

第8回（平成21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・新技術その2」
技術報告会

報 告 集

平成22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 「調査・計測・環境に関する新工法・新技術」
 - a-1 原位置せん断摩擦試験(SD-FPT)の紹介 1
林弘修, 小海尚文, 斉藤和夫, 豊岡義則 (基礎地盤コンサルタンツ (株))
 - a-2 レーザーカメラによる昼夜連続斜面監視システム 7
高橋幸継, 伊東佳彦, 日下部祐基 (土木研究所寒地土木研究所)
坂本多朗 (北海道開発局)
 - a-3 環境に配慮した道路側溝の実現に向けた浸透側溝の検討 15
安達隆征, 西本聡, 佐藤厚子 (土木研究所寒地土木研究所)

- b. セッション2 「地盤改良に関する新工法・新技術」
 - b-1 泥炭性地盤における縦型回転攪拌中層改良工法による改良品質評価 23
山内良輔 (北海道開発局), 斎藤貴視 (岩見沢市建設部)
齋藤邦夫 (中央大学工学部)
鈴木孝一, 西尾経, 古澤政夫, 木下和徳 (小野田ケミコ (株))
 - b-2 石狩湾新港岸壁改良工事における耐震対策への
高速低変位深層混合処理工法の適用 31
河合淳, 渥美洋一 (北海道開発局), 林宏親 (土木研究所寒地土木研究所)
齋藤邦夫 (中央大学工学部)
鈴木孝一, 西尾経, 近藤省一, 今井治憲 (小野田ケミコ (株))
 - b-3 砂圧入式静的締固め工法 (SAVE-SP工法) の開発 39
福島信吾, 橋本則之, 井戸口清孝 ((株) 不動テトラ)
 - b-4 4軸処理機を用いた深層混合処理工法の開発と適用事例 47
望月一, 松川宏志, 中村義文, 大西常康 ((株) 竹中土木)

- c. セッション3 「土留めに関する新工法・新技術」
 - c-1 空気連行型攪拌翼を用いた低変位高圧噴射攪拌工法 53
上岡雅司 (農林水産省 中国四国農政局) 齋藤邦夫 (中央大学工学部)
鈴木孝一, 西尾経, 森邦広, 浦田晃 (小野田ケミコ (株))
 - c-2 水際線自立土留め壁としてのJACSMAN工法の適用 59
本間大輔 (北海道開発局), 加地隆之, 奈良俊介 (北日本港湾コンサルタント (株))
井戸口清孝, 樋口良 ((株) 不動テトラ)
 - c-3 軟弱な地盤に設置する拡径型グラウンドアンカー「スプリッツアンカー工法」 .. 67
菅浩一, 三上登 (日特建設 (株))

原位置せん断摩擦試験(SD-FPT)の紹介

北海道における実施例

基礎地盤コンサルタンツ(株) 林 弘修
小海 尚文
斉藤 和夫
豊岡 義則

ABSTRACT

原位置せん断摩擦試験(SD-FPT)とは、ボーリング孔内において強度定数や変形係数を精度良く求めることのできる原位置試験方法であり、従来の孔内水平載荷試験とその外周孔壁面での一面せん断試験を組み合わせた形態の試験法である。したがって、同一深度で地盤の変形係数とせん断強度を求めることが可能であることが特徴のひとつである。また、これまでサンプリングが困難で三軸試験等が不可能であった礫質土、崖錐堆積物、軟岩も適用可能であり、従来 N 値からせん断強度を決定していた方法から、より合理的にせん断強度を求めることが可能である。当方法の概要について第5回技術報告会¹⁾で報告した。今回の発表は、それを受けて実際に北海道内において実施してきた測定結果について報告する。また、測定結果を構造物基礎の検討に適用した事例について報告する。

1. はじめに

現在、強度定数を求めるための調査法としては、不攪乱試料を採取して室内せん断試験を行うという手法が一般的である。しかし、対象地盤が砂礫地盤や崩壊性地盤の場合、その不攪乱試料の採取が困難であり、また、採取できたとしても礫径の問題から試験機の大型化等、経済的な課題が残る。また、変形係数を原位置で求める場合、一般にプレボーリングタイプの孔内水平載荷試験が行われることが多いが、鋭敏比の大きい超軟弱な粘性土地盤においては、この試験方法では、図-1に示すようにボーリング孔壁が乱れやすく、それにより得られる変形係数が過小評価される場合がある²⁾。

そこで、開発されたのがここで紹介する自己掘削 (Self Boring typed)機構を備えた原位置せん断摩擦試験 (IN-situ Friction Test)³⁾であり、軟弱な粘性土・砂質土地盤、崩壊性の砂礫地盤に対しても、孔壁を極力乱すことなく、また応力解放の影響も少ない状態で、試験深度まで測定装置を降ろし、せん断摩擦試験、孔内水平載荷試験が行えるというものである。

当試験法では、原位置においてせん断力(摩擦力)が直接的に得られるとともに、壁面方向の加圧力とせん断力の関係からせん断強度定数 c 、 ϕ が求められ、また、加圧時の加圧力と体積変化の関係、あるいは通常の孔内水平載荷試験を行うことにより水平方向の変形係数を求めることができる。

以下、試験装備・方法の概要、北海道での実績、適用例を紹介する。

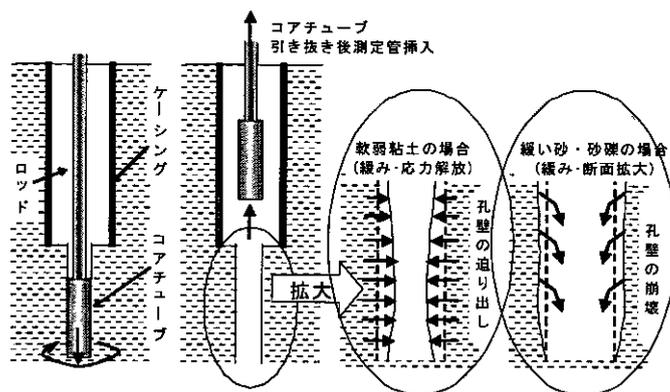


図-1 プレボーリングタイプでの孔壁の乱れ

Hironobu Hayashi, Naofumi Kokai, Kazuo Saito, Yoshinori Toyooka (Kiso-Jiban Consultants Co., Ltd)
連絡先:〒003-0807 札幌市白石区菊水7条2丁目7-1 TEL. 011-822-4171 FAX. 011-822-4727

2. 原位置せん断摩擦試験の概要

2. 1 試験装置の概要

原位置せん断摩擦試験の基本技術は、原位置せん断試験法⁴⁾と、孔壁の乱れや応力解放を少なくしたセルフボーリング型プレッシャーメータ⁵⁾の自己削孔機構の両者を一体化した装置・試験法として開発された。そして、九州共立大学、九州大学および旧日本道路公団において実用化に向けた試験法の検討が進められてきた。

試験機の概要は図-2 および表-1 のように示される。特徴は、図-2(a)に示すように、ケーシングと加圧せん断部が一体となり、掘進と同時に加圧せん断部を試験深度に孔壁の乱れが極めて少ない状態で設置でき、その後、図-2(b)の加圧プローブを図-2(c)のようにケーシング先端の加圧せん断部に挿入することによりせん断試験、孔内水平載荷試験が行えることである。

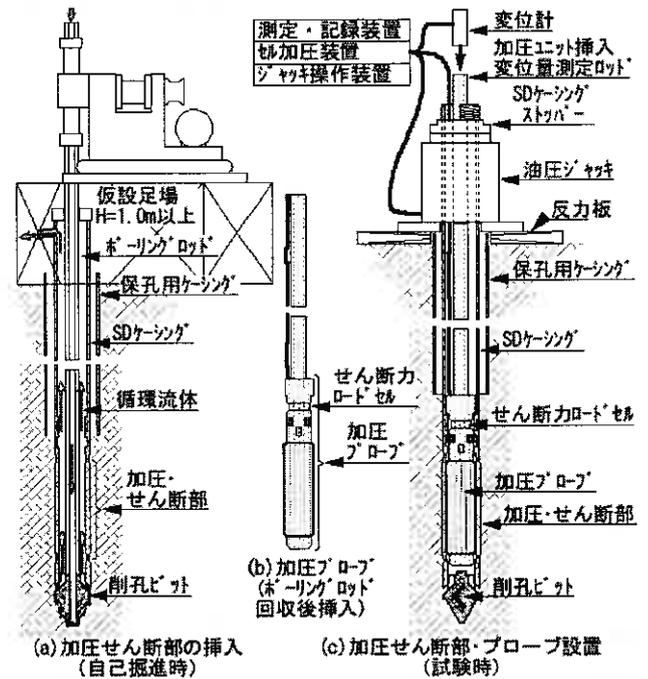


図-2 SD-FPT の概要

表-1 SD-FPT 装置の概要

項目	仕様
加圧・せん断部	φ71mm, L=280mm, 外周突起 t=1.0mm, 10mm ピッチ
加圧セル	φ50mm, L=285mm
ケーシングパイプ	φ69.9mm
削孔用ロッド	φ40.5mm
孔壁加圧方式	水圧加圧, 等分布変位方式, 孔壁変形量 $D_{min}=71mm \rightarrow D_{max}=90mm$, $P_{max}=20MPa$
加圧力測定	加圧セル直上圧力計による測定,
孔壁変形量測定	地上部のセル加圧装置での注水量による測定,
せん断応力測定	加圧せん断部直上のロッドセルで測定, 1.0MPa,
せん断変位測定	加圧・せん断部に結合したロッド上端の変位計で測定

2. 2 原位置せん断摩擦試験方法

試験を実施する際の現場仮設は孔口より高さ 1m の仮設足場を必要とする。その他は通常のボーリング装備で対応可能である。

試験深度に測定器を設置するまでの手順は以下の通りである。まず、掘削径 φ86mm で試験深度の上 1m 程度まで削孔し、試験機を孔底に下ろした後、自己掘削機構に地上からのボーリングロッドより送水、給圧・回転を加えて削孔挿入する。この際の削孔屑は、ケーシング内から地上に排出する。所定の試験深度まで削孔後、自己掘削機構先端のビットとボーリングロッドを切り離してロッドを回収した後、加圧・せん断部に加圧プローブを挿入する。地上部のせん断力加力用ジャッキ、制御・測定記録装置を設置し、本試験へと移る。

原位置せん断試験は、図-3 に示すように、ボーリング孔内の壁面に一定の垂直応力 σ を載荷した後、地上のジャッキにより壁面に平行な引き抜き力 T を加え、図-4 のようにそのときのせん断応力 τ と変位量 d の関係を求め、最大せん断応力 τ_{max} を把握する。そして、 σ を数段階変えて同様の試験を行い、それぞれの垂直

応力 σ_i と最大せん断応力 τ_{imax} の関係を図-5 のように求め、せん断強度定数 c および ϕ を求めるものである。

試験に要する時間は、対象地盤の掘削難易度により 3~5 時間である。なお、垂直応力 σ_i の载荷時に、垂直応力 σ と体積変化量 V の関係を求めることで、変形係数 E_{IFT} も得られる。また、せん断摩擦試験終了後に、地盤工学会基準「孔内水平载荷試験方法」(JGS 1421-1995)⁷⁾ の等分布荷重方式によっても変形係数を求めることができる。

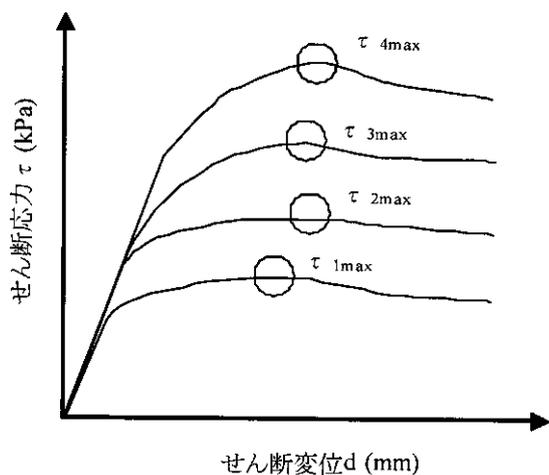


図-4 各 σ における d - τ 関係

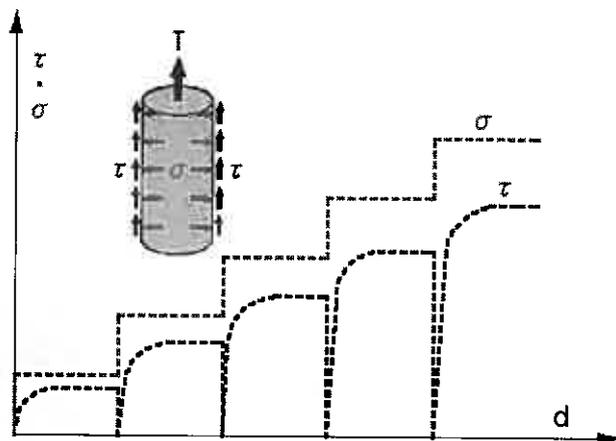


図-3 せん断変位 d と σ , τ の関係

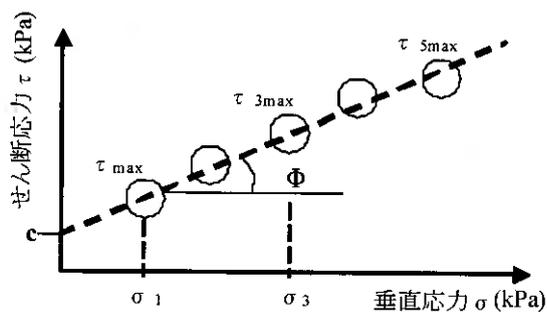


図-5 c , ϕ の求め方

3. 北海道における測定実績

原位置せん断摩擦試験の全国実績は 1999 年から 1,047 回の測定数を数えている。その中で北海道の測定実績は 2006 年から 48 回の測定数となっている。図-6 は道内の測定実績の推移を示したものである (2009 年は 9 月までの実績)。2007 年、2008 年における測定実績は約 20 件であり着実に実績が増えている。どのような土質が対象になったかを示したものが図-7 である。対象土質は礫質土が最も多く、これは不攪乱試料の採取が不可能で室内試験が困難なこと、従来から行われている N 値によるせん断強度推定に対して精度向上の要望があったこと、などが理由と考えられる。風化岩については風化が進んだ強風化部の砂岩~泥岩、亀裂が多く不攪乱試料の採取が不可能な破碎質部、などが対象である。

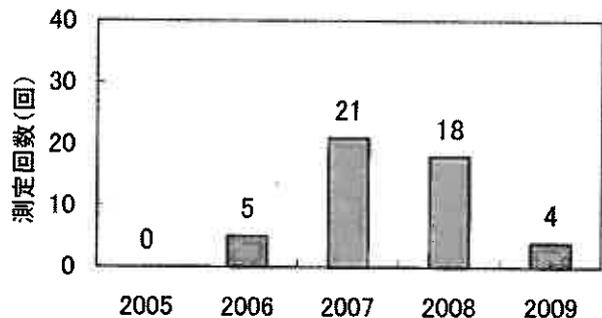


図-6 道内での測定実績の推移

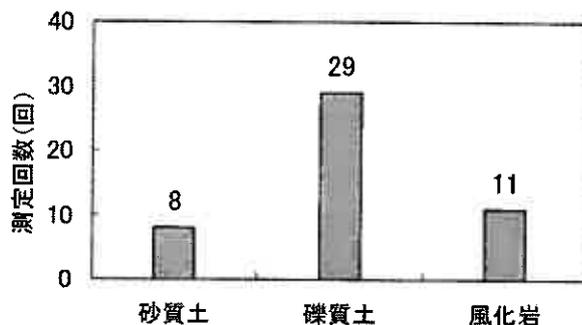


図-7 対象土質の種類 (道内実施分)

4. 北海道における測定結果の概要

北海道における実施例に着目して、どのような測定結果が得られているのかをまとめたものが図-8 である。この結果は全国で行われた1,047個の事例結果と併せて図に示した。全国で行われた事例は土質毎の分類はしていない。これを概観する

と粘着力Cとせん断抵抗角 ϕ の分布状況は全国で行われた分布状況とほぼ同様な傾向が見られることがわかる。これらを詳細に検討するために、土質毎に示したものが図-9 礫質土の分布、図-10 砂質土の分布、図-11 風化岩の分布である。図-9の礫質土の分布図を見ると ϕ は $25^{\circ} \sim 35^{\circ}$ の間に集中している。中でも特に $28^{\circ} \sim 32^{\circ}$ に多く分布し、ピーク分布域を形成している。全国のデータと比較すると ϕ のピーク分布域は全国データに比較し低めの分布域にある。一方、粘着力Cは $C=0 \sim 50 \text{ kN/m}^2$ に分布する。礫質土と言えども少なからず粘着力成分は見込める認識が必要である。

図-10には砂質土の分布を示す。測定事例が8個と母集団が少ない中での傾向を見ると、 ϕ の分布域は $20^{\circ} \sim 40^{\circ}$ 、Cの分布域は $0 \sim 70 \text{ kN/m}^2$ となる。また、分布域の傾向は ϕ とCとが反比例の関係にあることが読みとれる。現時点では、細粒分の含有率によりこのような傾向が出るものと考えられる。図-11には風化岩の分布を示す。今回行った風化岩の定義は技術者の目視判断によるものであり、定量的

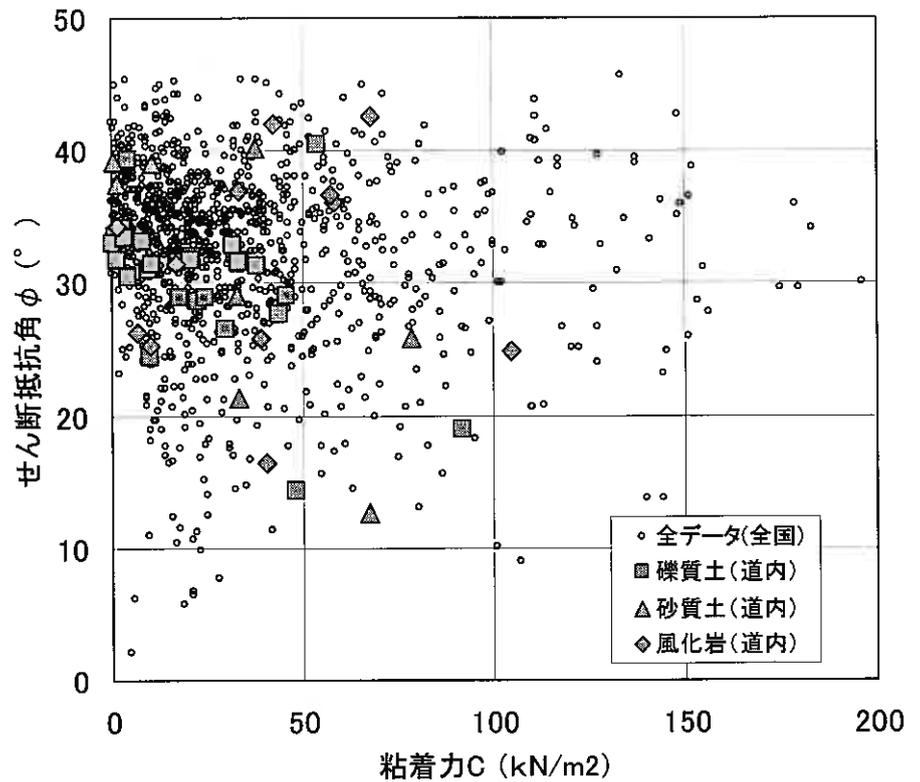


図-8 測定結果(全国と道内)

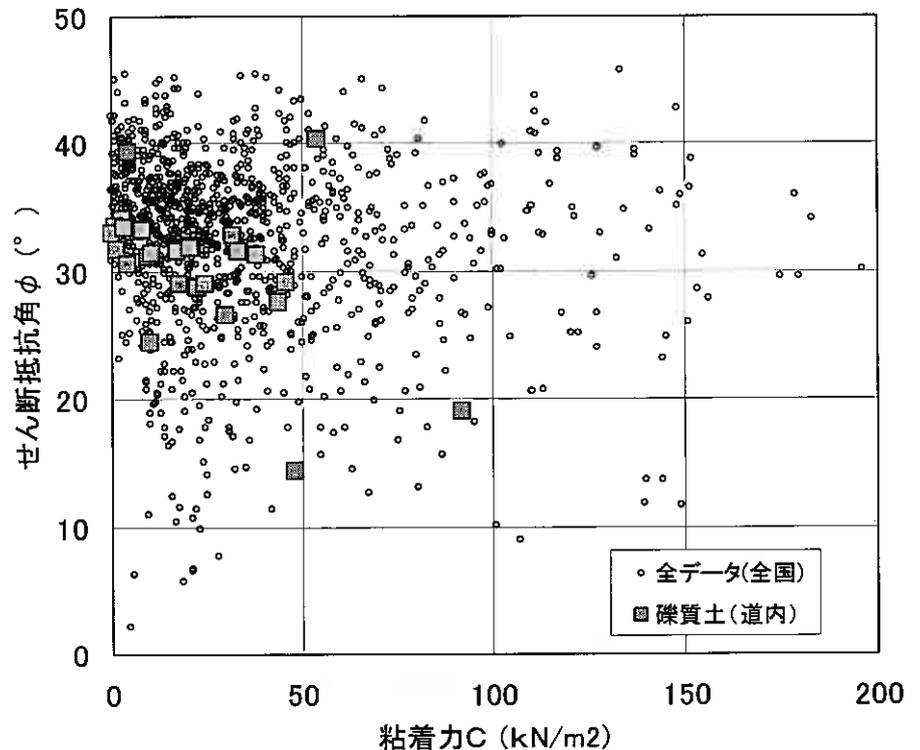


図-9 礫質土の分布

な指標としてN値は20~50以上の風化岩になる。ただし、N値が50以上のデータについては、試験器の加压能力を超える場合があり、信頼性のある結果が得られない場合があるため、十分な注意が必要である。

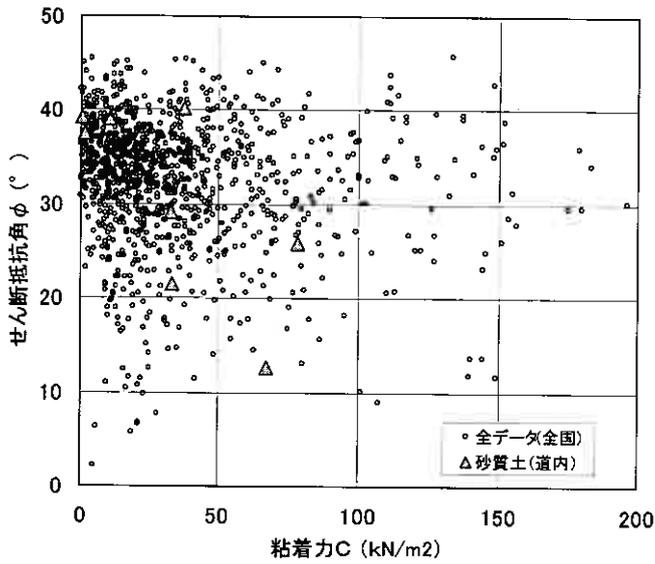


図-10 砂質土の分布

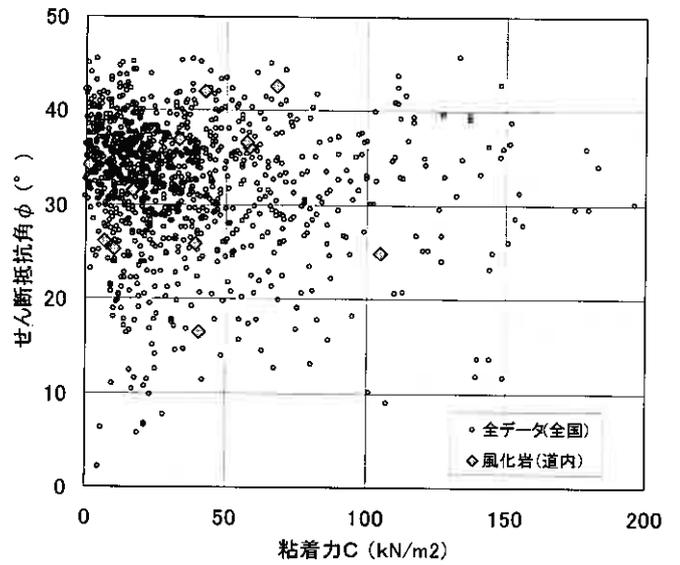


図-11 風化岩の分布

5. 測定結果の適用

現在、構造物基礎の設計を行う場合、地盤の強度定数は道路橋示方書によるとN値を用いた推定式により求めた値を用いることになる。砂礫層を支持層とする直接基礎のケースについて、道路橋示方書による方法と原位置せん断試験を用いて強度定数を求めた場合について比較をした事例が報告されている⁸⁾。原位置せん断試験の実施(表-2の“SBIFT実施”に対応)により橋脚底版幅の寸法が低減された。これに伴い、土工量、コンクリート体積が約15%低減し、直接工事費で11%の縮減となることになった。

表-2 原位置せん断試験を用いた設計計算例⁸⁾

	H8道示相当	H14道示相当	SBIFT実施
粘着力 (kN/m ²)	c = 50.0	c = 0.0	c = 20.2
せん断抵抗角 (°)	φ = 33.0	φ = 33.0	φ = 32.4
底版幅 (m)	B = 7.0	B = 10.5	B = 8.5
コンクリート体積 (m ³)	—	376.0	316.3
掘削土量 (m ³)	—	1,200	1,020
直接工事費 (千円) (比率)	—	34,790 (1.00)	30,980 (0.89)

* SBIFT とは原位置せん断試験を示す。(Self Boring In-situ Friction Test)

6. おわりに

従来から礫質土、砂質土は良質土とされ、構造物基礎においては支持層として見なされる事が多かった。ただし、不攪乱試料の採取が困難な場合が多く力学試験が対象外とされ、強度定数はN値による推定が従来から適用されてきた。今後、一層の工費縮減が叫ばれる中で合理的な設計を行う必要性が増す。また、一方では巨大地震に対して耐震性の向上が必要であり、耐震性性能が要求される時代となる。このような社会のニーズに答えるため、これまで良質土であるがために調査が十分行われなかった礫質土についても、N値以外の方法で、合理的かつ精度が高い測定法が必要となる。

今回は北海道内における原位置せん断試験結果を報告した。今後、さらに測定事例を増やし、各土質に対する適用限界の把握や北海道内に分布する火山灰等の特殊土における事例も収集して行きたい。

【参考文献】

- 1) 齊藤, 作田: 原位置せん断摩擦試験の紹介 (地質調査からのコスト縮減), 第5回技術報告会, 技術報告集 PP43-48, 2007
- 2) 田上裕: 基礎の計画と選定に必要な地盤調査, 基礎工, Vol. 30, No. 7, PP35-39, 2002
- 3) 徐光黎, 前田良刀, 落合英俊, 安福規之, 坂手道明: 原位置摩擦試験による地盤の強度・変形常数の推定と実務への適用, 土木学会論文集 No. 617/III46, PP191-200, 1999
- 4) 竹村因, 宮下勉, 豊岡義則: ガイスイ性地盤におけるせん断試験について, 第11回土質工学研究発表会, 1976
- 5) H. Mori: Study on the properties of soils in the Northern coast of Tokyo bay using self-boring pressuremeter, Soils and Foundations, Vol. 21, No. 3, PP83-98, 1981
- 6) 豊岡義則, 酒井運雄, 林三男: SD-FPTの礫質地盤への適用性試験, 第37回地盤工学研究発表会, PP121-122, 2002
- 7) 地盤工学会: 地盤調査法, PP249-257, 1995
- 8) 福島, 西本, 富澤: 原位置せん断摩擦試験による直接基礎設計定数の推定, 地盤工学会北海道支部技術報告集, 第49号, PP261-266, 2009

レーザーカメラによる昼夜連続斜面監視システム

(独) 土木研究所 寒地土木研究所 高橋 幸 継
同 上 伊 東 佳 彦
同 上 日下部 祐 基
北海道開発局 帯広開発建設部 帯広道路事務所 坂 本 多 朗

1. はじめに

北海道では急崖斜面を背後に擁する道路が多数分布しており、崩落事故も多数発生している。斜面災害が発生した場合やその可能性がある場合には、状況に応じて通行止めや片側通行、あるいは斜面の監視を行いながらの通行などの措置がとられる。斜面監視については、目視による観察が重要な要素であるが、夜間は観察が困難となるために通行止めとなり、地域社会の交通に不便を強いる場合がある。

本研究では、昼夜連続した岩盤斜面監視技術の構築として、レーザーカメラによる監視システムを検討¹⁾²⁾している。レーザーカメラを用いた24時間の斜面監視は、この夜間の観察を可能にするものであり、同時に従来の計測・解析技術による定性的な把握に加え、通信画像によるリアルタイムな変動状況の把握、遠隔地点からの広域的な状況を把握できる可能性がある。

本報告では、レーザーカメラによる対象斜面の広域的な監視手法を検討するために現地観測実験を行ったので、その結果について報告する。

2. レーザーカメラの概要

レーザーカメラとは、サーチライトの代わりに近赤外域のレーザーを対象物に照射して、反射されたレーザー光をCCDカメラで撮影するものである。赤外線は、可視光線の赤色の外側にある目に見えない光線で、0.75~1000(μm)の波長領域を指すが、そのうち近赤外線とは0.75~3.0(μm)の波長領域のものである。波長域分布図を図-1に示す。

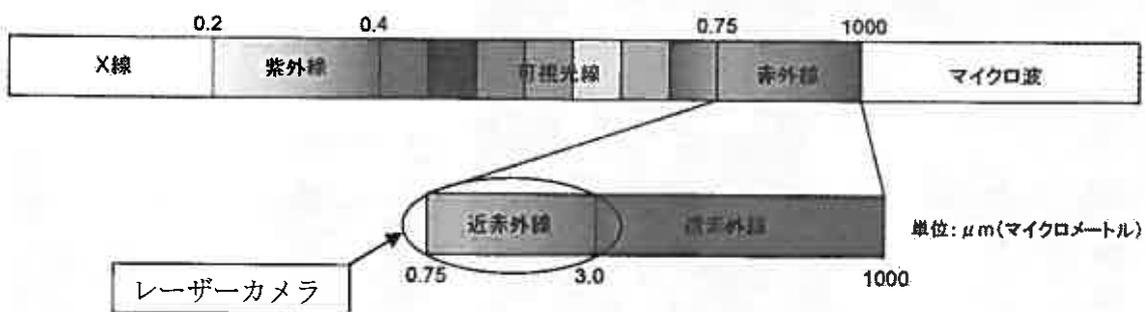


図-1 波長域分布図

Yukitsugu TAKAHASHI, Yoshihiko ITO, Yuki KUSAKABE

〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸1条3丁目1番34号 Tel. 011-841-1775 Fax. 011-842-9173

Taro SAKAMOTO

〒089-0536 北海道中川郡幕別町札内西町73番地6 Tel. 0155-25-1250 Fax. 0155-25-1094

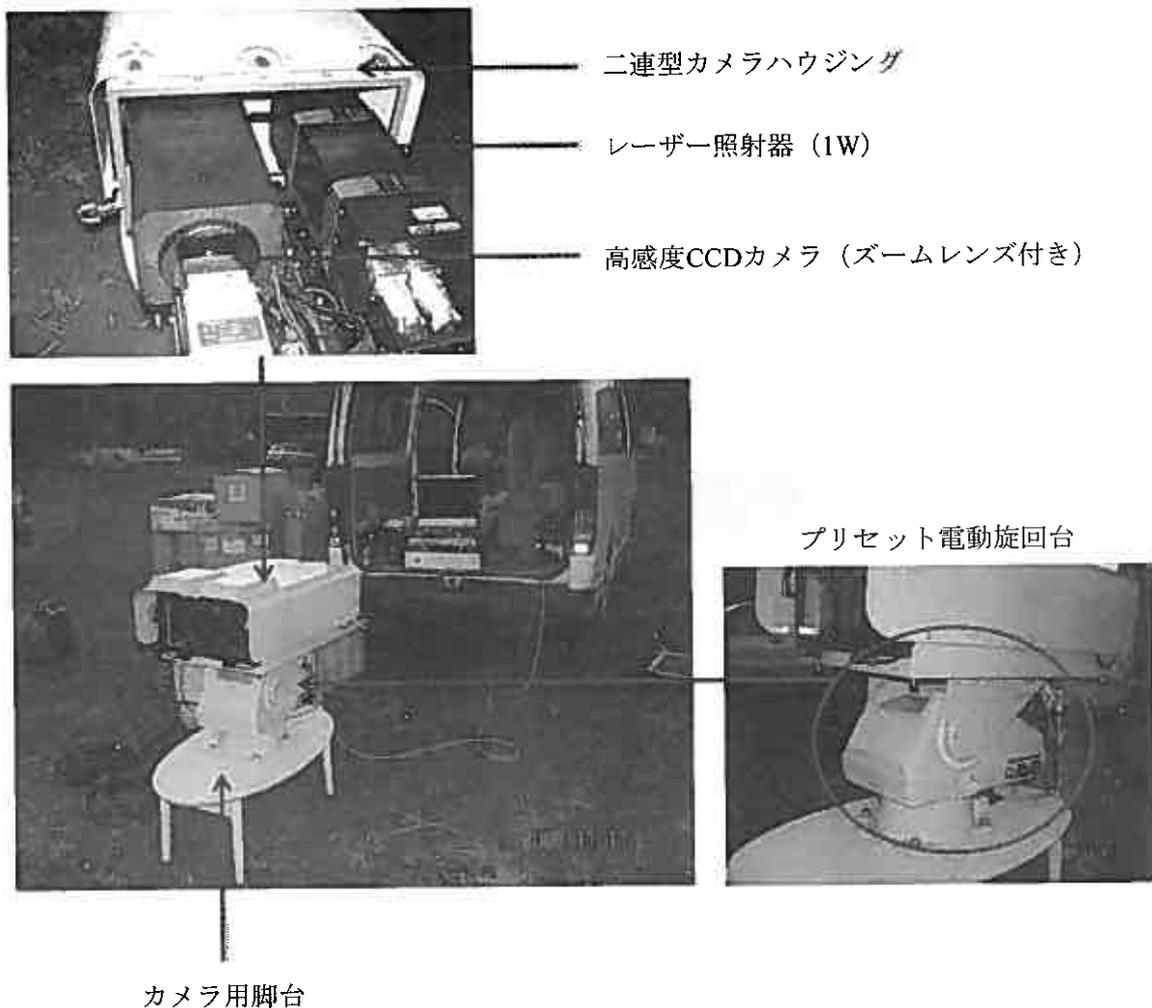
従来の夜間撮影可能な監視カメラ装置は、超高感度CCDカメラ、赤外線カメラ、探照灯付カメラなどに大別されるが、次の問題が挙げられる。

超高感度CCDカメラは、海上や山間部などの光源の全く無い状況では明瞭な映像が得られず、赤外線カメラでは被写体の形は判別できるが、特徴認識（文字の読取、細部の識別）ができない。また、探照灯付カメラは、光源の出力が1,000W～6,000Wにも及び消費電力が大きくランニングコストが高いため常時監視には向かず、光源の到達距離も短いなどの問題点がある。

これに対してレーザーカメラは、日中は高精細のカラーCCDカメラとして働き、夜間は低電力（レーザー照射出力1～3W程度）の高指向性レーザー光を対象物に照射することで、全く光源のない夜間でも約2km先の30cm角文字を認識でき、水粒子にぶつかっても直進する特性から雨や霧の影響も最小限に抑える等の能力を持つ。レーザーカメラによる撮影の特徴を以下に示す。

- ① 夜間に光源がなくても、昼間と同じ映像が得られる。（白黒映像）
- ② レーザー照射が省電力であるため、低ランニングコストで撮影できる。
- ③ 赤外線カメラに比較して、天候に左右されない。また、赤外線領域を用いたレーザーカメラでは、レーザー光が目に見えないため、周囲への影響が少ない。

