

第7回（平成20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「新工法・新技術」
技術報告会

報 告 集

平成21年1月

主催 北海道土木技術会
土質基礎研究委員会

目 次

a. セッション1 「地盤改良に関する新工法・新技術」	
a-1 エポコラム-Loto工法（大口径深層混合処理工法）の概要と適用事例 ……	1
鈴木孝一，立石光一（小野田ケミコ(株)）	
原満生，高倉功樹（エポコラム協会）	
a-2 低変位高圧噴射攪拌工法による地盤変位の抑制と施工事例 ……	9
鈴木孝一，西尾経，田中信哉，近藤省一，立石光一（小野田ケミコ(株)）	
a-3 縦型回転攪拌方式による中層改良工法の概要と施工事例 ……	15
鈴木孝一，西尾経，伊藤達也，末島練寿郎，木下和徳（小野田ケミコ(株)）	
a-4 機械攪拌工法と高圧噴射攪拌工法の複合技術概要と施工事例 ……	21
鈴木孝一，西尾経，松岡大介，今井治憲（小野田ケミコ(株)）	
b. セッション2 「斜面・盛土に関する新工法・新技術」	
b-1 固化破碎土による補強土壁背面盛土の施工 ……	27
佐藤厚子，西本聡（寒地土木研究所），九笹英司（函館開発建設部）	
b-2 微小電位発生メカニズムの検討と現地適用性について ……	33
穴戸政仁，伊東佳彦，日下部祐基（寒地土木研究所）	
村山秀幸，丹羽廣海（(株)フジタ）	
b-3 SAAMジャッキを用いたグラウンドアンカーの面的調査手法について ……	43
酒井俊典（三重大学大学院），福田雄治（(株)相愛）	
工藤康雅（北海道土質コンサルタント（株））	
山本高司（川崎地質（株）），後藤祐二（日本地研(株)）	
c. セッション3 「維持補修材料に関する防災・減災」	
c-1 さまざまな構造物の維持補修に適用できるグラウト充填工法 （パフエグラウト工法） ……	52
阿部義宏，松原健蔵，菊池聡，笹谷達也，竹内仁哉，阿部智彦（日特建設(株)）	
c-2 寒冷地における流動化処理土の施工 ……	62
小野尚二，中西浩輝（札幌開発建設部），伊藤定由（小樽開発建設部）	
毛利栄征（農村工学研究所），清水和也（(株)中研コンサルタント）	
真鍋拓吾（(株)エステック）	
c-3 長距離圧送が可能な可塑性裏込め注入材の施工事例 ……	69
井口敬一郎（四国電力(株)），原志織（四国エンジニアリング(株)）	
真鍋年次（住友大阪セメント(株)），三浦理滋，志和裕人	
笠井寿太郎（(株)エステック）	

エポコラム-Loto 工法（大口径深層混合処理工法）の概要と適用事例

小野田ケミコ株式会社 鈴木孝一

小野田ケミコ株式会社 立石光一

エポコラム協会 原 満生

エポコラム協会 高倉功樹

1. はじめに

エポコラム-Loto 工法は、簞状の複合相対攪拌翼を使用し、原土と吐出させた固化材スラリーを練り込むように混合攪拌するもので、機械攪拌式の深層混合処理工法に区分される。以下に、本工法の概要と、複合相対攪拌翼による混合特性について、色砂攪拌試験を実施した結果と品質実績データとにより検証を行った。

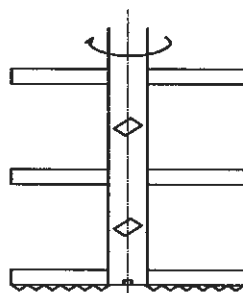


図-1 従来の水平翼

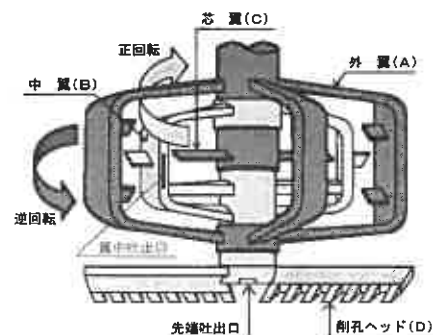


図-2 複合相対攪拌翼

さらに、建替え工事などで遭遇する既設

のコンクリート杭やコンクリートガラ等の地中障害物が混在する特殊地盤での適用例として、PC杭を破砕しながら貫入・改良した大口径φ2,000mm 施工例も併せて報告する。

2. 複合相対攪拌工法の概要

深層混合処理工法に一般に多用される水平攪拌翼を図-1 に示す。水平攪拌翼は一方方向に回転し、これに貫入および引上げ時の上下方向の運動が加えられ、連続した螺旋状の攪拌軌跡を描く。その軌跡に沿って土壌がせん断され、固化材スラリーと原土が攪拌混合される。そのため、羽根切り回数が重要視され、回転駆動機は高速回転・低トルク型の仕様となる。

それに対し、エポコラム-Loto 工法による複合相対攪拌翼は、図-2 に示すように簞状で、外翼(A)が3枚及び中翼(B)・芯翼(C)の各2枚から構成され、外翼(A)及び芯翼(C)は同一方向に回転し、中翼(B)と削孔ヘッド(D)がそれらとは逆方向に回転する複合相対攪拌を行う機構である。

土壌の共廻りが防止できると共に、各々交錯する翼体が土壌を立体的に解砕し、練り込みながら固化材スラリーと原土とを攪拌混合するため、回転駆動機は低速回転・高トルク型仕様になり、水平攪拌翼における回転駆動機と比較して4～5倍の掘削トルクを保持している。写真-1は、本工法の施工機全景である。



写真-1 エポコラム-Loto 工法施工機

Kouichi SUZUKI, 東京都荒川区東日暮里3丁目11番17号 TEL;03-5615-7035・FAX;03-5615-7022
Kouichi TATEISHI, 北海道札幌市中央区北3条西1丁目1番 TEL;011-219-6560 FAX;011-219-7887
Mitsuo HARA, 福岡県福岡市博多区東比恵2丁目20番25号 TEL;092-412-0263 FAX;092-412-4889
Kouki TAKAKURA, 同上

以上のような回転駆動機仕様と回転軸の上下に固定された剛性の高い籠状の攪拌翼との組合せが、攪拌翼に強力な削孔能力を発揮させ、 N 値 = 40~50 の砂礫層や玉石混じり層の削孔・攪拌までも可能となった。

表-1¹⁾に当工法の適用範囲を示す。また、通常の沖積地盤に対しては、改良径；最大 $\phi 2,500\text{mm}$ まで幅広い選定を可能としている。

表-1 適用範囲

攪拌径	攪拌能力 ※1)			支持層への根入れ能力※2)			最大施工長 (m)
	砂質土	粘性土	礫質土	砂質土	粘性土	礫質土	
$\phi 1500$ $\phi 1600$	$N \leq 40$	$N \leq 20$	$N \leq 40$	$N \leq 50$	$N \leq 20$	$N \leq 50$	28.0※4) (50.0)※3)
$\phi 2500$	$N \leq 30$	$N \leq 6$	$N \leq 30$	$N \leq 50$	$N \leq 12$	$N \leq 40$	22.0
$\phi 2000$	$N \leq 35$	$N \leq 8$	$N \leq 35$	$N \leq 50$	$N \leq 15$	$N \leq 50$	22.0 (40.0)※3)
$\phi 1600 \times 2$ 軸	$N \leq 25$	$N \leq 6$	$N \leq 25$	$N \leq 30$	$N \leq 12$	$N \leq 30$	20.0

※1) 攪拌能力として砂質土、礫質土、玉石混じり層（混入率 30%程度以下）においては、 N 値 40~50 程度の地盤がレンズ状または互層状（1.0~2.0m 程度）に分布する場合は施工可能である。

また、中間層に転石（ $\phi 300\text{mm}$ 程度以下）が点在する場合でも攪拌混合が可能である。

※2) 支持層への根入れ長としては、上記の N 値で 0.50m~1.00m 程度とする。

※3) () 内の最大施工長は、継ぎ杭施工長を示す。

※4) 硬質地盤対応専用機械仕様については、標準最大施工長 22.0m とする。

3. 色砂を用いた攪拌混合の

模型試験

はじめに、複合相対攪拌の混合特性を三次元的に確認する目的から、模型による攪拌試験を次の要領で実施した²⁾。

色砂土槽において、図-3 に示す複合相対攪拌翼と水平攪拌翼の模型を用い、それぞれについて攪拌断面の水平方向と鉛直方向の攪拌状況を比較する。

3.1 水平方向の攪拌試験

(1) 試験方法

攪拌試験は、それぞれの攪拌翼について、表-2 に示す攪拌仕様に準じて、次の手順で実施した。

- 1) 模型攪拌翼の寸法は、いずれの攪拌翼共に翼径が $\phi 300\text{mm}$ で、翼高が 300mm である。
- 2) 円柱状の試験土槽(直径 600mm×高さ 750mm)に、写真-2 に示すように 4 色の砂を平面の 1/4 ずつ 25cm 厚さで敷き詰める。
- 3) 次に、攪拌翼が色砂に 17.5cm 貫入した状態で攪拌混合し、回転数に伴う色砂の攪拌状況を観察する。
- 4) 試験完了後、表面より 10cm 掘削しその状況を確認する。



写真-2 4 色の砂を敷き詰めた試験土槽

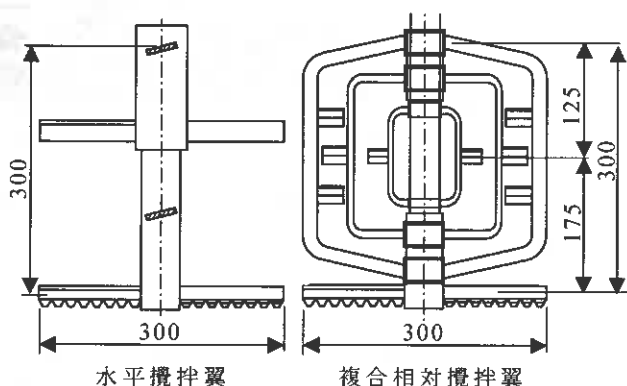


図-3 試験に用いた攪拌翼

表-2 攪拌試験の仕様

	攪拌翼の形式	
	複合相対攪拌	水平攪拌
貫入速度 (m/分)	1.0	1.0
回転方向	正回転	正回転
定位置攪拌 (分)	1.0	1.0
回転方向	正回転	正回転
引抜き速度 (m/分)	1.0	1.0
回転方向	逆回転	逆回転
回転数 (rpm)	外翼 5.0	20.0
	内翼 10.0	

(2) 試験結果

試験により次の事が確認された。

① 水平攪拌翼の攪拌状況

- 1) 水平攪拌翼は、写真-3 で見るように、表面の色砂をすくいながらロッドの中心に向かって渦を巻くように攪拌していた。
(3～9 回転目)。

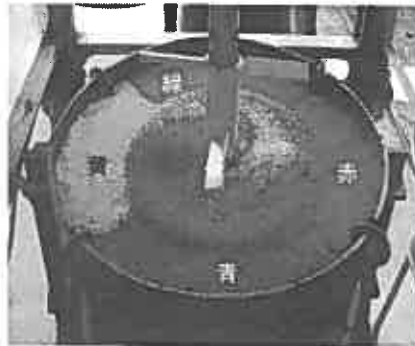


写真-3 水平攪拌翼による
3回転後の表面変化

- 2) 回転数を重ねる毎に攪拌混合され、16～21 回転目以降は、色砂が均等に攪拌混合され、それ以降は色砂の表面での変化は全くなかった。

- 3) 攪拌終了(総回転数 27 回転)に上下の水平翼の中間部の深さに相当する天端から 10cm 下を掘削した結果、写真-4 に見られるように、表面の色砂の変化とは異なり、ロッドの中心に向かって渦を巻くように攪拌されていた。



写真-4 水平攪拌翼による
攪拌終了の状況(天端下 10cm)



写真-5 複合相対攪拌翼による
3回転後の表面変化

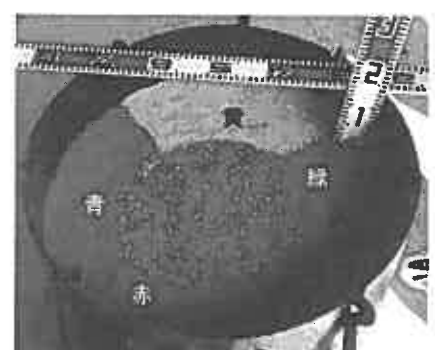


写真-6 複合相対攪拌翼による
攪拌終了の状況(天端下 10cm)

② 複合相対攪拌翼の攪拌状況

- 1) 複合相対攪拌翼は、写真-5 で見るように、4 色の砂がコラム中心部に渦巻くように強制的に攪拌混合されていた (3 回転目)。
- 2) 6～9 回転目には全ての色砂が均等に攪拌された。その後、総回転数 21 回転まで攪拌混合を行ったが、色砂の表面の変化は均質に攪拌されたままで特に変化はなかった。
- 3) 天端から 10cm 下を掘削した結果、写真-6 に見られるように均質な攪拌状況が確認された。

3.2 鉛直方向の攪拌試験

(1) 試験方法

攪拌試験は、それぞれの攪拌翼について、表-2 に示した攪拌仕様に準じて、次の手順で実施した。

- 1) 写真-7 に示す角柱状の試験土槽(縦 550mm×横 550mm×高さ 700mm)に、4 色の砂を 10cm 厚さ毎に敷き詰める。
- 2) 天端下 35cm まで攪拌しながら貫入する。
- 3) その位置で 1 分間の定位置攪拌する。
- 4) 続いて攪拌しながら引上げる。
- 5) 試験完了後、容器の側面が上部にくるように容器をゆっくりと倒し、側面のアクリル板を外し、色砂をコラム中心部まで丁寧にに取り除き攪拌混合断面を確認する。

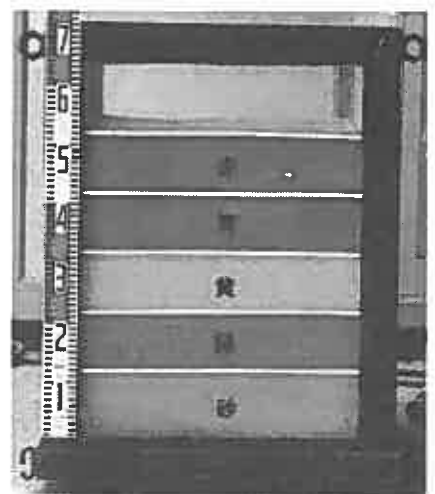


写真-7 鉛直方向の攪拌試験
に用いた試験土槽

(2) 試験結果

試験により次の事が確認された。

① 水平攪拌翼の攪拌状況

- 1) 表面の赤砂は、貫入時には特に目立った変化はなかった。
- 2) 貫入完了後、定位置攪拌を行って20秒後に第2層目の青砂が表面に浮き上がり始めた。
- 3) 60秒後も青砂だけが浮き上がってくる状況でその他の層は浮き上がることはなかった。
- 4) 引抜き完了時には、写真-8に見るように第1層目の赤砂の表面に第2層目の青砂が、概ね赤6：青4の割合で浮き上がっていることが確認された。
- 5) 写真-9は、攪拌中心部の鉛直断面を示す。第1～3層とも翼外周部で一つ下の層に流れているのが確認された。



写真-8 水平攪拌翼による引抜き完了時の天端状況



写真-10 複合相対攪拌翼による引抜き完了時の天端状況

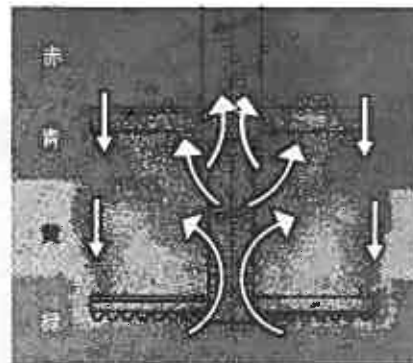


写真-9 引抜き完了時の攪拌中心部の鉛直断面と水平攪拌翼の位置

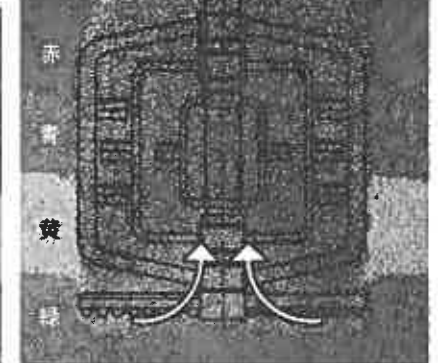


写真-11 引抜き完了時の攪拌中心部の鉛直断面と複合相対攪拌翼の位置

- 6) 攪拌軸に沿って下層の色砂が上部に向かって移動し、特に最下層の緑砂が上昇拡散する流れが顕著であった。

② 複合相対攪拌翼の攪拌状況

- 1) 表面の赤砂は、貫入完了直後は、特に目立った変化はなかった。
- 2) 定位置攪拌を行って20秒後に第2層目の青砂が表面に浮き上がり始めた。
- 3) 40～60秒後には、第3層目の黄砂、第4層目の緑砂が表面に浮き上がり、表面上は4色の色砂が均等に攪拌された。
- 4) 写真-10は、引き抜き完了時の天端状況を示す。4色の色砂が均質に混じり合っていることが確認された。
- 5) 写真-11は、攪拌中心部の鉛直断面を示す。第1～4層の色砂は、各層それぞれの層に混在しており、下部の色砂が上部だけの移動でなく、上部の色砂が下部への移動も確認された。
- 6) また、最下層の緑砂が第3層目の黄砂と混じり合って、攪拌軸に向かって上部に移動することが確認された。

3.3 考察

この攪拌試験において、水平攪拌翼および複合相対攪拌翼による定位置攪拌の条件で色砂の動きを確認したものであるが、次のことが判明した。

- 1) 水平攪拌翼では、色砂は水平翼の回転により平面的な攪拌のみが行われ、連続的な攪拌は水平翼が一定の速度で上下動することで均一な羽根切り攪拌を行うと考えられる。
- 2) 水平攪拌翼の攪拌形態は、試験では色砂の上下動が確認できなかったことから、平面的に行われ

る羽根切り攪拌のため、同色の色砂との攪拌混合となることが判明した。

- 3) これより、水平攪拌翼は連続的な一定速度での上下動による羽根切り攪拌が主な攪拌混合メカニズムであると考えられる。
- 4) 複合相対攪拌翼では、攪拌混合形態が強制的な練り込み作用を伴う攪拌混合が行われていると考えられる。
- 5) 複合相対攪拌は、上部の色砂を下部へ、下部の色砂を上部へ強制的に練り込み攪拌する三次元的な攪拌である。

4. 施工実績データによる改良品質評価

本工法の施工現場で収集した改良土の一軸圧縮強さを砂質土(砂礫を含む)と粘性土で分類して、改良土のコア強度の変動係数等を図-4～図-7に示す。

これらのデータは過去5年間(平成13年4月～平成18年3月)の実績について、改良土コアの採取位置の土質が明確なデータについてまとめたものである。

なお、砂質土については37現場、粘性土については33現場のデータを基にしている¹⁾。

砂質土(砂礫土・砂質土・細砂・シルト質砂など)における改良土コア強度と変動係数の関係は、図-4および図-5に示すように強度特性に関係なく、変動係数 V_c は $V_c=8.3\sim25.7\%$ と概ね25%以下で、平均値は17.9%であり安定した品質が確保されていることがわかる。

また、粘性土(粘性土・粘土質シルト・シルト・砂質粘土など)における改良土のコア強度と変動係数の関係は、図-6および図-7に示すように、強度特性に関係なく変動係数 V_c は $V_c=6.8\sim26.3\%$ と概ね25%以下で、平均値は18.9%であり安定した品質が確保されていることがわかる。

以上より、本工法は、標準仕様において安定した改良品質を確保し良好な攪拌混練を行っていることがわかった。

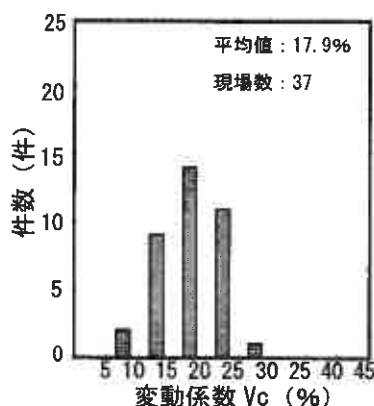


図-4 砂質土(砂礫含む)の変動係数

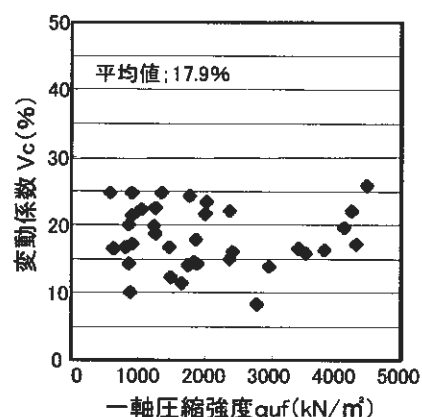


図-5 砂質土における一軸圧縮強度と変動係数の関係

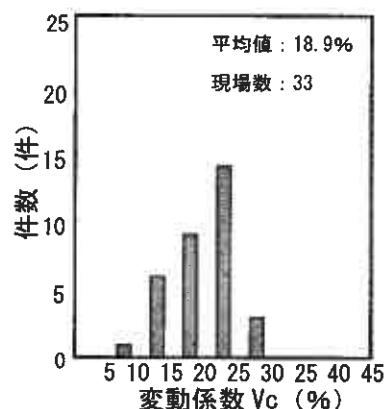


図-6 粘性土の変動係数

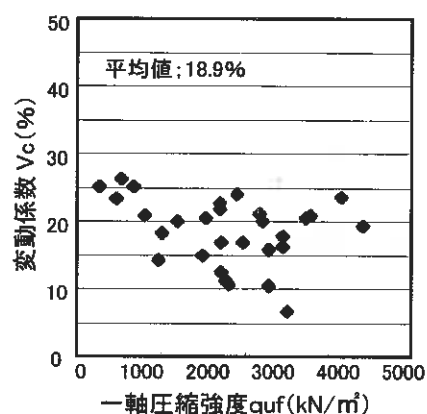


図-7 粘性土における一軸圧縮強度と変動係数の関係

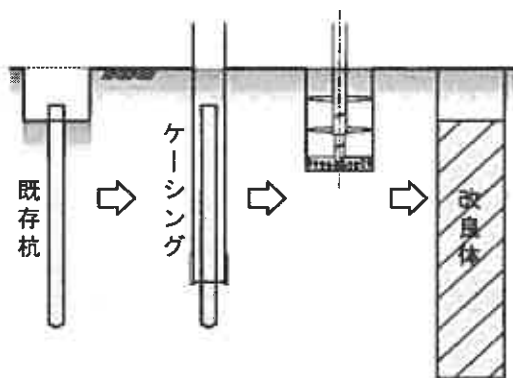


図-8 従来工法

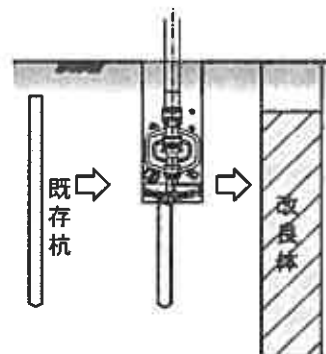


図-9 エポコラム-Loto 工法

5. エポコラム-Loto 工法の適用事例

建替え工事等で遭遇する既存杭等の地中障害物が混在する地盤では、これまで地盤改良に先立ち、既存杭の引抜き等の除去工が実施される。その方法を、図-8 に示す。

すなわち、事前掘削により既存杭の頭出しを行い、オールケーシング工法等で既存杭を除去した後、地盤改良施工が行われていた。

本工法は、低速回転・高トルク型の機械仕様であるため、図-9 に示すように、補助工法無しで既存杭の頭出しを行うことなく、既存杭（PC杭 $\phi 350$ mm）の破碎と攪拌混合を同時進行させながら改良施工を行うことが可能である。

以下に、同一地盤内において既存杭がある場合と、そうでない場合の各2箇所、複合相対攪拌翼を用いて計4本の改良体を造成することを試みた。

そして、造成中の攪拌翼の回転挙動ならびに改良体の強度試験結果を比較し、本工法の適用性を検証した³⁾。

5.1 施工概要

改良対象とした地盤の柱状図を図-10 に示す。

土質は GL ± 0.0 m $\sim$ -2.0m までがコンクリートガラ混じりの埋土、-2.0m $\sim$ -7.40m までが N=3 $\sim$ 8 の砂層、それ以深は N ≥ 50 の風化花崗岩である。

改良体は、この風化花崗岩層を支持層とし、改良径 $\phi 2,000$ mm で施工した。

表-3 は、既存杭破碎と攪拌混合を同時に行って造成した改良体 A、C と既存杭が無く通常の施工により造成した改良体 B、D の施工仕様である。

改良体 A、C には、既存杭（PC杭 $\phi 350$ mm）の位置を併記した。

写真-12 は、改良コラム芯と既存杭の状況である。また、両改良体のセメント系固化材添加量は 280kg/m^3 である。

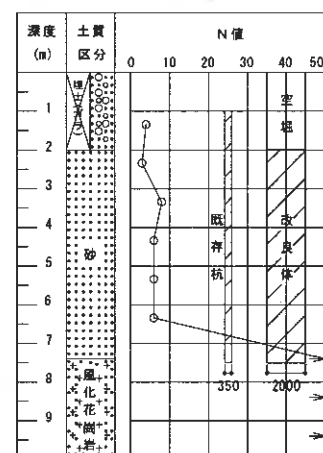


図-10 土質柱状図

表-3 施工仕様と既存杭の位置

番号	A	B	C	D
形状				
改良径(mm)	2,000	2,000	2,000	2,000
既存杭	有り	なし	有り	なし
施工長(m)	7.60	7.80	9.20	8.90
空堀長(m)	2.05	2.05	2.05	2.05
改良長(m)	5.55	5.75	7.15	6.85



写真-12 改良コラム杭芯確認

5.2 施工結果

既存杭を破碎しながら造成した改良体と通常施工の改良体について、回転駆動機の電流値により施工中に受ける抵抗の比較及び一軸圧縮強さを比較検証した。

(1) 電流値

図-11 は、既存杭の破碎を伴いながら攪拌翼が施工中に受ける抵抗と通常的地盤を施工した場合で掘削抵抗を電流値で表し、深度方向にプロットしたグラフである。

施工長が近似している改良体 A と B 及び改良体 C と D とに区分して比較してある。

全体的な傾向として、表層より 2.0m 付近までは空堀であるため、固化材スラリーの吐出が無く、電流値から、掘削抵抗は深さに対して漸増する傾向が認められる。4 つの改良例において、何れの電流値も概ね 300A 程度まで上昇している。

それ以深は、固化材スラリーの吐出に伴い、一旦 220A 程度まで下降するが、施工深度が深くなるのに伴い、徐々に 350A 程度まで増大している。

N $\geq$ 50 の着底部付近の地盤では、急激な電流値の上昇が見られ、電流値が地盤の掘削抵抗の指標となることが判る。

また、改良体 A と B、改良体 C と D とでは、共にほとんど同程度の電流値の推移を示すことが確認された。

このことより、既存杭を破碎しながら施工する場合についても、攪拌翼が受ける抵抗は通常施工時の抵抗と特段の差異が無いものと判断される。

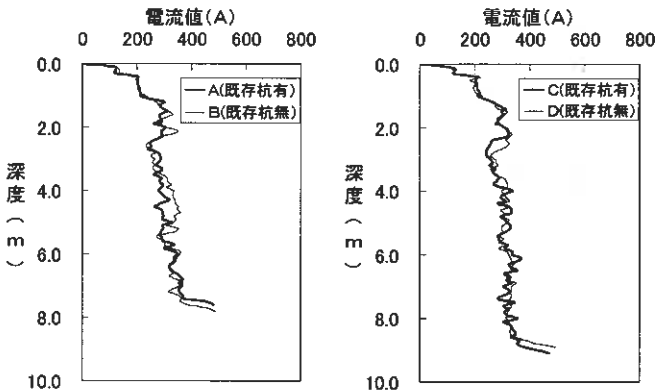


図-11 既存杭の有無と回転駆動機の電流値比較グラフ

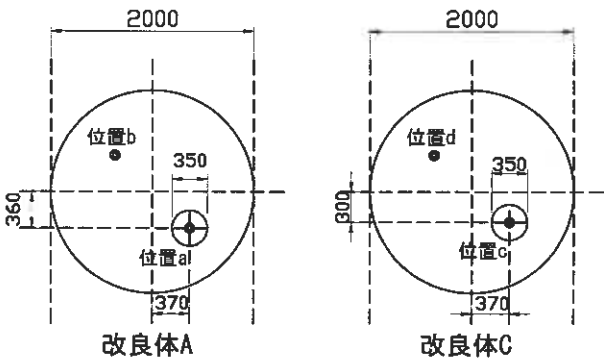


図-12 ボーリングコアの採取位置

(2) 一軸圧縮強度試験結果及び出来形

既存杭の破碎を伴う改良体 A と改良体 C の各々について、図-12 に示す既存杭の残置されていた位置 a 及び c とその改良体中心点に対して対称となる位置 b 及び d の 4 箇所異なる深さからコアを採取し、その一軸圧縮強さを調べた。

表-4 は、改良体 A 及び改良体 C からそれぞれ 2 本採取したコアの試験結果である。改良体 A の a、b 及び改良体 C の c、d の位置のそれぞれのコアの平均強度は $\bar{q_u}=6,259\text{kN/m}^2\sim6,519\text{kN/m}^2$ であり、全平均値が $\bar{q_u}=6,358\text{kN/m}^2$ となった。

表-4 一軸圧縮強度試験結果

	改良体A		改良体C	
	位置a	位置b	位置a	位置b
$q_u(\text{kN/m}^2)$				
上層 2.5~3.5m	6,795	5,750	5,935	6,172
	6,169	5,917	5,837	5,585
	5,219	6,852	6,643	6,985
中層 4.0~5.0m	6,888	6,959	5,590	6,235
	6,626	6,330	6,510	6,330
	5,203	5,761	6,790	6,778
下層 5.5~6.5m	6,494	6,071	6,182	6,641
	6,176	6,556	6,388	7,464
	7,253	6,856	6,458	6,483
平均値	6,314	6,339	6,259	6,519
平均値	6,358(kN/m ²)			
標準偏差	524(kN/m ²)			
変動係数	8.24(%)			

また、変動係数は $Vd=8.24\%$ である。同一施工域内の通常施工の変動係数 $Vd=7.29\%$ と比較すると、いずれの変動係数も同程度でバラツキに大きな差がないことが確認された。

この結果より、既存杭を破碎した改良体の品質は安定しており、通常施工における品質と同等であることが明らかとなった。

また、写真-13 は改良体 A について改良体の天端まで掘削し、出来形の確認を行ったものである。既存杭破砕片が改良体全体に均一に分散されていることが見て取れる。写真-14 は天端の破砕片の拡大状況である。概ね破砕片は $10\sim40\text{mm}$ となっていた。

写真-15 は、改良体 A の位置 b におけるボーリングコアより採取した中層部の供試体の写真である。内部に既存杭破砕片の混合が確認できる。表-4 の一軸圧縮試験結果を合わせるとその混合度の均一性が判る。

以上、特殊な地盤条件下においても本工法の施工性・品質が確保できることが判明した。

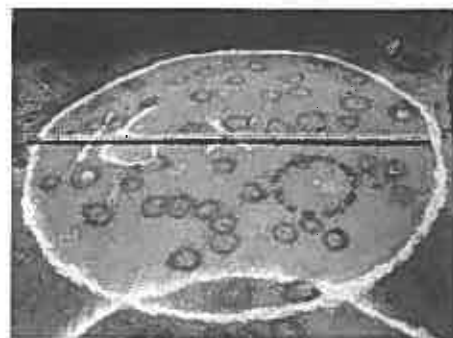


写真-13 出来形状況



写真-14 既存杭破砕片



写真-15 供試体(破砕片)

6. まとめ

著者らは、複合相対攪拌翼による模型試験結果及び施工結果との検証から、本工法が高い改良品質を確保しうる攪拌混合性能を持ち、実用的に十分信頼性の高い深層混合処理工法であると判断した。

本研究において得られた結論を以下に示す。

- ① 本工法は、互いに異なる方向に回転する籠状翼によって翼間の土砂を強制的に切り返して練り込むため、三次元的混練改良となる。
- ② 本工法の改良コア強度の変動係数は、強度特性に関係なく概ね 25% 以下で、砂質土地盤における平均値は 17.9% 、粘性土地盤における平均値は 18.9% であり安定した品質が確保される。
- ③ 本工法で用いる複合相対攪拌翼では、地中に既存杭(PC 杭; $\phi 350\text{mm}$)が存在している場合でも、事前にこれを除去することなく改良施工が可能である。
- ④ 複合相対攪拌翼が受ける既存杭(PC 杭; $\phi 350\text{mm}$)の破砕抵抗は、通常施工の施工と同程度である。
- ⑤ 細片化された既存杭の破砕片は、改良体の内部に均一に分散され、既存杭の破砕片が混在する改良体の強度は、通常施工における改良体の強度と同等である。

以上より、複合相対攪拌工法は、良好な攪拌混練機能を有し、既存杭が混在する特殊な地盤条件下においても安定した施工性・改良品質を確保できることが判明した。

【参考文献】

- 1) (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(エポコラム-Loto 工法；大口径 $\phi 2,500$ 地盤改良工法)」：pp5~11, pp28~31, 2006.3
- 2) 齋藤邦夫，鈴木孝一，原満生，佐藤篤哉，高倉功樹他：複合相対攪拌翼を用いた深層混合処理工法の改良原理と適用事例，日本材料学会，第8回地盤改良シンポジウム，2008.10（投稿中）
- 3) 齋藤邦夫，鈴木孝一，原満生，高倉功樹：低速回転・高トルク型複合相対攪拌翼による深層混合処理工法の施工性能について，日本建設機械化協会，平成20年度建設施工と建設機械シンポジウム：pp147~150, 2008.10

低変位高圧噴射攪拌工法による地盤変位の抑制と施工事例

小野田ケミコ株式会社 鈴木孝一¹⁾、西尾経²⁾、田中信哉³⁾、近藤省一⁴⁾、〇立石光一⁵⁾

1. はじめに

深層混合処理工法においては、軟弱な地盤に対して固化材スラリー等を混入し、攪拌混合することにより、地盤への固化材スラリーの供給に伴い改良対象地盤内の体積が増加することで地盤変位が生じ、既設構造物等へ影響のあることが一般的に知られている。高圧噴射攪拌工法では、エアを併用する多重管工法はエアリフト効果により地盤内を切削した硬化材スラリー等と土砂は地上に排出されることで低変位な施工が可能である。しかし、施工時には多量の排泥スライムを産業廃棄物として処理する必要があり、環境負荷が大きい。

単管方式による高圧噴射攪拌工法である LDis 工法 (Low Displacement Jet Column Method: エルディス) は、機械攪拌と高圧噴射攪拌の併用方式により特殊な排土機構を付加することで地盤変位の抑制が可能である。

LDis 工法は、固化材スラリーの体積増加を低減するために固化材スラリーの供給を必要最小限に抑制させるとともに、施工時に供給されたスラリー量に見合う原土を施工と同時に連動して地表面に排出することを可能とした低変位高圧噴射攪拌工法である。

本稿では、変位低減機構と機械攪拌を併用したハイブリット型の単管式高圧噴射攪拌工法であり、環境に配慮した LDis 工法の技術概要と施工事例について報告する。



写真-1 機械攪拌併用低変位高圧噴射工法

2. L D i s 工法の概要

2.1 改良原理と複合混合攪拌機構

LDis 工法は、写真-2 に示すように特殊な排土盤の拡張型噴射モニター (LDis ヘッド) を用いることを特徴としている。拡張型噴射モニターは、機械攪拌翼形状の排土機能を持つ噴射攪拌装置で、攪拌翼には整流域を設けていることから、シャープで強力な切削性能を持つ超高压ジェット噴流により地盤を切削破壊し、大口径の改良体を造成することができる。噴射モニターの先端ノズルから水平方向に固化材スラリーを超高压噴射し、連続的に回転引上げしながら円柱状の改良体を造成する。



写真-2 機械排土型噴射モニター

1)Koichi SUZUKI	東京都荒川区東日暮里 3-11-17 営業本部	TEL:03-5615-7035	FAX:03-5615-7022
2)Wataru NISHIO	東京都荒川区東日暮里 3-11-17 技術開発部	TEL:03-5615-7044	FAX:03-5615-7023
3)Nobuya TANAKA	東京都荒川区東日暮里 3-11-17 技術設計部	TEL:03-5616-7036	FAX:03-5615-7025
4)Shouichi KONDOU	東京都荒川区東日暮里 3-11-17 技術設計部	TEL:03-5616-7036	FAX:03-5615-7025
5)Koichi TATEISHI	北海道札幌市中央区北 3 条西 1-1 札幌支店	TEL:011-219-6560	FAX:011-219-7887

LDis ヘッドの先端部に取り付けた噴射ノズルからは、固化材スラリーを吐出圧力 $p=30\sim40\text{MPa}$ 、吐出量 $q=100\sim150\text{l/分}$ により、地盤を切削・混合する。同時に、ロッド回転に伴い LDis ヘッドの背面あるいは下端部に生じた間隙に負圧が生じることで、切削した土砂と固化材スラリーとの混合土が瞬時に移動する。さらに LDis ヘッドのステップ移動引上げにより、機械翼が同一位置で繰返し攪拌混合し、高圧噴射攪拌と機械攪拌との複合的な混合攪拌がなされる。写真-3 は LDis 工法による円柱状の改良体例を示す。

