

# 積雪寒冷地の既設補強土壁の健全度評価手法の確立に関する研究

研究予算：運営費交付金

研究期間：平 28～令 2

担当チーム：寒地地盤チーム

研究担当者：畠山乃、林宏親、橋本聖

山木正彦、佐藤厚子

## 【要旨】

近年、積雪寒冷地で施工された補強土壁（テールアルメ）の壁面パネルが脱落する事象が顕在化した。凍上対策を行っていない潜在的な既設補強土壁は 5,000 以上存在するが、これは既設補強土壁の約 15%に相当する。

本研究では凍上による壁面パネル破壊発生メカニズムを解明し、非破壊試験による健全度評価手法の確立するために、高さ 6m の実大テールアルメを構築して 4 シーズンに渡る計測から壁パネル脱落の要因を定量的に把握した。また、北海道オホーツク管内の複数の既設補強土壁を対象に表面波探査を実施し、得られた表面波速度  $V_s$  と壁面パネルの傾斜角  $\theta$  の関係性から既設補強土壁の健全度評価指標を提案した。さらに、補強土壁の品質管理の一助となる「補強土壁チェックシート」を作成し、補強土壁の業務や工事の品質管理に資する枠組を構築した。  
キーワード：既設補強土壁、凍上、非破壊試験、健全度評価

## 1. はじめに

テールアルメリは 1963 年にフランスで開発された工法で 1972 年に旧日本道路公団で採用されて以降、数ある補強土壁の中では日本国内で最も多く採用され、現在においても着実に増加傾向にある。

テールアルメの道路盛土への適用に関する研究は旧建設省土木研究所などで合理的な設計、施工方法の確立に向けた知見を得るため、模型や実物大規模の実験が数多く実施された。これらの成果は「道路土工—擁壁工指針」<sup>2)</sup> に反映され、テールアルメを含む主要な補強土壁はコンクリート擁壁と並ぶ主要な擁壁技術の一つとして、様々なインフラ整備に導入された。一方、中央自動車道笹子トンネルの天井板落下事故以降、国土交通省ではすべての構造物に対して、点検、診断、措置、記録のメンテナンスサイクルの確立を徹底するよう通達<sup>3)</sup> が出された。これを受けて、既設テールアルメに対しても効率的なメンテナンス体系の確立が求められることになり、上記の点検や診断に対するアプローチとして研究<sup>(例えば 4), 5)</sup> が行われている。

一方、2000 年に長野県岡谷市の市道に構築されていたテールアルメの壁面パネルが複数枚脱落する事象が発生した。これは、壁面パネルに補強材（ストリップ）の降伏応力以上の凍上圧が作用して、補強材自身あるいは補強材と壁面パネルを繋ぐコネクティブストリップのボルトが破断したものと推察された。しかしながら、凍上力による影響はあくまでも定性的な評価で定量的なメカニズムの解明には至っていない。また、凍

上対策を行っていない潜在的な既設補強土壁は 5,000 以上存在するため、積雪寒冷環境に構築された既設補強土壁の健全度評価および対応は喫緊の課題である。

本研究の達成目標は、①既設補強土壁の凍上現象による変状発生メカニズムの解明、②凍上履歴を受けた既設補強土壁の健全度評価手法の確立、③非破壊試験による既設補強土壁の健全度評価指標の提案である。

## 2. 既設補強土壁の凍上現象による変状発生メカニズムの解明

### 2. 1 積雪寒冷地における既設補強土壁の凍上被害事例分析

#### 2. 1. 1 被災した既設テールアルメの現況

**図-1** は文献調査により凍上現象で被災したと考えられる東北地方、甲信越地方、東海地方の 3 現場である。各現場の規模、施工（変状）年度、各設計の諸元を**表-1**、壁面パネルの破損箇所を**図-2**に記載している。設計定数は補強土（テールアルメ）工法設計・施工マニュアル<sup>1)</sup>（以降、マニュアル）に従って決定されており、ストリップの引抜け、ストリップ破断やボルトのせん断強度、テールアルメを含む盛土全体のすべり破壊に対して所定の安全率は満足している。

**写真-1** は各現場における壁パネルの脱落による盛土材の流失、壁パネルのはらみ出し、ストリップの破断状況を示す。**写真-1 a), b)** は I 現場、同じく **c), d)** は G 現場、同じく **e), f)** は N 現場の変状後の状況である。テールアルメの変状は完成してから 4～14 年経過



図-1 文献調査の現場位置

表-1 テールアルメの設計諸元

調査箇所		I	G	N
規模	壁面積 (m <sup>2</sup> )	4107.9	407.9	818.7
	延長 (m)	802.2	56.7	203.8
	壁高 (m)	12.7	10.5	9.7
施工	施工 (年)	2004	1998	1999
	変状発見 (年)	2008	2004	2013
盛土材	せん断抵抗角 $\phi$ (°)	30	30	30
	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19	19	19
	摩擦係数 $f$	0.726~1.5	0.726~1.5	0.726~1.5
補強材	リブ付ストリップ (mm)	t4.0 × b60	t4.0 × b60	t4.0 × b60
	亜鉛メッキ (m <sup>2</sup> )	350	350	350
	腐食シロ (mm)	1	1	1
	引張応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	185	140	140

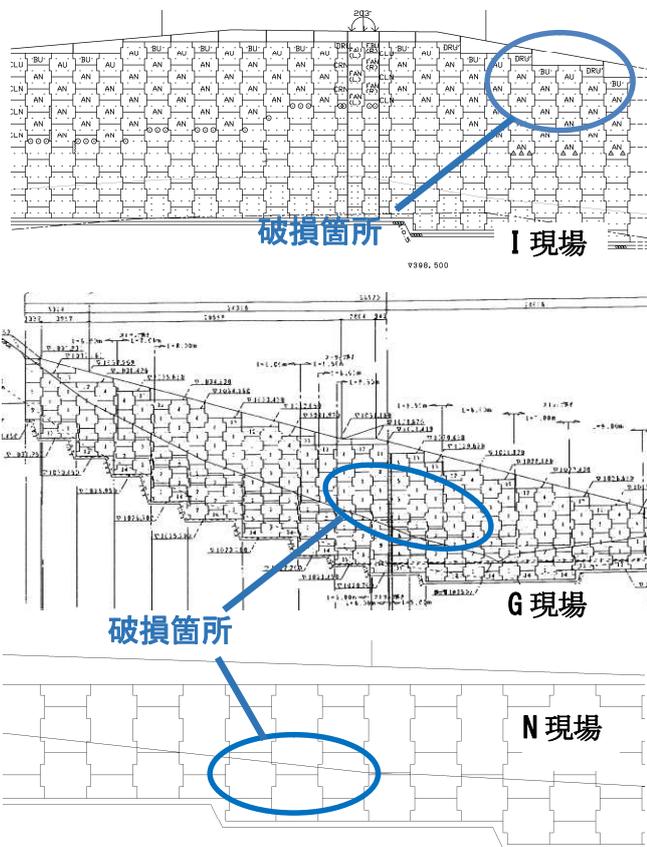


図-2 テールアルメの正面展開図

した後に発生した。以下、各現場の変状について考察する。

I 現場はテールアルメ中段から上段にかけて、最大で水平方向に幅 4 枚の壁面パネルが完全に脱落して盛土材が流出した (写真-1 a)。写真-1 b) はテールアルメの壁面パネル背面側から撮影したものであるが、壁面パネルとストリップは辛うじて接続されており、本来は壁面パネルに対して水平に設置されているストリップが下方に湾曲したように見える。

G 現場はテールアルメ上段から下段まで一部の壁面パネルを残して脱落しており、ストリップが剥き出しになっていた (写真-1 c)。写真-1 d) はストリップを接写したものである。ストリップと壁パネルを繋ぐコネクティブストリップが破断している一方で、コネクティブストリップだけではなく、本来、壁面パネル内に存在しているストリップが露出しているのが確認できた。

N 現場は他の 2 現場と異なり壁面パネルの脱落は見られず、壁面パネル上段の前傾および、壁面パネル中段がはらみ出していた (写真-1 e)。写真-1 f) は壁面パネルが前傾している位置の背面盛土を掘削してストリップを 4 本露出させた状況であるが、いずれも壁面パネルのコネクティブ (一部、コネクティブストリップ) が破断して、壁面パネルとストリップが離れた状態になっていた。

## 2. 1. 2 気象条件

図-3 は各現場のテールアルメが完成した年から変状が生じた年までの凍結指数を、各現場近傍の地域気象観測システム (AMeDAS) のデータを用いて整理したものである。

I 現場における凍結指数  $F$  の範囲は  $F=0 \sim 200^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$  であり、2006 年と変状が生じた 2008 年の凍結指数は  $F=0^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$  であった。しかしながら、現場の標高は AMeDAS の観測地点の標高と比較して約 300m 高い位置にあることから現場は AMeDAS の観測地点より  $1.5^{\circ}\text{C}$  低く、凍結期間も長かったことが想定される。

G 現場の凍結指数  $F$  の範囲は  $F=300 \sim 500^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$  であり、冬期には壁面パネル背後の盛土材が数十 cm 程度の深さまで凍結していたことが想定できる。

N 現場は完成から変状が把握されるまで 14 年間と他の現場よりも長い。この間、2012 年は  $F=0^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$  であったが、それ以外の年は  $F=100 \sim 300^{\circ}\text{C} \cdot \text{days}$  が計測されていた。このような状況を踏まえると、



写真-1 テールアルメの壁パネル脱落、はらみ出し、ストリップ損傷状況

基本的に冬期には壁面パネル背後の盛土材が凍結する環境にあったと考えられる。

### 2. 1. 3 盛土材の土質特性

表-2 は各現場の盛土材の物性を示す。各現場の土質分類をみると、I 現場と N 現場は細粒分含有率  $F_c$  が  $F_c=23.8\%$ 、 $5.4\%$ 、G 現場は  $F_c=28.3\%$ であった。マニュアルでは、テールアルメに適した盛土材は  $F_c$  や岩石材料の寸法などで区分されている。これによると、I 現場と N 現場は  $F_c$  が 25%以下で[A1]材料、G 現場は  $F_c$  が 25%を超えかつ 35%以下の[B]材料に区分され、い

ずれの現場もテールアルメには適正と判断される盛土材が使用されていたと思われる。

壁面パネルに変状が生じた後、G 現場と N 現場では凍上試験が実施されており、G 現場は道路公団法で凍上率 14.2%、凍結様式は微細霜降状凍結であった。道路公団法では微細霜降状凍結が確認された場合、凍上率に関係なく不合格材料と判断される。N 現場では JGS 凍上試験の結果、凍上性判定は中位と判断された。I 現場は凍上試験を行っていないため、粒度による凍上性判定<sup>6)</sup>を実施し、G 現場と N 現場の粒度分布も併

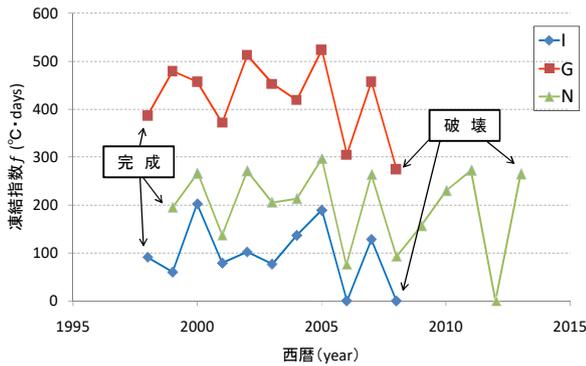


図-3 各現場の凍結指数の経年変化

表-2 盛土材料の物性

調査箇所		I	G	N
材料の工学的分類		粘性土質砂質礫 (GCsC)	細粒分質礫質砂 (SFG)	細粒分混じり砂質礫 (GS-F)
土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.674	—	2.642
自然含水比 $w_n$ (%)		25.6	14.7	8.6
粒度特性	礫分 (%)	54.1	18.8	60.6
	砂分 (%)	22.1	53.0	34.0
	シルト分 (%)	14.9	19.5	2.9
	粘土分 (%)	8.9	8.7	2.5
	最大粒径 (mm)	75	75	75
コンシステンシー	液性限界 $w_L$ (%)	—	—	30.0
	塑性限界 $w_P$ (%)	—	—	21.8
	塑性指数 $I_p$	—	—	8.2
締固め試験	試験法	—	B-c	B-a
	最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	—	1.838	1.947
	最適含水比 $w_{opt}$ (%)	—	13.6	8.9
凍上試験	試験方法	—	道路公団法	JGS
	凍上率 (%)	—	14.2	—
	凍結様式	—	微細霜降状凍結	—
	凍上速度 $U_h$ (mm/h)	—	—	0.17
凍上性判定の目安		—	—	中位

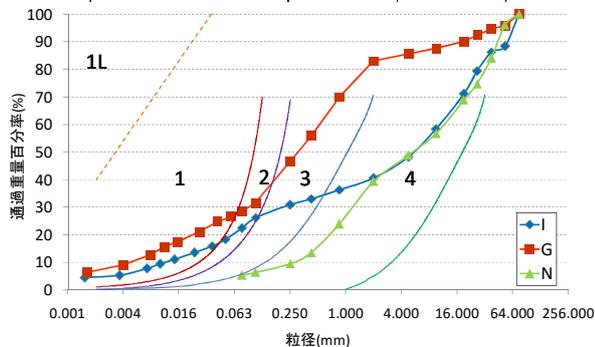


図-4 各現場の土の粒度と凍上性区分

記した (図-4)。領域 1 は凍上性が高いと区分されるが、I 現場は約 20%がこの範囲内にあった。凍上性材料と判断された G 現場の領域 1 が約 30%であることを踏まえると、I 現場も少なからず凍上性を有する粒度の盛土材が混入していたと考えられる。

以上より、各現場の盛土材はマニュアルでは適正と判断されるものが使用されていたが、いずれも凍上性材料であることが確認された。

#### 2. 1. 4 壁面パネルおよび補強材破損原因の考察

テールアルメの凍上問題が初めて顕在化したのは、長野県岡谷市の市道である。このテールアルメは 1994

年 1 月に構築されたもので、完成から 6 年経過した 2000 年に壁面パネルが変状を生じて破損した (写真-2 a)。当該箇所における壁面パネル脱落、ストリップ破断の要因は当初、土圧や間隙水圧の上昇と考えられたが、盛土材は土質安定処理が施され、盛土が自立し排水系統も施工されていたために不自然とされた。

東海林ら<sup>8), 9)</sup>はこの現場で 2 回の現地調査と土質試験を実施した。その結果、壁面パネルやストリップの破損は「凍上」に起因するとした。

「凍上」は凍結面に移動した水分の氷晶分離とアイスレンズの形成によってもたらされ、3 つの要素 (①温度、②水分、③土質) がすべて揃うことで発生する<sup>10)</sup>。

ここで、岡谷市の既設テールアルメを上記の 3 要素から考察する。

要素①：補強土壁完成から変状が生じる 6 年間、当該箇所から 200m 低い AMeDAS の観測地点で計測された凍結指数  $F$  は毎年、 $F=50\sim 150^{\circ}\text{C}\cdot\text{day}$  であったため、当該箇所は凍上が生じる気温条件であった。

要素②：壁面パネル背面の盛土法面が被覆されていないため、降雨や積雪後の雪解け水が盛土へ浸透しやすい環境であった。

要素③：使用された盛土材は  $F_c=76.8, 64.0, 58.4\%$  の細粒土で、図-4 に従うと盛土材は領域 1 に相当する部分が多く、壁面パネル背面に凍上抑制層は存在しない。ただし、当該箇所ではセメント系固化材で土質安定処理されたものが使用された。

これらの 3 つの要因が重なり、壁パネル背面に繰返し凍上力が作用したことによって、壁面パネルの脱落、ストリップの破断が生じたと結論づけられた。

岡谷市における破損状況 (写真-2 a), b) と今回の 3 現場の壁面パネルやストリップの破損状態 (写真-1) を比較すると、いずれも壁面パネル背面に凍上抑制層が存在しておらず、壁面パネル上段の変状が激しい点も共通している。壁面パネル脱落の有無に違いがあるが、壁面パネル近傍の盛土材流出やストリップ破断など非常に類似している。特にストリップ破断にはコネクティブストリップが破断するパターンと、コネクティブストリップが残った状態で壁面パネル側のストリップが破断するパターンが存在する。これについては、壁面パネル背面部の盛土材料の物性の違いが作用する凍上圧に差異を生じさせたのかもしれない。これらを踏まえ、変状の要因について考察する。

要因①：いずれの現場もテールアルメ構築後から変状が生じるまでの数年間、凍結指数が観測されない年もあるが、変状が生じるまでの大半は凍結指数が観測さ



写真-2 岡谷市におけるテールアルメの被災状況

れていることから、ほぼ毎年のように、壁面パネルに凍上力が作用するような外気温に晒されていた。

要因②：今回得たデータからは地形などを判読できる情報は存在しないが、壁面パネルへの雨ダレの痕跡（写真-1 a）, e）などから、嵩コンクリート背面部に降雨や雪解け水の浸入を防ぐ対策が施されてなく、補強領域へ水が容易に流入できる状態だった。

要因③：各現場で使用されていた盛土材はマニュアルでは適正な材料と判断されるにも拘わらず、凍上試験や粒度試験による凍上判定法で整理した結果、少なからず凍上が生じるものであった。

以上より、本調査の現場における壁パネル脱落とストリップ破断は、次の①～④に示す条件を満足したことによって生じたと推察される。

- ① 壁面パネル背面部に凍上抑制層が存在しない。
- ② 盛土材はマニュアルに準拠した適正材料ではあるが凍上性を有している。
- ③ 何らかの要因（降雨等）で壁面パネル背面部へ水分が供給される環境である。
- ④ 壁面パネル背面部に氷点下の冷気が作用して、凍上圧が壁面パネルに繰返し作用する。

凍上圧がコネクティブストリップやコネクティブ

の引張強度（破断強度）と同等程度であれば壁面パネルのはらみ出し、同等以上になれば壁面パネルの脱落およびストリップ破断に至ると考えられるが、ストリップの破断や引抜けに至る詳細なメカニズムについては不明な点も多く、さらに検討する必要があると考えている。

## 2. 2 凍結融解を再現した屋内模型実験

盛土材の凍結融解が補強材（ストリップ）に与える影響を把握するため、室内における模型土槽実験および屋外での模型補強土壁の計測結果より、壁面パネルやストリップが破損した要因について考察した。

### 2. 2. 1 屋内模型土槽実験

写真-3 は実験に使用した模型土槽の全景と使用した補強材、更には試験後の補強材の様子を示したものであり、図-5 はこの装置の概略図である。土槽内に設置する壁は冷媒循環が可能であり、独立しているため土槽内を自由にスライドできる。また、壁の中央部にはスリットがあり、壁表側に固定した荷重計と直結したアルミ板を壁裏側まで通し（コネクティブ）、ステンレスシートを帯状補強材として土中内に敷設できる。また、土槽背後にもスリットを設けており、そこを通して土槽に固定した荷重計とも連結している。

図-6 はこの土槽を用いた試験結果である。試験は壁を固定した状態で補強材を敷設する高さまで盛土材を入れ、補強材や熱電対を設置して上層部分を入れた後、壁の固定を解除して重錘で上層荷重（約 13kN/m<sup>2</sup>に相当）を与えてから壁の温度を低下させている。この図から熱電対から計算される 0°C線が盛土材に入ると、いずれの荷重計でも凍上に伴う引張力が計測されており、コネクティブと補強材の接続部近傍に到達した際に引張力が急激に低下していることが分かる。なお、事前に盛土材が無い状態で補強材を壁と連結して変位させた際、コネクティブと補強材の接続部で破断することを確認しているが、試験後に解体した際にも同様な箇所破断していた（写真-3 c）参照）。

