

第4回（平成17年度）技術報告会  
北海道土木技術会 土質基礎研究委員会

土質基礎の技術に関する「創意工夫」  
技術報告会

報 告 集

平成18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

- a-1 飛散を防止した固化材散布機の開発 -----1  
佐藤厚子, 西本聡 (北海道開発土木研究所)  
久保和朗 (道路工業 (株))
- a-2 ロータリー式攪拌工法の開発と施工事例 ----- 7  
松岡大介, 竹田敏彦, 西尾経, 堀口哲夫, 末島鍊寿郎 (小野田ケミコ (株))
- a-3 パワーブレンダー工法 (トレンチャー式浅層・中層混合処理工法) -----17  
有光重典, 相坂秀巳, 豊嶋清一 (日特建設 (株))

## b. セッション 2

- b-1 泥炭性軟弱地盤における大深度地盤改良工のJR近接施工 -----27  
-JACSMAN工法の適用-  
竹越公一 ((株) 本田組)  
小飼喜弘, 飯田清 (不動建設 (株))
- b-2 幾春別川新水路締切築堤工事における土質基礎に関する工事報告 -----35  
鈴木寿紀, 飯田博史 (タカハタ・杉原・赤川JV)  
高橋慶行, 西村右敏 ((株) 開発工営社)  
廣瀬純司, 嶋崎正美 (北海道開発局石狩川開発建設部)
- b-3 既設の橋梁桁下におけるジャイロプレス工法の施工 -----45  
外山聡朗, 八木一善, 後藤和彦 ((株) 地崎工業)

## c. セッション 3

- c-1 U字管内臓型PCエネルギーパイルシステムの開発 -----53  
濱田靖弘, 窪田英樹, 中村真人, 上野雅悠子 (北海道大学)  
青木涼 (會澤高圧コンクリート (株)), 増田均 (北菱産業 (株))
- c-2 GNSSを用いた地すべり連続観測のフィールド実験について -----59  
伊藤憲章, 伊東佳彦, 坂本多朗 (北海道開発土木研究所)

# 飛散を防止した固化材散布機の開発

北海道開発土木研究所 土質基礎研究室 ○佐藤厚子  
北海道開発土木研究所 土質基礎研究室 西本 聡  
道路工業株式会社 地盤改良事業所 久保和朗

## 1. はじめに

建設工事で発生する土砂の有効利用が進む中で、発生した土砂が盛土材料として適していない場合固化処理することが多くなっている。通常固化材の混合は周辺環境の制約がなければ、不良な材料に固化材を散布し混合している。固化材は乾燥しているため、散布、混合の際飛散し、工事担当者の健康に影響を与える。そこで、不良土中に直接固化材を投入する方法により飛散防止を試みた。本報告は、この方法の原理およびこの方法を実現するために開発した機械と飛散防止効果をとりとまとめ紹介するものである。

## 2. 固化材の散布・混合方法の現状

現在、不良な材料に固化材を混合して改良する方法として、大きく 3 つの方法があげられる。①地山に固化材を散布して、回転式の混合機を有するパワーショベルまたは、一般のバケットで不良土と固化材を混合する方法、②地山に固化材を散布して自走式のスタビライザーにより混合する方法、③プラントにより混合する方法である。①の方法は、写真-1 に示すようにタンクローリー車から散布機に空気圧送された所定量の固化材を散布機により散布し(a)、人力により敷き均しをし(b)、攪拌装置を有したパワーショベル(c)または一般のパワーショベルにより、固化材と不良土とを混合攪拌する。②の方法は、固化材の散布と敷き均しは①の方法と同じであるが、写真-2(a)に示すフードのついた攪拌機を用いる。③の方法は、写真-2(b)に示すように密閉された混合機の中に固化材サイロから固化材が圧送供給されこの機械で不良土と固化材を混合する。

各写真で明らかなように、①の方法は固化材の散布、敷き均し、混合時に固化材が飛散する。②の方法は、固化材の散布、敷き均し時に固化材が飛散するが、混合時にはほとんど固化材の飛散は生じない。③の方法は、固化材による改良ではほとんど固化材は飛散しない。混合の精度は、混合機械の大きさや性能などから③が最も良好で、②、①の順で混合精度は悪くなる。また、混合のための費用は各機械設備の価格によることから、①が最も安価で、②、③の順で高価となり、高価なほど不良土と固化材の混合によ



(a)固化材の散布状況



(b)人力による固化材の混合



(c)回転式の混合機による混合  
写真-1 固化材の混合方法(1)

Atsuko Sato 062-860 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目

TEL 011-841-1709・FAX 011-841-7333

Satoshi Nishimoto

同上

Kazuaki Kubo 005-0836 札幌市南区川沿 17 条 2 丁目 4 番 1 号・TEL011-571-0831・FAX011-571-0836

る飛散が少ない。

不良土改良は、工事箇所環境にともなう飛散の許容条件から混合方法が決定されていることが多く、人家や牧場の近くでは飛散のない③の方法が多く採用され、山奥や原野での改良では、混合費用が安価な①の方法が多く使用されている。

本開発では、安価で使用実績が多い①の方法（以降従来法と称する）について改善する方法（以降新工法と称する）の開発を行った。

### 3. 開発の原理

従来法では、不良土と固化材の混合に際して、固化材の散布と固化材の敷き均し、固化材と不良土との混合時に固化材が飛散する。これらを抑制する方法として、図-1～3に示す方法を考えた。まず、不良土の中に固化材の詰まった管を押し込む。所定の深さまで押し込んだ管を引き上げると固化材は管の下部より不良土中に投入される。管を引き抜いたあとは、固化材が不良土の中に柱状に配置される。固化材は、柱の上部のみ空气中にさらされるため、従来法と比較して散布と敷き均しによる固化材の飛散が抑制される。

検討の対象とした不良土は、含水比が高い土質である。図-2に示すように、水分を含まない固化材の柱が不良土中に投入されると、すぐに固化材の中へ不良土中の水分が移動する。このため、固化材の飛散がさらに抑制される。

このあと、図-3に示すように不良土と固化材を混合する。従来工法では、固化材中には水分がないため、一連の混合作業にともない固化材の飛散が発生する。



(a)自走式スタビライザーによる混合



(b)プラントによる混合

写真-2 固化材の混合方法(2)

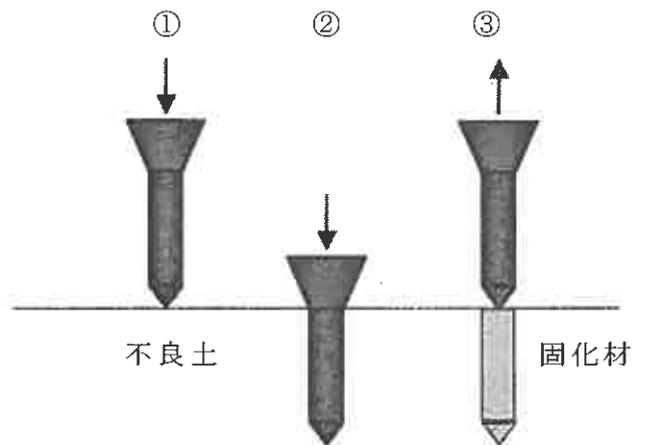


図-1 固化材の散布方法

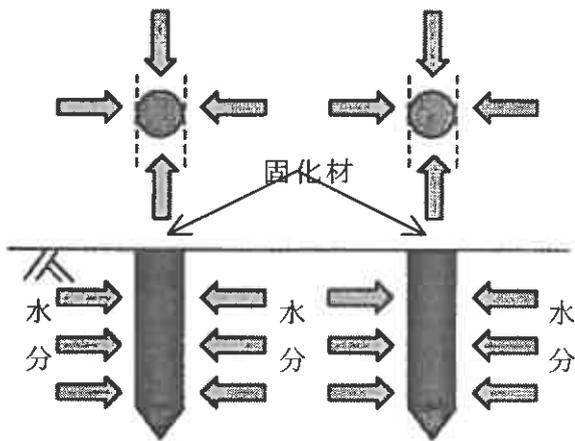


図-2 不良土中の水分吸収

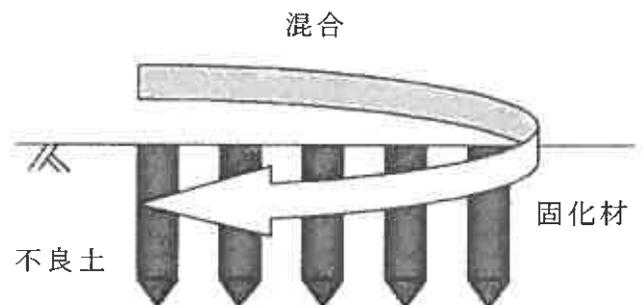


図-3 不良土と固化材の混合

新工法では、固化材にはある程度の水分があるため、混合作業による固化材の飛散が少なく、固化材の混合は不良土中で行われることから固化材の飛散が少ない。

#### 4. 飛散しない固化材散布機

固化材の入った管を不良土中に押し込む作業、管を不良土から引き抜く作業、固化材と不良土を混合する作業など固化材と不良土を混合する一連の作業は、最も汎用性のある建設機であるパワーショベルを使用することとした。図-4に開発した試験機の概略を示す。

タンクローリー車から圧送管により圧送された固化材は固化材投入口より供給される。不良土中に管を押し込むときには管の先端は閉じており、管が所定の深さまで、達した時点で管の先端を開ける。管の先端を開けたままで、地表面にまで管を引き上げる。この時自然落下した固化材は、不良土中に管によって開けられた空間に柱状に投入される。

管の下が閉じているときに固化材投入口から固化材が管の中に投入され、管の下が解放されているときは固化材の投入口が閉じ固化材が管に投入されることはない。管を閉じたまま不良土中に管を押し込み、所定の深さに達した時点で管の先端を解放し固化材を投入しながら管を引き上げ、地表面に達したとき管の先端を閉じる。管を不良土中に押し込む作業、引き抜く作業、管の開閉作業はすべてパワーショベルの操作室でできる。

管の長さや断面積が一定であることから、混合する固化材の量は、管の投入回数により決めることができる。また、不良土はもともと軟らかい地盤であることから、管の挿入や引き抜きには大がかりな装置は不要でパワーショベルなどの一般的な建設機械で十分である。

#### 5. 飛散しない固化材散布機による試験施工

##### 5.1 試験施工の方法

従来法と新工法による試験施工を行い固化材の飛散状態を粉塵量で測定し比較した。両方法の手順を図-5に示す。固化材と不良土との混合は、一般のバケツで実施した。従来法では、固化材を散布したあと人力で固化材を均等に敷き均すので、この作業でも粉塵量を測定した。

試験施工は、11月上旬に江別市で実施した。この時の風向はアメダスのデータによると南南東で風速が4～7m/sであった<sup>1)</sup>。この風速における地表の状態は、「木の葉や細かい小枝が絶えず動く。軽い旗が開く。」「砂ほこりが立ち、紙片が舞い上がる。小枝が動く。」状態<sup>2)</sup>である。

改良した不良土は泥炭（含水比約300%、土粒子の密度2.05g/cm<sup>3</sup>）であり、固化材として高炉B種セメントを用いた。高炉B種セメントの混合量は200kg/m<sup>3</sup>

管押し込み状態 管引き抜き状態

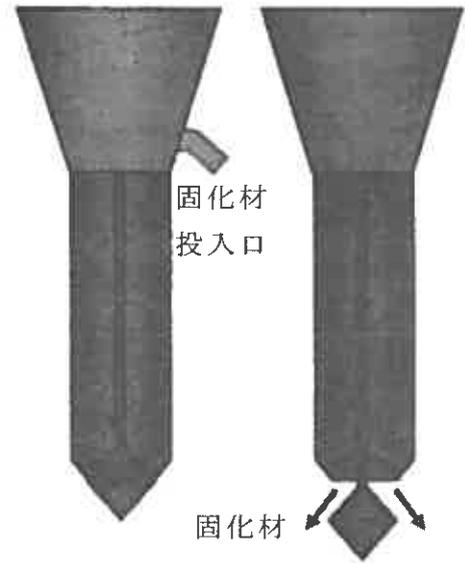
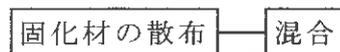


図-4 固化材散布機

##### 新工法



##### 従来法



図-5 試験施工のフロー

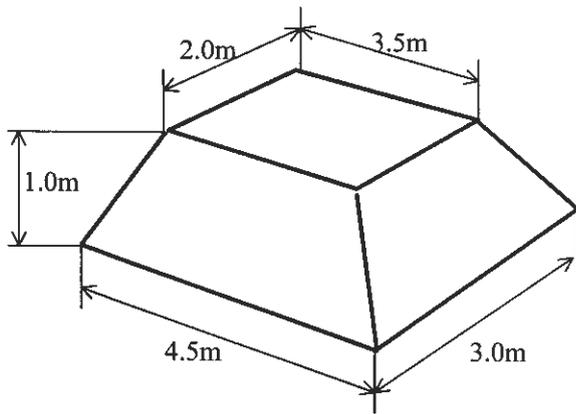


図-6 試験施工の形状



写真-3 新工法による散布状態

である。新工法では地盤中に固化材を投入する方式であるが現場の都合上、試験施工では図-6に示すように、高さ1m、 $10\text{m}^3$ の泥炭の盛土を造成して、新工法と従来法により固化材を散布した。なお、管の固化材充填量は、盛土材としての必要な強度である7日養生後の一軸圧縮強さが $150\text{kN/m}^2$ となる固化材混合量を事前に求めたところ、 $1\text{m}^3$ あたり100kgであった。

新工法の施工状況として管を引き抜いたときの状態を写真-3に示す。

$10\text{m}^3$ の盛土なので、新工法では管を20回盛土内に挿入した。また、同じ量の固化材を従来法により散布した。

粉塵量の測定は、光散乱式デジタル粉塵機を用い、計測時間は1分間とした。光散乱式デジタル粉塵機は、散乱光の強弱が粉塵濃度に比例することを利用した粉塵相対濃度計である。粉塵量の測定範囲は、 $0 \sim 99.99\text{mg/m}^3$ である。粉塵量の単位はCPM ( $1\text{CPM}=0.01\text{mg/m}^3$ )である。

図-7に示すように固化材散布時の粉塵量の測定は、混合地盤より1mの高さで散布機械から3m離れた箇所で行った。不良土と固化材の混合は、パワーショベルにより15分間とした。盛土の底部から1mの位置で作業の支障にならない範囲で混合箇所付近に近づいて粉塵量を測定した。

## 5.2 固化材の粉塵量

作業中の粉塵量を表-1に示す。飛散の抑制目標をテフロン加工セメントの飛散量である粉塵量31CPMとした<sup>3)</sup>。従来法では、固化材散布時で190.3CPM、敷き均し時で182CPMであり、新工法では48CPMであった。新工法で固化材を散布することにより固化材の飛散量を1/5程度まで抑えることができた。

延床面積 $3000\text{m}^2$ 以上の事務所などを対象とした空気中の浮遊粉塵の量は $0.15\text{mg/m}^3$  (15CPM)以下<sup>4)</sup>、ずい道などの建設工事における粉塵濃度の目標レベルは $3\text{mg/m}^3$  (300CPM)以下<sup>5)</sup>という基準がある。従来法では、固化材の散布、敷き均しで、ずい道建設の目標値までの粉塵量はないもののかかなりの粉塵があることが伺える。一方、新工法では事務所内の空気

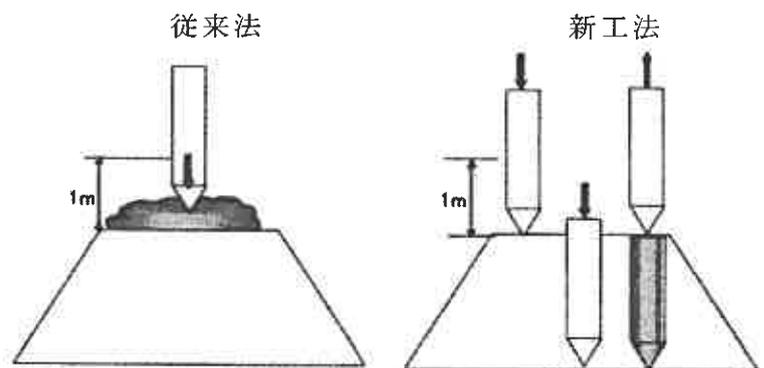


図-7 粉塵量の測定

表-1 散布方法と粉塵量

作業	粉塵量 (CPM)	
	固化材の散布	敷き均し
新工法	48	-
従来法	190.3	182

中の浮遊粉塵量までは抑えることができなかったが、テフロン加工セメントの粉塵量に近い状態まで粉塵量を抑えることができ、新工法の粉塵抑制効果は大きい。

次に、固化材の混合時間と粉塵量の関係を求め図-8に示す。従来法では、固化材混合直後から粉塵量が大きくなり混合し始めてから3分後には430CPMに達している。その後粉塵量は小さくなり、6分後にはテフロン加工セメントの粉塵量である31CPM以下になった。ある程度混合されると不良土の水分が固化材に吸収され直接固化材が空気にさらされなくなり粉塵量が大幅に抑制される。混合されるまでの5分近くがずい道建設の目標値を超えた粉塵量である。