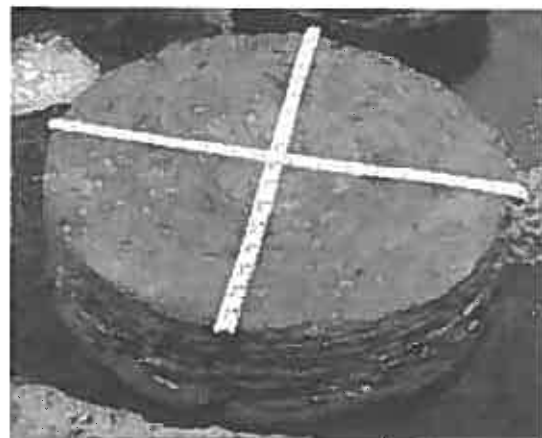


写真-3 改良体の出来形確認

2.2 排土機構の原理

従来の高圧噴射攪拌工法においては、施工時の地盤変位の抑制方法として、エアを併用しながら、水または硬化材スラリーを高圧噴射し、エアリフト作用により、切削土と硬化材スラリーの混合スライムを地上へ排出させるものである。しかし、多量のスライムを地表部へ排出することにより地盤内の体積増加を抑えることで地盤の変位低減が可能であるが、スライムは高アルカリで、産業廃棄物として処理する必要があり、処分場の確保等を考慮すると処理費も高価となる。

LDis 工法は、固化材混入スラリー量を必要最小限にし、かつ LDis ヘッドを介し、混入した固化材スラリー量に相当する原土を排出することで地盤変位を抑制することができる。改良原理は、図-1 に示すとおり、LDis ヘッドによる地山との縁切り効果と排土作用により、固化材スラリー噴射と同時に噴射量に見合う原土を地表へ排出させ、スラリー噴射量と排出土量の地盤内の体積増加の収支をバランスさせることで、変位を抑制することができる。LDis 工法の排出土状況を写真-4 に示す。排出土は、軟い原土の性状を示し、固化材の混入がなく、エア併用高圧噴射攪拌工法と比べ、改良時間が短時間のため排出量も少ない。また、河川内の施工も可能で水質汚濁がなく、環境に配慮されている。

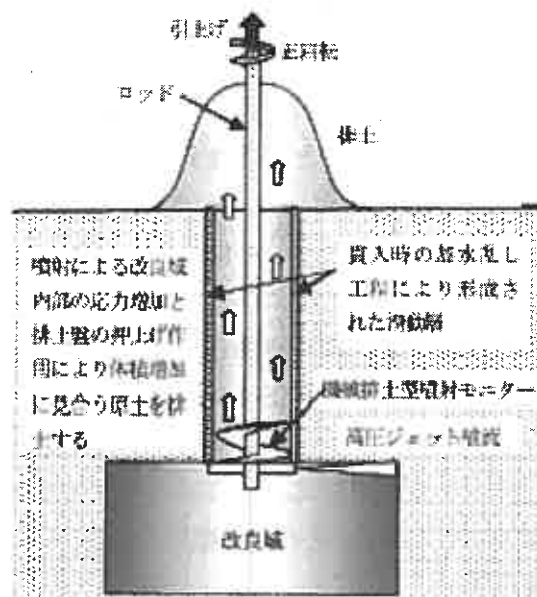


図-1 LDis 工法の排土原理図



写真-4 LDis 工法の排土状況

2.3 機械構成

LDis 工法の施工機械の構成を表-1 に示す。機械構成は、マシン側 (LDis マシン・スライドベース) とプラント側 (スラリープラント・超高圧大容量ポンプ等) に区分され、それぞれの機械は、図-3 のように配置して施工が行われる。マシン側では改良位置までスライドベースがレール (H 鋼) 上を走行・横行でき、機動性が高い。

プラント側では、サイロに貯蔵された固化材と混練水

表-1 施工機械構成

箇所	機 械 名	仕 様
マシン側 (施工箇所)	LDisマシン	3.5mストローク 自動管理システム搭載 3~60rpm 0~7.16kN・m
	スライドベース (駆動装置)	自動走行式
プラント側	超高圧大容量ポンプ	吐出圧力P40MPa 吐出量Q100~150ℓ/分
	スラリープラント	処理能力14m ³ /h
	発動発電機	350kVA, 300kVA, 150kVA
	バックホウ(現場に応じて)	0.6m ³ , 排出ガス対策型

を集中プラントにて所定の配合の固化材スラリーに調製する。超高压大容量ポンプによりボーリングロッド先端に装着された拡径型噴射モニター先端部へ圧送する。また、施工管理装置はマシン側とプラント側にそれぞれ取り付けた専用の計測装置から施工に関するデータ（深度・回転数・噴射量・噴射圧力）をリアルタイムに検出し自動的に記録する。

2.4 施工手順

一般には、安定性と機動性の高いスライドベースによる走行方法により、次の手順で施工する。

- ①LDis マシンを施工位置に移動・セットする。
- ②LDis ヘッドで計画深度まで乱し貫入させる。
- ③貫入したLDis ヘッドを一端地上まで引抜き、再度、計画深度まで貫入させる。
- ④スラリーを超高压大容量ポンプでLDis マシンに圧送する。所定吐出圧力を確認後、定速回転のステップ引上げで噴射攪拌し、排土しながら円柱状の改良体を造成する。

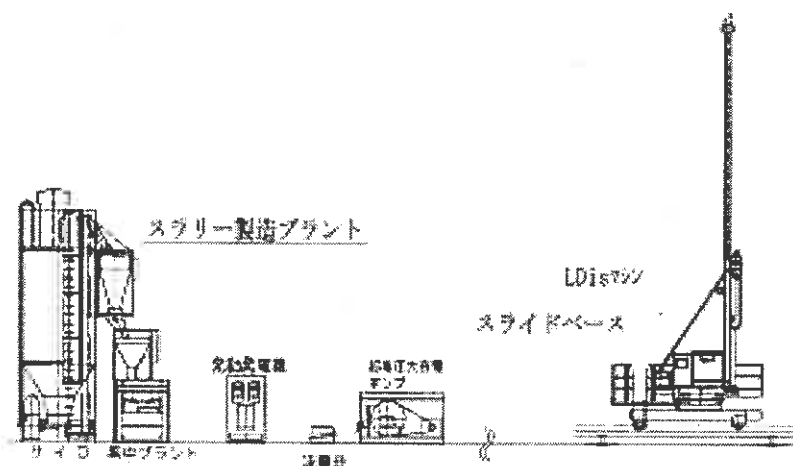


図-2 施工機械配置図

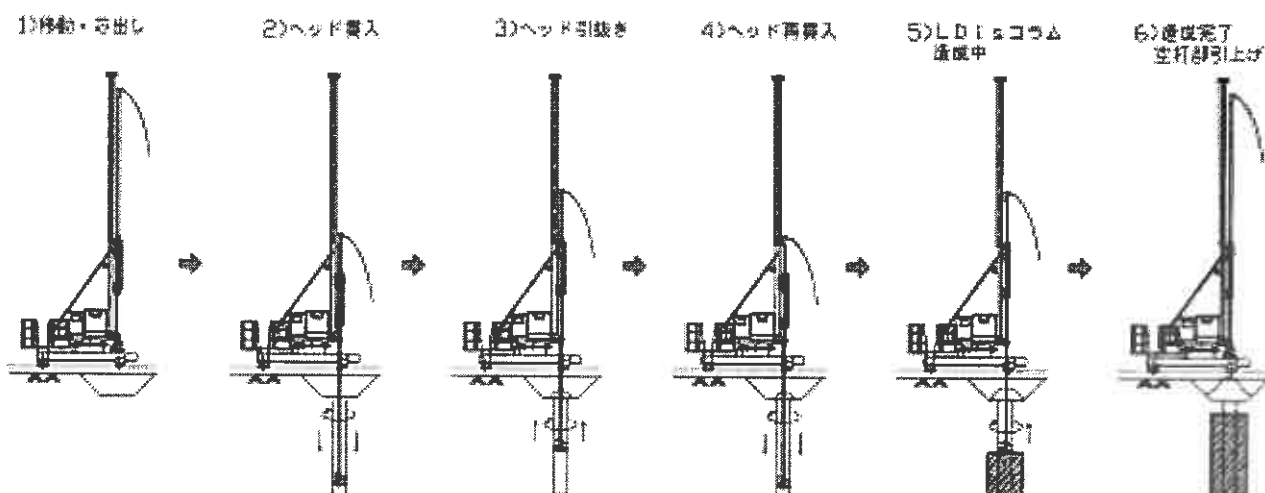


図-3 LDis 工法の施工手順図

3. LDis工法の改良仕様

3.1 標準改良径

LDis 工法は、ボーリングマシンを使用する方式であるが、機械攪拌翼のLDis ヘッド $\phi 0.6\text{m}$ を有することから、噴射攪拌することで大口径な改良径が得られる。表-2にLDis工法の対象土質と改良径の関係を示す。また、比較的硬質地盤である砂地盤 $N \leq 20$ および粘性土地盤 $c \leq 70\text{kN/m}^2$ の地盤に対しても適用可能である。

さらにLDis工法では、固化材スラリー吐出量を増すこと

表-2 対象土質と改良径

対象土質		LDis工法 改良径 D(m)	LDis-Dy工法 改良径 D(m)
砂	$N \leq 5$	1.5	1.8
	$5 < N \leq 10$	1.4	1.7
	$10 < N \leq 20$	1.2	1.5
粘土	$C \leq 5\text{kN/m}^2$	1.8	—
	$5 < C \leq 30\text{kN/m}^2$	1.6	1.9
	$30 < C \leq 40\text{kN/m}^2$	1.4	1.7
	$40 < C \leq 50\text{kN/m}^2$	1.2	1.5
	$50 < C \leq 70\text{kN/m}^2$	1.0	1.2
腐植土	$W \leq 100\%$	1.6	1.9

で地盤切削力を向上させ、さらに大口径の改良体を造成し経済性を高めた LDis-Dy 工法が開発実用化されている。

3.2 施工仕様

LDis 工法は、超高压噴流体による地盤の切削攪拌混合を主体としているため、施工時の吐出圧力、吐出量、回転数および改良時間等の管理を行うことが重要である。表-3に改良径、改良品質を確保するための標準施工仕様を示す。また、LDis 工法に用いる固化材は、表-4に示すように安定性の高い専用固化材を土質・目的等に応じて使用する。

表-3 標準改良仕様

固化材	セメント系固化材
水・固化材比	W/C=1.0(1.5)
吐出圧力:p	p=40MPa
吐出量:q	q=100~150L/分
回転数:r	20±2rpm
改良時間:t	≥4分/m (砂≥3分/m)

表-4 専用固化材

固化材	対象土質	LDis-Dy 工法
C-201	軟弱土全般 (砂~腐植土)	早期強度大 安定固化
C-215	腐植土 砂質土	長期強度大 特殊土固化

3.3 改良土の特性

本工法を適用して改良する場合の改良体の室内強度(q_{ul})と実際の現場強度(q_{uf})の関係を図-4に示す。一般的に機械攪拌工法を用いた場合には $q_{uf}=1/2\sim 1/3 q_{ul}$ の関係が示されている。LDis 工法では高压噴射攪拌による高い攪拌混合性能を考慮し、 q_{ul} と q_{uf} の比は $q_{uf}=2/3 q_{ul}$ 程度が得られている。また、高压噴射攪拌部と機械攪拌部の強度のばらつきは同等程度であり、設計において改良体の設計強度(q_{ud})と室内強度(q_{ul})の関係は一般的に式-1としている。

$$q_{ud} = \frac{1}{3} \times q_{ul} \quad (\text{式-1})$$

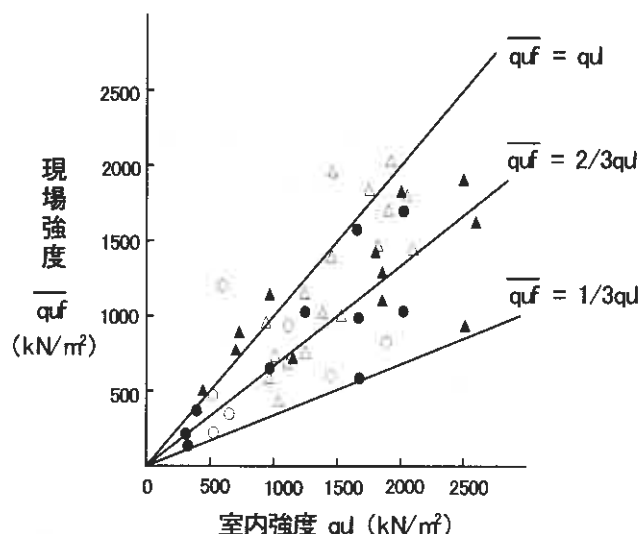


図-4 改良土の室内～現場強度の関係

4. 地盤の変位測定例と変位予測

LDis 工法における施工時の地盤変位の抑制効果の測定例として、図-5に示すように施工仕様を同一とし、混入固化材スラリー量分の土砂を排出し施工した LDis 工法および非排土施工した攪拌翼付き高压噴射攪拌工法による比較を行った。地盤変位の測定は挿入式傾斜計を設置し、水平変位量を比較した。計測位置はそれぞれ改良杭芯から $x=1.2\text{m}$ の離隔を保った位置で計測した。その測定結果を図-6に示す。LDis 工法の水平変位量は最大で4mm程度であったのに対し、非排土施工では40mm程度が生じている。混入固化材スラリー量分を排出した LDis 工法では、1/10程度に低減されていることが分かる。

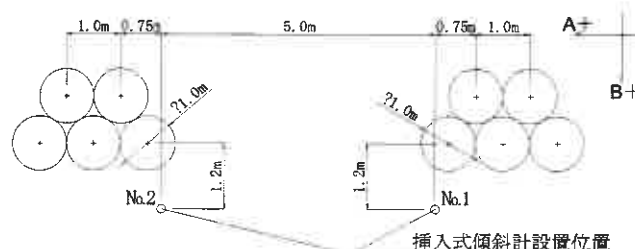


図-5 計測位置関係図(平面図)

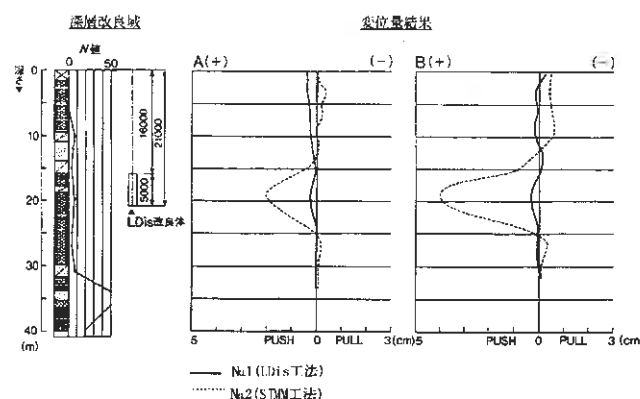


図-6 水平変位測定結果

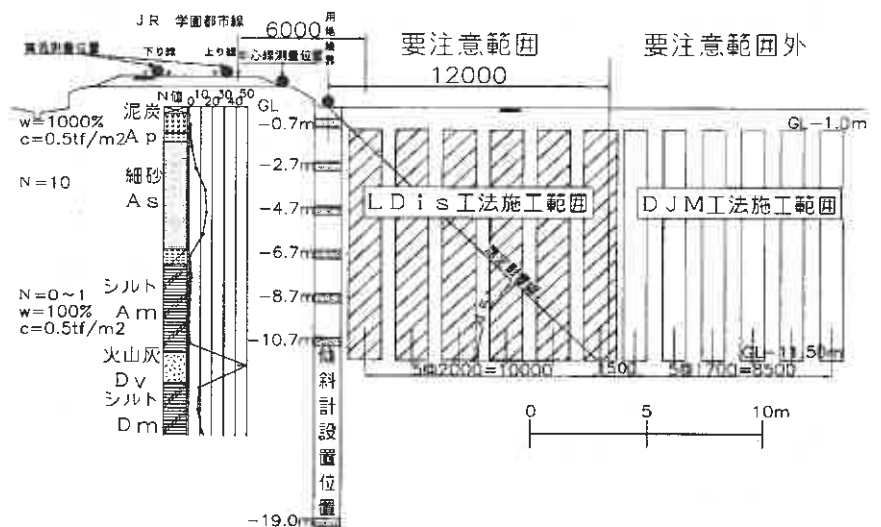
5. 施工事例

5.1 すべり(側方移動)防止に対する適用

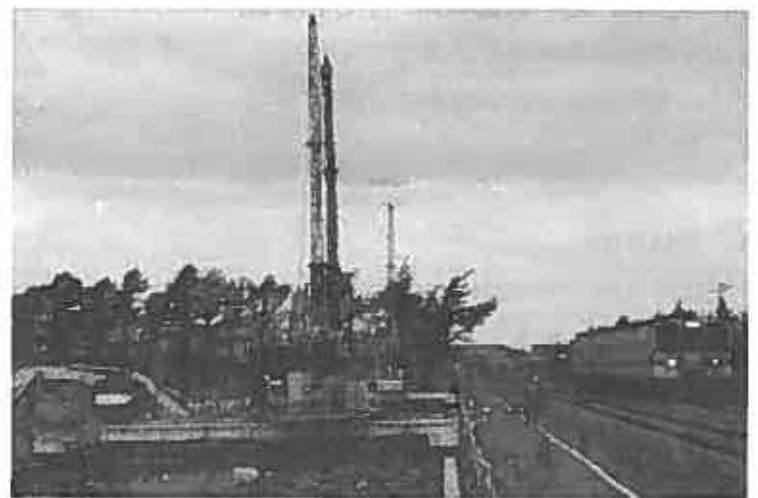
本工事は、泥炭層を含む地盤において、養護学校の新築工事に伴い、盛土造成工事によるすべり破壊（側方移動）等が懸念された。また、この施工域にはＪＲ線学園都市線の営業線が近接しているために、施工時に軌道に対する変位防止を目的とした工事である。なお、水平変位の影響範囲外についてはＤＪＭ工法を適用されている。図－７に施工断面図および写真－５に施工状況写真を示す。

軌道変形量の許容値は、管理基準値として、「軌道整備心得」の「高低狂い」を参考に整備基準値の５０％程度の±１０ｍｍを警戒値と設定して施工が行われた。

観測位置は敷地境界線に沿って延長１０ｍピッチに配置して計測した。その結果、いずれの個所においても、施工完了後の軌道部で水平・鉛直方向ともに±２～３ｍｍと小さく、施工中の最大沈下量も最大±５～６ｍｍ程度生じたものの、管理基準値内に収まり、軌道への影響はなく無事に工事を完了することができた。



図－７ 施工断面図

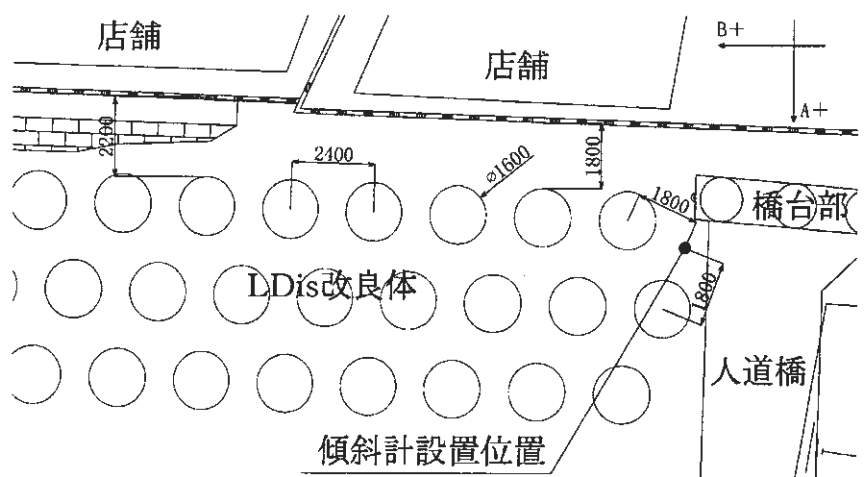


写真－５ LDIs 施工状況

5.2 圧密沈下防止に対する適用

本工事は、基礎地盤が軟弱な沖積粘性土地盤に河川堤体の嵩上げを行う工事である。改良目的は圧密沈下抑制であるが、LDIs 工法の適用は、改良範囲の周辺には既設人道橋（杭基礎）および建築物（店舗・民家）が近接しているために、地盤改良施工時の変位低減が求められたためである。図－８に改良配置平面図を示す。

この地域の地盤は、非常に軟弱で表土（１．０ｍ程度）から下層に約１０ｍ程度に自沈層（粘性土）が堆積しており、既存の店舗も着工以前から傾き



図－８ 改良体配置平面図

が確認されている。施工時における建屋等の既設構造物の許容変位量を 10mm と定めて施工が開始された。図-9 に地盤の水平変位量の計測結果を示す。

施工時には一定の区画毎に排出土量を実際に有形の柵で計測した結果、混入固化材スラリー量に対し、ほぼ 100% に近い排出土量が確認された。

施工時の地盤の水平変位量は、施工完了後、最大で 5mm 程度となり各構造物の動態観測記録では 1mm 程度の測定誤差の変位量で無事完了した。

しかし、変位量は許容値以下で周辺構造物に対しては変位はなかったが、地表部付近では、逆に改良域側へ引き込まれによる変位が見られた。本工法を採用の際には動態観測を行いながらの施工が望まれる。

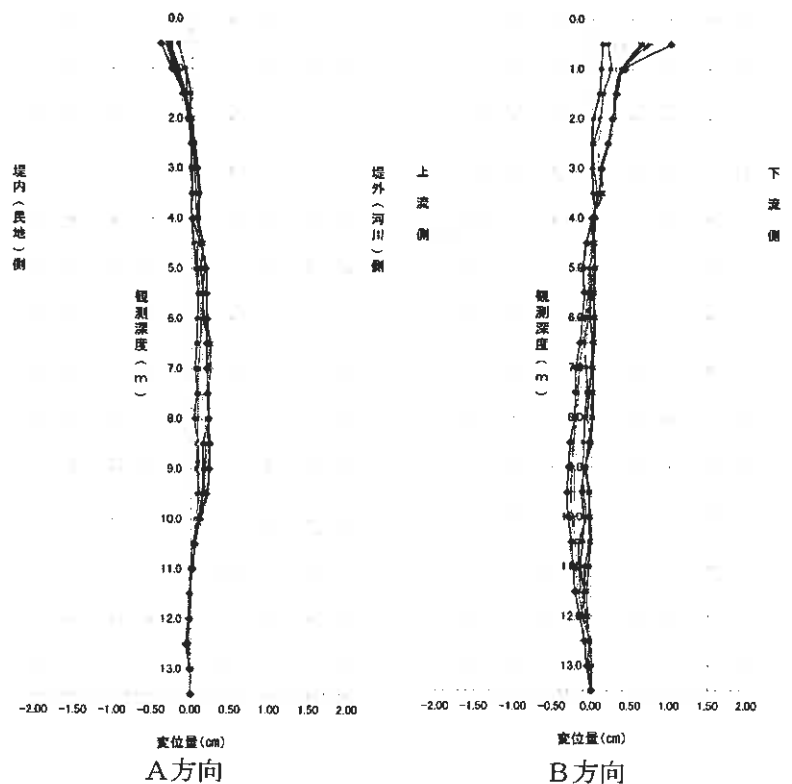


図-9 施工時における水平変位量

6. おわりに

既設構造物近傍において地盤改良等を行う際に周辺地盤に変位が生じる場合があり、その環境保全に多くの配慮が必要である。高圧噴射攪拌工法のうち、従来のエアを併用する多相管工法では、エアリフト作用により多量のスライムを発生させ、処分場の確保等に苦慮する場合が多い。

LDis 工法は、固化材混入スラリー量を必要最小限とし、かつ、LDis ヘッドを介し、混入した固化材スラリー量に相当する原土を排出することで地盤変位を抑制することができる。LDis ヘッドによる地山との縁切り効果と排土作用により、固化材スラリー噴射と同時に噴射量に見合う原土を地表へ排出させることで、変位を抑制することができる。排出土には固化材の混入がなく、エア併用高圧噴射攪拌工法と比べ、改良時間が短時間のため排出量も少なく、また、河川内の施工も可能で水質汚濁がないなどの特徴を併せ持ち、経済的で、かつ環境に配慮された地盤改良工法である。

なお、LDis 工法は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 (KT-980135-V) されており、優位性、安定性が高いことから、その活用促進が望まれている。

〔参考文献〕

- 1) 植木博, 柿沼章夫, 山口勝, 鈴木孝一: 周辺地盤への影響が少ない地盤改良工法の開発と施工, 建設の機械化, p36, 1995.5
- 2) 小西康人, 松田俊樹, 鈴木孝一: 低変位型高圧噴射攪拌工法 (LDis 工法) における施工事例—鉄道営業線近接施工を伴う札幌地区養護学校造成工事—, 基礎工, p38, 1999.3
- 3) 鈴木孝一, 西尾経: 機械排土式低変位高圧噴射攪拌工法—SDM工法とLDis工法の設計・施工—, 軟弱地盤の改良⑩, 総合土木研究所, p89, 1999.11

縦型回転攪拌方式による中層改良工法の概要と施工事例

小野田ケミコ株式会社 鈴木孝一*, 西尾経**, 伊藤達也**, 末島鍊寿郎**, ○木下和徳***

1. はじめに

最近の地盤改良工事では、施工能率、改良品質が高く、施工コストの縮減および施工環境に配慮した工法が求められている。このような背景から、経済性が高く、かつ大型機械を使用せず、浅層域から深度 11m 程度までの中層改良域を効率的に改良が可能な縦型回転攪拌方式の地盤改良工法であるツイン・ブレードミキシング工法（以下 T B 工法と略記する）が開発・実用化された。縦型回転攪拌方式である T B 工法は、3m～11m の浅・中層改良域の改良深度を直径 $\phi 1.5\text{m}$ × 幅 1.5m の縦型回転式の大径攪拌翼（ツインブレード）で断面形状が矩形状の杭式改良体を造成するものである。また、本工法はバックホウをベースマシンとすることで機動性が増し、また、改良体の品質に欠かすことのできない施工の鉛直性、攪拌深度および攪拌翼回転数等を管理するシステムを装備している。

本稿では、縦型回転攪拌混合方式による攪拌混合の概要と工法仕様および本工法の施工事例について報告する。

2. 縦型回転中層攪拌処理工法の概要

2.1 工法の特徴

T B 工法¹⁾²⁾は、深度 11m までの領域を縦型回転攪拌混合方式により改良体を造成する機械混合処理工法の一つである。写真-1 は、本施工機械の概要を示す。駆動形式は、攪拌装置ケーシングの先端部に装備した左右両側に鉛直回転する 2 つの大径攪拌翼（ $\phi 1.5\text{m}$ ）により、攪拌翼幅 $B=1.0\text{m} \sim 1.5\text{m}$ の矩形柱状改良体を地中に形成する。施工機は高トルク仕様の攪拌装置の採用により、大径攪拌翼で改良対象土と固化材スラリーとを強制的に攪拌混合する。このため、攪拌効率が高く、ばらつきの少ない品質の改良体が得られる。改良断面は $1.5\text{m} \times 1.5\text{m}$ の正形状から $1.0\text{m} \times 1.5\text{m}$ の長形状まで、目的に応じ選択することが可能である。施工機械の空頭高の比較において、従来施工機では、改良深度 11m 程度の場合に約 21m の三点支持式杭打ち機が必要とされる。しかし、T B 工法では、攪拌装置ケーシングにほぼ等しい約 12m の機械高に収められる。これは、従来施工機の機械高の約 1/2 であり、空頭の制約を受けにくい。



写真-1 縦型回転攪拌（T B）工法施工機

* Koichi SUZUKI	東京都荒川区東日暮里 3-11-17	営業本部	TEL:03-5615-7035 FAX:03-5615-7022
** Wataru NISHIO	東京都荒川区東日暮里 3-11-17	技術・開発部	TEL:03-5615-7044 FAX:03-5615-7023
** Tatsuya ITOH	東京都荒川区東日暮里 3-11-17	技術・開発部	TEL:03-5615-7044 FAX:03-5615-7023
** Renjuro SUEJIMA	東京都荒川区東日暮里 3-11-17	技術・開発部	TEL:03-5615-7044 FAX:03-5615-7023
*** Kazunori KINOSHITA	北海道札幌市中央区北 3 条西 1-1	札幌支店	TEL:011-219-6560 FAX:011-219-7887

また、駆動装置は、攪拌装置の下部に設けられているため機械の安定性が高いことも特徴の一つである。

2.2 攪拌混合機構

T B工法では、攪拌駆動装置を攪拌翼に直結させることで、回転トルクを効率よく伝達することができる。貫入・引抜き工程において、縦型回転する攪拌翼により、鉛直方向に一定速度で回転する攪拌翼と改良速度の関係から、細やかな攪拌軌跡³⁾が得られることになる。つまり、この攪拌翼の軌跡は、4つの攪拌翼に取り付けられた複数の攪拌ブレードが他の攪拌ブレードの軌跡に重ならないように工夫されている。

3. 縦型回転攪拌混合方式による施工仕様

3.1 適用土質

T B工法の適用地盤を表-1に示す。粘性土地盤では $N \leq 5$ 、砂地盤では $N \leq 10$ としている。なお、表層部あるいは空打ち部にコンクリートがら、廃棄物、碎石、玉石等の障害物がある場合には、あらかじめ、これらを除去することが必要である。

3.2 施工機の適用範囲

T B工法においては、表-2に示すように、改良深度6～11mの深度に応じて、3機種から選定する。いずれの機種も攪拌翼形状は、標準的には $\phi 1.5\text{m} \times \text{B}1.5\text{m}$ の矩形状である。この場合の攪拌面積 $A=2.25\text{m}^2$ であり、円形状の改良断面が一般的な機械攪拌工法（改良径 $\phi 1.0\text{m} \times 2$ 軸方式）の改良面積 $A=1.5\text{m}^2$ と比べ、1.5倍の改良面積となり、小型機械でありながら施工能力、施工効率が高い特徴を有している。

3.3 施工機械構成

T B工法の施工機械構成³⁾は、図-1に示すように大きく施工機部とプラント設備部に区分される。前述のようにT B施工機はバックホウをベースマシンとし、アーム部分に取り付けた攪拌ケーシング先端に大口径の縦型回転のツインブレード攪拌装置が装備されている。改良の施工精度ならびに品質を確保するため、深度、回転数、固化材スラリー流量および施工の鉛直性等が一括計測可能な管理システムを新たに導入した。写真-2には、深度ならびに鉛直性検出装置の取り付け状況を示す。改良深度は、独自に開発した差圧式の計測器により、 $\pm 1\text{cm}$ の精度で検出が可能である。また、鉛直性の管理には、検出精度が $\pm 0.5^\circ$ の傾斜検出器を採用した。写真-3は、オペレータ席に配置された管理システムの各種データの表示状況であり、施工状態を的確に把握するこ

表-1 適用地盤

砂質土	$N \leq 10$
粘性土	$N \leq 5$ ($C \leq 50\text{kN/m}^2$)
腐植土	$w \leq 1000\%$

表-2 施工機種の適用範囲

形 式	T B 7M	T B 9M	T B 12M
適用深度	6m	8m	11m
施工機クラス	35t級	45t級	45t級特殊仕様

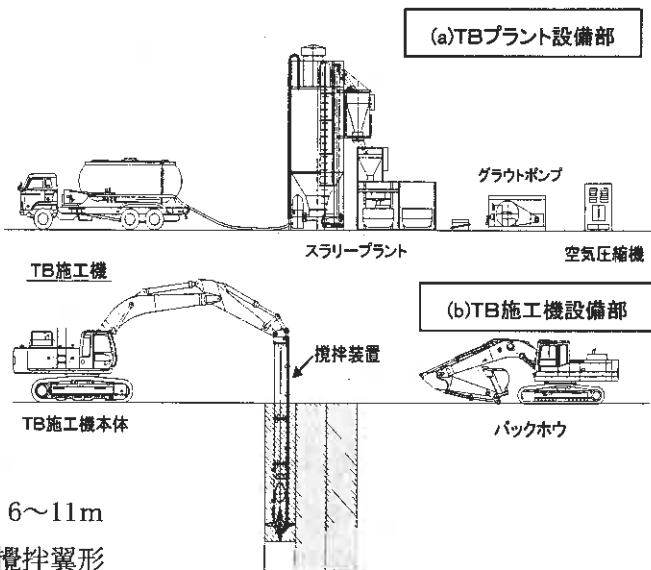


図-1 施工機械構成図



写真-2 深度・鉛直性管理検出装置



写真-3 オペレータ席内管理モニタ

とができる。

プラント設備部の機能は、所定の水セメント比に調整した固化材スラリーを施工機の攪拌装置に圧送することである。図-1(a)がTBプラント設備の配置例で、セメントサイロに貯蔵された固化材は、スラリープラントで所定の水セメント比となるように水と混練される。さらにグラウトポンプによって施工仕様に定められた流量の下で、固化材スラリーが回転ブレードの吐出口より吐出される。

3.4 施工方法

TB工法の標準的な施工手順は、次の通りである。

- ①所定の位置に施工機を移動させ、大径攪拌装置をセットする。
- ②攪拌装置の垂直性を確認した後、先端の大径攪拌翼を回転させ、下部吐出口から配合試験により決定された固化材スラリーを $q=100\text{l}\sim 200\text{l}/\text{分}$ で吐出させ、エアも同時に併用しながら攪拌・貫入する。
- ③下端に達した後に固化材スラリーを上部吐出口に切り替え、TB攪拌装置を引き抜きながら、攪拌混合を行い、以降同様な施工手順を繰り返す。

管理方法は、一般的な機械攪拌工法とほとんど同等の杭式改良の手法による管理ができ、管理上の煩雑さがない。

3.5 改良配置形式

TB工法の改良配置の形式は、前述のとおり杭式改良で、かつ改良体は矩形柱体を基本としている。改良形式では、写真-4に全面改良の事例を、また、写真-5に帯状の格子状改良の事例を示す。全面改良、杭式改良および格子状改良等、目的に応じた配置が可能である。特に全面改良の場合では、従来の円形状改良方式はラップ面積が大きいのに対し、TB工法は矩形状改良であるため、ラップロスが避けられ、配置に無駄が少ない。

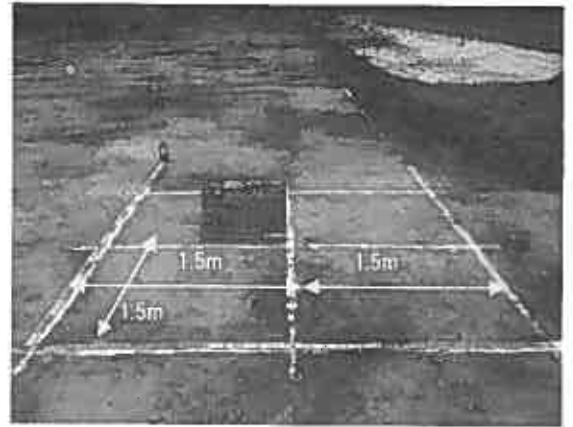


写真-4 全面改良状況

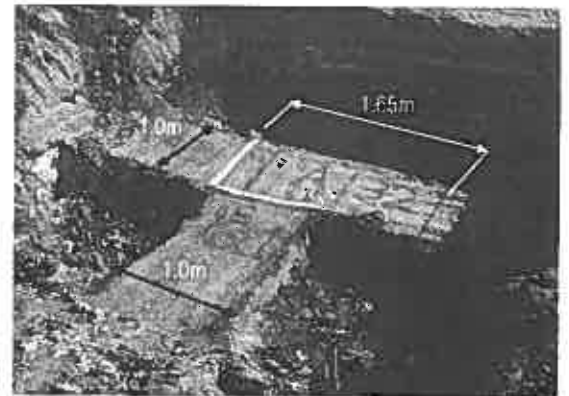


写真-5 格子状改良一部掘削状況

4. 縦型回転攪拌混合方式による改良土の特性^{2) 3)}

4.1 改良土の室内強度と現場強度の関係

TB工法により改良された改良土の室内改良強さ q_{ul} と現場改良強さ q_{uf} の関係を図-2に示す。この関係によると、およそ砂質土は $q_{uf}/q_{ul} \geq 1$ 、また、粘性土では $0.5 \leq q_{uf}/q_{ul} \leq 1$ となる。

この関係から、施工仕様上 q_{ul} と q_{uf} の比は、 $\overline{q_{uf}} \approx 1/2 \overline{q_{ul}}$ 程度が推奨される。なお、杭式改良あるいは格子状改良の場合には、 $\overline{q_{uf}} \approx 1/3 \overline{q_{ul}}$ としている。

