

北見工業大学 博士論文

積雪寒冷環境における地盤改良および
補強土工法の設計・施工・維持管理方法に関する研究

2019年3月

橋本 聖

目 次

1. 序論	
1.1 本章の概要	1
1.2 研究の背景	1
1.2.1 セメント改良土の長期特性に関する既往の研究	1
1.2.2 軟弱地盤におけるセメント改良土の改良率に関する既往の研究	7
1.2.3 既設補強土壁の非破壊試験による健全度評価に関する既往の研究	10
1.3 本論文の構成	16
第1章 参考文献	18
2. セメント改良体の長期的な強度および劣化に関する検討	
2.1 調査概要	23
2.1.1 調査位置	23
2.1.2 対象地盤	25
2.1.3 改良体頭部の状況確認	26
2.1.4 改良体側面の観察	34
2.1.5 切出しサンプリング	36
2.1.6 室内試験用サンプリング	37
2.1.7 改良体の出来形	40
2.2 調査結果および考察	43
2.2.1 改良体の物理および力学特性	43
2.2.2 改良体内部の経時的な強度特性	44
2.2.3 改良体の劣化状況	45
2.2.4 改良体周辺地盤の pH 分布	52
2.3 結論	53
第2章 参考文献	54
3. グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良の改良効果に関する検討	
3.1 試験施工の概要	56
3.1.1 グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良とは	56
3.1.2 施工箇所と地盤特性	57
3.1.3 設計条件	59

3.1.4	施工条件および計測機器配置	59
3.2	試験結果および考察	62
3.2.1	沈下量および間隙水圧の経時変化	62
3.2.2	地中変位量	64
3.2.3	補強材ひずみ	65
3.3	弾塑性 FEM 解析による不同沈下抑制効果の検討	67
3.3.1	検討の目的	67
3.3.2	再現解析	69
3.3.3	パラメトリックスタディ	75
3.4	設計法の提案	78
3.4.1	改良体強度の検討	79
3.4.2	盛土の安定性検討	79
3.4.3	ジオテキスタイル引張剛性の検討	81
3.5	結論	84
	第 3 章 参考文献	85
4.	グラベル基礎補強工法の動的特性に関する検討	
4.1	研究の背景	87
4.2	研究の背景	87
4.2.1	実験条件	89
4.2.2	実験材料	92
4.2.3	粘土地盤の調整方法	99
4.2.4	各種地盤の作成方法	107
4.2.5	計測機器	122
4.2.6	加振条件	122
4.3	実験結果および考察	125
4.3.1	動的遠心実験後の観察	125
4.3.2	地中水平変位量	127
4.3.3	応答加速度	128
4.3.4	改良効果	130
4.3.5	グラベル基礎補強の耐震性能に関する考察	132
4.4	結論	134
	第 4 章 参考文献	135

5. 非破壊試験を活用した既設補強土壁の健全度評価	
5.1 変状した補強土壁の事例調査	138
5.1.1 ジオテキスタイル補強土壁の諸元	138
5.1.2 盛土材	139
5.1.3 補強土壁が変状した経緯	141
5.1.4 補強土壁の変状メカニズム	146
5.2 表面波探査による既設補強土壁の健全度評価（１）	148
5.2.1 調査の概要	148
5.2.2 調査箇所および調査内容	148
5.2.3 調査結果	150
5.3 表面波探査による既設補強土壁の健全度評価（２）	157
5.3.1 ジオテキスタイル補強土壁の諸元	157
5.3.2 調査方法	159
5.3.3 調査結果および考察	161
5.4 既設補強土壁の健全度評価フロー（案）	169
5.5 結論	171
第5章 参考文献	173
6. 結論と今後の課題	
6.1 本研究から得た結論	175
6.2 今後の課題と展望	177
6.2.1 第2章の課題	177
6.2.2 第3章の課題	177
6.2.3 第4章の課題	177
6.2.4 第5章の課題	178
第6章 参考文献	179

1. 序論

1. 1 本章の概要

第1章では本研究の導入部として、学位論文の主題「積雪寒冷環境における地盤改良および補強土工法の設計・施工・維持管理方法に関する研究」の背景となったセメント改良土、泥炭性軟弱地盤対策、既設補強土壁における実態および実務上の問題点のほか、既往研究のレビュー、本研究の位置付けについて述べる。

1. 2 研究の背景

1. 2. 1 セメント改良土の長期特性に関する既往の研究

深層混合処理工法などの固化処理工法による地盤改良は、実用化から約40年経過し現在に至るまでセメント改良土（以下、改良土とする）の物性、特に力学特性に関する研究が数多く実施されている。また、改良土の適用範囲の拡大、中層混合処理工法といった新技術の開発および導入に伴い、対象とする地盤や適用事例に応じて評価すべき内容、試験法も多様化している。

既往文献¹⁾によると、深層混合処理工法が実用化されてから数年後の1980年から2002までの23年間を基本として、改良土の長期特性に関する文献調査が実施されている。この中で、改良土の長期特性、特に強度の経年変化に関する調査、研究事例は大きく二つに分類され、一つは強度の経時変化に着目したものであり、もう一つは改良土の強度低下、いわゆる劣化の可能性に着目したものである。改良土の

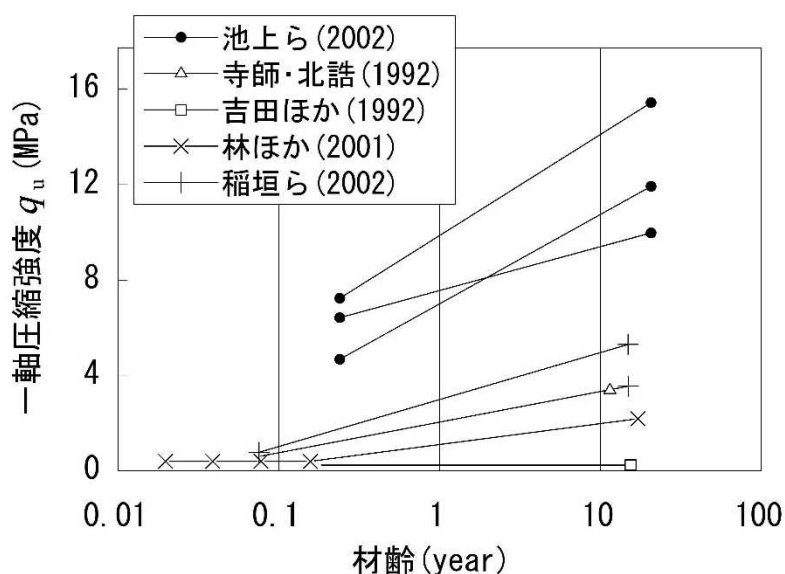


図1-1 各研究機関による一軸圧縮強さの経年変化¹⁾

長期特性は一軸圧縮強さ q_u に着目しており、 q_u の経時変化を検討することが主目的となっている。図 1-1 は材齢が 10 年以上経過した事例の長期特性(最長は 20 年)として 4 編の深層混合処理改良体のコアサンプリング調査から得られたデータを基に経年変化の傾向についてまとめられている^{2)~6)}。

いずれの結果も 28 日材齢を大きく超過しており、セメント水和反応が長期間にわたって継続することを示している。しかしながら、強度の経時変化は施工当初(材齢 28 日～半年)と 10～20 年後を比較する現地調査結果のため、この間の強度は経時的に増加するのか収束傾向にあるのか、あるいは既に最大値に示しているか定かではない。また、改良土の物性は施工時あるいは道路供用開始から数年程度の期間に評価される場合が多い。この背景として、長期に渡る室内試験の継続を実施する場合、例えば道路供用中の橋台背面下部に施工した改良体を事後調査することは、道路管理者等の同意が必要であるが、現実的には調査が困難である場合が多いと思われる。

最近の研究における改良土の長期材齢の研究として、中村ら⁷⁾や野田ら⁸⁾の研究による 20 年を超える(材齢 22 年)事例がある。この事例は材齢 10 年まで 1～2 年間隔で調査を実施しており、詳細な強度の経時変化が確認できる。図 1-2 をみると、改良体内部の一軸圧縮強さは材齢 10 年より材齢 7 年が小さいが、報告では材齢 22 年の改良体の強度および pH, CaO 含有量および生成水和物は材齢 10 年と比較して同程度、あるいは変化が無いことが報告されている。材齢 22 年以降の強度変化についてはデータが存在しないため、今後さらにデータが蓄積されていくことが課題である。

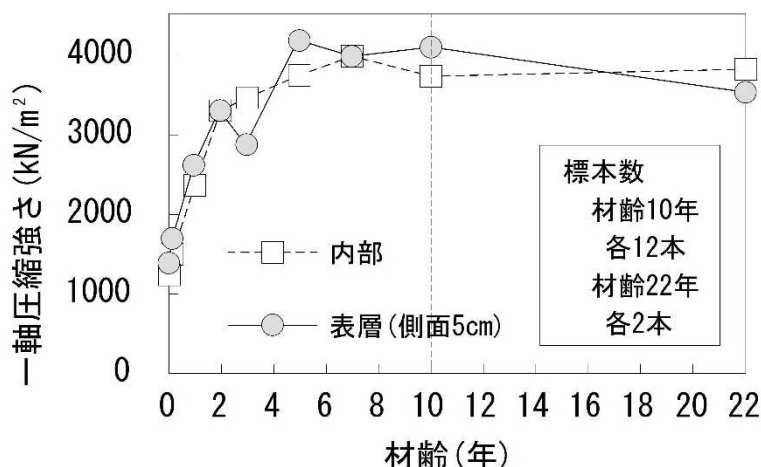


図 1-2 セメント協会の調査による一軸圧縮強さの経年変化⁷⁾

次に劣化特性であるが、既往文献¹⁾によると室内実験による評価が大半である。実験条件は非常に多岐に渡っており、暴露環境、暴露方法（暴露開始までの時間、暴露形態、暴露環境の管理方法）などがある。

暴露環境は淡水中、海水中、土中の3つに分けられており、淡水には水道水かイオン交換水が用いられている。海水は天然の海水または人工海水が使用され、人工海水は市販の養魚用人工海水粉末を用いる方法、各種塩類の試薬を調合して作成する方法がある。人工海水の塩類組成は一般の海水と同等となるよう作製されていると考えられるが、塩類を限定して作製している事例^{例えば 9), 10)}もある。土中暴露に用いる土には改良対象土が用いられている。

暴露開始までの期間は、スラリー状の改良土をモールドに打設してから暴露養生を開始するまで、供試体は封緘養生されるが、封緘養生期間は2時間～28日と幅がある。しかしながら、暴露開始までの封緘養生の影響を検討した事例はない。

暴露形態は供試体の暴露面（暴露環境に接する改良土表面）を限定しない場合と限定する場合に分けられる。暴露面を限定する方法は、改良土を打設したモールドごと暴露する方法^{例えば 11), 12)}、脱型した供試体の側面にグリスを塗りメンブレンを被せる方法¹³⁾、供試体端面をエポキシ樹脂でコーティングする方法¹⁴⁾がある。

暴露環境として用いる淡水、海水、土の量は何か根拠に基づいて決定していないと思われる。暴露養生期間中の水や土の交換は、以前では淡水か海水の交換が実施されている^{11), 14), 15)}、いわゆる閉鎖系暴露条件であった。この暴露条件では淡水、海水中のカルシウムイオン濃度が暴露期間に応じて増加してしまい、カルシウムの溶出が経過時間とともに抑制されてしまう可能性がある。このような事象を防ぐために最近の研究では、海水の交換頻度を1回/週とした海水浸漬実験が実施されている¹⁶⁾。

このような暴露環境において、斉藤¹¹⁾は半割にした供試体の一方を用いて暴露面から一定間隔の位置でコーン貫入試験を実施し、貫入抵抗を求めている。また、もう片方の供試体からは一定間隔ごとに直径10mmのコア採取し、小型一軸圧縮試験から強度分布を求めている。吉原らは供試体の端面（暴露面）から鉛直方向に針を貫入させる針貫入試験を実施している。この方法では貫入量と貫入抵抗の関係から暴露面付近の劣化を判断している。北詰らは供試体側面に対して針貫入試験を行っている。ここでは、2mm貫入時の抵抗荷重から一軸圧縮強さを換算し、暴露面からの距離と強度関係を求めている。

劣化に着目した現場調査は、池上ら⁶⁾の調査と中村ら⁷⁾、野田ら⁸⁾の調査がある。

池上らは施工後 20 年が経過した深層改良体を対象として、改良体外周部のコアを採取し外周部近傍の強度分布を詳細に調査している。図 1-3 はコアサンプルの採取方法を示している。ボーリングは鉛直面から 45° 傾斜させた形で実施し、改良体の側面外周部からコア採取した。採取したいコアは改良体の暴露面、すなわち改良土と見改良土（原地盤）の境界が含まれている。

改良体外周部の強度分布を測定するため、針貫入試験をコアの側面に対して実施している。針貫入試験方法は北詰らと同様である。針貫入試験からは図 1-4 に示す強度分布が得られ、ほぼ様な強度の改良体内部と比較して強度が低下している領域を劣化部と定義している。

中村ら⁷⁾、野田ら⁸⁾は施工後 22 年経過した改良体に対して、改良体側面から内部に向けて多数のコアを採取し、このコア試料に対して「表層（側面から内部 5cm 付近）」と表層より内側を「内部」として、針貫入試験（JGS3432）、CaO 含有量（JCAS I-12 に準拠）、CaO 含有量（JCAS I-12 に準拠）、pH 試験（JGS0211 に準拠）を実施した。

図 1-5 は針貫入試験による貫入深さと貫入荷重の関係を示しているが、側面 0cm より貫入した針貫入勾配は内部を貫入したそれと比較して小さく、低強度層の存在が確認された。しかしながら、その範囲は側面から 1cm 付近までであった。同様に改良体表層と内部の CaO や pH 含有量は側面から 1cm 付近までは内部と比較して低下しており、表層部のカルシウム分の溶脱が確認されており、強度の低下と調和している（図 1-6、図 1-7）。

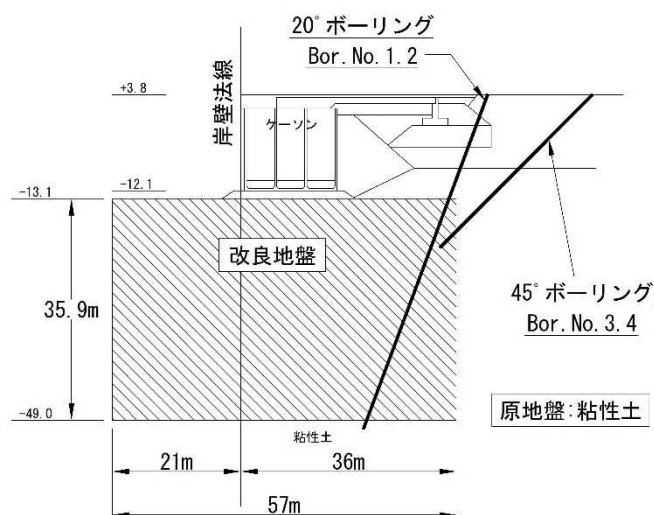


図 1-3 現地調査におけるコアサンプルの採取方法 ⁶⁾一部, 加筆修正

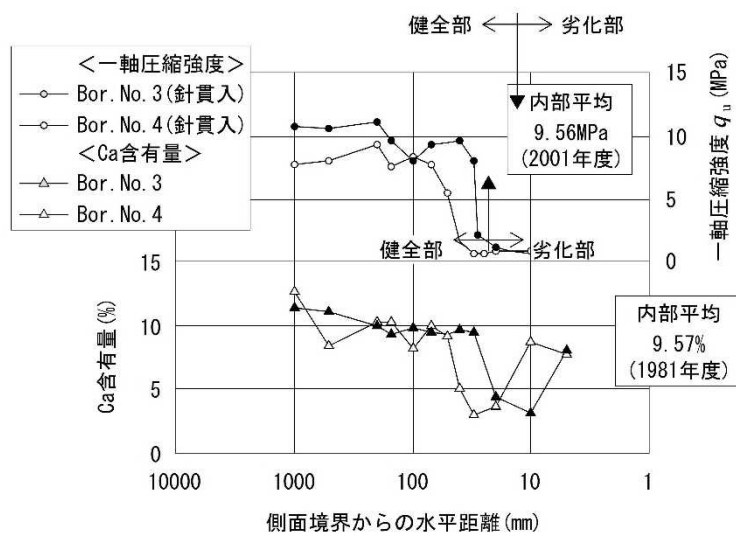


図 1-4 現地調査における改良体外周部の強度分布⁶⁾

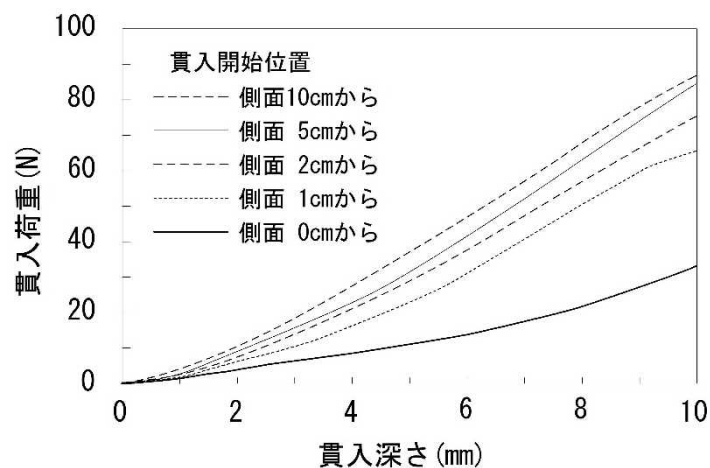


図 1-5 貫入深さと貫入荷重の関係⁷⁾

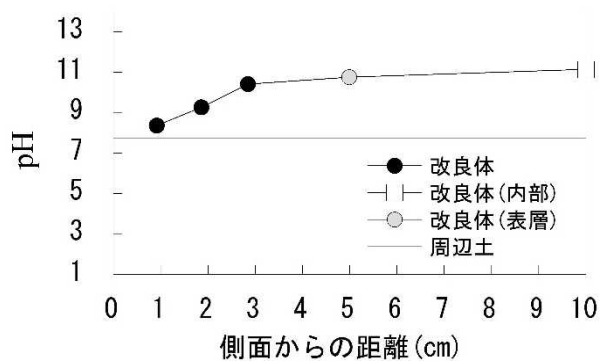


図 1-6 側面からの CaO 分布⁸⁾

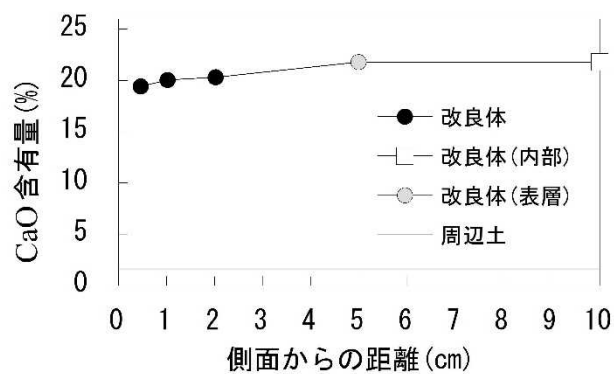


図 1-7 側面からの pH 分布⁸⁾

暴露養生した供試体全体の一軸圧縮強さは、暴露期間の増加とともに低下あるする傾向にあることが示されている^{例えば 10)}。このような傾向は周辺環境の影響を受ける改良体表層において、強度低下を伴う劣化の範囲が時間の経過とともに改良体内部へ進行していることを推測させる。

改良土の劣化深さ（暴露面からの強度低下領域の深さ）と経過時間の関係を取りまとめた林らの事例を図 1-8 に示す。林らは¹⁷⁾ 暴露条件や改良強度に拘わらず、劣化深さがほぼ同じ傾きである、すなわち両対数軸上で 1/2 の勾配を持って増加する傾向にあることから、劣化深さの進行は時間の平方根に比例することを指摘している。また、池上ら¹⁸⁾ は改良土の劣化進行を式(1)、式(2)を用いて近似的に表すことが可能だとしている。

$$\log(D)=\log(D_0)+1/2\times(\log(t)-\log(t_0)) \quad \text{式(1)}$$

$$D=D_0\times(t/t_0)^{0.5}=A\times(t/1)^{0.5}=A\times(t^*)^{0.5} \quad \text{式(2)}$$

ここで、 D_0 : t_0 での劣化深さ、 A : t_0 での劣化深さ、 t^* : 経過 1 年で除して無次元化した経過時間

改良土の長期特性、特に強度の経時変化を予測することは、改良体の長期的な品質保証、耐久性の予測を行う上で重要である。近年では、土構造物に対しても性能規定型設計へ移行する風潮があり、経済性を考慮した合理的な設計が求められていることもあり低強度、低改良率による地盤改良が実施されている。従来の知見より、改良土の劣化は低強度ほど進行しやすいことを考慮すると、改良体上の土構造物の安定性に影響を及ぼす可能性があり、改良体に生じる劣化の進行度合を定量的に評価する必要がある。しかしながら、改良土の 22 年材齢以上に関する調査・研究事例は見当たらず、さらにデータを蓄積する必要がある。

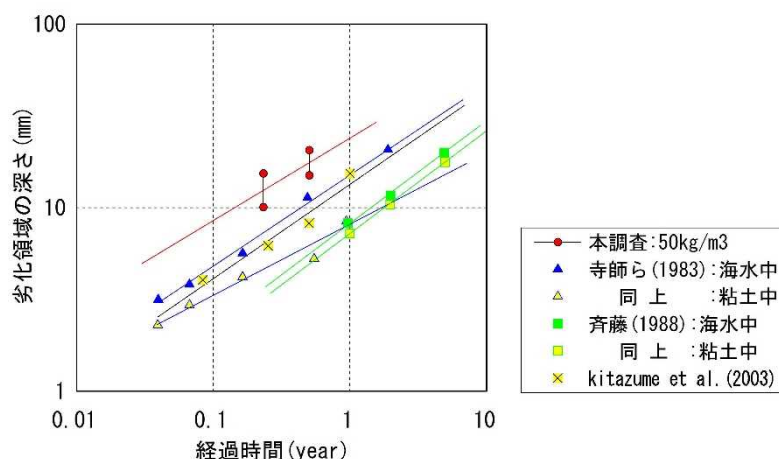


図 1-8 劣化深さと経過時間の関係 ¹⁷⁾一部、加筆修正

1. 2. 2 軟弱地盤におけるセメント改良土の改良率に関する既往の研究

固結工法による杭式改良では、改良体と未改良地盤の強度を面積平均として均一な地盤とみなす、いわゆる複合地盤として設計するのが一般的である。能登¹⁹⁾は改良率（全面積に対する改良体の面積比率）を低くしすぎた場合には、図1-9に示すように、未改良地盤の圧縮沈下や不均一の盛土荷重などによって生じる水平力によって改良体にせん断変形や曲げ破壊が生じるほか、改良体間の未改良地盤が側方流動する危険性を伴うことが想定されるとしている。低改良率の定義は定かではないが文献²⁰⁾によると、改良率を $\alpha_p=30\%$ 未満に低減することは深層混合処理地盤を複合地盤的に取り扱えるのかという課題が残るとあるため、改良率は $\alpha_p=30\%$ 未満と推察される。

低改良率による地盤改良は北海道以外では新潟西バイパス（改良率 $\alpha_p=14.8\%$ ）²¹⁾、有明海沿岸道路（改良率 $\alpha_p=21.7\%$ ）²²⁾、タイ王国における軟弱地盤対策（改良率 $\alpha_p=12.6\%$ ）²³⁾などが報告されている（図1-10、図1-11、図1-12）。また、土木研究所では盛土の下を低改良率で全面的に改良することにより、改良体直上に盛土荷重を集中させて、未改良地盤に作用する荷重を軽減させることが可能なALiCC工法²⁴⁾（以下、ALiCCとする）を開発している（図1-13）。これらはいずれも粘性土地盤を対象とした事例である。

一方、泥炭地盤の改良率は、盛土の沈下および安定に対して複合地盤とみなして設計しても差し支えない、と経験的に判断された改良率 $\alpha_p=50\%$ 以上²⁵⁾が標準的である。しかし、泥炭地盤のような特殊土に対してもより経済的な対策方法が求められることや、泥炭に対して改良率を低減することを目的とした遠心力载荷模型実験の結果から、盛土厚が5m以下であれば改良率 $\alpha_p=30\%$ まで低減可能であるとの知見²⁶⁾が得られたため、泥炭性軟弱地盤上の盛土工事において複数の改良率（ $\alpha_p=50\%$ 、40%、30%）による試験施工が実施された^{27), 28), 29)}。なお、改良率 $\alpha_p=40\%$ 、30%のケースは補強材（ジオテキスタイル）を併用したケースである（図1-14）。

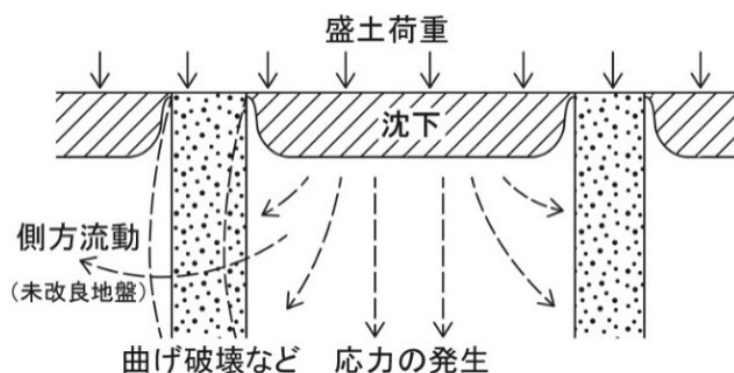
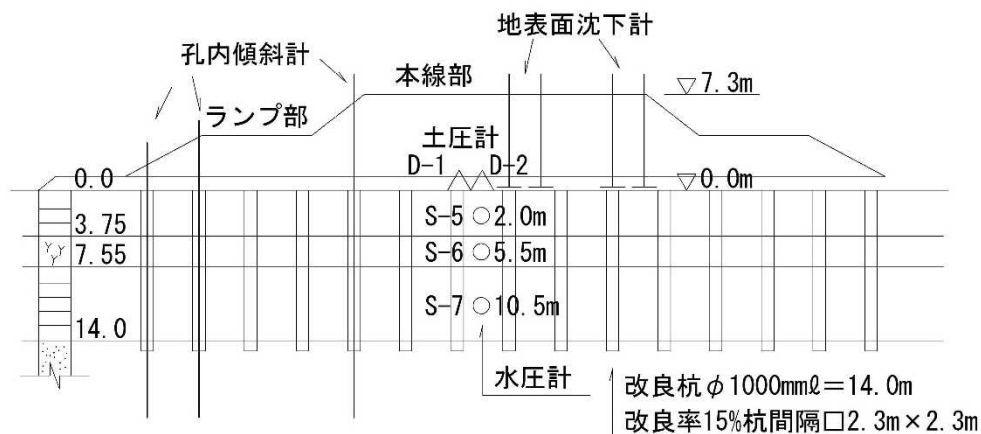
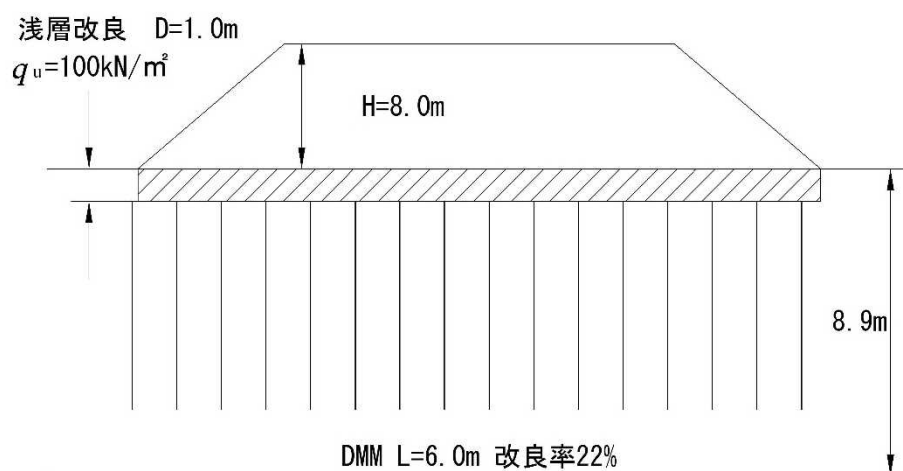
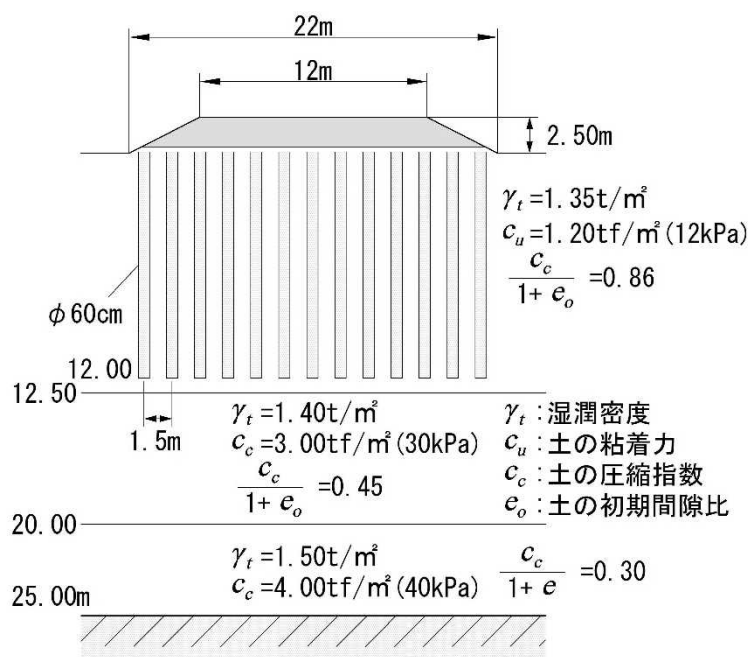


図1-9 低改良率地盤改良で想定される問題¹⁹⁾ 一部加筆

図 1-10 新潟西バイパスにおける動態観測²¹⁾ 一部加筆修正図 1-11 有明海沿岸道路における試験施工横断図²²⁾ 一部加筆修正図 1-12 タイ王国における低改良率地盤改良の事例²³⁾ 一部加筆

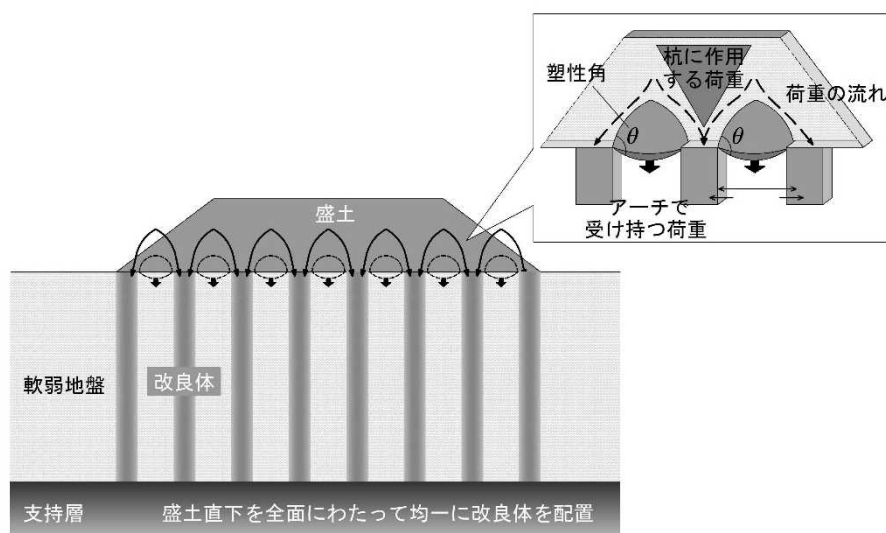


図 1-13 ALiCC 工法の概念（盛土材のアーチ効果）²⁴⁾ 一部加筆修正

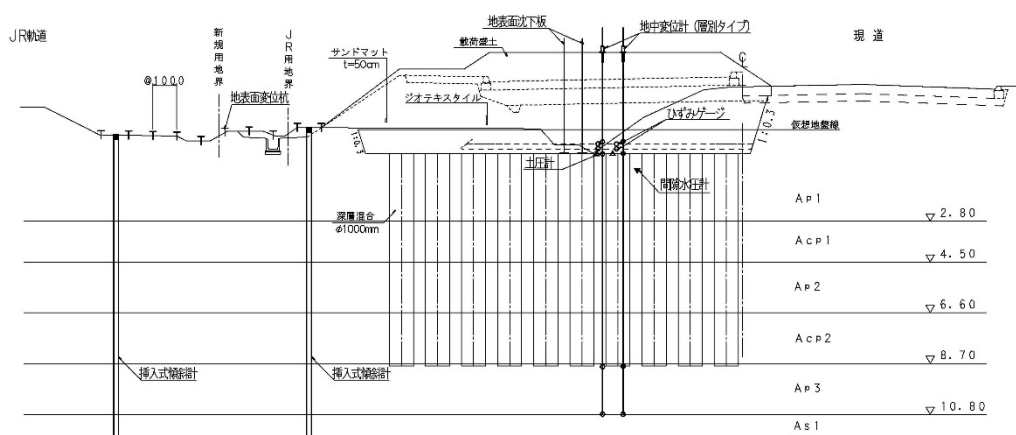


図 1-14 泥炭性軟弱地盤における低改良地盤改良の試験施工^{27)～30)}

その結果、改良率 $\alpha_p=30\%$ でも改良体と未改良部の沈下差は 3cm 以内であり、盛土表面にも不陸が発生しないことが確認された。この結果から、本施工では補強材（ジオテキスタイル）と改良率 $\alpha_p=30\%$ の地盤改良の併用工法が採用され、長期的な挙動等についても問題無いことが報告されている³⁰⁾。

しかしながら、泥炭地盤は冒頭に述べたとおり、粘土地盤に比べて極めて軟弱で非常に圧縮性が高い特殊性を有するが故に、複合地盤と見なし得る限界については不明確な点が多く残されていることから、設計時に改良率を低減させるには試験施工でその改良効果を確認する必要がある。従って、実態としては標準的な値である改良率 $\alpha_p=50\%$ 以上を採用するケースが圧倒的に多いのが実情であり、固結工法の建設コスト縮減には改善の余地が残されていると考えられる。

1. 2. 3 既設補強土壁の非破壊試験による健全度評価に関する既往の研究

a) 既設補強土壁の凍上による崩壊事例

帯鋼補強材を用いる補強土壁工法（以降、テールアルメとする）³¹⁾は1963年にフランスで開発された工法で日本には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。

テールアルメに関する道路盛土への研究は旧建設省土木研究所などで合理的な設計、施工の指針を得るため、模型や実物大規模の実験が数多く実施されてきた。これらの成果は「道路土工—擁壁工指針」³²⁾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、積雪寒冷地も含めて様々なインフラ整備に導入されてきた。

ところが、2000年4月に長野県岡谷市の市道に構築されたテールアルメのコンクリートパネル10数枚が脱落する事象が生じた。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年に壁パネルが変状した（写真1-1）。当該箇所における壁パネル脱落、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不自然とされた（写真1-2）。

事象が生じてから約半年間に渡る設計者およびメーカーによる調査、検討が実施され、その結果に対して北見工業大学の鈴木輝之教授（現：北見工業大学名誉教授）は、「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³³⁾。と述べた上で、当該箇所は①毛細管現象を起こしやすい粒径の土質材料の使用、②補強領域内への水分の供給、③寒冷な気温、が揃う現場条件であったとして、凍上現象が原因と推定すると結論付けた。

また、東海林ら^{34), 35), 36)}は当該現場において2000年から2003年の3か年で計3回の現地調査を実施して、使用された盛土材の粒度試験と凍上試験、当該現場近傍の気温データから凍結指数の経年変化について整理し、得られた知見から下記の3要素に関する知見を得た。

- 要素①：テールアルメが完成してから変状が生じる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：壁パネル背面の盛土法面が被覆されていなかったため、降雨や積雪後の雪解け水が盛土内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、粒度による凍上性判定法³³⁾に従うと盛土材は凍上性と判定される領域1に相当する部分が多い上に、壁パネル背面には凍上抑制層は存在しない（図1-15）。

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、壁パネルの脱落およびストリップの破断が生じたと結論づけられた。

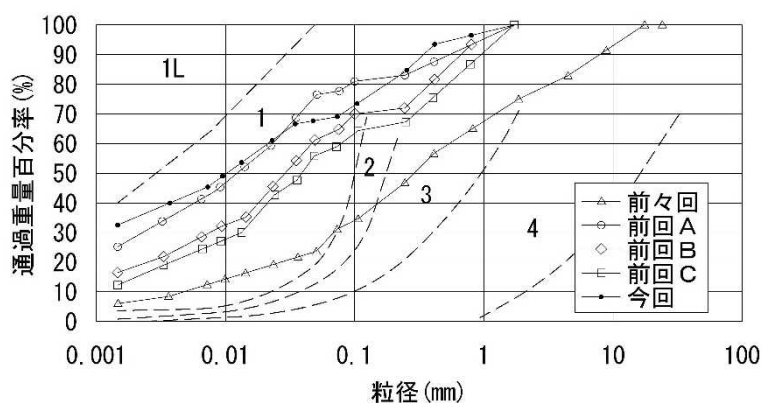


図1-15 埋戻し土の粒度と凍上性区分³⁷⁾



写真1-1 岡谷市でのテールアルメ変状事例



写真1-2 壁パネル脱落箇所の盛土の状況

なお、このような事象は北海道以外の本州の積雪寒冷地において散見されており、筆者らは本州で構築され凍上で壁パネルが脱落したと推測される既設テールアルメの3現場（岩手県、長野県、岐阜県）に対して、東海林らと同様に使用された盛土材の粒度試験と凍上試験、当該現場近傍の AMeDAS のデータより施工直後から壁パネルが脱落するまでの凍結指数の経年変化を整理した³⁸⁾。

岡谷市の破損状況（写真 1-1, 1-2）と今回の 3 現場の壁パネルやストリップの破損状態（写真 1-3）を比較すると、いずれもパネル背面に凍上抑制層が存在しておらず、壁パネル上段の変状が激しい点も共通している。壁パネル脱落の有無に違いがあるが、壁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。



写真 1-3 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

次に、東海林らと同様に各要素について考察した。

要素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れていることから、ほぼ毎年のように、壁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。

要素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、壁パネルへの雨ダレの痕跡（写真 1-3）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。

要素③：各現場で使用されていた盛土材料はマニュアルでは A 材料、B 材料に属しているにも拘わらず、凍上試験や粒度試験による凍上判定法より、少なからず凍上が生じるものであった。

以上より、各調査現場におけるパネル脱落とストリップ破断は、凍上に起因することを定量的に評価した。

北海道以外の積雪寒冷地域において、凍上抑制性を設けていない既設テールアルメが既設テールアルメ全体の約 15%（図 1-16）を存在することがわかっている。このため、潜在的に凍上が要因で壁パネルの脱落やストリップの破断するテールアルメが今後、さらに増加する可能性がある。

これらの既設テールアルメは道路等で使用されている頻度が多く、予防保全的にこれらの健全度を評価する場合、テールアルメ上面よりボーリング等で盛土の状態を把握することは、経済性は勿論、作業効率の観点からも現実的ではなく、非破壊試験等による健全度評価が望ましいと思われる。

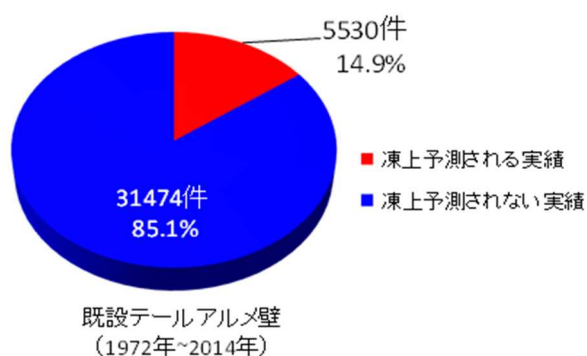


図 1-16 過去 40 年に施工された既設テールアルメ壁の凍上による影響の割合

b) 既設補強土壁に対する非破壊試験による健全度評価事例

既設補強土壁に対する非破壊試験を用いた健全度評価事例は多くないが、試験的には実施されている。(国研)土木研究所では防衛大学校、(一財)土木研究センター、(株)高速道路総合技術研究所、民間11社とともに「補強土壁の維持管理手法に関する共同研究」を行い、「点検」、「診断」、「措置」、「記録」のメンテナンスサイクルの各項目に応じた研究成果を取りまとめている³⁹⁾。この中で既設補強土壁の実情を「診断」する手法として、下記の非破壊試験による検討事例が報告されている^{40)~45)}。

1) 常時微動測定

常時微動測定は何らかの原因によって地盤に常時作用している微小振動を計測し、その振動特性により地盤の評価を行うものである。調査で得られた微小振動の波形データよりスペクトルを算定した上で卓越周期を求め、変状の有無に伴う卓越周期の比較を行い、盛土材の緩みの有無を評価する。

2) 弾性波探査

弾性波探査は起振点から各受信点に到達する時間を測定し、横軸に距離、縦軸に走時をプロットした走時曲線を作成し、これを解析して弾性波構造を求める。盛土深度方向の弾性波構造により、盛土の締り具合を評価する。

3) 電気探査（比抵抗法）

電気探査（比抵抗法）は、地層に含まれる鉱物の種類、鉱物粒子間の間隙率および間隙中の水の量、イオン濃度、湿度等の違いにより、異なる比抵抗を示す性質を利用して、地盤の比抵抗構造を求める手法である。本調査によって、盛土水位の特定や盛土の緩みの違いを評価する。

4) 熱赤外線カメラ

本調査は熱赤外線カメラにより時間帯を変化（例：朝、昼）させて対象物を計測し、対象物の表面における温度変化量の大きさから劣化部（空洞）を評価する手法である。

5) 地中レーダ探査

地中レーダ探査は地表のアンテナ（送信機）から電磁波を地中に放射し、地中の電磁氣的性質の異なる境界面で反射した電磁波をアンテナ（受信機）で計測する。計測した反射波を連続的に並べると反射断面図が作成され、反射断面図から反射面の深さや広がり解釈することにより、盛土の緩みを把握する手法である。

いずれの方法も、盛土の緩みや壁パネル背面に存在する空洞の有無を評価する上で有効との知見を得ているが、各調査手法で得られた値は定量的に健全度を評価するまでには至らず、未だに研究途上にあるといえる。

前項の非破壊試験のうち、表面波探査を用いた既設補強土壁の健全度評価は下記の研究者らが既往の地盤調査法との比較検証を行い、健全度評価の適用性について評価している。

川尻ら⁴⁶⁾は、変状が生じたジオテキスタイル補強土壁の現況を把握するために、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、比較した結果、表面波探査で得られるせん断弾性波速度 V_s は補強土壁と地山の境界部のほか、盛土内に存在する局所的な緩み領域を把握している。

中村ら⁴⁷⁾は、泥炭を用いたジオテキスタイル補強土壁の盛土内部の健全性評価のため、補強土壁を撤去する前に表面波探査を行い、盛土内の S 波速度分布を把握した。その後、補強土壁の撤去にあわせて、盛土各層で RI 計器による現場密度測定、試料採取を行って土の粒度試験、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験を実施した。その結果、表面波探査による補強土壁横断面の S 波速度分布と RI 計器による含水比、密度測定、粒度分布等の面的な分布傾向は一致した。これらから、表面波探査により補強土壁内の相対的な弱部を確認できるといえ、補強土壁の健全性を判断する手段としては有効であるとしている。

沢田ら⁴⁸⁾はテールアルメの非破壊試験法による安定度評価手法の確立を目的に、2 度にわたり実大テールアルメの盛土および壁パネル前面地盤に対して 2 次元表面波探査および壁面パネルの振動計測を実施した。その結果、2 次元表面波探査により、雨水浸入や応力開放に伴う背面盛土の状態変化、すなわち盛土の劣化をせん断弾性波速度 V_s の変化により確認するとともに、壁パネルの振動計測において、壁パネルの卓越周波数が盛土の劣化により低下することを確認している。

小笠原ら⁴⁹⁾は北海道オホーツク地域に施工された変状レベルが異なる 5 つの補強土壁に対して表面波探査を実施し、せん断弾性波速度 V_s の 2 次元分布と壁パネルの傾斜角の関連性について調査している。その結果、壁面パネルの傾斜角が大きい場合には、補強土壁の深度方向にせん断弾性波速度 V_s が単調に増加するのではなく局所的な V_s の低下が確認された。これらから、傾斜角の大小により表面波探査で得られる V_s の頻度分布は異なる傾向を示すことから、 V_s の頻度分布における分布形状の変化と補強土壁の健全性には関連性があり、分布形状の変化から補強土壁の経時的な健全性を把握できる可能性について言及している。

これらの研究成果をさらに発展させるためには、既設補強土壁の健全度評価を行うために、健全な既設補強土壁と大規模に変状した既設補強土壁に対する表面波探査を実施して、得られるせん断弾性波速度 V_s の違いや壁面パネルの変位との相関を明確にするとともに、社会実装を想定して、既設補強土壁の維持管理フロー(案)を作成してフロー内で表面波探査の位置づけや役割を明らかにする必要がある。

1. 3 本論文の構成

本論文は次項の図 1-17 に示すとおり 6 章から構成されている。

第 1 章は序論とし、本研究の背景・目的について記述するとともに、本研究に関連する文献（セメント改良土の長期特性に関する研究、軟弱地盤におけるセメント改良土の改良率に関する研究、既設補強土壁の非破壊試験による健全度評価に関する既往の研究）について、その主たる内容を簡単にまとめている。

第 2 章では、北海道勇払郡厚真町にて粉体式深層混合処理工法（DJM 工法）で施工した改良体（施工後 30 年経過）をダイヤモンドカッターで採取、その改良体に対して強度試験（一軸圧縮試験、針貫入試験）を実施して、改良体の長期強度特性および改良体表面の劣化状況を検証した。また、改良体と改良体周辺地盤に対して pH 試験を実施し、改良体からのカルシウム分の溶出状態を把握した。

第 3 章では、本研究で新たに開発した『グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良』の改良効果を把握するため試験施工を実施し、経時的な計測結果から盛土の安定性、不同沈下、側方流動に対する改良効果を述べる。さらに、試験施工に関する諸条件をベースに二次元弾塑性 FEM 解析で同定解析を行い、この解析モデルをベースに改良率、盛土高、ジオテキスタイル引張剛性をパラメータとしたパラメトリックスタディの結果を踏まえ、本技術の設計法への過程について述べる。

第 4 章では、グラベル基礎補強を含む複合型地盤改良の動的特性に着目した動的遠心力载荷模型実験を実施し、軟弱地盤上盛土の大規模地震動（L2）に対する破壊モードを再現するとともに、L2 地震動による各改良形式の盛土および周辺地盤への変形抑制効果を検証した。

第 5 章では、大規模に変状した 2 か所の補強土壁に対し、このうちの一つは施工時の履歴、使用された盛土材料の物理特性、ボーリング調査、施工後の降雨や地下水位の履歴、盛土材と補強材で構成されるエリア（以降、補強領域とする）の沈下の経時変化から変状要因を考察した。また、変状した 2 か所の既設補強土壁に対して表面波探査および地盤調査を実施し、表面波探査による既設補強土壁の健全度評価の可能性について検討した。

第 6 章は結論とし、第 2 章～第 5 章で得られた知見をまとめた上で、今後の展望と課題について述べる。

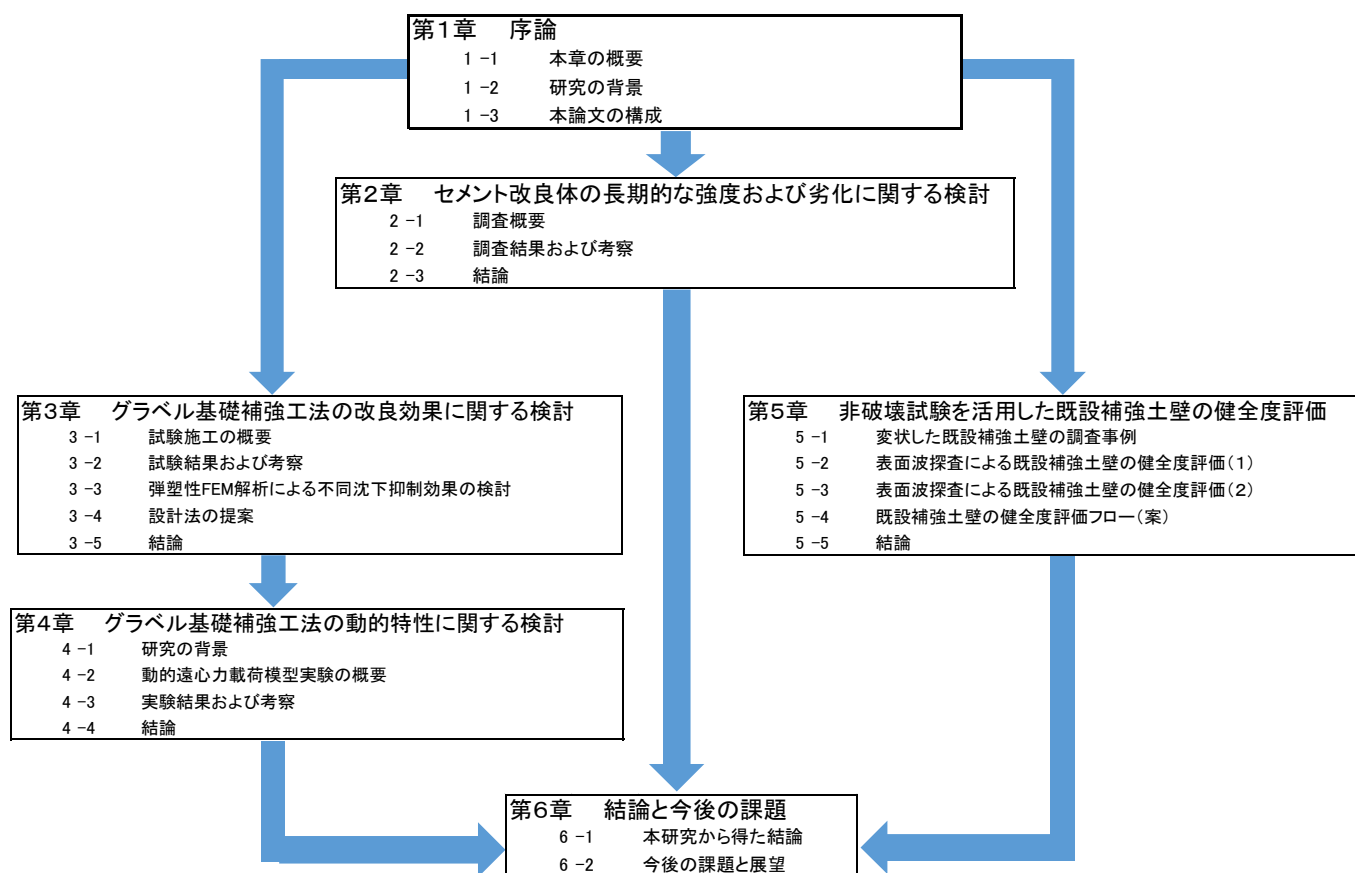


図 1-17 本論文の構成

第1章 参考文献

- 1) (社)地盤工学会 セメント改良土の物性と試験方法に関する研究委員会：セメント及びセメント系固化材を用いた固化処理土の調査・設計・施工方法と物性評価に関するシンポジウム発表論文集，2005.
- 2) 吉田信夫，久野悟郎，片岡宏治：浅層改良地盤の15年後の追跡調査，第27回土質工学研究発表会講演集，pp.2323-2326，1992.
- 3) 寺師昌明，北詰昌樹：締固めを伴わない石灰安定処理土の耐久性調査，港湾技術研究所資料，No.732，pp.1-14，1992.
- 4) 林宏親，西川純一，江川拓也，寺師昌明，大石幹太：深層混合処理工法による改良柱体の長期強度，土木学会第56回年次学術講演会，Ⅲ-B，pp.378-379，2001.
- 5) 稲垣太浩，福島勇治，野津光夫，柳川陽平，笠原洋二：供用後10年以上経過した高速道路盛土直下における深層混合改良体の品質，第37回地盤工学研究発表会，pp.1117-1118，2002.
- 6) 池上正春，増田勝人，一場武洋，鶴谷広一，佐藤茂樹，寺師昌明，大石幹太：深層混合処理工法により改良され20年を経過した海底粘土の物理特性ならびに強度，土木学会第57回年次学術講演会，Ⅲ-B，pp.123-124，2002.
- 7) 中村弘典，近藤秀貴，清田正人，重田輝年：材齢22年経過したセメント系固化材による改良体の長期安定性（その1物理的性状），第68回セメント技術大会講演要旨2014 pp.236-237，2014.
- 8) 野田潤一，松山祐介，荒木一司，泉尾英文：材齢22年経過したセメント系固化材による改良体の長期安定性（その2化学的性状），第68回セメント技術大会講演要旨2014 pp.238-239，2014.
- 9) 足立正，榎並昭，君島健之，日比野信一，溝口栄二郎：深層混合処理工法により築造されたソイルセメントコラムの長期物性に関する研究，第35回地盤工学研究発表会 pp.1261-1262，2000.

- 10) 久野悟郎, 三木博史, 市原道三, 神保千加子, 安田知之: 長期材齡における流動化処理土の一軸圧縮強さ, 土木学会第 55 回年次学術講演会概要集, III-B274, pp.546-547, 2000.
- 11) 斉藤聰: 深層混合処理工法によるセメント改良地盤の工学的性質に関する実験的検討, 日本大学学位論文, 1988.
- 12) 北詰昌樹, 中村健, 寺師昌明, 大石幹太: セメント処理土の暴露環境における強度変化, 第 37 回地盤工学研究発表会, pp.819-820, 2002.
- 13) 吉原重紀, 塚田幸広, 大原直, 久保嘉代: 建設汚泥改良土の利用に関する基礎的研究 (その 17) —一軸圧縮強さ・連続針貫入試験による改良土水浸劣化特性の評価—, 第 32 回地盤工学研究発表会, pp.93-94, 1997.
- 14) 溝口栄二郎, 吉田茂, 山田雅一, 君島健之, 近藤秀貴: 伏流水環境下におけるソイルセメントの長期耐久性, 第 36 回地盤工学研究発表会, pp.763-764, 2001.
- 15) 岸本幸尚, 堤徹郎, 中村俊彦, 太田和善, 村山篤史: 海水養生における改良土の耐久性に関する室内試験, 第 36 回地盤工学研究発表会, pp.761-762, 2001.
- 16) 原弘行, 末次大輔, 林重徳, 松田博: 海水に暴露したセメント処理土の劣化機構に関する基礎的研究, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.69, No.4, pp.469-473, 2013.
- 17) 林宏親, 西本聡, 大石幹太, 寺師昌明: セメント安定処理土の長期強度特性その 2 —室内実験による検討—, 北海道開発土木研究所月報 No.612 号, pp.28-36, 2004.
- 18) 池上正春, 佐藤秀樹, 一場武洋, 大即信明, 西田孝弘, 寺師昌明, 大石幹太: セメント安定処理土の劣化進行に関する簡便予測手法, 土木学会第 59 回年次学術講演会概要集, III-537, pp.1073-1074, 2004.
- 19) 能登繁幸: 高有機質土地盤の問題点を探る, 7.地盤改良の現状と問題点, 土と基礎, Vol.42, No.10, pp.77-78, 1994.

- 20) (財) 土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法マニュアル改訂版，2004.
- 21) 旭勝臣，池田重二郎，中神陽一，阿部義孝：一般国道 116 号新潟西バイパスの軟弱地盤対策について ～高コラム強度，低改良率の DJM 工法～，第 43 回建設省技術研究会論文集，pp.85-92，1989.
- 22) 井上靖武，森昌文，三木博史，落合英俊：有明海沿岸地域の地盤と地質 ～有明海沿岸道路の試験盛土工～，基礎工，Vol.30，No.3，pp.22-25，2002.
- 23) 三木博史，川井田実，中谷了，野津光夫，阪上最一，井上雅裕：タイ国における軟弱地盤対策に関する研究プロジェクト，土と基礎，Vol.51，No.1，pp.17-19，2003.
- 24) 独立行政法人土木研究所：地盤改良のための ALiCC 工法マニュアル，2011.
- 25) 国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル，2017.
- 26) 林宏親，西川純一，澤井健吾：泥炭地盤における低改良率の深層混合処理について，北海道開発土木研究所月報，No.595，pp.10-16，2002.
- 27) 山田祐幸，小野裕二，澤井健吾：コスト縮減を目的とした低改良率による深層混合処理工法の試験施工について，第 47 回北海道開発局技術研究発表会，2003.
- 28) 山田祐幸，小野裕二，澤井健吾：軟弱地盤処理の改良率の低減によるコスト縮減について ―中幌向試験施工の中間報告―，第 48 回北海道開発局技術研究発表会，2004.
- 29) 城戸優一郎，西本聡，林宏親，橋本聖：フローティング式低改良率深層混合処理工法の泥炭性軟弱地盤への適用，第 42 回地盤工学研究発表会，pp.891-892，2007.