これに対し、新工法の粉塵量は少なく、混合から2分後100CPMになったものの4.5分後には31CPM以下になった。新工法では不良土中に固化材を挿入したときに不良土中の水分が固化材に吸収され、粉塵量が少なかったものと思われる。

また、新工法では混合作業により固化材の飛散がほとんど見られなかったが、従来法では混合作業により、固化材は図-9に示すように風下側に飛散し混合箇所から10m程度までは厚さ5mm程度に広がった。さらに風下に10m程度まで、固化材が飛散した状況が見られた。

### 5.3 混合精度

不良土と固化材との混合精度を確認する目的で改良した材料による盛土の強度を測定した。図-10は砂質土を高炉B種セメントで改良し2週間経過した盛土の衝撃加速度<sup>6)</sup>のヒストグラムを示したものである。新工法は従来法と同じようなばらつきを示し同程度での混合ができた。

### 6. まとめ

今回、飛散しない固化材散布方法を実施するための機械を開発し、その機械により試験施工を実施できた。その結果をまとめると次のことがいえる。

①新工法では、従来法に比較して固化材の散布、敷き均し、混合時などの固化材散布に関する粉塵発生量を大幅に抑制できる。

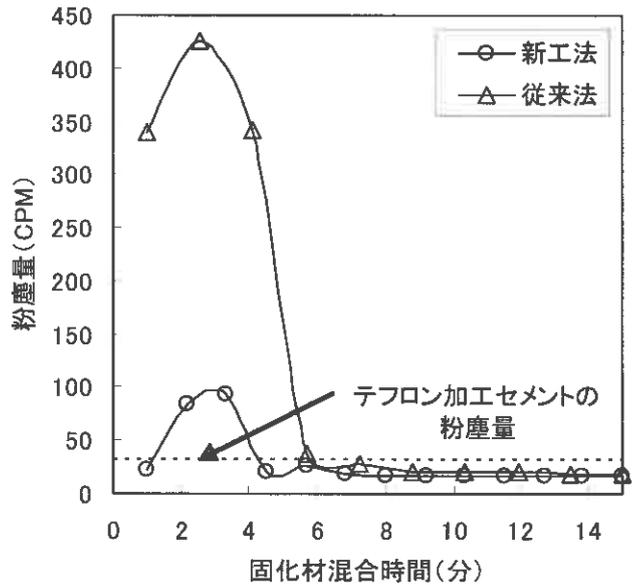


図-8 固化材混合時間と粉塵量

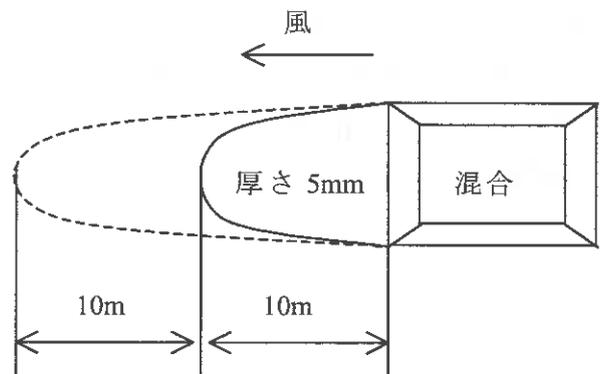


図-9 固化材の飛散状況

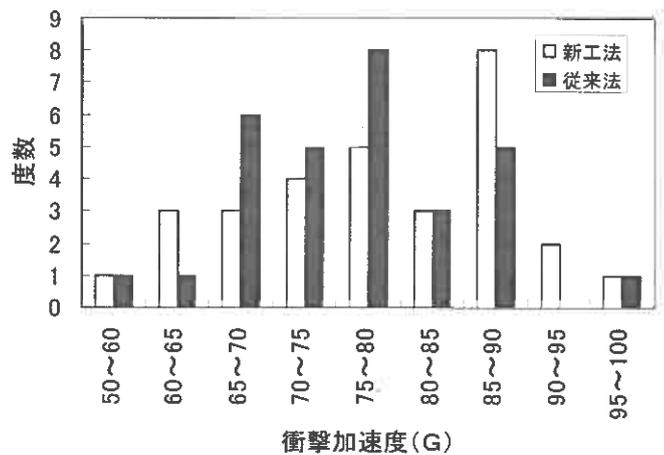


図-10 盛土の強度

- ②新工法の実施は、汎用性があるパワーショベルのアタッチメントを変えるだけであり簡単、安価にできる。
- ③新工法は従来法と同じような混合精度で混合できる。

## 7. あとがき

今回の現場実験では、泥炭の改良を行い固化材の粉塵を抑制できることがわかった。今後、粘性土やシルトなど他の土質の不良土について混合状況を確認するとともに、生石灰など他の固化材についても粉塵の抑制効果を確認したい。また、混合時間を短縮できれば、コストの縮減が可能であることから、これについても調査したいと考える。

**謝辞：**本現場施工に当たり、札幌開発建設部千歳道路事務所、稚内開発建設部稚内開発事務所の皆様には、現場および泥炭の提供をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 気象庁ホームページ：<http://www.data.kishou.go.jp/etrm/index.html>
- 2) 気象庁：気象観測のてびき、1998.9
- 3) 松田正大・西本聡・佐藤厚子・五十嵐由一：加水した石炭灰の有効利用に関する研究、地盤工学会北海道支部技術報告集第44号、2004.2
- 4) 厚生労働省：建築物における衛生的環境に関する法律、2003.4
- 5) 厚生労働省：ずい道等建設工事における粉塵対策に関するガイドライン、2000.12
- 6) 北海道開発局：道路河川工事仕様書

# ロータリー式攪拌工法の開発と施工事例

小野田ケミコ㈱ 技術設計部	松岡 大介
小野田ケミコ㈱ 技術設計部	竹田 敏彦
小野田ケミコ㈱ 技術開発部	西尾 経
小野田ケミコ㈱ 特殊コンクリート部	堀口 哲夫
小野田ケミコ㈱ 札幌支店	末島 鍊寿郎

## 1. はじめに

最近の建設事業における地盤改良工事では、コスト縮減とゼロエミッション効果を併せ持つ環境配慮型の工法が必要とされている。このような背景から低廉な施工費で浅層から深度8m程度までの中層域を品質良く改良できるロータリー式攪拌工法が開発・実用化された。ロータリー式攪拌工法には、現地の玉石や砂礫等とプラントから圧送されるセメントミルクを汎用的なバックホウに装着した砂礫用ロータリー式攪拌翼(ツインヘッド)を用いて攪拌混合し、所定の強度を有する混合体を形成するISM(In Situ Mixing:現位置攪拌混合固化)工法と中層域(4~8m)の軟弱地盤を対象に開発した先端に大口径ロータリー攪拌翼(ツインブレード)を有する専用攪拌装置をバックホウのアタッチメントに取付けたツイン・ブレードミキシング工法の2種類がある。

本報文は、砂防ダム等のコンクリート構造物基礎を現位置の砂礫を骨材として利用し、環境負荷の低減、建設副産物の軽減と建設コストの縮減を実現したISM工法と中層改良域を対象として開発された地盤改良工法であるツイン・ブレードミキシング工法の概要と施工事例について報告するものである。

## 2. ロータリー式攪拌工法の概要

ロータリー式攪拌工法は、機動性の高いバックホウをベースマシンとし、先端に大口径攪拌翼を有する専用攪拌装置をアタッチメントに取付けた工法で、攪拌装置先端からセメントスラリーを吐出しながら攪拌翼を回転するとともに、攪拌装置を地中に貫入、引抜くことで改良体を造成する工法である。ロータリー式攪拌工法には、改良深度、改良目的、改良対象土、工法仕様によって図-1に示すように大きく2工法に分類される。

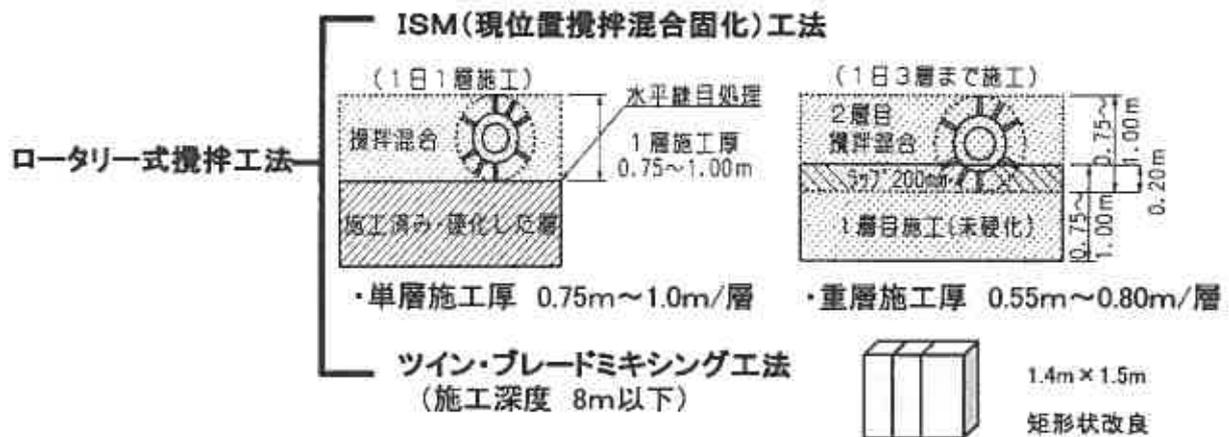


図-1 ロータリー式攪拌工法の区分

Daisuke MATSUOKA、Toshihiko TAKEDA、Wataru NISHIO、Tetsuo HORIGUCHI:

東京都荒川区東日暮里 3-11-17 TEL: 03-5615-7036 FAX: 03-5615-7025

Renjurou SUEJIMA: 札幌市中央区北3西 1-1 TEL: 011-219-6560 FAX: 011-219-7887

### 3. ISM工法の概要

#### 3.1 ISM工法の特徴

ISM(現位置攪拌混合固化)工法は、施工箇所にある砂礫を建設残土として処分せず、現位置においてセメントミルクと0.7m<sup>3</sup>級のバックホウに装着されたロータリー式攪拌翼(ツインヘッド)を用いて、所定の強度を有するコンクリート基礎や構造体を築造する工法で、地表面下での危険な掘削作業、型枠組立、コンクリート打設等の作業の省力化と建設副産物の軽減、建設コスト縮減を目的として開発したものである。本工法は、最大粗骨材寸法 300mm以下の種々の骨材で十分な施工性が確保でき、5~18N/mm<sup>2</sup>以上の圧縮強度発現が可能である。用途としては、砂防ダム基礎のみならず、床固め及び帯工基礎、隠れ護岸、導流堤や擁壁の内部等にも適用可能な工法である。図-2 にISM工法の概要図を示す。また図-3 には、ISM工法の攪拌混合機の施工仕様を示す。

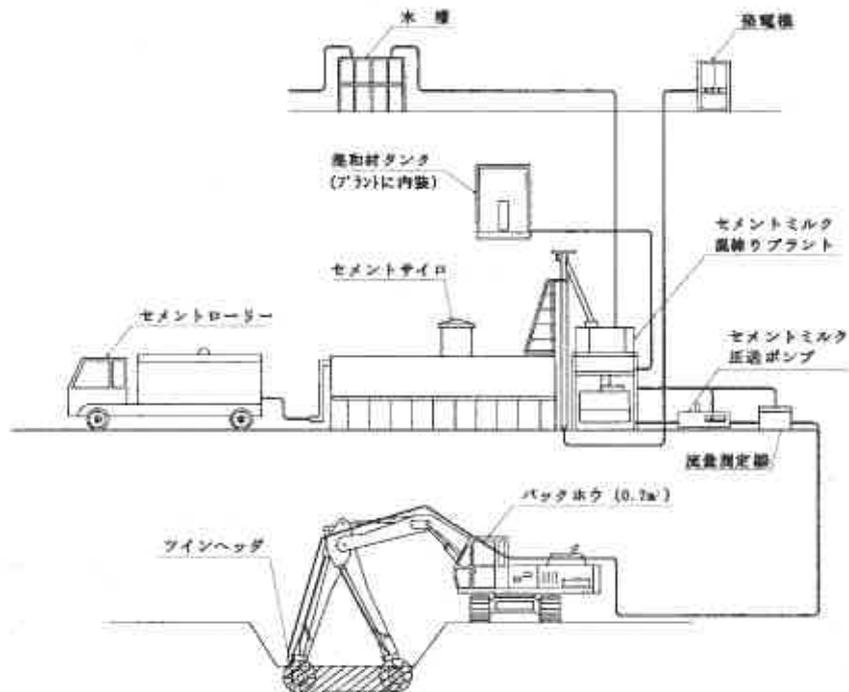


図-2 ISM工法の施工概要図

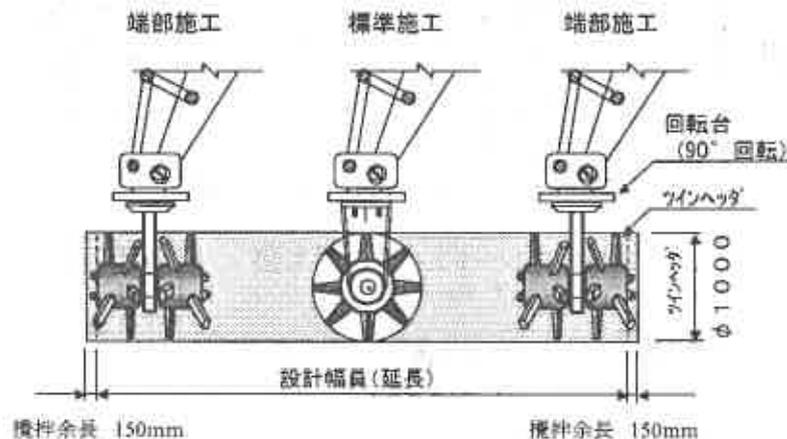
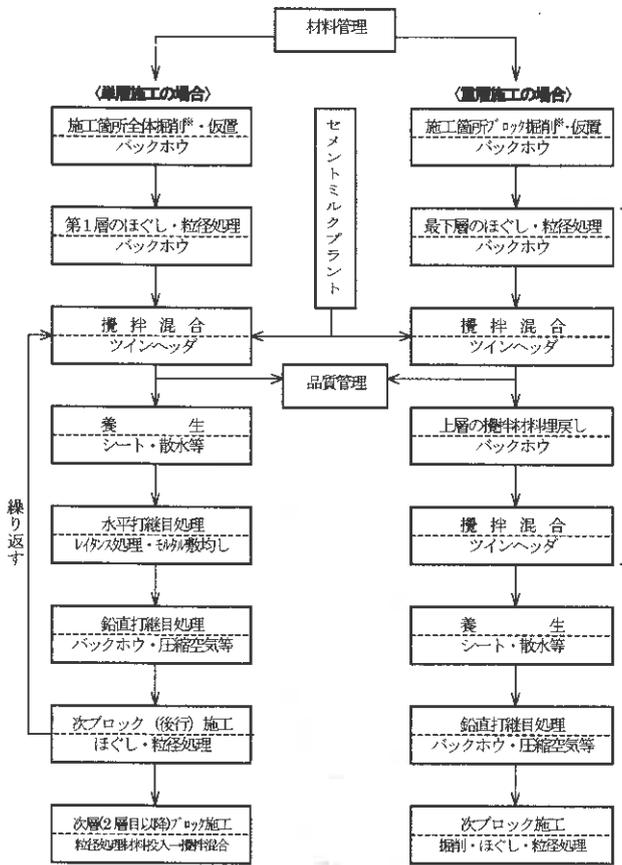


図-3 ISM工法の混合攪拌機施工仕様

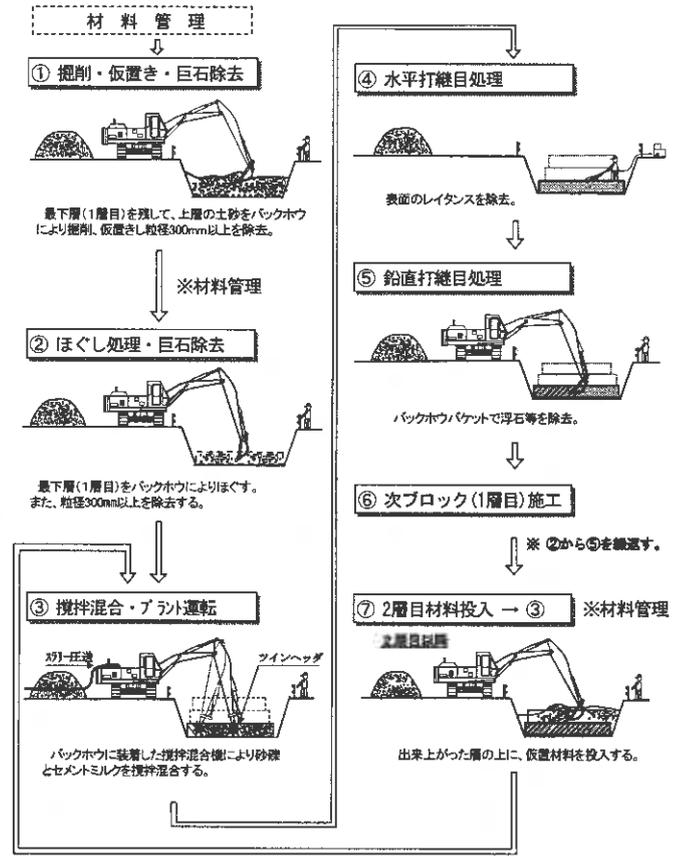
### 3.2 ISM 工法の施工方法

ISM 工法の 1 サイクルの施工は、図-4 に示す手順で行われ、単層施工の場合の施工概要を図-5 に示す。



※施工箇所掘削：最下層部（1層目）を残して掘削を行う。

図-4 ISM 工法の 1 サイクルの施工フロー



※ 2層目からは③～⑦の工程を繰り返す。

図-5 ISM 工法単層施工の場合の施工概要

### 4. ツイン・ブレードミキシング工法の概要

#### 4.1 ツイン・ブレードミキシング工法の特徴と適用

ツイン・ブレードミキシング工法は、機動性の高いバックホウをベースマシンとし、先端に左右両側に設けた鉛直方向に回転する攪拌翼径  $\phi=1.5\text{m}$ 、攪拌幅  $B=1.4\text{m}$  の大口径攪拌翼を有する専用攪拌装置をアタッチメントに取付けた工法で、攪拌装置先端からスラリーを吐出しながら攪拌翼を回転するとともに、攪拌装置を地中に貫入、引抜くことで深度  $4\text{m}\sim 8\text{m}$  程度までを効率よく、攪拌混合する原位置固化処理工法であり、 $1.4\text{m}\times 1.5\text{m}$  の矩形の改良体を形成することができる。

