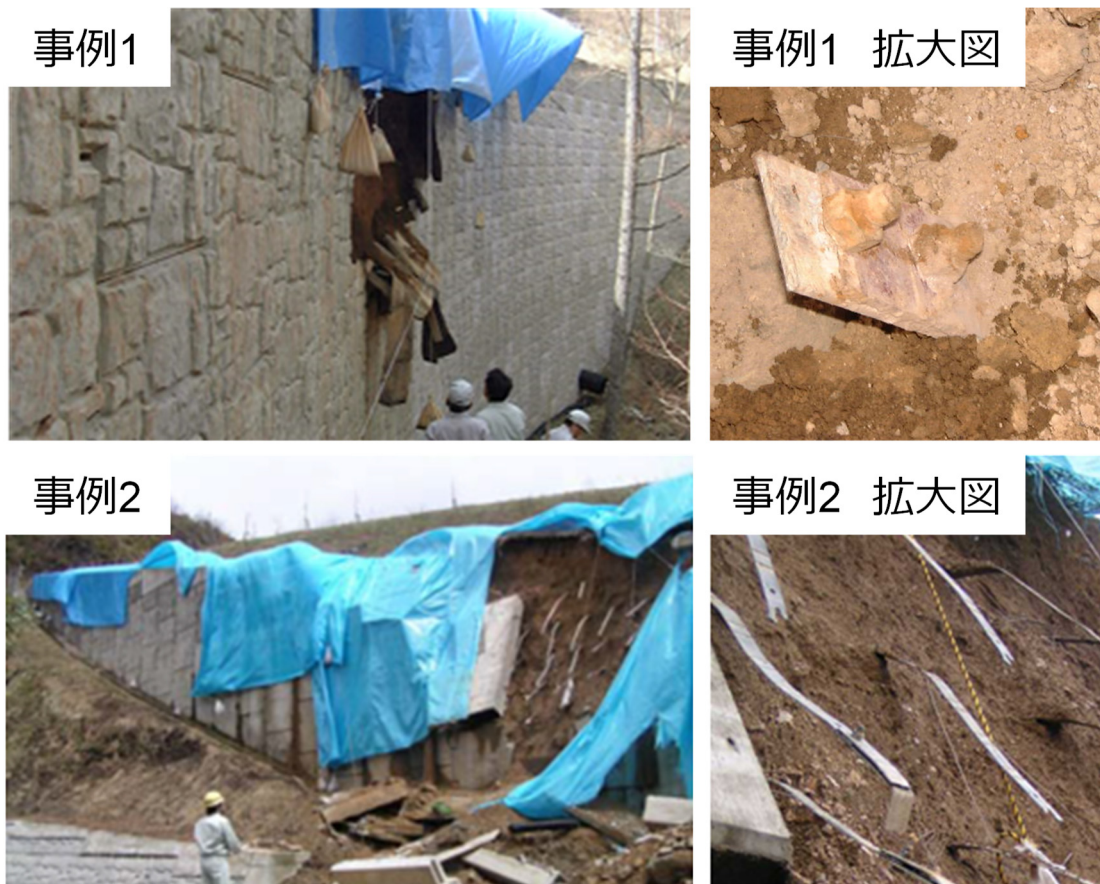


写真 2-9 凍上による帯鋼補強土壁の変状事例⁶⁾

図 2-24 は補強材連結部周辺の破断形態を示している。計測した作用力は荷重計による結果のため、各破断形態の許容応力度および降伏点、破断強度は荷重に換算して耐力を評価した。

表 2-1 に各破断形態における許容応力度および降伏点、破断強度の荷重を示している。計測された荷重計の最大値は 45.4kN であり、いずれの破断形態に対しても許容応力度を荷重に換算した値を超える結果となっているが、へりあき破断およびはしぬけ破断の降伏点を上回る荷重には至っていない。ボルト軸破断における降伏点においては、32.4kN と計測された最大値を下回っている。しかし、補強材連結部はボルト二本で連結しているため、補強材に作用している荷重がボルト二本に対して均等に分散して作用していると仮定すると、ボルト一本当たりには 22.7kN の荷重が作用していることとなり、この破断形態についても降伏点に至っていないと考えられる。図 2-23 に示したように凍結期に大きな引張力が確認されて、その後の融雪期には引張力が減少していることも考慮すると、試験補強土壁における補強材は弾性領域を超えていないと判断できる。

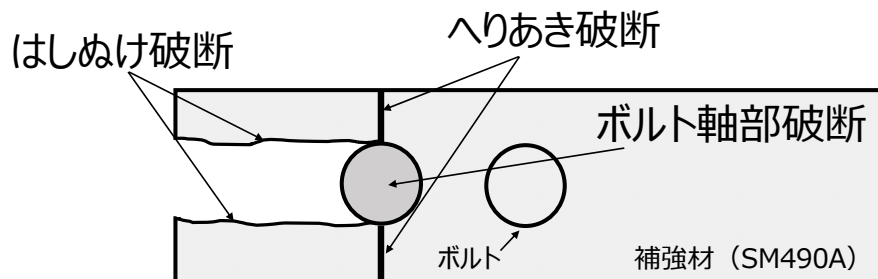


図 2-24 補強材連結部の破断形態

表 2-1 破断形態における各応力度を荷重に換算した値

	許容応力度	降伏点	破断強度
へりあき破断	34.0 kN	59.8 kN	90.2 kN
はしぬけ破断	37.0 kN	65.0 kN	98.0 kN
ボルト軸部破断	10.1 kN	32.4 kN	40.5 kN

次に表 2-2 は補強材の経年劣化として腐食しろを考慮して、補強材の厚さを 1mm 低下させた断面積による、へりあき破断およびはしぬけ破断に対する許容応力度および降伏点、破断強度の荷重を示す。本検討におけるへりあき破断の降伏点は 44.9kN と本研究で計測された最大値 45.4kN を下回る結果が得られた。補強材連結部への作用力が降伏点を超え塑性領域に達すると、補強材に延びが発生して断面積が減少することで破断強度が低下すると推察される。既往の研究¹¹⁾によると、実補強土壁において壁面パネルの脱落は構築されてから数年後に発生していることから、毎シーズン作用する壁面への凍上圧によって補強材連結部が経年劣化し、それに伴い補強材連結部の破断強度が低下することで、破断に至ったと考えられる。今回の試験補強補強土壁で使用した補強材の規格は SM490A であり、引張り強さが大きい。一方で、旧規格である SS400 を使用している既設補強土壁では SM490A よりも補強材の破断強度が小さくなる。このため、旧規格の補強材が敷設されて、さらに凍上性が高い盛土材料が使用されている場合には補強材の破断による壁面パネル脱落の可能性が高くなることは容易に想像できる。したがって、補強土壁の施工時期(旧規格による設計マニュアル)と裏込め土の凍上性を調べることで、積雪寒冷環境において変状の可能性が高い帯鋼補強土壁を抽出できると言える。

表 2-2 腐食しろを考慮して破断形態における各応力度を荷重に換算した値

	許容応力度	降伏点	破断強度
へりあき破断	25.5 kN	44.9 kN	67.6 kN
はしぬけ破断	27.5 kN	48.8 kN	73.5 kN

2.4.4 表面波探査結果の経時変化

図 2-25 は 2017 年 10 月 24 日（竣工直後）における試験補強土壁の表面波探査から取得した V_s および壁面パネル傾斜角 θ の分布を示したものである。 V_s 分布を見ると、どちらのケースも補強土壁の上部から下部に向かって V_s が増加する傾向にある。しかし、 ρ_a および w の分布がバラついているケース A ではケース B に比べ表層（ $Y = 4 \sim 6\text{m}$ ）では相対的に V_s が低くなっていることが確認できる。 θ 分布に着目すると、ケース A では全体的な傾向として俯角状態となっている。ケース A における壁面パネル傾斜角の最大値 $\theta_{\max,A}$ は $X = 11.25\text{m}$ の箇所にあり、 $\theta_{\max,A} = 2.45^\circ$ であった。一方でケース B では、補強土壁上部で俯角状態、下部で仰角状態になっているものの、すべての箇所で θ は 1° 以内である。このことから、凍上性が高い盛土材を使用したケース A では壁面が変状していることを確認できるが、凍上性が低い盛土材を使用したケース B では、ほとんど変状が見られない。

図 2-26 は 2018 年 7 月 6 日（竣工約 8 ヶ月後）における V_s および壁面パネル傾斜角 θ の分布を示している。ケース A では、補強土壁下部（ $X = 8 \sim 12\text{m}$, $Y = 1 \sim 2\text{m}$ ）において局所的に V_s が低下していることが確認できる。さらに、 θ 分布に着目すると竣工直後の結果（図 2-25）に比べて V_s の低下領域では θ が増加していたことから、壁面パネルの傾斜角 θ と V_s 分布には関連性があると言える。

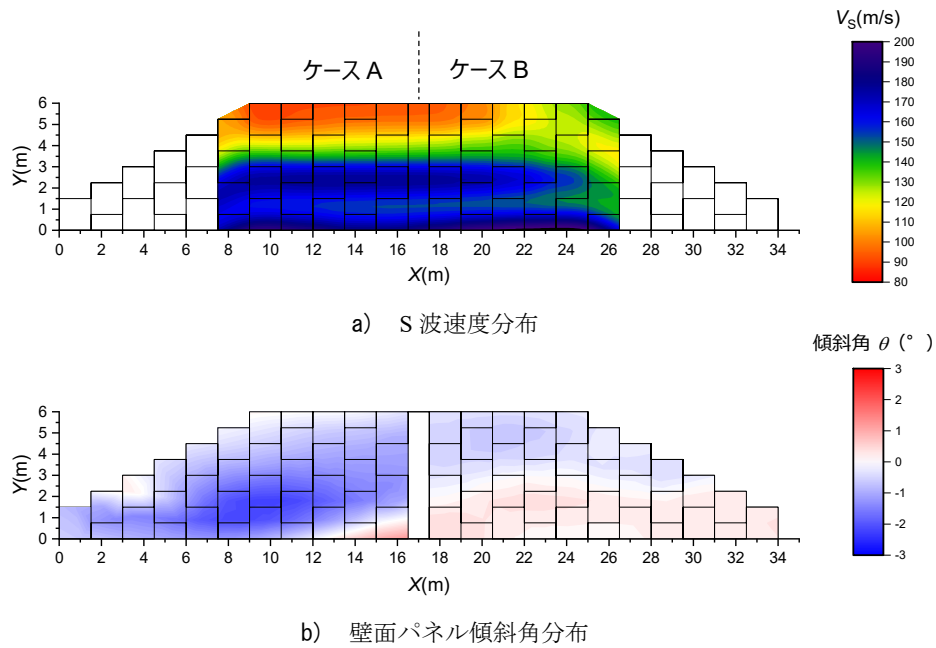


図 2-25 2017.10.24（竣工直後）における V_s および θ 分布の状況

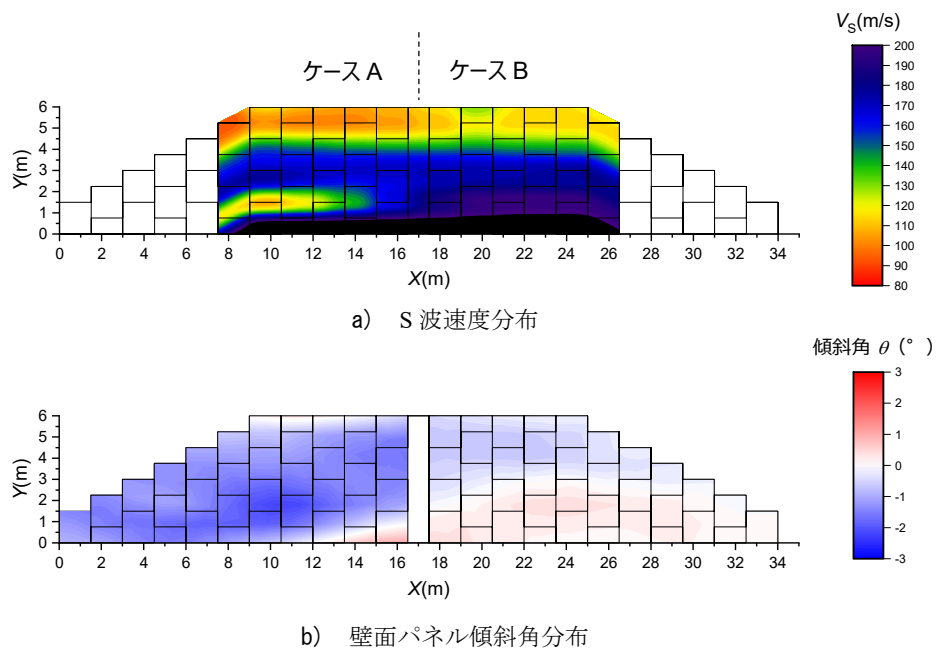


図 2-26 2018.7.6（竣工約 8 ヶ月後）における V_s および θ 分布の状況

図 2-27 は試験補強土壁の深度および延長方向の V_s の平均値 $V_{s,ta}$ と V_s の最大値 $V_{s,max}$ の経時変化および、第2章で提案した $V_{s,ta}$ を $V_{s,max}$ で除した $V_{s,ta} / V_{s,max}$ の経時変化を示している。 $V_{s,max}$ は $V_{s,ta}$ より常に大きく、変動幅が小さいことがわかる。すなわち、 $V_{s,ta}$ は変動幅が大きく補強土壁内の状態変化を捉えることが可能なパラメータであると言える。 $V_s = 300\text{m/s}$ 以上の計測結果については、凍結期に表面波探査を行った結果であり、地盤内に凍結領域があることにより V_s が大きくなったと考えられる。次に $V_{s,ta} / V_{s,max}$ の経時変化を見ると、ケース A では融雪時期において $V_{s,ta} / V_{s,max}$ が低下していることが確認された。これは融雪水の影響により含水比が増加している状態を表しており、補強土壁の健全性が低下している状態にあると解釈できる。 $V_{s,ta} / V_{s,max}$ が低下するタイミングにおいて、壁面パネルの水平変位が急激に進行していることも確認している（図 2-22）。このようなことから、 $V_{s,ta} / V_{s,max}$ を活用することで壁面パネルの変位と関連付けて健全性の低下を表現することが可能になると考えられる。

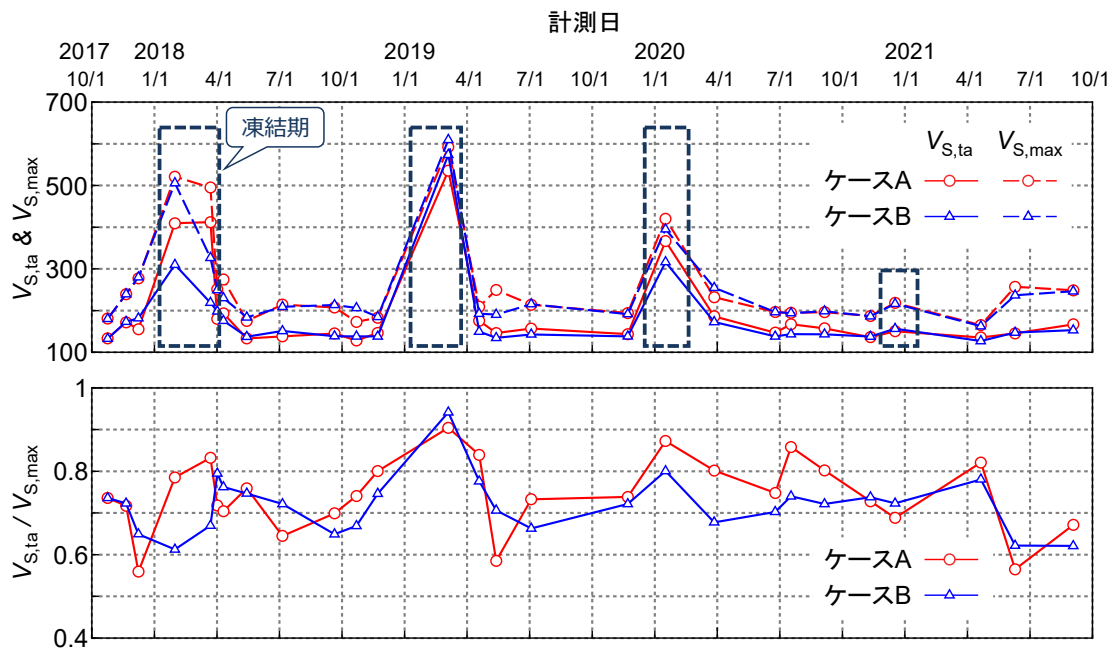


図 2-27 試験補強土壁における $V_{s,ta}$, $V_{s,max}$ および $V_{s,ta} / V_{s,max}$ の経時変化

2.5 補強土壁の温度計測システムを用いたモニタリング手法の提案¹²⁾

2.5.1 計測システムと調査箇所の概要

これまでの土中温度の観測は、温度センサとデータロガーが有線で結線されており、データの回収にはラップトップ PC などの端末をデータロガーへ接続して行う必要がある。このような手法では、高速道路のような場所では危険を伴う。また、積雪寒冷地では積雪によってデータロガーまでたどり着くことが困難である。さらに積雪寒冷地では温度変化が激しく、データロガーの電池の消耗が速い。このことから、データロガーから無線によって観測データを回収するとともに、電池を必要としないメンテナンスフリーの観測システムの構築が必要である。このような課題を解決するために Wireless Power Transfer (WPT)¹³⁾⁻¹⁶⁾に着目した。ワイヤレス電力伝送 (WPT) は広く商品化されている。特に携帯電話の充電器、定置型充電電気自動車 (EV) の WPT は急速に拡大している。WPT による鉄道用車両への電力供給¹⁷⁾や大規模なワイヤレスセンサーネットワーク (WSN) における無人航空機 (UAV) への電力伝送システムの適用性¹⁸⁾が研究されている。

本研究では、Wireless Power Transfer (WPT) technology による温度計測システムの開発に関する基本的な検討を行った。WPT による温度計測システムと従来のデータロガーによる温度計測システムの精度確認を供用中の自動車専用道と実物大試験補強土壁でデータ収集を行い、両者の整合性や積雪寒冷地での耐久性について検証した。

図 2-28 は本研究で試作した WPT による温度計測システムを示している。また、表 2-3, 4 は、図 2-28 中の遠隔温度計測ユニットとバッテリーレス温度センサユニットの主な性能を示している。試作したシステムは、バッテリーレス温度センサユニットと遠隔温度計測ユニットで構成される。試作の方針は、1)送電周波数は日本での早期事業化を考えて 920Mhz 帯を選定、2)バッテリーレスによるメンテナンスフリーの実現、3)微小マイクロ波電力での遠距離計測の実現である。マイクロ波電力については、バックスキタリング通信方式の採用¹⁹⁾、消費電力が小さい温度センサの採用、受信アンテナの高利得化、入力電力蓄電方式の採用について考慮した。温度センサユニットは通常、非動作状態にあるが、遠隔温度計測ユニットから送電されるマイクロ波電力を受電し、これを RF/DC 変換してコンデンサに蓄電する。コンデンサ電圧が規定の電圧に達すると計測変調制御回路に電力が投入され、温度センサユニットが活性化される。この活性化によって温度センサを起動して温度データを取得する。遠隔温度計測ユニットへの計測した温度データの伝送はバックスキタリング通信方法で行われる。すなわち、受電アンテナに付属する変調器を温度データが含まれる変調信号でアンテナをインピーダンス制御することで変調反射波を生成している。遠隔温度計測ユニットは受信アンテナで変調反射波を受信し、受信機で復調して温度データを得ている。