- 30) 梶取真一，西本聡，林宏親，橋本聖：泥炭性軟弱地盤における浮き型・低改良率深層混合処理の改良効果（その2）―道路供用後，1年3か月間の追跡調査―，寒地土木研究所月報，No.679，pp.30-36，2009.
- 31) 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.
- 32) 一財）日本道路協会：道路土工指針―擁壁工指針、2012.
- 33) 日経コンストラクション，2000.12-22，pp.49-50，2000.
- 34) 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.
- 35) 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.
- 36) 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.
- 37) 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.
- 38) 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.
- 39) （国研）土木研究所：補強土壁の維持管理手法の開発に関する共同研究，土木研究所共同研究報告書第486号，2016.
- 40) 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.

- 41) 藤田智弘, 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模型実験 (その 1), 土木学会第 69 回年次学術講演会Ⅲ-309 pp.617-618, 2014.
- 42) 久保哲也, 藤田智弘, 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模型実験 (その 2), 土木学会第 69 回年次学術講演会Ⅲ-310 pp.619-620, 2014.
- 43) 藤田智弘, 久保哲也, 宮武裕昭, 中根淳, 宮田喜壽: 維持管理手法構築に向けたジオグリッド補強土壁の実大模型実験, ジオシンセティクス論文集第 29 巻 pp.155-160, 2014.
- 44) 久保哲也, 藤田智弘, 宮武裕昭, 志村直紀, 宮田喜壽: 補強土壁の補強材破断に関する維持管理手法開発に向けた実大模型実験 (その 1), 第 50 回地盤工学研究発表会 pp.1639-1640, 2015.
- 45) 藤田智弘, 志村直紀, 久保哲也, 宮武裕昭, 宮田喜壽: 補強材連結部破断を検知する手法の確立に向けた実大補強土壁の振動計測, 土木学会第 70 回年次学術講演会Ⅲ-356 pp.711-712, 2015.
- 46) 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.
- 47) 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.8, No.1, pp.35-51, 2013.
- 48) 沢田和秀, 八嶋厚, 野々山麻衣子, 田中貴洋, 大谷義則, 佐藤登, 村田芳信: 補強盛土の経年変化を把握するための非破壊調査の試み, 地盤工学会中部支部第 24 回調査・設計・施工技術報告会, pp.39-46, 2015.
- 49) 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, 第 32 回ジオシンセティクスシンポジウム, pp.1-8, 2017.

第2章 セメント改良体の長期的な強度および劣化に関する検討

深層混合処理工法の研究開発は昭和40年代に着手され、昭和50年代にはスラリー式、粉体式ともに実用化された。いずれのタイプも高規格道路といった比較的に高い盛土の安定対策などで適用され、その実績は現在に至るまで着実に増加している。深層混合処理工法は、数ある地盤改良技術の中でも汎用的な工法として位置付けられていることもあり、セメント改良土（以降、改良体）の強度特性に関しては各研究機関で詳細な調査が実施されている^{1)~5)}。しかしながら、急速に普及してその改良効果は既に認知されているが、改良体の長期的な強度および劣化傾向に関しては不明確な点が多い。

既往の研究では、改良体の強度は長期的に安定性が確保されている一方で、改良体表面部は養生条件によっては劣化が進行する可能性が指摘されている⁶⁾。昨今の土構造物は、その重要度に応じて性能設計的な概念が導入される傾向にあるが、より合理的な改良体を構築するためには、改良体の長期強度の推定や改良体表面部の劣化の進行速度などの長期耐久性に関するデータを多く蓄積することが望ましいと思われる。

そこで本研究では、1984年に粉体式深層混合処理工法（以降、DJM工法という）で施工された改良体（施工後30年経過）に対して強度試験（一軸圧縮試験、針貫入試験）を実施し、改良体の長期強度特性および改良体表面の劣化状況について検証した。

2. 1 調査概要

2. 1. 1 調査位置

調査箇所を図2-1に示す。調査対象は北海道勇払郡厚真町に位置する一般国道235号厚真橋A-2橋台の背面部に側方流動抑止を目的として、1984年7月にDJM工法で施工された改良体である。施工当初の調査（以降、1984年調査）では、改良体の中心ボーリングならびに改良体間の原地盤に対するボーリングが実施された。その後、2001年2月の追加調査（以降、2001年調査）では改良体頭部のサンプリング、1984年調査と同様に改良体の中心部および改良体間の原地盤でボーリングを行った（図2-2）。2015年度調査は原地盤のボーリング位置以外、2001年調査と同様である。

本施工におけるDJMの仕様を表2-1に示す。28日材齢の設計基準強度は $q_{\text{uck}}=265\text{kN/m}^2$ 、改良率 $a_p=50\%$ の杭式改良、改良材は高炉B種セメントが採用され

た．セメント添加量は改良長 8m に対して上部 3m は 1m^3 あたり 290kg，下部 5m は同じく 130kg であり，上部と下部の引抜き速度の違いはセメント添加量を考慮したものである．



図 2-1 調査箇所

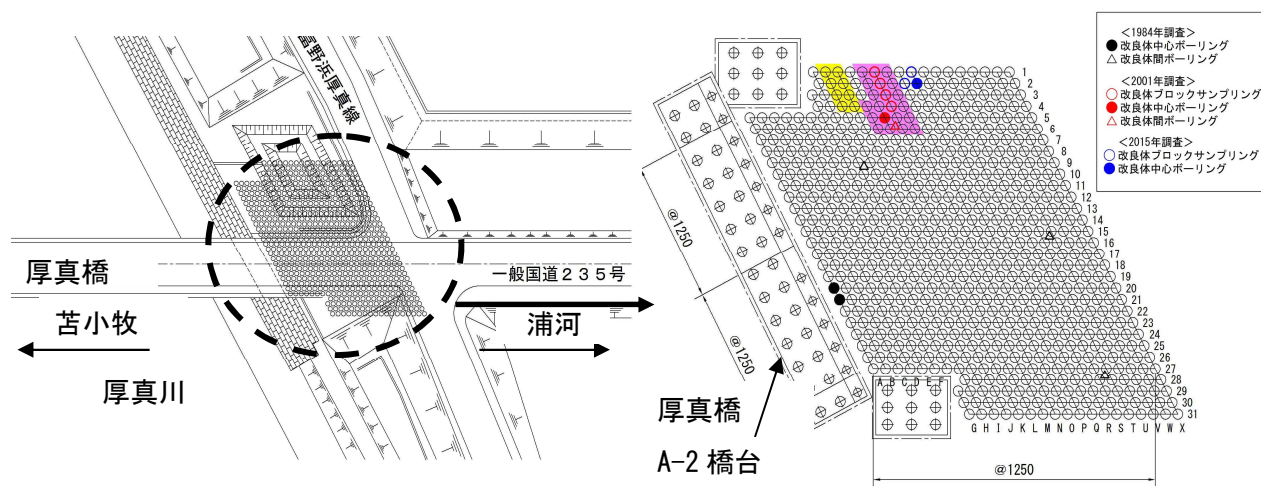


図 2-2 調査現場の概要 ー既往及び今回の調査位置ー

表 2-1 DJM 施工の仕様¹⁾

施工方法		DJM工法
施工時期		1984年
設計強度 (kN/m^2)		265
改良率 (%)		50
改良材		高炉B種
添加量 (kg/m^3)	上部3m	290
	下部5m	130
改良材吐出方法		引抜き時
貫入速度 (m/min)		1.3
引抜き速度	上部3m	0.5
	下部5m	0.9
攪拌翼回転数	貫入時	24
	引抜き時	48

2. 1. 2 対象地盤

調査箇所における原地盤の土質構成および物理、強度特性を図 2-3 に示す。当該箇所の深度方向の土質構成は 1984 年調査、2001 年調査の改良体間のボーリング結果であり、地盤改良前の 1982 年事前調査で現場近傍の原地盤調査結果と今回の調査（2015 年調査）の結果も記載した。原地盤は地表面から火山灰質土、泥炭、砂混じり粘性土、シルト質細砂、粘性土で構成されており、地下水位は標高 2m の位置にあった。このうち、火山灰質土から粘性土を改良対象として深さ 8m の改良体が施工された。含水比 w は標高 EL=1m を境として地表面側では $w=40\sim180\%$ 、標高 EL=1.0m より深い位置では $w=25\sim55\%$ であった。湿潤密度 γ_t も w と同様に EL=1.0m より浅層部は $\gamma_t=1.1\sim1.6\text{t/m}^3$ 、同じく深層部では $\gamma_t=1.6\sim2.0\text{t/m}^3$ の範囲内にあった。一軸圧縮強さは深度に拘わらず $q_u=35\sim80\text{kN/m}^2$ と非常に軟弱な状態であった。

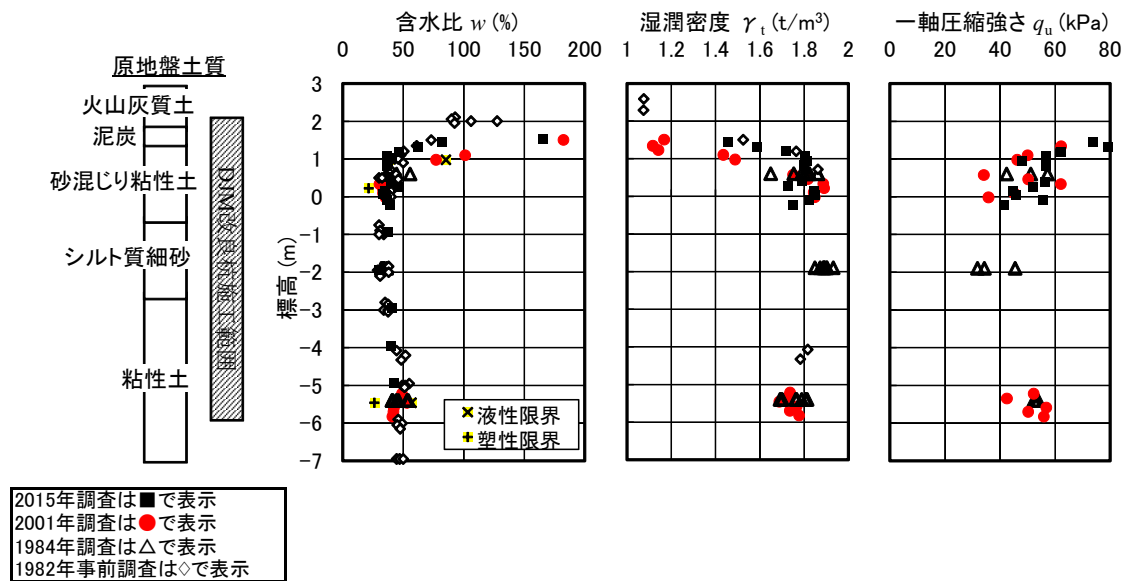


図 2-3 原地盤の物理および強度特性 ¹⁾に加筆 — 既往及び今回の調査位置 —

2. 1. 3 改良体頭部の状況確認

調査位置における改良体の切出しサンプリング、トリプルチューブサンプリング、素地盤のシンウォールサンプリングによる採取箇所を図 2-4、掘削断面を図 2-5 に示す。

掘削深さは現況の地表面（写真 2-1）から約 7.1m（標高 EL=-0.3m）で、改良体調査範囲の地盤（橋台背面土）を掘削した。掘削深さは現在の地表面から約 7.1m（標高 EL=-0.3m）で、改良体調査範囲の地盤（橋台背面土）を掘削（写真 2-2）し、改良体全体を露頭させには地山を安定させる必要があるため、軽量矢板を建込んで切梁を設置した（写真 2-3、写真 2-4）。調査対象の改良体は O 列と P 列であるが、作業範囲を確保するために 2001 年調査の対象である M 列と N 列の改良体周辺も開削して、改良体頭部を露出させた（写真 2-5）。

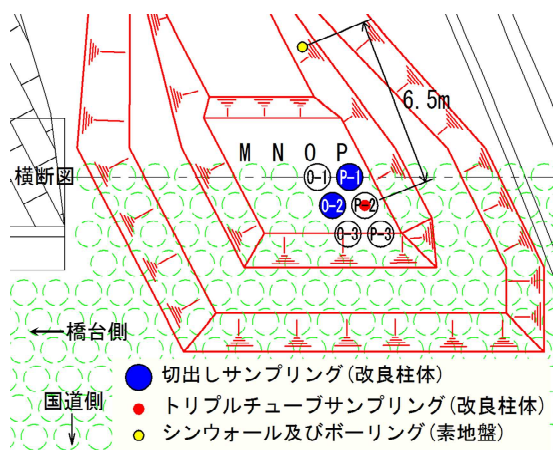


図 2-4 サンプリング箇所

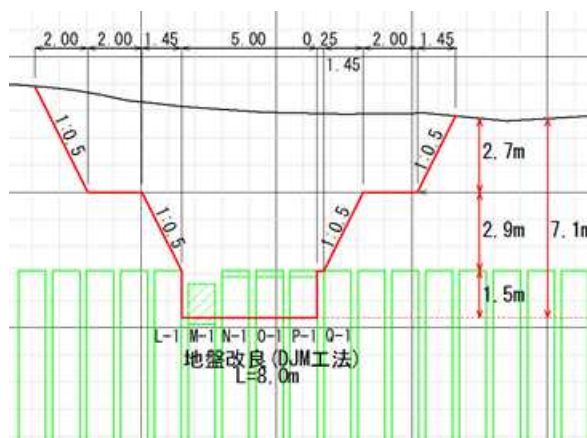


図 2-5 掘削断面(横断面)



写真 2-1 調査箇所開削前全景



写真 2-2 EL=5.0m 開削状況(小段部)



写真 2-3 軽量矢板建込み



写真 2-4 切梁の設置完了

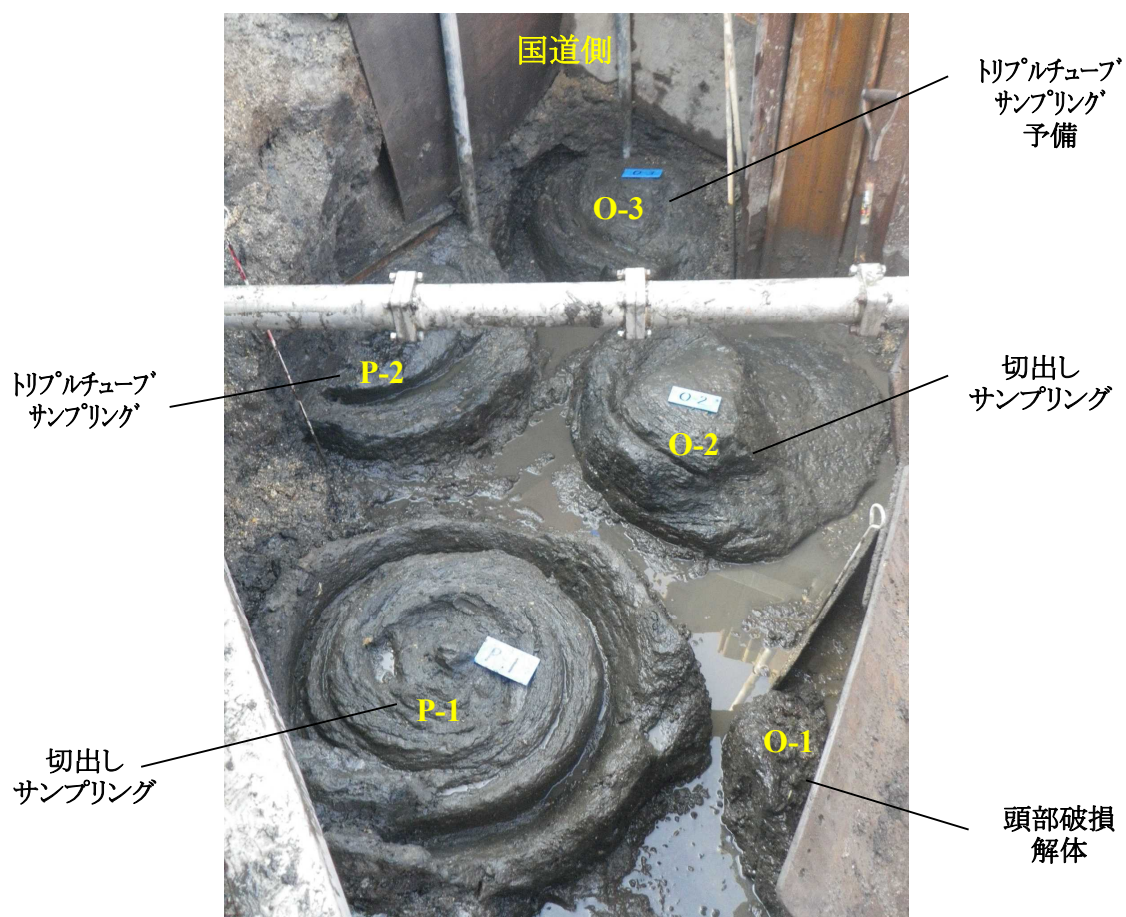


写真 2-5 改良体頭部の露出

改良体は図 2-6 に示すよう打設間隔は 1.25m で改良体直径は 1.0m が設計値である。今回、設計値に対して捉えられた値は次のようであった。

写真 2-6 は改良体の打設間隔を計測した状況である。“改良体間隔”は O-2～P-2 間：125cm，O-2～O-3 間：110cm，P-1～P-2 間：120cm，P-1～O-2 間：115cm であり，O-1 と P-1、O-3 と P-2、O-2 と P-2、O-2 と O-3 の改良体は，一部で互いに繋がっていることが確認された（図 2-7）。

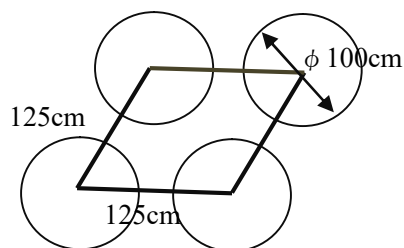


図 2-6 改良体間の設計値

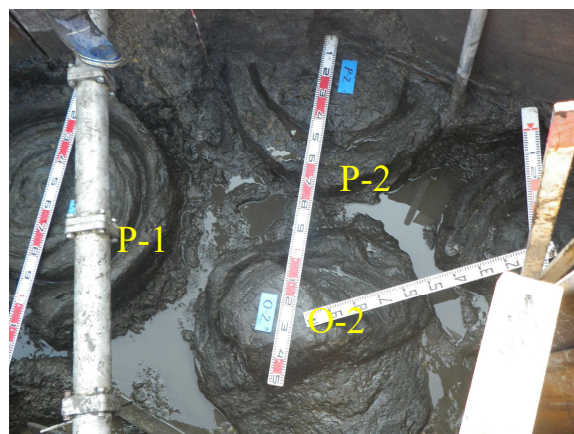
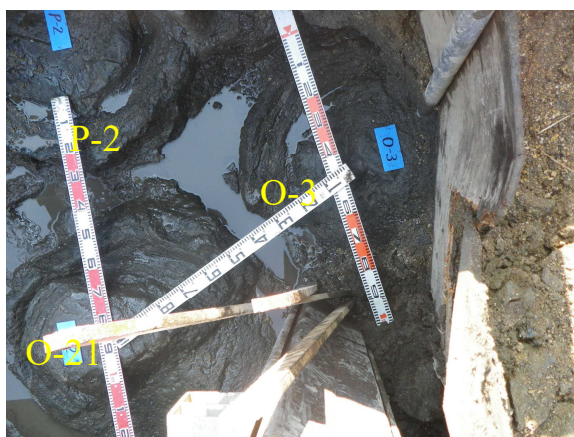


写真 2-6 改良体の打設間隔 a)O-2～O-3, b) P-2～O-2

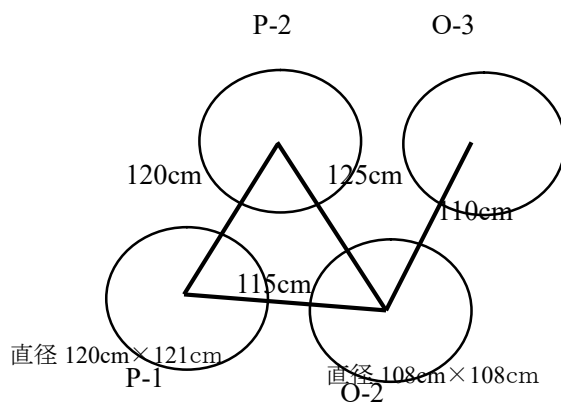


図 2-7 改良体中心間の実測値

改良体頭部を露出させたあと、改良体頭部の観察およびフェノールフタレイン溶液により中性化の有無を確認した。

a) P-1 改良体

写真 2-7 をみると、改良体頭部は渦巻状に起伏しており、起伏部分は全体に軟質で容易に欠け中心部は硬質である（図 2-8）。場所によっては小礫が小混入している部分もあり頭部全体では不均質な状況が見受けられる。フェノールフタレイン溶液散布で全体にアルカリ反応が顕著で中性化は進んでいない（写真 2-8）。



写真 2-7 改良体頭部の露出

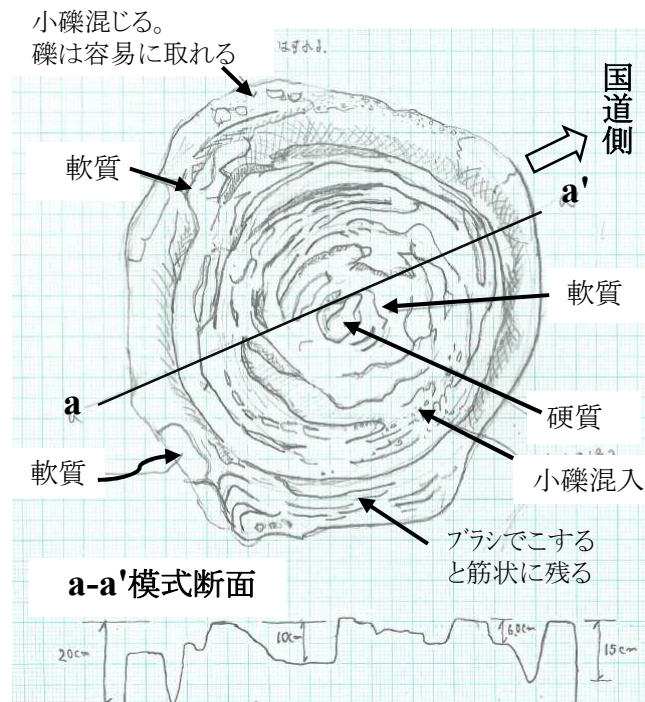


図 2-8 P-1 スケッチおよび模式断面



写真 2-8 P-1 フェノールフタレイン溶液散布による中性化の確認

b) O-2 改良体

写真 2-9 をみると、改良体頭部が一部切り取られ、手加えられている状況であった。O-2 は P-1 と異なり改良体頭部全体が硬質で均質であった（図 2-9）。また、O-3、P-2 に頭部から 20cm～30cm 程度のところで繋がっている。改良体にフェノールフタレイン溶液を散布すると、改良体全体が容易に赤く発色したことから、アルカリ反応が顕著で中性化は進んでいないと思われる（写真 2-10）。



写真 2-9 O-2 改良体 頭部状況

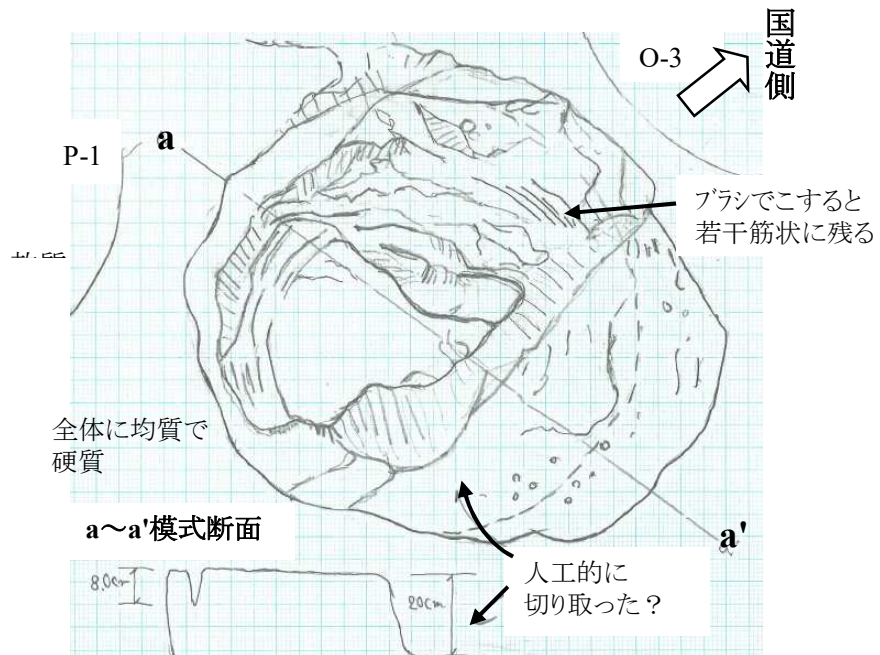


図 2-9 O-2 改良体のスケッチ



写真 2-10 O-2 フェノールフタレイン溶液散布による中性化の確認

c) P-2 改良体

写真 2-11 をみると、頭部はほぼ平らで、筋状で認められる（外側から 10cm 程度）部分は若干軟質である。筋状で認められる部分は大きな凹凸はない。中心部 80cm は硬質で、一部軽石（小礫）混入している（図 2-10）。なお、一部 O-2 と頭部がつながっていた。



写真 2-11 P-2 改良体 頭部状況

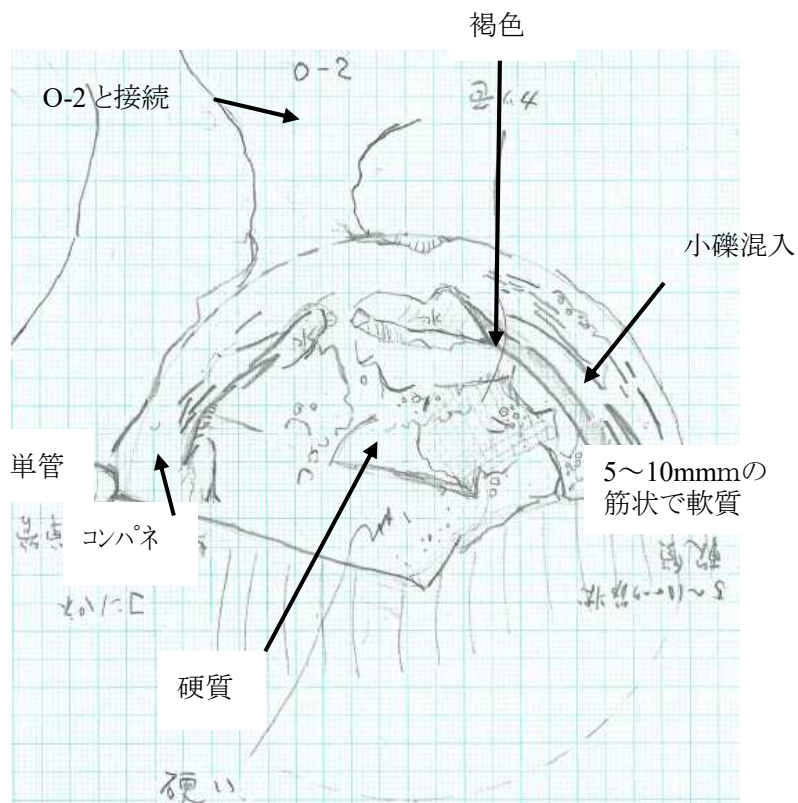


図 2-10 P-2 改良体のスケッチ

d) O-3 改良体

写真 2-12 をみると、改良体頭部はほぼ平らで、P-2 同様筋状で認められる（外側から 10cm 程度）部分は若干軟質である（図 2-11）。一部、黒褐色に呈する部分は軟質である。O-2 と接続する部分は改良体頭部から 20cm 程度の下側で硬い。中心部は暗灰色で 60cm 程度は非常に硬質であった。



写真 2-12 O-3 改良体 頭部状況

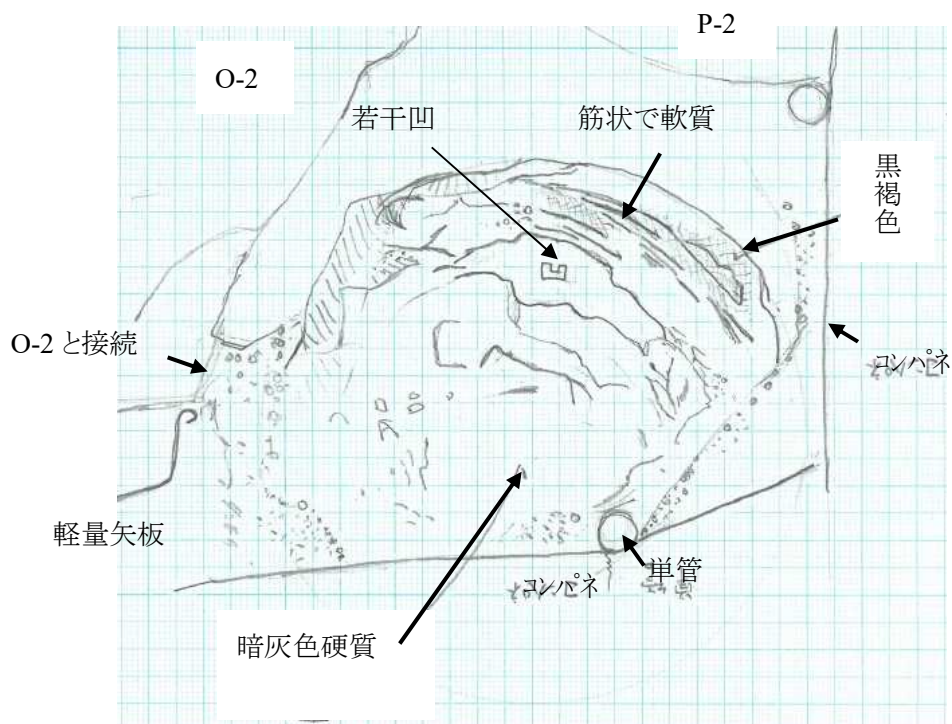


図 2-11 O-3 改良体 スケッチ

2. 1. 4 改良体側面の観察

切出しサンプリングを行う P-1 と O-2 改良体の側面を観察した。改良体頭部を露出させた後に改良体側面を清掃し、図 2-12 に示す方向から改良体側面を撮影した。

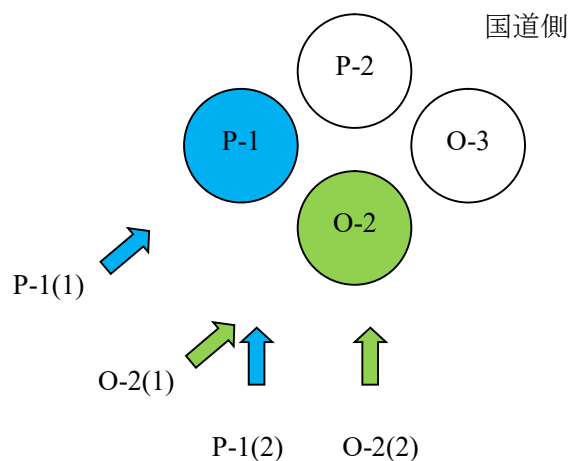


図 2-12 P-1, O-2 の写真撮影方向

写真 2-13, 写真 2-14 を見たとおり、P-1, O-2 はいずれも見た目がほぼ同様な感があるが、P-1 改良体上部は O-2 のそれと比較して若干、軟質である。O-2 は改良体頭部から深さ 1.2m 付近の表面に若干、軟質な部分があった。P-1 は改良体下部の 20cm ほどが O-1 と繋がっていたことから、これらの改良体の接続箇所はブレーカーを用いて破砕し切り離した。

O-2 背面部をみると、O-2 は O-3 や P-2 と改良体頭部から深さ 30cm～50cm より下方では繋がっていることが確認された。したがって、改良体頭部から深さ 30cm～50cm より下方の改良体はブレーカーでそれぞれに分離した。

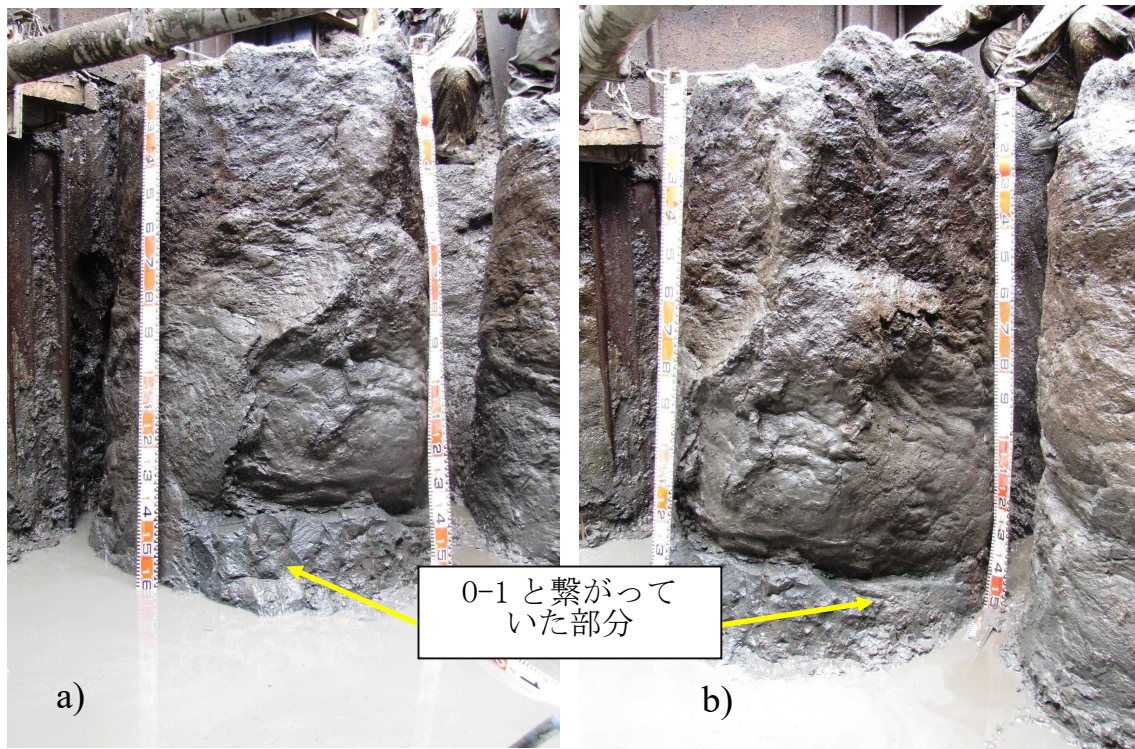


写真 2-13 P-1 改良体の側面 (a):P-1(1), b):P-2(2))

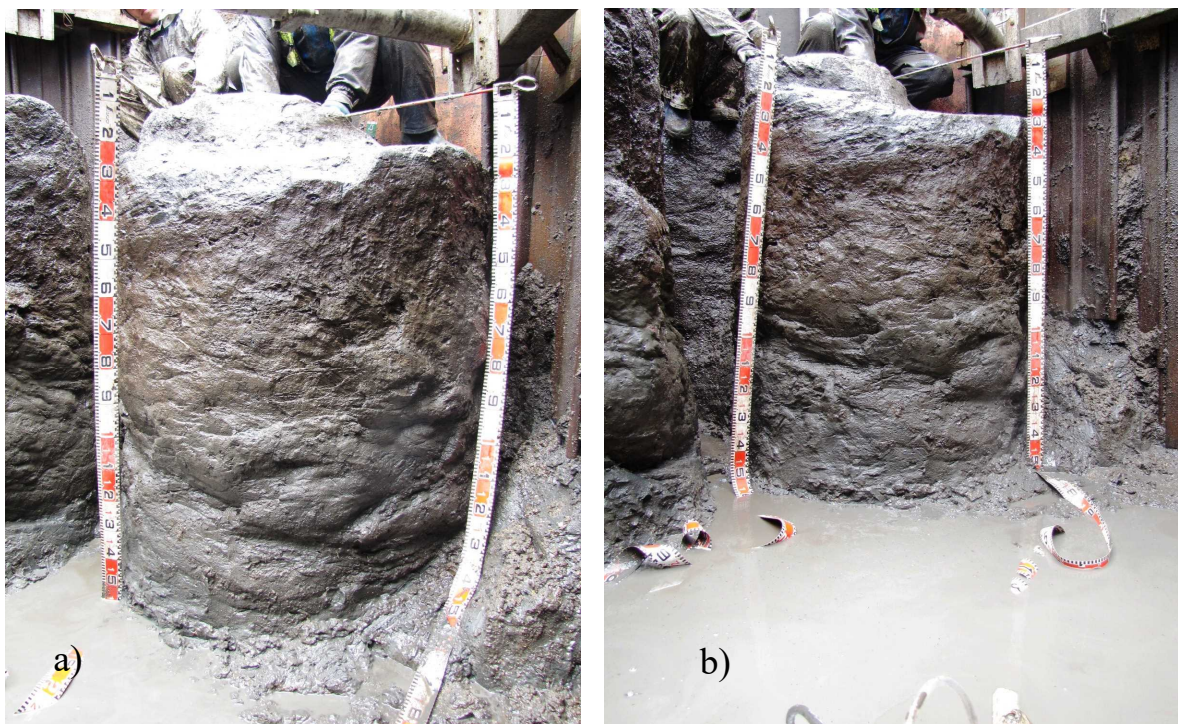


写真 2-14 O-2 改良体 改良体の側面 (a):P-1(1), b):P-2(2))

2. 1. 5 切出しサンプリング

切り出しサンプリングはP-1,O-2の2改良柱を対象とした。サンプリングにはワイヤーソーを使用し、図2-13に示す深度で改良体を切断した。ワイヤーソーとは、ダイヤモンドワイヤーを使用し、コンクリート壁等を切断、撤去するための静的な切断工法である。このダイヤモンドワイヤーは、直径約1cmのワイヤーにダイヤモンドチップを埋め込んだ切断刃で、これを切断対象物に巻きつけ、水を掛けながら高速回転で切断する。この他にも、鉄骨、鉄板、レンガ、大理石など様々な建造物を切断することができる。

ワイヤーソーによる改良体の切断は改良体頭部の除去部分(EL=1.1m)をカットした後、予備サンプリングの位置、最下部の矩形サンプリング箇所底部(EL=0.20m)で切断した。その後、コアサンプリングと矩形サンプリング箇所を分離した。一連の作業の流れを写真2-16～写真2-19に示す。

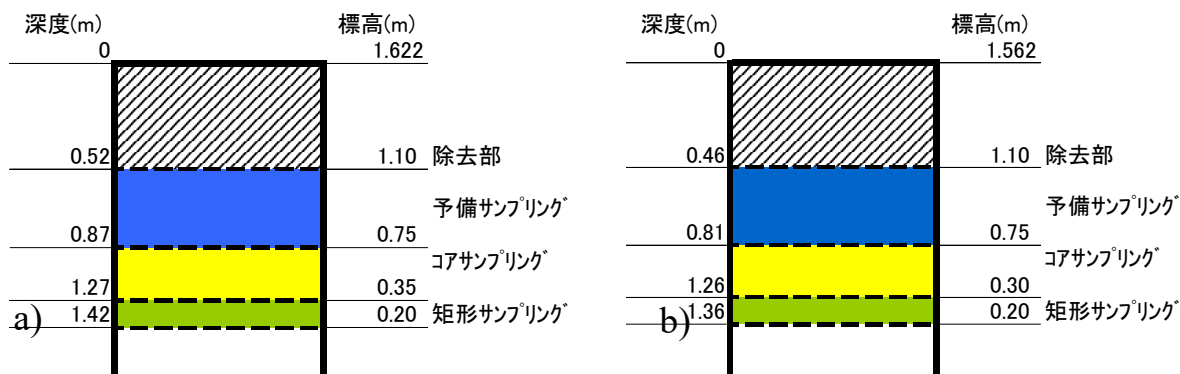


図2-13 改良体の採取深度 (a):P-1 改良体, b):O-2 改良体)



写真2-15 ワイヤーソー



写真 2-16 P-1 改良体頭部除去



写真 2-17 P-1 改良体頭部除去部



写真 2-18 P-1 予備サンプル上面



写真 2-19 P-1 予備サンプル保護

2. 1. 6 室内試験用サンプリング

a) 一軸圧縮試験および針貫入試験

一軸圧縮試験および針貫入試験を実施するに当たり、2. 1. 6の切出しサンプリングから、図 2-14 に示す位置にて試料を採取した。

試料採取状況は写真 2-20～写真 2-25 に示すよう矩形サンプリングはコアカッター、コアサンプリングは簡易ボーリングによりそれぞれ採取した。

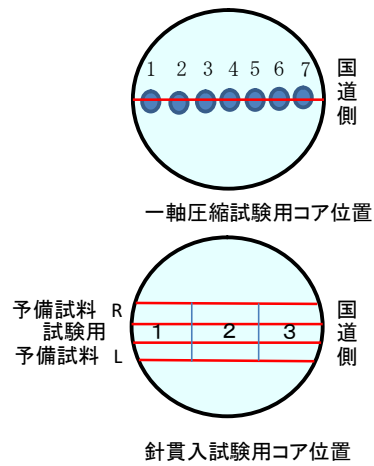


図 2-14 一軸圧縮試験用および針貫入試験用サンプリング採取位置(平面)



写真 2-20 P-1 コアサンプリングと
矩形サンプリングの分離

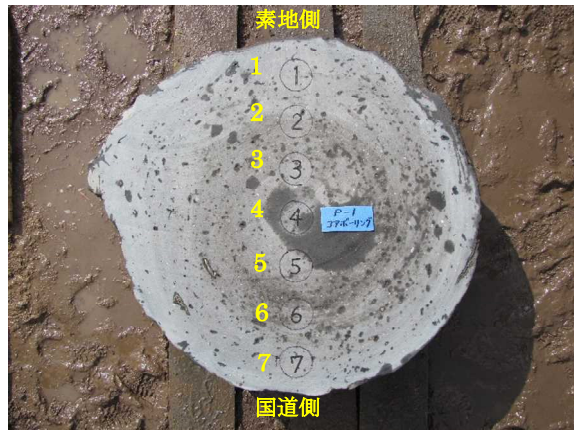


写真 2-21 P-1 コア試料採取位置



写真 2-22 P-1 コアサンプリングから
一軸圧縮試験試料の採取



写真 2-23 P-1 一軸圧縮試験試料
採取完了



写真 2-24 P-1 矩形サンプリングから
針貫入試験試料のマーキング



写真 2-25 P-1 矩形サンプリングから
個別試料の採取

b) pH 試験

素地盤での pH 試験試料採取位置は図 2-15, 図 2-16 に示すように, P-1 から素地盤方向に改良体を 0cm として 100cm までの間で 8 試料を, 改良体間では P-1 と P-2 間で改良柱体 0cm として 5cm 間隔で 15cm まで 4 試料を採取した (写真 2-26)。

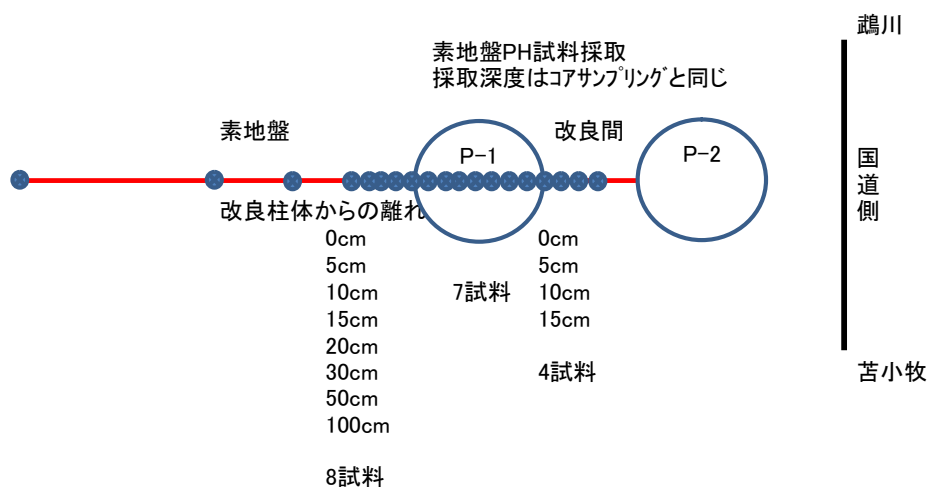


図 2-15 素地盤 pH 試験試料の採取位置 (平面)

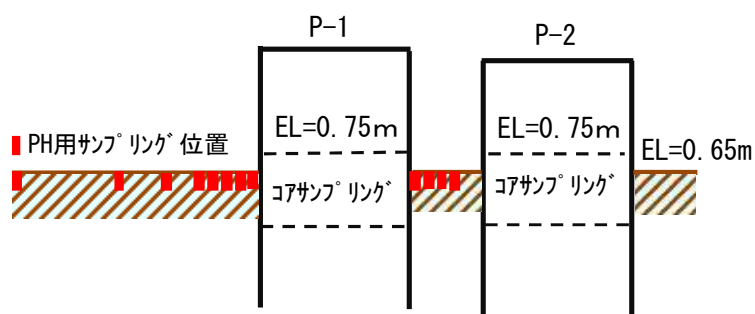


図 2-16 素地盤 pH 試験試料の採取位置 (側面)



写真 2-26 pH 試料用試料の採取状況(P-1 改良体表面部より素地盤)

2. 1. 7 改良体の出来形

改良体頭部の形状は改良体深度によって直径が異なることがわかった. 改良体頭部直径” は下記のとおりであった.

P-1 : 120cm×121cm (国道直角方向×国道平行方向)

O-2 : 108cm×108cm (国道直角方向×国道平行方向)

ただし, 深度箇所により出来形が異なっている. また, P-1 の出来形はほぼ円形状であったが, O-2 は若干, いびつ (非円形) な形状であった. この理由として, 改良体の打設時において, ロッドの先端から軟弱地盤へ吐出されるセメントスラリーの量が軟弱地盤の状態 (強度や間隙の大小など) によって変化したことなどが推定される. このような要因で改良体の出来形に影響したり, 場合によっては O-1 と P-1, O-3 と P-2, O-2 と P-2, O-2 と O-3 に見られるように, 隣接した改良体同士がつながってしまったと考えられる.

図 2-17 は改良体断面の計測箇所 (P-1, O-2) を示す.

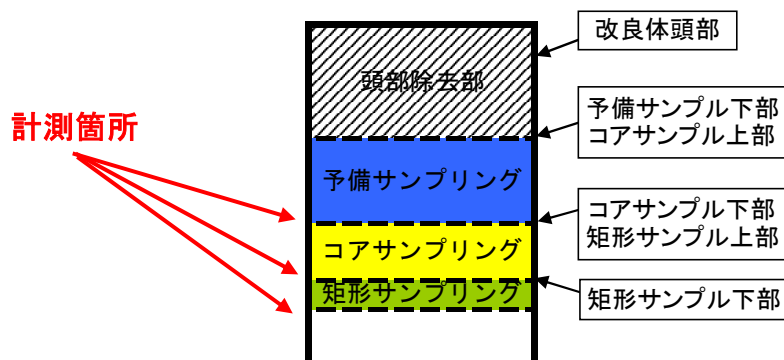


図 2-17 改良体断面計測箇所 (P-1, O-2)

a) P-1 改良体

写真 2-27 は矩形サンプリング下部で 114cm×119cm（国道直角方向×国道平行方向），写真 2-28 は矩形サンプリング上部で 114.5cm×117cm（国道直行方向×国道平行方向），写真 2-29 はコアサンプリング上部で 107×108cm（国道直行方向×国道平行方向）であった。



写真 2-27 P-1 矩形サンプリング下部(114×119cm)切出し面で計測



写真 2-28 P-1 矩形サンプリング上部・コアサンプリング下部(114.5×117cm)



写真 2-29 P-1 コアサンプリング上部・予備サンプリング下部(107×108cm)

b) O-2 改良体

写真 2-30 は矩形サンプリング下部で 106cm×107cm（国道直角方向×国道平行方向），写真 2-31 は矩形サンプリング上部で 109cm（国道直行方向），写真 2-32 はコアサンプリング上部で 108×105cm（国道直行方向×国道平行方向）であった。



写真 2-30 O-2 矩形サンプリング下部(106×107cm) 切出し面で計測

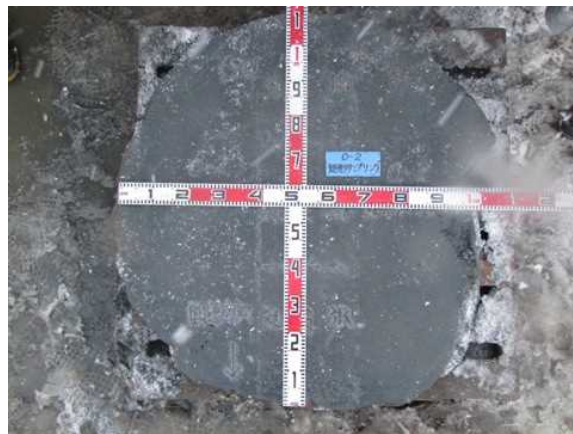


写真 2-31 O-2 矩形サンプリング上部・コアサンプリング下部



写真 2-32 O-2 コアサンプリング上部・予備サンプリング下部(108×105cm)

2. 2 調査結果および考察

2. 2. 1 改良体の物理および力学特性

改良体中心部の物理および強度物性の経時変化を確認するため、改良体中心部（P-2）の試料をトリプルチューブコアサンプラーで採取し、含水比、湿潤密度、一軸圧縮強さを測定して、1984年調査と2001年調査結果と比較した（図2-18）。

1984年調査ではDJM工法による施工7日後、14日後、28日後に各種試験が行われているが、図中ではこれらを区別せずに表記した。あらためて図2-18をみると、2015年調査の改良体の物理特性（含水比、湿潤密度）は1984年調査、2001年調査と比較して目立った変化が見られないことがわかる。このように改良体の物理特性は時間経過に依存しないという結果は、吉田ら²⁾が浅層混合処理工法で施工した改良体の施工直後と施工後15年経過した含水比、湿潤密度はほぼ同じであるとの知見と同様である。Ikegami et al.³⁾もCDM工法で施工された改良体の施工後3か月と20年の含水比、湿潤密度はほとんど変化が無いとして、本調査と同様の結論を得ている。

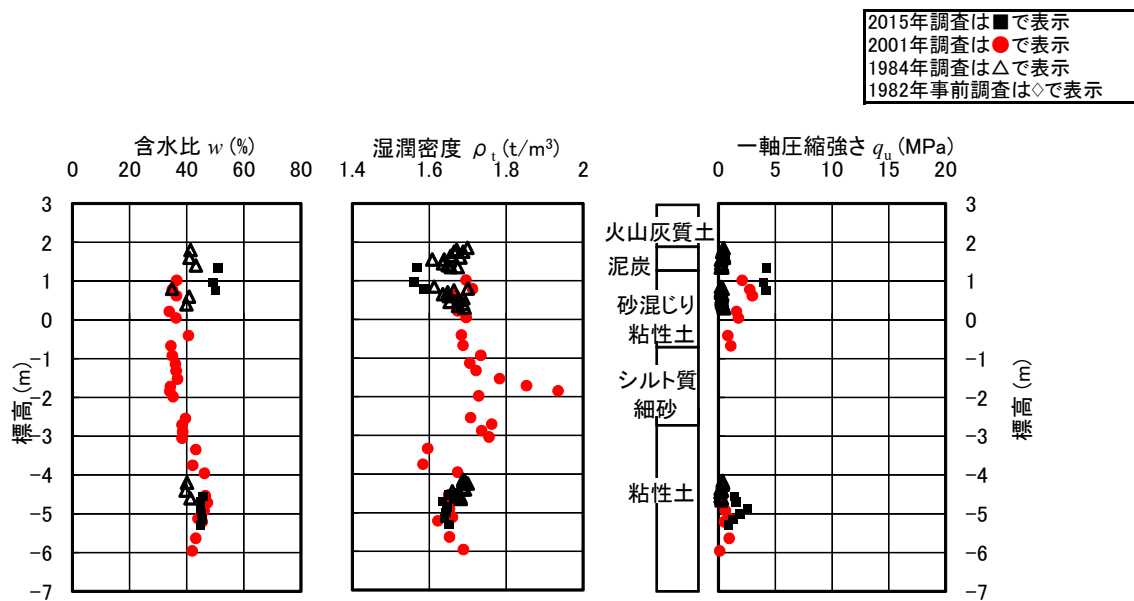


図2-18 改良体内部の物理および強度特性 — 既往及び今回の調査位置 —

2. 2. 2 改良体内部の経時的な強度特性

図 2-19 は既往の調査研究結果^{2)~5)}と 2001 年調査¹⁾に 2015 年調査を加えた一軸圧縮強さの経年変化である。2015 年調査は 1984 年調査と 2001 年調査と同じ標高 (EL=-4.5~-5.5m) の P-2 改良体中心部を対象に、不攪乱で採取したコアサンプリングを一軸圧縮試験した結果の平均値を採用した。

改良体の経時的な一軸圧縮強さは、斉藤ら⁴⁾の調査以外は著者らの調査を含めて原位置での調査結果である、あらためて図 2-19 をみると、改良体の強度、母材、安定材、原位置／室内の安定材の配合比率、改良形式などの条件は異なっているにも拘わらず、いずれの一軸圧縮強さも長期的に増加する傾向を示している。著者らの調査における強度増加傾向は 1984 年調査で得られた 28 日材齢の一軸圧縮強さを 1 とした場合、2001 年調査は 1.7 倍、2015 年では 3.1 倍の強度増加が確認されており、改良体中心部における強度は施工後 30 年経過しても増加する傾向にあることがわかった。

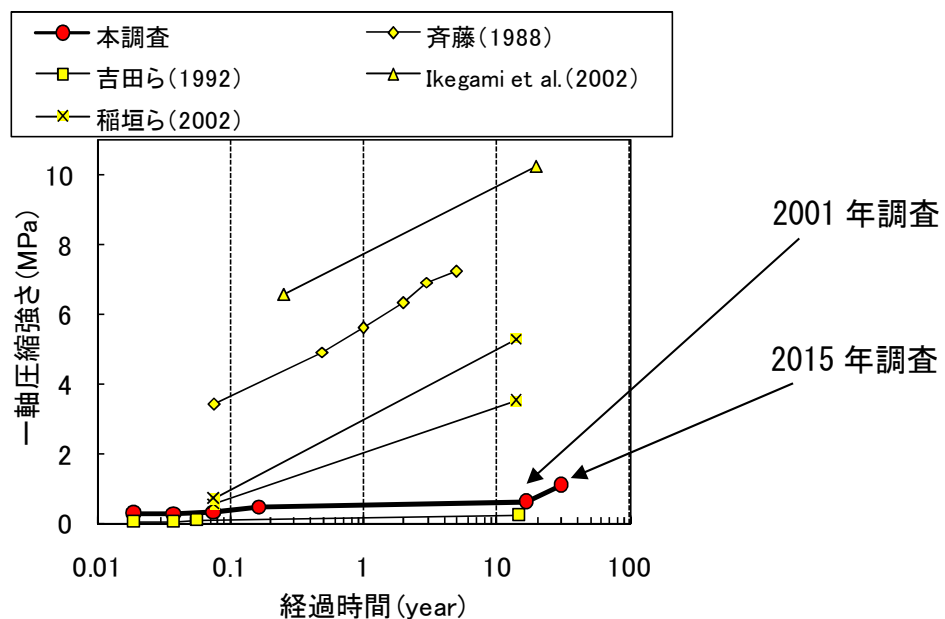


図 2-19 改良体強度の経時変化¹⁾に加筆

2. 2. 3 改良体の劣化状況

a) 針貫入試験による計測方法

改良体の劣化状況を把握するために、改良体断面に対して針貫入試験（写真 2-33）を実施しその強度分布を整理した。供試体は改良体の切出しサンプリングから、表 2-2 に記載された箇所で幅約 9cm，高さ 10～15cm，長さ約 35cm の矩形サンプルを作製した（写真 2-34）。針貫入試験はこの供試体の上面で行った。