この結果から、本試験と同様に壁表側に荷重計を固定しても補強材に作用する凍上力の増減や破断のタイミングについては十分に把握可能だと考えられる。ただし、先述した盛土材が無い状態で破断した際の引張力に比べると、試験中に破断した際の引張力は幾分か小さく、計測される荷重には凍着や摩擦の影響が含まれていると考えられる。

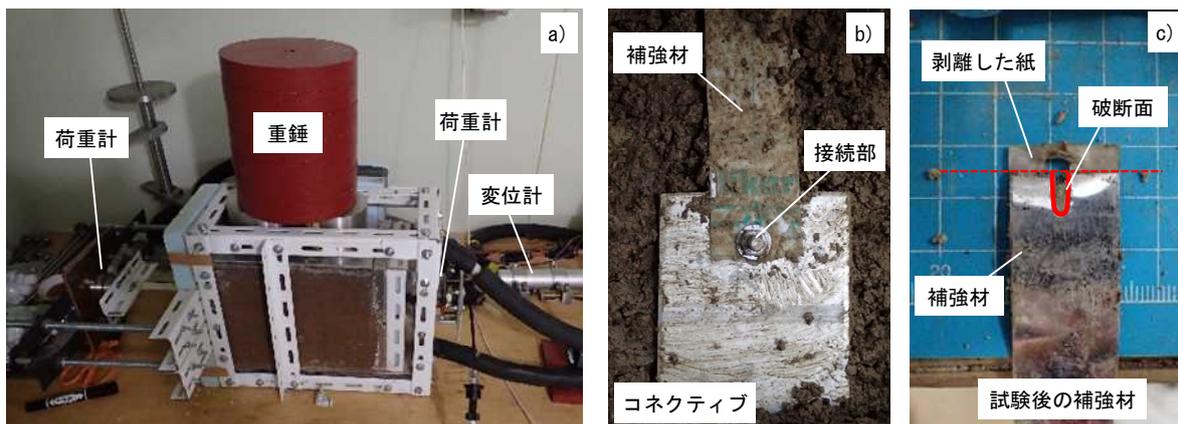


写真-3 屋内模型土槽を用いた試験の様子

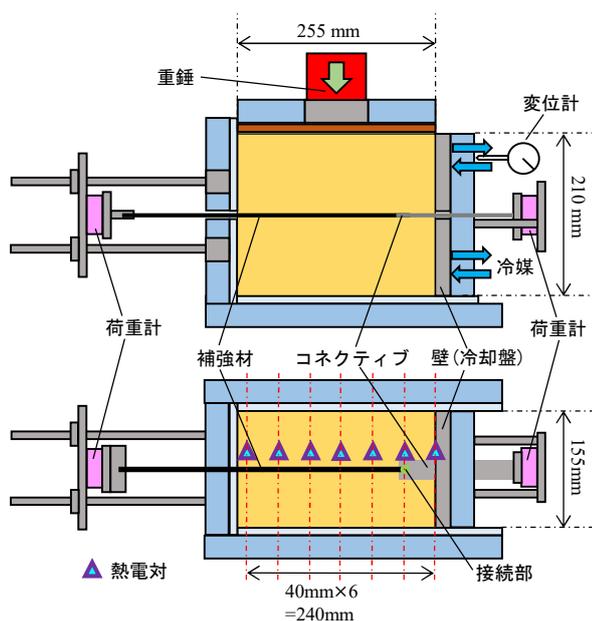


図-5 屋内模型土槽の概略図

## 2. 2. 2 屋外補強土壁模型実験

写真-4 は屋外に構築した補強土壁模型における施工の様子や使用した部材、図-7 は配置した計測機器等についてまとめた概略図である。また、表-3 は使用した2種類の盛土材の物性値をまとめたものである<sup>11), 12)</sup>。

ケース A は盛土材として表-3 に示した細粒分質礫質砂(SFG)に分類される凍上性が高い土、ケース B は礫質砂(SG)に分類される凍上性が低い土を使用しており、これらの補強土壁模型は北海道北見市の北見工業大学敷地内の道路脇にある北向き斜面の一部を掘削して構築した。ただし、補強土壁模型の基礎地盤として、壁面パネル直下には幅 150×高さ 30×奥行 30cm のコンクリートブロックを配置し、その背後には同じ高さまで凍上性の低い上記の礫質砂で締められた層を設けている(写真-4 a)。補強土壁模型の壁面パネルは

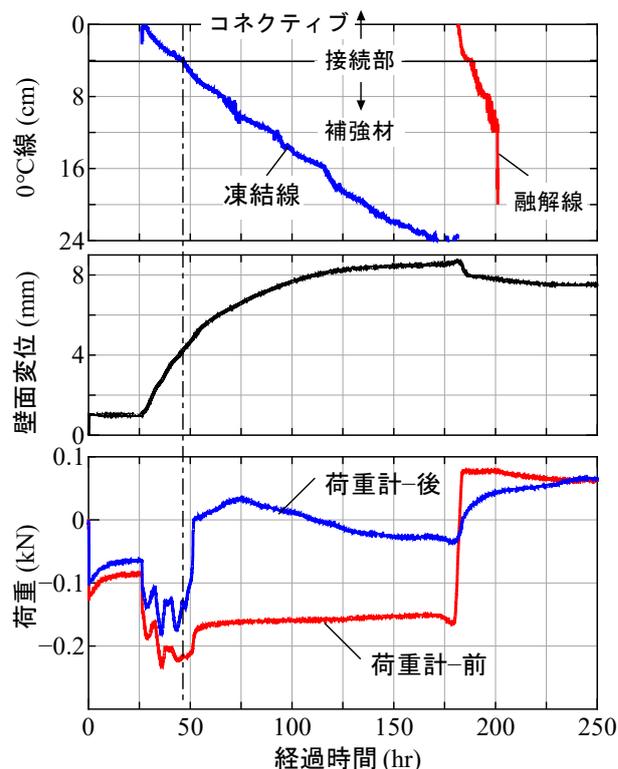


図-6 屋内模型土槽を用いた試験結果

縦 30cm×横 30cm×奥行 4cm のコンクリート平板、コネクティブは幅 6cm×長さ 9cm の巾広金折、帯状補強材は幅 5cm×長さ 160cm×厚さ 0.004cm のステンレステープとし(写真-4 b)、これらをボルトとナットで連結したもの(補強材は丸めている)をコンパネと単管を併用した支保工に沿って各ケース 5 枚並べて 1 段とし(写真-4 c)、盛土材をまき出してプレートコンパクターで締め固めた後(写真-4 d)、補強材を敷設した(写真-4 e)。この作業を高さ方向に 5 段分繰り返して各ケース高さ 1.5m の補強土壁を構築した。なお、壁面パネル同士は連結しておらず、各ケース間は厚さ 10cm の断熱材で仕切られている(写真-4 f)。



写真-4 屋外補強土壁模型の施工過程

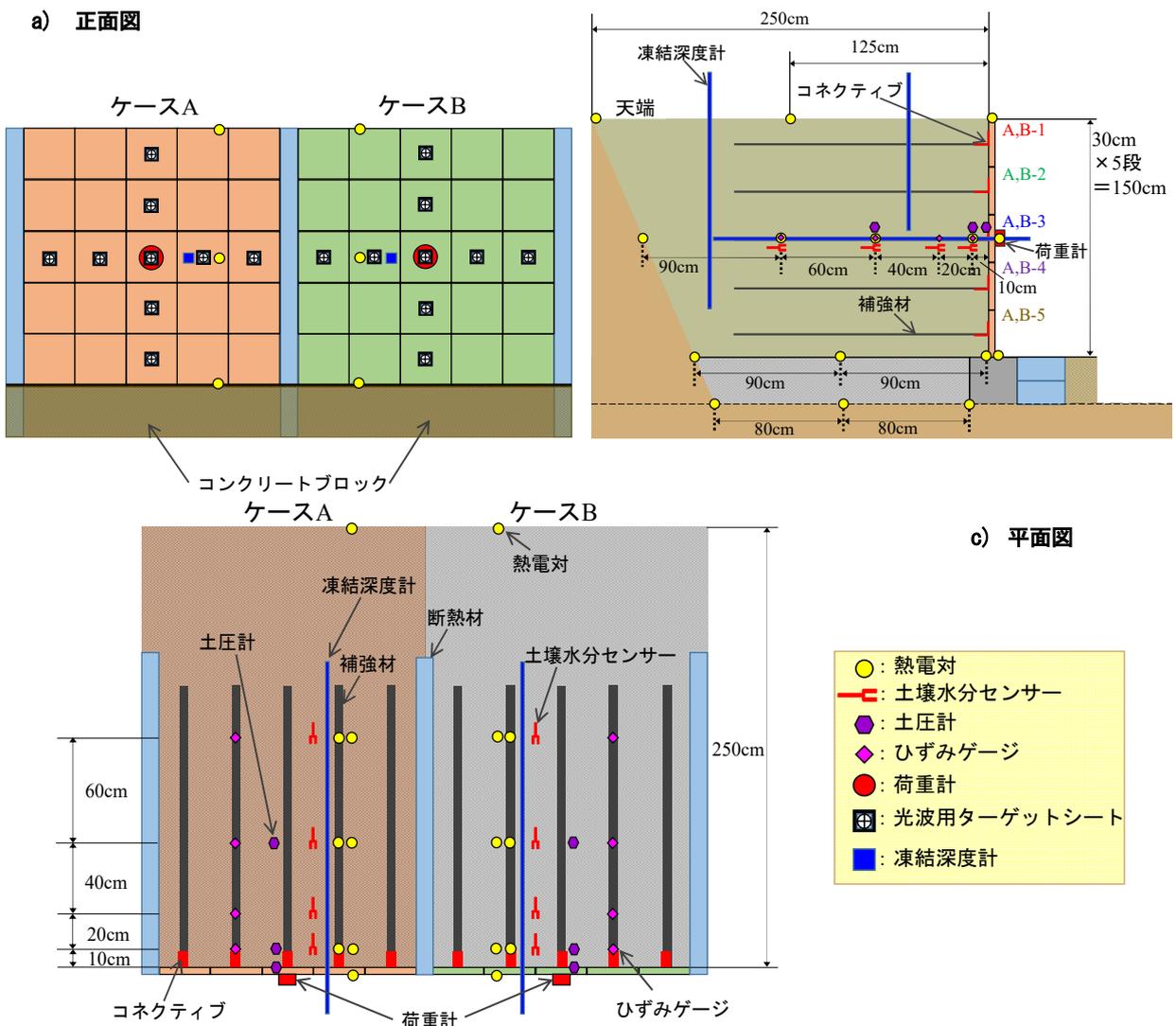


図-7 屋外補強土壁模型の寸法と計測機器の設置箇所

表-3 盛土材の物性値

実験ケース		A	B
地盤材料の分類記号		(SFG)	(SG)
粒度組成 (%)	礫分	18.6	35.5
	砂分	33.5	64.5
	細粒分	47.9	0
土粒子密度, $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.74	2.63
最適含水比, $w_{opt}$ (%)		55.3	21.5
最大乾燥密度, $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )		1.04	1.56
凍上速度 (mm/h)		0.30	0.089
凍上性		高い	低い

図-7 に示すように、補強土壁の境界や土中には温度計測用の熱電対が配置されており、凍結面の形状を把握するためにメチレンブルー凍結深度計も配置している。また、3 段目には荷重計と連結した補強材やひずみゲージを貼り付けた補強材、さらにその周辺には土圧計や土壌水分センサーを配置している。さらに、壁面パネル表面にはトータルステーション (以下、TS) を用いて変形挙動を把握するための反射シール、天端にはレベル測量用の金属円盤も設置している。

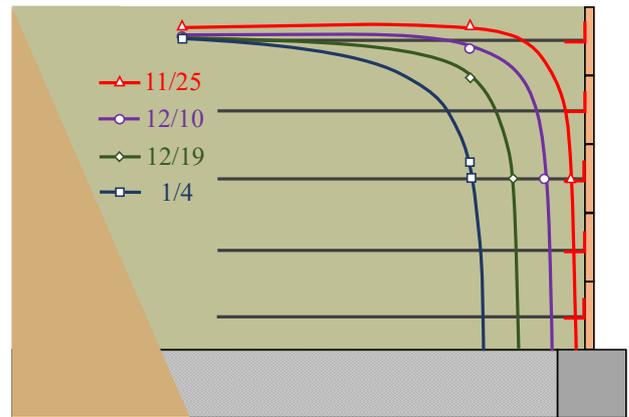
図-8 は凍結深度計の計測結果から推察した各ケースの凍結線の推移を比較したものである。含水比が低い礫質砂を用いたケース B の凍結深が大きく、これまでの研究成果<sup>11),13)</sup>と同様にのり肩の凍結深が大きいことが確認できる。また、補強土壁の前方 (のり尻) は除雪を行っているが、天端は除雪を行っていないため、壁面側からの凍結深が比較的大きいことも確認できる。

図-9 は TS 測量の結果を比較したものである。凍上性を有する盛土材を用いたケース A では、盛土材の凍上によって壁面パネルが上方かつ手前に変位しているが、凍上性の低い盛土材を用いたケース B ではほとんど変位していないことが分かる。なお、天端での水準測量結果においても 2017 年 1 月 4 日現在でケース A では約 2cm の凍上変位が確認されているが、ケース B ではほぼ 0cm である。

図-10 は 3 段目に水平に設置された凍結深度計の計測値、3 段目の補強材に貼り付けられたひずみゲージの計測値、補強材と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。ひずみゲージは薄い金属シートに貼り付けているため、現時点で幾つかのゲージが計測不能になっている。

ケース A をみると、凍結深は計測点に近づくにつれて引張側のひずみが計測されているが、ケース B では

a) ケース A



b) ケース B

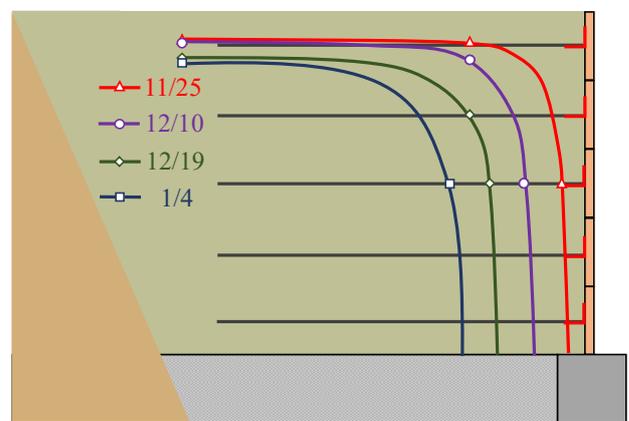


図-8 補強土壁模型の凍結線の推移

いずれのひずみゲージも反応がない。ところが、コネクティブと補強材の接続部近傍ではそこを凍結線が通過する過程でひずみが急増し、それ以降、完全に凍土内に入ったと考えられる時期からは、その時点から引張りひずみが作用し続けていることが分かる。

このことから、盛土材が高い凍上性を有している場合には、凍結線がコネクティブの接続部や補強材そのものに作用した際に、局所的なひずみが生じたことが明らかになったと考えられ、盛土材に高い凍上性を有していることが写真-1に見られたような破断が生じるための一つの条件である可能性が伺える。

次に、補強材と連結された荷重計で計測された引張力については、いずれのケースにおいても凍結深が確認された直後から急増しており、その際の荷重はケース A の方が大きい。一方、ケース B は、温度変化に伴う増減があるものの、徐々に引張力が増加し、現時点ではケース B の方が大きいことが伺える。現時点までの最大荷重を壁面パネルの断面積で除して得られる圧力は 10kN/m<sup>2</sup>程度と比較的小さなものであるが、特に

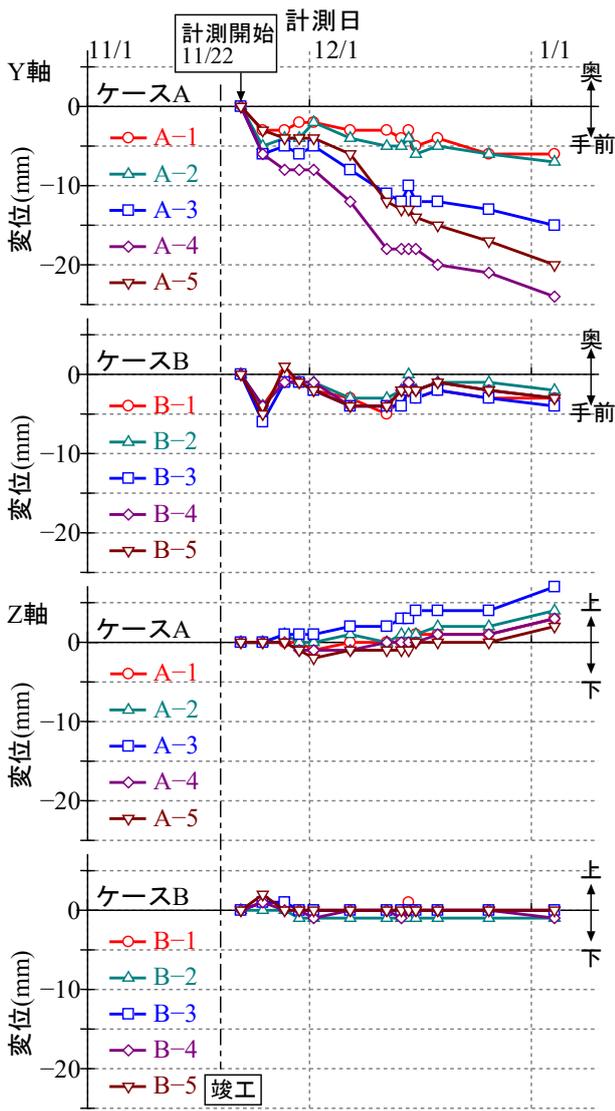


図-9 壁面変位の比較

ケース A については壁の変位（補強材の引抜け）が容易であったためだと考えられ（図-9 参照）、変位が拘束されていればケース B に比べて格段に大きな荷重が計測された可能性が高い。

言い換えると、写真-1に見られたような破断が生じるような荷重が作用するためには、補強材に対してより大きな土被り圧が作用する等、より強固に補強材が拘束される必要があると考えられる。ケース B は局所的なひずみがほとんど計測されていないにも拘わらず、ケース A と同程度の引張荷重が計測されたことは不明であるが、この計測値には摩擦や凍着の影響も関与していると考えられ、融解期にも注目しながら計測を継続するとともに、盛土材の凍上性を变化させた屋内模型土槽実験などから明らかにしたいと考えている。さらに、ジオグリッドに作用する局所ひずみについて検