4.2 攪拌回数と改良強度の変動係数^{2) 3)}

改良土の品質を表す指標として、攪拌ブレードの回転数 n 、ケーシングの貫入速度 V_d ならびに引き抜

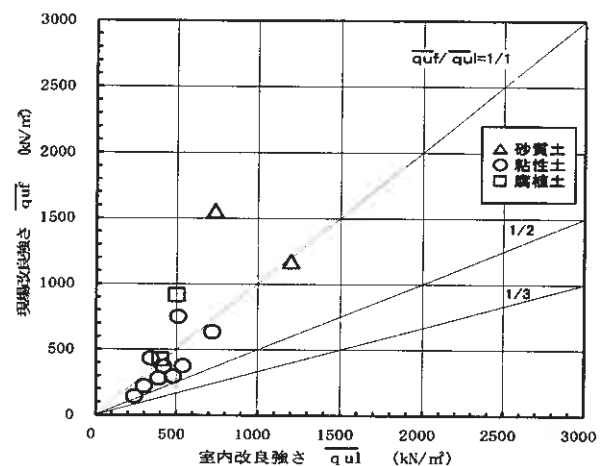


図-2 改良土の室内～現場強さの関係

き速度 V_u から、先ず攪拌回数 N (回/m) を求めた。

$$N = 4n \left(\frac{1}{V_u} + \frac{1}{V_d} \right) \quad (1)$$

これと現場改良強度 q_{uf} の変動係数 V との関係を求めた結果が図-3である。同図より、現場改良強度の変動係数 V は、攪拌回数 N の増大に対して、漸減する傾向が窺われる。すなわち、攪拌回数 N の大きさは、単位深さ当りの攪拌密度であり、原土と固化材の混ざり具合と関連し、 N が大となると、改良強度のばらつきは縮小すると考えられる。しかしながら、図-3のデータより判断する限り、対象土の種類と変動係数 V の関係は、砂質土では $10\% < V < 30\%$ 、粘性土では $10\% < V < 50\%$ となった。ただし、 $N \geq 230$ (回/m) のときの変動係数は、概ね $10\% < V < 30\%$ となるのが認められる。

5. 施工事例

5.1 施工概要

本工事^{2) 3)}では、旧室蘭本線 JR 跡地に沿って現況の既設雨水排水路を撤去し、ボックスカルバートに敷設整備し直し、その上部にサイクリングロードを新設する事業計画である。

本改良域には施工箇所近接して、既設下水道管が平行に埋設されているために施工時の地盤変位の抑制、また、空打ち施工が可能で、土層毎に固化材混合量の設定が可能なツイン・ブレードミキシング工法が採用された。

5.2 地盤条件

地盤条件は、表-3に示すように、上層部に含水比 $w=160\%$ の腐植土層 Ap_2 の泥炭性軟弱地盤で、下層部には含水比 $w=60\%$ の粘性土層 Ac_2 で構成されている。設計強度 $q_{ud}=85\text{kN/m}^2$ とし、目標改良強度 $q_u=170\text{kN/m}^2$ で計画され、固化材配合量は、配合試験の結果、腐植土層では $a_w=190\text{kg/m}^3$ 、粘性土層では $a_w=182\text{kg/m}^3$ とした。

5.3 施工方法

施工方法は、図-4に示すように、タイプ1の改良全長 $L_c=5.9\text{m}$ で、 Ap_2 層の $L_c=3.9\text{m}$ と Ac_2 層の $L_c=2.0\text{m}$ の二層改良である。

施工管理方法として、TB管理装置から出力される施工データのグラフにより管理を行った。施工データ

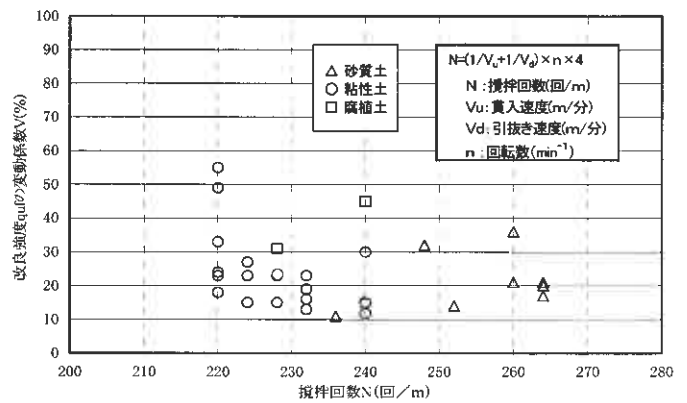


図-3 攪拌回数と改良土の変動係数の関係

表-3 地盤条件

土質	単位体積重量 γ_t (kN/m^3)	含水比 w (%)	粘着力 C (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	配合量 a_w (kg/m^3)
Ap_2	11.5	160	15	0	190
Ac_2	16.5	60	20	0	182

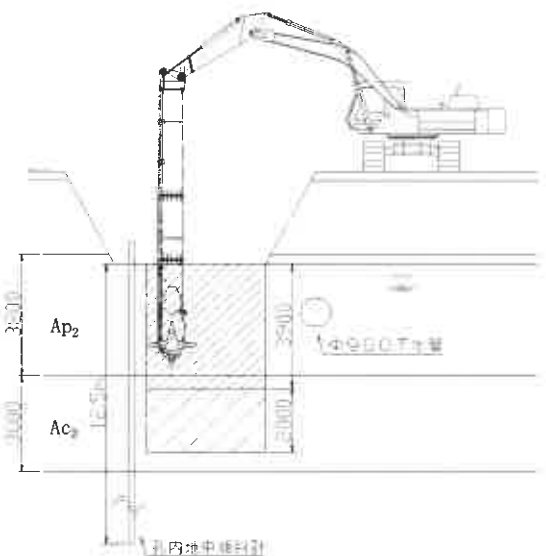


図-4 施工断面図

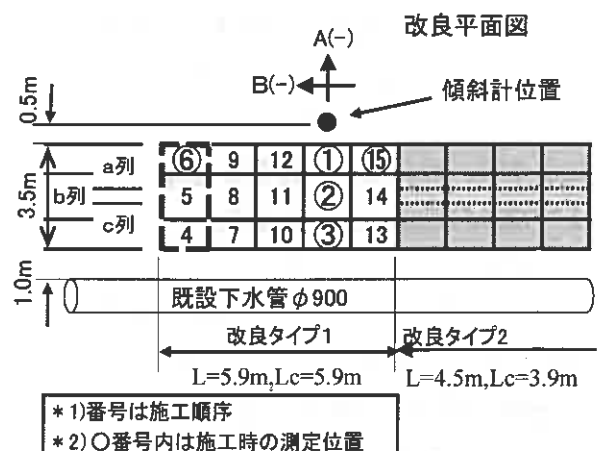


図-5 施工時の地盤変位測定位置

グラフは、TB施工時の深度、回転、積算流量を施工経過時間ごとに記録する方式である。

5.4 施工時の地盤変位測定結果

施工域には改良側面から離隔距離 $x=1\text{m}$ の位置に $\phi 900\text{mm}$ の既設下水管が敷設されている。既設下水管が受ける施工時の地盤変位の影響を検証するため、地中傾斜計を最も改良深度の深い改良長 5.9m の改良タイプ1のエリアにおいて、既設下水管との反対側に設置し、施工時の地盤変位を測定して既設下水管の変位を予測した。

挿入式傾斜計の設置位置は、図-5に示すように、改良側面から離隔距離 $X=0.5\text{m}$ の位置とした。施工順序は、傾斜計の位置に最も近接する杭NO.1から杭NO.15まで順に施工を行った。地盤変位の測定方法は、杭番号NO.1～NO.3については、杭の施工完了直後に測定した。その後は杭NO.6およびNO.15の施工完了直後に測定した。それぞれの施工時の地盤変位量を測定した結果が図-6である。改良域と直行方向にあるA方向では、測点順序①で 1cm 程度、また、測点順序②の施工完了時に最大 2cm 程度の押し出しの変位が生じた。また、地盤改良域との並行するB方向では、15本の施工杭を施工したが、最大 0.5cm 程度の変位となった。以上の計測結果より、既設下水管へ与える影響を推測すると、埋設管は高さ 2.9m の盛土下にあり、A方向の最大 2cm の変位量は地表部であり、その後の累積変位量はなく、最終の地盤変位は 0.5cm と戻る方向に収束しており、地盤変位の影響はないものと考えられる。なお、写真-7は、既設下水管のマンホール躯体部が地盤改良域の直近にある状況を示すが、観測施工による施工を実施した結果、マンホール部および既設下水管体への変位は認められなかった。

5.5 品質管理

改良後にオールコアボーリングにより改良コアを採取し一軸圧縮試験による改良品質を確認した。材齢28日の改良強さの結果、各地層の平均改良強さ $q_{uj}=212\sim 357\text{N}/\text{m}^2$ で改良目標



写真-6 TB工法の施工状況



写真-7 既設下水管とマンホール部の近接施工状況

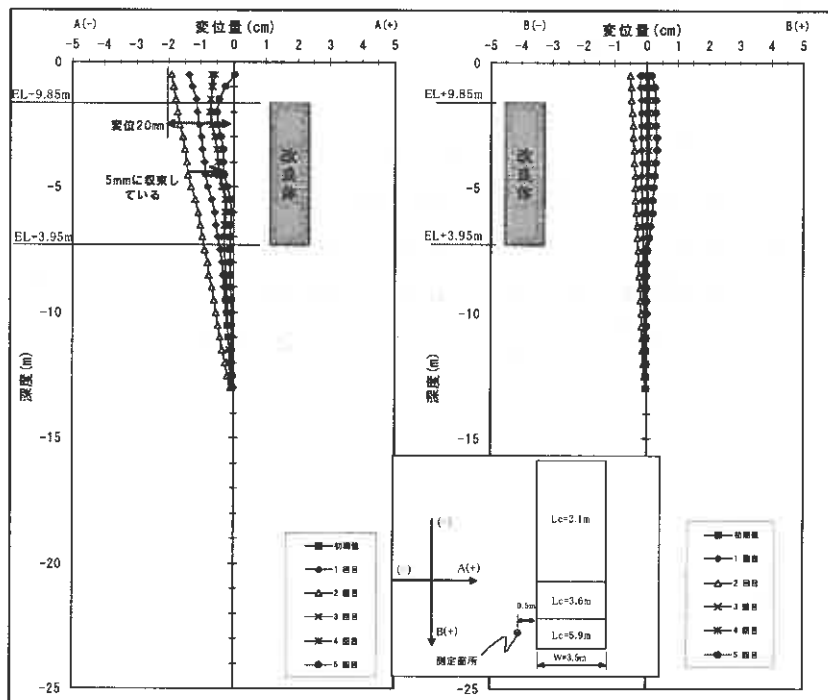


図-6 TB施工時の地中変位量測定結果

強さ $q_u=170 \text{ kN/m}^2$ を満足していた。

改良強さの変動係数 $V=3.5\sim 26.1\%$ と均一性も高いと考えられる。また、写真－8 は改良後の改良天端部の掘削完了形状を示すが、均一な改良状況が確認されている。

6. まとめ

T B 工法は鉛直方向に回転する縦型回転攪拌混合方式による攪拌駆動装置を装備し、回転トルクを効率よく伝達させ、鉛直方向に固化材スラリーと改良対象土を強制的に攪拌することが特徴である。また、改良形状は、矩形断面状の改良形式のため、全面改良、杭式改良、格子状改良等の配置ができる。施工管理手法として、攪拌回数 $N=230$ 回/m 以上で改良土の変動係数は、 $V=10\sim 30\%$ が確保されることを確認した。また、実施工において、施工時の地盤変位を測定した結果、低変位な施工が可能であることが確認された。なお、本工法は、国土交通省の公共工事等における新技術活用システム (NETIS) に登録 (KT-050086-V) されており、試行調査において技術の優位性が高いことから、有用な新技術の活用促進として、少実績優良技術に指定されている。

表－4 改良強さ結果

採取位置	泥炭Ap ₂		粘性土Ac ₂	
	平均値 $\overline{q_u}(\text{kN/m}^2)$	変動係数 V(%)	平均値 $\overline{q_u}(\text{kN/m}^2)$	変動係数 V(%)
1	357.9	14.8	346.9	26.1
2	300.8	16.3	—	—
3	332.8	8.2	337.0	3.5
4	276.5	15.1	216.2	16.2
5	258.1	15.9	—	—
6	212.3	8.6	—	—



写真－8 T B 施工後の改良部掘削面状況

【参考文献】

- 1) 松岡大介, 竹田敏彦, 西尾経, 堀口哲夫, 末島鍊寿郎: ロータリー式攪拌工法の開発と施工事例, 第4回技術報告会, p7, 北海道土木技術会, 2006.1
- 2) 鈴木孝一, 西尾経, 伊藤達也: 縦型回転混合攪拌方式による矩形中層改良工法の概要と施工事例, p121, 平成20年度建設施工と建設機械シンポジウム, 2008.10
- 3) 鈴木孝一, 西尾経, 田中信哉, 近藤省一, 斎藤邦夫: 縦型回転攪拌混合方式を用いた矩形中層改良工法の改良機構と施工事例, p183, 第8回地盤改良シンポジウム, 2008.11
- 4) ツイン・ブレードミキシング工法: NETIS 新技術情報提供システム, 2006.1

機械攪拌工法と高圧噴射攪拌工法の複合技術概要と施工事例

小野田ケミコ株式会社 鈴木 孝一¹⁾、西尾 経²⁾、松岡 大介³⁾、今井 治憲⁴⁾

1. はじめに

近年、地盤改良工法による道路工事や河川護岸工事において既設構造物に近接した施工や、市街地内の再開発事業等における掘削を伴う都市土木では、沖積粘性土地盤の開削工事等の土留めの安定、底盤改良による受働土圧の増加等を目的とした地盤改良工法が用いられる。しかし、このような都市土木の地盤改良施工では、一連の工程で山留め等との一体化を図れることや既設構造物や周辺地盤への変位等の影響が少ないことなど施工環境に配慮した施工方法が求められている。

また、深層混合処理工法には、多種多様な工法があるが、設計段階では改良特性は定めているものの、施工時における周辺地盤等への環境影響については明確に規定されていないことが多い。

SDM 工法は、機械攪拌工法と高圧噴射攪拌工法の両面を併せた複合技術で、大口径な改良体を造成しながら、既設物との密着施工、改良体相互との一体化を図りつつ、改良時には地盤変位の抑制が可能である。本稿では、低変位施工と機械攪拌高圧噴射攪拌機構の両面を有するハイブリットな改良方式で環境に配慮した SDM 工法の技術概要と施工事例について報告する。

2. SDM 工法の概要

(1) 施工システムとその特徴

SDM 工法 (Super Deep Jetmixing Method) は、機械攪拌と高圧噴射攪拌を併用した複合技術で構成された地盤改良工法¹⁾である。写真-1 に示すように、三点支持式杭打機をベースマシンとし、二軸式機械攪拌翼先端部から超高压ジェットを噴射攪拌することで、従来深層混合攪拌工法に比べ、大口径の改良体を得られ、1 日当たりの施工量が大量に処理でき、高速施工が可能で工期の大幅な短縮が図れる。改良時には攪拌軸に装着したオーガースクリュにより、排出土の制御ができ低変位施工が可能である。また、本工法では改良体の外周部が超高压ジェット噴流による攪拌混合のため、基礎杭や山留め壁への密着施工、改良体相互のラップ施工による一体化が図れる。山留め掘削の補助として適用される先行地中梁の造成と土留めとの一体化および受働土圧の増加を目的とした山留めとの一体化など一連の工程により施工が可能である。



写真-1 SDM工法施工機械と高圧水噴射状況

一般的にスラリー攪拌工法では、地中内にスラリー状の液体を混入させるため、地中変位が生じる場合が多い。本工法では変位抑制方法として、改良時に攪拌軸に装備したオーガースクリュの回転方向の制御

1) Koichi SUZUKI	東京都荒川区東日暮里 3-11-17 営業本部	TEL:03-5615-7035	FAX:03-5615-7025
2) Wataru NISHIO	東京都荒川区東日暮里 3-11-17 技術・開発部	TEL:03-5615-7044	FAX:03-5615-7023
3) Daisuke MATSUOKA	東京都荒川区東日暮里 3-11-17 技術設計部	TEL:03-5615-7036	FAX:03-5615-7025
4) Harunori IMAI	札幌市中央区北 3 条西 1-1 札幌支店	TEL:011-219-6560	FAX:011-219-7887

により、固化材スラリー混入量に見合う量の土砂を排出するため、低変位な施工が可能である。また、その排出土は原土のみで固化材の混入はほとんどないことから、現場内での再利用も可能である。さらに環境面では、エア噴射を伴う高圧噴射工法と異なり、発生土に固化材スラリーの混入がほとんどないため、河川、湖沼等の水質汚濁の影響が少なく、水中内でも同様に低変位および密着施工等の目的で適用されている。

(2) 工法の原理

1) 攪拌メカニズム

本工法の攪拌混合メカニズムは、機械攪拌翼の噴射攪拌装置の先端部から地盤中に固化材スラリーを超高圧ジェット噴射させ、切削破壊混合しながら所定の改良径を造成し、均一に攪拌混合する。

機械攪拌翼に組み込まれた噴射攪拌装置には、超高圧ジェット噴流体をよりシャープな線状噴流の形態で強力な切削性能を持たせている。装置内は地盤の切削距離をさらに延伸させる目的から、精密に内面加工を施した長身の円管部の整流域および噴流ノズルの先端口までの縮流部が円滑整形されている。

2) 複合攪拌混合

機械攪拌部と超高圧噴射攪拌部とのハイブリット化により、まず噴射攪拌装置から圧力 $p = 40\text{MPa}$ 、吐出量毎分 $q = 100 \sim 150\text{L}$ の超高圧ジェット噴流により地盤を切削破壊しながら改良径を造成する。次に切削混合攪拌され乱された混合土は、噴射攪拌装置の背面に瞬時に移動するとともに、さらに機械攪拌翼との攪拌混合が複合的に攪拌混合され均一な改良が行われる。図-1にSDM工法の攪拌メカニズムの概要図を示す。

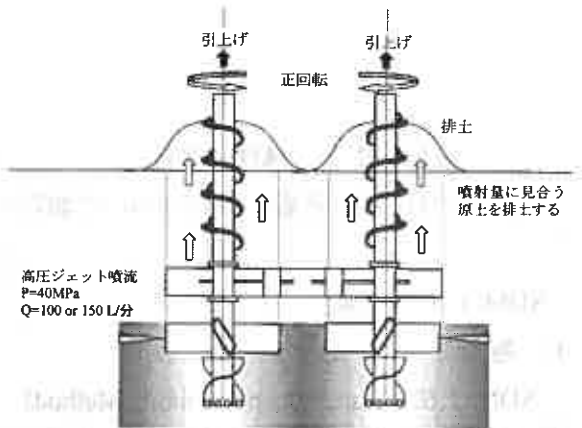


図-1 SDM工法メカニズム概要図

表-1 施工機械構成

機 械 名	仕 様
SDM処理機	SDM駆動装置、耐圧40MPa 施工管理装置
SDMオーガスクリュー	特殊オーガスクリュー×2軸 SDMオーガヘッドφ1.0m×2軸 軸間長1.4m～2.0m
超高圧大容量ポンプ	吐出圧力P40MPa 吐出量Q100～1500/分
スラリープラント	処理能力20m ³ /h
発動発電機	550kVA, 450kVA, 75kVA
バックホウ	0.6m ³ 、排出ガス対策型

(3) 機械構成

本工法の施工機械の構成は、表-1に示すようにSDM 処理機側および超高圧ポンプが設置されるプラント側に大別され、図-2に機械構成図を示す。SDM 処理機では三点支持式杭打機を用い、SDM駆動装置は二軸式アースオーガで超高圧耐圧化を施している。

プラント側では、固化材をスラリー状に調製し、超高圧ポンプを介し、攪拌軸先端の噴射攪拌装置へ圧送する。また、施工管理装置は、施工に関するデータをプラント側とSDM 処理機側から検出し、同時に監視し施工管理装置に送信して、自動的に記録される。

(4) 施工手順と改良管理方法

本工法の施工手順を図-3に示す。施工方法として、SDM攪拌翼を所定深度まで定速度で貫入する。このとき、変位抑制のために貫入する攪拌装置容積分の土砂を同時に排出する。改良時において、連続的に引上げながら回転する方法では、高圧ジェット噴流体は噴射攪拌装置が精密になるほどシャープさが保たれる

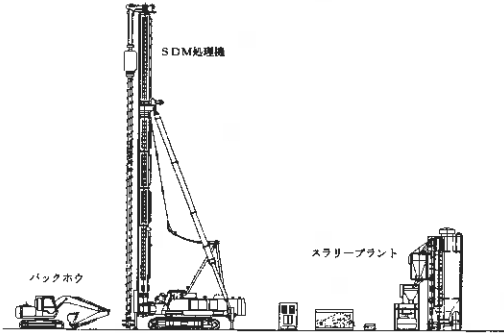


図-2 SDM工法施工機械図

反面、噴射切削幅が狭いため、同一位置の切削破壊が行われず、改良側面がスパイラル状となる。

本工法では、新たに開発した精密で高精度に操作管理が可能なステップ巻上げ装置の機能により、正確なステップ間隔と時間管理を行いながら、ステップ方式で改良する。超高圧ジェット噴流を一定のステップ時間を同一位置で繰り返し地盤切削混合させることで、均一で大口径の改良体を造成する。また同時に攪拌軸ロッドスクリュを正回転あるいは逆回転を組み合わせることで、固化材混入スラリー量に見合う土量を排出することによって、改良時の地盤変位を制御し抑制できる。

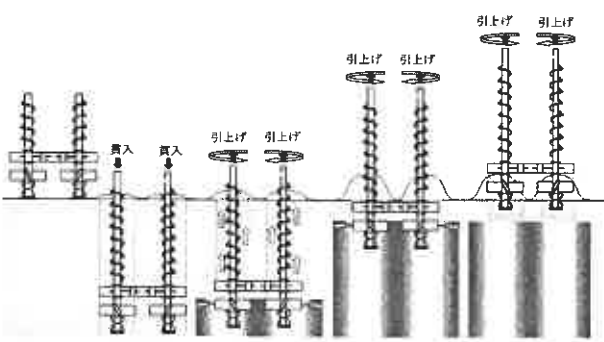


図-3 施工手順

表-2 改良対象土質と改良径の関係

対象土質		SDM工法		SDM-Dy工法	
		改良径 D(m)	断面積 A(m ²)	改良径 D(m)	断面積 A(m ²)
砂	$N \leq 10$	1.8m×2軸	5.05	2.1m×2軸	6.81
	$10 \leq N \leq 20$	1.6m×2軸	4.02	1.9m×2軸	5.56
粘土	$C \leq 30 \text{ kN/m}^2$	2.0m×2軸	6.07	2.3m×2軸	8.08
	$30 < C \leq 40 \text{ kN/m}^2$	1.8m×2軸	5.05	2.1m×2軸	6.81
	$40 < C \leq 50 \text{ kN/m}^2$	1.6m×2軸	4.02	1.9m×2軸	5.56
	$50 < C \leq 70 \text{ kN/m}^2$	—	—	1.6m×2軸	3.92
腐植土	$w \leq 500\%$	2.0m×2軸	6.07	2.3m×2軸	8.08

*1) SDM工法:軸間1.7m, *2) SDM-Dy工法:軸間1.9mの場合

3. SDM 工法の改良仕様

(1) 標準改良径と改良断面積

本工法の改良径は、超高圧噴射攪拌を基本原理としているため、対象土の粘着力、 N 値により設定径が異なる。改良径 $\phi 1.6\text{m} \sim \phi 2.3\text{m} \times 2$ 軸、面積 $A=4\text{m}^2 \sim 8\text{m}^2$ と、従来の二軸式機械攪拌工法における $\phi 1.0\text{m} \times 2$ 軸、面積 $A=1.5\text{m}^2$ に比べ、 $A=2.7 \sim 5.3$ 倍の改良体が得られる。また、攪拌軸間を $1.4\text{m} \sim 2.0\text{m}$ に変更することで、様々な改良形状に変えることが可能である。適用対象土の範囲は、標準的には粘性土では $C_u \leq 70 \text{ kN/m}^2$ 、砂では $N \leq 20$ としている。SDM 工法の標準改良径を表-2に示す。本工法では、より大径化および高粘着力地盤への適用として、SDM-Dy 工法を選定するなど経済性が図れる。

表-3 適用地盤

土質	適用地盤
砂質土	$N \leq 20$
粘土	$C_u \leq 70 \text{ kN/m}^2$
腐植土	$w \leq 500\%$

表-4 標準改良仕様

固化材	セメント系固化材
水・固化材比	W/C=1.0(1.5)
吐出圧力:P	P=40MPa
吐出量:Q	Q=100~150ℓ/分
回転数:r	20±2rpm
改良時間:t	≥4分/m

(2) 施工仕様

1) 適用地盤

SDM 工法の適用地盤を表-3に示す。標準径 $\phi 1.0\text{m}$ の攪拌翼を有するため、表層部あるいは空打ち部のコンクリートがら、廃棄物、碎石、玉石等の障害物がある場合には、あらかじめ撤去が必要である。

2) 標準施工仕様

本工法の攪拌混合は超高圧噴流体による対象地盤の切削破壊・混合攪拌が主体であるため、施工時の吐出圧力 p および吐出量 q 、改良時間 t および回転数 r 等の管理が重要で、その標準施工仕様を表-4に示す。

(3) 改良土の性状

本工法により改良された改良土の室内改良強さ

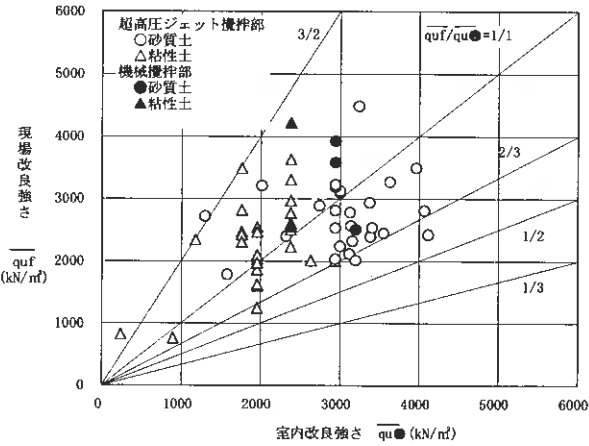


図-4 改良土の室内～現場強さの関係

(q_{ud}) と現場改良強さ (q_{uf}) の関係を図-4に示す。この関係によると q_{ud} と q_{uf} の比は、 $\overline{q_{uf}} \approx 1/2 \overline{q_{ud}}$ 程度が得られている。また、超高压ジェット攪拌部と機械攪拌部との強度のばらつきは、ほぼ同等程度である。また、設計において、改良体の設計強度 (q_{ud}) と室内改良強さ (q_{uf}) の関係は一般的に式-1としている。

$$q_{ud} = \frac{1}{3} \times q_{uf} \quad (\text{式-1})$$

4. 地盤の変位制御方法と変位予測

(1) 地盤変位の抑制制御と効果

本工法の地盤変位を抑制させる制御方法は、施工時に図-5に示すように攪拌軸に装着したオーガースクリュの回転を正回転と逆回転の比率を組み合わせることで行うことができる。図-6は攪拌軸の正回転と逆回転の比率と排出土量の関係の一例を示したもので、この関係をもとに変位抑制管理を行う。また、排出土率は、土質にもよるが標準排出土率は100%である。

(2) 水平変位量の測定例

施工時の地盤の水平変位の測定例として、従来方式(非排土方式、排土率25%)と排土方式(排土率75%)の施工方法により、挿入式傾斜計を設置し比較したものである。改良仕様は表-5に示すように、貫入長 $L=12\text{m}$ 、改良長 $L_c=10\text{m}$ において、改良部(改良杭芯)と傾斜計の離隔距離を2.0mとし、その結果を図-7に示す。SDM 施工による水平変位は、従来方式と比較すると、 $1/5 \sim 1/10$ に低減しており、排出土率を高め、確実に排出することが地盤の水平変位の低減に寄与する。また、水平変位は地盤内への固化材スラリー混入量と排出土率との関係には密接な関係がある。

(3) 地盤水平変位量の推移

SDM 施工時における改良深度 L と改良体側面からの傾斜計位置 X の比 (X/L) と地盤水平変位量 δ の関係を図-8に示す。SDM 施工を $L=10\text{m}$ の深度まで行った場合に SDM 改良体側面から $X=1\text{m}$ ($X/L=0.1$) において、水平変位量 $\delta=1\text{cm}$ 程度と極めて小さく、近接した施工による変位は少ない。また、 $X/L=0.4$ 以上では、 δ はゼロに等しくほぼ水平変位は生じないことから、環境面に配慮した地盤改良工法である。

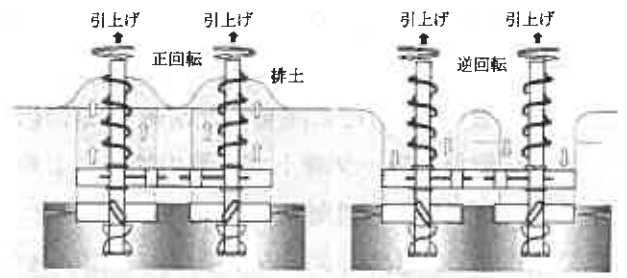


図-5 正回転と逆回転による排土制御模式図

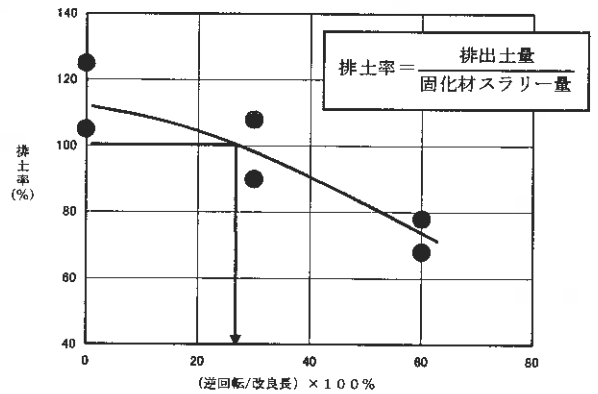


図-6 正・逆回転比率と排出土率の関係(一例)

表-5 試験施工における改良仕様

貫入長	$L=12\text{m}$, $\Sigma L=72\text{m}$	ピッチ	1.5m×3.0m, 千鳥配置
改良長	$L_c=10\text{m}$, $\Sigma L_c=60\text{m}$	面積比	$A_s=96\%$
施工仕様	$P=40\text{MPa}$, $Q=100\text{kg/分} \times 2\text{軸}$	改良強度	$q_u=600\text{kN/m}^2$
混入量	$a_w=110\text{kg/m}^3$	改良径	$D=1.8\text{m} \times 2\text{軸}$
改良時間	$t=5\text{分/m}$	軸間長	$L=1.5\text{m}$
施工本数	SDM: 3セット 従来方式: 3セット	改良面積	$A=4.89\text{m}^2$
水・固化材比	$W/C=1.5$	固化材	ジオライト10

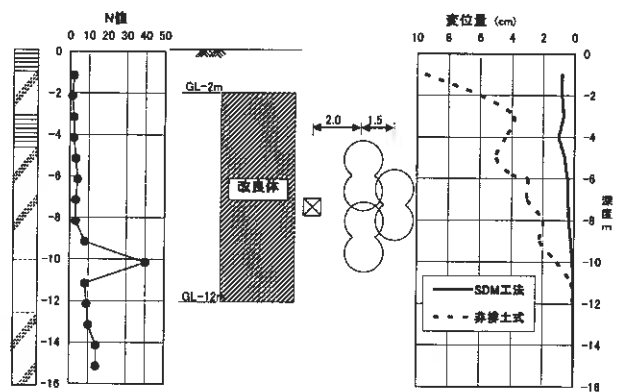


図-7 施工時における地盤変位計測例

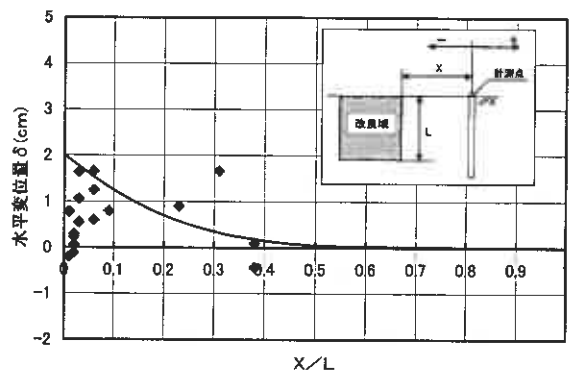


図-8 SDM 工法における地盤水平変位量

5. 施工事例

(1) 開削工事の適用

本工事は共同溝の築造工事において、掘削に伴う受働土圧の増加を目的とした底盤改良と周辺地盤と土留め矢板の変形防止および掘削時の止水防止を目的としたものである。工事仕様は改良深度 8.6m, 改良長 3.6m, 改良本数 120 セット, 設計改良強度 $q_u = 1000 \text{ kN/m}^2$ である。また, SDM 改良仕様は, 改良径 $\phi 2.0 \text{ m} \times 2$ 軸, 断面積 $A = 5.69 \text{ m}^2$, $P = 30 \text{ MPa}$, $Q130 \text{ L/分}$, 改良時間 $t = 5 \text{ 分/m}$ である。

図-9 に SDM 改良体の配置図, 図-10 に施工断面図を示す。変位抑制方法では、回転比率を 50% として行った。SDM 施工時の排出土は、混入固化材スラリー量のほぼ 100% の原土が排出され、原土には固化材の混入が見られなかった。また、図-9 に示した位置に挿入式傾斜計を設置し、地盤の水平変位を測定した結果を図-11 に示す。この結果、水平変位量は約 1cm 程度であり、周辺地盤への影響は認められなかった。

(2) 液状化対策における適用

本工事は、マンション建設工事において、液状化対策および掘削に伴う受働土圧の増加を目的としたものである。

本敷地周辺には、共同溝が近接しており、地盤改良工施工時および掘削時の山留め壁の影響を測定するため、地中傾斜計を設置して施工を行った。

工事仕様は、改良深度 17.5m, 改良長 7.5m, 改良本数 2,914 セット, 設計改良強度 $q_u = 400 \text{ kN/m}^2$ である。また, SDM 改良仕様は, 改良径 $\phi 2.0 \text{ m} \times 2$ 軸, 断面積 6.28 m^2 , $P = 40 \text{ MPa}$, $Q = 100 \text{ L/分}$, 改良時間 $t = 4 \text{ 分/m}$ である。

図-12 に SDM 改良体の配置図, 図-13 に施工断面図, 図-14 に傾斜計による変位測定結果を示す。X 方向は、山留め壁に対して直角方向, Y 方向は平行方向である。施工時における最大水平変位量は、十数 mm であり、周辺構造物に対し影響なく施工を行うことができた。

(3) 支持力増加および掘削時の安定における適用

本工事は、排水機場における構造物の直接基礎（支持力増加）および掘削時の土留めの安定を SDM-Dy

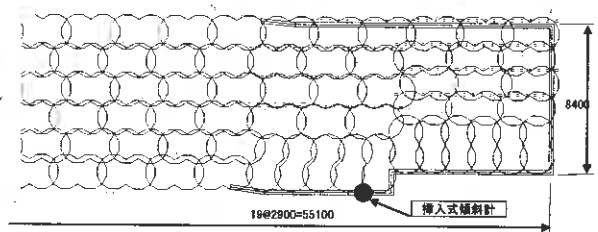


図-9 共同溝のSDM改良杭配置平面図

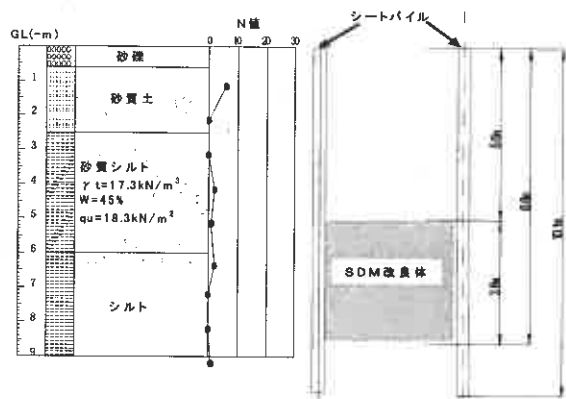


図-10 土質柱状図と施工断面図

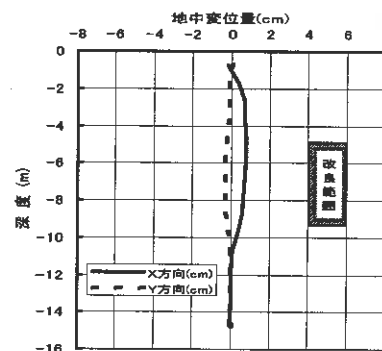


図-11 施工時における水平変位量

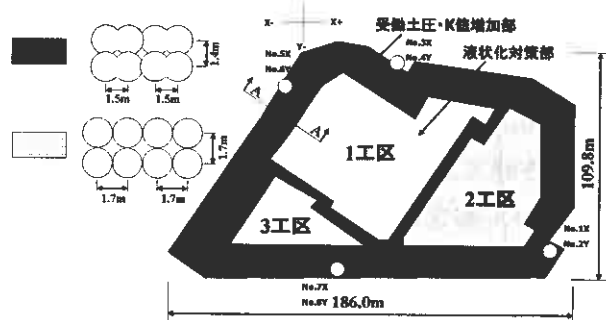


図-12 マンション工事のSDM改良杭配置平面図

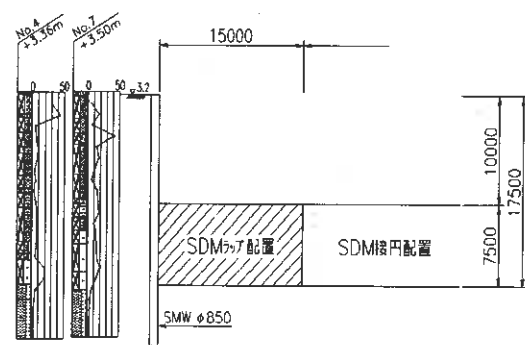


図-13 土質柱状図と施工断面図

工法にて施工した事例である。

工事仕様は、改良深度 31.0m, 改良長 22.2m, 改良本数 234 セット, 設計改良強度 $q_u = 650 \text{ kN/m}^2$ であり, 継ぎ施工にて施工を行った。また, SDM-Dy 改良仕様は, 改良径 $\phi 2.3 \text{ m} \times 2$ 軸, 断面積 5.63 m^2 , $P = 40 \text{ MPa}$, $Q = 150 \text{ L/分}$, 改良時間 $t = 4 \text{ 分/m}$, 掘削部については, 貧配合 (改良時間 $t = 2 \text{ 分/m}$) である。