針貫入試験中、供試体の乾燥を防ぐために供試体をラップで包み、更に供試体と機械の接地向上のために供試体底面を石膏で固定した。固定方法は写真 2-35 の様にテストピース用型枠に石膏を流し入れ、矩形サンプルの底面を押し付けた。1～2 時間後、硬化したことを確認して矩形サンプルを取り出し、サンプル底面が平滑になるようにした。

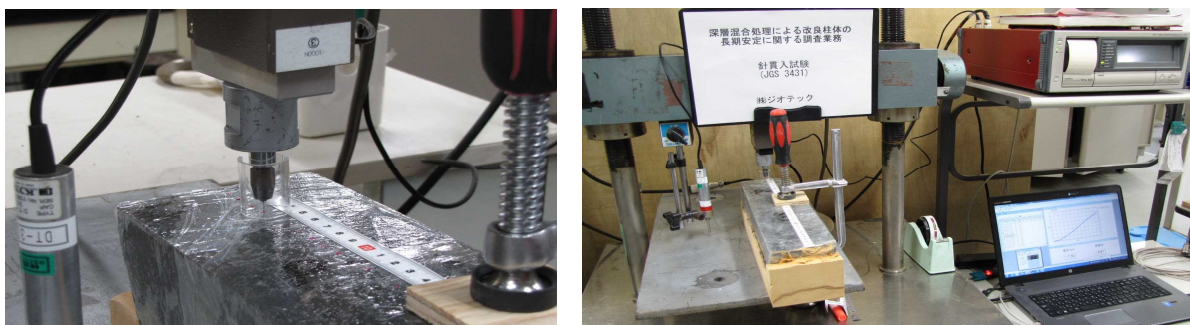


写真 2-33 針貫入試験

表 2-2 針貫入試験用矩形サンプル作製箇所

サンプル形状	適用試験	改良柱体P-1		改良柱体0-2	
		改良柱体 頭部から の深度	標高	改良柱体 頭部から の深度	標高
		(m)	(m)	(m)	(m)
矩形サンプル	針貫入試験	1. 27	0. 35	1. 26	0. 30
		∟	∟	∟	∟
		1. 42	0. 20	1. 36	0. 26

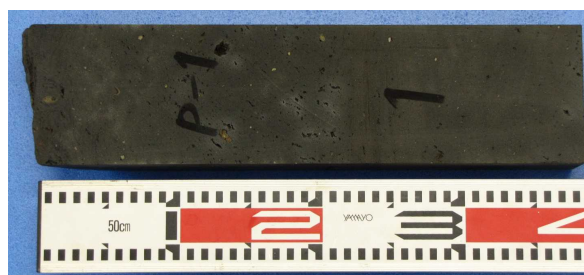


写真 2-34 針貫入試験用矩形サンプル

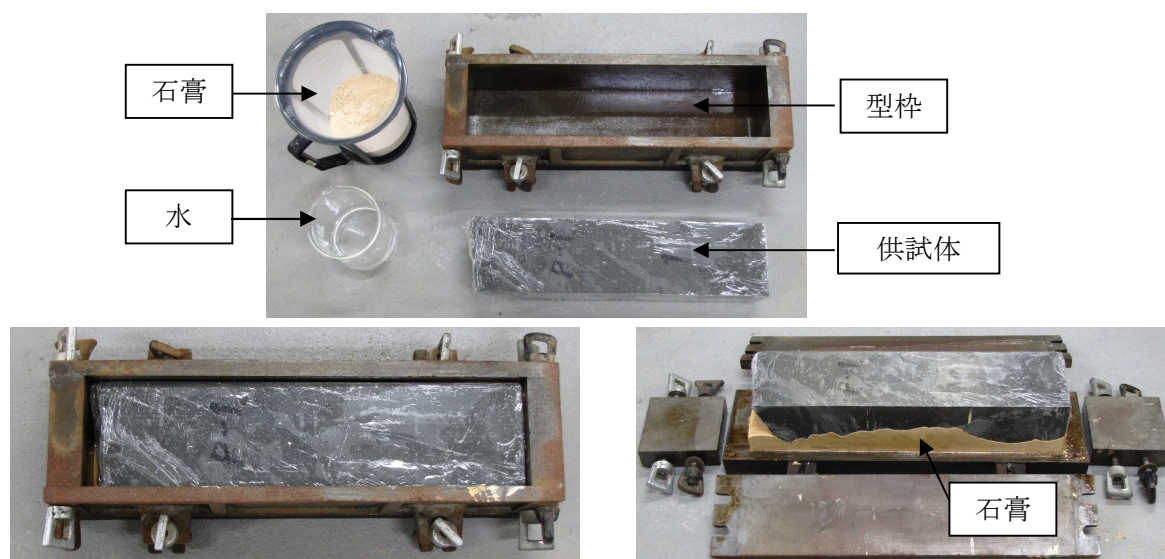
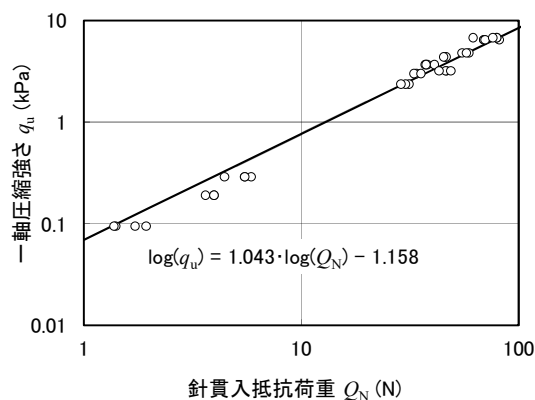


写真 2-35 針貫入試験用矩形サンプルのキャッピング

針貫入試験は 2001 年調査でも実施したが、この時点では地盤工学会基準⁸⁾ (JGS3432, 以降, JGS 基準とする) に位置づけられていなかった。そこで、改良体に針を 5mm 貫入させたときの抵抗荷重を針貫入抵抗荷重 Q_N と定義して、 Q_N と一軸圧縮強さ q_u の相関関係から強度を推定した (図 2-20)。貫入させた針は 2001 年調査と同様に市販の木綿針 ($\phi=0.84\text{mm}$) を使用し、貫入速度 3mm/min の一定速度で矩形サンプリングに貫入させた。

Q_N と q_u の相関関係の式は、Kitazume⁹⁾ らが川崎粘土を母材とした配合試験から得たものであるが、2001 年調査では当該現場の未改良土を母材とした室内配合で得た供試体に対して、同式で q_u を推定することが可能と判断された。現在の針貫入試験は JGS 基準に位置づけられているが、2015 年調査は 2001 年調査と同一現場であること、これらの調査年次を相対的に評価する観点から、JGS 基準に依らず 2001 年調査で使用した下記の式 2-1 を用いて q_u を推定した。


図 2-20 Q_N と q_u の関係 (貫入針の径 $\phi 0.84\text{mm}$)

$$\log(q_u) = 1.043 \log(Q_N) - 1.158 \quad \text{式 2-1}$$

ここで、 q_u ：一軸圧縮強さ（kPa）、 Q_N ：5mm 貫入時の針貫入抵抗荷重（N）

b) 改良体断面の強度分布

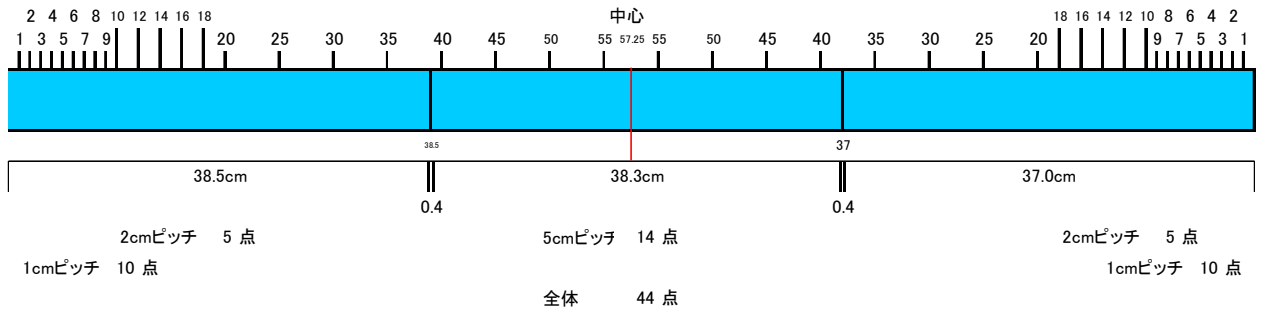
針貫入試験は改良体 P-1、O-2 の矩形サンプリングの断面を対象に実施した（図 2-21）。矩形サンプリングに対する針貫入箇所は P-1、O-2 とともに、改良体周面を 0cm として 10cm までは 1cm 間隔、改良体周面より 10cm から 20cm までは 2cm 間隔、改良体周面より 20cm から改良体中心部までは 5cm 間隔として測線を設けた。針貫入試験は各測線において 3～4 点行い、その平均値を代表値とした。図 2-22 は改良体周面からの距離と針貫入試験から推定した q_u の関係を示しており、図 2-22 a) は 2001 年調査、図 2-22 b) は 2015 年調査の試験結果である。

図をみると、針貫入試験から推定された改良体断面の q_u は、2001 年調査、2015 年調査ともに、改良体中心部から改良体周面に近づくに従って増加する傾向にある。この理由として、DJM 工法により改良体を施工する際、軟弱地盤内に貫入されたロッド先端からセメントは水平方向に吐出されることにより、相対的に改良体周面付近にセメント量が多く残ったためと報告されている¹⁾。

一方、改良体周面から 30mm 程度の内部までの間（以降、このエリアを改良体表面部という）の強度に大幅な差異が認められ、その差は 2001 年調査より 2015 年調査が大きいと思われる。そこで、改良体施工後の時間経過に伴う改良体表面部の強度低下の割合を把握するために、改良体打設後の経過時間と改良体表面部の強度低減比の関係で整理した。強度低減比とは、ここでは改良体表面部で得られる最大と最小の強度の比 (q_{umin} / q_{umax}) と定義した。改良体表面部の強度差は、M-1、M-2 (2001 年調査) と P-1、O-2 (2015 年調査) を対象とし、材齢 28 日の強度差は施工直後では生じていないと仮定して $q_{umin} / q_{umax} = 1$ とした (図-23)。

第2章 セメント改良体の長期的な強度および劣化に関する検討

改良柱体P-1



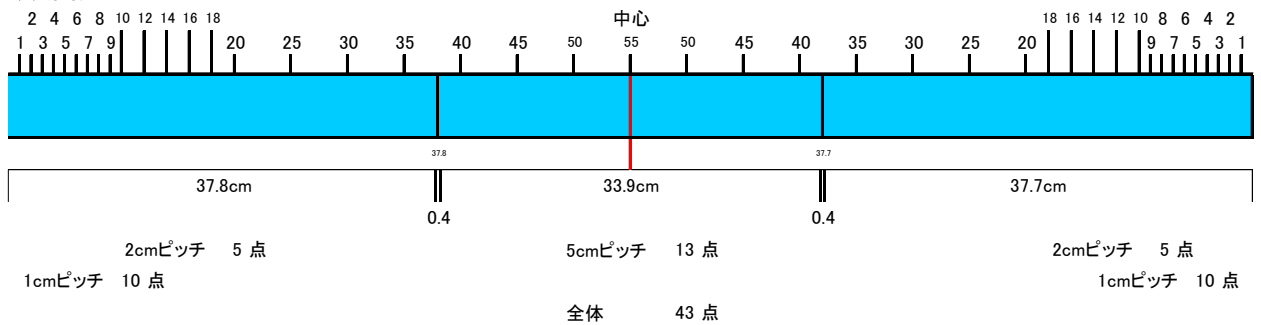
※素地側から国道方向に向かって直径114.5cm

※中心点が明瞭なため、全体の1/2ではなくその点を中心とした

※刃渡り0.4cm分無くなる

※各測点につき3点以上計測する

改良柱体O-2



※素地側から国道方向に向かって直径110.2cm

※中心点が明瞭でないため、全体の1/2を中心とした

※刃渡り0.4cm分無くなる

※各測点につき3点以上計測する

図 2-21 針貫入試験箇所(P-1, O-2)

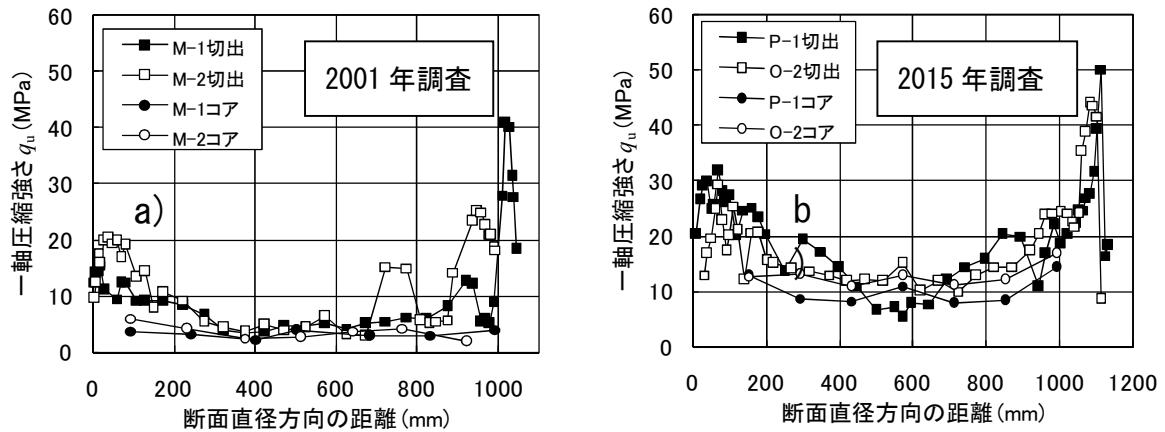


図 2-22 改良体断面の強度分布

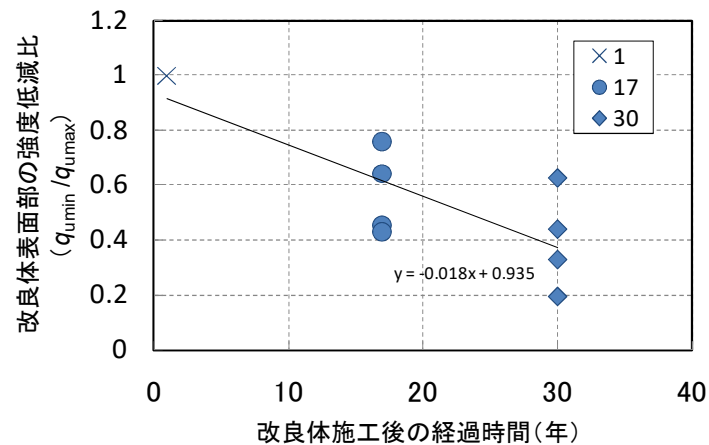


図 2-23 経時変化に伴う改良体表面部の強度低減比

改良体表面部の強度低減比は、2001 年調査と 2015 年調査で得られた強度低減比にばらつきがあるため直線近似にて整理した。その結果、施工直後に対して改良体施工 17 年後の強度低減比は $q_{umin}/q_{umax}=0.6$ 程度、同じく 30 年後のそれは $q_{umin}/q_{umax}=0.4$ 程度と経過時間が長くなるのに従って、強度低減比は減少する傾向にあることがわかった。

しかしながら、2015 年調査において改良体表面部で得られた最も低い一軸圧縮強さでも、設計基準強度 $q_{uck}=265\text{kPa}$ を大幅に上回る $q_{umin}\div 10\text{MPa}$ が得られていること、強度の低下範囲が改良体周面から最大 30mm 程度に限定されており、この範囲より内側の強度はいずれも増加傾向にあることを考慮すれば、改良体に不具合が生じるとはいえず、施工後 30 年経過しても健全な状態が持続していると考えられる。

c) 改良体内部の劣化

既往の研究では、改良体の劣化は時間の平方根に比例している可能性が指摘されている^{例えは 6)}が、施工後 30 年経過した劣化状況を把握した事例はない。そこで、改良体周面から内部にどの程度劣化している(低強度域)かを把握するため、針貫入試験によって改良体周面および改良体周面から内側に 1～10cm の位置から針貫入試験を実施した。

針貫入の位置は、中村(弘)ら¹⁰⁾が材齢 22 年の改良体を調査した方法に準拠し、針貫入位置は改良体周面(0cm)のほか、改良体周面から 1cm, 2cm, 5cm, 10cm の位置でいずれも 10mm 貫入させた(図 2-24)。貫入させた針は 2. 2. 3 a)と同様に市販の木綿針($\phi=0.84\text{mm}$)を使用し、貫入速度は 3mm/min の一定速度で実施した。

表 2-3 は中村(弘)らと著者らが改良体を施工した際の諸元を示す。著者らの改良体周面の土質条件は図 2-3 のとおりであるが、中村ら(弘)は、改良体打設後から材齢 10 年までは火山灰質粘性土、それ以降は改良体を別のヤードへ移設したために粘性土に変わっている。

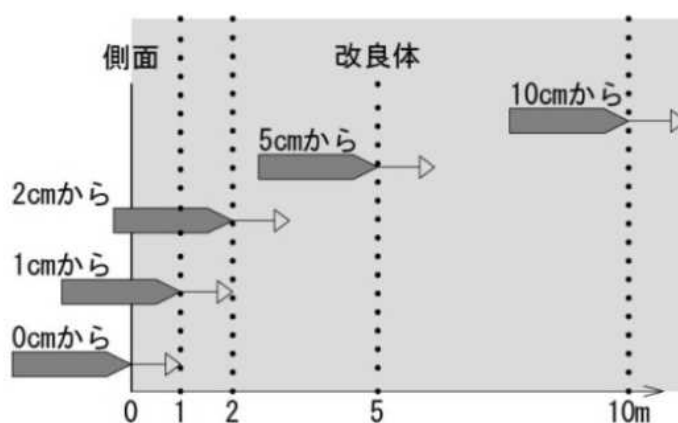
図 2-24 針貫入位置¹⁰⁾

表 2-3 調査箇所の現場および施工条件の概要

調査者	中村(弘)ら	著者ら
施工時期(年)	1990	1984
施工方法	掘削孔に混練した改良土充填	DJM工法
設計強度(kN/m^2) ※28日材齢	1,000	265
改良径(cm)	45	100
改良材	一般軟弱土用セメント系固化材	高炉B種
添加量(kg/m^3)	200	290
対象土	火山灰質粘性土	砂混じり粘性土
改良体周辺の土質条件	火山灰質粘性土 粘性土	砂混じり粘性土
針貫入試験時の材齢(年)	22	30

図 2-25 は中村（弘）らと著者らが実施した針貫入試験の貫入深さと貫入荷重の関係を示す。いずれの調査結果も、改良体周面から 1cm より改良体内部は貫入するに従って貫入勾配が徐々に大きくなる傾向であるが、改良体周面（0cm）から貫入深さ 10mm の貫入勾配は他の貫入位置と比較して小さいことがわかる。ただし、改良体周辺から 5mm 貫入した位置の強度は、式 2-1 より $q_u=3.65\text{MPa}$ と設計基準強度（ $q_{\text{uck}}=0.26\text{MPa}$ ）を遥かに上回っており、時間の平方根から推測される劣化領域（ $\sqrt{30(\text{年})}\div 55\text{mm}$ ）と大きく異なった。

中村（健）ら¹¹⁾は真水、海水、未処理の粘土地盤の暴露条件で暴露期間が半年以上経過すると強度の低下が見られるとし、改良体施工 30 年後の強度低下を外挿すると数 cm と予想している。この理由として、暴露期間の長くなるほど供試体周辺のカルシウム量が徐々に減少し、その範囲も供試体深部へと進展する傾向にあると報告している。しかしながら、著者らの結果は、改良体周辺から 1cm 程度と中村（健）らの予測よりも劣化の進行が進んでいなかった。これは、中村らのセメント添加量は 1m^3 あたり 50kg であるのに対し、本調査のそれは同じく 290kg と改良体に内在するセメント添加量が多いためカルシウム量の絶対値が大きく、カルシウムの溶出が限定されたことによると考えられる。

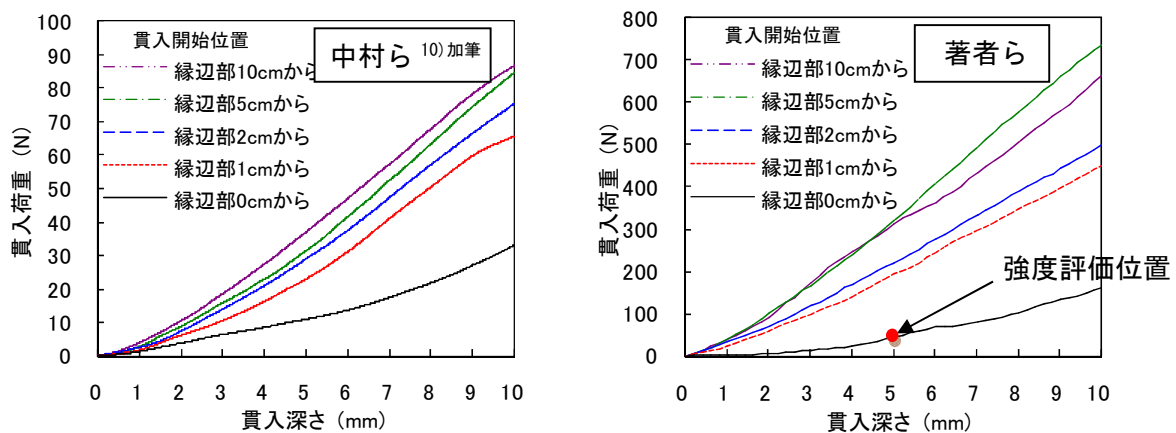


図 2-25 改良体の各貫入位置からの貫入深さと貫入荷重の関係

2. 2. 4 改良体周辺地盤の pH 分布

図 2-26 に P-1 と O-2 改良体ならびに改良体周辺の素地盤の pH を示す．改良体の pH 試験は改良体周面（素地盤側）から 13, 27, 41, 55, 69, 83, 97cm の位置で採取した試料で実施し，P-1, O-2 とともに pH=11.5 前後であった．一方，改良体周辺における素地盤の pH は，P-1 と P-2 改良体間の素地盤では pH=8.5，P-1 から素地盤側の近傍は pH=8 と，改良体に近いほど pH が高い傾向にあった．ただし，素地盤の pH は改良体から離れるに従って pH=6～8 程度と中性域にあった．

大森ら¹²⁾，野田ら¹³⁾は改良体と改良体周辺の素地盤の pH について，材齢 10 年および材齢 22 年の経時変化を言及している．改良体の pH は当初，pH=11.5 程度であったが，材齢 10 年では 10.5 程度，材齢 22 年では 10.7 程度と時間の経過とともに若干低下し，特に改良体周辺から 2cm 程度の領域で pH が低下したと報告している．一方，改良体周辺の素地盤（改良体から 5～15cm 離れた位置）の pH は，材齢 10 年まで pH=8 前後で改良体施工直後と変わらないと報告されている．

本現場における過去の調査において改良体および改良体周辺地盤の pH 試験は実施していないが，改良体中心部と周辺部では pH=11.5 程度と差がないこと，周辺地盤も改良体直近以外は pH=8 程度であることを踏まえると，大森ら¹²⁾の調査結果と同様，長期的にも改良体周辺へのカルシウム分の溶出は限定的であったと推測される．

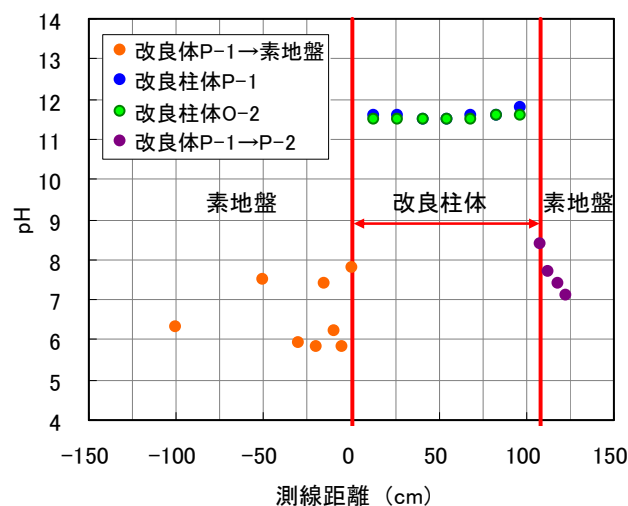


図 2-26 改良体および改良体周辺地盤の pH 分布

2. 3 結論

本調査は、改良体の長期強度特性および改良体表面部の劣化状況を把握するために、DJM 工法で施工され 30 年経過した改良体を対象に強度試験、針貫入試験などを実施した。本調査によって得られた知見を以下に示す。

- (1) 改良体の物理特性は、長期的にも経時的な変化はほとんど見られなかった。
- (2) 改良体中心部の強度は施工後 30 年経過しても増加傾向にあった。
- (3) 針貫入試験の結果、改良体中心部より周辺の強度が大きい。改良体表面部の強度低減比は時間が経過するに従って低下する傾向にあるが、得られた強度は設計基準強度を大きく超過した。
- (4) 改良体周辺から 5mm 貫入した位置の推定強度は、設計基準強度を上回った。
- (5) 改良体および改良体周辺地盤の pH はそれぞれ pH=11.5, 8 程度であり、改良体周辺へのカルシウム分の溶出は限定的であると推察される。

DJM 改良体は 30 年経過しても、改良体の中心部を含む大部分が強度増加傾向にある一方で、未改良地盤に接している改良体表面部の強度差が顕著であった。しかしながら、強度低下は改良体周面の「薄皮」に相当する部分であることや、強度差があっても設計基準強度を大きく超過していることを考慮すると、改良体の構造上および機能上、特に問題が生じるとは考えにくいと思われる。今後、強度試験箇所と同じ位置でカルシウム分析や細孔径分布試験などを行い、改良体の劣化要因をより詳細に特定したいと考えている。

第2章 参考文献

- 1) 林宏親, 西本聡, 大石幹太, 寺師昌明: セメント安定処理土の長期強度特性その1－DJM改良柱体の現場調査, 北海道開発土木研究所月報 No.611 号 pp.11-19, 2004.
- 2) 吉田信夫, 久野悟郎, 片岡宏治: 浅層改良地盤の15年後の追跡調査, 第27回土質工学研究発表会講演集 pp.2323-2324, 1992.
- 3) Ikegami, M., Ichiba, T., Ohishi, K. and Terashi, M. : Long-term strength change of cement treated soil at Daikoku Pier, Proc. of Soft Ground Engineering in Coastal Areas pp.241-246, 2002.
- 4) 斉藤聡: 深層混合処理工法によるセメント改良地盤の工学的性質に関する実験的検討, 日本大学学位論文, 1988.
- 5) 稲垣太浩, 福島勇治, 野津光夫, 柳川陽平, 笠原洋二: 供用後10年以上経過した高速道路盛土直下における深層混合改良体の品質, 第37回地盤工学研究発表会講演集 pp.1117-1118, 2002.
- 6) 林宏親, 西本聡, 大石幹太, 寺師昌明: セメント安定処理土の長期強度特性その2－室内実験による検討－, 北海道開発土木研究所月報 No.612 号 pp.28-36, 2004.
- 7) 原弘行, 末次大輔, 林重徳, 松田博: 海水暴露したセメント処理土の劣化機構に関する基礎的研究, 土木学会論文集 C (地圏工学) Vol.69 No.4 pp.469-479, 2013.
- 8) (公財)地盤工学会: 地盤調査の方法と解説 一二分冊の1－ pp.426-432, 2013.
- 9) Kitazume, M., Nakamura, T., Terashi, M. and Ohishi, K. : Laboratory tests on long-term strength of cement treated soil, Proc. of Grounding and Ground Treatment, Vol.1, pp.586-597, 2003.

- 10) 中村弘典，近藤秀貴，清田正人，重田輝年：材齢 22 年経過したセメント系固化材による改良体の長期安定性（その 1 物理的性状），第 68 回セメント技術大会講演要旨 pp.236-237，2014.
- 11) 中村健，北詰昌樹：セメント安定処理土の耐久性に関する室内試験，港湾空港技術研究所 No.1128，2006.
- 12) 大森啓二，石崎仁，堤哲朗，鈴木章市，小林幸一：セメント系固化材を用いた改良体の長期安定性，第 37 回地盤工学研究発表会 pp.851-851，2002.
- 13) 野田潤一，松山祐介，荒木一司，泉尾英文：材齢 22 年経過したセメント系固化材による改良体の長期安定性（その 2 化学的性状），第 68 回セメント技術大会講演要旨 pp.238-239，2014.

第3章 グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良の改良効果に関する検討

北海道には約 2,000km² に及ぶ泥炭地が分布しているといわれている¹⁾。これは、東京都とほぼ同じ面積であり北海道総面積の約 2.4%、平野部面積の約 6%に相当する。泥炭層の厚さは 3～5m であるが、この層の下には地域によって異なるが軟弱な粘性土層で構成されるケースが多く、その厚さは 20m 以上に達することがある。泥炭は含水比、強熱減量、間隙比、圧縮指数などが粘土と比較して極めて大きく、せん断強さは著しく小さいため、このような地盤上に短期間で道路盛土を構築する際には、セメント等による固結工法が採用されてきた経緯がある。

セメント等による固結工法は非常に短期間で改良効果を得られることが知られているが、有機物を多く含有している泥炭に対しては、一般的に用いられている高炉セメントや普通ポルトランドセメントでは固化しにくい場合があり²⁾、高有機質土専用のセメント系固化材が使用されるケースも少なくない。しかしながら、これらは一般的なセメントの価格と比較して高価であるため、高規格道路などの大規模な地盤改良を実施する際には、他工法と比較して建設費用が割高となることが避けられない。軟弱地盤対策における「工事期間」と「建設費用」の関係はトレードオフにあるが、泥炭地盤で固結工法を採用する際に如何に建設費用を抑制するかが課題である。

そこで本章では、盛土の安定性、側方流動抑制および不同沈下の低減が期待できる『グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良』の試験施工による改良効果を述べる。

次に、試験施工に関する地盤や施工条件を二次元弾塑性 FEM 解析で同定し、このモデルをベースとして、改良率、盛土高、ジオテキスタイル引張剛性をパラメータとしたパラメトリックスタディを実施した。これらの解析結果を踏まえ、設計時に許容不同沈下量に応じたジオテキスタイル引張剛性の選定図を整理するとともに、本工法の設計法を提案した。

3. 1 試験施工の概要

3. 1. 1 グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良とは

筆者らは先述のような課題を克服するため、図 3-1 に示す『グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良』を提案し、試験施工直後の改良効果を報告¹⁴⁾している。

『グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良』とは、泥炭地盤を柱状に固化処理する際に用いられる改良率 ($\alpha_p=50\%$) より低い改良率 ($\alpha_p=10\%$) の改良体を盛土直

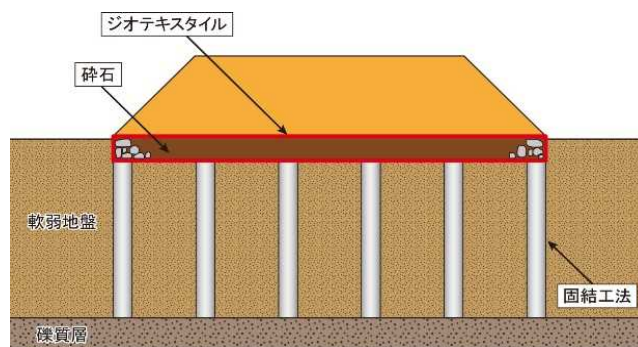


図 3-1 グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良

下全面に配置し、その上に砕石層（層厚 $t=0.5\text{m}$ ）をジオテキスタイルで覆い囲んだ「グラベル基礎補強」を併用した軟弱地盤対策工法である（図 3-1）。ALiCC も浅層改良との併用が可能であるがセメント改良であり、浅層改良体とグラベル基礎補強では要求性能が異なるため、本工法は ALiCC と異なる改良形式と捉えている。

以下、本工法の特長について述べる。

- [1] 一般的な設計と比較して改良体の本数を大幅に低減できるため、施工性の向上および建設コストの縮減に大きく寄与する。
- [2] 「グラベル基礎補強」は一定の剛性が期待できる構造体として機能するため、改良体間の不同沈下量の低減を図ることが期待できる。
- [3] 「グラベル基礎補強」には盛土の安定性に寄与するせん断抵抗が期待できるため、未改良地盤の側方流動を抑制できる。

3. 1. 2 施工箇所と地盤特性

図 3-2 は試験施工箇所を示している。試験施工は、北海道開発局が北海道稚内市郊外で建設を進めている一般国道 40 号で実施した。現場は北海道でも広範囲に泥炭が分布するサロベツ泥炭地の北部に位置する。図 3-3 は試験施工箇所における地盤の深度方向の力学、物理特性である。地層は地表面近くに泥炭（Ap）、下位に粘性土（Ac1）、粘性土（Ac2）が堆積しその下に砂質土層（As）と砂礫層（Ag）を挟んで基盤とする砂岩（Yt）が続く構成である。ボーリング調査から得られた地下水位は GL-0.6m であり、自然含水比 w_n は泥炭（Ap）では $w_n=300\%$ 、粘性土（Ac1, Ac2）はそれぞれ $w_n=140\sim380\%$ 、 $w_n=225\sim280\%$ であった。原位置試験の結果、地表面から GL-13.5m まで $N=0$ 、同じく、泥炭（Ap）と粘性土（Ac1, Ac2）の非排水せん断強度 S_u をオランダ式コーン貫入試験の貫入抵抗 q_c から泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル¹⁾（以下、泥炭マニュアル）に記載している下記の式 3-1 で算出し

たところ、 $S_u=7\sim 11\text{kN/m}^2$ と非常に低い値であった。

$$S_u = 1/20 q_c \quad \text{式 3-1}$$

ここに、 q_c ：オランダ式コーン貫入試験の貫入抵抗（ kN/m^2 ）である。



図 3-2 試験施工箇所

地下水位 GL-(m)	土層名	土層記号	深度 z (m)	層厚 (m)	N値 N (回)	コーン貫入抵抗値 q_c (kN/m^2)	含水比 W_n (%)	単位体積重量 γ_t (kN/m^3)	粘着力 c (kN/m^2)
▽ -0.60m	泥炭	Ap	1.0	1.0	0	180	300	11.0	9.0
	粘性土 (腐植土質)	Ac1	4.1	3.1	0	-	140 ~ 380	12.0 ~ 13.0	10.0
	粘性土 (腐植土質)	Ac2	13.5	9.4	0	-	225 ~ 280	11.5 ~ 13.0	7.0 ~ 11.0
	砂質土	As	14.6	1.1	4	-	-	-	-
	砂礫	Ag	15.8	1.2	25	-	-	-	-
	砂岩	Yt	-	-	50>	-	-	-	-

図 3-3 試験施工の土層構成

3. 1. 3 設計条件

設計は、i)改良体の設計基準強度、ii)すべり破壊に対する盛土の安全性の検討を行った。改良体は既設盛土に新規に腹付けする盛土（以下、拡幅盛土とする）の直下全面に改良体の中心間隔が 2.8m（改良率 $\alpha_p=10\%$ ）の杭式改良（改良径 $\phi=1\text{m}$ ）とした。改良体上に厚さ $t=0.5\text{m}$ の碎石層をジオテキスタイルで覆い囲んでグラベル基礎補強を構築した。改良体の設計基準強度（ q_{uck} ）は設計盛土高（ $H_p=3.2\text{m}$ ）の全盛土荷重が改良体直上に集中すると仮定⁴⁾して式 3-2 によって $q_{\text{uck}}=560\text{kN/m}^2$ とした。

$$F_s = \frac{q_{\text{uck}}}{(W/\alpha_p)} \quad \text{式 3-2}$$

ここに、 F_s ：設計安全率（ ≥ 1.2 ）， q_{uck} ：改良体の設計基準強度（ kN/m^2 ）， W ：全盛土荷重（ kN/m^2 ）※グラベル基礎も含む， α_p ：改良率（%）である。

盛土のすべり破壊に対する検討は泥炭マニュアルに準拠して、盛土立ち上がり時のすべり安全率 $F_s > 1.2$ を満足するものとした。グラベル基礎補強は円弧すべりに対して十分に抵抗できると考えられたが、ジオテキスタイルのせん断抵抗力を定量的に評価していないため、本設計ではグラベル基礎補強のせん断抵抗を考慮していない。

3. 1. 4 施工条件および計測機器配置

図 3-4 は試験施工箇所の断面図、平面図を示している。施工順序は、i)固結工法、ii)グラベル基礎補強、iii)盛土の順に実施した。固結工法は中層混合処理工法の一つである MITS（Middle Pressure Injection Total System）工法¹⁵⁾にて、軟弱層厚に応じて必要な改良長 $z=5.0, 11.5, 12.3\text{m}$ の改良体を構築した。砂質土層（As）と砂礫層（Ag）は被圧層のために改良体の構築は困難と判断し、改良体を支持地盤まで構築しない「浮き型式地盤改良」とした。なお、28 日材齢の現場強度はトリプルチューブサンプラーで採取した 34 本の供試体に対して土の一軸圧縮試験を実施した結果、すべて設計基準強度 $q_{\text{uck}}=560\text{kN/m}^2$ 以上が確保されていた。

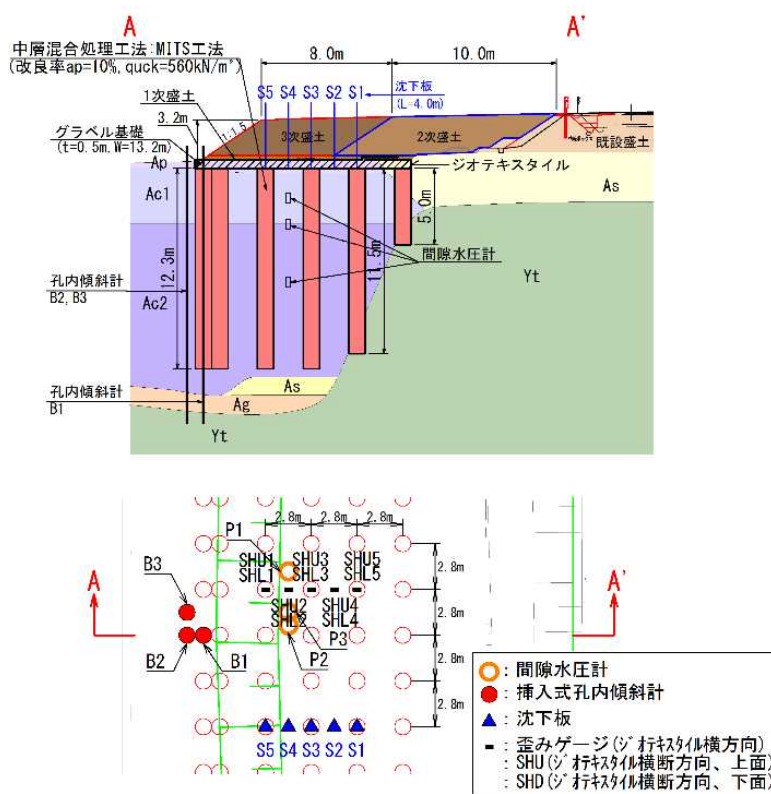


図 3-4 試験施工箇所の断面図および平面図

写真 3-1 は地盤改良およびグラベル基礎補強の施工状況を示す。改良体を構築後、改良体上の泥炭を 0.5m 掘削してジオテキスタイルを敷設した。敷設したジオテキスタイル上に切込み砕石（0～80mm 級）を仕上り厚 $t=0.5\text{m}$ となるよう $D_c=90\%$ で転圧し、ジオテキスタイルで切込み砕石を覆い囲んで矩形構造体にした。本現場ではグラベル基礎補強の幅は 13m であったが、今回使用した製品であればロール長が 250m であるため幅 $B=100\text{m}$ 程度まで使用することが可能であると考えられる。なお、盛土は礫混り細粒分質砂（SF-G）を用いた。

写真 3-2 は地盤改良およびグラベル基礎補強の施工状況を示す。施工は 1 次盛土として、拡幅盛土全幅（ $B=18\text{m}$ ）を 2 層（ $t=0.8\text{m}$ ）施工した（詳細は後述する）。その後、2 次盛土は盛土幅 $B=10\text{m}$ を施工速度 $v=30\sim60\text{cm/day}$ 、3 次盛土は盛土幅 $B=8\text{m}$ を同じく $v=15\sim20\text{cm/day}$ と分割して計画盛土高（ $H_p=3.3\text{m}$ ）まで構築した。表 3-1 に計測した 4 つの項目および目的を示す。孔内傾斜計は改良体 1 箇所（図 3-4 の B1）と改良体の外側の未改良地盤（図 3-4 の B2）、改良体間の未改良地盤（図 3-4 の B3）の計 3 箇所で実施した。



写真 3-1 地盤改良(MITS 工法)およびグラベル基礎補強の施工



写真 3-2 拡幅 2 次盛土および 3 次盛土施工状況

表 3-1 計測項目と目的

計測項目	目 的
孔内傾斜計	改良体や未改良地盤の地盤内変形量を把握する
沈下板	改良体や未改良地盤に生じる沈下量を把握する
間隙水圧計	過剰間隙水圧の消散過程を把握する
ひずみゲージ	ジオテキスタイルの応力状態を把握する

3. 2 試験結果および考察

3. 2. 1 沈下量および間隙水圧の経時変化

図3-5は盛土開始からの沈下量および間隙水圧の経時変化を示す。1次盛土で拡幅盛土全幅 $B=18\text{m}$ を2層 ($t=0.8\text{m}$) 施工したところ、改良体直上 (S1, S3, S5) の沈下量 S_p は5~7cm, 未改良地盤上 (S2, S4) の沈下量 S_c は10~12cmであった。後述するが、盛土厚 $t=0.8\text{m}$ にも拘わらず、各測定箇所では急激な沈下が確認されたため一時的に盛土を中止した。厚さ $t=0.8\text{m}$ の盛土にも拘わらず沈下が急速に進んだ理由として、i)盛土荷重が改良体を介して改良体下に存在する非常に軟弱な粘性土 (Ac2) に伝達した。

これは、改良体直上の S1, S3, S5 で沈下が確認されたためである。改良体底部が Yt 層 (砂岩) に到達している S1 より改良体底部が粘性土である S3, S5 で沈下が大きくなった状況から支持の有無によると思われる。ii)多少のたるみがあるジオテキスタイルに引張力が作用する必要があるが、急激な荷重増加にグラベル基礎補強が構造体としての剛性が機能せず、応力が未改良地盤に作用したのが要因と推測された。

そこで、2次盛土は写真3-3に示すジオテキスタイルを重ね合わせた箇所を先行し、3次盛土で残りの断面を施工する計画とした。その結果、2次盛土は施工速度 $v=30\sim60\text{cm/day}$ で施工したが沈下量は計測されなかった。

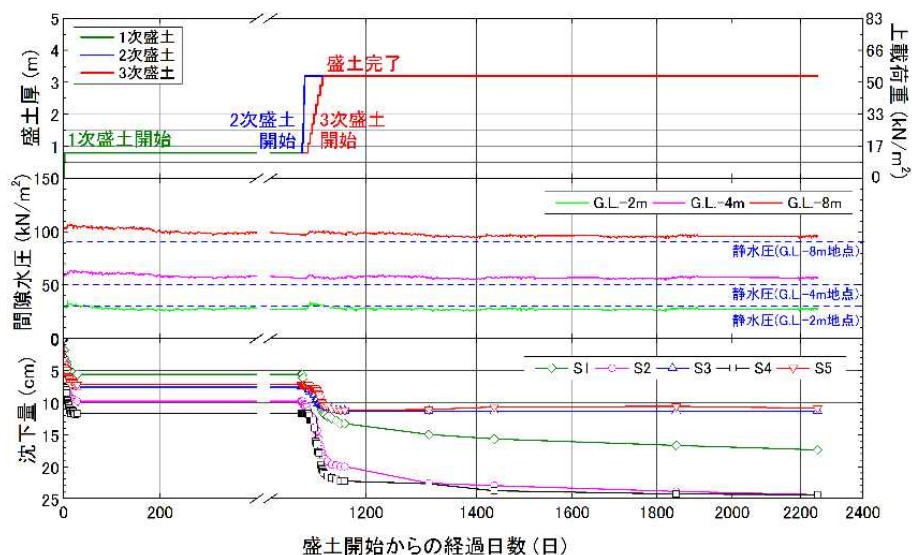


図3-5 沈下板および間隙水圧計の経時変化



写真 3-3 ジオテキスタイルの重ね合わせ部

3 次盛土(盛土開始からの経過日数 1,100 日後)では, 盛土高が高くなるに従って S1 ~S5 のいずれも沈下量が増加し, 3 次盛土完了時の沈下量は $S_p=12\sim13\text{cm}$, $S_c=20, 22\text{cm}$ であった. その後約 2 ヶ年(盛土開始からの経過日数 1,850 日)に渡って沈下計測を実施したが, S3, S5 の沈下は既に収束状態にあり, S2, S4 の沈下も 3 次盛土構築後から $S_c=2\sim4\text{cm}$ 程度であった. ただし, S1 は残留沈下が進行する傾向が確認された. 1 次盛土を開始してから経過日数 1,850 日における改良体直上の総沈下量は $S_p=11\sim17\text{cm}$, 未改良地盤の総沈下量が $S_c=24\text{cm}$ となった. 事前検討における無対策の総沈下量は 180cm であるから, 沈下の抑制効果が高いといえる.

また, グラベル基礎補強併用の不同沈下量 $S_g'' (=S_c - S_p)$ は 10cm 前後であったが, 盛土天端や法面に不陸やクラックなどは確認されず, 盛土は健全な状態にあった. 間隙水圧 u は二次盛土完了直後では GL-8.0m で $u=18\text{kPa}$ 程度, GL-4.0m で $u=15\text{kPa}$ 程度, GL-8.0m で $u=5\text{kPa}$ 程度静水圧より増加した.

しかしながら, 間隙水圧は経過日数とともに低下する傾向にあり, 概ね静水圧に近い値で一定値を示している. これは, 盛土荷重の大半がある程度の剛性を有するグラベル基礎補強を介して改良体に伝達し, 未改良地盤にはさほど応力が伝達しないことが要因であると考えられる.

3. 2. 2 地中変位量

図 3-6 a)～c)は地盤内水平変位の計測結果である。1次盛土終了時（盛土 $t=0.8\text{m}$ を施工後）の地盤内水平変位をみると、B1～B3 のいずれも深度 5m 付近において最大水平変位量（ $\delta_h=30\text{mm}$ 超）が確認された。3. 2. 1でも述べたとおり、この時点で一時的に盛土を中止した。その後、2次および3次盛土完了時と盛土を構築するに従って、地盤内水平変位量は大きくなる傾向にあった。

3次盛土完了後から 10 ヶ月後、2年後の経時変化をみると、B1（改良体内）および B2（改良体背面部）では最大 $\delta_h=30\text{mm}$ 程度の水平変位の増加が確認され、B3 は B1、B2 とほぼ同程度の変位であった。また、1次盛土、2次盛土を構築する段階で深度 5m 附近をピークとした曲げ変形モードで、3次盛土を構築する際には深度が浅いほど水平変位量が大きくなる挙動も概ね同じであった。

一般的に、泥炭層に応力が作用した場合、盛土の沈下に伴って相対的に水平変位が卓越する。これは、冒頭に述べたとおり、泥炭特有の工学的性質として含水比、強熱減量、間隙比、圧縮指数などが極めて大きくせん断強さが著しく小さいことのほか、せん断強さなどに関する顕著な異方性を有すること¹⁾に起因している。本件では、表層部の非常に軟弱な pt 層の大半をグラベル基礎補強に置換えたために盛土荷重が pt 層に作用するのではなく、グラベル基礎補強を介して改良体に伝達したことで、沈下および周辺地盤への変形が抑制されたと考えられる。

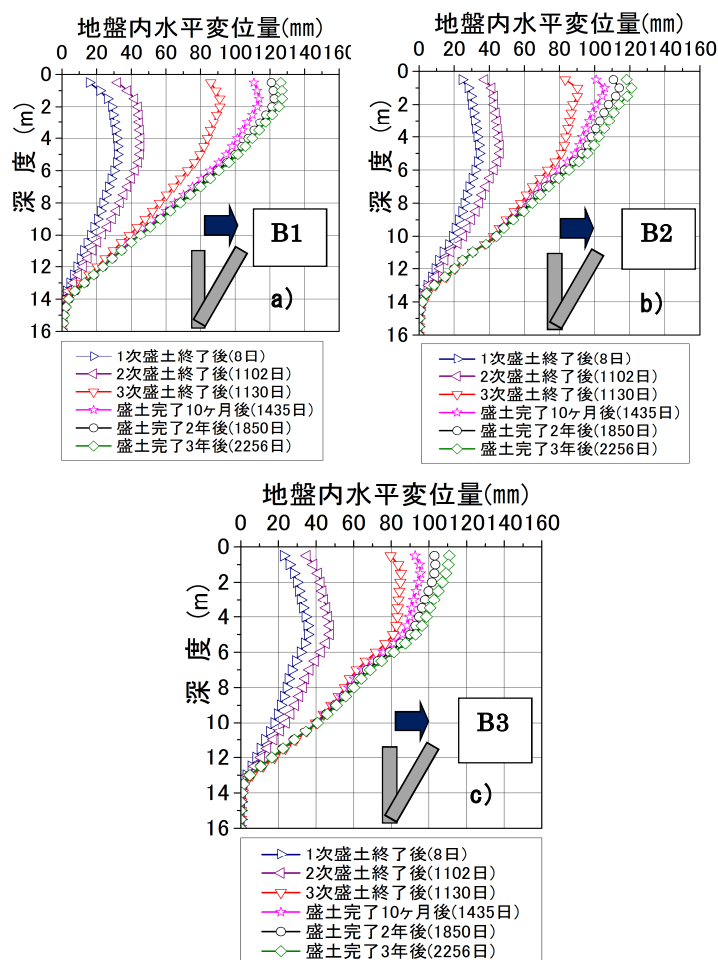


図 3-6 地盤内水平変位の経時変化

3. 2. 3 補強材ひずみ

グラベル基礎補強は一定の剛性が期待できる材料として機能し、改良体間の不同沈下を低減することを期待している。これは、碎石のみではグラベル基礎補強としての役割を果たすことはできないが、ジオテキスタイルを用いて碎石を覆い囲むことによって、盛土荷重載荷時の碎石の側方変位をジオテキスタイルで抑制するような矩形の構造体としての機能を期待するものである。しかしながら、グラベル基礎補強はコンクリート床版に比べると剛性をはるかに小さいために、盛土の荷重によって変形する、すなわち、ジオテキスタイルにひずみが生じるものと思われる。その一方で、グラベル基礎補強内の碎石は引張剛性の高いジオテキスタイルで拘束されているために可撓性を有する矩形構造物として、地盤変形に追従する機能を有していると考えられる。いずれにせよ、荷重によって発生するひずみが設計強度以上のひずみであれば、矩形の構造体としての機能が果たせない可能性があることから、盛土施工時および施工後のジオテキスタイルに生じるひずみの経時変化を把握する必要がある。

図 3-7 a), b) はグラベル基礎のジオテキスタイルに設置したひずみの経時変化である。図 3-7 a) は碎石マットの上側、図 3-7 b) は碎石マット下側のジオテキスタイルのひずみである。ひずみ $\varepsilon(\%)$ は計測値を 10^{-6} で除して算出し+(プラス表示) は引張りを示す。図をみると、1 次盛土では特に数値に変化は無い。この理由として、2 次盛土は図 3-7 に示すとおり、グラベル基礎補強全幅の 1/3 程度にしか荷重が作用しないために、ジオテキスタイルに引張力が作用しなかったと推察される。

一方、3 次盛土では盛土が高くなるに従ってひずみは増加する傾向にあり、特にグラベル基礎上面では SHU1～SHU5 のすべてで増加している。これは、グラベル基礎補強全体に引張力が働いた状態であったことを示している。3 次盛土構築後も碎石マット上部の SHU3、グラベル基礎補強下部の SHL2, SHL4 でひずみが増加した。SHL2, SHL4 でひずみが増加した理由として、上載荷重が軟弱な改良体間の未改良地盤上に作用したことでクリープが生じたと考えられる。

ここで、観測されたひずみは最大で $\varepsilon=1.5\%$ であるため、今回使用したジオテキスタイルの設計引張強さに相当するひずみは $\varepsilon=7.6\%$ であるが、発生したひずみは設計引張強さを発揮するためのひずみに対して十分な余裕を持っている。このことから、今回観測した盛土開始から 2,250 日程度の範囲内において、ひずみの収束傾向を踏まえると長期的な機能維持が期待できる。

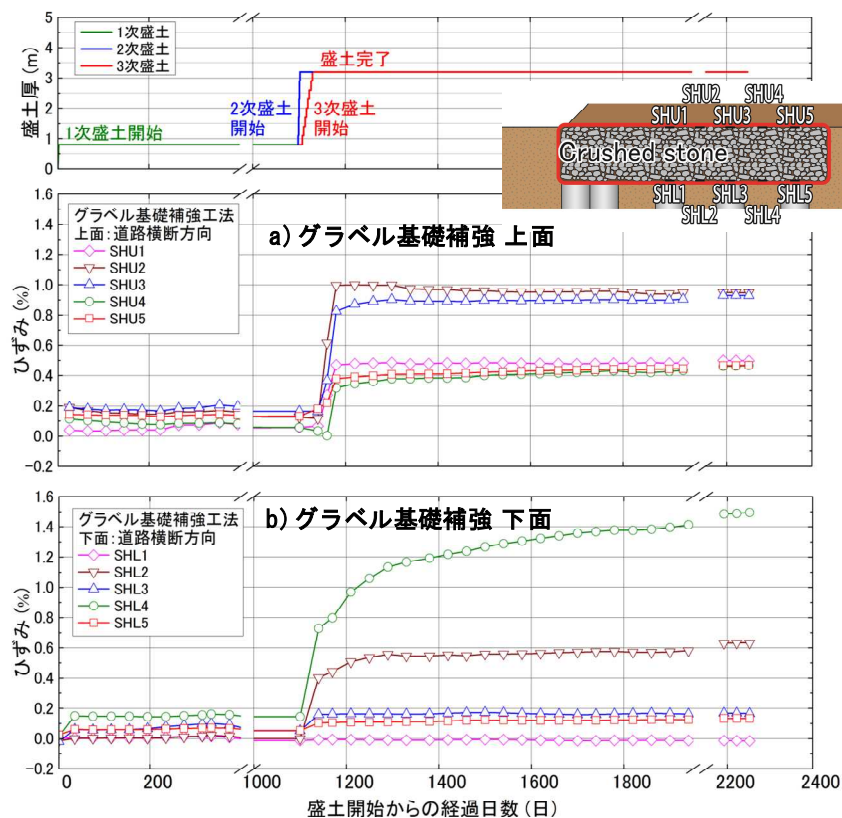


図 3-7 ジオテキスタイルひずみの経時変化

3. 3 弾塑性 FEM 解析による不同沈下抑制効果の検討

3. 3. 1 検討の目的

図 3-8 は固結工法においてジオテキスタイルを併用したことによる不同沈下量の違いを模式化したものである。ジオテキスタイルの敷設効果は、盛土で改良体と未改良地盤の間に生じる相対的な沈下をジオテキスタイルが受け持つことで、不同沈下量を低減させることである。

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¹⁶⁾（以降、ジオテキマニュアル）では、固結工法とジオテキスタイルを併用した場合、設計上許容する不同沈下量 S_G' を満足する比例係数 α は下記の式 3-3 から算定する。この背景として、軟弱地盤上に道路盛土を建設する際に不同沈下の抑制、かつ軟弱地盤の残留沈下を低減する目的でジオテキスタイルを敷設することを想定したものである。

$$S_G' = \frac{S_G}{1 + 2\alpha \left(\frac{S_G}{\Delta p} \right)} \quad \text{式 3-3}$$