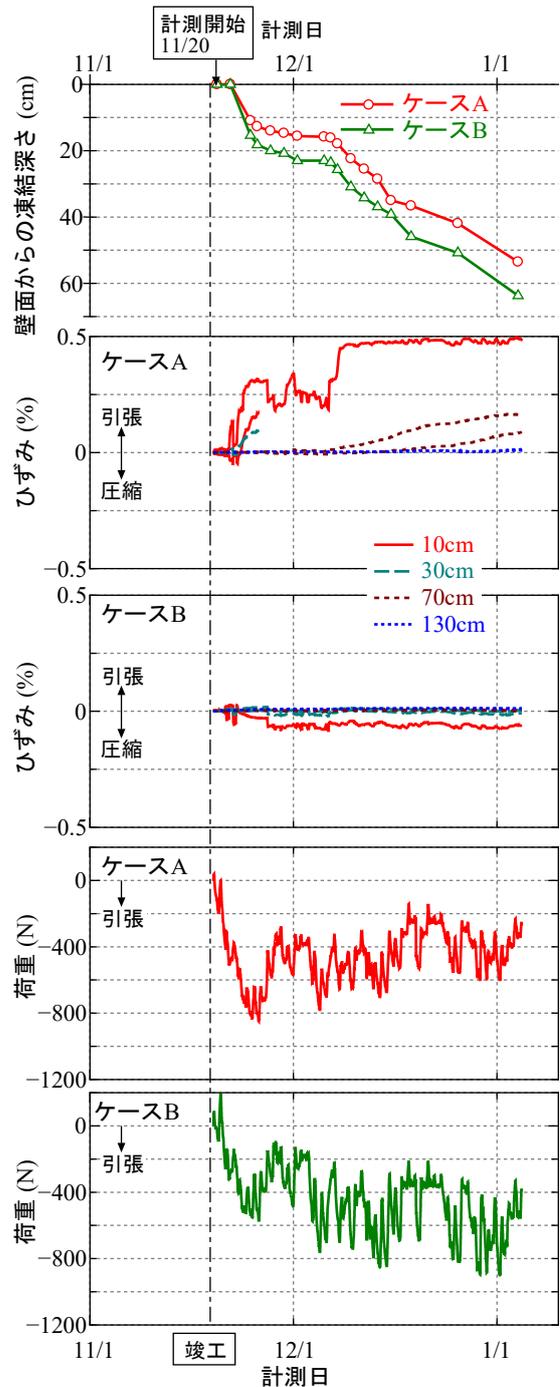


図-10 計測結果の比較（2016年1月まで）

討した過去の研究成果<sup>13)</sup>では、凍結線の進行が遅いほど補強材に大きな局所ひずみが作用する可能性が示されている。本実験では初冬の短期間の内に凍結線がコネクティブとの接続部を超えていることを考えると、写真-1に見られたような破断が生じるには、よりゆっくりと凍結線が進行する気候環境でなければならないとも考えられ、これについても屋内模型土槽実験などで明らかにしていきたいと考えている。

## 2.3 凍結融解挙動に関する実大補強土壁の動態観測

本研究では、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帯鋼補強土壁を構築し、冬季間の寒気の侵入によって補強材に生じるひずみ、壁面土圧、盛土内の飽和度や温度などの経時変化から凍結融解で補強土壁の安定性に及ぼす影響を把握した。

具体的には、経時的に壁面パネルに作用する凍上力による補強材の耐力低下を把握するために、定期的に表面波探査、トランシットおよび角度計による壁面パネルの水平変位を測量した。

以下、今回構築した帯鋼補強土壁の施工状況や特徴および各種計測結果について述べる。

### 2.3.1 実物大帯鋼補強土壁の概要

**写真-5**は構築した実物大帯鋼補強土壁の施工過程を示したものである。また、**図-11**は**写真-5 f)**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-12**および**図-13**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である。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。



写真-5 帯鋼補強土壁の施工状況

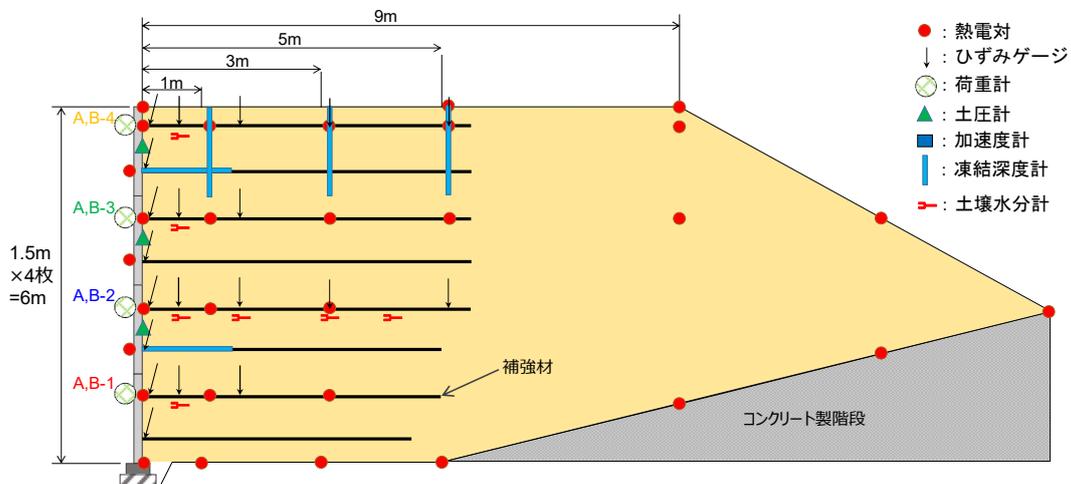


図-11 補強土壁断面図および計測機器配置図

帯鋼補強土壁の壁面パネルは縦 1.5m×横 1.5m×奥行き 0.14m のコンクリートスキン、補強材は幅 0.06m×長さ 4.5~5.5×厚さ 0.05m の帯状の鋼板を使用している (写真-5 b)。最上段の壁面パネルには 6 本、他の壁面パネルには 4 本の補強材を取り付けた。各ケースとも壁面パネルを 1 段敷設した後、仕上がり厚が 0.3m となるように補強材を敷設する高さまで盛土材を転圧し補強材を敷設した (写真-5 c)。この作業を繰り返して、高さ 6m×延長約 34m の補強土壁を構築した。なお、壁面パネル天端には笠コンクリートは打設していない。また、ケース間には幅約 1m の緩衝域を設けることで仕切られている (写真-5 f)。

図-11 に示すように、補強土壁内等には温度計測用の熱電対に加えて、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補強材を連結し、2~4 段目の壁面パネルには土圧計を配置した。ひずみゲージを貼り付けた補強材を設置したほか、その周辺には土壤水分センサーを配置した。

ケース A の壁高の低い位置において、意図的に変状を与えることを目的として、写真-6 に示すように、補強材へ直径 6mm の孔を開けて断面力を低減させた。壁面パネルの経時的な変形挙動を把握するために、デジタル角度計で壁面パネルの傾斜角を計測した。

図-14 a)、b) はそれぞれ RI 計測から得られた補強領域内の盛土材の乾燥密度  $\rho_d$ 、含水比  $w$  の 2 次元分布を示している。RI 計器はラジオアイソトープ (放射性同位元素) を用いたガンマ線密度計および中性子水分計を備えた測定器<sup>14)</sup>であり、計器の種類としては透過型と散乱型があるが、今回使用した計器は透過型である。得られる計測結果は土の湿潤密度  $\rho$  と含水量  $\rho_w$  であり、この値から  $\rho_d$  および  $w$  を算出した。

RI 計測は帯鋼補強土壁の施工時に壁高 1m ごとに構築した段階で盛土面 9 地点、壁高 6m に達する計 6 回実施した。凍上性の盛土材で構成されているケース A は、ケース B よりも  $\rho_d$  のバラツキが大きく、 $Y=2\sim 4$ m 程度の壁面パネル背面では  $\rho_d$  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  $\rho_d$  が大きいものの、壁面パネル背面での  $\rho_d$  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。

図-15 は  $\rho_d$ 、 $w$  の頻度分布を示している。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

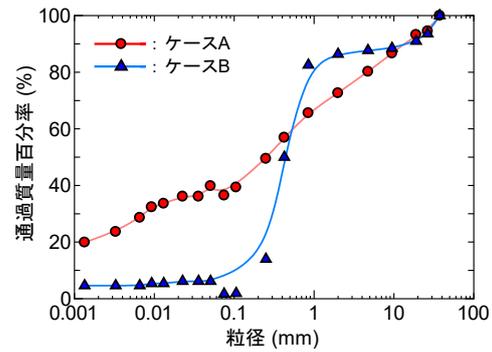


図-12 盛土材料の粒度分布

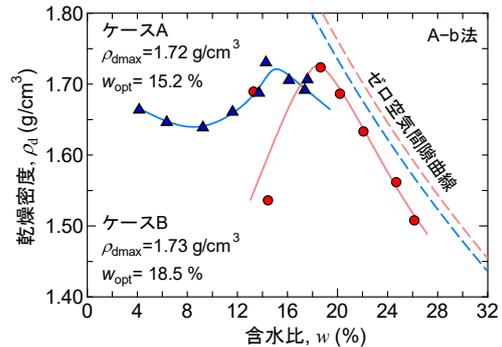
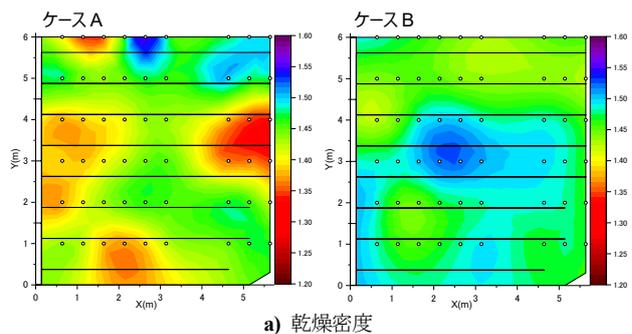


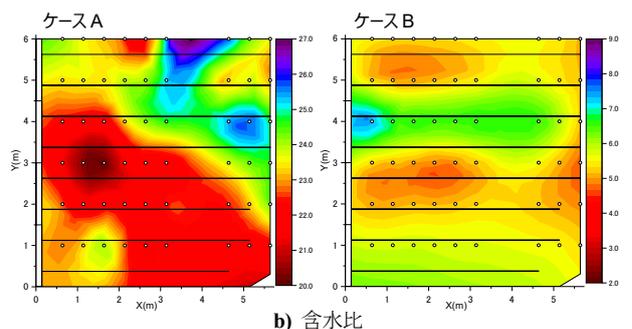
図-13 盛土材料の締固め曲線



写真-6 断面力低減箇所の連結部の状況



a) 乾燥密度



b) 含水比

図-14 RI 計測から推定した各状態量の分布状況

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 の  $\rho_d$  は  $1.2\sim 1.6\text{g/cm}^3$  の範囲、ケース B では  $1.3\sim 1.6\text{g/cm}^3$  の範囲で分布しており、盛土材料の違いに伴う  $\rho_d(D_c)$  の違いが明確に確認できた。 $w$  はケース A では  $18\sim 28\%$  の範囲、ケース B では  $3\sim 8\%$  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  $\rho_d$  および  $w$  はバラつきが大きいことが確認できた。なお、両ケースともに  $D_c$  は現行の設計マニュアル<sup>15)</sup>での基準値 ( $D_c > 95.0\%$ ) を下回った。

## 2. 3. 2 計測結果および考察

### (1) 表面波探査で得られるせん断波速度 $V_s$ と壁面パネル 傾斜角 $\theta$ の測定

筆者らは、 $V_s$  をパラメータとして補強土壁の健全性指標を提案するにあたり、既設補強土壁に対して表面波探査で得られるせん断波速度  $V_s$  と壁面パネル傾斜角  $\theta$  の関連性について検討している<sup>16)</sup>。本研究においても、新たに構築した実物大帯鋼補強土壁の天端で表面波探査と壁面パネル傾斜角の計測を行った。

**図-16** 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。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<sup>17)</sup>。金属ハンマーや木製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して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よく再現する 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得られた S 波速度構造を側線方向に補間して  $V_s$  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。

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（側線直角方向の地盤性状は一樣であると仮定）、側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

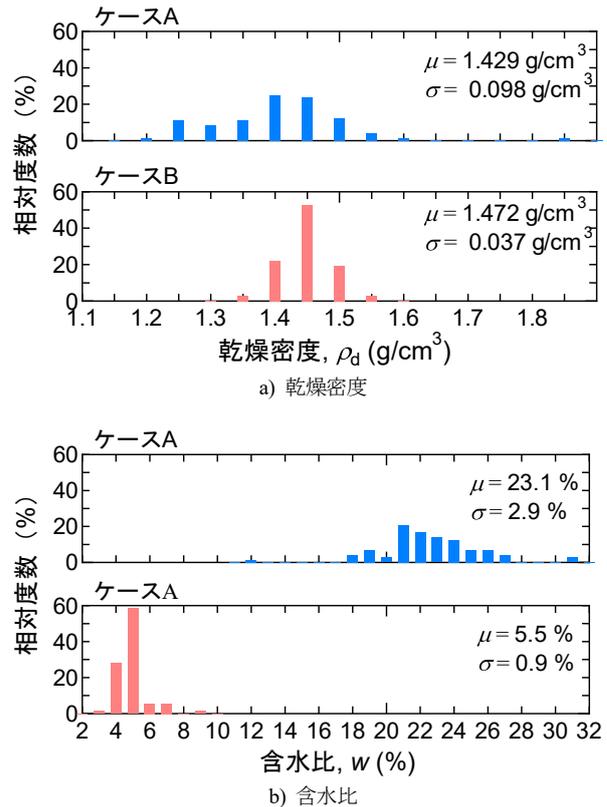


図-15 RI 計測から推定した各状態量の頻度分布

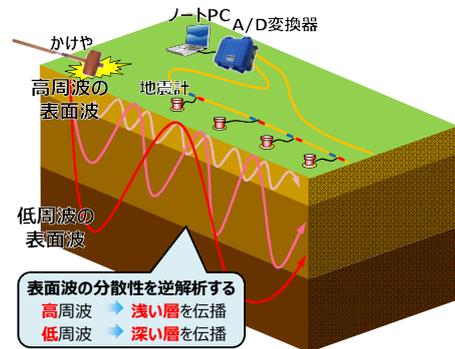


図-16 表面波探査の概念図

$V_s$  分布に反映される。このような表面波探査を補強土壁に実施した過去の事例として川尻ら<sup>18)</sup>は、変状が発生した補強土壁に対して表面波探査を行い、 $V_s$  分布の相対的な低速度領域は壁面パネルの変状箇所と概ね一致し、 $N$  値や  $\rho_d$  が相対的に小さい脆弱層を表面波探査によって把握できたとしている。また、中村ら<sup>19)</sup>は、変状した補強土壁の撤去時に行った含水比や密度の測定結果と表面波探査による補強土壁横断面の  $V_s$  分布を比較した結果、含水比が高く、乾燥密度が低い領域と  $V_s$  の低速度領域が概ね一致したと報告している。

上記の事例から  $V_s$  分布によって補強土壁の壁面パネルの変状に応じた内部構造の変化を非破壊で把握できると考えて、本研究では  $V_s$  をパラメータとすること

で既設補強土壁の健全性を評価可能であると判断した。なお、表面波探査は壁面パネルから 1m 程度離れた位置に測線を設けた。ここで川尻ら<sup>20)</sup>は、表面波探査で通常用いられる木製かけやよりも高周波の表面波を発生可能な金属ハンマーと金属プレートを用いた起振方法を提案しており、本研究においても、この手法を用いた。地震計の設置間隔は 1m 間隔としたため、精度が保証される探査深度は概ね 10m である。

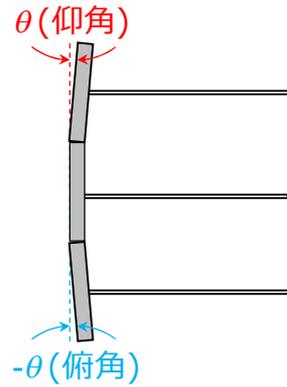
次に壁面パネルの傾斜角だが、Izawa & Kuwano<sup>21)</sup>は補強土壁模型に対する遠心載荷実験から、裏込め土に発生するせん断ひずみと壁面の傾きの関係式を求めている。この関係式より、裏込め土のピーク強度発揮時の最大せん断ひずみが室内試験によって既知の場合には、裏込め土でのすべり線発生の有無を壁面傾斜角から推定可能であり、地震後の補強土壁の簡易な損傷度評価法として提案している。また、先述したように筆者ら<sup>16)</sup>は壁面パネルの変状程度に応じる  $V_s$  を用いたパラメータを提案していることから、壁面パネルの傾斜角は表面的に補強土壁の損傷度や健全性を評価できる指標と位置付けて、表面波探査の実施に併せて壁面パネルの計測を行った。

**図-17** は本研究で計測した壁面パネル傾斜角  $\theta$  の定義である。壁面パネルが仰角状態を正とし、俯角状態であれば負とした。 $\theta$  はデジタル角度計を用いて小数点以下 2 桁まで読み取った。

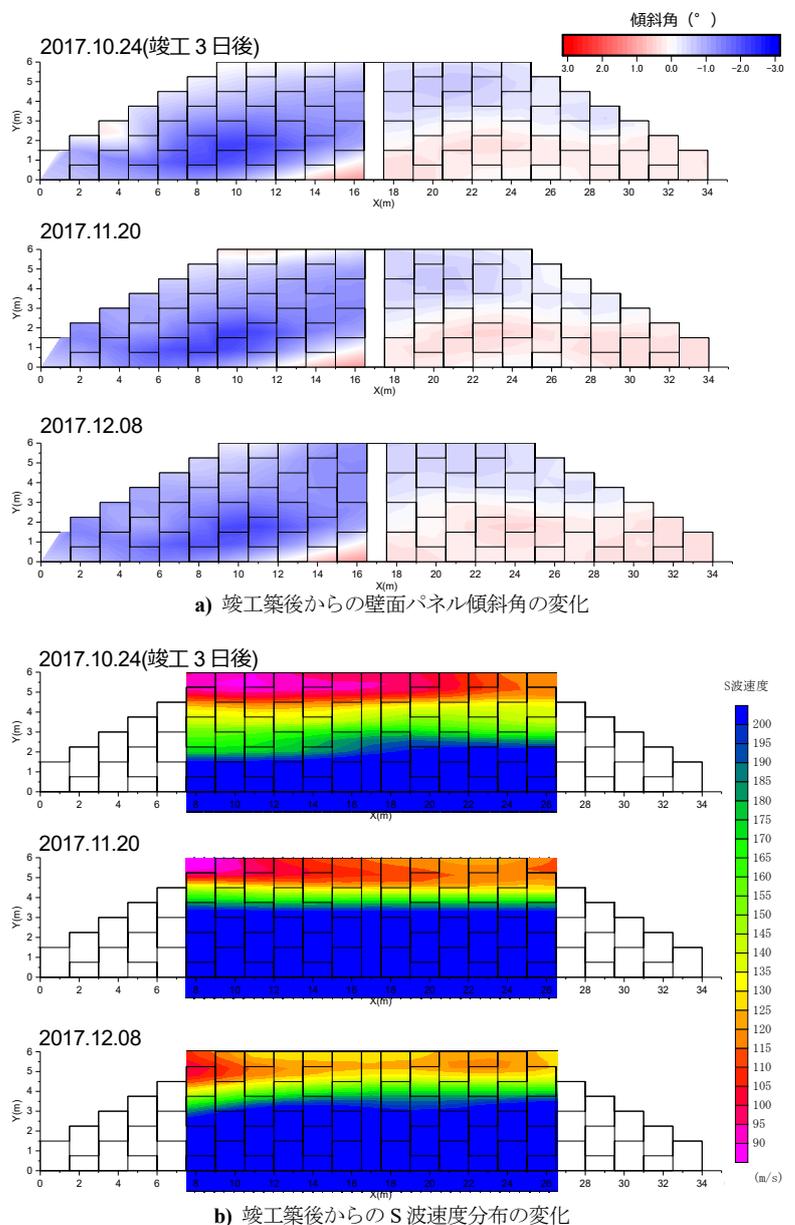
**図-18** は実物大帯鋼補強土壁の  $\theta$  および表面波探査から取得した  $V_s$  の分布を示したものである。**図-18 a)** に示すとおり、 $\theta$  の分布は各壁面パネルで計測しているため、実際には**図-18 b)** に示した滑らかなコンター図のように  $\theta$  は分布していない。しかし、 $\theta$  の増減を伴う壁面パネルの変状によって裏込め土では、ある程度範囲を持って応力状態が変化すると予想される。このような理由から本検討では、補強土壁の応力状態の変化を  $\theta$  の増減で間接的に表現できると仮定した。

