

第16回（平成29年度）技術報告会
北海道土木技術会 土質基礎研究委員会

土質基礎に関する「我が社の誇れる技術 Part2」
技術報告会

報 告 集

平成30年 2 月

主催 北海道土木技術会
土質基礎研究委員会

目 次

セッション a

- a-1 テラグリッド補強土工法 ―凍上や塩害に強い補強土工法― … 1
岡三リビング(株) 林 豪人
東京インキ(株) 原田 道幸
- a-2 特殊軽量鋼矢板止水工法 (シートウォール工法) … 7
株式会社不動テトラ 村上 恵洋、久保陽太郎
- a-3 老朽化吹付法面の再生技術ニューレスプ工法の特長とその適用について …15
日特建設(株) 池田 淳、窪塚 大輔

セッション b

- b-1 小型で高トルクを有する GI コラム工法の概要と施工事例 …23
小野田ケミコ株式会社 松岡 大介、竹田 敏彦、西島 康貴、市川 公彦
- b-2 エポコラム工法の多様な施工環境への適応と施工事例 …27
小野田ケミコ株式会社 松岡大介、西尾経
エポコラム協会 高倉功樹、木寺智則
中央大学 理工学部 齋藤邦夫
- b-3 V-JET 工法の概要およびその応用技術であるマルチファン工法について …35
三信建設工業株式会社 島野嵐、山口洋

1. はじめに

補強土工法は急勾配の盛土を構築することが可能であり、そのため確保しなければならない用地が大幅に縮減できることが評価され、多くの箇所で適用されている。その一方で、補強土工法が我が国に導入されてから 40 年以上が経過し、特に維持管理の観点から補強土工法特有の課題が顕在化してきている。特に寒冷地においては凍上による壁面の損傷例が報告されており、その損傷を防ぐ新たな補強土工法の開発が期待されている。

テラグリッド補強土工法は、上述の課題を解決することを目的として開発された工法である。ここではテラグリッド補強土工法の概要、適用例、新規性および施工手順について説明する。

2. 工法の概要

テラグリッド補強土工法の概要を図 1 に示す。テラグリッド補強土工法は、テラセル（ジオセル）、トリグリッド（ジオグリッド）、連結部材、水平排水材から構成される。テラセルは高密度ポリエチレン製の帯状シート材料を千鳥配置に熱溶着し、蜂の巣状に複数のセルを有するハニカム立体構造を有したジオセル（図 2）であり、トリグリッドは高強度ポリエステル繊維を芯材とし、ポリプロピレン樹脂を被覆材として複合させ、格子構造に構成したジオグリッド（図 3）である。テラセルは切土のり面の補強材として、トリグリッドは盛土のり面の補強材として、それぞれ個別に適用されている。テラセルとトリグリッドの連結状況を図 4 および図 5 に示す。ジオテキスタイルで巻き込んだ樹脂製の平板の盛土側の辺に接するように剛性の高い棒材を設置し、棒材の上端には樹脂製のキャップを設置する。これによって、ジオテキスタイルに作用する引張力が平板を介して棒材に伝達され、さらに棒材の下端と上部のキャップがジオセルの内側に接することによって、地盤が引張力に抵抗する構造となっている。また、水平排水材として不織布を使用する。

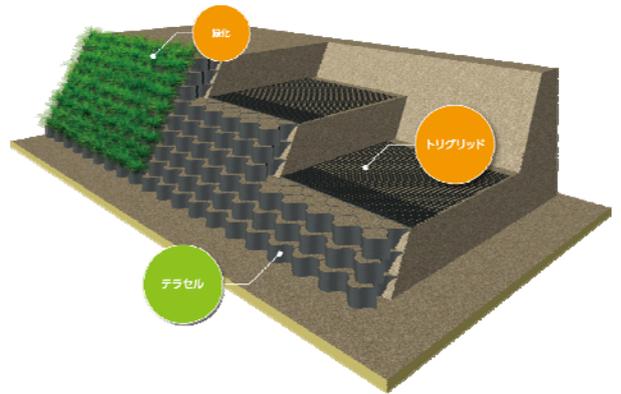


図 1 テラグリッド補強土工法の概要

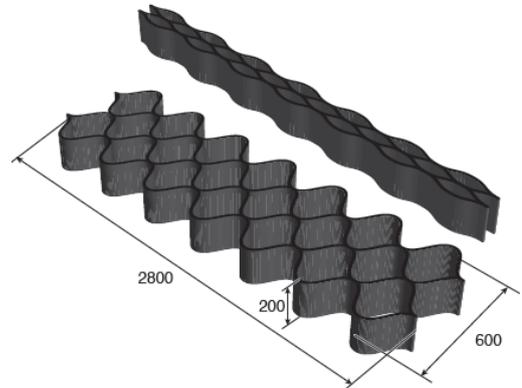


図 2 テラセルの概要

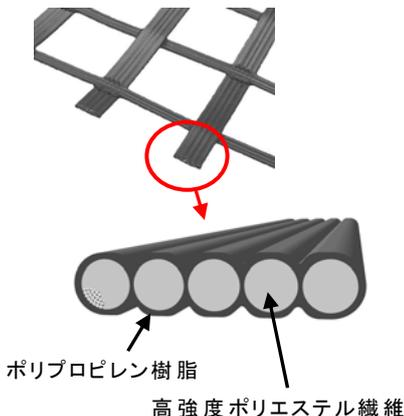


図 3 トリグリッドの概要

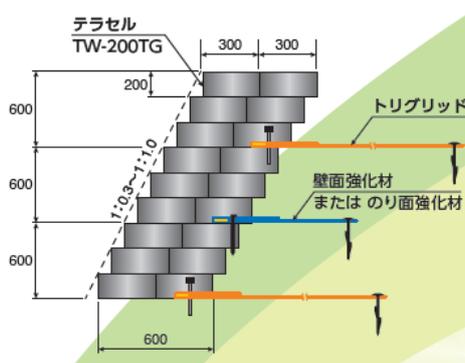


図 4 連結部の状況 1

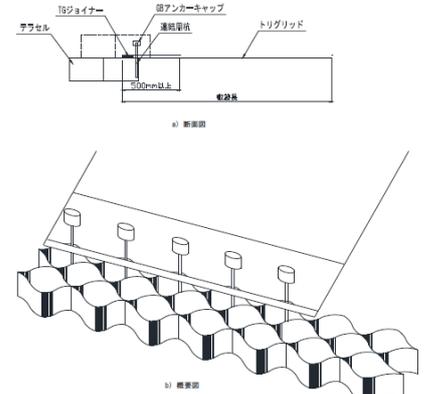


図 5 連結部の状況 2

3. 適用例

テラグリッド補強土工法の適用例を写真 1～4 に示す。写真 1 と写真 2 は、造成地に構築された勾配 1 : 0.3 のテラグリッド補強土の施工直後の状況である。テラセルの中詰め材としてここでは碎石を用いている。写真 2 に示すように、折れ部を有する壁面にも同工法の適用は可能である。



写真 1 適用例 1 (造成地)



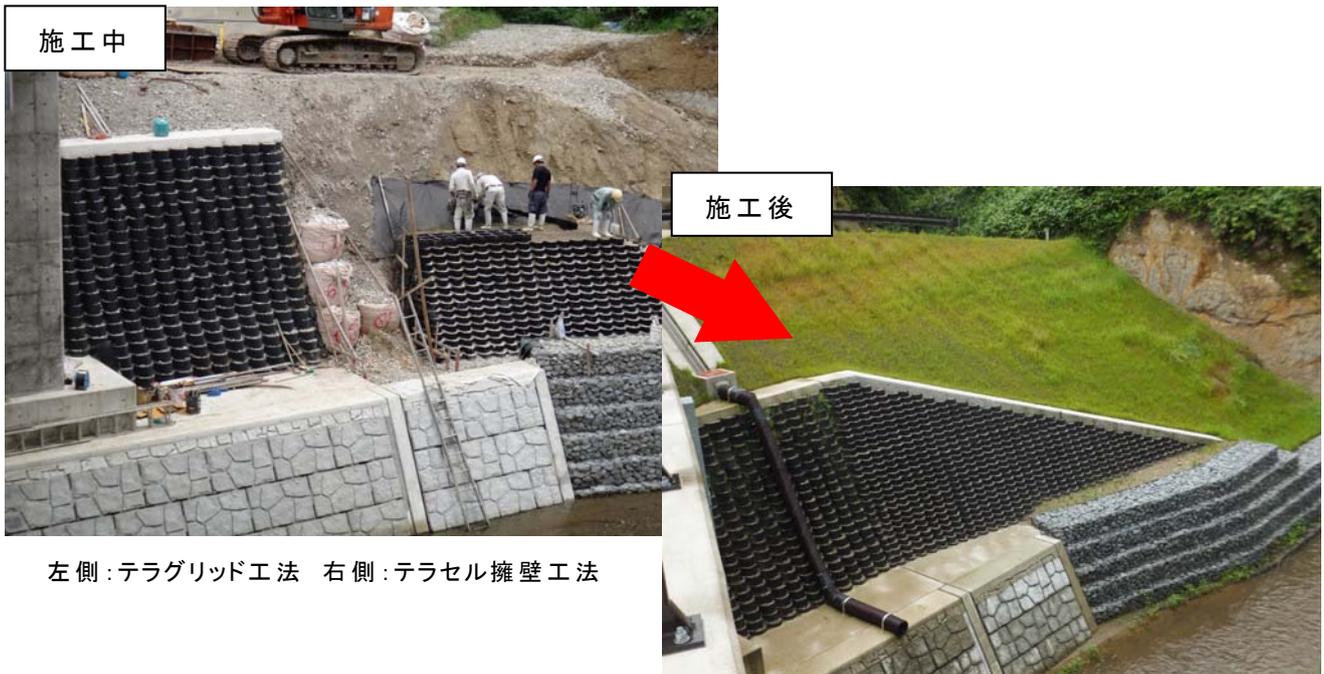
写真 2 適用例 2 (折れ部)

写真 3 は、前述とは別の造成地に構築された勾配 1 : 0.3 のテラグリッド補強土の施工から約 1 年経過したときの状況である。テラセルの中詰め材として締固めのしやすい山砂を用いており、さらに施工直後に壁面へ植生基材の吹付けを行っていることから、元のテラセルが見えないほどの植生が発生している。



写真 3 適用例 3 (緑化)

写真 4 は、橋台に隣接した箇所にも構築された勾配 1 : 0.5 のテラグリッド補強土の施工および施工後の状況である。橋台に隣接した盛土の区間をテラグリッド補強土工法で、橋台から離れた切土の区間をテラセル擁壁工法でそれぞれ構築し、それらを隣接させることで構造物としての景観上の連続性を確保することが可能である。



左側：テラグリッド工法 右側：テラセル擁壁工法

写真 4 適用例 4（テラセル擁壁工法との接続）

4. 新規性

補強土工法に用いられる壁面工は、巻込み形式や鋼製枠形式等の「柔な壁面工」や、コンクリートパネル形式やコンクリートブロック形式の「剛な壁面工」に分類される。これらのうち写真 5 に示す鋼製枠形式の壁面は比較的安価で、また軽量のため人力のみで組立てが可能であり、さらに植生シートを併用することによって緑化が可能なることから、我が国で普及が拡大している。ここではこの鋼製枠の補強土工法を比較対象とし、テラグリッド補強土工法の新規性を述べる。



写真 5 鋼製枠形式の壁面

4.1 耐凍害性

鋼製枠の補強土工法を寒冷地に適用した場合、凍上の繰り返しによって壁面の変形が蓄積される恐れがあることが知られている。これは図 6 に示すように、凍上性が高い盛土材料を使用しかつ排水工が十分でない場合、冬期に壁面近傍の盛土材料が凍結し、壁面工に過大な力が作用することによって壁面材が変形し、この過程が毎年繰り返されることによって、変形が徐々に蓄積される。その結果、天端の沈下や盛土材料の流出に至る可能性がある。

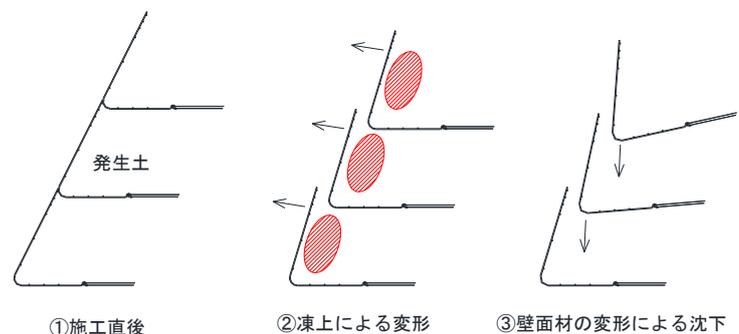


図 6 鋼製枠の凍上による変状メカニズム

一方でテラグリッド補強土工法では、壁面近傍の中詰め材はテラセルによって円形に包囲されるため、中詰め材の凍結融解の繰り返しによる壁面の前方向への変形が蓄積しにくいことが考えられる。このことを確認するため、北見工業大学の構内に写真 6 に示すようにテラグリッド補強土と鋼製枠の補強土を隣接させて構築し、壁面変位の経過観測を行った。



写真 6 実大実験状況（北見工業大学構内）

写真 7 は構築から冬期を経た補強土の壁面の状況である。鋼製枠の補強土では上下の壁面材の間で変形が認められた。一方で、テラグリッド補強土の壁面は目立った変形は認められなかった。



上下の壁面材の間で変形が認められる



目立った変形は認められない

写真 7 施工後 1 年後の状況（実大実験）

図 7 は 2 回の冬期における壁面の変形の推移である。テラグリッド補強土はテラセルの裏に凍上性の盛土材を用いたケースと、非凍上性の盛土材を用いたケースを実施した。いずれも植生を目的として、テラセルの前側のセルには凍上性の中詰め材を用いた。鋼製枠の補強土と比較して、テラグリッド補強土の壁面材の前方への変形量が小さいことが分かる。

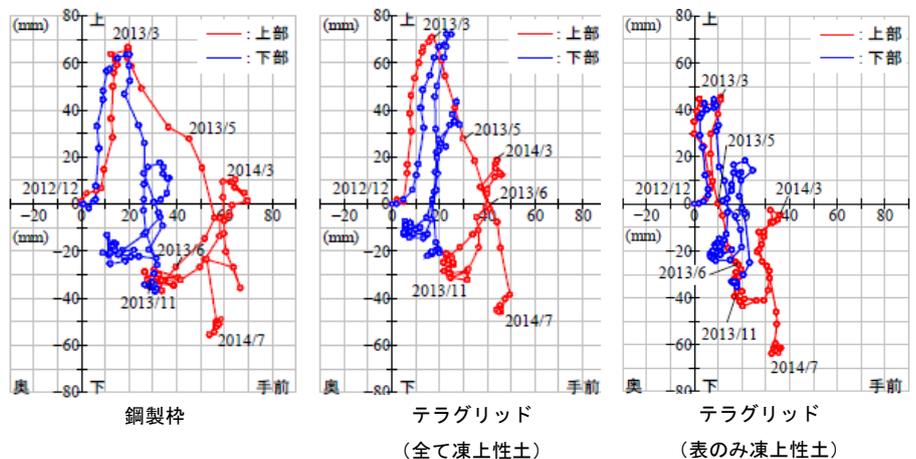


図 7 壁面の変位の推移

4.2 壁面の緑化

前述のような凍上による鋼製枠の補強土の壁面材の変形を抑制することを目的として、特に寒冷地では凍上を防止するため鋼製枠の裏側に透水性が良い碎石層を設けることが多い。そのため壁面裏の保水性が低く、結果として壁面の植生が困難になることが多い。

一方でテラグリッド補強土の場合は、中詰め材として保水性の高い土を用いることができるため、写真3のように壁面の緑化が可能である。

4.3 対塩害性能

鋼製枠の補強土では金属材料が露出しており、海岸から近い箇所や融雪材を散布する箇所では腐食の進行が速くなる可能性があるが、テラグリッド補強土の金属材料は全て土中に埋設されるため、気中に露出している場合と比較して腐食の速度を抑制することが可能である。また、テラグリッド補強土の唯一の金属材料である連結用杭をエポキシ樹脂でコーティングすることにより、耐久性のさらなる向上が期待できる。

4.4 壁面裏の転圧

鋼製枠の補強土では壁面裏の空間が狭く、盛土材の締固めは写真8のようにプレートコンパクタなどの小型の締固め機械を用いるか、もしくは写真9のように人力で転圧することになる。その結果、壁面裏は不十分な締固めになる可能性が高い。あるいは締固め不足を防止するためには盛土材を薄層に撒き出して転圧する必要があり、施工の速度が遅くなる。特に壁面の勾配が緩い場合にその傾向が顕著になる。

一方で、テラグリッド補強土では写真10のように壁面材の裏までハンドガイドローラーを用いた転圧が可能であり、盛土材を薄層に撒き出す必要が無いため、速い施工速度で十分な締固めを行うことができ、結果として安定性の高い補強土を構築することが可能である。



写真8 鋼製枠裏の締固め
(プレートコンパクタ)



写真9 鋼製枠裏の締固め
(人力)



写真10 テラグリッド壁面裏の締固め (ハンドガイドローラー)

4.5 重量

鋼製枠の壁面とテラセルの重量の比較を表 1 に示す。テラグリッド補強土の壁面積 1m² 当りのテラセルの重量は鋼製枠の約半分であるため、運搬の際に発生する環境の負荷を抑制できる。

表 1 壁面重量

壁面材	鋼製枠	テラセル
壁面積 (1枚当り)	1.2 m ²	0.56 m ²
重量 (1m ² 当り)	12.5 kg/m ²	6.4 kg/m ²

5. 施工

テラグリッド補強土は基本として、壁面の設置と盛土材の締固め等を繰り返すことにより構築する (図 8)。



図 8 施工手順

6. おわりに

補強土工法は、その優れた経済性や施工性から、今後も我が国において適用が拡大していくものと考えられるものの、これまでの多くの適用実績からいくつかの課題が顕在化してきている。テラグリッド補強土工法は、特に寒冷地に特有な現象である凍上による変形、塩害による耐久性低下、および壁面裏の締固め不足を抑制し、より安定性を高めた工法である。現在、国土交通省公共工事等における新技術活用システム (NETIS) に登録 (HK-160018-A) されており、今後の活用が期待されている。