図-15 に施工配置図, 写真-2 に掘削状況を示す。改良出来型については, 所定の改良径も確保され, ラップ施工も良好であり, 掘削完了から 2 ヶ月程度経過した後も改良体は安定した状態を保持していた。

6. おわりに

SDM 工法は, 機械攪拌方式と高圧噴射攪拌方式を組み合わせた複合技術で, 大口径な改良体を造成しつつ, 既設物との密着施工等が図れ, 経済性の高い地盤改良工法といえる。また最近の都市土木で求められる低変位な施工として, 改良時の地盤変位の制御により抑制が図れる。また, 排出土は, エアを併用する高圧噴射攪拌工法と異なり, 固化材を含まない原土であることから, 水中施工も可能なことなど環境面に配慮した環境にやさしい工法で, 今後, 様々な施工環境に応じて用いられることが考えられる。

なお, 本工法は, 国土交通省の公共工事等における新技術活用システム (NETIS) に登録 (KT-98013-V) されており, 活用効果評価において技術の優位性が高く安定性が確認されたことから, 有用な新技術の活用促進として設計比較対象技術に指定されている。

《参考文献》

- 1) 鈴木孝一, 西尾経: 機械排土式低変位高圧噴射攪拌工法—SDM工法とLDis工法の設計・施工—, 軟弱地盤の改良⑩, 総合土木研究所, p. 89, 1999.11
- 2) 鈴木孝一, 西尾経, 松岡大介: 高圧噴射攪拌による高速低変位施工を実現したSDM工法 (高速低変位深層混合処理工法) の概要, 建設の施工企画④, p29, 2008.4

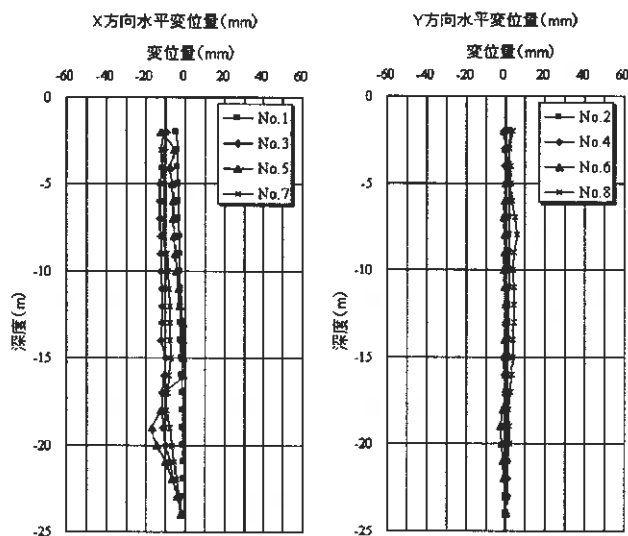


図-14 施工時における水平変位量

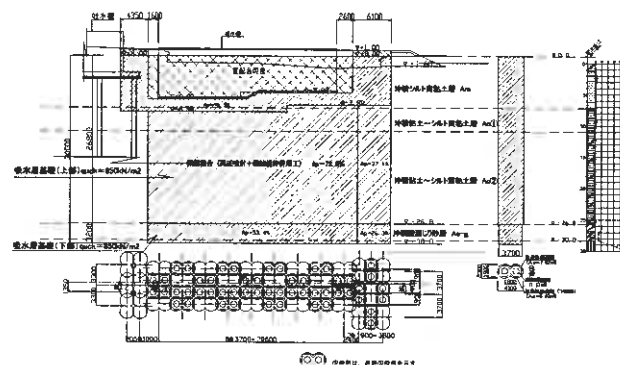


図-15 施工断面図



写真-2 掘削状況

固化破碎土による補強土壁背面盛土の施工

寒地土木研究所 佐藤厚子 西本 聡
函館開発建設部 九笹英司

1. はじめに

用地確保が困難な盛土施工箇所では、土留め擁壁と比較して、施工が容易、基礎地盤処理が簡易などの理由により¹⁾補強土壁工法が採用されることが多い。補強土壁は土中に敷設する補強材と土との摩擦効果を期待するものであるため、補強土壁背面に用いる盛土材料は、せん断抵抗が大きく、締固めが容易で圧縮性が小さいことが適当とされている。一方、資源の有効利用の観点から現地で発生した材料が不良な場合であっても改良して使用することが求められる。改良の方法として、北海道では積雪寒冷地であることから施工期間が限られ、曝気乾燥の適用が困難であり、セメントや生石灰などの固化材による改良を実施することが多い。しかし、固化材により改良した材料は、粘着力を有するものの内部摩擦角を有しない材料であるため、補強土壁背面盛土材として適した材料であるとは必ずしもいい難い。

今回、ジオテキスタイルによる補強土壁工法を採用する工事で、そのままの状態では補強土壁背面盛土材として使用できない材料を固化材により改良し固化破碎土とすることにより補強土壁背面盛土材として施工することができた。

本報告は、その施工例を紹介するものである。

2. 固化破碎土

固化破碎土とは図-1に示すように、対象土に固化材を混合し、適当な時間放置(以降放置時間と称する)した後、固化が完了する前に破碎し締固め可能な材料としたものである。固化破碎土は放置時間により強度特性が異なる。放置時間が短いときは、まだ固化が進んでいない状態で破壊するため締固め時の強度は低くコーン指数は小さいが、締固めからある程度養生すると固化能力が発揮され、一軸圧縮強さは大きくなる。一方、放置時間が長くなるとある程度強度が発現した状態で破碎するため、破碎した土の塊自体に強度を持ち、コーン指数は大きくなるが、破碎した土の塊と塊は固化能力が小さくなり、一軸圧縮強さは小さくなる²⁾。この性質により放置時間が短いと内部摩擦角は小さく粘着力は大きい。放置時間が大きくなると内部摩擦角は大きく、粘着力は小さくなる傾向にある³⁾。これを利用して、補強土壁背面盛土材として適した材料への改良が可能と考えた。

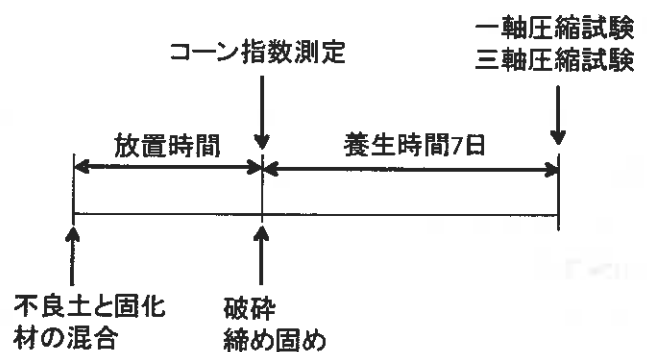


図-1 固化破碎土の放置時間と養生時間

3. 発生土の性質

施工箇所付近で発生した土砂の基本物性値を表

Atsuko Sato	062-860	札幌市豊平区平岸1条3丁目	・	TEL 011-841-1709・FAX 011-841-7333
Satoshi Nishimoto			同上	
Eiji Kusasa	049-0101	北斗市追分4丁目11番2号	・	TEL 0138-49-2631

ー 1 に示す。発生土は細粒分質砂質礫に分類され、補強土壁背面盛土材として適用可能な材料である。自然含水比状態で締め固めたときの内部摩擦角は 19.5 度、粘着力は 39.4kN/m² である。このせん断強度では補強材は長くなり、当該施工現場の用地内に補強土壁背面盛土を施工できない。

また、この材料は、自然含水比状態でのコーン指数が 985kN/m² であり、十分に締固めが可能な材料と考えられる。ジオテキスタイルによる補強土壁背面盛土では締固め度 90%が管理基準値である⁴⁾。そこで、発生土について実際の転圧機械であるタイヤローラで締め固めて基準値を満足できるかを確認した。図ー 2 に転圧回数と乾燥密度の関係を示す。転圧回数 7 回で乾燥密度 1.795 (締固め度 89.3%) となったが、基準値である 90%を満足できなかった。さらに転圧回数を大きくすると乾燥密度は低くなり、この材料では基準値を満足できないと判断し、固化材による改良の一つである固化破碎土とすることとした。

4. 改良の手順

固化破碎土を補強土壁背面盛土材として施工するための流れを図ー 3 に示す。

①施工条件の検討

補強土壁背面盛土が用地幅におさまるように、補強土壁背面盛土材として必要な強度を設定する。また、施工ヤード、工期を考慮して放置時間を設定する。このとき、環境上の条件も考慮しなければならない。

②室内配合試験

①で設定した条件を満足するために室内配合試験を実施する。室内配合試験では本施工で使用する固化材の種類、試験施工時の固化材混合量を定める。また、盛土の施工管理値を決定する。

③試験施工

本施工で用いる施工機械により試験施工を行い、本施工の転圧回数と固化材混合量を決定する。

④本施工

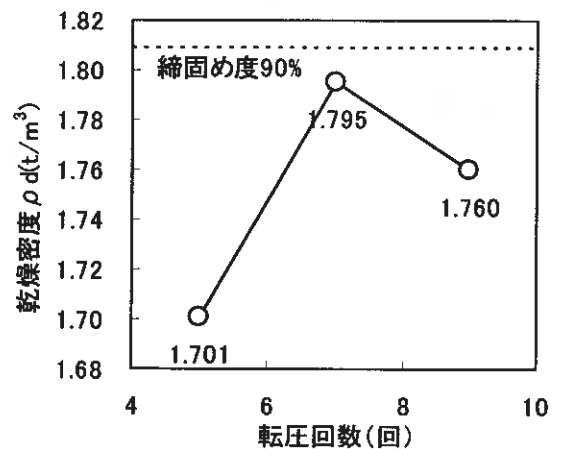
③で決めた施工管理値を満足していることを確認しながら施工する。

4. 1 施工条件の検討

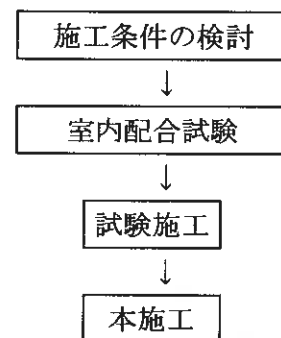
補強土壁背面盛土材とするために、固化破碎土を作製するに当たり次に示す条件を満足することとした。

表ー 1 発生土の基本物性値

土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.695
自然含水比 w_n (%)		16.4
粒度特性	最大粒径 (mm)	75
	2000 μ m (%) ~	56.9
	75 ~ 2000 μ m (%)	30.2
	~ 75 μ m (%)	17.9
コンシステンシー限界	液性限界 w_L (%)	42.1
	塑性限界 w_P (%)	24.8
地盤材料の分類名		細粒分質砂質礫 GFS
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)		2.010
最適含水比 w_{opt} (%)		12.8
せん断特性 (CD)	内部摩擦角 ϕ (度)	19.5
	粘着力 c (kN/m ²)	39.4
コーン指数 q_c (kN/m ²)		985



図ー 2 転圧回数と乾燥密度



図ー 3 固化破碎土を補強土壁背面盛土材として施工するための流れ

①施工できる強度

補強土壁工法は補強材と盛土材とが一体化していなければならず、十分な敷き均し転圧をしなければならない。通常の補強土壁背面盛土の施工は、ブルドーザにより敷き均した後、タイヤローラで転圧する。固化破碎土に改良した材料についても同様にブルドーザとタイヤローラで施工する。タイヤローラが走行できるコーン指数は $q_c=1000\text{kN/m}^2$ である。本工事では、 $q_c=1000\text{kN/m}^2$ を目標値とした。

②盛土として安定する強度

補強土壁の構造は、盛土材のせん断強さにより計算する。改良土を補強土壁背面盛土材とする場合には、用地の制限より決められる補強土壁の安定性を確保できる内部摩擦角、粘着力を得ることができるようにする。本工事では、用地の制限により補強材の長さが決められ、盛土材の強度を内部摩擦角 30 度、粘着力 10kN/m^2 とした。

③環境基準を満足していること

改良に用いる固化材を生石灰としない場合は、六価クロム溶出量が 0.05ml/l 以下でなければならない⁹⁾。また、酸、アルカリによる補強材への影響を抑制するため、 pH が許容値内 ($4 < \text{pH} < 12$) になければならない⁹⁾。

4. 2 室内配合試験

4. 2. 1 試験方法

①固化破碎土の作製方法

固化破碎土の作製手順を図-4に示す。固化材を発生土に混合してから手で軽く全体をまとめる（生石灰または石灰系の固化材を用いるときは発熱・膨張作用が完了するまでの 24 時間が経過してから次の作業に移る）。含水比が変化しないようにビニール袋などに入れて、地盤工学会安定処理土の締固めをしない供試体の作製方法⁹⁾に準拠して温度 $20 \pm 3^\circ\text{C}$ で所定の期間養生した後破碎する。このとき、試験用供試体の直径に応じた粒径となるように、固化した材料が固い場合は金づちなどで破碎し、軟らかい場合には手で引きちぎって細かくする。固化材を混合しないときの三軸圧縮試験では、供試体の直径を 10cm としたので試料の最大粒径を 19.5mm と調整した。固化破碎土の三軸圧縮試験も同じ条件とし、破碎後の最大粒径を 19.5mm とした。

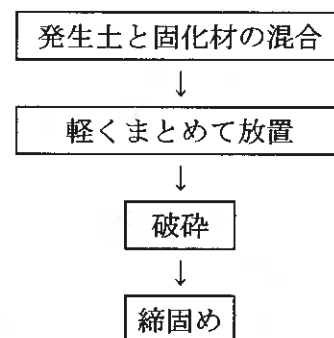


図-4 固化破碎土作製の流れ

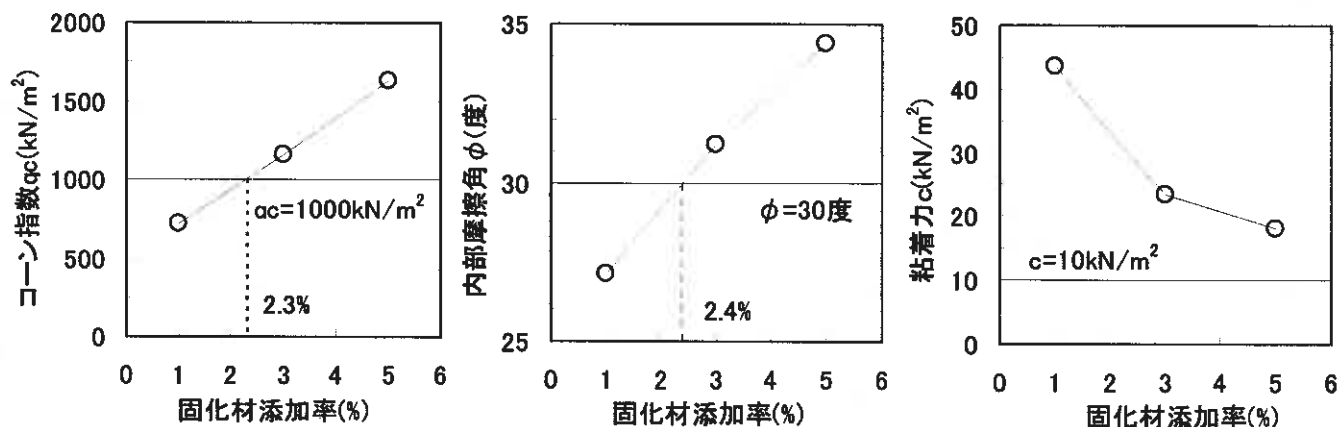
破碎した材料を 15cm モールドに 1 層当たり 55 回、3 層突き固めたときのコーン指数を測定した。このときと同じ密度で三軸圧縮試験用供試体を作製し、7 日養生後に三軸圧縮試験を行った。なお、三軸圧縮試験は、固化破碎土を砂質土として、圧密排水(CD)条件によった。

②固化材の決定

改良のための固化材は、セメントや生石灰などがあり、室内試験により 2～3 種類の固化材を用いた配合試験を行い、最も経済的な固化材を決定する。本工事では、補強土壁工事の近傍に固化材による改良土盛土工事があったことと、補強土壁背面盛土工事量が比較的少なかったことから、同じ固化材による改良が効率的と考え、改良土による盛土工事で使用する生石灰系固化材を用いることとした。なお、固化材

表-2 固化破碎土の強度

固化材添加率 (%)	コーン指数 q_c (kN/m^2)	内部摩擦角 ϕ (度)	粘着力 c (kN/m^2)
1.0	718	27.1	43.6
3.0	1155	31.2	23.4
5.0	1627	34.4	18.2



図－5 固化破碎土の強度

は発生土の湿潤重量に対して混合した。

4. 2. 2 試験施工の配合量の決定

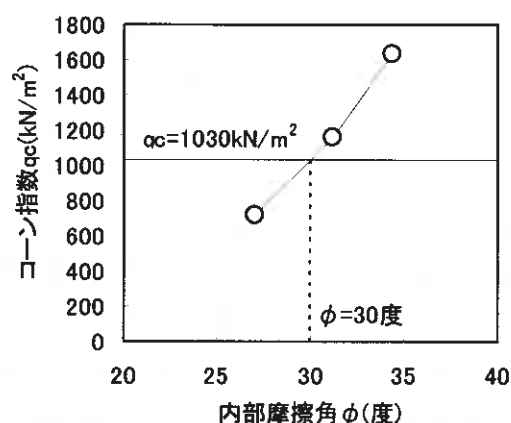
固化材添加率とコーン指数、内部摩擦角、粘着力を表－2、図－5に示す。固化材添加率を大きくすると、コーン指数、内部摩擦角は大きくなり、粘着力は小さくなる。この図より、補強土壁背面盛土材として必要な強度であるコーン指数 $q_c = 1000 \text{ kN/m}^2$ となる固化材添加率は 2.3%，内部摩擦角 30 度となる固化材添加率は 2.4%である。粘着力については、試験の範囲では目標値を確保できた。いずれも満足する固化材添加率は 2.4%であるので、この固化材添加率で施工する。なお、固化材添加率 2.4%の固化破碎土の六価クロム含有量を測定したところ不検出であった。pH も基準値の範囲内であることを確認している。

4. 2. 3 現場管理値

補強土壁工法では内部摩擦角、粘着力により盛土の安定性を決定しているので、施工現場ではこの強度であることを確認しなければならない。しかし、直接盛土から試験用供試体を採取し、これらの強度を測定することは、試料採取のための経費が大きくなること、および試験実施に多く時間を要することから、実用的にはかなり困難である。そこで本施工例においては、盛土施工後のコーン指数 q_c により盛土の強度を推定することとした。内部摩擦角とコーン指数の関係を図－6に示す。内部摩擦角 30 度に対応するコーン指数は 1030 kN/m^2 である。これより、転圧直後のコーン指数が 1030 kN/m^2 であれば内部摩擦角 30 度以上あると判断することとして、これを確認しながら施工することとした。

4. 3 試験施工

本施工の転圧回数を決めるために試験施工を実施した。地山に対して 2.4%に相当する生石灰系固化材 (40.2 kg/m^3) を混合し、バックホウのバケットにより軽く押さえつけて、仮置き場に放置する。3 日後、バックホウのバケットなどにより改良土を切り崩しながら、



図－6 内部摩擦角とコーン指数の関係

表－3 転圧回数とコーン指数

転圧回数 (回)	コーン指数 q_c (kN/m²)
3	911
5	990
7	1166

施工箇所へ運搬する。本施工に使用する敷均し機械により敷均した後、タイヤローラーで3、5、7回転圧し、転圧直後のコーン指数を求めた。転圧回数とコーン指数を表-3に示す。表-3より目標値であるコーン指数 1030kN/m^2 を確保できる転圧回数は7回であった。この結果より、本施工は7回転圧とした

4. 4 本施工

固化材混合量 40.2kg/m^3 、
 転圧回数 7 回として補強土
 壁背面盛土を施工した。現
 場の転圧直後のコーン指数
 を図-7に示す。施工した 8
 箇所のコーン指数は、すべ
 て 1030kN/m^2 以上あり、目
 標値を超えている。このこ
 とから、補強土壁背面盛土
 の強度は内部摩擦角 30 度
 以上であると判断した。また、
 粘着力も 10kN/m^2 以上であ
 るものと判断できる。

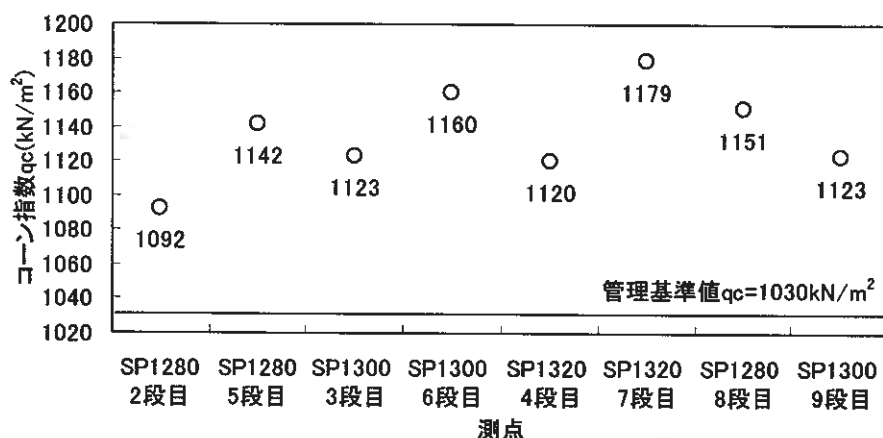


図-7 現場のコーン指数

5. 施工手順のまとめ

今回の固化破碎土による補強土壁背面盛土の施工手順
 を図-7に示す。

①施工条件の設定

施工箇所の広さ、工期などから、補強土壁背面盛土材
 の放置時間を設定する。また、構造物の大きさなどから
 補強土壁背面盛土材として必要な強度定数（内部摩擦角、
 粘着力）を設定する。

②室内試験

①で設定した放置時間で作製した固化破碎土に対して、
 2～3種類の固化材により配合試験を実施し、施工に使用
 する固化材の種類と固化材混合量を求める。このとき、
 環境基準値（六価クロム溶出量）、pH が許容値以内である
 ことを確認する。また、補強土壁背面盛土材として必要
 な強度定数（内部摩擦角、粘着力）を得ることのできる
 コーン指数を求め、現場の施工管理値を設定する。

③試験施工

室内試験で求めた固化材の種類と固化材混合量をもと
 にして現場試験施工を実施する。現場では、固化材混合
 後バックホウやブルドーザなどのバケットで軽く押さえ、
 放置時間を設定し、現場で養生した後、バケットで破碎
 しその後転圧する。このとき、本施工に使用する建設機

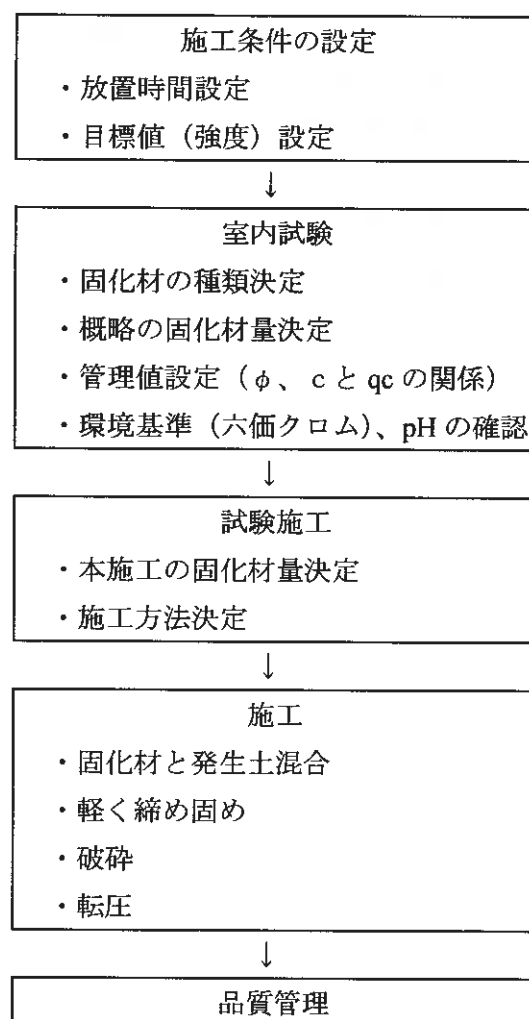


図-7 固化破碎土による施工手順

械により、転圧回数、固化材混合量をそれぞれ3種類程度として試験盛土を施工する。目標強度（コーン指数）を得ることのできる転圧回数、固化材混合量の組み合わせで、最も経済的な転圧回数、固化材混合量を求める。

④施工

試験施工で求めた固化材混合率、転圧回数で施工する。

⑤品質管理

目標強度を満足しているかを管理する。

6. おわりに

今回の検討で、固化破砕土は内部摩擦角を有する材料であり、補強土壁背面盛土材として適用できる材料であることがわかった。固化破砕土を用いて、ジオテキスタイルによる補強土壁背面盛土を施工し、施工後2年が経過した現在、変状は発生せず、固化破砕土による施工が有効であったことが確認できた。この後、北海道では、軟弱な高含水比粘性土、スレーキングを発生する礫質土など、多様な土質を対象として4例の補強土壁背面盛土への施工を実施しており、この方法が定着しつつある。今後、さらに固化破砕土の強度特性を明らかにし施工の流れを確立したいと考える。

参考文献

- 1) 地盤工学会：補強土工法、地盤工学ライブラリー 29、2001.5.
- 2) 佐藤厚子、西川純一、北野初雄、山澤文雄：固化破砕土の強度特性について（その2）、第33回地盤工学会研究発表会論文集、1998.7.
- 3) 佐藤厚子、西本聡：不良土を安定処理して作成した固化破砕土の強度特性、地盤工学会北海道支部技術報告集第45号、2005.2
- 4) 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 改訂版、2000.2.
- 5) 国土交通省：セメント及びセメント系固化材を使用した改良土の六価クロム溶出試験実施要領（案）、2001.4
- 6) 地盤工学会：土質試験の方法と解説－第一回改訂版－、2000.3.

微小電位発生メカニズムの検討と現地適用性について

独立行政法人土木研究所寒地土木研究所 防災地質チーム 宍戸政仁・伊東佳彦・日下部祐基
株式会社フジタ 技術センター 基礎技術研究部 村山秀幸・丹羽廣海

1. はじめに

我が国では、岩盤崩落や地すべりなどの斜面災害が毎年多数発生している。橋梁やトンネルなどの土木構造物への多大な被害を生じており、時には尊い人命をも奪うといった重大災害の発生も少なくない。特に北海道では、豊浜トンネル崩落（平成8年）や第2白糸トンネル崩落（平成9年）などの大規模な岩盤崩落が多数発生しており、岩盤崩落監視技術に関する研究開発が急務となっている。これをうけ、現在、岩盤崩落の前兆を捉えるための斜面観測技術の研究が様々な分野で行われているが、いまだ確立された手法がないのが実情である。

岩石や地盤は、破壊に先立って微小な電位変動を起こすことが知られており、筆者らはこれを微小電位と呼んでいる。この微小電位を計測することで岩盤崩落の前兆を捉え、斜面災害の監視・警戒システムに適用できる可能性があると考えている。

本報告では現在、実際の変状斜面を対象とした現地微小電位観測を実施している箇所で掘削されたボーリングコアや攪乱試料、人工材料であるアクリル（絶縁体供試体）や銅（導電体供試体）などを用いて様々な一軸圧縮試験時の微小電位を計測し、電位の発生傾向やそのメカニズムについて検討したので報告する。また、積雪寒冷地の変状斜面における適用事例を示し、変状予測手法についての考察について報告する。

2. 微小電位計測の概要

2.1. これまでの微小電位計測試験

最近、地震や火山活動に伴い様々な電磁気現象が発生することが、固体物理あるいは固体力学の研究分野において科学的に議論されつつある¹⁾。一方、岩石を用いた室内力学実験における微小電位計測は、国内外で10数年前から実施されており岩石の破壊過程で微小な電位が発生することは周知の事実であり、固体力学分野においてその発生メカニズムに関する検証がなされつつある。

微小電位発生メカニズムとしては、流動電位、圧電分極の補償電荷、転位の移動による電気双極子、圧力誘導電位モデルなど、いくつかのモデルが提案²⁾されている。固体の応力変動に伴って電位差が発生するためには、電荷イオンが伝達あるいは遮蔽される必要性があり、これらの現象の担い手がどのような物理現象であるかを明らかとすることが、微小電位発生メカニズム解明の論点となる。例えば、流動電位モデルでは固体の応力勾配に伴う間隙水の変動によって、電荷が移動して電位差が発生すると考えている。

これまでの研究では、岩石が破壊するときに発生する微小電位について室内試験や実際の変状斜面において各種調査・試験を実施しており、供試体破壊前に微小電位の発生傾向が変化するものの確認³⁾や現地での電極設置方法等の検討⁴⁾、さらに測定電位の大きさに対する供試体含水比の関与等を調査し^{5), 6)}、実際の変状斜面において微小電位観測を行い、その適用性について検討を行ってきた⁷⁾。

Masahito SHISHIDO, Yoshihiko ITO, Yuki KUSAKABE, Hideyuki MURAYAMA, Hiroumi NIWA,
〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目1番34号 TEL 011-841-1775 FAX 011-842-9173
〒243-0125 神奈川県厚木市小野2025-1 TEL 046-250-7095 FAX 046-250-7139

2.2. 現地観測の課題

現地での微小電位計測では、外的要因による影響を受けやすく、計測された微小電位データから斜面変動によって発生している微小電位変動を抽出することが今後の課題となっている。

そこで筆者らは、この現地観測をおこなっている変状斜面において採取したボーリングコアや岩塊、掘削土を用いた攪乱試料等を用いて一軸圧縮試験時の微小電位計測を行い、これらの試料の物性値との相関や電位発生のパターンを確認することで、微小電位発生のメカニズムを検証し、現地計測において得られている電位変動の解析のための基礎資料とすることを目的とした。

3. 岩石試験と発生メカニズムの検討

3.1. 微小電位計測システム

一軸圧縮試験時の微小電位の測定は、図-1に示すような微小電位計測システムを構築し行った。供試体の上下端面に直径10cm、厚さ3mmの銅板を設置して電極とし、載荷板との間に絶縁シートを挟み電極と載荷試験器が絶縁されるようにした。電位の計測は、電位測定専用データロガーを用いて行い、サンプリングタイムは0.1secとした。

3.2. アクリル樹脂供試体と銅供試体

前項のような計測システムを用いて試験を行うが、計測された電位が供試体内からの発生ではなく外部からの電氣的ノイズである可能性、さらには岩石試料と銅板電極との摩擦や電極自身の変形によって電位が発生している可能性も考えられるため、基礎実験として絶縁体供試体であるアクリル樹脂製の供試体と、電極として用いている銅製の供試体を用いて、一軸圧縮試験を試みた。

試験結果の一例を図-2, 3に示す。いずれの試料についても、電位に変化はみられず、これらの材料では応力がかかっても微小電位は発生しないことが判明した。このことから、岩石コアを用いた試験時に確認される電位は外部からの電氣的ノイズではなく、岩石の内部から発生した電位であることが確認できた。また、電極の摩擦、変形による発生電位への影響は無いと考えられる。

3.3. 岩石コア試料

使用した岩石試料を表-1に示す。泥岩、砂質泥岩、砂岩泥岩互層の試料については、現地ボーリングコアを用いて一軸圧縮試験時の微小電位計測をはじめとした物理試験をおこない超音波伝播速度、有効間隙率などの物理特性について把握した。

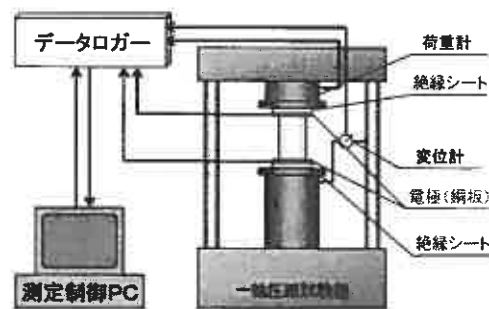


図-1 室内試験における微小電位計測システム

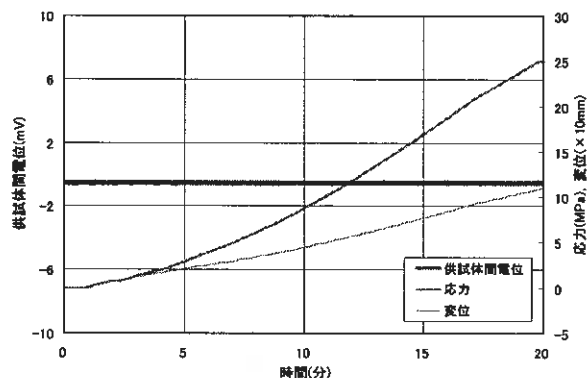


図-2 アクリル供試体試験結果の一例

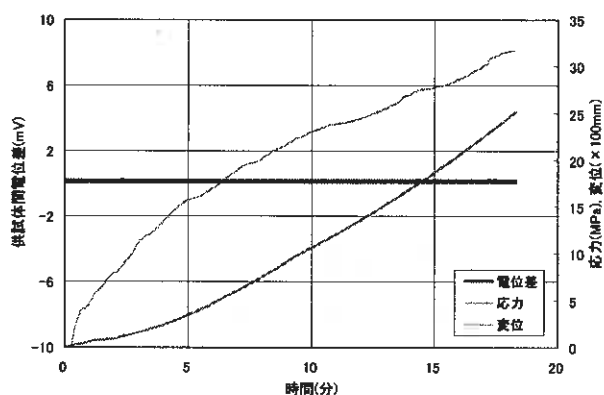


図-3 銅供試体試験結果の一例

表-1 岩石試料一覧

岩種	試料数	試験項目
泥岩	14	密度・吸水率・間隙率・含水比・超音波伝播速度・一軸圧縮試験
砂質泥岩	2	
砂岩泥岩互層	2	
砂岩	9	一軸圧縮試験

泥岩における電位の発生パターンを図-4, 5 に示す。同じ岩種の供試体を試験した場合でも、図のように全く異なったパターンを示している。また、供試体の上端電極(+)と下端電極(-)の電位差の最大値は、大きいもので155mV程度、小さいものでは13mV程度であった。

これらの電位差と各種物性値との関係を図-6, 7 に示す。この図から、発生する電位の大きさと一軸圧縮強さやP波速度などの物性値との相関は明確でないことがわかる。しかしながら、図-8 に示すとおり電位差と含水比の関係を見ると正の相関を示しており、これは岩石内の水が微小電位に影響を及ぼしていることが示唆される。

岩石コアを用いた試験について考察すると、その電位の発生パターンには規則性や再現性がみられず、含水比以外の物性値との相関性もみられなかった。このことから、微小電位の大きさや発生パターンは、その岩石の岩種や強度に依存するものではなく、発生メカニズムとしては岩石内の間隙水の移動によって発生する流動電位モデルが適用できる可能性がある。

3. 4. 繰り返し载荷試験

微小電位の発生メカニズムが流動電位であるとした場合、岩石中の水の移動によって電位が発生するこ

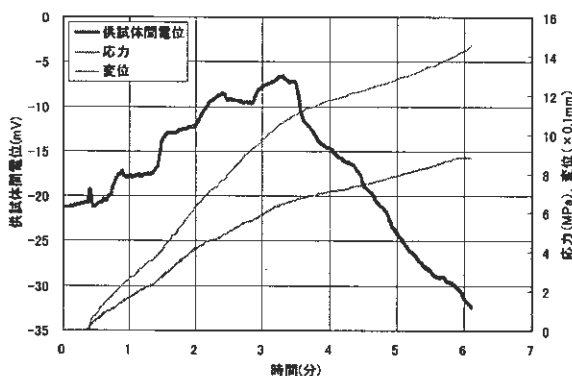


図-4 電位発生パターン (泥岩①)

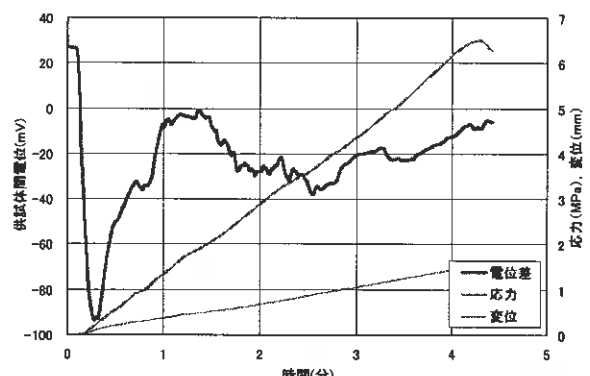


図-5 電位発生パターン (泥岩②)