以上のようなことを考慮して、本文では  $\theta$  の分布をコンター図で表現し  $V_s$  との比較を試みた。

$\theta$  分布に着目すると、ケースAでは全体



**図-17** 壁面パネル傾斜の定義



**図-18** 壁面パネル傾斜角および S 波速度分布の変化

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 $X=11.25\text{m}$ の箇所であり、 $\theta_{\max,A}=2.45^\circ$ であった。断面力を低減した箇所においても、概ね同様の傾斜角が測定されている。一方でケースBでは、補強土壁上部で俯角状態、下部では仰角状態になっているものの、すべての箇所では $1^\circ$ 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。一方、ケースAでは一部で大きな $\theta$ がみられるが、これは竣工3日後から計測されており、施工中から壁面パネルに傾斜が生じたものである。竣工後には図-18 a)に示した局所的な低密度領域が上載圧の増加によって圧縮し、壁面パネルの変状を発生させた可能性がある。

次に $V_s$ 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、 $\rho_d$ および $w$ の分布のバラツキが大きいケースAではケースBに比べ全体的に $V_s$ が低くなっていることが確認できる。今後、変状に伴う経時的な $V_s$ 分布の変化の挙動を把握するために、表面波探査と壁面の傾斜角の計測を定期的に行っていく予定である。

## (2) 動態観測項目の経時変化

図-19は壁面パネルに設置した熱電対による温度の計測値と、壁面パネル各段にある補強材と連結した荷重計の計測値、壁面土圧の計測値、壁面変位をケースごとに比較したものである。荷重計および土圧計の初期値は施工中に取得した。ケースAをみると、外気温の低下に伴い、裏込め土の凍上により壁面土圧が増加していることが確認できる。さらに、壁面パネルに凍上圧が作用することが補強材に引張力が生じており、拘束圧の影響が大きいパネル1,2段目の補強材には大

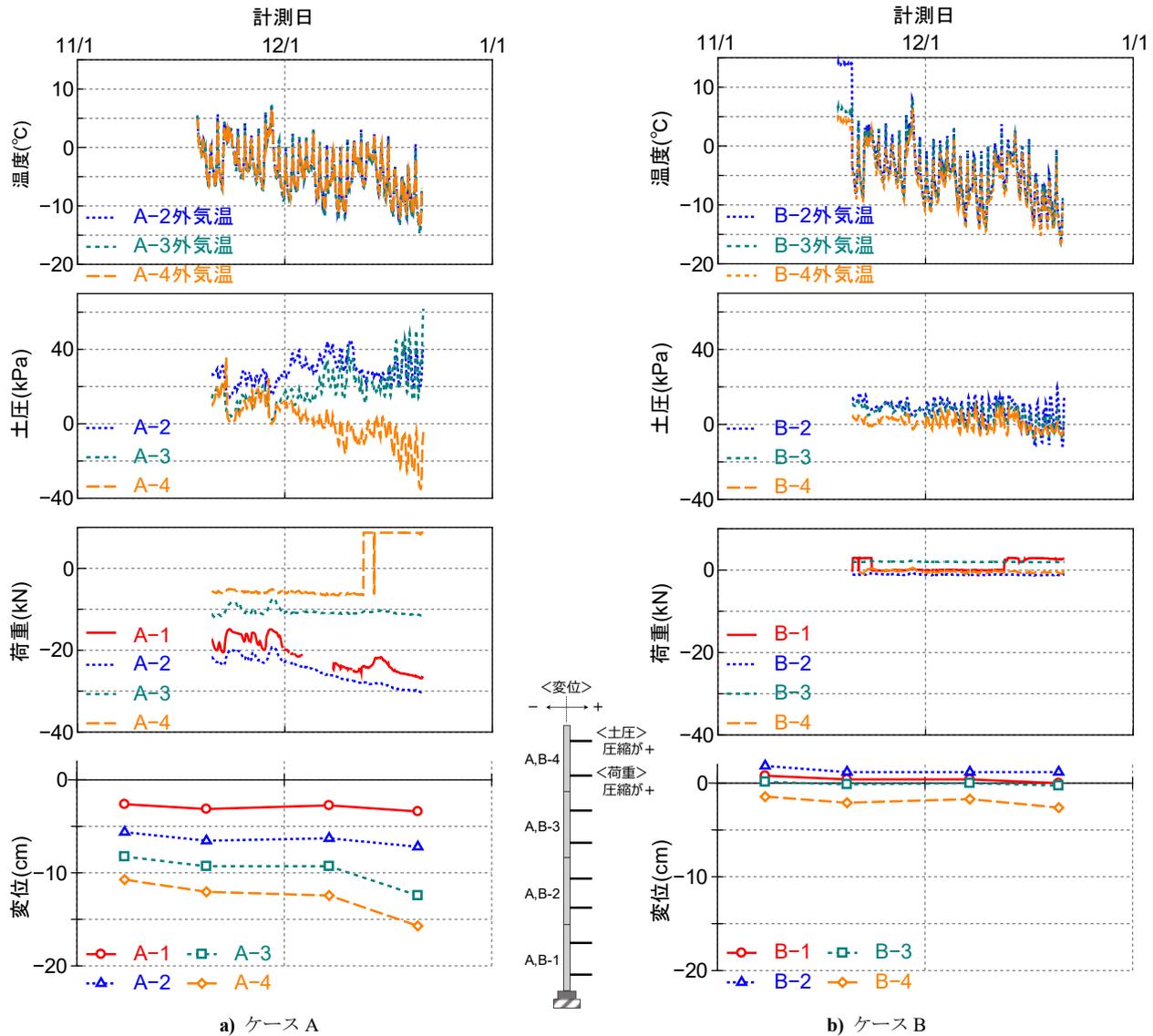


図-19 各種計測データの経時変化

きな引張力が作用していることがわかる。そして、パネル3,4段目の補強材では拘束圧が小さく補強材の引抜き抵抗力が小さいため、壁面パネル前方への変位が大きく発生したと推察される。なお、A-4の荷重計が圧縮側に増加しているが、これはA-4では凍結領域が壁面パネルだけでなく盛土天端からも進行し、補強材の周辺に2方向から凍結領域が形成されたため、引張力が伝達されなくなったと考えられる。

次にケースBでは、凍上性が低い盛土材を使用しているため、裏込め土には凍上が起こらない。このため、補強材を引抜くような凍上圧は小さく、壁面前方への変位はほとんど観測されていない。

以上の結果から、**写真-1**に見られたような変状が起こる条件としては、補強材にある程度の拘束圧が作用して比較的大きな引抜き抵抗力が発揮できる状態において盛土材が凍上することで、補強材もしくは連結部

に降伏応力以上の力が作用することで過緊張状態となって破断し、壁面パネルが融雪水の影響で脱落するためと考えられる。

**図-20**は補強土壁横断面における補強材に作用するひずみ分布、壁面変位、凍結線の経時変化を示す。

補強材に貼り付けたひずみゲージの計測は、凍結・凍上に伴うひずみ増分を把握するために凍結前の初冬期(2017年11月)を初期値としている。

ケースAは盛土内へ凍結線が進行するのに伴い、壁面パネルが前方へ変位していることがわかる。特に、補強材の断面力を低減させた箇所(下から2枚目)はその他箇所と比較して相対的に前方への変位が大きいことが確認できる。壁面パネルと補強材の連結部をみると局所的に引張側へのひずみが発生しており、このひずみは凍結線の進行に伴い増加している。

ケースBでは、凍結線がケースAと同様の位置にあ

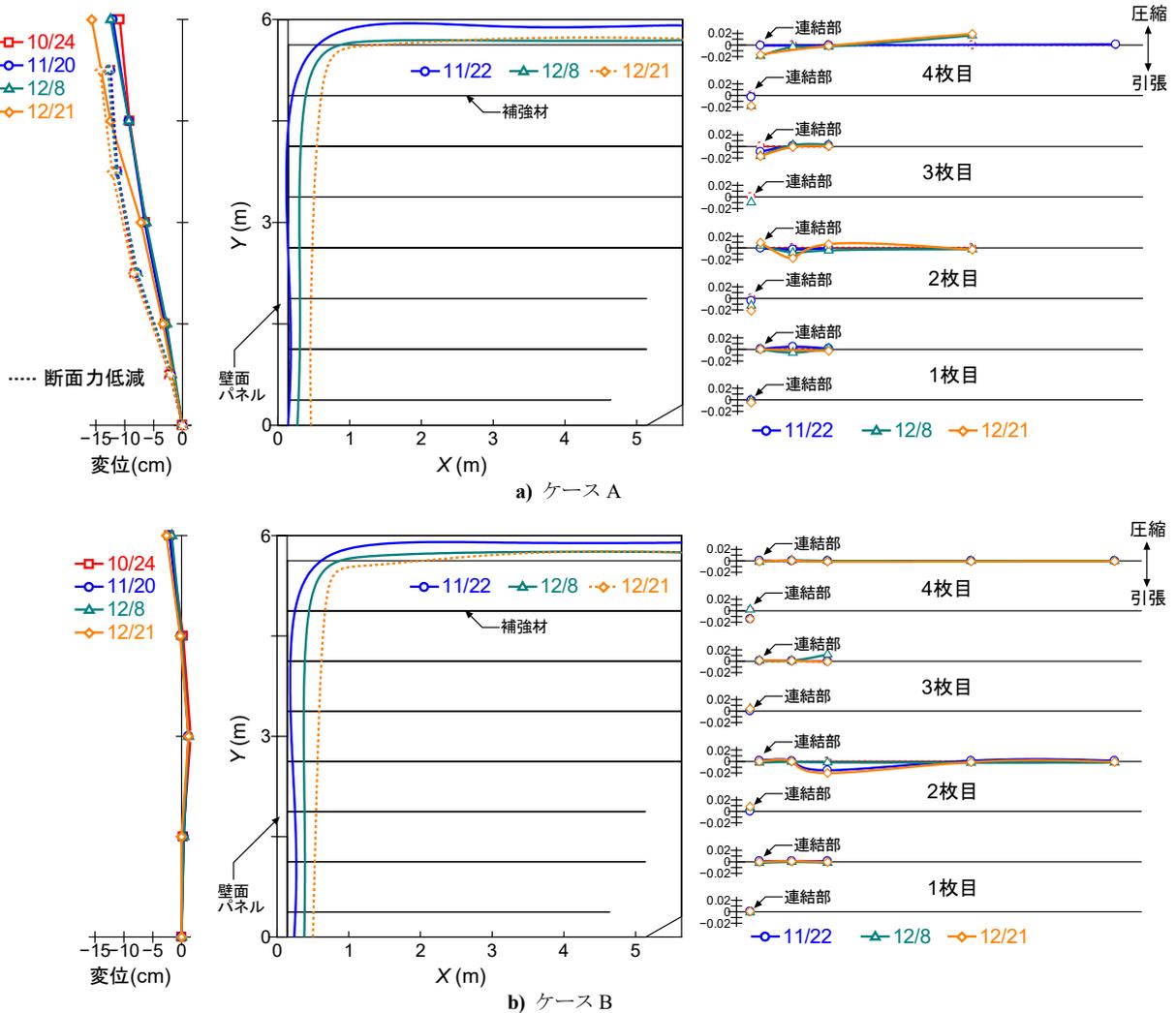


図-20 各種計測データの経時変化

りながらも、壁面変位および連結部における補強材の局所的なひずみは計測されていない。

以上のことから、凍上性を有する盛土材を用いた場合には、初冬期は凍結線が盛土内へ進行するのに伴い壁面パネルと補強材の連結部に局所的なひずみが発生することがわかった。しかし、ひずみ増分はわずかであり、先述した補強材に作用する荷重増加を勘案しても連結部や補強材は破断強度には至っていないと考えられる。

実際の補強土壁において壁面パネルが脱落した事例は、融雪期に発生していることから、今後は融雪期における凍結・融解挙動とその際の残留ひずみなどにも注目しながら計測を続けていきたいと考えている。

本研究内容は主たる課題の一つである③非破壊試験による既設補強土壁の健全度評価指標の提案、達成目標『凍上履歴を有する既設補強土壁を対象とした非破壊試験の精度検証』も網羅している。

### 3. 凍上履歴を受けた既設補強土壁の健全度評価手法の確立

#### 3.1 実大補強土壁への既往の地盤調査と非破壊試験の相関性評価

本研究では、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、施工管理値を超過して変状した帯状ジオシンセティックス補強材を用いた補強土壁に対して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<sup>21)</sup>に着目し、弾性波速度 $V_s$ の分布と壁面パネル傾斜角の空間分布を比較した。さらに従来手法であるボーリング調査の結果と $V_s$ 分布を比較することで、 $V_s$ による地盤性状把握手法の妥当性を検討した。また、補強材の引抜き試験結果と $V_s$ の相関を調べることで、 $V_s$ と補強土壁の力学挙動との関連性について考察し、最終的には $V_s$ 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。

#### 3.2 調査箇所および調査方法の概要

##### 3.2.1 調査箇所の概要

調査対象は、北海道に構築された補強土壁である。最大壁高9.6m、延長359.1m、壁面寸法1.2×2.7mであり、補強材にはジオシンセティックス製の帯状補強材<sup>例えば<sup>22)</sup></sup>が用いられている。図-21は当該補強土壁周辺の地形図および調査地点を示したものであり、補強土壁の背後が沢地形となっていることが確認できる。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

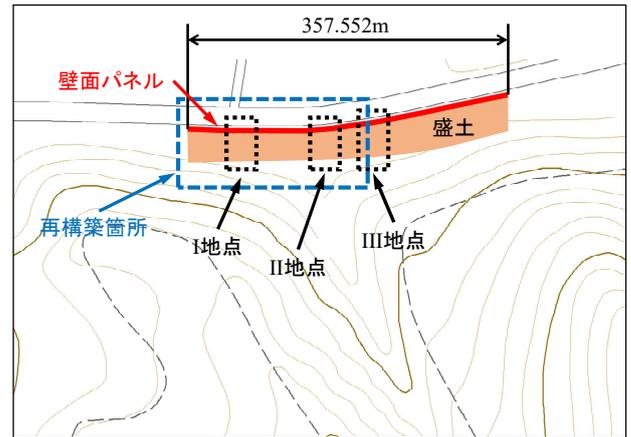


図-21 当該補強土壁周辺の地形図および調査地点



写真-7 壁面パネルの状況（変状の顕著な箇所）

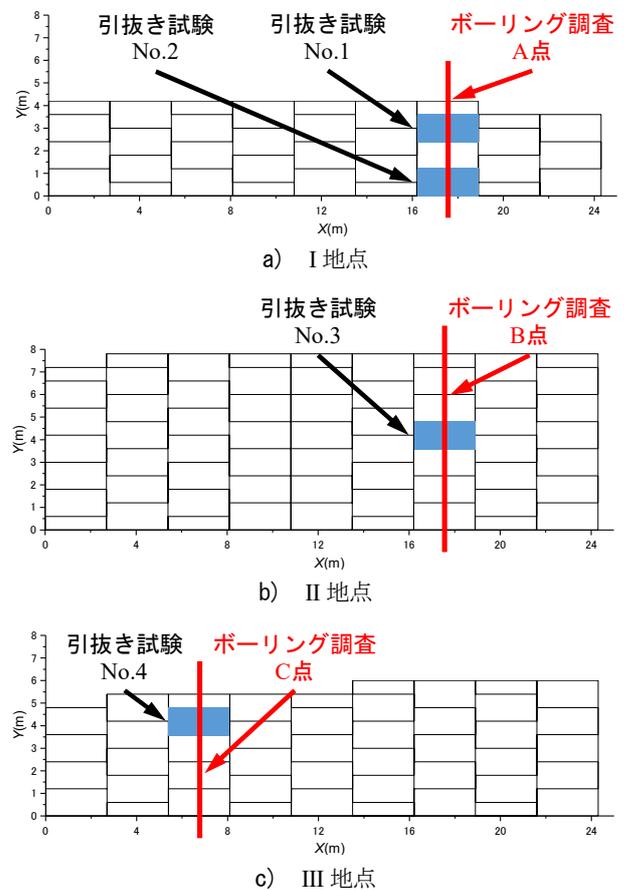


図-22 ボーリング調査および引抜き試験実施位置



a) ストラップの引き出し b) センターホールジャッキ  
写真-8 引抜き試験の実施状況

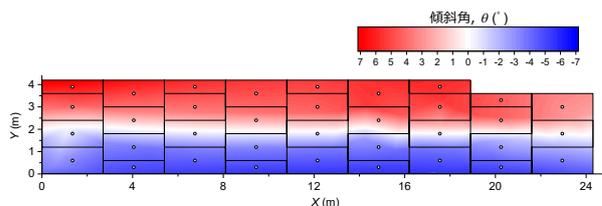
面パネルの一部が、融雪期に写真-7に示すように壁面パネルの変状と水平変位が進行し、施工管理値である壁高 $H$ の3% ( $0.03H$ )を超過した。このため、2017年に図-21に示す箇所において変状した補強土壁を一度撤去し、排水性の高い裏込め材料を用いて、排水設備を強化した上で再構築が行われた。

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、I地点）、壁高が高く局所的に大きな変状が認められた領域（以下、II地点）、壁高が高いものの変状が認められない領域（以下、III地点）の3つの地点に分けて、表面波探査、壁面パネルの傾斜角の計測、ボーリング調査、補強材の引抜き試験（以下、引抜き試験）を行った。

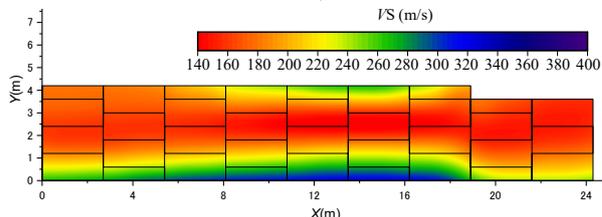
図-22 a)、b)、c)はボーリング調査および引抜き試験の実施位置を示したものである。表面波探査は、図中の補強土壁上の盛土天端を測線とした。また、壁面傾斜角の計測は図中に示した全壁面パネルを対象として実施した。

### 3. 2. 2 引抜き試験およびボーリング調査

引抜き試験は変状した補強土壁の撤去再構築前に実施された。引抜き試験は、壁面パネル表側に穴を開けて補強土壁に埋設されているジオシンセティックス製のストラップ（補強材）を引き出し（写真-8 a）、このストラップに所定の荷重を与えて引抜く際の変位量を読み取った。具体的には、センターホールジャッキ（写真-8 b）を用いた荷重制御によって、5kN 載荷後に1分間荷重保持する作業を所定の荷重まで繰り返した。ボーリング調査については、図-22のA、B、C点において、引抜き試験と同様に変状した補強土壁の撤去再構築前に実施された。各地点の全てで天端から基礎地盤の深さまでをボーリング調査深度とした。