特殊軽量鋼矢板止水工法（シートウォール工法）

株式会社不動テトラ 村上 恵洋¹⁾
久保陽太郎²⁾

1. はじめに

地表水あるいは地下水は、構造物の安定や周辺環境等に様々な影響をおよぼす。例えば、河川堤防やアースダム堤体からの漏水、道路、鉄道などの盛土部への浸透、掘削時の揚水による周辺地下水位低下や臨海干拓地などにおける塩水の浸透、産業廃棄物処理場より溶出する汚水の滲出などが考えられる。シートウォール工法は、これらの現象を防止するために開発されたものである。幅の広いシートウォールを使用して、パイプロハンマまたは圧入装置とウォータージェットを併用して打設し、接続部に不透水性の充填材を注入して遮水壁体を構築する。数多くの遮水工法の中でも最も適切かつ経済的な工法であると考えられる。近年、各分野において安全防災が強く打ち出され、北海道内においても洪水対策の遊水地建設が急務となっている。遊水地建設においては、周辺地盤との遮水工法として本工法の適用性は高い。また、軟弱地盤対策としての真空圧密工法に対する補助工法としても最適な工法であると思われる。

2. 工法概要

シートウォール工法は、有効幅が広く薄い鋼板と特殊な打込用フレームとを一体にセットし、ウォータージェットとパイプロハンマ又は圧入装置を併用しながらシート周辺の土砂、礫を排除し、所定の深さまで挿入させ、連続したシートの壁を造り、接続部に図-1のように不透水性の物質を充填して、完全な止水壁を構築する工法である。他工法に比べて、きわめて信頼度が高く、施工性能に優れ、大きな経済的効果を上げることができる。

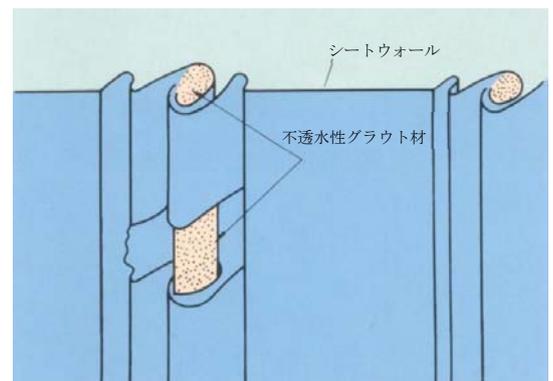


図-1 シートウォールの継手¹⁾

3. 工法の特徴

1) 確実な止水効果

- ・一枚の幅が広く（標準 1m）、継手の数が少ない。
- ・継手に不透水性グラウト材を充填することによって確実な止水効果を期待することができる。

2) 優れた経済性

- ・シートウォールの厚さが薄く（標準 2.7～4.5mm）、鋼材量が少なく経済的である。

3) 優れた施工性

- ・特殊な打込みフレームの使用により、確実でしかも迅速な施工ができる。
- ・長尺物の打込みが可能である。
- ・礫混じり土層でも施工が可能である。
- ・継ぎ手部で打込み方向を変えられるため、条件に合わせて遮水壁法線の設定・変更が容易である。

1) Shigehiro MURAKAMI ; 東京都中央区日本橋小網町7番1号, TEL : 03-5644-8534, FAX : 03-5644-8537

2) Yotaro KUBO ; 札幌市中央区北1条西7丁目3番地, TEL : 011-233-1640, FAX : 011-233-1641

4. 用途

本工法の適用例としては、以下のような工事が挙げられ、その用途は非常に多岐におよぶ。特に近年においては、宅地等の開発行為や異常気象に対する洪水対策としての掘割式の防災調整池（遊水池）建設における適用事例が増加している。

1) 遮水対策工事

- ・河川堤防などでの漏水対策
- ・掘割式の防災調整池や遊水池における透水性の高い地盤からの地下水浸透防止対策
- ・埋没林保全等の湖水の水位変化防止対策
- ・仮設掘削工事における地下水の漏水防止対策

2) 洗掘対策工事

- ・洪水時の地下水浸透に伴う河川堤防基礎の洗掘破壊防止対策
- ・高潮発生時の防潮堤基礎部の洗掘および漏水防止対策
- ・仮設掘削工事におけるボーリング、パイピング対策

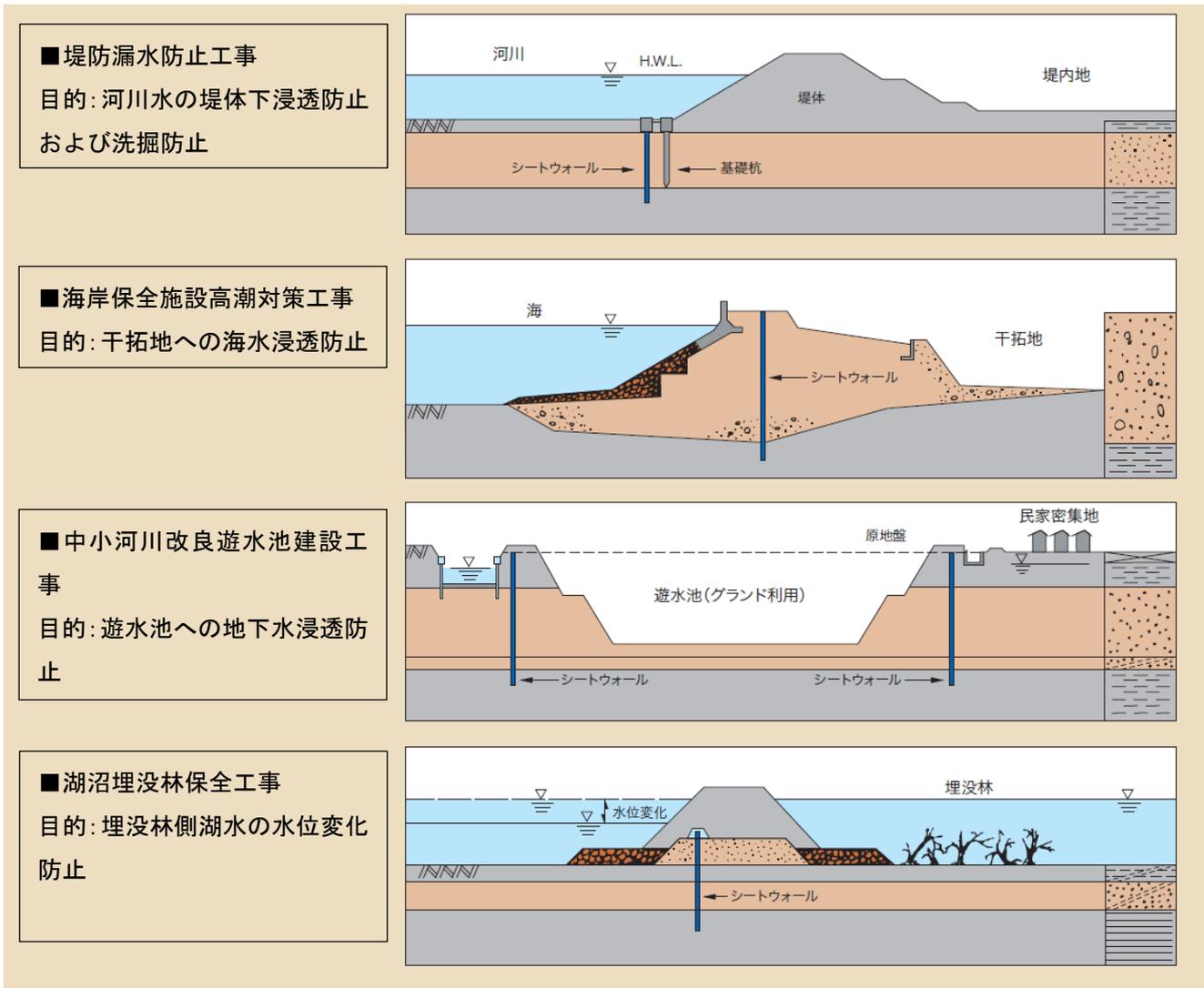


図-2 適用例（漏水防止工事）¹⁾

3) 周辺部地下水位低下防止工事

- ・掘割式の遊水池や防災調整池等の恒常的な掘削構造物による影響防止
- ・仮設掘削工事およびディープウェル等による地下水位低下工事
- ・圧密沈下対策としての真空圧密工法による影響防止

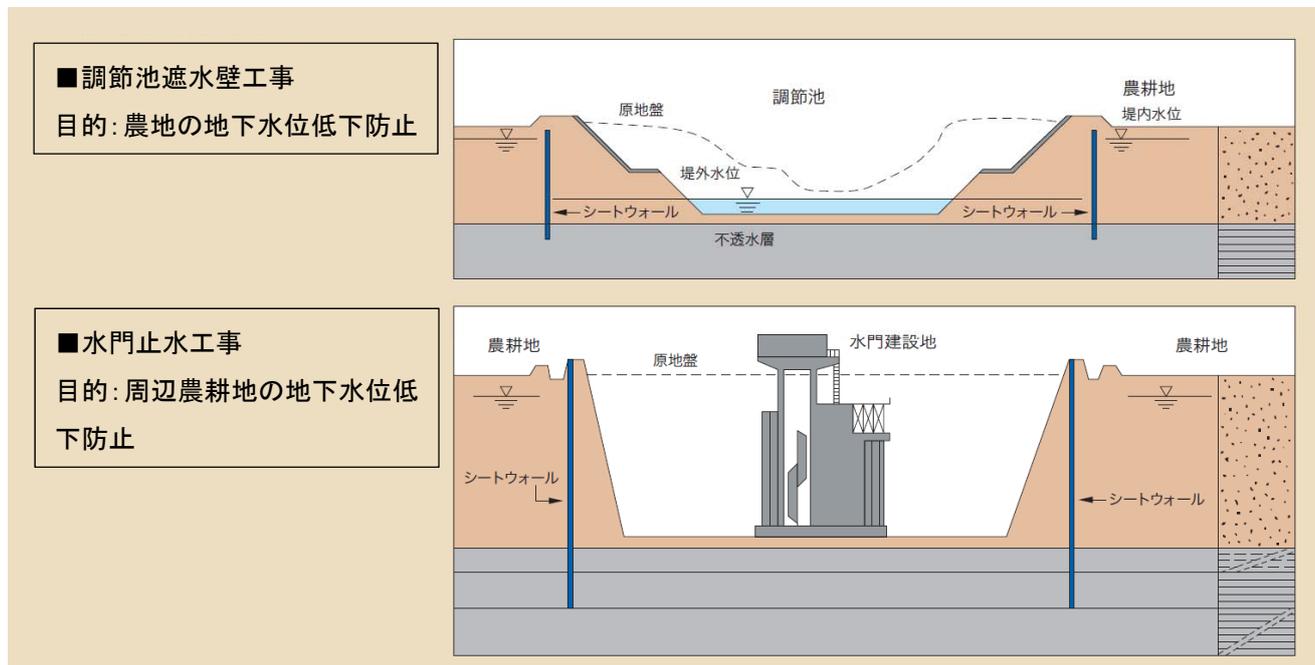


図-3 適用例（周辺部地下水位低下防止工事）¹⁾

4) 被圧帯水層からの盤ぶくれ対策

- ・掘割式の遊水池や防災調整池等の恒常的な掘削構造物における盤ぶくれ対策
- ・仮設掘削工事での盤ぶくれ対策

5) 真空圧密工法における負圧消散対策

- ・透水性の高い地盤が介在する場合の改良効果の減少対策

6) 汚染物質からの汚染水の滲出・拡散防止

- ・産業廃棄物処分場建設時の汚染水滲出防止対策
- ・不法投棄等による汚染物質の拡散防止対策

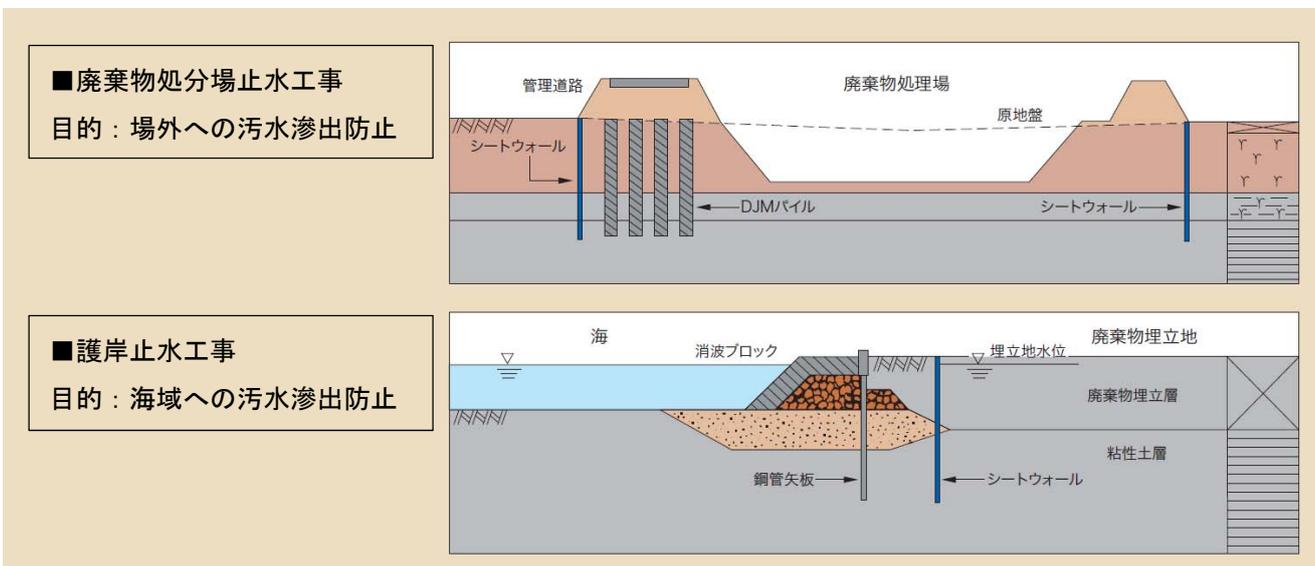


図-4 適用例（廃棄物からの汚水滲出防止工事）¹⁾

6. 施工方法

シートウォールの施工方法を図-7に示す。継手への土砂等の流入を防ぐためにガイドパイプを挿入し、貫入フレームにシートウォールをセットして地中に打込み、シートウォールを残して貫入フレームのみを引抜く。



図-7 施工手順¹⁾

7. 継手グラウト

シート打設後、周辺の土が落ち着くのを待って、継手部には不透水性のグラウトを注入する。継手グラウトの標準配合は表-4に示すとおりである。なお、被圧水流の影響によりジョイントから地下水が噴出しているような場合は、急結モルタルを選択する必要がある。また、継手グラウトの透水係数の計測事例を図-8に示すが高い止水性能を有している。

表-4 継手グラウトの標準配合¹⁾

品名	材質	単位	数量	備考
セメント	普通ポルトランド*	kg	500	
砂		m ³	0.3	細砂
水		リットル	500	
ベントナイト		kg	80	増量剤
急結剤	マノール	リットル	15	
アルミ粉末		g	30	膨張材
ポリリス	No.8	kg	2	発泡流動性増

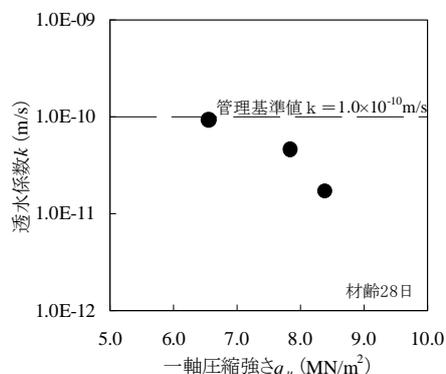


図-8 グラウトの透水係数の測定事例⁴⁾

8. 打設方向転換および特殊継手

シートウォールの打設方向転換を行う場合の継手の最大回転角を図-9に示す。また、シートパイル等との接続に用いる特殊継手の例を図-10に示す。

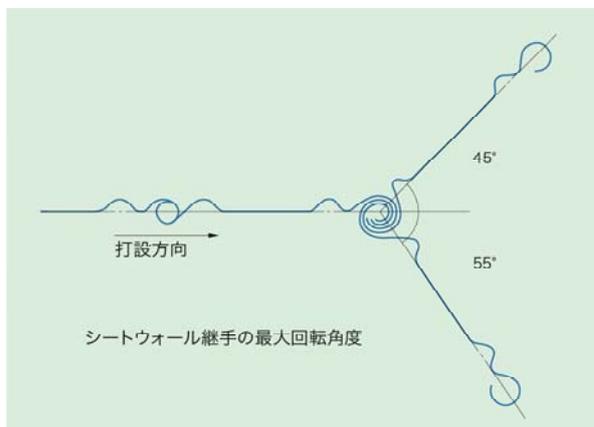


図-9 打込み方向転換の最大回転角度¹⁾

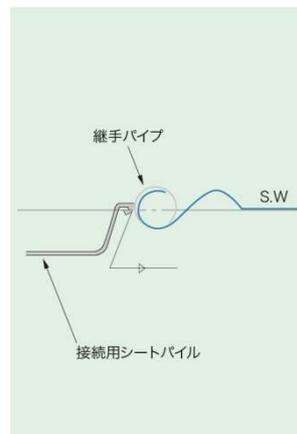


図-10 シートパイル等との接続例¹⁾

9. 打込み施工機の設定

シートウォールの打込み施工機にはバイブロ式打込み機(写真-1)と民家等の構造物が近接する市街地で適用される圧入式打込み機(写真-2)がある。近年ではほとんどの現場で圧入式打込み機が用いられている。それぞれの施工機における騒音・振動の測定結果を図-11および図-12に示す。また、中間層や着底層の地盤が硬質である場合は、ウォータージェット設備の増強や先行削孔を実施することで対応している。