実験に用いたレーザーカメラの計測機器の写真を写真－1、仕様を表－1に示す。



写真－1 計測機器設置状況写真

表-1 レーザーカメラの仕様

構成：レーザー照射器、高感度 CCD カメラ、ズームレンズ	
レーザー照射器出力	1W
照射器サイズ	縦横 100mm × 長さ 300mm
照射器重量	5kg
レーザー到達距離	2~3km (最大レーザー照射角度 $\theta_{max}=10^\circ$)
映像	昼：カラー、夜：白黒
レーザー波長域	近赤外
照射方式	連続照射方式 (レーザー照射横縦比 X:Y=3:2)
レーザー照射器耐久時間	10,000 時間
夜間の文字認識	約 2km 先の 30cm 角の文字判読可能
録画	蓄積装置なし。リアルタイム画像をカメラから提供。

3. 現地観測実験

レーザーカメラによる対象斜面の広域監視としては、カメラシステムに付属するプリセット機能を利用する方法がある。プリセット機能とは、レーザーカメラの鉛直方向角度とカメラを載せた台座の旋回角度を自動制御して撮影位置を移動させ、最大12点の画像を得るものである。写真-2に監視範囲分割のサンプルを示す。監視可能面積は、1画像が取得できる斜面の異常を視認できる鮮明画像の面積で決定される。レーザーカメラにより適正な明るさの画像を得るには、レーザー光量を調整して撮影する必要がある。撮影対象物が受けるレーザー光量(以下、受光パワー)が多いと明るすぎて鮮明な画像が得られず、少ないと暗すぎてやはり良好な画像が得られない。そこで、本実験は、斜面の異常を視認できる画像を得るための適正な受光パワーを求めることを目的とした。

実験では、撮影対象とした実斜面より100m離れた位置にレーザーカメラを設置して、図-3に示す照射角度を一定にしてレーザー照射器の出力光量(以下、照射パワー)を任意に変化させ、斜面側で受光パワーを計測した。撮影対象斜面には写真-3の視力検査で用いられるランドルト環板を置いて、画像状態を判定する目安とした。照射パワーを任意に変化させた時の各画像は、DVDレコーダにデジタルデータとして記録した。

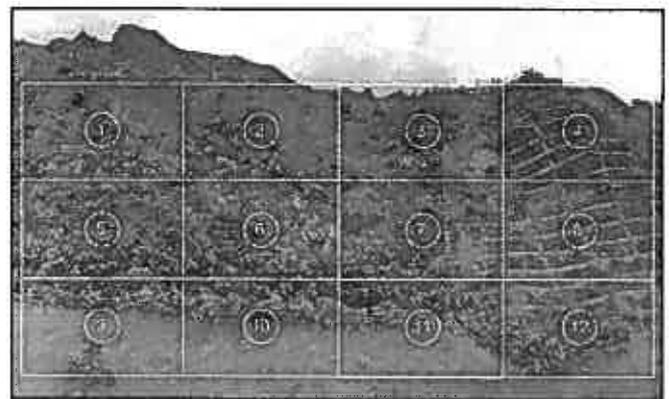


写真-2 監視範囲分割のサンプル

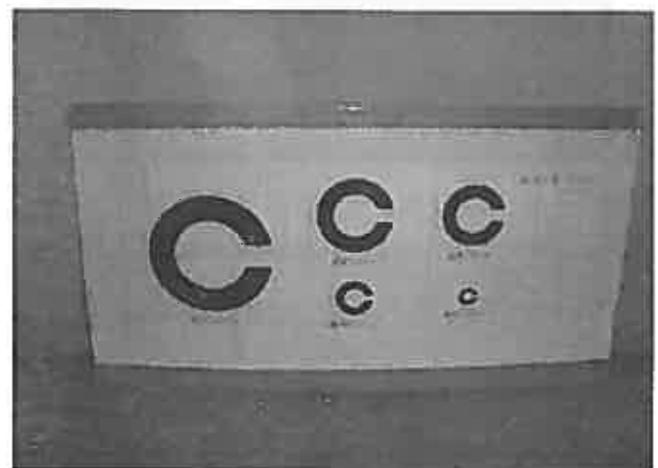


写真-3 ランドルト環板

4. 実験結果と考察

実験結果として図-2に視認性を判定した画像を示す。また、これらの画像が得られたケースの照射パワーおよび受光パワーを表-2に示す。以上の結果から適正な明るさで対象物を明瞭に視認するのに必要な対象物側のレーザー受光パワーは、以下ようになる。

$$1.7 \mu W > L_j > 75nW$$

ここに、 L_j (W) : 視認性が良いレーザー受光パワー (適正受光パワー $L_{jopt}=200nW$)



明るすぎて文字板がハレーションにより見えにくい状態の画像 (明るい)



文字板が良く見える (適正) 状態の画像



文字板がギリギリ見える (やや暗い) 状態の画像



暗すぎて見えにくい (暗い) 状態の画像

図-2 視認性判定画像

表-2 実験結果

距離	項 目	レーザー光量	照射パワー	対象物受光パワー
100m	明るすぎて文字板がハレーションにより見えにくい	明るい	0.0471W	1.7 μ W
	文字板が良く見える	適正	0.0123W	204nW
	文字板がギリギリ見える	やや暗い	0.0024W	75nW
	暗すぎて見えにくい	暗い	0.00047W	12nW

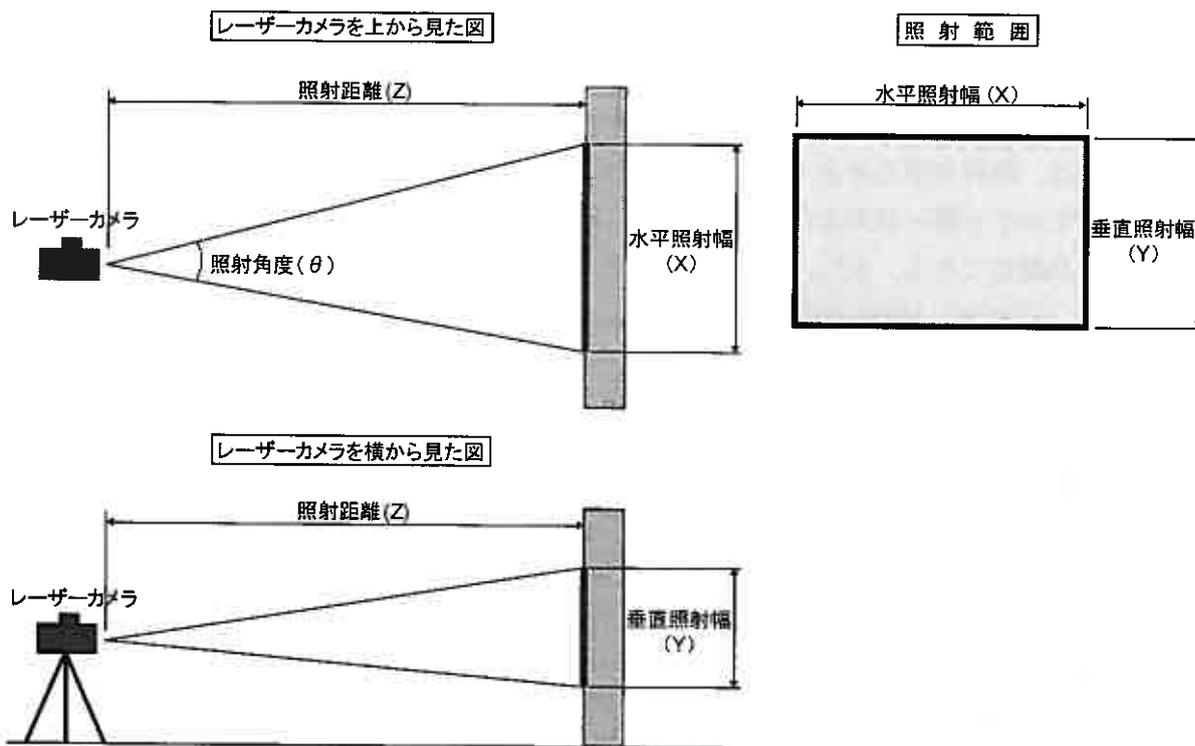


図-3 レーザーカメラの照射距離と照射範囲

図-3にレーザーカメラの照射距離と照射範囲の図を示す。

前述の結果を用いて、適正な条件となる照射パワー L_s 、水平照射幅 X 、照射角 θ と照射距離 Z の関係を求める。照射パワーと受光パワーの関係は以下の式で表せる。

$$L_s = \frac{A_s}{A_j} \times L_j \quad (1)$$

ここに、 L_s ：照射パワー(W)、 L_j ：受光パワー(W)、 A_s ：照射面積(m^2)、 A_j ：受光測定器ヘッド面積(m^2)

上式に実験で用いたレーザーカメラの最大照射パワー $L_{smax}=1W$ 、適正受光パワー $L_{jopt}=200nW$ 、実験に用いた受光測定器ヘッド面積 $A_j=3.85 \times 10^{-5}m^2$ (ヘッド直径：7mm)を代入すると、適正受光パワーを確保できる最大照射面積 $A_{smax}=192m^2$ が得られる。また、実験で用いた照射角の横縦比は3:2であることから、水平照射幅と垂直照射幅、および照射面積 A_s の関係は以下の式となる。

$$A_s = X \times Y = \frac{2X^2}{3} \quad (2)$$

ここに、 X ：水平照射幅(m)、 Y ：垂直照射幅(m)

式に最大照射面積 $A_{smax}=192m^2$ を用いて逆算すると、最大水平照射幅 $X_{max}=17.0m$ が求められる。さらに水平照射幅と照射距離、および照射角度には以下の関係がある。

$$X = Z \cdot \tan \theta \quad (3)$$

ここに、 Z ：照射距離(m)、 θ ：照射角度($^\circ$)

上式に最大水平照射幅 $X_{max}=17.0\text{m}$ と装置の最大照射角度 $\theta_{max}=10^\circ$ を用いて照射距離 Z を求めると、 $Z=96.4\text{m}$ となる。この照射距離は、最大照射角度を用いた限界照射距離を表し、これ以下の照射距離では照射パワーを小さくして適正受光パワー $L_{jopt}=200\text{nW}$ を保つように調整する必要がある。また、これ以上の照射距離になる場合には、照射角度を小さくして水平照射幅を最大値 $X_{max}=17.0\text{m}$ に保つように調整する。

これらの関係を示すと表-3および図-4のようになる。この図表から照射距離が決まると適正な照射角度と照射パワーが設定できる。また、レーザーカメラによる最大監視面積は、プリセット機能により得られる最大画像数 $S_{max}=12$ 画像に1画像の最大照射面積 $A_{s,max}=192\text{m}^2$ を乗じた面積 $A_G=2,304\text{m}^2$ となる。

表-3 照射距離と各照射設定値表

照射距離 (m)	適正水平照射幅 (m)	適正照射角度 (°)	適正照射パワー (W)	照射距離 (m)	適正水平照射幅 (m)	適正照射角度 (°)	適正照射パワー (W)	照射距離 (m)	適正水平照射幅 (m)	適正照射角度 (°)	適正照射パワー (W)
0	0.0	10.0	0.00	200	17.0	4.9	1.0	420	17.0	2.3	1.0
20	3.5	10.0	0.04	220	17.0	4.4	1.0	440	17.0	2.2	1.0
40	7.1	10.0	0.17	240	17.0	4.0	1.0	460	17.0	2.1	1.0
60	10.6	10.0	0.39	260	17.0	3.7	1.0	480	17.0	2.0	1.0
80	14.1	10.0	0.69	280	17.0	3.5	1.0	500	17.0	1.9	1.0
96.4	17.0	10.0	1.00	300	17.0	3.2	1.0	520	17.0	1.9	1.0
100	17.0	9.6	1.0	320	17.0	3.0	1.0	540	17.0	1.8	1.0
120	17.0	8.1	1.0	340	17.0	2.9	1.0	560	17.0	1.7	1.0
140	17.0	6.9	1.0	360	17.0	2.7	1.0	580	17.0	1.7	1.0
160	17.0	6.1	1.0	380	17.0	2.6	1.0	600	17.0	1.6	1.0
180	17.0	5.4	1.0	400	17.0	2.4	1.0	620	17.0	1.6	1.0

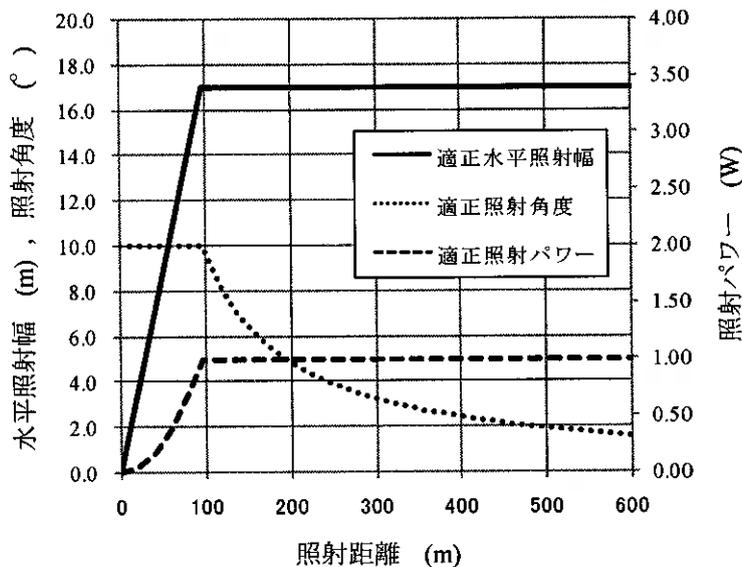


図-4 照射距離と各照射設定値の関係

5. まとめ

以上をまとめると、次のとおりである。

- 1) レーザーカメラによる対象斜面の広域監視として、カメラシステムに付属するプリセット機能を利用する方法を検討した。
- 2) 視認性が良いレーザー受光パワー L_j (W) は、 $1.7\mu\text{W} > L_j > 75\text{nW}$ (適正受光パワー $L_{jopt}=200\text{nW}$) である結果が得られた。

- 3) レーザーカメラの最大照射パワー $L_{smax}=1W$ とした場合の照射距離から適正な照射角度と照射パワーを設定できる関係図を作成した。なお、 L_{smax} を変更した場合の図表も同様に作成可能である。

6. おわりに

ここでは、レーザーカメラによる対象斜面の広域的な監視手法を検討して、監視可能な斜面範囲や照射距離に応じた適正なカメラの各種設定値を明らかにした。今後、これらのデータをもとにレーザーカメラによる斜面監視手法をマニュアル化してまとめたいと考えている。

謝辞：本報告をまとめるに当たり、海洋総合開発（株）宮下雅人氏および（株）雪研スノーイーターズ 金野慎氏には、資料提供等にご協力いただいた。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 坂本多朗、伊東佳彦、日下部祐基、宮下雅人：レーザーカメラによる昼夜連続斜面監視に関する基礎的研究、寒地土木研究所月報、NO. 665、pp. 30～38、2008. 10
- 2) 植松孝彦、宮下雅人、伊東佳彦、日下部祐基、伊藤憲章：レーザーカメラを用いた斜面の高精度昼夜連続監視システムについて、日本応用地質学会北海道支部研究発表会、pp. 33～36、2005. 6

環境に配慮した道路側溝の実現に向けた浸透側溝の検討

寒地土木研究所 寒地地盤チーム 安達 隆征

西本 聡

佐藤 厚子

1. はじめに

道路側溝は、雨水等による表面水を、道路敷地内で集水し、道路排水を極力河川あるいは排水路まで導くように計画する¹⁾と共に、通常、法面小段や法尻にコンクリートトラフ側溝を敷設し、樹の位置で集水しながら、流末としての既設排水路等まで導水する形式になっている。

一方、道路敷地内に流末排水路がない場合は、浸透樹により対処している場合がある。浸透樹の設置についての地盤条件は、表層付近に透水性の比較的良好な層が存在することである。すなわち、その前後のコンクリートトラフ側溝設置区間においても浸透性は期待できる。

そこで、透水性が良好な地盤が分布する区間において、道路側溝を碎石やホタテの貝殻等の排水性に優れた構造（浸透側溝）にし、表面水を側溝自体で地盤内へ浸透させることを試みた。

また、浸透側溝は、人工的なコンクリートトラフに比べて、自然で健全な水循環系を維持することから、環境に配慮した排水機能であると言える。

本検討では、浸透側溝の効果を立証するため、現場での試験施工を行い、目視観測や計器観測の結果を考察したものである。

2. 浸透施設の適用条件

試験施工を行う前に、浸透施設についての適用条件をまとめた。

2-1 土質からの判断

下記のように、透水性があまり期待できない土質については、設置可能区域から除外する²⁾。

- a) 透水係数が 10^{-7} m/sより小さい場合
- b) 空気間隙率が10%以下で、土が良く締固まった状態
- c) 粒径分布において、粘土の占める割合が40%以上(ただし、火山灰風化物いわゆる関東ローム層は除く)のもの

2-2 地下水位からの判断

地下水位が高い地域では、浸透能力が減少することが予想される。特に低地では降雨によって地下水が敏感に上昇する場合があります、浸透能力は影響を受ける。

浸透能力への影響度合いは、地下水位と浸透施設の底面との距離によって決まり、その距離が底面から0.5m以上あれば、浸透能力が期待できるものとして検討の対象とする²⁾。

2-3 浸透施設設置禁止範囲

浸透施設の設置によって、法面崩壊を引き起こす恐れのある斜面(切土斜面、盛土斜面)近傍部において、浸透施設設置禁止範囲が規定されている³⁾。

平成18年9月に、雨水浸透施設技術指針[案] ((社)雨水貯留浸透技術協会)が改訂されたことにより、斜面近傍部の浸透施設設置禁止範囲が見直され、施設普及の妨げにならないように配慮された。

これまで、法肩または法尻から斜面高の2倍の長さ(2H)の距離までは、一律に浸透施設を設置してはならなかったが、今回の見直しにより、図-1に示すように、浸透施設の底面から地表面までの高さの2倍の長さ(2h)の距離までが、斜面近傍部の浸透施設禁止範囲となった。この目安は、斜面高Hが2m以上、かつ斜面角度 $\theta=30^\circ$ 以上(関東ロームは $\theta=35^\circ$ 以上)の場合に適用する。

このことから、斜面近傍部の浸透施設禁止範囲が以前より狭くなり、浸透施設の実用性が高まった。

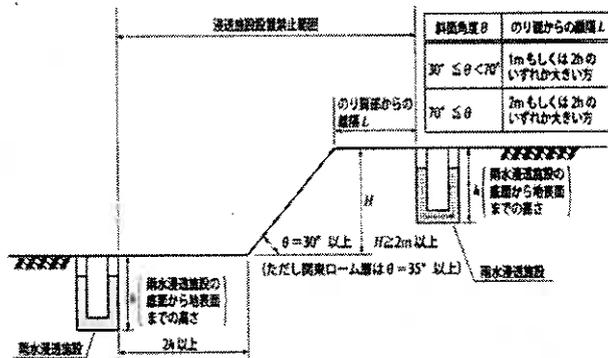


図-1 斜面近傍部の浸透施設設置禁止範囲の目安³⁾

3. 試験施工の概要

H16~19年度に、網走管内の5箇所(丸瀬布、秋田、卯原内、田中、朱円)で、浸透側溝が設置された。設置箇所を図-2に示す。

3-1 浸透側溝の断面

浸透側溝の断面は、流末排水の機能を確保することを前提に、U300Bトラフ以上の排水断面にした。

丸瀬布、秋田、卯原内、田中では、図-3に示す形状の違う一般型3タイプを、それぞれ約20mずつ直列

に設置(写真-1)した。いずれのタイプも、特殊フロンカゴを用い、浸透性のある80mm級の砕石を入れた。



図-2 浸透側溝の設置箇所図



写真-1 浸透側溝 AタイプとBタイプの繋ぎ

朱円では、雑草の侵入等による浸透機能の低下を抑制することを目的とし、一般型のAタイプの他に、図-4に示す防草型であるA-1タイプとA-2タイプをそれぞれ約20mずつ直列に設置した。A-1タイプは、Aタイプの底面に防草シートを張ったもので、A-2タイプは、Aタイプの中詰材を防草効果と浸透性のあるホタテの貝殻に替えたものである。

3-2 事前調査

試験対象箇所では、下記のa)、b)、c)を行った。

- a) ボーリング試験
- b) 粒度試験
- c) 浸透試験

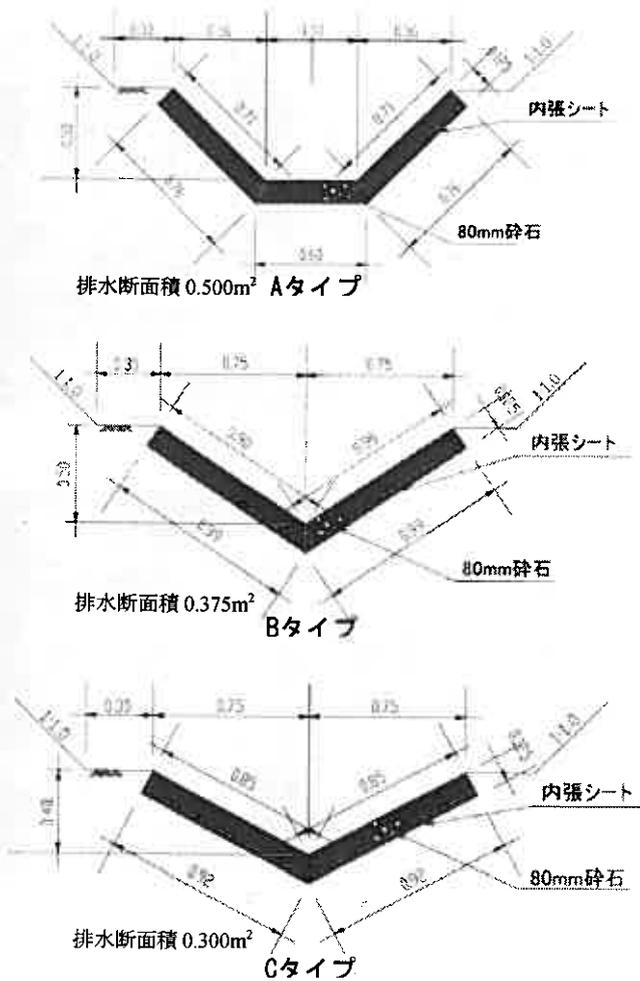


図-3 浸透側溝断面図(一般型)

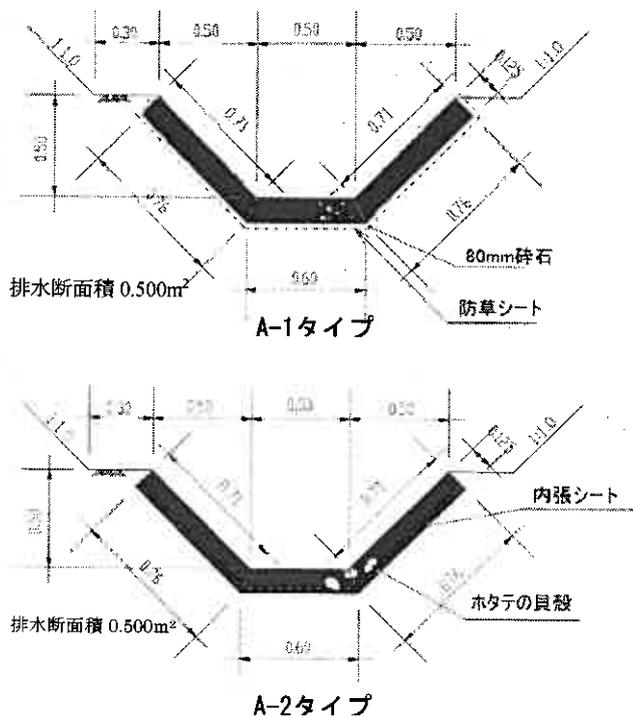


図-4 浸透側溝断面図(防草型)

3-3 経過観測

a) 目視観測

浸透側溝の表面的な浸透状況や、雑草の繁茂状況を把握するために、定期的に観測する。

b) 土壌水分の計測

地下の浸透状況を確認するため、丸瀬布の浸透側溝付近に、土壌水分計を深さ方向に3点 (GL-0.50m, GL-0.75m, GL-1.00m) 設置し、土壌水分を常時計測する。土壌水分とは、体積含水率のことを言い、全体の体積に占める水分体積の割合である⁴⁾。

なお、ここでのGLとは、浸透側溝底面である。

c) 水位の計測

地下水位を把握するため、浸透側溝付近に地下水水位計を設置し、常時計測する。すべての試験施工箇所に設置し、朱円については、2箇所(一般型と防草型)設置した。

4. 試験結果と考察

4-1 浸透側溝箇所の土質状況

事前調査結果を表-1に示す。

丸瀬布は砂礫層が厚く分布しており、細粒分が低いことから、透水係数が他と比べて高かった。また、地下水位も側溝底面から0.5m以上あり、浸透能力が良好であると推測できる。

秋田、卯原内、田中は火山灰層が厚く分布しており、透水係数、細粒分及び間隙率は規準値を満たしていた。また、地下水位は特に田中で低く、浸透能力は良好であると推測できる。卯原内は規準値をわずかながら満たしており、浸透能力に問題がないと推測できる。秋田はほぼ規準値と同じ値で、浸透能力に若干の懸念が残る。

朱円はシルト、泥炭層が厚く分布しており、他と比べて透水係数が小さく、地下水位も他と比べ高いため、浸透能力が懸念される。また、泥炭が混在しているため、正確な粒度を求めることができなかった。

表－1 浸透側溝設置箇所毎の事前調査結果

設置箇所	土質分布(m)		透水係数(m/sec)	総粒分(%)	間隙率(%)	側溝底面-地下水位間(m)
	表層	下層				
丸瀬布	礫混じり砂0.6	砂礫層3.0	1.00E-04	19.7	-	0.9
秋田	腐植土0.2	火山灰3.5	1.00E-06	19.9	43.5	0.5
卯原内	腐植土0.5	火山灰3.5	1.00E-06	24.2	53.1	0.9
田中	腐植土0.3	火山灰4.0	4.00E-05	32.2	-	4.0以上
朱円(一般)	腐植土1.0	シルト、泥炭4.0	4.50E-06	-	-	0.3
朱円(防草)	腐植土0.9	シルト、泥炭4.0	4.50E-06	-	-	0.2
規準値			1E-07m/sec以上	Fe<40	n>10	D>0.5

※朱円(一般)、朱円(防草)の透水係数は、(社)雨水貯留浸透技術協会

: 雨水浸透施設技術指針案1. p.25の表 2-4を参考にした。



写真－2 丸瀬布

4-2 目視観測結果

目視観測結果を表－2に示す。

Aタイプ、Bタイプ、Cタイプのそれぞれの浸透状況や変状および雑草の繁茂状況において、明確な差異は見られなかった。よって、最も材料や掘削土量が少ないCタイプでも浸透能力に問題はなかった。

すべての浸透側溝に変状や損傷はなく、丸瀬布では設置から5年近く経過していることから、耐久性に問題はないと考えられる。



写真－3 秋田

表－2 浸透側溝設置箇所毎の目視観測結果

設置箇所	設置タイプ	設置年度	浸透状況		側溝の変状	雑草状況
			平常時	雨天日の翌日		
丸瀬布	ABC	H16	乾いている	乾いている	なし	夏場にかけて繁茂する
秋田	ABC	H17	流末側だけ湿っている	流末側だけ水が溜まる	なし	夏場にかけて繁茂する
卯原内	ABC	H17	乾いている	乾いている	なし	夏場にかけて繁茂する
田中	ABC	H18	乾いている	乾いている	なし	夏場にかけて繁茂する
朱円(一般)	A	H19	常時流量がある(深さ約2cm)		なし	夏場にかけて繁茂する
朱円(防草)	A-1A-2	H19	常時流量がある(深さ約2cm)		なし	一般型よりは繁茂していない

秋田は、流末側に湿り気や水溜まりが確認されたが、次第に浸透していくので、排水機能としては、問題はないと言える(写真－3)。

朱円は、常時深さ2cm程度の流量があり、浸透状況は良いとは言えないが、流末につなぐ排水機能は果たしている(写真－4)。事前の地下水位調査結果(表－1)からもわかるように、側溝底面から地下水位までの深さが0.5m未満で、他と比べて浅い。よって、地下水位が浸透能力に与える影響は大きいことがわかった。

全般的に浸透側溝に雑草が繁茂していた。春から夏にかけて成長し、晩秋になると浸透側溝底面に枯草が堆積していた。また、一部の湿り気があるところでは、コケ類が生えていることも確認された。春先では、枯草の量が少なくなっており、目詰まりを起こす要因にはなっていなかった。U型コンクリートトラフは、枯草が堆積すると流量断面が小さくなり、流水能力に支障をきたすため、枯草を除去するメンテナンスが必要となる場合があるが、浸透側溝の場合は、枯草の堆積により浸透能力がほとんど影響を受けなかったため、その必要は少ないと言える。

表－3 降雨日の翌日における浸透側溝底面の状況

H20	丸瀬布	秋田	卯原内	田中	朱円
8月20日					△
8月28日	○	○	◎		△
8月29日				◎	
9月2日	◎	○			△
9月8日	○	○			
9月12日			○	○	
10月1日			○	◎	
10月2日					△

◎乾燥 ○湿り △流水

表－3は、H20年度の大雨時期に実施した降雨日の翌日における浸透側溝底面の状況である。この表から丸瀬布、卯原内、田中では、降雨日の翌日でも浸透側溝の底面が乾いているか、湿り気がある程度であった(写真－2)。よって、雨水の浸透が確認できることから、浸透能力は良好であると言える。



Aタイプ(一般型)



A-1タイプ(防草シート)



A-2タイプ(ホタテの貝殻)

写真-4 朱円

また、防草型は一般型に比べ、浸透側溝側面で雑草が繁茂していなかったため、防草シートやホタテの貝殻には、防草効果があると言える(写真-4)。

以上のことから、人工物であるコンクリートトラフに代わり、より自然に近い材料で、排水側溝としての機能を果たせることがわかった。

4-3 計器観測結果

a) 土壌水分計測結果

丸瀬布で測定した土壌水分と日当り降水量の関係を図-5に示す。このうち、降雨時と融雪期に着目したものを図-6、図-7にそれぞれ示す。

これらの図から、平常時や冬期間は、どの深さでも変動が少なく、深さ方向に土壌水分が高くなる。一方、降雨時や融雪期の土壌水分は、GL-50cmとGL-75cmで増加変動が激しく、GL-100cmの土壌水分を上回る。その変動振幅は、GL-75cmよりGL-50cmの方が大きいので、土壌水分の値は平常時の逆になる。その後、平常時には徐々に元の値に戻るため、GL-50cmとGL-75cmでは、確実に浸透していることがわかる。

また、丸瀬布の地下水位はGL-90cmであり(表-1)、GL-100cmの土壌水分は降雨に影響されることなく、ほぼ一定を保っている。

b) 地下水位計測結果

丸瀬布の地下水位と日当り降水量、土壌水分の関係をそれぞれ図-8、図-9に示す。

図-8から地下水位は、降雨があるときに上昇し、

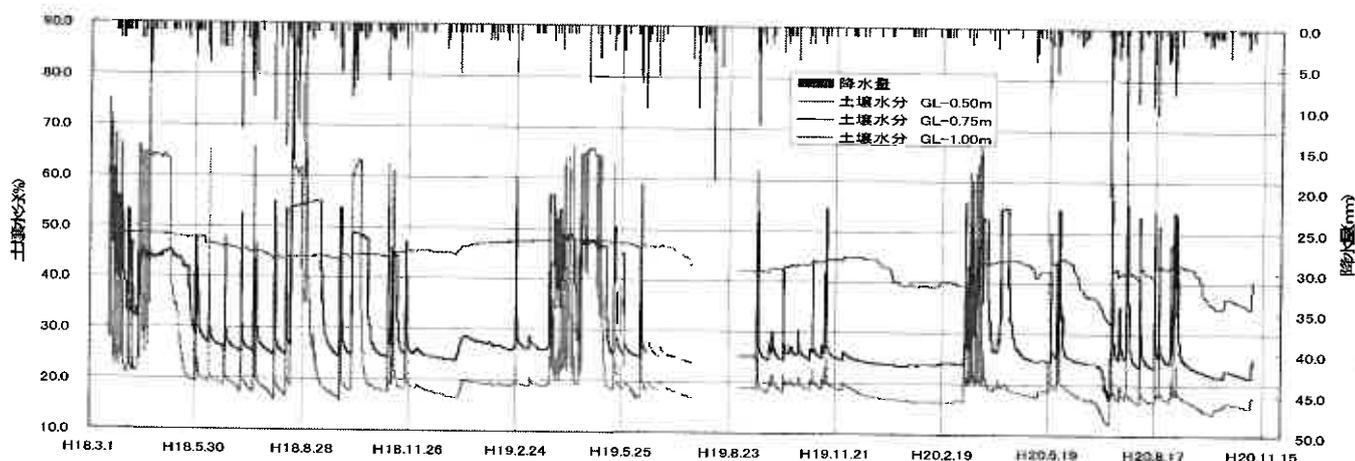


図-5 土壌水分と日当り降水量(丸瀬布)

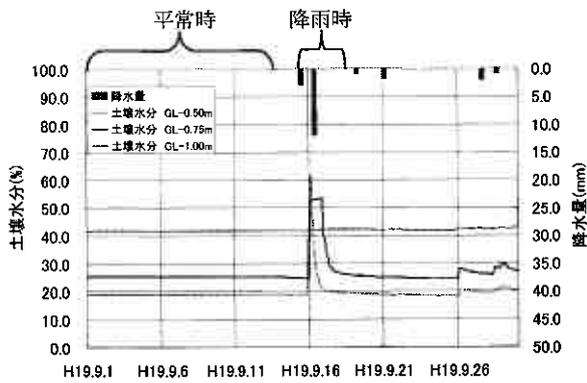


図-6 降雨時の土壤水分と日当り降水量(丸瀬布)

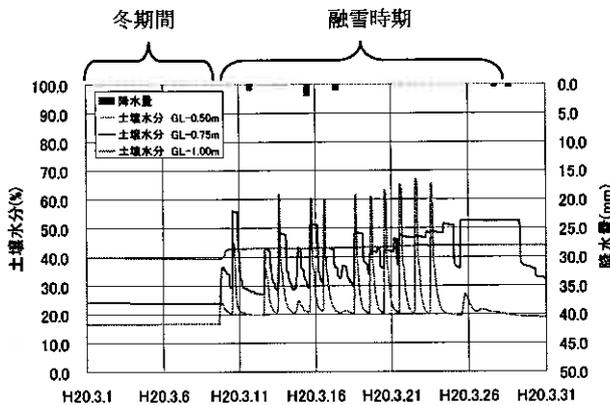


図-7 融雪時期の土壤水分と日当り降水量(丸瀬布)

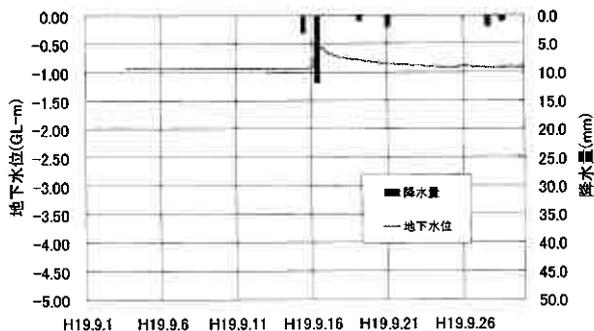


図-8 降雨時の地下水位と日当り降水量(丸瀬布)

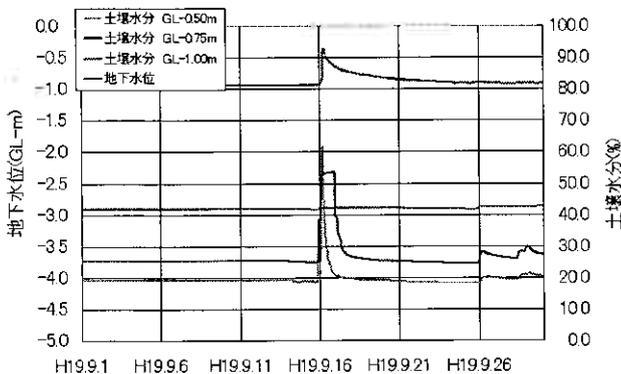


図-9 地下水位と土壤水分(丸瀬布)

再びほぼ一定の水位に戻ることがわかる。秋田、卯原内でも、丸瀬布と同じ挙動を示した。この3箇所では、浸透側溝底面より下方で、地下水位が落ち着くことから、浸透状況は良好であると言える。

また、図-9から地下水位は、GL-50cmとGL-75cmの土壤水分と連動した挙動を示す。よって、浸透状況が良好な場合、降雨時や融雪期に、土壤水分と地下水位は同じ挙動を示すことがわかった。

朱円では地下水位が高いため、降雨による影響はほとんどなかった。

田中では、地下水位が低く、4mの深さまでボーリングしても水位を確認できなかった。降雨時や融雪期でも、地下水位を計測することができなかったため、浸透能力は良好であると言える。

5. まとめ

今回の試験施工で行った目視及び計器観測結果から、以下のことがわかった。

- (1)浸透側溝形状の違いによる浸透状況に、明確な差異はない。
- (2)浸透側溝に変状や損傷はなく、耐久性に問題はないと考えられる。
- (3)地下水位が浸透能力に与える影響は大きく、地下水位が低いほど、浸透能力が高い。
- (4)人工物であるコンクリートトラフに替わり、より自然に近い材料で、排水側溝としての機能を果たせる。
- (5)雑草が浸透能力に及ぼす影響は少ない。
- (6)防草シートやホタテの貝殻には、防草効果がある。
- (7)砂礫層が厚く堆積している箇所では、降雨時や融雪期の土壤水分の変動から浸透効果が確認された。
- (8)浸透状況が良好な場合、降雨時や融雪期に、土壤水分と地下水位は同じ挙動を示す。

6. あとがき

今回の検討で、地下水位が低ければ、浸透側溝の設置は可能であることが確認できた。

人工物であるコンクリートトラフに替わり、より自然に近い材料を使用しているため、水循環系として自

然にやさしい排水側溝が実現できた。また、側溝の側面に勾配があるため、小動物の転落も防げられる。

従来のコンクリートトラフに比べ、堆積物の除去に関わるメンテナンスの必要が少なく済むことから、現場の維持管理の一助となれば幸いである。

本検討は、平成 19 年度受託研究(網走開発建設部)の「環境に配慮した新工法・新技術に関する研究」の成果と、その後の追跡調査を取りまとめたものである。

現場の試験施工や現地調査にあたっては、現場の方々の協力の下に行うことができた。この場を借りて、現場関係者に深く感謝の意を表したい。

また、流末排水を取るができない等の理由から、実際に現場で浸透側溝を検討する際は、是非、寒地土木研究所寒地地盤チームに相談して頂きたい。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路土工排水工指針 p.7, 1987.6.
- 2) (社)雨水貯留浸透技術協会：雨水浸透施設技術指針[案], p.22, 2006.9.
- 3) (社)雨水貯留浸透技術協会：雨水浸透施設技術指針[案], p.61, 2006.9.
- 4) 森林立地調査法編集委員会：森林立地調査法, p.169, 1999.5.