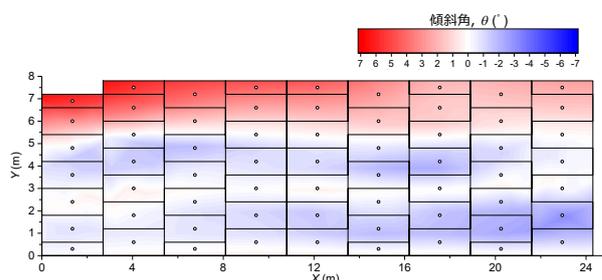


a)  $\theta$ 分布

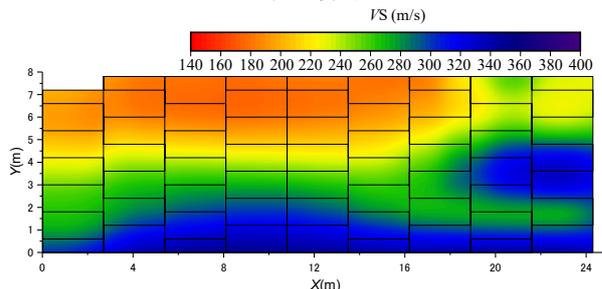


b)  $V_s$ 分布

図-23 I地点における $\theta$ と $V_s$ 分布

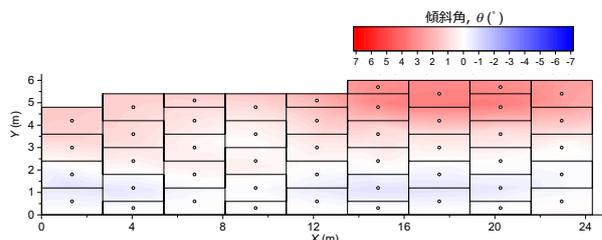


a)  $\theta$ 分布

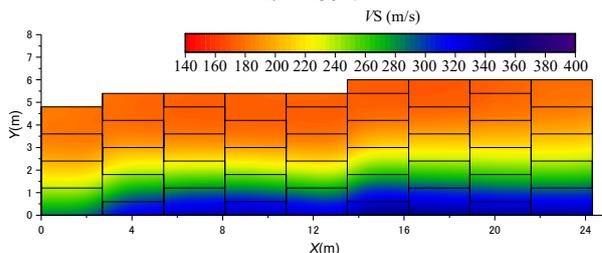


b)  $V_s$ 分布

図-24 II地点における $\theta$ と $V_s$ 分布



a)  $\theta$ 分布



b)  $V_s$ 分布

図-25 III地点における $\theta$ と $V_s$ 分布

### 3. 3 調査箇所および調査方法の概要

#### 3. 3. 1 壁面傾斜角およびS波速度分布

##### (1) 再構築前

図-23はI地点、図-24はII地点、図-25はIII地点における $\theta$ と $V_s$ 分布を示しており、各図のa)は撤去再構築前に計測した壁面パネルの傾斜角 $\theta$ 、同じくb)は $\theta$ の計測と同日に実施した表面波探査で得られた $V_s$ 分布をそれぞれ示している。

$V_s$ の分布は表面波探査を実施した深さ方向に計測されるために二次元のコンター図で表現される。一方、 $\theta$ の分布は各壁面パネルを角度計で計測したため、実際には図-23 a)に示す滑らかなコンター図のように表現出来ない。このため本検討では、壁面パネル背面部の盛土は $\theta$ の増減に伴って締固め度合い、すなわち応力状態が変化するとして、この壁面パネル背面部の盛土の応力状態の変化を $\theta$ の増減で間接的に表現できると仮定して、 $V_s$ 分布と相対的に比較するため $\theta$ の分布をコンター図で表現した。

I地点とII地点の壁面パネルは水平変位が施工管理値を超過していた。 $\theta$ の傾向としては、I地点では補強土壁上部の天端に近い壁面パネルは $\theta=7^\circ$ 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た。II地点では、全体的にI地点よりも $\theta$ は小さいものの、天端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た。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、II地点はI地点と同様に補強土壁の壁面パネルは「く」の字状の変形を呈していた。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III地点の $\theta$ をみると、全体的にはI地点およびII地点よりも小さい。しかしながら、I地点およびII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つて後傾し、支持地盤に近い壁面パネルは俯角状態で前傾していることから、補強土壁全体の変状モードはI、IIと同様に「く」の字の変形状態を呈していた。

各地点における $V_s$ 分布の傾向は、 $\theta$ が最も大きく壁面パネルの変状が顕著なI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、IIおよびIII地点の $V_s$ は、 $V_s=150\sim 300\text{m/s}$ 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

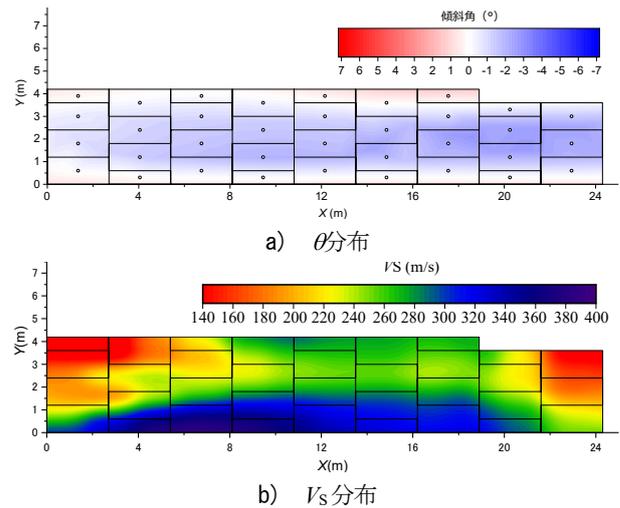


図-26 I地点における $\theta$ と $V_s$ 分布（再構築後）

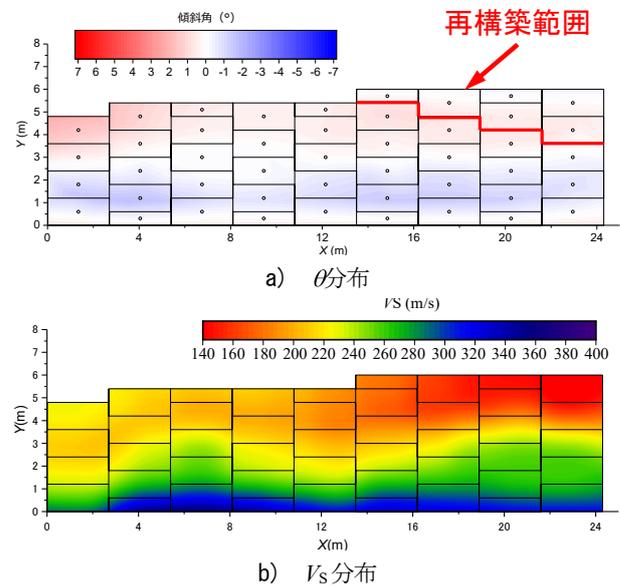


図-27 III地点における $\theta$ と $V_s$ 分布（再構築後）

する傾向にある。既設パネルの水平変位が施工管理値を大幅に超過した領域では、 $V_s$ の局所的な低速度領域が確認できる。

##### (2) 再構築後

変状した補強土壁の撤去および再構築は図-21に示す箇所で行われ、III地点は比較的変状の大きかったコンター図右上(図-27 a)の部分のみで撤去・再構築が実施された。なお、再構築前の変状の要因は、図-21に示す補強土壁背面部に位置する沢から大量の浸透水が補強領域に流入したことに伴い補強材の引抜き抵抗が低下したため、再構築時の盛土は補強領域内の想定される地下水位まで排水性の高い礫質土としたことに加えて、補強土壁延長方向にドレーン材を密に配置して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I地点およびIII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-26はI地点、図-27はIII地点における $\theta$ と $V_s$ 分布を示しており、各図のa)は2018年5月31日に計測した壁面傾斜角 $\theta$ 、同じくb)は同日に実施した表面波探査から得られた $V_s$ 分布をそれぞれ示している。

$\theta$ の分布に着目すると、I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

かった。また、壁面パネルの傾斜角の最大値は $\theta = -3^\circ$ 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判断できる。再構築を行ったIII地点の壁面パネルでは有意な傾斜は確認できなかった。また、再構築を行わなかった範囲は $\theta$ 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かった。

次に $V_s$ 分布に着目すると、I地点の $V_s$ は深度が深くなるに従って増加する傾向にある。一部の領域( $X=8$

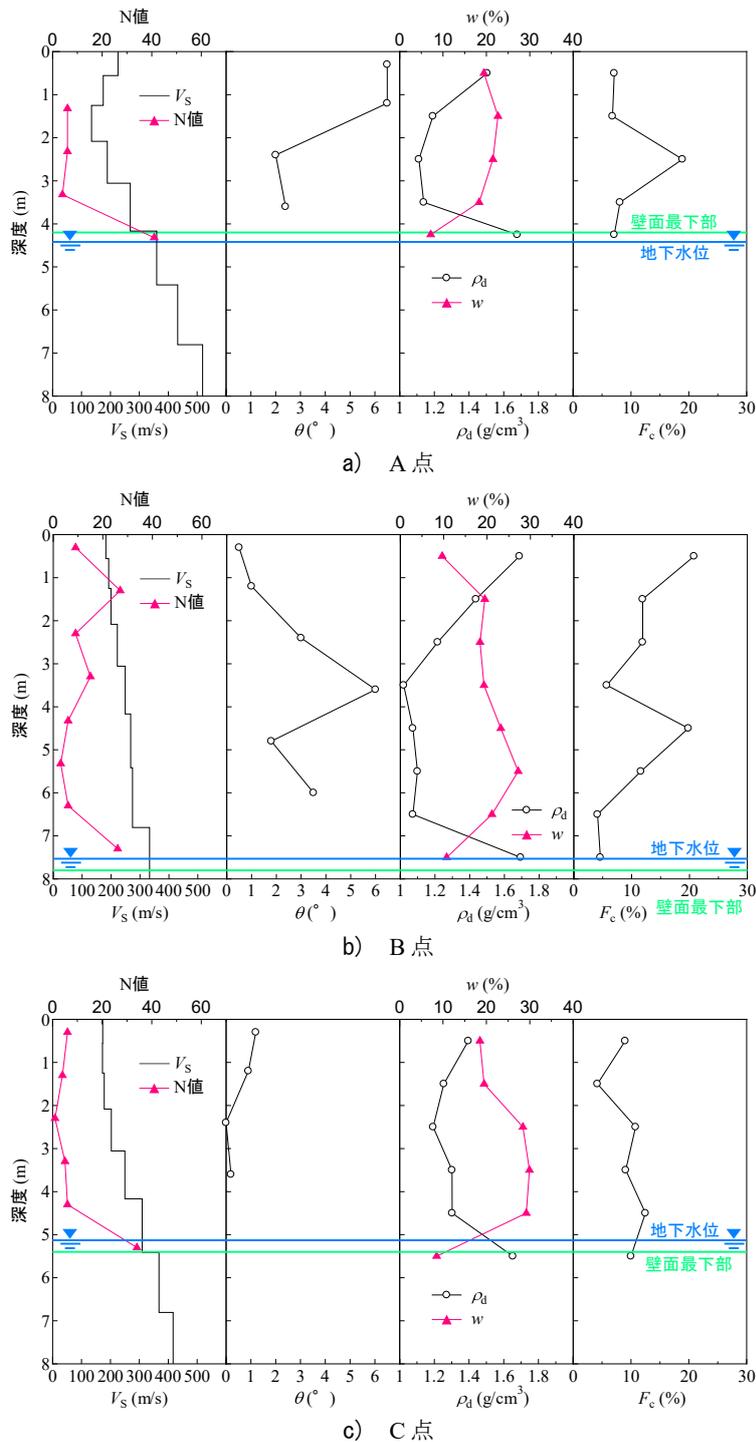


図-28 深度方向における各パラメータの変化

～9m、 $Y=2.5\sim 3.5\text{m}$  や  $X=16\sim 17\text{m}$ 、 $Y=2.5\sim 3.5\text{m}$ ) では局所的な  $V_s$  の低速度領域が確認できるが、その領域は再構築前よりも明らかに小さい範囲である。天端付近の  $V_s$  も比較的大きく、深度方向に  $V_s$  の増加が確認できる。III 地点は  $V_s$  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り、深度方向に対して局所的な  $V_s$  の低速度箇所は確認できず、土被り圧の増加とともに  $V_s$  は増加する傾向にある。

### 3. 3. 2 ボーリング調査

図-28 は図-22 に示される A、B、C 各点のボーリング調査によって得られた補強土壁内の各種状態量と  $V_s$  の深さ方向における変化のまとめである。

壁面傾斜角  $\theta$  は、各ボーリングの実施箇所に対応する壁面パネル (図-22 参照) で計測した値である。乾燥密度  $\rho_d$  は、ボーリングによるサンプリングで取得した試料の一部を所定の大きさにトリミングし、計量後に含水比を測定して求めた。A、B、C の 3 点すべてにおいて壁面最下部の深度で  $N$  値および乾燥密度  $\rho_d$  の値が増加しており、基礎地盤の存在を確認できた。

$V_s$  の変化を見ると先述したとおり、特に変状が大きかった A 点では、 $V_s$  の大きさが深度方向に増加せず局所的に低下 (深度 2m 付近) していることが図-28 a) より確認できる。比較的変状が大きかった B 点は、変状の大きい深度 4m および 6m 付近では、深度の増加に伴う  $V_s$  の上昇が緩慢であることが確認できるが、 $V_s$  の局所的な低下は確認できない。その理由は、B 点は変状の大きな箇所が天端から比較的深く、A 点での  $V_s$  の低下箇所と比較すると、土被り圧の影響を受けている点に加えて、壁面パネルの水平方向の変位量の違いによる応力開放の程度が影響していると予想される。なお、今回の事例では壁面パネルの水平方向の変位量を計測していないため、水平変位の増加に伴う応力開放の影響に関する考察については今後の課題である。

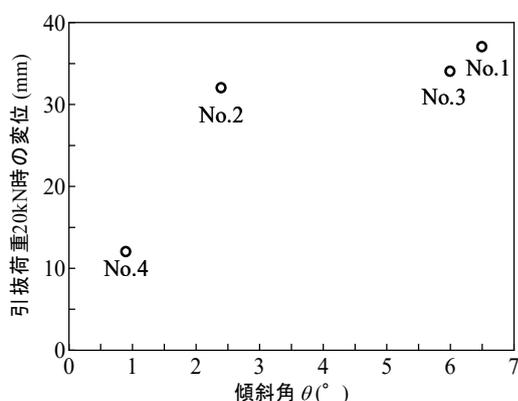


図-29  $\theta$  と引抜き荷重 20kN 時の変位の関係

壁面パネルの傾斜が小さい C 点の  $V_s$  は、A 点で見られるような深度方向における  $V_s$  の低下は認められず、 $\rho_d$  の深さ方向の値も A 点、B 点と比較してばらつきは少なかった。

補強土壁内の含水比  $w$  は A 点、B 点では  $w=20\%$  程度、C 点は  $w=30\%$  程度であった。なお、すべての地点における支持地盤近傍の補強土壁下部では  $w$  が低下する傾向にあるが、補強土壁下部は礫質土で構成された排水層のためである。

補強土壁内の  $w$  と  $\rho_d$  をみると、 $w$  の大きい箇所では相対的に乾燥密度  $\rho_d$  が小さい傾向にあり、 $\theta$  と  $\rho_d$  の関係は  $\theta$  が小さい場合 (C 点) は  $\rho_d$  が大きく、 $\theta$  が大きい場合 (A 点、B 点) は  $\rho_d$  が小さくなる傾向にあった。細粒分含有率  $F_c$  は  $\theta$  が大きい (A 点、B 点) 箇所では  $F_c=1\sim 20\%$  で変化しており、 $F_c$  のばらつきが C 点よりも大きいことが確認できた。

以上をまとめると、 $\theta$  が大きい深度付近は  $w$  が高くてかつ、 $\rho_d$  は小さく、 $F_c$  の値が大きい箇所である傾向になった。変状の大きい深度の盛土状態は  $F_c$  および  $w$  が高いため、補強材の適切な引抜き抵抗力を確保できない状態になっていたと考えられる。また、 $\theta$  が大きい深度の  $V_s$  分布 (例えば、A 点の深度、1～3m、B 点の深度 4～6m) をみると、 $V_s$  の低下もしくは深さに対する  $V_s$  の増加程度が相対的に緩慢であることが確認できた。

このような盛土の状態量の変化は、表面波探査から取得できる補強土壁深度方向の  $V_s$  分布によって概略的に把握できると言える。

### 3. 3. 3 補強材の引抜き試験

図-29 は引抜き試験における引抜き荷重 20kN 時の変位と引抜きを行った補強材が連結されている各壁面パネルの  $\theta$  の関係を示している。図中の『No.』は図-22 に示した引抜き試験箇所を示している。引抜き試験は

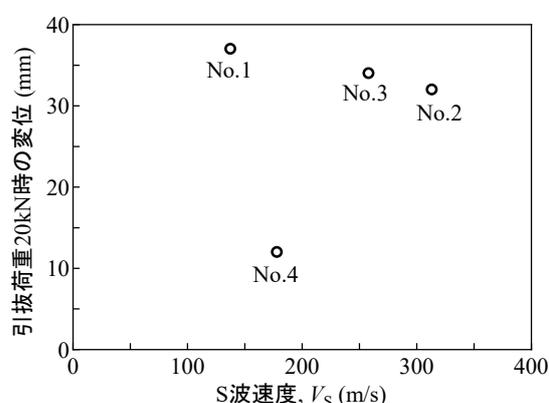


図-30 引抜き荷重 20kN 時の変位と  $V_s$  の関係

荷重制御のため、同じ荷重での変位量を比較対象とした。 $\theta$ が大きい箇所では引抜き荷重 20kN における変位量が大きい。これは、壁面パネルの変状が大きい箇所では、引抜き抵抗が低下していると解釈することで、変状の起きた壁面パネル背面部の盛土は緩みが発生している可能性がある。

図-30 は引抜き試験箇所における  $V_s$  と引抜き荷重 20kN 時の変位と関係を示している。全体的には  $V_s$  が小さいほど変位量は大きくなる傾向にある。

一方、No.4 は同程度の土被り圧の No.1 と比較すると、 $V_s$  は大きく変位量が小さい。 $V_s$  および補強材の引抜き抵抗は土被り圧の大きさに増減するパラメータであるため、本来は No.1 と No.4 は同程度の値を示すと考えられる。しかしながら、図-28 に示すように No.4 は No.1 と比較して  $\rho_d$  が大きく、 $w$  が低い状態にあり、盛土の健全性は No.1 よりも良好な状態にあると推察される。このため、同程度の土被り圧ではあるが No.4 は No.1 よりも  $V_s$  は大きく、変位量は小さい結果になったと考えられる。

#### 4. 非破壊試験による既設補強土壁の健全度評価指標の提案

本研究では、壁面パネルの変状程度と既設補強土壁背面部の盛土の  $V_s$  分布の関連性を把握するため、帯状補強材を用いている変状程度の異なる 7 つの既設補強土壁に対して表面波探査を実施した。さらに、既設補強土壁の健全性を間接的に評価する指標の一つとして、壁面パネルの傾斜角  $\theta$  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既設補強土壁の健全性評価指標について検討した。



写真-9 調査箇所①の全景と表面波探査測線

#### 4. 1 調査方法の概要

調査対象の補強土壁は北海道内で施工された 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。すべての箇所の補強土壁天端において表面波探査と壁面傾斜角の計測を実施した。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「2. 3 凍結融解挙動に関する実大補強土壁の動態観測」および参考文献 25) を参照されたい。この中で、凍上性を有する盛土材料を用いた実験ケースでは、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、この試験補強土壁での調査結果も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ものとして調査対象とした。

#### 4. 2 調査箇所

##### a) 調査箇所①

写真-9 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。

図-31 a) は当該補強土壁の  $\theta$ 、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  $\theta$  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-31 a) に示した滑らかなコンター図のように  $\theta$  は分布していない。しかし、 $\theta$  の増減を伴う壁面パネ

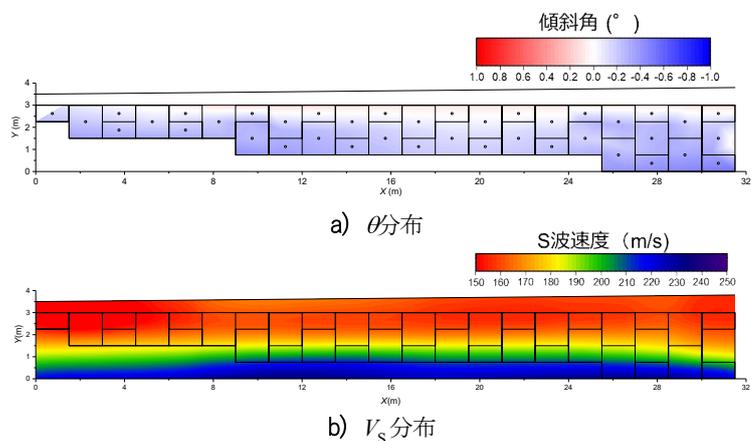


図-31 調査箇所①の  $\theta$  および  $V_s$  分布

ルの変状の程度によっては、壁面パネル背面部の盛土はある影響範囲で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 $\theta$ の増減で間接的に表現できると仮定した。また、 $\theta$ の比較対象となる $V_s$ 分布は2次元のコンター図で表現されたため、3.1.2と同様に本研究でも $\theta$ の分布をコンター図で表して $V_s$ 分布との比較を試みた。