写真-1 バイブロ式打込み機 写真-2 圧入式打込み機

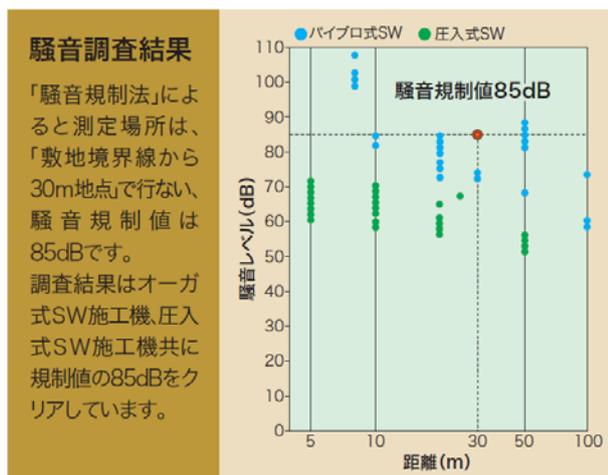


図-11 騒音レベルの距離減衰¹⁾

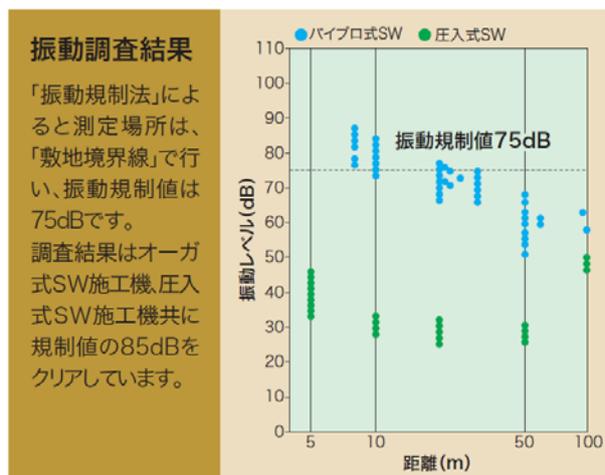


図-12 振動レベルの距離減衰¹⁾

10. シートウォールの長さや板厚の設定方法

1) 打設長

シートウォールの打設長としては、透水層を締切るために一般に次のように設定される。

$$\text{打設長} = \text{透水層の厚さ} + \text{不透水層への根入れ長}$$

理論的には、シートウォールが透水層を完全に締切っていれば、遮水が達成されると考えられる。しかし、実際には、不透水層は若干の透水性を有していること、土層の不陸などがあることから、一般的には、ある程度の根入れを不透水層に対して行っている。図-13は不透水層が比較的柔らかいシルト、粘性土層の場合のシートウォールの根入れ長とその頻度を示す。同図より1~2mが最も頻度が高いことが判る。実際の根入れ長の設定には、地盤の不陸や止水の目的と要求性能を考慮したうえで適切に設定する必要がある。また、不透水層が新鮮な岩あるいは半風化岩の場合には、シートウォールをそこへ根入れさせるのは非常に困難になる。このような場合にはシートウォール先端部に不透水性充填材を注入することでシートウォールと岩を密着させ遮水性を確保している。

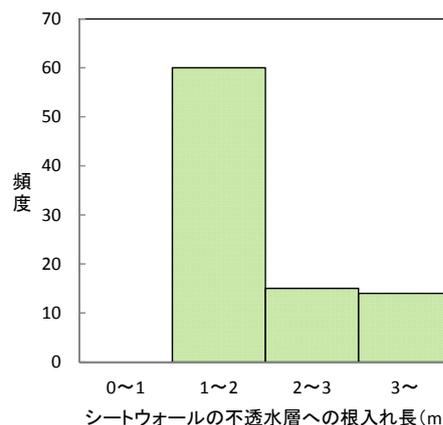


図-13 不透水層への根入れ長と頻度³⁾

2) 板厚

シートウォールの板厚は主に腐食環境と耐用年数を基に設定されることが多い。鋼材の腐食速度は、一般的な土壌においては、0.02 mm/年（片面）を標準とする。このため、耐用年数を50年とすれば、腐食代は2 mmとなり、腐食面から板厚を見ると2.7 mmが選定されている事例が多い。

表-5 鋼材の腐食速度（片面）⁵⁾

腐食環境区分		腐食速度 (mm/年)
海側	H.W.L以上	0.3
	H.W.L~L.W.L-1.0m	0.1~0.3
	L.W.L-1.0m~海底部まで	0.1~0.2
	海底泥底中	0.03
陸側	陸上大気中	0.1
	土中(残留水位以上)	0.03
	土中(残留水位以下)	0.02

11. 北海道における施工実績

北海道内におけるシートウォール工法の施工実績を表-6に示す。道内における施工実績はそのほとんどが河川改修や災害復旧における河川堤防の漏水対策工事である。

表-6 北海道内における施工実績

工事名	事業主	施工時期	板厚 t(mm)	対策深度 L(m)	対策面積 A(m ²)
千歳基地取水ダム(SW)工事	防衛庁	1970	3.2	7.0	2,500
十勝川改修工事	北海道開発局	1975 ~ 1977	3.2	5.0~9.0	19,065
石狩川水系千歳川支流早苗別川小規模河川改修工事	北海道	1978	2.7	5.0	500
石狩川水系千歳川支流島松川改修工事	北海道開発局	1981 ~ 1999	4.5	4.0~8.0	11,018~
石狩川水系千歳川改修工事(築堤他)	北海道開発局	1987 ~ 1999	4.5	6.0~16.0	99,094~
石狩川水系千歳川支流嶮淵川改修工事	北海道開発局	1987 ~ 2001	4.5	2.0~3.5	27,325
勇払川改修工事	北海道	1989 ~ 1998	4.0	5.0~12.0	19,066~
後志利別川改修工事(漏水対策工事)	北海道開発局	1998 ~ 2000	4.5	5.0~11.5	19,804
石狩川支流幾春別川新水路工事	北海道開発局	1998 ~ 2002	4.5	9.5~12.0	85,649
石狩川水系千歳川支流漁川改修工事	北海道開発局	1999 ~ 2005	4.5	5.0~12.0	35,784
尻別川築堤漏水対策工事及び樋門改築工事	北海道開発局	1999 ~ 2000	4.5	7.0~10.5	21,028
石狩川水系雨竜川支流大鳳川新水路低水護岸工事	北海道開発局	1999	4.5	10.5	1,933
網走川左岸災害復旧工事	北海道開発局	2002	4.5	7.0~9.0	5,200
網走川支流サラカオーマキキン川災害復旧工事	北海道	2002 ~ 2003	4.5	6.0	744
敷生川支流フシコベツ川改修工事	北海道	2001 ~ 2009	2.7	5.5~7.0	14,576
石狩川水系空知川支流富良野川改修工事デボツナイ川地区	北海道	2005 ~ 2007	2.7	5.0~6.5	4,439
石狩川水系空知川支流富良野川改修工事ムッカクシ富良野川分水路地区	北海道	2010 ~ 2013	2.7	5.1~8.8	4,076

12. おわりに

シートウォール工法の遮水性能については、河口湖開発調査委員会（通産省・千葉県・日本工業用水協会）発行の「河口湖工学」（昭和46年発行）において、確認されている。表-7は遮水壁工法について、厚生省水道環境部慣習「廃棄物最終処分場指針解説」（平成元年3月発行）、最終処分場技術システム研究会「最終処分場設計・施工技术編平成8年度報告書」等をもとに、当社が比較したものである。シートウォール工法は薄鋼板を使用することで材料費が経済的である。幅広仕様から継手数が少なくなることによるリスク低減、継手施工の確実性と継手グラウトの不透水性能からも、遮水性能が非常に高い。施工実績も豊富なことから、遮水壁工法としては、もっとも優位性のある工法と確信している。近年では気候変動の影響などからも、洪水対策事業としての河川改修や遊水池の建設は重要性を増しており、シートウォール工法がこれらの計画の一助となることを願っている。

表-7 各種遮水工法との比較¹⁾

工法	項目		遮水性	施工深度	適用地盤	実績
	材料費	施工費				
鋼矢板工法	▲	●	▲	40m	N値50程度	●
シートウォール工法	●	▲	●	30m	N値20程度	●
ソイルセメント連続壁工法	●	▲	▲	40~50m	N値50程度	▲
コンクリート連続壁工法	▲	▲	●	50m	岩盤も可	▲

※当社比較

【参考資料】

- 1) 株式会社不動テトラ：特殊軽量矢板止水工法シートウォール工法パンフレット
- 2) 日鐵住金建材株式会社：日鐵シートウォール材料承認仕様書
- 3) 株式会社不動テトラ：高性能遮水壁工法シートウォール工法Q&A
- 4) 原田健二,村上恵洋,小松陽：三層構造遮水壁（トリナー）工法の概要と遮水性能の評価,基礎工,Vol.41,pp.90-92,2013.7
- 5) 日本港湾協会：港湾の施設上の基準・同解説,p.437,2007

老朽化吹付法面の再生技術ニューレスプ工法の特長とその適用について

日特建設(株) 札幌支店 池田 淳^{※1}

日特建設(株) 技術本部 窪塚 大輔^{※2}

1. はじめに

モルタル・コンクリート吹付工（以下、吹付工という）は、道路など様々な建設工事で発生した切土法面の風化防止を目的とし、古くから採用され、現在では膨大なストック量に至っている。近年では、こうした吹付工により対策された法面（以下、吹付法面という）において、吹付表面の老朽化や劣化が進行し、さらには吹付法面の地山自体の不安定化が進行している場合も多く見られる。このため老朽化した吹付法面の健全性を適切に評価し、その健全性に応じた対策工を選定することが必要となってきた。近年では、様々な診断技術や対策技術が開発され、対策工事が進められている。

老朽化吹付法面は、道路に面している場合や民家に近接している場合が多く、また老朽化の原因や機構も様々であることから、対策技術の選定が難しいといった課題がある。このような状況を鑑み、様々な老朽化状態においても適応可能な「ニューレスプ工法」を開発し、第18回（平成28年度）国土技術開発賞のうち創意開発技術賞を受賞した。

本稿では、吹付工の目的、吹付法面の老朽化機構を整理し、受賞したニューレスプ工法の特長、その適用事例について報告する。

2. 吹付工の目的及び構造

吹付工は、モルタルやコンクリート（以下、吹付材という）により切土法面を被覆し、地山表層の風化防止、雨水等の地山への浸透による浸食防止のほか、法面からの軽微な落石等を防止することを目的に施工される。そのため、吹付工は、切土法面の地山が安定している際に用いられるものであり、地山からの土圧に対する抵抗力は期待されていない。

吹付工の構造を図-1に示す。吹付材の内部には、吹付後のひび割れ発生の抑制目的および剥離剥落の防止目的で、金網を設置する。その金網を地山に固定するためにアンカーピンを1～2本/m²程度設置する。また、背面地山の状況に応じてアンカーバーを設置する。地山の湧水を適切に処理するために水抜孔（水抜きパイプ）を設置する。吹付厚さは、地質状況や凍結深等の切土法面のおかれている条件を考慮し決定する手法がとられている。一般的な吹付厚さは、モルタル吹付工の場合8～10cm、コンクリート吹付工の場合10～15cmが、標準とされている¹⁾。

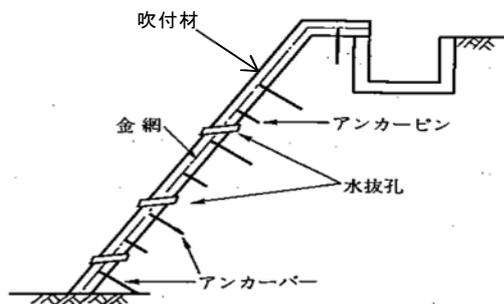


図-1 吹付工構造図¹⁾

※1 Jun Ikeda

北海道札幌市厚別区大谷地東4-2-20

Tel 011-801-3618 Fax 011-801-3630

※2 Daisuke Kubozuka

東京都中央区東日本橋3-10-6

Tel 03-5645-5116 Fax 03-5645-5113

3. 吹付法面の老朽化機構及び老朽化現象

(1) 老朽化機構の区分

吹付法面の老朽化機構は、図-2に示すように吹付法面の構造部位により大きく3種類に整理できる。

(2) 吹付材自体の劣化

吹付材自体の劣化機構は、吹付材の施工時の初期欠陥や施工後の乾燥収縮などによりひび割れが発生し、経年劣化により拡大延伸し、その後、連結し表面剥離に至るものと考えられる。また、寒冷地においては凍害の作用により老朽化が促進されると考えられる。発生する現象としては、ひび割れ、表面剥離、吹付材の強度低下などが挙げられる。

(3) 吹付材と背面地山の密着性の低下

吹付工により保護された切土法面においても、背面地山は緩やかに風化すると報告がある³⁾。吹付材と背面地山の密着性は、地山自体の特性による経年風化、地山が有する湧水による風化、吹付材と地山との空隙部へ雨水が侵入することによる風化などによって、低下するものと考えられる。発生する現象としては、吹付材自体の滑動（スライド）、雨水や湧水により地山が浸食されることによる吹付材背面の空洞などが挙げられる。

(4) 地山風化による吹付法面の不安定化

地山風化による吹付法面の不安定化機構は、背面地山が雨水や湧水により風化が著しく進行し、当初確保されていた法面の安定勾配が確保できなくなるものと考えられる。また、亀裂が卓越した岩盤法面では、亀裂に沿った風化の進行・緩みにより不安定化するものも考えられる。

発生する現象は、土圧による開口ひび割れや、はらみ出し、崩壊などが挙げられる。



図-2 老朽化機構の区分²⁾

4. 従来の老朽化吹付法面の対策技術の課題

従来、多く採用されてきた対策は、老朽化した吹付材をはつり取り、その後、新たに吹付を行う更新対策である。この方法は、法面が小規模で、法面形状が1段である場合は、簡易な防護柵を設け、重機による吹付材のはつり取りや背面地山風化部の整形を安全に速やかに行うことができる。一方で、法面が大規模で、法面形状が複数段に及ぶ場合は、重機による施工範囲が限定され、人力作業に頼る施工範囲が大きくなる傾向にある（写真-1）。そのような場合、作業者の安全確保はもとより、はつり取り殻を通行車線へ飛散させないための大規模な仮設防護柵を必要し、また、はつり取った多量のコンクリート殻（産業廃棄物）が発生するといった課題がある。

吹付材のはつり取りを行った場合でも、風化した背面地山の除去・整形は非常に難しい。そのため、背面地山の整形を行わず吹付を行った場合、新設された吹付材の背後には、既に風化した地山が存置されるかたちとなり、対策後、早期に背面地山が風化し、はらみ出しなどの変状が発生するといった課題もある。

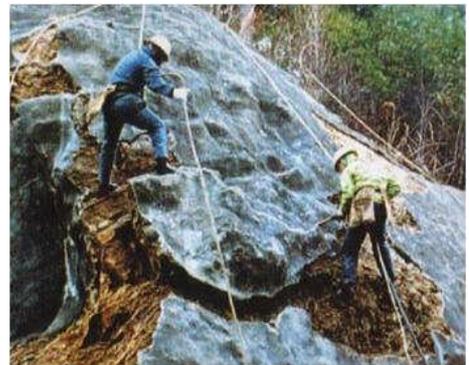


写真-1 はつり取り作業状況

5. 開発技術

4章で述べた従来の老朽化吹付法面の対策技術における課題を解決するために、ニューレスプ工法を開発した。

(1) 開発技術の概要

ニューレスプ工法（以下、当該工法という）の概要を図-3に示す。当該工法は、既設吹付面をはつり取ることなく、補強鉄筋工、背面空洞注工、せん断ボルト工、法面清掃工、繊維補強モルタル吹付工の複数の要素技術を組み合わせることにより、老朽化吹付法面を再生、または補強する技術である。要素技術の概要を以下に示す。

補強鉄筋工は、吹付面の背面地山に対して、補強材を多数挿入し、背面地山の安定性の向上を図るものである。補強鉄筋工の標準仕様は、背面地山の風化領域が0.5m程度に対して設定している。その際の仕様は、異型鉄筋径19mm、長さ1.0m（メッキL型加工）とし、地山への固定はセメントミルクを使用する。打設本数の標準仕様は、地山補強効果を見込み1本/2m²としている⁴⁾。なお、背面地山の風化領域に応じて、補強鉄筋工の仕様を変更したり、または、地山補強土工（鉄筋挿入工）へ変更することが可能である。

背面空洞注工は、吹付材と背面地山との間に生じた空洞にセメントミルクを注入し、吹付材と背面地山との一体化を図るものである。

せん断ボルト工は、吹付面と新たに吹付ける繊維補強モルタルとを機械的勘合により一体化を図るものである。打設本数の標準仕様は、2本/m²としている。

水抜きパイプ新設工は、背面地山の湧水を新設する繊維補強モルタルの表面へ適切に排水させるために、既設の水抜きパイプを更新するかたちで、新たに水抜きパイプを設置するものである。

法面清掃工は、既設吹付面と新たに吹付ける繊維補強モルタルとの付着を阻害するものを取り除くものである。

繊維補強モルタル吹付工は、一般的な吹付モルタルやコンクリートよりも引張強度や靱性が高い、繊維補強モルタルを既設吹付面に吹付け、法面全体を再構築するものである。使用する補強繊維には、吹付用に開発した有機繊維であるBCファイバーを1vol%混入する。BCファイバーの仕様を表-1に示す。

吹付厚さの標準仕様は、7cmとしている。これは繊維補強モルタルの物理的特性から、一般的な吹付工の吹付厚さを3割低減できることから設定したものである⁵⁾。吹付厚さは現場条件により変更することも可能である。繊維補強モルタル吹付工の施工方式は、湿式吹付方式を標準としている。この方式の適用範囲（プラントから施工箇所までの距離）の目安は、吹付材材料の品質が確保されるホース延長100m、高さ45mとしている⁶⁾。しかし、現場条件によっては、湿式吹付方式では適用できない場合がある。その場合は、吹付方式をポンプ圧送エア併用方式を採用することで、配管延長300m、高さ60mまで適用範囲を広げることが可能である⁷⁾。