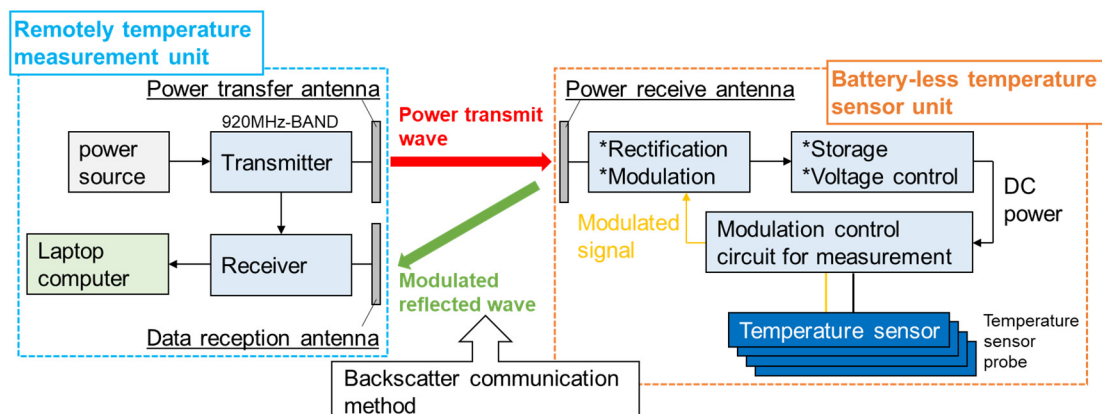


図 2-28 WPT による温度計測システムの概要

表 2-3 遠隔温度計測ユニットの性能

Item	Performance
Transmission frequency	929 MHz
Power transmission output	33 W
Antenna power	7.4 W (Attenuator /Sheath loss)
Power transmission antenna	Patch antenna, Circular polarized wave,4-element array
Transmission antenna gain	12.0 dBi
Reception detection method	Homodyne detection
Receive antenna	Patch antenna, Circular polarized wave
Receive antenna gain	6.19 dBi

表 2-4 バッテリーレス温度センサユニットの性能

Item	Performance
Transmission frequency	929 MHz
Power receiving antenna	Air layer patch antenna, Circular polarized wave
Receiving antenna gain	8.2 dBi
Rectification system	Half-wave type
Storage capacity	2000 μ F
Operating voltage	2.7 ~ 3.5 V
Communication method	Backscatter communication method
Modulation system	Binary phase-shift keying (BPSK)
Power transmission output	33 W
Antenna power	7.4 W (Attenuator /Sheath loss)

図 2-29 は本研究で作製した WPT 用の温度計測プローブを示している。この温度計測プローブに図 2-28 に示した WPT が適用された。表 2-5 は温度計測プローブに取り付けた温度センサの仕様を示している。温度センサはアナログ・デバイス社の ADT7410 が採用された。4 つの温度センサが直径 25mm の塩ビパイプに 333mm の間隔で取り付けられている。4 つの温度センサは、電気的には I2C インタフェースによって接続されている。計測変調制御基盤から最長位置のセンサまでは 8m の距離がある。この距離条件で通信に影響を与えることなく消費電力を最小になるようプルアップ抵抗を設定した。

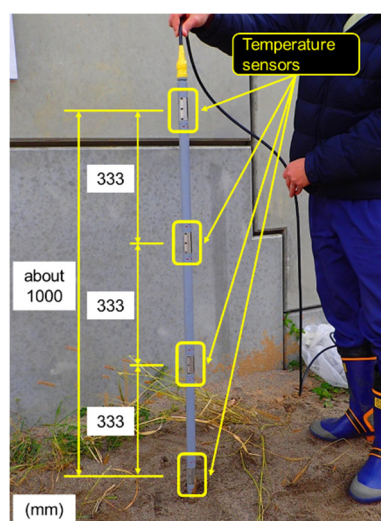


図 2-29 本研究で作製した温度計測プローブ

表 2-5 温度計測プローブに取り付けた温度センサの仕様

Item	Performance
Manufacturer	Analog Devices
Model number	ADT7410
Operating temperature range	-55 ~ 150 °C
Accuracy	± 0.5 °C (-40 ~ 105 °C)
Power source voltage	2.7 ~ 5.5 V
Consumed power	700 μW
Communication interface	I ² C

表 2-6 は、4 個の温度センサに対して 1 回の計測を行って測定した温度データを遠隔温度計測ユニットに伝送するために必要な電力量を示している。1 回の温度測定に必要となる電力量は 3.9mWs である。一方、電源電圧 2.7V ~ 3.5V でコンデンサに蓄電される電力量は 5mWs であり、蓄電マージンは約 30% である。

図 2-30 は実測した整流器の RF/DC 変換特性を示している。計測変調制御回路および温度センサの動作電圧は 2.7V ~ 3.5V であり、蓄電コンデンサを 3.5V まで充電しないとバッテリーレス温度センサユニットは活性化されない。蓄電コンデンサは整流器によって充電される。従って、整流器は少なくとも 3.5V 以上の電圧を発生する必要がある。図 2-30 より、3.5V 以上の出力電圧を得るためには 3dBm 以上の入力電力が必要となる。次に入力電力 3dBm に対応する出力電力は約 0.12mW である。仮に出力電圧 2.9V ~ 3.5V 間の平均的な出力電力 0.11mW で蓄電コンデンサを 2.8V ~ 3.5V で充電した場合には約 40 秒の時間が必要となる。

図 2-31 は、空中線電力（表 2-3 参照）と送受電アンテナ利得（表 2-4 参照）から計算したバッテリーレス温度センサユニットの受電電力と送電距離の関係を示している。バッテリーレス温度センサユニットが動作する最低受電電力（i.e. 整流器入力電力）は 3dBm である。3dBm に対応する送電距離は約 16m である。

表 2-6 温度データを遠隔温度計測ユニットに伝送するために必要な電力量

Event	Consumed power (mW)	Time (ms)	Power consumption (mWs)
Temperature measurement	3.5	250	0.88
Data transmission	21.0	144	3.02
Total			3.90

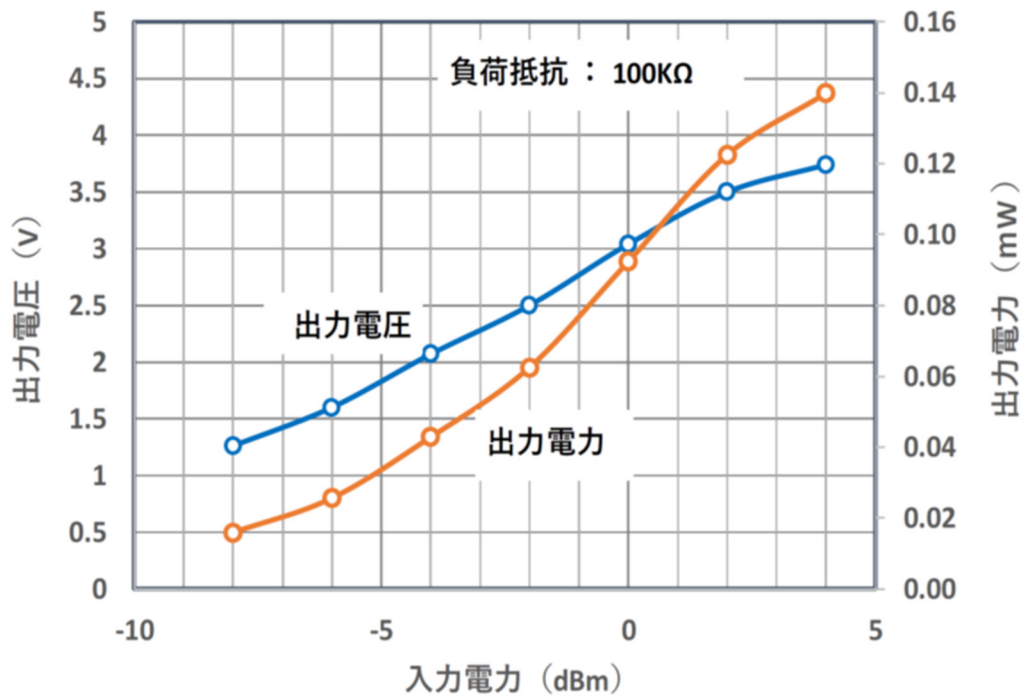


図 2-30 実測した整流器の RF/DC 変換特性

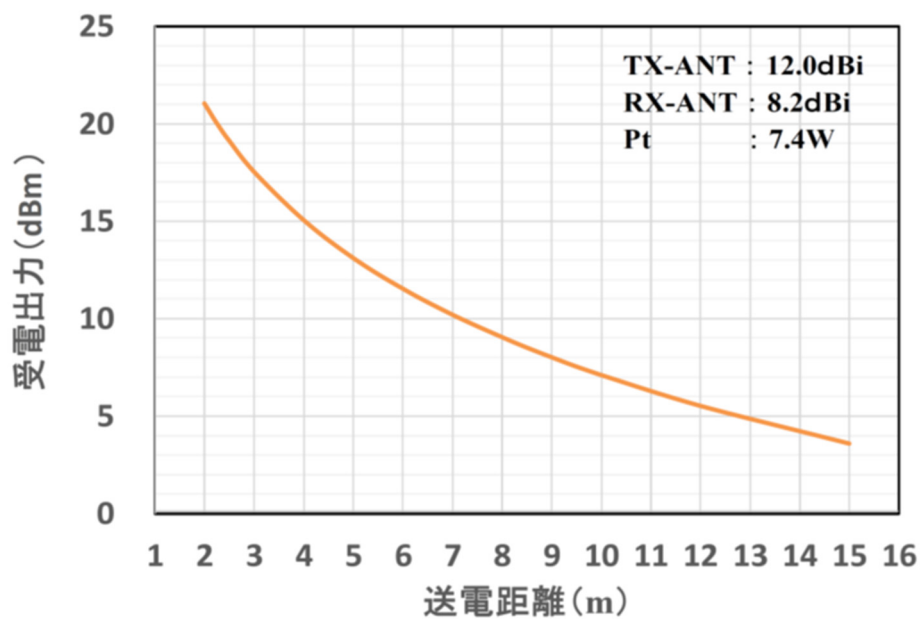


図 2-31 バッテリーレス温度センサユニットの受電電力と送電距離の関係

本研究では、日本の北海道北見市に施工された実大試験補強土壁（Site-1）と供用中の高速道路の補強土壁（Site-2）で試験的な温度計測実験を行った。図 2-32 は試験補強土壁と高速道路の補強土壁の位置を示している。図 2-33 は Site-1 の補強土壁の全景と計測機器の配置図を示している。Site-1 の補強土壁の高さは 6m 程度であり、高さ 1.3m の位置に WPT による温度センサプローブを水平方向に設置した。図 2-34 は Site-2 の補強土壁の全景と計測機器の配置図を示している。Site-2 の補強土壁の高さは 7m 程度であり、天端の垂直方向に WPT による温度センサプローブを設置した。

図 2-35 は Site-1（図 2-35a）と Site-2（図 2-35b）における WPT による温度計測の状況を示している。遠隔温度計測ユニットの送電・受信アンテナとバッテリーレス温度センサユニットの受電アンテナの距離である計測距離は、Site-1 では 8m として、Site-2 では道路を挟んで 12.5m とした。

従来手法の温度計測システムは図 2-36 に示す電池式データロガーと温度センサ（計測精度： $+0.2^{\circ}\text{C}$ ）が有線で接続されている。従来手法の計測間隔は 1 時間に 1 回として、計測期間は 2018 年 11 月中旬から 2019 年 7 月中旬までである。

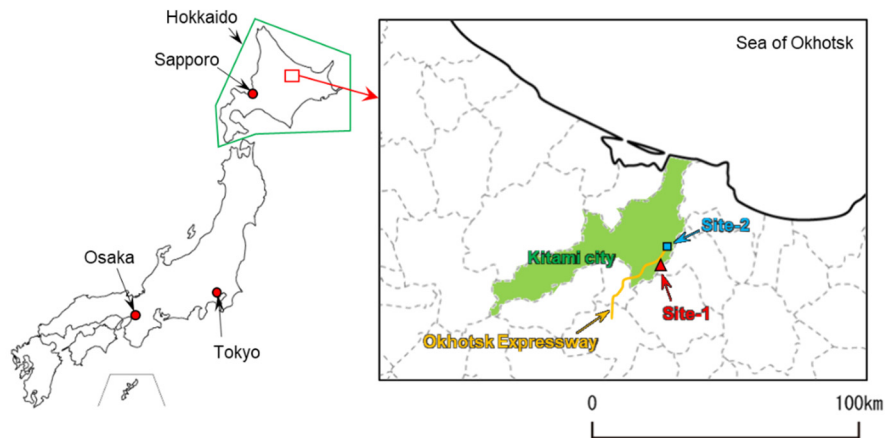


図 2-32 当該補強土壁の調査位置

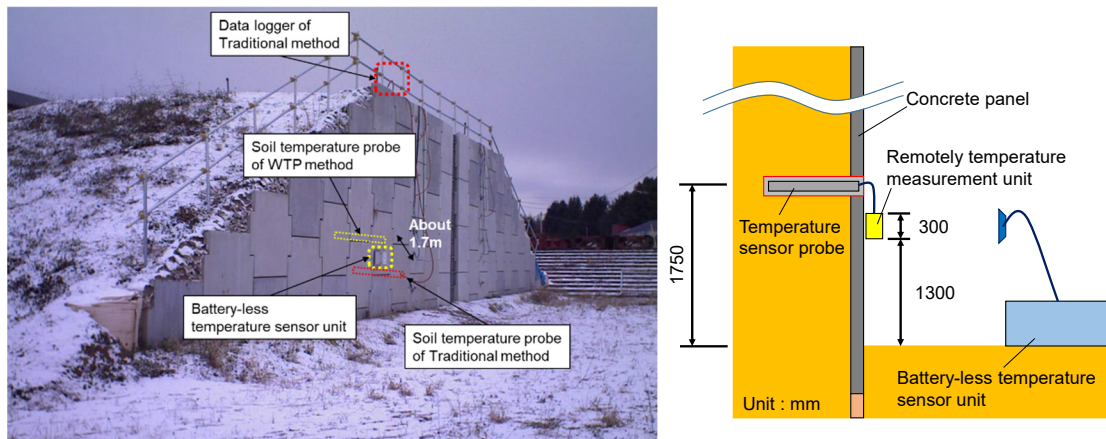


図 2-33 Site-1 の補強土壁の全景と計測機器の配置図

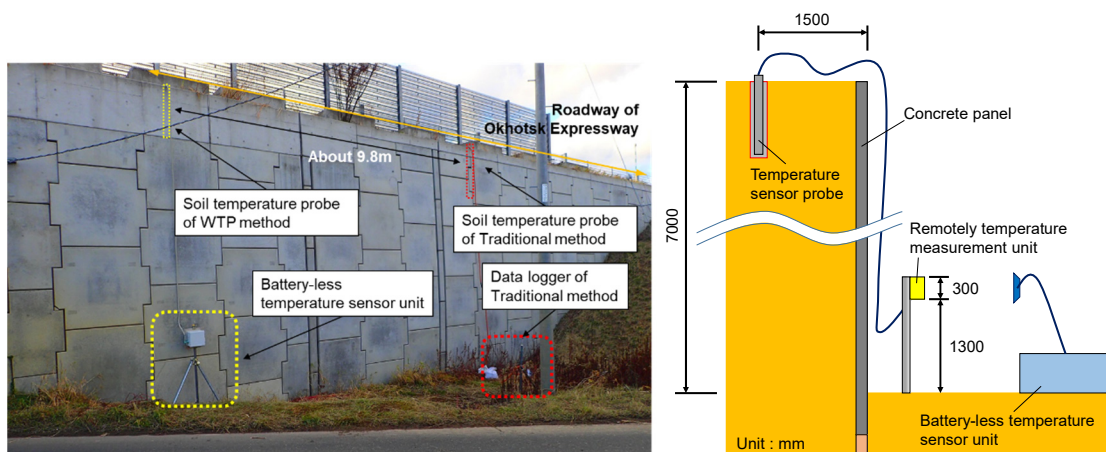


図 2-34 Site-2 の補強土壁の全景と計測機器の配置図

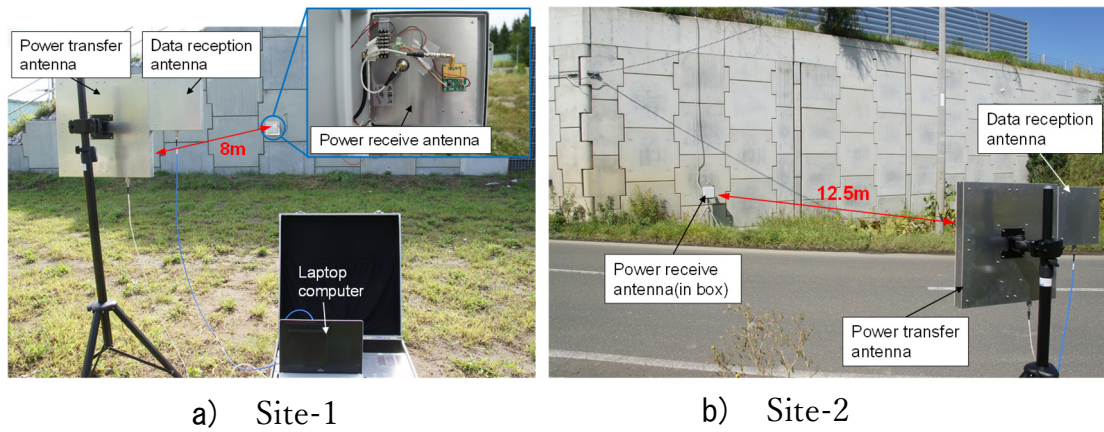


図 2-35 WPT による温度計測の状況

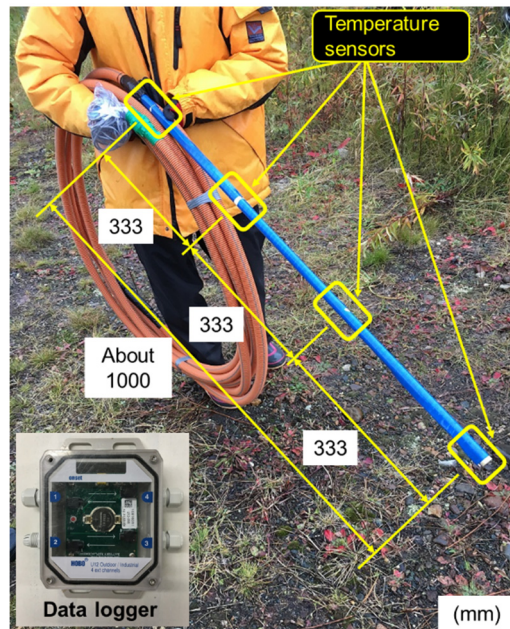


図 2-36 従来の電池式データロガーと温度センサ

2.6 現地計測結果および考察

本研究でのWPTによる温度センサシステムの精度は、従来手法の温度計測システムをWPTによる温度センサシステムの近傍に設置して、それぞれの計測値を比較して行った。WPTによる温度計測は表2-7に示す時期に行った。WPTによる計測での1回のデータの送受信の時間は約2秒であった。

図2-37はSite-1(図2-37a))とSite-2(図2-37b))における土中温度の季節変化を示している。外気温の低下によってSite-1ではコンクリートパネル、Site-2では地表面に近い温度計測地点(Site-1の $x = 0\text{mm}$ 、Site-2の $y = 0\text{mm}$)の土中温度が低下する。Site-1では2019年2月中旬に温度が大きく低下し、 $x = 333\text{mm}$ の土中温度が 0°C よりも低くなった。このため、コンクリートパネルの背面から333mm領域までの土中は凍結している。一方で、Site-2ではSite-1とは異なり、土中温度は 0°C よりも低くなっていない。Site-2の温度センサプローブは地表面に対して垂直にされている。このため、Site-2では積雪が発生し、この積雪の断熱効果によって土中の温度が低下しなかったと推察できる²⁰⁾。WPTによって計測された温度データと、従来手法での計測された温度データの季節変化は整合している。しかし、Site-1における2018年12月26の $x = 0\text{mm}$ や、Site-2における2019年3月26日の $y = 0\text{mm}$ では、WPTと従来手法の計測値が異なっている。これは局所的な日当たりや積雪の影響を受けた可能性がある。なぜならば、Site-1とSite-2ともに計測値が異なった計測地点は、熱源に最も近いためである(Site-1ではコンクリートパネル、Site-2では地表面)。