$\theta$ 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 $\theta=1^\circ$ 以内であった。なお、壁面パネル傾斜角の最大値 $\theta_{max}$ 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

向にあった。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った。

#### b) 調査箇所②

**写真-10** および**写真-11** 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な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で連結されていないと予想される。



写真-10 調査箇所②-1の全景と表面波探査測線



写真-11 調査箇所②-2の全景と表面波探査測線

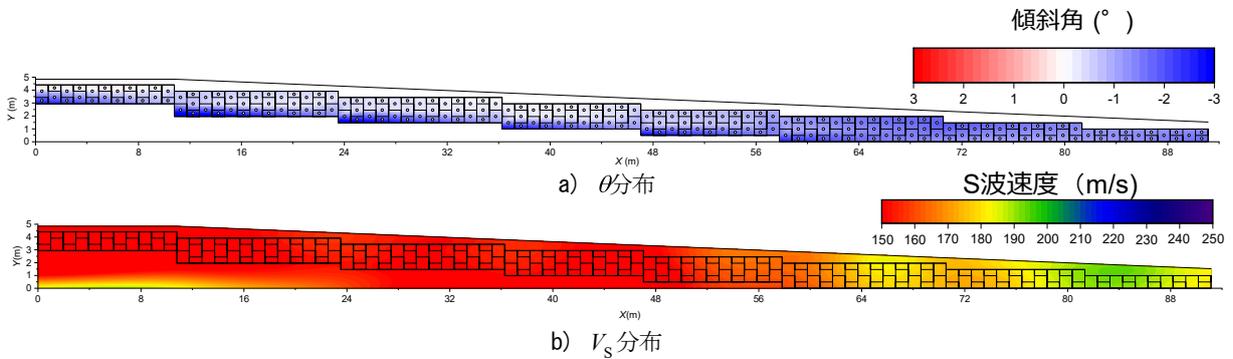


図-32 調査箇所②-1の $\theta$ および $V_s$ 分布

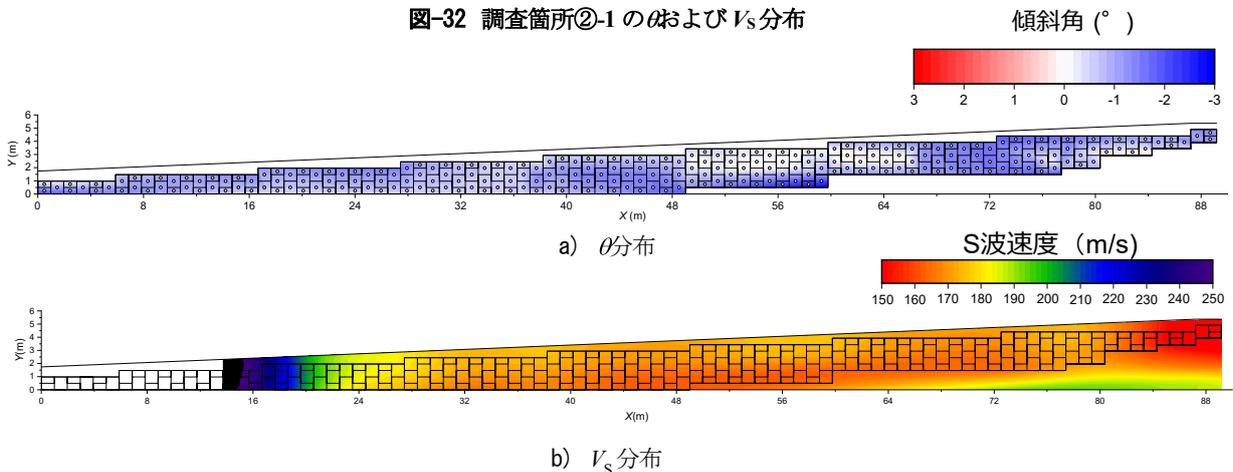


図-33 調査箇所②-2の $\theta$ および $V_s$ 分布

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 0.98×0.98m、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 0.98×0.98m、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。

図-32 a) は調査箇所②-1 における  $\theta$ 、b) は  $V_s$  分布を示している。また、図-33 a) は調査箇所②-2 における  $\theta$ 、b) は  $V_s$  分布を示している。両補強土壁ともに  $\theta$  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。

#### c) 調査箇所③

写真-12 は調査箇所③の補強土壁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 1.5×1.5m、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り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-34 a) は調査箇所③における  $\theta$ 、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、 $\theta$  と  $V_s$  分布の計測範囲は一致していない。 $\theta$  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。

#### d) 調査箇所④

##### ④再構築前

写真-13 a)、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-13 a)、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%( $0.03H$ )<sup>1)</sup> を超過した。

このため、変状した壁面パネルをすべて撤去し、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



写真-12 調査箇所③の全景と表面波探査測線

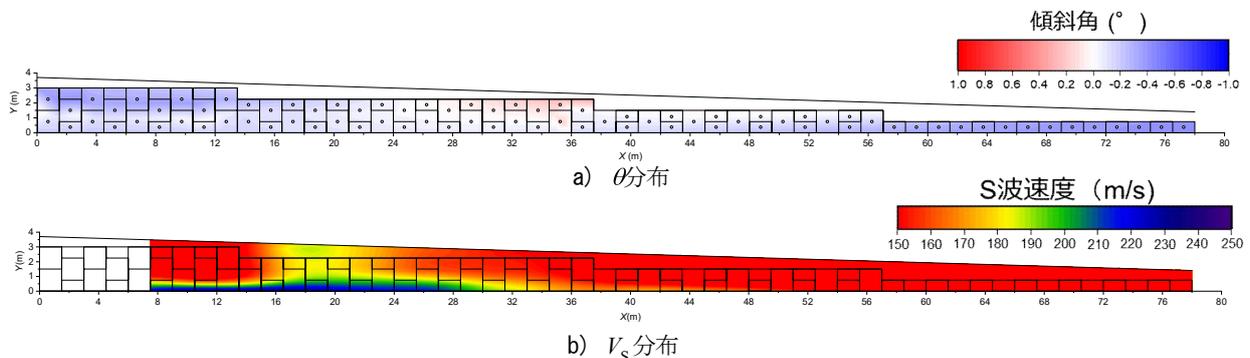


図-34 調査箇所③の  $\theta$  および  $V_s$  分布

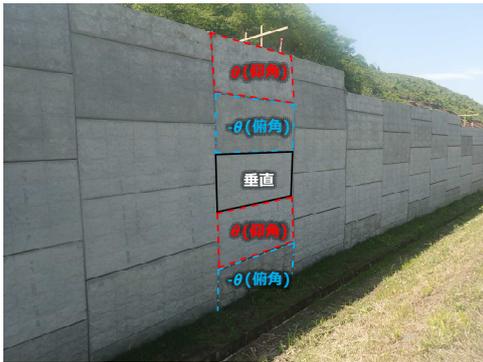
状が顕著な領域（以下、A 地点）、壁高が高く変状が顕著な領域（以下、B 地点）、変状が認められない領域（C 地点）の3つの地点に調査地点を分けて、表面波探査および壁面の傾斜の測定を行った。

図-35 a)および b)は A 地点、図-36 a)および b)は B 地点、図-37 a)および b)は C 地点における $\theta$ と $V_s$ 分布を示している。なお、A および B 地点は壁面パネルの水平変位が施工管理値を超過していた。

$\theta$ 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た（写真-13 a)参照）。

B 地点では全体的にA 地点よりも $\theta$ は小さいものの、天端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 $Y=3\sim 5$ 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」の字状を呈していた。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。



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-13 調査箇所④の壁面パネルの状態

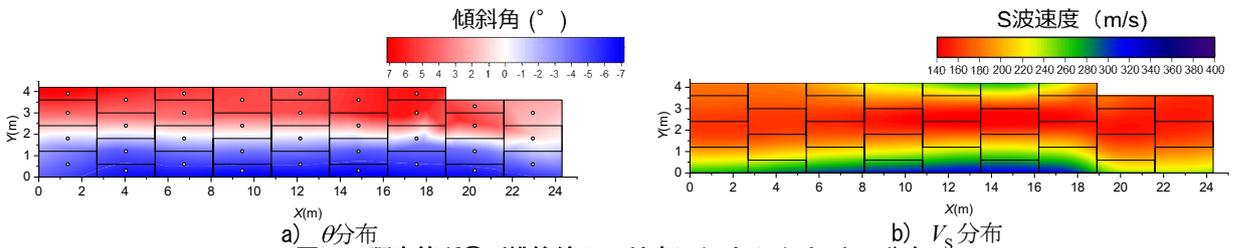


図-35 調査箇所④再構築前の A 地点における $\theta$ および $V_s$ 分布

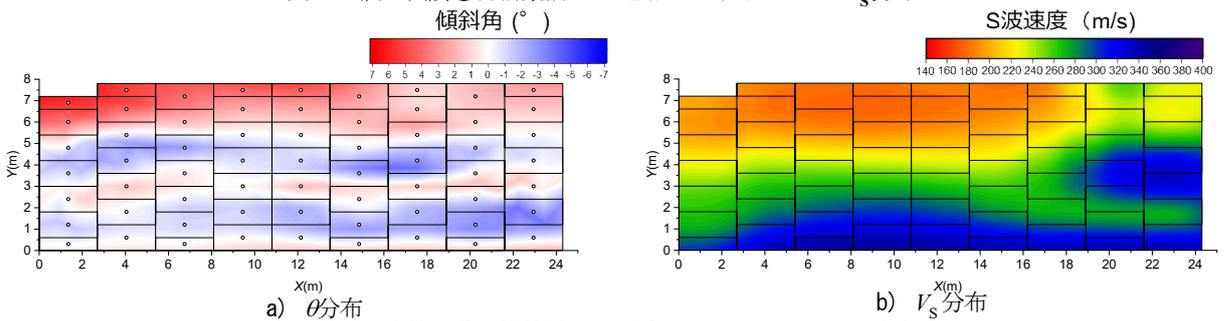


図-36 調査箇所④再構築前の B 地点における $\theta$ および $V_s$ 分布

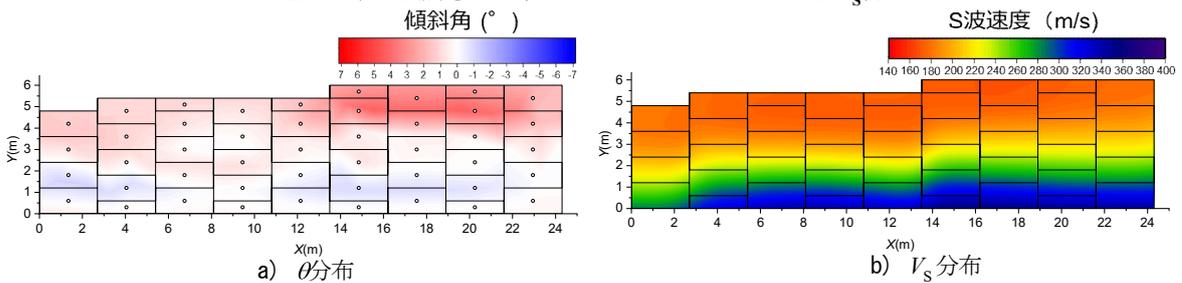


図-37 調査箇所④再構築前の C 地点における $\theta$ および $V_s$ 分布

次にC地点の $\theta$ は、全体的にはA地点およびB地点よりも小さい。しかし、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、 $\theta$ 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、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。

#### ④再構築後

変状が生じた調査箇所④の補強土壁は上述したように、壁面パネルの撤去および再構築が行われた。壁面パネルの変状の要因は、補強土壁背面部に位置する沢から降雨時や融雪期に大量の浸透水が補強領域に流入したことによる補強材引抜き抵抗の低下によると考えられたため、再構築時には予想される盛土内水位まで盛土材を排水性の高い礫質土としたことに加えて、ドレーン排水材を補強土壁縦断方向に密に配置して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地点で再び壁面パネル傾斜角の測定と表面波探査を行った。図-38はA地点、図-39はC地点における $\theta$ と $V_s$ 分布を示している。 $\theta$ 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かった。また、再構築を行わなかった範囲は $\theta$ 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かった。

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。

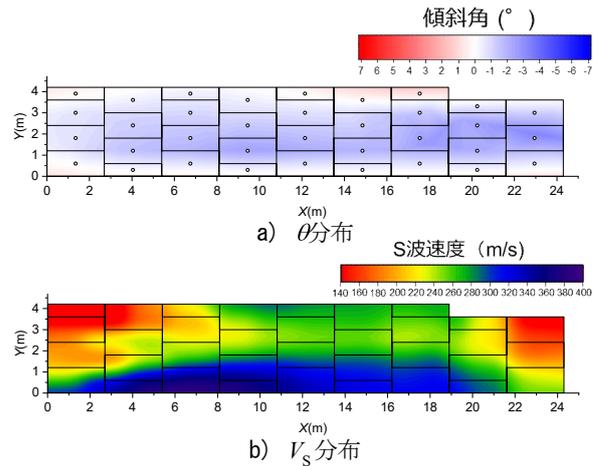


図-38 調査箇所④再構築後のA地点における $\theta$ および

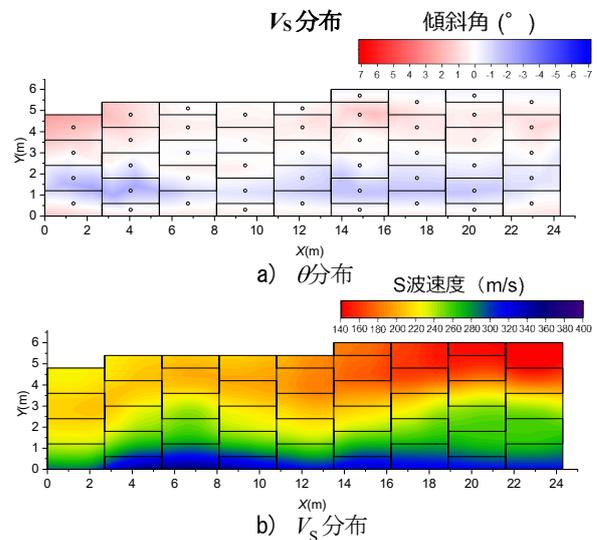
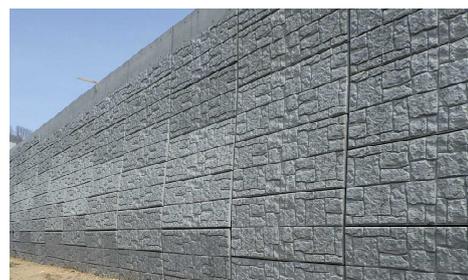


図-39 調査箇所④再構築前のC地点における $\theta$ および $V_s$ 分布



a) 補強土壁の全景



b) 変状の様子

写真-14 調査箇所⑤の全景と変状の状況

e) 調査箇所⑤

写真-14 a)、b)は調査箇所⑤の補強土壁全景と表面波探査測線の状況および変状状況を示している。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 7.8m、延長 57.9m、壁面寸法 1.2m×2.7m で河川および海岸平野堆積物の上に構築されていた。

まず、当該補強土壁全体を目視確認したが、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た（写真-14 b)参照）。 $\theta$ の計測については、補強土壁下部から3枚目の壁面パネルまでを対象として実施した。

図-40 は当該補強土壁で計測した $\theta$ および $V_s$ 分布を示す。 $\theta$ 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、天端からの深度がほぼ同じであるにも拘わらず $V_s$ が大きく異なる値を示した。事後調査の結果、当該箇所の盛土材は同事業区間内で施工したトンネルズリが使用されており、変状した高さでは細粒分の多い材料の使用が明らかになった、このため、盛土材料の転圧に伴い壁面パネルに作用する土圧が補強材の引抜き抵抗力を上回り、これによって壁面パネルが前方へ押し出されたと思われる。

f) 調査箇所⑥

写真-15 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た。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-41 はそれぞれ当該補強土壁で計測した $\theta$ および $V_s$ 分布を示す。 $\theta$ 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 $\theta=-3^\circ$ 程度の俯角状態にあり、壁面パネルの全体的な形状は「く」の字

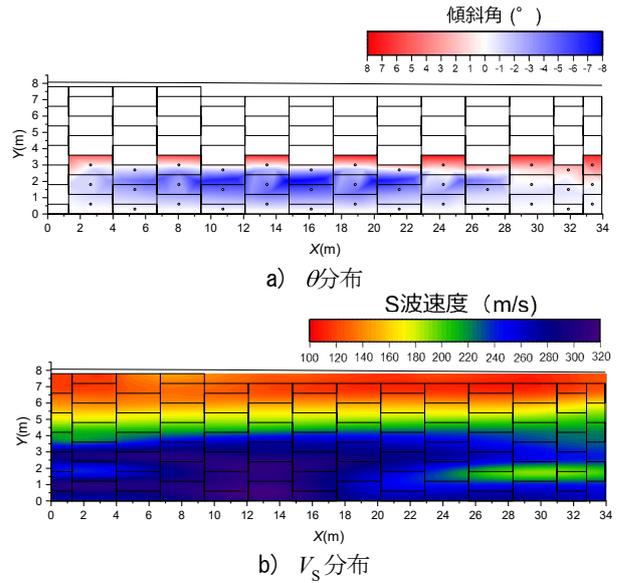


図-40 調査箇所⑤における $\theta$ および $V_s$ 分布



写真-15 調査箇所⑥の全景と表面波探査の測線

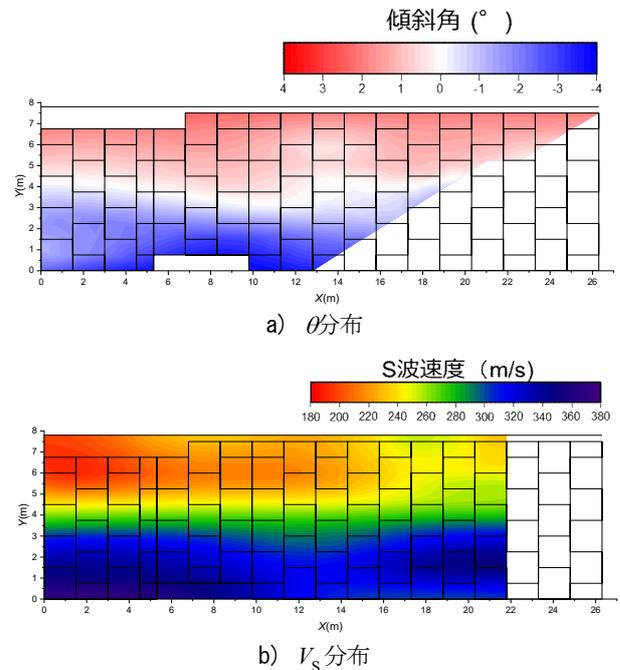


図-41 調査箇所⑥における $\theta$ および $V_s$ 分布

状に変状している。X=9m, Y=1.5m 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。

#### 4.3 $V_s$ をパラメータとした健全性評価指標の検討

図-42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。

既往の研究成果をみると、竹園ら<sup>23)</sup>は細粒分質礫質砂に対して実施した室内土質試験 (ベンダーエレメント試験) 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。太田・後藤<sup>24)</sup>は原位置における  $V_s$ の簡易な推定式として深度をパラメータとした経験式を提案している。以上より、 $V_s$ は基本的に拘束圧 (深度) が大きくなるに従って増加するパラメータである。

調査箇所①~⑥における  $V_{s,xa}$ 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、 $z_{ave}=3m$ 程度で  $V_s$ がやや低下しているのはその影響と思われる。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  $V_s$ が増加したと予想される。