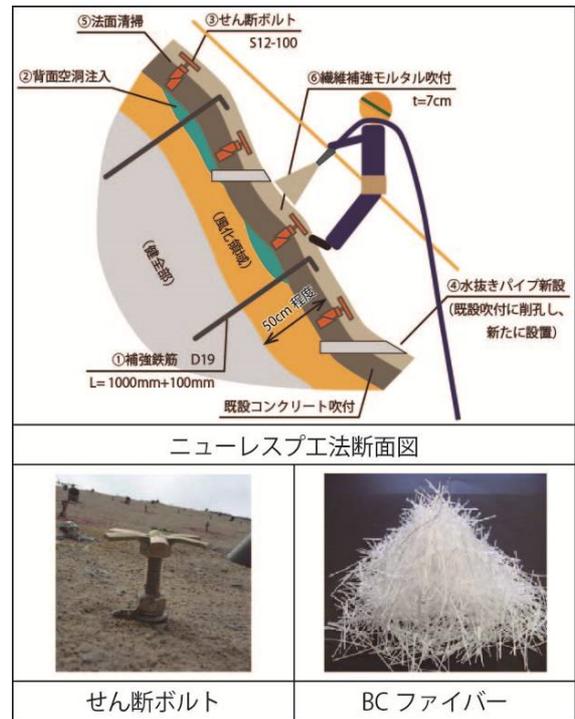


図-3 ニューレスプ工法概要

表-1 BCファイバーの仕様

素 材	ポリプロピレン
繊維長	30mm
公称繊維径	0.7mm
引張強度	607N/mm ²

(2) 開発技術の特長

a) 施工工程

従来工法の施工工程と当該工法の施工工程を比較したものを図-4に示す。

図-4の特長①と示した部分が、当該工法における施工工程の特長である。

当該工法は、吹付材のはつり取り作業また風化地山の除去・整形作業を必要としないため、簡易な防護柵のみの仮設で施工が可能である。すなわち、作業自体の安全性が向上し、道路法面においては道路交通への影響も低減でき、また急傾斜法面においては狭隘地での施工が可能である（特長①）。

b) 老朽化現象に応じた対策

図-4の特長②と特長③に示した部分が、3章で示した、3種類の吹付法面の老朽化現象に応じた対策が可能な特長である。

吹付材と地山の密着性の低下に対しては、補強鉄筋工及び背面空洞注入工により、密着性を向上させることができる（特長②）。

地山風化による吹付法面の不安定化に対しては、補強鉄筋工により風化した地山を補強し安定性を向上させることができる。地山の風化領域が深い場合には、補強鉄筋工を地山補強土工へ変更し、地山の安定性を向上させることができる（特長②）。

吹付材自体の劣化に対しては、繊維補強モルタル吹付工により、老朽化により劣化した性能を回復させ、さらには高い性能へ向上させることができる（特長③）。

以上のように、当該工法は、それぞれの要素技術を組み合わせ、また、それらの仕様を変更することにより、様々な状態の老朽化吹付法面に対して、老朽化により低下した性能を回復させ、さらには補強することが可能である。

6. 当該工法の適用事例

当該工法を適用した施工事例を報告する。

(1) 適用事例①

写真-2に示す事例は、国道20号線に面した老朽化吹付法面に、当該工法を適用した事例である。

施工前の調査では、法面全体にわたり背面地山が風化し、吹付材と地山との密着性が低下している箇所や空洞の存在が確認できた。そのため、植生が侵入しやすい環境となり、吹付材のひび割れや水抜きパイプから植生が多く侵入している状況であった。

対策は、当該工法における標準仕様で対策を行った。

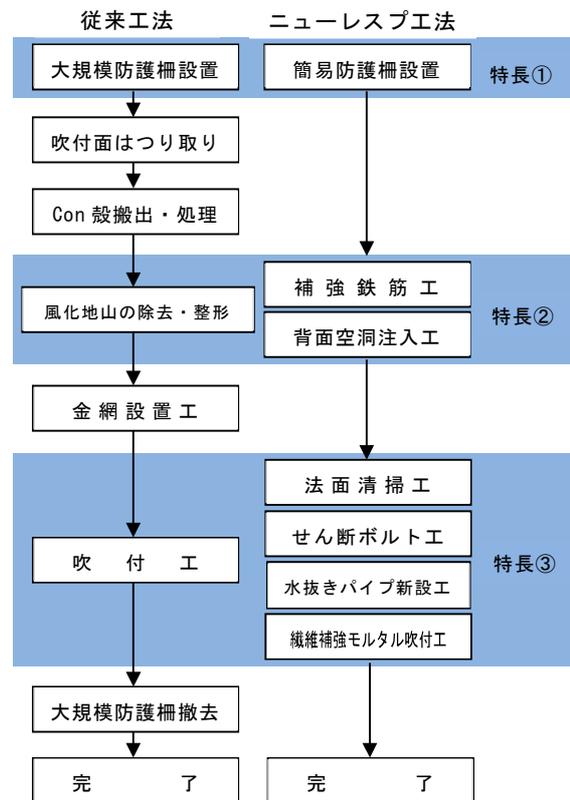


図-4 従来工法と当該工法の施工工程比較

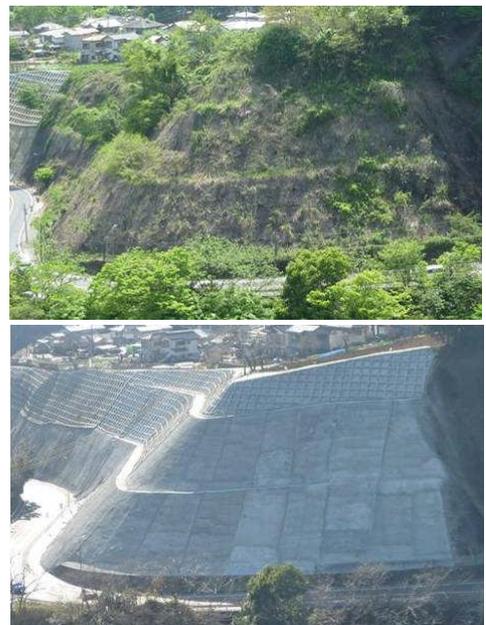


写真-2 適用事例①
(上；施工前，下；施工後)

(2) 適用事例②

写真-3に示す事例は、国道25号線に面した老朽化吹付法面に当該工法を適用した事例である。写真-3に示す法面は当該現場の複数ある法面の1つであり、この法面における対策工の検討について報告する



写真-3 適用事例②
(左；全景，右；ひび割れ状況)

当該法面は、吹付材にひび割れが発生し、そこから植生が侵入している状況であった。また、ひび割れの中には5～10cm程度開口しているものも確認でき、はらみ出し現象が発生している可能性があるとして推定された。法面の地質状況は、DH級主体の風化閃緑岩、CL級主体の風化花崗岩であり、吹付材の状況から風化が著しく進行していると推定された。

対策工の検討は、以下に示す3案により行われた。

- ① 吹付材撤去+コンクリート吹付工+地山補強土工
- ② 吹付枠工+地山補強土工（既設吹付材存置）
- ③ 開発技術（地山補強土工の併用）

③案における地山補強土工の併用とは、背面地山の風化領域が0.5m以上に及ぶ範囲は、補強鉄筋工に替わり2.0～3.5mの地山補強土工を採用するものである。

表-2に対策工の比較検討結果を示す。

表-2 検討結果

	①案	②案	③案
経済性	△	×	○
施工性	×	△	○
安全性	△	○	○
環境景観	△	△	△
総合評価	×	△	○

①案は、大規模な仮設防護柵設置を必要とするため道路交通への影響もあり、工費が比較的高く、安全な施工の確保が難しいと評価された。

②案は、産業廃棄物等の発生を抑制できる一方で、工費が非常に高いため、経済性に劣ると評価された。

③案は、産業廃棄物の発生を抑制でき、当該現場においては施工性、安全性が他案よりも高いと評価され、採用となった。

7. おわりに

老朽化吹付法面の再生技術であるニューレスプ工法の概要・特長、適用事例を報告した。なお、ニューレスプ工法は、従前に技術提供を行っていたReSP（レスプ）工法を、施工性や品質を低下させずに経済性を高めるため改良した技術である。今後も、当該工法の適用事例を分析・評価し、技術の改良改善を行っていく所存である。また、今後は、予防保全的な考えを導入した対策技術等の検討を行っていきたいと考えている。

本技術は、社会全他の喫緊の課題である老朽化したインフラの補修・補強による長寿命化。

建設リサイクル推進計画の重点施策である事業計画・設計段階における産業廃棄物の発生抑制対策に寄与するものであり、社会的意義が高い。すでに日本全国で100件以上の施工実績があり、新しい法面維持・補修技術として認知されているが、さらなる技術の普及により、安全・安心な国土づくりの一端を担い、より一層社会に貢献するものと考えられる。



第18回国土技術開発賞 受賞

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会；道路土工切土工・斜面安定工指針（平成21年度版），p. 302，2009.
- 2) 公益社団法人地盤工学会；斜面・のり面の維持管理と防災マネジメントに関する研究報告書，p. 104，2011.
- 3) 松山裕幸ほか；吹付けコンクリートの安定性と劣化状況，土木学会論文集，Vol162 No. 3，pp. 445-458，2006.
- 4) 東日本・中日本・西日本高速道路㈱；切土補強土工設計・施工要領，2007.
- 5) 池田淳ほか；各種繊維を用いた補強モルタル吹付厚さに関する基礎実験，第65回土木学会年次学術講演会，pp. 1039-1040，2010.
- 6) 社団法人全国特定法面保護協会；のり枠工の設計・施工指針（改定版），p. 65，2006.
- 7) 窪塚大輔ほか；のり面吹付工の概要と最近の技術，斜面防災技術，pp. 23-24，2013.
- 8) 三井共同建設コンサルタント㈱；国道25号米谷地区他防災対策設計業務報告書，2011.

施工事例

老朽化したモルタル・コンクリート吹付面やのり枠内を、ニューレスプ工法で補修・補強しました。

● 島根県



● 群馬県



● 神奈川県



● 福島県



吹付受圧板工法 (FSCパネル) ※1

※1: 特許出願中

吹付受圧板工法は、老朽化した吹付のり面の吹付材をはつり取ることなく、繊維補強モルタル吹付により吹付材表面の被覆を図り、吹付受圧板(FSCパネル)と地山補強土工を組み合わせて、のり面を補強する工法です。吹付背面の地山の風化が進んでおり、地山補強土工を必要とする場合に適用します。

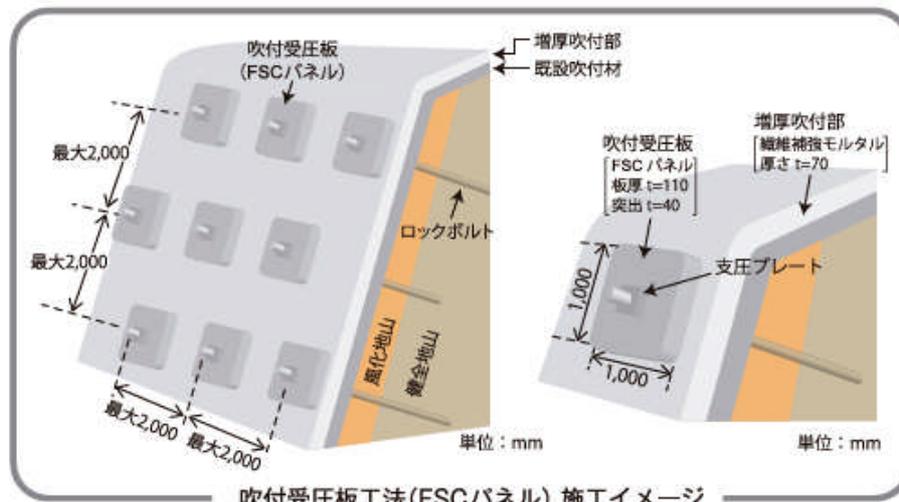
本工法は公益財団法人鉄道総合技術研究所との共同開発技術で、設計・施工要領は、鉄道総研から平成28年3月に発行されています。

FSCパネル®

繊維補強モルタル吹付と補強部材を組み合わせて構築する受圧板です。

特長

- 吹付で受圧板を構築するため、施工面に対して確実に密着でき、不陸調整が不要
- 許容荷重は56kNであり、D19の地山補強土工(ロックボルト)に適用可能
- 配置間隔は最大2.0m
- のり面工の低減係数は0.7～1.0を設定可能



ロックボルト固定治具※1
(地山補強土工先行打設タイプ)



補強部材設置状況



繊維補強モルタル吹付状況



耐力試験を実施しています



施工例



小型で高トルクを有する GI コラム工法の概要と施工事例

小野田ケミコ株式会社 松岡 大介^{*1)}、竹田 敏彦^{*2)}、
西島 康貴^{*3)}、市川 公彦^{*4)}

1. はじめに

最近の小型の機械式攪拌混合工法では、バックホウをベースマシンとする施工機が考案され、広く実用に供されている。これらの技術は施工実績と共に体系付けられ、目的に応じて使い分けられている。一般的にその工法の適用性は、通常地盤の一様性を条件とし、砂質土や粘性土等による区分と N 値、最大改良深度によって使用するバックホウの機種が示されている。

しかしながら、現実的には攪拌部がバックホウのアームの先端に取付けたリーダーを介しているため、作業半径を大きくとることになり、狭隘地での施工が困難となることや、油圧を動力にして攪拌しているため、攪拌トルクが小さく地盤構成が大きく異なる土層が互層する場合や中間層に硬い層が存在する場合には施工深度も限られる¹⁾。また、硬質地盤では多量の水やスラリー噴射による削孔補助を行う等、品質を無視した施工方法が取られたりするケースもある。

そこで、地盤改良の対象領域が拡大する中で、小型施工機で小規模な現場や市街地の狭隘地においても高い作業性を有し、更に高トルク化により大型機並みの施工が可能であり、排土機構を装備することにより排土施工も可能になった GI コラム工法を用いた北海道での粘性土及び泥炭地盤での施工事例について報告する。

2. GI コラム工法の概要

2. 1 工法概要

GI コラム工法 (GI 施工機) は、写真-1 に示すようにセンターホール型オーガーヘッドの新技术を採用してリーダーを短く抑え、低重心とした安定性の高い地盤改良施工機である。また、小型施工機のため狭隘地においても高い作業性を有し、コンパクト化によって組立分解・運搬費のコスト削減となる。更に、高トルク化により標準仕様でも大型機並みの施工能力を有しており、数多くの施工実績を持つ工法である。

品質確保の重要性についても、専用の施工管理装置を搭載して、リアルタイムに施工時データをディスプレイに表示して記録することで確実な施工管理が可能である。なお、本工法は、NETIS 登録番号 QS-100022-VE「活用促進技術」に位置付けられている。

2. 2 特徴

① 小型施工機ながら高トルク (39.2kN-m:GI-80C, 71.2kN-m:GI-130C) を実現させたため大型機



写真-1 GI 施工機本体²⁾

*1) Daisuke MATSUOKA 北海道札幌市中央区北 3 条西 1-1 TEL:011-219-6560 FAX:011-219-7887
*2) Toshihiko TAKEDA 東京都千代田区神田錦町 3-21 TEL:03-6386-7036 FAX:03-6386-7022
*3) Yasutaka NISIJIMA 東京都千代田区神田錦町 3-21 TEL:03-6386-7036 FAX:03-6386-7022
*4) Kimihiko ICHIKAWA 東京都千代田区神田錦町 3-21 TEL:03-6386-7035 FAX:03-6386-7022

と同程度の改良径(φ1600)と掘進長(20m)が施工可能である。

- ② 低重心位置のセンターホール型オーガーヘッド等の新技術により安定性の高い施工が可能となり、ロッド継ぎ足し施工も容易である。
- ③ 施工機のコンパクト化により狭隘地の施工も可能である。
- ④ 従来工法の三点支持式杭打施工機に比べ組立分解・運搬の効率が良く作業性・経済性に優れている。
- ⑤ 専用の施工管理モニターに深度計・昇降速度計・傾斜計・攪拌翼の回転計・セメントミルクの注入量がリアルタイム表示され、より確実で高品位の施工管理ができる。
- ⑥ 施工支援システムにより改良施工時に必要な情報を速やかに得ることができオペレーターの手間を省き、個人差の少ない高品質で安定した改良施工が行える。

2. 3 施工手順

GI コラム工法の基本的な施工手順は図-1 に示すとおりで、まず施工機本体の位置決めと攪拌翼先端部を杭芯にセットし、リーダーの鉛直性を傾斜計で確認した後、攪拌翼を正回転させながら杭天端まで空打掘進する。杭天端の位置でセメントミルクの流量の規定値を確認した後、正回転させながら所定の深度まで掘進・注入・混合・攪拌を行う。下端深度確認後、吐出を停止し、先端処理を繰返した後に逆回転で杭天端の位置まで引抜・混合・攪拌を行い引き抜いて改良体造成を完了する。

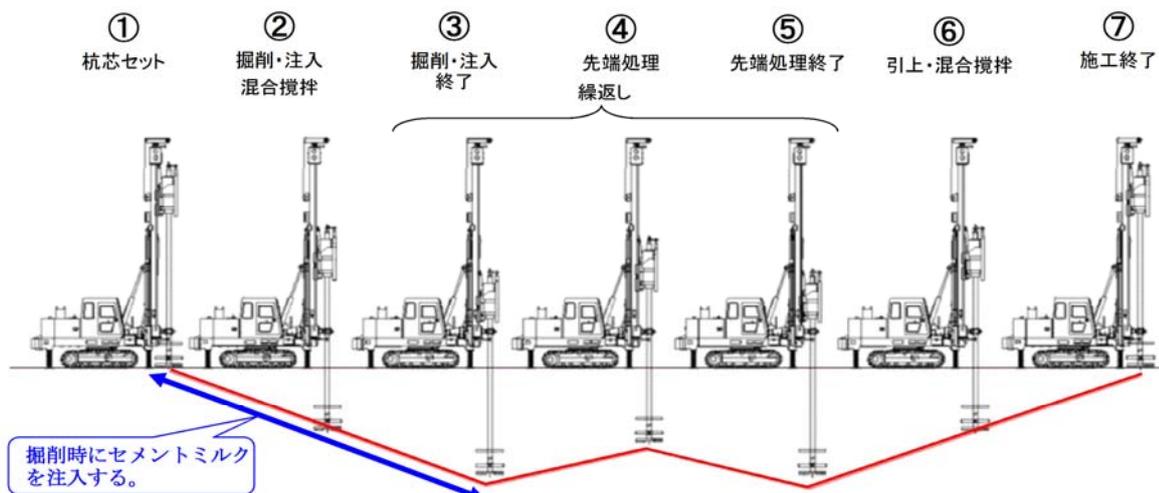


図-1 GI コラム工法の施工手順

この他、低変位施工が求められる特殊施工においては、排土用攪拌翼とスパイラルロッドによる排土効果とエアリフト効果を併用した排土方式を採用している。

3. 遊水池におけるすべり破壊防止および用水管防護事例

本工事は、遊水池盛土におけるすべり破壊防止とその外周に布設された用水管(φ1650mm)の防護を目的とした施工事例である。図-2に断面図、図-3に改良体配置図を示す。用水管近接部は、低変位型高圧噴射工法であるLDis工法にて施工を行い、一般部は経済性を考慮し、小型施工機械を用いたスラリー系機械攪拌工法のGIコラム工法にて施工を行った事例である。写真-2に本現場で用いたLDis工法とGIコラム工法が施工できるように改良されたGIコラム