ここに、 S_G ：ジオテキスタイルが無い場合での改良体と未改良地盤の不同沈下量 (m)、 S_G' ：ジオテキスタイルがある場合での改良体と未改良地盤の不同沈下量 (m)、 α ：比例係数、 Δp ：全盛土荷重による鉛直土圧 (kN/m^2) である。

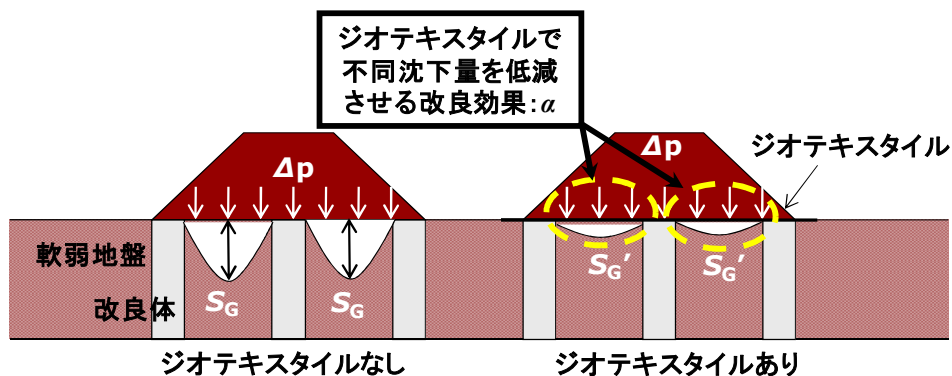


図 3-8 ジオテキスタイルの有無による不同沈下量の違い

α が求まると改良体間の斜距離 l' （図3-9），すなわち改良率に応じて必要となるジオテキスタイル引張剛性 EA が図3-10より決定される．文献¹⁷⁾によると，図3-10は比例係数 α とジオテキスタイルの引張り剛性 EA の関係について，実測データを用いたFEM解析によるシミュレーション結果を改良体の配置ピッチ（改良率 α_p ）をパラメータとして示したもので，図の EA はジオテキスタイルひずみ量 $\varepsilon=1\%$ の引張剛性である．しかしながら，図3-12はジオテキスタイルと柱状タイプの固結工法を併用した図なので，碎石とジオテキスタイルを併用するグラベル基礎補強では碎石の剛性などを考慮する必要があるため，この図を適用して α を決定できない．

そこで本研究では，グラベル基礎補強において上述した α に準ずるパラメータの算出を試みた．具体的には，理想的な条件について盛土高 h や改良率 α_p をパラメトリックに変化させた有限要素解析を行い，さらにグラベル基礎補強の有無による不同沈下量の違いを表現するパラメータ R と EA ，改良率 α_p の関連性を検討した．

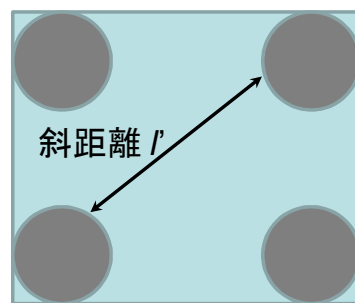
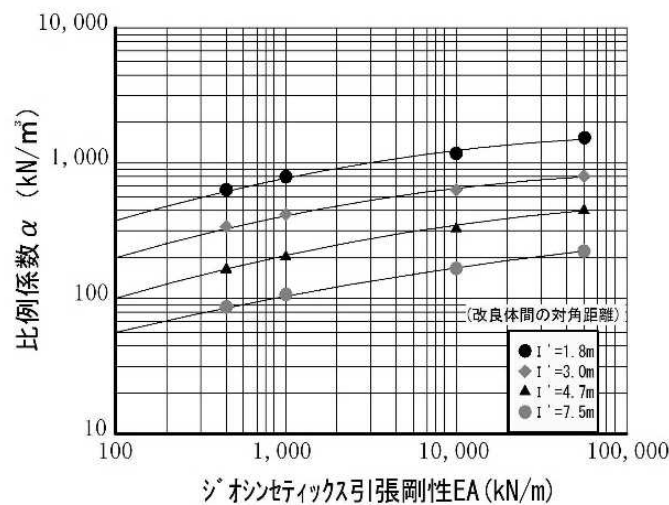


図3-9 改良体間の斜距離


図3-10 ジオテキスタイルの引張剛性と比例係数の関係¹⁶⁾

3. 3. 2 再現解析

パラメトリックスタディによる有限要素解析の前に、試験施工を精度良く再現するモデルを検討した。

a) モデル地盤

図 3-11 は、図 3-4 に示した動態観測地点での有限要素メッシュを示している。現場の地形および軟弱地盤の層構成は当該箇所における地盤調査結果（図 3-3）を元にモデル化した。なお、粘性土層（Ac2）は正確な変形挙動を把握するために 2 分割（Ac2 -1, Ac2-2）した。既設盛土下部に位置する砂質土層（As）、軟岩層（Yt）は非圧密層とした。なお、軟弱層の下方にある礫質土（Ag）以深は、ダッチコーン貫入抵抗値 q_c が 1MN/m^2 以上であることから基盤と判断して解析の対象外とした。改良体は沈下の実測値を考慮して S1 における改良体を非着底とし、その他の改良体は Yt 層に 10cm 根入れをしたモデルとした。盛土法尻から左端までの距離は盛土高の 5 倍以上となる 20m とした。モデルは道路の縦断方向に平面ひずみ条件とし、変位境界は左右端では水平方向のみ固定、下端は完全固定とした。水理境界は下端と左端を排水条件とした。地下水位は試験施工近傍のボーリング結果より、GL-0.6m を一定として設定した。

構成式は泥炭層（Ap1）と Ac1 層、Ac2-1, Ac2-2 層では修正カムクレイモデル、As 層、Yt 層は線形弾性体、盛土と碎石はモール・クーロン、改良体は梁要素、ジオテキスタイルはジオグリッド要素を適用した。なお、本解析では汎用解析プログラムである PLAXIS（2012-AE）を使用した。

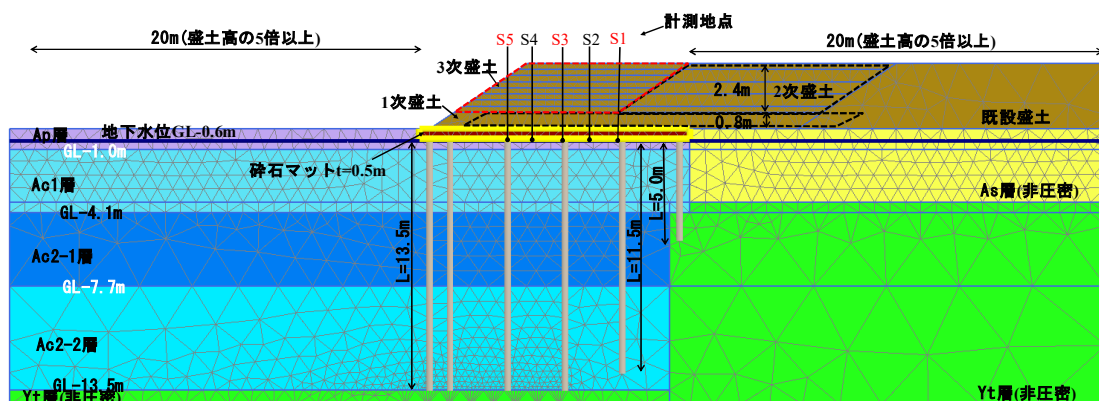


図 3-11 試験施工を再現した有限要素メッシュ

b) パラメータの設定

表 3-2 は再現解析に用いたパラメータの一覧を示す。圧密層 (Ap, Ac1, Ac2-1, Ac2-2) のパラメータのうち、圧密特性は各層の段階载荷圧密試験より圧縮指数 λ 、膨張指数 κ を決定した。現場透水係数 k_f は現場の透水係数 k_i と室内試験の透水係数 k_l の関係が $k_l/k_f=10\sim100$ の知見¹⁸⁾ を踏まえ、その中間付近を取って、段階载荷圧密試験の圧密降伏応力 p_c の透水係数を 50 倍にして設定した。透水係数の鉛直方向と水平方向の方向比は、泥炭マニュアル¹⁾ に示されている 3~7 の間を取って 5 とした。過圧密比 OCR は圧密試験で得られた有効土被り圧と圧密降伏応力 p_c の比から求めた。せん断特性である有効せん断抵抗角 ϕ' 、限界状態応力比 M 、初期間隙比 e_0 、静止土圧係数 K_0 、有効ポアソン比 ν' は、林らの方法¹⁹⁾ を用いて w_n 、 L_i 、土粒子密度 ρ_s から推定した。なお、Ap 層は大部分がグラベル基礎補強に置き換えられているため、未改良地盤の沈下挙動に大きな影響を及ぼさないと判断し Ac1 層と同じ諸元とした。

As 層、Yt 層の k は As 層では Creager の式²⁰⁾ より当該層が中粒砂~微粒砂と仮定して 8.64m/day とし、Yt 層は砂岩に相当し透水性が低いと考えられるため不透水層とした。変形係数 E は As 層では $N=4$ 、Yt 層は $N=50$ と想定して N 値からの経験式 $E=2800N(\text{kN/m}^2)$ ²¹⁾ を用いて推定した。盛土の k は盛土、碎石ともに Creager の式より推定した。これは、盛土材料は礫混じり細粒分質砂 (SF-G) であることを踏まえ、砂 (As 層) と碎石を同等に扱った。 E は盛土では $N=5$ と想定して N 値からの経験式 $E=2800N(\text{kN/m}^2)$ より推定した。なお、モールクーロンモデルで圧縮側に降伏しないよう見かけの粘着力を大きく設定したが、盛土底部に引張り応力が生じて未改良地盤に応力が伝達しないことを防ぐために、盛土の引張側は引張強度に達した時点で引張り応力に伝達しないテンションカットオフとした。

図 3-12 はグラベル基礎補強の破壊メカニズムを示す。図 3-12 に示すように、碎石がジオテキスタイルで拘束されているため、主軸に対して伸張方向に载荷している状態を考慮する必要がある。これは、孔内水平载荷試験においてボーリング孔内で水平方向に圧力を加えたときと同様であり、この場合の変形係数と N 値の関係は $E_p=700N(\text{kN/m}^2)$ との研究結果²²⁾ を踏まえて、粗粒材料の初期平均乾燥密度 ρ_{d0} と有効せん断抵抗角 ϕ' の関係より、三軸圧縮試験結果 ($n=45$) の平均値 $\phi'=40^\circ$ を用いて大崎の式 $\phi=\sqrt{20N+15}$ 、 N 値からの経験式 $E=700N(\text{kN/m}^2)$ により推定した。

表 3-2 再現解析に用いたパラメータ一覧

必要なパラメータ	修正カムクレイモデル			線形弾塑性		モールクーロン		ハリ要素	ジオグリット
	ApとAc1	Ac2-1	Ac2-2	As	Yt	盛土	砕石	改良体	バラリンク
単位体積重量 γ_t kN/m ³	13.12	10.56	11.53	19.00	20.00	16.50	20.00	13.43	---
自然含水比 w_n %	140.8	383.5	276.5	---	---	---	---	---	---
強熱減量 L_i %	14.1	38.4	27.7	---	---	---	---	---	---
見かけの粘着力 c kN/m ²	---	---	---	---	---	1000.0	0.0	---	---
有効せん断抵抗角 ϕ °	34.7	39.3	37.3	---	---	0.0	40.0	---	---
限界状態応力比 M	1.404	1.605	1.517	---	---	---	---	---	---
静止土圧係数 K_0	0.431	0.367	0.395	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	---
過圧密比 OCR	2.30	1.40	1.20	---	---	---	---	---	---
初期間隙比 e_0	3.457	8.161	5.997	---	---	---	---	---	---
有効ポアソン比 ν'	0.301	0.268	0.283	0.330	0.330	0.330	0.330	0.330	---
圧縮指数 λ	0.930	2.585	1.918	---	---	---	---	---	---
膨張指数 κ	0.118	0.339	0.243	---	---	---	---	---	---
鉛直透水係数 k_y m/day	1.21E-02	7.34E-02	2.16E-02	8.64E+00	不透水層	8.64E+00	8.64E+00	---	---
水平透水係数 k_x m/day	6.05E-02	3.67E-01	1.08E-01	8.64E+00		8.64E+00	8.64E+00	---	---
透水係数変化係数 c_k	0.896	2.231	2.438	---	---	---	---	---	---
変形係数 E kN/m ²	---	---	---	11200	140000	1400	21875	141366	---
引張剛性 EA kN/m	---	---	---	---	---	---	---	---	1760
直径 D m	---	---	---	---	---	---	---	1.0	---
改良体間隔 m	---	---	---	---	---	---	---	1.8	---

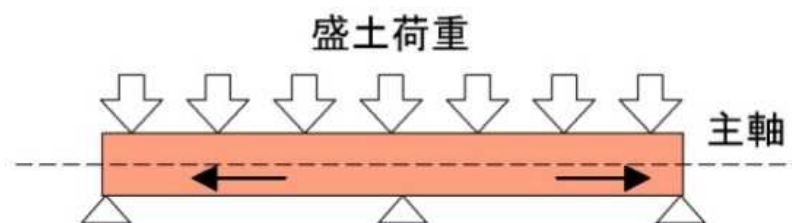


図 3-12 グラベル基礎補強の破壊メカニズム

改良体の γ_t は現場で採取した 34 個の材齢 28 日のサンプルから得た値を正規分布と仮定し、平均値 $\pm 1\sigma$ 内の平均値より $\gamma_t = 13.43 \text{ kN/m}^3$ とした。同じく E は 34 供試体の一軸圧縮試験の平均値 $q_{u_ave28} = 1413 \text{ kN/m}^2$ より変形係数 E_{50} と一軸圧縮強度の関係 $E_{50} = 100q_u (\text{kN/m}^2)$ で得た E_{50} とした。

ジオテキスタイルのモデル化は今回使用した解析ソフト PLAXIS (2012-AE) にあるジオグリッド要素を使用した²³⁾。ジオグリッド要素は式 3-4 に示すとおり、設定された剛性 EA に対して、等方的な挙動でジオテキスタイルと土や各種材料のすべり方向に発生したひずみから軸力 (N) が算出される。ジオテキスタイル引張剛性 EA は使用した材料²⁴⁾の 120 年設計引張強度である $T_{A120} = 133 \text{ kN/m}$ とした。

$$\begin{bmatrix} N \\ H \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} EA_1 & 0 \\ 0 & EA_2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon \\ \varepsilon_H \end{bmatrix} \quad \text{式 3-4}$$

ここに、 N : 軸力(kN), H : フープ (円周) 応力(kN/m²), EA : 引張剛性(kN/m), ε : ひずみ(%)とする。

本論文ではジオテキスタイルをジオグリッド要素でモデル化できる実績²⁵⁾を踏まえて採用した。なお、盛土は平面ひずみで扱われるため $H=0$ である。ジオテキスタイルの周辺地盤は碎石を含めすべて共有接点とした。

盛土の解析ステップは 3 次盛土の施工 8 ステップ (1 ステップ 30cm) とし、実際の施工速度に即して $v=10 \text{ cm/day}$ とした。3 次盛土に着目した解析の理由として、**3. 2. 1** で示したとおり、3 次盛土では 1 次盛土および 2 次盛土と比較して、沈下量とジオテキスタイルのひずみ量が増加し、グラベル基礎補強の機能が確実に発揮されたと考えられ、設計の際に必要な力学挙動を呈していると判断したためである。

本解析では盛土構築に伴う不同沈下量とジオテキスタイルに生じるひずみに着目し、グラベル基礎補強に必要なジオテキスタイル引張剛性を把握することを主眼としている。従って、改良体は軟弱地盤の沈下の再現性を考慮し、線形弾性体ではなく梁要素とした。これは、改良体を梁要素にすることで、泥炭や粘性土の地盤変形を適切に表現することが可能となったためである。

c) 解析結果および考察

図3-13は解析モデルにおけるグラベル基礎補強の評価対象位置, 図3-14, 図3-15は3次盛土施工時および施工後の実測沈下量(5ヶ所_S1~S5), 同じくジオテキスタイルのひずみ履歴(3ヶ所_S2~S4の上面, 下面のジオテキスタイル)における実測値(シンボル)と解析値(実線)を示す。

改良体の沈下量(S1, S3, S5)に着目すると, 3次盛土施工時における急激な沈下傾向ならびに施工後の収束状況に関して, S1とS5で3次盛土施工後における沈下収束のタイミングに若干の誤差はみられるが, 解析結果は実測値を良好に再現している。未改良地盤のS2, S4をみると, 解析値は3次盛土施工後に収束する傾向にあるが, 実測値はいずれも二次圧密的な沈下挙動を示しており, 解析値と実測値には5cm程度の違いが生じたものの, 盛土施工時の沈下傾向を解析によって良く表現できている。未改良地盤における沈下量の検討に関しては改善の余地があるが, 泥炭のようなばらつきが大きい地盤条件であることを考えると, 概ね沈下傾向は本解析モデルで再現できたと判断できる。

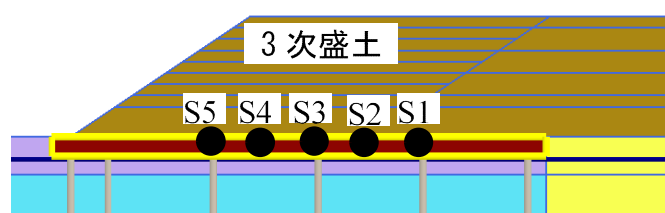


図3-13 評価対象箇所

次に, ジオテキスタイルに生じたひずみをみると, 改良体上(S3)の解析値は上面, 下面ひずみとも実測値は解析値を1%程度上回った。この要因として, 改良体を梁要素(幅が無い線要素)にしているため, 改良体頭部のジオテキスタイルのひずみは梁要素(点)の直近部のひずみ, すなわち改良体と未改良地盤間の変位量となることから, 実際の改良体上のひずみ(観測値)よりも大きくなったと考えられる。

未改良地盤(S2, S4)の解析値は, いずれも上面ひずみ $\varepsilon=0.2\%$, 下面ひずみ $\varepsilon=0.8\%$ 程度であり, S2上面ひずみとS4下面ひずみは概ね実測値を再現できたが, S2下面ひずみでは盛土施工後のクリープ挙動を再現できず, S4ひずみでは実測値を上回る傾向にあった。しかしながら, 図3-7よりS4の下面ひずみは収束傾向にあること, 全体的に生じているひずみが設計強度に相当するひずみより非常に小さいことを踏まえて, 解析値は実測値を概ね再現していると判断した。

以上の結果から、グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良の構成式を砕石はモール・クーロン、改良体は梁要素、ジオテキスタイルはジオグリッド要素を適用することで、動態観測で得られた沈下やジオテキスタイルひずみを有限要素解析で再現できることがわかった。以下では、このモデルをベースとして盛土高、ジオテキスタイル引張剛性、改良率、不同沈下低減係数によるパラメトリックスタディを実施する。

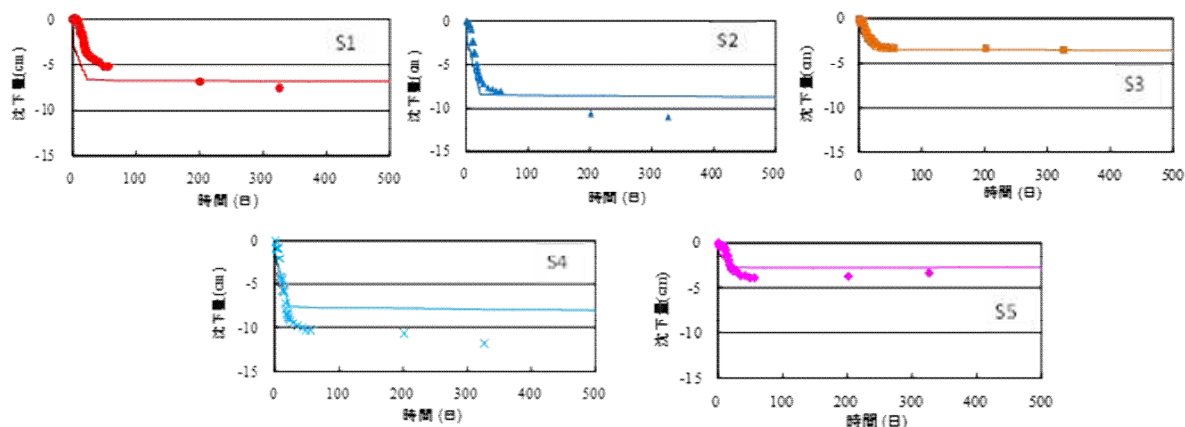


図 3-14 3 次盛土施工時および施工後の沈下量

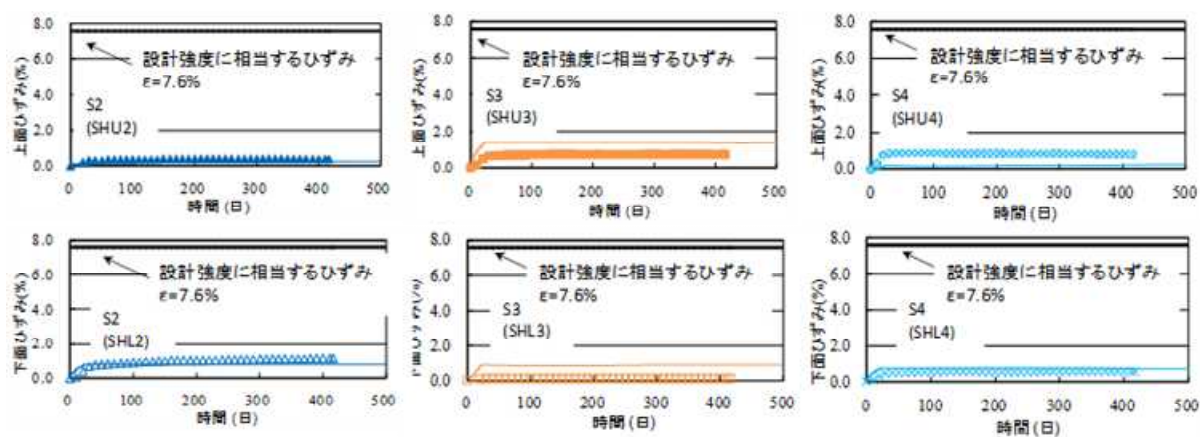


図 3-15 3 次盛土施工時および施工後のジオテキスタイルひずみ

3. 3. 3 パラメトリックスタディ

a) 解析条件

グラベル基礎補強を使用した場合のジオテキスタイル引張剛性 EA と式 3-3 中の α に相当するパラメータの不同沈下低減係数 R の関係を整理するために、パラメトリックスタディを実施した。不同沈下低減係数 R の定義は後述する。解析ケースを表 3-3、代表的な解析モデルを図 3-16 に示す。解析ケースは改良率 $\alpha_p=10, 20, 30\%$ の 3 ケース、盛土高 $h=3, 6\text{m}$ の 2 ケース、ジオテキスタイル引張剛性はジオテキマニュアルに準拠して、 $EA=400, 1000, 10000, 40000\text{kN/m}$ の 4 ケースとした。 EA を 4 ケースとした理由は文献¹⁶⁾に記載されている図 3-10 に準拠したものである。軟弱地盤は泥炭層 (Ap) 3m、粘性土層 (Ac) 12m の 2 層構成とし、改良体は基盤に 0.5m 着底させた。なお、水理境界は地下水位を GL-1.0m に設定し、下端と左端を排水条件とした。盛土法尻から両端面までの距離は盛土高の 5 倍以上に相当する 50m とした。盛土の諸元は天端幅 2 l' (改良体間の斜距離 l' の 2 倍)、法勾配 1:1.5、施工速度 $v=10\text{cm/day}$ とし、盛土構築後から約 5,000 日を放置期間とした。その他の諸条件はすべて 3. 3. 2 b) (再現解析) と同様である。

表 3-3 解析ケース

盛土高 h (m)	改良率 α_p (%)		
	10 ($l'=3.96\text{m}$)	20 ($l'=2.83\text{m}$)	30 ($l'=2.29\text{m}$)
3	○	○	○
5	○	○	○
8	○	○	○

○: ジオテキスタイルの引張剛性 $EA=400, 1000, 10000, 40000(\text{kN/m})$

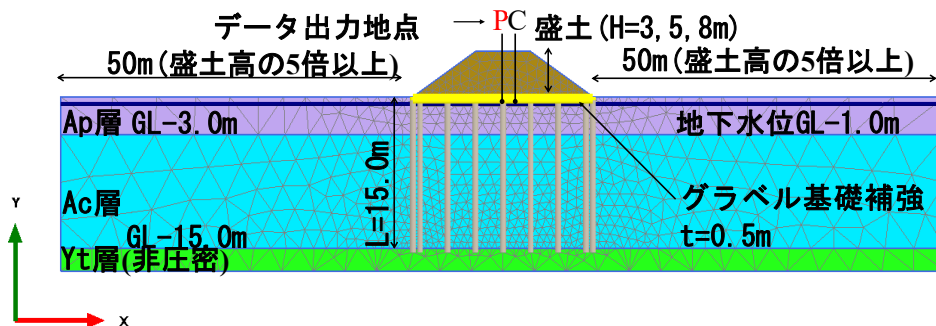


図 3-16 盛土高 3, 5, 8m, 改良率 10%の解析モデル

表 3-4 はパラメトリックスタディに用いたパラメータ一覧を示す。泥炭および粘性土以外のパラメータの詳細な設定方法は 3. 3. 2 b) と同様である。粘性土のパラメータは文献²⁴⁾に記載されている当別バイパスの沖積粘土の値を用いた。泥炭のパラメータは林らの研究成果¹⁹⁾より、北海道泥炭の含水比 w_n と強熱減量 L_i の関係が $L_i \div 0.2w_n$ であり、かつ有効せん断抵抗角 ϕ' と強熱減量 L_i の関係が $\phi' = 0.19L_i(\%) + 32$ であることを踏まえ、泥炭の自然含水比を $w_n = 500\%$ と仮定して $\phi' = 51^\circ$ とした。なお、泥炭の過圧密比 OCR は同じく林らの文献¹⁹⁾に記載されている実際の現場で測定された数値($OCR = 4.2$)とし、鉛直および水平透水係数は表 3-2 の Ac1 層に準拠して設定した。

表 3-4 パラメトリックスタディに使用した地盤定数

必要なパラメータ	修正カムクレイモデル		線形弾性	モールクーロン		ハリ要素	ジオグリット
	Ap	Ac	Yt	盛土	砕石	改良体	ジオテキスタイル
単位体積重量 γ_t kN/m ³	10.31	16.70	20.00	20.00	20.00	13.43	---
見かけの粘着力 c kN/m ²	---	---	---	1000.0	0.0	---	---
有効せん断抵抗角 ϕ°	51.0	29.1	---	0.0	40.0	---	---
限界状態応力比 M	2.098	1.160	---	---	---	---	---
静止土圧係数 K_0	0.223	0.570	0.500	0.500	0.500	0.500	---
過圧密比 OCR	1.00	1.20	---	---	---	---	---
初期間隙比 e_0	15.830	1.440	---	---	---	---	---
有効ポアソン比 ν'	0.182	0.300	0.330	0.330	0.330	0.330	---
圧縮指数 λ	4.340	0.200	---	---	---	---	---
膨張指数 κ	0.434	0.070	---	---	---	---	---
鉛直透水係数 k_y m/day	1.21E-02	9.90E-05	不透水層	8.64E+00	8.64E+00	---	---
水平透水係数 k_x m/day	6.05E-02	9.90E-05		8.64E+00	8.64E+00	---	---
変形係数 E kN/m ²	---	---	140000	14000	21875	141366	---
引張剛性 EA kN/m	---	---	---	---	---	---	*1
直径 D m	---	---	---	---	---	1.0	---
改良体間隔 m	---	---	---	---	---	*2	---

*1 ジオグリットの引張剛性は400, 1000, 10000, 40000計4ケースとした。

*2 改良率10%・20%・30%の改良体間の斜距離 l' は、それぞれ3.96m・2.83m・2.29mとした。

b) 解析結果

図3-17は上記の解析条件によるパラメトリックスタディで得られた EA と不同沈下低減係数 R の関係である。ここで、不同沈下低減係数 R とは、図3-18に示すグラベル基礎補強が無い場合の不同沈下量 S_G とグラベル基礎補強が存在する場合の不同沈下量 S_G^* （許容する不同沈下量と同意）の比（ $=S_G^*/S_G$ ）として、新たに定義したパラメータである。なお、泥炭の含水比 w の違い（ $w=200, 500, 1000\%$ ）による感度分析を実施しているが、 R と EA の関係に大差がないため、本解析では $w=500\%$ で実施している。

図3-7をみると、盛土高および改良率の大小に拘わらず、 EA の増加に伴い R は低下する傾向にある。これは、設計時に決定した盛土高、改良率に対して、要求する許容不同沈下量の大小によって R が変わる、つまり、 S_G^* を小さい値に設定した場合には、 EA の大きいジオテキスタイルが必要になることを示している。なお、図中の赤星印は試験施工で得られた不同沈下量を S_G^* とみなした値と、後述の式3-8により当該箇所が無対策の場合の不同沈下量 S_G より算出した R を示した。

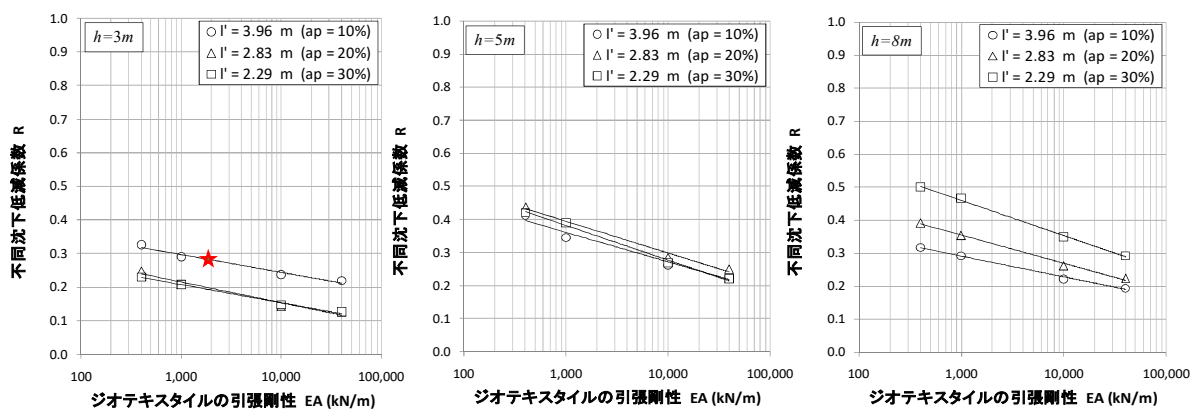


図3-17 ジオテキスタイル EA と不同沈下低減係数 R の関係

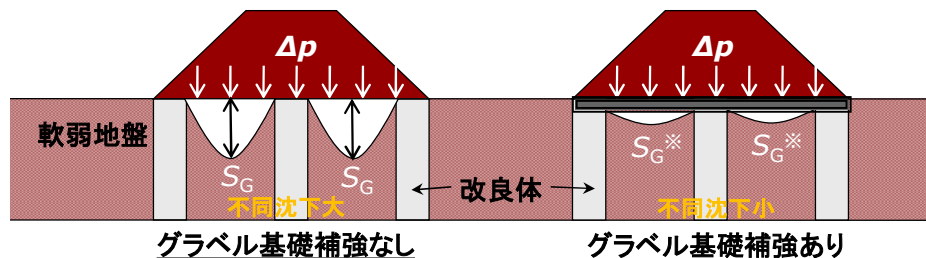


図3-18 グラベル基礎補強の有無による不同沈下量の違い

3. 4 設計法の提案

以上の検討結果を踏まえて、本工法の設計法について検討する．文献¹⁶⁾に記載されているジオテキスタイルと固結工法を併用した場合の設計法では，i)盛土の安定検討（円弧すべり計算），ii)改良体強度の検討，iii)許容不同沈下量に応じたジオテキスタイル引張剛性 EA の算出である．本工法に関しても，試験施工や解析結果を踏まえて，従来の設計法¹⁶⁾に準拠してこれらの項目について検討するが，iii)の算出方法において本工法の内容を新たに追加する（図3-19）．なお，本工法は試験では非着底で実施したが，これはAc2層下のAs層が被圧しているために，改良体を支持層まで施工することができなかった．しかしながら，圧縮性が高く非排水せん断強さが極めて小さい泥炭上の盛土を安定的に構築することを鑑みて，本設計は着底式の検討法とする．

図3-19は，本研究で提案するグラベル基礎補強を併用した地盤改良に対する設計フローを示している．設計の順序としては，地盤モデルを設定した後にグラベル基礎補強単独で盛土の安定検討を実施し，すべり安全率や想定した許容残留沈下量について設計者が定めた数値を満足しなければ，図3-19の破線枠内の検討を実施する．以下に破線枠内の詳細を示す．

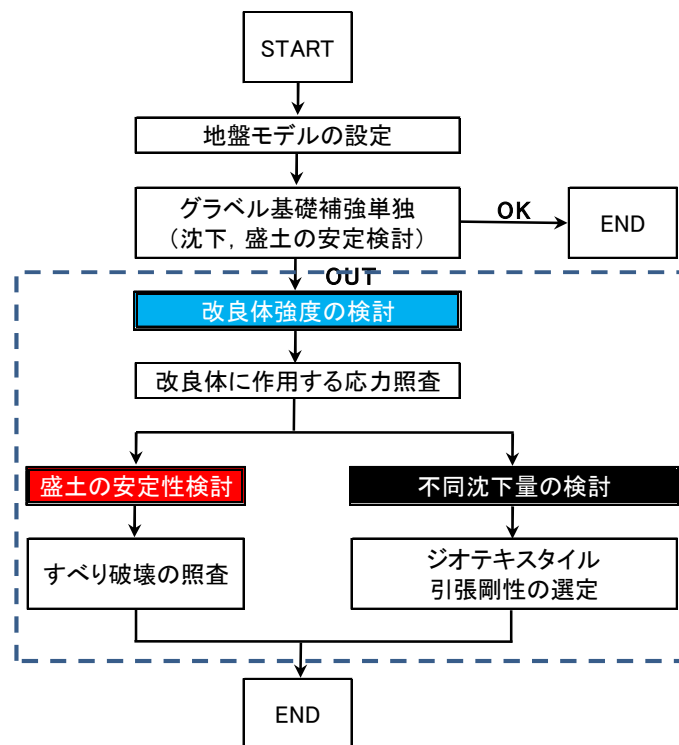


図3-19 グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良の設計フロー

3. 4. 1 改良体強度の検討

改良体強度の検討は、写真 3-3 に示すとおりグラベル基礎補強上に盛土が構築されても、盛土の天端や法面に変状が生じておらず、かつ未改良地盤に生じる過剰間隙水圧は小さく静水圧に近い状態にある（図 3-5）ことを踏まえ、全盛土荷重がグラベル基礎補強を介して改良体に集中すると仮定して、以下の式 3-5 で検討する。

$$F_s = \frac{q_{\text{uck}}}{(\Delta p / \alpha_p)} \quad \text{式 3-5}$$

ここに、 F_s ：設計安全率（ ≥ 1.2 ）， q_{uck} ：改良体の設計基準強度（ kN/m^2 ）， Δp ：全盛土荷重（ kN/m^2 ）， α_p ：改良率（%）である。

3. 4. 2 盛土の安定性検討

盛土の安定性検討は、一般的に円弧すべり計算によって盛土とグラベル基礎補強、改良体を含むすべり破壊に対する検討である。これは、改良地盤の破壊形態としてせん断破壊のみを想定しているが、実際はせん断破壊のほかに曲げ破壊や将棋倒し（ドミノ）破壊が生じる場合がある^{4), 26), 27)}。図 3-6 a) をみると、改良体が倒れ込む挙動が確認でき、この結果から盛土直下の改良体が将棋倒しとなる兆候を示している可能性も否定できない。しかし、盛土直下で改良体の将棋倒しが生じた場合には、支持地盤の変形に伴い盛土天端には亀裂等の変状が発生すると予想されるが、動態観測結果からはそのような事象が見られない。そのため、盛土性能を著しく低下させるような改良体の将棋倒しは生じていないと判断し、せん断破壊のみの検討とした。

地盤定数は図 3-9 の考察から、改良体と未改良地盤は図 3-20 に示すような、複合地盤とみなした地盤強度の設定が可能であると判断した。複合地盤の強度定数の設定方法は文献¹⁾に準拠して下記の式 3-6 で検討する。また、図 3-7 より、盛土に伴うジオテキスタイルのひずみは設計引張強さに相当するひずみを下回っていることや、ジオテキスタイルの引張り強度を考慮し式 3-7 で検討する。

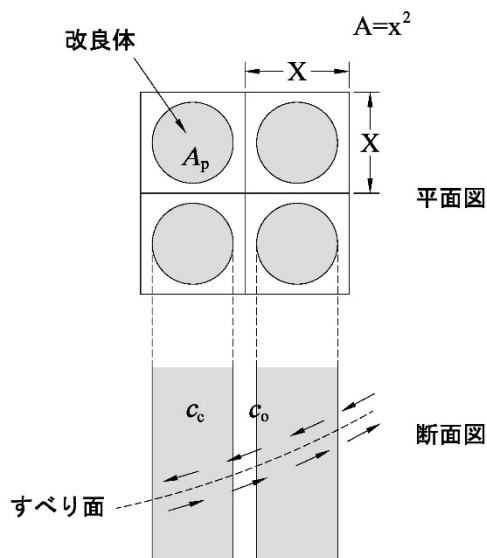


図 3-20 複合地盤の説明

$$c = c_c \times \alpha_p + \alpha \times c_0 (1 - \alpha_p) \quad \text{式 3-6}$$

$$c_c = \frac{q_{up}}{2}$$

$$c_0 = \frac{q_{uo}}{2}$$

$$\alpha_p = \frac{A_p}{A}$$

ここに、 c :改良地盤の平均せん断強さ (kN/m²)、 c_c :改良柱体のせん断強さ (kN/m²)、 c_0 :原地盤のせん断強さ (kN/m²)、 α :改良土の q_{up} における破壊ひずみに対する原地盤強度の低減率、 α_p :改良率 (A_p/A)、 q_{uc} :改良体の一軸圧縮強さ (kN/m²)、 q_{uo} :原地盤の一軸圧縮強さ (kN/m²)、 A_p :改良体の断面積 (m²)、 A :改良体1本あたりの分担面積 (m²) である。

$$F_s = \frac{M_R + \Delta M_R}{M_D} \geq 1.2 \quad \text{式 3-7}$$

ここに、 M_D :土塊の滑動モーメント (kN・m/m)、 M_R :土塊の滑動モーメント (kN・m/m)、

3. 4. 3 ジオテキスタイル引張剛性の検討

使用すべきジオテキスタイル引張剛性の検討では、グラベル基礎補強を施した際に、許容する S_G^* （設計者が設定）を満足するために必要な EA を算出する。 EA は最終的に図 3-17 を用いて、検討した現場条件で得られる泥炭の含水比、改良率、盛土高に該当する R から読み取ることになる。ここで、 R は式 3-8 にて算出する。 S_G は後述する式 3-16 より求める（図 3-21）。なお、 S_G^* については、漆山ら²⁸⁾によると 20cm 程度でも盛土の安定性に問題がなかったと報告されており、この値が設計を行う際の目安になると思われる。なお、本報告では一般化までは図られていないため、将来的に一般化できればこの設計法が成立する。

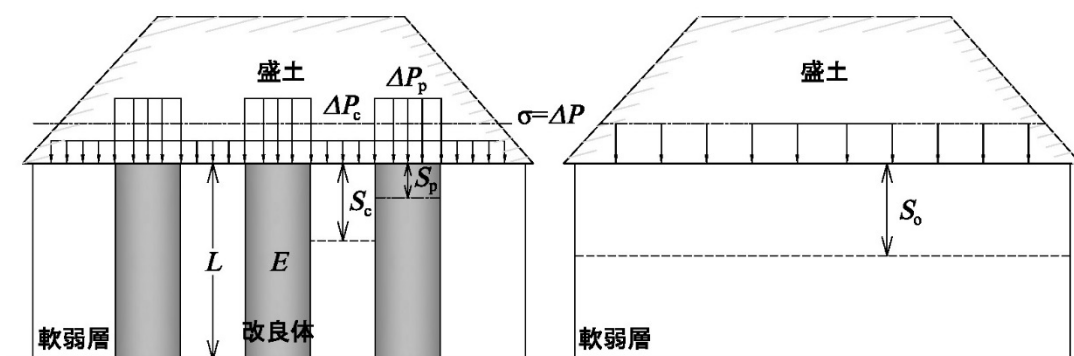


図 3-21 改良柱体の有無による盛土荷重と沈下量の概念 ⁴⁾一部、加筆

$$R = \frac{S_G^*}{S_G} \quad \text{式 3-8}$$

ここに、 R ：不同沈下低減係数， S_G^* ：許容不同沈下量（cm）， S_G ：グラベル基礎補強が無い場合の不同沈下量（cm）である。

a) 未改良部の沈下量¹⁶⁾

未改良部の沈下量は S_c は式 3-9 で求める.

$$S_c = S_0 \frac{\Delta P_c}{\Delta P} \quad \text{式 3-9}$$

ここに, S_0 : 無処理地盤の沈下量 (m), ΔP_c : 未改良部に作用する盛土荷重 (kN/m²), ΔP : 全盛土荷重 (kN/m²) である.

また, ΔP_c は式 3-10, 式 3-11 より求める.

$$\Delta P_c = \frac{V_c \gamma}{\lambda^2 - \frac{\pi d^2}{4}} \quad \text{式 3-10}$$

$$V_c = \left(\frac{(\lambda - d)}{2} \cdot \lambda^2 - \frac{\pi(\lambda^3 - d^3)}{24} + \frac{(4 - \pi)(\sqrt{2} - 1)}{24} \lambda^3 \right) \tan \theta \quad \text{式 3-11}$$

ここに, γ : 盛土の単位体積重量 (kN/m³), λ : 改良体の中心間距離 (m), d : 改良体の直径, θ : 図 3-22 を参照 ($=45^\circ + \phi/2$), V_c : 未改良部 (改良体間) に作用する盛土体積 (m³) である.

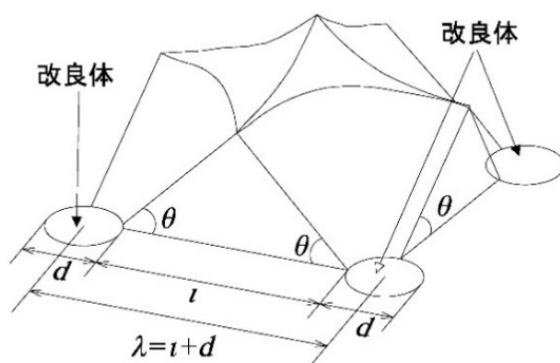


図 3-22 改良体間に作用する荷重モデル⁴⁾

b) 改良体の沈下量¹⁶⁾

改良体の沈下量 S_p は式 3-12 で求める.

$$S_p = \frac{\Delta P_p}{E} L \quad \text{式 3-12}$$

ここに, ΔP_p : 改良体に作用する盛土荷重 (kN/m^2), E : 改良体の変形係数 (kN/m^2), L : 改良体の長さ (m) である.

また, ΔP_p は式 3-13, 式 3-14, 式 3-15 より求める.

$$E = 100q_u \quad \text{式 3-13}$$

$$\Delta P_p = \frac{V_p \gamma}{\left(\frac{d^2}{4}\right) \pi} \quad \text{式 3-14}$$

$$V_p = V - V_c \quad \text{式 3-15}$$

ここに, q_u : 改良体の一軸圧縮強さ (kN/m^2), V_p : 改良体に作用する盛土体積 (m^3), γ : 盛土体の単位体積重量 (kN/m^3) である.

c) 不同沈下量¹⁶⁾

改良体と未改良部分との不同沈下量 S_G は, 改良体杭頭の沈下量 S_p と未改良部の沈下量 S_c より式 3-16 で求める.

$$S_G = S_p - S_c \quad \text{式 3-16}$$

ここに, S_G : 改良体と未改良部分との不同沈下量 (m) である.

3. 5 結論

本報告は『グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良』の改良効果について述べるとともに、弾塑性 FEM 解析によって試験施工の再現解析を行い、その結果をベースとして、改良率、盛土高、ジオテキスタイル引張剛性をパラメータとしたパラメトリックスタディを実施した。本研究により得られた主な知見は下記のとおりである。

- (1) 『グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良』は圧縮性の高い泥炭性軟弱地盤でも、盛土の安定性が確保でき、ジオテキスタイルに生じるひずみも設計強度に相当するひずみ以下であった。
- (2) 弾塑性 FEM 解析によって試験施工の再現解析を行い、その結果をベースとして、改良率、盛土高、ジオテキスタイル引張剛性 EA をパラメータとしたパラメトリックスタディを実施し、 EA と不同沈下低減係数 R の関係を整理した。
- (3) 試験施工の結果を踏まえて、『グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良』の設計に必要な項目（改良体強度の検討、盛土の安定性検討、不同沈下量の検討）を整理した。

第3章 参考文献

- 1) 国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル，2017.
- 2) (社)セメント協会：セメント系固化材による地盤改良マニュアル第4版，pp. 45-47，2012.
- 3) 能登繁幸：高有機質土地盤の問題点を探る 7. 地盤改良の現状と問題点，土と基礎，Vol. 42, No. 10, pp. 77-78, 1994.
- 4) (財)土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法マニュアル改訂版，2004.
- 5) 旭勝臣，池田重二郎，中神陽一，阿部義孝：一般国道 116 号新潟西バイパスの軟弱地盤対策について～高コラム強度，低改良率の DJM 工法～，第 43 回建設省技術研究会論文集，pp. 85-92, 1989.
- 6) 井上靖武，森昌文，三木博史，落合英俊：有明海沿岸地域の地盤と地質～有明海沿岸道路の試験盛土工～，基礎工，Vol. 30, No. 3, pp. 22-25, 2002.
- 7) 三木博史，川井田実，中谷了，野津光夫，阪上最一，井上雅裕：タイ国における軟弱地盤対策に関する研究プロジェクト，土と基礎，Vol. 51, No. 1, pp. 17-19, 2003.
- 8) 独立行政法人土木研究所：地盤改良のための ALiCC 工法マニュアル，2011.
- 9) 林宏親，西川純一，澤井健吾：泥炭地盤における低改良率の深層混合処理について，北海道開発土木研究所月報，No. 595, pp. 10-16, 2002.
- 10) 山田祐幸，小野裕二，澤井健吾：コスト縮減を目的とした低改良率による深層混合処理工法の試験施工について，第 47 回北海道開発局技術研究発表会，2003.
- 11) 山田祐幸，小野裕二，澤井健吾：軟弱地盤処理の改良率の低減によるコスト縮減について－中幌向試験施工の中間報告－，第 48 回北海道開発局技術研究発表会，2004.
- 12) 城戸優一郎，西本聡，林宏親，橋本聖：フローティング式低改良率深層混合処理工法の泥炭性軟弱地盤への適用，第 42 回地盤工学研究発表会，pp. 891-892, 2007.
- 13) 梶取真一，西本聡，林宏親，橋本聖：泥炭性軟弱地盤における浮き型・低改良率深層混合処理の改良効果（その 2）－道路供用後，1 年 3 ヶ月間の追跡調査－，寒地土木研究所月報，No. 679, pp. 30-36, 2009.

- 14) 橋本聖, 山梨高裕, 林宏親, 山木正彦: 泥炭性軟弱地盤における低改良率地盤改良と砕石マット併用工法の改良効果, (公社)日本材料学会 第11回地盤改良シンポジウム(CD-ROM), 2014.
- 15) (財)先端建設技術研究センター: 先端建設技術・技術審査証明報告書 MITS 工法 CMS システムー中圧噴射機械攪拌工法ー, 2011.
- 16) (財)土木研究センター: 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, 第二回改訂版, 2013.
- 17) 建設省土木研究所: ジオテキスタイルを用いた補強土の合理的な設計法に関する共同研究報告書 (その2)ージオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアルー, 建設省土木研究所共同研究報告書, 第72号, pp. 397-399, 1992.
- 18) Hayashi, H. and Nishimoto, S.: Measurement of Hydraulic Conductivity for Peat Ground Using CPTU, *2nd International Conference on Geotechnique, Construction Materials and Environment*, CD-ROM, 2012.
- 19) 林宏親, 三田地利之, 西本聡: 泥炭地盤の変形挙動解析に用いる土質パラメータ決定法, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第48号, pp. 283-290, 2008.
- 20) Creager, W. P., Justin, J. D. and Hinds, J.: *Engineering for Dams, Vol. III, Earth, Rock-fill, Steel and Timber dams*, John Wiley & Sons, N.Y., pp. 283-290, 1945.
- 21) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造物編, pp. 284-287, 2012.
- 22) 吉中龍之進: 横方向地盤反力係数, 土木技術資料, Vol. 10, No. 1, pp. 32-37, 1968.
- 23) PLAXIS 2D Material Models Manual, 15.3 2D Geogrids, p. 168, 2012.
- 24) (一財)土木研究センター: 建設技術審査証明報告書 盛土・地盤補強用ジオシンセティクス「パラリンク」, 2013.
- 25) 許晋硯, 澁谷啓, 鄭民守: ジオテキスタイル補強土壁における施工中の変状トラブルの原因と対策工に関する数値解析的研究, ジオシンセティクス論文集, 第26巻, pp. 19-26, 2011.
- 26) 稲垣太浩, 福島勇治, 野津光夫, 李黎明: 深層混合処理工法に求めるニーズに応じた設計・施工体系の構築として杭式改良地盤の変形挙動ー遠心模型実験結果ー, 第36回地盤工学研究発表会, pp. 1079-1080, 2001.
- 27) 柴田健司, 西林清茂, 松尾龍之, 上野孝之: 深層混合処理工法による掘削土留め工の変形挙動解析ー掘削時の固結パイルの変形挙動について, 第29回土質工学研究発表会, pp. 1339-1340, 1994.
- 28) 漆山北斗, 梅本博文, 大平英生: 上越三和道路の軟弱地盤対策における試験結果を踏まえたコスト縮減について, 平成24年度北陸地方整備局 事業研究発表会, A グループ/I イノベーション (施工), 2012.