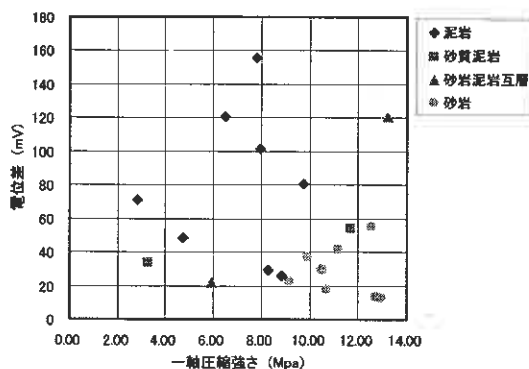


図-6 電位差と一軸圧縮強さの関係

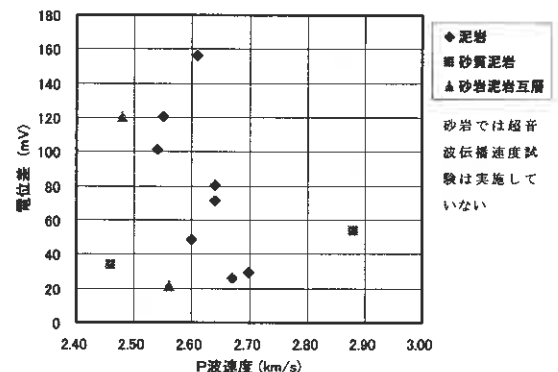


図-7 電位差とP波速度の関係

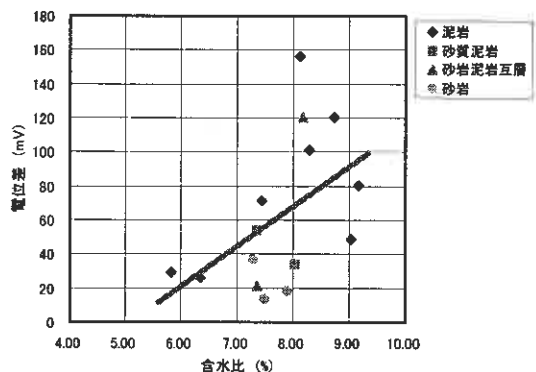


図-8 電位差と含水比の関係 (岩石試料)

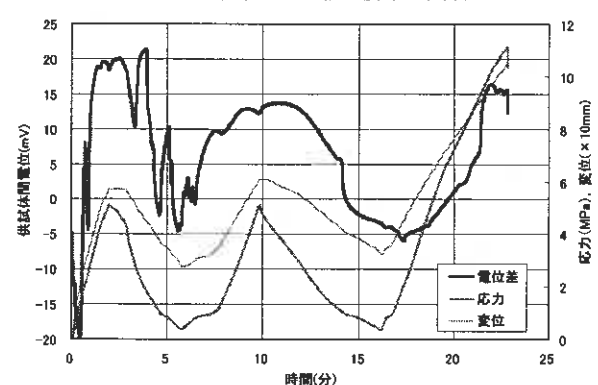


図-9 繰り返し载荷試験結果

とになる。そこで、岩石コア供試体を用いて加圧中の電位挙動とともに、減圧中の電位の変動を確認する目的で、繰り返し一軸載荷試験を行った。

一軸圧縮試験によって得られた一軸圧縮強さをもとに、破壊荷重の約 50%まで載荷したのち、荷重を徐々に減少させ、再び載荷した。図-9 に示すとおり、荷重の増減に伴って供試体間の電位も同様に呼応しており、供試体にかかる応力の方向と発生する電位の間には、何らかの関わりがあることが示唆された。

また、電位は 1 サイクル目が激しく変動しながら応力の変動に呼応するが、2 サイクル目には滑らかな変動となっている。

3.5. 攪乱調整試料

次に、一度乱された岩石や土砂について一軸圧縮試験時の微小電位計測を行った。試験に用いたのは、現地微小電位観測を行っている変状斜面において行われた対策工施工箇所から産出した破碎された掘削土である。

試験結果を図-10 に示す。電位差は最大で 25mV 程度と比較的低い値ではあるが、微小電位の発生が確認された。これは、前項の繰り返し載荷試験の結果からも、微小電位観測は緻密な岩盤のみならず、地すべりのような再活動性のある斜面変状や、盛土のような土構造物の変状監視にも適用できる可能性があると考えられる。

3.6. 模擬岩盤材料

岩石コア試料で確認された、含水比と電位差の相関性について、より明確にするために、含水比を比較的簡易に操作でき、高含水比に設定可能な材料である接地抵抗低減材を用いて、同様の試験を行った。一部の供試体は炉乾燥を行って絶乾状態とした。

試験結果を図-11, 12 に示す。含水比は 0%から 200%であり、高含水比の供試体でバラツキはあるものの、電位差と含水比には概ね正の相関が見られる。絶乾状態の供試体に至っては電位差が 0mV に等しく、含水が無ければ微小電位が発生しないことを示している。

4. 現地での適用斜面と微小電位観測方法

4.1. 適用斜面の概要

微小電位観測をおこなっている斜面は北海道内にある変状斜面で、毎年融雪期の地下水位上昇に伴って地すべり性の緩慢な変動を繰り返している。この斜面では対策工が順次進められており変動量と規模は小さくなってきているが、斜面末端部の一部では依然として変動が続いている。

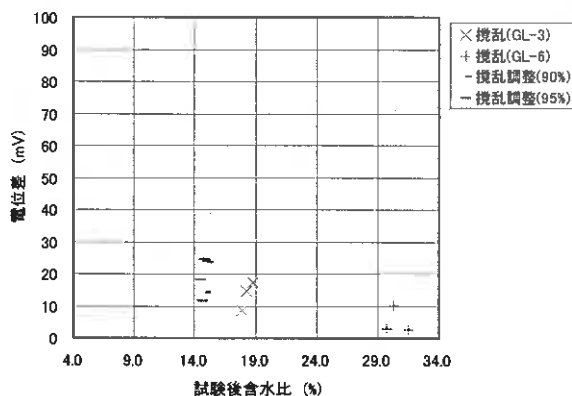


図-10 電位差と含水比の関係（攪乱試料）

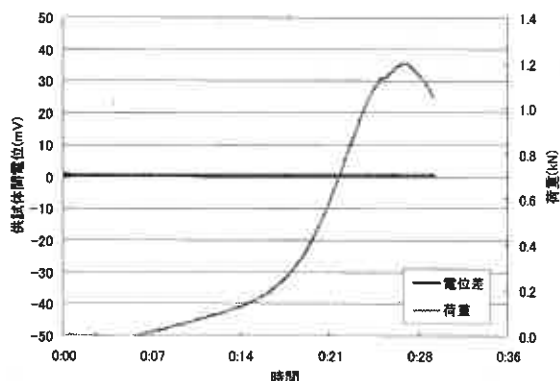


図-11 電位差と含水比の関係（接地抵抗低減材）

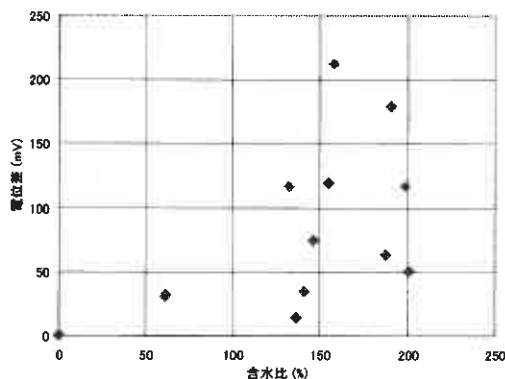


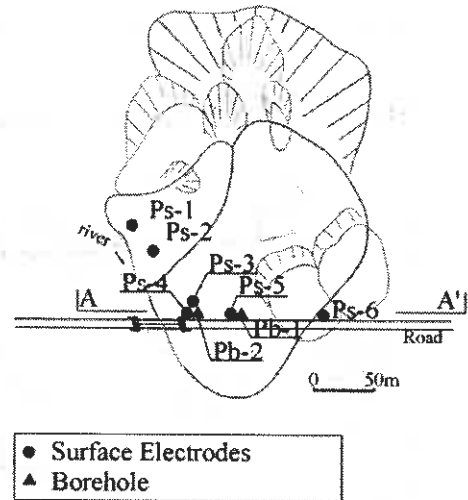
図-12 絶乾状態試料の電位発生傾向

本斜面の地質は周辺地域一帯の基盤となる白亜系蝦夷層群に相当する堆積岩が広く分布している。変状を起こしている地質は泥岩を主体とし、一部で砂岩が挟在する。泥岩のボーリングコアや掘削土の状態は、目立った亀裂は見られないが掘削後時間が経過するにつれて碎片化が進行し、やがて土砂状にまで劣化するような岩質で、風化やスレーキングに対して弱い地質であると言える。

4.2. 微小電位観測網と観測方法

微小電位観測網は、図-13 に示すとおり変状斜面末端部を網羅するようにして地表電極を計 6 箇所設置した。また、同じく変状斜面末端部にボーリング孔を 2 箇所設け、地中電極をすべり面以浅の変状土塊中に 1 箇所ずつ、すべり面以深の不動土塊中に 1 箇所ずつ設置した。微小電位の観測には、各電極をプラス極としすべり面以深に設置した Pb-2-2 を共通のマイナス極（筆者らは COM(-) と称している）として、それらの間の電位差を観測する方法を採用した。電極には長さ $L=500\text{mm}$ 、径 $\phi 20\text{mm}$ の銅製棒状電極を使用している。なお、積雪、凍上の影響を避けるため地表電極は地表から約 1.5m の深さに埋設した。

微小電位観測のサンプリングレートは 10s とし、ソーラーパネルとバッテリーを使用して常時観測をおこなっている。データは無線通信により約 1km 離れた基地局に回収し、基地局から商用電源、ISDN 回線を使用してインターネット上のサーバーに蓄積している。



a) 平面図

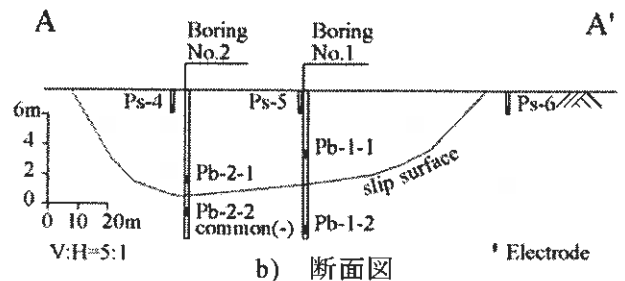


図-13 微小電位観測網

5. 微小電位変動傾向の概要

5.1. 降雨の微小電位変動に対する影響

微小電位観測開始当初は地表電極だけを展開していたため、観測する電位差は変状範囲外に設置した地表電極を共通負極 COM(-)として、地表電極間の電位差を観測していた。図-14 は共通電極 COM(-)を地表電極として、2007 年 11 月から 2008 年 9 月までの微小電位変動傾向を時系列で示したグラフである。微小電位変動は夏季に大きく、冬季に小さい傾向が認められる。また、微小電位は降雨時にすべての電極で電位差が大きく上昇する傾向が見られる。これは地盤内で発生した電位変化とは異なり、地表電極と地盤の接触抵抗値が変化したために引き起こされた外的な要因による影響と考えられる。

これまでの微小電位観測フィールドで得られている傾向では、微小電位変動は降雨の影響を強く受け、降雨時に電位差が増加または減少することが多い。本斜面におけるこのような季節変動傾向は、冬季には降水量自体が少ないことに加えて積雪があり雨が地中に浸透しにくいため、降雨の影響を受けにくいことが原因として考えられる。

5.2. 微小電位の季節変動傾向

2007 年 11 月にボーリングをおこない、地中電極を増設した。地中電極の設置深度は、電極が降雨の影響をできるだけ受けないようにする目的で地下水位以深として、電極が常時水浸するように設置した。また、電極の配置は、各ボーリング孔の想定すべり面を挟んで上下に 1 本ずつ配置した。図-15 はすべり面以深に埋設した地中電極 (Pb-2-2) を共通電極 COM(-)として微小電位変動傾向を時系列で表したグラフである。

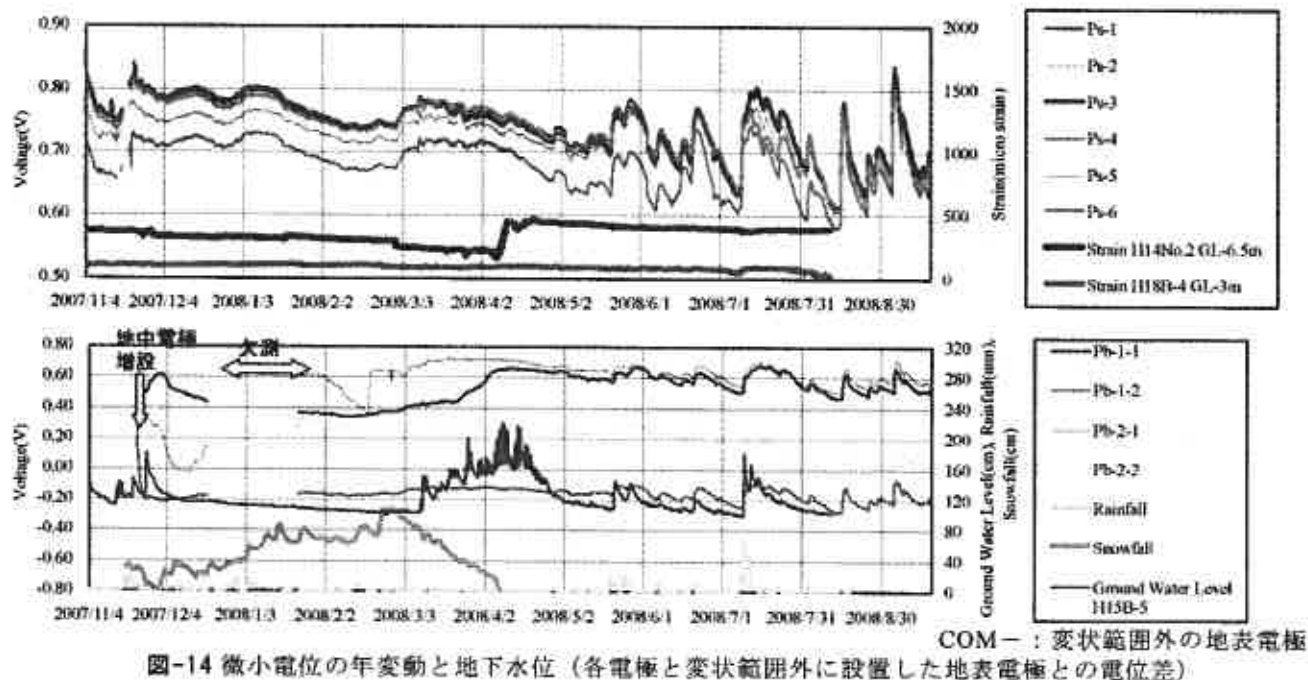


図-14 微小電位の年変動と地下水位（各電極と変状範囲外に設置した地表電極との電位差）

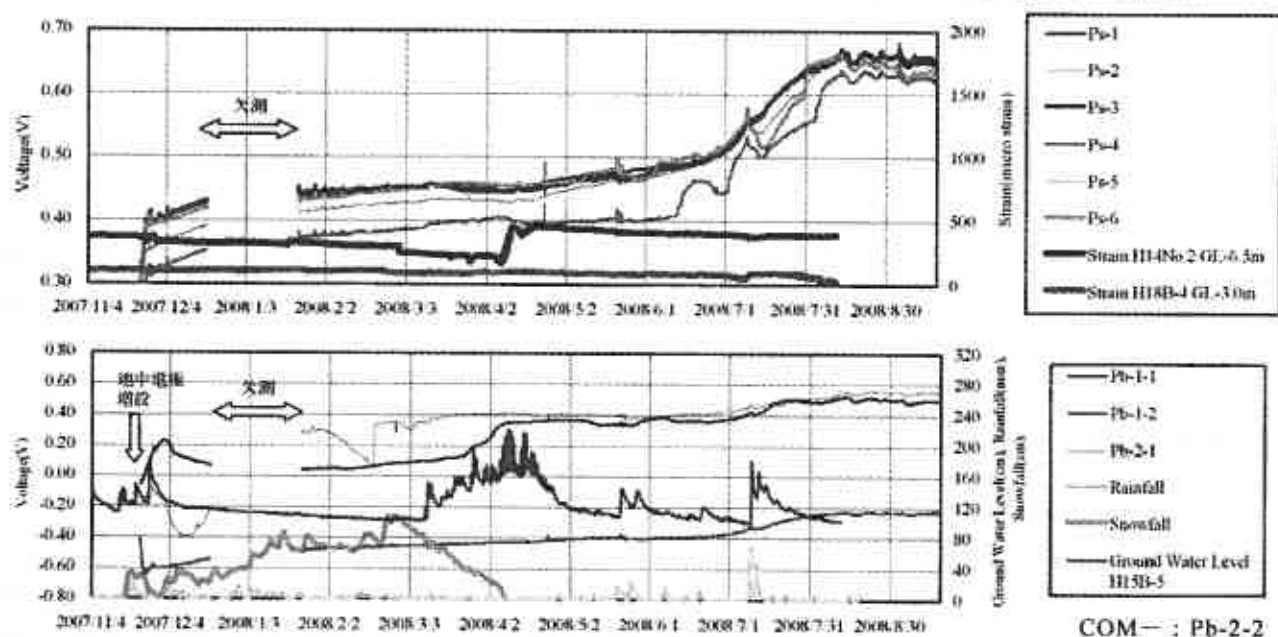


図-15 微小電位の年変動と地下水位（各電極と地中電極 Pb-2-2 との電位差）

これより、共通電極 COM(-)を地表電極として整理した結果に比べて、共通電極 COM(-)を地中電極として整理した結果の方が、降雨時の大きな微小電位変動などが少ないことがわかる。

一方で、図-15 より各電極と地中電極間の電位差の絶対値は、夏季に大きく冬季に小さい傾向が認められる。この傾向から、地中のすべり面以深の不動土塊が持つ自然電位に対して、本変状斜面が有する電位は夏季に相対的に大きくなり、冬季に相対的に小さくなっていると考えられる。

5.3. 室内試験における岩石破壊時の電位分担率の変動

室内岩石試験における微小電位の発生傾向は3章で詳しく述べたが、図-16 にボーリングコア供試体の一軸圧縮試験時の電位変動例を時系列で示す。これより、上下電極間の電位差は供試体の破壊前にマイナス側に変動していることがわかる。電位差は供試体上に設置した電極と下の電極で測定された電位の差を表しているため正負が逆転することがあるが、本試験ではある時点までプラス側で推移していた電位差が、破壊に先行してマイナス側に変化するという現象が起こった。

この現象を詳しく見るために上下各電極の電位の分担率に着目した。すなわち、上端電極が測定した電位および、下端の電極が測定した電位の比率を次に示す式であらわし、電位分担率（Potential ratio）と称す。

$$R_U = P_{U-G} / (P_{U-G} + P_{L-G})$$

$$R_L = P_{L-G} / (P_{U-G} + P_{L-G})$$

ここに、

R_U : 上端電極の電位分担率
(Upper Potential Ratio)

R_L : 下端電極の電位分担率
(Lower Potential Ratio)

P_{U-G} : 上端電極の電位 (対アース)
(Upper Potential)

P_{L-G} : 下端電極の電位 (対アース)
(Lower Potential)

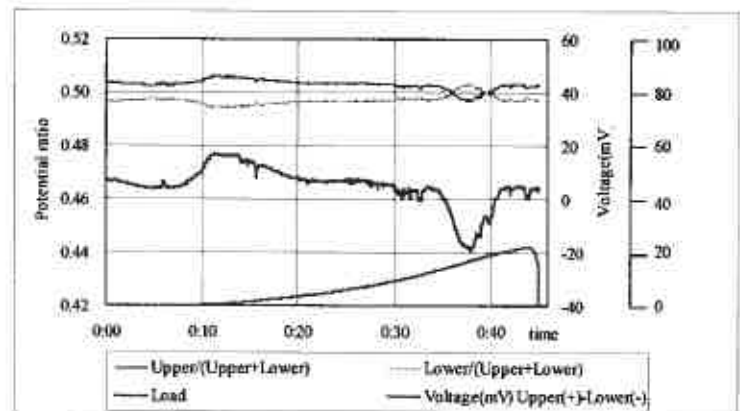


図-16 一軸圧縮試験载荷中の電位の推移

上記の電位分担率の一軸圧縮試験中の推移を表したのが図-16 の上部に示す 2 本の細線である。これを見ると本試験では、载荷開始から上端電極で測定される電位に対して下端電極で測定される電位の方が小さい状態で推移してきた傾向が、破壊前のある時点でバランスを崩すようにして急激に逆転し、その後もとに戻っている様子が表されている。

この現象を前述の流動電位モデルにあてはめて考えると、供試体の破壊に先行して供試体上部に留まっていた正の電荷が水の移動によって流動電位として供試体下部の方向に運ばれた（あるいは負の電荷が下部から上部へ運ばれた）と解釈できる。

6. 適用斜面における電位分担率の変動

6.1. 野外における電位分担率の変動傾向

5 章で述べた電位分担率を、本斜面で観測された微小電位データに適用した。図-17 は地表電極の電位分

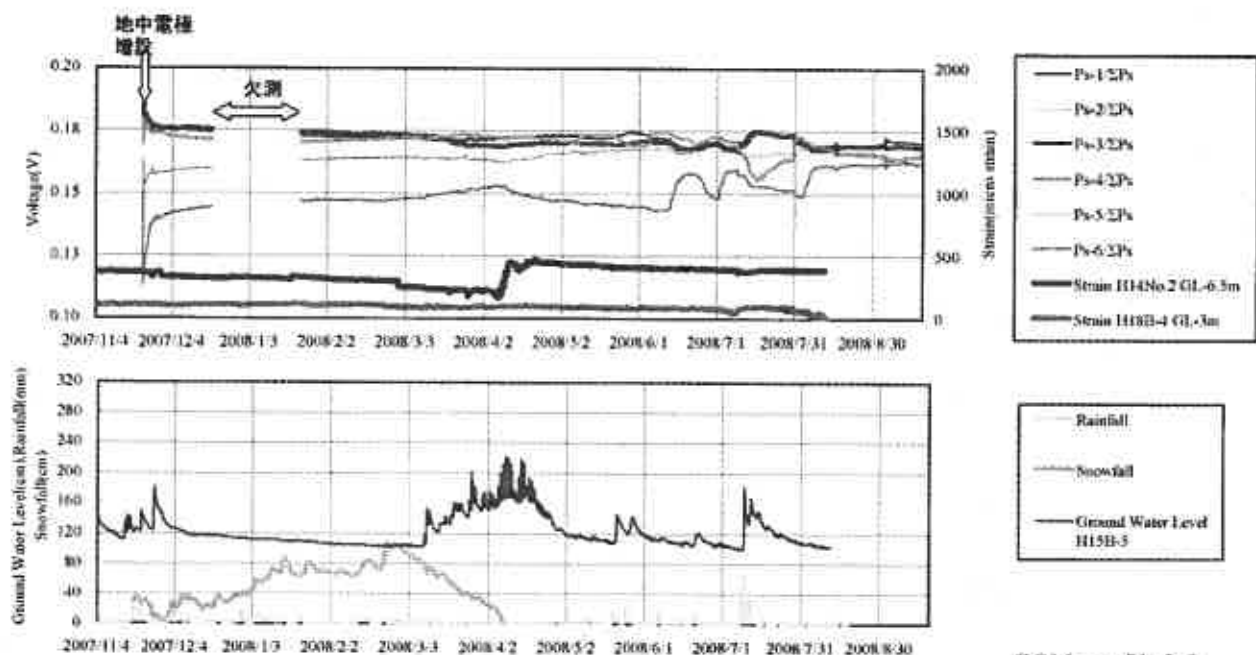


図-17 電位分担率の年変動

COM- : Pb-2-2

担率の年変動傾向を時系列にまとめたものである。これより野外における観測データでは、電位分担率は室内実験に比べて多くの変動が見られることがわかる。

地表電極の電位分担率は次式であらわす。

R_n : 地表電極 Ps-n の電位分担率

$$R_n = Ps-n / \Sigma Ps$$

$$\Sigma Ps = Ps-1 + Ps-2 + Ps-3 + Ps-4 + Ps-5 + Ps-6$$

各地表電極の電位分担率は、一部欠測があるが、12月ごろから3月上旬にかけて変動が少なく、3月上旬ごろから7月下旬にかけて変動が比較的大きい。特にまとまった降雨のあった5月中旬および、7月上旬の変動が大きい結果となっている。電位分担率の変動があった時期に着目してパイプひずみ計の動きを見ると、5月中旬にはほとんど斜面変状が起こっていないが、7月上旬の豪雨時には若干の斜面変状が認められる。

一方で、融雪期の斜面変状時期の周辺にも電位分担率の変動が認められる。図-18に融雪期の電位分担率の変動傾向を拡大して示した。電位分担率は融雪が始まる3月上旬までほとんど変動することなく推移し、斜面変状が始まる時期に Ps-3 と Ps-6 など電位分担率の逆転が認められる。その後、4月上旬の融雪が終わり地下水位が上昇する時期に大きな斜面変状が起こっている。ただし、斜面変状が収束した後で電位分担率が収束する傾向は認められない。

6.2. 2点間の電位分担率変動傾向

斜面変状の大きい箇所とほとんど変状のない箇所において、電位分担率が異なった傾向を示すのか検証する目的で、地表電極2点間の電位分担率を図-19にまとめた。

図-19 a)は斜面変状の大きい箇所に設置した地表電極 Ps-3 と斜面変状がほとんど起こらず安定した箇所に設置した地表電極 Ps-1 の電位分担率を対比したものである。斜面変状箇所 Ps-3 と安定箇所 Ps-1 の電位分担率は変状に先行して3月上旬から中旬ごろにかけて逆転している。

図-19 b)は双方とも斜面変状の大きい箇所に設置した地表電極 Ps-3 と Ps-5 の電位分担率を対比したものである。斜面変状箇所の電極間では電位分担率の変動は認められるものの、斜面変状前後に着目すると電位分担率の逆転は起こっていない。

図-19 c)は双方とも斜面変状がほとんどなく安定した箇所に設置した地表電極 Ps-1 と Ps-2 の電位分担率を対比したものである。安定箇所の電極間では電位分担率の変動が非常に小さく電位分担率の逆転なども認められない。

図-19 d)は c)と同様に双方とも斜面変状がほとんどなく安定した箇所に設置した地表電極 Ps-1 と距離が離れた Ps-6 の電位分担率を対比したものである。Ps-1 と Ps-6 の電位分担率は c)の場合と異なり変動を繰り返し、しばしば電位分担率の逆転が認められるがそれほど大きな差がないまま推移している。

以上の観測結果より、斜面変状箇所と安定箇所の地盤では、異なる微小電位変動が発生しており、その微小電位変動は変状に至る破壊に先行して起こっている可能性が示唆される。

7. 電位分担率に対する考察

斜面崩壊や岩盤崩落などの監視すべき範囲が限られた場では、降雨などの外的要因に起因する微小電位変動は観測フィールド全体で斉一に影響を受けると考えられるため、複数地点で微小電位観測をおこなう

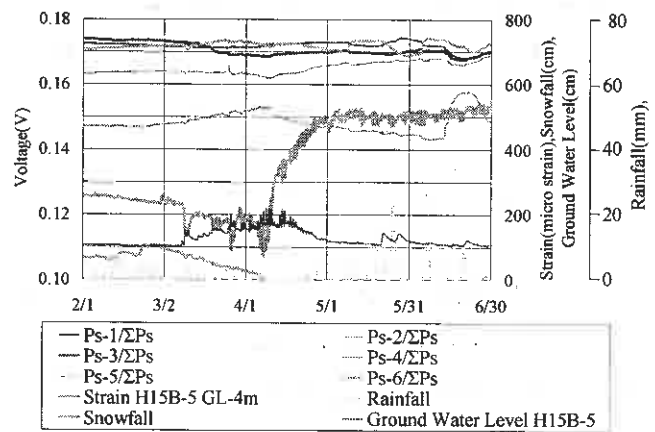
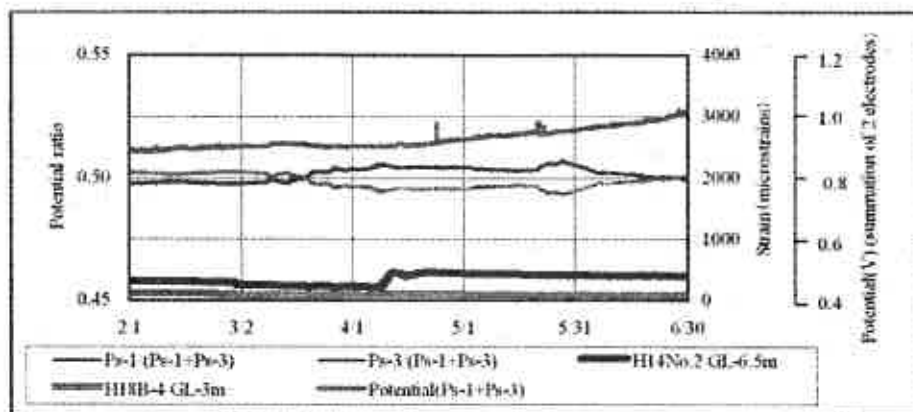
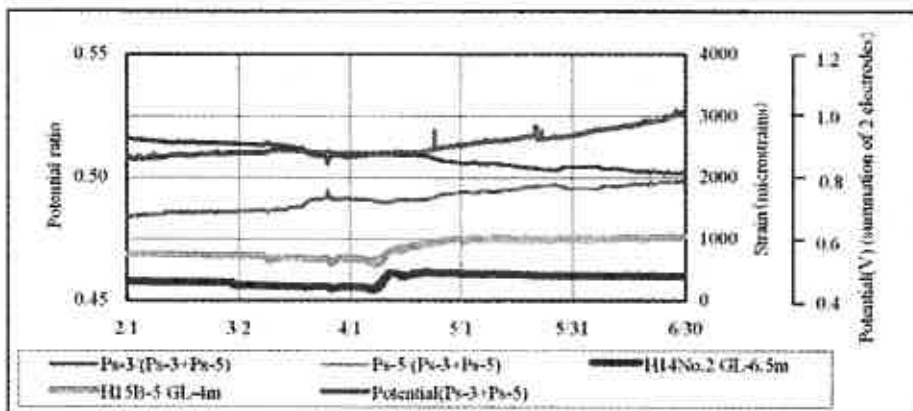
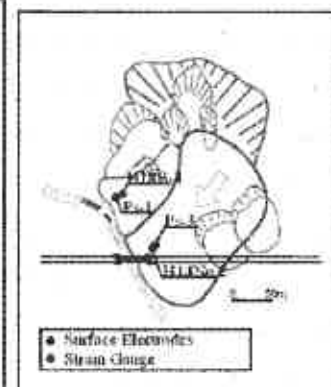


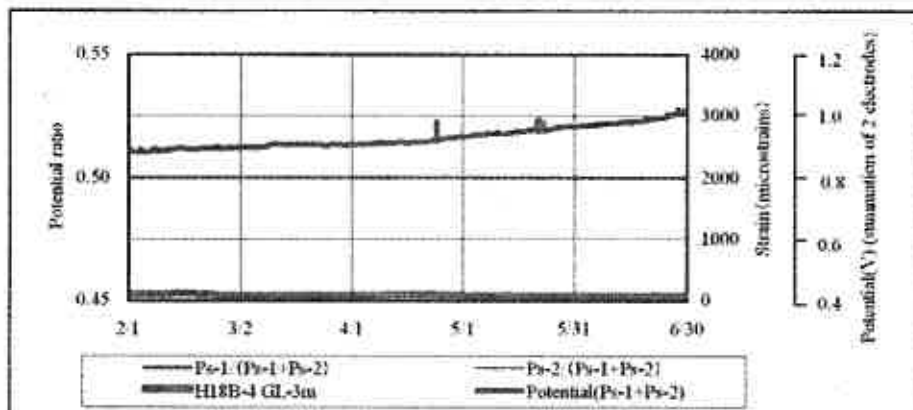
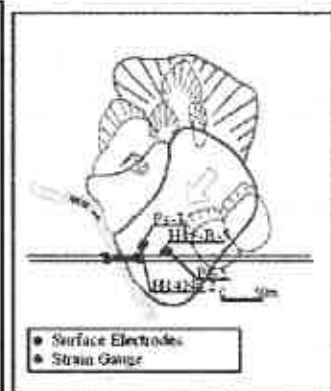
図-18 融雪期の電位分担率の推移



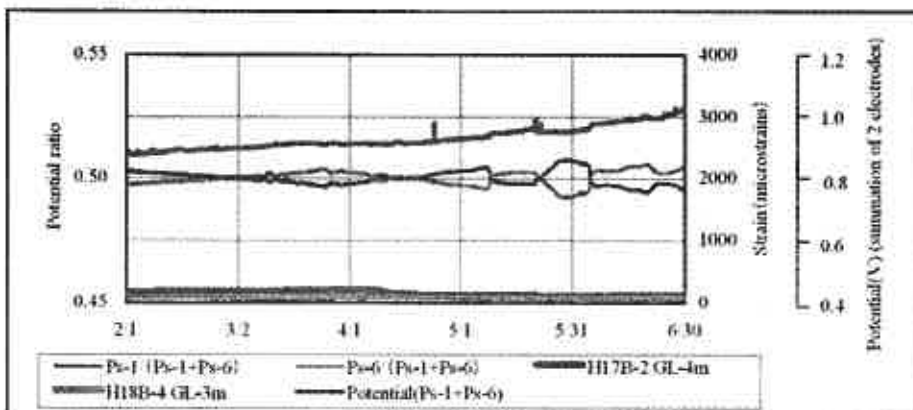
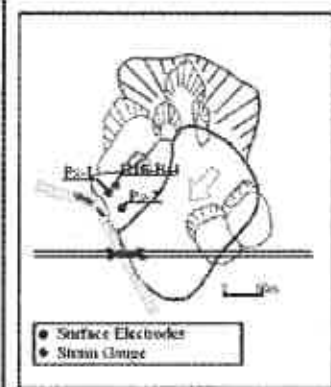
a) Ps-1: Stable area, Ps-3: Unstable area



b) Ps-3: Unstable area, Ps-5: Unstable area



c) Ps-1: Stable area, Ps-2: Stable area



d) Ps-1: Stable area, Ps-6: Stable area

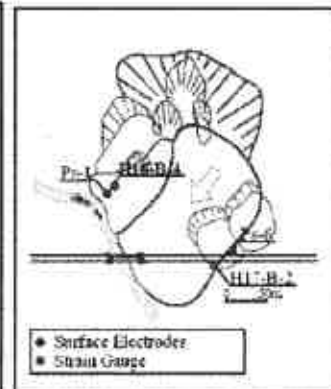


図-19 2点間の電位分担率の変動傾向

ことにより、その影響を除去できる可能性がある。すなわち、複数地点で微小電位観測をおこない、すべての地点で起こっている変動を外的要因によるものとみなすことで、不安定箇所で個別に起こっている変動を識別しやすくなると考えられる。

本斜面で適用した電位分担率は、ある微小電位観測場全体が持つポテンシャル（電位）のうち、観測地点がどれだけのポテンシャルを分担しているかをあらわす指標である。本斜面においては、不安定箇所だけで起こる微小電位変動が複数地点間の電位分担率にあらわれた可能性があると考えられる。

また、複数地点で微小電位観測をおこなうにあたり、共通電極を設けそれぞれの観測点と共通電極との電位差を観測する方法によって、各地点個別の電位が相対的に明確となり、変動の大きい地点を識別しやすくなると考えられる。

8. まとめ

今回の室内岩石試験における微小電位の測定および 2 点間の電位分担率の変動傾向を野外における微小電位観測に適用し、以下の知見が得られた。

1. 岩石コアによる試験では微小電位の発生が確認されたが、アクリル供試体や銅供試体による試験では電位が発生しないことから、微小電位は岩石供試体内で発生している電位である。
2. 含水の無い試料では微小電位の発生が確認できないことから、微小電位発生メカニズムとしては岩石中の水の移動などで発生する流動電位モデルがあてはまる可能性が高い。
3. 攪乱試料による試験においても微小電位の発生が確認されたことから、微小電位計測は、地すべりや盛土など初生的な破壊以外の変状監視に適用できる可能性がある。
4. 斜面変状箇所と安定箇所では、地盤破壊に先行して異なる傾向の微小電位変動が起こり、その変動は複数地点間の電位分担率の変化としてあらわれる可能性がある。
5. それぞれの地点間の電位分担率の変動傾向を監視することによって、斜面崩壊や岩盤崩落の前兆を検出しやすくなる可能性がある。