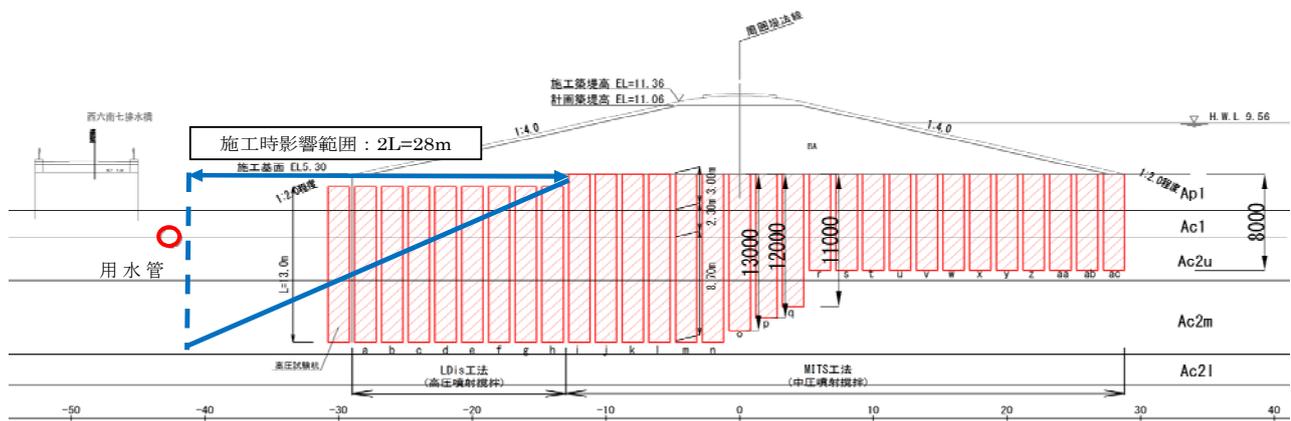


図-2 地盤改良工断面図

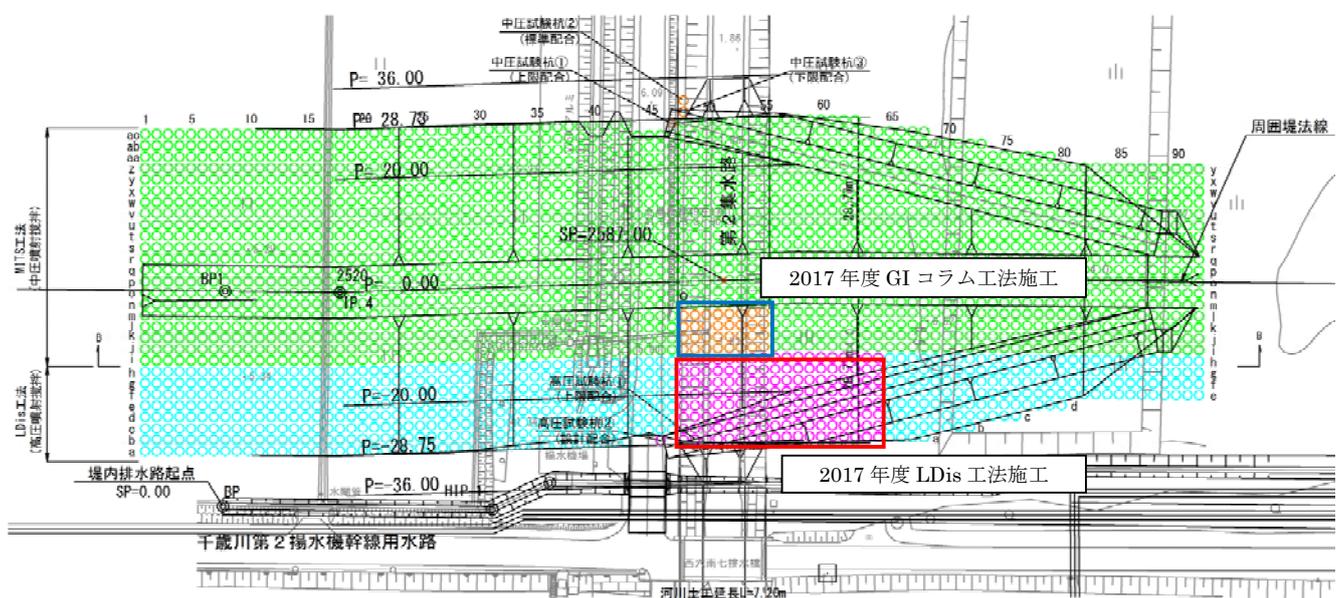


図-3 改良体配置図

施工機を示す。

施工深度は14mであり、上部3mにAp層が堆積し、2.3mのAc1層、8.7mのAc2層が堆積した地盤である。本土質の最大N値は4である。GIコラム工法の改良径は $\phi 1.6\text{m}$ であり、固化材添加量は、Ap層 290kg/m^3 、Ac1層 140kg/m^3 および Ac2層 100kg/m^3 を添加して施工を行った。写真-3はGIコラムの施工状況及びプラント全景である。

設計改良強度は、 $q_u = 200\text{kN/m}^2$ である。通常LDis工法は、専用機械を用いたスライドベース方式にて施工が行われるが、マシンの入替えによる段取り替えの工期短縮を図るため、GIコラ



写真-2 LDis工法・GIコラム兼用機

ム工法兼用機であるクローラー式の小型機械を用いて施工を行った。また、動態観測にて、用水管部の測量を行ったが、施工時における変位量は、 $\delta \leq 10\text{mm}$ であり用水管に悪影響なく施工を完了した。表-1にGIコラム改良体の一軸圧縮試験の結果を示す。設計改良強度 $q_u = 200\text{kN/m}^2$ に対し、各層において 300kN/m^2 以上で目標値を全て上まわり、固結状況も良好であった。

写真-4にGIコラム改良体の改良状況を示す。改良径、杭芯位置、打設ピッチ等、全てにおいて基準値内の結果であった。

表-1 改良土の一軸圧縮試験結果

No	採取深度 (m)	土層区分	添加量 (kg/m ³)	A杭 $q_u(\text{kN/m}^2)$	B杭 $q_u(\text{kN/m}^2)$	C杭 $q_u(\text{kN/m}^2)$	平均値 $q_u(\text{kN/m}^2)$
1	0.0 ~ 1.0	Ap層 (0.0~3.0m)	290	435.9	940.5	1033.0	313.8
2	1.0 ~ 2.0			246.6	806.3	233.6	
3	2.0 ~ 3.0			322.2	719.3	330.6	
4	3.0 ~ 4.0	Ac1層 (3.0~5.3m)	140	478.0	384.5	413.8	373.5
5	4.0 ~ 5.0			319.7	263.2	239.2	
6	5.0 ~ 6.0			456.3	376.2	430.6	
7	6.0 ~ 7.0	Ac2層 (5.3~14.0m)	100	438.5	249.1	725.7	385.3
8	7.0 ~ 8.0			272.6	431.7	413.8	
9	8.0 ~ 9.0			350.9	455.7	325.7	
10	9.0 ~ 10.0			327.2	327.3	302.4	
11	10.0 ~ 11.0			542.1	393.5	298.9	
12	11.0 ~ 12.0			527.3	352.5	452.1	
13	12.0 ~ 13.0			272.6	327.8	321.7	
14	13.0 ~ 14.0			361.4	352.5	424.2	

※B杭の上部3mおよびC杭上部1mは埋土より、平均値から除外



写真-3 GIコラム施工状況及びプラント全景



写真-4 GIコラム改良体状況

4. まとめ

本文では、これまで粘性土地盤に数多くの施工実績を有するGIコラム工法を今回初めて北海道の粘性土及び泥炭地盤の改良に適用し、高品質の改良効果を得ることができた。GIコラム工法は、小型の機械式攪拌工法であるが、高トルクを実現させた工法であり、かつ専用の施工管理システムにより、着底管理や品質管理が確実にできる施工支援システムを搭載している。

これまでのバックホウをベースとした施工機械では施工が困難な地盤や施工箇所でも、本工法では確実に安定的に経済性をもって改良することができるため、北海道地区でのこれからの展開が望めるものと期待している。

【参考文献】

- 1) 近藤省一・西尾経・竹田敏彦・松岡大介・市川公彦・三浦正嗣・齋藤邦夫・高倉功樹：地中障害物層の介在する地盤に適合した複合相対攪拌工法の概要と施工事例，第14回技術報告会，北海道土木技術会，pp.15-23，2016.2
- 2) GIコラム研究会：GIコラム工法技術資料

エポコラム工法の多様な施工環境への適応と施工事例

小野田ケミコ株式会社 松岡大介*1), 西尾経*2),
 エポコラム協会 高倉功樹*3), 木寺智則*4),
 中央大学 理工学部 齋藤邦夫*5)

1. はじめに

地盤改良工事に課せられた仕様を確実に実現するには、施工環境に配慮した工法を選定することが重要である。これを誤ると様々なトラブルや手戻りが生じ、施工効率の低下を招く。極端な場合には施工不能という事態も生じる。これより、施工環境を適切に把握することの重要性が理解される。

施工環境には様々な要因が考えられるが、おおよそ1) 工事環境と2) 地盤環境に大別できる。表-1は、このように区分した二つの環境要件に関連する要因とリスクを分類した結果である。すなわち、工事環境は施工の効率と周辺に及ぼす影響に関連し、都市域では施工を大きく制約する条件となる。一方、地盤環境は地盤内の性状に関するもので、事前に十分な情報収集することが難しい場合もある。

そこで本稿では地盤環境に関する事例として、改良困難要因を複数併せ持った地盤の改良をエポコラム工法で克服した場合と、同工法に新たな排土機構を装備し、側方変位リスクの最小化を図る試みについて紹介する。

2. エポコラム工法の概要

エポコラム工法の最大の特徴は、その攪拌翼構造にある。図-1に同工法の攪拌翼構造を模式的に示す。同図より、攪拌翼は外翼A(3枚)、中翼B(2枚)、芯翼C(2枚)と先端に装着された削孔ヘッド(D)から構成される。削孔ヘッドは文字通り地盤を削孔し、仰角を付けたプレート状の攪拌翼が循環流を発生させて削孔土塊の移動を促し、心翼～中翼ならびに中翼～外翼間に土塊を導く。各攪拌翼の回転は低速であるが、それぞれを逆回転させることで土塊を高効率にせん断しつつ固化材スラリーを均一に混ぜ合わせる。また、3つの攪拌翼を相互に逆回転させることで「共回り」、「連れ回り」現象が

表-1 施工環境

	要因	リスク
1) 工事環境	・作業空間(上空制限など) ・近接構造物	・地盤盛り ・側方変位
2) 地盤環境	・転石等異物混入 ・中間層の存在 ・残置物(PC杭、ドレーン材等)	・出来形 ・改良工事不能

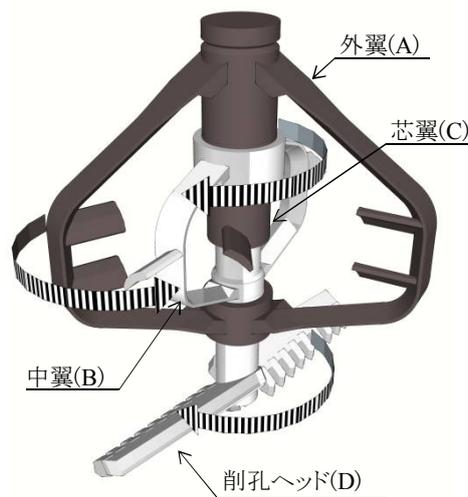


図-1 エポコラム攪拌翼の構成図

表-2 エポコラム工法の区分と適用性

工法区分	適用性	攪拌翼径
エポコラム工法	標準対応	φ0.8m～φ1.6m
	硬質地盤対応	φ1.5m～φ1.6m
Loto工法	大口径施工	φ1.8m～φ2.5m
Taf工法	超硬質地盤対応	φ1.5m～φ1.6m
	地中残存物対応	φ1.5m～φ2.5m
Pls工法	低変位施工	φ1.5m～φ2.5m

*1)Daisuke MATSUOKA
 *2)Wataru NISHIO
 *3)Kouki TAKAKURA
 *4)Tomonori KIDERA
 *5)Kunio SAITOH

北海道札幌市中央区北3条西1-1
 東京都千代田区神田錦町3-21
 福岡県福岡市博多区博多駅前東2-5-1
 福岡県福岡市博多区博多駅前東2-5-1
 東京都文京区春日1-13-27

TEL;011-219-6560 FAX;011-219-7887
 TEL;03-6386-7044 FAX;03-6386-7033
 TEL;092-412-0263 FAX;092-412-4889
 TEL;092-412-0263 FAX;092-412-4889
 TEL;03-3817-1804 FAX;03-3817-1803

抑制される¹⁾。さらに攪拌翼を回転駆動させるトルクは最大 355kN・m (回転数 4.8rpm) であり、従来工法に比べて約3倍もの高出力であるという特徴を有している。

本工法は、それぞれが持つ機能によって4種類に分類されている。その仕様と攪拌翼径を表-2に示す。まず、開発当初の標準対応のエポコラム工法は、攪拌翼径が最大φ1.6m、改良断面積 A=2.01m²の標準型と、高トルク化して開発された硬質地盤対応型がある。一方、改良コストを大幅に縮減することを目的に、攪拌翼径をφ1.8~2.5m、改良断面積 A=2.55~4.91m²に大口径化した機種が Loto 工法である。また、掘削性能の大幅な向上を図るため新機軸の先端ヘッドを装着し、転石や既製杭等の地中残存物地盤に対してφ1.5~2.5mの改良体の築造が可能な機種が Taf 工法である。

さらに、攪拌翼の回転軸ロッドをスパイラルロッドに仕様変更し、これにより施工時の固化材スラリーの地中内圧力の解放を促して改良体造成中に生じる地盤変位を効果的に抑制する機種が Pls 工法である。

3. エポコラム-Taf 工法における地中障害困難地盤への適用事例

3.1 地中障害困難地盤への適用と事例分類

機械式攪拌混合工法は長年に亘る施工経験より、多彩な施工システムが考案され、広く実用に供されている。これらの技術は施工実績と共に体系化され、工事の目的に応じて使い分けられている。一般的に工法の適用性は、地盤の一様性を条件にして土性を砂質土あるいは粘性土に分類し、N 値による区分と併せて明示される。しかしながら、現実の改良対象地盤は様々である。表-3 は従来工法では対応が困難とされた各種地中障害困難地盤の改良に Taf 工法を適用した事例を分類した結果である。すなわち、人工的に改良・改変された地盤では、i) 建造物跡の PC 杭放置地盤、ii) 地盤支持力改善のためのドレーン材残置地盤、iii) 仮設用の固化盤ならびに高止まりした改良杭体混在地盤、iv) 礫・土砂が混入する埋め土地盤、v) コンクリートガラ等が遺棄された地盤である。また、自然地盤では、vi) 巨礫(粒径>300mm)まじり砂礫地盤、vii) 硬質な土丹層、viii) N 値>50 の中間層を有する互層地盤等がある。特に人工的な残置地盤は、経年履歴が数十年を経過した場合も多く、その性状、残置位置・範囲等を特定する情報は極めて少ない。このような困難地盤では、通常、補助工法によってあらかじめ障害物が除去され、こうした処理の後に改良が行われる。

しかしながら、Taf 工法では補助工法を用いることなく、特徴的な籠型複合相対翼、先端ヘッドの形状と高い攪拌トルクの効果によって、同一工程で破碎、破断、分断しながら混合攪拌を同時に行うことができ、多様な施工事例数を持つに至っている。

本稿では従来型工法の地盤改良において、地中障害物層の影響により高止まりした杭の再施工対策事例が多いことから、困難地盤の1事例として、地盤改良杭体が残置された地盤の Taf 工法による破碎・攪拌同時施工の事例を後述する。

表-3 Taf 工法による残置・混在地盤、地中障害困難地盤の破碎・攪拌同時施工事例一覧

地盤構成	地盤種類	地中障害物性状等	地中障害物層厚等	改良径	施工目的	実績件数
改良・改変地盤	PC杭, RC杭打設地盤	杭径 φ350~450mm	配置P@1.0m~2.5m	φ1.6~2.3m	既設杭破碎・攪拌同時混合攪拌	25 件以上
	ドレーン材配置地盤	PD引張強度 2.5kN/製品幅	幅 94mm×厚 3.9mm 打設P@1.2m×1.2m	φ1.6~2.3m	破断・攪拌同時混合攪拌	6 件
	既地盤改良地盤	残置改良径 φ1.0~1.6m	経年: 数ヶ月~20 数年 q _{umax} =5,800kN/m ²	φ1.6~2.0m	仮設残置, 障害層高止まり改良杭, 固化盤下部一体化等同時混合攪拌	10 件
	残置コンクリート塊混在地盤	ガラ径 50~300mm コンクリートガラ等	層厚 1~8m	φ1.6~2.0m	埋土地盤攪拌混合	30 件以上
自然地盤	巨礫混入地盤	粒径 φ150~300mm	層厚 1~3m	φ1.6~2.3m	破碎・攪拌同時混合施工	50 件以上
	土丹地盤	N=20~40 固結シルト層	層厚 7m	φ1.6m	攪拌混合	1 件
	高N値地盤	N=10~50 砂礫層	層厚 2~7m	φ1.6~2.3m	攪拌混合	100 件以上

3.2 既存地盤改良体の破碎・攪拌同時施工対策事例^{2), 3)}

(1) 対策工事概要

樋門の建設に際し、基礎の沈下抑止と液状化対策を目的に一般的なスラリー式攪拌工法が採用された。しかしながら、地盤改良域内には旧施設の樋管、張コンクリート・石積み等の障害物、さらには粒径 200mm の玉石が分布する粘土層、 $N > 20$ の層厚 2~3m の砂質中間層が存在する困難地盤層であった。このため、従来施工機では改良途中で貫入不能となり、深さ 4.4m 付近で地盤改良杭体に高止まりが生じた。

このような施工トラブルを解消し、当初の改良目的を達成するためには、i) 地中障害物、ii) $N > 20$ の中間層に加え、新たに iii) 高止まった地盤改良杭体等の三重の改良障害要因を克服する施工方法を検討する必要が生じた。特に残置された地盤改良杭体は直径 $\phi 1.6\text{m}$ × 長さ 4.4m ほどであり、しかも詳細は後述するが、平均的な固結化した強度は $q_{uf} = 2,400\text{kN/m}^2$ と高強度化している。