泥炭性地盤における縦型回転攪拌中層改良工法 による改良品質評価

北海道開発局札幌開発建設部札幌道路事務所 山内 良輔*¹⁾

岩見沢市建設部 齊藤 貴視*²⁾

中央大学理工学部 齋藤 邦夫*³⁾

小野田ケミコ(株) 鈴木 孝一*⁴⁾, 西尾 経*⁵⁾, 古澤 政夫*⁶⁾, ○木下 和徳*⁷⁾

1. はじめに

地盤改良工法では、およそ改良深さ 3m を基準に浅層改良と深層改良に区分される。特に、深層改良のうち 3~10m 程度の改良深さに対して、中層改良と呼称する場合もある。現実的には、施工頻度も高く、施工品質ならびに効率の高さに加えて、施工環境への配慮が工法選定の重大要素となる。

ツイン・ブレードミキシング工法（以下、TB工法と略す）は、汎用バックホウを用い、機械高さと同程度すなわち 13m までの深さを機動性高く改良することが可能である。また、攪拌翼部は攪拌混合効率の最大化を図るため、1組が4枚の直径 ϕ 1.5m の攪拌ブレードを 90°ピッチに配置し、これを縦型に回転させる方式を採用している。

これまでの施工実績より、当工法は従来工法と比較し、多様な地盤に対する適用性、施工の経済性に富んでいることが実証されている。

本文では、北海道内の4現場の泥炭性軟弱地盤に対してTB工法を適用し、その施工データより1)改良強度特性、2)改良品質ならびに3)施工性に関して、それぞれについて評価した結果を報告する。

2. 工法概要

2.1 TB工法の概要

TB工法は、写真-1(a)に示すようにバックホウをベースマシンとし、そのブームにTB攪拌装置を格納したケーシングを装着している。ブーム高さの関係から改良深さが13m程度に制約される反面、三点支持式杭打機に較べて空頭高さを従来の1/2程度に抑制できる。このため、汎用性はもちろん機動性ならびに安定性に対して優れた特長を有する。写真-1(b)は、TB施工機の攪拌翼部を拡大した写真である。バックホウのアームに取り付けられたケーシング端に、縦方向に回転する外径1.5m×幅

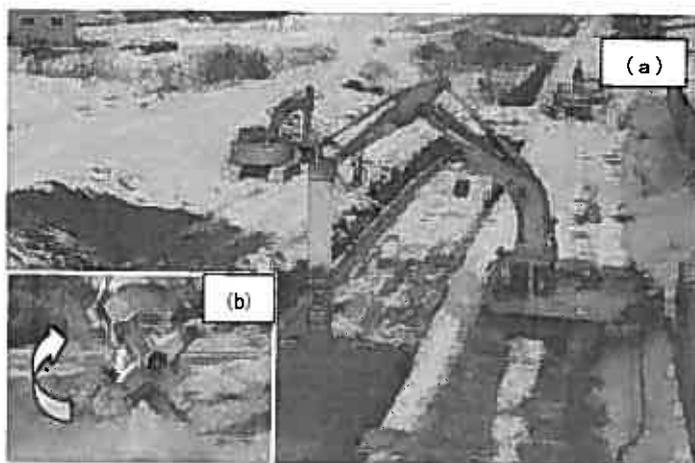


写真-1 TB施工機と攪拌翼駆動部

*1)Ryosuke YAMAUCHI	北海道札幌市豊平区水車町 1-1-2	TEL:011-811-2350	FAX:011-811-7033
*2)Takami SAITOH	北海道岩見沢市鳩が丘 1-1-1	TEL:0126-23-4111	FAX:0126-23-7272
*3)Kunio SAITOH	東京都文京区春日 1-13-27	TEL:03-3817-1804	FAX:03-3817-1803
*4)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
*5)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
*6)Masao FURUSAWA	東京都荒川区東日暮里 3-11-17 技術設計部	TEL:03-5615-7036	FAX:03-5615-7022
*7) 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

1.5mの攪拌翼部が装備されている。なお、攪拌平面の形状は、目的に応じて1.5m×1.5mの正方形断面から1.0m×1.5mの長方形断面に変更することができる¹⁾²⁾。また、攪拌駆動装置はケーシング内に格納されており、安定した回転トルクを攪拌翼に伝達することが可能である。

さらに、攪拌混合した改良体の出来形を確保するため、差圧計式深度計と攪拌ケーシングの角度検出器を新たに開発して、専用の管理装置としてオペレータ室に装備した。これらを用いることにより、改良深度は±1cm、鉛直性については±0.5°の精度で管理することができる。同時に、攪拌翼回転数、固化材の吐出流量を含んだ施工管理データを一括管理するシステムを用いて攪拌混合を制御し、改良体の品質向上を図っている。

2.2 攪拌混合のメカニズム

図-2は地盤と固化材を攪拌混合する攪拌装置の構造正面図と回転翼軌跡図である。図-2(a)の攪拌回転翼構造図では、4枚の攪拌ブレードが他の攪拌翼のブレード軌跡と重ならない配置構成である。また、図-2(b)は、この攪拌ブレードによる回転軌跡であるが、この軌跡図は1枚の攪拌ブレードの軌跡のみを実機の攪拌回転速度の1/2で描いたものである。実際の軌跡は、4つの攪拌翼が同時に2倍速で回転することから、ここで示す軌跡の8倍の軌跡密度になる³⁾。これにより、固化材スラリーと対象土との攪拌混合を効率化し、均質性の高い改良柱体の造成を目指している。

2.3 適用土質と適用範囲

表-1および表-2は施工機械のトルク、施工実績等を総合化した結果から仕様されたTB工法の適用に関するガイドラインである。

本工法の適用対象地盤は表-1に示すように、砂質地盤では N 値 ≤ 10 、粘性土地盤は N 値 ≤ 5 、腐植土地盤については含水比 $w \leq 1000\%$ である。同表を超える地盤条件の場合、事前に試験施工を行ない、結果を総合して適用の可否が判断される。

TB工法の最大改良深さは、前述の通り13mである。しかしながら、地盤改良深さは設計条件によって、様々に変化する。こうした状況に応じ施工コストの最小化を図るため、表-2に示す4機種が用意されている。また、改良深度をさらに増すことも可能である。これらの機種には標準的に、いずれも回転径 $\phi 1.5\text{m}$ ×幅 $B1.5\text{m}$ の攪拌

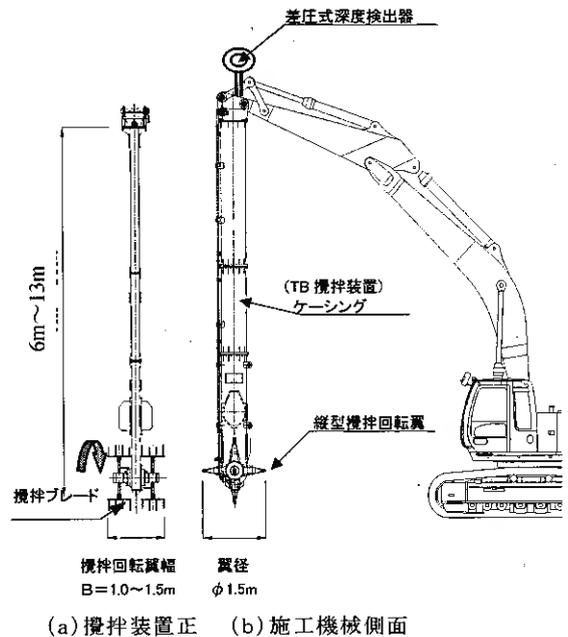


図-1 TB施工機械概要図

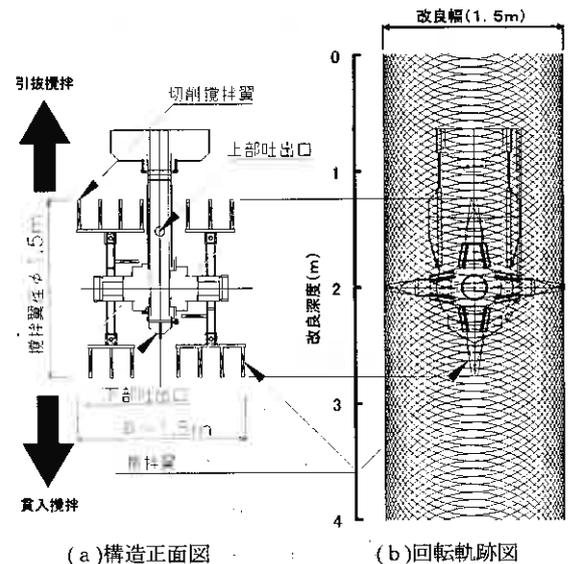


図-2 TB工法の攪拌翼回転軌跡図

表-1 適用地盤

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

表-2 施工機種種の適用範囲

形式	TB7M	TB9M	TB12M	TB14M
適用深度	6m	8m	11m	13m
改良形状	矩形状 $1.5\text{m} \times 1.5\text{m}$ ($\Delta = 2.25\text{m}^2$)			

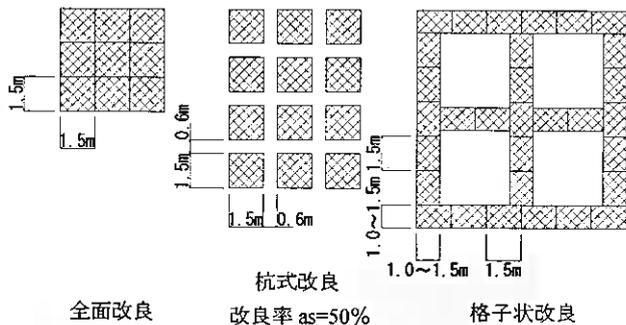


図-3 TB工法による矩形改良配置形式例

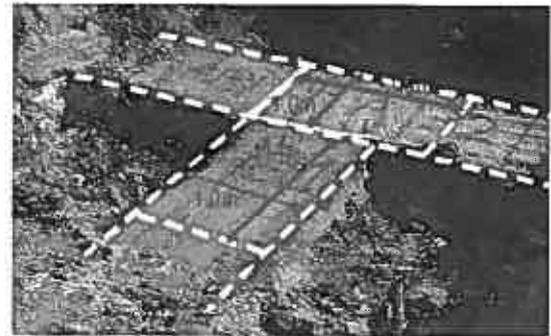


写真-2 格子状改良例

回転翼が装備されている。したがって、その改良断面積は $A=2.25\text{m}^2$ である。これに対し、一般的な機械攪拌工法の改良断面積 A は、その改良仕様を改良径 $\phi 1.0\text{m} \times 2$ 軸式と仮定すると、 $A=1.50\text{m}^2$ となる。両者を比較すると、TB工法の改良断面積は機械攪拌工法と較べ単純に1.5倍となる。こうした計算からも、当該工法は施工効率が相対的に高く、有利性が理解される。

2.4 改良形式

TB工法による改良形状は、基本断面が $1.5\text{m} \times 1.5\text{m}$ の下で必要深さを改良することから四角柱体となる。これを単独あるいは自在に組み合わせることにより1)杭状、2)全面改良、3)格子状となり、工事の目的に応じた改良形式を選択することができる。

図-3は改良形状を模式的に表しており、全面改良あるいは格子状改良では、改良体をラップさせる必要がないことが明らかであり、結果として材料、工期、工費の縮減が可能である。また、必要によりラップ施工も可能である。写真-2は、断面 $1.5\text{m} \times 1.0\text{m}$ の改良体を組み合わせて、格子状の改良を行なった場合の一例である。 $1.5\text{m} \times 1.0\text{m}$ の各改良体が、計画したとおりに緊着して造成されているのが認められる。

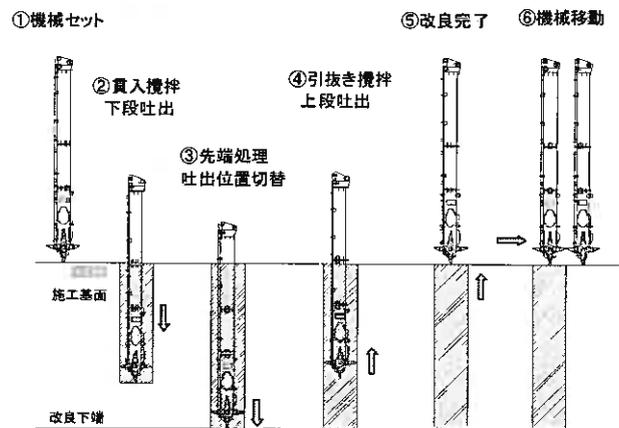


図-4 TB工法の施工手順図

2.5 施工方法

図-4はTB工法による標準的な施工手順である⁴⁾。施工機械を施工予定箇所に①施工機械を移動し、その位置とケーシングの垂直性を確認する。②攪拌翼を回転させ、予め配合試験により決定した固化材スラリー($q=100\sim 200\text{l/分}$)を下部吐出口から噴射し、地盤土と混合攪拌する。貫入攪拌が改良予定深さまで及んだことを差圧式深度計で確認する。次いで③固化材の噴射位置を上部吐出口に切り替える。④固化材を噴射攪拌させながら攪拌ケーシングを引き上げる。

3. 施工現場概要および地盤性状

北海道内に多く分布する泥炭性軟弱地盤は一般的に繊維質が多く、高含水比な特殊土である。泥炭地盤を対象にTB工法を適用し、3ヶ所・4施工現場で

表-3 各施工現場地区の施工仕様

工事名	岩見沢地区(1)	岩見沢地区(2)	当別地区	丘珠地区
工事目的	支持力増加 沈下防止	支持力増加 沈下防止	沈下防止	k_v 増加
改良形状 $B \times L$ (m)	1.5×1.5	1.5×1.5	1.5×1.5	1.5×1.5
施工本数 (本)	171	411	489	194
改良率 a_p (%)	100	100	100	100
打設長 L (m)	2.1~5.9	2.1~5.9	6.2~6.7	5.0~5.9
改良長 L_c (m)	1.7~5.9	1.7~5.9	5.5~6.7	2.5~3.9
空打長 $L-L_c$ (m)	0~0.4	0~0.4	0~0.5	2.0~2.5
固化材	小野田ケコ C-201	小野田ケコ C-201	日鐵メント ET201	小野田ケコ C-201
固化材配合量 a_v (kg/m ³)	泥炭部 190 粘土部 182	190	泥炭部 195 粘土部 96	235
W/C (%)	100	100	100	100
現場目標強度 q_u (kN/m ²)	170	170	200	100

表-4 各施工現場地区の泥炭性地盤条件

工事名	岩見沢地区 (1)	岩見沢地区 (2)	当別地区	丘珠地区
湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	1.15	1.15	1.03	1.01
含水比 w (%)	288	288	618	677

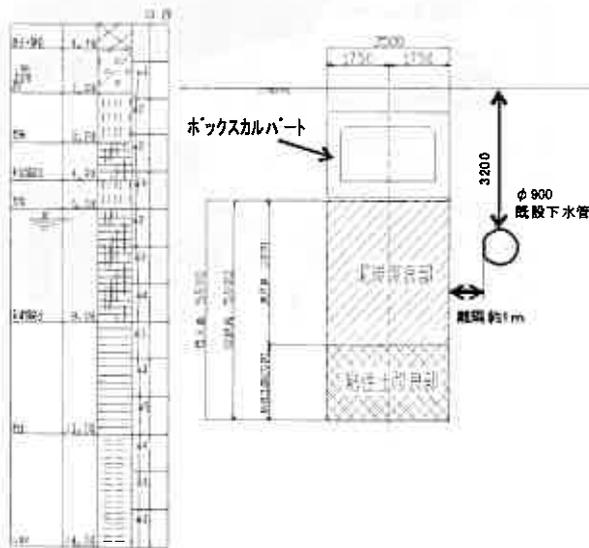


図-5 岩見沢地区工事改良断面図



写真-3 岩見沢地区工事改良後の床付面

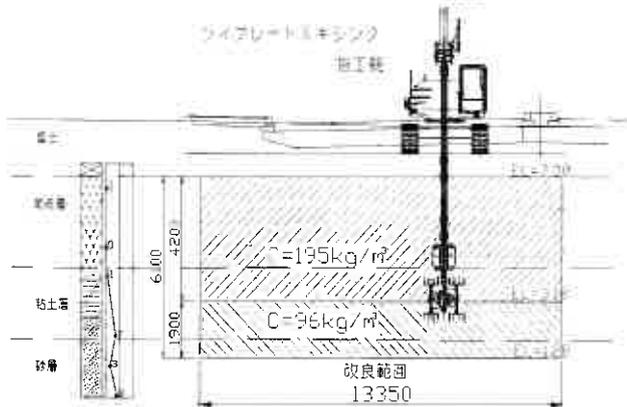


図-6 当別町地区工事改良断面図



写真-4 当別地区工事施工状況

中層域の攪拌混合処理工事を実施している。表-3は施工を実施した各施工現場の工事概要である。また、表-4は改良を対象とした泥炭性地盤条件である。湿潤密度、含水比がそれぞれ $1.0 < \rho_t < 1.15$ 、 $290\% < w < 680\%$ である泥炭性地盤である。ここでは、各施工現場の特徴の概要と、改良地盤から採取した改良土コアのRQD値、現場改良強度のばらつき、および現場改良強度と室内改良強度比を精査して改良地盤の品質を評価した。なお、固化材配合量は各施工現場とも現場配合試験を実施した後に強度を確認して決定している。

3.1 岩見沢地区(1)および(2)工事

本工事は、旧室蘭本線 JR 跡地に沿って敷設されている既設雨水排水路を撤去した後に、ボックスカルバートを設置し、その上部をサイクリングロードとして開放する整備事業である。ボックスカルバートの支持力増加および沈下低減を目的とした。施工仕様は、改良幅 3m、改良深度 2.1m~5.9m で、その 1 工事およびその 2 工事では、 $1.5\text{m} \times 1.5\text{m}$ の矩形杭がそれぞれ 171 本および 411 本である。本工事では、地盤改良域の GL-3.2m 付近に改良側面から約 1m の離隔位置で $\phi 900\text{mm}$ の既設下水道管が縦断方向に並行して埋設されている。このため、改良施工時における地盤変位を極力抑制する必要がある。さらに、空打ち施工や土層毎に固化材混合量の設定が可能であることから TB 工法が選定された。

対象地盤は、上層部が含水比 $w=288\%$ の腐植土層 A_{p2} で、下層部は含水比 $w=60\%$ の粘性土層 A_{c2} の 2 層地盤である。目標改良強度 $q_u=170\text{kN/m}^2$ に対し、固化材配合量は腐植土層が $a_w=190\text{kg/m}^3$ 、粘性土層では $a_w=182\text{kg/m}^3$ とした。図-5は改良断面図である。また、写真-3は改良後に床付部まで掘削した状況で、高

品質の改良体が確認された。

3. 2 当別地区工事

国道275号は道央圏と道北圏を結ぶ重要な路線であり、当該区間の大型車混入率は全道平均を大きく上回り、交通量も年々増加するなど厳しい交通環境下にある。また、緊急輸送道路に位置づけられているため、防災・危機管理の観点から本路線の幹線道路機能の向上が重要となっている。

本工事は、国道275号の4車線化に伴う拡幅整備の事業計画において、盛土部の沈下低減のための地盤改良工事である。主要道路に近接した施工となるため、地盤変位の発生が懸念されること、また、0.5m厚の空打ち施工と地層毎に固化材混入量の調整等が可能であることを根拠とし、TB工法を選定した。改良対象の上層部は層厚4.2m、 N 値=0の泥炭性軟弱地盤で含水比 $w=618\%$ である。一方、下層部は粘性土であり、 N 値=1、含水比 $w=42\%$ の地盤である。地盤改良は深度 $L=6.1\text{m}$ 、幅 $B=16\text{m}$ で $1.5\text{m} \times 1.5\text{m}$ の断面の矩形杭を計489本造成する仕様である。また、固化材混入量は、腐植土層 A_{p2} で $a_w=195\text{kg/m}^3$ 、粘性土層 A_{c3} では $a_w=96\text{kg/m}^3$ と地層別に異なる。図-6に改良断面、また、写真-4に施工状況を示す。

3. 3 丘珠地区工事

本工事は、丘珠藤木川3号橋の橋梁新設工事において、橋台基礎杭の水平方向地盤反力係数 k_h 値の増加を目的に複合地盤杭構造として施工した地盤改良工事である。図-7は改良断面図である。改良深度の設定は、基礎杭の特性値より $L=3.9\text{m}$ 、目標改良強度は、 $q_u=170\text{kN/m}^2$ である。対象地盤は N 値=0で、湿潤密度 $\rho_t=1.01\text{g/cm}^3$ 、含水比 $w=677\%$ の高含水比な泥炭性地盤である。

固化材配合量は $a_w=235\text{kg/m}^3$ であり、また、本施工では、2.0~2.5m深さに対して空打ち施工が可能なTB工法が適用された事例である。

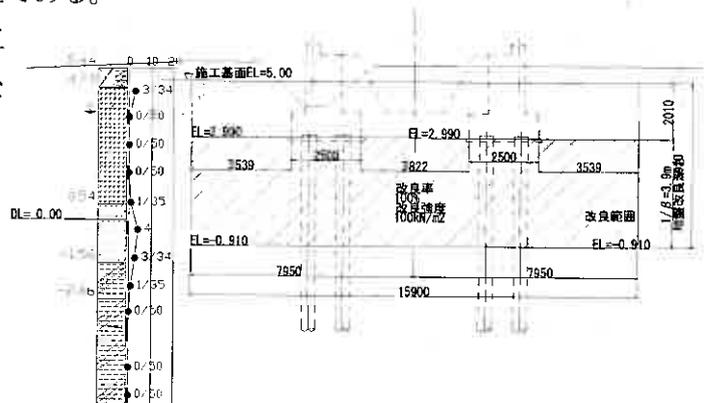


図-7 丘珠地区工事改良断面図

4. TB施工における改良地盤の評価

4 現場においてTB工法によって施工された改良地盤の改良品質について評価した。評価内容は、各施工現場において地盤改良後に、材齢28日の経過後にスリーブ内蔵二重管サンプラー(試料径 $\phi 68\text{mm}$)または、三重管サンプラー(試料径 $\phi 80\text{mm}$)によって、改良土コアを採取し、改良土コアの連続性の指標となるRQD値測定および現場改良強さの測定のため一軸圧縮試験を行った。

4. 1 改良体コアのRQD値

TB施工した改良地盤の採取コアをRQD値(Rock Quality Designation)によって、改良体の連続性を評価した。図-8は、4箇所の現場から採取した改良土コアのRQD値を深度方向に示した図である。これによると、各現場の泥炭性軟弱地盤を改良した改良土コアのRQD値は86%~100%で推移している。泥炭性地盤を改良したTB改良体の連続性は高く、安定した改良体が得られていることが判断される。当別地区工事では、一部に83%とやや低い値を示す場合も認められるが、この部分が互層地盤になっていることや、下部層に砂礫層が介在していることなどから、コア採取時に亀裂が生じたものと推測される。

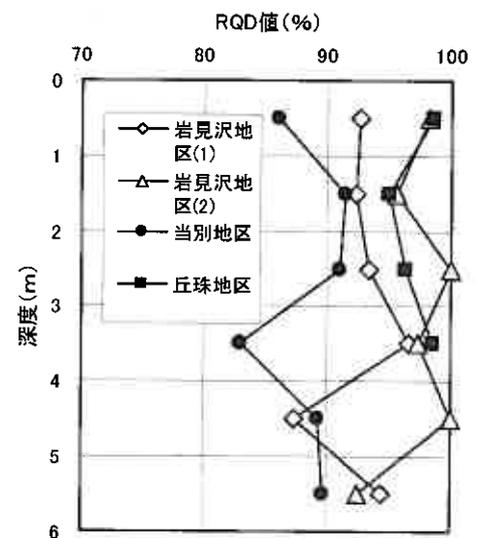


図-8 改良土コアのRQD値深度分布

4. 2 改良強度

(1) 現場改良強度の深度分布

図-9は各現場における現場改良強度の深度方向の強度分布である。これによると、岩見沢(1)および(2)工事では、現場改良強度 $q_u=170\text{kN/m}^2$ に対し、岩見沢(1)工事は現場改良強度 $q_u=180\sim 320\text{ kN/m}^2$ 、岩見沢(2)工事は $q_u=250\sim 450\text{ kN/m}^2$ である。データ全体について、ややバラツキが認められるが、全て目標強度を上回る結果となった。

岩見沢地区工事と比べ、当別地区工事および丘珠地区工事では、泥炭地盤部分 q_u 値は、ばらつきの少ない強度分布となった。しかしながら、明らかに泥炭層と粘性土層における強度発現に差異が認められる。なお、岩見沢(1)工事では、12月～1月の厳冬期の施工時期であったが、0.5mの空打ち部と上部に盛上り土による養生効果があり、改良地盤への影響は見られなかった。

(2) 現場改良強度の変動係数

表-5は各施工現場における現場改良強度 q_{uf} の変動係数である。ここでは、泥炭地盤改良部とそれ以外の土質に分類して示した。4現場の泥炭層の改良土とも変動係数 V は、 $V=8\sim 22\%$ 程度と良好な改良品質が得られている。多層改良部の粘土部層では、泥炭層と粘土層が縦型に回転混合されていることにより、変動係数がやや高いものの、 $V=25\%$ 以下であった。

表-5 現場改良強度の変動係数

工事名		岩見沢地区(1)	岩見沢地区(2)	当別地区	丘珠地区
泥炭層	改良強度 $q_{uf}(\text{kN/m}^2)$	241.3	331.2	317.6	142.9
	標準偏差 $\sigma_{n-1}(\text{kN/m}^2)$	44.6	49.6	70.8	12.0
	変動係数 $V(\%)$	18.5	15.0	22.3	8.4
粘土・砂部	改良強度 $q_{uf}(\text{kN/m}^2)$	223.5	338.6	554.9	390.7
	標準偏差 $\sigma_{n-1}(\text{kN/m}^2)$	32.2	53.7	338.9	97.0
	変動係数 $V(\%)$	14.4	15.9	61.1	24.8

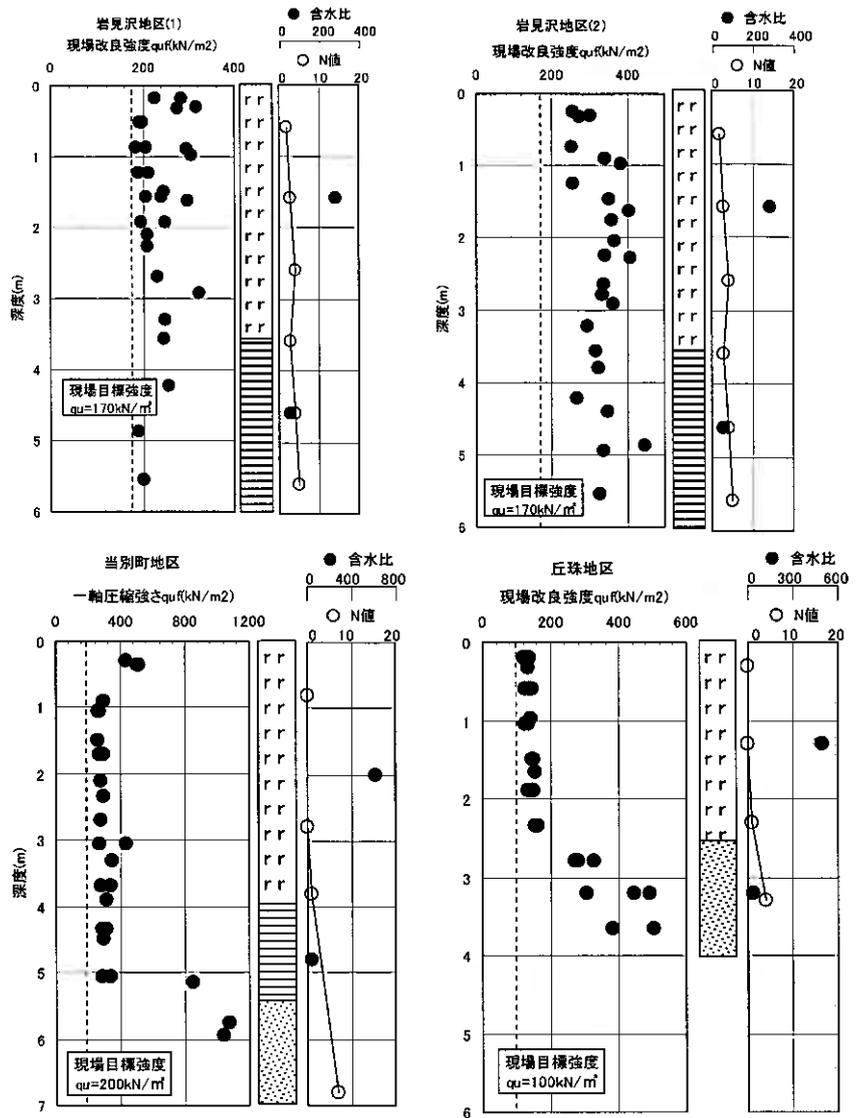


図-9 各現場における現場改良強度の深度方向の強度分布図

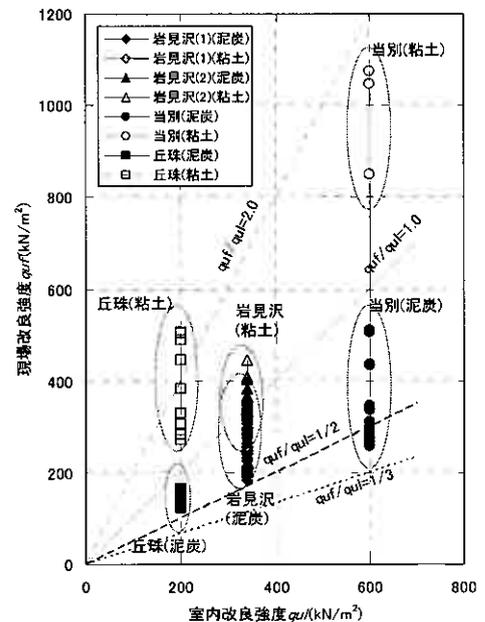


図-10 現場改良強度と室内改良強度の関係

4. 3 現場改良強度と室内強度の関係

図-10 は各施工現場における泥炭層を対象とした室内配合試験による室内改良強度 q_{ui} と、TB 施工後の現場改良強度 q_{uf} との関係である。これによると、泥炭層を対象とした改良土では、各施工現場の泥炭改良土の強度比は $q_{uf}/q_{ui}=1.3\sim 1/2.5$ の範囲にある。

5. まとめ

TB 工法は、深度 13m までの中層域を縦型回転する直径 $\phi 1.5\text{m}$ の攪拌翼により混合攪拌する方式である。従来の深層混合処理工法と比較し、施工機械が小型で経済性が高い。北海道内の泥炭性軟弱地盤を対象に本工法による 4 現場で実施された改良地盤の品質評価より、下記のような結果が得られた。

- 1) RQD 値は各現場とも 90% 前後で推移しており、連続性の高い改良体コアが確認された。
- 2) 現場改良強度は、全てのケースに対して目標強度を上回る値となった。
- 3) 現場改良強度の変動係数は、泥炭地盤の改良土では、 $V=25\%$ 以下とばらつきの少ない改良強度が得られた。

上述した成果を踏まえ、今後も TB 工法による泥炭地盤の改良について、さらにきめ細かい分析と検討を加え、高い経済性を有する工法への改良・改善に努める所存である。

【参考文献】

- 1) 鈴木孝一・西尾経・田中信哉・近藤省一・齋藤邦夫：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，第 8 回地盤改良シンポジウム，pp.183～186，2008.11
- 2) 鈴木孝一・西尾経・伊藤達也・末島鍊寿郎・木下和徳：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，土質基礎に関する「新工法・新技術」技術報告会，北海道土木技術会，pp.15～20，2009.
- 3) 鈴木孝一・西尾経・田中信哉・齋藤邦夫：ツイン・ブレードミキシング工法－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－，基礎工，VOL.37，pp.60～62，2009.5
- 4) 鈴木孝一・西尾経・伊藤達也・齋藤邦夫：ツイン・ブレードミキシング工法－縦型回転混合攪拌方式による中層混合処理工法－，建設機械，535，Vol.45，NO.9，pp.56～59，2009.9

石狩湾新港岸壁改良工事における耐震対策への 高速低変位深層混合処理工法の適用

北海道開発局小樽開発建設部小樽港湾事務所 河合 淳^{*1)}, 渥美 洋一^{*2)}

独立行政法人土木研究所寒地土木研究所 林 宏親^{*3)}

中央大学理工学部 齋藤 邦夫^{*4)}

小野田ケミコ(株) 鈴木 孝一^{*5)}, 西尾 経^{*6)}, 近藤 省一^{*7)}, ○今井 治憲^{*8)}

1. はじめに

緩い砂質土が堆積するような港湾地区では、地震によって液状化が発生し、岸壁など係留施設あるいは荷さばき施設等の港湾施設に甚大な被害を及ぼす危険性がある。このような事態を回避し、物資の流通を保全するため、施設の耐震補強が全国各地の港湾で実施されている。