図2-38は、従来手法とWPTから計測した温度データの比較を示している。WPTと従来手法で計測された土中温度の差は、 $\pm 1^\circ\text{C}$ 程度である。1点だけ、従来手法に対してWPTの計測値が 2°C 以上大きくなった。これは図2-37b)に示した局所的な積雪や日射の影響を受けたデータである。

表2-7 WPTによる温度計測実施時期

Dec.26,2018
Jan.10,2019
Jan.30,2019
Mar.26,2019
Jul.12,2019

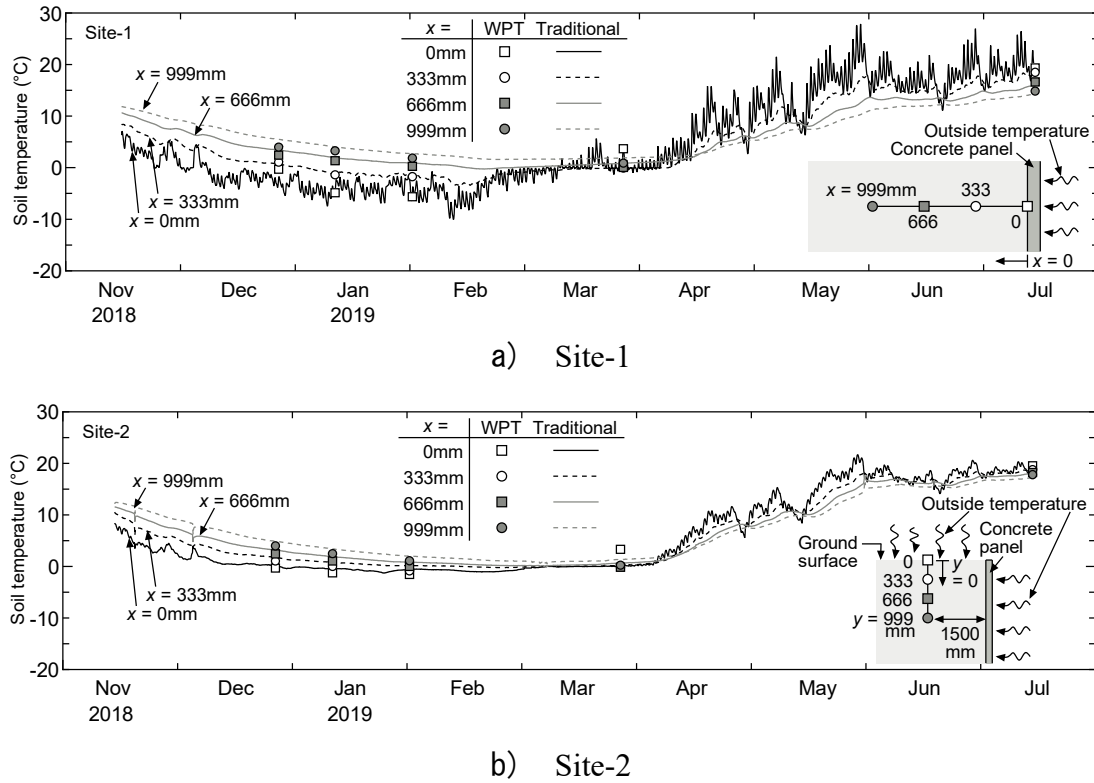


図 2-37 土中温度の季節変化

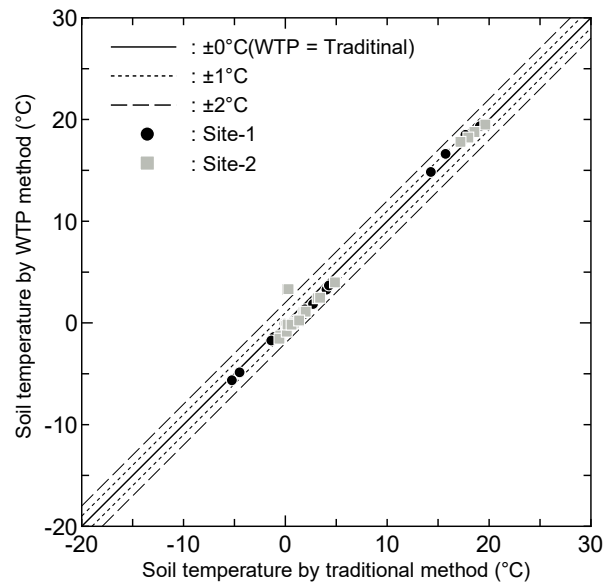


図 2-38 従来手法と WPT から計測した温度データの比較

以上に示した屋外での検証結果は、WPTによって従来の計測方法と同程度の精度で土中の温度計測できることを示した。WPTはデータロガーがないため連続的なデータ取得は不可能である。しかし、今回の検証ではWPTによる計測間隔を増やすことで土中温度の季節変化が8mおよび12.5m離れた位置から取得できた。日本では大規模な地震や記録的な降雨の後に加えて、日常的に道路構造物の点検が行われている。このような日常点検でWPTによって地盤の内部情報を従来と同じ精度で取得できることが示唆された。また、今回実験した計測距離8mおよび12.5mは日本における道路の標準的な幅であるので、対象構造物の道路を挟んで反対側から安全にデータを取得可能である。なお、2019年7月12日の観測では、図2-39に示すような車載型のWPTシステムを構築して計測を行った。最終的には図2-40に示すような日常点検で使用するパトロールカーに車載し、マルチチャンネルで土中温度データを取得する手法の開発にチャレンジする。そのためには多地点の温度データを測定可能なアンテナとの開発が必要であると認識している。

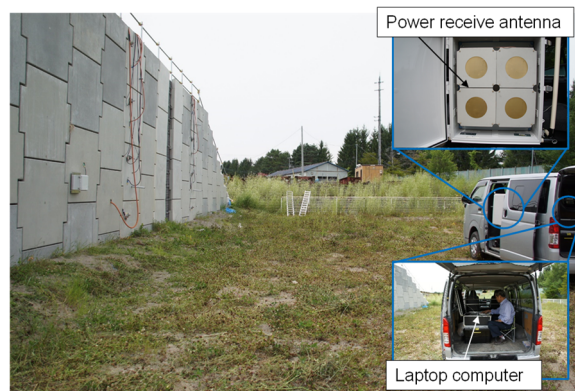


図 2-39 車載型の WPT システムの計測時の様子

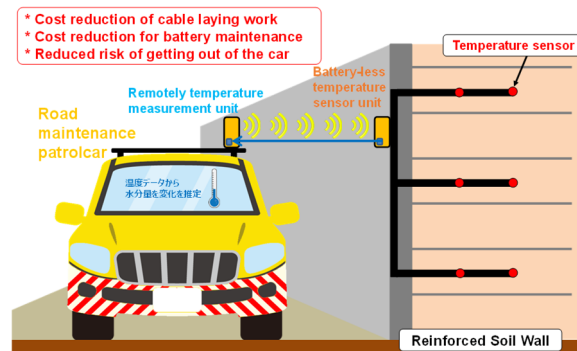


図 2-40 マルチチャンネルでの土中温度データ取得手法

2.7 まとめ

本章では、変状程度が異なる補強土壁に対して表面波探査を行い、 V_s 分布と壁面パネルの傾斜角の関連性について検討している。また、凍上現象に対して良質な盛土材料と凍上性を有する盛土材料を用いて、実物大の帯鋼補強土壁を構築し、冬季間の寒気の侵入によって凍上性盛土材料を使用した補強土壁に意図的に変状を与え、その際の補強材に作用する張力などが補強土壁の変状に与える影響について検討した。さらに、Wireless Power Transfer (WPT) technologies に基づき、電池を必要としない無線方式の新たな土中温度の計測手法を提示した。得られた知見について、以下にまとめる。

- (1) 補強土壁内の深度方向の V_s は、変状が少ない補強土壁では深度とともに増加する傾向にあるものの、変状が進行している補強土壁では局所的に V_s が低下する傾向にあった。
- (2) 補強土壁内の V_s の頻度分布から、壁面パネルの変状が小さい補強土壁では特定の V_s の相対度数が明確に大きくなり、さらに正規分布状に V_s が分布する。一方で、壁面パネルの傾斜角が大きい場所や壁面パネルにクラックが発生している場合では、頻度分布において V_s のピークは複数存在し、正規分布状ではなかった。
- (3) 補強土壁の状態変化を間接的に表すパラメータとして $V_{s,ta} / V_{s,max}$ は壁面パネル傾斜角 θ の増加とともに低下する傾向にあり、試験補強土壁での結果についても壁面パネルの変状の進行と整合した。このことから、竣工後からの補強土壁の健全性を評価する指標として $V_{s,ta} / V_{s,max} \sim \theta_{max}$ は有用と言える。
- (4) 異なる盛土材を使用した補強土壁において、乾燥密度や含水比のバラつきが大きい凍上性の盛土材を使用したケースでは、竣工直後の初期変位が大きいことが確認された。
- (5) 寒気が侵入する冬期間の壁面変状は、凍上性が高い盛土材料を用いた場合では、凍上性が低い盛土材料の場合と比較して前方への変位が大きくなることが確認された。

- (6) 凍上性の高い盛土材内に敷設した補強材には、特にある程度の拘束力が作用した状況下で壁面パネル背後の土が凍上すると、大きな引張力が作用することが分かった。
- (7) 現時点において、試験補強土壁の補強材連結部は弾性領域を超えていないことが予想され、補強材は破断に至っていないと考えられる。しかし、補強材の腐食しるを考慮すると補強材連結部が塑性領域に達する可能性があることから、実補強土壁において毎シーズン作用する壁面パネルへの凍上圧によって補強材連結部が経年劣化し破断強度が低下することで、破断に至ったと考えられる
- (8) 以上のことから、壁面パネルの脱落に至る要因には、(1)壁面パネル背面土で凍結線が進行する気象条件、(2)凍上性を有している盛土材の使用、(3)凍上圧の作用によって補強材に引張力が作用するための拘束条件などが挙げられる。
- (9) 補強土壁の状態変化を間接的に表すパラメータとして $V_{S,ta} / V_{S,max}$ は壁面パネル傾斜角 θ の増加とともに低下する傾向にあり、試験補強土壁での結果について壁面パネルの変状の進行と整合した。
- (10)無線による温度センサへ給電と温度データの受信は、送電・受信アンテナと受電アンテナの距離は今回の実験の範囲では最大で 12.5m であり、この距離から約 2 秒程度で土中温度データを取得できた。
- (11)WPT によって離散的に得られた温度データの季節変化は、従来手法によって連続的に得られた温度データの変化と整合していた。
- (12)WPT と従来手法での温度データの誤差は $\pm 1^{\circ}\text{C}$ 程度であるため、WPT による手法で土中の温度変化を把握可能である。

第2章の参考文献

- 1) 小笠原明信, 川尻峻三, 橋本聖, 川口貴之, 田中悠暉, 中村大, 山下聡: 表面波探査による既設補強土壁のS波速度の測定と評価, ジオシンセティックス論文集, Vol.32, pp.159-166, 2017. doi.org/10.5030/jcigsjournal.32.159
- 2) Izawa, J. and Kuwano, J. : Evaluation of extent of damage to geogrid reinforced soil walls subjected to earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 51, No. 5, pp. 945-958, 2011.
- 3) 一般財団法人 土木研究センター: 補強土(テールアルメ)壁工法 設計・施工マニュアル, 第4回改訂版, pp.248-250, 2014.
- 4) 竹園 紘樹, 三浦みなみ, 高橋正和, 澁谷啓, 川尻峻三: 締固め度及び含水比が土のせん断弾性波速度に与える影響, 地盤工学会北海道支部技術報告集, Vol. 52, pp.329-338, 2012.
- 5) 太田裕, 後藤典俊: S波速度を他の土質的諸指標から推定する試み, 物理探鉱, Vol. 29, No. 4, 1976.
- 6) 小笠原明信, 川尻峻三, 橋本聖, 川口貴之, 後藤雄介, 中村大, 山下聡: 物性が異なる盛土材料で構築した実物大帯鋼補強土壁の冬期挙動, ジオシンセティックス論文集, Vol.33, pp.85-90, 2018. doi.org/10.5030/jcigsjournal.33.85
- 7) 公益社団法人 地盤工学会: 地盤調査の方法と解説, JGS1614-2012 RI 計器による土の密度試験方法, 2013.
- 8) 土木研究センター: 補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル 第4回改訂版, pp.116-117, 2014.
- 9) 鈴木輝之, 澤田正剛, 宇野裕教, 安達謙二: 寒冷地における多数アンカー式補強土壁の背面凍結と凍上土圧, 土木学会論文集, No.645/III-50, pp.281-290, 2000.
- 10) 川口貴之, 中村大, 川尻峻三, 山下聡, 小林歩, 佐々木貴, 林豪人, 安達謙二, 雨宮盛児, 原田道幸: 寒冷地に構築した補強土壁の凍結融解挙動, ジオシンセティックス論文集, Vol.29, pp.147-154, 2014.

- 11) 橋本聖, 川尻峻三, 川口貴之, 林憲裕, 林宏親: 凍上によるテールアルメ補強土壁の被災事例, 平成 28 年度土木学会北海道支部年次技術研究発表会論文報告集(CD-ROM), Vol.73, 2017.
- 12) Akinobu Ogasawara, Shunzo Kawajiri, Teruo Fujiwara, Naoya Momohara, Masato Sakurai, Koshiro Matsushita, Application of Wireless Power Transfer (WPT) Technologies for Soil Temperature Measurement System of Reinforced Soil Wall in Cold and Snowy Environments, Sensors and Materials, Volume 33, Number 7(3). pp.2497-2509. 2021. doi.org/10.18494/SAM.2021.3350
- 13) Covic, G.A.; Boys, J.T. Inductive Power Transfer. Proc. IEEE 2013, 101, 1276–1289.
- 14) Hui, S.Y.R. Planar Wireless Charging Technology for Portable Electronic Products and Qi. Proc. IEEE 2013, 101, 1290–1301.
- 15) Mi, C.; Buja, G.; Choi, S.Y.; Rim, C.T. Modern advances in wireless power transfer systems for roadway powered electric vehicles. IEEE Trans. Ind. Electron. 2016, 63, 6533–6545.
- 16) Yong-Seong Kim, Jung-Hyok Kwon, Yongseok Lim, Eui-Jik Kim, Dongwan Kim, and Yong Sin Kim, Hybrid Medium Access Control for Time-switching Simultaneous Wireless Information and Power Transfer, Sensors & Materials. 2019, Vol. 31, No.11(2), 3549–3558. <https://doi.org/10.18494/SAM.2019.2503>
- 17) L. Pugi, A. Reatti, F. Corti Application of Wireless Power Transfer to Railway Parking Functionality: Preliminary Design Considerations with Series-Series and LCC Topologies. Journal of Advanced Transportation 2018, Article ID 8103140, <https://doi.org/10.1155/2018/8103140>
- 18) Guiyun Liu, Wenjun Jiang, Weiqiang Tan, and Xuejing Lan Sensor Network with Unmanned Aerial Vehicle-enabled Wireless Power Transfer: Optimal Clustering and Trajectory Designing. Sensors & Materials. 2020, Vol. 32, No.4(1), 1141–1157. <https://doi.org/10.18494/SAM.2020.2525>
- 19) J. Niu and G. Y. Li, "An Overview on Backscatter Communications," Journal of Communications and Information Networks, Vol. 4, No. 2, pp. 1-14, 2019, doi: 10.23919/JCIN.2019.8917868.

- 20) T. Hirota, Y. Iwata, M. Hayashi, S. Suzuki, T. Hamasaki, R. Sameshima and I. Takayabu: Decreasing Soil-Frost Depth and Its Relation to Climate Change in Tokachi, Hokkaido, Japan, Journal of the Meteorological Society of Japan. Ser. II, Vol.84, No.4, pp.821-833, 2006.

第 3 章

補強盛土における 表面波探査の適用

3.1 調査箇所の概要¹⁾

高盛土補強土壁では施工時の不確定要素が多いため、動態観測を行うことの有用性が示されている^{2),3)}。これは補強土壁のみならず補強盛土についても同様の留意点が考えられるが、その事例は少ない。

そこで本文では、地すべりブロックが確認された傾斜地盤上での高盛土工事において、地すべりに対する事前対策工として、押え盛土工（補強盛土工）適用した事例について報告する。押え盛土工を使用した経緯については、経済性が良く、盛土により不安定化要因がなくなり抜本的対策となるためである。また、維持管理は補強盛土を対象としたもののみであり維持管理性に優れていることと、全面植生とするため景観性にも配慮できる点を考慮して採用された。補強材は高強度ポリエステル繊維を使用したジオテキスタイルを用いており、設計時点における経済性によって選定された。

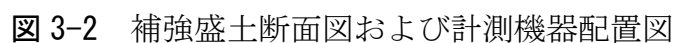
特に積雪寒冷環境下における補強盛土内に敷設した補強材に作用するひずみや、盛土内に設置した土圧計、補強盛土施工後に行った表面波探査結果から、対象とした補強盛土の現況について報告する。

図 3-1 は当該補強盛土周辺の地形図を示したものである。盛土範囲の背後にある急斜面の地すべり対策として押え盛土（補強盛土）を構築した。写真 3-1 は本補強盛土の全景を示している。

図 3-2 は図 3-1 に示す A ブロックおよび B ブロック断面における補強盛土の寸法や計測機器の設置箇所および計測機器の配置拡大図を示している。盛土内には補強材に貼り付けたひずみゲージや温度センサー、土壌水分計、土圧計を設置している。A ブロックの補強盛土は、高さ 22.9m、補強材長さ 15.2m、B ブロックにおいては高さ 7.8m、補強材長さは 6m となっている。両ブロックともに、主方向に高強度ポリエステル繊維を使用した補強材を盛土内に敷設している。



写真3-1 補強盛土の全景



3.2 現地計測の概要

3.2.1 ひずみゲージおよび土圧計

写真 3-2 は本補強盛土内に敷設した補強材に貼り付けたひずみゲージの作製時と補強盛土内に設置した時の様子を示したものである。ジオシンセティックスを用いた補強部材に作用するひずみを計測した事例は幾つか報告されている^{4), 5)}。本補強盛土では超高強度ポリエステル繊維が採用されており、そのひずみを計測結果の報告例は少ない。そこで本計測手法としては、ひずみゲージを OHP シートの両面に貼り付け、養生した後に接着剤を使用して、OHP シートと補強材を張り付けて計測を試みた。パイプひずみ計の計測ロガーを用いたため、OHP シートを T 字にして使用し、2 アクティブゲージ法を用いている。ひずみゲージは、各計測機器を設置した段ののり面から、0.5m、2m、5m、10m の位置で補強材に貼り付けている（**図 3-2 参照**）。

写真 3-3 は施工時に設置した土圧計の様子を示している。設置した土圧計は、天端から深さ 12.7m ののり面から 2m、10m、19m の地点に設置している（**図 3-2 参照**）。土圧計は 2m および 10m 地点においては、敷設した補強材の上に設置しているが、19m 地点については補強材より地山側に設置している。

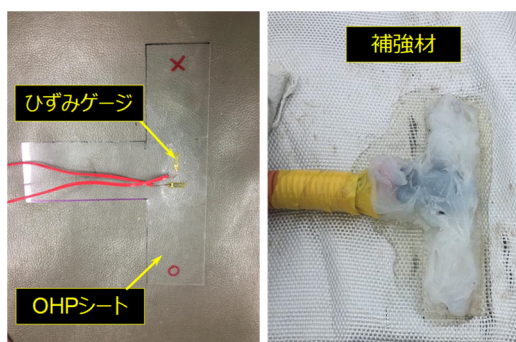


写真 3-2 ひずみゲージの作製
および設置時の様子

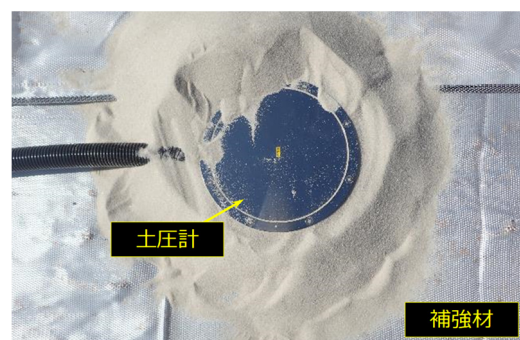


写真 3-3 土圧計の設置時の様子

3.2.2 表面波探査

写真 3-4 は本補強盛土における表面波探査の実施例を示している。写真-4 に示すように補強盛土の縦断方向において表面波探査の測線を設けた。地震計の設置間隔は補強盛土の出来高に応じて 1m または 2m としたため、精度が保証される探査深度はそれに応じて概ね 10m または 20m である。