図-6 にツイン・ブレードミキシング工法の概要図を示す。また、表-1 に、ツイン・ブレードミキシング工法の適用改良深度と使用ベースマシンであるバックホウの機種を表-2 に示す。

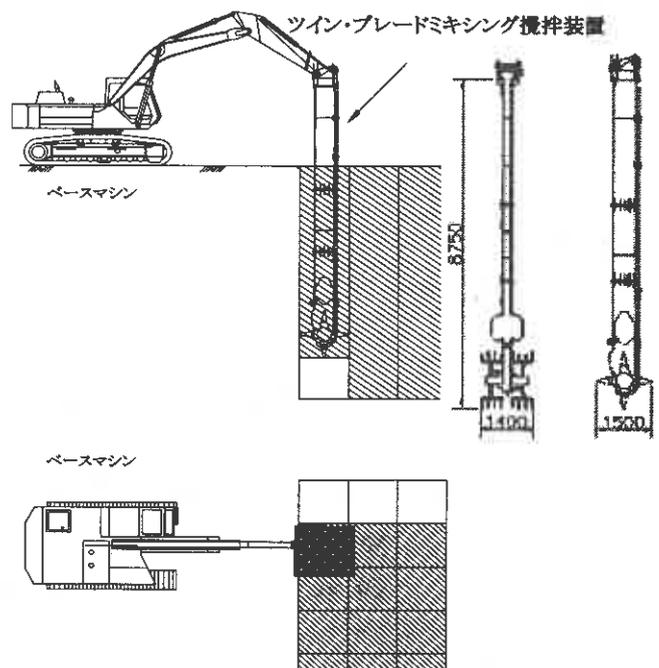


図-6 ツイン・ブレードミキシング工法概要図

表-1 ツイン・ブレードミキシング工法の適用土質

土質	砂質土	$N \leq 10$
	粘性土	$N \leq 4$ ( $C \leq 50 \text{ kN/m}^2$ )
	腐植土	$w \leq 1000\%$

表-2 ツイン・ブレードミキシング工法の施工

施工機クラス	30～35t級	45t級
適用深度	$L \leq 6.0 \text{ m}$	$L \leq 8.0 \text{ m}$
攪拌翼形状	矩形状□=1.4m×1.5m ( $A = 2.10 \text{ m}^2$ )	

## 4.2 ツイン・ブレードミキシング工法の施工方法

ツイン・ブレードミキシング工法の標準的な施工手順は次のとおりで、施工手順図を図-7に示す。

- ① 所定の位置にツイン・ブレードミキシングの施工機を移動させ、ツイン・ブレードミキシング攪拌装置をセットする。
- ② ツイン・ブレードミキシング攪拌装置の垂直性を確認した後、先端の大口径攪拌翼を回転させ、下部吐出口から固化材スラリーとエアを同時に吐出を行いながら攪拌・貫入する。
- ③ 所定深度まで貫入したらエア噴出を停止し、固化材スラリーを上部吐出口に切り替える。
- ④ 攪拌混合を行いながらツイン・ブレードミキシング攪拌装置を引き抜く。
- ⑤ 地表までツイン・ブレードミキシング攪拌装置を引き抜く。
- ⑥ ツイン・ブレードミキシング攪拌装置を移動する。
- ⑦ 次工程は①～⑥を繰り返し行う。

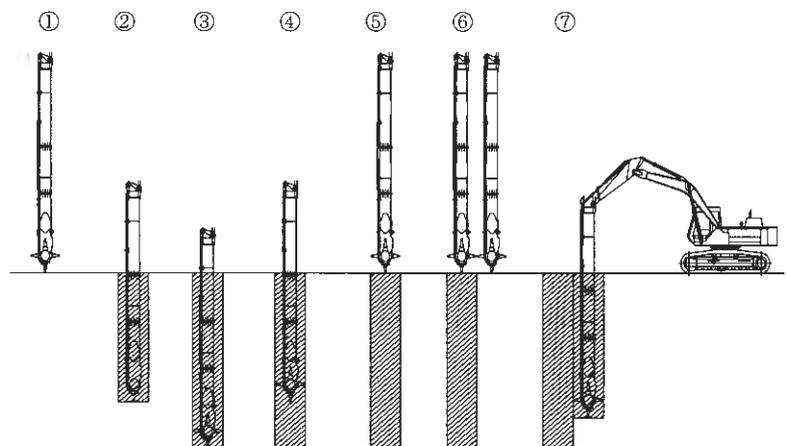


図-7 ツイン・ブレードミキシング工法の施工手順

## 5. 施工事例

### 5.1 ISM工法の施工事例

#### 5.1.1 工事概要

ISM 工法における実施工を鹿児島県の桜島において、国土交通省大隅工事事務所発注の鍋山谷谷止工事による砂防ダム本体工事において実施した。

桜島はわが国有数の活火山であり、現在も年間 100 回程度噴火している。このため、土石流発生回数は年間に過去平均 50 回以上と多く、また土石流による堆積物の除去作業が年間 10～40 万  $\text{m}^3$  となっており、砂防事業における大きな負担となっている。この土石流発生土砂や工事発生土砂を構造物の材料として利用する目的で、ISM 工法が採用された。また本工事における砂防ダムの目的は、土石流の抑制の他に、下流の海にある養殖場にボラなどの軽石が流れて、魚が餌と間違えて死んでしまうのを防ぐ目的も含まれている。

ISM工法では従来、主にダム基礎や側壁の隠れ護岸として採用されていたが、本工事では、ISMコンクリートの耐久性を試験的に検証することを目的として、本土工・水叩き・側壁・基礎・天端コンクリートと砂防ダム本体一式をISM工法で施工した初めての事例である。また、転石張りや、被覆コンクリートなどをせず、ISMコンクリートが露出しているのも特徴である。また、本砂防ダムは2工期にわたり施工しており、工事総数量は、2工事で約10,000m<sup>3</sup>となっている。これらの工事概要を表-3に示す。

表-3 工事概要

工事名	鍋山谷山腹谷止工工事	鍋山谷谷止工工事
工期	平成14年2月4日～平成14年3月15日	平成14年6月5日～平成14年10月30日
施工箇所	本体下部置換工／本体1～4段	側壁左右5段／水叩き2段／本体5～16段
工事総数量	2,800m <sup>3</sup>	7,200m <sup>3</sup>
設計強度	3N/mm <sup>2</sup> ／18N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup>

### 5.1.2 使用材料及び配合

本工事の使用材料を表-4、室内配合試験より決定した配合を表-5に示す。なお、置換工部(ダムの最下部)に使用する配合は、床掘後にボラ層が見つかり、載荷試験を行ったところ所定の強度が得られなかったため、急遽、地盤改良を目的とした施工をすることとなり、「現位置攪拌混合固化工法(ISM工法)設計・施工マニュアル」(財)先端技術センターに記載されている配合を参考に決定した。攪拌に使用する骨材(黒神礫質土)は、現場より約1km離れた黒神川(水無川)に堆積している土砂をスケルトンバケットにより300mm以下に粒径処理したものを運搬し使用した。

表-4 使用材料

材料名	仕様
セメント	高炉セメントB種
骨材	黒神礫質土
水	生コン車より給水
高性能減水剤	ポールファイン 510AN

表-5 配合

施工箇所	本体部	置換工部
C(kg/m <sup>3</sup> )	350	150
W/C(%)	60	158.3
混和剤添加量	C×1.5%	C×1.5%
設計強度	18N/mm <sup>2</sup>	3N/mm <sup>2</sup>

### 5.1.3 ISM工法の施工図

ISM工法の施工正面図を図-8、横断図を図-9、平面図を図-10に示す。ダム本体としては高さが1段が1mで全16段、幅が最上部で56m、最下部の幅が17mとなっており、その下に1.4mの置換工の層がある。また、側壁が5段(1段が1m)で長さ30m、水叩きが2段で幅25mとなっている。

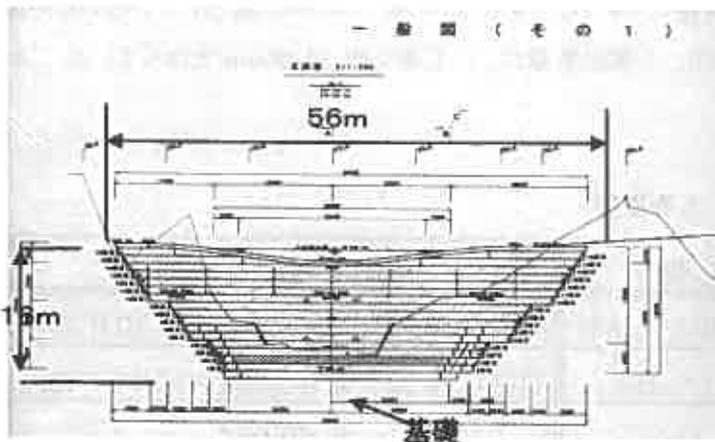
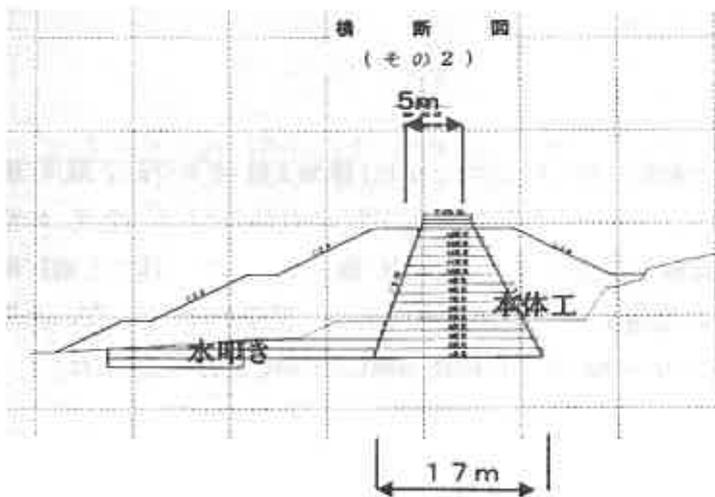


図-8 正面図



B-B 断面

図-9 横断面

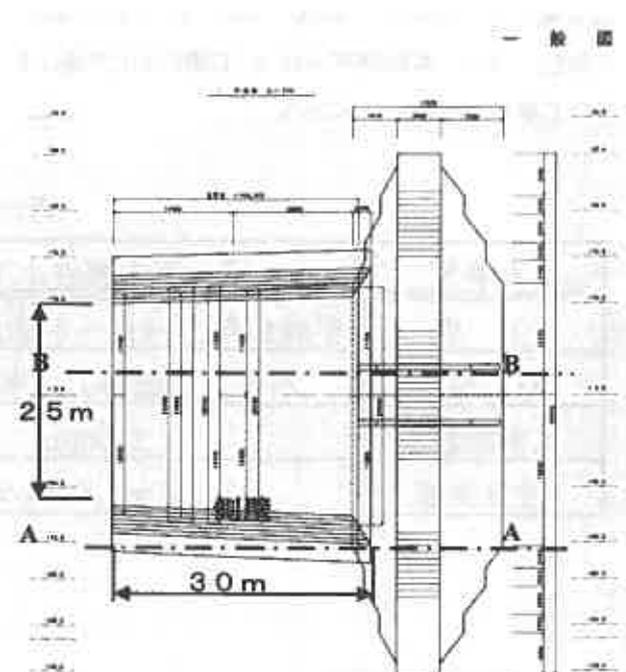


図-10 平面図



A-A 断面

#### 5.1.4 改良品質及び完成状況

ISM工法の施工品質管理結果を表-6に示す。置換工部、本体部ともにISM工法改良体の材齢28日圧縮強度が設計強度を大きく上回る結果となっている。また、この品質管理結果より、材齢7日では、冬期、夏期施工分ともほぼ同じ約 $19\text{N/mm}^2$ ではあるが、材齢28日では、冬期施工分が $35.43\text{N/mm}^2$ 、夏期施工分が $31.22\text{N/mm}^2$ となっており、夏期施工時の高温時には、材齢28日強度の伸びが少ない。ただし、夏期施工分において、材齢3日(11試料)の圧縮強度試験を実施した結果、平均で $13.7\text{N/mm}^2$ が得られており、初期強度発現が大きいことが分かる。変動係数においては冬期施工分、夏期施工分とも約10%であり、比較的低い変動係数に抑えることができています。

ISM工法により築造された砂防ダム本体の完成状況写真を写真-1、2、3に示す。砂防ダム前面の上部が黒くなっている部分は、鉛直継手処理を行わずに土砂型枠を撤去するだけの施工方法にしているためであり、将来的には土砂に植生が期待できる仕上げになっている。平成15年5月現在、ダム後方にボラが大量に堆積しているが、下流への流出は認められず、砂防ダムとして有効に機能していることを確認している。

表-6 品質管理結果

工事別	鍋山谷山腹谷止工工事		鍋山谷谷止工工事	
施工箇所	置換工部	本体部	本体部	
施工季節	冬期		夏期	
C(kg/m <sup>3</sup> )	150	350	350	
W/C(%)	158.3	60	60	
設計強度	3N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup>	18N/mm <sup>2</sup>	気乾養生
試料数	6	22	87	5
$\sigma$ 3d(N/mm <sup>2</sup> )	—	—	13.7(11 試料)	—
$\sigma$ 7d(N/mm <sup>2</sup> )	2.04	19.15	19.13	17.80
$\sigma$ 28d(N/mm <sup>2</sup> )	6.40	35.43	31.22	28.30
$\sigma$ 28 標準偏差	0.88	3.72	3.17	—
$\sigma$ 28 変動係数(%)	13.77	10.50	10.15	—

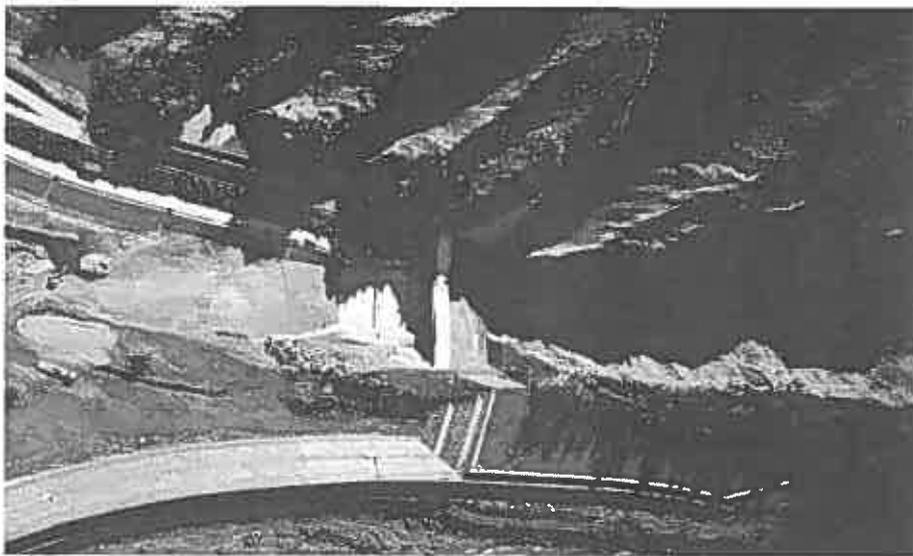


写真-1 ISM 工法による砂防ダム完成状況 (航空写真)



写真-2 完成後側面写真



写真-3 完成後正面写真

## 5.2 ツイン・ブレードミキシング工法の施工事例

### 5.2.1 工事概況

ツイン・ブレードミキシング工法における実施工を茨城県つくば市において実施した。工事概要を表-7に、施工状況を写真-4に示す。

工事目的は、図-11、図-12の改良断面および平面図に示すように、道路盛土に伴うすべり防止として、道路法尻幅約16mの両端部に約6.3m幅の改良を行うもので、改良深度は5.5m～7.5mで中層域を全面改良するものである。