地盤の耐震化を図るには様々な工法があるが、既存の施設に対し不都合を来たすことの無い方法を選択する必要がある。

本稿では、石狩湾新港の既設岸壁改良時の耐震強化工事において、岸壁変位の抑制を目的とし、機械攪拌と高圧噴射攪拌を併用するハイブリッド高速低変位深層混合処理工法（Super Jet Deep Mixing Method, 以下、SDM 工法と略記する）を適用した改良事例について報告する。

2. SDM工法の概要

2.1 混合攪拌と排土のメカニズム

SDM 工法は、対象とする地盤にセメント系固化材スラリーを混合攪拌する深層混合処理工法に分類される。従来の深層混合処理工法は表-1 に示すように、回転する攪拌軸端より固化材を地盤内に吐出し、攪拌翼で機械的に混合攪拌する。したがって、地盤内に造成される改良柱体の直径 D_{mi} = 攪拌翼径 D_m となり一致する。

これに対し、SDM 工法では攪拌翼先端の噴射口から固化材を 40MPa もの超高压で噴射して地盤を強力に切削、混合す



写真-1 SDM 攪拌翼先端からの超高压噴射状況

表-1 従来工法との土留壁近傍での比較表

工法	従来の混合処理深層工法	SDM工法 (NETIS登録番号:KT-900134-V) 設計比較対象技術
攪拌原理	攪拌軸先端付近から吐出されるスラリーを回転する攪拌翼で土と混合攪拌。	攪拌翼先端からスラリーを超高压で噴射し、回転する攪拌翼と自体の噴流で土と混合攪拌。
断面図		
平面図		
適用性	攪拌翼が土留壁等の障害物に当たると回転が阻害され、攪拌ができない ↓ 改良不可 別途補助工法が必要 (コストアップ)	高圧噴射により、攪拌翼と土留壁の間を改良できる ↓ 密着改良が可能 補助工法不要 (コスト削減)

- | | | | |
|-----------------------|---------------------------|------------------|------------------|
| *1) Jun KAWAI | 北海道小樽市築港 2-2 | TEL:0134-22-6131 | FAX:0134-25-1947 |
| *2) Yoichi ATSUMI | 北海道小樽市築港 2-2 | TEL:0134-22-6131 | FAX:0134-25-1947 |
| *3) Hirochika HAYASHI | 北海道札幌市豊平区平岸 1 条 3-1-34 | TEL:011-841-1709 | FAX:011-841-7333 |
| *4) Kunio SAITOH | 東京都文京区春日 1-13-27 | TEL:03-3817-1804 | FAX:03-3817-1803 |
| *5) 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 |
| *6) 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 |
| *7) Shoichi KONDOH | 東京都荒川区東日暮里 3-11-17 技術設計部 | TEL:03-5615-7036 | FAX:03-5615-7022 |
| *8) Harunori IMAI | 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 |

る。このため、高圧噴射と攪拌翼による混合攪拌が同時進行し、造成される改良径 D_{ji} は噴射時の圧力・吐出量や対象地盤の強度に依存するが、その大きさは攪拌翼径 D_m を大きく凌ぐ。これまでの施工実績より、改良径 $D_{ji}=2D_m\sim 3D_m$ となることが確認されている。

したがって、攪拌翼と鋼管矢板の間に適当な距離を置いて施工することが可能であり、従来工法に於けるような攪拌翼と地中構造体とが接触するような不都合を未然に避けることができる。

2.2 機械構成と施工管理システム

本工法の機械設備は、大きく固化材を地盤に攪拌混合するSDM処理機と超高压大容量ポンプを含むスラリー製造プラントから成る。このポンプによって、固化材を40MPaの超高压で吐出させる。SDM処理機は、三点支持式杭打機がベースマシンとして使用され、その高さはおよそ30mである。

また、攪拌軸は二軸を一对として相反回転させる型式で、40MPaの超高压を供給するのに十分な耐圧構造としている。標準的にφ1mの高圧噴射機能を持つ攪拌翼により、砂地盤はN値 ≤ 20 、粘性土地盤では $s_u \leq 70\text{kN/m}^2$ の地盤強度、また腐植土については $w \leq 500\%$ の地盤に対し切削、混合、攪拌することができる。

施工管理装置は噴射圧力 p (kN/m²)、噴射流量 q (ℓ/分)、改良時間 t (分)及び回転数 r (rpm) 等が一括管理する機能が備えられている。スラリー製造プラント、SDM処理機において検出される前述の各データは、総合管理装置に伝送されて表示・監視され、且つデータ収録装置に記録される。これらデータに基づいて、高い品質管理が可能である。

2.3 施工手順

SDM工法の施工手順を図-1に示す。位置決めを行った後、一对の攪拌軸を相反回転させ、所定の深さまで貫入させる。深さを確認し、攪拌軸を逆回転させながら固化材スラリーを高圧噴射し、スラリー混入量と吐出量の関係から改良時間を設定し自動的に引き上げる。この間、噴射供給した固化材量に見合った土を後述するらせん状のスクリーンで排出させ、地盤に対する変位を抑制しながら、円柱状の改良体を造成する。

2.4 改良仕様

SDM工法が併用する機械攪拌ならびに高圧噴射攪拌に関する各仕様は、規定した回転速度で、改良時には回転方向を変位状態に応じ、自在に正転逆転を行う。高圧噴射攪拌機能は、吐出圧力 $p=40\text{MPa}$ 、吐出量 $q=100\sim 150$ ℓ/分である。表-2は、前述した攪拌混合条件をさまざまな対象土質に適用した場合の改良仕様である。ただし、機械攪拌翼径は1mであることに留意されたい。

同表より、SDM工法による改良径はφ1.6m~2.3mで、その面積は4m²~8m²となり、従来の二軸式機械攪拌工法(直径φ1.0m×2)による改良面積1.5m²の2.7~5.3倍に相当する。なお、改良目的に応じ、攪拌軸間の距離を1.4m~2.0mに調整することも可能であり、改良体の配置を柔軟に計画することができる¹⁾²⁾。

2.5 改良土の特性

一般に改良土の強度は、室内試験で得られた結果と現場にて得られた結果は異なる。SDM工法のこれまでの実績に基づいて、改良土の室内改良強さ q_{ul} と現場

表-2 改良対象土質と改良径の関係

対象土質	仕様I ^{*1}		仕様II(SDM-Dy)	
	$p=40(30)\text{MPa}$ $Q=100(130)\text{L/分}$		$p=40\text{MPa}$ $Q=150\text{L/分}$	
	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	$S_u \leq 30\text{kN/m}^2$	2.0m×2軸 6.07	2.3m×2軸 8.08	
	$30 < S_u \leq 40\text{kN/m}^2$	1.8m×2軸 5.05	2.1m×2軸 6.81	
	$40 < S_u \leq 50\text{kN/m}^2$	1.6m×2軸 4.02	1.9m×2軸 5.56	
	$50 < S_u \leq 70\text{kN/m}^2$	—	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)NETIS登録番号KT-980134-V(設計比較対象技術)

*2)表中の改良径はSDM攪拌翼径D=1.0mの場合

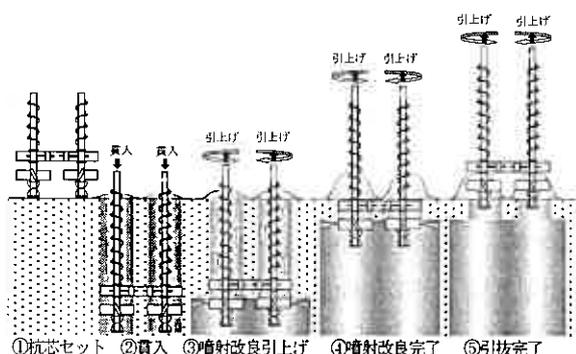


図-1 施工手順

改良強さ q_{uf} を関連させた結果が図-2である。同図より、現場改良強さを室内改良強さと比べると

$$q_{uf} \geq 1/2 q_{ui}$$

の関係が認められる。また、機械攪拌部と高圧噴射攪拌部の強度の相違が懸念されるが、ほぼ同程度となることを確認している³⁾。

これらを総合し、当 SDM 工法では、改良体の設計強度 q_{ud} は室内改良強度 q_{ui} に対し

$$q_{ud} \geq 1/3 q_{ui}$$

の関係を推奨している。もちろん改良強度は、改良材の添加量を変更することで任意に設定することが可能であり、事前配合試験で確認する必要がある。

2.6 地盤変位の抑制制御と効果

地盤を改良するために吐出する固化材量とこれに相当する排土量をバランスさせれば、地盤変位は原理的に発生しない。問題は、如何に円滑に固化材供給量に見合った排土を実現するかに因る。

このため、排出土量に応じた幅の鋼板を攪拌軸表面にらせん状に装着し、同軸の回転が土の排出を促すように工夫した。さらに、2本の攪拌軸それぞれが独立して正・逆回転ができるような制御機構を装備し、

$$\text{改良材スラリー吐出量} \approx \text{排土量}$$

となるよう SDM 処理機の操作を行なって、地盤変位の発生に留意した²⁾。

SDM 工法により地盤内に発生する水平変位を把握するため、図-3に示すように改良深度を L 、改良体側面からの離隔距離を X とし、 X に生じる水平変位量 δ との関係調べた。離隔距離 X を改良深度 L で規準化した X/L と水平変位 δ の関係を表した結果が図-3である。

同図より、改良体近傍で最大 2cm 程度の変位が認められるが、離隔距離の増大と共に漸減し、大略 $X/L > 0.5$ を超えると $\delta \approx 0$ となる。すなわち、この図によれば、改良深さ $L=10\text{m}$ の場合、離隔距離 $X=1\text{m}$ に発生する水平変位 $\delta \approx 1\text{cm}$ と評価される。この値、 $\delta \approx 1\text{cm}$ は従来工法と比べ極めて小さな値であり、当工法が周辺環境に配慮した地盤改良工法の一つであると言える。

また、エアを連行させる多重管式高圧噴射攪拌工法とは異なり、排出される土中には固化材の混入が認められないことが報告されている³⁾。こうした特性は環境を考える上で、極めて重要であり、河川や湖沼等に水質汚染を与えることがなく、水中施工の可能性を示唆している。さらに、排出土を産業廃棄物として取り扱う必要もなくなる利点も特徴の一つである。

3. 石狩湾新港岸壁改良における耐震対策事例

3.1 工事概要

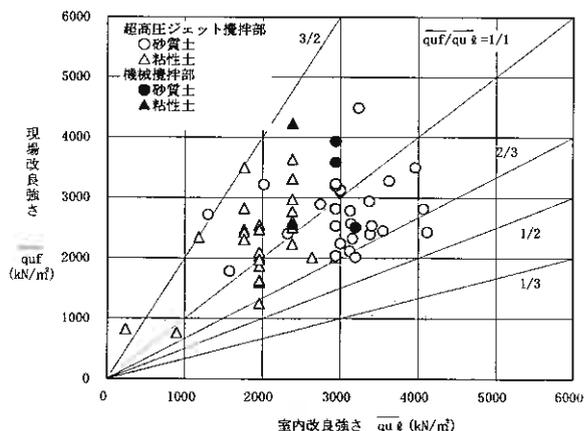


図-2 改良土の室内～現場強さの関係



写真-2 排土状況

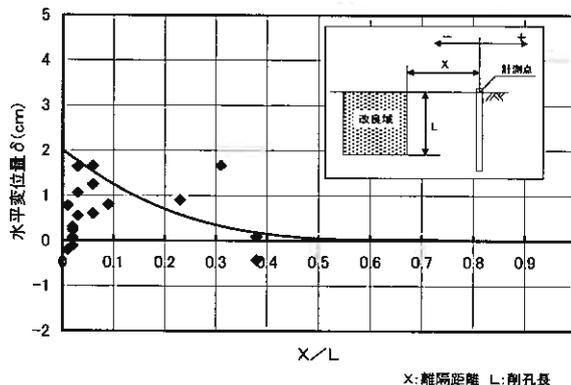


図-3 地盤水平変位量の推移

石狩湾新港は、北海道の日本海側に臨む石狩湾沿岸のほぼ中央に位置し、札幌市中心部まで15kmと最も近い港として札幌圏の物流拠点及び日本海沿岸域、北方圏諸国との経済交流拠点として位置付けられている。

写真-3は、花畔ふ頭、樽川ふ頭などを含む石狩湾新港の航空写真である。また、図-4は今回の施工が行われた花畔ふ頭の詳細図である。

花畔ふ頭は、主に定期コンテナ船や大型セメント船などの船舶が入り出す重要荷揚げ施設である⁵⁾。本工事は、大規模地震発生後の緊急物資輸送拠点等の整備として、花畔ふ頭3号岸壁の液状化防止対策を施し、耐震岸壁-10mに増深改良するものである。

3.2 工事的目的

ふ頭の岸壁背面地盤はゆるい砂質土であるため、地震時の液状化防止および鋼管矢板(平成21年度施工)の主働域に相当する箇所せん断強度増加対策を目的とした地盤改良が計画された。耐震化の要求性能は大規模(L-2)地震後に、速やかに、船舶の利用、人の乗降及び緊急物資等の荷役を行うことができる耐震強化施設「特定(緊急物資輸送対応)」であり、対象船舶は載貨重量12,000トンの貨物船である。

表-3は工事数量と改良仕様、写真-4は施工状況写真、図-5は平成20年度に実施したSDM改良体の配置横断図である。このように耐震対策として鋼管矢板及び控え鋼管杭の一体化が可能であり、施工時の変位を低減できる特徴を持つSDM-Dy(Ⅱ仕様)工法が採用された⁵⁾。

3.3 地盤特性

本港は、掘削式岸壁であるため、改良対象地盤は自然堆積の地盤である。図-6は、対象地盤の柱状図と細粒分含有量 F_c 、自然含水比 w_n を示したグラフである。土質は、GL-20mまで部分的に有機物が混入し $F_c \leq 20\%$ 、 $w_n = 20 \sim 40\%$ 、 $N \leq 20$ の緩い沖積細砂層である。

また、L-2地震動における液状化判定を行った結果、標準貫入試験で得たN値と有効上載圧力から求める等価N値による判定及び繰返し三軸圧縮試験結果を用いて算出した F_L 値 $=0.51 \sim 0.61$ と評価され、完全液状化層であると判定された。

3.4 現場配合試験

改良材混入量は、室内配合試験の結果をもとに現場試験施工を行



写真-3 石狩湾新港航空写真

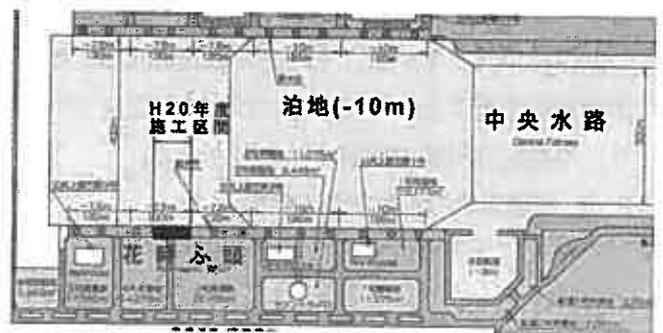


図-4 花畔ふ頭詳細図

表-3 工事数量と改良仕様

施工本数	N=120本
改良径	$\phi 1.9\text{m} \times 2$ 軸
杭配置	正方形接円配置
削孔長	L=20.6m
改良長	Lc=19.6m
施工機台数	1セット施工
使用材料	高炉セメントB種
混入量	$a_w = 160\text{kg/m}^3$
改良目標強度	$q_u = 400\text{kN/m}^2$



写真-4 施工状況

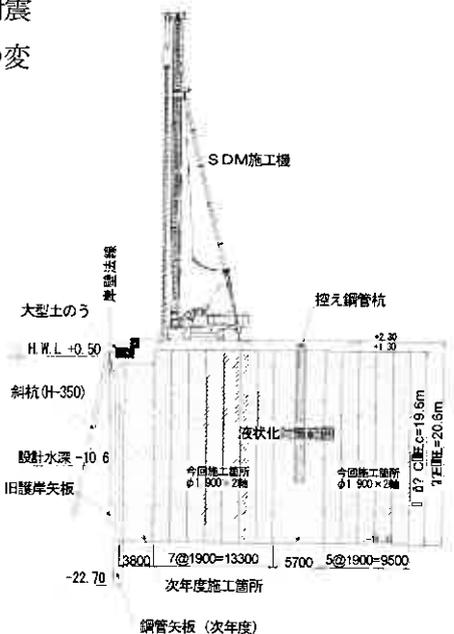


図-5 SDM改良体横断図

い決定される。図-7は3配合による現場試験施工を行い、各改良土コアの一軸圧縮試験の結果である。各配合量の改良強度は、材齢7日で行い、室内配合結果の材齢28日強度から推定した。施工の実施にあたり、適切な改良材配合量は、強度のばらつきを考慮するため、現場試験強度の平均値-標準偏差 ± 2 を代表値として、図-7から必要配合量を算定し、 $a_w=160\text{kg/m}^3$ で計画した。なお、使用改良材の種類は、室内配合試験の強度結果より、高炉セメントB種とした。

地震応答解析による鋼管矢板天端の残留水平変位量の計算結果から、改良範囲の必要粘着力は $C'=150\text{kN/m}^2$ と評価された。その結果、地盤改良範囲の設計基準強度 q_{uck} は、改良面積率 $a_p=78.5\%$ とし、 $q_{\text{uck}}=2 \times C' / a_p = 2 \times 150 / 0.785 = 382.2 \div 400 \text{ kN/m}^2$ とした。

3.5 改良土の品質管理

(1) SDM改良杭強度

図-8は、本施工改良杭のチェックボーリングによる一軸圧縮試験の結果である。目標強度 $q_u=400\text{kN/m}^2$ に対し、現場強度の最小値は $q_{\text{uf}}=771\text{kN/m}^2$ 、平均 $\bar{q}_{\text{uf}}=2,178 \text{ kN/m}^2$ が確認できた。また、改良下端部付近では、 $q_{\text{uf}}=3,339 \sim 4,605\text{kN/m}^2$ の高強度が確認されたが、下層のシルト層に近いので、細粒分の混入により強度が増加したと考えられる。

(2) 高圧噴射部と機械攪拌部の強度比較

本施工の改良体頭部において、コア採取機を用いて図-9に示す位置（機械攪拌部4箇所+高圧噴射攪拌部4箇所=8箇所）から1m程度の改良体頭部コアを採取し、現場強度の比較を行った。

図-10は、改良体頭部コアによる機械攪拌部と高圧噴射部の一軸圧縮強さを比較した結果である。機械攪拌部と高圧噴射攪拌部における平均一軸圧縮強さは、それぞれ $\bar{q}_{\text{uf}}=2,578\text{kN/m}^2$ 、 $\bar{q}_{\text{uf}}=2,447\text{kN/m}^2$ であり、両者に有意な強度差は認められない。また、機械攪拌部と高圧噴射攪拌部の全体で $\bar{q}_{\text{uf}}=2,512\text{kN/m}^2$ 、変動係数 $V=12\%$ と改良杭断面の平面的にも、均一な高品質であることが確認できた。

写真-5は、本施工改良体杭頭部をアスファルトカッタにて切断し、改良体断面を掘り出した状況である。杭頭の掘り出しを行った改良体は、設計天端位置より+50cm分を高く造成したため、地盤の緩み等に

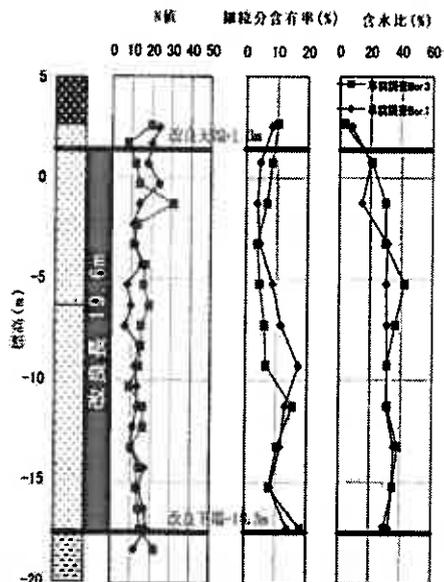


図-6 対象地盤の土性値

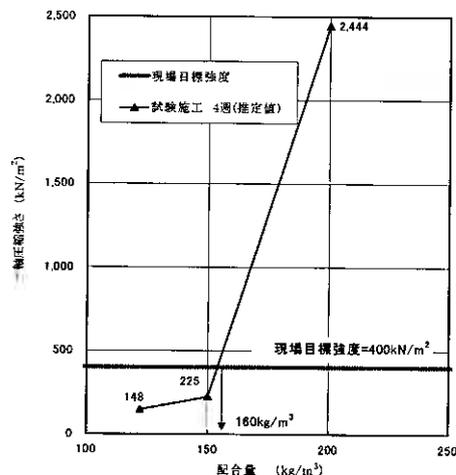


図-7 試験施工杭の強度試験結果

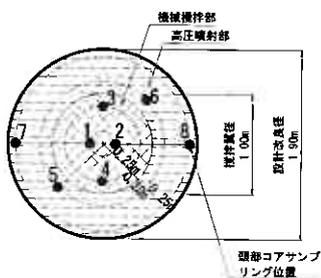


図-9 杭頭部コア採取位置

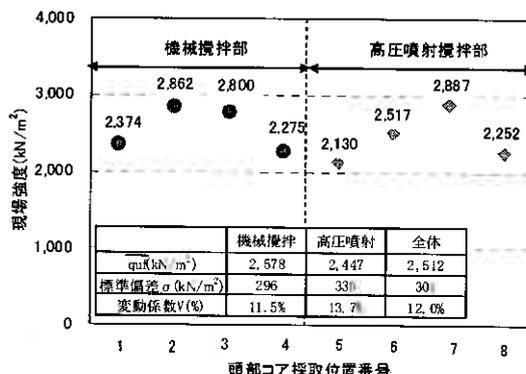


図-10 機械攪拌と高圧噴射攪拌部の強度比較

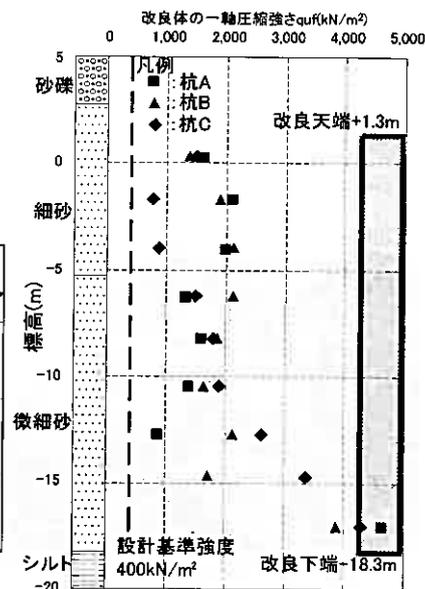


図-8 改良後の強度試験結果

より、実測改良径は $\phi 2.5\text{m}$ と大きく造成されていた。目視に抛る限り、平面的にも切断面においても機械攪拌部と高圧噴射攪拌部との相違は見られず、強度試験結果と同様な均一な改良断面の平面状況を確認することができた。

4. 複合地盤杭基礎形式の施工事例

前述したようにSDM工法は、改良体の外周部を超高圧噴流で攪拌混合造成する特長を有し、改良体相互のラップ施工が容易かつ、改良体と基礎杭、山留め壁および護岸矢板等の地中構造物と接合した一体化を図ることができる。

この特徴から支持杭等の基礎構造物と改良杭体の一体性が保たれるため、最近では耐震性向上を目的した複合地盤杭基礎形式に用いられており、その耐震対策事例等を以下に示す。

4.1 橋梁建設工事における施工事例

本工事は、跨線橋建設において基礎地盤が軟弱なため、地盤改良による支持杭の水平地盤反力増加を目的として実施したSDM施工である。図-12に地盤改良概要図を示す。橋台部4本、橋脚部6本の鋼管杭($\phi 1000\text{mm}$, 杭長 $L=18.5\text{m}\sim 20\text{m}$)を先行施工した後に、杭基礎廻りの平面範囲 $11.0\text{m}(11.3\text{m})\times 13.5\text{m}$, 改良長 $L_c=4\text{m}\sim 18.5\text{m}$ をSDM工法による地盤改良を実施した。改良径は、改良対象範囲の土質性状(埋土:B, 砂質土 $N\leq 10$)から、 $\phi 2.0\text{m}\times 2$ 軸(軸間 1.7m)とした。

SDM工法に求められた条件は、先行施工された鋼管杭に影響を与えないことである。このため、施工変位の発生に直接影響を及ぼす排土量の管理を十分に行い、混入した改良材スラリー量と同程度の排土量を確認した。

写真-6は床付後の改良出来形確認状況であり、支持杭と改良体が接合した複合地盤が形成されているのが確認できる。なお、SDM施工は改良範囲端部から順次施工したが、鋼管杭へのSDM施工による影響はほとんどなく、鋼管杭と改良体が一体化した良好な施工結果を確認することができた。

4.2 タンク基礎工事における施工事例

本工事は、浄水場の配水池タンク築造工事において、沖積層が厚く堆積する軟弱な基礎地盤の液状化防止と支持杭の水平地盤反力の増加を目的とし、SDM工法によ



写真-6 改良出来形確認状況



写真-5 杭頭部切断面状況

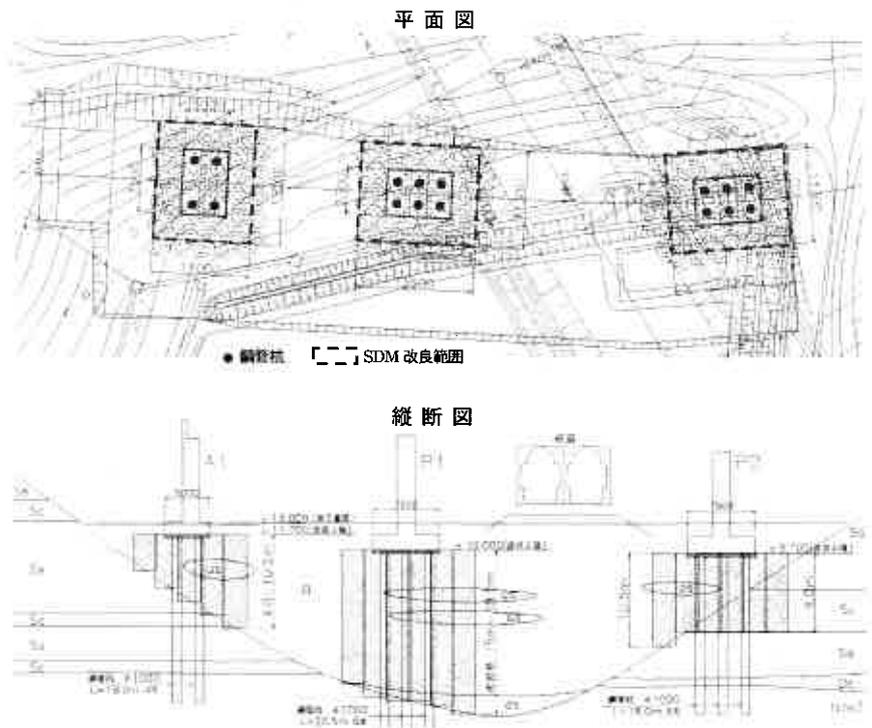


図-12 地盤改良概要図

表-5 一軸圧縮試験結果

採取深度	一軸圧縮強さ, q_{uf} (kN/m ²)			平均値 \bar{q}_u (kN/m ²)	標準偏差 σ (kN/m ²)	変動係数 V (%)
	調査位置 No.1	調査位置 No.2	調査位置 No.3			
GL-1.30m ~ GL-4.50m (粘土)	107	147	172	164	31.8	19.4
	133	159	169			
	211	190	190			
GL-5.20m ~ GL-10.10m (細砂・シルト混じり細砂)	389	262	337	355	69.9	19.7
	340	280	336			
	433	332	482			
GL-12.30m ~ GL-20.60m (シルト・砂質シルト・シルト質細砂)	441	328	383	399	58.0	14.5
	479	319	444			
	426	343	432			

る地盤改良を実施した。図-14はSDM改良体と既設鋼管杭を配置した地盤改良工概要図である。改良対象土は、上位から粘土層、砂質土層(細砂,シルト混じり細砂),粘性土層(シルト,砂質シルト)のタンク基礎下約20mの軟弱な沖積層である。SDM工事数量は、施工本数 $n=344$ セット,改良長 $L_c=17.4m \sim 19.9m$,改良径 $\phi 1.6m \times 2$ 軸(軸間1.1m),改良強度は液状化防止の目的から設計基準強度 $q_{uck}=100kN/m^2$ である。施工時には先行打設された118本の鋼管杭($\phi 1000mm$,杭長 $L=39.5m$)があったが、影響を与えることなくSDM施工を終えた。表-5は事後調査による改良体コアの一軸圧縮試験結果である。各層毎の一軸圧縮強さは $\bar{q}_{uf}=164 \sim 399kN/m^2$,変動係数 $V \leq 20\%$ と設計基準強度を十分に満足し、高い改良品質を確認することができた。

8. まとめ

港湾施設では、阪神大震災時の神戸港等の被災事例を鑑み、耐震補強事業が進められている。岸壁の耐震化では既設タイロッド等の埋設物による制約や鋼矢板等との一体化改良等が求められ、橋梁等の設計では支持杭と地盤改良を組み合わせる複合地盤杭基礎⁶⁾とすることで、大幅なコスト削減が図れるとされている。今後、制約の多い中枢港湾等における同種工事に対する本工法の有効性が確信される。

このような耐震化工事等において、既設構造物との一体化、低変位施工、高速施工によるコスト削減を可能としたSDM工法の適用性は、非常に高いものと考えられる。また、SDMの施工品質は、北海道石狩地区における冬季の厳しい施工時期ではあったが、機械攪拌部と高圧噴射攪拌部の高い均一性、良好な施工品質(変動係数 $V \leq 25\%$)を確認できた。これは、今回の施工において、混練水の凍結及び施工機械の低温下による機能低下を防止するための防寒対策、給熱養生を講じたこと、改良体頭部を凍結深度以深で造成し、施工直後の凍結を防止したことに寄与した結果であると考えられる。

【参考文献】

- 1) 鈴木孝一・西尾経・松岡大介・今井治憲：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，土質基礎に関する「新工法・新技術」技術報告会，北海道土木技術会，pp21～26，2009。
- 2) 鈴木孝一・西尾経・田中信哉・松岡大介・齋藤邦夫：SDM工法（高速低変位深層混合処理工法）—機械攪拌併用高圧噴射攪拌による地盤変位の抑制制御型工法の概要と施工事例—，基礎工，Vol.37，NO.5，pp88～90，2009.5
- 3) 岡本伸城・藤田修，山川耕資：高速低変位深層混合処理工法について，第24回日本道路会議一般論文集（B），pp30～31，2001.10
- 4) 北海道開発局小樽開発建設部：石狩湾新港ホームページ，2009。
- 5) 鈴木孝一・西尾経・松岡大介・齋藤邦夫：SDM工法（高速低変位深層処理工法）—機械攪拌工法と高圧噴射攪拌工法の複合技術による地盤改良工法—，経済調査会季刊土木積算単価春号，pp8～13，2009.4
- 6) 独立行政法人土木研究所寒地土木研究所：ホームページ，2009。

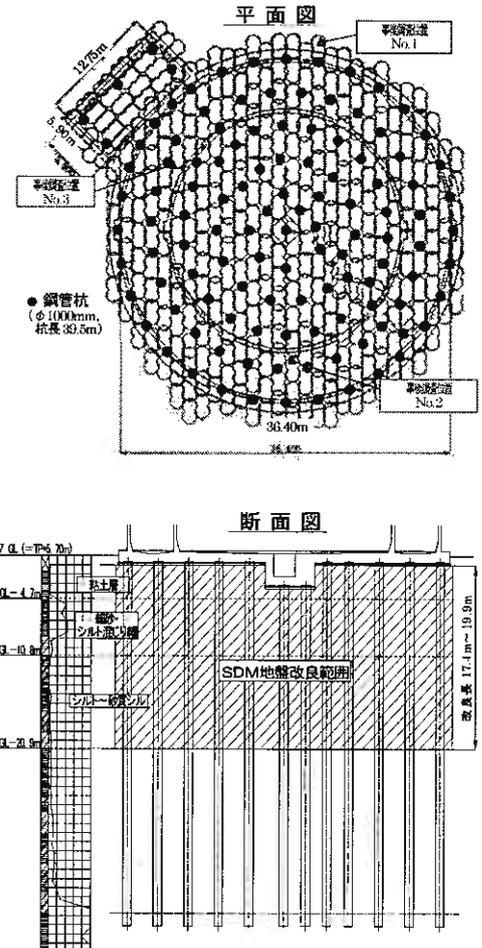


図-14 地盤改良概要図(配水池タンク基礎)

砂圧入式静的締固め工法（SAVE-SP 工法）の開発

株式会社不動テトラ 福島信吾¹⁾，橋本則之²⁾，井戸口清孝³⁾

1. はじめに

近年，既設の護岸や岸壁，空港滑走路の耐震性向上のため，狭隘地や構造物直下でも適用可能な液状化対策工法が求められている。サンドコンパクションパイル工法は液状化対策工法として一般的であるが，大型施工機械を用いるため舗装の撤去や施工スペースの確保が問題となり適用できない場合が多い。そのため，小型施工機を用いる薬液注入系の固化工法や，セメントモルタルを圧入する静的締固め工法が既設構造物対応工法として利用されている。しかしながら，さらなるコスト削減や環境負荷を軽減できる材料の使用を可能にする工法が求められていた。そこで，砂の圧入を小型施工機で行うことで，コスト削減，環境影響低減を実現した砂圧入式静的締固め工法を開発，実用化した。

砂圧入式静的締固め工法は，流動化した砂をポンプで圧送し地盤に圧入することで地盤を締固める工法である。流動化砂は小径の配管で搬送可能であるため，地中への圧入は小径のロッドを用いる。このため構造物直下へ施工する場合でもわずかな削孔だけで済み，既設構造物への影響を最小限に抑えることが可能である。また，圧送ポンプなどのプラント設備は施工位置から離れて設置できるため，施工位置周辺には広いスペースを必要としない。

本稿では，施工機械，流動化砂，施工法を説明し，続いて試験工事での改良効果，施工に伴う地盤の変位について述べる。

2. 工法の概要

2.1 施工機械

本工法で使用する施工機械は図-1 に示すように，ロッドを貫入する小型施工機，圧送ポンプ，流動化砂製造プラント，材料投入のためのバックホウからなる。小型施工機は3m×6m程度の占有面積で，地中に貫入するロッドはφ100mm程度である。プラントはバッチ毎に流動化砂を製造するもので，搬入した砂への加水，流動化剤および塑性化剤の添加・混練を行う。ポンプはピストン式で，材料の吸込と吐出を連続して行う。ピストン速度を変えることで流量調整が可能である。ポンプと施工機の離隔は100m程度まで対応可能である。