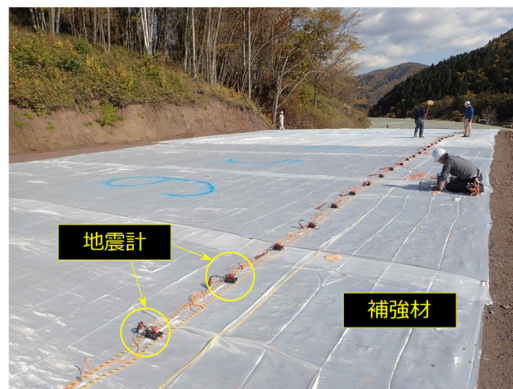


写真 3-4 表面波探査の実施状況

3.3 現地計測結果および考察

3.3.1 ひずみゲージおよび土圧計の経時変化

図 3-3 に当該補強盛土地点の外気温と積雪深および、A ブロック中段と最上段における土中温度の経時変化を代表的な結果として示す。外気温については、冬季間において 0 度を下回っているが、土中温度においては、いずれの計測地点において、積雪による断熱の効果により、補強盛土内に凍結が進行していないことが確認できる。さらに、当該補強盛土地点における降水量と補強盛土内に設置した水分計の計測結果を図 3-4 に示す。A ブロック下段においては、他の計測地点に比べて盛土内の水分量が高い。いずれの計測地点においても、融雪水や降水の影響による水分量の増減は多少確認できるが、大きい変動は確認できない。基盤排水層からの流水も確認していることから、盛土内の排水状況に問題はないと予想される。

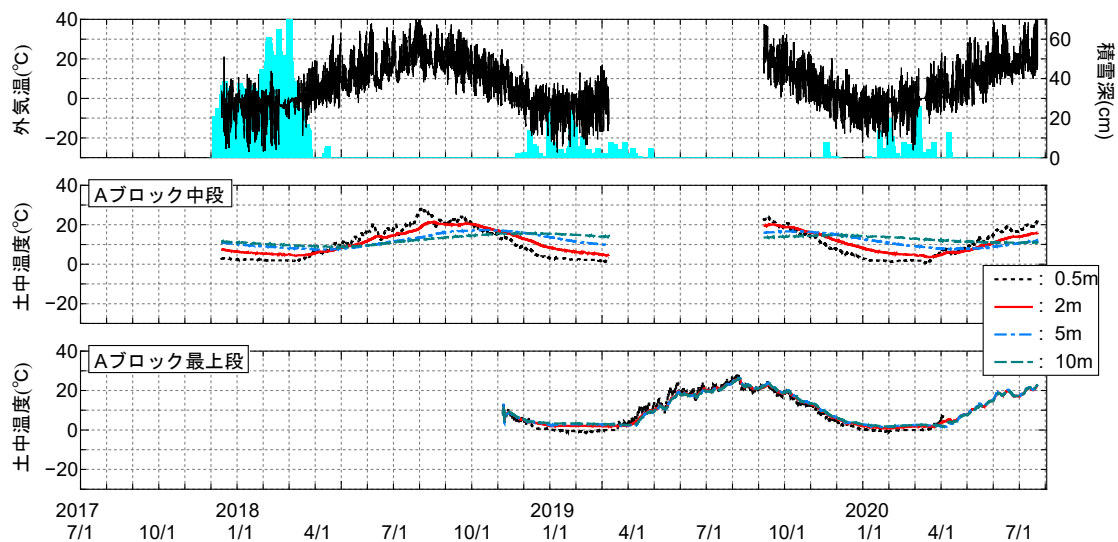


図 3-3 外気温と積雪深および、土中温度の計測結果

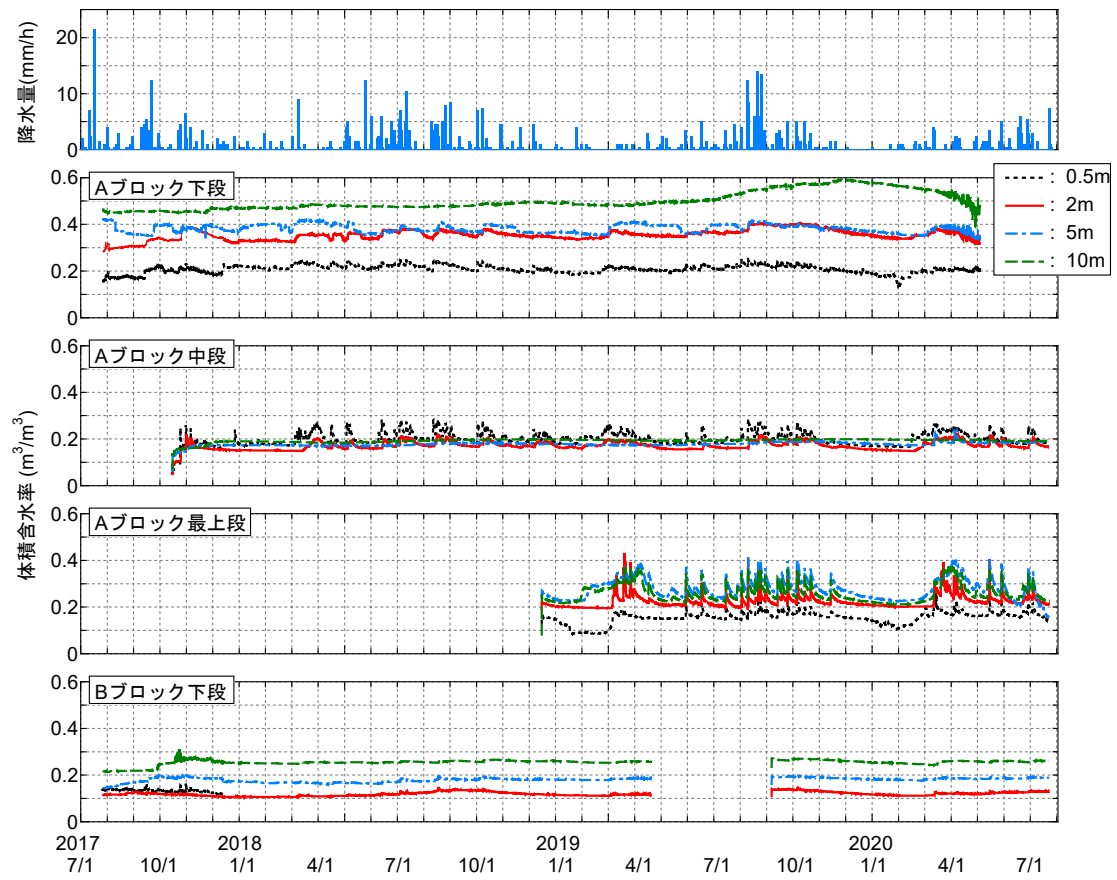


図3-4 降水量と補強盛土内における水分量の計測結果

図 3-5 は本補強盛土内に敷設した補強材に貼り付けたひずみゲージの経時変化を示したものである。全ての計測地点において、補強盛土施工中にひずみゲージを設置したタイミングで初期値を取得している。B ブロック下段に設置しているひずみゲージについては、計測初期段階において多少のひずみが発生しているが、その後の時間経過に伴うひずみの変化は見られない。上述したように補強盛土内に凍結が進行している様子や水分量の増減する様子が伺えておらず、凍結融解や季節変動に伴う引張方向のひずみは確認されていない。このようなことから、当該補強盛土は現時点で設計通りに安定していると言える。しかし、本計測手法において計測不能となっている箇所や、ひずみの増分量がわずかなであるといった結果は、計測精度が担保されていない可能性があり、樹脂製補強材のひずみ計測方法について、新たな手法の必要性を示唆している。

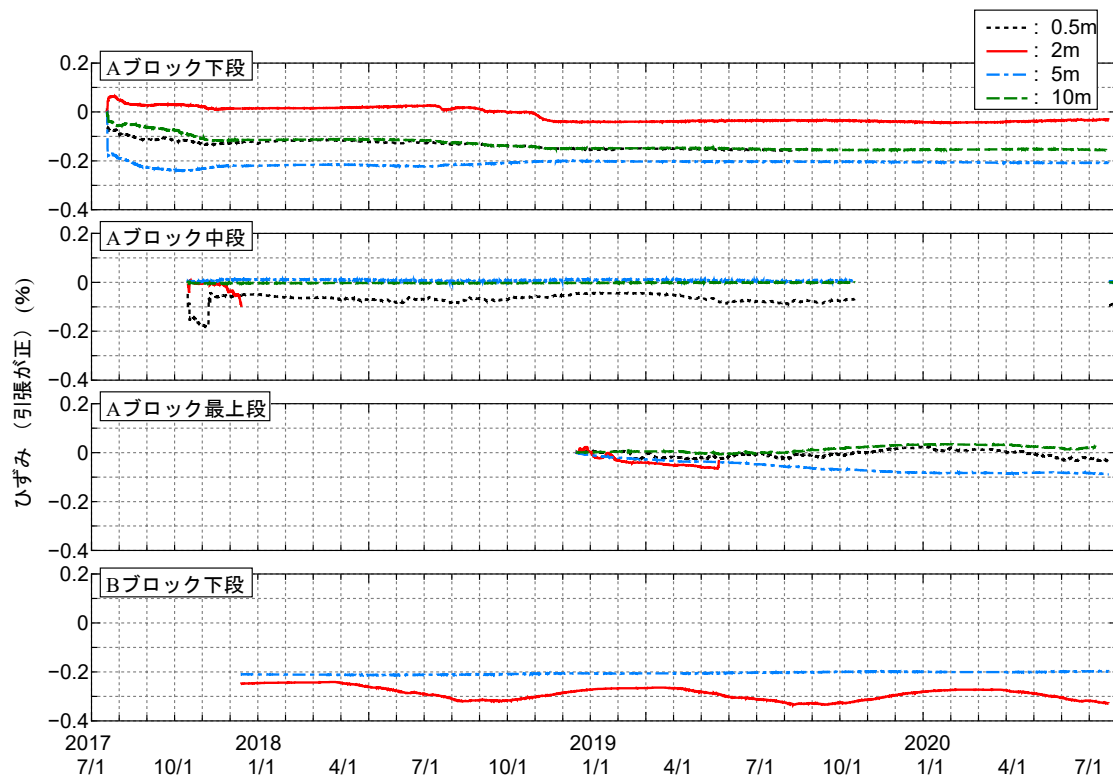


図 3-5 補強材に生じたひずみの計測結果

図3-6に補強盛土内に設置した土圧計の計測結果を示す。施工の進行に伴い、いずれの地点においても土圧計の値が上昇していることを確認できる。その後、冬季間には施工が中断されたため一定の値を示している。その期間中において、凍結融解に伴う土圧の変化は確認できない。2018年7月から、施工の再開に伴い、土圧計の値が上昇している。のり面から19m離れた地点に設置した土圧計については、2018年10月頃から断線等により測定不能となっているが、上述したように補強材に作用しているひずみや、補強盛土の変状等は確認されていないことから、補強盛土の安定性を損なうような事態には至っていないと考えられる。

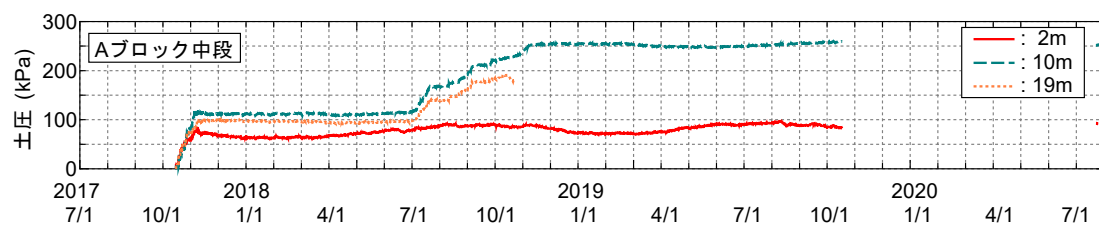


図3-6 土中土圧の計測結果

3.3.2 表面波探査結果の経時変化

写真 3-5 に当該補強盛土天端にて行った表面波探査の測線状況の様子を示す。表面波探査の結果については 2018 年 12 月の施工終了後と 2020 年 7 月に行った結果を述べる。図 3-7 に 2018 年 12 月の縦断方向に探査した測線 1（のり肩から 3m）および測線 2（のり肩から 24m）の結果を示す。図 3-8 に 2018 年 7 月に行った表面波探査の結果を示す。いずれの計測日においても、深度（上載圧）とともに S 波速度が増加する傾向にあり一様に分布している。補強盛土内において時間経過に伴う S 波速度の局所的な低下領域は確認できない。このような結果から、補強材へのひずみが発生していないことを担保できており、当該補強盛土は安定していると予想される。

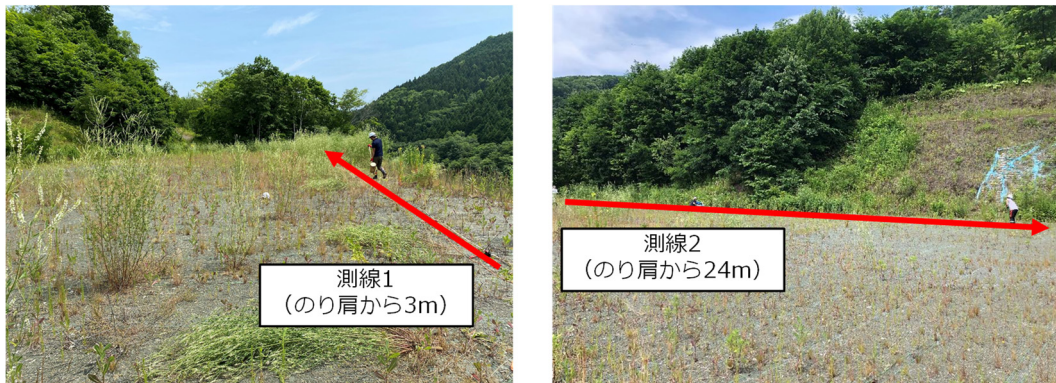


写真 3-5 補強盛土天端における表面波探査の測線状況

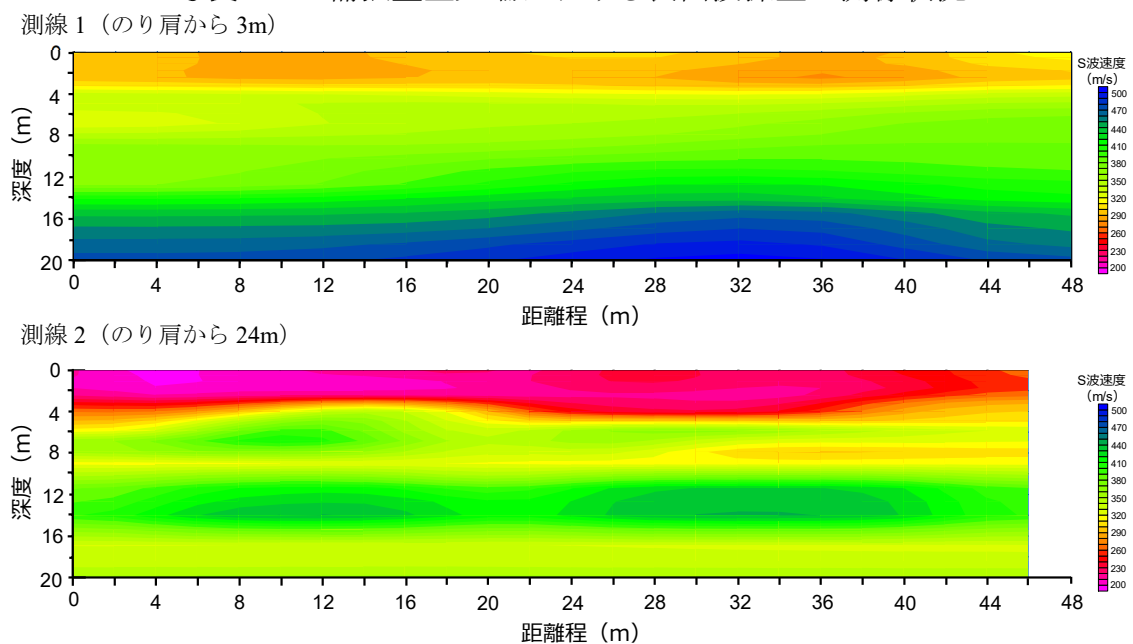
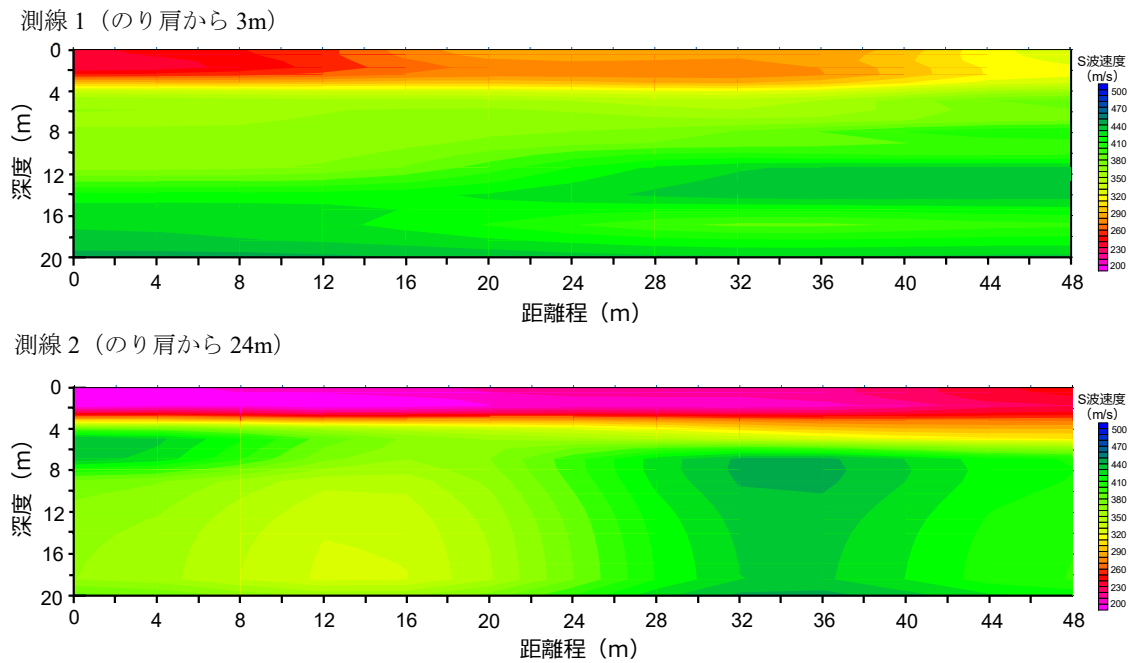


図 3-7 2018 年 12 月における表面波探査の計測結果



3.4 まとめ

本章では、本論は、地すべりに対する事前対策工として高強度ジオテキスタイルを用いた補強盛土工を適用した事例における現地計測結果について報告している。得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 測定の初期段階で補強盛土下段の補強材に設置したひずみゲージにわずかなひずみが見られたが、その後の凍結融解や季節変動による経時的なひずみの変化は確認されていない。
- (2) 表面波探査の結果から、補強盛土内における S 波速度の局所的な低速度領域等は確認されておらず、変状箇所等も確認されていないため、補強盛土の安定性を損なうような事態には至っていないと考えられる。
- (3) 補強盛土の安定性を評価するためには、今後も現地計測が必要であるため、表面波探査などの地盤調査等を継続していく必要がある。