係る状況から、複合する改良阻害要因を克服して設計仕様に合致した改良体を造成する高い機能性を有する施工方法が検討された。その結果、高トルクで削孔能力に優れ、既に多くの困難地盤に施工実績を有する Taf 工法の機動性が着目されて選定されることとなった。なお、本工法の適用に際し、その改良径が当初の改良径と同等径 ($\phi 1.6\text{m}$) であるため、改良杭配置を変更する必要はないと判断した。

(2) 地盤条件

図-2 は、Taf 工法が対象とした地盤条件である。表層部約 3m は非常に軟弱な粘土層で下層には玉石が混在している。これに N 値の大きさが不均一で、特に GL-7m~9m の部分に $N > 20$ の締まった砂層が続く。さらにその下部には極めて軟弱な粘土層が 25m に亘って堆積している。また、写真-1 は、採取した試料の状況を示す。約 GL-3m の粘土層内には、玉石層が認められる。施工不能で残置された $\phi 1.6\text{m}$ の地盤改良杭体は、図-2 に示す土質柱状図の右側に示すように中間砂層上部に位置している。今回の施工課題の一つが Taf 工法により、これらを破碎・粉砕し、高止まった地盤改良杭体の当初計画位置に本来の改良体を新たに造成することにある。

図-3 は地盤改良体造成敷地 (46.3m × 35.8m) 内に計画された改良体の伏図である。同図には、旧構造物由来の残留物が懸念される領域、既往工法で造成した改良体ならびに高止りして残置された地盤改良杭体の位置、Taf 工法により計画された改良体位置情報が示されている。特に図中に示す \blacktriangle (塗りつぶし丸印 (●) の白抜き \triangle) 位置は、Taf 工法による改良体造成位置と高止りした地盤改良杭体がラップする場合である。一方、● (塗りつぶし丸印 (●)) 位置は、地中障害物が想定される範囲にあって、Taf 改良体と高止りし

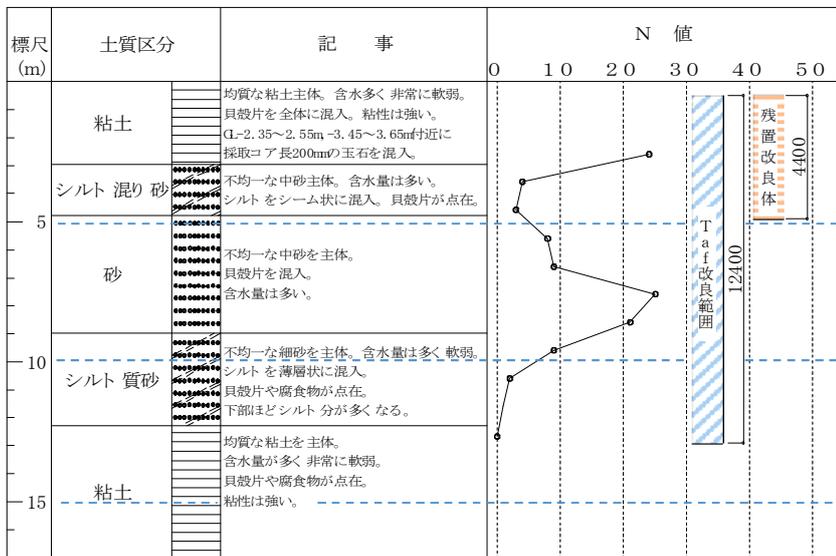


図-2 土質柱状図および改良範囲と残置改良体の深度位置

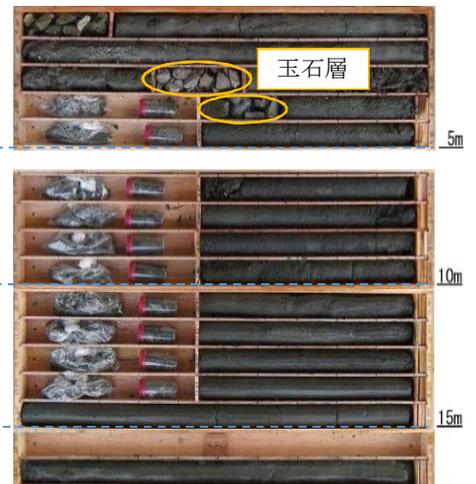


写真-1 対象地盤の玉石混じりコア状況

た地盤改良杭体が重なる場合を表わしている。それぞれの条件に該当する本数は、前者が11本、後者が13本である。

(3) 施工結果と改良品質

写真-2 は、Taf 工法により高止りした残置地盤改良杭体を破碎・粉碎し、混合攪拌を同時施工したときの状況である。先にも指摘したように同地盤改良杭体の設計基準強度は $q_{uck}=800\text{kN/m}^2$ であるが、採取深さに対する試料の強度は、表-4 のような結果が得られている。すなわち、上層部の強度が他に比べて大きな傾向を示すが、深さ 4.4m の範囲における平均強度はおよそ $q_{uf}=2,420\text{kN/m}^2$ である。このような高強度は地盤改良杭体施工からの材齢が 1 ヶ月を経過していることも要因の一つと考えられる。いずれにせよ、このような高強度の地盤改良杭体を Taf 工法により、先ず破碎粉碎し、混合攪拌を行わなければならない施工の円滑さが懸念された。

しかしながら、写真-2 より攪拌翼周辺には直径およそ 30cm 大の破砕片が散在し、滞ることなく残置地盤改良杭体を粉碎している状況が見て取れる。通常的地盤環境に比べ、厳しい条件が二重三重に取り巻く中で改良体造成となったが、Taf 工法は補助工法を援用することもなく、当初の計画配置通りに改良体の造成を実現させた。Taf 工法による施工の妥当性を検証するため、改良杭 No.T1～T4 の改良層から試料を採取し、材齢 28 日供試体の現場改良強度を取りまとめた結果が表-5 である。

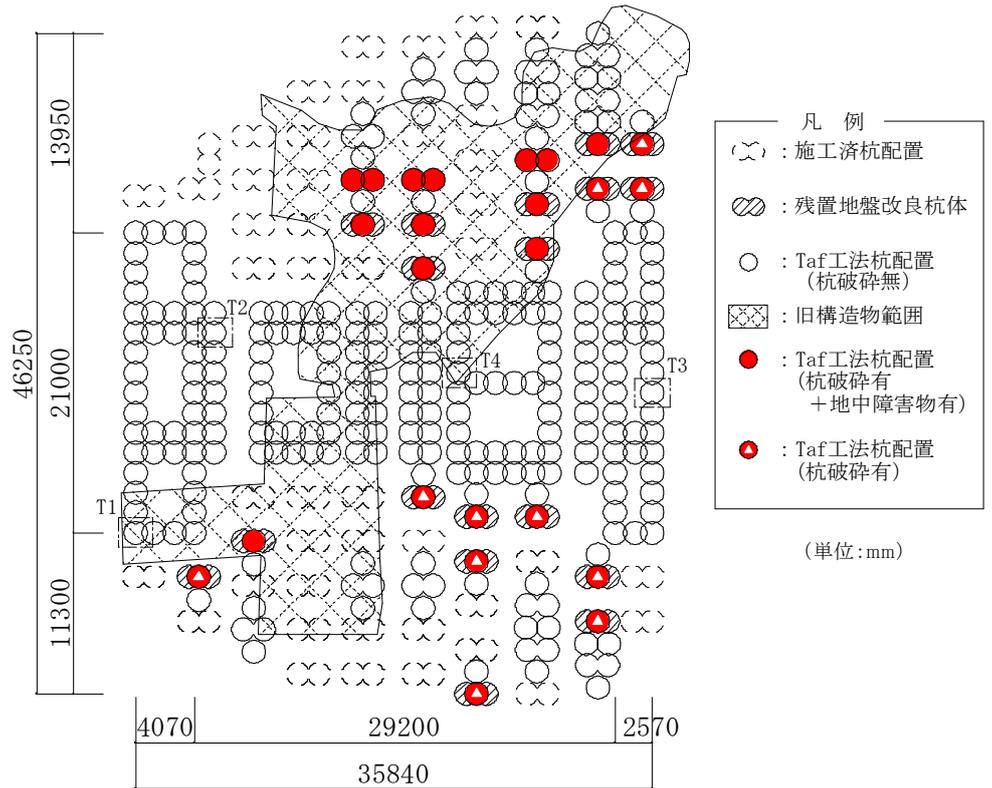


図-3 残置地盤改良体杭位置と地中障害物範囲および Taf 改良杭配置図

表-4 残置地盤改良体の強度分布推移

	上層部 $q_{uf}(\text{kN/m}^2)$	下層部(上) $q_{uf}(\text{kN/m}^2)$	下層部(下) $q_{uf}(\text{kN/m}^2)$
Z1	3,336	1,545	2,104
Z2	3,823	1,108	2,224
Z3	3,155	1,548	2,893
層平均	3,448	1,400	2,407
全平均	2,418		

表-5 Taf 施工後現場改良強度(材齢 28 日)

	上層部 $q_{uf}(\text{kN/m}^2)$	下層部(上) $q_{uf}(\text{kN/m}^2)$	下層部(下) $q_{uf}(\text{kN/m}^2)$
T1	3,283	1,957	1,116
T2	3,382	2,058	1,788
T3	1,660	1,268	1,302
T4	2,010	1,673	1,000
層平均	2,584	1,739	1,302
全平均	1,875		
設計基準強度	800		



写真-2 残置改良体の破碎状況

Taf 施工後の現場改良強度は、採取深さに依存する傾向が認められるが、平均現場改良強度 $q_{uf}=1,000\sim 3,382\text{kN/m}^2$ であり、設計基準強度 $q_{uck}=800\text{kN/m}^2$ を十分満足する結果となった。

改良対象地盤は高止まった地盤改良杭体（改良径 $\phi 1.6\text{m}$ 、長さ $L=4\text{m}$ 、平均強度 $q_{uf}=2,420\text{ kN/m}^2$ ）が残置し、コア長 200mm の玉石が混在する粘土層と $N>20$ の締まった砂層から成る厳しい地盤環境下にあった。しかしながら、Taf 工法は輻湊する困難地盤条件を克服し、補助工法を用いることなく当初の計画改良仕様通りに改良体の造成に成功し、同工法の高機能性を十分実証することができた。



写真-3 Pls 工法(スパイラルロッド式)による試験施工全景

4. 低変位施工に向けた地盤改良技術の開発³⁾

(1) 試験施工概要

最近の都市部における再開発プロジェクト等では、地盤改良工事が既存の施設・構造物に近接して行われる機会が増大している。地盤改良に伴って周辺地盤に発生する変位は、施工原理から必然の現象であるが、これを抑止する確実な技術が強く求められている。地盤改良が周辺地盤を変位させる主要因として、i) 攪拌翼回転装置の挿入、ii) 固化材スラリーの圧入等が指摘されている。これらは地中内への体積変化を強制し、結果として攪拌翼回転部の地中内圧力を高める。これと地盤の応力異方性が関連して水平変位が発生すると考えられる。したがって、貫入した攪拌翼回転部の地中内圧力の状態を把握し、その圧力を適切に調整する機構を備えることで水平変位を抑制することの可能性が示唆される。

そこで本検討では、エポコラム攪拌翼回転部の圧力を独自のデータロガー付圧力センサー（以下、圧力ロガーと呼称する）で、2箇所計測することを試みた。同時に、周辺地盤の変位を抑止する方法として攪拌回転軸に取付けたスパイラルフィン（以下、スパイラルロッドと呼称する）で排土を促し、極力封入圧力を適正に保つことで低変位を実現することを目標とした。

写真-3 は、スパイラルロッドを装着した Pls 工法の施工機全景である。

表-6 改良仕様

試験杭No	Pls-H-1	Pls-S-1
ロッド	標準	スパイラル
改良径	$\phi 2.5\text{m}$	
施工長	14.0m(空堀長 1.0m, 改良長 13.0m)	
添加量(W/C)	200kg/m ³ (80%)	

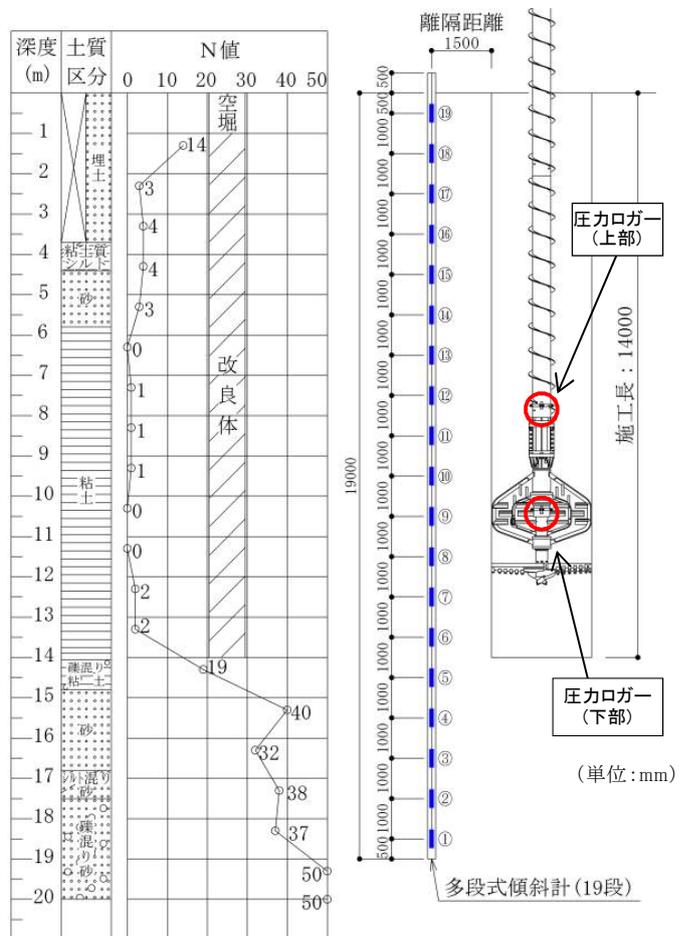


図-4 土質柱状図、改良深度ならびに多段式傾斜計配置図

(2) 地盤条件

図-4 は、試験施工場所の深さ方向に分布する土質と N 値の関係を表す土質柱状図である。また、同図には後述する改良体造成時の地盤変位を測定する多段式傾斜計の配置図が併記されている。

地盤は、表層に $N=3\sim4$ のガラを含む埋土層が存在し、その下部は $N=4$ 、層厚 1m 未満の粘土質シルトである。これに $N=3$ 、層厚 1m の砂層、さらに層厚約 8m、 $N=0\sim2$ の粘土層が堆積している。試験施工はこの粘土層底部と改良体下端が一致する範囲を対象に、改良体施工に伴う地盤変位の挙動を調査した。

(3) 施工試験仕様

造成する改良体は改良径 $\phi 2.5\text{m}$ で、施工長は表層から層厚 8m の軟弱粘土層下端に達する $L=14\text{m}$ である。固化材添加量は $a_w=200\text{kg/m}^3$ ($W/C=80\%$) で、吐出量は攪拌翼先端ならびに翼中より、 $q=222\text{l/分}$ を各孔から吐出した。吐出方法は貫入時吐出とした。このような施工方法を共通として、一つは標準ロッド、他には新たに開発したスパイラルロッドを用いてそれぞれ改良体造成し、周辺地盤に与える地盤変位を比較した。施工試験仕様を表-6 に取りまとめて示す。

(4) 攪拌混合時の地中内圧力ならびに周辺地盤の変位測定方法

改良体の造成に伴う地盤変位は、攪拌混合装置の挿入ならびに固化材スラリー吐出時の注入に伴う地中内圧の増加によって発生すると考えられる。このため、写真-4 に示すように攪拌翼内と攪拌翼上部のシャフトの 2 箇所に圧力ロガーを取付けた。圧力ロガーの測定器仕様は $p_{\text{max}}=1.0\text{MPa}$ である。これによりエポコラム攪拌翼の挿入から攪拌・混合に至る地盤内の圧力変化を連続的に捉えられる。なお、圧力ロガーは液体が充填された収納ケースに納められ、受圧部を介して固化材と地盤土が混合した泥土の圧力が伝えられる。写真-4 に圧力検出システムの構造ならびにこれを攪拌翼中、攪拌翼上部に取り付けた状況の全体図を示す。

一方、周辺地盤には、図-4 のように外翼から離隔距離 1.5m ($x/L=0.11$) の位置に、深度 1m ごとに地盤の傾斜を測定する多段式傾斜計（直径 30mm×長 450mm、測定段数 19 段）を設置し、測定結果を積分して攪拌混合時の経時的な水平変位量を算出した。

(5) 攪拌混合時の圧力変化と周辺地盤変位の測定結果

図-5 は標準ロッドおよびスパイラルロッドの先端に同じ攪拌翼を取り付けて、改良体造成開始から攪拌翼先端部着底までの間で攪拌混合部に生じた圧力 p と周辺地盤の水平変位 δ の深さ z に対する変化を示している。なお、地盤深度 z ～攪拌混合圧力 p の関係を表すグラフ中に全応力 σ が併記されている。これは地表面を基準にして、固化材スラリー混合土の単位体積重量 γ と深度 z の積を深さに対して描いたもので、地盤内圧力の目安としている。

標準ロッドの場合のエポコラム施工では、固化材スラリーの吐出に伴い徐々に地中内応力が増加し、深度 GL-5.0m 付近通過後から全応力を超過する。深度 GL-9.0m 付近からは圧力上昇はなくなる。