一方、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。

次に  $V_s$ や $\theta$ のバラツキに関して検討した。図-43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 $\theta$ 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、 $V_s=100m/s$ 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壁面変位が発生した調査箇所④で

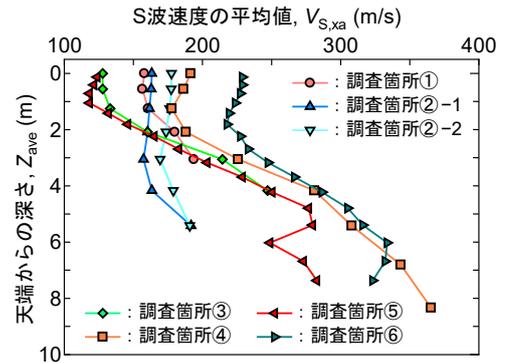


図-42 深度方向における  $V_s$ の比較

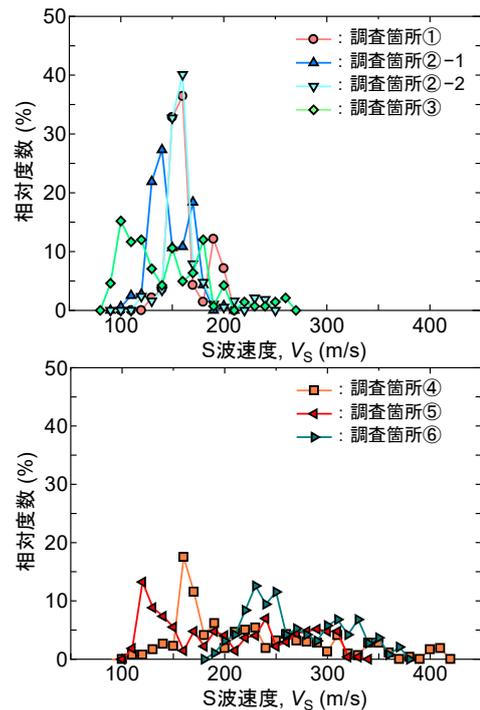


図-43  $V_s$ の頻度分布

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  $V_s=300m/s$ 以上の結果が計測されていた。しかしながら、 $V_s$ の相対度数のピークは  $V_s=160m/s$ 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、不適切な盛土の使用や冬期施工等による凍土の混入等で変位が発生した補強土壁は  $V_s$ 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であった。このため、壁背面部の盛土の $V_s$ を計測し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-44 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 $\theta_{max}$ の関係を示している。

図-42 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。このため、 $V_{s,ta}/V_{s,max}$ 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と解釈できる。

図-44 を見ると、 $\theta_{max}$ が小さいほど $V_{s,ta}/V_{s,max}$ は大きい傾向にある。これは、壁面パネルの傾斜角が小さい健全な補強土壁では $V_{s,ta}/V_{s,max}$ が大きい値を示すことがわかる。また、実大実験における凍上性が高い細粒分を多く含む盛土材料の補強土壁 (caseA) では、 $V_{s,ta}/V_{s,max}$ が経時的に低下した (図中矢印)。その一方で、良質な盛土材料の補強土壁 (caseB) ではパラメータの変化量は小さい (図中矢印)。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&Kuвано<sup>21)</sup>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 $\theta=3^\circ$ 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 $\theta=3^\circ$ を $\theta_{max}$ の閾値とし、

$V_{s,ta}/V_{s,max}$ 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 $V_{s,ta}/V_{s,max}=0.6$ を境界として健全性を判断する閾値とした。

この境界値を既設補強土壁の健全度に対する判断基準と仮定すると、図-44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すべり破壊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、あるいは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 $\theta_{max}$ 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、壁面パネル背面部の盛土の性状変化 ( $V_{s,ta}/V_{s,max}$ の低下)が予想され、この領域の補強土壁は要注意、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が裏込め土内への沢水等の流入による飽和度上昇等によって、 $V_{s,ta}/V_{s,max}$ が低下した状態で補強材の引抜き抵抗が低下する可能性がある。したがって、経時的に壁面パネルの変状が進行する可能性があるため、この領域についても要注意、要監視の対象になると言える。

以上のようなパラメータを採用することで、 $V_s$ の計測によって既設補強土壁の大まかな健全性評価を判断できる可能性があるため、今後も既存補強土壁に対して同様の調査を行い、閾値の検討や評価精度について考察を深める予定である。

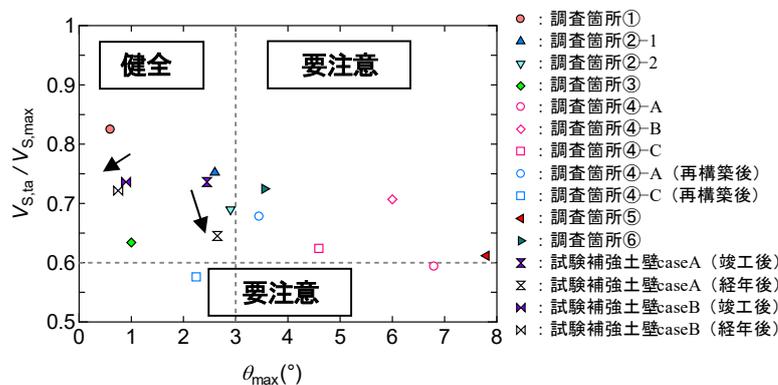


図-44  $V_{s,ta}/V_{s,max}$ と $\theta_{max}$ の関係

## 5. 補強土壁の品質確保に関する取り組み

### 5. 1 背景

補強土壁設計施工指針が1981年に発刊され、補強土壁が公共事業に適用されてから約40年が経過した。補強土壁は土と補強材との相互作用（図-45）によって安全性・安定性が確保される。これは、現場に搬入された一定の品質を有する盛土材料を用いた上で適切な施工管理によってはじめて、補強土壁が地盤構造物としての性能を発揮できることになる。しかし、一部の補強土壁については、施工中もしくは施工完了後に壁面パネルが変状する等、地盤構造物としての性能を揺るがす欠陥が発生している（写真-16）。これまでに筆者らは変状・崩壊した幾つかの補強土壁に対する地盤調査を実施したところ、変状した壁面パネル背面部の盛土の含水比は相対的に高くかつ、細粒分が多い盛土材料である事例が大半であり、「土の品質確保と施工管理」が不適切な事例が少なからず存在する。

補強土壁に変状等の不具合が生じる要因には、地震や降雨などの自然由来的な要因に加えて、実態としては不適切な盛土材料の使用や施工不良など、人為的な要因が相対的に多いと思われる。

本調査は人為的な要因を減らすために、①国土交通省北海道開発局（以下、開発局とする）における補強土壁の理解度の現状、②開発局道路技術者を対象とした補強土壁に関するアンケート、③補強土壁の品質確保を目的としたチェックリストの作成に至る経緯、④工事におけるチェックリスト試行の結果を踏まえ、補強土壁チェックリストの運用方法について述べる。

### 5. 2 北海道開発局における補強土壁の現状

図-46は開発局が所有する「MICHISシステム（平成8年度～平成27年度）」の補強土壁に関するデータを抽出して整理した施工年度別の実績である。

補強土壁は平成8年度から直轄工事での利用が認められたが、開発局では平成10年度より採用実績が急激に増加し、平成19年度以降は減少しているが、平成27年度の時点で1,024箇所の補強土壁が構築されている。

開発局における補強土壁の実績は、ジオテキスタイル補強土壁の採用数が年次を問わず最も多いのが特徴である。この理由として、壁高5m未満の約7割がジオテキスタイルであるため、ボックスカルバートなどの構造物の巻込み部で多く使用されていることが考えられる。

補強土壁：  
盛土内に補強材を敷設することで垂直もしくは  
垂直に近い壁面を構築する土留め構造物

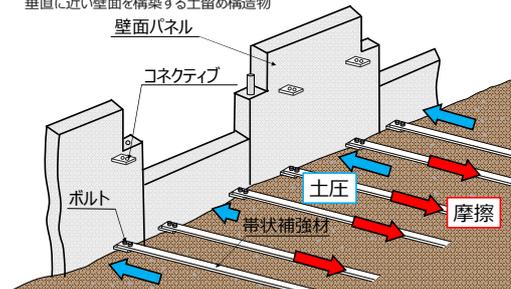


図-45 補強土壁の補強メカニズム



写真-16 補強土壁の変状事例

平成12年度をみると、開発局における補強土壁の利用はピークを迎え、特にアンカー式補強土壁の実績が目立つ。この時代は山間部の高規格幹線道路の整備（例えば、旭川紋別自動車道）が実施されており、沢地形などで高盛土を構築する手段として多段積みの実績を有するアンカー式が多く採用されたと思われる。平成19年度以降では全体的に補強土壁の採用件数が減少しているが、補強土壁に代わる新技術が開発された経緯も無いため、補強土壁の採用現場自体が減少したものと思われる。これらの既設補強土壁のうち、数カ所が道路土工構造物点検の対象となっている。

### 5. 3 開発局道路技術者を対象としたアンケート

図-47は開発局の道路系技術職員（以降、職員とする）のうち、開発建設部首席専門官以下を補強土壁の業務や工事に携わる職員と想定して、彼らに対して補強土壁に関するアンケート調査を実施した結果である。有効回答数は121名で回答数の約半数が40代職員、約3割が30代未満の職員、約2割が30代職員となっている。

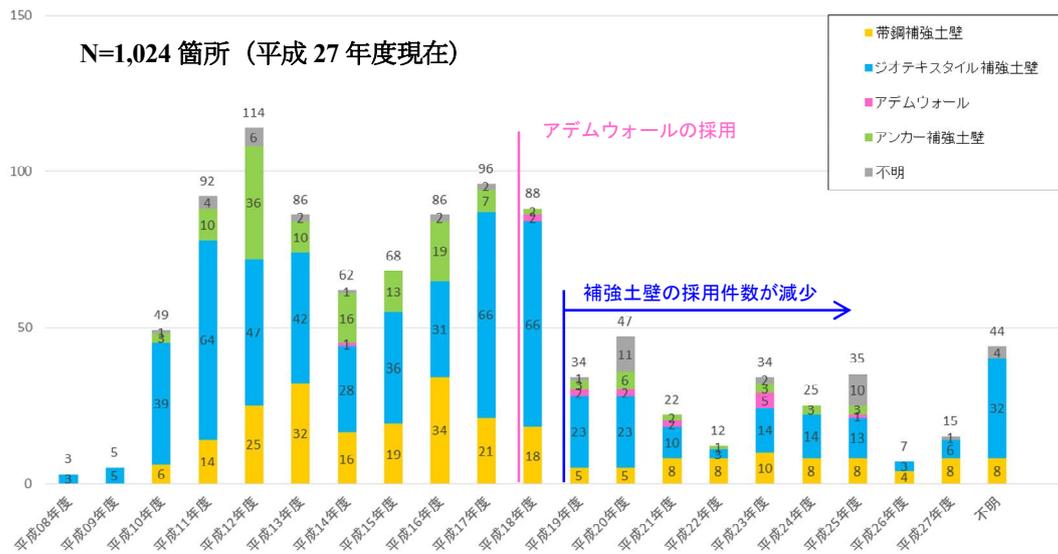


図-46 北海道開発局における施工年度別補強土壁の採用傾向

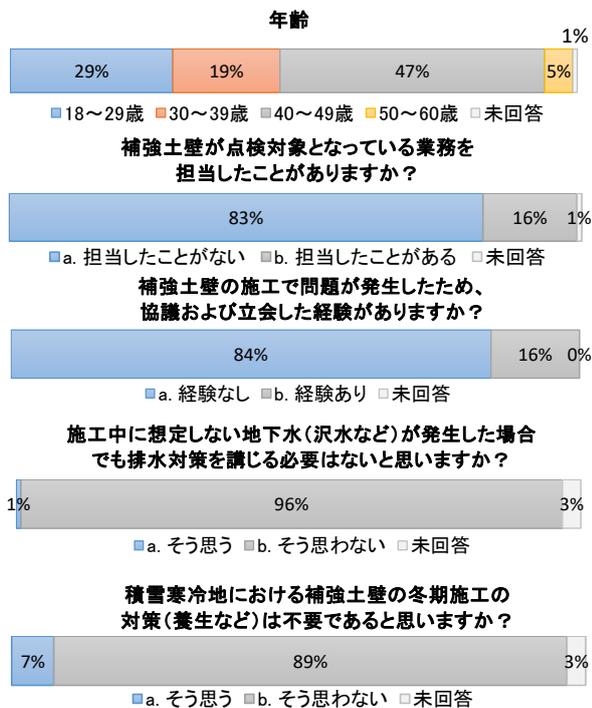


図-47 アンケート調査結果

質問事項は補強土壁に関する基礎的な内容であるが、冒頭で述べたとおり変状した補強土壁は人為的な要因が多いため、それを踏まえた質問とした。

アンケートの結果、補強土壁の点検業務を担当した経験や、補強土壁の施工で問題が発生してそれに対応した経験がある職員が約2割存在することがわかった。開発局が維持管理する既設補強土壁の一部が道路土工構造物点検の対象であるか、変状に至る要因が不明確な場合が多いと思われる。より効果的な維持管理を実

施する観点からも、点検対象となっている既設補強土壁の実態を正確に把握する必要がある。一方、想定外の排水処理の必要性や厳冬期の盛土施工時の対策に関しては、約9割以上の職員はその対応策の必要性を感じており、施工時に生じる突発的な問題への対処の意識が高いことがわかった。

#### 5.4 「補強土壁わかってん会」の活動

山口県庁ではコンクリート構造物の初期ひび割れの抑制を目的とした品質確保システムを構築し、全国で展開されている<sup>26)</sup>。その原点は「コンクリートよろず研究会」と呼ばれる勉強会であり、筆者らはこの取り組みから着想を得て、表-4の参加メンバーで構成される「補強土壁わかってん会（以降、本会とする）」を開催した。本会は北海道オホーツク地域において、補強土壁を構築する関係者が補強土壁に対する意識共有を図ることを第一の目的とした<sup>27)</sup>。このため、補強土壁の構築に関するメンバー（発注者、設計コンサルタント、施工業者、各補強土壁メーカー）と研究機関（北見工業大学、寒地土木研究所）が概ね3カ月に一度集合し、補強土壁の変状事例（施工の問題点、対応方法など）を中心とした勉強会を計5回開催した。

本会では、参加メンバーが補強土壁に関する情報を共有することで問題解決を図ることを狙いとしたため、「勉強しに来ました」や「話を聞きに来ました」という姿勢ではなく、「各補強土壁メーカーが持っている全国の変状事例（詳細な施工場所や工事名は伏せて）を紹介していただき、どうしたら変状や崩壊を防げたか」というスタンスで参加したメンバー全員で考える

表-4 参加メンバーの所属と人数

職種	機関名	参加人数(人)
発注者	国土交通省北海道開発局	3
メーカー	帯状補強材系	2
	ジオテキスタイル系	2
	多数アンカー系	1
施工業者	地元建設会社	2
コンサルタント	地元コンサルタント	1
研究機関	北見工業大学	2
	寒地土木研究所	1

場にした。

本会のコンセプトは「包み隠さず、変状事例を共有する」ことが主眼であり、補強土壁を構築する上で各々の立場で困っていることや悩んでいることを率直に話せる環境となるよう注力した。

補強土壁は従来工法である鉄筋コンクリート構造物もしくは無筋コンクリート構造物の土留め壁よりも安価であり、一般盛土と比較すると耐震性に優れている。この利点を最大限発揮させるためには、補強土壁の根幹を成す盛土材料の良し悪しと適切な施工状況を判断できる技術力を各メンバーが身に付けることが最も大切であるという点が度々話題となった。

例えば、昨今では発注者は多くの業務を担当しており、現場に出る機会は昔よりも少なく、過去の発注者が現場に出ることで養った補強土壁の施工の勘所を習得することは現在では困難になりつつある。さらに、受発注者間の情報共有不足によって現場で生じた問題への対応が後手に回るケースが多いことが挙げられた。これらを未然に防止するには、補強土壁の補強メカニズムを受発注者が正しく理解した上で施工の要点を習

表-5 補強土壁チェックリスト  
(補強土壁わかってん会 Version)

項目	チェック欄		備考
	着手前	工事中	
特徴	補強土壁の特徴を理解しているか	<input type="checkbox"/>	- 本資料 pp. 8~10
種類	採用している補強土壁の種類を把握したか	<input type="checkbox"/>	- 本資料 pp. 11~13
	採用している補強土壁の種類は帯鋼補強土壁である	<input type="checkbox"/>	- 本資料 pp. 11
	採用している補強土壁の種類は7ヶ所補強土壁である	<input type="checkbox"/>	- 本資料 pp. 12
	採用している補強土壁の種類は7ヶ所以外補強土壁である	<input type="checkbox"/>	- 本資料 pp. 13
盛土材料	裏込め土として使用できる盛土材料(砂・中間土・粘性土等)のどれに該当するかを確認したか	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> 本資料 pp. 14~19
	盛土材料は砂に該当する	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> 本資料 pp. 15~16
	盛土材料は中間土に該当する	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> 本資料 pp. 17
	盛土材料は粘性土に該当する	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> 本資料 pp. 18
排水対策	盛土材料はその他(岩ズリ)に該当する	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> 本資料 pp. 19
	現場の施工状況として、盛土材料に応じた締固め状態のイメージを確認したか	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> 本資料 pp. 20
	排水対策は現場状況に応じて適宜変更(湧水の多い箇所に縦排水溝を追加するなど)が必要であることを理解したか	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> 本資料 pp. 21~22
	覆土抑制層の必要性を認識したうえで、使用材料・置換厚(地域によって厚さが異なる)を確認したか	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> 本資料 pp. 23
協議・立会	盛土施工時における仮排水対策の必要性を認識し、地表面水や地下水に対して適切に対処したか	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> 本資料 pp. 24
	盛土の施工中、予測できない盛土の沈下、盛土材の変化、沢水等の流入などがあつた場合には、工事を中止して、監督職員へ報告および協議が必要であることを理解したか	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/> 本資料 pp. 25

得し、その進捗に応じて要点を受発注者が相互確認するシステムが必要との結論を得た。

このような議論を受けて、補強土壁を施工する前(コンサルタントとの業務成果納品時など)や施工着手前(円滑化会議など)などにおいて、メンバー間で補強土壁の構築に関して変状要因に絡む留意事項を相互確認するチェックリストを考案した(表-5)。

### 5. 5 補強土壁チェックリストの試行

写真-17は補強土壁チェックリスト試行の実施会議の様子である。チェックリストを実際の工事現場で試行するにあたり、まず、試行に協力して頂いた発注機関の担当者、事業箇所の5つの施工業者に対して、チェックリスト導入の経緯(補強土壁わかってん会の活動内容)および目的について説明した。

筆者より、補強土壁に変状が生じる要因は本会の議論の結果、地震などの自然由来的な要因と不適切な盛土材の使用や施工不良などの人為的な要因に分類されるが、補強土壁の変状は人為的な要因が大半であるため、人為的な要因を減らすには、補強土壁に関係するメンバー(発注者、設計コンサルタント、施工業者、補強土壁メーカー)が補強土壁に関する基礎的な知識を持った上で、メンバー間の情報共有が重要であることを述べた。

写真-18は事業が進められている切土箇所に補強土壁を構築する現場において、発注者、設計コンサルタント、施工業者、補強土壁メーカーの担当者がチェックリストを用いて湧水を確認している状況である。当該箇所は浅い沢地形となっており、切土によって湧水の発生が顕在化していた。筆者らの経験では補強土壁の変状要因として、排水処理が不備の状態盛土を構築し、その後、補強材が敷設された補強領域の盛土内水位が上昇して内的安定が損なわれるケースがある<sup>28)</sup>。今回の事例のように、受発注者の双方で湧水箇所を確認し、それに対する具体的な排水対策や流末処理などを施した記録をチェックリストに残すことで、道路供用後に当該補強土壁に不測の変状が生じたとしても、少なくとも施工した排水対策箇所には問題が無いとして対応協議を進めることが可能であると考えている。