第3章の参考文献

- 1) Ogasawara, A., Kawaguchi, T., Nakamura, D., Kawajiri, S., Imai, K. : Case Study on Field Observation of Reinforced Embankment in Snowy Cold Region , International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering, Volume 7, Issue 2, Article number 39. 2021. doi.org/10.1007/s40891-021-00279-6
- 2) 許晋碩, 澁谷啓, 野並賢, 白濟民, 丁經凡, 黃雲植 : 補強土壁を併用した高盛土の施工時に発生した変形の原因解明と対策工に関する事例研究, ジオシンセティックス論文集, Vol.32, pp.45-52, 2017.
- 3) 西岡孝尚, 澁谷啓, 西口喜隆, 許晋碩, 伊藤修二 : 高盛土補強土壁の計画・設計・施工, ジオシンセティックス論文集, Vol.32, pp.133-140, 2017.
- 4) 川口貴之, 劉爽, 小笠原明信, 中村大, 川尻峻三, 林豪人, 原田道幸 : ジオセルとジオグリッドを連結した補強土壁の凍上対策に関する検討, ジオシンセティックス論文集, Vol.33, pp.99-104, 2018.
- 5) 村田芳信, 荻谷敬三, 八嶋厚, 岡村拓朗, 伊藤修二, 辻慎一郎, 横田義弘 : 道路舗装長寿命化に向けたジオシンセティックを用いた路盤改良の試み(2) - 試験施工の概要と効果確認の試み-, ジオシンセティックス論文集, Vol.34, pp.69-74, 2019

第 4 章

宅地造成盛土における 表面波探査の適用

4.1 調査箇所の概要¹⁾

平成30年北海道胆振東部地震は、2018年9月8日午前3時7分に発生した胆振東部地方の深さ約37kmを震源とするマグニチュード6.7の内陸地震である²⁾。最大震度は震源直上域の厚真町で震度7の揺れが観測された。その一方で、震源から50km以上離れた札幌市清田区を中心として、火山灰質土で造成された宅地盛土において地盤の流動・沈下による大規模災害が発生した^{3),4)}。このような被災を受けた地盤は、1970年代に農地等として土地利用されていた谷底平野をその周辺の丘陵部を形成している火砕流堆積物(火山灰質土)を材料として盛土し、宅地造成されていた。地震時における盛土被害はこれまでにいくつか報告^{4),5)}されているが、例えば里塚地区の特徴的な被災形態として、谷地形に造成された火山灰質土で構成された盛土が、液状化によって旧河川の勾配に沿うように流動し、造成盛土の末端部から大量に噴出した。これによって、地表面の顕著な水平変位は確認できないものの、液状化層の流出によって支持地盤を失った地表面は大規模な沈下が発生し、多数の戸建て住宅に被害が発生した。

このような地盤災害発生後における宅地造成盛土の健全性評価や対策範囲の決定においては、適切に切盛境界や盛土範囲を把握することが重要となる。そこで本研究では、被災した札幌市の宅地造成盛土で実施した表面波探査の結果を用いて、 V_s から切盛境界を推定する手法について検討した。また、空中地形判読による切盛境界位置や盛土範囲内において、道路面等の沈下が確認されている北見市の宅地造成盛土で表面波探査を実施し、被災を受けていない宅地造成盛土での地盤性状を把握するとともに、切盛境界を推定する手法の適用性について検討を行った。さらに、表面波探査から得られる V_s を用いた沈下量の簡易推定方法について検討した。

4.1.1 北海道札幌市における造成盛土の概要

図 4-1 は札幌市における表面波探査の実施箇所を地形復元図⁶⁾上に示している。なお、地形復元図は 1961 年に撮影した空中写真を判読して国土地理院が作成したものである。表面波探査は図中に示した地震によって宅地被災が発生した 5 地区で実施した。表面波探査の実施箇所である被災地区は、宅地盛土化する前には氾濫・谷底平野や谷線となっている。宅地盛土は周辺の支笏火砕流堆積物からなる丘陵部を切土し、造成したと考えられる。

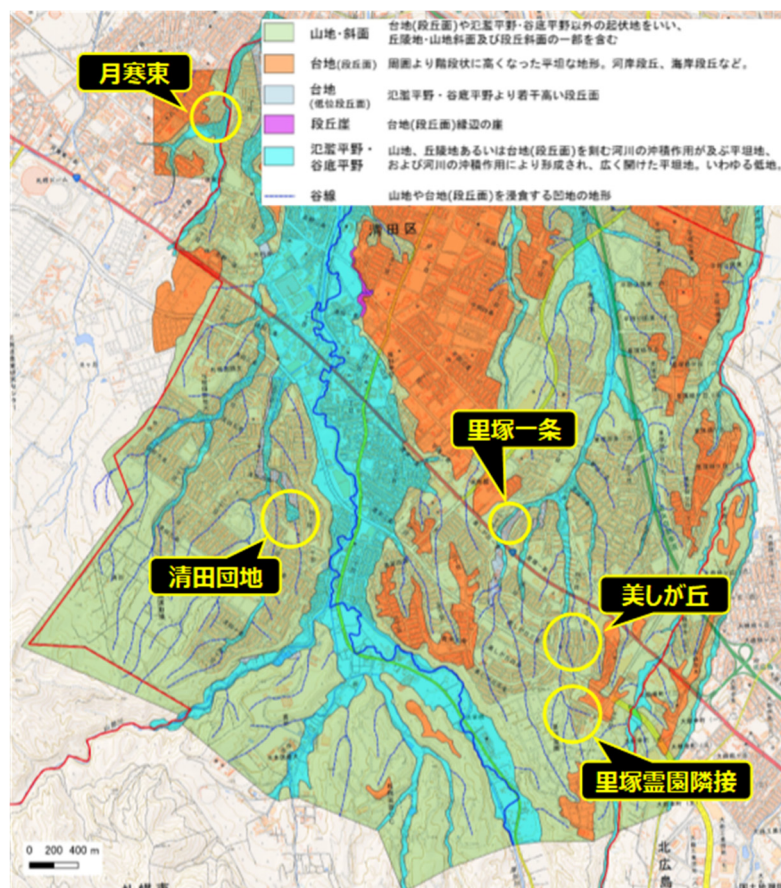


図 4-1 札幌市の表面波探査実施地区と地形復元図（文献 6）に加筆

図4-2a)～e)は表面波探査の測線を実施箇所別に示している。図中には宅地盛土造成時の許可申請図書に基づき推定した盛土範囲を示しているが、表面波探査の測線は甚大な宅地被害が発生した地区や切盛り境界周辺での地盤性状を把握するために可能な限り網羅的に設定した。



a) 里塚一条地区



b) 里塚霊園隣接地区

図4-2 札幌市における表面波探査の測線および推定盛土範囲



図4-2 札幌市における表面波探査の測線および推定盛土範囲

4.1.2 北海道北見市における造成盛土の概要

図 4-3 は北見市における表面波探査の実施箇所を示している。現在，北見市では大規模盛土造成変動予測調査が実施されており，表面波探査は変動予測調査における補間的な情報を提供するために実施されたものである。図 4-4 表面波探査の測線を実施箇所別に示している。図中に新旧の地形データの標高差に基づき推定した盛土範囲を示しているが，表面波探査の測線は地表面の沈下を確認されている箇所や切盛り境界周辺での地盤性状を把握するために可能な限り網羅的に設定した。表面波探査の起震は約 10kg の木製かけやによる打撃とし，受振器には固有周波数 4.5Hz の地震計（上下動）を用いた。受振点数は 1 回の起震で 24 点であり，受振点間隔は 2m とし，ランドストリーマーを用いた計測を実施した^{7),8)}。



図 4-3 北見市における表面波探査の実施地区



a) A 地区



a) B 地区

図 4-4 北見市における表面波探査の測線および推定盛土範囲

4.2 現地計測結果および考察

4.2.1 里塚一条地区

図4-5は表面波探査から得られた V_s 分布の例として、里塚1条1丁目についてはL1-3~5、里塚2条2丁目についてはL1-8、L1-10の結果を示している。L1-3の結果を見ると、測線始点および終点付近は地山（切土）になっているが（図4-2a参照）、 $X = 0 \sim 40\text{m}$ 、 $170 \sim 200\text{m}$ 付近では測線中央部の盛土部よりも相対的に V_s が大きく、 V_s 分布から切盛り境界を把握できていると言える。L1-3において地盤沈下が顕著であった $X = 100 \sim 130\text{m}$ 、 $Y = 4 \sim 8\text{m}$ の領域には $V_s = 100\text{m/s}$ 程度の局所的な V_s の低下領域が確認できる。地盤沈下が顕著であった測線であるL1-4およびL1-5についても沈下量が最も大きい箇所付近で局所的な V_s の低下領域が確認できる。特にL1-5では $V_s = 80\text{m/s}$ 以下の超軟弱な領域が存在している。これらの位置は図4-2a)に示した旧水路の位置と整合している。次に里塚1条1丁目よりも被害が小さかった里塚2条2丁目におけるL1-8、L1-10を見ると、L1-3~5と同様に旧水路上の盛土内部で V_s が相対的に低下していることがわかる。しかし、先述したL1-3~5と比較すると、局所的な V_s の低下領域と周辺地盤の V_s の差は小さく、局所的な V_s の低下領域は小さい。

図4-6は準3次元化した V_s 分布から $V_s = 115\text{m/s}$ の領域を表示させた結果である。なお、 $V_s = 115\text{m/s}$ は N 値 = 4 以下の V_s の平均値として採用した。また、2次元分布の3次元化には市販の3次元可視化ソフトであるVoxler4を用いた⁹⁾。3次元化にあたり、各測線において連続データである V_s 分布を深度および延長方向に受信点間隔と同様の2m間隔で抽出して離散化した。また、地表面を0mとして準3次元化を試みた。北側から里塚地区の北西に位置しているポプラ公園を望んでいる。公園内部では他の箇所と比較して深い深度まで $V_s = 115\text{m/s}$ が分布していることがわかる。

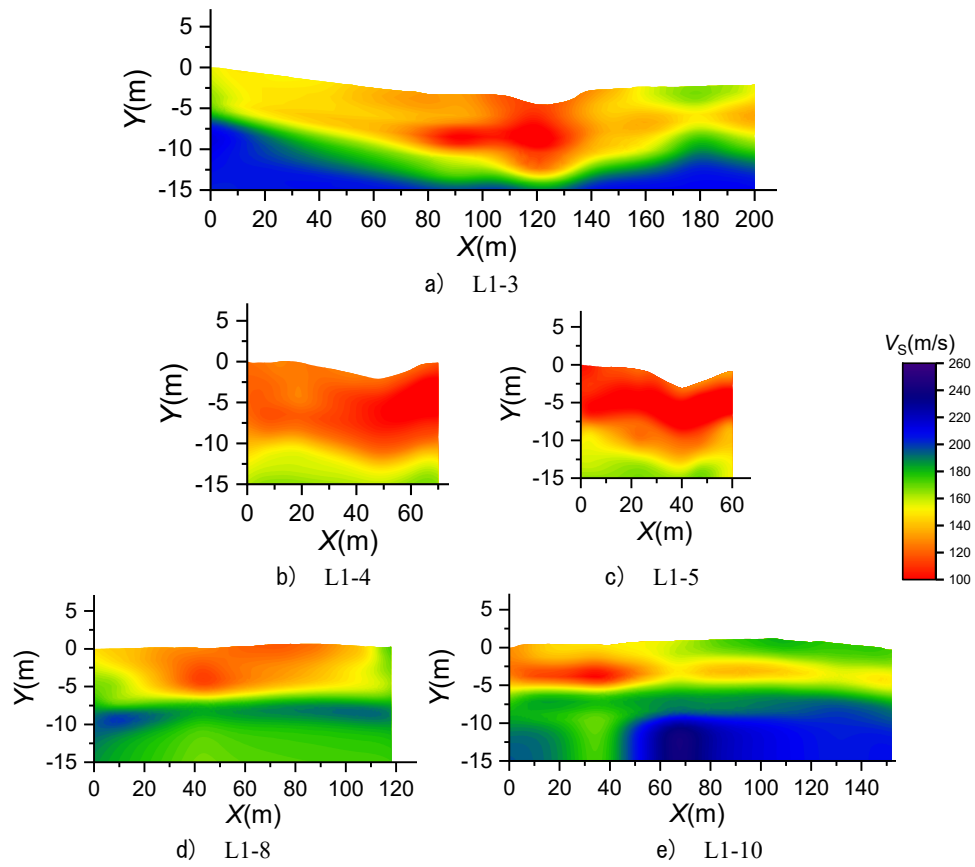


図 4-5 里塚一条地区で実施した表面波探査から得られた V_s 分布の例

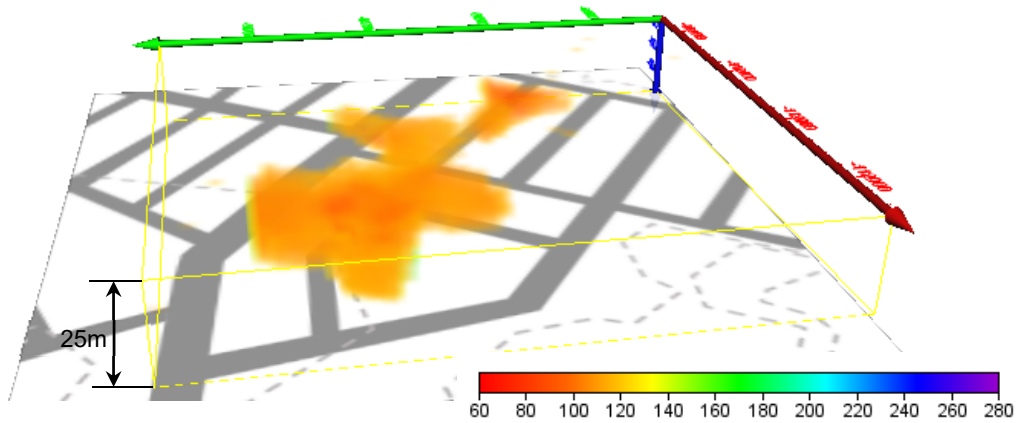


図 4-6 準三次元化した V_s 分布における $V_s = 115\text{m/s}$ の空間分布

4.2.2 里塚霊園隣接地区

図4-7はL2-1, L2-2, L2-3における表面波探査から得られたS波速度(V_s)分布と推定盛土範囲を併せて示している。測線上の推定盛土範囲内では全体的な傾向として $V_s = 130 \sim 180\text{m/s}$ となっている。一方で、切土範囲と考えられるL1の $X=60 \sim 100\text{m}$ の範囲やL2-3については $V_s = 180\text{m/s}$ 以上となっており、推定盛土範囲よりも V_s は明らかに大きい。このことから表面波探査から得られる V_s によって当該探査領域の盛土および切土性状を把握できると言える。また、L2-2およびL2-3ではL2-1と交差している点があるが、交差点での V_s の一致性は良い。

L2-1およびL2-2における推定盛土範囲における V_s を見ると、 $V_s = 180\text{m/s}$ を境界として V_s 分布のコンター線が密になっており、急激に V_s が変化している。このことから、先述した切土範囲で実施したL2-3の結果も勘案すると、切盛り境界の V_s は概ね $V_s = 180\text{m/s}$ 程度と推定される。この $V_s = 180\text{m/s}$ 程度の境界線を図中には破線で示している。L2-1では測線中央部付近の $X=140 \sim 200\text{m}$ 程度、 $Y=8 \sim 10\text{m}$ 程度の範囲に $V_s = 180\text{m/s}$ 程度の切盛り境界が存在している。 $X=300\text{m}$ 程度では $V_s = 180\text{m/s}$ の境界は浅い深度となるものの、 $X=300\text{m}$ 程度以降では再度、 $Y=7\text{m}$ 程度の深度にまで $V_s = 180\text{m/s}$ の境界が位置している。次にL2-2では、L1との交差点付近では V_s は相対的には大きいものの、 $X=20\text{m}$ 程度以降の $Y=4\text{m}$ 程度までは $V_s = 150\text{m/s}$ 以下となり、相対的な低速度領域となっている。

調査箇所の里塚霊園では、測線L2-1の西にある霊園と宅地の境界に位置する盛土法面が地震動によって滑り破壊した。里塚霊園では先述した液状化被害が発生した里塚地区よりも盛土部の V_s は相対的に大きい。このため当該箇所は液状化に耐力は高いと予想でき、被災の主な要因は盛土法面の滑り破壊による宅地地盤の変状であると考えられる。

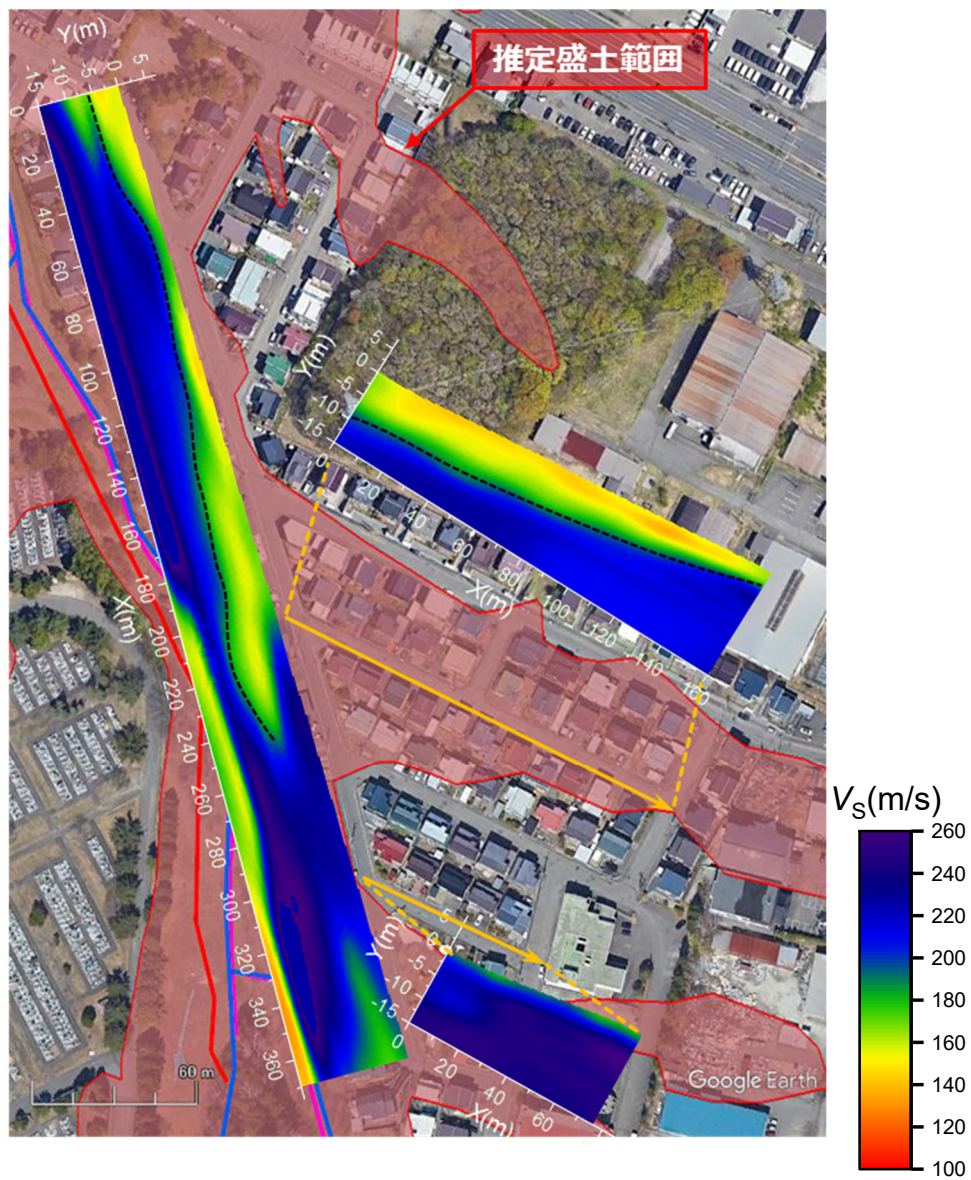


図 4-7 里塚霊園隣接地区で得られた V_s 分布と推定盛土範囲の比較

4.2.3 月寒東地区

図4-8は月寒東において実施した表面波探査の結果を準3次元化した結果を示している。月寒東では、被災箇所の東側を小河川が北側へ流下しており、宅地地盤は河川流下方向へと傾斜している。河川に近い宅地地盤の最下流部では $V_s = 100\text{m/s}$ 程度の低速度領域が分布しており、当該箇所付近では近い水位が高い状態にあることがわかっている。