第4章 グラベル基礎補強工法の動的特性に関する検討

我が国では沖積平野に人口の大部分が集中し、土工構造物が軟弱地盤上に構築されることが多い。軟弱地盤上に構造物を構築するためには、安定・沈下などの地盤工学的な課題を解決する必要がある、様々な地盤改良工法が開発、実用化されてきた。軟弱地盤対策の一つである固結工法は、他の対策工法と比較して即効性および確実性が期待できる半面、施工費用が割高になる傾向が多いといわれている。このため、施工機械の攪拌性能の向上や改良径の大口径化、低改良率化などを積極的に推進してコスト削減を図ってきた。

しかしながら、経済性を追求した過度に改良率を低下させた設計や施工を行った場合に、不同沈下や側方流動に伴う盛土の機能低下が懸念されることから、固結工法の改良形式、施工方法は今後も改善の余地があると思われる。また、土工構造物の性能設計が今後のトレンドになることを踏まえると、検討すべき作用力、特に地震動に依じて必要な要求性能を満足する地盤改良技術の確立が求められる。

そこで、筆者らは浅層改良体と深層改良体を組み合わせた複合型地盤改良を提案し、複合型地盤改良の動的特性に着目した動的遠心力載荷模型実験を実施した。

浅層改良体はセメント改良とグラベル基礎補強を検討対象とし、動的な作用力は道路土工構造物技術基準の設計項目に記載されている大規模地震動(L2)に対して、軟弱地盤上盛土の地震動に対する破壊モードを再現するとともに、グラベル基礎補強を含めた複合地盤改良の盛土および周辺地盤への変形抑制効果を検証した。

4. 1 研究の背景

軟弱地盤上に道路盛土を構築する際の安定検討は、一般的に常時のみの検討で地震時の検討は実施されない。この理由として、軟弱地盤上の盛土は、地震により致命的な被害を被った事例が稀であることが背景にある¹⁾としている。換言すると、常時の盛土の安定検討で設定される安全裕度（安全率）には、地震動レベルによっては耐震性能を網羅した設計になっていることが要因と思われる。

一方、昨今の大規模地震の経緯を踏まえた形で平成27年に道路土工構造物技術基準²⁾が策定された。この中で、道路土工構造物の設計は使用目的との適合性および構造物の安定性について、作用（常時、降雨、地震時、その他）およびこれらの組み合わせた外力に対し、道路土工構造物の重要度に応じて、かつ求められる要求性能（性能1～3）を満足するように行われなければならないと記載された。これは、改良された地盤上の盛土の安定性を評価するには、具体的な目標性能（使用限界、修復限界、終局限界）を定めた上で、その目標性能に対して検討すべき作用力

を設定する必要があることを示唆している。

このような背景を踏まえて、軟弱地盤に構築した複合型地盤改良上の盛土がどの程度の耐震性能を有するかを検証した。地震動に対する軟弱地盤上の盛土の挙動を動的遠心力載荷模型実験で把握する場合、まず実験において事象（ここでは、盛土や軟弱地盤の変形モード）を忠実に再現することが重要である。図4-1は軟弱地盤上の盛土の地震による主な被害形態を示したものである¹⁾。文献1)によると、軟弱地盤上に施工された土工構造物が大きな地震に遭遇した場合、盛土は一時的に安定性が低下し、すべり破壊や沈下等の大きな被害が生じるとしている。

本実験では初段として、改良体を設けない実験ケースにおいて、地震動に伴う盛土や軟弱地盤の変形モード、具体的には図4-1 (b)の状態を再現した。その後、後述する複合型地盤改良の各改良形式のレベルⅡ地震動に対する改良効果を把握するため、盛土ならびに盛土周辺地盤の変形抑制効果の比較を行った。

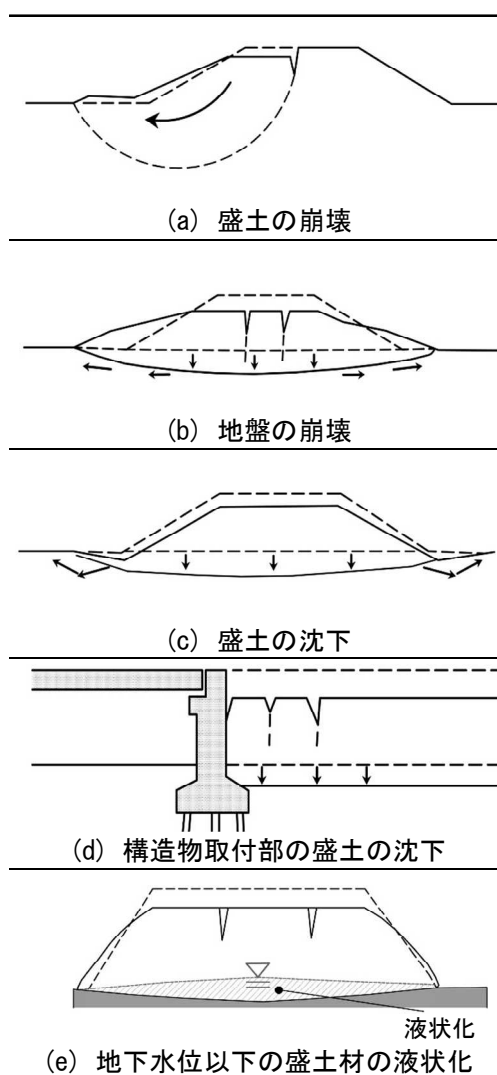


図4-1 軟弱地盤上の盛土の地震^{1)一部修正}

4. 2 動的遠心力載荷模型実験の概要

4. 2. 1 実験条件

表 4-1 は実験条件一覧，図 4-2～図 4-3 はケース 1～5 の模型断面を示す．

図 4-4 はケース 1 の実験土槽底部に設置した加速度計の加振加速度を実換算した値である．ケース 1 は地震動による盛土の破壊モードの再現を目的とした無対策のケース（図 4-2 a），ケース 2 は深層混合処理のみによるケース（図 4-2 b），ケース 3～5 はグラベル基礎補強併用低改良率地盤改良のケースである（図 4-3 a，b）．ケース 3 とケース 4 はグラベル基礎厚の違い，ケース 4 とケース 5 は同じ改良形式だが加振回数の違いを比較したものであり，ケース 4 は 1 回加振，ケース 5 は 2 回加振である．ケース 5 を 2 回加振した理由は，平成 28 年熊本地震のように同一地域で短時間に大規模地震が 2 回発生する状況を想定した．

表 4-1 ※()の数值は(実物)換算

		ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5
軟弱地盤	強度 (地表面)	$\tau_r=4\text{kN/m}^2$				
	高さ	60mm(3m)				
盛土	天端幅	60mm(3m)				
	のり面勾配	(1:1.0)				
	締固め度	90%				
改良体	グラベル 基礎補強	-	-	改良高		
				10mm(0.5m)	20mm(1.0m)	
				改良幅		
				180mm(9m)		
	深層改良	-		改良径		
				20mm(1.0m)		
				改良長		
				130mm(6.5m)	120mm(6.0m)	110mm(5.5m)
				改良率		
				30.7%	8.7%	
				正方配置		
				設計基準強度		
200kN/m ²	330kN/m ²	400kN/m ²				
加振条件	加振波	正弦波40波				
	周波数	75Hz(1.5Hz)				
	入力加速度	534gal	545gal	492gal	530gal	351→455gal
遠心力		50G				

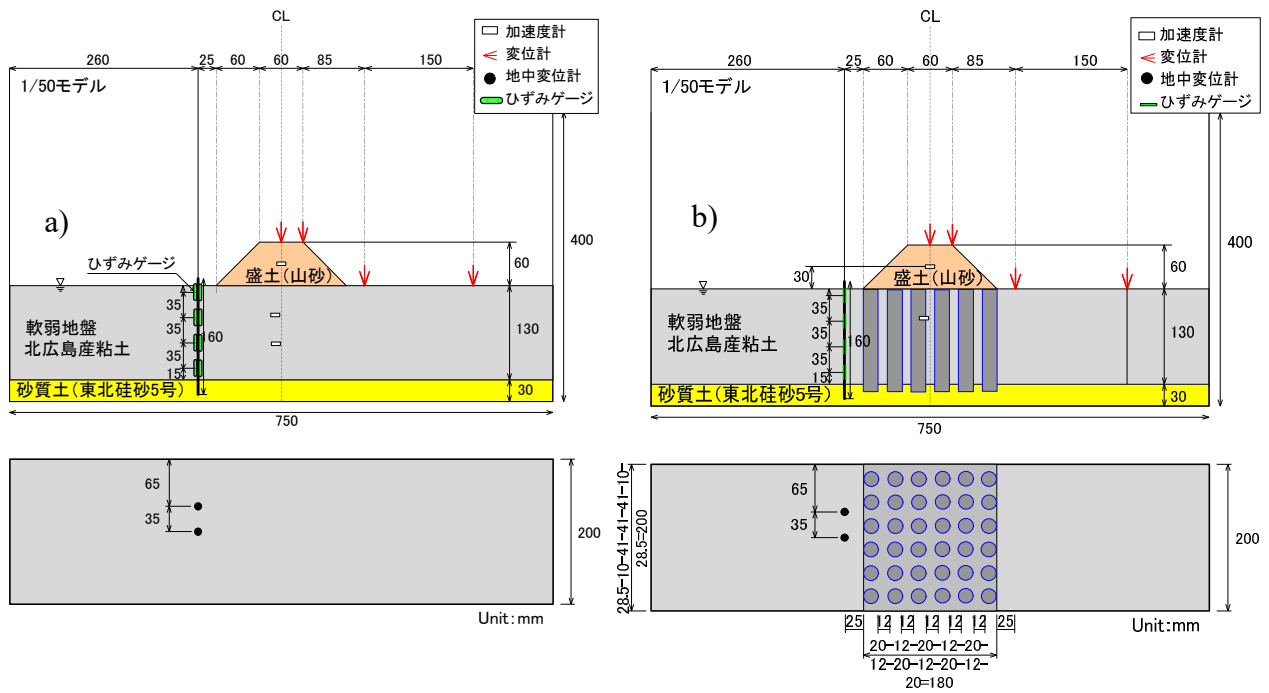


図 4-2 模型実験 (a) ケース 1, b) ケース 2)

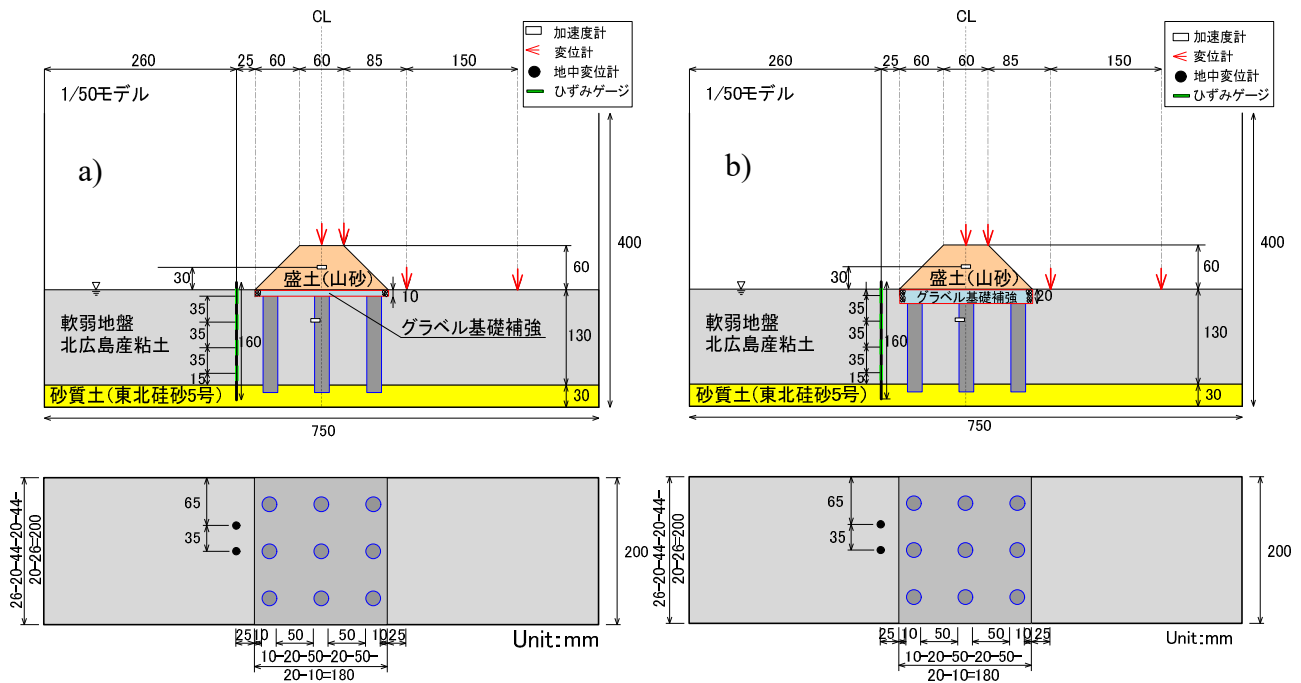


図 4-3 模型実験 (a) ケース 3, b) ケース 4, ケース 5)

グラベル基礎補強を併用した低改良率地盤改良³⁾とは、低い改良率 ($a_p=10\%$ 程度) の改良体を盛土直下全面に配置し、その上に 0-80mm の粒調碎石を締固め度 $D_c=90\%$ で施工した碎石層をジオテキスタイルで覆い囲んだ「グラベル基礎補強」を併用した軟弱地盤対策工法である (図 4-4)。

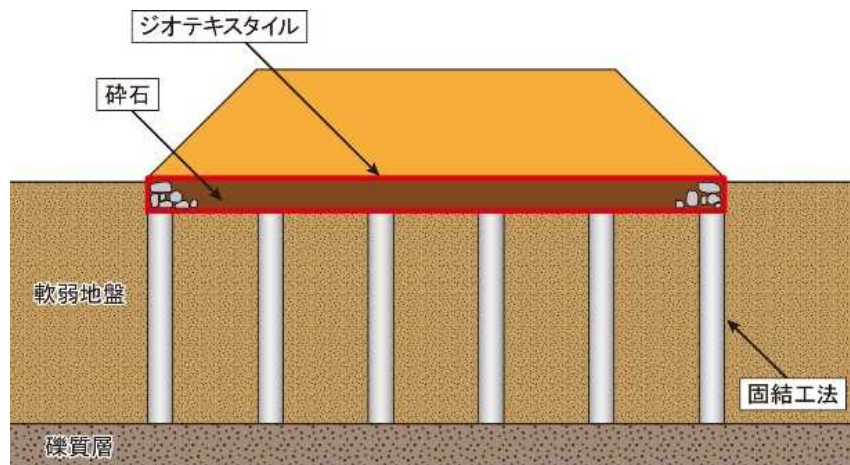


図 4-4 グラベル基礎補強を併用した低改良率地盤改良

4. 2. 2 実験材料

a) 粘土 (軟弱地盤)

表 4-2 は北広島産粘土の物理試験結果, 図 4-5 は同じく粒度試験結果, 図 4-6 は同じく液性・塑性試験結果を示す. 圧密特性を把握および三笠の一次元圧密解析の材料パラメータの設定のために圧密試験を実施した. 圧密試験結果の $e\text{-}\log p$ 関係を図 4-7 に示す. 遠心力模型実験に用いた軟弱地盤の動的特性の確認のため, 変形特性を求めるための三軸圧縮試験を実施した. 動的変形試験結果を表 4-3, 図 4-8, 図 4-9 に示す. 解析波数 10 サイクル目において, 初期剛性率 $G_0=12.72\text{MN/m}^2$, 基準ひずみ $\gamma_r=0.11\%$, 最大減衰率 $h_0=20.04\%$ であった.

表 4-2 北広島産粘土の物理試験結果(抜粋)

試料名		北広島産粘土							
		粘土No.14	粘土No.15	粘土No.16	粘土No.17	粘土No.18	粘土No.19	粘土No.20	粘土No.21
土粒子の密度 $\rho_s \text{ g/cm}^3$		2.609	2.613	2.611	2.605	2.615	2.616	2.617	2.616
含水比 $w \%$		96.2	99.1	100.3	95.3	101.8	101.7	99.6	98.7
粒度特性	礫分 $\%$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	砂分 $\%$	3.7	3.7	3.6	3.0	3.8	4.6	3.8	3.8
	シルト分 $\%$	27.7	24.0	25.6	27.3	30.6	29.9	30.8	29.7
	粘土分 $\%$	68.6	72.3	70.8	69.7	65.6	65.5	65.4	66.5
	細粒分含有率 $F_c \%$	96.3	96.3	96.4	97.0	96.2	95.4	96.2	96.2
	最大粒径 $D_{\max} \text{ mm}$	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	均等係数 U_c								
コンシステンシー	液性限界 $w_L \%$	91.8	92.3	88.7	91.7	93.9	94.2	94.8	93.5
	塑性限界 $w_p \%$	38.1	34.5	34.4	37.2	38.5	35.3	35.2	36.1
	塑性指数 I_p	53.7	57.8	54.3	54.5	55.4	58.9	59.6	57.4
地盤材料の分類名		粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)
分類記号		(CH)	(CH)	(CH)	(CH)	(CH)	(CH)	(CH)	(CH)

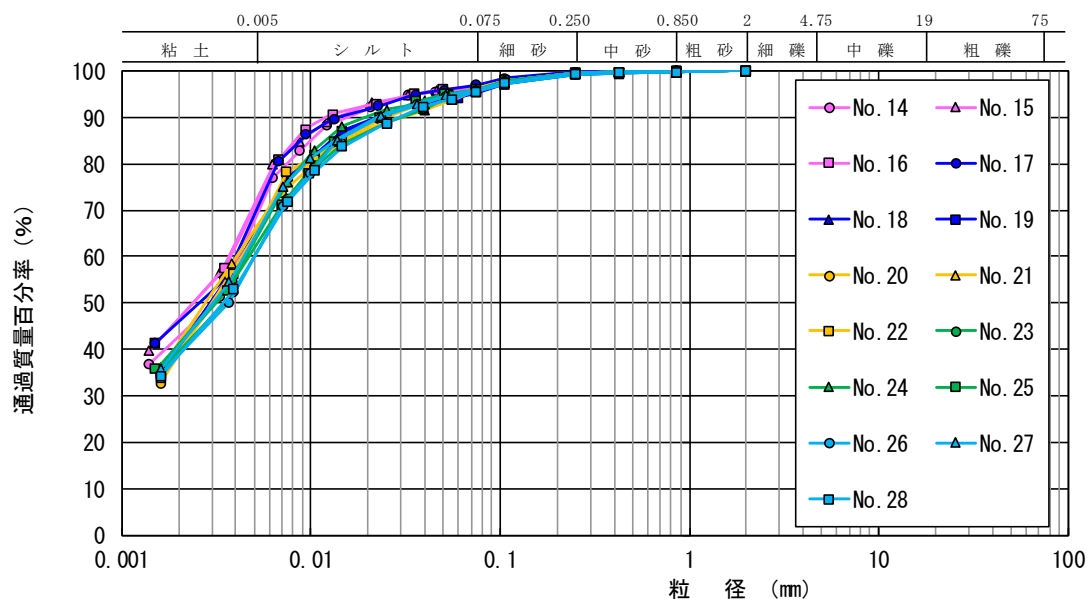


図 4-5 北広島産粘土の粒度試験結果

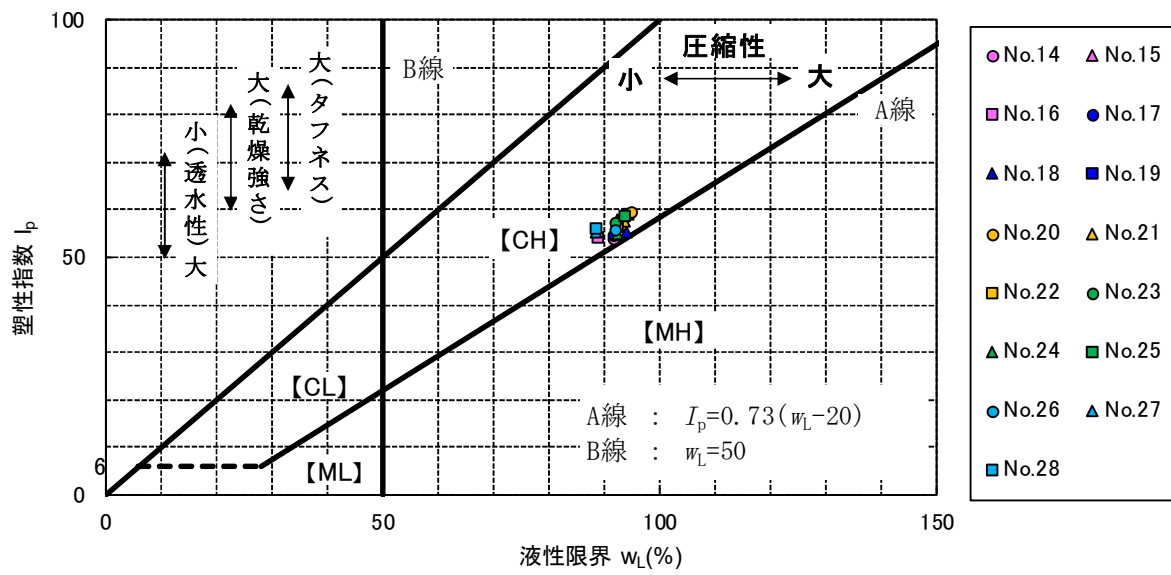


図 4-6 液性限界試験, 塑性限界試験結果

$p \text{ (kN/m}^2\text{)}$	間隙比 e
0	2.842
4.9	2.523
9.8	2.388
19.6	2.235
39.2	2.074
78.4	1.912
156.9	1.745
313.8	1.575
627.6	1.408
1255.3	1.246
4.9	1.492

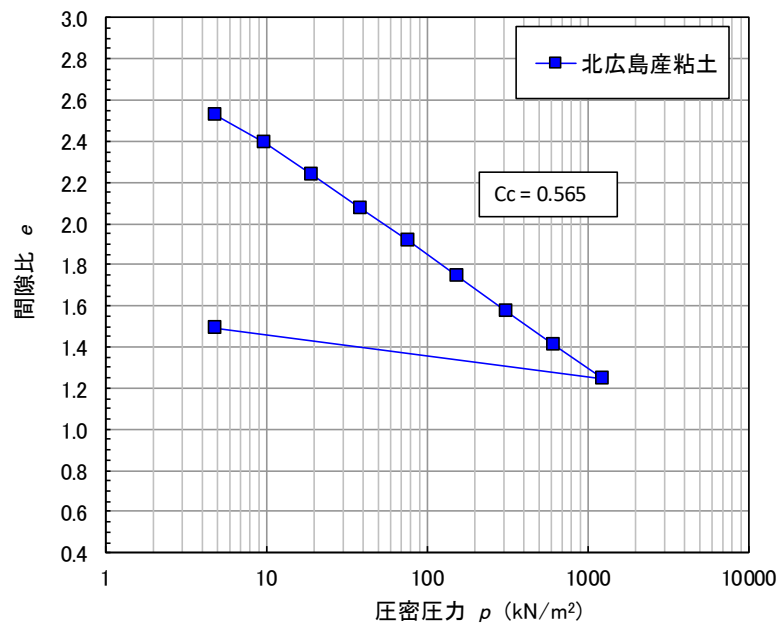


図 4-7 圧密試験結果(e - $\log p$ 関係)

表 4-3 動的変形試験結果

試料名			北広島産粘土
圧密応力	σ'_{ac}	kN/m^2	50.0
解析波数	サイクル目		10
初期剛性率	G_0	MN/m^2	12.72
基準ひずみ	γ_r	%	0.11
最大減衰率	h_0	%	20.04

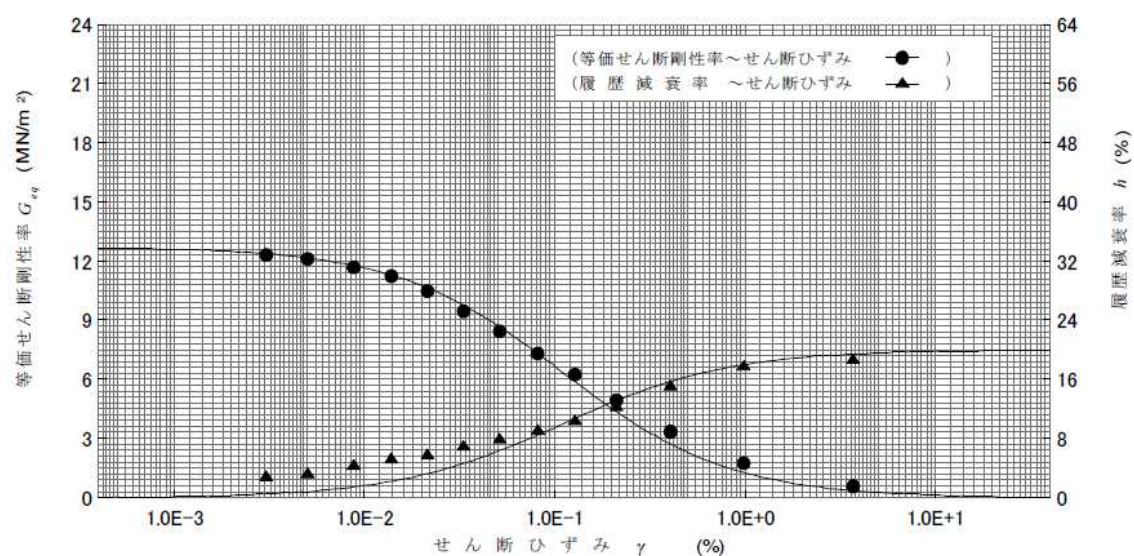
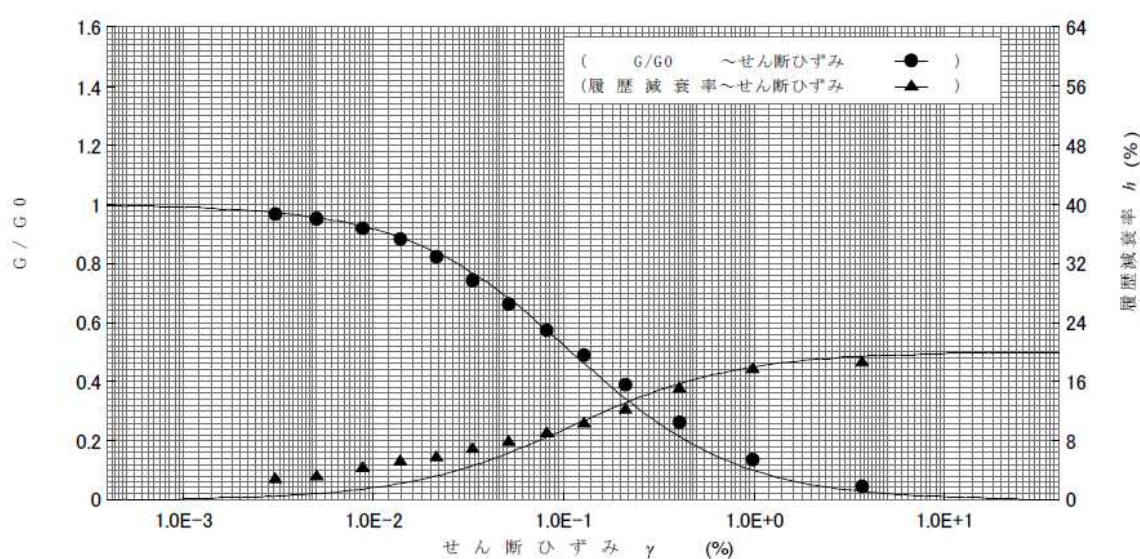


図 4-8 動的変形試験結果(等価せん断剛性率, 履歴減衰率)


図 4-9 動的変形試験結果(G/G_0 , 履歴減衰率)

b) 砂（盛土）

表 4-4 は盛土材（山砂）と基盤層（東北珪砂 5 号）の物理試験結果，図 4-10 は同じく粒度試験結果を示す．盛土材は北海道北広島市内で採取した山砂を使用した．

表 4-4 盛土(山砂)と基盤層(東北珪砂 5 号)の物理試験結果

試料名			山砂	東北珪砂5号
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³			2.708	2.651
含水比 w %			15.9	—
粒度特性	礫分 %		0.0	0.0
	砂分 %		93.5	99.7
	シルト分 %		6.5	0.3
	粘土分 %			
	細粒分含有率 F_c %		6.5	0.3
	最大粒径 D_{max} mm		2.0	0.850
	均等径数 U_c		2.18	1.82
	曲率径数 U_c'		1.21	0.950
コンシステンシー	液性限界 w_L %		—	—
	塑性限界 w_P %		—	—
	塑性指数 I_p		—	—
密度	最小密度 ρ_{dmin} g/cm ³		—	1.444
	最大密度 ρ_{dmax} g/cm ³		—	1.733
地盤材料の分類名			細粒分まじり砂	分級された砂
分類記号			(S-F)	(SP)
圧縮指数 C_c				
膨張指数 C_s				
強度増加率 C_u/p				
圧密係数 C_v cm ² /day				
内部摩擦角 ϕ' °				
透水係数 k cm/s				

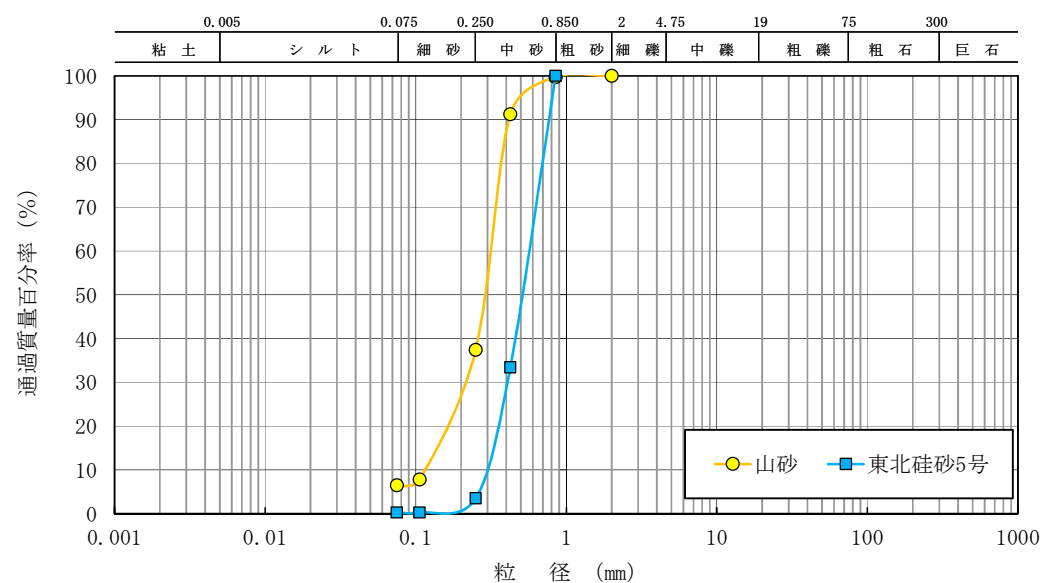


図 4-10 盛土(山砂)と基盤層の粒度試験結果

盛土の締固め条件を確定させるために、盛土材料である山砂の締固め試験を実施した。その結果、図4-11に示すように最大乾燥密度 $\rho_{dmax}=1.429\text{g/cm}^3$ ，最適含水比 $w_{opt}=24.8\%$ となった。

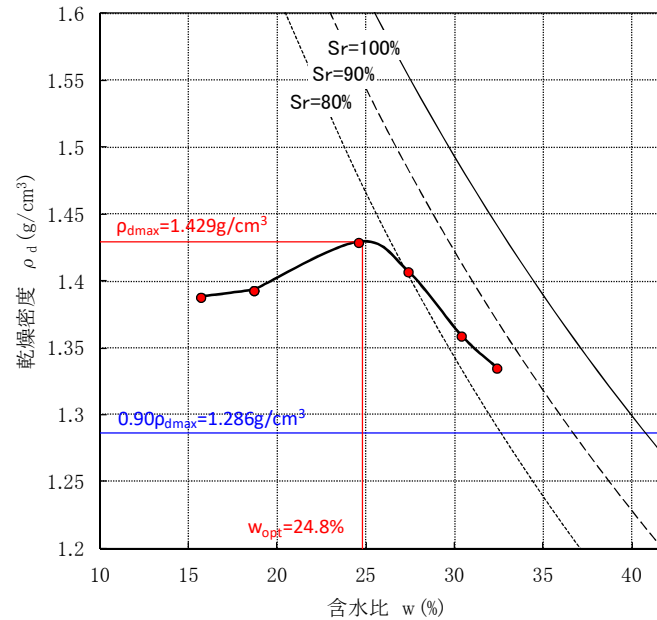


図 4-11 盛土(山砂)の締固め試験結果

表 4-5 盛土(山砂)の三軸圧縮試験(CD 条件)結果

試 料 名			山砂 Dc=90%		
供試体	供試体番号	No.	1	2	3
	湿潤密度	ρ_t (g/cm³)	1.604	1.605	1.604
	乾燥密度	ρ_d (g/cm³)	1.287	1.286	1.286
	含水比	w (%)	24.7	24.8	24.8
	間隙比	e	1.105	1.106	1.106
	飽和度	S_r (%)	60.5	60.8	60.7
	締固め度	D_c (%)	90.0	90.0	90.0
試験条件	試験方法		CD		
	圧密応力	σ_c' (kN/m²)	50	100	150
せん断 (主応力差最大時)	圧縮強さ	$(\sigma_a - \sigma_r)_{max}$ (kN/m²)	157.0	296.2	424.8
	変形係数	E_{50} (MN/m²)	12.2	12.0	13.5
	体積ひずみ	ϵ_{vf} (kN/m²)	0.21	1.82	3.33
	間隙比	e_f (kN/m²)	1.076	1.031	0.995
強度定数	粘着力	c_d (kN/m²)	6.47		
	内部摩擦角	ϕ_d (°)	34.9		

山砂の三軸圧縮試験は、遠心力模型実験で用いる $D_c=90\%$ の密度に調整した試料を用いて圧密排水条件（CD 条件）にて実施した。表 4-5 は三軸圧縮試験結果、図 4-12 はモールの応力円と強度線を示す。試験の結果、粘着力 $c_d=6.47\text{kN/m}^2$ 、せん断抵抗角 $\phi_d=34.9^\circ$ であった。

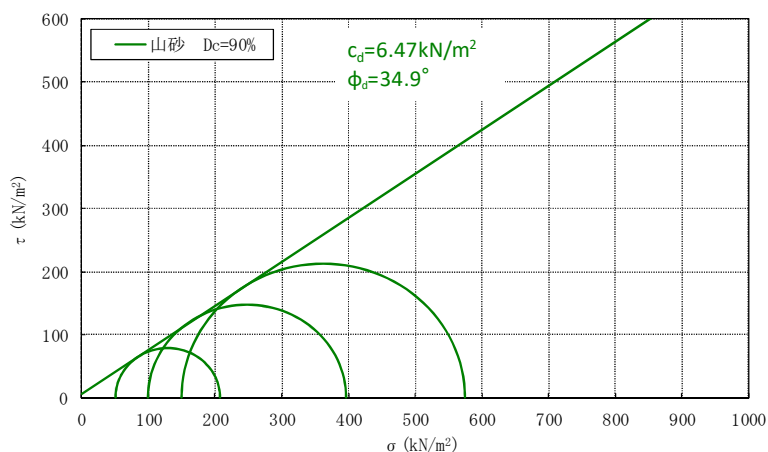


図 4-12 盛土(山砂)の三軸圧縮試験(CD 条件)結果

c) ジオテキスタイル（グラベル基礎補強）

実験用ジオテキスタイルは、試験施工で使用したジオテキスタイル（高強度帯状ジオシンセティクス_パラリンク品番 L200）の 120 年設計確率に相当する引張剛性 $E_t(=1,750\text{kN/m})$ の 1/50 相似則にほぼ合致した ($E_t=36\text{kN/m}$) 補強材シート（ダイヤテックス株式会社製_IR-X）を使用した（写真 4-1）。

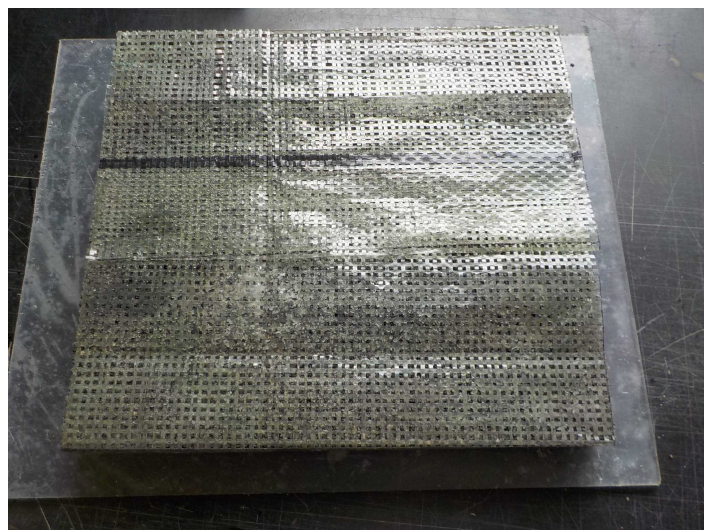


写真 4-1 補強材シート

d) 砕石（グラベル基礎補強）

遠心力模型実験に用いた浅層改良体（グラベル基礎補強）のせん断強度を確認するために、砕石に対する圧密排水条件による三軸圧縮試験を実施した。供試体は実際の現場条件と同様、締固め度 $D_r=90\%$ になるように調整した試料を5層に分けて詰め作成した。排水条件は圧密排水条件（CD条件）にて実施した。三軸圧縮試験結果を表4-6に、モールの応力円と強度線を図4-13に示す。排水せん断強度は粘着力 $c_d=1.84\text{kN/m}^2$ 、せん断抵抗角 $\phi_d=37.1^\circ$ であった。

表 4-6 砕石の三軸圧縮試験結果

試料名		C-40 砕石 $D_r=90\%$			
供試体	供試体番号 No.	1	2	3	4
	湿潤密度 ρ_t (g/cm^3)	2.096	2.096	2.093	2.096
	乾燥密度 ρ_d (g/cm^3)	1.932	1.932	1.930	1.935
	含水比 w (%)	8.5	8.5	8.4	8.4
	間隙比 e	0.432	0.432	0.433	0.430
	飽和度 S_r (%)	54.5	54.3	53.9	53.8
	締固め度 D_r (%)	90.1	90.1	90.0	90.2
試験条件		CD			
せん断 (主応力差最大時)	試験方法				
	圧密応力 σ_c' (kN/m^2)	50	100	200	300
	圧縮強さ $(\sigma_a - \sigma_r)_{\max}$ (kN/m^2)	159.4	304.4	629.8	911.6
	変形係数 E_{50} (MN/m^2)	13.0	14.3	13.7	14.4
	体積ひずみ ε_{vf} (%)	2.72	3.90	5.34	6.32
強度定数	間隙比 e_f	0.388	0.357	0.321	0.291
	粘着力 c_d (kN/m^2)	1.84			
		内部摩擦角 ϕ_d ($^\circ$)	37.1		

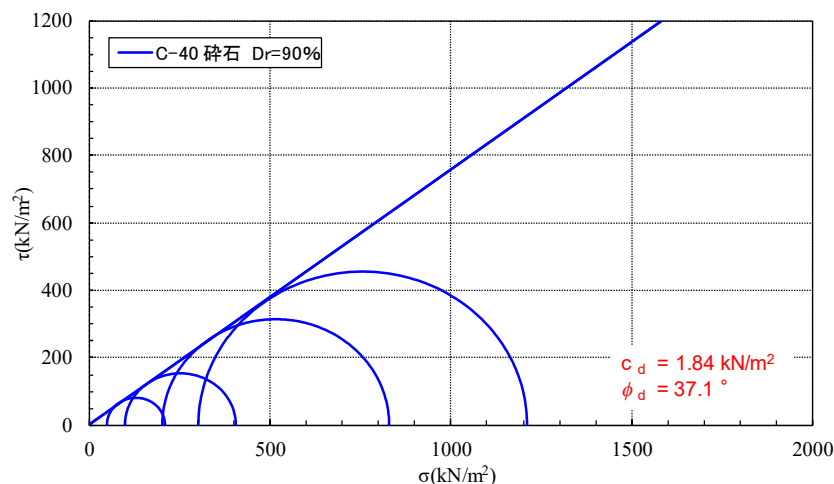


図 4-13 砕石の三軸圧縮試験(CD 条件)結果

4. 2. 3 粘土地盤の調整方法

本検討は適切な軟弱地盤（粘土地盤）の作成方法を整理するために、自重圧密実験および自重圧密解析を行い、粘土地盤の圧密終了時間および深度方向における強度分布の推定を行った。

動的遠心力模型実験に用いる粘土地盤は、目標強度（軟弱地盤の表面強度が 50G 到達時に常時のすべり安定検討で安全率 $F_s=1.0$ を下回らない最低せん断強さとして $\tau_f=4\text{kN/m}^2$ 程度と設定）になるように作成する必要がある。粘土地盤は予め準備したスラリー粘土試料を用いて、50G 場で自重圧密実験を実施して作製した。粘土地盤の強度分布は図 4-14 に示す以下の方法で検討して決定した。

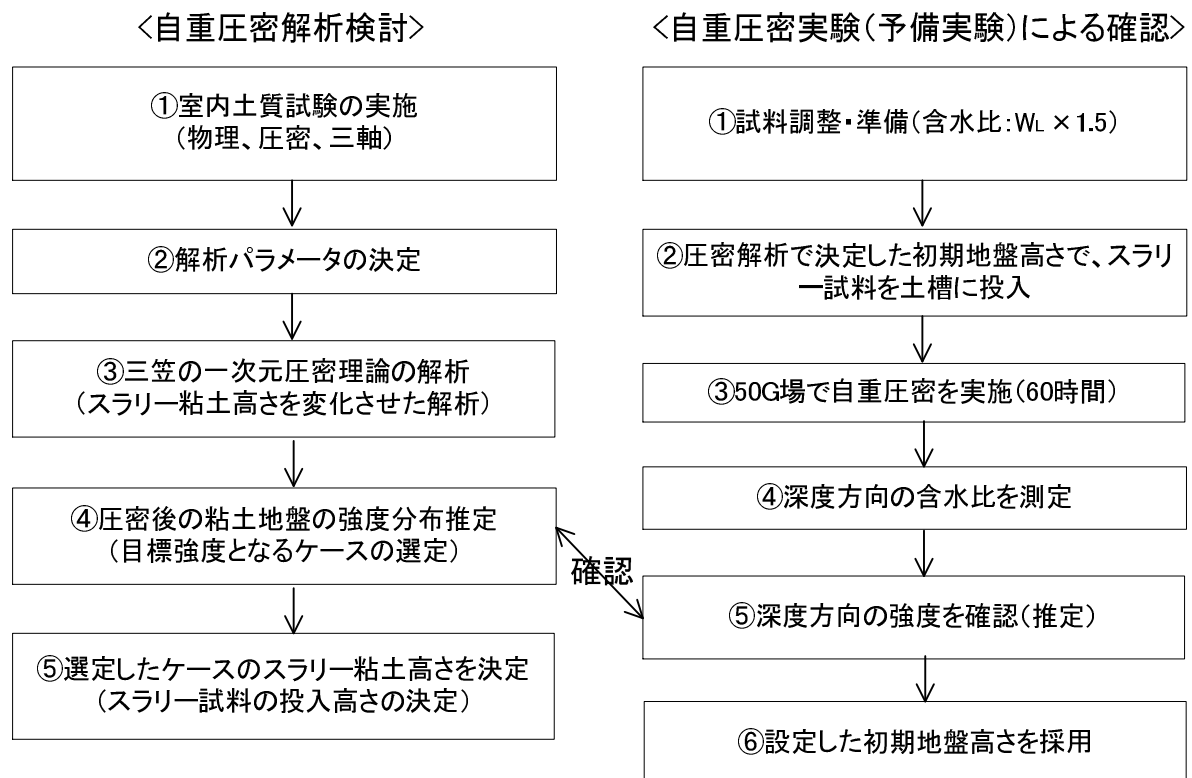


図 4-14 粘土地盤の強度分布の検討方法

a) 自重圧密解析検討

粘土試料の圧密試験（図 4-15、図 4-16）、物理試験（表 4-8）、圧密非排水三軸圧縮試験結果（図 4-17）から、一次元圧密計算（解析条件）を実施するために必要なパラメータ（表 4-7）を求めた。

表 4-7 圧密試験結果から算出した解析条件

想定投入層厚 H_0 cm	900
比重	2.62
圧縮指数 C_c	0.5258
1kgf/cm ² 時の体積比 f_b	2.840
透水係数パラメータ A_k	1.106
透水係数パラメータ B_k	5.150
初期応力 P_0 (kgf/cm ²) or P_1	0.00202843

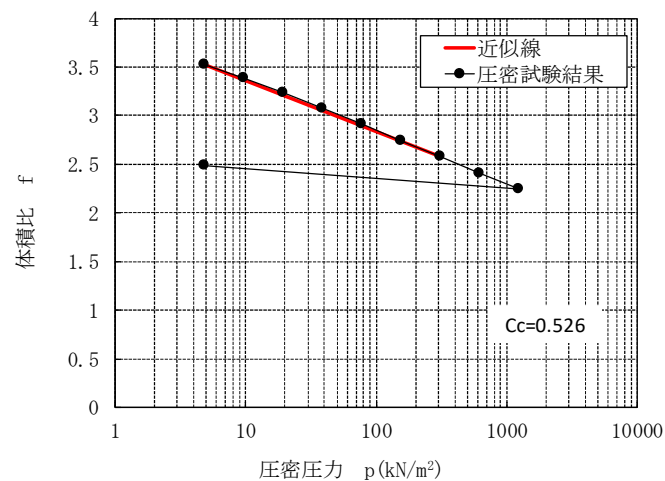
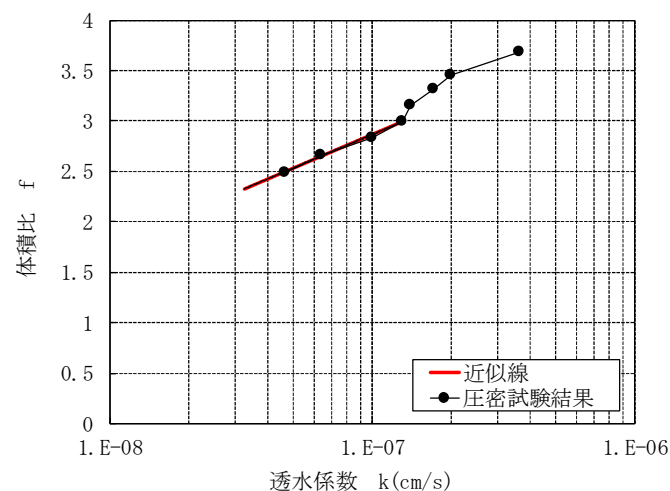
図 4-15 圧密試験結果(e - $\log p$ 関係)図 4-16 圧密試験結果(f - $\log k$ 関係)

表 4-8 粘土の物理試験結果

試料名		北広島産粘土							
		粘土No.14	粘土No.15	粘土No.16	粘土No.17	粘土No.18	粘土No.19	粘土No.20	粘土No.21
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³		2.609	2.613	2.611	2.605	2.615	2.616	2.617	2.616
含水比 w %		96.2	99.1	100.3	95.3	101.8	101.7	99.6	98.7
粒度特性	礫分 %	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	砂分 %	3.7	3.7	3.6	3.0	3.8	4.6	3.8	3.8
	シルト分 %	27.7	24.0	25.6	27.3	30.6	29.9	30.8	29.7
	粘土分 %	68.6	72.3	70.8	69.7	65.6	65.5	65.4	66.5
	細粒分含有率 F_c %	96.3	96.3	96.4	97.0	96.2	95.4	96.2	96.2
	最大粒径 D_{max} mm	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	均等係数 U_c								
	曲率係数 U_c'								
コンシステンシー	液性限界 w_L %	91.8	92.3	88.7	91.7	93.9	94.2	94.8	93.5
	塑性限界 w_p %	38.1	34.5	34.4	37.2	38.5	35.3	35.2	36.1
	塑性指数 I_p	53.7	57.8	54.3	54.5	55.4	58.9	59.6	57.4
地盤材料の分類名		粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)
分類記号		(CH)	(CH)	(CH)	(CH)	(CH)	(CH)	(CH)	(CH)

試料名		北広島産粘土						
		粘土No.22	粘土No.23	粘土No.24	粘土No.25	粘土No.26	粘土No.27	粘土No.28
土粒子の密度 ρ_s g/cm ³		2.614	2.612	2.633	2.629	2.614	2.631	2.621
含水比 w %		96.7	95.3	101.4	97.2	100.0	97.0	97.2
粒度特性	礫分 %	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	砂分 %	4.1	4.0	4.5	3.9	4.2	4.1	4.5
	シルト分 %	30.2	35.9	32.2	34.0	35.7	33.4	35.2
	粘土分 %	65.7	60.1	63.3	62.1	60.1	62.5	60.3
	細粒分含有率 F_c %	95.9	96.0	95.5	96.1	95.8	95.9	95.5
	最大粒径 D_{max} mm	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	均等係数 U_c							
	曲率係数 U_c'							
コンシステンシー	液性限界 w_L %	92.2	91.9	92.4	93.6	91.9	88.5	88.6
	塑性限界 w_p %	35.6	34.8	37.6	34.8	36.1	33.1	32.6
	塑性指数 I_p	56.6	57.1	54.8	58.8	55.8	55.4	56.0
地盤材料の分類名		粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)	粘土 (高液性限界)
分類記号		(CH)	(CH)	(CH)	(CH)	(CH)	(CH)	(CH)

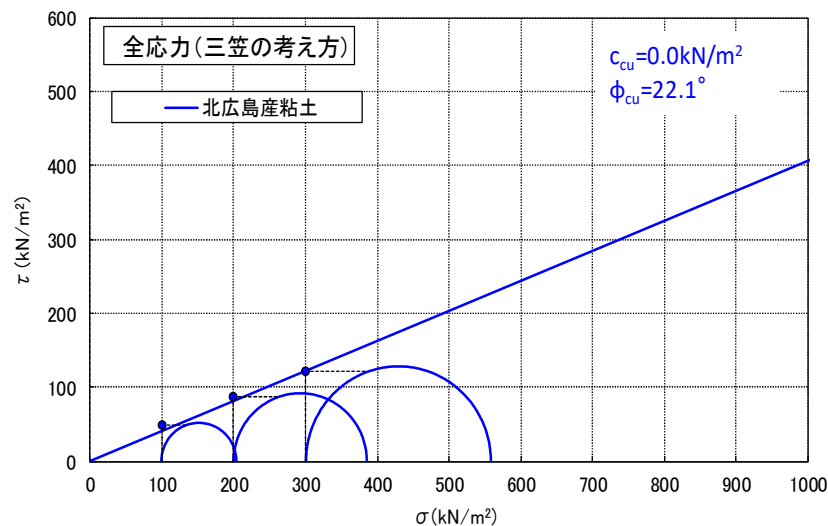


図 4-17 粘土の三軸圧縮試験(CU条件)結果

実験土槽内に投入するスラリー粘土の投入高さを決定するために、投入高さを変化させた一連の自重圧密解析を実施した。解析に用いた手法は三笠の一次元圧密理論であり、その理論の概略は以下に示す式 4-1 の通りである。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = \zeta^2 \left[c_v \frac{\partial \zeta^2}{\partial z_0^2} + \frac{dc_v}{d\zeta} \left(\frac{\partial \zeta}{\partial z_0} \right)^2 - \frac{d(c_v m_v \gamma')}{d\zeta} \frac{\partial \zeta}{\partial z_0} \right] \quad \text{式 4-1}$$

ここに、圧密係数 c_v は式 4-2 に示し、透水係数 k 、体積圧縮係数 m_v 、水の単位体積重量 γ_w で表される。

$$c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad \text{式 4-2}$$

図 4-18 はスラリー粘土の投入高さを 16.5cm から 19cm まで 0.5cm ずつ 5 パターン変化させた経時変化による最終沈下量（解析結果）を示す。

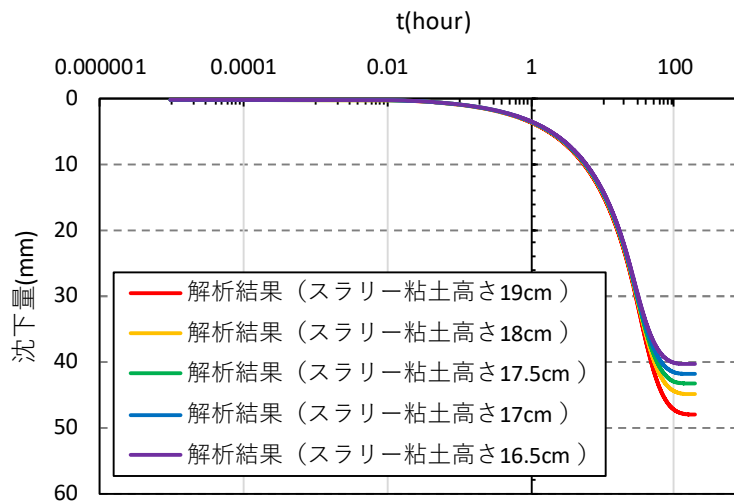


図 4-18 粘土の投入高さを変化させた解析結果

解析から得られる有効土被り圧 σ'_v とモール・クーロンの破壊基準（式 4-3）より、各深度のせん断強度 τ_f を推定した。

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad \text{式 4-3}$$

ここで、粘着力 $c=0\text{kN/m}^2$ ，せん断抵抗角 $\phi=22.1^\circ$ とした（用いた粘土の正規圧密領域の強度定数）。

図 4-19 はスラリー粘土の投入高さを 19cm とした地盤ケースで推定した粘土における深度方向の強度分布を示す。圧密度 $U=95\%$ の圧密時間は $t=60\text{hour}$ であり、その時の強度分布は図に示す通りである。なお、既往の実験結果より、粘土の表面強度を目標強度に近づけるには、粘土表面上にアルミ板（有効上載荷重 P ： $P=8.1423\text{kN/m}^2$ ）を設置することが有効であることを把握しており、本実験条件もこのデータを参考にして上記の上載荷重を考慮した解析を実施した。

解析の結果、粘土表面強度は $\tau_f=3.0\text{kN/m}^2$ 目標の表面強度（ $\tau_f=4\text{kN/m}^2$ ）と同程度なったため、スラリー粘土の投入高さは 19cm，粘土表面上にアルミ板を設置する実験条件と仮定して、自重圧密実験を行い所定の実験地盤高さが得られるか確認することとした。

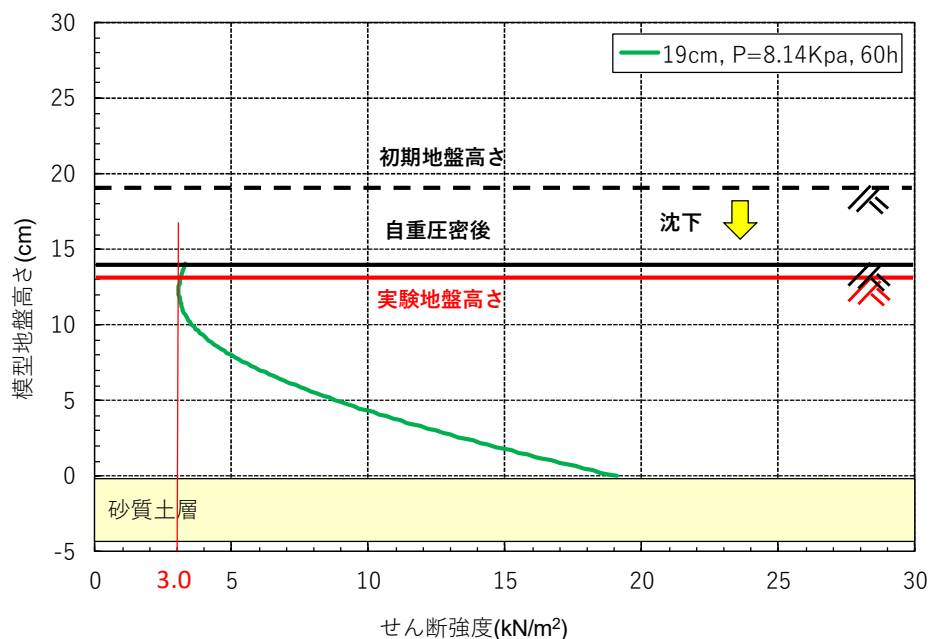


図 4-19 粘土の投入高さを変化させた解析結果

b) 自重圧密実験による解析結果の確認

図 4-20 は自重圧密実験の土槽断面を示しており、本実験では北広島産の粘土を用いて初期含水比は、液性限界 w_L の 1.5 倍 ($w=110\%$) とした。スラリー粘土の投入高さは自重圧密解析で決定した値 (19cm) になるように土槽に投入した。

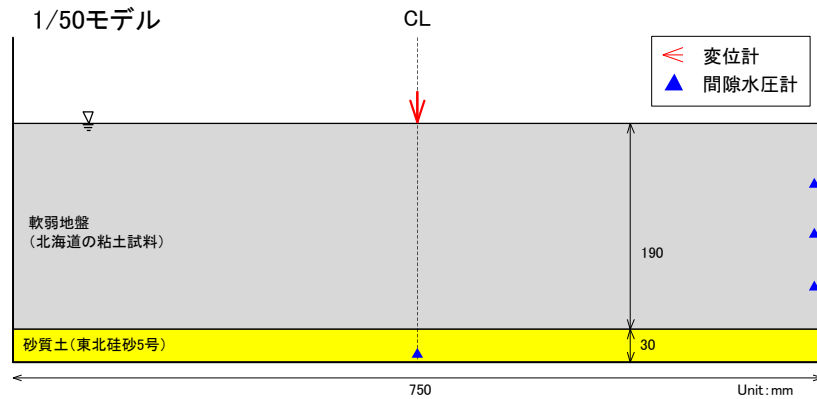


図 4-20 自重圧密実験の土槽断面

図 4-21 は自重圧密解析および実験から得られた圧密時間と沈下量の経時変化を示す。自重圧密試験は 50G 場で行い、圧密度が $U=90\%$ 以上に到達した段階で自重圧密過程は終了とした。解析と実験における経時変化と沈下量の関係がほぼ一致していることから、自重圧密の終了時間は $t=60\text{hour}$ (圧密度 $U=90\%$) として粘土の深度方向における強度を推定した。

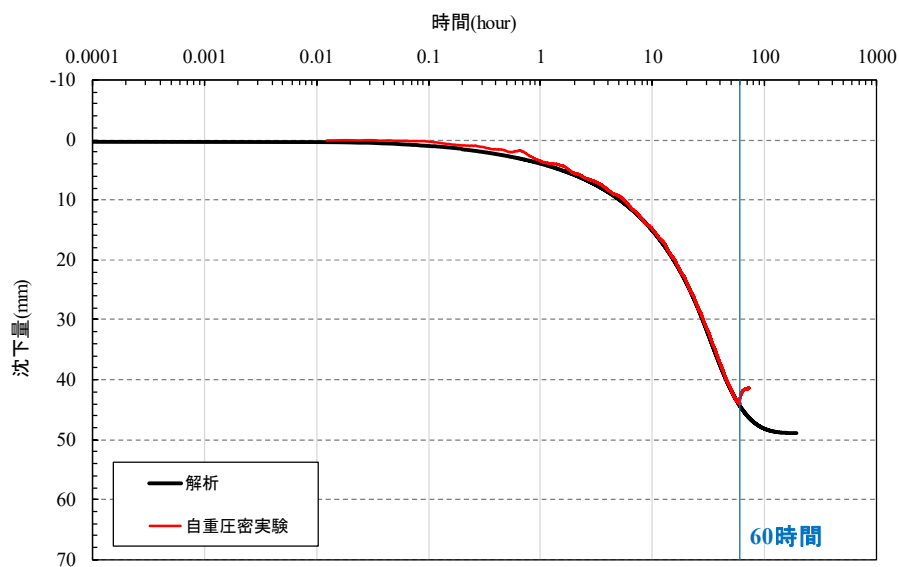


図 4-21 自重圧密実験の土槽断面

図 4-22 は粘土の深度方向における水中単位体積重量で，自重圧密解析と実験の双方で得た値を比較したものである．自重圧密実験の水中単位体積重量 γ' は自重圧密を実施した後，粘土の深度方向に対して 1cm 間隔で含水比を測定し，測定した含水比から式 4-4，式 4-5 を用いて算出した．

$$e = \frac{w\rho_s}{S_r\rho_w} \quad \text{式 4-4}$$

$$\gamma' = \frac{\rho_s - \rho_w}{1 + e} g \quad \text{式 4-5}$$

ここで，間隙比 e は式 4-4 に示される，含水比 w ，土粒子密度 ρ_s ，飽和度 S_r ，水の密度 ρ_w で表される．

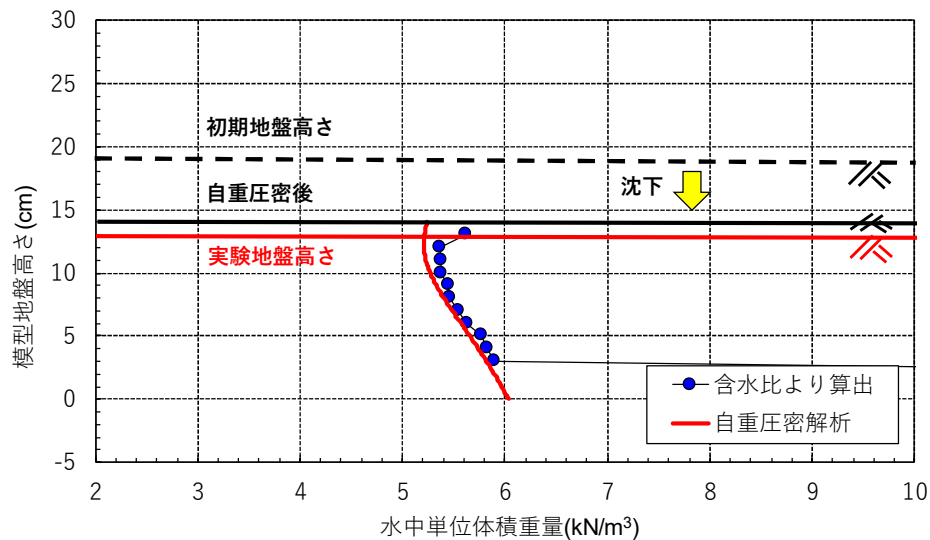


図 4-22 粘土の深度方向における水中単位体積重量の比較

図 4-23 は粘土の深度方向におけるせん断強さに関して、自重圧密過程から得られた結果と解析結果を比較したものである。粘土のせん断強度は算出した γ' から有効土被り圧 σ'_v を算出し、モール・クーロンの破壊基準（式 4-3）より各深度のせん断強度 τ_f を推定した。粘土の強度定数は圧密非排水三軸圧縮試験（CU 条件）より設定し、粘着力 $c_{cu}=0\text{kN/m}^2$ 、せん断抵抗角 $\phi_{cu}=22.1^\circ$ （三笠の考え方）とした。

双方で得られた粘土の強度分布を比較すると、自重圧密試験で得られたせん断強度は相対的に低い傾向にあるが、表面強度が $\tau_f=3.8\text{kN/m}^2$ 程度となり解析で設定した目標強度と同程度の値が得られた。

したがって、本実験は北広島産の粘土を用いて初期含水比は液性限界 w_L の 1.5 倍（ $w=110\%$ ）とし、スラリー粘土の投入高さは 19cm、自重圧密時に粘土表面上にアルミ板（有効上載荷重 P : $P=8.1423\text{kN/m}^2$ ）を設置することとした。

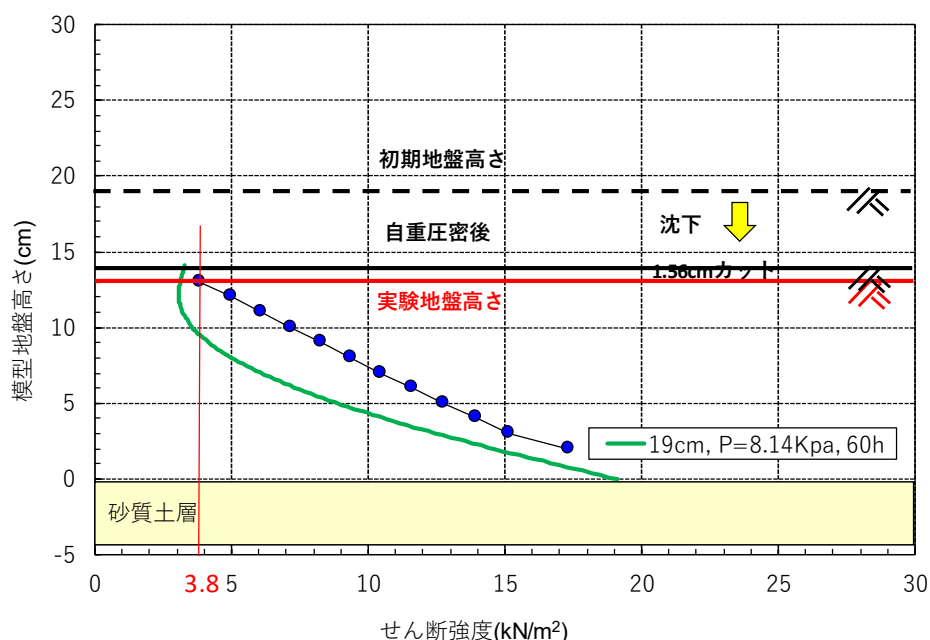


図 4-23 粘土の深度方向におけるせん断強度の比較

4. 2. 4 各種地盤の作成方法

a) 軟弱地盤（粘土）

軟弱地盤は 50G の遠心力場で自重圧密することによって作製した。軟弱地盤表層部の目標強度は、軟弱層厚 13cm を想定したものであるが、自重圧密後の軟弱層厚の出来形は 13cm よりやや厚いために軟弱地盤の表面をカットして層厚を調整した。軟弱地盤の作製手順は、以下の通りである。

- ① 軟弱地盤は自重圧密時に両面排水条件とするために、壁面に排水パイプを設置する（写真 4-2）。



写真 4-2 排水パイプの設置

- ② 支持地盤（下面排水層）は東北硅砂 5 号を用いて砂振らし装置により作製する（写真 4-3）.