施工環境は周囲が水田地帯のなかにあり、対象土質はGL-2m程度までは含水比 $w=200\%$ 程度の有機質土、GL-3.5mまでシルト質粘土、また改良下端となる位置はN値10程度の緩い細砂を着底層とする土質構成である。

表-7 工事概要

施工機械	45 t級バックホウ
施工場所	茨城県つくば市
工期	平成17年2月～平成17年3月
土質条件	有機質土～粘性土～砂質土
工事数量	改良深さ：5.5～7.5m 改良土量：7,256m <sup>3</sup> 固化材混入量：120kg/m <sup>3</sup> (W/C=1.0)
改良目標強度	$q_{uck}=100\text{kN/m}^2$



写真-4 施工状況

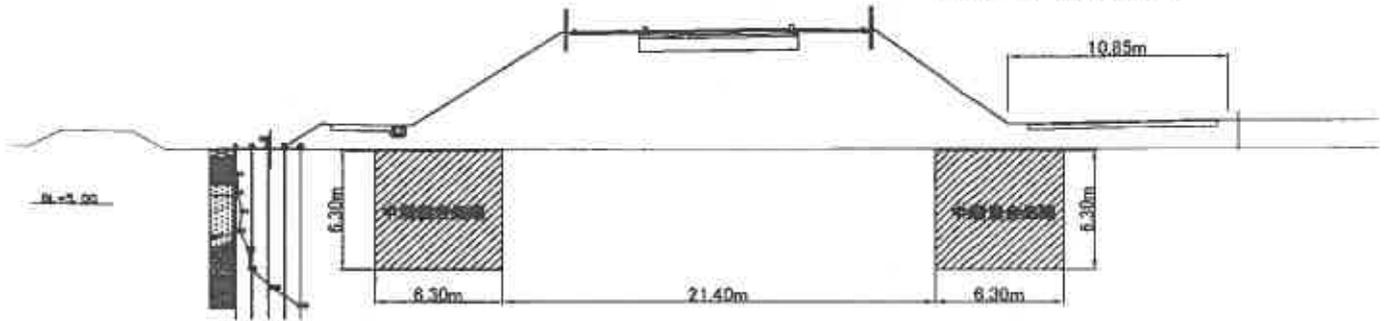


図-11 改良断面図

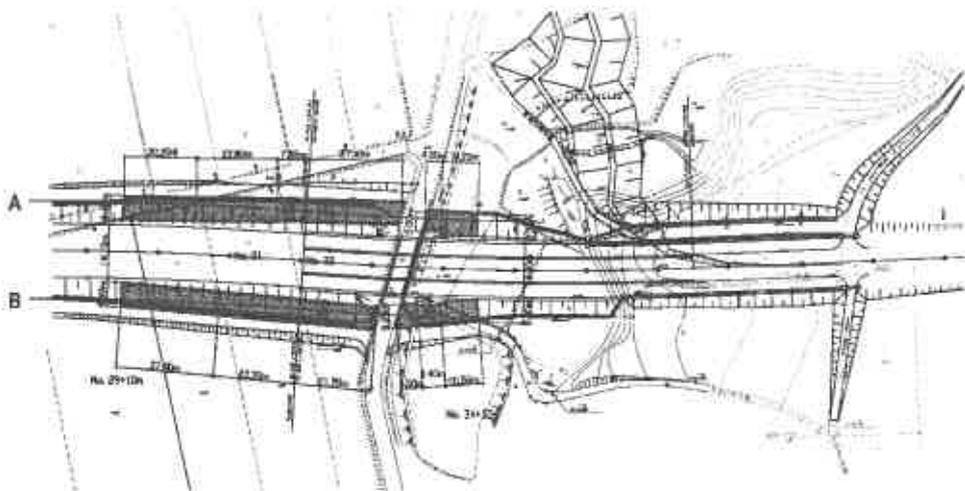


図-12 施工平面図

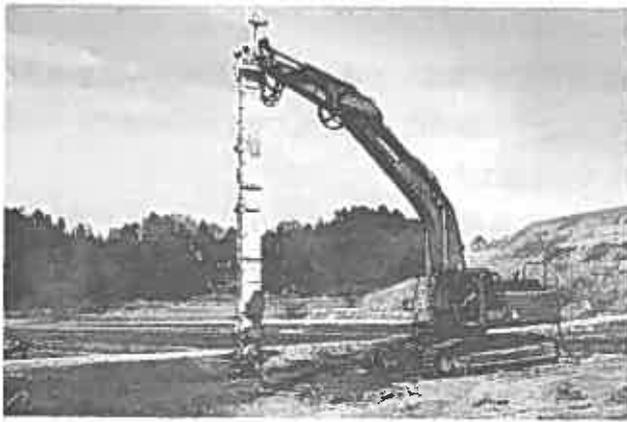


写真-5 ツイン・ブレードミキシング施工機



写真-6 改良天端部整形状況

### 5.2.2 施工性

ツイン・ブレードミキシング工法は、バックホウをベースマシンとし、攪拌装置本体の先端部に左右両側に設けた鉛直方向に高トルクで回転する攪拌翼を装備し、中層領域の改良深度 8m までを効率的かつ、機動性の高い地盤改良施工機である。

本工事においては、有機質土および粘性土層部では貫入速度および引抜速度とも  $v=1.0\text{m/分}$  で管理した。また、改良後に調査した改良下端部直近部の N 値は 20 程度が確認され、着底施工も可能であることが確認された。

施工時における盛上り土量は、固化材スラリー量のほぼ 100% 近くあり、80cm 程度の改良土の盛上がり高となった。ツイン・ブレードミキシング工法では、地盤中に混入したスラリー量に対して、ほぼ同量の盛上り土量が発生したことになり、施工時での周辺地盤への変位の影響が少ないことが考えられ、低変位な改良が可能である。なお、盛上り土は改良時にツイン・ブレードミキシング攪拌装置の貫入とともに押し上げられ、その性状は固化材スラリーが混合されている。

本工事において、新たに開発した水圧式による無接点の深度・鉛直性を表示、記録する管理装置を用いたが、施工精度は深度表示で  $\pm 1\%$  以内、鉛直性表示で  $\pm 0.5^\circ$  以内で管理可能であり、施工管理精度の向上が確認された。

### 5.2.3 改良品質

施工後に実施した改良強度の結果を表-8 に示す。改良後に 7 地点から試料採取を行い、改良強度の確認を行った結果、表-8 に示すように、平均改良強度  $q_{uf}=660\text{kN/m}^2$  が得られた。

また、本施工時の攪拌翼の回転数は 1 分間当たり 30 回であり、このときの改良 1m 当たりを通過する攪拌翼回転数を算定すると、約 240 回/m となっており、品質管理上の管理指数として活用できる。

改良後における改良天端部を写真-6 に示すようにバックホウにより整形した。改良天端部は均質な改良状態を呈しており、矩形状の改良体が完全にラップされている状況が確認された。

表-8 改良強度と 1m 当たり攪拌翼回転数

採取位置 NO.	貫入 速度 Vd (m/分)	引抜 速度 Vu (m/分)	攪拌翼 回転数 (r.p.m)	1m 当り 攪拌翼 回転数 (回/m)	改良後 一軸圧縮式 験 $q_{uf}$ ( $\text{kN/m}^2$ )
1	1.0	1.0	30	240	759
2	1.0	1.0	30	240	488
3	1.0	1.0	30	240	773
4	1.0	1.0	30	240	582
5	1.0	1.0	30	240	793
6	1.0	1.0	30	240	633
7	1.0	1.0	30	240	598
平均					661

## 6. まとめ

本報文では、ロータリー式による攪拌方式として、用途目的が異なる2種類の工法の開発・実用化の概要および施工事例を紹介した。2種類の工法では、用途が異なるものの、共通する部分は、機動性の高いバックホウをベースマシンとし、攪拌装置の先端部にロータリー式の攪拌翼を装備している点である。

ISM工法では、砂防ダム等の基礎構造体を構築する場合に、環境負荷を考慮し、従来のコンクリート打設による方法によらず、現地から発生する建設副産物である土砂を有効的に活用し、土砂とセメントスラリーの混合体を効率よく、構築するもので、高品質な混合体の形成が求められる。

一方、ツイン・ブレードミキシング工法は、地盤改良工法の中でも機械装置全体の構成が軽量小型ではあるが、改良深度8mまでの中層領域を高い施工能力と低廉な施工費で効率的に攪拌混合し、かつ矩形状の改良形態が可能のため、従来に比べ無駄の少ない施工が可能となった。

いずれの工法においても、ロータリー式攪拌装置の機械性能、機械構成によりその用途、適用が異なるが、施工目的に応じ、最大限の効率を図れることが今後ますます求められるものと考えられる。

### 【参考文献】

- 1) (財)先端建設技術センターISM工法研究会:現位置攪拌混合固化工法(ISM工法)設計・施工マニュアル、平成13年5月

## パワーブレンダー工法（トレンチャー式浅層・中層混合処理工法）

日特建設(株) 札幌支店 ○有光 重典\*  
 日特建設(株) 札幌支店 相坂 秀巳\*\*  
 日特建設(株) 札幌支店 豊嶋 清一\*\*\*

### 1. はじめに

我が国は、軟弱な沖積層が至る所に堆積しているが、特に北海道においては泥炭性軟弱地盤が各方面に広く分布しており様々な建設計画に当って大きな障害となっている。国土の狭い我が国ではこの軟弱地盤を克服し、限られた国土を利用しながら、豊かな国づくりが求められている。本工法は改良型バックホウをベースマシンとするトレンチャー式の地盤改良機であり、近年公共事業の見直し、コスト縮減、環境に対する影響低減が叫ばれる中、「より良く、より早く、より安く、より信頼される」地盤改良工法として多方面において採用されている。その技術は1978年に実用化されて以来、多くの実績より集積された豊富なデータをもとに、機械装置、管理システム、品質管理手法、配合設定などの改善・改良を重ねてきており、工法の概要やその「創意工夫」および、施工事例について述べる。

### 2. 工法の位置づけ

本工法は、改良材を地表面に散布もしくは、地中に噴射して鉛直方向に回転する攪拌翼（トレンチャー）により対象土と改良材を均一に攪拌混合し、改良材の固結反応により地盤の強度を改善する機械式攪拌工法である。<sup>1)</sup>従って改良の原理より固結工法である。

従来固結工法は、概ね 2m以浅の表層混合処理工法（バックホウ攪拌、スタビライザー攪拌）と 3m以深の深層混合処理工法（機械式攪拌、高圧噴射）に分類されていた。本工法はその対象とする深度が概ね 3m～10mの範囲であることより浅層・中層混合処理工法と位置づけられている。

また、改良材と原地盤はトレンチャーにより機械的に攪拌される。機械攪拌方式の工法としては、対象土を一度掘削運搬してプラントで改良材と攪拌混合し、再度改良土を撒き出し転圧するプレミックス工法があるが、本工法は原位置で改良するため、掘削運搬・撒き出し転圧の手間が省け、掘削時における周辺地盤の不安定化が生じない。

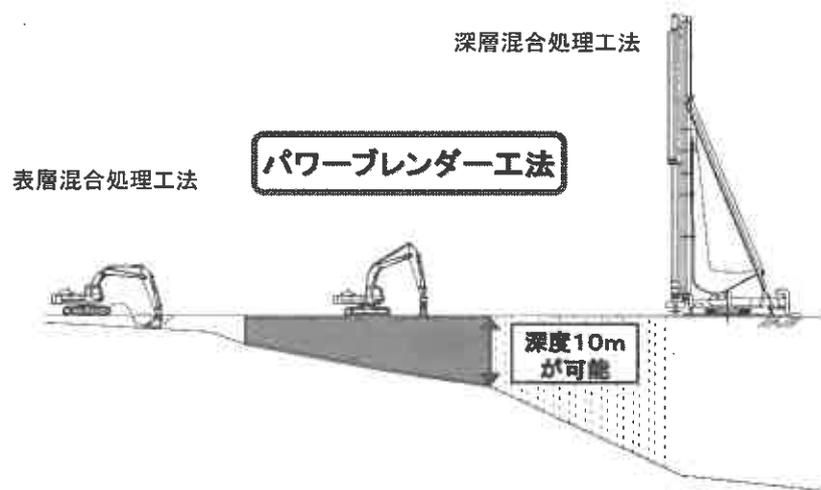
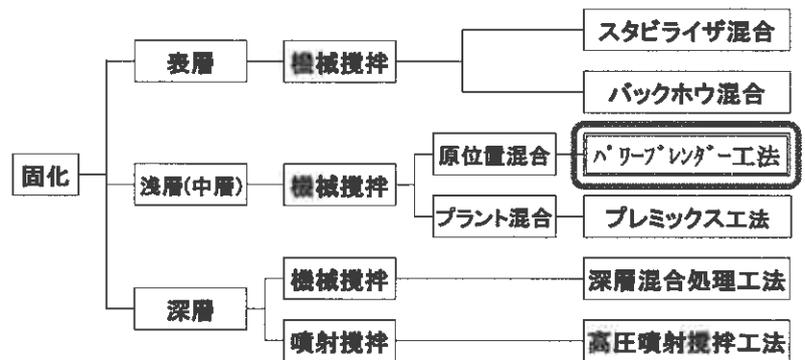


図 2-1 パワーブレンダー工法の位置づけ

\*Shigenori Arimitsu : 札幌市中央区南 13 条西 11 丁目 2 番 32 号 TEL : 011-561-2972 FAX : 011-561-3991  
 \*\*Hidemi Aisaka : 同 上 TEL : 011-561-5130 FAX : 011-561-3991  
 \*\*\*Seiichi Toyoshima : 同 上 TEL : 011-561-5390 FAX : 011-561-3991

### 3. 工法の標準施工システム

パワーブレンダー工法の施工システムは、改良材を一時ストックするセメントサイロ、改良材スラリーを製造、圧送するスラリープラントと、圧送された改良材スラリーを原位置土と強制的に機械攪拌混合するトレンチャーで構成される。

さらに、改良材スラリーの拡散を図るコンプレッサー、混合管理を行う施工管理装置と改良後の地盤の不陸整正や足場用敷鉄板の移動を行う移動式クレーン仕様のバックホウが組み合わされる。

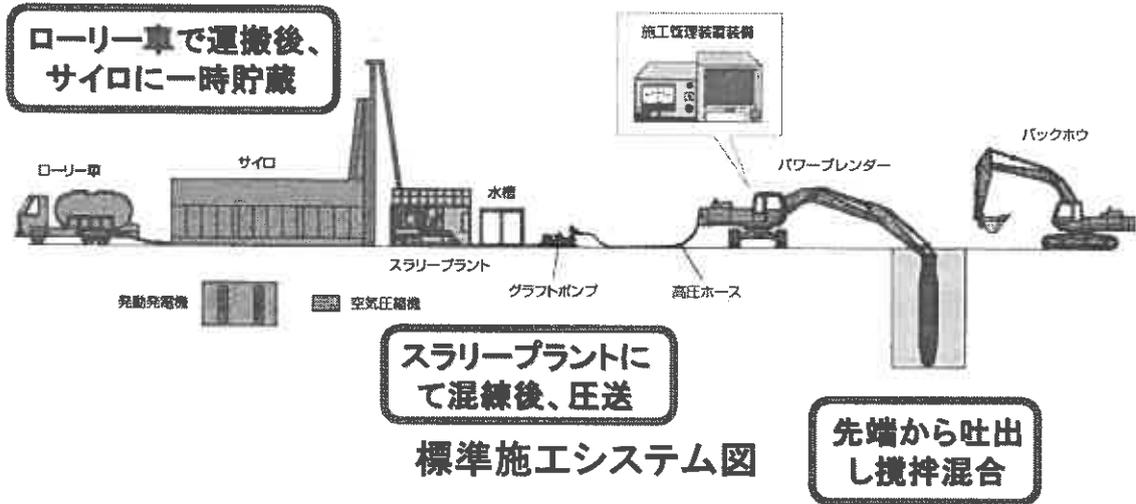


図 3-1 施工システム

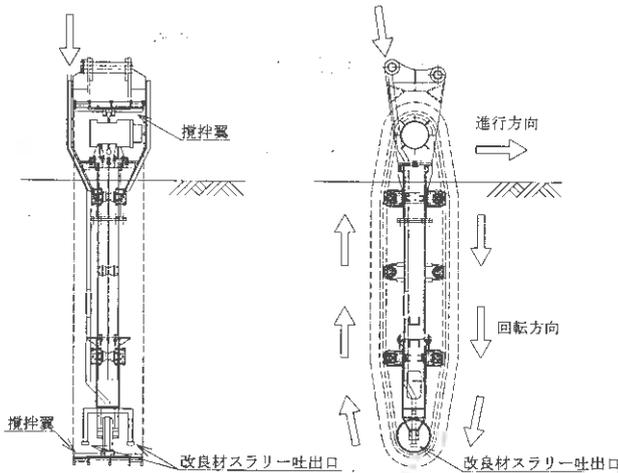


図 3-2 改良材噴射部と攪拌部



写 3-1 加速型改良材スラリー噴射状況

### 4. 創意工夫と工法の変遷

#### 1) 改良材の添加方式

##### ①開発当初

当初パワーブレンダー工法は、浅層混合処理工法と同様、粉体改良材をフレコンに詰めて現地に搬入し、区割りされた地表面に所定量撒き出し、トレンチャーにて攪拌していた。(改良深度 $\leq$ 3.0m)