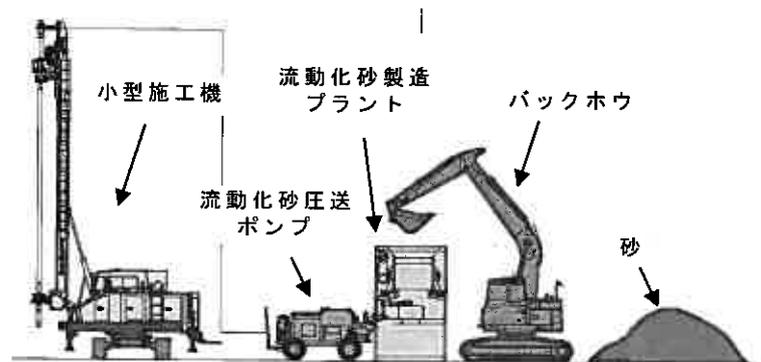


図-1 砂圧入式静的締固め工法の機械構成

ポンプはピストン式で，材料の吸込と吐出を連続して行う。ピストン速度を変えることで流量調整が可能である。ポンプと施工機の離隔は100m程度まで対応可能である。

- | | | | |
|-----------------------|---------------------|------------------|------------------|
| 1) Shingo FUKUSHIMA | 東京都中央区日本橋小網町 7-2 | TEL:03-5644-8534 | FAX:03-5644-8537 |
| 2) Noriyuki HASHIMOTO | 東京都中央区日本橋小網町 6-1 | TEL:03-5644-8536 | FAX:03-5644-8538 |
| 3) Kiyotaka IDOGUCHI | 北海道札幌市中央区北 1 条西 7-3 | TEL:011-233-1640 | FAX:011-233-1641 |

2.2 流動化砂

流動化砂とは、砂に流動化剤（アニオン系高分子材）を添加・混練することで、砂と水の分離が抑制され流動性が増した砂である（写真-1）。なお、地盤圧入後に流動性が消失するよう遅効性の塑性化剤（カチオン系高分子材）も添加している。材料砂は、圧送中の流動性（保水性）確保と地中圧入時の速やかな脱水が両立する粒度特性が必要であり、現時点では細粒分 $F_c=5\%$ 程度、 $D_{50}=0.4\text{mm}$ 程度までの細砂が適用可能である（図-2）。流動性はテーブルフロー値が $180\sim 220\text{mm}$ になるよう調整される。



写真-1 流動化砂（プラント吐出口）

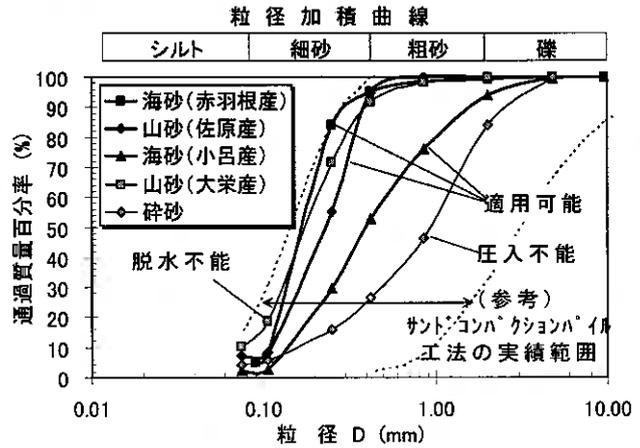


図-2 適用可能な材料砂の粒度分布

流動化砂の脱水は数分で終了するため¹⁾、地中に圧入された流動化砂は圧入後には締まった砂になっている。そのため施工後に圧密が進み地盤を緩ませることはないと考えられる。これを確認するため、流動化砂の圧密試験を行い、載荷状態での体積変化を確認した。試験条件、試験結果を表-1、図-3に示す。長期的な変化を見るため、最終荷重段階では30日間放置している。その30日間に生じた沈下は $0.2\sim 0.3\text{mm}$ （体積ひずみで 0.05% 程度）であり、この変形特性は粗粒土のクリープ特性と同等であった。

表-1 流動化砂の圧密試験条件

試料	海砂（赤羽根産）を材料とした流動化砂
配合	流動化砂の初期含水比 40%（試験施工と同等）
試験装置	大型圧密試験機（直径 200mm×高さ 200mm）
荷重段階	8段階（9.8kPa→19.6→39.2→78.4→156.8→313.6→627.2→1254.4）
備考	塑性化完了までの体積変化を確認するため、最終荷重段階で30日間放置。流動化剤、塑性化剤ともに赤羽根砂の標準配合。

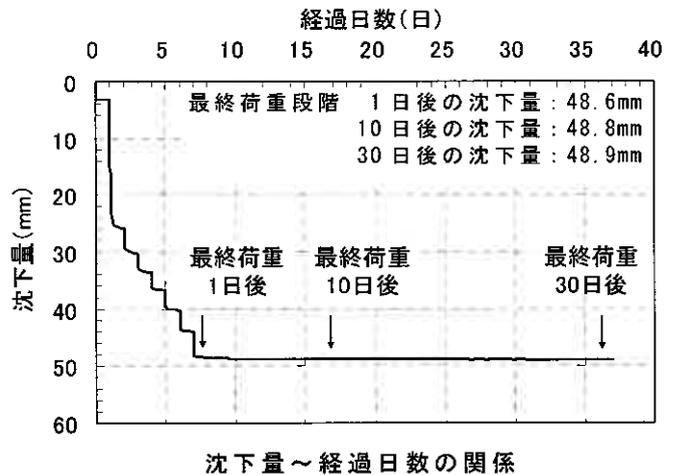


図-3 圧密試験結果

また、流動化砂は圧入時に脱水されるが間隙には流動化剤が残る。仮に流動性が残る場合、施工中に地盤が変形しやすいなどの弊害が考えられる。そこで、塑性化する前の流動化砂の強度を確認するために、塑性化剤を添加しない流動化砂を用いて一面せん断試験を行った。試験条件と結果を表-2、図-4に示す。その結果、 $\phi_d=32^\circ$ 程度が確認された。つまり、脱水だけで十分なせん断強度を発揮すると言える。

表-2 一面せん断試験条件

試料	山砂（佐原産）を材料とした流動化砂
配合	流動化砂の初期含水比 46%（試験施工と同等）
試験装置	在来型一面せん断試験器（圧密定圧せん断試験）
圧密圧力	50kPa, 150kPa, 300kPa, 400kPa
備考	試料は塑性化剤を添加せず、また作成後直ちに試験を実施。流動化剤の劣化などによる塑性化は生じていない。

2.3 施工手順・締固め機構

施工手順は図-5に示すとおりで、①ロッド貫入、②流動化砂圧入、③引抜き、④②③の繰り返しとなる。②では所定の改良体体積が得られる量の流動化砂を圧入する。この圧入量は、実地盤での改良体出来型の確認などから設定しており、目標の改良体体積の1.3倍の流動化砂を圧入することで所定の改良体体積を確保できると考えている。φ700mmの円柱状の改良体を造成しているとした場合、1m当りの体積は0.385m³なので、圧入する流動化砂量は1m当り0.5m³となる。なお改良体を体積等価な円柱状で考える場合、本文においてはこの直径を換算改良径と呼ぶこととする。実際には流動化砂はロッドから同心円上に拡径されるとは限らないため、本工法は円柱状の出来型を保証していない。

締固め機構を図-6に示す。ロッドから地中に排出された流動化砂は圧力で脱水され、縮まりながら拡径される。同時に周囲の地盤は締固められる。このときいくらかの流動化剤は間隙に残るが、時間経過に従い塑性化剤の効果で凝集し、その後は通常の砂になる。これに要する期間はおおよそ1ヶ月であるが、一面せん断試験で示したように、脱水した流動化砂は塑性化しなくても十分なせん断抵抗があり、改良効果は施工直後から発現する。

3. 試験施工での改良効果と変位状況

本工法の地盤の締固め効果や改良体強度、施工に伴う地盤の変位を確認するため、以下3件の試験工事を実施した。

3.1 試験工事1 愛知県田原市での事例（その1）

当工事ではGL-7m~-15mの砂質土を対象に締固め効果を確認した。地盤のN値は2~18、細粒分含有率Fcは30%程度である。この地盤に換算改良径φ500mm、φ700mmで改良率as=20%となるよう施工した。地盤の柱状図と施工平面図を図-7に示す。施工後、各改良体の対角線交点（以下、改良体間部）と改良体部でN値を計測した。結果を図-8に示す。図-8(a)にはas=20%でのRc法²⁾

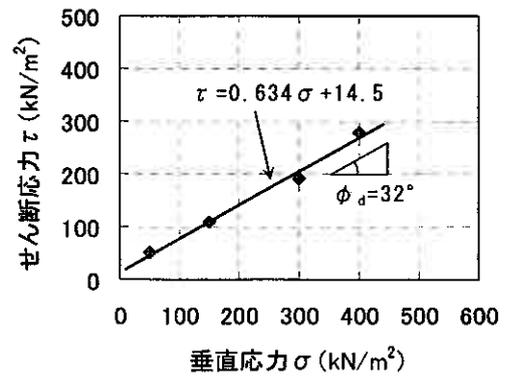


図-4 一面せん断試験結果

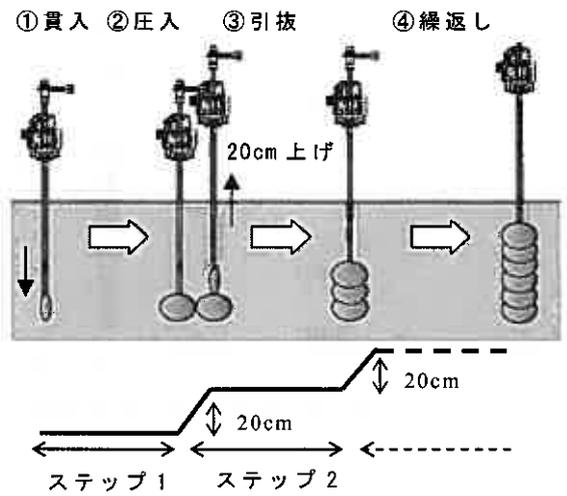


図-5 施工手順

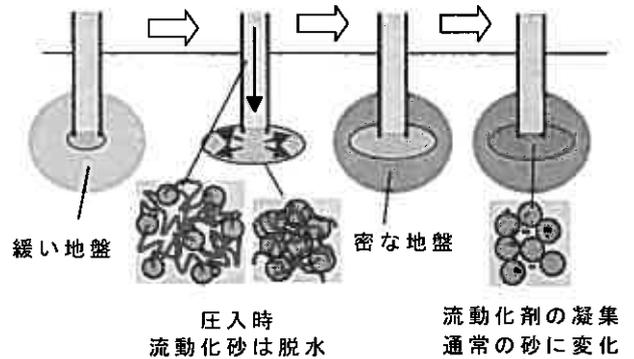


図-6 締固め機構

による推定 N 値も示しているが、改良体間部 N 値はこの推定値と同等であった。

また、φ700mm 仕様のロッド貫入位置から 30cm の位置でボーリングしたところ、締まった流動化砂が採取された。このことから、φ700mm 程度の改良体が造成されていると考えられる。

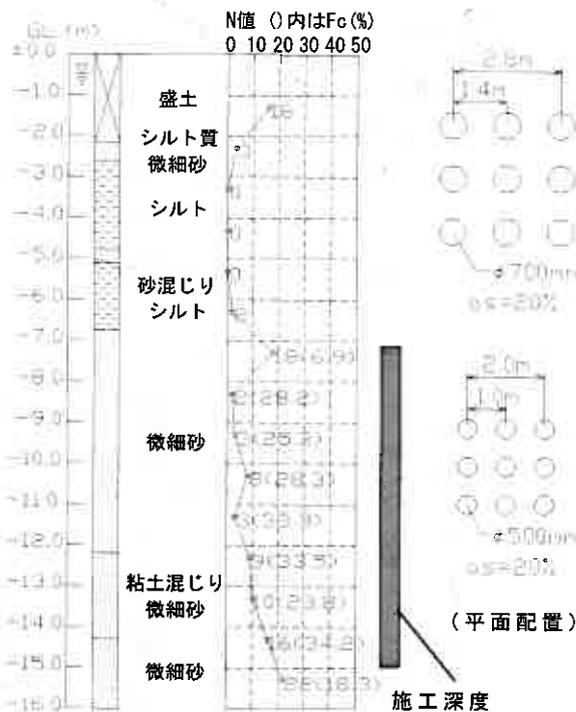


図-7 対象地盤と改良体配置

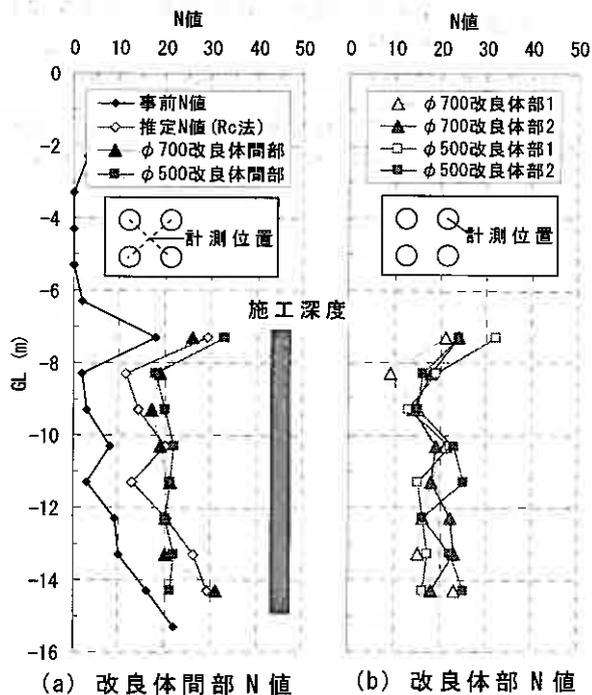


図-8 施工前後の N 値

孔内水平載荷試験から静止土圧係数 K_0 も得ているが、改良前の $K_0=0.5$ 程度が改良後 2~3 になったことが確認されている³⁾。

地表面変位の観測も行ったが、有意な変位は観測されなかった。これは施工深度が大きいいため変位が分散して小さくなることに加え、大きな拘束圧のため改良体体積のほとんどが締固めに寄与したためと考えられる。

3.2 試験工事 2 愛知県田原市での事例 (その 2)

当工事では GL-2m~-6m の浅層部を対象とした。

地盤の N 値は 2~8, Fc は 30%程度である。ここに換算改良径 φ700mm, φ500mm を目標に改良体を造成した。地盤の柱状図と施工平面図を図-9 に、改良体間部と改良体部の N 値を図-10 に示す。

施工後 φ700mm 仕様の位置で GL-3m 付近まで掘削し、改良体の出来型を確認した (写真-2)。改良体直径はほぼ φ700mm であり、規定量の流動化砂の圧入で所定の体積を確保できたと考えられる。しかし図-10 に示すように、本件のように細粒分が多く浅い地盤では締固め効果が得にくいことも確認された。

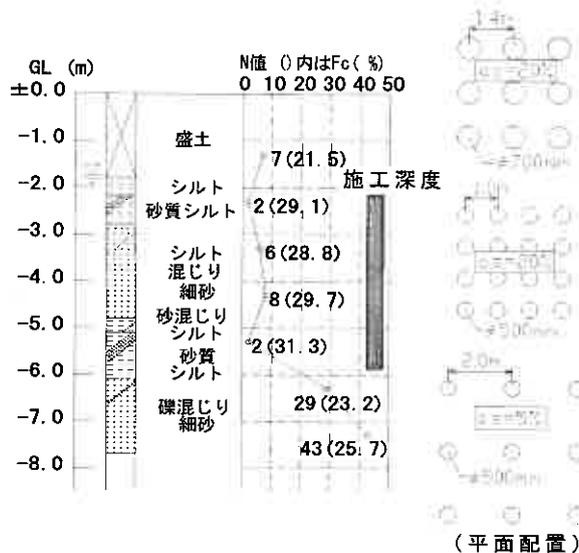


図-9 対象地盤と改良体

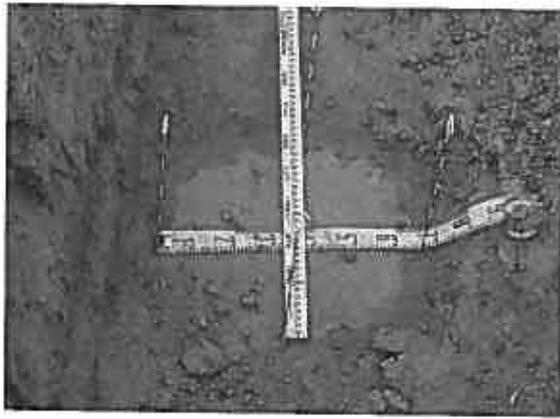
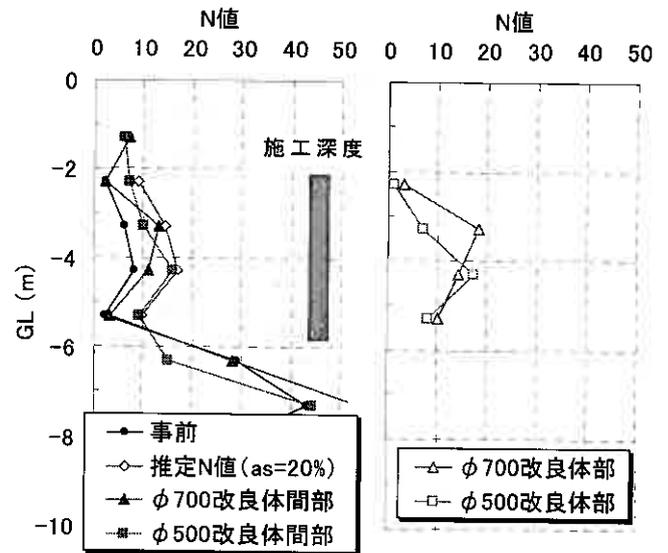


写真-2 改良体出来型 (GL-2.8m φ700mm仕様)



(a) 改良体間部 (b) 改良体部
図-10 施工前後のN値 (as=20%)

この試験では、直近の盛上りや周辺変位を計測している。各施工仕様での全本数終了後の地盤の変位状況を図-11に示すが、施工下端から45°までの範囲で変位が生じている。図-12は、施工位置から4mの位置の地表面鉛直変位を施工深度で整理したものである。変位はGL-5mからGL-4mで増加し、GL-4m以浅では増加していない。図-12に示しているように、計測点の変位が増加するのは、圧入位置から45°の範囲内に計測点がある場合で、範囲外では増加していない。これらの観測結果から、地表面変位の範囲は圧入位置から45°の範囲内と考えられる。

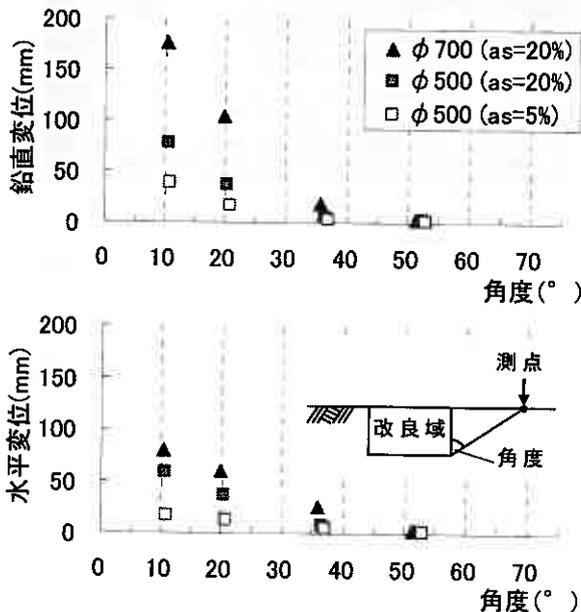


図-11 改良域周辺の地表面変位

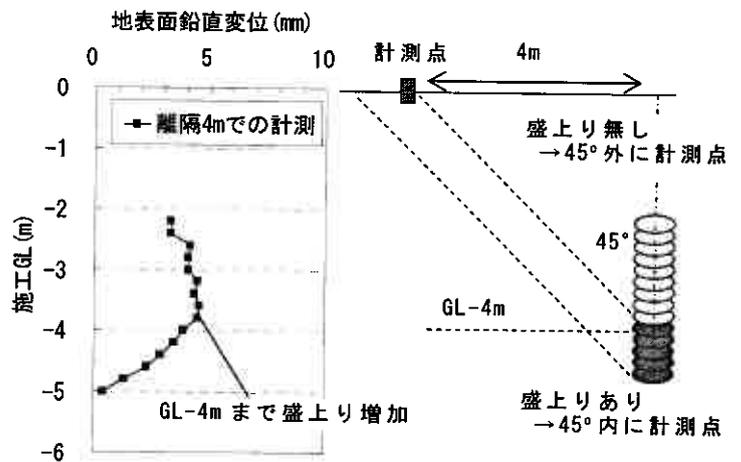


図-12 離隔4mでの施工GLと地表面変位

3.3 試験工事3 徳島県鳴門市での事例

当工事は堤防背面のGL-2.4m~-12.2mの砂質土を対象とした。地盤のN値は1~7, Fcは20~30%程度である。この地盤に改良率20%にて換算改良径φ500mm, φ700mmを目標に施工した。なお、本工事では堤防直下の改良のためロッドの傾斜20°での施工も行っている。平面配置図を図-13に、断面図を図-14に示す。

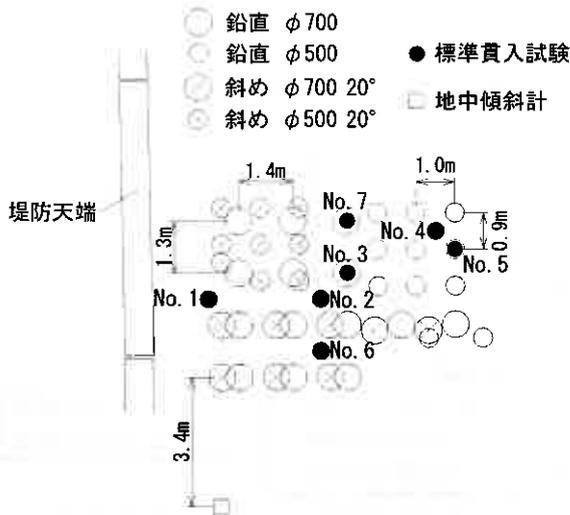


図-13 平面配置図

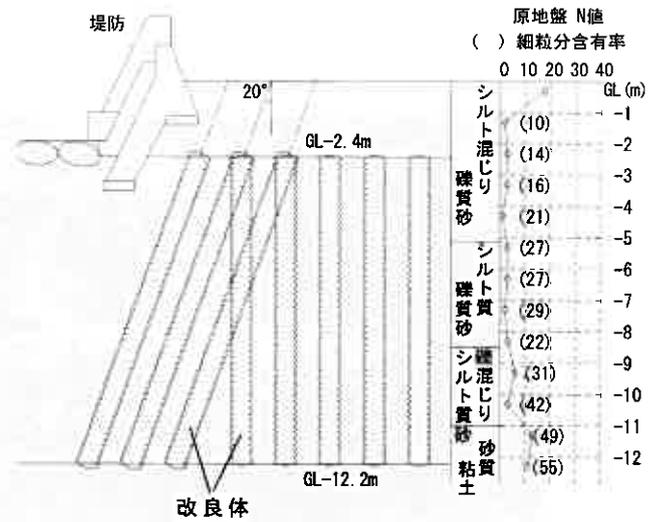


図-14 断面図

施工後 φ500mm 仕様の位置を掘削し、改良体の出来型を確認した（写真-3）。改良体直径はほぼ φ500mm であり、本工事でも所定の体積の造成ができたと考えられる。

改良前後の N 値を図-15 に、地盤の孔内水平載荷試験の結果を図-16 に示す。図-15(a)には改良率 $a_s=20\%$ での推定 N 値も示しているが、この結果からは何れの仕様においても推定値と同等の改良効果があると言える。静止土圧係数 K_0 値は原地盤の 2~4 倍となっており、この結果からも地盤の締固めが確認できた。

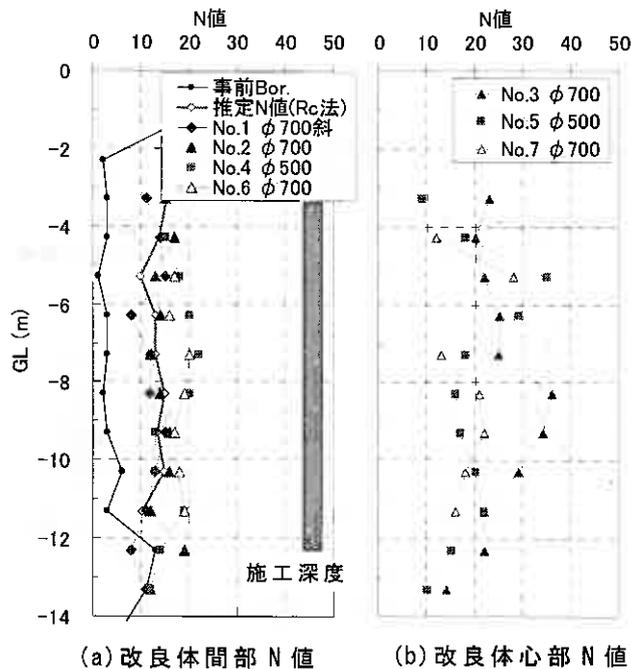


図-15 施工前後の N 値



写真-3 改良体出来型（φ500mm仕様）

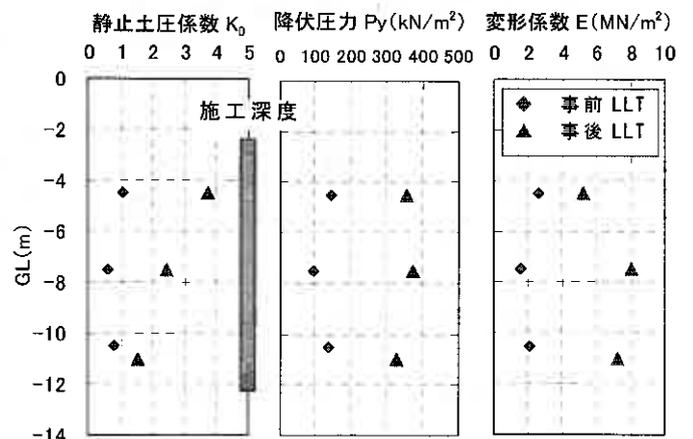


図-16 孔内水平載荷試験結果（φ700mm杭間部）

図-17 は、改良体造成 1 本ごとの施工深度と地表面鉛直変位の関係である。変位計測点はロッド貫入位置の直近、観測は圧入 1 ステップごとに行っている。最終的な隆起量は数 mm~20mm で、GL-5m 以浅の施工で目立つ。φ700mm 仕様の隆起は φ500mm 仕様の 2 倍程度であるが、これは圧入 1 ステップ当たりの圧入量が 2 倍であることと一致する。一方 GL-5m 以深では、隆起は 1~2mm

とほとんど観測されていない。これは GL-7m 以深の施工で変位が観測されなかった田原その 1 の試験工事とも一致している。なお、全本数施工後に施工域の標高を計測したが、施工前との明確な違いは確認できなかった。試験工事 2 の 200mm 近い隆起に比べ、本工事の変位はかなり小さいことから、地盤の変形は細粒分含有率など地盤条件に大きく影響されると言える。

図-18 は地中傾斜計の記録である。傾斜計からの離隔 3.4m の改良体 1 本の施工で生じた変位と、離隔 5~7.6m の改良体 3 本の施工で生じた累積変位を示している。後者の施工ではほとんど変位していないことから、本工事では 4m 程度が影響範囲と言える。

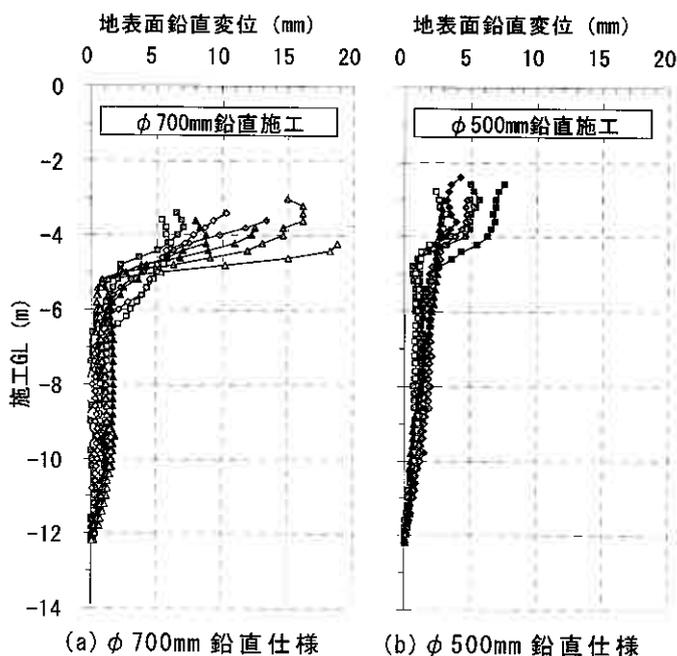


図-17 施工深度と地表面変位の関係

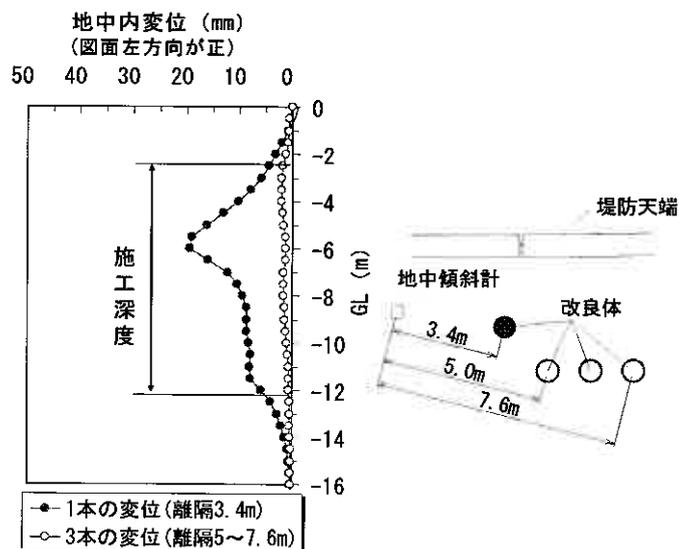


図-18 地中傾斜計計測結果

4. おわりに

流動化した砂を圧入する砂圧入式静的締固め工法について、施工機械、流動化砂、施工方法について述べ、試験工事での改良効果、地盤の変位を報告した。浅層部では試験工事によってばらつきがあるものの、全体としては良好な締固め効果が確認され、N 値に関しては既存の推定法の値と同等であった。地表面変位は造成位置から 45° の範囲内で生じること、地表面の隆起は深度 5m 程度の造成から顕著になることを確認した。

今後も施工を重ね、種々の地盤条件での改良効果や地盤変位を計測することで、改良効果の推定法や変位予測法の検討を継続する。なお、本工法は材料砂の選定や施工法の最適化など、他にも多くの課題がある。研究開発を継続し、工法の完成を目指す所存である。

参考文献

- 1) 東祥二, 深田久, 櫛原信二, 今井優輝: 流動化砂の圧入による地盤の締固め工法 (その 1: 工法の概要), 第 44 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.749-750, 2009.
- 2) 山本実, 原田健二, 野津光夫: 締固め工法を用いた緩い砂質地盤の液状化対策の新しい設計法, 土と基礎, Vol.48, No.11, pp.17-20, 2000.
- 3) 磯谷修二, 仁田尾洋, 櫛原信二, 今井優輝: 流動化砂の圧入による地盤の締固め工法 (その 2: 試験施工と改良効果), 第 44 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.751-752, 2009.