一方で、河川から離れた南西側の地区での盛土領域では $V_s = 130 \sim 180\text{m/s}$ 、切土範囲では $V_s = 180\text{m/s}$ 以上となっており、切盛り境界が V_s の準3次元分布から明瞭に把握できる。なお、南西側の地区での地表面からの地下水面は小河川に近い北東側の地区よりも低い（地下水位が高くない）ことがボーリング調査からわかっている。

当該地区では、小河川周辺および切盛り境界周辺で地盤変状による宅地被害が発生したが、小河川周辺および切盛り境界周辺では V_s の値が異なるため、小河川周辺では液状化の発生、切盛り境界周辺で盛土のゆすりこみ沈下もしくはすべり破壊の可能性がある、この場合には地盤性状を把握したうえで適切な対策工を選定する必要がある。

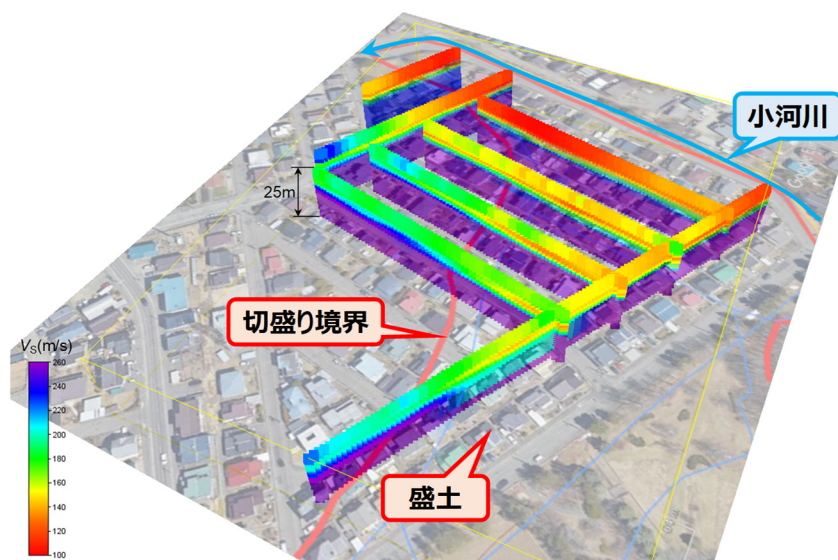


図4-8 月寒東地区で得られた V_s の準3次元分布

4.2.4 美しが丘地区

当該地区では、地震後に被災箇所を中心部にある公園内で湧水が確認されたとともに、液状化による地盤変状と考えられる宅地被害が発生した。そのため、旧河道位置や暗渠管などによって水みちとなっている弱層箇所および正しい盛土領域の把握を目的として表面波探査を行った。図 4-9a), b), c) は L4-1, L4-3, L4-5 における表面波探査から得られた S 波速度分布を示している。L4-1 における深度 2~6m, 距離程 4~70m 程度の範囲では $V_s = 120\text{m/s}$ 以下の相対的な低速度領域が存在している。L4-1 よりも東側の測線である L4-3, L4-5 では、L1 で確認されたような低速度領域は確認できず、全体的な S 波速度は大きい。これは L4-3, L4-5 は L1 よりも標高が高いために盛土厚が小さいことや、L4-1 では標高が低いために周囲よりも地下水位が高い状態にある可能性がある。

つぎに旧河道および旧水路を横断する測線である L4-6 および L4-4 の S 波速度分布を図 4-10 および図 4-11 に示す。L4-6 の距離程 18m, L4-4 の距離程 20m や 60m 程度の箇所は、旧河川や旧水路の位置の対応しており、当該箇所では相対的な S 波速度の低下領域となっていることがわかる。L4-4 については、近傍のアメダスで日降水量 30mm を観測した降雨直後にも表面波探査を実施した (L4-14)。図 4-12 は前述の降雨直後に行った表面波探査から得られた S 波速度分布を示している。降雨前の図 4-11 よりも旧河道および旧水路付近において S 波速度の低下領域が拡大しており、これは降雨浸透に伴う飽和度上昇によるサクションの低下、もしくは間隙水圧の増加を反映したものと推定される。

図 4-13 は L4-4 および L4-14 の距離程 20m 付近で実施した簡易動的コーン貫入試験から得られた N_d 値の比較を示している。簡易動的コーン貫入試験は、歩道に設置されている植樹帯で実施しており、降雨前後の実施地点は 20cm 程度離れた位置とした。深度 0~1.0m 程度ま $N_d = 10$ 程度であり、深度 1.0~1.5m 程度の層では $N_d = 20$ 以上となった。一方で、これよりも深い深度 2.0~3.0m 程度では $N_d = 5$ 程度の相対的に軟らかい層となっている。深度 3.0m 付近については、降雨後には $N_d = 0$ となっている。この $N_d = 0$ よりも深い深度からは N_d 値が増加している。このことから深度 3m 付近では、水みちが形成されいている可能性がある。

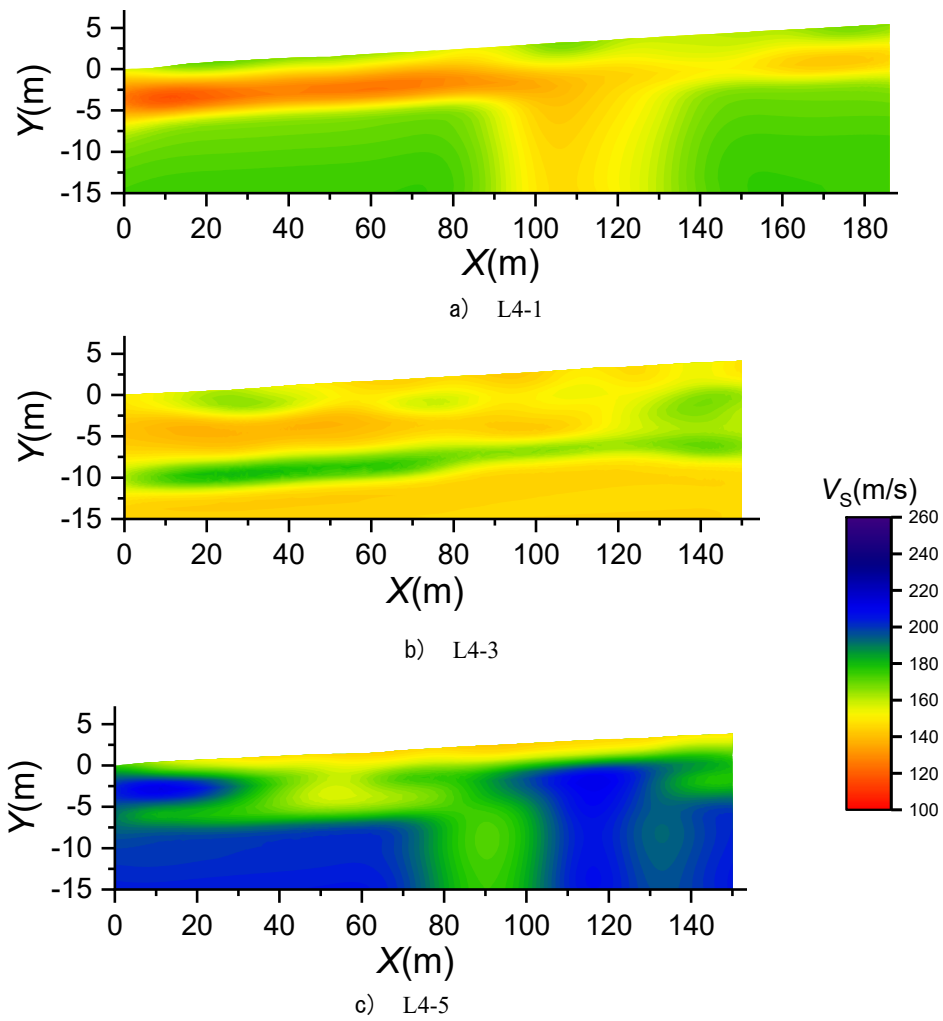


図 4-9 美しが丘地区での L4-1, L4-3, L4-5 の S 波速度分布

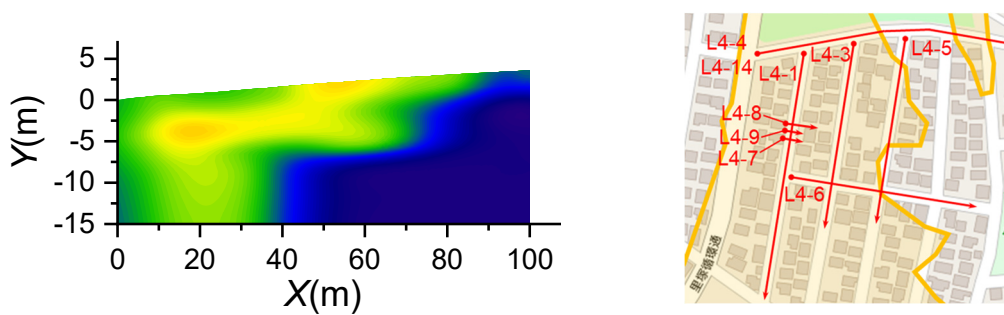


図 4-10 L4-6 における S 波速度分布

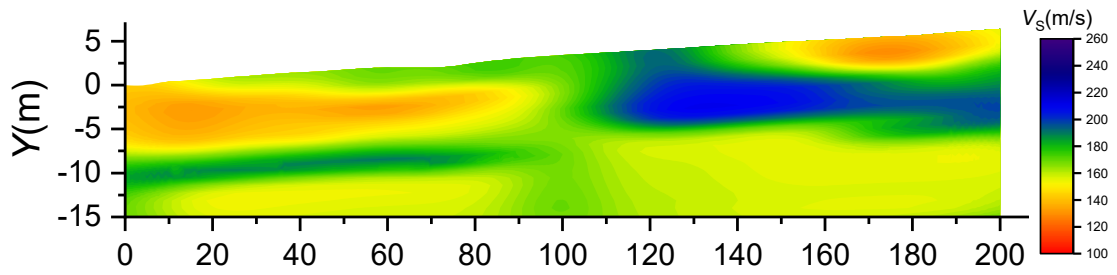


図 4-11 L4-4 における S 波速度分布（降雨前）

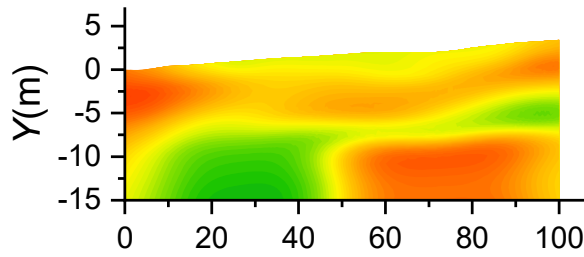


図 4-12 L4-4 における S 波速度分布（降雨後）

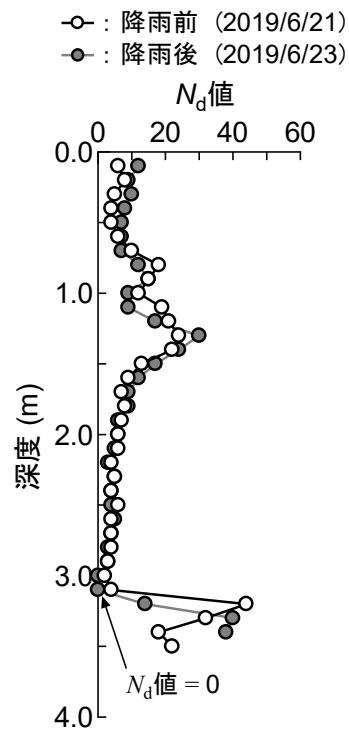


図 4-13 降雨前後での N_d の比較

4.2.5 清田団地地区

図4-14a), b), c)はL5-1, L5-2, L5-3における表面波探査から得られたS波速度分布を示している。推定盛土領域付近は $V_s = 100 \sim 160\text{m/s}$ の相対的な低速度領域であり、切盛り境界を明瞭に把握することができる。この盛土領域内には厚さ5m程度の $V_s = 100\text{m/s}$ 程度の極めて低速度な領域の存在が確認できる。L5-1, L5-2, L5-3の周辺では今回の北海道胆振東部地震で3度目の宅地被害を受けており、これは今回把握できた比較的広範囲に分布する低速度領域の存在が影響していると考えられる。

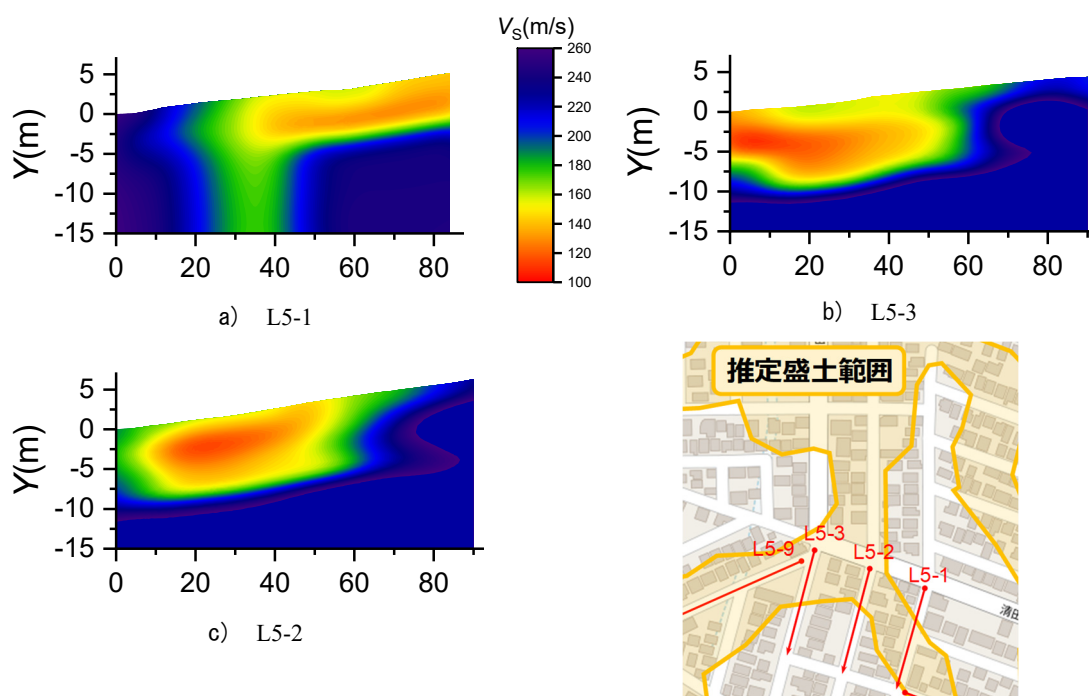


図4-14 清田団地地区で実施した表面波探査から得られた V_s 分布の例

4.2.6 北見市 A 地区

図 4-15 は表面波探査から得られた S 波速度 (V_s) 分布の例として, L1-2, L1-3, L1-5 の結果を示している. L1-2 の結果を見ると, 測線は概ね推定盛土範囲内となっており, (図 4-4a) 参照), $Y = 0 \sim 7\text{m}$ の領域には $V_s = 100 \sim 140\text{m/s}$ 程度の V_s の低下領域が確認できる. $X = 90 \sim 110\text{m}$ 付近では道路補修を行った箇所であり相対的に V_s が大きくなっていることがわかる. L1-3 は, $Y = 0 \sim 7\text{m}$ の領域に $V_s = 120 \sim 160\text{m/s}$ 程度の V_s の領域が確認でき, L1-2 に比べて相対的に V_s が大きい. また, L1-5 は, 測線始点および終点付近は推定盛土範囲となっているが (図 4-4a) 参照), $V_s = 100 \sim 140\text{m/s}$ 程度の V_s の低下領域は確認されない. 当該地区においては, 宅地地盤が南側へと傾斜していることから, L1-2 の地点では地下水位が高い状態にある可能性が推察され, 盛土範囲内の地下水位が高いと予想される領域では相対的に V_s が小さくなっていると考えられる. また, 当該地区では目立った地表面の沈下等は確認されていない.

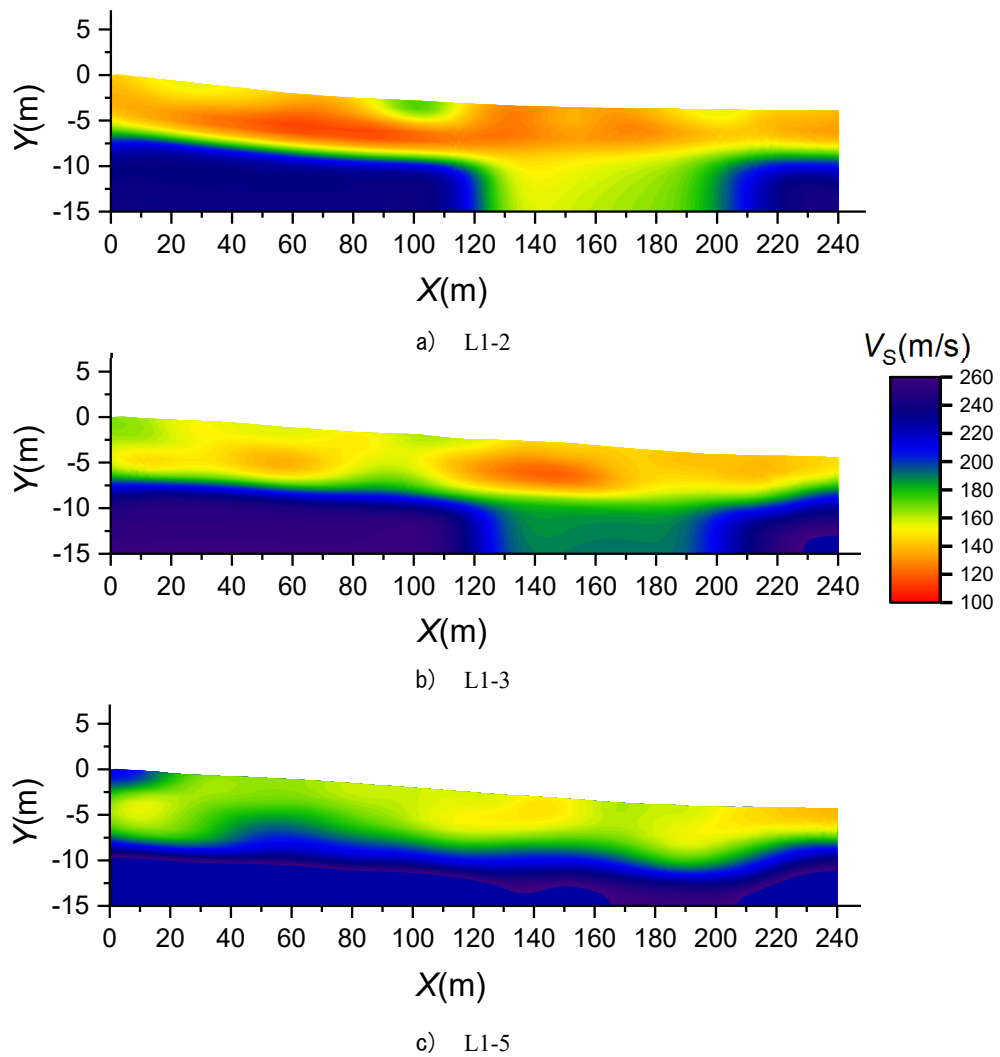


図 4-15 A 地区で実施した表面波探査から得られた V_s 分布の例

4.2.7 北見市B地区

当該地区では地表面の沈下や戸建て住宅の傾斜が確認されている地区である。図4-16は表面波探査から得られた V_s 分布の例として、L2-1, L2-3, L2-4およびL3-2の結果を示している。L2-1, L2-4の結果を見ると、測線は概ね推定盛土範囲内となっており（図4-4b参照）、 $Y=0\sim 8\text{m}$ 程度の領域には $V_s=120\sim 140\text{m/s}$ 程度の V_s の低下領域が確認できる。L2-3は測線始点および終点付近は推定盛土範囲内となっており（図4-4b参照）、 $X=0\sim 30\text{m}$, $80\sim 110\text{m}$ 程度、 $Y=2\sim 9\text{m}$ 程度の範囲にL2-1, L2-3と同様に $V_s=120\sim 140\text{m/s}$ 程度の V_s の低下領域が確認できる。L2-4の $X=50\text{m}$ 程度の位置では道路路面等の沈下を確認しており、その地点では V_s の低下領域が深度方向に広がっている。L3-2の結果を見ると、 $X=35\sim 50\text{m}$, $Y=0\sim 3\text{m}$ 程度の範囲では局所的な V_s の低下領域となっており、この範囲では顕著な道路路面等の沈下が確認されている。