##### ②工夫 1

集塵装置付き計量器を開発し、バラセメントが使用可能となる。その後、セメント計量装置および、セメントの粉体圧送装置を作製し、DJM工法と同様に粉体をトレンチャー先端から直接地盤に添加できるようにした。

### ③工夫2

プラントにより改良材をスラリーとし、流量計により改良材の添加量の管理を行う。(改良深度 $\leq 6.0\text{m}$ )

### ④工夫3

コンプレッサーを使用して、圧縮エアによる加速型吐出装置を開発し、より均一性の高い改良が可能となる。

## 2) 大深度施工の実現

開発当初はトレンチャーの形状および、改良材添加が地表散布方式であることから、改良深度は3.0mが限界であった。その後、改良材を直接地盤中に噴射する方法の開発や、トレンチャーの長尺化、油圧モーターの改良、ベースマシンの大型化などにより、6.0mが標準深度となる。さらにトレンチャーを1リンクとして軽量化するとともに、最適な流動性を持つ水セメント比を設定することにより回転トルクを低減して10.0mまでの改良が可能となった。



写真4-1 長尺トレンチャー

## 3) 改良材の水セメント比の設定

パワーブレンダー工法では、改良土の品質と施工性を確保するため改良直後の流動性の指標として原土の湿潤密度による改良深度とテーブルフロー値の関係性を定めている。試料土の湿潤密度を $\rho t = 1.5$  ( $\text{t}/\text{m}^3$ )、改良深度を6.0mとした場合、図4-1 原土の湿潤密度と改良深度とテーブルフロー値の相関図より計画テーブルフロー値は131mmとなる。

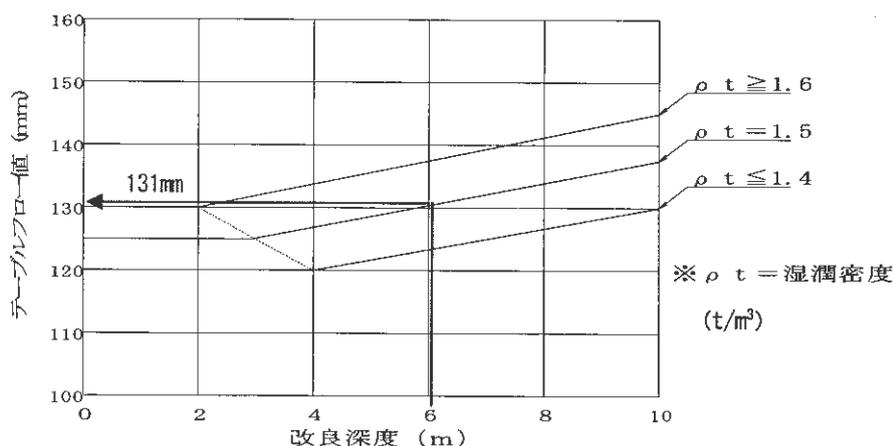


図4-1 原土の湿潤密度と改良深度とテーブルフロー値の相関



写真4-2 テーブルフロー試験

中・深層混合処理工法において、スラリーの水セメント比 (W/C) は、一般的に 0.6 ~ 1.4 の範囲で設定されることが多い。室内配合試験を行うにあたり、水セメント比の設定は原土の塑性指数 (I<sub>p</sub>) とコンシステンシー指数 (I<sub>c</sub>) から図 4-2 を参考にして行う。なお、I<sub>p</sub>=5 以下は砂分 80% 以上の砂質土であるが適用できるものであるとし合わせて表記した。図より予備試験用の水セメント比を 3~4 種類程度仮設定し、推定される固化材添加量の 7~8 割前後を暫定添加量とする。

テーブルフロー試験用に暫定添加量を仮設定した各水セメント比で練り混ぜし、計画テーブルフロー値 131mm 程度となる水セメント比を図 4-3 配合水セメント比とテーブルフロー値の相関図から設定する。<sup>2)</sup>

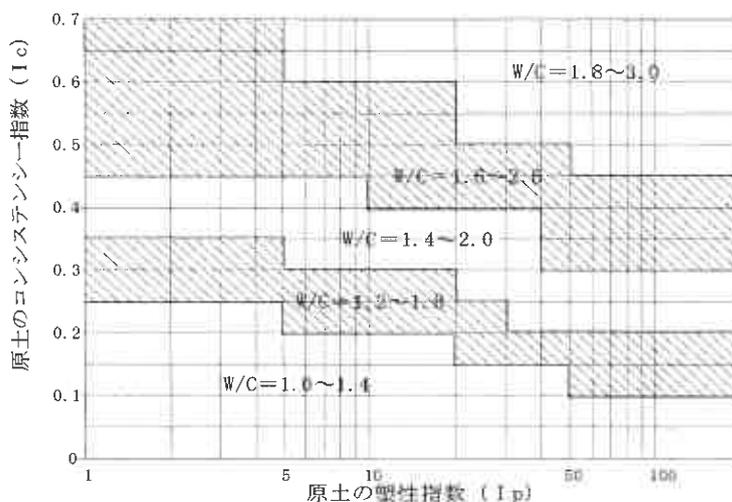


図 4-2 原土の I<sub>p</sub> と I<sub>c</sub> による水セメント比の設定

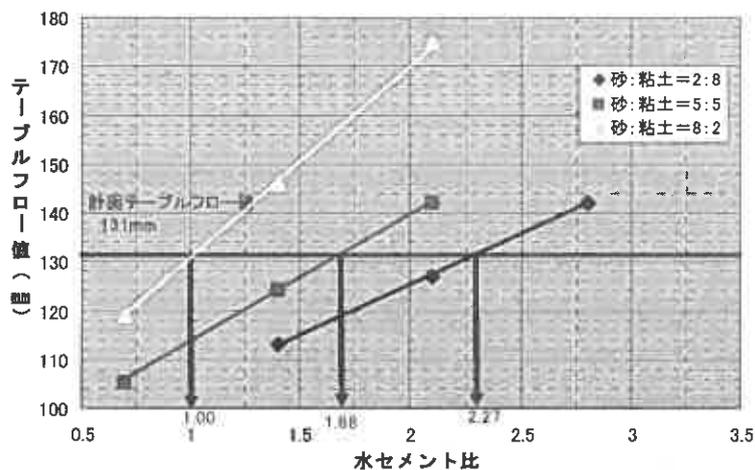


図 4-3 配合水セメント比とテーブルフロー値の相関図

#### 4) 羽根切り回数の管理基準による高品質化

羽根切り回数とは攪拌混合の度合いを示す指標で、トレンチャーの水平方向への掘進 1m における攪拌羽根の通過回数を表す。

パワーブレンダー工法における攪拌混合の管理基準値を設定するため、羽根切り回数の変化に伴う改良強度のパラツキ (変動係数) を実験により確認した。

図-4-4 に示す実験データから本工法の管理基準値を決定している。

実験データより、150 回/m の変動係数は 40% を超えているが、200 回/m では変動係数 23% という良好な結果を得た。この結果より、本工法ではバラツキの少ない品質を得るための管理基準値と

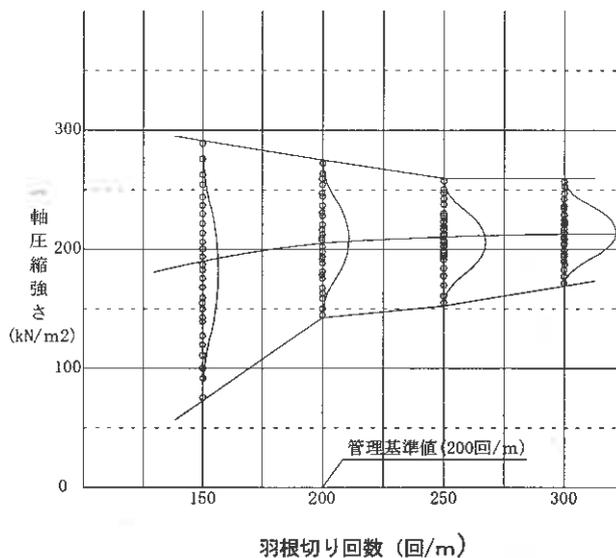


図 4-4 羽根切り回数と一軸圧縮強さの実験データ

して、羽根切り回数 200 回/m以上を設定した。

5) 信頼の高い施工管理

パワーブレンダー工法では、施工精度の向上を目的として施工管理装置を導入している。本装置にてチェーン速度、チェーン累積移動距離、改良深さを運転席にてモニタリングしている。

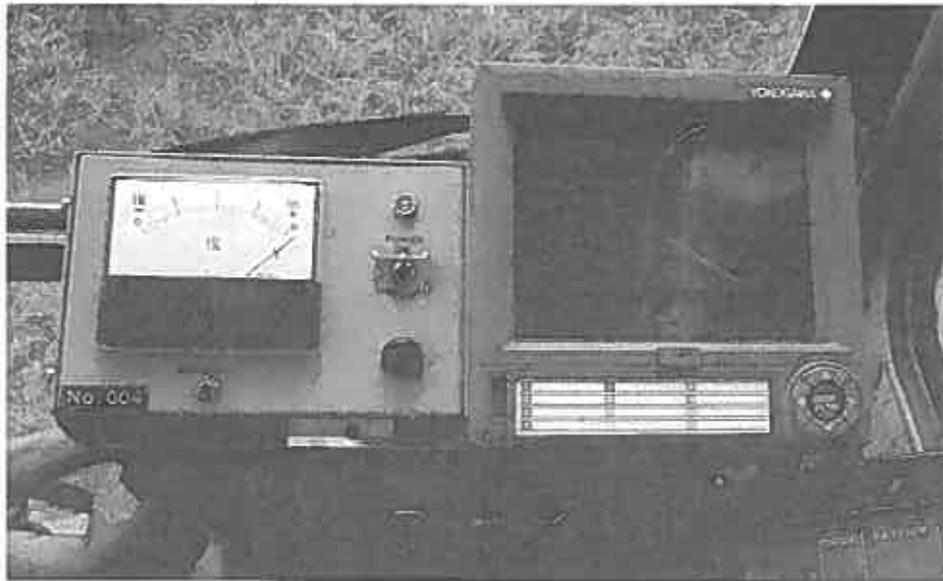


写真 4-3 管理装置表示部

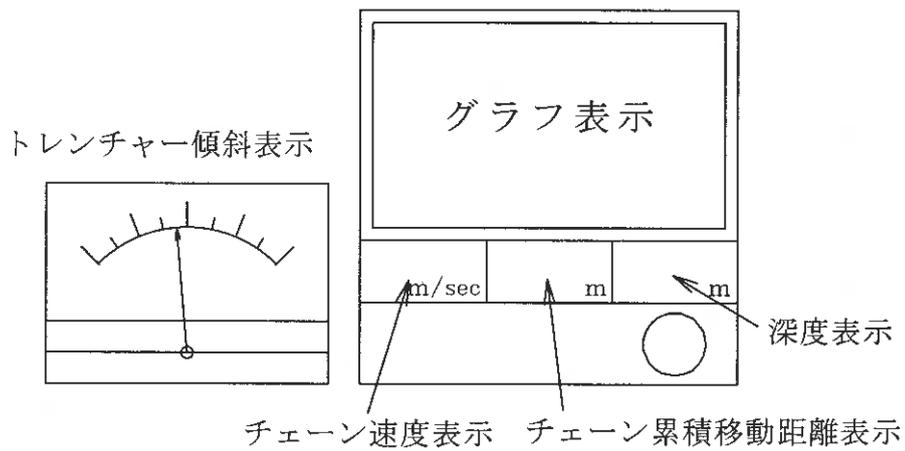


図 4-5 管理装置表示部 説明図

## 6) 深度管理の精度向上

トレンチャーの改良深度を施工管理装置で行う。深度管理には、改良厚管理と基準高管理があり、基準高管理の場合には深度計の基準高をレベル測量し、レーザーレベルなどを併用して機械高さを一定にすることにより、施工地盤高さの不陸に関係なく管理する。

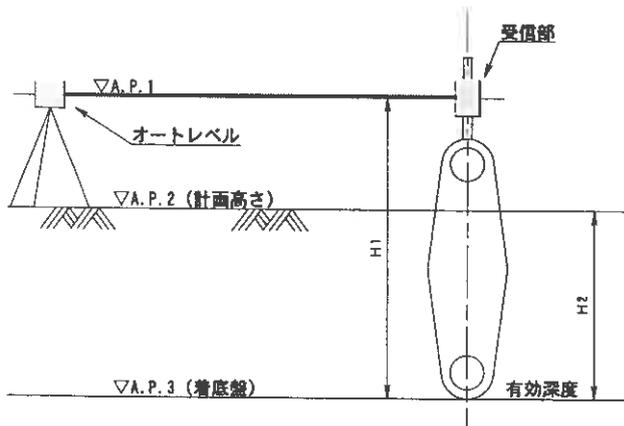


図 4-6 改良深度管理 (例)



写真 4-4 管理状況

## 5. スラリーパワーブレンダー工法の特徴

スラリーパワーブレンダー工法 (以下SPB工法) の改良深度は、最大 10mまで可能なため、仮設道路や重機足場などの仮設改良から、盛土、構造物基礎などの改良に幅広く用いられている。この工法は改良型バックホウをベースマシンとしているため、狭隘箇所、傾斜地や近接施工が可能で、最近では砂地盤の液状化防止や汚染拡散防止などにも適用されている。SPB工法の得失を以下に示す。

### 1) メリット

#### ① 互層地盤に対しての施工性、経済性に優れる。

互層地盤を垂直攪拌することにより地盤の均質化を図ることが出来るため、従来の深層混合処理工法において必要であった土質別の室内配合試験や添加量の層別管理が不要である。また従来の深層混合処理工法において表層が泥炭地盤である場合、必要強度の発現や六価クロムの溶出量の規制値から高額なセメント系固化材が必要になるケースが多々あった。しかし、SPB工法であれば、下部の改良範囲に粘性土や砂質土などが存在する場合、低廉な改良材の適用が可能になったり、同じ改良材でも添加量を低減したりすることが可能である。

#### ② 機動性に優れる。

改良機は改良型バックホウをベースマシンとしているため、狭隘箇所や傾斜地盤など従来の深層混合処理機械では施工が困難な場所でも対応可能であり、優れた機動性を発揮する。

#### ③ 比較的低廉な工法である。

従来の深層混合処理工法と比較して、改良費の $m^3$ あたり単価は7割~5割程度であり、経済的な工法である。

## 2) デメリット

### ① 未改良区間が取れない。

地表面より改良材を噴射しながら地中にトレンチャーを貫入していくため、深層混合処理工法のように上部に未改良区間を取ることが出来ない。

### ② 大深度、硬質地盤、礫質土に対しては改良できない。

\* 多少の障害物や、比較的改良深度が浅い場合は、バックホウでの先行掘削により対応可能。

## 6. 近接施工と周辺への影響について<sup>3)</sup>

小型機械で浅層から深度 10m までの改良が可能のため、構造物に近接して施工される機会も増加の一途をたどっている。このため、パワーブレンダー工法施工時の周辺地盤に発生する変位について、地中傾斜計による測定を行った。計測データを取りまとめたものを以下に示す。

### 1) 施工概要

当事例は堤防補強のための盛土拡幅工事で、改良目的は盛土に伴う斜面の円弧すべり防止と沈下防止である。家屋が近接しており地表から改良深度 7m まで N 値 0~1 の軟弱地盤である。このため、地盤改良工事に伴う家屋への影響が懸念され、地中傾斜計による計測を行った。施工断面、改良仕様、土質試験結果を以下に示す。

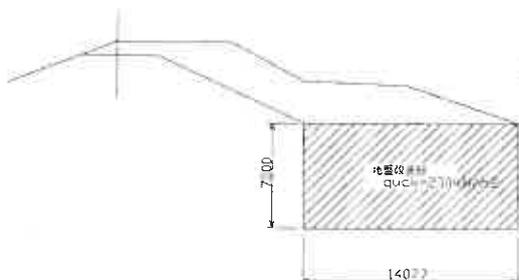


図 6-1 施工断面

表 6-1 改良仕様

改良深さ	t = 5.5m, 7.0m
添加量	$\alpha = 107, 116 \text{ kg/m}^3$
水セメント比	W/C = 100%
吐出方法	エア-加速型
現場目標強度	qu = 200 kN/m <sup>2</sup>
室内目標強度	qu = 600 kN/m <sup>2</sup>

表 6-2 土質試験結果

湿潤密度	$\rho_t = 1.59 \text{ g/cm}^3$
含水比	Wn = 60~63%
液性限界	WL = 59~63%
塑性限界	WP = 28~29%
塑性指数	IP = 31~33
コンスタン指数	Ic = 0