4 軸処理機を用いた深層混合処理工法の開発と適用事例

(株) 竹中土木	北海道支店	望月 一	※1
(株) 竹中土木	大阪本店	松川 宏志	※2
(株) 竹中土木	大阪本店	中村 義文	※3
(株) 竹中土木	技術・生産本部	大西 常康	※4

1. はじめに

従来、土木構造物の支持地盤の改良として発展してきた深層混合処理工法は、近年、建築基礎の改良にも数多く採用されるようになった。建築基礎としての主な用途は、地盤の支持力確保とともに地震時の液状化防止である。建築基礎に適用する深層混合処理工法の特徴は、土木構造物と比較して改良土量が少ない、施工工期が短い、改良形状がブロック状改良よりも部分的な改良、特に地震時における液状化防止を目的とした格子状改良が多いことである。

一方、社会状況が変化する中、深層混合処理工法にも改良品質および施工効率の向上、より一層のコスト削減が求められている。これらの要求に対応するために筆者らは、従来の2軸処理機をもとにした4軸処理機を開発した。この4軸処理機を実施工に適用した結果、2軸処理機と比較して改良品質は同等以上であるとともに、工事工程を半分近くに短縮でき施工効率を著しく向上することを確認した。本報では、開発した4軸処理機の概要を述べるとともに、その適用事例について報告¹⁾²⁾する。

2. 開発の背景

建築基礎に用いられる地盤改良において、格子状改良の実績が多いことに筆者らは着目した。地震時の液状化対策工法である耐液状化格子状地盤改良工法（TOFT工法）は、1985年の兵庫県南部地震の際

に、竣工間近のホテルの基礎が無被害であったことから液状化防止効果が実証され³⁾、本工法の採用が増加している。格子状に地盤改良するため、従来は改良径φ1,000mmの2軸処理機を用いて施工するケースが大半を占めていた。しかしながら、格子状地盤改良は、土木工事で多用されているブロック状改良と異なり直線状の改良の組み合わせであることから、一度に従来の2倍の4軸分の施工を行うことができれば施工効率の向上が可能である。また、格子状改良杭自体が、構造物の直接基礎や杭基礎併用で設計されることも多く、高効率施工とともにセット間のラップ部の減少等による高品質化も可能と考えて開発に着手した。

3. 4軸処理機の概要

4軸処理機の駆動部を写真-1に示す。

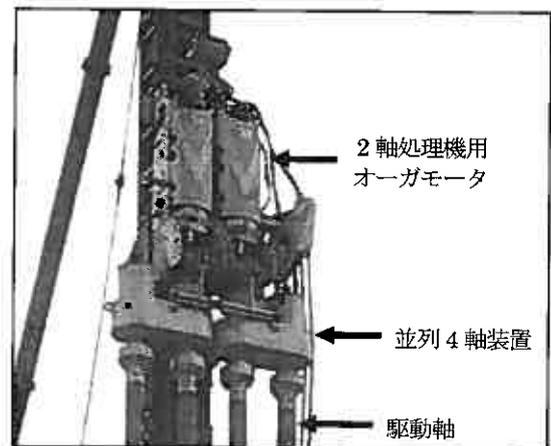


写真-1 4軸処理機の駆動部

- ※1 Hajime MOCHIZUKI 札幌市中央区大通西 4-1 TEL 011-241-6428 FAX 011-251-2319
※2 Hiroshi MATSUKAWA 大阪府中央区本町 4-1-13 TEL 06-6252-4081 FAX 06-6271-0743
※3 Yoshifumi NAKAMURA 大阪府中央区本町 4-1-13 TEL 06-6252-4081 FAX 06-6271-0743
※4 Tsuneyasu ONISHI 東京都江東区新砂 1-1-1 TEL 03-6310-6214 FAX 03-6660-6304

4軸処理機は、2軸処理機用オーガモータ(90kW×2台)と並列4軸装置で構成される。1回の施工による改良杭の改良面積は2.9m²で、2軸処理機の改良面積の1.5m²の約1.9倍である。4軸処理機の攪拌翼を写真-2に、改良断面形状の比較を図-1に示す。

並列4軸装置は、入力側の2軸を出力側4軸に変換する装置で、入力側に2軸処理機用オーガモータを、出力側に駆動軸を4本接続する。処理機の貫入能力の元となる駆動軸1軸当りに換算した鉛直押し込み力は、2軸処理機の53.5kN/軸に対し4軸処理機は50.8kN/軸となりほぼ同等の鉛直押し込み力を持つ。4軸処理機の運転には2軸処理機用オーガモータをそのまま使用するため、杭打機に搭載している処理機用の発電機は従来と同じく1台(610kVA)となる。固化材は、4軸すべてから吐出するので、4台のスラリーポンプを使用する。使用機材の一覧を表-1に、標準的な機械配置を図-2に示す。



写真-2 4軸処理機の攪拌翼

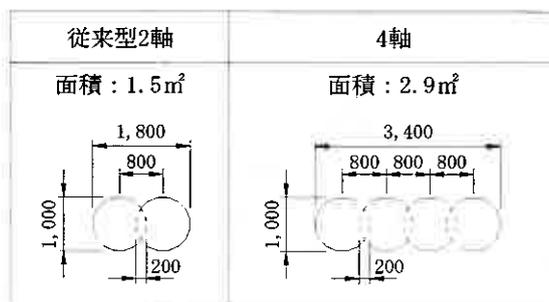


図-1 改良断面形状

表-1 主要使用機材

●本体廻り		
直結3点式杭打機 全重量120t級		1台
2軸オーガモータ 90kW×2		1台
並列4軸装置		1台
駆動軸 φ267mm		4本
攪拌翼 φ1,000mm		4本
発電機 610kVA		1台
バックホウ 0.45m ³		1台
●プラント廻り		
全自動プラント 40m ³ /h		1台
スラリーポンプ 400L/min		4台
セメントサイロ 縦型30t		2基
発電機 300kVA		1台
水槽 20m ³		2基
施工管理装置		1式

4軸処理機の特長は以下の通りである。

- ① 通常の2軸処理機を基本としているので、施工サイクルは同一である。
- ② 施工セット数がほぼ半減することから、効率を大幅に向上できる。
- ③ セット間のラップ箇所が半減することから改良杭間の止水性が向上する。
- ④ 工期短縮により排出される温暖化ガス(CO₂)の総排出量が削減できるので環境に優しい。

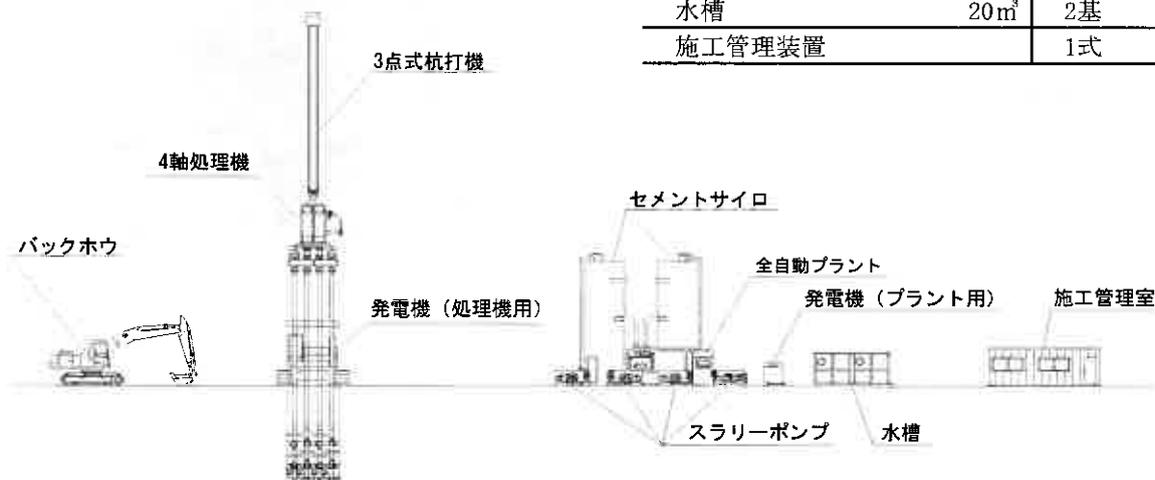


図-2 標準的な機械配置

4. 実工事への適用結果

施工実績

4 軸処理機は、これまでに建築建屋基礎の地盤改良として7件(事例A~G)の実施工に適用した。工事概要を表-2に、4 軸処理機により施工した改良杭の仕様を表-3に示す。事例A、B、Dは、高層民間住宅の建築基礎で、杭基礎と併用して用いられた液状化対策であり、その対象土質は砂質土である。事例Cは、工場および倉庫

建屋の建築基礎で、液状化対策と直接基礎を兼ねており、対象土質は埋土である。事例E、F、Gは、高層住宅および民間企業の施設で、液状化対策の他に地盤改良杭による支持力増加を目的としており、その対象土質は砂質土から粘性土まで様々である。

すべての事例において、改良杭の割付は格子状改良である。打設長は10m程度のものが多く、最大で18mである。改良杭の施工数量が最も多い事例Fでは、4 軸処理機を3台投入して施工した。事例Cの施工状況を写真-3に示す。

4. 1 施工効率

今回のすべての事例では、作業は8:00~17:00の8時間施工であった。7件の事例の一日当たりの施工数量を表-4に示す。4 軸処理機は、1回の施工で従来の2セット

分の改良が可能であることから、表-4に示すとおり一日当たりの施工セット数は、事例Bを除く6件の事例すべてにおいて国土交通省の土木工事積算基準(平成21年度版)の軟弱地盤処理工(スラリー攪拌工:2軸施工、杭径φ1,000mm)の一日当り杭施工本数 ϕ を上回った。事例Bが積算基準と同じ本数

表-2 工事概要

工事名	事例A	事例B	事例C	事例D	事例E	事例F	事例G
建築地	大阪府	大阪府	兵庫県	大阪府	東京都	神奈川県	大阪府
主要用途	集合住宅	集合住宅	工場・倉庫	集合住宅	集合住宅	企業施設	企業施設
構造	RC造	RC造	S造	RC造	RC造・S造	RC造・S造	RC造・S造
基礎形式	杭基礎	杭基礎	直接基礎	杭基礎	杭基礎	杭基礎	杭基礎
建築面積	2,660m ²	938m ²	4,059m ²	1,475m ²	950m ²	72,982m ²	9,972m ²

表-3 改良杭の仕様

工事名	事例A	事例B	事例C	事例D	事例E	事例F	事例G
改良目的	液状化対策	液状化対策	支持力増加液状化対策	液状化対策	支持力増加液状化対策	支持力増加液状化対策	支持力増加液状化対策
対象土	砂質土	砂質土	埋土	砂質土	粘性土	腐植土粘性土	砂質土粘性土
打設長(m)	9.0	10.0	9.5	11.0	15.7	11.0	18.0
改良長(m)	5.0	9.2	7.8	7.0	11.2	9.3	16.0
4軸セット数(セット)	203	64	331	280	100	2,469	717



写真-3 4 軸機による施工状況

表-4 一日当たりの施工数量

工事名	事例A	事例B	事例C	事例D	事例E	事例F	事例G
4軸セット数(セット)	203	64	331	280	100	2,469	717
打設日数(日)	21	8	25	29	12	161	97
1日当りの施工数(セット/日)	9.7	8.0	13.2	9.7	8.3	15.3	7.4
1日当り施工土量(m ³ /日)	250	230	360	310	380	485	385
2軸積算歩掛(セット/日)	9	8	9	8	6	8	5
2軸積算施工土量(m ³ /日)	120	120	130	130	140	130	135

となったのは、改良杭の着底層付近のN値が40を超えていたため、着底までに時間を要したためである。4 軸処理機による施工土量は1日当り230m³~485m³となり、2 軸処理機の施工本数を施工土量に換算した土量の約2~3倍となった。

事例Aにおける2軸処理機1台での計画工程と4軸処理機の実施工程を図-3に示す。2軸処理機による計画工程の58日に対して、4軸処理機の実施工程は29日となり、工程を40%短縮⁵⁾できた。また、地盤改良の施工が半分完了した時点で、後工程となる場所打ち杭の施工開始が可能となり、工事全体工程への短縮にも繋がった。

4. 2 改良品質

地盤改良杭の設計条件を表-5に示す。事後調査として、地盤改良の施工28日後の改良土コアを用いて品質検査を行った。いずれの事例においても、コアの採取はロータリー式スリーブ内蔵二重管サンプラー（削孔径88mm、コア径約65mm）を用いた。品質検査項目は、コアの採取率およびコアの強度である。コアの品質検査の結果を表-6に示す。コア採取率の検査は、深度1mに対するコア採取率および全長に対するコア採取率と規定値を比較して合否を判定した。コアの強度試験はJIS A 1216「土の一軸圧縮試験方法」に準拠して行った。合否の判定⁶⁾は、試験で得られた抜き取り箇所毎の平均一軸圧縮強さの平均値 \bar{X}_N と予め設定した合格判定値 X_L を比較する検査方法（A法）により行った。品質検査の結果、すべての事例において合格となった。

これまでに蓄積した2軸処理機による砂質改良土と粘性改良土における改良土コアの一軸圧縮強さの変動係数と平均値の関係に、今回の7件の事例の品質検査データを加えた結果を図-4に示す。4軸処理機による改良結果は、従来の2軸処理機の変動係数

	11月			12月			1月		
	10	20	30	10	20	30	10	20	30
従来2軸処理機による計画工程	処理機搬入組立 7日			改良杭施工 58日			処理機解体撤出 4日 合計69日		
4軸処理機による実施工程	処理機搬入組立 8日			改良杭施工 29日			処理機解体撤出 5日 合計42日		
	場所打ち杭施工開始(施工ヤード半分引渡し)								

図-3 実施工程の比較

表-5 改良体の設計条件

	設計基準強度 Fc (MN/m ²)	セメントの種類	セメント添加量 C (kg/m ³)	水セメント比 W/C (%)
事例A	1.500	高炉セメントB種	250	100
事例B	1.500	高炉セメントB種	150	100
事例C	1.800	高炉セメントB種	150	120
事例D	1.470	高炉セメントB種	175	120
事例E	1.800	特殊土用固化材	150	80
事例F	3.000	高有機質土用 固化材	400	60
事例G	3.000	高炉セメントB種	350	60

表-6 コア品質検査の結果

	コア採取率の検査			コアの強度に関する検査					
	深度1mに対する 採取率	全長に対する 採取率	合否の 判定	検査 方法	抜き取り 箇所数	材令	合格判定 値	平均一軸 圧縮強さ \bar{X}_N ($=\bar{X}_N$) (MN/m ²)	合否 の 判定
事例A	95%以上	98%以上	合格	A	9	28	2.222	7.322	合格
事例B	92%以上	97%以上	合格	A	9	28	2.222	7.183	合格
事例C	98%以上	99%以上	合格	A	18	28	2.667	4.127	合格
事例D	95%以上	98%以上	合格	A	12	28	2.178	4.591	合格
事例E	93%以上	96%以上	合格	A	12	28	2.667	3.806	合格
事例F	95%以上	96%以上	合格	A	34	28	4.444	4.793	合格
事例G	100%	100%	合格	A	13	28	4.444	10.448	合格

の範囲にあることが判る。

5. おわりに

今回、開発した4軸処理機の概要と実施工に適用した結果を報告した。今後、ますます建築工事にお

いても合理的な支持地盤の造成および液状化対策として格子状改良の採用が増えるものと予想される。その場合、改良杭の一体性が確保されていることが特に重要視されると考えられ、2軸処理機よりも4軸処理機は有利となる。なお、4軸処理機の適用深度については、20mまでの施工は可能と考えている。今後は、改良杭の一体化による品質向上を生かし、止水壁の構築や汚染土壌の封じ込めといった新しい分野への適用も視野に入れていきたい。

最後に、本システムの開発および適用にご協力いただいた関係各位に感謝の意を表します。

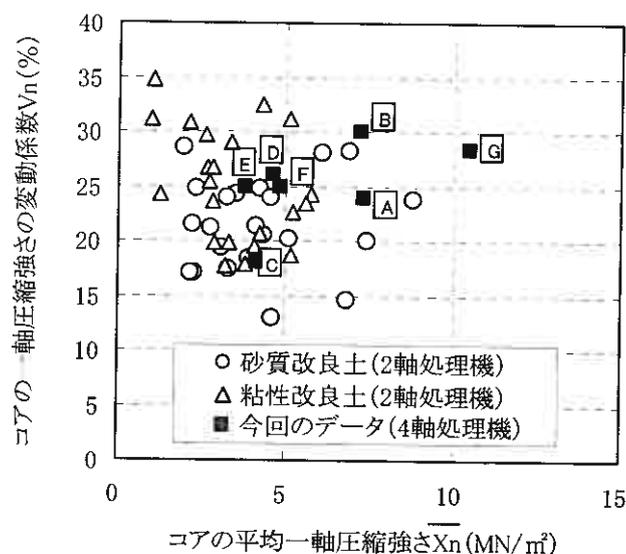


図-4 4軸処理機を用いた改良土コアの強度と変動係数 (図中のA~Gは表-2の事例を示す)

参考文献

- 1) 枘田旬祐 他、「3・4軸処理機を用いた深層混合処理工法」、第7回地盤改良シンポジウム、2006年
- 2) 大西常康 他、「地盤改良技術「DCM-L工法」の高度化」、建設の施工企画、2006年
- 3) 鈴木吉夫 他、「格子状地盤改良による液状化対策を施した建築基礎の調査報告」、基礎工、1995年
- 4) (財)建設物価調査会、「国土交通省土木工事積算基準 平成21年度版」
- 5) 近信明 他、「陸上深層混合3軸・4軸処理機の開発と施工実績」、竹中技術研究報告、2007年
- 6) (財)日本建築センター、「改訂版 建築物のための改良地盤の設計及び品質管理指針」

空気連行型攪拌翼を用いた低変位高圧噴射攪拌工法

農林水産省 中国四国農政局 上岡 雅司*1)

中央大学理工学部 齋藤 邦夫*2)

小野田ケミコ(株) 鈴木 孝一*3), 西尾 経*4), 〇森 邦広*5), 浦田 晃*6)

1. はじめに

護岸の裏込め土の液状化防止、掘削に伴う盤膨れの防止あるいは土留矢板の変形防止等を目的として、高圧噴射攪拌工法が幅広く適用されている。これは、同工法が(1)設備がコンパクトで場所を選ばない、(2)切削能力が高い、(3)護岸、矢板等と改良体あるいは改良体相互間の密着性が高いことなどが選定される理由である。しかしながら、地下水位以下の地盤内で高圧で噴射すると、著しい圧力減衰が生じてa) 拡径効率が制約され、同時に地盤中に排水を許容することなく固化材を強制注入するため、b) 地盤変位を招くなどの不都合が指摘されている。

係る課題を克服するため、当工法は固化材注入と別系統で空気を吐出させ、改良径の拡大を図ると共に空気の流動によって速やかに攪拌土を排除する工法を考案し、実用化した。

本工法は、空気連行型攪拌翼を用いた二重管噴射方式による高圧噴射攪工法(以下、NJP工法と略記する)であり、i)従来工法に比べて施工時間が短く、ii)排泥量が比較的少ない等の特徴を有する改良工法である。

ここでは、当工法の概要と共に徳島県吉野川下流域地区で実施された農業用水路築造時の開削土留工における安定性確保を目的とした施工事例について報告する。

2. NJP工法の概要

2.1 工法の概要

NJP工法は二重管ロッドに装着したNJP空気連行型攪拌翼(NJPモニタ)の先端から圧縮空気を連行させながら固化材スラリーを40MPaもの圧力で噴射させ、地盤を切削、攪拌して改良柱体を造成する方法である。写真-1は、造成された改良体とNJPモニタからの噴射状況を示す。図-1は、NJP工法の改良原理の模式図である。すなわち、およそ1MPaで圧縮した空気と40MPaもの超高压を作用させた固化材スラリーを水平回転するNJPモニタに誘導して噴射させ、噴流を安定化させて切削能力を高めることを狙った工法である。固化材スラリーに空気を連行する効果とNJPモニタによる誘導効果により、施工能率は大きく改善され、短時間に直径 $\phi 1.6\sim 2.2\text{m}$ の大口径改良体の造成を可能とした。その結果、既設の山留め壁や基礎杭への密着施工や改良体相互のラップ施工が容易となり、止水を目的とする工事にも優れた効果が期待できる¹⁾。

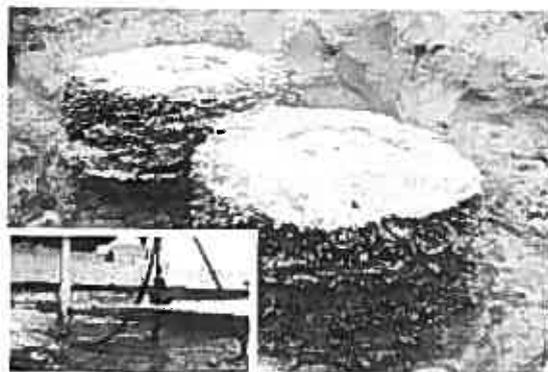


写真-1 NJP攪拌翼と造成改良体

*1)Masashi KAMIOKA 徳島県鳴門市大麻町萩原字アコメン 3-1

TEL:088-689-4411 FAX:088-689-4414

*2)Kunio SAITOH 東京都文京区春日 1-13-27

TEL:03-3817-1804 FAX:03-3817-1803

*3)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

*4)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

*5)Kunihiro MORI 大阪府大阪市西区江戸堀 1-25-13 大阪支店

TEL:06-6443-0750 FAX:06-6443-0780

*6)Akira URATA 大阪府大阪市西区江戸堀 1-25-13 大阪支店

TEL:06-6443-0750 FAX:06-6443-0780

表-1 土質条件と有効改良径

改良時間t(分/m)	標準改良径 D(m)			
	砂質土	$N \leq 10$	$10 < N \leq 20$	$20 < N \leq 30$
	粘性土	$S_u \leq 10$	$10 < S_u \leq 30$	$30 < S_u \leq 50$
6		2.0	1.8	1.6
8		2.2	2.0	1.8

*1) S_u (kN/m²), *2) NJP 攪拌翼径φ0.4mの場合

2.2 有効改良径および改良仕様

NJP 工法を適用する場合の土質条件ならびに有効改良径は、表-1に示すとおりである。改良径の大きさは、地盤の種類、 N 値あるいは非排水せん断強度、施工深度ならびに改良時間に依存するが、最大で直径 2.2m の柱状改良が可能である。

このような改良仕様を実現する事由が、攪拌機能を有する翼径 0.4m の NJP モニタである。NJP モニタ翼と固化材ならびに空気の改良仕様を表-2に示す。40MPa の超高压で噴射させ固化材スラリーを、連行させた空気とその圧力減衰を軽減し、同時にその役目を終えた空気が排土を促すため、高効率の噴射攪拌が実現し、結果として吐出量 ($q=100$ l/分) を大きくしている。以上、述べたような条件より、単位m当り 6~8 分の時間で直径 φ1.6m~2.2m の改良体が施工できる。図-2は、試験施工により、改良土コアの採取率および RQD 値と NJP 改良時間との関係について得られた結果である。改良土コアの RQD 値は改良時間 $t=6$ 分/m でも 95~100%、また、採取率は 100%を示しており、良質な改良体が得られている。

2.3 NJP 工法の低排泥施工

一般に、地盤改良時に発生する排泥量は、地盤中に噴射した固化材量に比例する。NJP 工法の単位改良体積当りの固化材混入液量は概ね $0.2\text{kl}/\text{m}^3$ であり、表-3に示すように同種の二重管方式の場合の 1/4 程度に過ぎない。これは、NJP 工法の排泥量が少ないことを意味する。

同時に、これを速やかに排除することも施工能率を高める上で重要である。この点についても NJP モニタが有利に働く。つまり、NJP モニタを所定深さまで貫入する過程の削孔跡が、排泥孔として機能するため、固化材の噴射と排泥がバランスする。しかも、切削を補助した空気の移動がこれを促すため、効率が相乗的になる。また、固化材スラリーの噴射と排泥がバランスすることは、地盤に対する変位発生を抑制することと同義であり、近接施工現場に対しても適用性が高い。すなわち、当工法は従来工法と較べ、1) 排泥量を著しく低減することができ、2) 環境負荷が少なく、3) 高効率の施工性を実

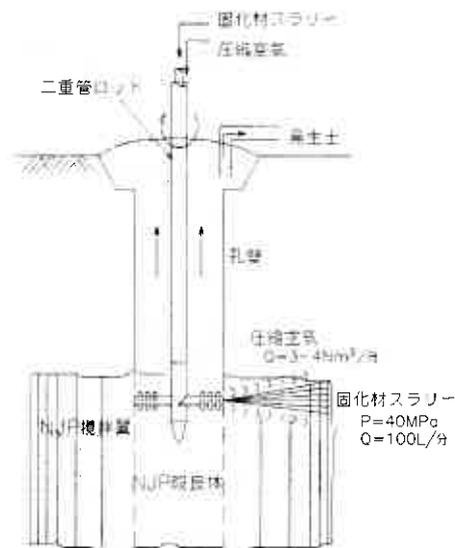


図-1 NJP 工法の改良原理

表-2 改良仕様

項目		施工仕様
NJP 特殊攪拌翼径		φ0.4m
超高压流体域	吐出圧力	$p=40\text{MPa}$
	吐出量	$q=100\text{l}/\text{分}$
空気噴流流体域	圧力	$p_a=0.8\sim 1.0\text{MPa}$
	吐出量	$q_a=3\sim 4\text{Nm}^3/\text{分}$

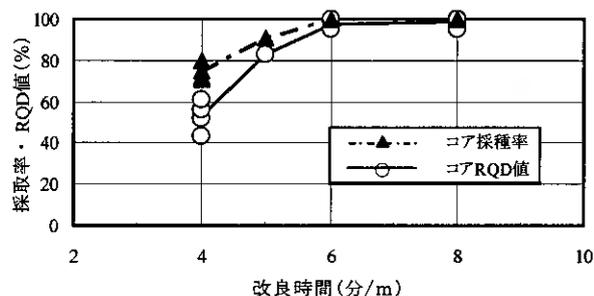


図-2 改良土の RQD 値と NJP 改良時間の関係

表-3 各工法の混入液量比較

工法名	施工仕様			改良土1m ³ 当り混入液量 (kl/m ³)
	改良径 D(m)	造成時間 t(分/m)	吐出量 q(l/分)	
NJP	2.0	6	100	0.19
	2.2	8		0.21
二重管方式	1.8	35	60	0.82
	2.0	40		0.76
三重管方式	A 2.0	16	250	1.27
	B 2.8	30		0.73

表-4 改良体の設計基準強度

使用固化材	土質	一軸圧縮強度 qud (kN/m ²)	粘着力 C (kN/m ²)	弾性係数 E_{50} (kN/m ²)	付着力 f (kN/m ²)	曲げ張強度 σ_t (kN/m ²)
ケミコ201S	砂質土	2000	400	20×10^4	1/3 × C	2/3 × C
	粘性土	700	300	7×10^4		
	有機質土	200	100	2×10^4		



写真-2 NJP 施工機本体全景

現し、4) 地盤変位が少なく、5) 適用性が高い工法と言える。

2.4 N J P改良体の設計基準強度

NJP 工法では、改良強度の安定した均質性、掘削等に必要な高い止水効果および土留め壁との密着性等の確保の必要性から、各土質に応じ改良強度を設定している。表-4にその設計基準強度を示す。改良厚さの設定では、山留め壁による開削工事等においては、底盤部の改良厚さは設計計算結果によるものの、最小改良厚さ $T=1.5\text{m}$ としている。なお、固化材は、専用固化材としてケミコ C201S を使用している。

2.5 施工機械

NJP 工法の施工機械は、比較的大型のボーリングマシンを用い削孔効率を高めた。一方、機械質量は軟弱地盤上での適応性を考慮し、3.5 t と軽量化させている。また、レール上に NJP 専用スライドベースを搭載する施工システムのため、機械移動、芯出しやロッド接続作業等においてもスムーズで高い施工精度を維持するとともに、効率のよい機動性を保持している。

さらに従来工法で使用されるラフテレーンクレーン等のサブ重機は必要なく、狭隘な作業領域でも同様に効率性と適応性は高い。写真-2は NJP マシンの施工機本体である。また、プラント部では、固化材スラリーを安定的に混練できるように図-3に示すように設備を配置する。表-5は、施工に使用する主要な機械仕様である。

2.6 施工方法

NJP 工法の施工方法を図-4に示す施工手順に沿って説明する。はじめに、専用スライドベースに搭載した NJP マシンにより、NJP モニタを所定の深度まで貫入する。次に、NJP マシンの管理操作盤において、改良時間、ロッド回転数を設定する。改良仕様で定めた超高压流体域の固化材スラリーの圧力、吐出量および

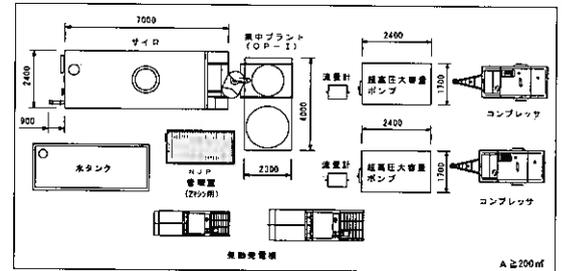
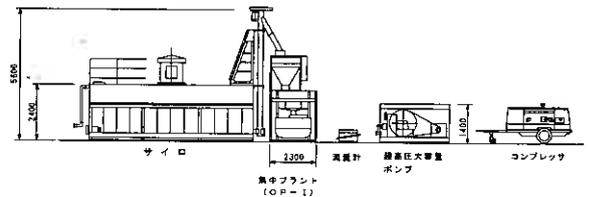


図-3 N J P プラント設備配置図(2セット例)

表-5 施工機械仕様

機材名	仕様	容量
NJPマシン	70.6kN・m, 施工管理システム付	30kW
スライドベース	標準10mスパン, 駆動装置	
スラリープラント	20m ³ /h, サイロ付	15.6kW
超高压大容量ポンプ	p=40MPa, 可変型	110kW
コンプレッサ	p=1.05MPa, q=18~19m ³ /分	140kW
NJP管理装置	集中管理装置	3.8kW
発動発電機	200kVA超低騒音型	195kW
	350kVA超低騒音型	331kW
バックホウ	平積0.4m ³ , 排出ガス対策型	64kW

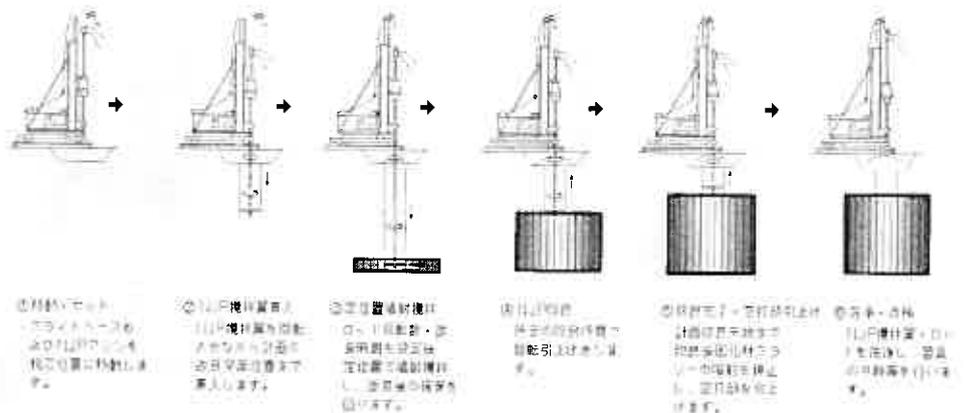


図-4 N J P 施工手順図

連行させる圧縮空気の圧力、風量を確認した後、引上げ造成を開始する。

改良造成に必要な施工管理データは、NJP 施工管理システムによりプラント部と NJP マシン部をリアルタイムでシンクロ検出管理される。送信された施工管理データは、集中管理装置にて自動記録されると同時に、集中管理室および NJP マシン部の両オペレータが相互に監視できるシステムを採用している。これにより、改良深度、固化材スラリーの吐出圧力・吐出量およびエアの吐出圧力、風量等を個々の改良体について施工中も高い施工精度で管理し、改良品質の確保を図っている。

3. NJP工法による農業用水路築造施工事例

3.1 事業概要

徳島県北部に位置する吉野川下流域では、急速な都市化に伴う生活環境の変化に対応するため、下水管渠の設置やボックスカルバートを用いた水路整備が展開されている。

その一例が吉野川下流域農地防災事業である。同事業は、既存の用水路に生活用水が流入して農業用水の水質が悪化し、営農に深刻な影響を来している状況を改善するため、吉野川本川の清浄な水を安定的に供給することが計画された。図-5は用水路の現況と整備後の水路構造を示す。現況では用水路が給水と排水を兼用している。これを地中に埋設したボックスカルバートに清浄な河川水を、その上部に設けた排水路に生活排水を流して不必要な水質の悪化を避けようとするものである。写真-3は用排水を兼用した水路の現況である²⁾。

当該水路整備では、給水路としてボックスカルバートを地中に設置するため、立坑を設けたり、既存水路部を開削したりする工事が必要となった。掘削に伴い山留め壁の安定化が必須の条件となる。このため地盤が軟弱な場合、先行地中梁や盤膨れ防止を目的として地盤改良が実施される。また、地下水位が高い場合は止水が課題となり、土留め壁と地盤改良土の水密性が重要となる。これには、高压噴射系の改良工法が適用される場合が多い。

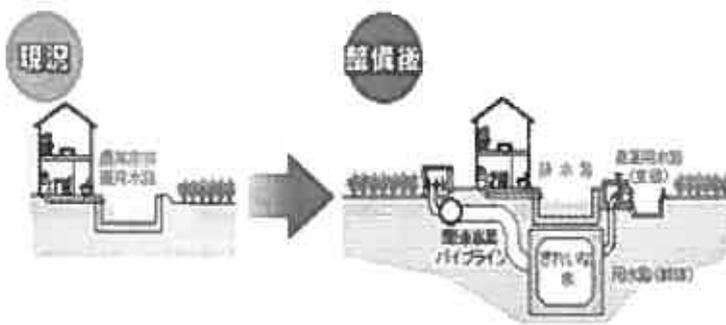


図-5 用水路の現況と整備後の水路構造



写真-3 現状の用排兼用の開水路

3.2 地盤改良工法の計画と選定

用水路形式のボックスカルバートの設置方法においては、従来では余裕幅を確保した開削方法によって行われていた。しかし、最近では用地買収面積の縮小を考慮し、余裕幅を確保しないゼロスペース開削方法が多く採用されてきた。

当該施工地区では、ボックスカルバート下端に軟弱粘性土が分布しており、鋼矢板による土留め壁と碎石置換+地盤改良工が計画された。地盤改良工法

改良方式	空気連行型 二重管攪拌翼式	二重管式	三重管式
改良原理図			
地盤条件	粘性土 $30 < S_u \leq 50 \text{ kN/m}^2$ 砂地盤 $10 < N \leq 20$		
有効造径	$\phi 1.8\text{m}$	$\phi 1.4\text{m}$	$\phi 1.8\text{m}$
造成時間	8分/m	20分/m	20分/m
排泥量比率	1	3	3.5
工期比率	1	2.5	4

図-6 地盤改良工法の選定比較図

の選定にあたり、開削に伴うドライ施工による止水性、鋼矢板との密着性、および設計上必要な確実性の高い改良強度等が求められ、ジェットグラウト系(JG系)工法を検討した。図-6は各工法の比較検討を行った結果である。JG系工法のうち、排泥量が従来JG系工法の1/3以下に減少し、環境インパクトが少なく、工期短縮が図れると同時に経済性に優れる等の理由により、NJP工法を選定した。

3.3 各工事区の施工概要

本報告では、次の3工事現場に対するNJP工法の適用について、その工事概要を表-6に示す。なお、工事箇所は3箇所であるが、改良目的に応じて区分して紹介する。

(1) 南部水路(その1)工事

本工事では、直径 $\phi 1500\text{mm}$ の埋設管の推進を目的として、発進ならびに到達立坑の築造が計画された。対象地盤は、発進立坑部が N 値 $=5\sim 6$ 、 $s_u \approx 50\text{ kN/m}^2$ の砂混じりシルト層であり、到達立坑部では底盤改良部分に N 値 $=21$ の砂層が確認された。NJP工法による改良仕様は表-6に示すとおりであり、改良径 $\phi 1.8\text{m}$ 、設計強度 $q_{ud}=700\text{ kN/m}^2$ 、改良時間 $t=8\text{ 分/m}$ を共通にして、先行地中梁部ならびに底盤改良部の改良厚さをそれぞれ $t=1.5\text{m}$ 、 $t=2.1\sim 2.3\text{m}$ とした。図-7に南部水路(その1)工事の発進立坑部の先行地中梁及び底盤改良の施工図を示す。

(2) 北部水路(その4)工事および北部水路(その5)工事

当工事は、ボックスカルバートを埋設するため、それぞれ幅 $4\text{m}\times$ 延長距離 116m ならびに 214m に渡り、水路を開削により築造する計画である。図-8は、NJP杭の配置および底盤改良位置である。底盤改良位置と

表-6 各施工例の工事概要

工事名	南部水路(その1)		北部水路(その4)	北部水路(その5)
	発進立坑部	到達立坑部	水路開削部	水路開削部
施工目的	先行地中梁、底盤改良		盤ぶくれ防止、支持力増加	盤ぶくれ防止、支持力増加
貫入長(L)	10.58m	11.21m	平均8.73m	平均10.52m
改良長(Lc)	2.3m+1.5m	2.1m+1.5m	2.2m	2.2m
施工本数	30本	35本	249本	459本
改良径(ϕ)	$\phi 1.8\text{m}$		$\phi 1.8\text{m}$	$\phi 1.8\text{m}$
改良時間(t)	8分/m		8分/m	8分/m
設計強度(q_{ud})	地中梁部 700 kN/m^2		700 kN/m^2	700 kN/m^2
	底盤部 2000 kN/m^2			

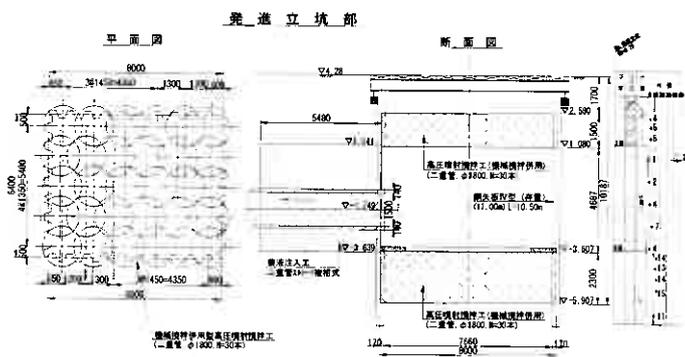


図-7 発進立坑の先行地中梁及び底盤改良例

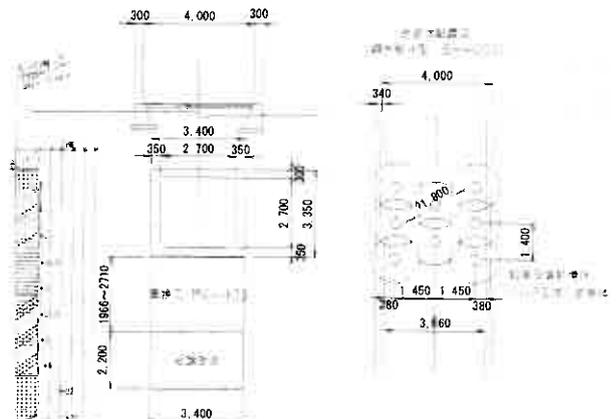


図-8 開削工事に伴う底盤部改良例



写真-4 北部水路(その4)工事NJP施工状況



写真-5 北部水路(その5)工事NJP施工状況

する GL-7.1~9.4m 付近の土質は、 $N=6$ の砂まじりシルトである。NJP 設計改良仕様は、開削に伴う受働土圧増加、止水を目的とし、改良径 $\phi 1.8\text{m}$ 、改良厚さ $t=2.2\text{m}$ とした。

3.4 施工結果

南部水路(その1)工事において、立坑付近は狭隘で民家に近接している箇所の施工環境であった。また、北部水路(その4)工事および北部水路(その5)工事では、施工延長距離が116mおよび214mと遠距離である。このため、施工効率を高めるべく、仮設鋼上を自走し施工性が高いレール走行式スライドベースにNJP施工機を搭載する台車施工方式を採用した。

写真-4には北部水路(その4)工区、写真-5には北部水路(その5)工区のNJP工法の施工状況である。また、写真-6にNJP施工時の排泥土の排出状況である。表-7はNJP施工後の各工事の現場改良強度の結果である。地中梁部で平均一軸圧縮強さは $q_{uf}=995\sim 1,118\text{kN/m}^2$ 、底盤部では $q_{uf}=1,390\sim 5,135\text{kN/m}^2$ といずれも設計強度を満足している。

各工事におけるNJP施工後の掘削に伴う土留め壁の変形も1cm以内で、近隣への影響は認められなかった。図-9は、南部水路(その1)と北部水路(その4)において、一部改良杭を0.3~0.5m高さ程度に余長改良し、開削前に自主的にNJPマシンによって改良径をロッド探査した結果である。

いずれの工事でも設計改良径 $\phi 1.8\text{m}$ 以上であることを確認した。写真-7は開削した水路部の床付部のNJP改良体の掘削状況である。開削作業では止水効果も高くドライ施工ができた。

4. まとめ

空気連行型攪拌翼を用いた低変位高圧噴射攪拌工法であるNJP工法は、施工時間が短く、高効率で改良径 $\phi 1.6\sim 2.2\text{m}$ と大口径改良が可能のため、経済性が期待できる。また、従来工法に比べ排泥量の大幅な低減が図れることが確認された。NJP施工による事例として、徳島県吉野川下流地区の農地防災用水築造工事での地盤改良工法が施工され、環境に配慮された施工できたこと、また改良品質および経済性が高いことが確認された。

【参考文献】

- 1) 上岡雅司・鈴木孝一・西尾経・森邦広：空気連行型翼式超高压噴射工法の概要と適用事例-NJP工法による農地防災用水路築造工事への適用-，平成21年度建設施工と建設機械シンポジウム，2009.11 投稿中
- 2) 農林水産省中国四国農政局四国東部農地防災事務所：よしのがわ国営吉野川下流域農地防災事業ホームページ，2009.