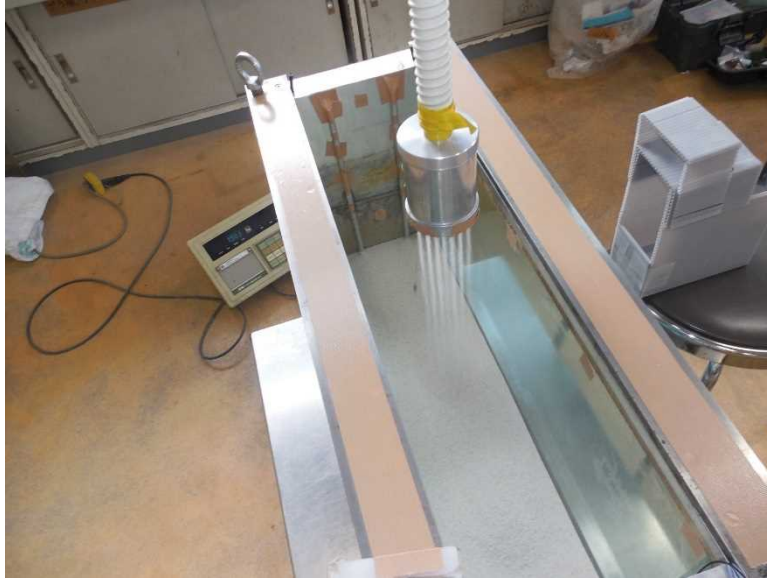


写真 4-3 支持層の作成

- ③ 真空ミキサーにより攪拌混合した北広島産粘土を，土槽内に空気が入らないよう慎重に投入する（写真 4-4）.



写真 4-4 粘土の投入

- ④ エア抜き治具を用いて混入した気泡を除去する（写真 4-5）.



写真 4-5 気泡の除去

- ⑤ 所定の高さ（厚さ 19cm）まで粘土を投入したら，軟弱地盤（粘土）地表面を整える（写真 4-6）.

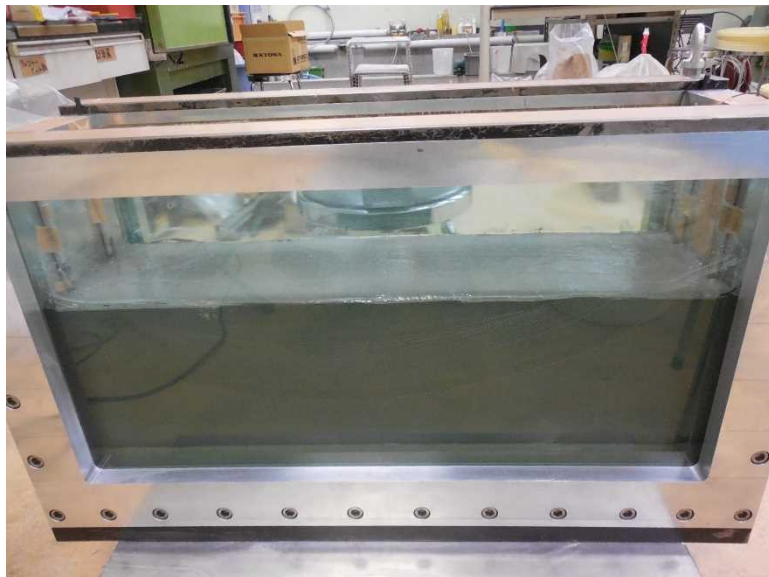


写真 4-6 所定の高さまで粘土投入

- ⑥ 土槽を遠心力载荷装置に設置，50G の遠心場にて自重圧密させる．自重圧密の終了は，地表面沈下量の圧密度 $U=90\%$ に到達した段階とする（写真 4-7）．

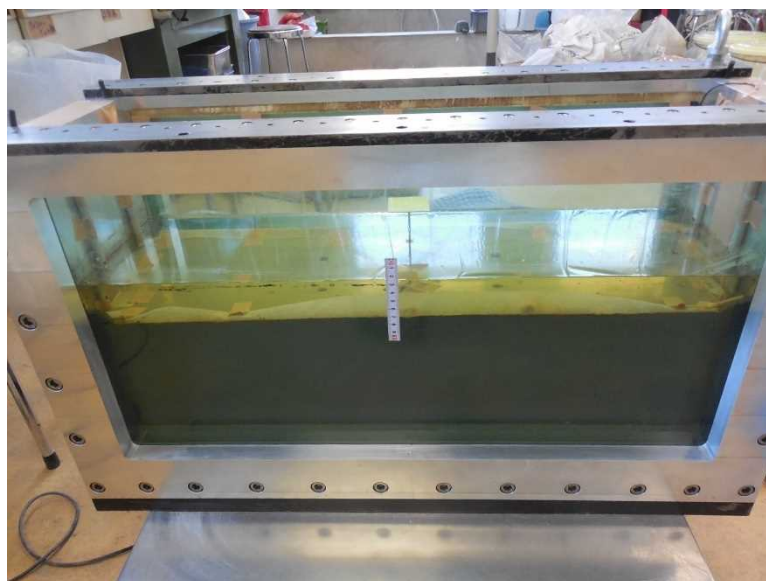


写真 4-7 自重圧密後の状況

- ⑦ 自重圧密後，土槽を遠心力载荷装置より降ろし，所定の高さまで地盤をカットする（写真 4-8）．



写真 4-8 所定の高さまで粘土表層部をカット

- ⑧ 軟弱地盤（粘土）の完成状況を示す（写真 4-9）.



写真 4-9 軟弱地盤（粘土）の完成

b) 盛土

盛土は予め型枠内で締固めにより作製し、凍結させた状態で軟弱地盤上に設置することとした。盛土の作製手順を以下に示す。

- ① アルミ製の型枠を組み立てる（写真 4-10）.

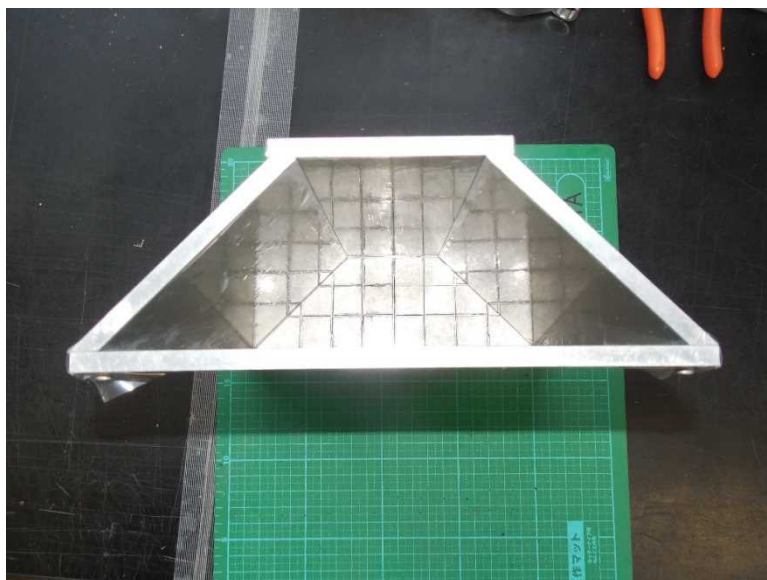


写真 4-10 盛土の型枠(アルミ製)

- ② 加振後の盛土の変形を把握するために、盛土表面にソーメンを設置する（写真 4-11）.

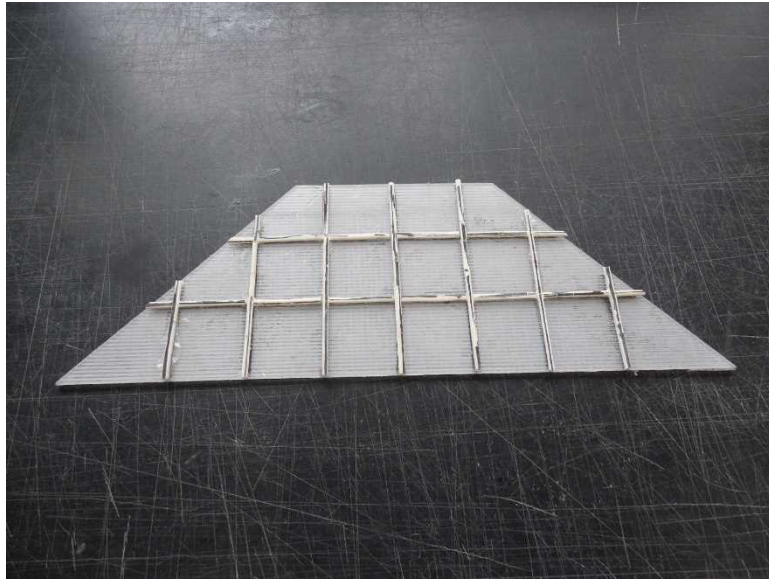


写真 4-11 ソーメンの設置

- ③ 最適含水比に調整した山砂を $D_c=90\%$ の密度 ($\rho_d=1.286\text{g/cm}^3$) になるよう、締固める(写真 4-12).



写真 4-12 山砂の締固め

- ④ 盛土内の所定の位置に加速度計を設置する (写真 4-13).

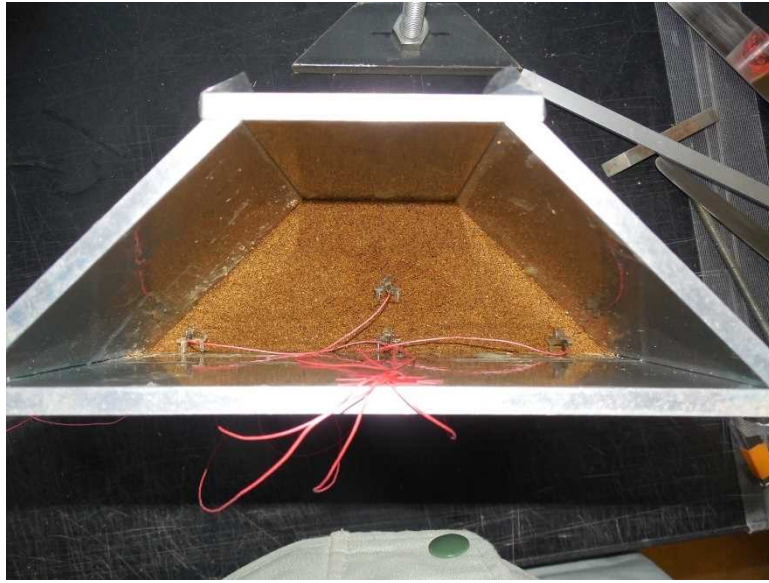


写真 4-13 加速度計の設置

- ⑤ 締固め後，盛土表面および端部を整えて凍結させる (写真 4-14).

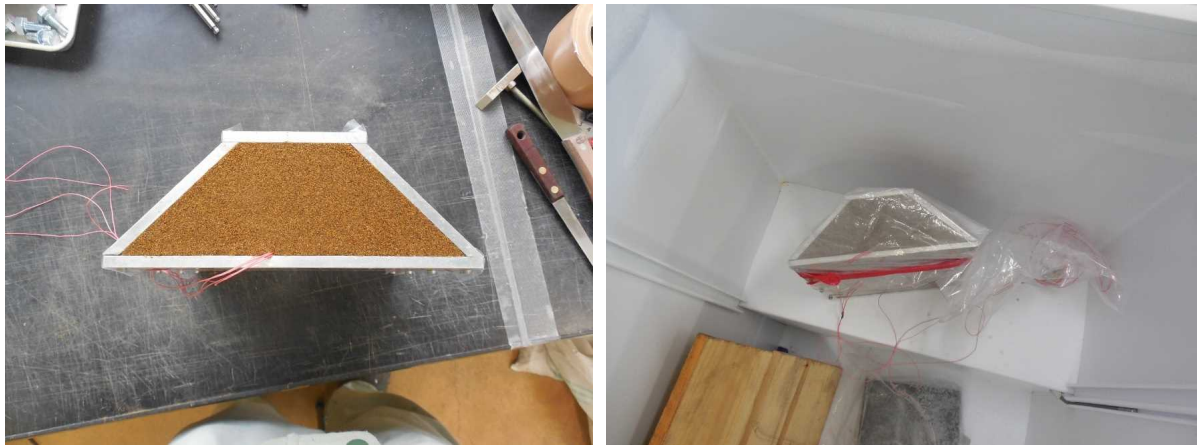


写真 4-14 盛土の完成および凍結

- ⑥ 凍結させた盛土を型枠から取出し、予め作成した軟弱地盤上に静置しやすいよう盛土天端に取っ手を設置する（写真 4-15）。



写真 4-15 脱型後の凍結盛土

- ⑦ 盛土天端に取り付けた取っ手を撤去した後に軟弱地盤上に静置し、解凍後に動的遠心力載荷試験を実施する（写真 4-16）。



写真 4-16 軟弱地盤上に凍結盛土を設置

c) 深層改良体

深層改良体は以下の手順で作製した．

- ① 改良体の型枠は浅層改良体を作製するにあたり，予め軟弱地盤を掘削する際の周辺地盤への変形を抑制する役割のほか，深層改良体の打設に際して掘削および打設時のガイドの役割を果たす目的である．型枠の素材はアクリル製（透明）で幅 180mm，長さ 198mm，厚さ 20mm である．なお，長さは土槽奥行き方向の長さが 200mm のため，余裕シロとして 2mm 長さを短くした（写真 4-17）．

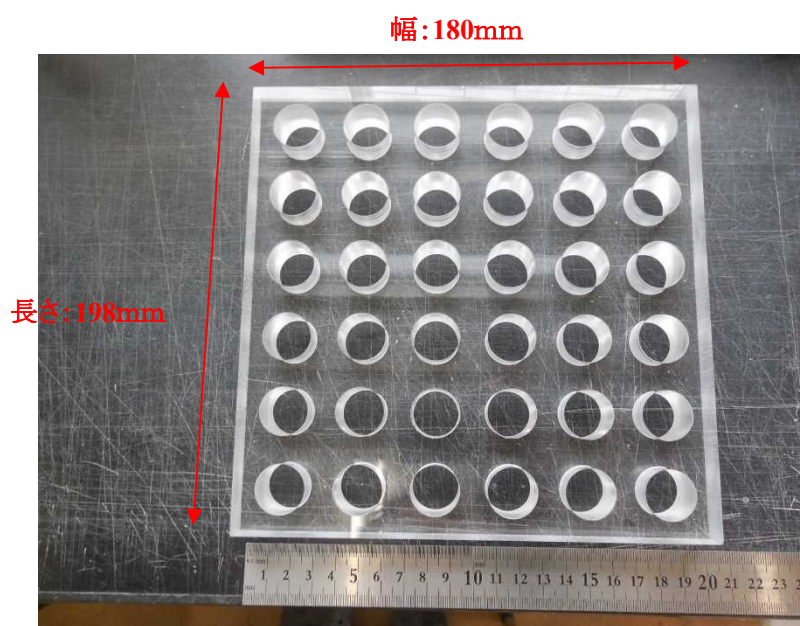


写真 4-17 改良体の型枠(アクリル製)

- ② 改良体の型枠を取り外す際、軟弱地盤を乱さないよう型枠周面にビニールを貼り付ける（写真 4-18）.



写真 4-18 改良体型枠周辺部へのビニールの貼り付け

- ③ 浅層改良体の設置箇所を掘削し、改良体の型枠を設置する（写真 4-19）.



写真 4-19 改良体型枠の設置

- ④ 深層改良体打設箇所の掘削は、外径 $\phi=20\text{mm}$ の外管と外径 $\phi=18\text{mm}$ の内管を用いた二重管法により管内をドリルにて掘削する。

まず、外管（外径 $\phi=20\text{mm}$ ）を軟弱地盤内に挿入し、外管の先端が基盤層（排水層）である砂層へ到達したのを確認したあと、ドリルで軟弱地盤と基盤の砂層を取り除く（写真 4-20）。

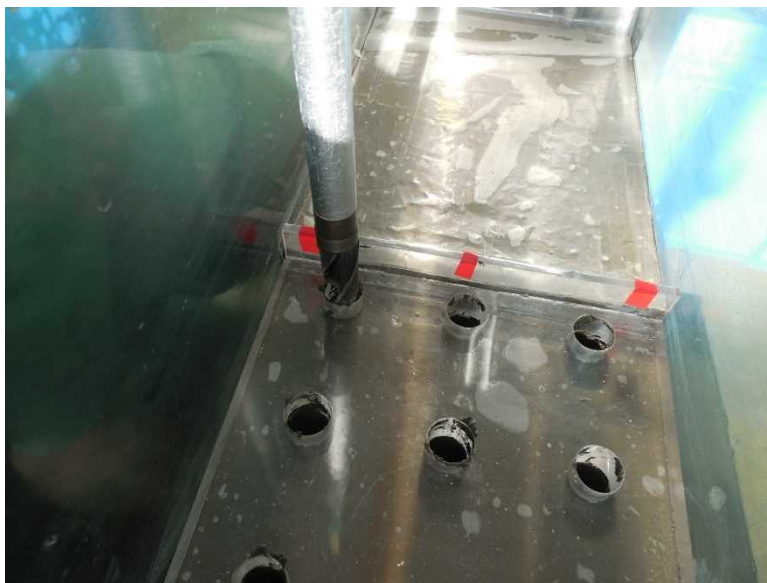


写真 4-20 ドリルによる軟弱地盤と基盤層(砂層)の掘削

- ⑤ 外管（外径 $\phi=20\text{mm}$ ）は改良体型枠をガイドとして、軟弱地盤内に挿入する（写真 4-21）。

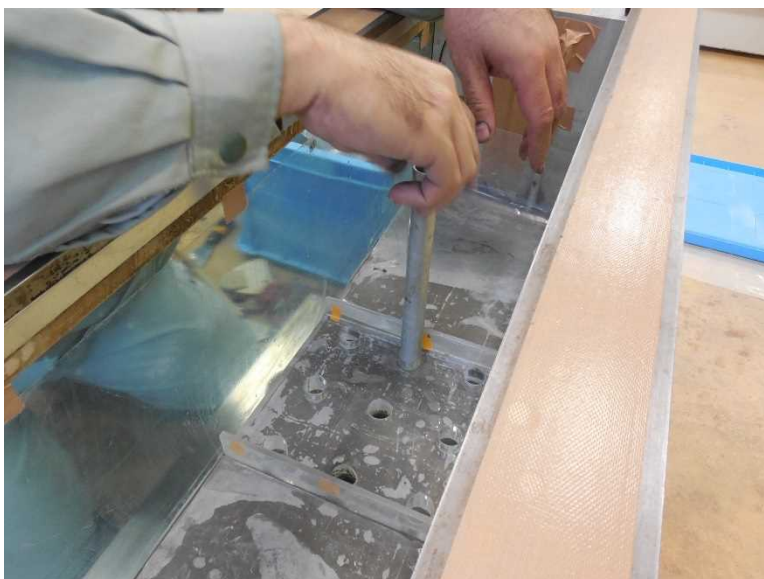


写真 4-21 軟弱地盤内への外管の挿入

- ⑥ 外管内（外径 $\phi=20\text{mm}$ ）に内管（外径 $\phi=18\text{mm}$ ）を砂層まで挿入，その後，内管を引抜いて外管内の試料（軟弱地盤，砂）を取り除く（写真 4-22）。



写真 4-22 内管の挿入状況

- ⑦ 押出し棒（外径 $\phi=15\text{mm}$ ）でセメントスラリーを押し出しながら、外管（外径 $\phi=20\text{mm}$ ）を引き抜くことで掘削孔にセメントスラリーを注入する（写真 4-23）。深層改良体の打設は粘土と早強ポルトランドセメントを水セメント比 $W/C=1.0$ にて攪拌，混合したものである。



写真 4-23 掘削孔へセメントスラリーを注入

- ⑧ 掘削孔にセメントスラリーの打設が終了した後、改良体型枠を取り外し、端面を整形する（写真 4-24）。



写真 4-24 深層改良体の打設完了

各改良体の一軸圧縮強さは ALiCC 工法マニュアル⁴⁾に従って決定した。ケース 2～ケース 4 の深層改良体は改良体頭部に作用する集中荷重と仮定して、それを満足する一軸圧縮強さとした。

深層改良体の改良率は文献 4) で定める下限値 ($a_p=8.7\%$) としたが、ケース 2 の改良率は深層改良体のみの設計で一般的に採用される値 ($a_p=30.7\%$) とした。

盛土は横断面が開放された型枠内に最適含水比で調整した山砂を奥行き方向の長さ $l=20\text{cm}$ を盛土厚 $t=2\text{cm}$ ごとに締固め度 $D_c=90\%$ で締固めた。その後、盛土を凍結させた後に型枠を脱形し、予め作製した軟弱地盤上に設置した。

d) グラベル基礎

- ① グラベル基礎用に作成した型枠（木枠：厚さ 20mm，幅 180mm，奥行き 200mm）内に実験用ジオテキスタイルを設置する．実験用ジオテキスタイルは，試験施工で使用したジオテキスタイルの引張剛性 $E_t(=1,750\text{kN/m})$ の 1/50 相似則にほぼ合致した補強材シート ($E_t=36\text{kN/m}$) を使用した（写真 4-25）．



写真 4-25 浅層改良体(グラベル基礎)の型枠

- ② 碎石は 2mm 以下に調整した C-40 碎石を型枠に投入し締め固める．なお，作製条件は締め固め度 $D_c=90\%$ ，最適含水比 $w_{\text{opt}}=8.8\%$ とした（写真 4-26）．



写真 4-26 碎石の締め固め

- ③ 碎石層間の馴染みを良くするため、締固めた表層面を目粗し状態にする（写真4-27）.



写真 4-27 碎石表面の目粗し

- ④ 碎石は2層に分けて投入し、1層目と同様に $D_c=90\%$ に締固めて作製する（写真4-28）.



写真 4-28 グラベル基礎の表層面

- ⑤ ジオテキスタイルの重ね合せ長さは実際の施工条件³⁾と合わせて 4cm(実換算 2m)とし、ラップさせたジオテキスタイルを接着剤で固定した(写真 4-29)。

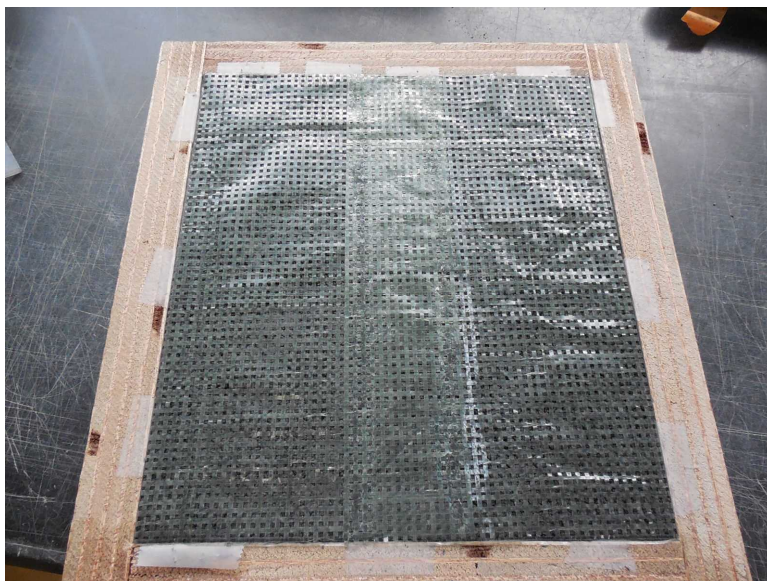


写真 4-29 グラベル基礎の完成

4. 2. 5 計測機器

各観測機器は図 4-2～図 4-4 に記載の位置に設置した。レーザー変位計は盛土および周辺地盤の変形状況を把握するために、盛土天端中央部と盛土法肩、盛土法尻と盛土法尻から 150mm(実換算 7.5m)離れた位置の計 4 か所に設置した。

地中変位計(写真 4-30)は加振に伴う軟弱地盤の側方流動の有無を把握するために、稲垣ら⁵⁾の方法に準拠して薄いリン青銅板($t=0.3\text{mm}$)にひずみゲージを 4ヶ所貼ったものを作製(図 4-24)し、改良体背面部と改良体間の 2 か所に設置した。加速度計は軟弱地盤地表面から深さ 40mm(実換算 2m)と深さ 80mm(実換算 4m)、盛土内には盛土底面から高さ 20mm(実換算 1m)の位置に設置した。



写真 4-30 地中変位計

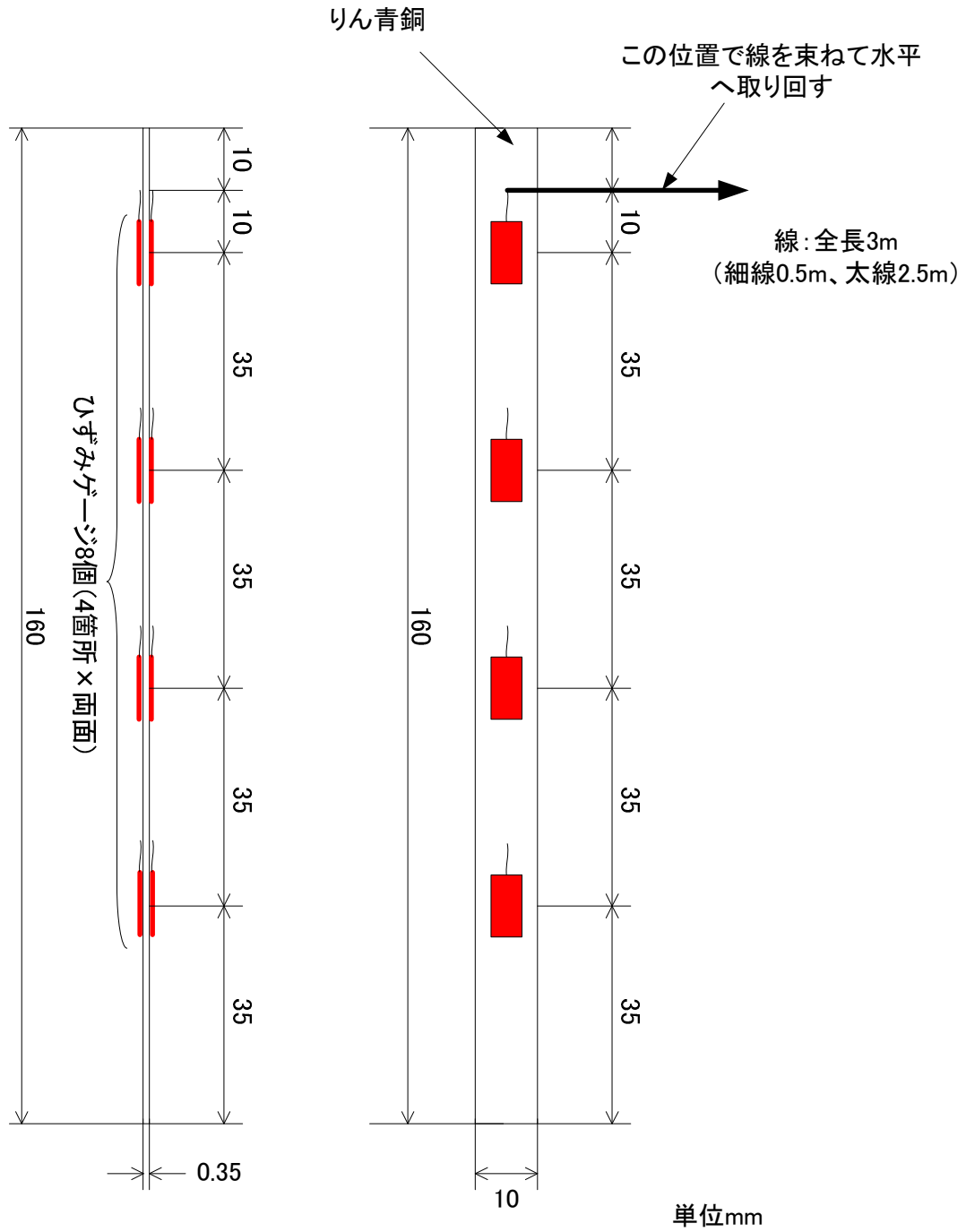


図 4-24 地中変位計の仕様

4. 2. 6 加振条件

すべての作業が終了したあと実験土槽を遠心力载荷試験装置に設置し、重力場から 5G ごと段階的に 50G まで加速度を増加させた。各重力場へ到達した後は 3 分間状態を保持し、盛土天端および盛土法肩の沈下が概ね収束したことを確認し加振実験を実施した。設定した加速度波形は入力周波数 75Hz（実換算 1.5Hz）の正弦波（40 波）とした。目標入力加速度はレベル 2 地震動を想定して 500gal（ケース 5 のみ入力加速度 350gal, 500gal の連続加振）とした。

図 4-25 はケース 1 の実験土槽底部に設置した加速度計の加振加速度を実物換算した値である。軟弱地盤の変形状態は加振前後で実験土槽内を撮影し、予め軟弱地盤の横断面に対して軟弱地盤地表面から底部まで幅 2cm 間隔で設置した素麺の動きをトレースしてこれらの挙動を確認した。また、深層改良体や浅層改良体の変形や破壊状況は、加振実験後に軟弱地盤を丁寧に取り出して改良体を露出させ詳細を確認した。

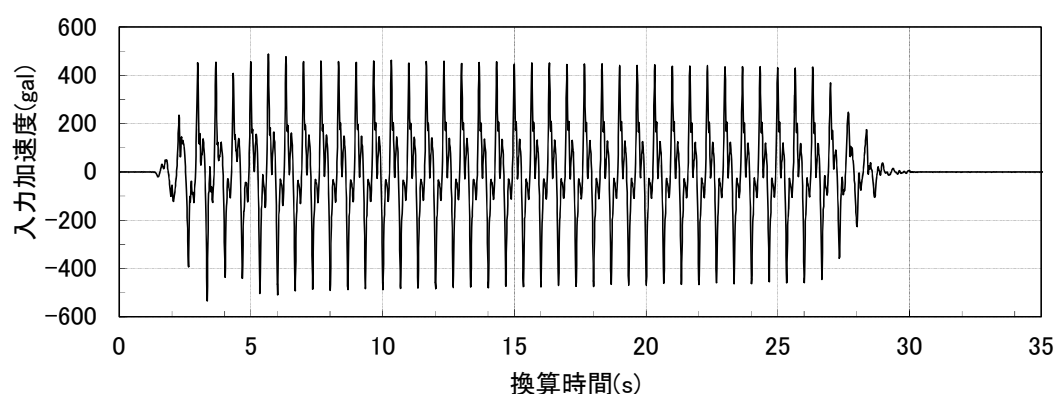


図 4-25 入力地震動(ケース 1)の波形

4. 3 実験結果および考察

4. 3. 1 動的遠心実験後の観察

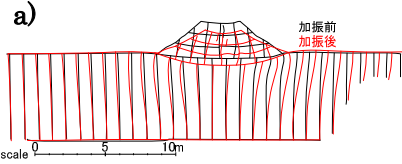

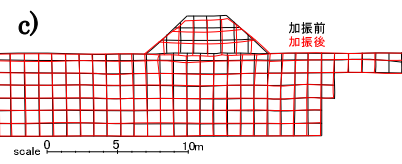
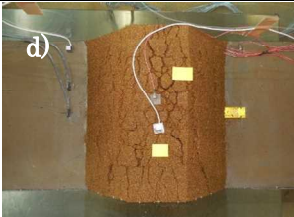

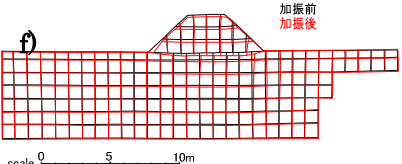
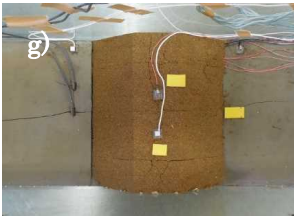

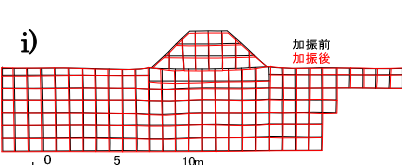
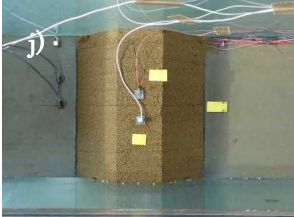

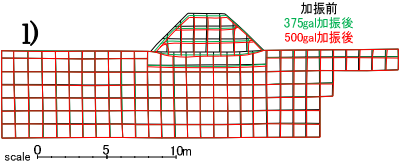
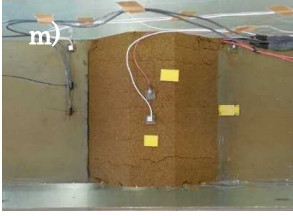

表 4-9 は各ケースにおける加振前後の盛土および軟弱地盤の変形状況、加振後の盛土と改良体の状況を示す。ケース 1 の加振前後の変形（表 4-9 a）および b））に着目すると、盛土天端中央を起点として左右両方向にすべり破壊が見られ、盛土天端中央部が大きく沈下するとともに盛土法尻と軟弱地盤の境界部には大きな亀裂が生じており、盛土の機能が著しく損なわれた状態にあると判断される。これは盛土および地盤に作用した加振力で崩壊すると考えれば、加振に伴う盛土水平方向の荷重増加と盛土下部の粘土のせん断強度の低下⁶⁾によるものと思われる。以上より、ケース 1 は図 4-1 (b)に記載された、軟弱地盤の崩壊による盛土の変形モードを再現できたと考える。

次に深層改良体のみのケース 2 について述べる。加振後に盛土全体が若干沈下したが、ケース 1 のようなすべり破壊は確認されず、ケース 1 と比較すると加振前の盛土形状を加振後にも概ね保持している（表 4-9 c））。しかし、加振後の変形状態を詳細に見ると（表 4-9 d））、盛土天端全体および両法尻の法線方向に亀裂が生じており、盛土法面にははらみ出しが確認できる。深層改良体は盛土横断方向の最も左側の改良体に若干の傾斜が見られる（表 4-9 e））が、その他はいずれも鉛直性を保持していた。改良体が概ね健全であるにも拘わらず、盛土天端全体と一部の法面に数多くの亀裂が生じた要因は、加振に伴う盛土に作用する水平力の増加と深層改良体間にある粘土のせん断応強度の低下⁶⁾によって、盛土全体に沈下が生じたためと推察される。

最後に、複合型地盤改良であるケース 3～ケース 5 の観察結果を述べる。各ケースの加振前後の変形モードをみると、グラベル基礎補強厚 $t=0.5\text{m}$ のケース 3 では盛土とグラベル基礎補強で若干沈下が見られたが、同 $t=1.0\text{m}$ のケース 4 では確認されなかった（表 4-9 f）, i)）。一方、加振履歴を受けたケース 5 はケース 3 と同様、盛土とグラベル基礎補強に沈下が見られた（表 4-9 l））。

各ケースの盛土全体や周辺地盤をみると、ケース 3 とケース 4 はいずれも盛土天端中央部に法線方向の亀裂が生じたがその範囲は限定的であり、盛土法尻には亀裂は認められず（表 4-9 g）, j)）、ケース 5 は盛土天端、盛土法面とも亀裂は確認されなかった（表 4-9 m））。なお、各ケースで盛土横断方向に亀裂がみられるが、これは盛土を凍結させて作製したため、盛土の奥行き方向の寸法が土槽の奥行き寸法より若干小さくなり、加振時には盛土が奥行き方向にわずかに変形したと予想される。ケース 3～ケース 5 はケース 2 と同様、加振に伴う盛土に作用する水平力の増加と深層改良体間にある粘土のせん断応強度の低下が生じていると考えられるが、グラ

表 4-9 加振前後の変形および加振後の天端・改良体の状況

ケース	加振前後の変形	盛土天端（加振後）	改良体状況（加振後）
1			改良体なし
2			
3			
4			
5			

ベル基礎補強が盛土沈下低減に寄与したと思われる。

次に深層改良体とグラベル基礎補強の状態をみると、ケース3、ケース4は深層改良体の鉛直性が保持され亀裂も認められなかったが（表4-9 h）、ケース5は中央と右側に位置する深層改良体の水平方向に亀裂が生じていた（表4-9 n）。グラベル基礎補強の状態はケース4のみの評価であるが、グラベル基礎補強は深層改良体が設置された箇所に凹みが見られたが、ジオテキスタイルに破断などは確認されなかった（表4-9 k）。

4. 3. 2 地中水平変位量

図 4-26 は各ケースの加振後の地中水平変位量(実物換算値)であり, 図 4-26 a) は深層改良体背面部, 図 4-26 b) は深層改良体間の状態を示している. 横軸の変位量はマイナス側では盛土から周辺地盤へ離れる方向, プラス側は盛土側への変形を示している.

地中変位計の設置箇所は図 4-2, 図 4-3 を参照されたい. ひずみゲージ位置の水平変位量は, リン青銅に貼ったひずみゲージ (4 ヶ所) から加振直後に得られた曲げひずみ (ϵ) より曲げモーメントを求めて, これを深度方向に 2 回積分することで算出した. なお, ひずみゲージ間の水平変位量は 3 次スプライン補間法⁷⁾で外挿している.

地中変位の変形モード等はケース 1, ケース 2, ケース 3~ケース 5 に分けて考察する. ケース 1 をみると, 盛土から離れる方向に弓状の変形モードを呈しており, 軟弱地盤深さが約 2~2.2m で最大変位が発生している. この最大変位の発生位置が先述した盛土のすべり破壊によるせん断面に相当すると考えられ, これらの計測結果は先述した加振後の盛土周辺地盤への変形状況 (表 4-9 a)) と整合している.

ケース 2 では 2 つの地中変位計はいずれも改良体間に設置 (図 4-3 ケース 2 参照) されており, 軟弱地盤地表面近くの水平変位が最も大きかった. 外側に配置された深層改良体 (表 4-9 e)) をみると, 改良体頭部が盛土周辺部へ倒れ込む挙動が確認されたが, 深層改良体の改良率が $a_p=30.7\%$ と密な配置であることから, 深層改良体と軟弱地盤が一体的に挙動したと考えられる.

これに対して, ケース 3~ケース 5 をみると, 改良体背面, 改良体間ともに軟弱地盤深さ 3.5m より浅い部分の地中水平変位は盛土側に引き込まれる変形モードであった. これは重力場が土槽右側に作用している影響 (図 4-3 参照) と考えられるが, いずれのケースも変形モードと水平変位量に大差はなく, 2 回のレベル 2 地震動を作用させたケース 5 においても, 軟弱地盤内の水平変位に大きな変化が生じていないことを踏まえると, 盛土の安定性に影響を及ぼさないと考えられる.

以上のように, ケース 3~ケース 5 は改良体背面部と改良体間の変形モードや水平変位量に大きな違いは確認できないことや, 改良体と軟弱地盤は一体的に挙動していることを踏まえると, 加振時にはいわゆる複合地盤として挙動することで効果的に耐震性が向上していると判断できる. さらに対策効果は, 余震を考慮した場合においても十分に機能を発揮できることもわかった.

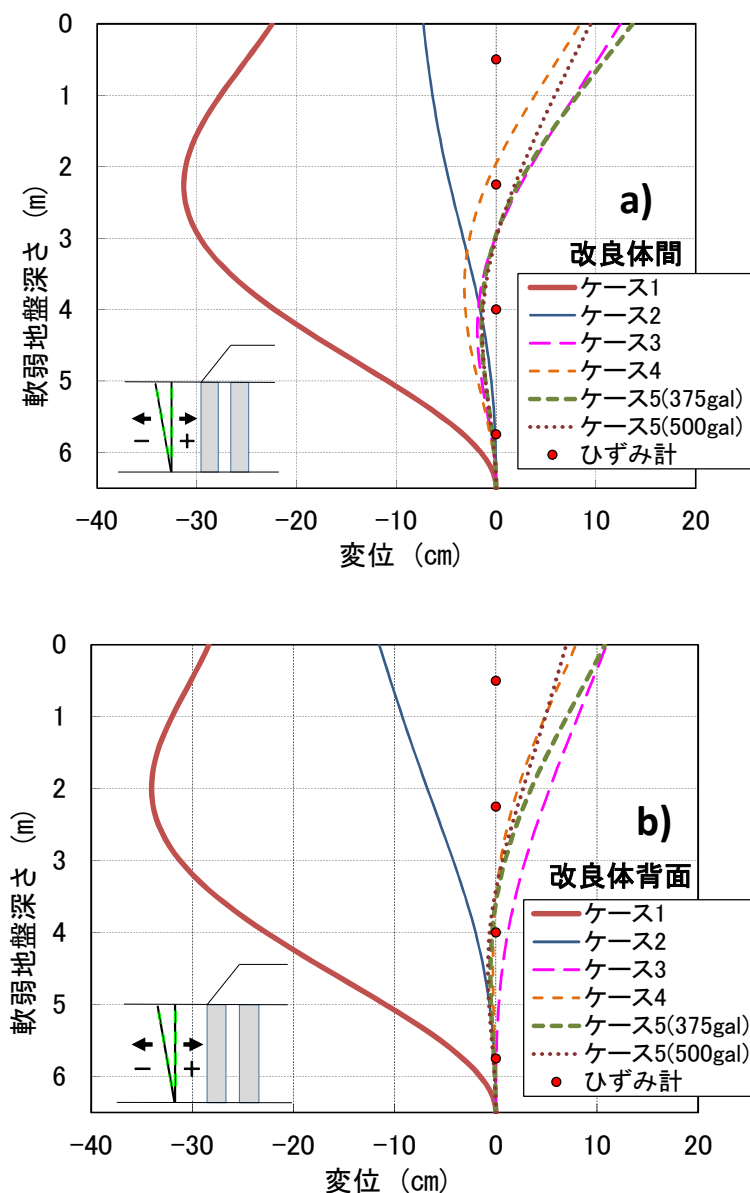


図 4-26 加振後の地中変位量

4. 3. 3 応答加速度

図 4-27 は各ケースの軟弱地盤および盛土内の応答加速度であり、図 4-27 a) は軟弱地盤地表面を $GL=0\text{cm}$ とした場合の盛土中央部直下 $GL-4\text{cm}$ (-2m)、図 4-27 b) は同じく盛土中央部 $GL+2\text{cm}$ ($+1\text{m}$) の結果である。比較対象はケース 1、ケース 2、ケース 4 とした。

図 4-27 a) をみると、ケース 4 で軟弱地盤内の応答加速度が換算時間 7 秒後以降に大きくなる傾向にあるが、ケース 1、ケース 2 と相違はない。これは、深層改良体の有無に拘わらず、同一深度における軟弱地盤の応答加速度には影響を及ぼさないことを示唆している。一方、盛土内の応答加速度 (図 4-27 b)) を見ると、ケース 2、ケース 4 はケース 1 より応答加速度が大きくなった。

ここで筆者らが実施した既往の研究⁸⁾では、盛土支持地盤の剛性が高い場合には盛土の応答加速度が大きくなる傾向にあると報告している。この結果を勘案すると、ケース2およびケース4では深層改良体の設置によって高い剛性を有する支持地盤を介して盛土内へ加速度が伝播したと考えられる。ケース2（深層改良体）とケース4（深層改良体＋グラベル基礎）における盛土内の応答加速度の違いは、相対的に深層改良体の本数が多いケース2の応答加速度が大きいものの、深層改良体＋グラベル基礎補強を併用したケース4においてもケース1（無対策）と比較すると大きな応答加速度が得られており、盛土支持地盤の剛性は高い状態にあることが伺える。

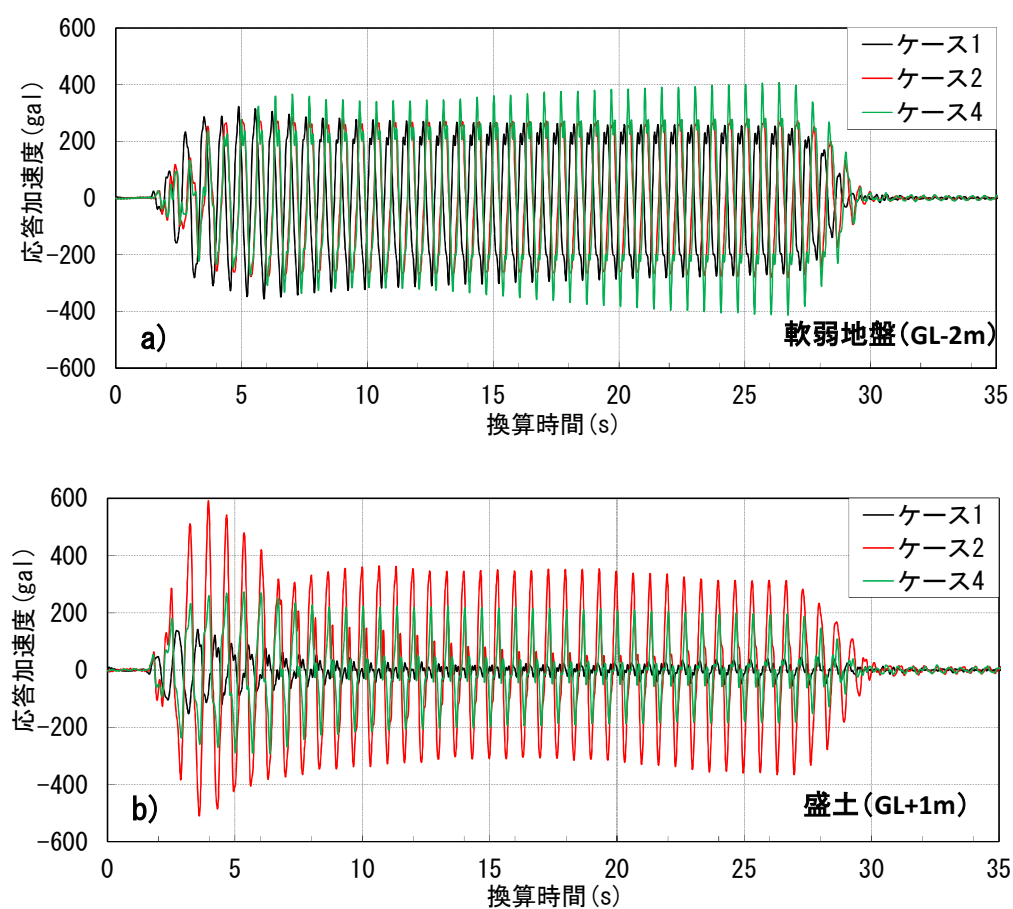


図 4-27 軟弱地盤および盛土内の応答加速度

4. 3. 4 改良効果

図 4-28 は地震動による盛土の変状および周辺地盤の変形状態をより具体的に把握するために、各ケースの計測位置の変形量を実換算で示したものである。なお、プラス表示は沈下量、マイナス表示は隆起量である。なお、支持地盤地表面の変位量については、盛土法尻から実換算で 7.5m 離れた箇所を測定箇所として選定した（図中の「支持地盤地表面」という）。

ケース 1 の沈下量は盛土天端で 100cm 以上、盛土法肩では 90cm 以上であり、盛土法尻に沈下、法尻から 7m 離れた支持地盤地表面では 20cm 程度の隆起が確認された。先述のとおり、無対策では今回の加振レベルに対し、盛土および周辺地盤の変形が顕著なことを示している。

一方、ケース 2～ケース 5 をみると、ケース 2 では盛土天端と盛土法肩の沈下量の平均値は 30cm 程度、ケース 3 は 14cm、ケース 4 は 11cm、ケース 5 は 16cm であった。

図 4-29 はケース 1 の加振時盛土沈下量（盛土天端中央と盛土法肩の沈下量の平均値）を 1 として、各ケースにおける盛土加振後の盛土沈下量をその割合で示したものである。盛土全体の沈下低減率はケース 1 と比較して、ケース 2 は約 3 割、ケース 3 とケース 4 は約 1 割、ケース 5 は約 1.5 割であった。これらの結果から、深層改良体（改良率 $a_p=30.7\%$ ）のみの改良形式と比較して、深層改良体とグラベル基礎補強の併用はレベル 2 地震動に対して高い変形抑制効果が得られ、その効果はグラベル基礎補強厚に依存せずケース 3 でも十分と言える。

図 4-30 はグラベル基礎補強の改良メカニズムを示す。以上に示したような地震動に対する補強効果の発揮メカニズムとして、グラベル基礎補強内の砕石は引張剛性の高いジオテキスタイルで拘束されているが、試験施工ではジオテキスタイルの上面および下面にて設計引張強度の最大 2 割程度のひずみのみである³⁾ことを踏まえると、靱性および剛性に優れた矩形構造体として機能すると考えられる。これによって、上部盛土のすべり破壊を発生させるような水平地震動や改良体間上に応力が作用してもグラベル基礎補強は適度に変形し、盛土の安定性および沈下の抑制に寄与することで高い耐震性を発揮すると考えられる。

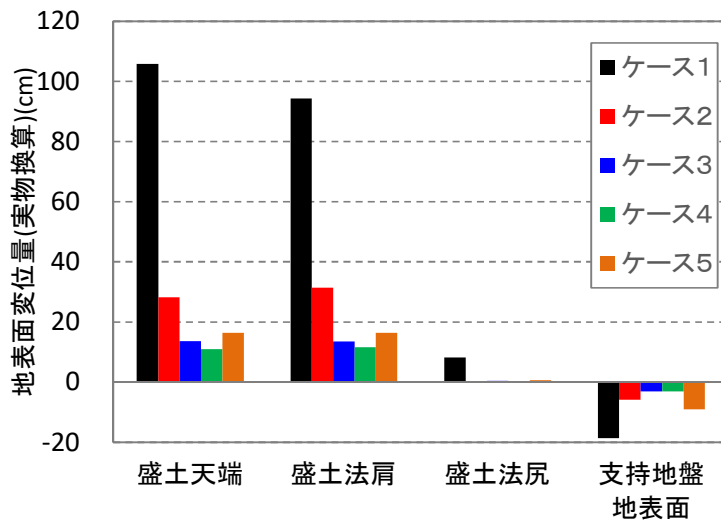


図 4-28 各箇所における変位量

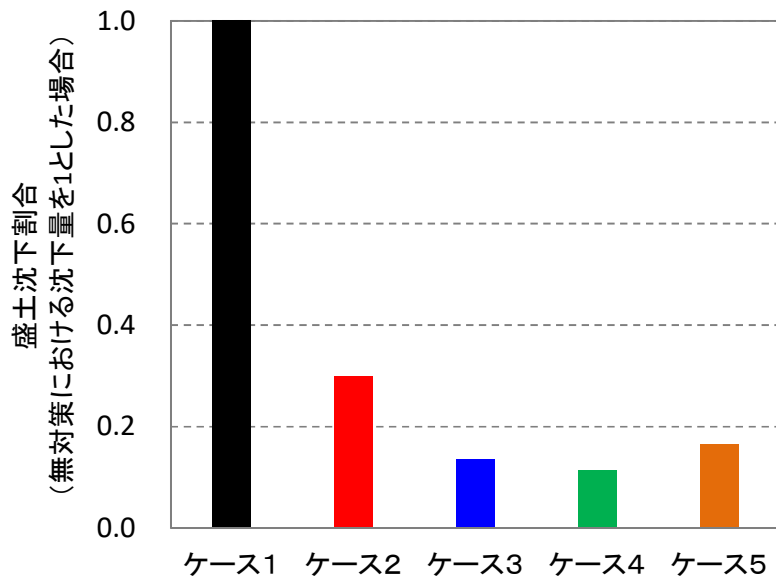


図 4-29 各改良形式の沈下抑制効果

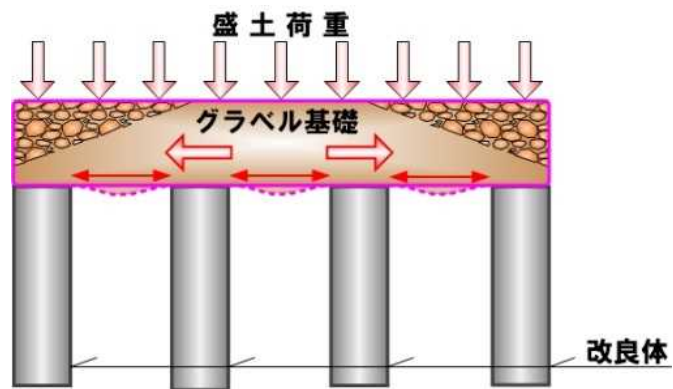


図 4-30 グラベル基礎補強の改良メカニズム

4. 3. 5 グラベル基礎補強の耐震性能に関する考察

表 4-10 は常田らが提案している道路盛土の耐震性能の評価項目とランク区分（以降、常田らの表とする）である。常田らは新潟県中越地震における道路盛土の実被害状況（路面の段差量、すべり崩壊など）や道路管理の運用等に関する事例調査¹⁰⁾、地震時における盛土のすべり破壊に対する耐震性向上に関する遠心力載荷実験¹¹⁾、道路の段差規模と車両の走行性に段差走行実験¹²⁾を踏まえて整理したものである。

道路土工指針（軟弱地盤対策工指針、以降、土工指針とする）では道路盛土に要求される性能を3段階（性能1～性能3）に分類され、性能1は相当する作用によって土工構造物としての健全性を損なわない性能、性能2は想定する作用による損傷が限定的なものにとどまり、土工構造物としての機能の回復が速やかに行い得る性能、性能3は想定する作用による損傷が土工構造物として致命的とならない性能としている。

ここで、ケース2～ケース5の加振後の盛土天端や法面の被災状態（表 4-9）と加振後の盛土沈下量（表 4-28）から、各ケースの耐震性能を常田らの表と土工指針の性能区分で考察する。盛土沈下量は構造物近傍の沈下量、すなわち段差量と仮定して評価することとした。

ケース2をみると、盛土天端には不同沈下は生じていないが、盛土天端や法面に多数の亀裂（表 4-9 d）が生じ、法面には一部はらみ出しが確認できる。盛土沈下量は30cm程度であるが、車道路面の段差、明確なすべり破壊が生じていない。

常田らの表によると、車道路面の段差はランク3、すべり破壊、天端の沈下の項目に直接該当する内容は存在しないが、法面のはらみ出したことや盛土天端が一樣に沈下したことを考慮すると、ランク2に相当すると思われる。また、土工指針で評価すると、法面のはらみ出しは通行機能の安全性の観点から、相応の処置が必要

表 4-10 道路盛土の耐震性能の評価項目とランク区分⁹⁾

ランク	被災直後における常時の通行機能の確保の難易	被害の評価項目			
		車道路面の段差	すべり破壊	天端の沈下	
				横断方向	縦断方向
1	通行機能が確保	段差高が2～3cm以下	すべり面が発生しない	沈下が発生しない	沈下が発生しない
2	通行機能は低下するが、その確保は比較的容易	段差高が2～3cmを超えて、20～25cm以下	すべり面が路肩あるいはのり面内の発生に止まる	小規模で一様に沈下する	小規模で一様に沈下する
3	通行機能が低下し、確保がやや困難	段差高が20～25cmを超えて、50cm以下	すべり面が片側車線に掛かる	小規模だが不均一に沈下する	小規模だが不均一に沈下する
4	通行機能が喪失し、確保が困難であり、長期間を要する	段差高が50cmを超える	すべり面が上下方向車線に掛かる	大規模で不均一に沈下する	大規模で不均一に沈下する

と考えられるため、本実験条件ではケース2は土工指針の性能2程度と思われる。

次にケース3～5をみると、いずれも盛土天端および法面の亀裂は限定的（表4-9 g), j), m)）であり、先述のとおり、ケース3の盛土沈下量は14cm、ケース4は11cm、ケース5では16cmであった。いずれのケースも車道路面の段差、明確なすべり破壊が生じていない。上記と同様、常田らの表で整理すると、車道路面の段差はランク2、すべり破壊と盛土天端の沈下はランク1に該当する。

土工指針では性能1は通常の維持管理程度の補修で土工構造物の機能を確保できるとして、具体例にオーバーレイによる舗装補修を考えて良いとある。北海道開発局道路設計要領¹³⁾では、舗装補修におけるオーバーレイの敷均し一層の厚さは4～7cmの範囲で合理的な層割りとし、条件によっては最大値15cm程度と記載されている。これらを踏まえると、グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良はレベル2地震動に対して性能1を満足するものと考えられる。

4. 4 結論

本報告はグラベル基礎補強を併用した低改良率地盤改良の動的特性に着目した動的遠心力載荷模型実験を実施し、軟弱地盤上盛土の大規模地震動（L2）に対する破壊モードを再現するとともに、レベルⅡ地震動および同規模の連続加振によるグラベル基礎補強上の盛土および周辺地盤への変形抑制効果を検証した結果である。得られた知見を以下に示す。

- ・ 動的遠心力載荷試験によって、軟弱地盤上盛土の地震による盛土の崩壊（変形モード）を忠実に再現できた。
- ・ 深層改良体（改良率 $a_p=30.7\%$ ）単独の改良形式では盛土天端および周辺地盤への変形抑制効果は期待できるが、盛土天端、法面には多数の亀裂が生じ、盛土法面にははらみ出しが確認された。本実験条件における深層改良体（改良率 $a_p=30.7\%$ ）単独の要求性能は、土工指針の性能2程度と推定された。
- ・ グラベル基礎補強の沈下抑制効果はグラベル補強層厚に依存しないこと、レベル2地震動が短期間に二回作用して沈下の抑制効果が高いことが明らかになった。本実験条件におけるグラベル基礎補強併用低改良率地盤改良の要求性能は、土工指針の性能1程度と推定された。

以上より、グラベル基礎補強が高靱性でかつ高剛性を有する矩形構造形式であることを定量的に評価した。

第4章 参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路土工－軟弱地盤対策工指針, pp.104-105, 2012.
- 2) 国土交通省大臣官房技術調査課：道路土工構造物技術基準, 2015.
- 3) 橋本聖, 山梨高裕, 林宏親：経済的な地盤改良技術の改良効果および設計法の提案～グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良について～, 平成29年度国土交通省国土技術研究会 イノベーション部門, 2017.
- 4) ALiCC工法研究会：ALiCC工法マニュアル, 2015.
- 5) 稲垣太浩, 福島勇治, 野津光夫, 李黎明：深層混合処理広報に求めるニーズに応じた設計・施工体系の構築として 杭式改良地盤の変形挙動 ～遠心模型実験結果～, 第36 回地盤工学研究発表会 pp.1079-1080, 2001.
- 6) Hyodo, M., Yamamoto, Y., and Sugiyama, M.: Undrained cyclic shear behavior of normally consolidated clay subjected to initial static shear stress, Soil and Foundations, Vol.34, No.4, pp.1-11, 1994.
- 7) 例えば, 松本英敏：3次スプライン補間法,
<http://www.civil.kumamoto-u.ac.jp/matsu/spline.pdf>.
- 8) 橋本聖, 西本聡, 林宏親：鉄筋挿入式補強による盛土の耐震性向上効果に関する検討, 第12回日本地震工学シンポジウム pp.718-721, 2006.
- 9) 常田賢一, 小田和弘, 中平明憲：道路機能に基づく道路盛土の経済的な耐震強化・補修技術に関する研究開発, 道路新技術会議 道路政策の質の向上に資する技術研究開発報告レポート, No.17-4, 2008.
- 10) 常田賢一：中越地震における盛土構造物の被害と特徴, 最新の耐震設計技術と課題シンポジウム論文集, pp.105-117, 2006.