### 2) 地中変位計測定結果

地中変位計の設置位置とその測定結果を図 6-2 に示す。測定時の対象範囲は平面 4m × 10.5m、深度 7.0m のブロック改良を対象とした。改良は改良幅 1.0m × 長さ 4m を一列とし、次の列とは 0.5m ずつラップしながら処理している。地中変位計は、改良ブロックの正面と側面に設置した。ブロック正面に配置した傾斜計では、改良範囲から 1.0m 離れた測点 No. 1 で最大変位は約 2.5 cm、2.0m 離れの測点 No. 2 では約 1.0 cm であった。ブロック側面の傾斜計 No. 4、5 では変位はさらに少ない傾向にあった。

パワーブレンダー工法はトレンチャーによる連続鉛直攪拌により攪拌装置先端のスラリー噴射位置より上部が絶えず攪拌されている状態にあり、注入スラリーや注入圧は地盤水平方向よりも上部へ開放されるため、周辺の変位が少なかったと考えられる。

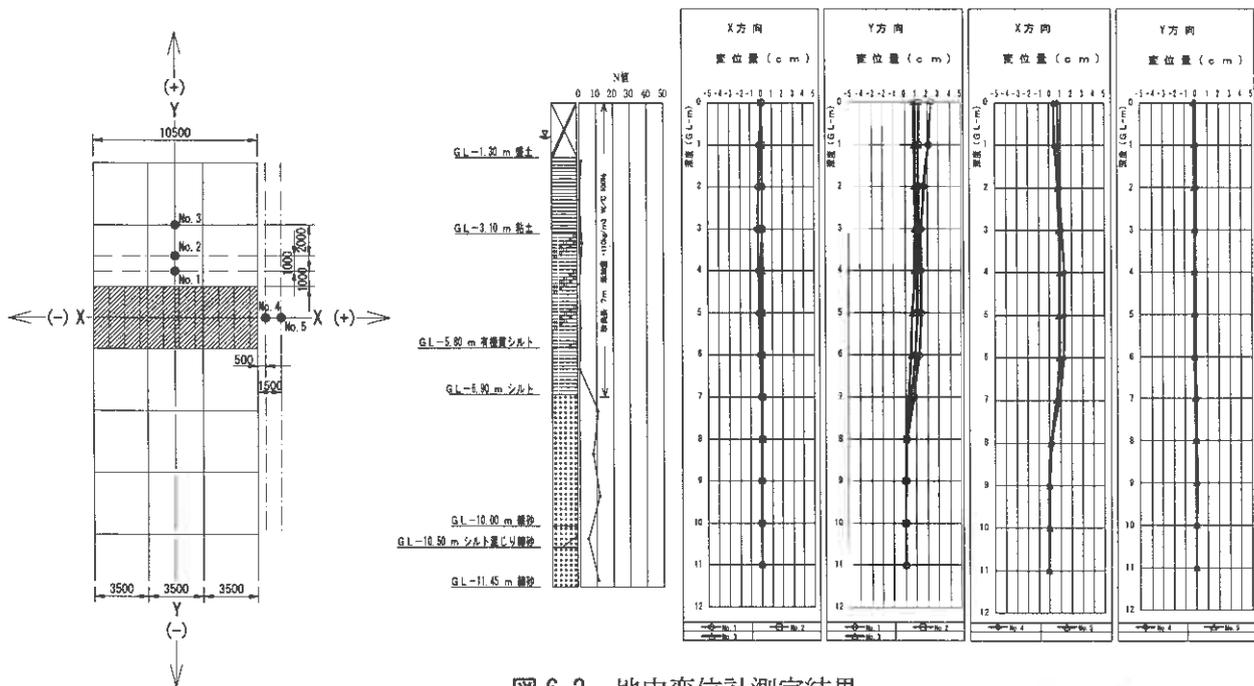


図 6-2 地中変位計測定結果

## 7. 施工事例

### 1) 重金属汚染土壌の不溶化処理<sup>4) 5)</sup>

以下に参考文献4) 5) に示す大林組、日米WSによる報告を紹介する。複数の重金属による汚染が確認された土壌において、汚染拡散防止を目的として原位置不溶化工事が実施された。土壌環境基準を超過している物質は、鉛、カドニウム、六価クロム、砒素、セレンの5種類である。

施工に先立ち、化学的不溶化剤として塩化第一鉄、物理的不溶化剤および、地盤強度改良材として高炉セメントB種を使用材料として室内配合試験を行った。室内配合試験の供試体作製手順を図7-1に示す。

SPB工法は、改良深さ2~6mまでの区画に採用し、塩化第一鉄溶液を噴射し攪拌混合した後にセメントスラリーを噴射混合するものである。各薬剤の添加量は、事前の深度毎の土壌調査結果に応じ配合設計された塩化第一鉄及びセメントの添加量の内、最大値を採用した。塩化第一鉄溶液用配管はステンレス製とし、施工機械を塩化第一鉄溶液用とセメントスラリー用と区別することにより、薬剤使用による不具合の発生頻度を最小限とした。写真7-1に施工状況を示す。

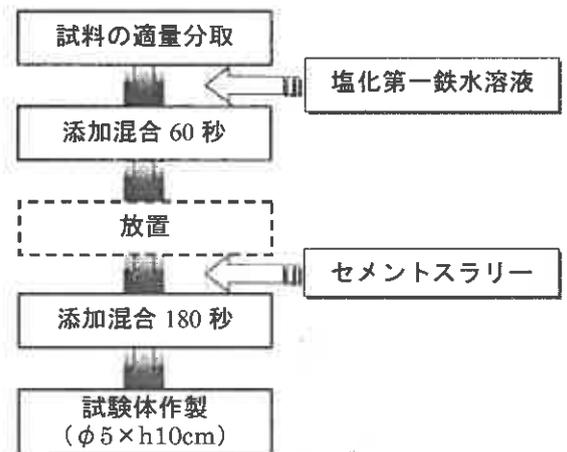


図 7-1 供試体作製手順



写真 7-1 施工状況

2) 中越地震の災害復旧工事

平成 16 年 10 月に起きた新潟中越地震により、発電所の上流に位置する調整池の堰堤に被害が発生した。このため堰堤を一度、掘削・仮置きして改めて盛土することになり、この掘削土砂の仮置き場所として調整池内に堆積している超軟弱土砂部が選定された。土質は砂質シルトで自然含水比が液性限界より高く、非常に柔らかい泥土である。

対象土の含水比が高く、改良深度も 3 m 以内であったことから、施工方法は施工設備が簡易的な表層散布による粉体攪拌方式とした。一部河川堤防（高規格堤防）への利用が予定されており、現場目標強度は $\sigma_1$ で第 3 種発生土（コーン指数 400kN/m<sup>2</sup>）以上に設定された。改良材は事前の室内配合試験により設定され、高炉 B 種で添加量は 100kg/m<sup>3</sup>である。以下に工事概要および、施工状況を示す。

表 7-1 工事概要

主な 施工 仕様	改良形式	全面改良	改良率	100.0%
	改良土量	約18万m <sup>3</sup>	改良面積	約6万m <sup>2</sup>
	改良深度	1.6m~3.00m		
	改良材	高炉B種セメント・普通ポルトランドセメント		
	添加量	100kg/m <sup>3</sup>	水セメント比(W/C)	-
	設計強度( $q_{uck}$ )	$q_c=400\text{kN/m}^2$	強度比( $q_{uf}/q_{ul}$ )	-
	施工機種	PTB 300~400 0.8~1.4m <sup>3</sup> 級 各11台		

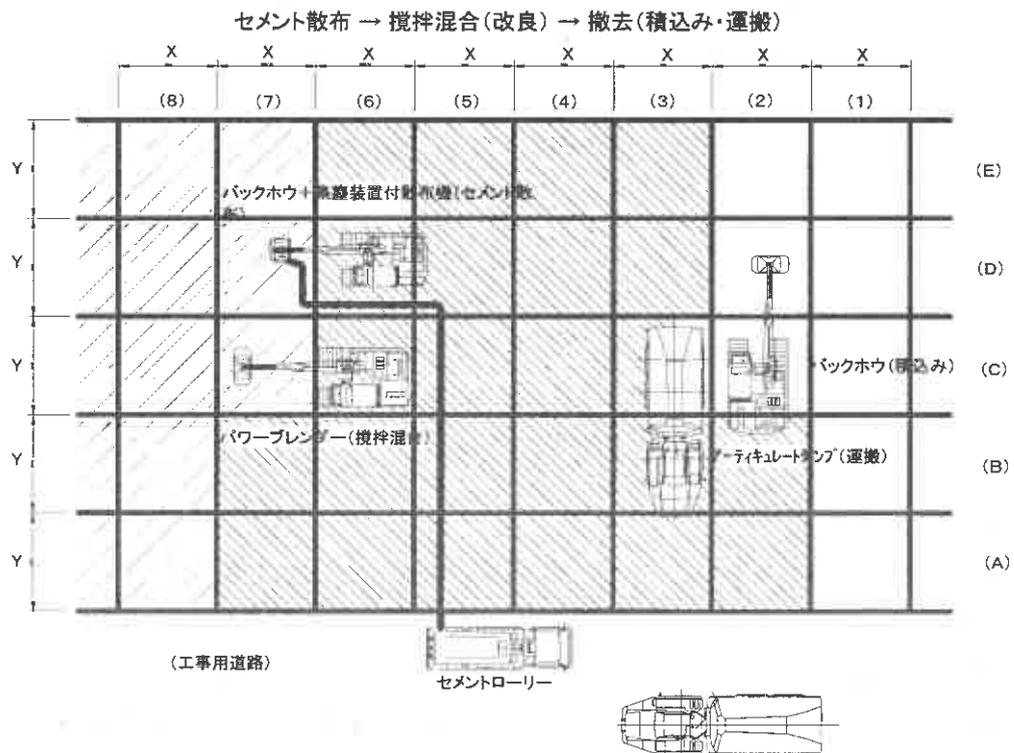


図 7-2 施工平面図



写真 7-2 表層散布状況



写真 7-3 施工状況（最大機械台数 11 台）

## 8. 終わりに

パワーブレンダー工法は、その原理、機構、施工性などに在来工法にない多くの特徴を有しており、開発以来様々なデータを収集・分析・試験をしながら発展してきた工法で、その変遷はまさに「創意工夫」の成果であったと考えている。累積実績改良土量は 2003 年 9 月末現在で約 800 万 m<sup>3</sup> に達しており、将来的に非常に明るい展望があると考えているが、今後とも関係各位のご指導を得てなお改善と研究を進め、この工法の一層の普及と飛躍を計って行きたい。

### 【参考文献】

- 1) パワーブレンダー工法協会：パワーブレンダー工法 技術資料 pp. 4 平成 17 年
- 2) パワーブレンダー工法協会：配合試験・施工管理マニュアル（案）pp. 5～7
- 3) 小薄、大矢ほか：パワーブレンダー工法による近接施工と周辺影響について 平成 16 年地盤工学会発表
- 4) 榎大林組 日笠山ほか：重金属土壤汚染の原位置不溶化技術 第 40 回地盤工学会研究発表 平成 17 年
- 5) 日米ワークショップ：パワーブレンダー工法 投稿論文 pp. 6～7 平成 17 年 9 月

# 泥炭性軟弱地盤における大深度地盤改良工の JR 近接施工 JACSMAN 工法の適用

株式会社本田組  
不動建設株式会社

竹越 公一  
小飼 喜弘 飯田 清

## 1. はじめに

道道釧路環状線は釧路市武佐の高台から釧路町別保間を結ぶ1.9kmの道路であり、橋梁区間0.2km(3箇所)、盛土区間1.7kmが計画されている。当工事箇所は釧路市武佐の新規道路盛土部の内 JR 根室本線に架かる跨線橋の工事であり、JR 根室本線東釧路駅の東側 2km に位置する。当工事は釧路平原（釧路湿原）と呼ばれる平坦低地な一大泥炭地に H=5~8m の盛土を実施することである。泥炭を含めた軟弱層厚 30~40m の地盤上に盛土をすると発生する沈下は 4m、軟弱地盤対策を行わずに盛土を実施すると、安定上の問題が発生すると共に 5 年間に渡り沈下が継続する。さらに河川、JR を跨ぐ橋梁の基礎は側方移動の恐れがあり、構造物基礎の変位を防止する為にはセメント系の改良工法で対策を実施する必要がある。セメント系改良工法のうち供用中の JR に近接する工事には細心の注意を払い低変位でかつ短期間に施工が可能な JACSMAN（交差噴流式複合攪拌）工法を採用した。また表層処理工法を併用する事で、機械の安定性の向上、コスト低減も可能となった。本報告は JR 近接施工に伴う大深度地盤改良工の設計検討から施工監理および変位観測の結果について H16 年度に実施した A<sub>1</sub> 側工事について述べたものである。

## 2. 工事概要

H16 年度工事は JR 跨線橋 A<sub>1</sub> 橋台側である。最大盛土高さは 8.2m となり橋台の側方移動および道路の沈下対策として表層処理工法と深層改良として交差噴流式複合攪拌工法（JACSMAN 工法）が採用された。JACSMAN 工法の最大改良深度は 32.8m である。

工事名：釧路環状線 道路改良工事 2 工区（A<sub>1</sub> 橋台）

工期：平成 16 年 8 月 5 日～平成 16 年 12 月 20 日

工種：地盤改良、道路盛土

道路盛土：最大高さ 8.2m、幅 14m 改良目的：橋台側方移動、道路の沈下対策

表—1

	工法名	改良率	改良強度	最大改良長	総改良土量	備考
深層	交差噴流式複合攪拌 (JACSMAN) 工法	ap=50%	qu=300kN/m <sup>2</sup>	32.8m	25,700m <sup>3</sup>	φ 2300mm (改良径)
表層	ロータリー スタビライザー工法	ap=100%	qu=100kN/m <sup>2</sup>	2.5m	6,700m <sup>3</sup>	

Kouiti Takekosi 釧路市鳥取大通 8 丁目 4 番 20 号 TEL:0154(51)2821 FAX:(51)2876

Yoshihiro Kogai 札幌市中央区北 3 条西 2 丁目 TEL:011(281)6771 FAX:(222)4727

Kiyosi Iida 同上

### 3. 地盤構成と改良仕様

図-1 に土層推定断面図と土質定数一覧表を示す。当地は表層に最大含水比 900%、強熱減量 78%の泥炭が 2.5m、その下層には N=0-1 のシルト層および有機質混じりシルトが 30-38m 堆積する超軟弱地盤である。圧密沈下計算によると 8m の計画盛土高さに対し A<sub>1</sub> 側 S=3.8m、軟弱層厚が厚い A<sub>2</sub> 側では S=4.9m の沈下が発生する。