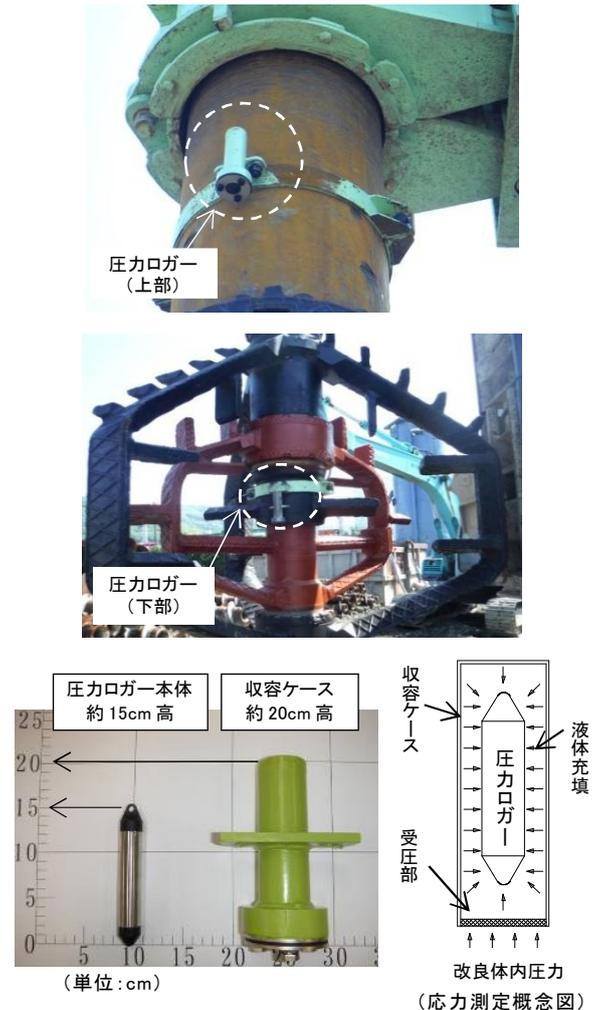


写真-4 圧力ロガー概要と設置位置

それ以深の圧力は低下せず、全応力 $\sigma=190\text{kPa}$ のおよそ 1.5 倍の $\sigma=280\text{kPa}$ で着底した。また水平変位量 δ は、固化材スラリーの吐出とともに圧力状態 ($p > \sigma$) に応じて、徐々に増大する傾向を示し、着底時に地盤深度約 $L=8.5\text{m}$ で最大水平変位量 $\delta_{\text{max}}=22.6\text{mm}$ が観測された。一方、スパイラルロッドを装備した Pls 工法の場合では、固化材スラリーの吐出開始から攪拌翼先端部着底に至る間の圧力 p は、全応力 σ の大きさにほぼ一致し ($p \approx \sigma$)、標準ロッドのように $p > \sigma$ のような過大な圧力の発生は認められなかった。

その結果、水平変位量は小さく $\delta=2.5\text{mm}$ の値に止まった。これは標準ロッドの場合のおよそ 1/10 の値である。表-7 に標準ロッドおよび Pls 工法のスパイラルロッドを用いて、攪拌翼 $\phi 2.5\text{m} \times L14\text{m}$ の改良体を造成した比較データを取りまとめて示す。同表から、2 方法の施工方法では、改良体造成に使用した固化材注入量はほとんど同量である。しかしながら、地中より排出された 1 本施工当たりの排土量は、標準ロッドで注入スラリー量に比し 44% の $V=6.61\text{m}^3$ 、スパイラルロッドではその約 2 倍量の注入スラリー量に比し、80% の $V=12.51\text{m}^3$ となった。この点にこそ、スパイラルロッドを装備した Pls 工法の狙いがある。すなわち、周辺地盤に生じる変位の抑制には、地上に向けて内圧を解放させるための排土を促すことが極めて効果的であることが首肯される。なお、Pls 施工時に排出される排出土の性状は、固化材を含み自硬性があるため固結化する。

(6) Pls 工法による低変位施工の実績

今回の試験工事よりスパイラルロッドが排土を効率高く促進させ、これを装備した Pls 工法が高い低変位性能を有することが確認された。そこで Pls 工法の低変位性を既存の工事実績より検証することを試みた。図-6 は、Pls 施工の 6 ケース、ならびに標準ロッドによる 4 ケースの計 10 ケースについて発生した水平変位量を現場にて測定した結果である。図中では縦軸に水平変位、横軸は改良域からの離隔距離 x を改良体長

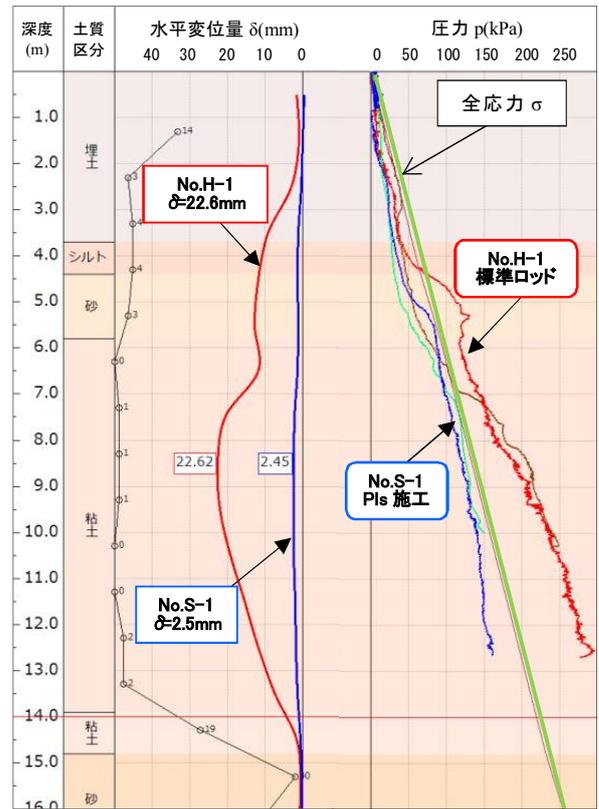


図-5 地中内応力分布と地盤変位量

表-7 標準施工と Pls 施工による造成結果比較

試験杭 No	Pls-H-1	Pls-S-1
攪拌ロッド形式	標準ロッド	スパイラルロッド
最大水平変位量(mm)	22.62	2.45
全応力との圧力差(kPa)	+85	-25
固化材総注入量(m^3)	15.19	15.58
排土量(m^3)	6.61	12.51
排土率(%)	44	80

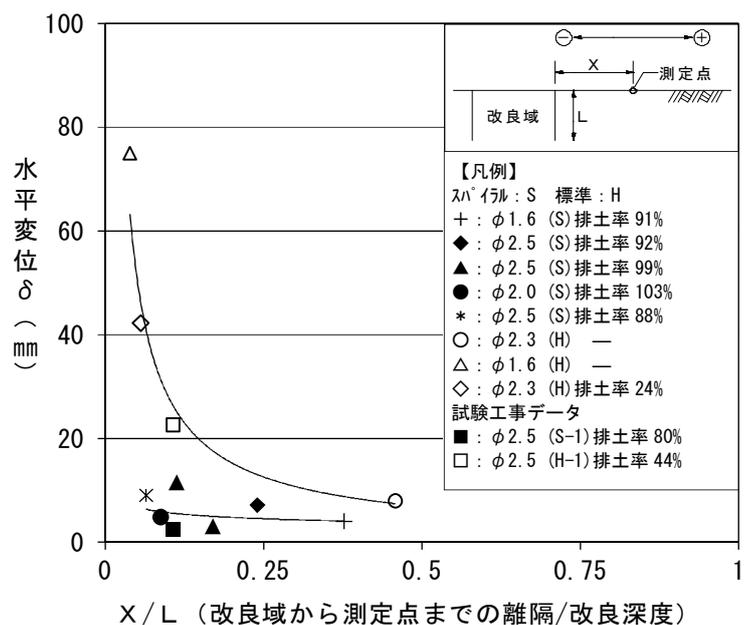


図-6 Pls 工法と標準ロッド施工による x/L 比と水平変位量

さLで規準化した x/L として、両者の変位量の挙動を比較した。改良域に近いすなわち、 $x/L=0.1$ のように小さな範囲では標準ロッドによる水平変位量は $\delta=70\text{mm}$ を超えるが、Pls 施工では高々 $\delta=10\text{mm}$ 以下の1/7以下に止まり、周辺への影響を効果的に軽減している。また、 $x/L > 0.5$ 範囲になれば両者はほぼ同程度の変位量に収束している。この時の排土率を比較すると、標準ロッド施工では、2箇所測定において平均34%の結果であった。これに対し、Pls 工法では80~103%で平均92%とほぼ注入スラリー量に相当する分が排土されている。

5. まとめ

複合相対攪拌方式であるエポコラム工法を基礎技術として、地盤改良を阻害する要因を克服する事例ならびに新たに開発した地盤変位抑止技術の適用性について紹介した。その結果を以下に示す。

- (1) Taf 工法は3つの改良阻害要因（地中障害物、中間層、残置改良体）が複合する地盤を、補助工法を使用することなく、同一工程で仕様に合致した改良体を造成することに成功し、新たな施工事例となった。
- (2) Pls 工法では施工機の回転軸に装備したスパイラルフィンが回転軸の周囲に生じる改良地盤内の増加内圧を地上に向けて解放させるため、排土を促し内圧解放経路を確保することで、攪拌混合部の圧力を抑え、周辺地盤の変位を最小限に抑止することを確認できた。当技術は、大口径化施工の低変位化を確実にする工法の一つと位置付けられ、都市部における近接施工や再開発事業に大きく寄与することが考えられる。

本稿で指摘したように地盤改良工事は、地盤環境と工事環境の両者から大きな制約を受ける。

エポコラム工法には、籠型の複合相対攪拌方式による特殊な攪拌翼形状と高トルク化により、従来工法が適用される地盤から、多種多様な地中障害物が介在する困難地盤に至るまで幅広く適用可能な施工技術がラインアップされている。今後も本施工技術は様々な施工環境との遭遇を通じて、先進的な技術開発に真摯に挑戦し、地盤改良技術のさらなる向上と適用性の拡大に務める所存である。

【参考文献】

- 1) (一財)先端建設技術センター：先端建設技術・技術審査証明報告書「エポコラム工法—Loto 工法, Taf 工法, Pls 工法—」, pp.7~14, 2016.3
- 2) 松岡大介・西尾経・竹田敏彦・市川公彦・高倉功樹・齋藤邦夫：最新の地盤改良技術と施工事例, 第15回土質基礎に関する「我が社の誇れる技術」技術報告会, 北海道土木技術会, pp.32~39, 2017.2
- 3) 木寺智則・西尾経・齋藤邦夫：複合相対攪拌工法の施工環境への適応とその事例, 平成29年度「建設施工と建設機械シンポジウム」, 日本建設機械施工協会, 2017.11 投稿中

V-JET 工法の概要およびその応用技術であるマルチファン工法について

三信建設工業株式会社 島野 嵐
山口 洋

1. はじめに¹⁾

高圧噴射攪拌工法は、セメントスラリーなどの流体に高い圧力を与えて得られる強力なエネルギーによって地盤を切削し、硬化材と土とを攪拌混合して地盤を改良する工法である。この工法は、わが国において開発されて以来約半世紀の歴史があり、現在では地盤改良工法の主要工種のひとつとして認知されている。

V-JET工法は、長年にわたって数多くの実績をもつ「JSG工法」の特長を活かしつつ、施工の高速化・効率化を図り、高速での大口径改良体の造成を可能にした新しい高圧噴射攪拌工法である。V-JET工法の実用化により、従来の高圧噴射攪拌工に比べて大幅なコスト・工期の縮減が可能となり、その結果、高圧噴射攪拌工法がさらに適用範囲を拡大していくことが期待されている。本稿では、V-JET工法の概要およびその応用技術であるマルチファン工法について紹介する。

2. V-JET工法の概要²⁾

V-JET工法は、図-1に示すとおりセメント系硬化材を高圧で噴射するとともに周囲に高速の空気噴射を行う「二重管工法」に分類される工法である。本工法は、大径の改良体を高速施工で造成できるジェットグラウト工法として2011年に実用化された。独自に開発した高い噴射攪拌効率を発揮する先端噴射装置（特殊専用モニター）を用いており、従来技術による施工よりも施工性や経済性が向上し、環境負荷の低減を可能にしている。表-1に示すように、V-JET工法の標準的な施工仕様としては、硬化材の噴射量、特殊専用モニターおよび機械設備などにより、改良径の異なる3つのタイプ（V1、V2、V3）が用意されている。また、液状化対策などにおいては改良強度に合わせて改良体体積当たりの硬化材噴射量（固化材量）を大幅に抑えた仕様（VE）があり、標準仕様と同様に3タイプが用意されている¹⁾。施工は、タイプごとに標準の機械構成が異なるため、施工規模や施工条件に合わせてタイプの選択が可能である。また、直接削孔方式と組み合わせることにより、狭あいな場所における施工の適用性が高くなる。

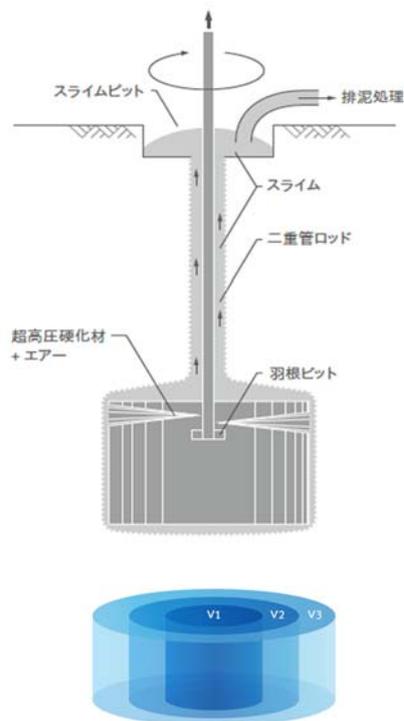


図-1 V-JET工法の概要

表-1 V-JET工法の標準施工仕様

タイプ	噴射量	機械設備	有効径
V1	180 L/min	小	2.0m, 2.5m
V2	360 L/min	中	3.5m, 4.0m
V3	540 L/min	大	5.0m, 5.5m

3. 出来形確認技術³⁾

高圧噴射攪拌工法は、一般的に改良体の出来形を目視で確認できないことから、通常は施工後のボーリング調査により造成径および改良状態の確認を行っている。稀ではあるが造成径不足により止水効果が得ることができなかつたり、造成径が過剰になることで強度不足となつたりすることがあり、これらが発覚した場合などには対応が非常に困難であった。施工中に造成径を確認する方法としては、ジェットによる切削音をマイクにてテープレコーダに録音し、ジェットの到達距離を確認するといった手法は以前からあ

ったが、これらは音の大小での主観的な判断であり定量的なデータの採取・解析がなされていなかった。また、音の到達距離の確認は1点での評価であり深度方向に対して連続的に確認をすることができなかった。これより、音の大きさを数値化することで、造成径の出来形を高精度に計測して、深度方向に対して連続的な確認ができ、品質管理をより効率的に実施することが可能となると判断した。このような背景から著者らは、地盤切削状態をリアルタイムに把握することによって改良体の出来形を「可視化」できる「JWMシステム(Jet Wave Monitoring System)」を開発し実用化した。

3. 1 JWMシステムの原理および計測システムの概要³⁾

JWMシステムの概要図を図-2に、計測状況を写真-1に示す。本システムは、地盤中の改良範囲に設置した建込み管、建込み管内に挿入してジェットの切削音を採取する集音器、ジェットの噴射ロッドの上昇に連動して集音器を上昇させる自動巻き上げ装置、複数の集音器により採取された切削音データや施工深度を計測する音響管理装置からなる。まず施工に先立ち、改良杭の造成範囲の複数位置に建込み管をボーリングにより設置する。建込み管の設置位置は、改良杭中心からの離れを変化させた2~4パターンとする。計測時には、それぞれの建込み管内に挿入した集音器により建込み管に当たるジェット流を音の大きさとしてモニタリングし、これの経時変化を記録する。集音器は噴射ロッドの引き上げに連動して自動的に巻き上げられる。この計測により得られたデータを分析し、地盤切削状態として評価するものである。

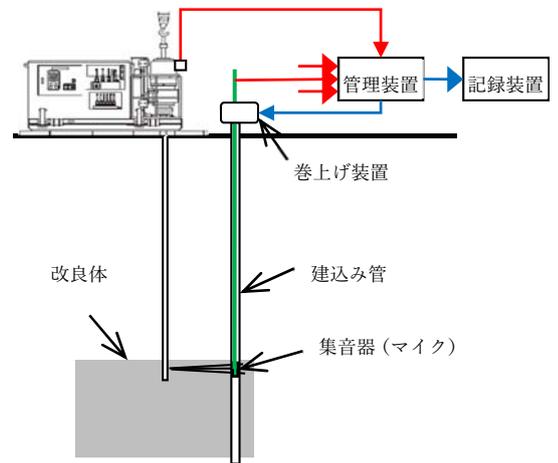


図-2 JWMシステム概要図



写真-1 JWMシステム計測状況

3. 2 切削状態の分析方法

切削状態の分析は、集音器により採取されたジェット流音量の経時変化により行う。建込み管にジェット流が到達している場合、一定間隔で山型のグラフ線形が確認でき(図-3参照)、噴射エネルギーは山の大きさに比例して噴射ロッドに近い建込み管ほど明確になる。既往の報告⁴⁾では、このジェット流音量の経時変化データと改良体の出来形の関連性を考察し音レベルの振れ幅(最大値-最小値)が200(無次元値)を超えた場合に改良体の出来形が建込み管の外側まで達していることが確認されている。

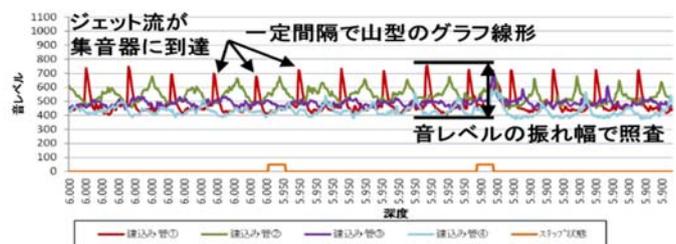


図-3 地盤切削音の経時変化(計測例)

4. マルチファン工法(多扇形改良)

4. 1 マルチファン工法概要

格子状地盤改良は地震発生時の液状化を防止し地盤変形も抑止する地盤改良形状であり、兵庫県南部地震や東日本大震災等の大規模な地震においても液状化対策効果が確認されている。V-JETを含む高压噴射攪拌工法は平面形状が円形であるので格子状や壁状の改良を行う場合、必要壁厚に対し不要な改良箇所が多数あり、経済性や環境面で満足のいくものではなかった。

本編で述べる多扇形改良は複数の扇型を組み合わせた断面形状であり図-4に示すように格子式改良などの壁状範囲とする場合、円形改良体に比べて形状的に無駄の少ない配置が可能となる⁵⁾。著者らはこれまでに多扇形造成用の専用装置を独自に開発し、噴射攪拌軸の回転周期(回転数)を変化させることで造成径が制御できることを確認し¹⁾、複数の扇形状(多扇形)を構築できる高圧噴射攪拌工法であるマルチファン工法の開発を行った。この多扇形改良により円形断面の改良よりも材料費や排泥処理費を大幅に低減することが可能となり、また工期の短縮も可能となる。