写真-6 NJP施工による排泥土排出状況

表-7 各工事事例の改良強度結果

工事名	施工部	位置	試験NO.	現場改良強度 $q_{uf}(\text{kN/m}^2)$	
				試験値	平均
南部水路(その1)	発進部	地中梁部	A-1	850	995
			A-2	1140	
	底盤部	B-1	3210	3395	
		B-2	3580		
	到達部	地中梁部	C-1	1240	1118
			C-2	996	
底盤部		D-1	4760	5135	
		D-2	5510		
北部水路(その4)	底盤部	A	A-1	1240	1390
			A-2	1540	
		B	B-1	2930	3020
			B-2	3110	
		C	C-1	2560	1950
			C-2	1340	
北部水路(その5)	底盤部	A	A-1	4290	4255
			A-2	4220	
		B	B-1	1770	3600
			B-2	5430	
		C	C-1	4120	4765
			C-2	5410	

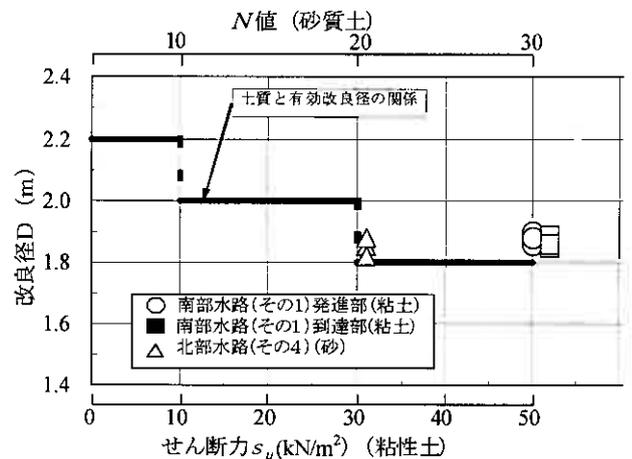


図-9 各工事事例の設計有効改良径と改良径確認結果



写真-7 水路部開削によるNJP改良確認状況

水際線自立土留め壁としてのJACSMAN工法の適用

北海道開発局釧路開発建設部

本間大輔¹⁾

北日本港湾コンサルタント株式会社

加地隆之²⁾ 奈良俊介³⁾

株式会社不動テトラ

井戸口清孝⁴⁾ 樋口良⁵⁾

1. はじめに

東北海道は全国有数の大規模地震発生地帯であるが、釧路港では災害時にも利用できる耐震性の高い施設が未整備の状況にある。また、大規模地震災害発生時には、限られた利用可能な道路を使った緊急物資輸送や避難活動を強いられるなど、非効率な輸送形態、避難方法に頼らざるを得ない状況に陥る。このようなことから、釧路港東港区に大規模地震災害発生時の緊急物資輸送の拠点を形成するため、地震発生時にも壊されにくい耐震性の高い耐震強化岸壁(-9.0m)と防災緑地が整備されつつある。なお、この耐震強化岸壁は、近年のクルージング需要の増加に対応した旅客船岸壁として常時に利用され、隣接している観光交流施設と連携して、地域の観光・交流活動を推進する空間を創出するものとして期待されている。

本報文で紹介する釧路港東港区-9.0m岸壁工事は、旧岸壁を取り壊して新たに耐震強化岸壁を整備する工事であり、固結工法としてJACSMAN工法が採用され、施工を実施した工事である。JACSMAN工法の改良目的は、以下の①と②を兼用している。

①旧岸壁取り壊し時の自立土留め壁（仮設）

②新設ケーソンの土圧低減に寄与し、ケーソンとの複合構造物となる堤体（本設）

水際線での固化改良体による自立土留め壁の適用は、他に類がなく全国的に初めての事例である。本報文は、平成20年度と平成21年度の2ヵ年にわたり施工を実施した釧路東港-9.0m岸壁工事のJACSMAN施工および前面側掘削時の自立土留め壁の動態観測結果について報告を行うものである。なお、釧路東港-9.0m岸壁工事は、耐震強化岸壁とするために図-1に示す工程が実施される。

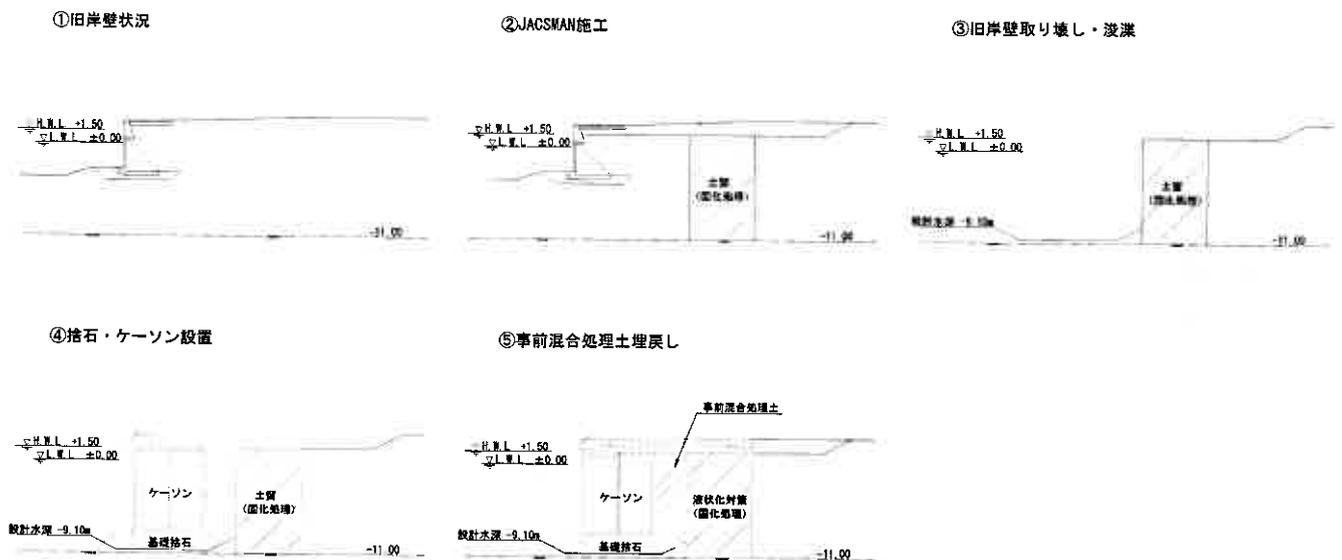


図-1 耐震強化岸壁とするための工程模式図

1) Daisuke HONMA	北海道釧路市西港1丁目	TEL:0154-51-4381 FAX:0154-53-2159
2) Takayuki KACHI	北海道札幌市白石区平和通2丁目北11番18号	TEL:011-863-9111 FAX:011-860-3231
3) Syunsuke NARA	北海道札幌市白石区平和通2丁目北11番18号	TEL:011-863-9111 FAX:011-860-3231
4) Kiyotaka IDOGUCHI	北海道札幌市中央区北1条西7丁目3番地	TEL:011-233-1640 FAX:011-233-1641
5) Ryo HIGUCHI	北海道札幌市中央区北1条西7丁目3番地	TEL:011-233-1640 FAX:011-233-1641

2. JACSMAN工法概要

JACSMAN (Jet And Churning System MANagement) 工法は、深層混合処理工法の機械式攪拌と噴射式攪拌の性能を併せ持つ工法であり、上下2段の攪拌翼の先端から噴射するジェット（スラリー）を交差させる交差噴流方式により、大径φ2300mmの改良体を確実に造成することができる工法である（図-2）。したがって、JACSMAN工法では、改良体の中心部が機械式攪拌となり、改良体の外周部が噴射式攪拌となるため、改良体同士の確実なラップ施工を容易に行うことが可能となる。そのため、JACSMAN工法は、底盤改良、土圧低減、土留め壁、液状化対策などの改良に適用されることが多い工法である。JACSMAN工法の攪拌翼と噴射状況を写真-1に示す。

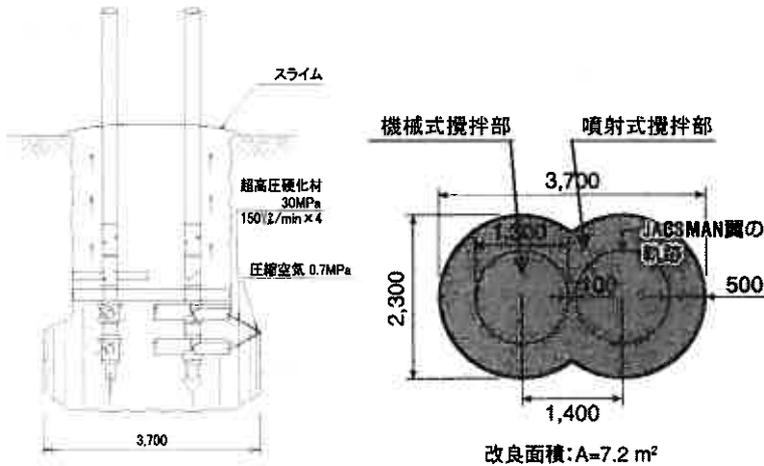


図-2 JACSMAN 施工模式図と出来形図



写真-1 JACSMAN 攪拌翼と噴射状況

【JACSMAN 工法の主な特徴】

- ・地盤に影響されずに改良体の径を確実に制御できる。
- ・攪拌性能が格段に向上したため、高能率施工が実現し、均一な改良体を造成できる。
- ・既設構造物との、あるいは改良体相互の密着施工が確実・容易にできる。
- ・大断面(従来の4倍強)の改良体を造成できる。
- ・交差噴流を噴射、停止することによって、任意の深さで改良体の径を変えることができる。
- ・既設構造物への施工時の変位影響を軽減できる。

3. 工事概要

(1) 施工場所

当該工事場所は、釧路港東港区のうち釧路川の河口部に位置している（図-3）。当該工事は、旧岸壁背面にJACSMAN工法にて固化改良体を造成する工事であった。また、施工場所は作業スペースが非常に狭いだけでなく、周辺に家屋が密集しており施工にあたっては騒音・振動に特に留意しなければならない環境下にあった。

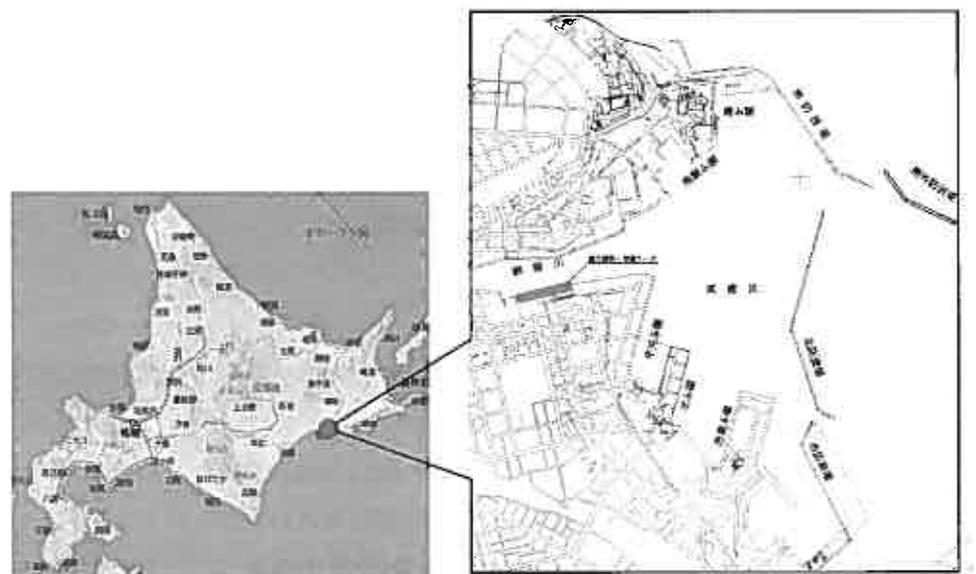


図-3 施工位置図

(2) 工事概要

【平成20年度JACSMAN施工】

工事名称：平成19年度釧路港東港区-9m岸壁改良その他工事

地盤改良工事期間：平成20年5月～平成20年12月

施工仕様：改良率 $a_p=100\%$ ，設計強度 $q_{uck}=1000\text{kN/m}^2$

施工数量：147セット(7.2 m^2 タイプ)， $\Sigma V=12,461.7\text{m}^3$

【平成21年度JACSMAN施工】

工事名称：平成20年度釧路港-9m岸壁地盤改良工事

地盤改良工事期間：平成21年4月～平成21年8月

施工仕様：改良率 $a_p=100\%$ ，設計強度 $q_{uck}=1000\text{kN/m}^2$

施工数量：251セット(7.2 m^2 タイプ)， $\Sigma V=23,130.0\text{m}^3$

パイル配置図は、図-4に示すとおりである。

(3) 地盤概要

改良対象地盤は砂・礫混じり砂(N値=5～20程度)および砂礫(N値=15～35程度)であり、その下部には支持地盤となる砂岩(N値=20～50程度)が存在している(図-4)。

(4) 設計概要

設計段階では、オープン掘削による施工・仮設矢板による施工も検討したが、掘削法面が背後地まで及びヤード確保困難、陸上機械による施工困難、騒音・振動対策が困難などの要因から、オープン掘削・仮設矢板工法では施工性・経済性が劣るため、深層混合処理による自立土留め壁が選定された。壁前面が海面となる自立土留め壁の構築が改良目的であるため、確実なラップ施工による100%改良が必要となり、深層混合処理工法の中でも改良体同士の連続密着化施工を確実・容易に施工可能なJACSMAN工法が採用された。

自立土留め壁としての設計は、改良体の外部安定(滑動・転倒・底面反力・支持力)についての照査を実施している。設計条件の模式図は、図-5に示すとおりである。なお、自立土留め壁の機能は短期的なため、常時のみの検討とした。改良体の外部安定照査結果を表-1に示す。

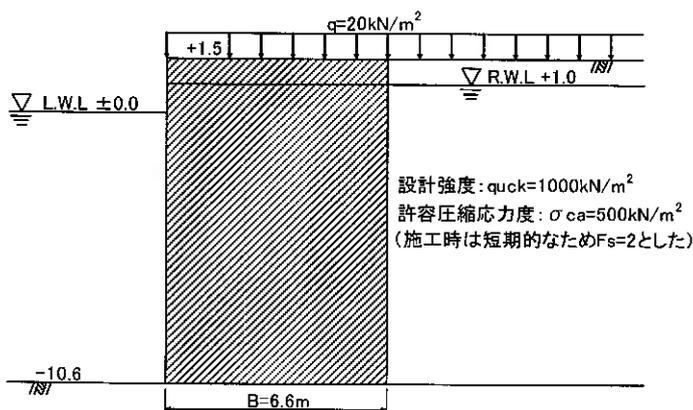
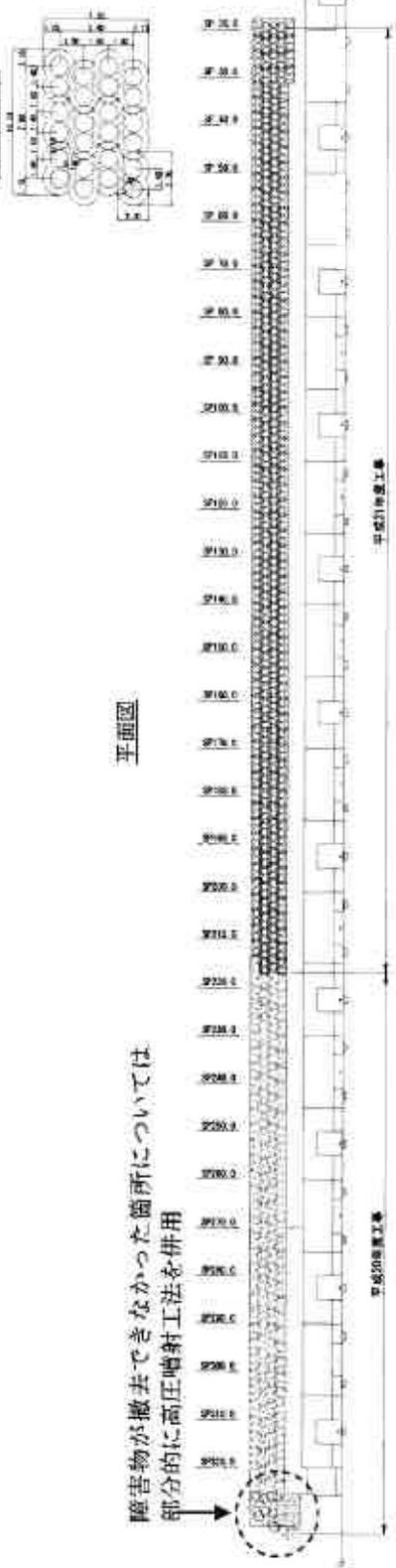


図-5 設計条件模式図

表-1 外部安定照査結果

滑動	$F_s=1.902 \geq 1.2$
転倒	$F_s=1.657 \geq 1.2$
底面反力	$P_1=442.72\text{kN/m}^2 < \sigma_{ca}=500\text{kN/m}^2$ $P_2= 0.00\text{kN/m}^2 < \sigma_{ca}=500\text{kN/m}^2$
支持力	$P_1=442.72\text{kN/m}^2 < q_a=851.46\text{kN/m}^2$

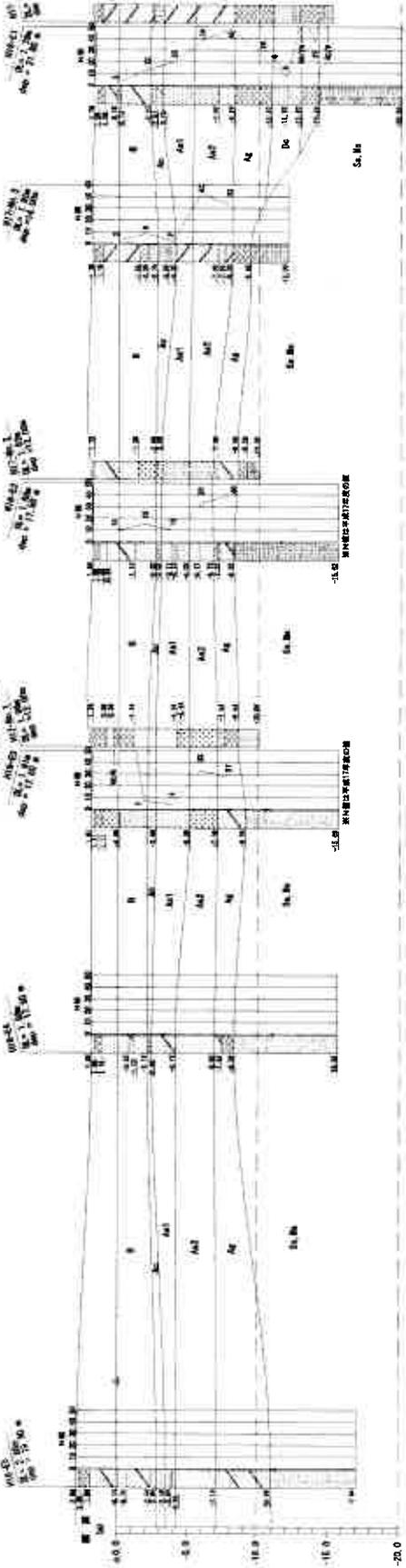
配置詳細図



平面図

障害物が撤去できなかつた箇所については部分的に高圧噴射工法を併用

土層縦断面図



※ 柱状図は改良エリアのジャストポイントではないため改良深度はこの限りではない

図-4 JACSMAN パイル配置図と土層縦断面図

(5) セメント配合量

一般部（砂・砂礫）におけるJACSMANのセメント配合量は、室内配合試験結果および現場配合試験結果から、表-2に示すとおりとしている。なお、局所的（SP20付近およびSP210付近）ではあるが改良対象層の下部においてシルトおよびシルト混じり砂が確認されたため、別途室内配合試験および現場配合試験を実施して、この局所的部分については表-2に示すようにセメント配合量を変更している。JACSMANに使用するセメントは専用セメントであり、当該工事では砂・シルト・粘土用のセメントであるJACSMAN1号を使用している。

表-2 セメント配合量

	使用セメント	配合量(kg/m ³)
一般部（砂・砂礫）	JACSMAN1号	166
SP20付近改良対象層の下部		227
SP210付近改良対象層の下部		251

なお、現場配合試験では3種類の配合量にて試験杭を造成した。ここでは、各配合量における試験杭からボーリングによりコア採取をして行った一軸圧縮試験に対して、現場における強度のばらつきを考慮し、全体の70%が満足する値を改良体強度の代表値¹⁾と考え、各配合量における一軸圧縮強さの代表値を式(1)で求めるものとした。

$$\text{代表値}qu = quave - 1/2 \cdot \sigma \quad \dots \text{式(1)}$$

ここで、 $quave$ ：一軸圧縮強さの平均値， σ ：標準偏差

(6) 品質（事後調査）

改良体の機械式攪拌部および噴射式攪拌部からボーリングによりコアを採取し、一軸圧縮試験を実施した結果を表-3に示す。機械式攪拌部および噴射式攪拌部の一軸圧縮強さの平均値 \overline{quf} とバラツキを表す変動係数 V は、機械式攪拌部と噴射式攪拌部では大きな差異は見受けられず、機械式攪拌部と噴射式攪拌部の改良体の均一性が確認された。また、変動係数 V は、概ね $V=20\% \sim 35\%$ となっており、一般的な深層混合処理工法の変動係数（ $V=15 \sim 50\%^2$ ）と同等かそれよりも小さくなっており、バラツキの少ない均一性の高い改良体を造成できていることが確認された。なお、品質管理では1本の改良体について上、中、下それぞれ1回の計3回行い、1回の試験結果が設計強度以上（1回の試験とは3個の供試体の平均値で表したもの）との管理値を設けて実施し、良好な結果を得ている。ただし、表-3は上、中、下をまとめて平均一軸圧縮強さ \overline{quf} 、標準偏差 σ 、変動係数 V を表したものである。

表-3 改良体の機械式攪拌部と噴射式攪拌部の平均一軸圧縮強さと変動係数

	調査位置	設計強度 $quck(kN/m^2)$	平均一軸圧縮強さ $\overline{quf}(kN/m^2)$	標準偏差 $\sigma(kN/m^2)$	変動係数 $V(\%)$
改良体①	機械式攪拌部	1000	1878.8	498.5	26.5
	噴射式攪拌部	1000	1868.0	525.2	28.1
改良体②	機械式攪拌部	1000	1838.4	651.5	35.4
	噴射式攪拌部	1000	1705.9	492.7	28.9
改良体③	機械式攪拌部	1000	1716.0	453.5	26.4
	噴射式攪拌部	1000	1689.7	401.3	23.8
改良体④	機械式攪拌部	1000	1926.8	368.7	19.1
	噴射式攪拌部	1000	1906.5	436.4	22.9

4. 施工上の課題と対策

JACSMAN固化改良体は、自立土留め壁として機能させる必要があることから岩盤（砂岩）への確実な着底施工が必要であった。岩盤上部には岩盤と同程度のN値である砂礫が存在しており、通常の着底管理（貫入速度・攪拌モータ電流値）では着底が判別し難いという課題があった。

この施工上の課題に対し、追加ボーリング調査を実施して岩盤想定ラインの精度を高めて、1セットごとの改良位置について想定深度を設定した。また、先端オーガーが岩盤に到達した際には瞬間的に振動が発生すること、攪拌翼が岩盤に到達した際には継続的な振動が発生することも着底管理の補助的な方策とした。したがって、本工事では、着底管理基準を図-6に示すように設定し、確実な着底施工が行えるように対策を講じた。

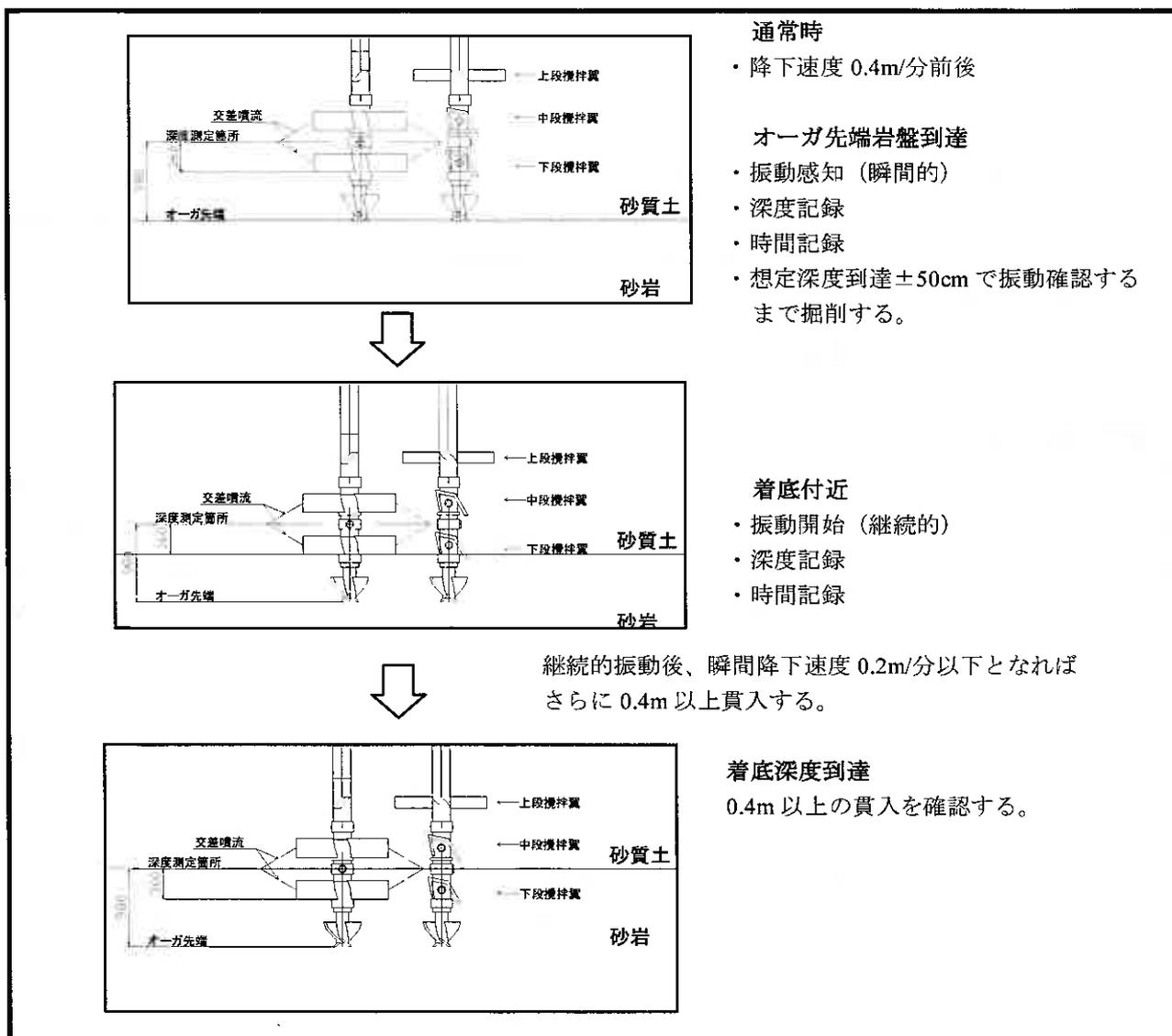


図-6 着底管理基準模式図

5. 動態観測

現在、旧岸壁の取り壊し掘削工および岩盤削工が実施されている（写真-2）。写真-2は、上流側から下流側に撮影しており端部の改良体の頭部が確認できる。図-7(a)に示すSP190付近の改良体中に傾斜計を設置し、掘削時の改良体（自立土留め壁）の挙動を計測している。計測期間は、改良体前面の掘削を実施した7月18日から掘削を完了した9月15日に加え、10月13日までのデータとした。SP190付近の掘削進捗断面図を図-7(b)に示す。掘削深度Dは、

旧岸壁天端D.L.+2.5mから新設基礎捨石下端のD.L.-10.6mのD=13.1mである。JACSMAN改良体による自立土留め壁高Hは、D.L.+1.5m～D.L.-11.1mのH=12.6mである。図-7(C)に示す傾斜計による改良体の挙動データより、掘削深度が深くなるに伴い改良体は川側に変位しているが、改良体の変位量は杭頭部で最大4～5mm程度であり、自立土留め壁として十分機能していることが窺える。



写真-2 旧岸壁の取り壊し掘削工状況写真

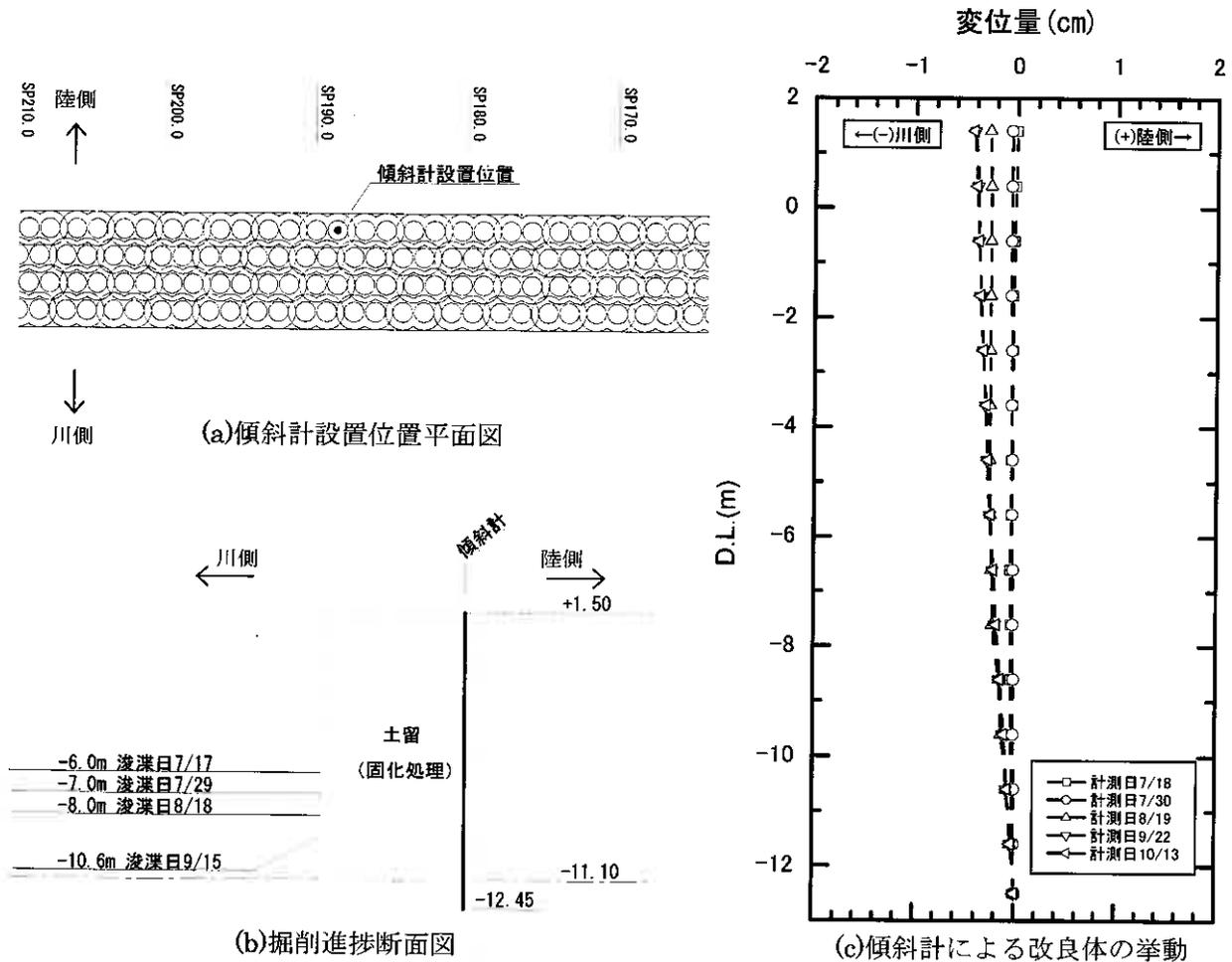


図-7 掘削進捗と改良体の挙動

6. おわりに

当該工事は、初めて水際線で固化改良体による自立土留め壁が適用された事例である。JACSMAN工法により確実な改良体同士のラップ施工・改良体同士の密着化を図ることにより、水際線であっても固化改良体が十分に自立土留め壁として機能することが確認された。旧岸壁・旧護岸の耐震化および老朽化に伴うリニューアル事業は、今後増えてくるものと考えられる。当該工事で得られた知見および実績が同様の事業の設計・施工の一指標となれば幸いである。

参考文献

- 1) 独立行政法人北海道開発土木研究所；泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル，平成14年3月，pp.153
- 2) 財団法人土木研究センター；陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル改訂版，平成16年3月，pp.254-pp.257

1. はじめに

都市部で山留め支保工として、グラウンドアンカー工(以下アンカー工という)を計画する場合には、アンカー体の設置可能な良質地盤が深部にあるために、自由長を極端に長くすることがある(図1(a)参照)。また、敷地境界線や既存の構造物の関係から、自由長を長くすることが不可能な場合には、軟弱な地盤に設計アンカー力を小さくして、アンカー体を多数設置する場合もある(図1(b)参照)。いずれの方法も、アンカー長が長くなることやアンカー本数が増加することで、不経済な山留めと支保工となる。そのために、山留め支保工の計画を根本から変更することも多々ある。

拡径型のアンカーは、周面摩擦抵抗以外に支圧抵抗も加わるので、摩擦型アンカーでは設置不可能だった軟弱地盤にも適用できる。その結果、本報告で示す拡孔型アンカーは、アンカー長を短くすることや本数を減らすことが可能になり、経済的な山留め支保工が構築できるようになる。