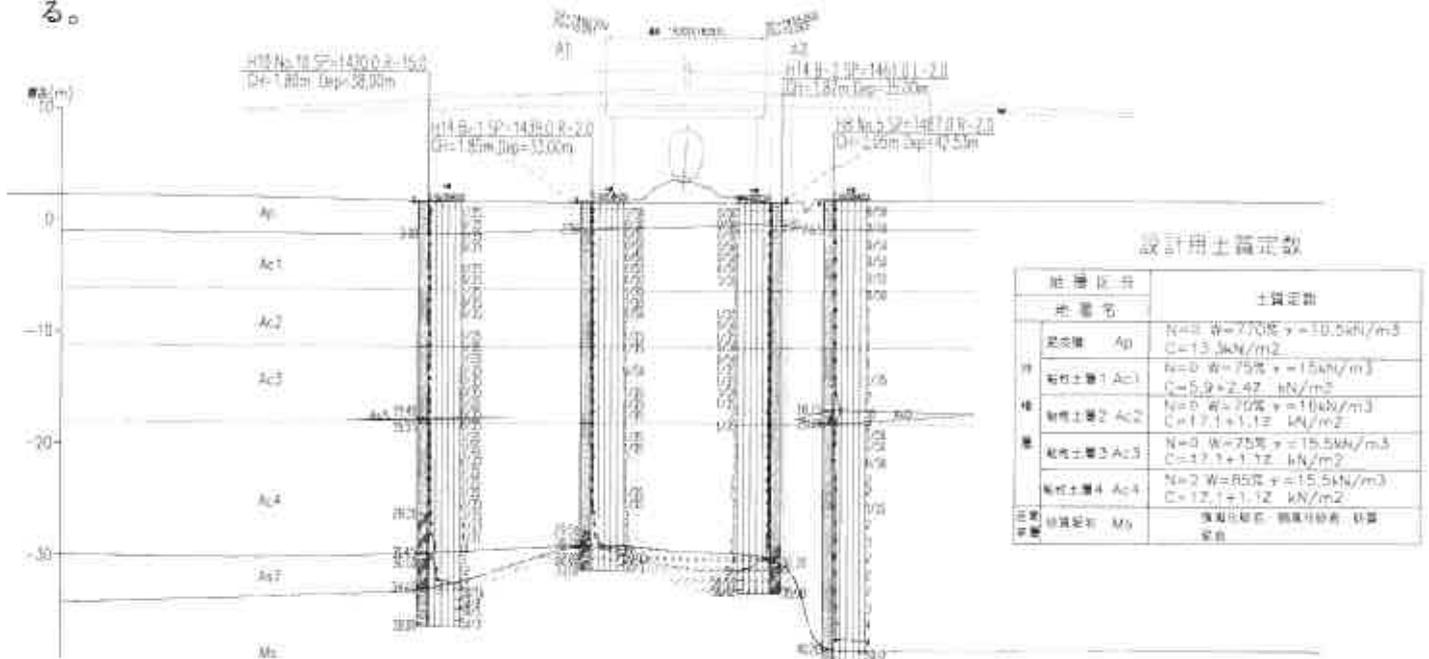


図-1 土層推定断面図

図-2 に改良平面図を示す。JR 近接部は盛土の影響に配慮し、接円配置とし、その背後は安定計算から 50%改良としている。

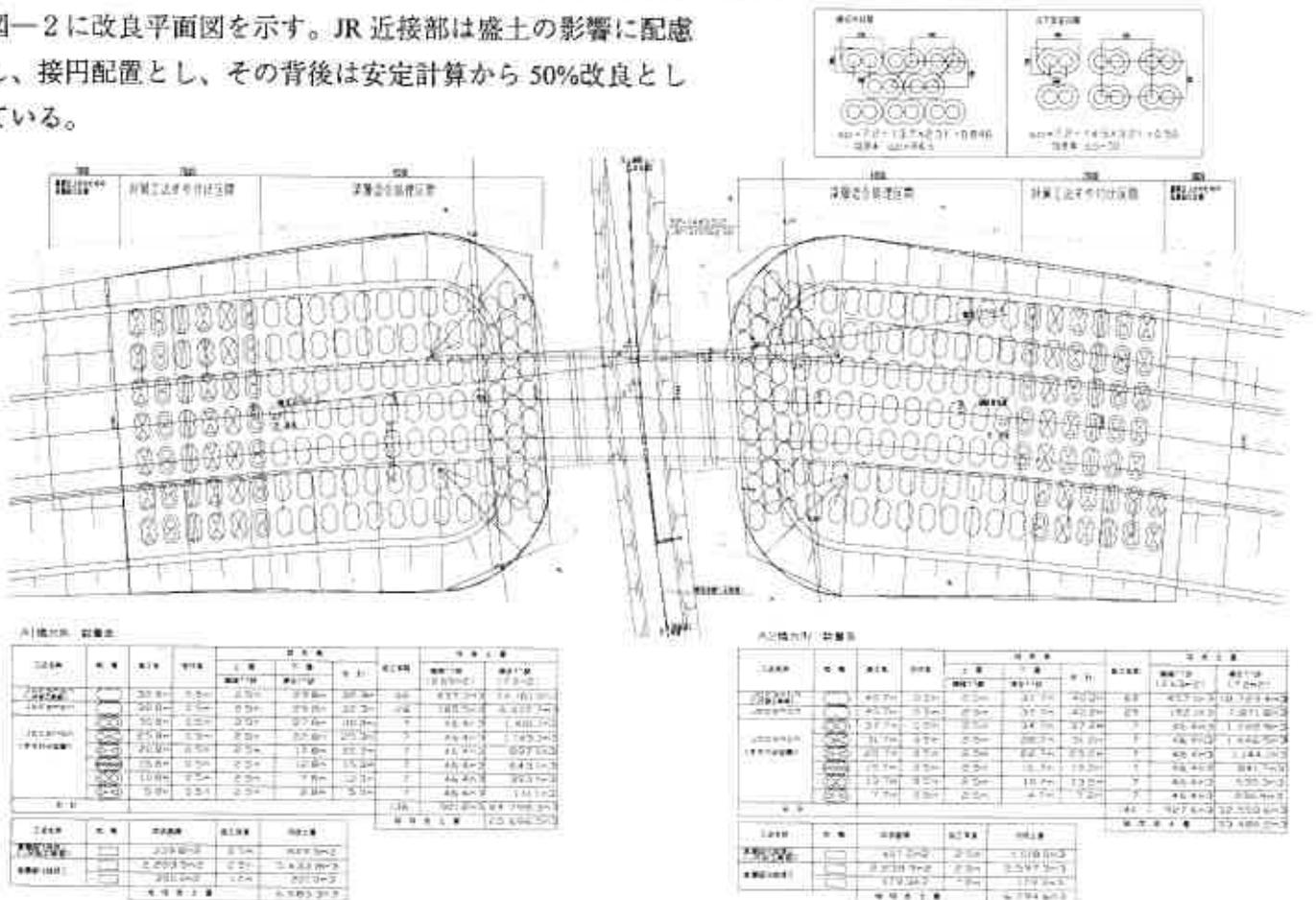


図-2 地盤改良平面図

4. 当工事における軟弱地盤対策工の課題

当地で地盤改良を実施する場合の課題は図-3に示す様に3つ考えられる。1つは、地表面に堆積する高含水比の泥炭層における強度発現である。2つ目は、改良対象層が厚く大深度施工となる為、大型機械が必要となること、さらに最大の課題はJRが近接するため施工時の地盤変位に留意する必要があることである。地盤改良工法として上記の課題に対する対策工法はそれぞれ開発されているが、単独工法で全てを満足するものは少なく、地盤改良工事としては課題の多い工事であった。

大型機械の軟弱地盤上の作業は機械の安定上リスクを伴う。また限られた工期内に施工を終了させる為には、複数台の機械が必要となったが、JRへの影響を考えると限られたエリア内で複数機械の平行作業は安全監理上極力避けることが得策と考えた。さらに表層の泥炭は、安価な高炉セメントB種では強度が発現しないことわかり、高価なセメントを使う必要があった。しかし、深度方向にセメントの種類を変更することは施工上不可能であるため、表層2.5m部(泥炭層)の改良の為に30m以上のシルト層も高価なセメントで改良することは、非常に不経済な施工となると考えられた。

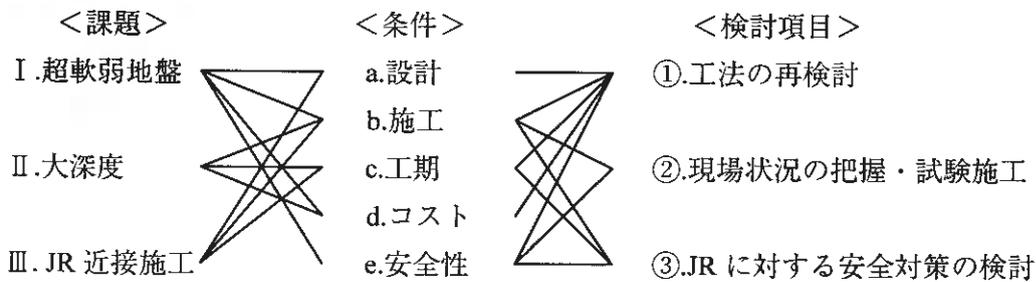


図-3

5. 課題に対する対策とその効果

当工事で発生した軟弱地盤対策工の課題に対し図-3に示す3つの検討項目から以下に示す対策を検討した。

表-2

対策	効果		
工法の再検討	泥炭の改良のみを高有機質用セメントとし、深層混合処理は一般軟弱土用セメントを用いることでセメントのコスト低減を図る	D	
	強度の出にくい泥炭の設計強度を下げ、改良率を上げることでセメント投入量を低減する。改良率 50%→100%	AD	
	施工深度が深く大型機械(200tクラス)を用いるため、機械の安定上の問題が発生するが、表層固化は機械のトラフィカビリティの向上、さらに機械移動時の振動低減にも寄与する。	BE	
	JACSMANは1度にCDM工法の4倍以上の施工が可能であり、工費で18%のコスト低減が可能	D	
	改良径が大きい為 CDM 工法 3 台分の作業量を 1 台で施工可能	C	
	施工時現地土を排出することで低変位施工が可能	BE	
現場状況の把握と試験施工	前年度の施工データを解析し、JACSMAN 工法の杭造成時の変位と機械移動時の変位および振動を調査した。	BE	
JR に対する安全対策の検討	打設順序の設定	JR へ影響が及ばない範囲で試験打設を行い変位データを測定。次に JR に近接する最前列を千鳥施工し、変位の集中を避けると共に、最前列の強度発現後、2 列目以降の施工を実施した。	BE
	機械転倒対策	夜間の退避ヤードは機械高さ以上の離隔を持たせ、さらに控え重機の配備や、地震等不意の災害に対する転倒方向を考慮した、待機形態を取った。	E
	作業監理体制	場内作業員に対する JR グレートの教育と JR 通過をベルにより周知させる。JR 通過時は作業を停止させ、さらに泥除フェンスを設置することで、視覚的にも定常運行阻害要因を極力排除した。	E
	観測施工	傾斜計 3 箇所、変位杭 JR 側 18 箇所、L・R 側 18 箇所を設け、更に JR 軌道を日々管理することで施工時の変位の観測を実施した。	E
	矢板工法	当工事は地盤改良後、橋台建設の為に仮設矢板を施工する。この仮設矢板を地盤改良前に設置することで矢板による変位抑止効果を期待した。	BE

A. 設計 (改良仕様) B. 施工 (機械安定, 環境) C. 工期 D. コスト E. 安全性

(1) 地盤改良工の検討

機械の安定性向上、コスト低減を目的に泥炭地盤を表層処理工法（ロータリースタビライザー）により 1 次改良し、2 次改良で全層を深層混合処理工法（JACSMAN 工法）を用いて処理することとした。表層処理工法は高価な高有機質土用セメント系固化材を用い、深層改良では一般軟弱土用のセメントを用いている。

以下には深層混合処理工法として実施した交差噴流式複合攪拌工法(JACSMAN)の概要と従来工法の比較について述べる。



写真-1 攪拌翼

(1) -1 JACSMAN 工法

JACSMAN は深層混合処理工法と高圧噴射工法の性能を併せ持つ工法であり、機械攪拌翼とその先端から交差噴流を高圧で噴射させることにより大径  $\phi 2300$  mm のパイルを造成する工法である。従来型深層混合処理工法の 4 倍の改良体を一度に造成することで、工期の短縮を図ることが出来る。施工時は高圧噴射のエアリフト効果で現地土を排出し、変位を低減する効果もある。

JACSMAN 工法の攪拌翼と噴射状況を写真-1 に示す。

(1) -2 工法比較表

当初設計と現設計の比較表を表-3 に示す。

表-3 軟弱地盤対策工法比較表

	当初設計	現設計
工法	CDM-LODIC 工法 (深層混合処理)	表層処理+JACSMAN 工法 (交差噴流式複合攪拌)
工法原理	<p>CDM-LODIC  <math>ap = 1.5 \div (20 \times 15) = 0.5</math>                      改良率 <math>ap = 50\%</math></p>	<p>表層処理 H=2.5m                      JACSMAN  <math>ap = 7.2 \div (45 \times 3.2) = 0.5</math>                      改良率 <math>ap = 50\%</math></p>
工法概要	低変位型のスラリー系深層混合処理工法を用いることで JR への変位を低減させる。橋台背面の側方移動対策としては実績が多く、信頼性が高いが、表層部の泥炭の影響で高価なセメントを全層に渡り使用する必要がある。	泥炭を表層処理工法で一次改良し、軟弱地盤全層を JACSMAN 工法で改良する。泥炭を表層処理で改良することで、セメントのコストを低減させると共に次工程で用いる大型機械の安定性を向上させる効果もある。JACSMAN 工法は一般の深層混合処理工法より大径 4.8 倍)であることから複数台の機械投入を避けることができる。
改良径	$\phi 1000$ mm $\times 2$ 軸 改良断面積 $A = 1.5$ $m^2$	$\phi 2300$ mm $\times 2$ 軸 改良断面積 $A = 7.2$ $m^2$
改良仕様	深層混合 $iqu = 300$ $kN/m^2$ $ap = 50\%$	深層混合 同左 表層処理 $iqu = 100$ $kN/m^2$ $ap = 100\%$
機械安定	サンドマットを厚くすることで対応 H=1.5m ○	表層固化により安定 ◎
振動	機械移動時の振動大 △	機械移動時の振動小 ○
変位	小さい (近接施工の実績多い) ○	小さい (近接施工の実績多い) ○
施工数量	施工本数 $n = 605$ set 改良土量 $V = 25,397$ $m^3$	施工本数 $n = 136$ set 改良土量 $V = 25,697$ $m^3$
工期	94 日 (施工機 2 台) △	52 日 ○
経済性	100%	82%

※ 施工数量、工期は深層混合処理のみの比較としている。

(2) JR 近接施工

JR に対する近接施工を行うにあたり以下について検討を行った。

- ①打設順序
- ②機械転倒を考慮した退避ヤードの確保と養生
- ③JR 通過時の施工監理体制
- ④動態観測
- ⑤橋台用仮設矢板による変位抑止

(2)-1 打設順序の検討と退避ヤードの確保

大深度対応の JACSMAN 工法は全機械高さ 49.3m の施工機械を用いている。当地区では施工時以外の夜間待機時、休日、非作業時においても機械転倒等の災害に対し細心の注意を払い図-4③の退避ヤード（離隔距離 50m）へ機械を移動した。施工順序は図-5 に示す様に、中央 J 列より JR から離れる方向（①方向）に施工し、この時、変位杭と傾斜計により変位の発生量を測定している。次に最前列である A 列を千鳥施工とし一箇所に変位の集中を避ける配慮を行った。次に退避ヤードである③N～S 列を打設し、A 列の強度がある程度発現した時点で再度 JR 側に寄り B 列より JR から離れる方向に④、⑤の順に施工を進めた。

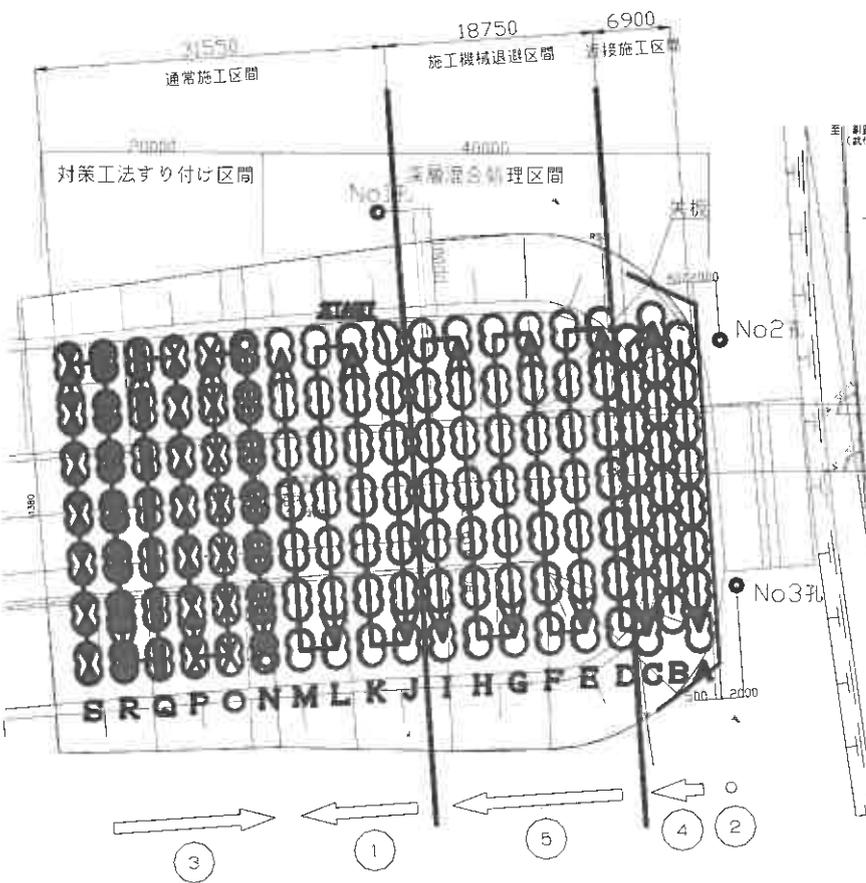


図-4

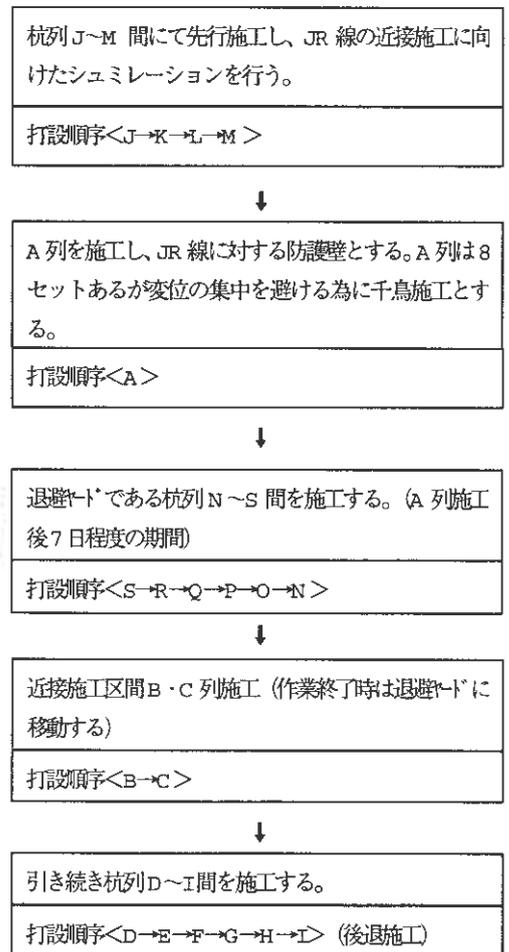


図-5

(2) -2 変位管理

JR 軌道の管理は在来線軌道整備基準（規程）に則り下記に示す値とした。変位杭および傾斜計の管理値は図-4 ①エリアで試験打設を行って得られたデータを基に、当地盤の距離と変位量の関係を求め設定することとした。施工管理は管理値を3段階のレベルに分けて進め、変位が増加した場合、関係者と協議し次工程を勘案しながら対策工を検討し工事を進めることとした。表-4 に計測頻度を示す。変位杭は1視準点より座標およびレベルにより日1回測定した。孔内傾斜計は JACSMAN 施工機が接近する箇所は施工前・中・後と1日に3回測定し、機械が近寄らない場所は日1回の測定とした。軌道の安全管理は JR 管理者および施工者による8人体制で2重の管理が行われ、施工者側は測定結果を現地軌道工事管理者に報告するとともに、JR 営業所において測定数値の確認と作業内容、作業エリア、機械・人員配置報告など情報の共有化と安全作業の徹底を協議した。