北見市では過去に大規模な被災が発生する地震履歴は無いものの、道路路面の沈下量が大きい箇所と V_s の局所的な低下領域の位置は整合した。このことから、表面波探査による地盤性状の把握は被災前における造成盛土変状箇所の地盤性状把握手法としても有用であるといえる。

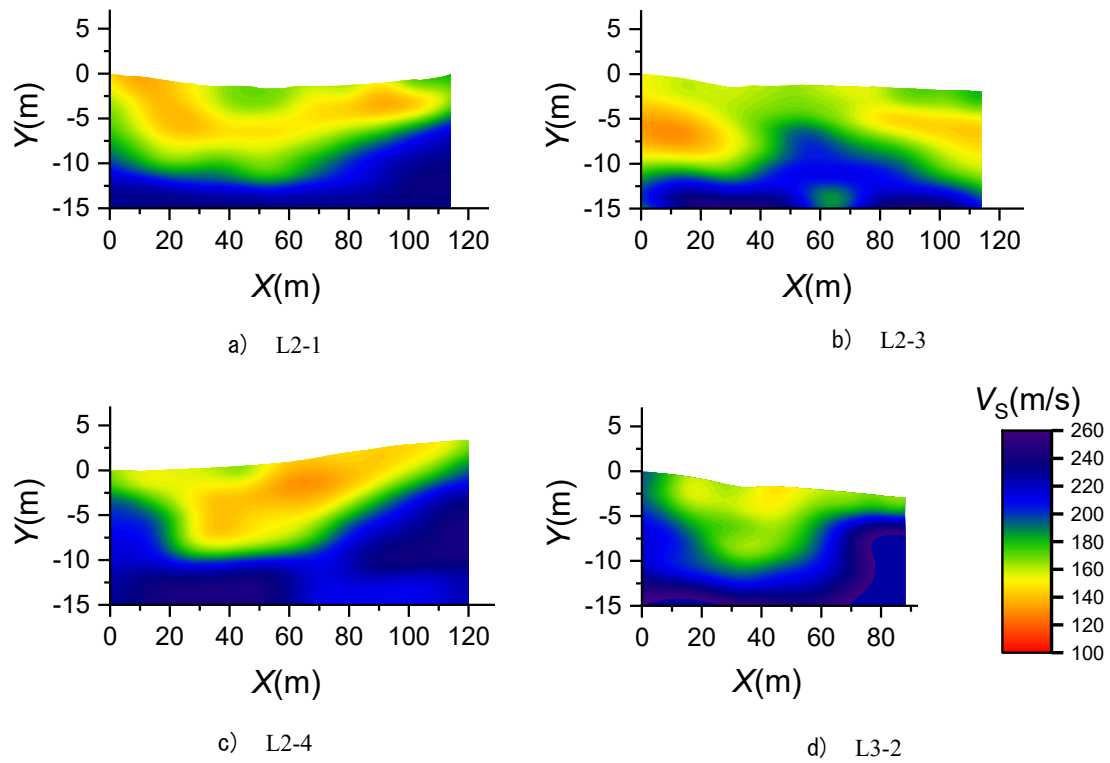


図 4-16 B 地区で実施した表面波探査から得られた V_s 分布の例

4.3 V_s の閾値検討手法

図4-17は札幌市で実施された標準貫入試験から得られた N 値および土質区分と、表面波探査から得られた V_s の深度分布の例を示している。また、本研究で検討した切盛境界の閾値の考え方を併せて示している。本研究では、ボーリングの土質区分で「盛土」とされた領域内の V_s および「盛土」とその下部土層の境界部の V_s に着目して、図中の①最頻値、②平均値、③盛土側境界値、④地山側境界値の閾値として、切盛境界を判定する手法を検討した。閾値は各ボーリングデータに対して①～④で得られる V_s を被災箇所別に平均して求めた。図4-18は①～④による閾値を反映させた代表的な V_s 分布を示している。図中には空中地形判読から決定された切盛境界の位置を併せて示している。このような図を札幌市の被災盛土で行った表面波探査のすべての測線に対して作成し、表面波探査における測線0m地点を基準として①～④から推定した切盛境界までの距離と空中地形判読による切盛境界位置までの距離を比較した。図4-19は閾値を反映させたS波速度分布から算出した切盛境界位置と空中地形判読による切盛境界位置の比較を示している。図4-19a)は盛土内の V_s の最頻値を閾値とした場合の比較を示している。切盛境界位置は概ね±10mの範囲内に分布していることがわかる。±10mの範囲外の結果は、道路補修の再転圧による V_s の増加や、地震動による地盤剛性の低下に伴う V_s の低下による影響と考えられる。図4-19b)は盛土内の V_s の平均値を閾値とした場合の比較を示している。最頻値を閾値とした図4-19a)と同様の傾向を示しているが、被災の規模や有無に関わらず表面波探査を宅地造成盛土の性状把握手法として活用していくことを考えると、平均値を閾値とした場合には、上述した道路補修の再転圧等で局所的に V_s が増加した影響を強く受ける可能性がある。図4-19c), d)は土層区分の切盛境界における盛土側および地山側の V_s を切盛境界の閾値とした場合の比較を示している。図4-19a), b)に比べ誤差が大きくなり、±10mの範囲外のデータが増加している。図4-17に示しているように、盛土側・地山側の境界値の V_s を用いた場合には切盛境界において最頻値や平均値より大きい V_s を閾値として採用している。このため、図4-18に示すように、今回検討した③、④の盛土の範囲が①、②に比べ広範囲となる。このことから、最も大きい V_s を閾値とした地山側の境界値をし

た場合において、空中地形判読から決定された切盛境界との比較可能なデータが最も少ない。さらに、地山の V_s が低い場合には図 4-18 のように盛土と地山が連続した状態となり、現実的な結果を得ることができないことがわかる。以上の結果から、被災した宅地造成盛土で実施した表面波探査から得られた V_s 分布において、盛土内の V_s の最頻値を使用することで切盛境界の位置を概ね推定することができる可能性がある。

ここで、被災を受けていない北見市の宅地造成盛土で表面波探査を実施し、ボーリングデータの存在しない地区において切盛境界を推定する手法の適用性について検討を行った結果を図 4-20 に示す。北見市においては、ボーリングによる土層区分が存在しないため、道路補修の再転圧による V_s の増加や、地震動による地盤剛性の低下に伴う V_s の低下による影響を最も受けにくい V_s の最頻値を閾値とした場合の比較を示している。ここでボーリングデータが無い測線における V_s の最頻値を決定する方法は、まず V_s 分布から測線方向 (X 軸方向) に 2m 間隔の地点での V_s の深度分布を抽出し、この地点での深度分布において V_s が上昇する深度 (例えば、図 4-17 における約 7m) を決定し、この深度と測線長の範囲内における V_s を最頻値として算出した。A 地区においては、上述したように盛土範囲内の地下水位が高いと予想される領域で V_s が小さくなっているなどといった影響により、多少のばらつきがみられる。しかし、B 地区においては切盛境界位置が概ね $\pm 10\text{m}$ の範囲内に分布している。以上のような結果から、ボーリングデータが無い地区においても、 V_s の最頻値を使用することで切盛境界の位置を表面波探査から概ね推定できる可能性がある。

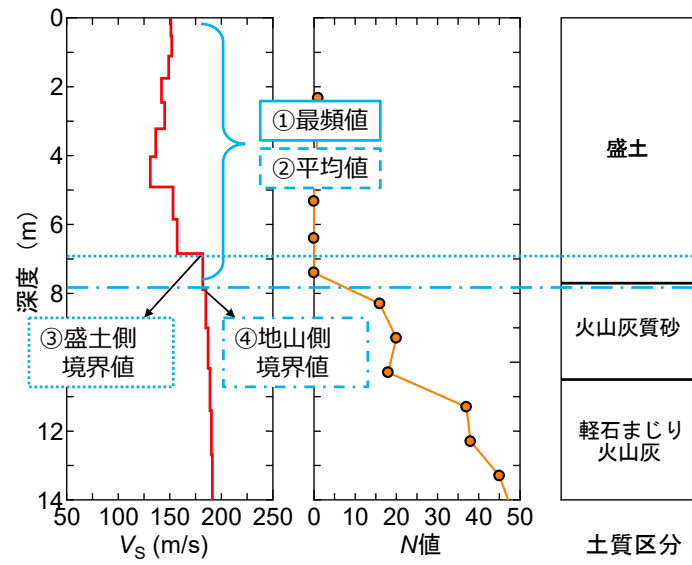


図 4-17 各種試験結果および閾値の決定手法

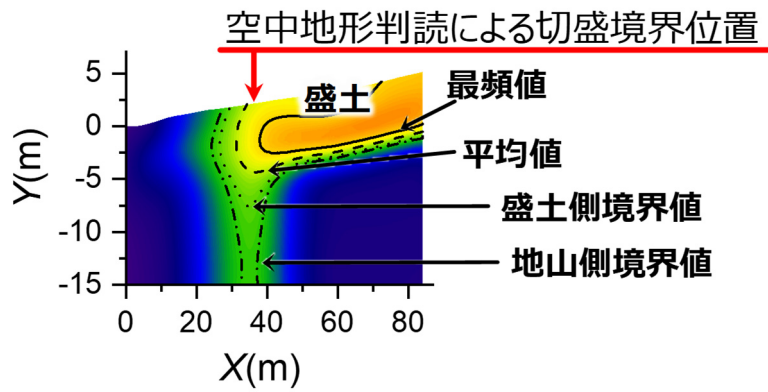


図 4-18 閾値を反映させた代表的な S 波速度分布

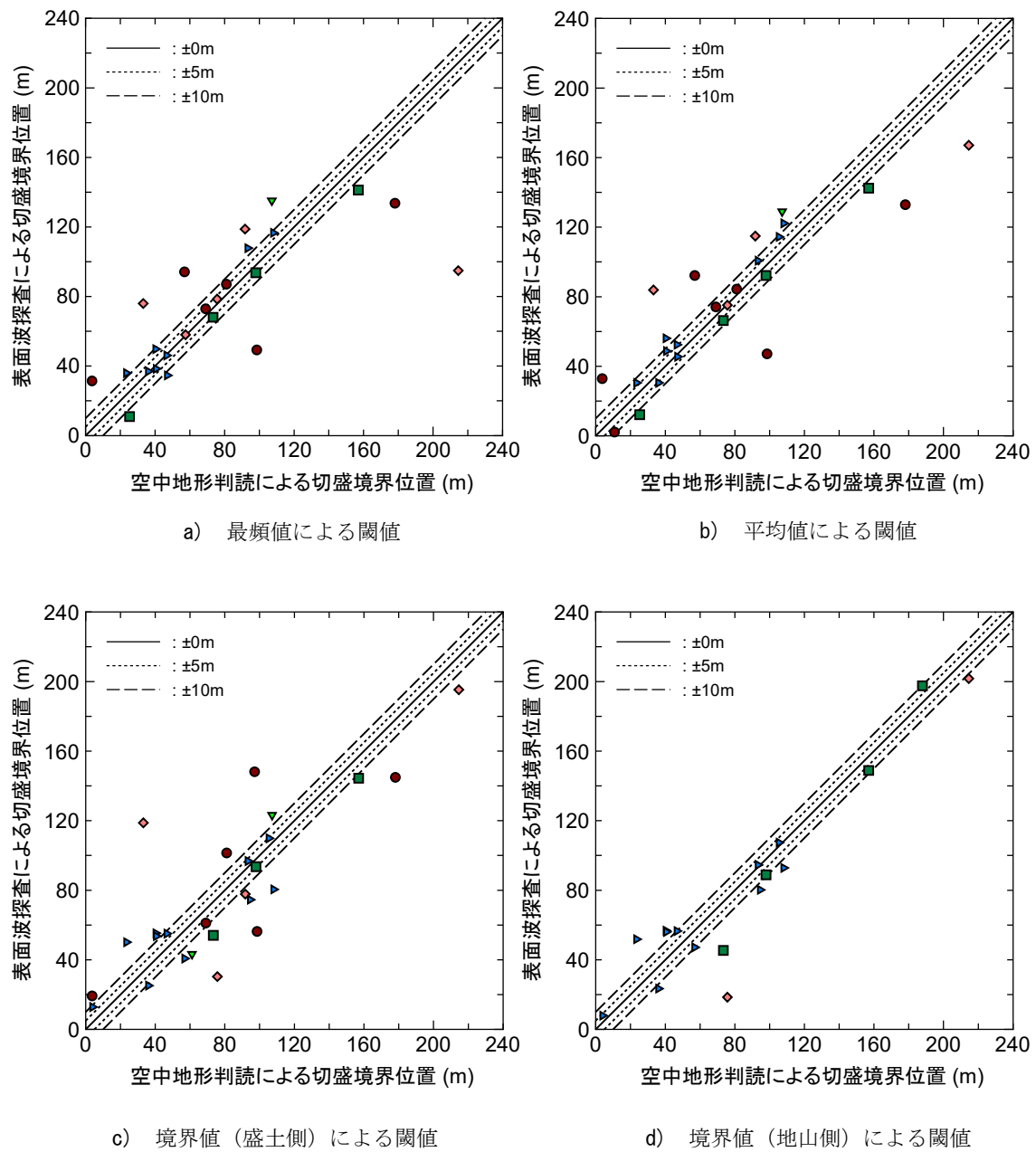


図 4-19 札幌市における表面波探査と空中地形判読の切盛境界位置の比較

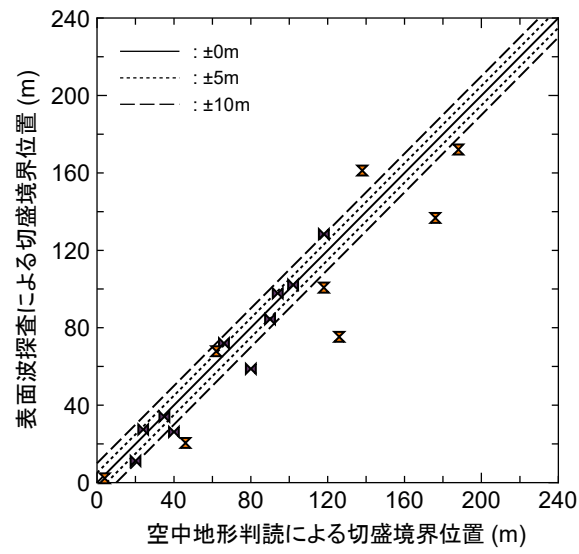


図 4-20 北見市における切盛境界位置の比較

4.4 V_s と地表面沈下量の関係

上述の一連の結果から、表面波探査から取得可能な S 波速度分布によって、切盛境界や局所的な V_s の低速度領域など、地震後の地盤性状を広範囲に把握することが可能であることを示した。この利点を活かすと地震後に表面波探査を行い、迅速に地盤性状を評価することで余震による再度災害の要注意箇所の抽出や、対策工実施箇所の優先順位の決定指標の一つになる可能性がある。そこで本研究では、S 波速度分布と地表面の沈下量の関連性について検討を行った。

地震時における地盤変状の推定手法はいくつか報告されている。田邊ら¹⁰⁾は砂層厚と最大加速度 A および砂層平均 N 値をパラメータとして、地震時の地盤沈下量の簡易的な推定式(1)を提案している。ここで、図 4-21 は札幌市における表面波探査の測線上で実施された標準貫入試験から得られた N 値と V_s を土質区分別に比較した結果を示している。さらに図中には式(2)および(3)に示す道路橋示方書で用いられる N 値と V_s の換算式¹¹⁾を記載している。盛土(図中の△)に着目すると、 N 値=0~4 において式(2)および(3)の推定線よりも大きな V_s を呈していることがわかる。 N 値=0 となる地点において地盤内が空洞となっている可能性は低いことがわかっているため¹²⁾、これは地震動によって地盤剛性が低下し脆弱化した盛土において標準貫入試験による粒子破碎が発生したことで小さい N 値が観測されたと推察される¹³⁾。すなわち、標準貫入試験による N 値を用いた地盤性状の正確な評価が困難な盛土では、 V_s による性状評価が可能であると考えられる。このようなことから本研究では、被災した札幌市の宅地造成盛土での実測沈下量と表面波探査から得られた V_s を用いて換算 N 値を算出し、推定式(1)から求めた推定沈下量の比較・検討を行った。推定式(1)において、砂層厚は図 4-17 に示したようにボーリングの土層区分で「盛土」とされた地点までの深度を使用し、その深度までの V_s の平均値を道路橋示方書で用いられる N 値と V_s の換算式(3)を使用して砂層 N 値に代入した。最大加速度 A は、北海道胆振東部地震の際に気象庁の強震波形の記録¹⁴⁾から、札幌市清田区平岡観測地点にて計測された 278gal を使用している。

$$\text{沈下量(cm)} = 0.250 \frac{\text{砂層厚(m)} \times \text{最大加速度 } A(\text{gal})}{\text{砂層 } N \text{ 値}} + 2.52 \quad (1)$$

$$\text{粘性土 : } V_s = 100 N^{(1/3)} \quad (1 \leq N \leq 25) \quad (2)$$

$$\text{砂質土 : } V_s = 80 N^{(1/3)} \quad (1 \leq N \leq 50) \quad (3)$$

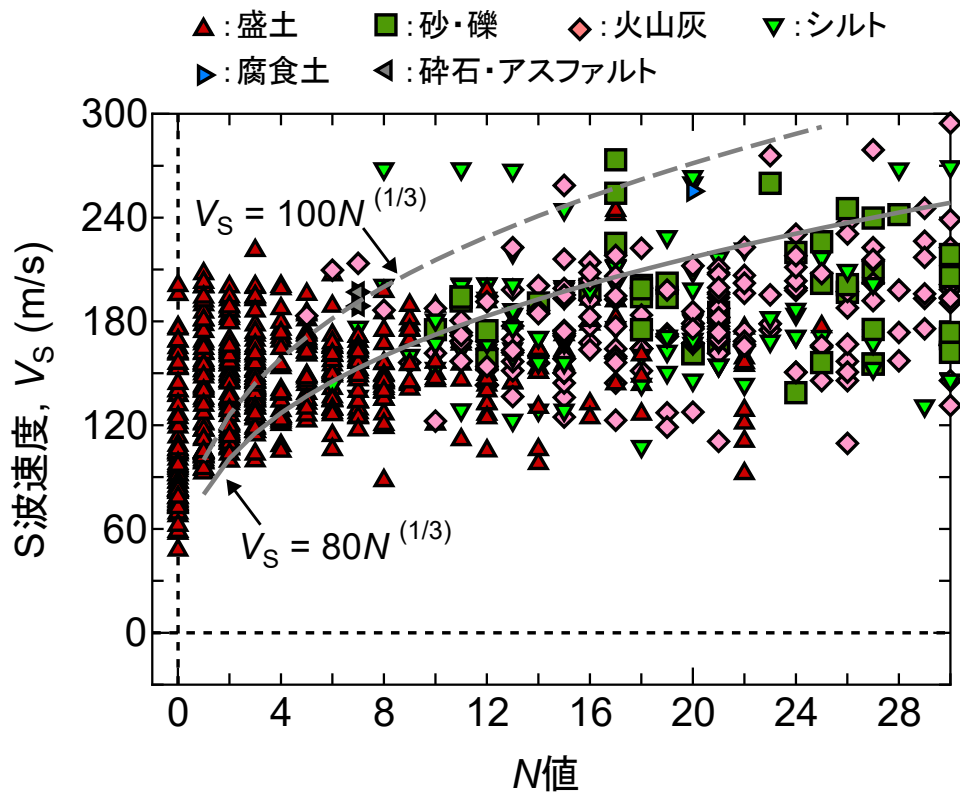


図 4-21 土質区分別の V_s と N 値の関係

図 4-22 に実測した沈下量と、各被災箇所別の V_s の平均値から推定した沈下量の比較を示している。月寒東地区、里塚霊園地区、清田中央地区の結果は、概ね $\pm 50\text{cm}$ 以内の範囲に分布している。最も被災規模が大きい里塚一条地区の結果においては、推定沈下量に比べ実測の沈下量の方が大きい点はいくつか確認できる。里塚一条地区の被災形態は、谷地形に造成された火山灰質土で構成された盛土が液状化によって旧河川の勾配に沿うように流動し、造成盛土の末端部から大量に噴出した。このように液状化層の流出によって支持地盤を失った盛土においては、表面波探査実施時には過去の盛土材料が残存していない可能性があり、被災後に得られた V_s を用いた対策工の検討などには注意が必要である。