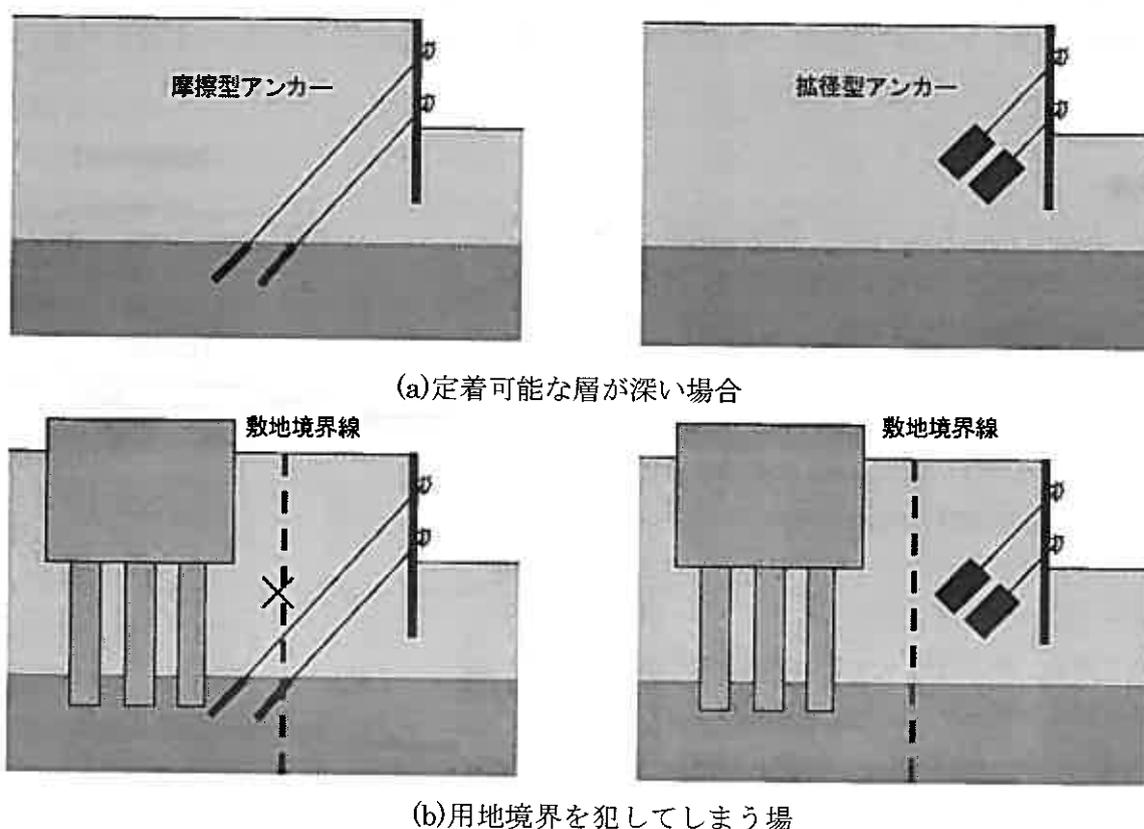


図-1 摩擦型アンカーと拡孔型アンカーの比較

そこで、信頼性の高い施工が可能で、設計の優位性を発揮できるアンカーとして、筆者らはアンカー体部を機械的に拡径するアンカー工法として「スプリッツアンカー工法」を2000年に開発し、数々の実績を重ねてきた。本稿では、スプリッツアンカーの概要と施工例、さらに新しく改良した点について報告する。

2. スプリッツアンカーの特徴

スプリッツアンカーは、アンカー一体設置地盤を機械的に拡径してφ800mmのアンカー一体を造成する工法である。そのため、図-2のような摩擦型アンカーの引抜き抵抗として作用する“摩擦抵抗”だけでなく、拡径されたアンカー体の断面に作用する“支圧抵抗”が加わるため、強度の小さい土砂地盤においても、大きな耐力が得られる。

スプリッツアンカーは以下のような特徴を有する。

- ① 大きな抵抗力が得られるので、強度の小さい土砂地盤でもアンカー一体を設置することが可能である。
- ② ビットを地盤内に残しておく残置型と、ビットを繰り返し使用可能な回収型が用途に合わせて選択できる。
- ③ アンカー一体造成方法は、アンカー一体の設置地盤の特性によって、袋体型も選択できる。
- ④ 強度の小さい地盤に定着できるので、従来型アンカーより自由長を短くできる場合がある。
- ⑤ 上記理由により、アンカーを短くできるので、用地境界の近い場所でもアンカーの打設が可能である。
- ⑥ アンカー tendon の種類は問わない。

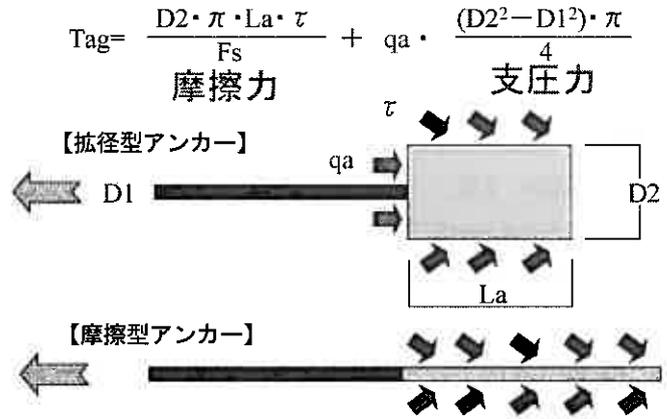


図-2 アンカーの支持力機構

3. 拡径機構

アンカー一体部を拡孔する工法は、機械拡径型、地盤改良型および袋体加圧注入型に大きく分類される。スプリッツアンカーは、この内の機械拡径型に属し、写真-1や写真-2のビットを使用して地盤を拡径削孔する工法である。

写真-1に示す残置型の拡径ビットは、図-3に示すように、軸部削孔(ケーシング径φ135mm)のときは拡径ビットを閉じたまま削孔し、拡径部削孔時はボーリングマシンに取り付けた油圧スイベルでインナーロッドを押し込むことにより機械的にビットを拡げ、拡径したビットでアンカー一体部を削孔する仕組みである。抜管時にロッドを逆回転(削孔時は正転)させることによりビットとケーシングのストッパーが外れアンカー孔内にビットを残置してくる構造となっている。そのため、アンカー一体設置地盤の孔壁の安定性が低い地盤や水圧の比較的高い地盤などに採用できるビットである。

写真-2に示す回収型のビットは、経済性を重視して開発したもので、ビットを繰り返し使用できる構造になっている。

しかし、アンカー一体設置地盤の孔壁が安定していることや、水圧による逆流が無い場所での採用が条件となる。回収型ビットは、ビット内部に設けたシ

リンダーにインナーロッドを介して水圧を与え、その水圧により拡孔するシステムになっている。また、シリンダーの作動が確認できる、水中ビーコンを利用したシステムの試作も行っている。

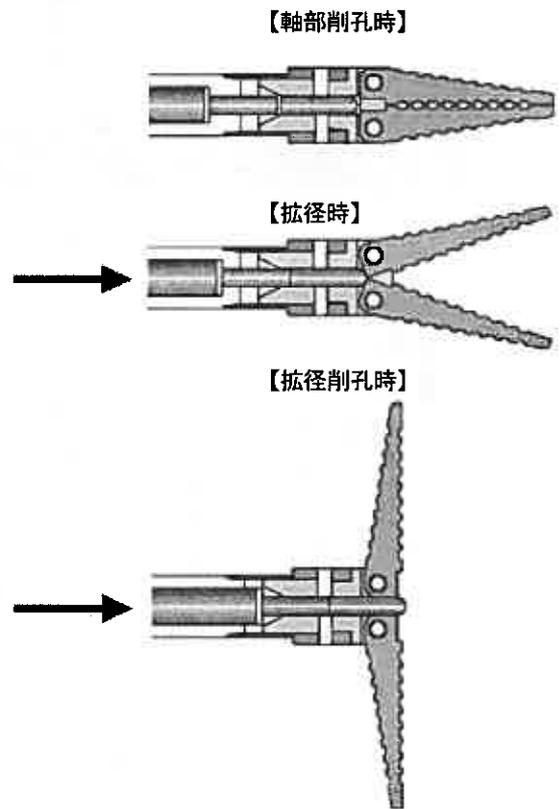


図-3 残置型ビットの機構



写真-1 残置式ビット

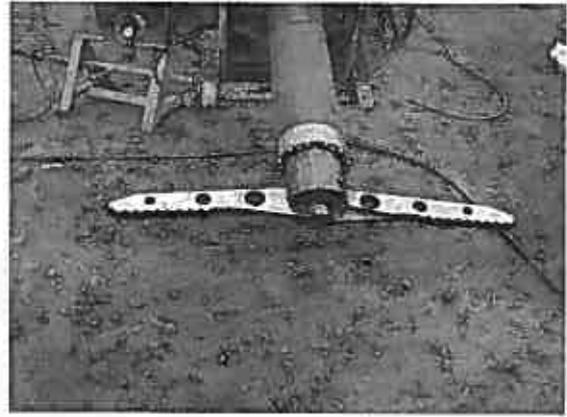


写真-2 回収型ビット

4. 施工方法

スプリッツアンカーの施工方法は、ビットの形式とアンカー体造成方法によって異なる。図-4 に標準的な施工フローを示し、残置型ビットでの施工イメージを図-5 に示す。

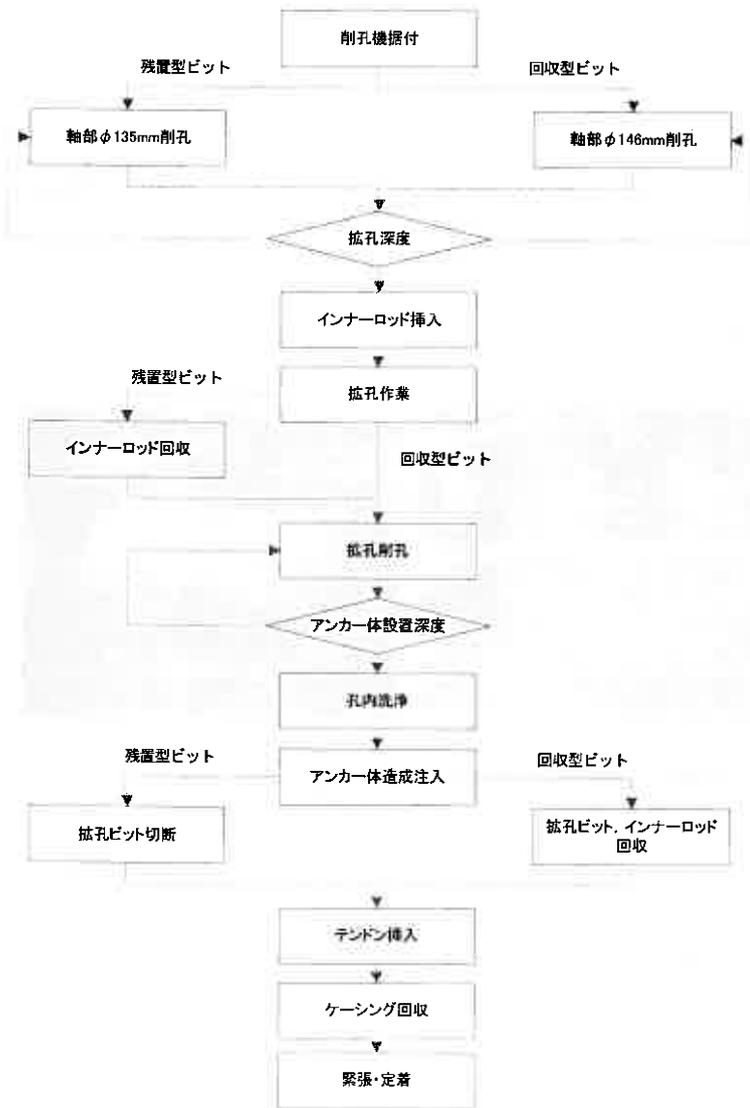


図-4 スプリッツアンカー施工フロー

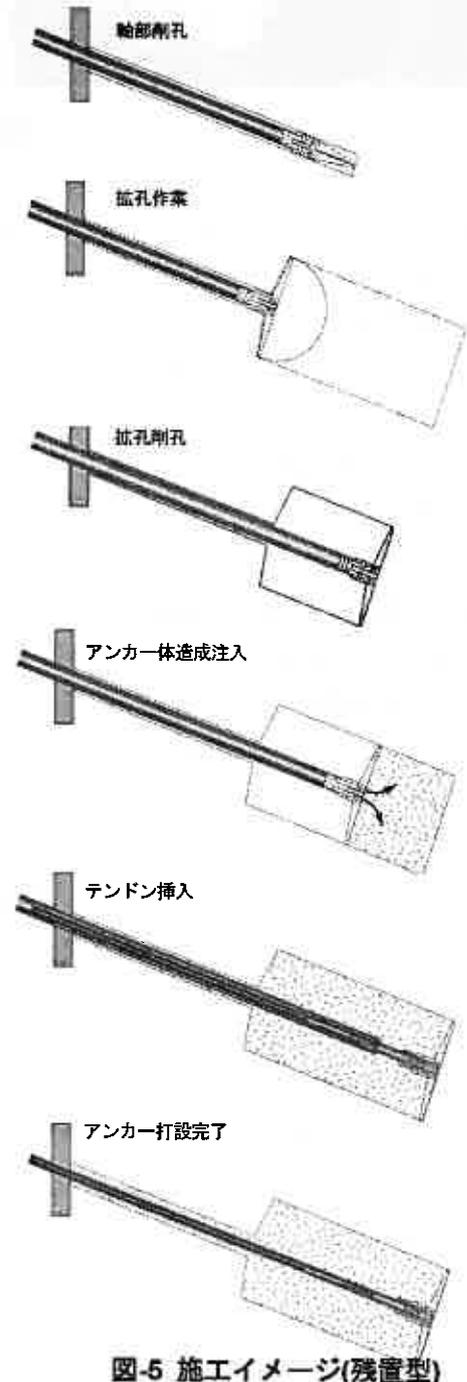


図-5 施工イメージ(残置型)

スプリッツアンカーのアンカー体には、袋体を取り付けたタイプがある。袋体の仕様は、注入圧力は0.5Mpa、注入速度60ℓ/min、程度まで耐えうる強度とし、写真-3に示すように上端下端部は異径織物とし、緊結部の断面を小さくしている

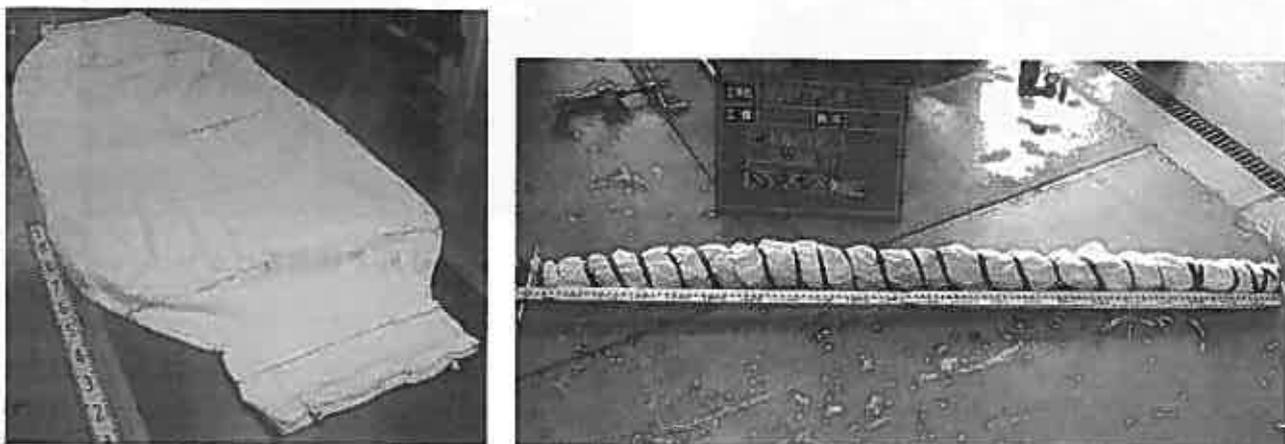


写真-3 アンカー体に用いた袋体

袋体タイプのアンカー体には、以下の特徴がある。

- ① 確実なアンカー体の造成が期待できる。
- ② 地下水のある場所でも、セメントペーストが稀釈される懸念がない。
- ③ セメントペーストが滲み出る程度のメッシュの布を用いることで、アンカー体と地盤との摩擦力が期待できる。
- ④ ③と同様の理由で、セメントペーストが脱水され高強度が得られる。
- ⑤ 袋が膨れれば、アンカー tendon が削孔径の中心に設置される。
- ⑥ 袋の容積が決まっているので、注入量が容易に管理できる。

袋体の仕様は、注入圧力は気中で0.5Mpa程度まで耐えうる強度とした。なお袋体の上端下端部は異径織物とし、緊結部の断面を小さくしている。写真-4に袋体を使用したアンカー体の掘り起こし状況を示す。

アンカー体の頭部付近は肩部もしっかりできており、径φ800mmを確保できている。

アンカー体長は削孔した長さ $L=2.0\text{m}$ に対して、1.7~1.8m程度しかできていなかった。こ

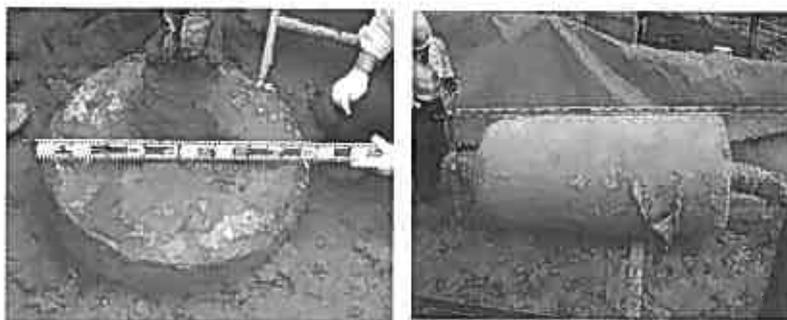


写真-4 袋体タイプのアンカー体掘り起こし状況

れは削孔のスライムが十分に排出されていないため、孔底にスライムが堆積してしまったためと考えられる。下端部には比較的粒子の粗い砂分が多く付着していたことから、このことが裏付けられる。よって施工をする場合は20cm程度余堀を行うことによって十分な出来型は確保できると判断した。また袋体からはセメントペーストがにじみ出たものが固結しており、地盤とアンカー体との摩擦力も期待できることが確認できた。

5. 施工実績

スプリッツアンカーは、主に山留め支保工を目的として実績を重ね、それ以外では、斜面安定工や護岸の補強に対して実績を上げている。スプリッツアンカーは、その特徴を生かした箇所で採用されることが多く、その採用例を以下に示す。

① アンカーの接触を避けるために採用した例

摩擦型アンカーを採用した場合には、図-4 に示すように、両側のアンカーが交差し、お互いのアンカーが接触して破断する可能性があった。変更前の摩擦型アンカーの諸元は、設計アンカー力=400kN 程度、アンカー長は、最大で 49.0m であった。また、アンカー体設置地盤は、N 値 25 程度の砂質土であった。

そこで、スプリッツアンカーを検討した結果、アンカー体設置地盤を上部にある N=9 程度の粘性土とすれば、設計アンカー力は 500kN 程度見込めることが判明し、さらにアンカー長は、11.5m 以内に収まることが確認された。この結果、アンカー長が短くなったことにより経済的かつ、アンカー体どうしの接触による破断のおそれも無い、安全な山留め支保工が構築された。

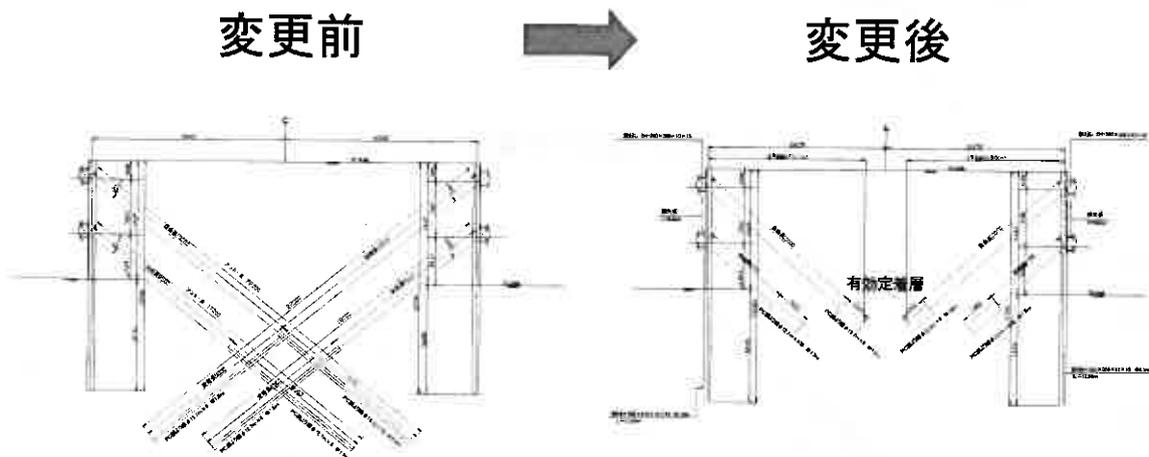


図-4 アンカーの接触を避けた採用例

② 敷地境界線を考慮した採用例

都市部の工事では、敷地境界が近い場合が多々ある。敷地境界線の制限から山留め支保工としてアンカーの採用が見送られることもある。この場合には、切り梁工法やアイランド工法で対処するケースが多い。しかし、当現場は、その敷地形状や施工条件から、他の工法の採用は困難と判断し、アンカーで山留め支保工を行わなければならなかった。

スプリッツアンカーの検討をした結果、アンカー傾角を 55° と大きくし、N=15 の砂質土にアンカー体を設置することにより、敷地内にアンカー体を設置することが可能となった(図-5 参照)。しかし、アンカー傾角を 55° と大きくしたことや設置間隔の制限から、当現場での設計アンカー力は、600kN を超える荷重になった。通常のアンカーに比べて、アンカー傾角が大きいことや設計荷重も大きいことから、写真-5 に示すように施工前に引抜

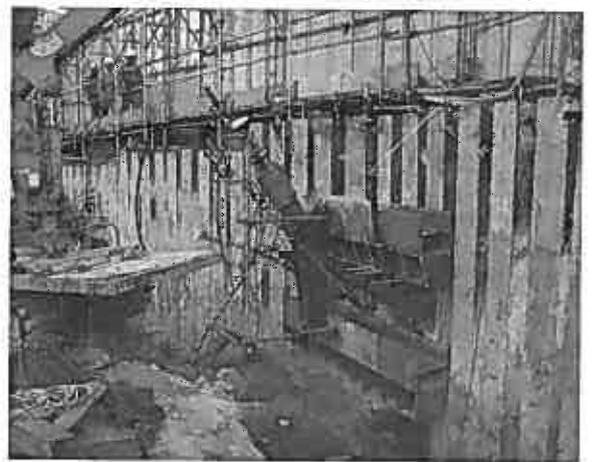


写真-5 引抜き試験状況

き試験を実施して、その耐力を確認してから本施工を実施した。

引抜き試験時の荷重－変位曲線を図-6に示し、その結果から求めた、荷重－弾性および塑性曲線を図-7に示す。図に示すように、試験アンカーは、1050kNまでは直線的な変位で推移し、約1260kNで極限引抜き力を得られた。その結果、十分な耐力が得られる地盤と判断し、本施工を実施した。

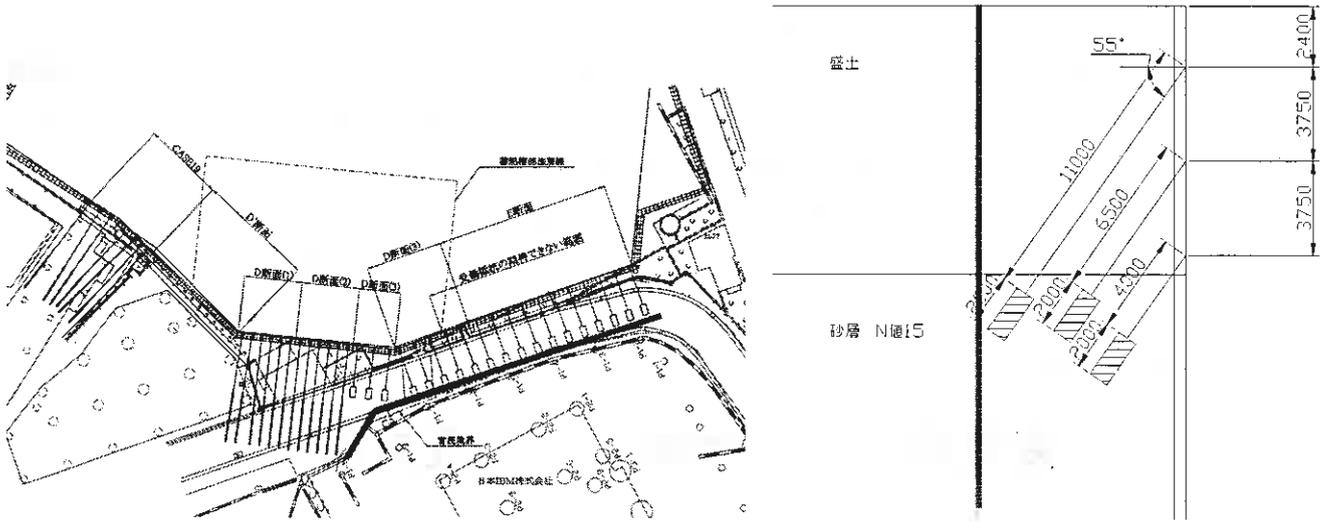


図-5 敷地境界線を考慮した採用例

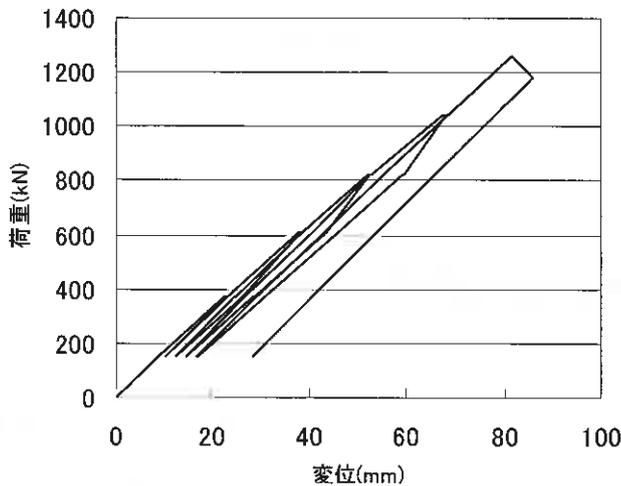


図-6 荷重－変位曲線

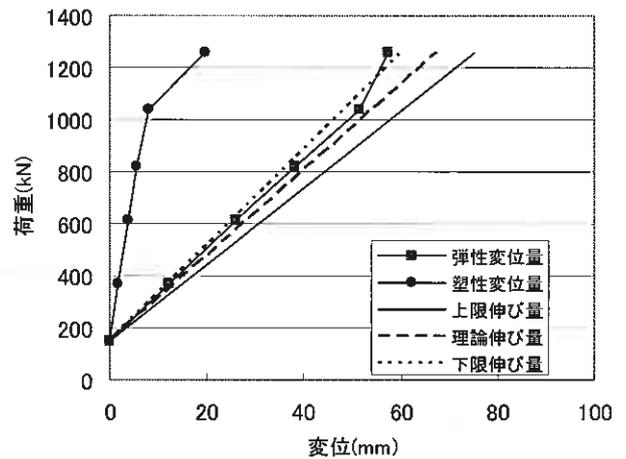


図-7 荷重－弾性、発生変位曲線

6. スプリッツアンカーの支持力特性

拡径型アンカーは、引張り力を地盤に伝達する機構による分類によれば、アンカー体の周面摩擦抵抗と拡径部による支圧抵抗が働く、『摩擦＋支圧方式』に該当する。ただし支圧面の支圧抵抗と周面の摩擦抵抗の最大値が同時に発生することはないと言われている。このように『摩擦＋支圧方式』のアンカーは明確な支持力機構が確立されておらず、引抜き抵抗力を算定する場合には、周面摩擦抵抗値と Terzaghi の支持力式を組み合わせたものが用いられている。

ここではこれらの支持力機構を明確にするために、大型土槽施設に拡径型ア

表-1 試験アンカー仕様

CASE	アンカー 体径	アンカー 体長	テンドン	支持力
CASE-1	800mm	2.0m	PC 鋼棒 D36	摩擦＋支圧
CASE-2	800mm	0m	〃	支圧

ンカーを打設したものと、支圧効果を調べるためにφ800mmの鉄製プレート(写真-5)を土中に埋め込み、これらの引張試験を実施して比較したのでその結果について述べる。なお、大型土槽施設内には、N=10程度になるように砂質土を締め固めてモデル地盤を造成した。試験ケースを表-1および図-8に示す。

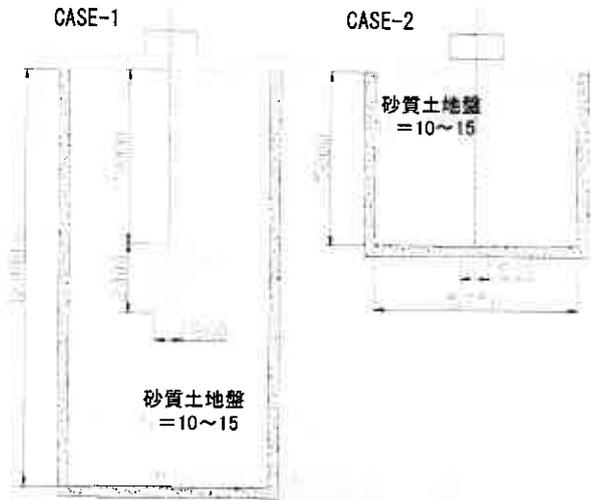


図-8 大型土槽施設断面



写真-5 φ800mm鉄製プレート

試験結果から得られた荷重と変位量の関係を図-9に示す。試験最大荷重は、CASE-1で857kN、CASE-2で814kNであった。各CASEとも支圧効果の特徴として、明確な降伏点はない。変位の増加に伴い荷重は増えていくが、荷重が大きくなるほど変位も大きくなる。とくにφ800のプレートのみであるCASE-2では荷重の初期段階から塑性変位が発生している。

一方、CASE-1のようにアンカー体長があると、摩擦抵抗値により塑性変位は抑制される効果がある。また載荷・除荷時の勾配は tendon の弾性勾配に近いようである。

各荷重サイクルの除荷点における変位と荷重をプロットしたものを骨格曲線と呼ぶことにし、図-10にCASE-1、2の骨格曲線を示す。両者の曲線の差が摩擦の効果と考えられる(図中矢印)。摩擦効果を分かりやすくするために図-10の横軸を変位50mmまでにしたものを図-11に示す。図には各変位時(5~50mm)のCASE-1の荷重からCASE-2の荷重の値を引いた値、すなわち摩擦効果の値をプロットしてある。

摩擦抵抗値は、変位が大きくなるほど(極限状態に近づく程)、支圧抵抗値と同等な値に近づく。また変位が35mm以上で、摩擦効果の値は支圧の効果の約90%以上に

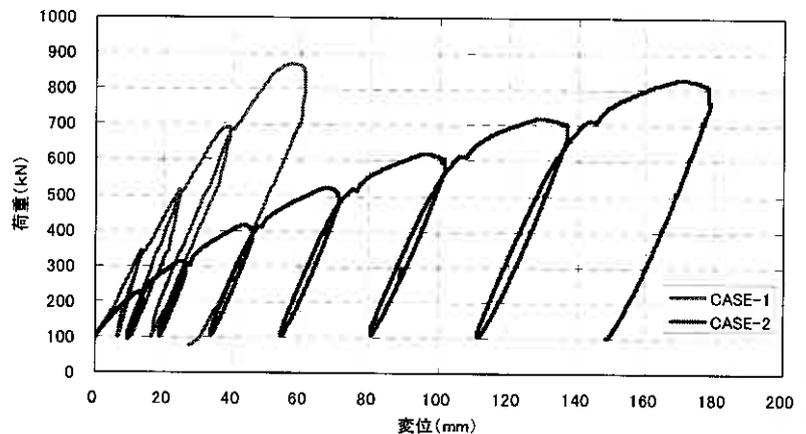


図-9 荷重と変位量の関係

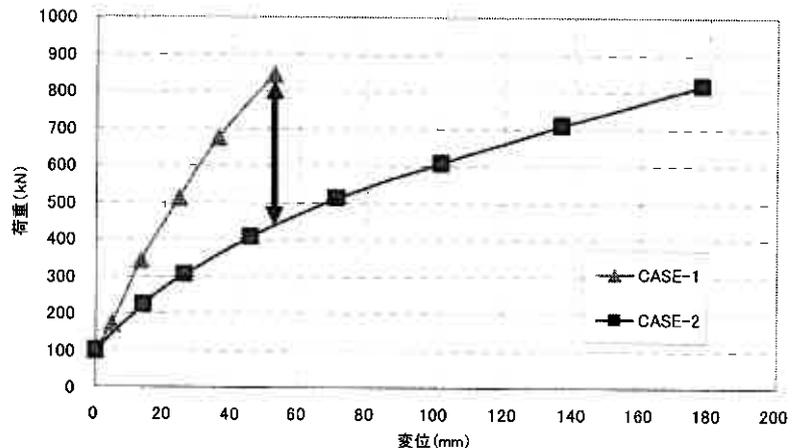


図-10 骨格曲線

達することが分かる。

実験から得られた値より、極限摩擦抵抗値を求める。摩擦抵抗力をFとした場合、 $F = \tau \times L \times D \times \pi$ で表すことができる。

τ : 極限摩擦抵抗値 (kN/m²)

L; アンカー体長 (m) D: アンカー体径 (m)

極限摩擦抵抗値をグラフよりF=375kNとし、L=1.4m(掘起した実測値)、D=0.8mとした場合、 τ は

$$\tau = \frac{F}{L \times D \times \pi} = \frac{375}{1.4 \times 0.8 \times \pi} = 107 \text{ kN/m}^2 \quad \text{となる。}$$

この値は、N=10の砂地盤の $\tau = 100 \text{ kN/m}^2$ とほぼ同等の値を示す。このことから

極限引抜き荷重 = 摩擦抵抗値 + 支圧抵抗値
は妥当性があると考えられる。

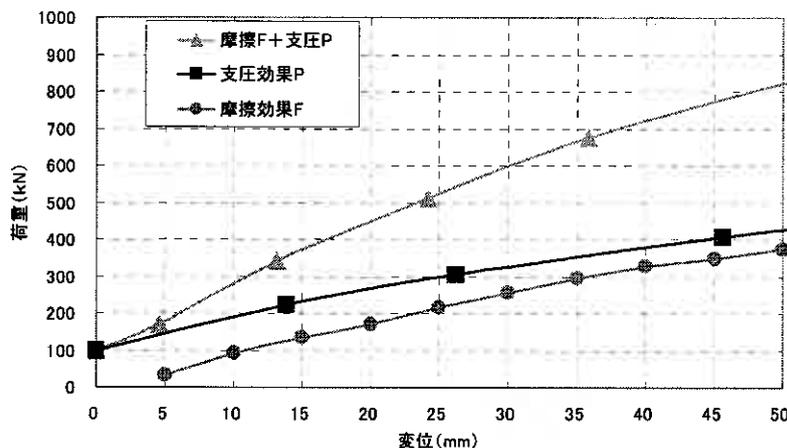


図-11 摩擦効果と支圧効果

6. まとめ

2000年に開発したスプリッツアンカー工法は、施工実績を重ね、その中から問題点を抽出して改良検討を行ってきた。その結果、スプリッツアンカーの新たなオプションとして、

- ① コスト削減につながる回収型ビット
- ② 確実なアンカー体を造成するための袋体アンカー
- ③ 拡孔確認システムの試作

などを開発することができた。

また、拡孔型アンカーの支持力機構である、摩擦効果と支圧効果特性の関係を示すことができ、さらにスプリッツアンカーの設計アンカー力の上限として600kNという値を設定した。スプリッツアンカー工法は、軟弱な地盤に設置できる方法として開発されてきた工法である。そのことから、計算上可能だからといって、やみくもに設計荷重を大きくすることに制限を設けた。ただし、引抜き試験等であらかじめ性能を確認した場合は、この限りではない。

今後の課題として、拡孔型アンカーの支持力機構を解明し、妥当性の高い設計手法の確立と、長期載荷によるクリープ特性なども把握しておく必要がある。

さらに、新たなスプリッツアンカーの用途として、液状化地盤上の盛土や構造物の耐震補強対策についての研究開発にも着手している。