今後の展開としては、本斜面において複数地点の微小電位観測を継続し、斜面不安定化予測のための微小電位データの評価方法について検討を重ねる計画である。

参考文献

- 1) 長尾年恭：地震予知研究の新展開，近未来社，2001。
- 2) 加藤卓朗，村山秀幸，日下部祐基，橋本祥司，伊東佳彦：微小電位計測による岩盤崩落監視技術に関する基礎的研究-その 1：電極材料と電極設置方法に関する検討-，土木学会第 33 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.41-48，2004。
- 3) 榎本義一，小林諭，日下部祐基：一軸圧縮試験と圧電気，北海道土質試験協同組合レポート，No.166，1998。
- 4) 日下部祐基，佐藤昌志，中井健司，佐田頼光，榎本義一，小林諭：岩盤破壊時の微電圧測定に関する研究，地盤工学会北海道支部技術報告集第 39 号，pp.61-66，1999。
- 5) 日下部祐基，鈴木哲也，疋田貞良，榎本義一：岩盤破壊時の微電圧測定に関する研究（その 2），地盤工学会北海道支部技術報告集第 40 号，pp.187-192，2000。
- 6) 日下部祐基，伊東佳彦，榎本義一：岩盤破壊時の微電圧測定に関する研究（その 3），地盤工学会北海道支部技術報告集第 42 号，pp.47-50，2002。
- 7) 丹羽廣海，村山秀幸，伊東佳彦，日下部祐基，宍戸政仁：変状斜面における微小電位の観測，第 43 回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1971-1972,2008。

SAAM ジャッキを用いたグラウンドアンカーの面的調査手法について

三重大学大学院 酒井俊典

㈱相愛 福田雄治○

北海道土質コンサルタント㈱ 工藤康雅

川崎地質㈱ 山本高司

日本地研㈱ 後藤祐二

1. はじめに

グラウンドアンカー工は、昭和 30 年頃から、擁壁や斜面の安定性の確保、地すべり防止、構造物の補強等における有効な工法として広く利用されてきている。近年、これらのアンカーに対し、防食性の問題が指摘され、種々の技術改良によって、平成 2 年からはいわゆる永久アンカーに改良され、平成 8～16 年の期間だけで 2 万件以上の施工実績が報告されている¹⁾。しかし、永久アンカーとして施工されたアンカーであっても、既に施工から十数年の年月を経たものがあり、老朽化が進展していることが考えられる。グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説²⁾では、「責任技術者が定期的に点検、観測および計測を行い、必要に応じて再緊張、アンカーの増打ちあるいは緊張力緩和などの適切な対策を講じる」ことが求められている。

現在、アンカーの維持管理において、主に目視による健全度の調査が行われているものの、アンカーは部材の大部分が地盤に埋設されており、地盤内において機能が低下したとしても地表面で即座に変状が現れにくく、異常が確認できないことが考えられるため、アンカーの健全度を評価する上で、目視による点検調査に加え、既設アンカーの残存引張り力を適切に評価することが求められている。

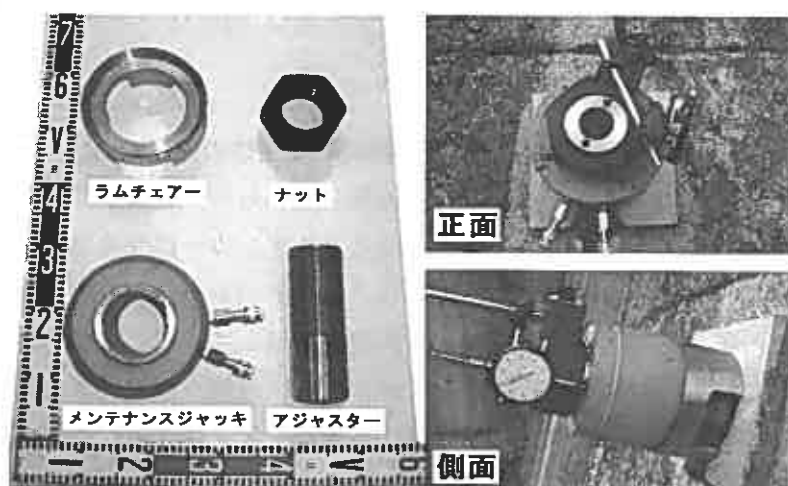
アンカーの残存引張り力を評価する方法として、センターホール型ジャッキを用いたリフトオフ試験が実施されている。センターホール型ジャッキは、新規施工時の定着・緊張、維持管理時のリフトオフ試験、あるいは再緊張・除荷といった多くの機能を有しているため、機器が大きく重い。このため足場の仮設、クレーンによる搬入・撤去、道路の通行規制等が必要となり、リフトオフ試験を実施する際の仮設が大掛かりとなる問題がある。アンカー健全度を評価する上でのリフトオフ試験は、のり面全体の 5%～10%程度のアンカーを対象とした調査が基本とされているが²⁾、これらの問題により結果的に十分な試験が実施されていないことが考えられる。大窪ら³⁾はグラウンドアンカーの維持管理において、のり面全体の安定性を効率的に把握する点検技術の必要性、およびアンカーされたのり面に対して迅速に対応が行える効率的な点検手法の開発の必要性を述べている。著者ら⁴⁾は、アンカー健全度評価にとって重要な残存引張り力を迅速に求めることを目的に、リフトオフ試験に特化し、大幅な小型・軽量化を図った SAAM ジャッキの開発を行い、本機が従来のセンターホール型ジャッキと同等の性能を持ち、迅速にリフトオフ試験を実施できることを明らかにした。

本論は、SAAM ジャッキを使用し、さらに迅速に多くのアンカーに対しリフトオフ試験が実施できるよう、リフトオフ試験時間短縮のための載荷方法について検討を行った上で、2 調査地点を対象に既設アンカーのリフトオフ試験を実施し、作業性の検討、およびのり面の残存引張り力の面的調査を行った結果についての報告である。

Toshinori Sakai (三重県津市栗真町屋町 1577, TEL.059-231-9626), Yuji Fukuda (高知県高知市重倉 266-2, TEL.088-846-6700), Yasumasa kudo (北海道札幌市豊平区平岸一条 2-5-16, TEL.011-841-1466), Takashi Yamamoto (東京都港区三田 2-11-15, TEL.03-5445-2077), Yuji Gotou (福岡県福岡市博多区諸岡 5-25-25, TEL.092-571-2764)

2. SAAM ジャッキの概要

写真－1に SAAM ジャッキとその装着状況を示す。また、表－1は、使用能力 600kN における、本機と従来のセンターホール型ジャッキ（SEEE 工法専用緊張機器）との比較を示したものである。従来のセンターホール型ジャッキは、重量が 560N であるのに対し、本機の重量は 298N と軽量で、さらに 237N のシリンダー一部と 61N のラムチェアー部に分離することが可能なため、人力で容易に持ち運びが行える。



写真－1 SAAM ジャッキの構成部品と装着状況

表－1 SAAM ジャッキと従来ジャッキの比較（600kN 用）

種 類	SAAM ジャッキ	従来ジャッキ
最大使用荷重(kN)	618	590
最大ストローク(mm)	10	200
重量(N)	298	560
構成	シリンダー(237N)とラムチェアー(61N)は分離.	シリンダーとラムチェアーは一体.

写真－2に本機のアンカーへの装着状況を示す。装着は、まずアタッチメントをテンドン余長（あるいは定着具）に螺合した後、ラムチェアー、シリンダーの順に装着し、最後に止めナットで固定するのみである。また、本機はアタッチメントを変更することによって、ナット定着方式のアンカーだけでなく、クサビ定着方式のアンカーに対しても試験を実施できる。



(a) アタッチメント装着 (b) ラムチェアー装着 (c) シリンダー装置 (d) 設置完了

写真－2 SAAM ジャッキの装着手順

写真-3 は、SAAM ジャッキおよび従来のセンターホール型ジャッキによるリフトオフ試験の状況を示したものである。SAAM ジャッキは、小型・軽量であるため、リフトオフ試験を実施する場合、基本的に人力のみでの搬入・撤去、および設置・移設が可能で、従来のセンターホール型ジャッキのようにクレーン等での搬入や、単管パイプ等による試験用足場の仮設、通行規制の必要がなく、簡便かつ迅速に多くのアンカーに対してリフトオフ試験を実施することができる。



(a) センターホール型ジャッキによるリフトオフ試験

(b) SAAM ジャッキによるリフトオフ試験

写真-3 リフトオフ試験状況

3. リフトオフ試験時の載荷方法の検討

リフトオフ試験は、すでに定着したアンカーに対し、リフトオフした瞬間がジャッキ荷重とアンカー緊張力が釣り合った状態であることを考慮して残存引張り力を求める試験である。このため、リフトオフ試験では、リフトオフまでの載荷速度は引張試験に準じた速度⁵⁾より早い載荷で試験を行っても、残存引張り力に大きな影響はないものと考えられる。そこで、室内及び現場に設置されたアンカーを対象に、異なる載荷方法によるリフトオフ試験を実施し、載荷方法が残存引張り力に及ぼす影響について検討を行い、SAAM ジャッキを用いたリフトオフ試験における載荷方法について検討を行った。

リフトオフ試験の載荷方法は、計画最大荷重まで、1分、2分、5分、10分間で連続的に載荷を行う方法と、グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説における品質保証試験に準じた載荷方法となる、計画最大荷重を10段階に分け各段階毎に1分間保持を行う段階載荷の5種類について行った。

写真-4に室内実験および現場実験の状況を示す。室内実験は、(株)エスイー山口工場で行い、実験に使用した引張材は、 $L=4.8\text{m}$ (F60UA)で、試験は平面型引張試験機を用いて実施した。定着時緊張力は 200kN である。現場実験で対象としたアンカーは、スーパーフロテックアンカー (SFL-3)で、定着部の岩質は結晶片岩、アンカーの自由長および定着長はそれぞれ 18.3m 、 4.5m で、施工時の定着時緊張力は 437kN である。



(a) 室内実験状況



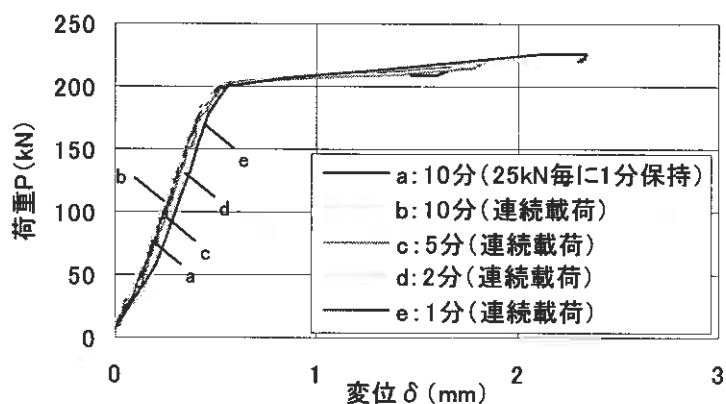
(b) 現場実験状況

写真-4 室内および現場実験状況（リフトオフ試験）

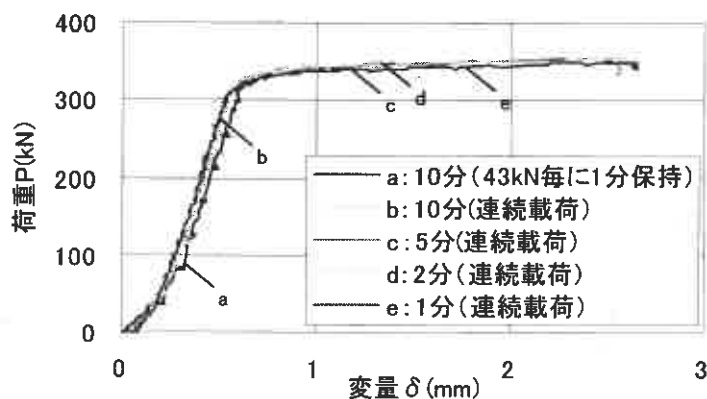
図-1 に室内実験および現地実験における結果を示す。連続載荷，段階載荷のいずれも変位-荷重関係に大きな差は見られず，載荷方法および載荷速度が残留引張り力に及ぼす影響は無視できると考えられる。

このため，SAAM ジャッキを用いたリフトオフ試験の載荷は，計画最大荷重まで 5 分程度の連続載荷とすることとした。

ところで，室内実験におけるリフトオフ試験では，リフトオフ荷重が，定着時緊張力と一致するとともに，変位-荷重関係においてリフトオフ直後に折れ曲がり，変位-荷重関係から求めるリフトオフ前後の近似直線の交点とリフトオフ荷重が一致するものの，現場実験では，リフトオフ直後で折れ曲がらず，リフトオフ付近では曲線を描く。



(a) 室内実験



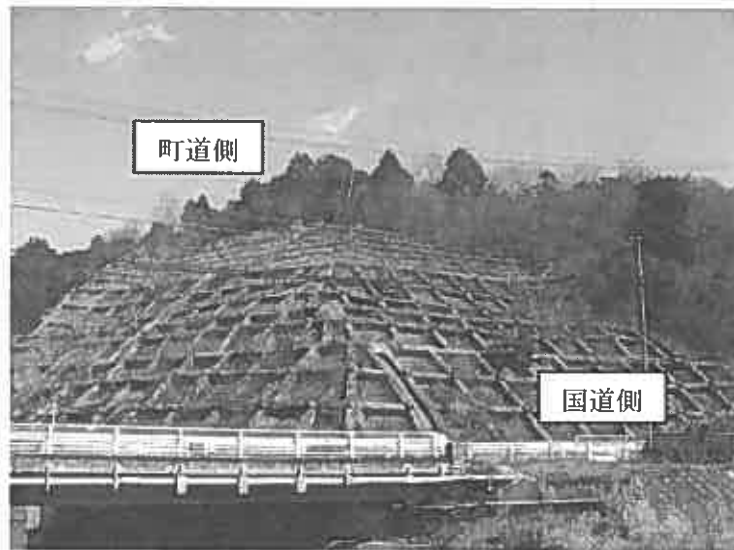
(b) 現場実験

図-1 リフトオフ試験における変位-荷重関係

4. 面的調査事例

4-1. A 地点

本地点は、平成3年から4年にかけて施工されたアンカー（受圧板：吹付砕工）で、のり面を構成する地質は砂礫岩、自由長は4.0～20.5m、定着長は5.5mである（写真－5）。のり面に146本のSEEEアンカー(F50TA)が施工されており、設計アンカー力は、国道側のり面で260kN、町道側のり面で243kNとなっている。なお、施工時の定着時緊張力は不明である。



写真－5 A 地点全景

試験状況を写真－6に示す。本地点は、勾配が1:1.3と比較的緩やかなのり面にアンカーが設置されているものの、高所に設置されているものが多く、従来のセンターホール型ジャッキを用いたリフトオフ試験では、足場の仮設、クレーンによる試験機器の搬入・撤去、およびこれに伴う通行規制が必要になると考えられる地点である。これに対し、SAAMジャッキを使用した試験では、人力での搬入・撤去が可能であるため、通行規制を伴わず、迅速に試験を行うことが可能である。



写真－6 リフトオフ試験状況

本地点では、146 本中 62 本のアンカーについてリフトオフ試験を実施し、この結果を基にのり面の引張力残存率の面的分布状態を求めた。その結果を図-2 に示す。

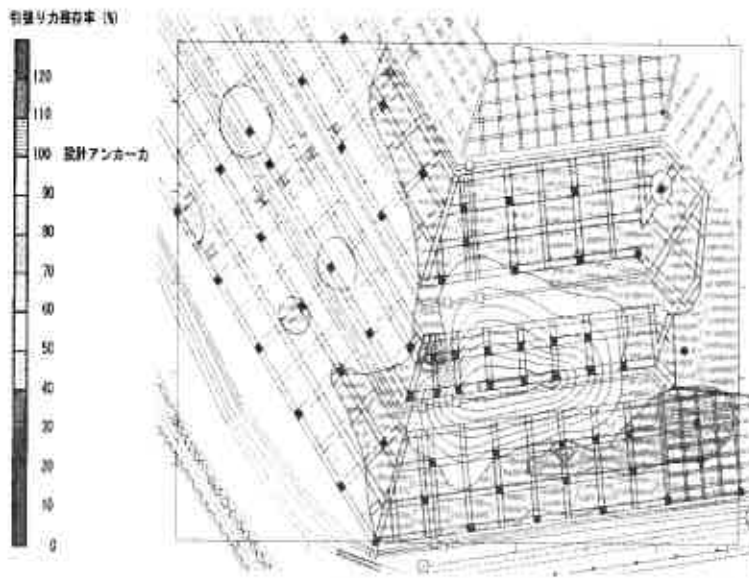


図-2 のり面の引張り力残存率分布状態

設置されたアンカーの施工時の定着時緊張力は不明であるが、設計アンカー力に対する引張り力残存率（(残存引張り力/設計アンカー力) × 100%）を求めてみると、30～50%程度を示すものが多く、一部は 30%未満まで低下しているものが存在している。また、設計アンカー力に対し 120%以上の過緊張状態となっているアンカーも存在し、緊張力低下および過緊張が混在し、残存引張り力は一様な分布を示さないことが分かる。

図-3 は既存資料と引張り力残存率の面的分布状態を対比したものであるが、当該のり面のアンカー施工前の崩壊部分と過緊張部分が一致しており、過緊張の原因を検討する上で有力な情報となりえる。

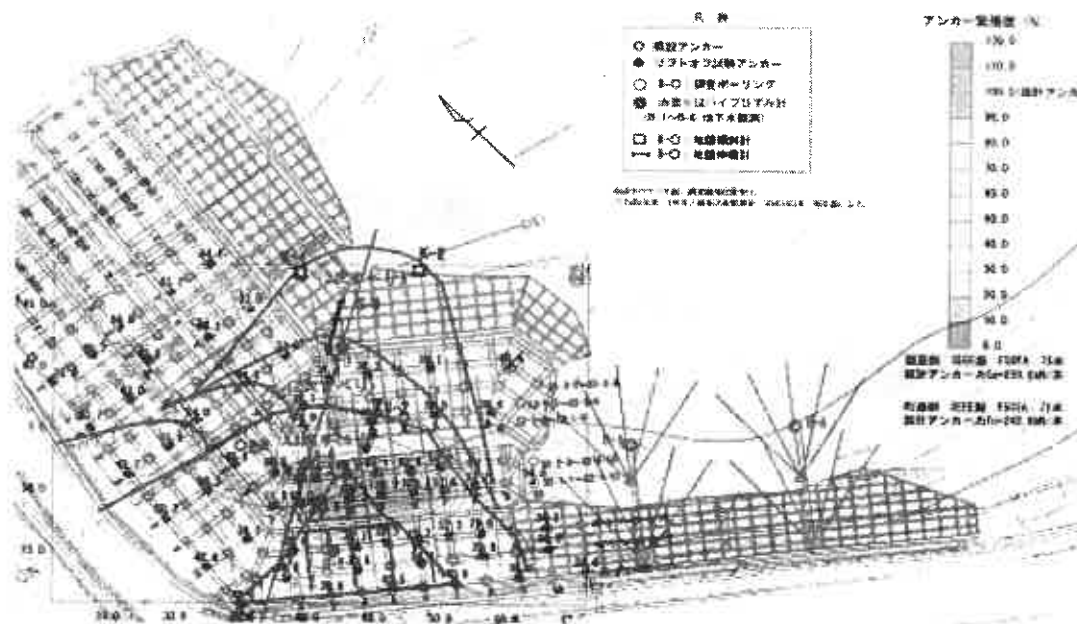


図-3 既存資料との対比

4-2. B 地点

本地点は、勾配が 1:1.0~1.2 ののり面に 27 本のスーパーフロテックアンカー (SFL-3) , 受圧板は現場打ちのり枠工が施工されている (写真-7) . のり面を構成する地質は、三波川結晶変岩類に属する泥質~砂質片岩である. のり面に表出する岩質は図-4 に示すように、切土のり面の中央付近には硬質かつ新鮮な岩が露頭しているものの、切土のり面左側では強風化し土砂状あるいは礫状を呈する状況である. また、この両者の境界に含水が高く指圧で容易に変形する厚さ 5cm 程度の粘土が存在し、これがすべり面となっている.

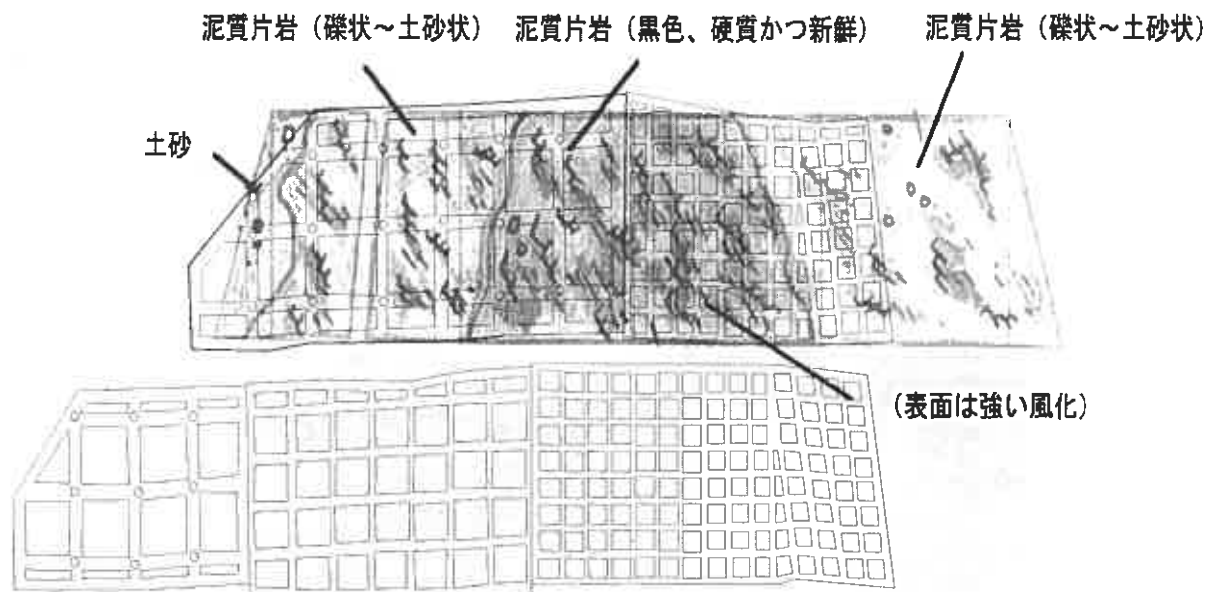


写真-7 B 地点全景

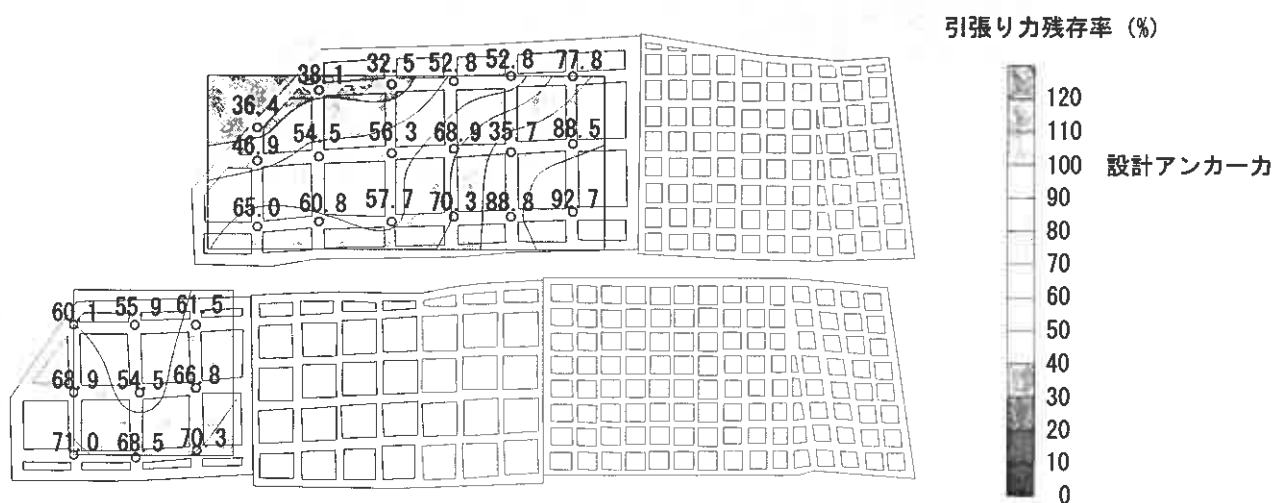
試験状況を写真-8 に示す. 本地点は、比較的緩やかなのり面にアンカーが設置されているものの、高所に設置されており、従来のセンターホール型ジャッキを用いたリフトオフ試験では、足場の仮設、クレーンによる試験機器の搬入・撤去が大掛かりとなると考えられる地点である. これに対し、SAAM ジャッキを使用した試験では、人力での搬入・撤去が可能であるため、迅速に試験を行うことが可能である.



写真-8 リフトオフ試験状況



図－４ のり面のスケッチ



図－５ のり面の引張り力残存率分布状態

SAAM ジャッキを用いたリフトオフ試験により求めたのり面の引張り力残存率の面的分布状態を図－５に示す。本地点での残存引張り力分布は、のり面中央部付近のアンカーは、ほぼ設計アンカー力に近い80%以上の残存引張り力を示しているが、のり面中央部から左側に行くに従い、設計アンカー力に対する残存引張り力は漸次低下する傾向が見られる。

また、本結果と図－４に示すアンカー施工時の地盤状況との比較から、のり面中央付近の硬質かつ新鮮な岩が露頭しているカ所では、残存引張り力の顕著な低下は見られないものの、のり面左側の強風化で土砂状あるいは礫状を呈するカ所では、残存引張り力が大きく低下し、また、設計アンカー力に対し80%程度以上の残存引張り力を示す境界と、すべり面位置と考えられている新鮮岩と強風化層との境界がほぼ一致するなど、SAAM ジャッキによるアンカー残存引張り力の面的調査の実施により、地質状況と緊張力との関係を明らかにでき、今後この調査方法を基に、既設アンカーののり面の健全性評価を行う可能性も考えられる。

5. おわりに

SAAM ジャッキを用いたリフトオフ試験における載荷速度の検討を行った上で、2 調査地点においてリフトオフ試験し、作業性について検討を行うとともに、のり面の残存引張り力の面的分布状態を求めた。その結果、以下のことが明らかとなった。

① 計画最大荷重まで1分間程度の早い速度でリフトオフ試験を実施しても、荷重－変位関係に大きな差は見られず、SAAM ジャッキを用いて残存引張り力を求める場合、載荷速度、載荷方法の影響は考慮しなくてもよいと考えられる。しかし、リフトオフ試験時に載荷速度を速める場合、アンカーに問題が生じた場合の対処、あるいは残存引張り力を越えて過剰な速度で載荷する危険性等の問題が考えられるため、載荷方法の決定にあたっては、現場状況を考慮した上で、これらの点に対する十分な検討が必要であるものとする。

② SAAM ジャッキを使用することにより、人力で機器の搬入・撤去が可能となり、クレーンの使用、足場仮設、通行規制等を実施する必要がなく、従来のセンターホール型ジャッキではリフトオフ試験が困難な場所においても、迅速に試験が実施できることが明らかとなった。

③ 2 調査地点において、SAAM ジャッキを用いて計画最大荷重まで5分程度の連続載荷によるリフトオフ試験を実施し、その作業性の確認を行った結果、多くのアンカーに対し迅速にリフトオフ試験が実施でき、のり面における残存引張り力の面的分布を求めることが可能となることが明らかとなった。

④ 調査により求めた残存引張り力から引張り残存率の面的分布を求めた結果、調査地点Aについては、引張り残存率が30～50%程度を示すものが多く、一部は30%未満まで低下しているものが存在している一方で、設計アンカー力に対し120%以上の過緊張状態となっているアンカーも存在しており、同一のり面に施工されたアンカーにおいて、緊張力低下および過緊張が混在し、残存引張り力は一様な分布を示さない実態が明らかとなった。また、既存資料と引張り残存率の面的分布状態を対比した結果、アンカー施工前の崩壊部分と過緊張部分が一致しており、過緊張の原因を検討する上で有力な情報となりえる可能性を得た。調査地点Bについてはアンカー施工時の地盤状況との比較から、硬質かつ新鮮な岩が露頭している箇所では残存引張り力の顕著な低下は見られないものの、強風化で土砂状あるいは礫状を呈する箇所では残存引張り力が大きく低下し、設計アンカー力に対し80%程度以上の残存引張り力を示す境界とすべり面位置と考えられている新鮮岩と強風化層との境界がほぼ一致するなど、SAAM ジャッキによるアンカー残存引張り力の面的調査の実施により、地質状況と緊張力との関係を明らかにすることができた。

今後、他の調査地点も含め、施工時の地質状況等と残存引張り力との関連について検討するとともに、アンカー残存引張り力分布が一様とならない原因について検討を行う予定である。

参 考 文 献

- 1) (社)日本アンカー協会ホームページ, http://www.japan-anchor.or.jp/01syokai/page_index.htm
- 2) グラウンドアンカー設計・施工基準, 同解説 地盤工学会, 2000.
- 3) 大窪克己・藤岡一頼・竹本将: 高速道路における土構造物の維持管理, 土と基礎, 56(2), pp.2,3, 2008.
- 4) 酒井俊典・福田雄治・中村和弘・竹家宏治: 小型・軽量新型アンカーメンテナンスジャッキの開発, 土と基礎, Vol.55, No.4, pp.39～41, 2007.
- 5) グラウンドアンカー技術協会編: グラウンドアンカー工法設計施工指針 森北出版株式会社, pp.272, 1996.

さまざまな構造物の維持補修に適用できるグラウト充填工法（パフェグラウト工法）

日特建設株式会社 阿部義宏・松原健蔵・菊池聡・笹谷達也・竹内仁哉・阿部智彦

1. はじめに

構造物や地盤の空洞・空隙を埋める充填材のうち、セメントを主成分とするものをグラウトと呼ぶ¹⁾。グラウトは、モルタルグラウトやセメントベントナイトグラウトに代表される流動性グラウトと可塑性グラウト（または可塑状グラウト）²⁾に分類される。

可塑性グラウトは、図-1に示すように、ずり応力とずり速度の関係を示す曲線上の点と原点を結ぶ直線と横軸とのなす角度 θ （ $\tan \theta$ は流体の粘度に相当する）が、ずり速度の増加とともに小さくなる流体である。工学上の分類にしたがうと擬塑性流体³⁾に該当する。

すなわち可塑性グラウトは、ポンプで押されると空洞・空隙をくまなく充填するのに必要な「軟らかさ」を発現し、ポンプが止まると充填範囲を限定するのに必要な、もしくは狭い隙間から漏れ出さない程度の「硬さ」を発現する。こうした性質を可塑性と呼ぶ。

可塑性は、充填材にとって理想的な性質である。そのため近年、道路トンネルの補修市場（背面空洞充填）を中心として可塑性グラウトの需要が伸びてきた。

我々が開発したパフェグラウト工法（以下「本工法」と表記）は、可塑性グラウト「パフェグラウト」と施工装置「パフェプラント」を組み合わせた、新しいグラウト充填工法である。

パフェグラウトは、可塑性グラウトの性能として要求される①可塑性（流動性）、②材料分離抵抗性（水中不分離性、低ブリーディング）、③低漏出性、④低収縮性、⑤強度特性、⑥経済性の条件をすべて満足している。

従来の可塑性グラウトの多くは、これらの条件を満足するために微妙なバランスの下で配合設計がなされており、ある性能を高めれば他の性能が低下するトレードオフの関係を有している。したがって施工目的や環境に合わせて配合を調整し、性能を変更することはほぼ不可能である。

一方、パフェグラウトは、配合を調整して可塑性（流動性）や材料分離抵抗性もしくは強度特性を変えることができる。すなわち多様な配合設計が可能であり、幅広い用途に適用できる。本報ではその概要を紹介する。

2. 構成材料

（1）構成材料

パフェグラウトを構成する材料を次ページの表-1に示す。

本工法では、まずセメントを主体とする「基材」、可塑剤を主体とする「可塑材」、空気を主体とする「気泡」を別々に作製し、それらを配管内で順次、混合することでパフェグラウトを製造して、それをそのまま対象に充填する方法を採用している（5. 施工装置 参照）。

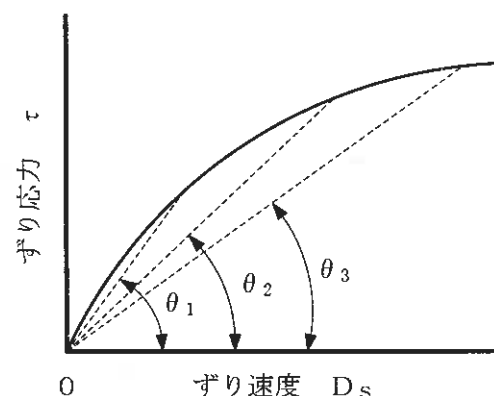


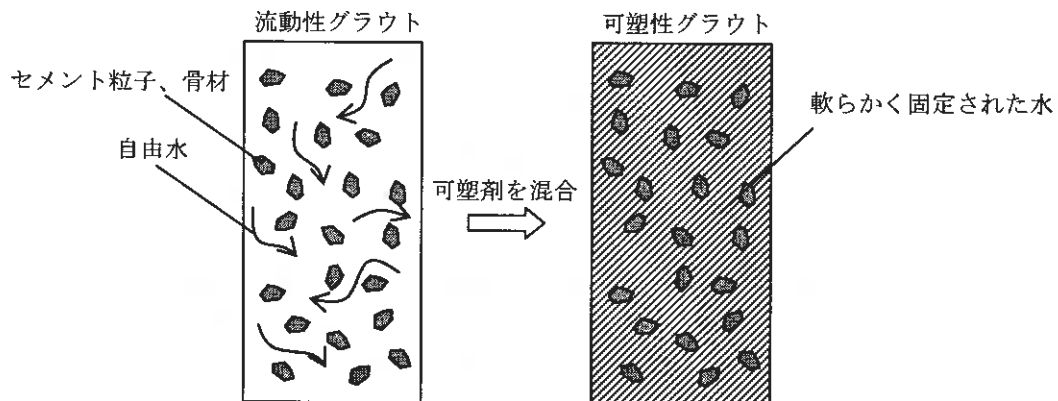
図-1 擬塑性流体

表－1 パフェグラウトの構成材料

材料名	品 名	比重	機 能
セメント	普通ポルトランド等	3.15	水と反応して硬化物を形成する
水		1.00	主にグラウトの流動性を高め、かつセメントと反応して硬化物を形成する
減水剤	レオビルド SP8SV	1.03 ～1.10	基材の流動性を高め、さらに基材の可使時間を延長する
可塑性剤 A	専用品	－	グラウトに可塑性を発現させる
可塑性剤 B	専用品	1.49	グラウトに可塑性を発現させる可塑性剤 A の働きを助け、かつ水和反応を促進させる
可塑性剤 C	専用品	－	グラウトの材料分離抵抗性を高める
起泡剤	ファインフォーム 707P	1.03	気泡を発生させる（条件によって使用）
空気		－	グラウトを軽量化する

（２）可塑性剤および可塑性材

流動性グラウトでは、その中に含まれる水の大半がセメント粒子や骨材の間を比較的自由に流動できる。それらの水を自由な流動状態から軟らかな固定状態に変えるのが可塑性剤である。その結果、グラウトは液体と固体の中間的な性状、すなわち可塑性を示すようになる²⁾。その概念を図－2に示す。



図－2 可塑性剤のはたらき（概念）

パフェグラウトでは、複数の薬剤を混合した可塑性材が自由な水の動きを拘束する。

なお本工法では平成 19 年度末に可塑性材に使用する薬剤を変更している。本工法では便宜上、それらの薬剤を変更以前の「旧配合」においては増粘剤、変更以後の「新配合」においては可塑性剤と表記している。

旧配合の可塑性材は、粉末状の「増粘剤 A」と「増粘剤 B」に水を加えたものである。高粘性のペースト状を呈し、特殊なポンプを用いても圧送可能な距離が 20m 程度と短い。

新配合の可塑性材は、液体状の「可塑性剤 A」と「可塑性剤 B」に水を加えたものである。粘性が低いため、汎用のグラウトポンプでも 1km を超える圧送が可能である。

ただし新配合では、グラウトの材料分離抵抗性を高めるのに、粉末状の「可塑性剤 C」が必要になる。可塑性剤 C を水に溶くと、旧配合の増粘剤と同様に高粘性を発現する。そのため圧送距離が短い場合はこれを旧配合と同様に可塑性材に含め（高粘性）、長い場合は貧配合の基材に含める（低粘性）（3. 配合 参照）。

3. 配合

パフェグラウトの基本的な3種類の配合を表－2に示す。なおこれら以外に、施工目的や環境に合わせた特殊な配合が設定できる。

表－2 パフェグラウトの基本配合 (1m³当たり)