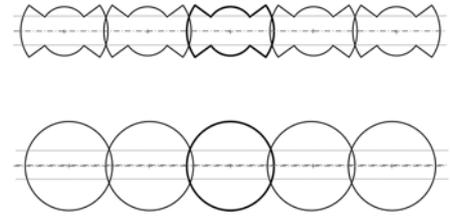


図-4 多扇形改良と円形改良との比較

4. 2 実大実験におけるマルチファン工法の品質確認

多扇形改良において必要壁厚を確保するには図-5に示す大径部と小径部の境界が重要であることから、実大実験は、予備試験により所定の壁厚を確保できる施工仕様を検討し、改良体の出来形および品質について検証することを目的として実施した。

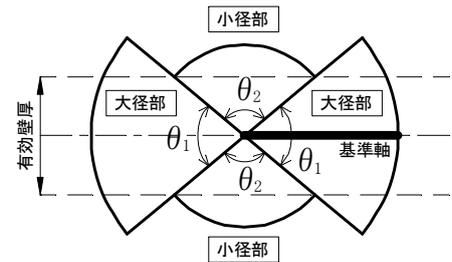


図-5 多扇形改良標準図

4. 2. 1 実大実験の概要⁶⁾

改良対象地盤は図-6に示す $N \leq 3$ の砂混じり粘土質シルト層であった。実験に先立ち当該地盤に即した施工仕様を決定するための予備試験を行い、3種類の計画壁厚に対し1mの造成(GL-2.8m~GL-1.8m)を実施した。造成から1週間経過後に改良体の掘り出しを行い、測量による出来形確認、コア試料の観察、および強度試験を実施した。なお、本工法はV-JET工法のV2Bタイプ(最大径 $\phi 4,000\text{mm}$)をベースとしており、使用するツール(先端噴射装置、噴射ロッド)はV-JET工法のツールに準拠している。

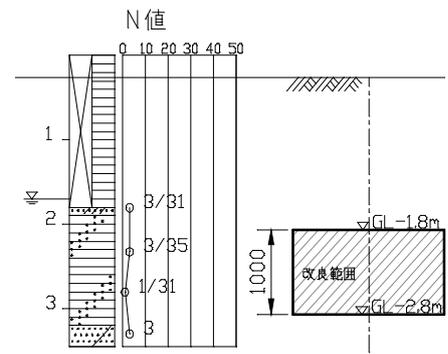


図-6 実大実験の対象地盤

4. 2. 2 予備試験⁶⁾

予備試験は小径部の適切な施工仕様(攪拌軸の回転周期)を決定するために実施した。多扇形改良体では、図-5に示す大径部の直径(有効径)は、通常の高圧噴射攪拌工法と同様に対象地盤のN値により決まるため、当該地盤のN値より $\phi 4,000$ を有効径とした。小径部は計画壁厚に応じた適正径となるよう(過大な径にならないように)回転周期の制御を行った。回転周期の決定には前述のJWM Systemを利用し3ケースの計画壁厚に対する回転周期を決定した。回転周期の採用値は、所定の径位置での音レベルが規定値を超え、かつその外側に位置する管(半径で+0.2m外側)の音レベルが規定値以下のものを採用した。予備試験の結果を踏まえた各ケースの施工仕様を表-2に示す。なお、製作した回転制御装置は、設定通りの角度で回転周期(回転数)が切り替わり所定の仕様に基づく施工が容易に行えた。

表-2 実大実験施工仕様

Case	計画 壁厚 (m)	造成径(半径)		造成角度		回転周期	
		大径部 (m)	小径部 (m)	大径部 (°)	小径部 (°)	大径部 (秒)	小径部 (秒)
	1	1.0	2.0	1.0	60×2	120×2	17.5
2	1.5	2.0	1.2	80×2	100×2	17.5	2.5
3	2.0	2.0	1.4	90×2	90×2	17.5	4.0



写真-2 多扇形改良体出来形形状 (Case1)

4. 3 実験結果⁷⁾

改良体の上部0.5mを掘り出し、出来形を確認した。Case1における出来形形状を写真-2に示す。さら

に、トータルステーションを用いて改良体天端周縁の複数地点を測量し、出来形図を作成した。各ケースの出来形図を図-7に示す。以降に示す出来形検証はこの図に基づいて行い、造成径、造成角度、壁厚を検証した。なお、計画時には想定できなかった杭等の障害物が複数箇所に存在したため、出来形の測量に一部支障が生じた。障害物の影響で正確な測量が困難であった部分については、検証結果から除外した。

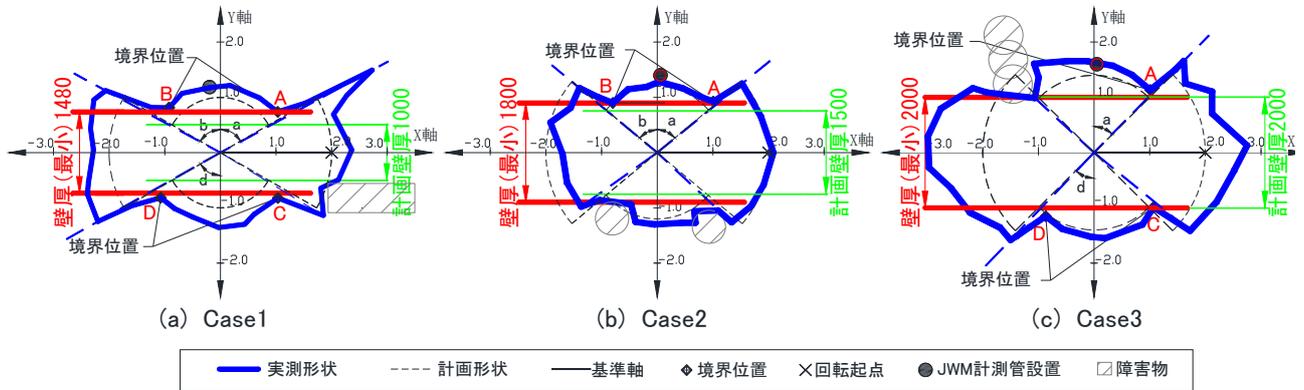


図-7 改良体出来形図

4. 3. 1 造成径の確認⁷⁾

造成径は、中心から各測量点までの距離の値より最大値、最小値および平均値として求めた。造成径の実測値を表-3に示す。大径部は造成径のばらつきが大きかった。これは、同仕様で施工していることから地盤性状の違いが原因であると考えられる。また、小径部は造成径が計画半径+0.3m以内であった。これは、造成時に JWM System を用いて確認した結果と一致した。

表-3 造成径の実測値

Case		造成径(半径)(m)					
		大径部			小径部		
		最大	最小	平均	最大	最小	平均
1	実測	2.53	2.15	2.36	1.37	1.19	1.28
	計画	2.00			1.00		
2	実測	2.09	1.68	1.88	1.45	1.20	1.30
	計画	2.00			1.20		
3	実測	3.00	2.06	2.48	1.94	1.44	1.59
	計画	2.00			1.40		

4. 3. 2 造成角度の確認⁷⁾

造成角度は、図-7中に角度a~dで示した中心と大径部端点を結んだ線とy軸の成す角度とし、計画造成角度と比較した。造成角度の実測値を表-4に示す。すべてのケースにおいて、造成角度の計画値と実測値の差は±1°であり規則性も見られなかった。これより、改良体形状に一定方向のズレやゆがみがなかったことを確認した。

表-4 造成角度の実測値

Case		造成角度(小径部)(°)			
		a	b	c	d
1	実測	61	61	---	60
	計画	60	60	60	60
	計画との差	1	1	---	0
2	実測	51	50	---	---
	計画	50	50	50	50
	計画との差	1	0	---	---
3	実測	44	---	---	44
	計画	45	45	45	45
	計画との差	-1	---	---	-1

4. 3. 3 壁厚の確認⁷⁾

壁厚の実測値は、表-5に示す各境界位置のy座標の値の絶対値より求めた。壁厚は、これらの値の最大値、最小値および平均値を2倍した値である。壁厚の実測値を表-6に示す。これより、壁厚の最小値はCase1が計画値1.00mに対して1.48m、Case2が計画値1.50mに対して1.80m、Case3が計画値2.00mに対して2.00mであり、3ケースとも計画厚を満足していた。また、最大値もCase1が1.64m、Case2が1.84mでCase3が2.30mであって過大になっていなかった。このように壁厚が適正な範囲の値であったのは、小径部造成

表-5 境界位置座標

Case	境界位置座標(m)			
	A	B	C	D
1	(1.03,0.74)	(-0.92,0.81)	(1.03,-0.82)	(-1.07,-0.82)
2	(1.01,0.92)	(-0.80,0.90)	---	---
3	(1.01,1.13)	---	(1.07,-0.99)	(-0.87,-1.15)

表-6 壁厚の実測値

Case		壁厚(m)		
		最大	最小	平均
1	実測	1.64	1.48	1.60
	計画	1.00		
2	実測	1.84	1.80	1.82
	計画	1.50		
3	実測	2.30	2.00	2.18
	計画	2.00		

径を適正な径で造成できたからであると考える。

4. 3. 4 改良体の強度確認⁸⁾

杭頭部からコアボーリングを実施して試料を採取し、コアの観察と強度試験を行った。コアボーリングは、大径部と小径部における改良強度の関係や、改良体中心からの距離による傾向を確認するために、大小各径において設定壁厚内を中心に放射状に採取した。また、設計径より余剰に改良された部分についても採取を行った。コアボーリング実施箇所を図-8に示す。

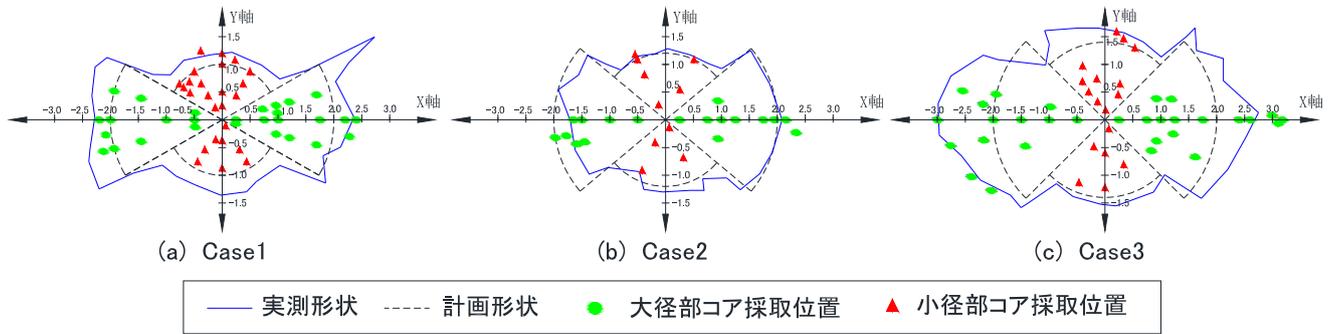
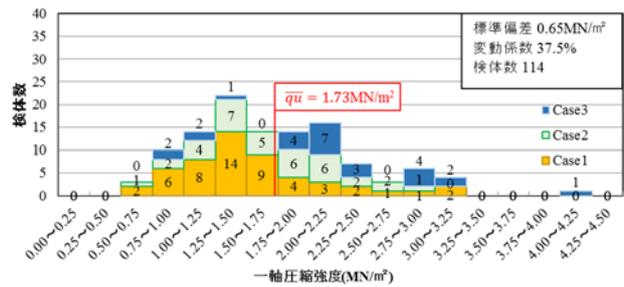


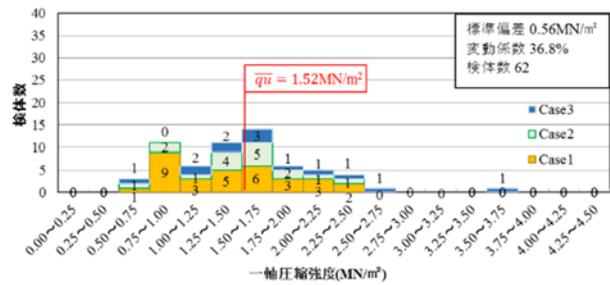
図-8 コアボーリング実施箇所

大径部、小径部、および改良体全体における一軸圧縮強度のヒストグラムを図-9に示す。平均強度は、大径部で1.73MN/m²、小径部で1.52MN/m²、全体で1.66MN/m²であった。これより施工仕様が異なる大径・小径のあいだに強度の大きな差異は無かった。なお、1.00MN/m²以下のデータがいくつか見られたが、これは実際の改良体の体積が計画値よりも大きく(約1.4倍)なったことが要因と考えられる。改良体強度の変動係数については、大径部で37.5%、小径部で36.8%、全体で37.9%であった。この結果も大径部と小径部の間にほとんど差異は無く、これらの値はスラリー系深層混合処理工法による現場処理土に関する一軸圧縮強度の変動係数と同程度である⁹⁾

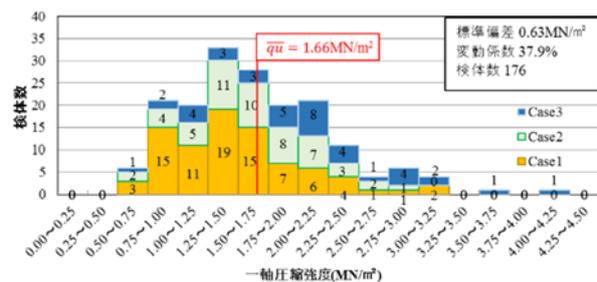
次に、改良体中心からの距離と改良強度の関係を図-10に示す。この図より、一軸圧縮強度は全体的に1.00MN/m²~3.00MN/m²の範囲に分布しており、各ケースとも径の大小に関わらず、改良体中心からの距離と改良強度に相関性が無いことを確認した。また、大径部と小径部の一軸圧縮強度の分布範囲を比較すると、両者の範囲にほとんど違いは見られなかった。設計造成径の外側と内側の改良体の強度を比較すると、外側についてもほとんどが1.00MN/m²~3.00MN/m²の範囲に分布し



(a) 大径部



(b) 小径部



(c) 大径部+小径部

図-9 一軸圧縮強度ヒストグラム

ており、内側と比較して特に低い値でもなく、相違は無かった。

以上より、マルチファン工法による多扇形改良体は異なる仕様の改良体を組み合わせた形状であるが、平面的な強度のバラツキが少なく、均質な壁状の改良体の構築に適用できることを確認した。

4. 3. 5 考察

大小2つの造成径を組み合わせたマルチファン工法による多扇形改良体について実大実験を実施し、施工装置の操作性および改良体の品質確認を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- ①回転制御装置は設定通りの角度で回転周期(回転数)が切り替わり所定の仕様に基づく施工が容易に行える。
- ②多扇形改良体は計画した壁厚を満足しており、形状にゆがみや一定方向のズレは無い。
- ③多扇形改良体の改良強度は、大径と小径の間で大きな強度の相違は無い。
- ④一軸圧縮強度の変動係数は36~38%程度で、機械攪拌式深層混合処理工法と同等である。
- ⑤改良強度は、改良体中心からの距離との間に相関性は無く、同様な範囲に分布している。

これらより、マルチファン工法は強度のばらつきが少ない改良体であり、その形状とともに壁状改良に適する改良体であることを確認した。

5. おわりに

本稿では、V-JET工法の概要を示すとともに、その応用技術であるマルチファン工法を用いることで、液状化対策として有用な格子状改良を効率的かつ経済的に構築することが可能であることを述べた。

今後も、様々な施工条件に対応し施工実績から基礎データを蓄積するとともに鋭意研究開発を進め、本工法のさらなる施工の効率化、適用拡大に努めていく所存である。

〔参考文献〕

- 1) V-JET 協会：V-JET 工法技術・積算資料,2017.
- 2) 新坂ら：高圧噴射攪拌工法における出来形管理および形状制御技術 V-JET 工法の概要とその応用技術,基礎工 2017,pp.82-85,2017.
- 3) 島野ら：切削状態モニタリング技術を用いた高圧噴射攪拌工法の高効率施工,平成 25 年度建設施工と建設機械シンポジウム,pp.151-154,2013.
- 4) 森脇ら：高圧噴射攪拌工法における地盤切削状態モニタリング技術の開発,第 46 回地盤工学研究発表会講演集,pp.901-902,2011.
- 5) 新坂ら：高圧噴射攪拌工法における多扇形改良の適用性に関する研究,第 12 回地盤改良シンポジウム論文集,pp.443-446, 2016.
- 6) 山口ら：多扇形改良体を造成する高圧噴射攪拌工法の実大実験,第 52 回地盤工学研究発表会講演集,pp.699-700,2017.
- 7) 金子ら：高圧噴射攪拌工法による多扇形改良体の出来形について,第 52 回地盤工学研究発表会講演集,pp.701-702,2017.
- 8) 本谷ら：高圧噴射攪拌工法による多扇形改良体の強度性状について,第 52 回地盤工学研究発表会講演集,pp.703-704,2017.
- 9) 地盤工学会：地盤改良効果の予測と実際,pp.215-216,2000.

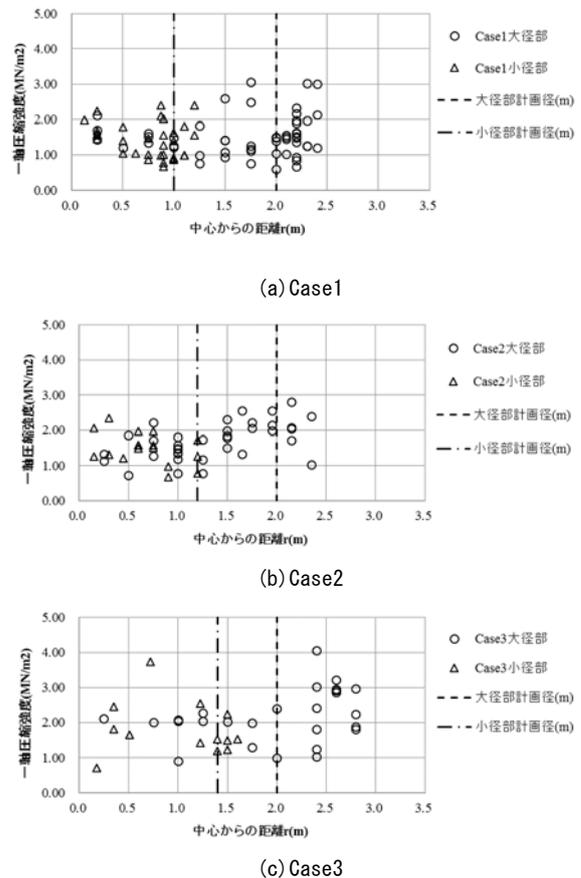


図-10 改良体中心からの距離と改良強度の関係