- 11) 常田賢一，張至鎬，小田和弘，中平明憲，大槻明：地震時のすべり破壊に対する道路盛土の耐震性向上に関する遠心載荷模型実験，土木学会地震工学論文集，Vol.29，No.11-0015，2007.
- 12) 常田賢一，小田和弘，中平明憲，林健二，佐藤光代：段差走行実験に基づく地震時の道路の性能評価および交通運用，土木学会地震工学論文集，Vol.29，No.10-1001，2007.
- 13) 北海道開発局道路設計要領第1集道路第5章舗装 1-5-40～1-5-41，2018.

第5章 非破壊試験を活用した既設補強土壁の健全度評価

2012年に発生した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」のいわゆる、メンテナンスサイクルの確立を徹底するような通達¹⁾が出された。これを受けて、既設補強土壁に対しても例外なく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^{例えば2),3)}が行われている。

具体的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⁴⁾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 値や乾燥密度 ρ_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⁵⁾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の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。

本報告は、大規模に変状した2か所の補強土壁に対して、施工時の履歴、使用された盛土材料の物理特性、ボーリング調査、施工後の降雨や地下水位の履歴、盛土材と補強材で構成されるエリア（以降、補強領域とする）の沈下の経時変化から変状要因を考察するとともに、変状した補強土壁とこれを撤去して再構築した補強土壁に対して実施した表面波探査等の地盤調査結果を踏まえ、表面波探査による既設補強土壁の健全度評価の可能性について考察した。

5. 1 変状した補強土壁の事例調査

5. 1. 1 ジオテキスタイル補強土壁の諸元

図5-1 a), b), c) は本研究で対象とするジオテキスタイル補強土壁（以降，補強土壁）の平面図，展開図および断面図である．当該補強土壁は北海道足寄郡陸別町の丘陵地中腹部に建設された別線道路（切土区間）を跨ぐ橋梁の橋台に取り付けられている．壁高は $H=10.9\text{m}$ ， 10.3m ， 8.0m ，でありそれぞれ A-1 タイプ，A-2 タイプ，B タイプと呼ぶ．補強土壁の総延長は 16.5m である．

補強材は A-1, A-2 タイプで 9 段，B タイプで 7 段敷設されている．具体的には，A-1, A-2 タイプの下段では補強材長 3.8m の補強材が高さ方向に 90cm 間隔で 4 段，中段では補強材長 6.3m の補強材が高さ 120cm で 2 段，上段では補強材長 8.8m の補強材が高さ 120cm 間隔で 3 段敷設されている．補強材強度は 3 種類使用されており，下段，中段，上段の引張強度は 90kN/m ， 72kN/m ， 49kN/m である．B タイプの下段では補強材長 3.0m の補強材が高さ方向に 90cm 間隔で 3 段，中段と上段はそれぞれ補強材長 5.0 および 7.0m の補強材が高さ 120cm 間隔で敷設されている．補強材強度は A タイプと同様に 3 種類使用され，下段，中段，上段の引張強度は 90kN/m ， 60kN/m ， 37kN/m である．

補強材の配置は当該補強土壁の形式に対応するジオテキスタイル設計・施工マニュアル（以下，マニュアル）に準拠しており，後述する力学試験結果に基づいて，粘着力 $c=0\text{ kN/m}^2$ ，せん断抵抗角 $\phi=30^\circ$ ，土の単位体積重量 $\gamma=19\text{ kN/m}^3$ とし，内的安定（円弧すべり，引抜き）および外的安定（滑動，転倒，支持力）の他，全体安定（基礎地盤を含むすべり検討）の照査項目を満足するように設計されている．なお，補強材長は最終的に全体安定の結果で決定されている．

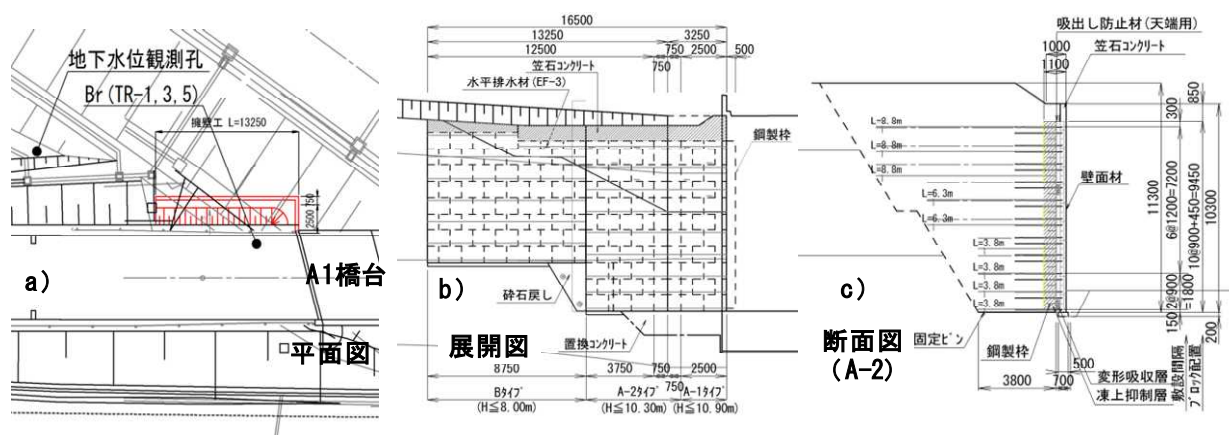


図 5-1 ジオテキスタイル補強土壁平面図，展開図，断面図

5. 1. 2 盛土材

a) 物理的性質

表 5-1 は補強土壁に使用された盛土材の土質試験結果のまとめを示している。表中には補強土壁施工前の盛土材料選定時、当該補強土壁の変状を受けて実施したボーリング調査時、更には再構築時に採取した盛土材に対する試験結果を記載している。変状が発生した補強土壁に用いられていた盛土材は、補強土壁の施工箇所近傍から採取された2種類の現場発生土である。補強土壁施工前調査における地盤材料の工学的分類は粘土混じり砂質礫（以下、A 流用土および B 流用土とする）であり、いずれも細粒分含有率 F_c は $F_c=20\%$ 以下であった。また、自然含水比 w_n は A、B 流用土とも最適含水比 w_{opt} に近い値であった。強度定数は圧密排水三軸圧縮試験（CD 試験）の結果、流用土の強度定数は粘着力 $c=20\text{kN/m}^2$ 程度、せん断抵抗角 $\phi=30^\circ$ 程度であった。

一方、変状した補強土壁に対して、図 5-1 に示す位置で路盤を撤去した補強領域上面を深度 0m（FL=434.17m）とし、そこから深さ方向に TR1 は 0.60~1.54m、TR3 は 5.30~6.14m、TR5 は 8.40~8.83m の地点でトリプルチューブコアサンプリングを行った。このサンプリングから得られた試料の工学的分類をみると、TR1 と TR5 の細粒分含有率 F_c 、土粒子密度 ρ_s や自然含水比 w_n 、コンシステンシーに大きな違いは無いものの、TR3 の細粒分含有率は $F_c \approx 50\%$ 程度と他のサンプリング箇所と比較して相対的に高いことがわかる。なお、再構築時には 0-80mm の粒度調整砕石が使用された。

表 5-1 盛土材の土質試験結果

		工事前調査		壁再構築前調査			壁再構築後
盛土材料		A流用土	B流用土	TR1	TR3	TR5	-
地盤材料の分類		粘土混じり砂質礫		粘土砂混じり礫	細粒分質砂質礫	粘土砂混じり礫	0-80mm砕石
土粒子密度 $\rho_s (\text{g/cm}^3)$		2.613	2.652	2.838	2.875	2.760	2.916
自然含水比 $w_n (\%)$		16.3	21.0	23.3	28.0	7.2	-
粒度特性	礫分 (%)	62.7	48.6	76.4	31.1	76.2	79.2
	砂分 (%)	24.5	25.9	13.0	20.5	14.2	15.1
	細粒分 (%)	5.7	13.6	10.6	48.4	9.6	5.7
	最大粒径 (mm)	37.5	37.5	53.0	26.5	53.0	75.0
コンシステンシー	液性限界 $w_L (\%)$	47.2	47.5	63.3	47.4	NP	-
	塑性限界 $w_p (\%)$	24.4	24.4	26.5	24.9	NP	-
	塑性指数 I_p	22.8	23.1	36.8	22.5	NP	-
締固め試験	試験法	B-a	B-a	-	-	-	B-c
	最大乾燥密度 $\rho_{dmax} (\text{g/cm}^3)$	1.690	1.623	-	-	-	1.884
	最適含水比 $w_{opt} (\%)$	18.6	20.2	-	-	-	16.6
三軸圧縮試験	試験方法	CD	CD	-	CD	-	-
	粘着力 (kN/m^2)	20.7	22.6	-	13.1	-	-
	せん断抵抗角 ($^\circ$)	32.2	29.1	-	38.1	-	-

b) 施工状況および品質管理

写真 5-1 は盛土および路盤施工時の状況を示している。当該箇所の盛土は 2012 年から 2013 年にわたり、2 回に分割して施工された。1 回目は 2012 年 7 月中旬から下旬の 10 日間で壁高 3m（深度 6.7m）程度まで構築し、2 回目は 2012 年 12 月下旬から翌年 1 月上旬までの 9 日間で壁高最大 10m まで施工された。転圧機械は 200kN 級振動ローラであり、仕上がり厚は 1 層 30cm である。なお、2012 年 12 月 29 日から翌年 1 月 6 日まで工事は実施していない。

盛土の品質管理として施工層厚 11 層目と 15 層目（壁高 3.3m，壁高 4.5m 相当）において、砂置換法による土の密度試験が実施された。当該箇所の盛土材は A 流用土で乾燥密度 $\rho_d=1.538\text{g/cm}^3$ であり、締固め度 D_c に換算すると $D_c=90\%$ となるため、所定の品質管理基準値（ $\geq 90\%$ ）を満たしていた。



写真 5-1 盛土, 路盤の施工状況

5. 1. 3 補強土壁が変状した経緯

a) 壁パネルの変状

補強土壁の所定の高さまで盛土を構築した後、路盤および舗装工事が実施され、2013年1月下旬に道路が供用された。しかし、供用開始から約5カ月後である2013年6月下旬に壁パネルの変形や橋台背面盛土の沈下が顕在化したため、壁面変位の計測および目視観察、補強領域上部の道路路面での沈下計測が開始された。

図5-2 a)～c)は変状した壁パネルの様子を示す。壁パネルが壁前方に変位し、目開きや段ズレなどが生じており、壁パネル端部の圧縮破壊が確認された(図5-2 c))。また、補強土壁頂部の嵩コンクリート天端の目地ズレも確認された。11月29日には、壁面パネル前方への水平変位が収束しないと判断し、図5-2 c)に示すように壁パネル前方に大型土嚢を積み上げることで壁面変位を強制的に抑制した。なお、壁パネルの変位量は、水準点を用いない簡易計測であったことから測定精度が極めて悪かった。しかしながら、施工管理者からの聞き取りでは、壁パネルの変位は明らかに経時的に進行していたとの証言を得た。

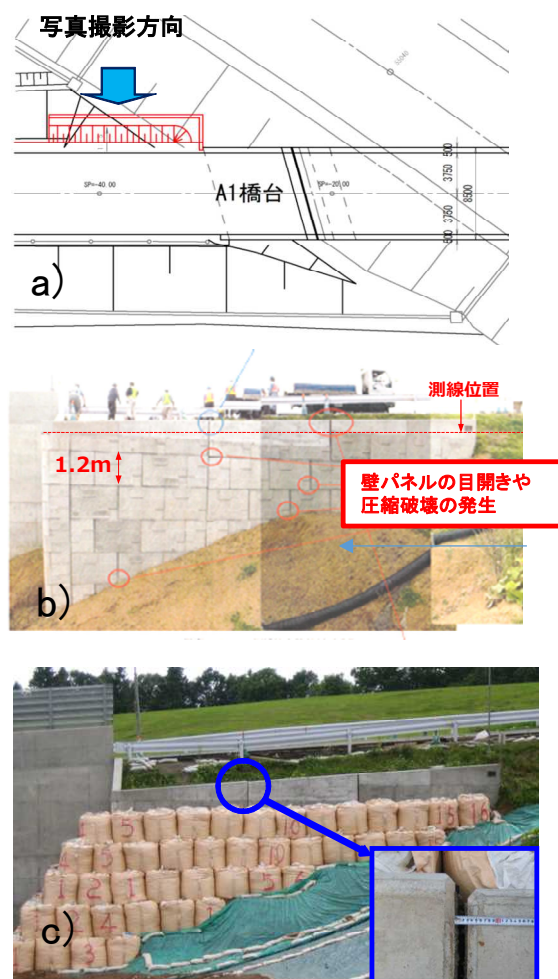


図5-2 壁パネルの変状および変位抑制状況

b) 補強土壁上部の沈下挙動

図 5-3 は当該現場周辺のアメダスによる日降雨量 (mm/日) と気温、補強土壁上部の道路路面のうち、①壁近傍 (シンボル赤色)、②道路中央 (シンボル青色)、③盛土法肩 (シンボル緑色) の道路縦断方向に 3 か所 (合計 9 か所) で沈下計測を実施した結果を示している。

2013 年 6 月下旬の計測開始以降、時間経過に伴い沈下量は増加傾向にあり、10 月 8 日にオーバーレイを実施する前の沈下量は、壁近傍 (道路中央より 3.25m 補強土壁側) では最大約 135mm、道路中央では最大約 110mm、盛土法肩 (道路中央より 3.25m 盛土法肩側) は最大 100mm であった。いずれの箇所においても特徴的な沈下の傾向は、8 月下旬と 9 月中旬に約 70mm/日の比較的まとまった降雨後に、沈下が進行している点である。このことから、沈下の進行には、降雨に伴う浸透水の影響が示唆される。10 月 8 日に橋台背面部の補強領域でオーバーレイが実施されたが、さらに各計測箇所で最大 15mm の沈下が生じたため、2014 年 4 月 24 日に 2 度目のオーバーレイを実施された。その後、道路路面の沈下計測は同年 7 月下旬まで継続的に行われたが、経時的に沈下が進行するような挙動は確認されなかった。

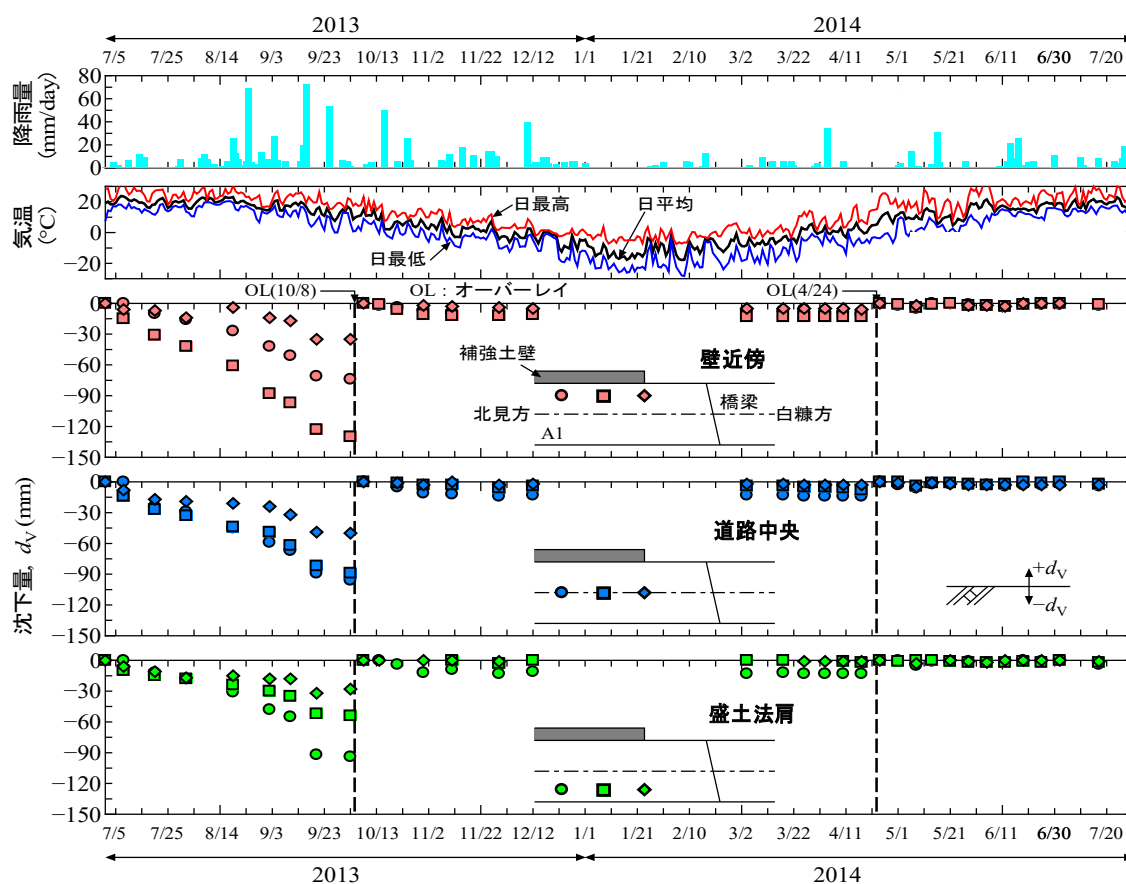


図 5-3 補強土壁の経時的な沈下および降雨履歴

c) 補強土壁内の水位

補強土壁内の地下水位を把握するために、補強土壁近傍のボーリング孔（図 5-1 参照）に塩化ビニル製パイプ（VP150）を設置した。塩化ビニル製パイプ部は地下水の円滑な流入を確保するための孔を設けたストレーナー管であり、パイプ内への土砂流入を防ぐために周囲を不織布で覆っている。補強土壁内の水位計測は 2014 年 5 月 28 日から同年 8 月 6 日まで、定期的にテープ式水位計による手動計測で実施された。

図 5-4 は観測した地下水位とアメダスによる日降雨量（図 5-4 a)), 観測水位から推定した観測期間中における補強土壁内の最大と最小の地下水位である（図 5-4 b)). 観測期間内で 6/18 の観測水位が最も高いが、その日の前に約 30mm/日の日降雨量が確認されていることから、日降雨量と地下水位の増減傾向には概ね相関があると判断した。

嵩コンクリート天端が設計高さ (EL=434.861m) で構築されていたと仮定すると、計測期間内で最も水位が高い (深度 1.02m, EL=433.15m) 状況では、補強土壁内の水位はそれより約 1.7m 低い位置にあったと推測され、補強土壁内の大部分は飽和度が上昇 (浸水) していた可能性がある。

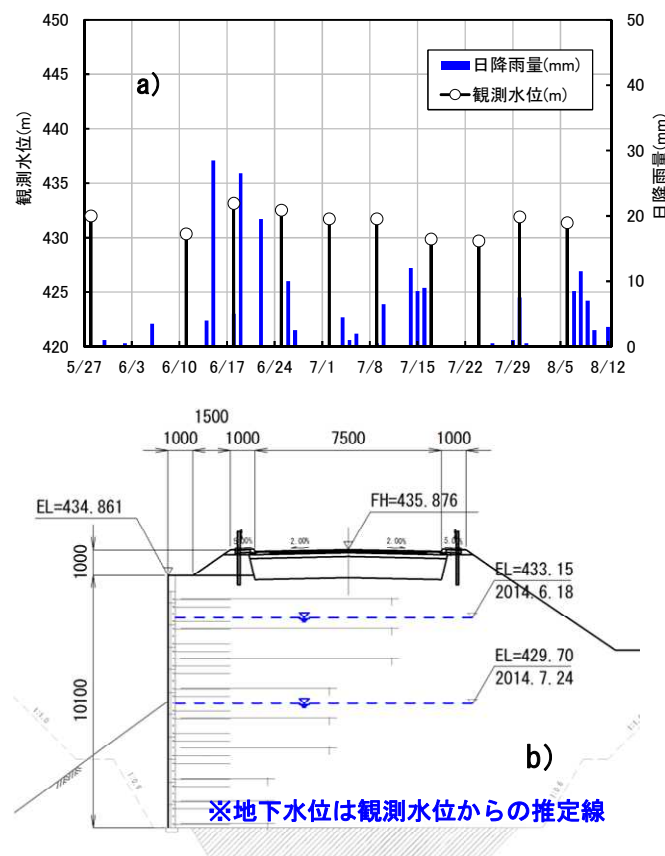


図 5-4 補強土壁近傍の地下水位の履歴

d) 盛土材の土質

表 5-2 は変状した補強土壁に対して実施したボーリング調査結果を示している。

5. 1. 2 a)で述べたとおり，路盤を撤去した補強土壁上面を深度=0m とした場合，支持層である風化頁岩が深度 9.8m 以深に連続して存在していることを確認してから深度 10.5m で掘止めとした．なお，深度 5.3m (FL=428.87m) 以深において，目視にて含水比が高い状態であることを確認している．この高含水比箇所は図 5-4 a)に示した地下水位の深度 4.5m (FL=429.70m) と概ね整合している。

写真 5-2 は採取したボーリングコアの写真である．図中には調査時における補強土壁内の補強材敷設深度と設計敷設深度を併記している．緑色の破線は，図 5-1 c)に示した設計時における補強材の敷設位置をボーリング結果に対応させたものである．一方，赤色の破線は，ボーリング調査から取得したコア試料から確認した補強材の敷設位置である．全体的な傾向として，ボーリング調査試料から確認できるジオテキスタイルは設計よりも下方に位置している。

設計位置からのジオテキスタイルの移動量は，深度 2～4m の範囲（図中の②～④）

表 5-2 補強土壁内の土質状況

		<div> <div>--- : ジオテキスタイル位置(H25.2)</div> <div>--- : ジオテキスタイル位置(H26.8)</div> </div>				
	標高(m)	深度(m)	層厚(m)	土質および記事	N 値	
	434.17	0.00	0.60	-	-	
0.25 0.60	433.57	0.60	-	ジオテキスタイル① TR1(0.60～1.54m)	-	
1.45 1.90	432.27	1.90	1.30	GL-1.4mより岩砕状の角礫を多く混入する。	3	
2.65 3.00	431.17	3.00	1.10	-	3	
3.85 4.50	429.67	4.50	1.50	-	2～4	
5.05 5.30	428.87	5.30	0.80	-	3	
6.25 6.60	427.67	6.50	1.20	GL-6.0mより含水やや高い。	2	
7.45 7.60	426.67	7.50	1.00	含水高い。	7	
8.35 8.40	425.77	8.40	0.90	含水高い。径5～30mmの角礫を多量に混入する。	8	
9.25 9.50	424.67	9.50	1.10	径5～30mmの角礫を多量に混入する。	14	
	424.37	9.80	0.30	-	-	
	423.67	10.50	0.70	固結は弱く、貫入試料は土砂状で採取。	50/21	

■ : 既設盛土材

■ : 風化頁岩



写真 5-2 ボーリングコアの写真

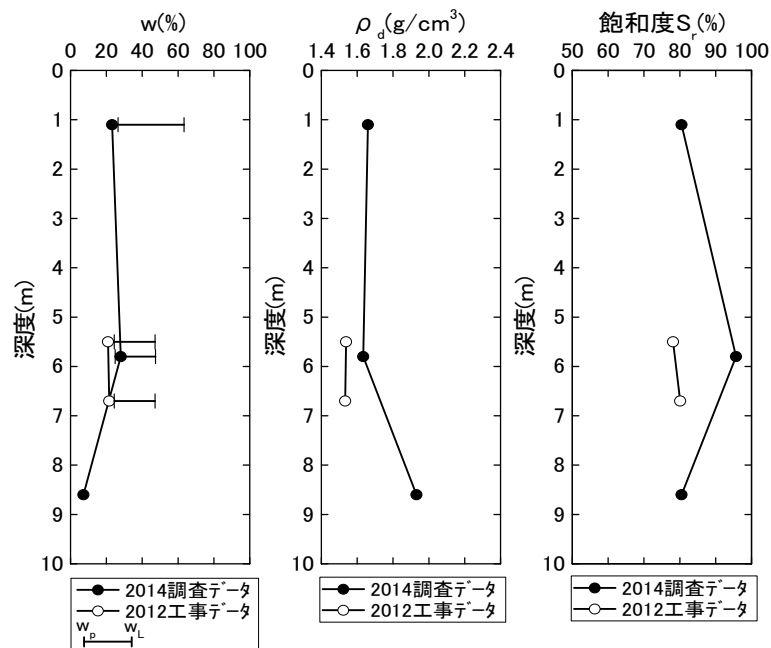


図 5-5 施工時と事後調査の密度測定比較

で顕著に大きくなり、③での沈下量が最大で 45cm 程度であった。ここで、図 5-2 b) を見ると、図中の測線位置（深度 0m）から深度 2～3m の範囲で顕著な壁パネルの圧縮破壊や目開きが確認されており、これらの位置は先述した沈下量の最大値を示した深度と概ね一致する。このことから、壁面変位の進行はジオテキスタイルの沈下に伴うものと推察される。

図 5-5 は施工時（2012 年工事データ）と変状後のボーリング調査（2014 年調査

データ)における含水比 w , 乾燥密度 ρ_d , 飽和度 S_r の測定結果を深度方向に比較したものである。施工時のデータは施工の品質管理として実施した砂置換法による現場密度試験結果である。ボーリング調査結果は、代表値として先述したチューブコアサンプリングで採取した深度 1.1m(TR1), 5.9m(TR3), 8.7m(TR5)に対応する試料の結果を用いた。施工時および変状後の調査から得られた w は、いずれも w_p に近い数値が確認されており、降雨等を回避して補強土壁が構築されたことが伺える。また、深度が深いほど w が低くて、かつ乾燥密度 ρ_d が大きい結果となっている。飽和度 S_r は深度 6.0m 程度で施工時よりも変状後の方が大きくなっており、変状した補強土壁では $S_r=90\%$ 以上の高飽和度状態にあることが伺える。この要因として、深度 5.30 ~ 6.14m では細粒分含有率 $F_c=48.4\%$ と他の深度より相対的に F_c が高いため (表 5-1, 表 5-2 参照), 地下水位が上昇した際には高含水比状態を維持し易かったと推察される (5. 1. 2 a) 参照)。

5. 1. 4 補強土壁の変状メカニズム

図 5-6 は当該補強土壁周辺の地形図および集水域を示している。補強土壁の背後は緩やかな丘陵地 (牧草地) であり、降雨や雪解け水が A1 橋台 (補強土壁) の方向へ流入する集水地形を呈している。当該補強土壁はこの集水地形である浅い沢上に施工されていた。ボーリング調査から補強土壁および A1 橋台の支持層は透水性が低い風化頁岩であることが確認されている (写真 5-2 参照)。このことから、図 5-7 に示すように、補強土壁より標高が高い丘陵地への降雨や雪解け水は、透水性が低い風化頁岩上の地山内を A1 橋台 (補強土壁) へ向かって流入すると予想され、補強領域内の飽和度が上昇しやすい状況にあったと考えられる。

林ら⁶⁾は土槽内に設置したジオテキスタイルに対して鉛直方向に拘束圧を作用させた状態で水浸履歴を与え、その過程でジオテキスタイルの室内引抜き試験を実施している。引抜き試験の結果、細粒分の大小を問わずジオテキスタイルと盛土材が飽和状態にあれば、見かけの粘着力が消失するために不飽和状態にあるときよりもジオテキスタイルと盛土材の摩擦抵抗は低下すると報告している。さらに、細粒分含有率が大きいほど、飽和状態から排水させた後の摩擦抵抗の回復も緩慢になるとの知見を得ている (図 5-8)。

この実験事実を当該補強土壁へ適用すると、降雨や雪解け水が橋台部を含む集水域へ流入する時期には補強領域内の飽和度が上昇し、それに伴って盛土材と補強材との摩擦抵抗が低下したと予想される。さらに、細粒分含有率が大きい一部の盛土材料 (TR3) では摩擦抵抗の回復も遅れたため、壁面パネルに作用する土圧が設計値を上回り、壁面パネル前方への水平変位が増加して補強領域上部にある道路路面の沈下が進行したと推察される。

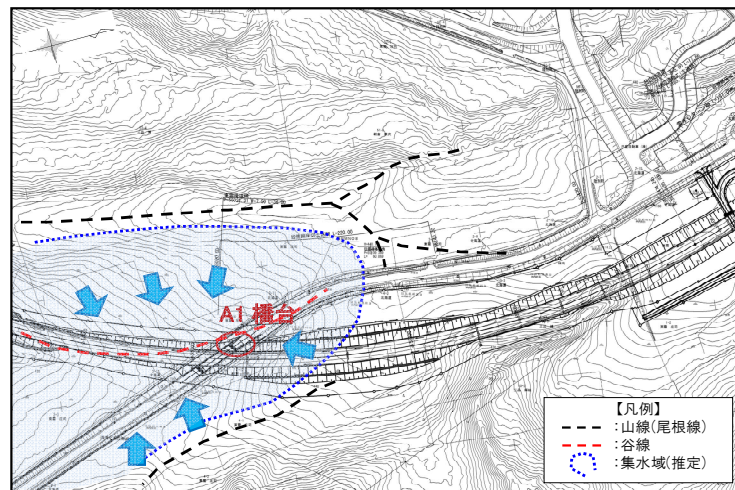


図 5-6 補強土壁背後の地形

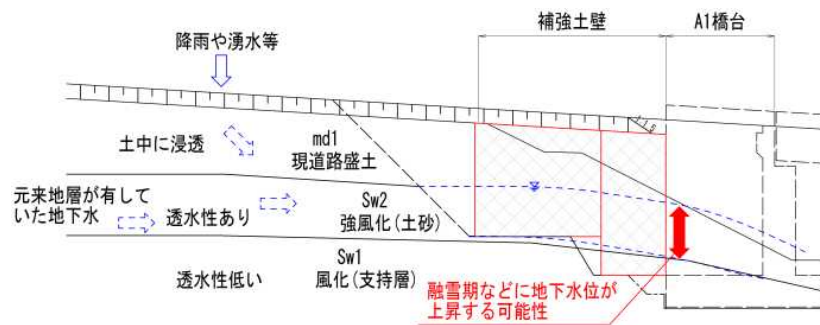


図 5-7 補強土壁への浸透水の概念

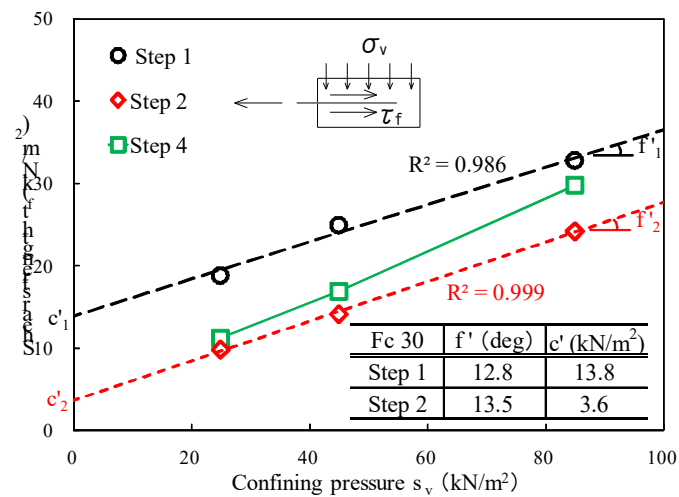


図 5-8 拘束圧 σ_v とせん断強度 τ_f (混合土) ⁶⁾

5. 2 表面波探査による既設補強土壁の健全度評価（1）

5. 2. 1 調査の概要

前述した変状補強土壁は、補強領域および補強領域外盛土の経時的な沈下が交通車両の通行に支障を与える可能性があるとの観点から、壁パネル、盛土材、補強材を撤去し再構築することになった。

そこで、当該補強土壁の再構築前後で各種地盤調査を行い、既設補強土壁の健全度評価手法に対する各種地盤調査手法の利点と問題の観点から調査結果の整理を行った。採用した地盤調査手法は、表面波探査、標準貫入試験、PS 検層である。表面波探査や PS 検層から得られるせん断波速度 V_s と、標準貫入試験から得られる N 値をチューブサンプリングから得られた乾燥密度 ρ_d や含水比 w などの状態量と比較することで、補強土壁の現況把握を試み、それを可能とする地盤調査手法についても検討した。

5. 2. 2 調査箇所および調査内容

写真 5-3 は当該現場における表面波探査の実施状況、図 5-9 は表面波探査の概念図、図 5-10 は表面波探査の実施測線を平面的、断面的に示したものである。また、表 5-3 は各測線（L1, L3, L5）で実施した地盤調査内容である。測線 L5 では、得られた V_s の深度分布と既存の地盤調査法による試験結果とを比較するため、図 5-9 に示したサンプリング地点の直近で標準貫入試験や物理試験、更にはボーリング孔を利用した PS 検層も実施した。

表面波探査の探査測線は道路の縦断方向とした。測線 L1 では写真 5-5 に示すように、補強土壁の壁面パネル背面の小段部に受信器を 1m 間隔で設置し、測線長は 24m とした。測線 L3 と測線 L5 は壁面パネル側のガードレールからそれぞれ 1m と 4.25m（道路中心線）離れた箇所を測線とした。



写真 5-3 当該現場における表面波探査の実施状況（再構築前）

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律であると仮定）、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。

この表面波探査の既設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内の応力や密度が変化する場合、これらの変化が V_s 分布に反映されることから、既設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探査によって把握できるとして、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することが可能であると判断した。

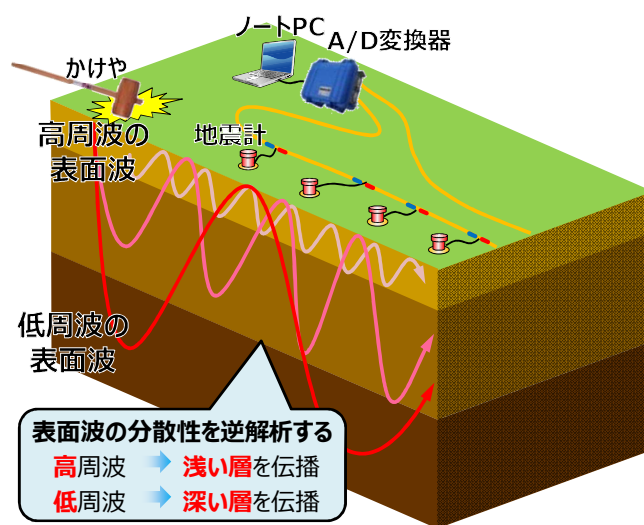


図 5-9 表面波探査の概念図

川尻ら⁷⁾は、表層付近を対象とした表面波探査では、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させることが可能な金属ハンマーと金属プレートを用いた起振方法の方が良いと提案している。今回の調査では、表層に近い補強土壁の支持層より上部の補強領域における V_s の 2 次元分布を精度良く把握することを目的としているため、この手法を採用した。

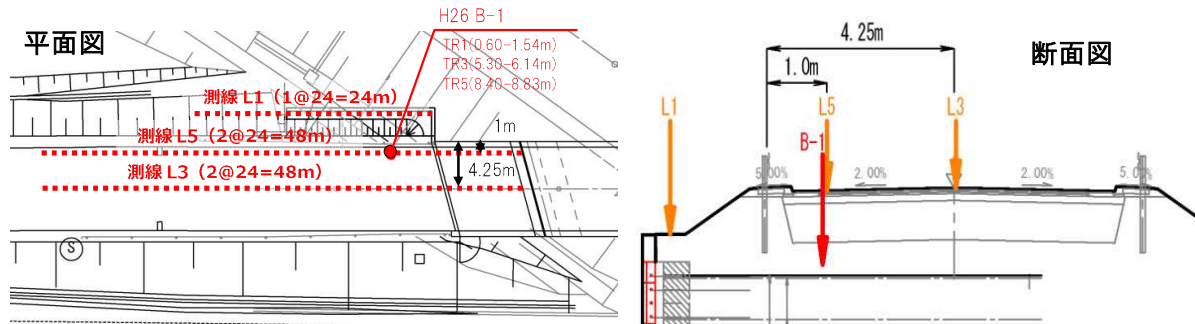


図 5-10 表面波探査の実施測線(平面図, 断面図)

表 5-3 各測線(L1, L3, L5)における調査項目

	L1	L3	L5	備考
表面波探査試験	○	○	○	
PS検層	—	—	●	板たたき法
標準貫入試験	—	—	●	
土の乾燥密度	—	—	●	
土の含水比	—	—	●	

○:撤去前、撤去後に同じ測線で実施

●:撤去前に実施

5. 2. 3 調査結果

a) 再構築前補強土壁における V_s と他調査法の比較

図 5-11 a), b) はそれぞれ測線 L1 と測線 L3 における V_s 分布を示している。ここで示されている深度 0m は 5. 1. 2 a) で述べたとおり、路盤を撤去した補強領域上面である。測線 L1 と測線 L3 の V_s の 2 次元分布を比較すると、いずれも全体的な傾向として深度が深くなるのに従って V_s が増加しており、測線 L1 では深度 7m 以深で $V_s > 390\text{m/s}$ の高速度領域となっている。この領域は補強土壁の支持地盤である風化頁岩であると予想される。測線 L3 において $V_s > 390\text{m/s}$ が確認されない理由は、基盤層が測線 L1 より深い位置にあるためと推察される。

ここで、深度 4m までの V_s 分布を詳細に見ると、壁面パネル背面近傍の測線

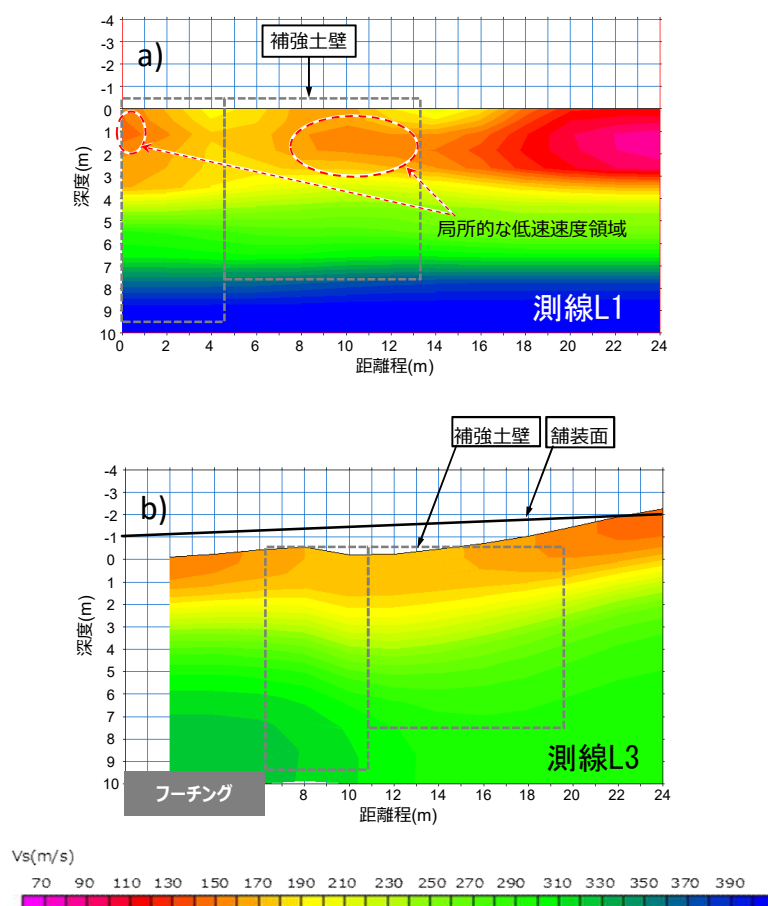
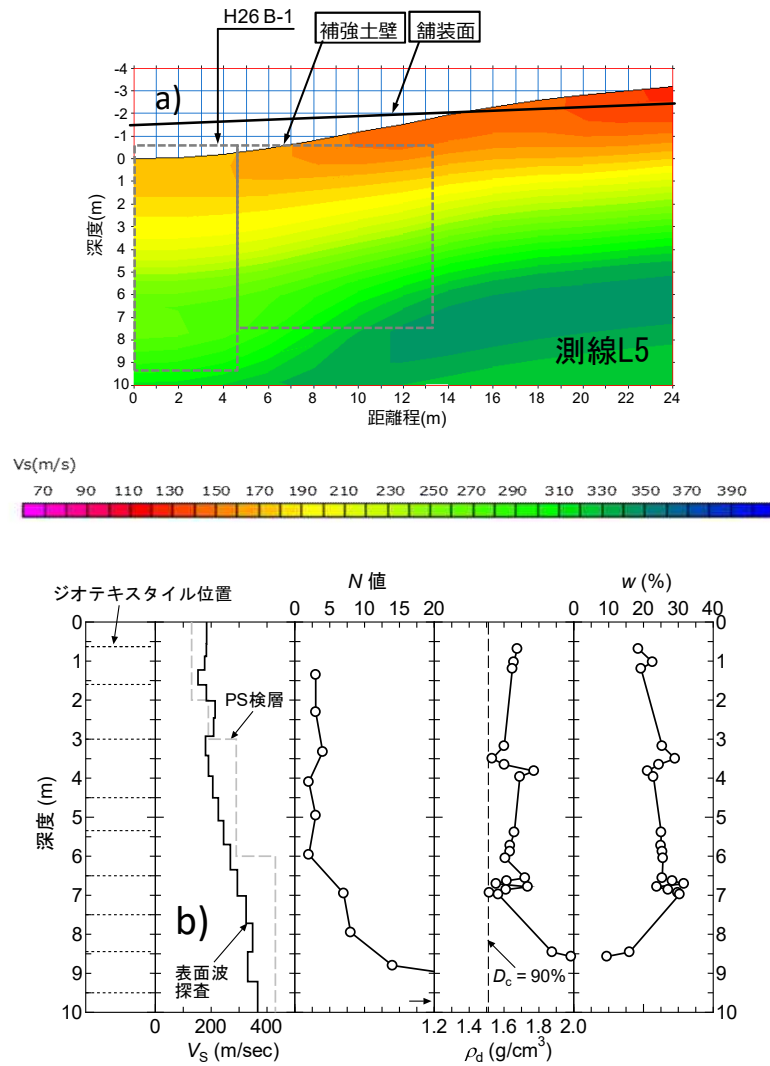


図 5-11 当該現場における表面波探査の実施状況(再構築前)

L1 では、深度 1.0~2.5m における距離程 0~1m および 9~13m の範囲では $V_s=150\text{m/s}$ 程度の局所的な低速度領域が確認できるとともに、 V_s 分布が不均一であることがわかる。一方、壁面パネルから 4.75m 離れた位置を測線とした測線 L3 では、測線 L1 のような局所的な低速度領域は確認できず、測線 L1 と比較すると補強土壁の範囲内における V_s 分布の均一性は高いと思われる。

以上のことから、壁面パネル背面の盛土材は、壁面パネルの水平方向の変位に伴って水平方向の応力が解放されることで、拘束圧および密度が局所的に低下した状態にあると推察される。さらに、このような応力開放に伴う拘束圧および密度の低下領域は、道路中央部まで及んでいないと考えられる。

次に、図 5-12 a) は測線 L5 における V_s の 2 次元分布であり、図 5-12 b) は測線 L5 上のボーリング地点における標準貫入試験から得た N 値、トリプルチューブサンプリング試料から得た ρ_d と w 、表面波探査と PS 検層から取得した V_s の深度分布である。 ρ_d に着目すると、採取試料を用いた突固め試験から得た最大乾燥密度 $\rho_{d\max}$ に基づく締固め度 D_c は全ての深度で 90% を超えており、施工管理基準を満足している。しかしながら、密度のバラツキは大きく、 ρ_d が小さい箇所では相対的


 図 5-12 測線 L5 で得られた V_s の 2 次元分布とボーリング箇所データの深度分布

に含水比が高いことがわかる。次に、 V_s に着目すると表面波探索と PS 検層ともに全体的な傾向としては、深度とともに V_s は増加する傾向にある。ただし、深度方向に 1m 間隔で行った通常の PS 検層では、深度 0~3m 程度の表面波探索結果で見られるような V_s の増減までは把握できないことがわかる。図中には、表 5-2 中の変状後におけるジオテキスタイルの敷設位置も示している。先述のとおり、深度 2~4m ではジオテキスタイルの敷設間隔が広がっており、図中に示す V_s や ρ_d が局所的に低下している結果とも概ね整合している。

以上の結果より、既設補強土壁の深度方向における V_s は、川尻ら⁸⁾や中村ら⁹⁾の調査結果と同様に N 値や ρ_d と概ね良い相関性があり、表面波探索から取得できる V_s の 2 次元分布から、壁面パネル近傍における盛土材の拘束圧低下や密度変化などの地盤性状の違いを把握できている可能性が示された。

b) 再構築前後の同一測線における V_s の比較

図 5-13 a), b) は再構築前後における測線 L1 での表面波探査結果の比較である。深度 0m は撤去前後における嵩コンクリート背面の補強領域上面である。再構築前の測線 L1 では、先述のように、補強領域上部（深度 0～2m）において局所的な V_s の低下が見られる（図 5-12 a) 参照）。一方、再構築後の測線 L1 では、 V_s は距離程によらず深度に伴って増加する傾向にある。しかしながら、深度 0～2m 程度の浅い領域では $V_s=150\text{m/s}$ 以下となっており、再構築前の同一深度と比較して小さい値であることがわかる。

この理由の一つには、再構築前の補強土壁では路面の沈下に伴って 2 度のオーバーレイによって密度が増加したことで、壁面パネルの前方への変形を抑制するために壁面パネル前面に設置した大型土嚢によって、拘束圧が増加したことが考えられる。他にも、不飽和土における G はサクシジョンの大きさに依存することを踏まえると⁸⁾、再構築の際に盛土材として使用した 0-80mm の碎石（図 5-14, 図 5-15）は、再構築前の盛土材よりも F_c が小さいため、作用しているサクシジョンが小さいことも関与している可能性がある。

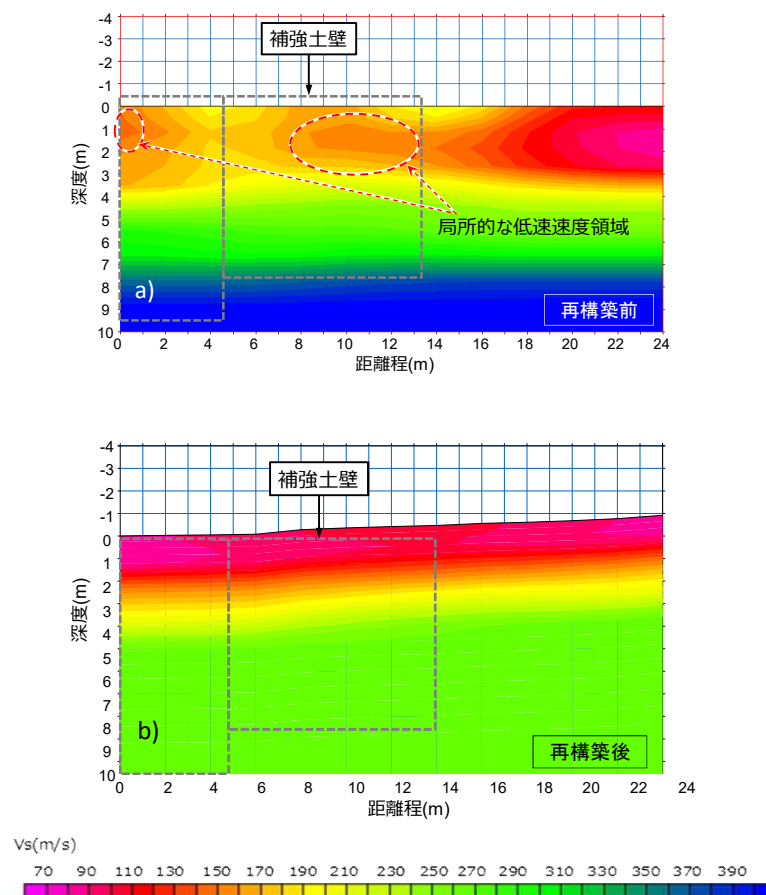


図 5-13 測線 L1 における再構築前後での V_s 分布の比較

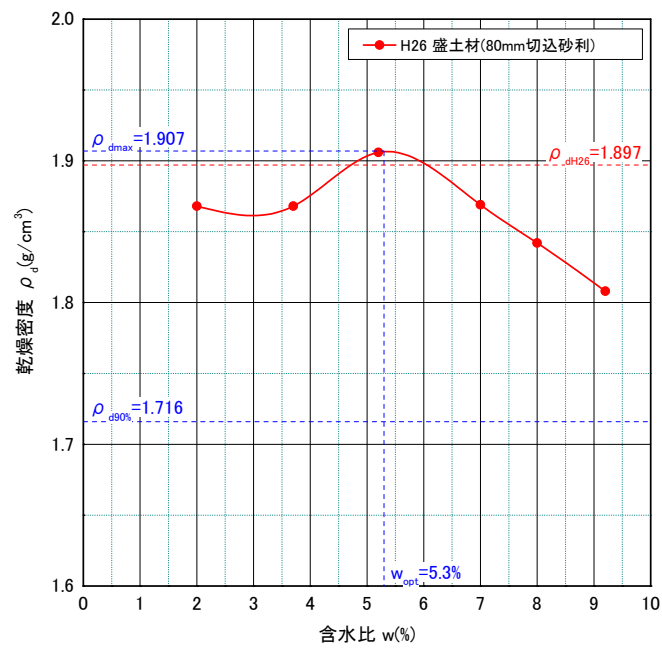


図 5-14 再構築時の盛土材による締固め曲線



図 5-15 再構築時の盛土材による施工および現場密度試験

図 5-16 a), b) は測線 L5 における再構築前後の V_s の 2 次元分布であり、舗装面上を深度 0m として計測した結果である。路盤盛土部を比較すると、再構築後の V_s は再構築前よりも明らかに小さい。この理由としては、先述のとおり再構築前の補強土壁ではオーバーレイを行っており、供用中には交通荷重も受けているが、再構築後は道路供用前の調査なため、調査時の密度に差異があった可能性がある。