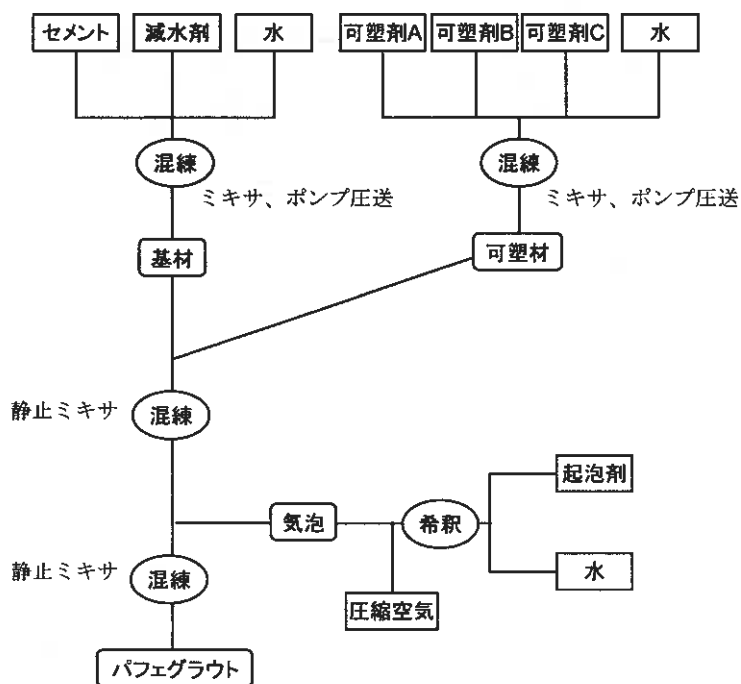
品 名	単位	軽量配合	長距離配合	高強度配合
セメント	kg	707.0	575.0	1,212.0
減水剤	kg	3.53	1.44	6.06
可塑剤A	kg	0.35	1.15	0.61
可塑剤B	kg	3.53	14.40	6.06
可塑剤C	kg	1.77	2.69	1.51
起泡剤	kg	0.83	—	—
水	kg	369.8	805.0	606.0
空気	リットル	400.0	—	—
計		1,086.8	1,399.7	1,832.2

(注) 3種類の配合は、いずれも砂等の骨材を含まない。

(1) 軽量配合

多量の空気（気泡）を含ませて軽量化した配合である（旧配合での呼称は「エアパフェ」）。充填後、老朽化した構造物に作用するグラウトの荷重が軽減できる。

基材には富配合のセメントミルクを用いる。これに注入配管の先端付近で液体状の可塑剤 A、B と粉末状の可塑剤 C を主体とする可塑材を混合した後、気泡を混入してグラウトを製造する（図－3 参照）。



図－3 軽量配合の材料混合系統

軽量配合の比重は、湧水による流失や水中での浮き上がりがないように、水よりやや重い 1.09 に設定されている。

基材の粘性（JSCE-F 521-1999 によるプレパクトフローコーンのフロー値、以下同様）は、一般的なモルタルグラウトと同程度（18 秒±2 秒）だが、可塑材の粘性は著しく高い（測定不能）。後者については圧送距離が短いので、その製造設備を注入箇所付近に置く、という制約がある。

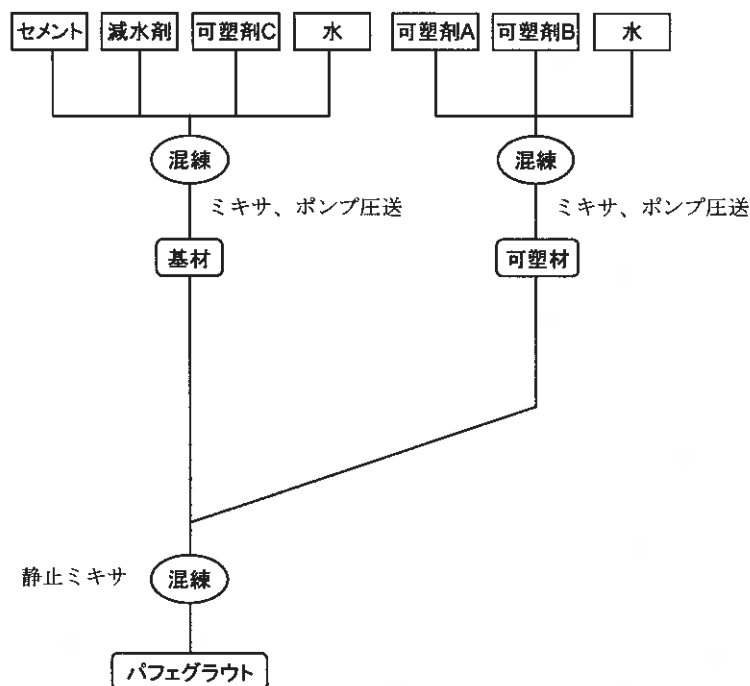
一軸圧縮強度は材令 28 日で 1.5 N/mm^2 以上である（室内試験結果は 8.2 N/mm^2 ）。

（２）長距離配合

プラントと注入箇所の距離が 1km を超える長大なトンネルでも適用できる（新配合で新たに設定）。

基材には貧配合のセメントミルクに粉末状の可塑剤 C を加えたものを用いる。これと液体状の可塑剤 A、B を主体とする可塑材を長距離圧送して注入配管の先端付近で混合し、グラウトを製造する（図－４ 参照）。

貧配合のセメントミルクはブリーディングを生じやすい。そのため圧送中にセメント粒子が沈降し、配管内に沈殿することが懸念される。可塑剤 C には、それを抑制する機能がある。



図－４ 長距離配合の材料混合系統

長距離配合の比重は、1.40 である。

基材の粘性は、一般的なモルタルグラウトより低い（16 秒±2 秒）。液体状の可塑剤 A、B を主体とする可塑材の粘性も同程度（16 秒±2 秒）である。実験の結果、これらは汎用のグラウトポンプで 1km を超える圧送が可能なことを確認している（４．性能確認試験の結果 参照）。

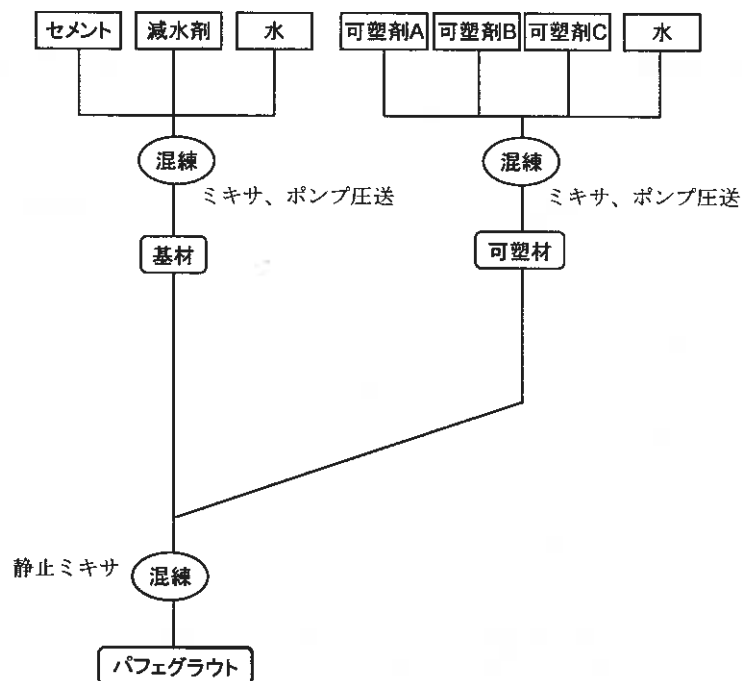
一軸圧縮強度は材令 28 日で 1.5 N/mm^2 以上である（室内試験結果は 2.1 N/mm^2 ）。

（３）高強度配合

一般のコンクリート構造物並みの一軸圧縮強度を発現する（旧配合での呼称は「パフェミルク」）。

基材には富配合のセメントミルクを用いる。これに注入配管の先端付近で液体状の可塑剤 A、B と粉末状

の可塑剤Cを主体とする可塑材を混合してグラウトを製造する（図－5 参照）。



図－5 高強度配合の材料混合系統

高強度配合の比重は 1.83 である。

基材の粘性は、一般的なモルタルグラウトと同程度（18 秒±2 秒）だが、可塑材の粘性は著しく高い（測定不能）。後者については圧送距離が短いので、その製造設備を注入箇所付近に置く、という制約がある。

一軸圧縮強度は材令 28 日で 24.0 N/mm² 以上である（室内試験結果は 33.7 N/mm²）。

4. 性能確認試験の結果

（1）水中不分離性

パフェグラウトは水中不分離性が高いことを特長とする。

その性能を「JHS 覆工背面空洞注入材の適用性確認試験方法（案）」⁴⁾ の水中不分離性試験に準拠した方法で確認した（写真－1 参照）。

その結果、軽量配合、長距離配合、高強度配合のいずれも、試料を投入した水槽内の水の pH および濁度がほとんど変化しないこと、すなわち高い水中不分離性を有していることが証明できた。一例として表－3 に長距離配合の試験結果を示す。



写真－1 水中不分離性試験

表－3 水中不分離性試験の結果（長距離配合）

測定項目	初期値	投入直後	10分後	30分後	60分後
pH	6.70	6.75	7.07	6.92	6.81
濁度	1.08	0.66	0.82	0.75	0.68

(2) ブリーディング

表-4にパフェグラウトのブリーディング試験（JSCE-F522）の結果を示す。軽量配合、長距離配合、高強度配合のいずれもブリーディング率が1.0%以下であり、一般的な充填材の規格を満足することが証明できた。

表-4 ブリーディング試験の結果

配 合	ブリーディング率 (24時間後)
軽量配合	0.0%
長距離配合	0.7%
高強度配合	0.0%

(3) 可塑性

一般にグラウトの可塑性は、フロー試験（JHS313、JIS R 5201）で得られた静置時、15回振動後のフロー値と、両者の差異で評価する。

写真-2、3にパフェグラウトのフロー試験の状況を、表-5にその結果を示す。

パフェグラウトは、静置状態での広がり小さく（流動性が低く）、振動を与えた後の広がりが大きい（流動性が高い）。両者の広がりとの差異は、他の可塑性グラウトと同等である。



写真-2
フロー試験（静置時）



写真-3
フロー試験（15回振動後）

表-5 フロー試験の結果

	軽量配合	長距離配合	高強度配合
静 置 時	15.0cm	15.5cm	14.5cm
15回振動後	19.9cm	19.8cm	20.3cm

(4) 長距離圧送性

長距離配合で使用する基材と可塑性材の長距離圧送試験を実施した（図-6、写真-4、5参照）。

圧送に用いたのはφ50mm 鋼管、その最大延長は各1000m、流量は100ℓ/min（基材87.5ℓ/min、可塑性材12.5ℓ/minの合計）とした。

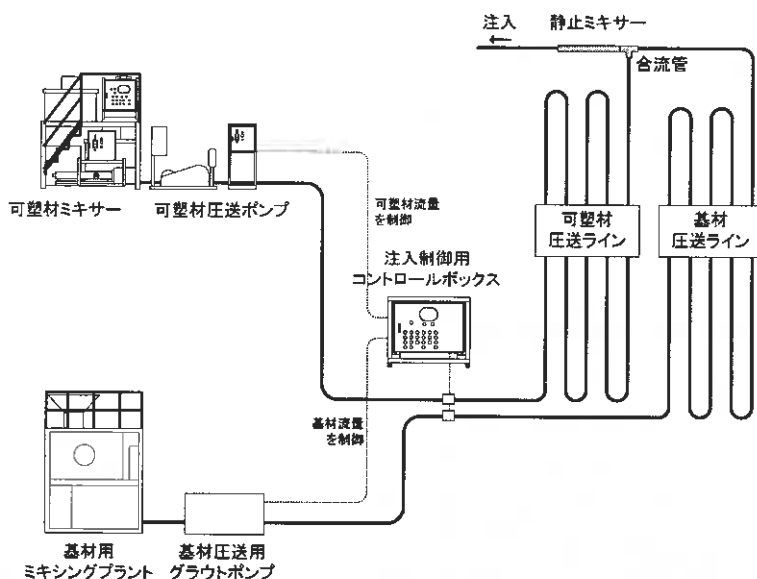


図-6 長距離圧送試験装置

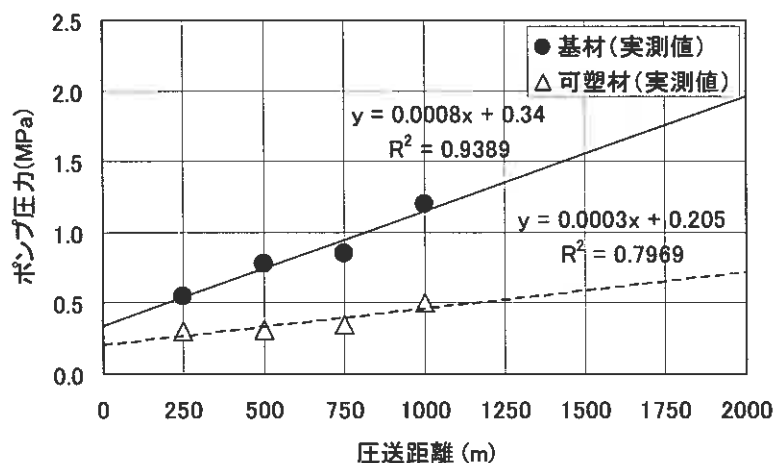


写真-4 圧送に用いた鋼管



写真-5 パフェグラウトの性状
（合流・混合後）

試験結果を図－7に示す。基材の圧送に必要なポンプ圧力は圧送距離 1kmで 1.1～1.2MPa（実測値）、同 2kmで 1.9～2.0MPa（推定値）、可塑材の圧送に必要なポンプ圧力は圧送距離 1kmで 0.5～0.6MPa（実測値）、同 2kmで 0.8～0.9MPa（推定値）であった。基材、可塑材のいずれも汎用のグラウトポンプ（最大吐出圧力 3MPa 程度）で 1km以上の長距離圧送が可能ながわかった。



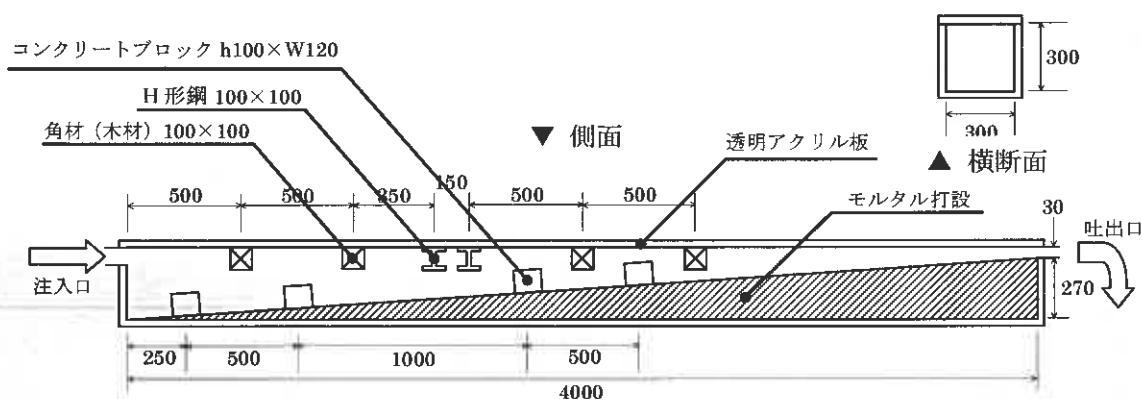
図－7 圧送距離とポンプ圧力（基材、可塑材）

（５）充填性

パフェグラウトが凹凸のある空洞・空隙でもくまなく充填できることを「JHS 覆工背面空洞注入材の適用性確認試験方法（案）」⁴⁾の充填性試験に準拠した方法で確認した。

本試験で使用した試験装置を図－8に示す。

本装置は内部に角材や H 形鋼などの障害物が設置された模擬空洞である。図－8の左側（注入口）から 30 ℓ/min の流量でパフェグラウトの充填を開始し、右側（吐出口）からそれが流出した時点で充填を終了して、硬化後に解体し、障害物周辺の充填状況を観察した。



図－8 充填性試験装置

その結果、軽量配合、長距離配合、高強度配合のいずれも、障害物の周囲に密実に充填されていることが確認できた（写真－6、7 参照）。



写真－6 角材等周辺の充填状況

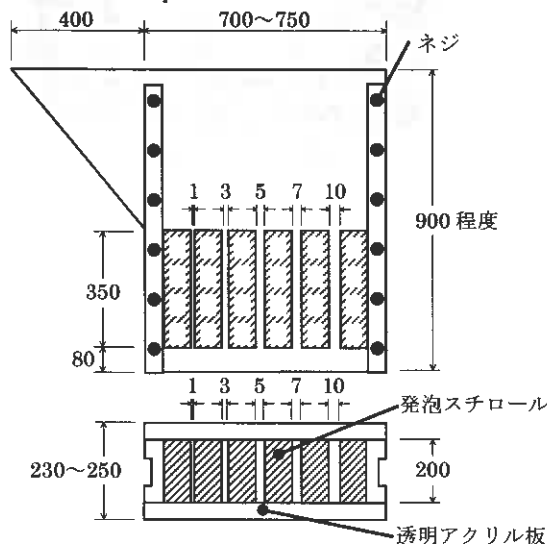


写真－7 H形鋼周辺の充填状況

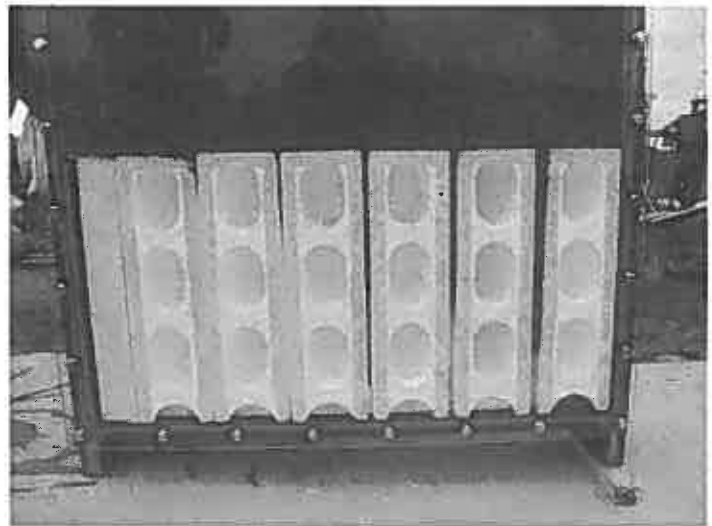
（６）低漏出性

構造物に生じた亀裂を通じてパフェグラウトが漏出する程度を「JHS 覆工背面空洞注入材の適用性確認試験方法（案）」⁴⁾ の非漏出性試験に準拠した方法で確認した。

本試験で使用した試験装置を図－９に示す。本装置には構造物の亀裂に見立てた、高さ 350mm、幅 1、3、5、7、10mm の隙間が設けられている。それらの隙間の上部にパフェグラウトを高さ 300mm まで投入し、パフェグラウトがそれらの隙間へ進入する長さを測定した（写真－８参照）。



図－９ 非漏出性試験装置



写真－８ 非漏出性試験

その結果、軽量配合、長距離配合、高強度配合のいずれも幅 7mm 以下の隙間（亀裂）から漏出しない（進入長が 350mm 以下である）ことを確認した（表－６参照）。

表－６ 非漏出性試験の結果（試料投入から 60 分後の進入長）

隙間幅	軽量配合	長距離配合	高強度配合
1mm	35mm	50mm	0mm
3mm	80mm	90mm	50mm
5mm	150mm	170mm	100mm
7mm	190mm	200mm	140mm
10mm	—	250mm	—

（注）軽量配合と高強度配合の実験に用いた装置には幅 10mm の隙間が設けられていないため測定値がない

（７）低収縮性

パフェグラウトの体積が、硬化の過程で収縮する割合を「JHS 覆工背面空洞注入材の適用性確認試験方法（案）」⁴⁾ の非収縮性試験に準拠した方法で確認した。

本試験で使用した試験装置を図－１０に示す。

本装置は、下底を付けた高さ 1m、内径 30cm の硬質塩化ビニル管を立てたものである。その中にパフェグラウトを満たし、28 日後に収縮量（高さ）を測定した。

その結果、軽量配合、長距離配合、高強度配合のいずれも収縮量（高さ）が 10mm 以下、割合にすると 10mm/1000mm（1.0%）以下であり、一般的な充填材の規格を満足することが証明できた。



図－１０ 非収縮性試験装置

5. 施工装置

本工法の施工装置をパフェプラントと称する（図-11 参照）。その特徴を以下に記す。

①基材、可塑材、気泡を注入配管内で混合し、パフェグラウトを製造する「インライン・ミキシング方式」を採用している。

②パネルコンピュータ（写真-9 参照）が、パフェグラウトの流量、圧力を自動制御（フィードバック制御）する。

・パネルコンピュータが、配管内における基材、可塑材、気泡の流量の計測値（出力信号）とそれらの目標値を常時照合して、それらの差異が最小になるように、それぞれのポンプやバルブに入力信号を送る。

・充填材の施工装置で、気泡の流量の自動制御をおこなうのはパフェプラントがはじめてである。

・パネルコンピュータが、注入圧力を常時監視し、それがある設定値に到達すると各材料のポンプやバルブを停止または閉塞する。

③流量、圧力を電子データとして記録する（ペンレコーダを接続すれば紙チャートへの出力も可能）。



写真-9 パネルコンピュータ操作画面

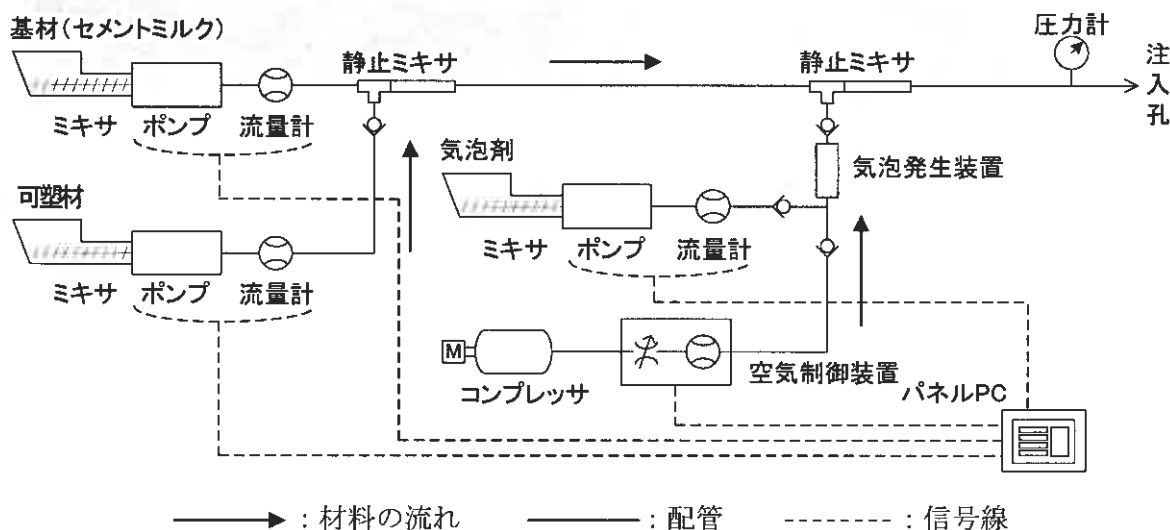


図-11 パフェプラント（注入系統）

配管内の混合には駆動部のない「静置ミキサ」を使用する。

静置ミキサは、鋼管内に写真-10に示すように、左ひねりと右ひねりの鋼板（エレメント）を交互に配列させた構造を有する。複数の材料はエレメントを通過するたびに流れの分割と混合が行なわれ均

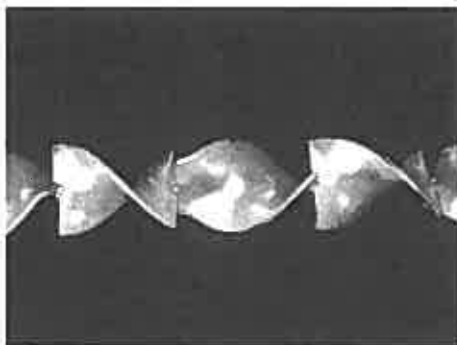


写真-10 静置ミキサ



写真-11 静置ミキサを備えた専用機

質化する。一度、適切なエレメントの枚数を定めると、攪拌時間の管理をおこなわなくても、できあがるグラウトの品質が一定に保たれるという長所がある。

6. 適用事例

本工法は多方面に適用されている。なかでもパフェグラウトが水中不分離性に優れるという特長を活かした水周り（河川、湖、海）の実績が多い。以下、代表的な事例を示す。

なお本報の執筆段階で紹介できるのはいずれも旧配合の事例である。もちろん今後、同様の工事があればそれらに新配合を適用できる。ちなみに本報の発表段階では、新配合の事例もいくつか紹介できる。

（１）エアパフェの適用事例（新配合の軽量配合に相当）

充填後に構造物に作用する荷重が小さいという特長を活かして、道路トンネル背面の空洞充填（写真－12 参照）、導水路トンネル背面の空洞充填、河川護岸背面の空洞充填（写真－13 参照）に適用事例がある。

（２）パフェミルクの適用事例（新配合の高強度配合に相当）

一般のコンクリート構造物並みの一軸圧縮強度を発現するという特長を活かして、ダム周りの構造物の補修（写真－14 参照）に適用事例がある。

（３）特殊配合

グラウンドアンカーの定着注入（写真－15 参照）、既設法面背面の空洞充填（写真－16 参照）、岩盤の開口割れ目の充填（写真－17 参照）、地下空洞の充填、地下埋設管の充填に適用事例がある。これらの事例ではエアパフェやパフェミルクの配合を調整して、流動性を高めたり、水中不分離性をさらに高めたり、急硬性を持たせたりした特殊配合を使用している。



写真－12 道路トンネルの例



写真－13 河川護岸の例



写真－14 ダムの例



写真－15 アンカーの例



写真－16 既設法面の例



写真－17 岩盤の例

7. おわりに

わが国は現在、高度経済成長期を中心に大量に整備・蓄積された社会資本（道路、港湾、空港、公共住宅、下水道、都市公園、治水、海岸等）の維持・更新の時代を迎えている。パフェグラウトの多様性、パフェグラウトの高度な制御技術を活かして、こうした時代の要請に応えたい。

<参考文献>

- 1) 充填材の品質評価研究委員会報告、コンクリート工学 Vol.31, No.8, 1993.8
- 2) 三木五三郎・下田一雄：可塑状グラウト注入工法、日刊建設工業新聞社、2001.7
- 3) 川田裕郎：改訂粘度、コロナ社、昭和45年7月
- 4) 東日本高速道路株式会社、中日本高速道路株式会社、西日本高速道路株式会社：矢板工法トンネルの背面空洞注入工設計・施工要領、平成18年10月

寒冷地における流動化処理土の施工

北海道開発局札幌開発建設部札幌南農業事務所	小野尚二、中西浩輝
北海道開発局小樽開発建設部農業開発課	伊藤定由
独)農業・食品産業技術総合研究機構農村工学研究所	毛利栄征
株式会社中研コンサルタント	清水和也
株式会社エステック	真鍋拓吾

1. はじめに

農業・農村事業で実施するパイプラインの設計は原則として、設計基準や指針に沿って実施されており、十分な安全性が確保されているが、現場条件の変化に適切に対応するとともに環境負荷の軽減やコスト縮減の推進も重要な課題である。特に、大口径のパイプラインの施工では地盤掘削の規模が大きく、発生する土砂や新たに準備する埋め戻し材料の扱いは、施工性や安全性にとどまらず建設コストや環境面で大きな課題で、発生現場で再度有効に利用する方法はパイプラインの新しい施工の考え方として重要である。現行の土地改良事業計画設計基準「パイプライン」では、原則として埋戻し材料として良質土を使用することを規定し、液性限界が50%を越える土質材料等については責任技術者による判断が必要であるとして、実質的には使用されていないのが現状である。また、現地発生土を改良した固化土や流動化処理土の適用性については、要求強度を示しているが、大口径パイプに適用する場合の具体的な規定はない。

大口径パイプラインの場合、掘削残土の処理と良質土の購入に大きな負担がかかり、現地発生土を有効に用いることができれば大きな経済的効果が期待される。しかしながら、パイプに作用する土圧分布やパイプの変形のモードは、砂やレキを埋戻し材として用いた場合と同等と考える根拠がなく、さらに寒冷地での流動化処理土を用いた地中構造物の施工実績については十分な成果が報告されていない。

管水路区間の基礎工について、現地で発生する材料を用いた流動化処理土を埋戻し材料として採用するための基礎実験と実証試験を実施した。特に今回は寒冷地での施工に観点を置き、低温環境下での各種物性、施工実験等を行ってきた結果を報告する。

2. 流動化処理土を用いる利点

現地の地盤掘削によって発生する火山灰質砂や粘性土を母材として、流動化処理土を製造し、大口径パイプラインの埋め戻し材料として施工することを前提に、必要性能の確保と施工性についての問題点を抽出することとする。一般に、流動化処理土は、泥水に固化材を添加して強度発現を促すもので、処理土の強度は固化材の量と水量によって規定される。また、母材の性質によっては、固化材の反応が阻害され十分な強度を発現できない場合があるが、ほとんどの場合は材料の配合によって要求強度を得ることができる。流動化処理土の強度については、泥水状の母材を作製する工程を設けることによって品質が安定しており、粉体攪拌による固化処理土に比べて、ばらつきの少ない埋め戻し材料の製造が可能となっている。

ONO Shoji, NAKANISHI Hiroki	北広島市中央 6 丁目 8	TEL:011-376-6034 FAX:011-376-6039
ITO Sadayoshi	小樽市潮見台 1 丁目 15 番 5 号	TEL:0134-23-5131 FAX:0134-23-5293
MOURI Yoshiyuki	茨城県つくば市観音台 2-1-6	TEL:029-838-7574 FAX:029-838-7609
SHIMIZU Kazunari	千葉県船橋市豊富町 585	TEL:047-457-3585 FAX:047-457-6284
MANABE Takua	大阪市大正区南恩加島 7-1-55	TEL:06-6556-2157 FAX:06-6556-2069

ソイルセメントに代表される粉体攪拌によって製造される固化処理土は、母材の攪拌とその後のハンドリングのためにある程度の含水比以下まで乾燥、あるいは脱水する必要がある、またセメントの混練後は少なくとも0度以上の養生環境を整える必要がある。この点、流動化処理土は、泥水状態を第一工程とするため、母材の脱水過程が省略され、施工工程が大幅に短縮できる可能性がある。特に冬季間の施工では、母材の利用歩留まりを維持できる可能性があるが、反面凍結による品質の低下の影響が大きいことが懸念される。

一般論として、流動化処理土を大口径パイプに適用する場合、以下の特徴がみられる。

- ①高い流動性から管底部の充填性能に優れる
- ②自硬性を有するため締固めを必要としない
- ③現地発生土（粘性土）を再利用できる

このような特性を有する流動性処理土の施工性を踏まえ、その冬季の氷点下での施工環境での流動化処理土の品質やその施工方法、管理の方法の影響を基礎的な試験によって確認する。

3. 流動化処理土の低温下での特性

3.1 目標強度

現場での施工時に適切な強度が発現されることが重要である。固化処理土を埋め戻し材料として利用する場合、1次打設後の強度として24時間強度は、人が歩け、かつ、上部に基礎工（砂利）が施工できる状態を確保するために一軸圧縮強度は概ね50kN/m²以上とされている。流動化処理土は、必ずしも打設後に施工面での作業があるわけではないので、24時間後の強度を規定する必要はないが、工程上の手続きとして何らかの作業が入る場合を考慮して、現段階では固化処理土と同等の一軸圧縮強度50kN/m²を目標とする。ただし、管頂以上の埋戻しが進む段階では、100～200kN/m²以上の強度が必要である。

3.2 低温環境での強度発現

低温下での流動化処理土の硬化状況、強度発現を確認するため低温養生室を使用して流動化処理土の固化実験を行った。実験に使用した原土は道央用水地区現場内の現地発生土である。土質特性を表-3.1に示す。

流動化処理土は、練り上がりのフロー値を180±20mm、1日強度50kN/m²を目標に設定して配合を定めた。

表-3.1 原土の土質特性

土粒子の密度		2.680
自然含水比 (%)		37.1
湿潤密度 (g/cm ³)		1.725
粒度特性	レキ分 2～75mm (%)	0.0
	砂分 0.075～2mm (%)	30.5
	シルト分 0.005～0.075mm (%)	49.8
	粘土分 0.005mm 未満 (%)	19.7
	最大粒径(mm)	2.0
コンシステンシー特性	液性限界 WL (%)	60.4
	塑性限界 W _p (%)	33.3
	塑性指数 I _p	27.1

作製した流動化処理土を 0℃、2℃、5℃の低温養生室で養生し、材令 1、2、3、4 日で強度試験した結果を図-3.1 に、打設した直後に -2℃に凍結した供試体の写真を図-3.2 に示す。図より養生温度が 5℃を超えれば 1 日強度で 50kN/m²を満足しており、現場でも流動化処理土温度を 5℃以上に保てば施工可能であると予想される。また 0℃以下にした場合は凍結し氷の塊ができており、融解後は崩れて供試体とならなかった。しかし配合や凍結開始時間等の条件によっては固結した供試体もあり、今後の検討が必要である。

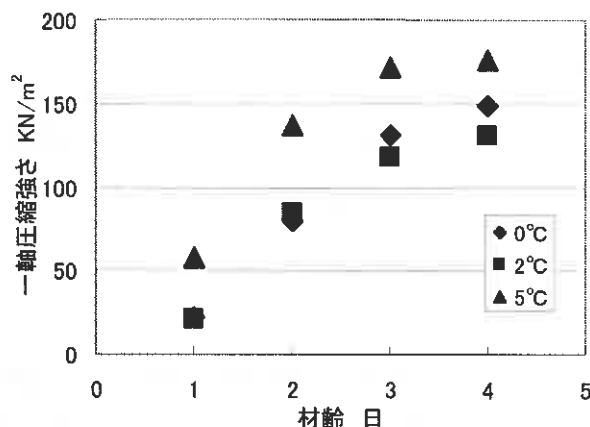


図-3.1 低温条件下での流動化処理土の強度発現



図-3.2 凍結した供試体

4. 実験ヤードでの打設実験

室内実験で基本的な性状が確認できたため、農村工学研究所の実験ヤードで冬季の打設実験を行った。

実験に使用した原土は、室内試験と同様に道央用水地区現場内の現地発生土である。流動化処理土の作製フローを図-4.1 に示す。

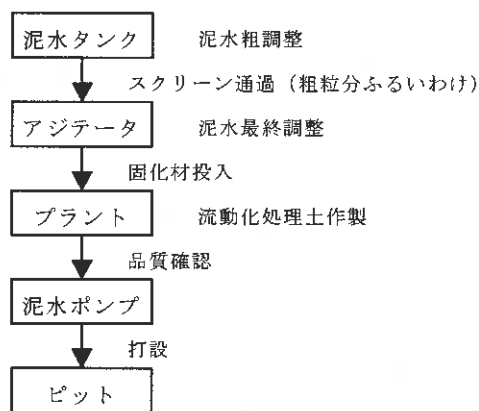


図-4.1 流動化処理土作製フロー

実験が均一な条件で行えるよう、初めに用意した発生土全量を泥水タンク中で加水し、粗調整を行い泥水とした。実験で用いる添加量を決定するための配合試験は、この調整された泥水を用いて行った。

流動化処理土の作製手順は、調整された泥水をアジテータに計量し密度の最終調整を行った後、プラントに移送し固化材を投入し混合した。混合後は泥水ポンプを使用してピットへ打設した。

打設は地面に掘削した、長さ 1.2m 幅 1.2m 深さ 1m のピットに行った。ピットは 4 つ掘削し、打設条件を変えて実験を行った。実験条件を表－4.1 に示す。打設条件のうち 2 層打設については、2 層目を 2 日後に打設、3 層打設については 1 日 1 層の打設とした。

表－4.1 実験ケース

実験ケース	打設条件	配合
1	1 層打設	110kg/m ³
2	1 層打設	75kg/m ³
3	2 層打設	110kg/m ³
4	3 層打設	110kg/m ³

4.1 配合試験結果

5℃の低温実験室内で配合試験を実施した。配合試験結果を表－4.2 に示す。

今回の目標強度である材齢 1 日 50kN/m²、材齢 2 8 日 200kN/m²程度から標準の配合を 110kg/m³と決定し、比較のための低強度配合を 75kg/m³と決定した。

表－4.2 配合試験結果（5℃）

添加量 (kg/m ³)	一軸圧縮強さ(kN/m ²)			
	1 日	3 日	7 日	2 8 日
75	12	35	40	70
100	38	98	125	184
125	67	169	222	337
150	75	231	314	572

4.2 打設結果

各打設条件での品質管理試験結果および強度試験結果を表－4.3 に示す。

表－4.3 打設試験結果

実験 ケース	打設方法	添加量 (kg/m ³)	位置	フロー (mm)	ブリージング (%)	一軸圧縮強さ(kN/m ²)		
						1 日	7 日	28 日
1	1 層打設	110	－	162	0.0	123	285	454
2	1 層打設	75	－	152	0.0	50	114	177
3	2 層打設	110	下部	159	0.0	151	269	463
			上部	180	0.0	121	272	390
4	3 層打設	110	下部	159	0.0	151	269	463
			中部	162	0.0	123	285	454
			上部	180	0.0	121	272	390

今回の実験では、冬季であったにもかかわらず外気温が高かったため、練上り温度が 20～28℃となり低温の実験とはならず、強度が室内試験よりも高い結果となった。フロー、ブリージングに関しては問題のない値となっており、今回の用途に十分使用できることが確認された。また、比較のために行った 75kg/m³の配合でも目標強度をほぼ満足しており、室内試験の結果も合わせて考えると固化材の配合量によって強度の調