表-6は施工業者がチェックリストを用いて施工管理を実施した一例である。発注者との協議前資料のため、発注者のチェックは入っていないが、切土による湧水対策が手書きで記載しており、発注者は受注者がこの問題を認識して施工を進めた事実を確認できる。また、降雨後に盛土の含水比を計測し、盛土の状態を確認していたことも手書きで記されている。



写真-17 補強土壁チェックリスト試行実施会議



写真-18 参加メンバーによる現場確認

表-6 補強土壁チェックリスト (試行 Version)

:業務成果納品時  
 :円滑化会議時

記入日: 令和 元 年 3 月 10 日

項目	チェック欄		備考
	施工者	発注者	
盛土材の敷出しおよび締固めは、補強材間隔を替えて、一層ごとに適切に施工することを確認したか	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
降雨時は、原則として土作業をしない。盛土表面にはブルーシート等により、補強領域内への水の侵入を防ぐ	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	向土工方計を事前に決定して 置き、実施した際はその内容 を報告する
盛土の施工中、予測できない側土の落下、盛土材の変化、汎水等の流入などが発生した場合、工事を中止して、監督職員へ報告および協議が必要であることを理解したか	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	補強土壁の品質管理 に関する
盛土材が、設計に用いた強度定数以上であることを確認したか	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	試験で得た強度定数を用いて 再計算する
検討された基礎地盤が、補強土壁の支持地盤として適しているか、またその支持力が設計値を満足しているか(手動載荷試験、貫入試験などで確認)	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	設計で想定している基礎地盤 が明瞭な場合は別途 確認



写真-19 盛土の含水比計測の状況

補強土壁は盛土材と補強材の噛み合わせで盛土の安定性を確保するため、盛土材の物性、特に施工時の含水状態を把握することが非常に重要である。写真-19は現場代理人が降雨後に盛土の含水比計測を実施した様子で、補強土壁の特徴を理解し実践した現場努力の良い例である。

上記は令和元年度の取組みであるが、令和2年度には4つの開発建設部の計6事務所にて工事のチェックリストの試行を実施した。また、工事だけではなく業務段階から補強土壁の検討内容を受発注者で確認すべきとの意見を踏まえ、同じく2開発建設部にて業務に対して試行を行った。試行中に担当者からチェック項目や使い勝手に関する意見やアドバイスが多数あり、これらを反映して最終的なチェックリストを整理した。

## 5. 6 補強土壁チェックリストの運用へ向けて

### (1) 位置づけ

チェックリストは設計および施工時における補強土壁の品質管理および向上、人為的要因による変状を低減させることが目的である。業務や工事の仕様(道路詳細設計照査要領、道路・河川工事仕様書)を補助する位置づけで契約事項のような罰則規定はないが、道路設計要領や特記仕様書にはチェックリストの目的や運用に関する内容が明記された。設計から施工まで関係者が共通したチェックシートで相互確認することで、安定した補強土壁の構築に寄与すると考えられる。

### (2) 業務編

業務におけるチェックリストの作成目的は、検討した設計条件、現場条件などの特記事項を受発注者が確実に情報共有し工事担当者へ引継ぐことである。補強土壁に関する業務は、業務発注(受注)直後では受発注者が検討内容を相互確認できる成果品(設計図面やボーリング等の調査結果)が存在しないケースが多い。

このため、受注者(コンサルタント)が検討した図面などが整理された段階で相互確認(図-48 ※①)することとした。ただし、チェックリストは工事に関連する項目が多いため、検討内容に即した項目のみを対象に相互確認することとし、検討箇所の現場条件において、施工段階に受発注者が認識すべき留意事項があった際にその内容を確実に伝達するリストを設けた。

チェックリストは業務検定前に再確認(図-48 ※②)して、完了検査時に受注者が発注者へ電子成果品として格納し提出する。発注者へ提出する補強土壁関連の資料は次の項目のとおりである。

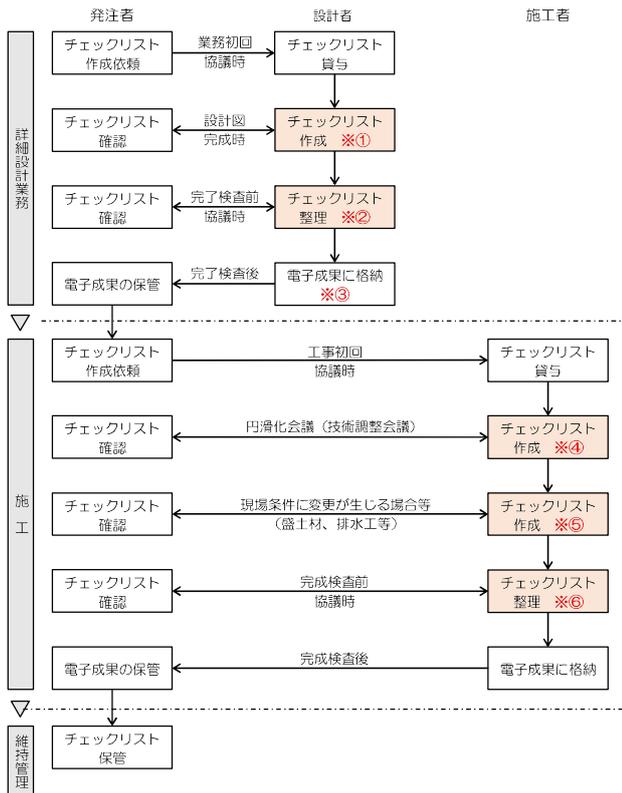


図-48 補強土壁チェックリストの運用フロー（最終形）

- ① チェックリスト（共通編）
- ② 設計諸元（図-49）
- ③ 図面（補強土壁一般図、展開図、構造詳細図、排水系統図）（図-49）
- ④ 検討現場に関する特記事項

上記の①～④はExcelファイルに集約されている。完了検査後、データ収納先は電子納品ファイル内に設けた『補強土壁専用フォルダ』とし、工事発注担当者が検索しやすくした（図-48 ※③）。

### (3) 工事編

工事におけるチェックリスト（表-7）の目的は、補強土壁の構築をより確実にするために、設計段階で検討した現場条件に関する特記事項や施工段階の必要事項を受発注者が確実に情報を相互確認し実行することである。

工事発注（受注）後、受注者（施工業者）は業務で整理されたチェックリストを発注者から受け取る。受注者は円滑化会議までに記載できる項目をチェックするとともに、業務で整理された補強土壁の図面データに変更（例：施工承諾により工法変更）があれば修正した上で発注者と相互確認する（図-48 ※④）。その際、現場経験が少ない担当者が、補強土壁の施工に適さない盛土材や排水対策が必要な箇所を写真で平易に理解できる『チェックリスト補足資料』を用意した（図-50）。これは、現場で使用する盛土材の物性や排水工などに関して、現場経験の浅い発注者や若手の施工技術者にイメージしやすいよう工夫したものである。

施工の進捗に伴って確認すべき項目（盛土材の種類、支持力照査結果、新たに必要な排水工など）や、台風などの自然災害で新たに確認すべき項目はその都度、受発注者が協議や立会いを行い相互確認する（図-48 ※⑤）。仮に重要な事項が生じた際にチェックリストが存在しない場合は「その他（現場条件等）」の空欄に必要な事項を記載して相互確認を行う（図-48 ※⑤）。

なお、補強土壁は現場条件によって施工延長が長くなる場合があるが、チェックリストは設計断面数に応じて実施する。工事のチェックリストは共通編のほか、各工法編を併用して施工の基本事項をチェックする。完成検査時に受注者が発注者に提出する補強土壁関連の資料は下記のとおりである。業務と同様、チェック

**設計諸元記載**

設計条件	項目	設計値		施工時の採用値		備考	
		設計値	単位	採用値	単位		
補強壁高さ	最大	Hmax	3.6	m	3.6	m	
	最小	Hmin	3.6	m	3.6	m	
盛土材料の土質定数	単位体積重量	$\gamma$	19.0	kN/m <sup>2</sup>	19.0	kN/m <sup>2</sup>	
	内部摩擦角	$\phi$	30.0	°	30.0	°	
上載荷重	粘着力	$c$	0.0	kN/m <sup>2</sup>	0.0	kN/m <sup>2</sup>	
	活荷重		10.0	kN/m <sup>2</sup>	10.0	kN/m <sup>2</sup>	
衝突荷重	群衆荷重			kN/m <sup>2</sup>		kN/m <sup>2</sup>	
	防護柵の種類			kN		kN	
耐震設計	地震動レベル					H=8.0以上	
	地震種別						
	地域別補正係数						
	設計水平震度	kH					
設計安全率	円弧すべり	$F_s$	≧ 1.2	≧ 1.0	≧ 1.2	≧ 1.0	
		$F_s$	≧ 2.0	≧ 1.2	≧ 2.0	≧ 1.2	
	ジオテキスタイルの引抜き	$F_s$	≧ 1.2	≧ 1.0	≧ 1.2	≧ 1.0	
		$F_s$	≧ 2.0	≧ 1.2	≧ 2.0	≧ 1.2	
適用基準	道路土工一般設計（平成24年）／日本道路協会 ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル（第2回改訂版）（平成25年12月）／一般社団法人 土木研究センター						

**主要図面添付**

図-49 補強土壁チェックリスト（左：設計諸元、右：補強土壁一般図、展開図、構造詳細図）



## 6. まとめ

本研究の達成目標は、①既設補強土壁の凍上現象による変状発生メカニズムの解明、②凍上履歴を受けた既設補強土壁の健全度評価手法の確立、③非破壊試験による既設補強土壁の健全度評価指標の提案である。

上記の①～③の達成目標に対して各種試験を実施した結果、以下の知見を得た。

### ① 既設補強土壁凍上現象による変状メカニズム解明

春先に既設補強土壁の壁面パネルの脱落とストリップ破断は文献等による調査の結果、「凍上の3要素（土、水、温度）」が変状した既設補強土壁のすべて現場で具備されていることがわかった。

これらの知見を元に、北見市旧競馬場で実大補強土壁実験を実施した結果、凍上性を有する盛土材を用いたケースでは壁面の傾斜角が大きく、壁面パネル前方への水平変位も大きくなることがわかった。また、凍上性の高い盛土材で敷設した補強材と壁面パネルの接続部（コネクティブストリップ）には凍結線が進行するのに伴って局所的なひずみが生じていることが明らかとなった。コネクティブストリップに生じたひずみは春以降も蓄積された状態であることから、経時的に凍結線が進行するたびにひずみが累積し続ける可能性を示唆している。凍上による補強土壁の破壊メカニズムはコネクティブストリップの部材の降伏応力あるいはボルトのせん断応力以上のひずみが蓄積されることが要因と推察される。

### ② 凍上履歴を受けた既設補強土壁の健全度評価手法の確立

変状が生じた補強土壁と撤去・再構築した健全な補強土壁に対して、従来の調査手法と表面波探査および補強材引抜き試験を実施した結果、下記の知見を得た。

表面波探査から取得した $V_s$ 分布と壁面パネル傾斜角との関連性を確認した結果、深度方向の $V_s$ は壁面パネル傾斜角が小さい箇所では深度とともに増加する傾向にあるものの、壁面パネル傾斜角が大きい箇所では局所的に $V_s$ が低下することが確認された。

また、変状後に撤去・再構築した補強土壁では、壁面パネルの傾斜角は小さく、撤去前（変状後）に存在していた局所的な $V_s$ の低速度領域の範囲は減少したことがわかった。さらに、壁面パネル傾斜角の大きい箇所では、局所的に $V_s$ が低下していたものの、再構築後には $V_s$ が全体的に増加するとともに局所的な $V_s$ の低下傾向は解消されていた。このことから、補強土壁

の経時的な健全性変化の評価手法の一つとして、補強土壁の深さ方向に対する $V_s$ 分布を把握することが有用であることが示唆された。

### ③ 非破壊試験による既設補強土壁の健全度評価指標の提案

変状が生じた補強土壁と撤去・再構築した健全な補強土壁に対して、表面波探査および壁面パネルの傾斜角を計測した結果、下記の知見を得た。

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、正規分布状に $V_s$ が分布する傾向があった。一方、壁面パネルの傾斜角が大きい箇所や壁面パネルに亀裂が発生した箇所では、頻度分布の $V_s$ のピークは複数存在して正規分布状を形成しないことがわかった。また、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の増加とともに低下する傾向があることを確認した。

このことから、竣工後の既設補強土壁の健全性を評価する指標として $\theta \sim V_{s,ta}/V_{s,max}$ の関係による健全度評価図を提案した。具体的には、既設補強土壁の健全性は閾値として、傾斜角 $\theta_{max}$ はマニュアルの施工管理基準を参考に $\theta_{max}=3^\circ$ 、 $V_{s,ta}/V_{s,max}$ は不健全と判断されて撤去前の既設補強土壁で得られた $V_{s,ta}/V_{s,max}=0.6$ とした。既設補強土壁の壁面傾斜角 $\theta_{max}=3^\circ$ 以下でかつ、せん断波速度 $V_{s,ta}/V_{s,max}=0.6$ 以上であれば健全であると判断し、それ以外は要注意、要監視の対象とした。

### ④ 「補強土壁チェックリスト」を活用した品質管理法の提案

施工中の補強土壁に壁面変位やクラックなどが生じる事例があり、対策方法に関する技術相談が多数あった。そこで、北海道開発局において、人為的な要因による変状を減らす方策として下記の対応を行った。

まず、受発注者が補強土壁の留意事項などを業務・工事段階で相互確認できる「補強土壁チェックリスト」を作成し提案した。その後、北海道開発局と連携して2年間（R1、R2）において業務は3つの開発建設部、工事は4つの開発建設部の6つの事務所でチェックリストを試行した結果、健全な補強土壁の構築に貢献することが明らかとなった。

これらの試行結果、令和3年度の北海道開発局道路設計要領（擁壁）および業務と工事の特記仕様書に「補強土壁チェックリスト」の位置づけや運用方法が明記され、チェックリストが施行されることになった。

## 参考文献

- 1) (一財) 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版、2014.
- 2) (一財) 日本道路協会：道路土工指針－擁壁工指針、2012.
- 3) 社会資本整備審議会 道路分科会 道路メンテナンス小委員会：道路のメンテナンスサイクルの構築に向けて、2013.
- 4) 藤田智弘、青池邦夫、久保哲也、宮武裕昭、宮田喜壽：補強土壁の維持管理手法構築に向けた実大補強土壁の変状計測、第49回地盤工学研究発表会、pp.567-568、2014.
- 5) 久保哲也、辻慎一郎、伊藤修二、横田善弘：ジオグリッド補強土壁の維持管理に向けた検討、第51回地盤工学研究発表会 pp.1573-1574、2016.
- 6) (社) 土質工学会：土の凍結－その理論と実際－、土質基礎工学ライブラリー No.23、pp.116-117、1994.
- 7) 東海林更二郎、青山清道、福田誠：テールアルメ工法の凍上被害現地調査報告、日本雪工学会誌、2001.
- 8) 東海林更二郎、青山清道、福田誠：テールアルメ工法の凍上被害調査報告、日本雪工学会誌、2002.
- 9) 東海林更二郎、青山清道、福田誠：テールアルメ工法の凍上被害調査報告（その3）、日本雪工学会誌、2003. 10)
- 10) (社) 地盤工学会北海道支部：寒冷地地盤工学－凍上被害とその対策、pp.4-5、2009.
- 11) (社) 地盤工学会北海道支部：寒冷地地盤工学－凍上被害とその対策、pp.4-5、2009.
- 12) 川口貴之、中村大、山下聡、林豪人、安達謙二、雨宮盛児、原田道幸、山崎新太郎、小林歩、玉井啓博：ジオセルとジオグリッドを併用した補強土壁の耐凍上性評価、ジオシンセティック論文集、Vol. 28、pp. 345-352、2013.
- 13) 田中悠暉、川尻峻三、橋本聖、川口貴之、中村大、佐藤厚子、山田充：締固め条件を変えた試験盛土の降雨前後におけるS波分布速度の変化に関する研究、第56回（平成27年度）北海道支部技術報告集、2016.
- 14) 川口貴之、中村大、川尻峻三、林豪人、原田道幸、山下聡：補強土壁内でジオセルと連結されたジオグリッドの耐凍上性評価、ジオシンセティック論文集、Vol. 30、pp.155-162、2015.
- 15) (公社) 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.
- 16) (一財) 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、2014.
- 17) 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論文集、Vol.32、pp.159-166、2017.
- 18) Park, C.B., Miller, R.D. and Xia, J. : Multichannel analysis of surface waves, *Geophysics*, Vol. 64, No. 3, pp.800-808,1999.
- 19) 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.
- 20) 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.
- 21) 川尻峻三、川口貴之、鈴木信太郎、丸谷俊輝、中村大、山下聡：浅層地盤のS波速度構造把握に対する表面波探査の適用性、第50回地盤工学研究発表会概要集(DVD-ROM)、pp.181-182、2015.
- 22) Izawa, J. and Kuawano, 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.
- 23) 岡崎貴斎、志村直紀、高尾浩司郎：帯状ジオシンセティック補強土壁工法における動的遠心模型実験による耐震性評価、ジオシンセティック技術情報誌、Vol.34、No.1、pp.19-26、2018.
- 24) 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.
- 25) 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、物理探査、Vol. 29、No. 4、1976.
- 26) 小笠原明信、後藤雄介、川尻峻三、橋本聖、川口貴之、田中悠暉、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S波速度分布と動態観測、地盤工学会北海道支部技術報告集、Vol. 58、pp.69-76、2018.
- 27) 熱血ドボ研 2030：新設コンクリート革命、日経BP社、2017.
- 28) 川尻峻三、橋本聖、川口貴之：北海道東部で結成した「補強土壁わかってん会」の取り組み、地盤工学会誌、Vol.67、No.11/12 Ser.、No.742/743、pp.20-22、2019.
- 29) 橋本聖、川尻峻三、川口貴之、林憲裕、林宏親：変状したジオテキスタイル補強土壁に関する調査事例、地盤工学会北海道支部技術報告集、第57号、pp.347-352、2017.

# A STUDY ON THE ESTABLISHMENT FOR EVALUATING THE SOUNDNESS OF AN EXISTING REINFORCED SOIL WALL IN A COLD AND SNOWY REGION

Research Period : FY2016-2020

Research Team : Cold Region Construction

Research Group

(Geotechnical)

Author : HATAKEYAMA Osamu

HAYASHI Hirochika

HASHIMOTO Hijiri

YAMAKI Masahiko

SATO Atsuko

**Abstract** : In reinforced soil walls constructed in snowy and cold regions, the phenomenon of wall panels falling off due to frost heave has become apparent. There are more than 5,000 potential existing reinforced soil walls that have not been frost heave controlled. This is equivalent to about 15% of the existing Terre-Armee.

In this study, a 6m high full-scale Terre-Armee was constructed to establish the mechanism of wall panel failure due to frost heave and the method of evaluating the soundness by non-destructive test. Then, based on the measurements over four seasons, we obtained a quantitative understanding of the factors that cause wall panels to fall off.

We conducted surface wave surveys on several existing reinforced soil walls in the Okhotsk region of Hokkaido. Based on the relationship between the obtained surface wave velocity  $V_s$  and the inclination angle  $\theta$  of the wall panels, the soundness of the existing reinforced soil walls was evaluated.

In addition, a "Reinforced Soil Wall Check Sheet" was created to assist in the quality control of reinforced soil walls, and a useful system was established for use in reinforced soil wall design and construction.

**Key words** : Existing reinforced soil wall, frost heave, non-destructive test, soundness evaluation