次に、深度 2~4m 付近の V_s 分布を比較すると、再構築前では、L1 での結果に比べると僅かながら局所的な低下領域が存在するが（図 5-16 a) 参照）、再構築後では比較的均一であり、 V_s の値自体も大きいことが伺える。このことから、先述した L1 の V_s 分布において、浅い領域で構築前の V_s の方が大きかったことについては、壁面パネル前面に設置した大型土嚢による拘束圧増加の影響が大きかったのではないかと推察される。

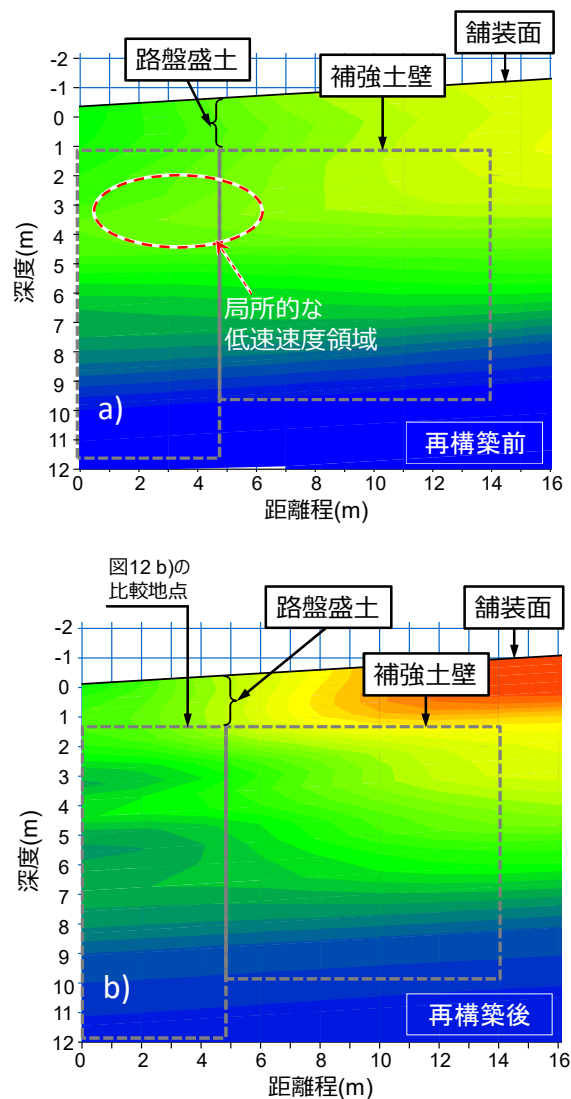


図 5-16 測線 L5 における再構築前後での V_s 分布の比較

以上の結果を踏まえると、異なる盛土材で構築された補強土壁周辺で実施した V_s 分布を比較することを考えれば、表面波探査で得た V_s を補強土壁の健全性指標の一つとして利用する際には、 V_s の絶対値のみに着目することは得策ではなく、 V_s の不均一性やバラツキに着目することが有効であると考えられる。よって、今後は健全あるいは不健全な補強土壁に対する表面波探査の実施例を増やしていき、 V_s 分布の不均一性やバラツキを定量的に把握⁹⁾するとともに、補強土壁の盛土材として利用される地盤材料が有する V_s の範囲をデータベース化するといった取り組みが重要と考えられる。

5. 3 表面波探査による既設補強土壁の健全度調査（2）

5. 3. 1 ジオテキスタイル補強土壁の諸元

調査対象は、北海道紋別郡遠軽町に構築されたジオテキスタイル補強土壁である。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製の帯状補強材^{例えば 10)}が用いられている。図 5-17 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面パネルの一部が, 融雪期に写真 5-4 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 5-17 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 5-18 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, 図中の補強土壁の天端を測線とした。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。

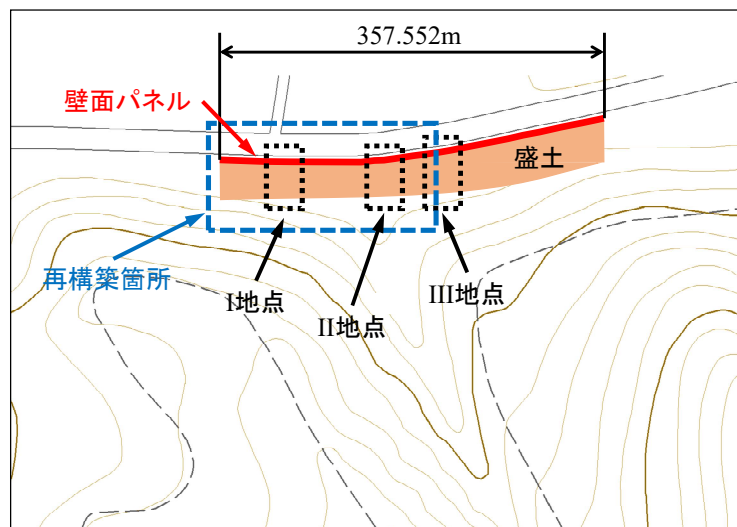
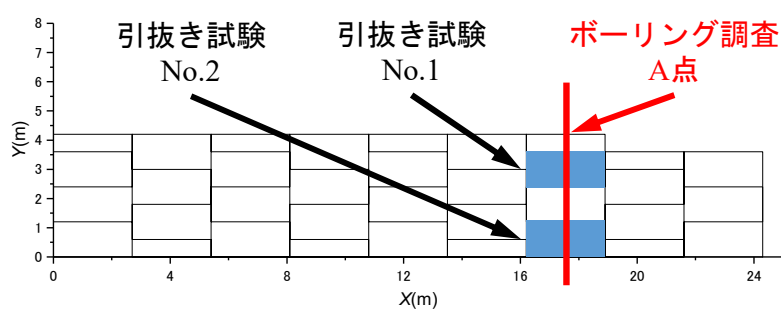


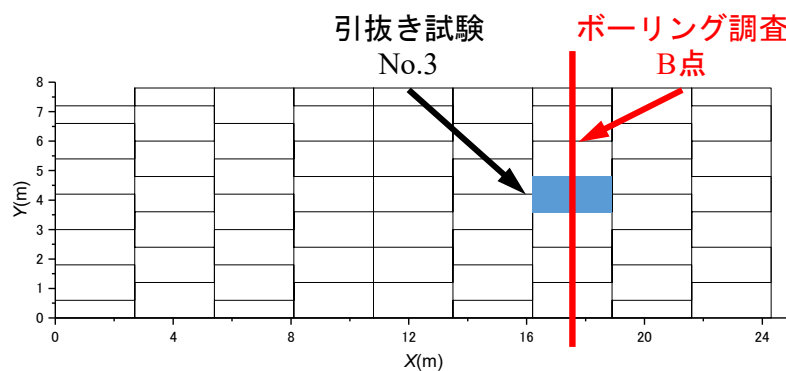
図 5-17 補強土壁周辺の地形図および調査箇所



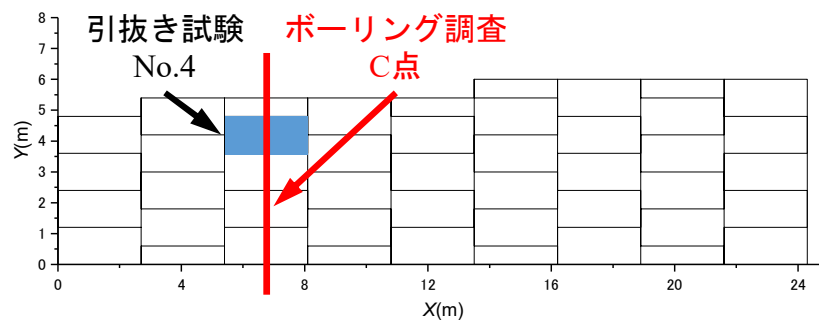
写真 5-4 壁面パネルの変状状況(ボーリング調査 A 点付近)



a) I 地点



b) II 地点



c) III 地点

図 5-18 ボーリング調査および引抜き試験の実施箇所

5. 3. 2 調査方法

a) 表面波探査

写真5-5は本研究における表面波探査の実施状況を示している。測線は壁面パネルから1m程度離れた位置に設けた。起振方法は5. 2. 2と同様に、締固め度が異なる高さ3mの一般盛土の乾燥密度の違いや降雨浸透前後での浸透挙動をS波速度分布によって把握できる手法として、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。なお、地震計の設置間隔は1mとしたため、精度が保証される探査深度は概ね10mである。



写真 5-5 表面波探査の実施状況

b) 壁面パネル傾斜角の測定

壁面パネルの傾斜角は、Izawa&Kuвано¹¹⁾によると、ジオシンセティックスを想定した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が成立するとしている。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。

本研究では、上記の研究成果を参考に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計測を行った。図5-19は本研究で計測した壁面パネル傾斜角 θ の定義を示している。壁面が仰角状態を正とし、俯角状態を負とした。 θ (°) はデジタル角度計を用いて小数点以下2桁まで読み取った。

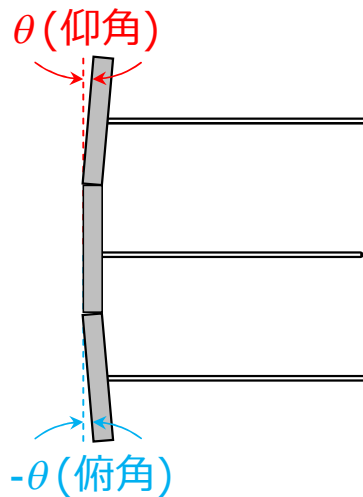


図 5-19 壁面パネルの仰角と俯角の定義

c) 壁面パネル傾斜角の測定

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 5-6 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、引抜き試験の载荷にはセンターホールジャッキ（写真 5-6 b)) を用いた荷重制御によって、5kN 载荷後に 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 5-18 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。



b) ストラップの引出し



a) センターホールジャッキ

写真 5-6 引抜き試験の実施状況

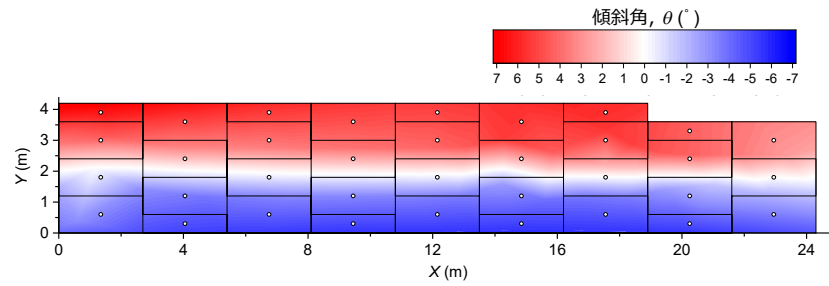
5. 3. 3 調査結果および考察

a) 壁面傾斜角およびS波速度分布（再構築前）

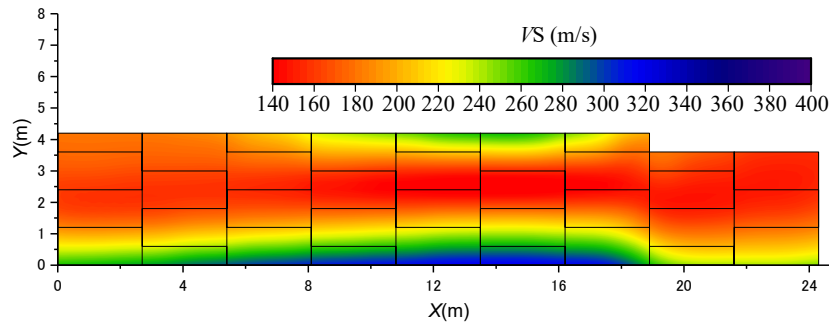
図5-20はI地点、図5-21はII地点、図5-22はIII地点における θ と V_s 分布を示しており、a)は撤去再構築前に計測した壁面パネルの傾斜角 θ 、b)は V_s の計測と同日に実施した表面波探査から得られた V_s 分布をそれぞれ示している。IおよびII地点において壁面パネルの水平変位が施工管理値を超過している。ここで θ の分布については、各壁面パネルで計測しているため、実際には図5-20 a)に示した滑らかなコンター図のように分布していない。しかし、 θ の増減を伴う壁面パネルの変状によって裏込め土では、ある影響範囲を持って応力状態が変化すると予想される。このような理由から本検討では、補強土壁の応力状態の変化を θ の増減で間接的に表現できると仮定した。また、 θ 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るため、 V_s 分布との比較を試みるためにも本文では θ の分布をコンター図で表した。

θ の傾向として、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は「く」の字状に変状している。II地点では、全体的にI地点よりも θ は小さいものの、天端に近い上部の壁面パネルでは $\theta=7^\circ$ 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、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III地点の θ は、全体的にはI地点およびII地点よりも小さい。しかし、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は「く」の字状態である。

次に補強土壁内の V_s 分布については、全体的な傾向としてすべての調査地点で支持地盤の V_s は補強土壁内よりも大きく、盛土と支持地盤の境界を V_s 分布から判断できる。このため本研究で実施した表面波探査から得られた V_s 分布は、概ね妥当であると考えられる。各地点における 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、 $V_s=150\sim 300\text{m/s}$ 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 が増加する傾向にある。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。

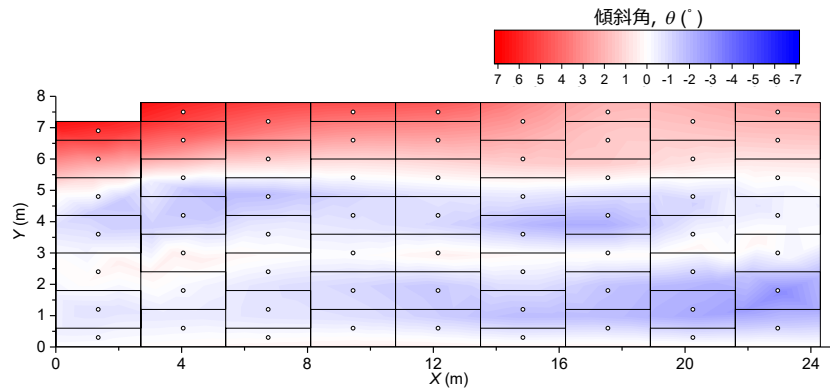


a) θ 分布

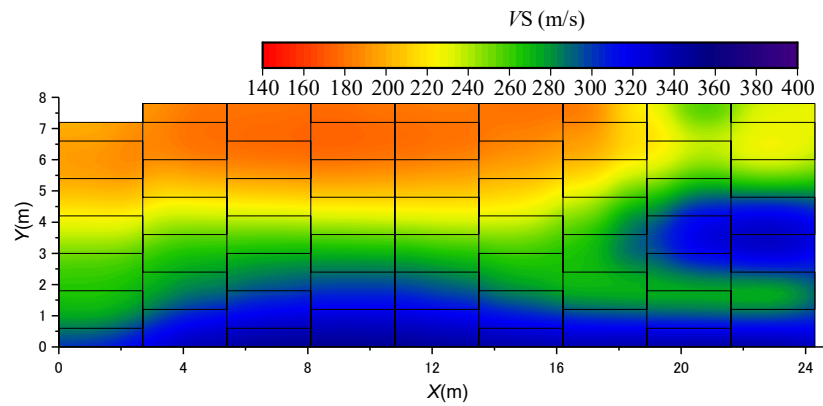


b) V_s 分布

図 5-20 I 地点における θ と V_s 分布

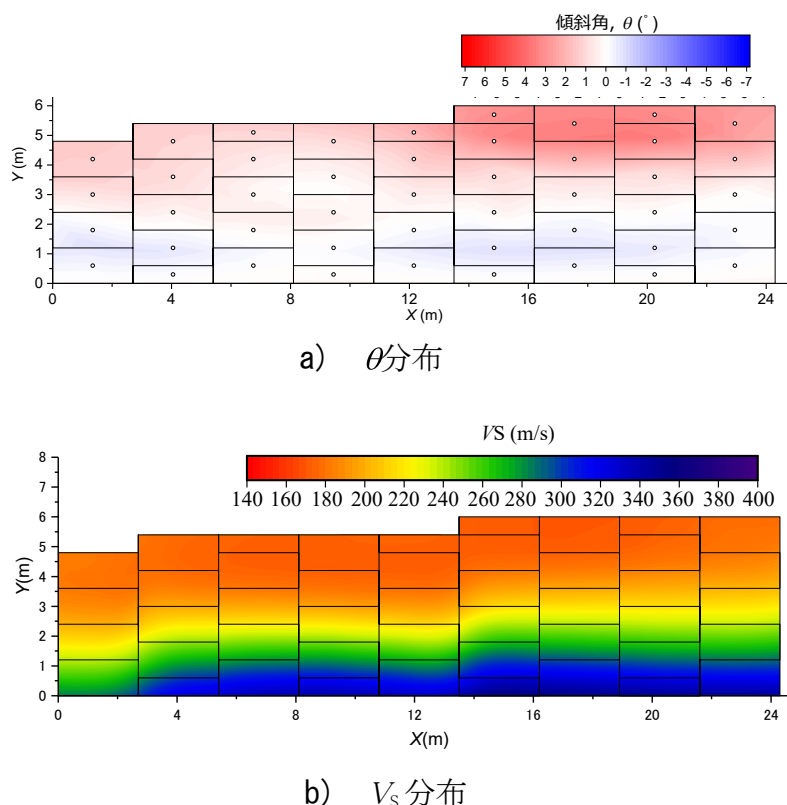


a) θ 分布



b) V_s 分布

図 5-21 II 地点における θ と V_s 分布

図 5-22 III 地点における θ と V_s 分布

b) 壁面傾斜角および S 波速度分布（再構築後）

変状した補強土壁の撤去および再構築は図5-17に示す箇所で行われ、III地点については比較的変状の大きかったコンター図右上（図5-24 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が図5-17に示す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I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5-23はI地点、図5-24はIII地点における θ と V_s 分布を示しており、a)は2018年5月31日に計測した壁面傾斜角 θ 、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。

θ 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。III地点につ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、I 地点では V_s は深度と供に増加する傾向にある。一

部の領域 ($X = 8 \sim 9\text{m}$, $Y = 2.5 \sim 3.5\text{m}$ 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ものの、その領域は再構築前よりも明らかに小さい範囲である。天端付近においても V_s は比較的大きく、深度方向に V_s の増加が確認できる。III 地点については、 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 V_s の局所的な低速度箇所は確認できず、 V_s は土被り圧の増加とともに増加する傾向にある。

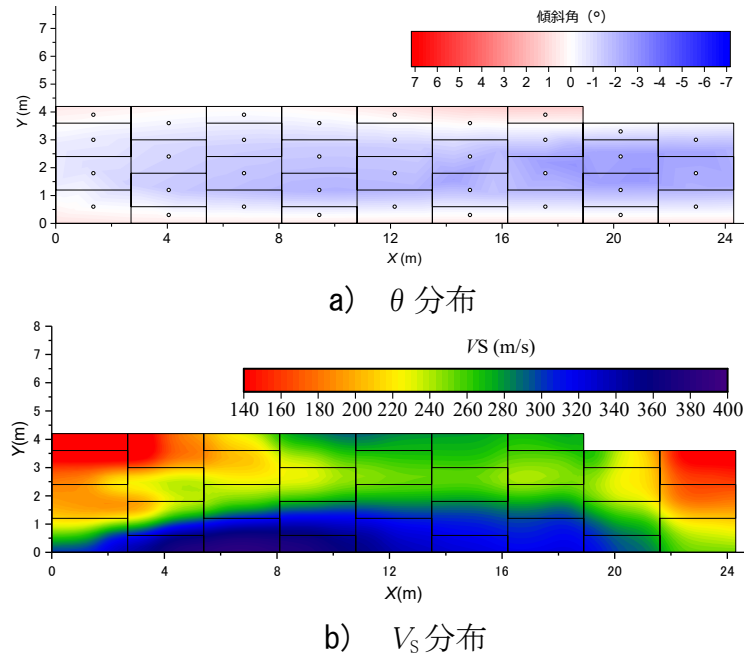


図 5-23 I 地点における θ と V_s 分布

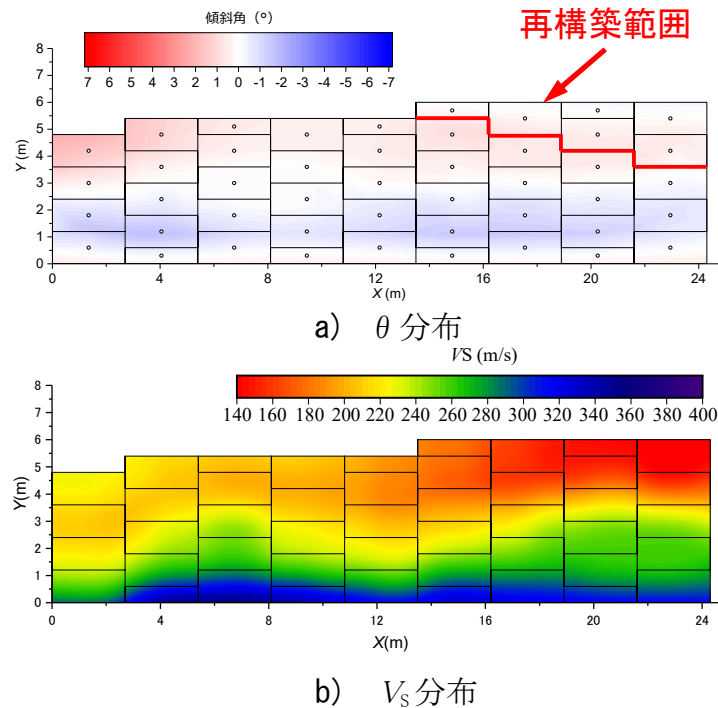
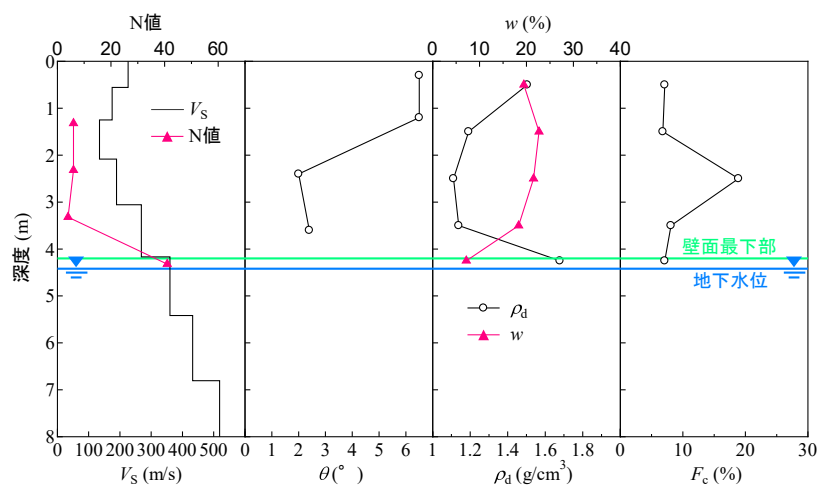


図 5-24 III 地点における θ と V_s 分布

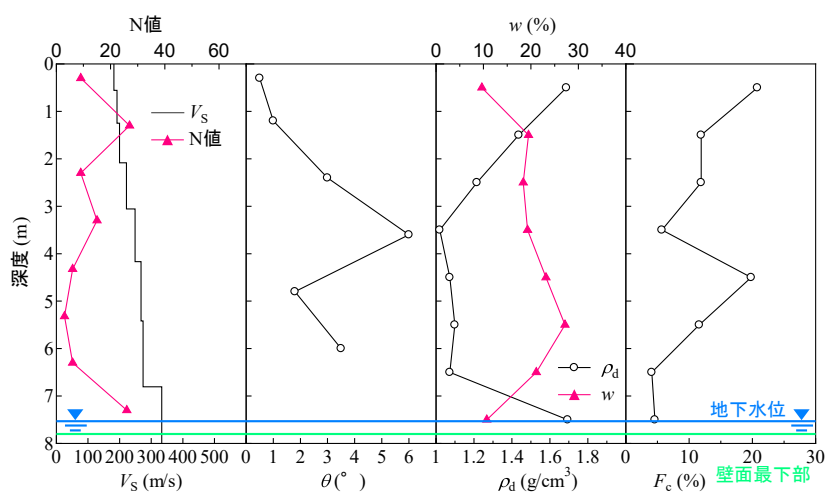
c) ボーリング調査

図 5-25 は図 5-18 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 θ は、各ボーリングの実施箇所に対応する壁面パネル（図 5-18 参照）で計測した値である。乾燥密度 ρ_d は、ボーリングから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 ρ_d の値が増加しており、基礎地盤の存在を確認できる。 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 5-25 a) より確認できる。比較的変状の大きかった B 点は、変状の大きい深度 6m 付近で、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。その理由としては、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、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ついては今後の課題である。B 点の深度 3.5m 付近では θ の値は大きい、壁面パネルの水平変位は小さい。そのため V_s の局所的な低下は確認できていないと考えられる。補強土壁内の含水比 w については、A 点および B 点では $w = 20\%$ 程度、C 点では $w = 30\%$ 程度となっている。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、これは補強土壁下部が礫質土で構成された排水層となっているためである。補強土壁内において w が大きい箇所では、相対的に乾燥密度 ρ_d が小さくなっている。また、全体的な傾向として θ が小さい C 点は ρ_d が大きく、 θ が大きい A 点、B 点は ρ_d が小さい。また、細粒分含有率 F_c については、 θ が大きい A 点および B 点では 1～20% の間で変化しており F_c のばらつきが C 点よりも大きいことが確認できる。

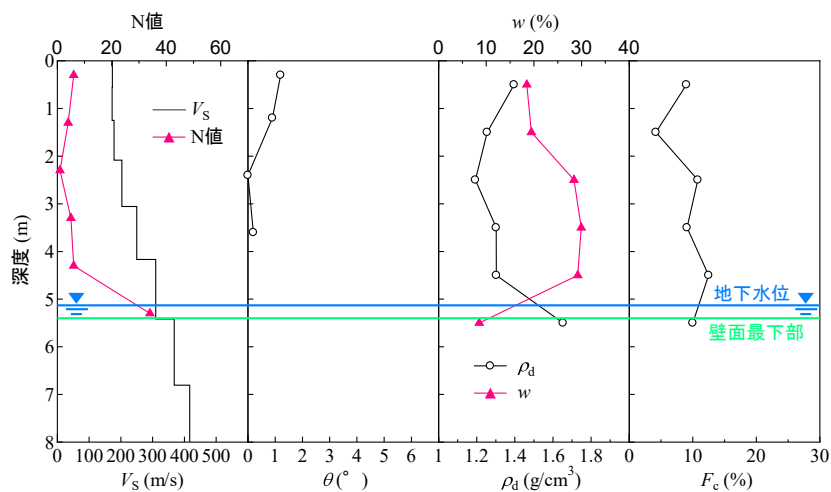
以上の結果から A 点および B 点で θ が大きい深度付近では、 w が高く、 ρ_d は小さく、さらに θ が小さい地点よりも F_c の値が大きい箇所であった。したがって、変状の大きい深度の盛土状態は F_c および w が高いため、補強材の適切な引抜き抵抗力を確保できない状態になっていたことが考えられる。また、この深度付近の V_s 分布（例えば、B 地点の深度 4～6m）では、 V_s の低下もしくは深さに対する V_s の増加程度が相対的に緩慢であることが確認できる。以上のことから、壁面パネルの θ が大きい箇所では、盛土材の F_c および w が大きく、 ρ_d が小さい状態にあった。さらにこのような裏込め土の状態量の変化は、表面波探査から取得できる V_s 分布によって概略的に把握できると言える。



a) A 点



b) B 点

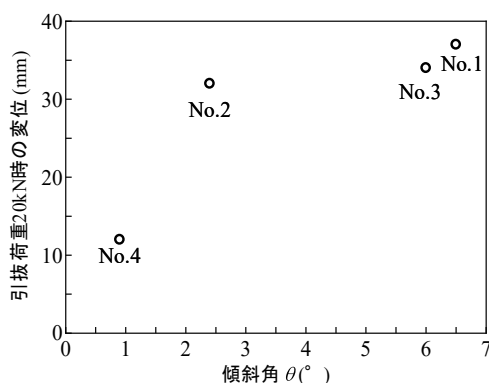
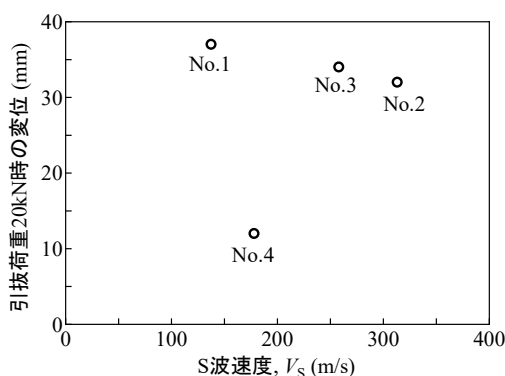


b) C 点

図 5-25 深度方向における各パラメータの変化

d) 補強材の引抜き試験

図 5-26 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 θ の関係を示している。図中の No. は、図 5-18 に示した引抜き試験箇所を示している。また、引抜き試験は荷重制御のため、同じ荷重での変位量を比較対象とした。 θ が大きい箇所では引抜き荷重 20kN における変位量が多い。すなわち、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き、変状の起きた壁面パネル背面の裏込め土では緩みが発生している可能性がある。次に図 5-27 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 については、同程度の土被り圧の結果である 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、図 5-25 に示したように No.4 では、No.1 と比較して ρ_d が大きく、 w が低い状態にあり、裏込め土の健全性は No.1 よりも良好な状態にある。このことから、同程度の土被り圧ではあるものの No.4 では 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。今後は、引抜き試験結果をより合理的に解釈するために V_s から推定可能な微小ひずみ領域でのせん断剛性率 G_{\max} ($=\rho_t \cdot (V_s)^2$, ρ_t : 湿潤密度) 等の力学パラメータとの関連性について検討する必要がある。

図 5-26 θ と引抜き荷重 20kN 時の変位の関係図 5-27 引抜き荷重 20kN 時の変位と V_s の関係

e) V_s による既設補強土壁の健全度評価指標の案

図5-28は、各調査地点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としたときの深度の平均値 z_{ave} の関係である。ここで既往の研究成果として、先述したように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¹²⁾。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¹³⁾。このようなことから、 V_s は基本的には深度（土被り圧）とともに増加するパラメータであると言える。壁面パネルの変状程度が小さかったIII地点では、 $V_{s,xa}$ は概ね深度とともに増加する傾向にある。変状程度が大きかったI、II地点は局所的に $V_{s,xa}$ が低下しており、とくに、壁面パネルの変状が顕著であったI地点では $z_{ave}=1.5\text{m}$ 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わかる。

一方で、I地点における再構築後の $V_{s,xa}$ は再構築前よりも増加しているだけではなく、深度とともに増加する傾向に変化しており、再構築前後で壁面パネルおよび裏込め土内の状態が健全になったと判断できる。この結果から、定期的に深度方向の V_s の変化を計測・比較することで、補強土壁内部（裏込め土）の経時的な状態変化を把握できる可能性がある。

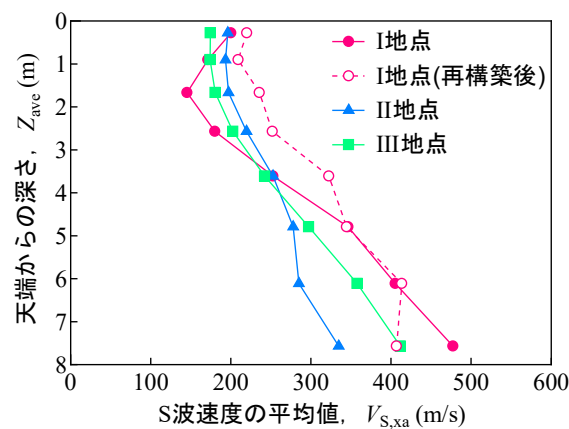
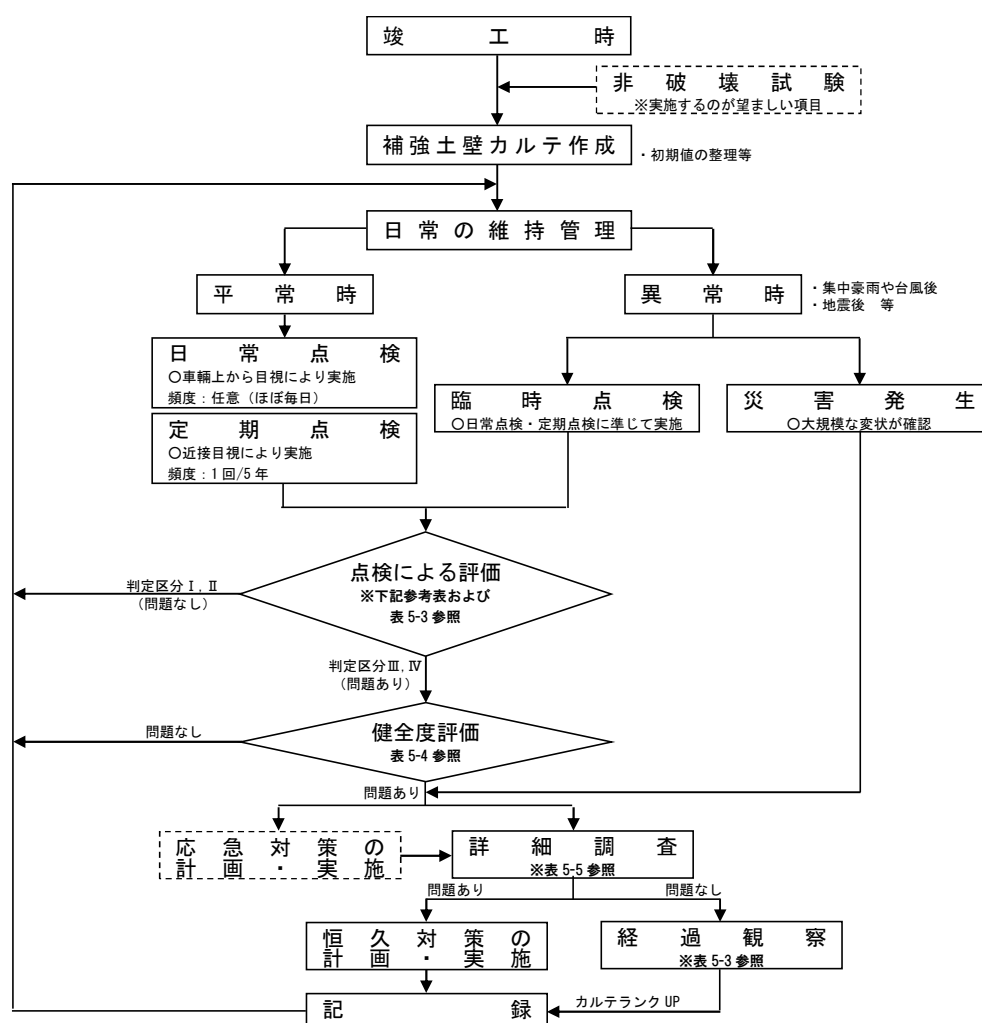


図 5-28 各調査地点の深度方向における V_s の比較

5. 4 既設補強土壁の健全度評価フロー（案）

図5-29は、道路土工—擁壁工指針に記載されている維持管理全体の流れを加筆、修正し、道路土工構造物点検要領の既設構造物の健全度評価区分とあわせて整理したものである。日常点検、定期点検などは表5-3の評価項目に従って判定する。判定区分Ⅲ、Ⅳに該当する場合、表5-4の評価項目により健全度（1次スクリーニング）判定を行う。この時点で表面波探査を含む非破壊試験が有用であると考えられる。さらに詳細な調査が必要と判断された際には、表5-5の評価項目を詳細に実施して、経過観察か対策工を実施するか判断する。



判定区分	判定の内容
I 健全	変状はない、もしくは変状があっても対策が必要ない場合（道路の機能に支障が生じていない状態）
II 経過観察段階	変状が確認され、変状の進行度合いの観察が一定期間必要な場合（道路の機能に支障が生じていないが、別途、詳細な調査の実施や定期的な観察などの措置が望ましい状態）
III 早期措置段階	変状が確認され、かつ次回点検までにさらに進行すると想定されることから構造物の崩壊が予想されるため、できるだけ速やかに措置を講ずることが望ましい場合
IV 緊急措置段階	変状が著しく、大規模な崩壊に繋がるおそれがあると判断され、緊急的な措置が必要な場合（道路の機能に支障が生じている、または生じる可能性が著しく高く、緊急に措置を講ずべき状態）

図5-29 既設補強土壁の維持管理フロー（案）^{14）一部、加筆・修正,15)}

表 5-3 点検による評価項目 ^{16), 17)一部, 加筆・修正}

項目		着目点	判定区分Ⅰ,Ⅱの場合 (フロー参考表参照)	判定区分Ⅲ,Ⅳの場合 (フロー参考表参照)
壁面材自体の損傷		角欠け・クラック・剥落・破壊などを確認	日常の維持管理	健全度評価(表2) 1,2,4へ
壁面材(鉛直・水平)の 目地開き、段差		目地開きが許容値以内かを確認 (許容値: ずれ±10mm)		健全度評価(表2) 1,2,3,4へ
土砂の流出		目地部からの土砂流出状況を確認(壁面材背面の空洞が予想される)		健全度評価(表2) 1,2,4へ
はらみ出し		壁面材の鉛直度を確認(壁高の20%以上は使用不可の状態)		健全度評価(表2) 1,2,3,4へ
湧水		湧水状況を確認		健全度評価(表2) 1,2,4へ
経過 観察	定点観察	観測点を設け定期的な写真撮影で壁面の変形を確認		健全度評価(表2) 1,2,3,4へ

表 5-4 健全度評価(1次スクリーニング) ^{16), 17)一部, 加筆・修正}

項目		判断の目安	問題なしの場合	問題ありの場合
1.資料収集 (業務成果・工事成果の確認等)		支持力照査(設計値を満足しているかの確認)	日常の維持管理	詳細調査(表3) ④へ
		盛土材料(適切な材料を使用しているかの確認)		詳細調査(表3) ②へ
		地形条件(集水地形の有無・湧水箇所などの確認)		詳細調査(表3) ③,④へ
		排水処理(施工時の湧水処理・流末処理の妥当性を確認)		詳細調査(表3) ③へ
2.専門技術者による現地踏査		地形条件(当初設計からの改変、状況変化などの確認)		詳細調査(表3) ③,④へ
		排水処理の確認		詳細調査(表3) ③へ
3.壁面材の鉛直度(変位)		壁高の3%もしくは30cm以内(壁高の20%以上は使用不可の状態)		詳細調査(表3) ①,②へ
4.非破壊試験	表面波探査	壁面パネルの傾斜角とせん断弾性波速度の関係より評価		詳細調査(表3) ①,②へ
	常時微動測定	盛土材の緩みを評価		
	弾性波探査	盛土の締め具合を評価		
	電気探査(比抵抗法)	盛土内水位の特定や盛土の緩みを評価		
	熱赤外線カメラ	劣化部(空洞)を評価		
	地中レーダー探査	劣化部(空洞)を評価		

表 5-5 健全度評価(詳細調査, 2次スクリーニング)

項目		判断の目安
①.補強材	補強材引抜き試験	設計引張力を確保しているかを把握
②.盛土材	土の締めめ試験	盛土の締めめ特性を把握
	砂置換法による土の密度試験	既往の締めめ特性より盛土の締めめ(基準 $D_c \geq 95\%$)の有無を把握
	土の湿潤密度試験(ノギス法)	レイモンドサンブラーによる乾燥密度から現在の締めめ度を把握
	土の含水比試験	最適含水比 W_{opt} に対する現況の含水状態を把握
	土の粒度試験	細粒分含有率から各種補強土壁の適応基準の有無を把握
	土の凍上試験	凍上性の有無を把握
③.水位	ボーリング孔内の水位観測	盛土内水位の有無を把握
④.基礎地盤	ボーリング調査	基礎地盤状況(支持層)を把握
	平板載荷試験	基礎地盤状況(極限支持力)の把握

5. 5 結論

本調査では、壁パネル脱落やストリップ破断ならびに変状した補強土壁のメカニズム解明や既設補強土壁の健全度評価手法について検討する目的で、施工データや沈下等の計測結果を整理し、再構築前後において表面波探査を含む各種地盤調査を行った。これより得られた知見を以下に示す。

- 1) 当該補強土壁の施工箇所は、沢地形の末端部に位置しており、さらに支持層が風化頁岩で透水性が低いため、降雨や融雪水が補強土壁の補強領域内へ流入しやすい地形条件であった。
- 2) 当該補強土壁の補強領域内は降雨や融雪水等の流入によって路盤直下まで飽和度が上昇し、補強材と盛土材との摩擦抵抗が低下してインターロッキング効果が損なわれた結果、壁パネルが前方へ変位し、それに伴って補強土壁の沈下も進行したと推測される。
- 3) 再構築前後で表面波探査を実施した結果、再構築前の補強土壁では、局所的な V_s の低下領域が確認された。一方、再構築後の補強土壁では、同じ深度で V_s 分布が均一で深度とともに増加する傾向にあったが、浅い領域における V_s は再構築前よりも小さかった。このことから、表面波探査を用いて補強土壁の健全度を検討する際には V_s の絶対値よりはむしろ、不均一性やバラツキに着目することが有効であるとわかった。
- 4) 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 が低下していることを確認できた。
- 5) 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ていた。

- 6) 引抜き試験時の変位量が大きい、すなわち引抜き抵抗力が小さい箇所では壁面パネルの傾斜角が大きい傾向にあった。しかし、 V_s と引抜き試験時の変位量の関係は必ずしも一義的にはならず、引抜き試験結果のより合理的な解釈には V_s から推定可能なせん断剛性率などの力学的パラメータを用いる必要があることを示唆する結果となった。
- 7) 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、深さに対する V_s 分布を把握することが有用であると考えられる。
- 8) 上記の調査結果を踏まえ、道路土工—擁壁工指針と道路土工構造物点検要領を加筆、修正して、既設補強土壁維持管理フロー（案）を整理した。健全度評価は①点検時、②健全度評価（1次スクリーニング）、③健全度評価（2次スクリーニング）の3段階とした。表面波探査は盛土の緩みなどを概略的に把握できるツールとして1次スクリーニング時に有効であるとし、他の評価手法とともにその位置づけを整理した。

最後に、本文で対象とした補強土壁の変状事例では、マニュアルにある排水設備は施工されておらず雨水や融雪水が補強領域内へ浸透したと推察され、表面排水工や縦排水溝の重要性を再認識するものである。また、補強土壁の施工条件と排水設備の性能に関する定量的な検討とマニュアルへの反映が必要であることを示唆するものである。

また、表面波探査の利用については、既設補強土壁に対する健全度評価に適用できる可能性を示せたと考えているが、応力条件や盛土材料の違いと V_s との関連性については不明な点も多いため、今後は系統的な室内土質試験などを行い、補強土壁に用いられる盛土材の V_s を土質特性に着目して整理し、データベース化する必要があると考えている。

第5章 参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 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.8，No.1，pp.35-51，2013.
- 6) 林豪人，藤田智弘，藪雅行，小橋秀俊：浸水および排水の作用を受ける地盤内に設置したジオグリッドの引抜き特性，第46回地盤工学研究発表 pp.1465-1466，2011.
- 7) 川尻峻三，川口貴之，鈴木信太朗，台丸谷俊輝，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 pp.181-182，2015.
- 8) 川尻峻三，川口貴之，澁谷啓：砂質土地盤材料の微小ひずみ領域でのせん断弾性係数の測定と評価，材料 Vol.62，No.1，pp.39-44，2013.
- 9) 小笠原明信，川尻峻三，橋本聖，川口貴之，田中悠輝，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.

- 10) 岡崎貴斎, 志村直紀, 高尾浩司郎: 帯状ジオシンセティックス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ス技術情報誌, Vol.34, No.1, pp.19-26, 2018.
- 11) 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.
- 12) 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.
- 13) 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.
- 14) 公社) 日本道路協会: 道路土工一擁壁工指針 (平成 24 年度版) p.306, 2012.
- 15) 国土交通省道路局国道・技術課: 道路土工構造物点検要領, 2018.
- 16) 一財) 土木研究センター: 補強土 (テールアルメ工法) 設計・施工マニュアル (第 4 回改訂版) p.464, 2014.
- 17) 一財) 土木研究センター: 多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル第 4 版 p.237, 2014.

第6章 結論と今後の課題

6. 1 本研究から得た結論

第1章では本研究の導入部として、学位論文の主題「積雪寒冷環境および特殊地盤を考慮した地盤改良および補強土工法の設計・施工・維持管理方法の提案」の研究背景となったセメント改良土、泥炭性軟弱地盤対策、既設補強土壁における実態および実務上の問題点のほか、既往研究のレビュー、本研究の位置付けについて述べた。

第2章では、1984年に粉体式深層混合処理工法（DJM工法）で施工された改良体（施工後30年経過）に対して強度試験（一軸圧縮試験、針貫入試験）を実施し、改良体の長期強度特性および改良体表面の劣化状況を検証した。

その結果、改良体の物理特性は、長期的にも経時的な変化はほとんど見られず、改良体中心部の強度は施工後30年経過しても増加傾向にあることを明らかにした。一方、改良体および改良体周辺のpH値より、改良体からのカルシウム分溶出が限定的であることから、改良体の劣化は「薄皮」程度であると推察した。

第3章では、盛土の安定性、側方流動抑制および不同沈下の低減が期待できる『グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良』の試験施工による改良効果を述べた。

その後、試験施工に関する地盤や施工条件を二次元弾塑性FEM解析で同定し、このモデルをベースとして、改良率、盛土高、ジオテキスタイル引張剛性をパラメータとしたパラメトリックスタディを実施した。これらの解析結果を踏まえ、設計時に許容不同沈下量に応じたジオテキスタイル引張剛性の選定図を整理するとともに、試験施工結果を踏まえて本工法の設計法を提案した。

第4章では、グラベル基礎補強併用低改良地盤改良の動的特性に着目した動的遠心力载荷模型実験を実施し、軟弱地盤上盛土の大規模地震動（L2）に対する破壊モードを再現するとともに、L2地震動による各改良形式の盛土および周辺地盤への変形抑制効果を検証した。実験の結果、グラベル基礎補強の沈下抑制効果はグラベル補強層厚に依存しないこと、レベル2地震動が短期間に二回作用して沈下の抑制効果が高いことが明らかになった。本実験条件におけるグラベル基礎補強併用低改良率地盤改良の要求性能は、土工指針の性能1程度と推定された。

以上より、グラベル基礎補強が高靱性でかつ高剛性を有する矩形構造形式であることを定量的に評価した。

第5章では、大規模に変状した2か所の補強土壁に対し、このうちの一つは施工時の履歴、使用された盛土材料の物理特性、ボーリング調査、施工後の降雨や地下水位の履歴、盛土材と補強材で構成されるエリア（以降、補強領域とする）の沈下の経時変化から変状要因を考察した。その結果、当該補強土壁に関連する地形や気象条件等から、降雨や融雪水等が補強土壁内への流入による路盤直下までの飽和度上昇により、補強材と盛土材との摩擦抵抗が低下（インターロッキング効果の損失）で、壁パネルが前方へ変位し、それに伴い補強土壁の沈下が進行したと推測した。

また、変状した2か所の既設補強土壁に対して表面波探査および地盤調査を実施し、表面波探査による既設補強土壁の健全度評価の可能性について検討した。その結果、壁パネルの変位が大きい補強土壁では、局所的な V_s の低下領域が確認されたが、健全な（再構築後）の補強土壁では V_s 分布が均一で深度とともに増加する傾向にあった。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、深さに対する V_s 分布を把握することが有用であると考えられる。

第6章では、本研究の結論であり、得られた知見と今後の展望と課題について述べた。

6. 2 今後の課題と展望

6. 2. 1 第2章の課題

DJM 改良体は 30 年経過しても、改良体の中心部を含む大部分が強度増加傾向にある一方で、未改良地盤に接している改良体表面部の強度差が顕著であった。今回の研究は「強度」による観点からの整理であったが、改良体の表面部の劣化部とその内部の健全な構造体を別な視点で比較するには、原子吸光分析（カルシウム含有量試験）や水銀圧入型ポロシメーターによる細孔径分布試験¹⁾による包含するカルシウム量の違いや微細構造の定量評価のほか、偏光顕微鏡撮影、走査型電子顕微鏡（SEM）撮影、X 線回折（定性分析）によりセメント水和物の定性評価が有効であると考えられ、改良体の表層部の劣化要因をより詳細に特定したいと考えている。

6. 2. 2 第3章の課題

『グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良』の設計手法は i) 深層改良体の設計基準強度の設定、ii) 盛土の安定検討、iii) 許容不同沈下量に応じたジオテキスタイル引張剛性の選定、である。

本研究で提案した i) 深層改良体の設計強度の設定は、盛土荷重が改良体頭部に集中すると仮定しているため、盛土高が高くなると深層改良体の設計基準強度が実務では扱いにくい高強度になる恐れがある。したがって、今後、改良体と未改良地盤に作用する応力分担比を検証し、実態に即した改良体強度の設計手法を確立必要がある。また、許容不同沈下量に応じたジオテキスタイル引張剛性の選定は、グラベル基礎補強厚 $t=0.5\text{m}$ のみの検討であるため、盛土高 8m が限界検討高さである。

適用盛土高の範囲を広げるには、グラベル基礎補強厚 $t=1.0\text{m}$ ($t=1.5\text{m}$) にした二次元弾塑性 FEM 解析による整理することが有効と考えられる。

6. 2. 3 第4章の課題

本研究では、『グラベル基礎補強併用低改良率地盤改良』のレベルⅡ地震動に対する盛土および周辺地盤への変形抑制効果を明らかにした。しかしながら、レベルⅠ地震動に対する同様の評価は行われていない。

平成 27 年に道路土工構造物技術基準²⁾が策定されたが、これは、道路土工構造物の設計は使用目的との適合性および構造物の安定性について、作用（常時、降雨、地震時、その他）およびこれらの組み合わせた外力に対し、道路土工構造物の重要度に応じて、かつ求められる要求性能（性能 1～3）を満足すべき記載された。

したがって、改良地盤上の盛土の安定性を評価するには、具体的な目標性能（使

用限界、修復限界、終局限界)を定めた上で、その目標性能に対して検討すべき作用力を設定する必要があることを示唆している。

これらを踏まえて今後は、地震動レベルのみならず、盛土高や軟弱層厚をパラメータとする条件において得られる盛土の変形(沈下)量が、第4章で述べた常田ら³⁾が提案している道路盛土の耐震性能の評価項目とランク区分と、上記の道路土工構造物技術基準の要求性能の水準を組み合わせた指標により、これらの条件によるグラベル基礎補強がどの要求性能に該当するか明らかにしたいと考えている。

6. 2. 4 第5章の課題

本研究では施工管理値を超過する変状が生じたジオテキスタイル補強土壁(以下、補強土壁とする)について、施工時の履歴、施工後の降雨や地下水位の経時変化、補強領域上部の道路路面の沈下量の経時変化を整理した。さらに、変状した補強土壁と再構築した補強土壁を対象にボーリング調査や表面波探査を行い、既設補強土壁の健全度評価に対する有効性について検討した。

その結果、既設補強土壁の変状の度合いによって、表面波探査で得られる V_s と壁面傾斜角 θ の関係、盛土材の物理インデックス、引抜き抵抗が異なることを明らかにした。しかしながら、応力条件や盛土材料の違いと V_s との関連性については不明な点も多く、変状の有無を問わず、さらに V_s と壁面傾斜角 θ の関係のデータを増やし、既設補強土壁の健全度評価に資する具体的な閾値を設けた健全度評価図の確立、普及が必要である。

この図が第5章で提案した既設補強土壁の維持管理フロー(案)の健全度評価(1次スクリーニング)に反映されることで、北海道内に構築された既設補強土壁の健全度評価手法の一つとして、表面波探査が運用されていくと考えている。

第6章 参考文献

- 1) 山口晴幸，池永均：土構造評価への水銀圧入型ポロシメーター装置の利用，土と基礎，第41巻，第4号 p.15，1993.
- 2) 国土交通省大臣官房技術調査課：道路土工構造物技術基準（pdf版），2015.
- 3) 常田賢一，小田和弘：道路盛土の耐震性能評価の方向性に関する考察，土木学会論文集 C Vol.65 No.4, pp.857-873, 2009.

謝 辞

本論文は、著者が国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所および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博士後期課程における研究成果をまとめたものです。本論文を完成させるにあたり、多くの方々からのご指導、ご高配およびご支援を賜りました。

北見工業大学准教授 川口貴之先生には、社会人博士後期課程への入学をお誘い頂くとともに、本研究の内容および展開、論文の作成全般に渡って、懇切丁寧な指導を賜りました。また、共同研究や委員会活動などを通じて、数多くの知見や励ましの御言葉を頂いただけでなく、学位取得の機会を与えて下さったことで学生生活を有意義に過ごすことができました。心より深く御礼申し上げます。

北見工業大学助教 川尻峻三先生には、本論文の作成ならびに共同研究を進めるにあたり、多くの貴重なご意見や激励を頂きました。表面波探査の原理を理解しない著者に詳細かつその優位性に関してご指導を賜るとともに、変状した既設補強土壁の健全度を適切に評価する方法や著者の稚拙なジャーナルに対して多大なご指導を賜ったことに深く御礼申し上げます。

北見工業大学教授 山下聡先生、同准教授 中村大先生には、博士課程での研究に関して数多くの有益な御教示を頂いただけではなく、凍結・融解に関する理論や事象についても数多く御助言を頂きました。厚く御礼申し上げます。

凍土・土質研究室の学生方々には、実験を実施する上で計測準備や施工補助、データの取りまとめで大変お世話になりました。特に、田中悠暉氏（現：応用地質（株））、大学院博士前期課程2年の小笠原明信さん、同1年の後藤雄介さんには深く御礼申し上げます。

国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所元所長 池田憲二博士（現：構研エンジニアリング副社長）、林憲裕元上席研究員（現：北海道開発局建設部道路維持課対策官）には、博士課程への入学に際して、ご配慮を頂いた上に多大なるご支援を賜りました。厚くお礼申し上げます。また、同寒地基礎研究グループ長 西本聡博士、同寒地地盤チーム総括主任研究員 林宏親博士には、著者が寒地地盤チーム（前土質基礎研究室）にお世話になるきっかけを与えた頂いた研究チームへ在籍当初から研究の進め方や海外発表の心構えなど数多くのご助言およびご高配を賜りました。深く御礼申し上げます。また、山梨高裕元上席研究員（現：寒地保全技術研究グループ長）、元主任研究員の富澤幸一博士（現：北武コンサルタント技師長）および元研究員の山木正彦博士（現：北海道開発局留萌開発建設部道路調査課調査官）には業務を通じて厳しい指導および叱咤激励がありました。また、寒地地盤チームのみなさまには、出張等で不在にすることが多い著者に対して数多くのご協力を頂きました。深く感謝の意を表します。

東洋計測リサーチ（株）の山下彰会長および片野定男専務には、土木研究所在任中に研究の基礎や面白さを叩き込んで頂き、実験中やその後の酒宴などで数多くの叱咤激励を賜りました。現在の私の基礎を作って頂いた事に記して深く御礼申し上げます。

（株）ドーコン地質部の林啓二博士，同原靖副主幹，同松田圭太主任技師，（株）岡三リック北海道支店の安達謙二次長には，本研究の主要な研究テーマであるグラベル基礎補強併用低改良率地盤改良の改良効果に関して，実験計画やデータ整理等多くのご支援およびご協力を頂きました。特に林啓二博士と安達次長のお二人には，著者が土木研究所や札幌開発建設部在職時から業務等を通じたお付き合いの中で，言葉では言い尽くせないほど多大な影響を与えて頂きました。心より御礼申し上げます。

最後に私事になりますが，学位取得を最後まで応援してくれた妻 林彬と息子 紘，常に温かく激励して頂いた母および義父 林謙，義母 盛秀芳，に感謝致します。そして，土木の道を志すきっかけを与えてくれた国鉄技術者の亡き父に心から感謝します。