整が十分可能であることが確認できた。

4.3 流動化処理土の発熱

ピットに打設した流動化処理土の練上り温度、最高温度を表－4.4 に示す。

実験ケース 1,2 の 1 層打設の場合が一番温度が高く、36℃に達している。実験ケース 3 の 2 層打設の場合もあまり変わりはなく、7.0℃の上昇。実験ケース 4 の 3 層打設の場合は、打設厚が薄いためか 5℃程度の温度上昇であった。温度上昇は、最高で 7.6℃程度で埋設パイプラインには問題とならない温度上昇であった。

表－4.4 流動化処理土の温度

ケース	打設位置	練上り温度 (℃)	最高温度 (℃)	差 (℃)	最高温度到達 時間 (時間)
1	ー	28.3	35.9	7.6	17
2	ー	28.7	36.0	7.3	15
3	上部	28.0	35.0	7.0	10
	下部	19.5	26.5	7.0	11
4	上部	28.0	33.2	5.2	7
	中部	28.3	31.9	3.6	6
	下部	19.5	24.2	5.2	7

4.4 養生方法の検討

ピット実験では、打設上面にブルーシートをかけただけの養生であったが、寒冷地への適用を考え、60×60×深さ 30cm の小型ピットを用いて、発泡スチロールやエアキャップを用いた養生条件での発熱と 1 日強度を測定した。試験結果を表－4.5 に示す。発泡スチロールの厚さによる違いはほとんどなかったが、ビニールシートやエアキャップと比較すると、1 日後の温度が高く一定の養生効果が得られた。

表－4.5 養生方法の検討試験結果

養生方法	最高温度 (℃)	1 日後温度 (℃)	1 日強度 (kN/m ²)
ビニールシート	31.9	21.4	187
エアキャップ	32.0	22.8	204
発泡スチロール 5cm	32.0	27.7	259
発泡スチロール 10cm	31.8	27.2	246

5. 寒冷地での打設実験

つくばでの打設実験をふまえ、北海道夕張郡由仁町において H20.2/12～23 の期間で寒冷地での打設実験を実施した。実験ケースを表－5.1 に示す。

実験ピットは、幅 1.5m 長さ 1.5m 深さ 1.5m とし 5 箇所設けた。実験ケースは養生方法をビニールシート、発泡スチロール 5cm、30cm の 3 ピット。打設厚を 2 倍の 60cm にしたもの、固化材の配合量を変えたもの各 1 ピットとした。

5.1 泥水の加温

今回の実験では、寒冷地において簡易な養生で施工できることの確認を目標としたため、流動化処理土の打設温度を高くすることを検討した。泥水に使用した発生土の土質試験結果を表－5.2 に、水槽中に 20m³

程度の泥水を入れ、水槽中のサンドポンプで攪拌し続けた場合の泥水の温度変化を図-5.1 に示す。水槽の回りはシートで覆い保温した。実験は夜間に行い外気温は-5℃程度であった。泥水温は 15 時間経過後で 9℃ 程度上昇しており、1 時間あたりに直すと 0.5℃/時間程度の上昇であった。この結果よりサンドポンプを泥水中に沈め攪拌することは、泥水の加温に有効であることが確認できた。

5.2 ピットへの打設実験

表-5.2 使用した土の性質

湿潤密度	1.770 g/cm ³
乾燥密度	1.288 g/cm ³
土粒子の密度	2.742 g/cm ³
自然含水比	37.4%
レキ分	10.7%
砂分	23.1%
シルト分	41.8%
粘土分	24.4%
液性限界	64.7%
塑性限界	27.6%
強熱減量	5.3%

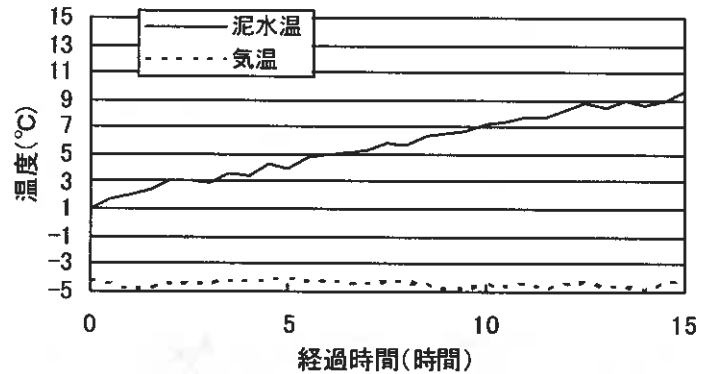


図-5.1 泥水の温度変化

1 層目に打設した流動化処理土の、材齢 1 日での単管式コーン貫入試験機によるコーン貫入抵抗を図-5.2 に示す。測定結果は、ピットの中央部で実施したものである。いずれのケースも打設表面近くでの貫入抵抗は小さい。これは、表面から放熱され養生温度が低くなったためと思われる。深さ-0.10m 以深での貫入抵抗はほぼ安定している。発泡スチロール 30cm (ケース C) では深さ-0.05m で既に 800kN/m²を超える強度が発現しており、ビニールシート、発泡スチロール 5cm (ケース A、B) に比べて養生効果が現れているとことが分かる。

表-5.1 実験ケース

ケース	打設厚	固化材添加量	養生条件等
A	30cm	100kg/m ³	ビニールシート
B	30cm	100kg/m ³	発泡スチロール 5cm
C	30cm	100kg/m ³	発泡スチロール 30cm
D	60cm	100kg/m ³	2 層打設
E	30cm	200,75,50kg/m ³	配合変更

*D,E についてはビニールシート養生

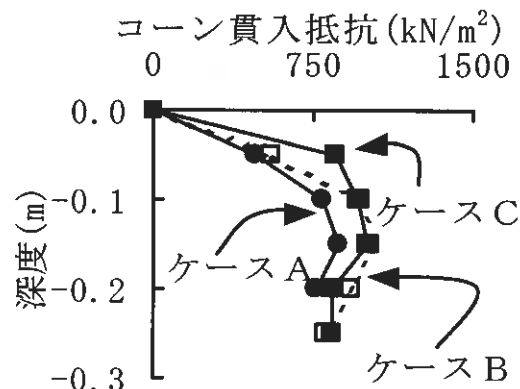


図-5.2 養生方法の違いによる
コーン貫入抵抗 (材齢 1 日)

ピットへ打設した流動化処理土の、初期温度と最高温度、3層目の1日後の温度測定結果を表-5.3に、最終打設から12時間経過後の各ピットの温度分布を図-5.3に示す。打設温度がほぼ同じであるのに対し、ビニールシートで最高温度23.3℃、1日後17.4℃、発泡スチロール5cmで最高温度25.8℃、1日後22.2℃、30cmで26.3℃と24.2℃となった。また温度分布を見るとビニールシート、発泡スチロール5cm、発泡スチロール10cmの順で温度分布が均一になっており、また全体の温度も高くなっている。以上のことより今回実験した養生方法は有効であると考えられる。しかし、現場適用を考えた場合、発泡スチロールは割れ安い等取り扱いが面倒なため、より適した断熱材を検討する必要がある。

表-5.3 3層目の温度変化

ケース	養生方法	打設温度	最高温度	1日後
A	ビニールシート	20.7℃	23.3℃	17.4℃
B	発泡スチロール5cm	20.8℃	25.8℃	22.2℃
C	発泡スチロール30cm	20.4℃	26.3℃	24.2℃

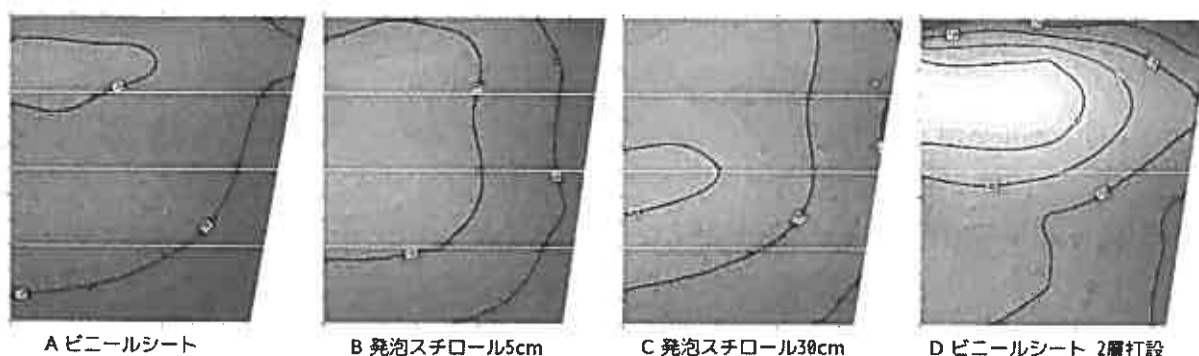


図-5.3 最終段打設後12時間の温度分布

5.3 アジテータ車での泥水温低下実験

流動化処理土を、アジテータ車で搬送する場合の温度低下について確認実験を行った。実験は固化材の発熱の影響をなくすため、泥水のみを4m³生コンを運搬するアジテータ車に積み込み、走行モードのドラム回転数で道路を走行し、直後、30分後、60分後、90分後、120分後にドラム内部の泥水温を測定することにより行った。実験結果を表-5.4に示す。実験は2回行い気温との温度差約21℃で1時間あたり約2.5℃の低下、温度差約9℃で1.6℃の低下であった。アジテータ車で流動化処理土を運搬する場合、運搬時の温度低下を見越して練り上がり温度を設定する必要があることが確認できた。

表-5.4 アジテータ車内の泥水の温度低下

初期温度	2時間後	低下量(1h)	気温
23.0℃	18.1℃	2.45℃	1.7℃
12.7℃	9.6℃	1.55℃	3.6℃

6. まとめ

農業用パイプラインの埋め戻しに流動化処理土を使用する工法に関して、寒冷地での施工を中心に検討してきた。流動化処理土を打設する場合は打設温度を管理し、硬化を阻害しない温度にしておく必要があることが確認できた。また、気象条件によっては流動化処理土の温度低下の対策として発泡スチロール等の簡易な断熱を行うことにより、十分な品質の流動化処理土を施工できることが確認できた。

長距離圧送が可能な可塑性裏込め注入材の施工事例

四国電力(株) 井口 敬一郎
 四電エンジニアリング(株) 原 志織
 住友大阪セメント(株) 真鍮 年次
 (株)エステック 三浦 理滋
 志和 裕人
 笠井 寿太郎

1. はじめに

従来から矢板工法により施工されたトンネルでは鋼アーチ支保工や矢板が支障となって覆工背面の地山との間に空洞が残ることが多く、エアモルタルなどが注入材として使用されてきた。ところが、エアモルタルでは湧水のある空洞に注入した場合には材料分離が発生し確実な充填が出来ない等の問題があった。このような状況から近年、裏込め注入材には湧水に対する材料分離抵抗性を有している可塑性注入材が多く用いられるようになってきている。

今回、水力発電所の導水路トンネルの補修において背面空洞の注入が計画された。導水路トンネルの延長は約 1,100m と長く、断面が小さいため裏込め注入プラントをトンネル内に持ち込むことできない等の制約があった。そこで坑外に設けたプラントから長距離圧送が可能な可塑性裏込め注入材を開発し、その施工事例について報告する。また、裏込め注入材には石炭火力発電所から発生する石炭灰（フライアッシュ）を用い、事前に充填性、圧送性などの実証実験を行った性能確認試験結果と、施工時には長距離圧送された注入材の品質、注入圧力がトンネルに及ぼす影響を把握するために測定した覆工背面圧力の計測結果も報告する。

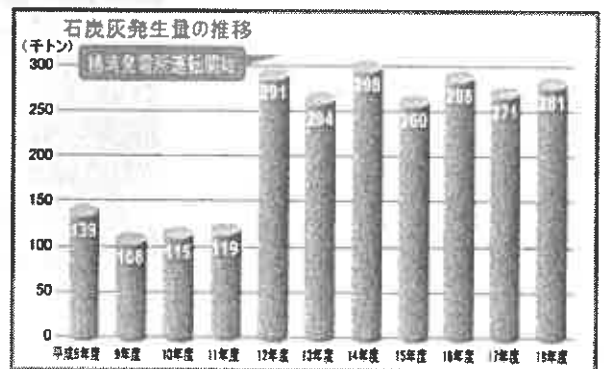


図-1 四国電力における石炭灰発生量の推移

2. 長距離圧送可能な注入材の開発

可塑性注入材は平成 12 年に旧日本道路公団が「矢板トンネルの背面空洞注入工設計・施工指針(案)」を作成するにあたり各メーカーの性能試験を行い、数種類の工法が実用化されている。道路トンネルの裏込め注入工事の場合には車線を規制し、空洞付近(直下)へプラントを移動し

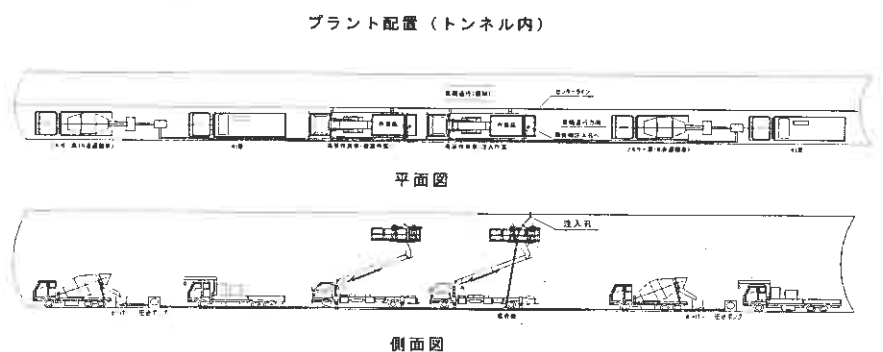


図-2 道路トンネルにおける

ての注入作業が可能であり、注入材の圧送距離は数十 m 程度である(図-2)。ところが導水路トンネルや農

Iguchi Keiichiro	香川県高松市丸の内 2 番 5 号	Tel : 087-821-5061	Fax : 087-825-3033
Hara Shiori	香川県高松市上之町 3 丁目 1-4	Tel : 087-867-1711	Fax : 087-868-8188
Matsurugi Toshitugu	東京都千代田区六番町 6 番地 28	Tel : 03-5211-4750	Fax : 03-3221-5190
Miura Tadashige, Shiwa Hirohito, Kasai Jutaro	大阪市大正区南恩加島 7 丁目 1-55	Tel : 06-6556-2050	Fax : 06-6556-2069

業用水路などの小断面トンネルの場合はプラント設備をトンネル内へ持ち込むことが困難な場合が多く、特に延長が長いトンネルの場合には注入材の圧送性の問題から中継プラントを用いての施工となる。しかし、その際には動力設備や換気設備などを考慮せねばならないなど、現実的に困難な場合が多い。坑外に設けたプラントからポンプによる長距離圧送での注入が可能となればより効率的な施工ができる。このような背景から長距離圧送が可能で、かつ可塑性状をもった注入材「JETMS（ジェットムズ）工法」が開発された。

2. 1 可塑性注入材（JETMS）

可塑性とは外力が作用すると容易に変形するが、外力を作用させないとその形を保持する性質のことであり、いわゆる粘土のような性質である。このような性質から湧水に対する材料分離抵抗性が高くなる。JETMS工法の標準的な配合を表-1に示す。（図-3 JETMSの可塑状態）

表-1 JETMS工法の標準配合

配合No.	A液			B液			湿潤密度 (g/cm ³)	圧縮強度 σ_{28} (N/mm ²)	フロー値 (mm)
	A材	混和剤	水	B材	混和剤	水			
	(kg/m ³)	(%)	(kg/m ³)	(kg/m ³)	(%)	(kg/m ³)			
No. 1	400	0.3~0.5	200	90	1.0	633	1.36	1.5	100
No. 2	300	0.3~0.5	150	100	1.0	713	1.26	0.5	100



図-3 JETMSの可塑状態

材料構成はA材、B材の2種類の無機系材料を主材とした2液混合タイプの注入材である。材料の特長としては以下のである。

① 湧水に強いエアーレスタイプ

2種類のミルクがショットすると同時に可塑化するため、水に強く材料分離や希釈が少なく品質が安定している。

② 長距離圧送が可能

材料の流動性が優れているため配管抵抗が少なく、長距離圧送が可能。

2. 2 石炭灰を用いた注入材の材料および配合

今回開発した注入材は「JETMS工法」の技術をベースとし、これに石炭灰の有効利用および流動性改善効果を目的として開発した。石炭灰を用いた注入材の配合を表-2に示す。注入材の配合については石炭灰混合量を変えた配合試験を行い、長距離圧送性が良好な配合を決定した。

表-2 石炭灰を用いた注入材の配合

石炭灰 (kg/m ³)	A液			B液			湿潤密度 (g/cm ³)	圧縮強度 σ_{28} (N/mm ²)	フロー値 (mm)
	A材	混和剤	水	B材	混和剤	水			
	(kg/m ³)	(%)	(kg/m ³)	(kg/m ³)	(%)	(kg/m ³)			
450	250	3.5	280	85	0.9	408	1.47	1.0	100

※石炭灰はフライアッシュ（JISⅡ種）

2. 3 性能確認試験

配合試験で決定した配合について実機を用いて長距離圧送性、充填性、非漏出性、水中分離抵抗性試験を行った。充填性、非漏出性、材料分離抵抗性試験については「日本道路公団試験研究所規格 JHS 覆工背面空洞注入材の試験方法（案）」に準じて行った。

2. 3. 1 長距離圧送性の確認

圧送性の確認は 1.5 吋の圧送ホースを 1,000m まで設置し、ポンプで圧送中に 200m ごとに圧力計にてホース内の圧力を測定した。圧送圧力の測定結果を表-3 に示す。試験の結果、圧力は最大でも約 1Mpa 以下となり圧送ホースの耐圧 3.0Mpa を大きく下回った。また、JETMS 工法の試験結果と比較しても圧力は小さく、圧送性は良好であり石炭灰の流動性改善効果が伺える。この結果からさらに圧送圧力を増加させることにより長距離圧送が可能であると考えられる。（表-3、図-5、図-6 に長距離圧送試験結果と状況）

表-3 圧送距離と圧力の関係

ホース圧 (MPa)		圧送距離				
		0m	200m	400m	600m	800m
A液	ショット前	1.08	0.45	0.35	0.2	0.1
	ショット後	0.85	0.65	0.5	0.35	0.2
B液	ショット前	0.7	0.5	0.3	0.2	0.15
	ショット後	0.64	0.7	0.58	0.5	0.45
計算値	A液	0.6	0.48	0.36	0.24	0.12
	B液	0.71	0.57	0.43	0.29	0.14



図-5 長距離圧送試験

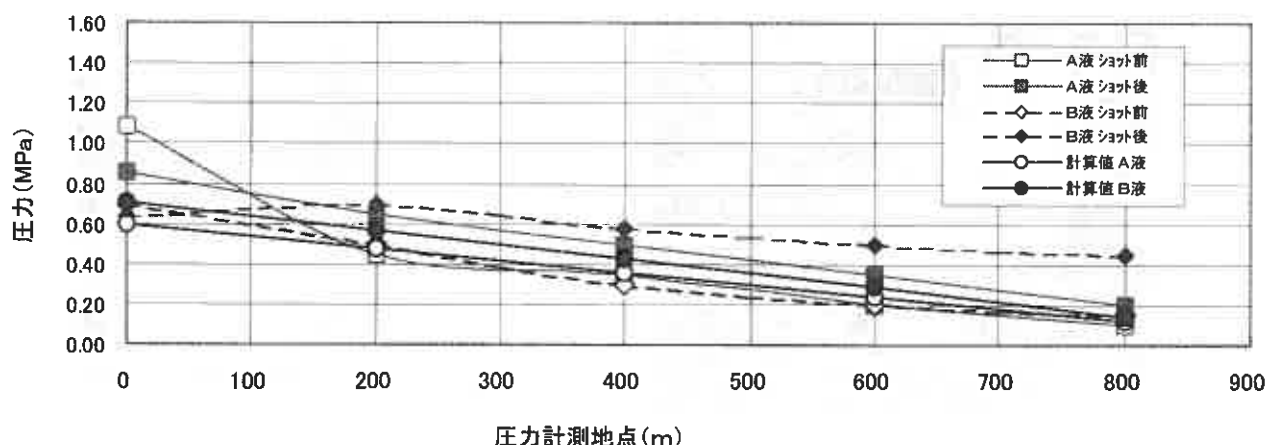
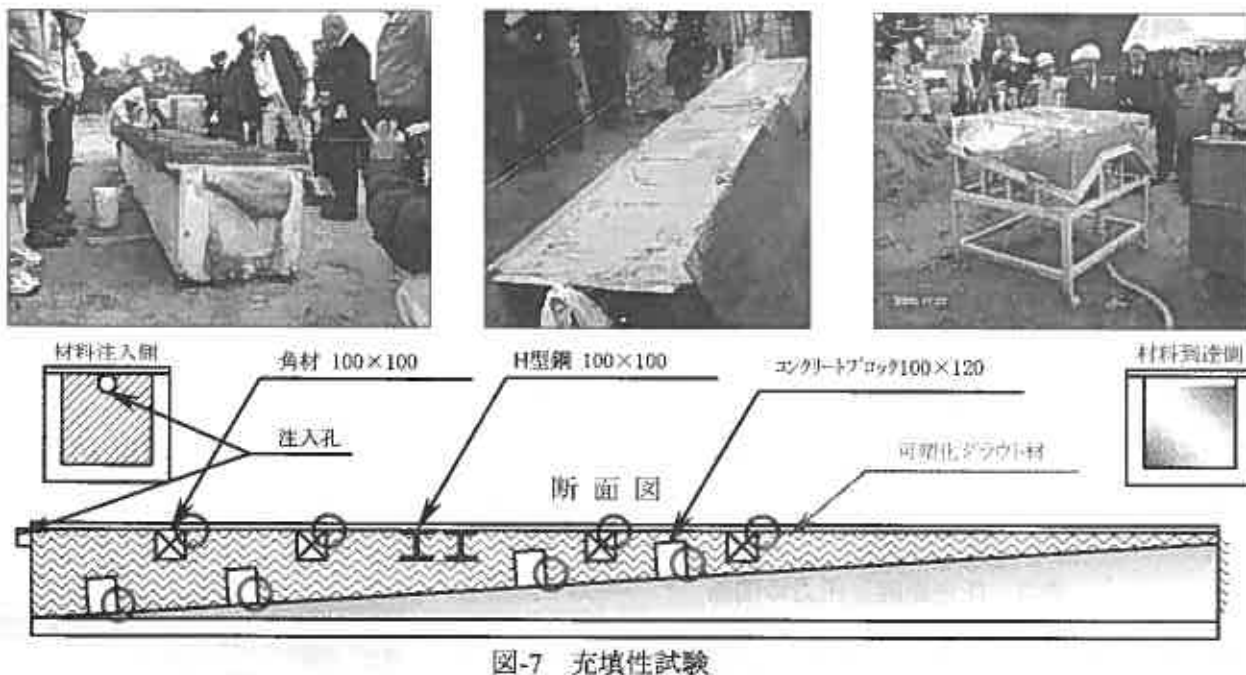


図-6 圧送距離と圧力の関係

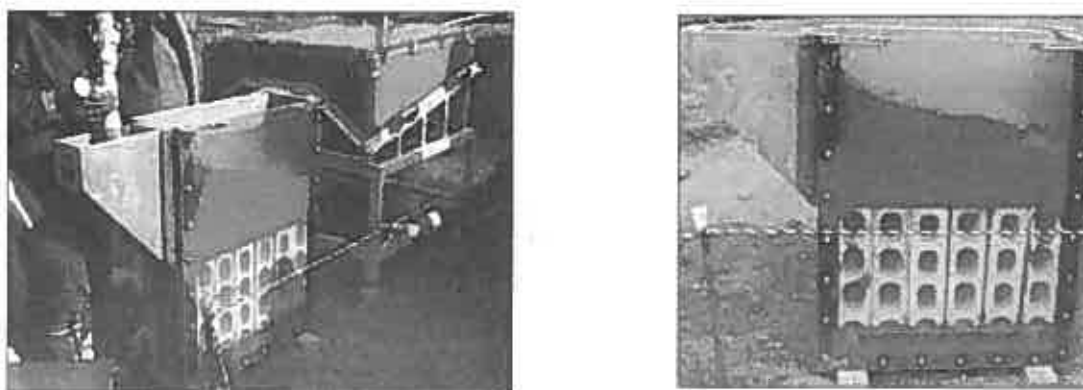
2. 3. 2 充填性試験

充填性の確認試験状況を図-7に示す。注入箇所には各所に注入の障害となる角材、コンクリートブロック、H型鋼が配置されており、矢板工法で施工した場合の空洞状況が再現されている。試験の結果、注入口から注入された材料は確認口まで順調に注入され、障害の背面まで確実に注入されており、充填性が良好であることが確認された。



2. 3. 3 非漏出性試験

非漏出性試験は裏込め注入の際に覆工コンクリートに生じたクラックからの漏出性を確認するための試験である。試験は間隔の異なる隙間（1, 3, 5, 7, 10mm）に対して材料の逸走度合いを把握する試験である。非漏出性試験の状況を図-8 に示す。この結果から注入材は 7mm 以下の隙間からは逸走しなかったことから覆工コンクリートのクラックや目地などからの漏出対策はさほど必要ないことが確認された。



基準値：5mm 以下の隙間を満たすような流出（完全流出）が認められないこと。

2. 3. 4 水中分離抵抗性試験

水中分離抵抗性試験は 460×300×h160mm の容器に水を満たし、注入材を水中に投入した状況を確認した。結果は濁水を発生すること無く投入時の形状を保持していたことから水中に対しては高い材料分離抵抗性を有していることが確認された。水中分離抵抗性試験状況を図-9 に示す。



図-9 水中分離抵抗性試験

以上の試験結果から、石炭灰を用いた注入材は圧送性、充填性、非漏出性（可塑性）、水中分離抵抗性を有した良好な材料であることが確認された。

3. 施工事例

石炭灰を用いた注入材の性能試験で良好な結果を得たことから、実現場への適用が可能であることがわかった。ここでは、実現場において施工した事例について述べる。

3. 1 工事概要（図-10）

工 事 名：Y発電所導水路修繕工事

導水路延長：1,067m

トンネル形状：馬蹄形 $2r=2,500\text{mm}$

設計注入量：500 m^3 （サウンドアナライザー調査）

注 入 孔 数：320 孔（@5m 千鳥配置、削孔径 $\phi 65\text{mm}$ ）

3. 2 施工手順

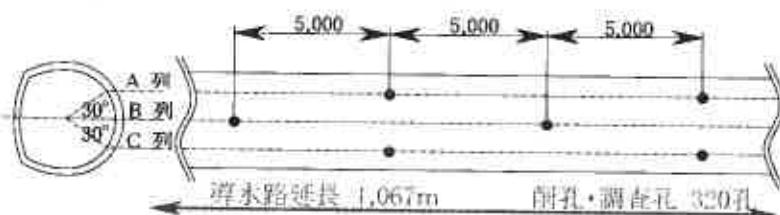
- 1) 覆工を削孔し空洞調査及び注入口の設置
- 2) 充填時の覆工補強目的として仮設材設置
- 3) 可塑性グラウト材充填
- 4) チェックボーリング（充填性確認）



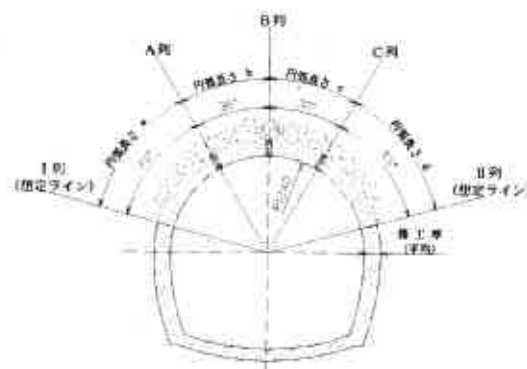
図-10 現場概要

3. 3 施工結果

3. 3. 1 空洞調査工



削孔・調査概要図(平面)



想定断面図

図-11 空洞調査概要

今回の空洞調査工はピッチ5mの千鳥配置（図-11）で覆工コンクリートを削孔し、実際の空洞厚さを測定した。図-11の想定断面より算出した結果、570 m^3 であると推定した。

3. 3. 2 空洞充填工

当現場の条件として、トンネル坑口に本体プラントを設置できるヤードが確保出来ないため、トンネル坑口から高低差 35m、斜距離 200m 下方からの注入材圧送、かつトンネル坑口から 1,100m の圧送が必要であった。そこで事前実験での確認は 1,000m までであったため、安全上の問題からもトンネル坑口に中継プラントを設置し、そこからの 1,100m 圧送の施工を行った。

1) 圧送圧力

1,100m 圧送時（最大圧力）のポンプ元圧は事前実験と変わらない 0.75Mpa と非常に小さく、かつ安定した状態であったことから圧送距離の延長も可能であると判断できた。

2) 非漏出性

当導水路の覆工コンクリートにもひび割れは存在していたが、事前実験同様に 7mm 以下のひび割れからの注入材の流出は確認されなかった。

3) 充填性（チェックボーリング）

施工延長 1,100m 範囲で 26 箇所のチェックボーリングを行った結果、トンネル背面の歪な形状の隅々までの完全充填が確認できた。

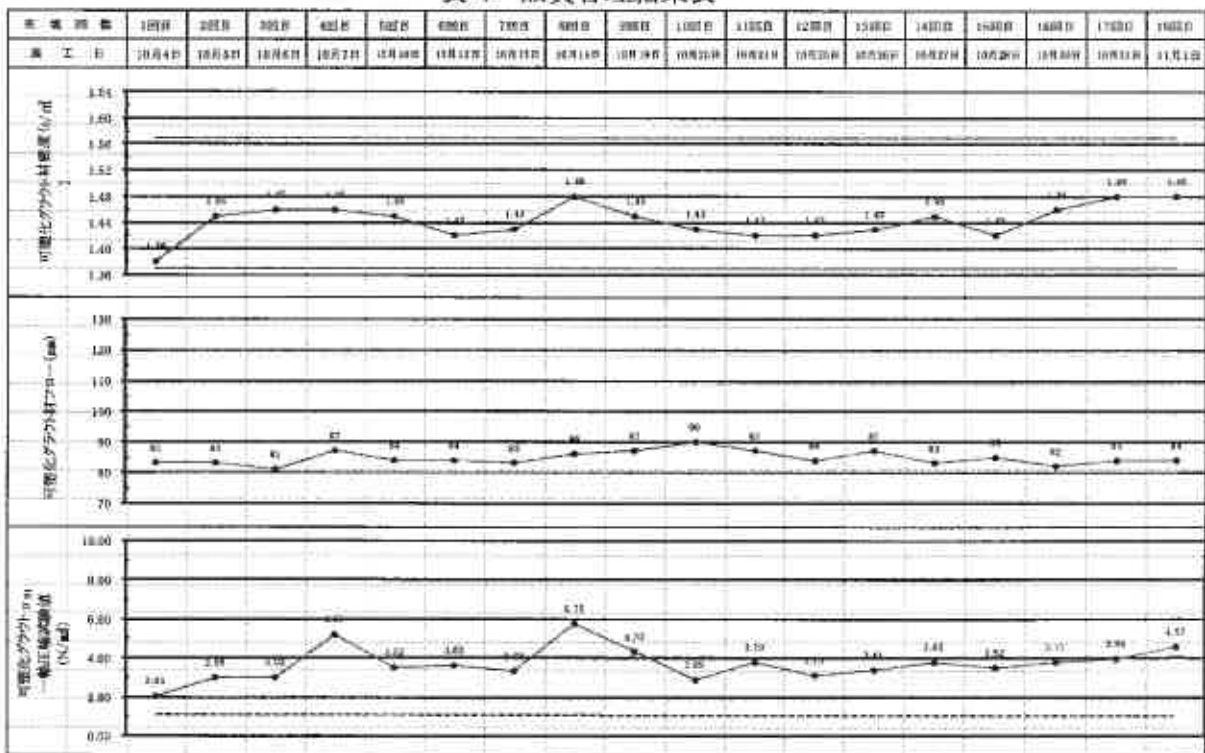


図-12 チェックボーリング状況

4) 注入材の品質

可塑性注入材の密度及びフロー値は測定全てにおいて規定値範囲であった。そして一軸圧縮強度試験についても基準強度の 1.0N/mm^2 を全て満足している。品質管理試験結果を表-4 に示す。

表-4 品質管理結果表



5) 注入数量

現場着工前にサウンドアナライザー法にて調査を行い、対象区間の注入量を 500 m³ と計画していたが、今回覆工コンクリートを削孔し実際の空洞深さを全箇所測定した結果、注入量が 570 m³ と推定した。実績充填量が 633 m³ の結果となり、サウンドアナライザー調査の 127% と少し差異があったが、削孔空洞深さ調査の 111% となり、これはおおそ近い数量であったと考える。実際の施工に当たっては、注入口を削孔した時点で空洞深さを測定することによって、計画注入量の精度がさらに向上する。

3. 3. 3 内部圧力測定結果

今回の施工で注入圧力による周辺覆工への影響の調査を目的とし、注入地点より +500mm、+2,500mm、+4,500mm の位置に圧力計を設置し、注入時の内部圧力の経時変化を測定した。測定中の注入口元圧力は約 120Kpa で注入を行い、その際に測定した覆工背面の最大圧力は約 37Kpa 程度であり注入口元圧力の約 1/3 であった。このことから注入時の覆工コンクリート背面に作用する圧力は、注入口元圧力を管理することにより想定可能であると考えられる。(表-5 内部圧力測定結果表、図-13 測定概要図、図-14 圧力計設置位置図)

表-5 内部圧力測定結果表

測定範囲	B-34~A,C-34			B-75~A,C-75			A,C-77~B-78		
	B 列 (鉛直)			B 列 (鉛直)			C 列 (鉛直より 30°)		
圧力計設置位置	B-34+500	B-34+2500	B-34+4500	B-75+500	B-75+2500	B-75+4500	C-77+500	C-77+2500	C-77+4000
圧力計①	760mm	500mm	550mm	770mm	740mm	1,000mm	520mm	370mm	190mm
覆工 + 空洞	70mm	110mm	70mm	150mm	150mm	140mm	150mm	140mm	140mm
覆工厚	690mm	390mm	480mm	620mm	590mm	860mm	370mm	230mm	50mm
空洞	11.0Kpa	6.2Kpa	7.6Kpa	8.6Kpa	8.2Kpa	12.0Kpa	—	—	—
充填材の自重	13.9Kpa	14.4Kpa	36.7Kpa	21.2Kpa	28.9Kpa	3.0Kpa	14.6Kpa	11.7Kpa	2.0Kpa
空洞内部圧力最大値	110Kpa	—	—	139Kpa	—	—	129Kpa	—	—
注入圧力最大値	5m	B-34~A-34	10m	B-75~B-76	5m	C-77~B-78	—	—	—
最長リーク孔の距離	10.8m ³ /h	—	—	13.5m ³ /h	—	—	12.9m ³ /h	—	—
注入速度	—	—	—	—	—	—	—	—	—

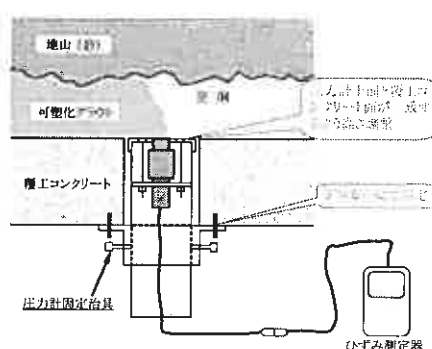


図-13 測定概要図

4. まとめ

石炭灰を用いた注入材の一連の試験から、実施工において空洞注入材としての適用が可能であることが確認できた。導水路トンネルや農業用水路トンネル等においてはトンネル断面が小さく、施工条件が悪い場合が多い。長距離圧送が可能な材料であればトンネル内の作業は注入管の設置だけで良く、効率的な施工が可能となる。今後は強い材料分離抵抗性である特長を生かし、水中の空洞への打設などさらに他の用途の適用へも取り組んでいきたい。

<参考文献>

- 1) 四国電力㈱ 井口敬一郎 電気現場技術 2008.8 「水路トンネル補強工事における長距離圧送裏込め注入材の開発」
- 2) ジェトムズ協会 「JETMS 工法 カタログ」、「技術資料」
- 3) 日本道路公団 「矢板工法トンネルの背面空洞注入工 設計・施工指針 平成 14 年 10 月」

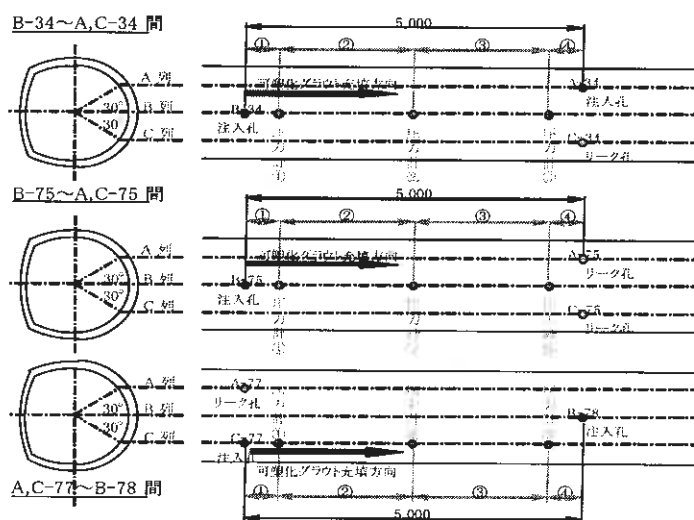


図-14 圧力計設置位置