美しが丘地区の結果については、実測沈下量に比べ推定沈下量の方が大きい結果となっている。美しが丘地区では、地震後に被災箇所の中心部にある公園内で湧水が確認されている。そのため、旧河道位置や暗渠管などによって水みちとなっている弱層箇所の影響により、 V_s が低下していることが予想され、推定沈下量が実測沈下量に比べ大きくなったと考えられる。

北見市の宅地造成盛土で表面波探査を実施した際に、B 地区において局所的な道路路面の沈下を確認しているが、この地表面の沈下を 2003 年に発生した十勝沖地震によるものと仮定して、気象庁の強震波形の記録¹⁵⁾から、北見市公園町の観測地点にて計測された 130gal を使用して実測した沈下量と推定した沈下量の比較を行った結果を図 4-23 に示す。上述したように V_s の最頻値を用いることで切盛境界を推定することができたため、図 4-18 に示したように最頻値を閾値として反映させた V_s 分布から推定式(1)における沈下箇所の砂層厚を決定した。また、最頻値により算出した砂層厚までの深度方向における V_s の平均値を用いて式(3)により N 値を求めた。いずれの計測地点においても概ね $\pm 50\text{cm}$ 以内の範囲に分布しているが、 V_s の平均値を用いた推定沈下量の方が実測した沈下量に比べ小さくなっていることがわかる。北見市の宅地造成盛土においては、ボーリングデータが存在しないため、任意の深度方向における V_s の最頻値から砂層厚を決定していることから、実際の盛土厚よりも小さい値を使用している可能性があり、推定沈下量が小さくなったと考えられる。

以上の結果から、これまでの表面波探査では 2 次元的な V_s 分布を取得し、 V_s

の相対的な変化から地盤性状を把握手法であるが既存の簡略的な沈下量推定式のパラメータを V_s に読み替えることで、 $\pm 50\text{cm}$ という精度ではあるものの探査対象とした盛土の地震時沈下量の概略値を取得できる可能性を示した。

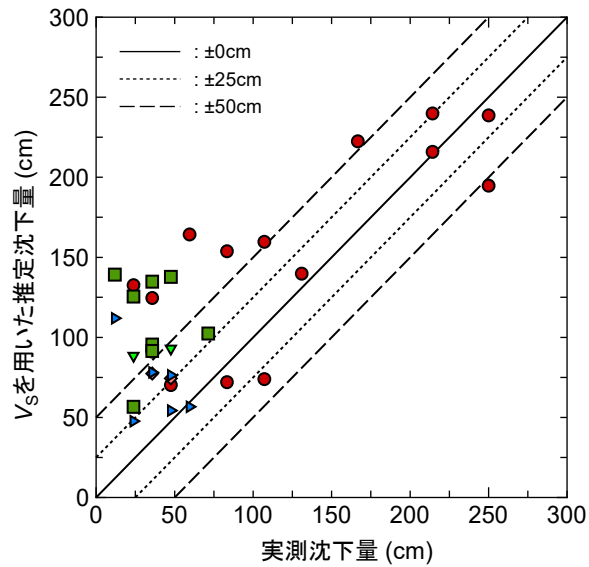


図 4-22 札幌市（被災箇所）における沈下量の比較

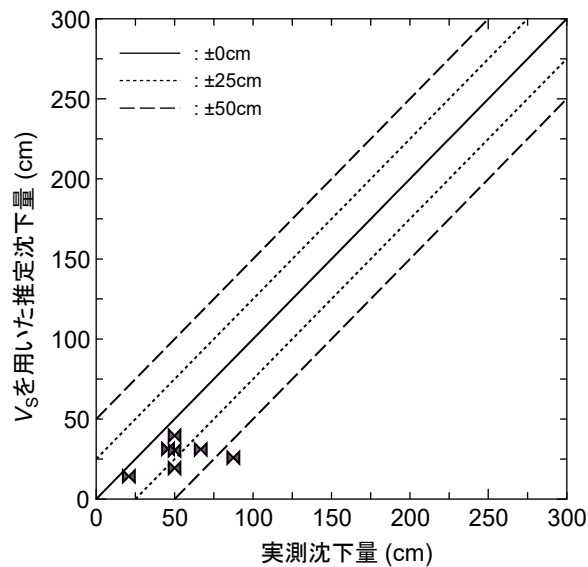


図 4-23 北見市における沈下量の比較

4.5 まとめ

本章では、平成30年北海道胆振東部地震により被災した北海道札幌市の宅地造成盛土で実施した表面波探査の結果を用いて、 V_s から切盛境界を推定する手法について検討している。得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 表面波探査から取得可能な V_s 分布によって、切盛境界や局所的な V_s の低速度領域など、地震後の地盤性状を広範囲に把握することが可能であることを示した。
- (2) 表面波探査から得られる V_s 分布から切盛境界を推定する方法として、盛土内の V_s の最頻値を切盛境界の閾値に採用すると空中地形判読から推定される切盛境界と一定の整合性を確認できた。
- (3) 札幌市の被災盛土において N 値=0~4 の領域では比較的大きな V_s を呈していることがわかった。これは標準貫入試験による N 値は粒子破碎等の影響によって小さく観測されている可能性があると考えられ、 N 値を用いた地盤性状の正確な評価が困難な特に N 値=0 の領域では V_s による性状評価が有用である。
- (4) 地震時の地表面沈下量を算出する既存の経験式の N 値を V_s に置き換えることで、 $\pm 50\text{cm}$ という精度ではあるものの、探査対象とした造成盛土の地震時沈下量の概略値を表面波探査の利点を活かして広範囲かつ非破壊で迅速に把握できる可能性を示した。

第4章の参考文献

- 1) 小笠原明信, 中村希美, 川尻峻三, 川口貴之, 山下聡, 佐々木将仁, 須志田健: S波速度分布を用いた宅地造成盛土の切盛境界および地表面沈下量の推定方法の検討, 第61回地盤工学会北海道支部技術報告会, 地盤工学会北海道支部技術報告集, Vol.61, pp.55-64, 2021.
- 2) 地震調査研究推進本部地震調査委員会: 平成30年北海道胆振東部地震の評価, https://www.static.jishin.go.jp/resource/monthly/2018/20180906_iburi_3.pdf, 2018 (2019.9 閲覧)
- 3) 地盤工学会: 平成30年北海道胆振東部地震による地盤災害調査団最終報告書, pp.20-54, 2019.
- 4) 山下聡, 小川かける, 川尻峻三, 川口貴之, 渡邊達也: 平成30年北海道胆振東部地震で被災した火山灰造成宅地の液状化特性ー2003年十勝沖地震で被災した火山灰造成農地との比較ー, 地盤工学ジャーナル, Vol.14, No.4, pp.353-361, 2019.
- 5) Watabe, Y, Nishimura, S: Ground movements and damages in Satozuka District, Sapporo, due to 2018 Hokkaido Eastern Iburi Earthquake, Soils and Foundations, Vol. 60, No. 5, pp.1331 – 1356, 2020.
- 6) 国土地理院: 札幌市清田区の地形復元図(地形分類図), <http://www.gsi.go.jp/BOUSAI/H30-hokkaidoiburi-east-earthquake-index.html#9>, 2019(2020.1 閲覧)
- 7) 稲崎富士: 「ランドストリーマー」を用いた都市域での高分解能S波反射法探査, 物理探査学会第98回学術講演会論文集, pp.114-117, 1998.
- 8) 林宏一, 鈴木晴彦, 岡田聡, 稲崎富士: ランドストリーマーを用いた表面波探査, 物理探査学会第108回学術講演会論文集, pp.298-301, 2003.
- 9) Golden Software, Inc.: Voxler 4 Full User's Guide, 2012.
- 10) 田邊揮司良, 高田至郎: ライフライン解析のための地震時地盤沈下量の推定, 土木学会論文集, 第392号, I-9, pp.377-384, 1988.
- 11) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.69, 2017.

- 12) 川尻峻三, 小笠原明信, 川口貴之, 佐々木将仁, 須志田健, 山下聡: 平成 30 年北海道胆振東部地震で被災した宅地造成盛土の被災後の S 波速度分布, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), 第 76 巻 4 号, pp. I_87-I_95, 2020.
- 13) 八木一善, 三浦清一: 破碎性火山灰地盤の力学特性の評価, 土木学会論文集, No.757III/-66, pp.221-234, 2004.
- 14) 国土交通省 気象庁: 強震観測データ, 2018 年 9 月 6 日 03 時 07 分 胆振地方中東部地震,
https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/1809060307_hokkaido-iburi-tobu/index.html, 2019(2021.2 閲覧)
- 15) 国土交通省 気象庁: 強震観測データ, 2003 年 9 月 26 日 04 時 50 分 平成 15 年十勝沖地震,
https://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/030926_tokachioki/index.htm, 2013(2021.2 閲覧)

第 5 章

結論

5.1 補強土壁における表面波探査の適用

本研究では地盤構造物の性状把握に対する表面波探査の適用性に関する検討を行った。そこで変状程度が異なる補強土壁に対して表面波探査を行い、 V_s 分布と壁面パネルの傾斜角の関連性について検討している。また、凍上現象に対して良質な盛土材料と凍上性を有する盛土材料を用いて、実物大の帯鋼補強土壁を構築し、冬季間の寒気の侵入によって凍上性盛土材料を使用した補強土壁に意図的に変状を与え、その際の補強材に作用するひずみや張力などが補強土壁の変状に与える影響について検討した。さらに、Wireless Power Transfer (WPT) technologies に基づき、電池を必要としない無線方式の新たな土中温度の計測手法を提示した。得られた知見について、以下にまとめる。

- (1) 補強土壁内の深度方向の V_s は、変状が少ない補強土壁では深度とともに増加する傾向にあるものの、変状が進行している補強土壁では局所的に V_s が低下する傾向にあった。
- (2) 補強土壁内の V_s の頻度分布から、壁面パネルの変状が小さい補強土壁では特定の V_s の相対度数が明確に大きくなり、さらに正規分布状に V_s が分布する。一方で、壁面パネルの傾斜角が大きい場所や壁面パネルにクラックが発生している場合では、頻度分布において V_s のピークは複数存在し、正規分布状ではなかった。
- (3) 補強土壁の状態変化を間接的に表すパラメータとして $V_{s,ta} / V_{s,max}$ は壁面パネル傾斜角 θ の増加とともに低下する傾向にあり、試験補強土壁での結果についても壁面パネルの変状の進行と整合した。このことから、竣工後からの補強土壁の健全性を評価する指標として $V_{s,ta} / V_{s,max} \sim \theta_{max}$ 有は有用と言える。
- (4) 異なる盛土材を使用した補強土壁において、乾燥密度や含水比のバラつきが大きい凍上性の盛土材を使用したケースでは、竣工直後の初期変位が大きいことが確認された。
- (5) 寒気が侵入する冬期間の壁面変状は、凍上性が高い盛土材料を用いた場合では、凍上性が低い盛土材料の場合と比較して前方への変位が大きくなることが確認された。

- (6) 凍上性の高い盛土材内に敷設した補強材には、特にある程度の拘束力が作用した状況下で壁面パネル背後の土が凍上すると、大きな引張力が作用することが分かった。
- (7) 現時点において、試験補強土壁の補強材連結部は弾性領域を超えていないことが予想され、補強材は破断に至っていないと考えられる。しかし、補強材の腐食しるを考慮すると補強材連結部が塑性領域に達する可能性があることから、実補強土壁において毎シーズン作用する壁面パネルへの凍上圧によって補強材連結部が経年劣化し破断強度が低下することで、破断に至ったと考えられる
- (8) 以上のことから、壁面パネルの脱落に至る要因には、(1)壁面パネル背面土で凍結線が進行する気象条件、(2)凍上性を有している盛土材の使用、(3)凍上圧の作用によって補強材に引張力が作用するための拘束条件などが挙げられる。
- (9) 補強土壁の状態変化を間接的に表すパラメータとして $V_{S,ta} / V_{S,max}$ は壁面パネル傾斜角 θ の増加とともに低下する傾向にあり、試験補強土壁での結果について壁面パネルの変状の進行と整合した
- (10)無線による温度センサへ給電と温度データの受信は、送電・受信アンテナと受電アンテナの距離は今回の実験の範囲では最大で 12.5m であり、この距離から約 2 秒程度で土中温度データを取得できた。
- (11)WPT によって離散的に得られた温度データの季節変化は、従来手法によって連続的に得られた温度データの変化と整合していた。
- (12)WPT と従来手法での温度データの誤差は $\pm 1^{\circ}\text{C}$ 程度であるため、WPT による手法で土中の温度変化を把握可能である。

5.2 補強盛土における表面波探査の適用

第 3 章では地すべりに対する事前対策工として高強度ジオテキスタイルを用いた補強盛土工を適用した事例における現地計測結果について報告している。得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 測定の初期段階で補強盛土下段の補強材に設置したひずみゲージにわずかなひずみが見られたが、その後の凍結融解や季節変動による経時的なひずみの変化は確認されていない。
- (2) 表面波探査の結果から、補強盛土内における S 波速度の局所的な低速度領域等は確認されておらず、変状箇所等も確認されていないため、補強盛土の安定性を損なうような事態には至っていないと考えられる。
- (3) 補強盛土の安定性を評価するためには、今後も現地計測が必要であるため、表面波探査などの地盤調査等を継続していく必要がある。

5.3 宅地造成盛土における表面波探査の適用

第6章では、平成30年北海道胆振東部地震により被災した北海道札幌市の宅地造成盛土で実施した表面波探査の結果を用いて、 V_s から切盛境界を推定する手法について検討している。また、道路面等の沈下が確認されている北海道北見市の宅地造成盛土で表面波探査を実施し、切盛境界を推定する手法の適用性について検討している。得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 表面波探査から取得可能な V_s 分布によって、切盛境界や局所的な V_s の低速度領域など、地震後の地盤性状を広範囲に把握することが可能であることを示した。
- (2) 表面波探査から得られる V_s 分布から切盛境界を推定する方法として、盛土内の V_s の最頻値を切盛境界の閾値に採用すると空中地形判読から推定される切盛境界と一定の整合性を確認できた。
- (3) 札幌市の被災盛土において N 値=0~4の領域では比較的大きな V_s を呈していることがわかった。これは標準貫入試験による N 値は粒子破碎等の影響によって小さく観測されている可能性があると考えられ、 N 値を用いた地盤性状の正確な評価が困難な特に N 値=0の領域では V_s による性状評価が有用である。
- (4) 地震時の地表面沈下量を算出する既存の経験式の N 値を V_s に置き換えることで、 $\pm 50\text{cm}$ という精度ではあるものの、探査対象とした造成盛土の地震時沈下量の概略値を表面波探査の利点を活かして広範囲かつ非破壊で迅速に把握できる可能性を示した。

5.4 今後の課題

本文では、補強土壁や宅地造成盛土といった地盤構造物に対する表面波探査の適用性について述べている。また、補強土壁に対する動体観測結果およびモニタリング手法についても検討している。以上の結果から得られた今後の課題を以下にまとめる。

- (1) 補強土壁に対して実施した表面波探査の結果から、壁面パネルの変形に伴い提案している V_s を活用した健全性評価指標の低下が確認できたが、裏込め土の応力状態が変化した場合の V_s の変化量を定量的に把握したうえで、健全性評価指標の閾値を決定することが必要である。
- (2) 供用中の自動車専用道や試験補強土壁に対して実施したワイヤレス電力伝送システムの検証実験の結果から、従来の計測方法と同程度の精度で土中の温度計測ができることを示し、日常的に行われる道路構造物の点検時に地盤の内部情報を従来と同じ制度で取得できることが示唆された。そのため、日常点検で使用するパトロールカーにこのシステムを車載することが可能な、多地点の温度データを測定できるアンテナの開発が必要となる。
- (3) 宅地造成盛土にて実施した表面波探査の結果から、切盛境界を推定する方法として、盛土内の V_s の最頻値を切盛境界の閾値に採用すると空中地形判読から推定される切盛境界と一定の整合性を確認できた。今後は、精度を高めるために造成年代に着目し、造成年代別の閾値を決定する手法を検討していく必要がある。

謝辞

本論文は北見工業大学において博士前期課程および後期課程の 5 年間で行った研究成果を取りまとめたものです。

本研究を進めるにあたり、北見工業大学 工学部 地盤防災技術研究室川尻峻三准教授には、実験の計画から論文の書き方に至るまで、細かくご指導を賜りました。さらに、指導教員として研究活動や就職活動において、数多くの助言を頂きました。また、地盤工学研究室・山下聡教授、地盤補強・ジオシンセティックス研究室の川口貴之教授、地盤凍結・緑化工学研究室・中村大准教授、渡辺達也助教にも数多くの貴重なご意見を頂き、心より厚く感謝の意を表します。

また、本研究を遂行するにあたり、橋本聖氏（寒地土木研究所）、志村直紀氏（ヒロセ補強土(株)）、桃原直也氏並びに櫻井昌人氏（応用地質(株)）にもご助言やご協力を頂き、ここに記して感謝の意を表します。

そして、筆者の地盤系研究室の先輩である宋白楊氏（洛陽理工学院）、宮川郁朗氏（北海道庁）、三鍋佑季氏（北海道電力）、川俣さくら氏（東京インキ(株)）、川内谷勇真氏（ジェイアール東日本コンサルタンツ(株)）、田中悠暉（応用地質(株)）、佐藤貴亮氏（(株)開発工営社）、猶原有希子氏（北海道開発局）ならびに劉爽氏（エターナルプレザーブ(株)）には、実験・調査の方法やプレゼンテーションに関するアドバイスなどを頂き、大変お世話になりました。また、筆者が 2017 年に北見工業大学大学院に入学してから共に過ごしてきた同期・後輩である、Dagvadorj Otgonjargal 氏、岸川鉄啓氏、大谷匠氏、山岸昂平氏、衛藤遼氏、山口滉平氏、御厩敷公平氏、後藤雄介氏、三浦竜氏、平井泰輔氏、中陳実咲希氏、舘林雅治氏、松下功志郎氏、小山真輝氏、古矢達也氏、松本日和田氏、對馬健氏にも多大なるご協力を頂きました。有意義な研究室生活を過ごしてきた地盤防災技術研究室の仲間全員に感謝申し上げます。

令和 4 年 2 月 4 日

北見工業大学 大学院 工学研究科 寒冷地・環境・エネルギー工学専攻
地盤防災技術研究室 小笠原 明信