JR 軌道の管理基準値（在来線軌道整備基準（規程）より）

- 軌間：+6mm、-4mm
- 水準：11mm
- 高低：11mm
- 通り：11mm

表-4 計測頻度

	数量	頻度	備考
軌道	13 箇所	3 回/日	1 視準点より座標管理およびレベル管理
変位杭	36 箇所	1 回/日	前面(JR 軌道)側 18 箇所、側面 (L・R 側) 18 箇所 1 視準点より座標管理およびレベル管理
孔内傾斜計	3 箇所	3 回/日	側面: 離隔距離 10m(1 箇所) 全面: 離隔距離 2.5m (2 箇所) JACSMAN 近接箇所は施工前・中・後測定

(2) -3 変位抑止対策と変位の測定結果

変位対策は低変位工法を採用することの他に、橋台施工時に用いる土留め用の矢板で変位抑止効果を狙った。矢板は地盤改良前に打設し、矢板長は 18m で JACSMAN 工法から JR 側 50cm の位置に設置した。さらに施工により変位が増大した場合は矢板の片面 (JR 側) を掘り下げ変位を開放する計画とした。

地表面変位は、軌道内 13 箇所、変位杭は全面側 18 箇所、側面側 18 箇所測定した。

深層混合処理工法の変位は、一般的に改良長と同程度の範囲まで影響すると言われている。通常の CDM 工法の実績値から求めた推定式で当地盤の変位量を予測すると、離隔距離 2.5m で 20~26cm、離隔距離 10m で 11cm の変位量となった。

表-5 地表面変位

実際の測定結果を表-5 に示す、L・R 側の累積変位の最大値は水平変位で 0.9cm、鉛直変位では 1.9cm であった。JR 側の水平変位は矢板より 4m の位置で最大 2.5cm、8m の位置では 1.7cm であった。鉛直変位は 4m で 3.8cm、8m では 2.5cm 発生したが、その半分程度は JACSMAN 工法施工前に発生していた。軌道の変位は水平変位で ±0.2cm、鉛直変位で ±0.1cm であり、測定誤差の範囲と考えた。なお、変位杭は、泥炭上に設置していることや、排泥処

測定位置		離隔距離	変位 (cm)
軌道	水平	10m	±0.2
	鉛直		±0.1
JR 側	水平	4m (8m)	2.5 (1.7)
	鉛直		3.8 (2.5)
L・R 側	水平	10m	0.9
	鉛直		1.9

理作業の影響を受け総じて不安定な状態を示した。

傾斜計は図-4に示す3箇所に設置した。地中変位のデータを図-6,7,8に示す。

図-6は図-4No1孔のデータであり、JACSMAN工法施工初期の測定結果である。No1は施工時のJRへの影響を把握する為に改良エリアとJRの離隔距離を10mとしている。図-6に示すL側はJACSMAN工法の施工側であり、変位の影響はR側に生じると予測される。地盤内変位は量的な違いは有るものの一般的な深層混合処理工法の変形形態と似ている。変形は改良下端である30mから徐々に増加し、GL-5m~10mで最大値を示している。この時の累積最大変位量は0.5cmであった。

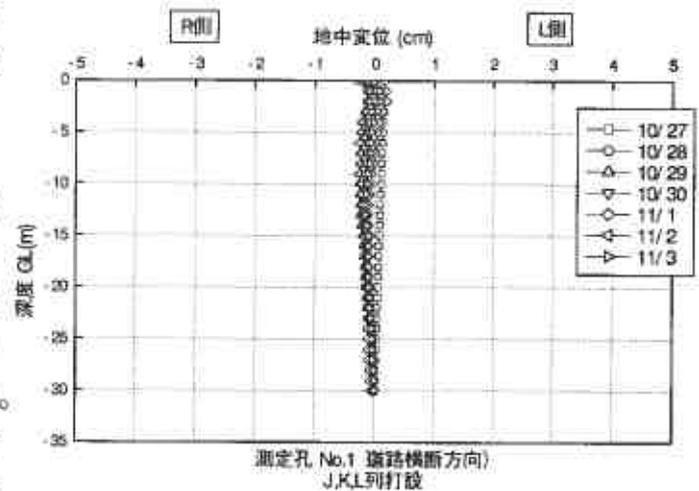


図-6

図-7は図-4No2孔の、JACSMAN工法が最前列(図-4, A列)を打設した時のデータでありJACSMAN工法改良前面との離隔距離は2.5mである。変位は測定位置に最接近した11/4に大きく発生しているがその後はほとんど増加していない。変位量は地表面で3cm程度、GL-5~12mの深度では負の値を示している。さらにGL-15~20mで一定値を保ちGL-20mから固定点に向かい0に収束している。地表面で3cm以上の変位が発生した原因はJACSMAN工法の排泥の影響と考えられる。JACSMAN工法は施工時、高圧噴射のエアリフト効果で現地土を排出し変位を低減する工法であるがその排泥が矢板頭にもたれ掛っていたことや、矢板を乗越え流失したこと、また、11/5は最近接杭の横を打設したが排泥を除去することで変位が増加していないことが挙げられる。さらに図-7の変位は図-6に示した変形形態と異なり、GL-5~-12mで負の値を示したことも矢板頭部に変位が集中したことによる影響と考えられる。

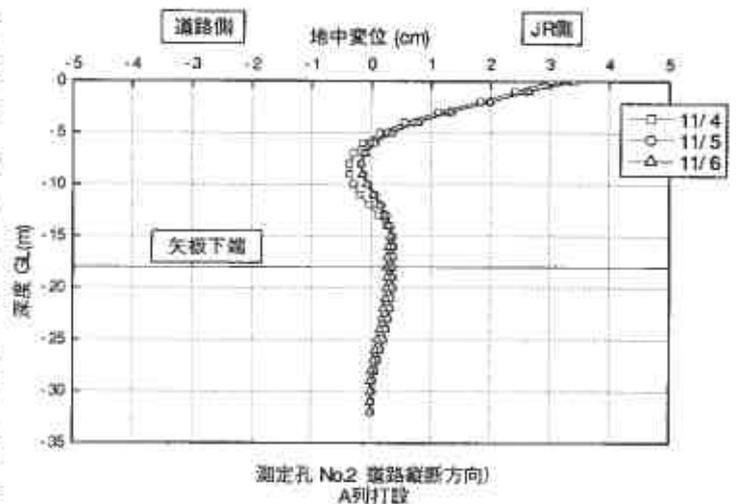


図-7

図-8は図-7で示した、排泥の影響を除外し、2列目(図-4,B列)以降を施工した時の累積変位であるが、地表面変位で1cm以下となった。

矢板の効果としては、矢板を設置していない図-6の変形形態に対し、図-7,8を比較すると図-6は最深部から徐々に変位が増加している。図-7,8は変位量、距離の違いはあるものの矢板下端深度の前後で変位が抑えられている傾向が見られ、矢板の変位抑止効果の現れと考えられる。これらの事からJACSMAN工法と矢板は地盤変位の低減に効果を発揮したと考えられる。

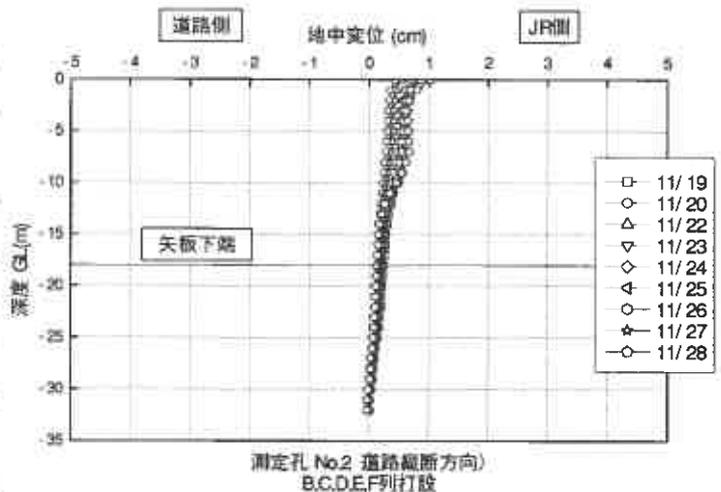


図-8

### (3) コストダウン

現設計の採用には2種のコストダウンを実施している。1つはJACSMAN工法の採用、2つ目は表層処理の実施である。前者は、当工法の採用でコスト20%、工期で45%の低減が可能となった。後者は当初、設計で採用されていたCDM-LODIC工法の室内配合試験を実施したところ、表層部2.5mの泥炭層を固化させる為には高炉セメントB種などの一般的なセメントでは固まらないことが判り高有機質土用固化材を使用する必要があった。しかし、表層部2.5mの為に30~40mの改良を、高価なセメントで改良することはコストへの影響が大きかった。そこで表層部の改良と深層部の改良を分離させ2種類のセメントを使うことでセメントのコストを33%低減した。この2つの試みの結果トータルで18%コストダウンが可能となった。

### 6. 品質管理

表一6は、地表面2.5mに堆積している泥炭の土質定数を示す。狭いエリアであるが泥炭の物性には、ばらつきが多い為9箇所からサンプリングを行い、室内配合試験を実施した。表層処理の施工には、室内配合の結果を基に大きく2ブロックに分けた施工を行っている。この時のセメント添加量は $150\text{kg/m}^3$ と $310\text{kg/m}^3$ である。品質管理は7回に分け設計基準強度を満足している事を確認している。

JACSMAN工法は泥炭部を2度混合する為、実際の施工を想定し、2回の混合を実施し配合決定している。本工事では3本のオールコアサンプリングを行い、施工初期に7日強度を確認すると共に28日強度を確認した。JACSMAN工法においても設計基準強度である $q_u=300\text{kN/m}^2$ を全て満足した。

### 7. まとめ

超軟弱地盤の大深度施工、さらにJRへの近接施工という地盤改良工事としては、道内でも数少ない課題の多い工事であった。しかし、事前に課題を整理し、施工性および経済性を考慮した工法の再検討を行うことで、工期の短縮およびコストダウンを実施することが出来た。さらに今回の工事で最大の課題であったJRへの近接施工は、動態観測を含めた施工監理体制の徹底や仮設矢板を利用した変位抑止対策や泥除けフェンスの設置など現場における創意工夫などもありJRの運行を阻害する事無く施工を進めることが出来た。またJACSMAN工法施工期間内に釧路町において震度5の地震が2度発生したが、この地震により施工機械、プラント等への影響や、施工足場である表層固化盤も健全な状態であった事など、災害時を想定した監理体制や品質管理等が無災害に繋がったものと考えられる。現在、H17年度工事としてA<sub>2</sub>側の工事を機械高さ57mの国内最大級の機械を投入し順調に工事を進めている。

謝辞：本報告にあたっては、北海道釧路土木現業所より資料の提供および御助言を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

表一6

採取箇所	採取深度(m)	湿潤密度		代表密度 $\rho_t(\text{g/cm}^3)$	土粒子の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	含水比(%)	強熱減量(%)	PH	有機物量の推定	
		$\rho_t(\text{g/cm}^3)$	$\rho_t(\text{g/cm}^3)$						腐植酸	フルボ酸
B-1	0.50m~	1.178	0.986	1.048	1.794	460.6	56.0	5.7	39.7	16.3
	2.19m	0.979								
B-2	0.50m~	0.987	1.019	1.029	1.677	595.7	68.1	5.3	44.5	23.6
	2.20m	1.081								
B-3	0.50m~	1.052	1.066	1.053	1.701	645.6	68.0	5.6	44.5	23.5
	2.23m	1.040								
B-4	0.50m~	0.986	1.101	1.060	1.891	415.2	50.7	5.6	37.4	13.3
	2.11m	1.094								
B-5	0.50m~	1.018	1.000	1.022	1.697	586.1	70.2	5.2	45.3	24.9
	2.11m	1.038								
B-6	0.50m~	0.951	0.990	0.995	1.749	541.5	65.0	5.8	43.3	21.7
	2.24m	1.045								
B-7	0.50m~	1.061	1.067	1.051	1.596	719.3	82.2	6.0	49.8	32.4
	2.28m	1.026								
B-8	0.50m~	1.005	0.989	1.010	1.686	635.7	71.9	5.9	46.0	25.9
	2.26m	1.035								
B-9	0.50m~	0.996	1.022	1.012	1.659	674.9	73.8	6.0	46.7	27.1
	2.23m	1.019								

# 幾春別川新水路締切築堤工事における土質基礎に関する工事報告

タカハタ・杉原・赤川JV      ○鈴木 寿紀、飯田 博史  
 株式会社開発工営社          高橋 慶行、西村 右敏  
 北海道開発局石狩川開発建設部      廣瀬 純司、嶋崎 正美

## 1. はじめに

石狩川の中流域に位置する支川の幾春別川下流部や旧美唄川流域は、泥炭性の軟弱地盤が分布する低平地となっている。低平地であるため、石狩川の水位が高くなるとその影響を受け、流れが悪くなり、過去に多くの洪水被害を受けた地域である。そこで、幾春別川上流部でダムによる洪水調整を行うとともに、幾春別川と旧美唄川を合流させ、石狩川への合流点を下流に下げる「幾春別川新水路事業」が実施されている。

これら幾春別川新水路事業の内、本報告は現在施工中の「幾春別川新水路締切築堤工事」の土質基礎に関する工事概要および施工内容について紹介するものである。

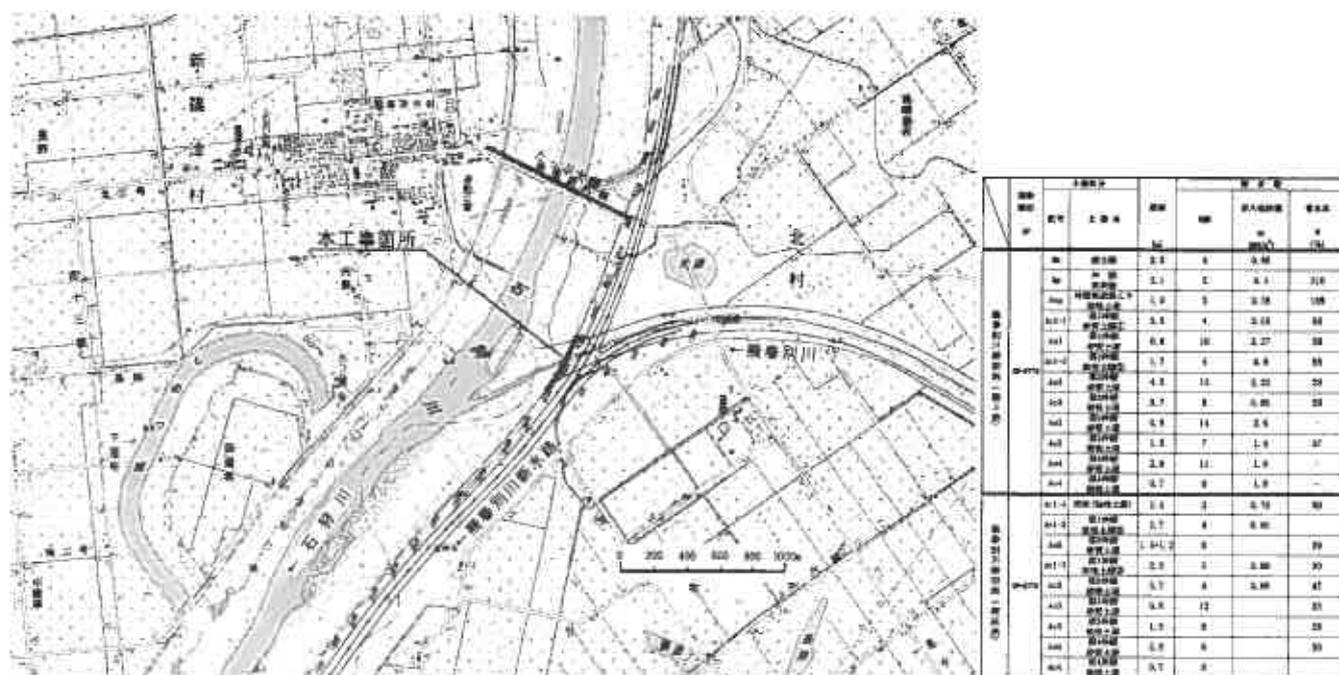
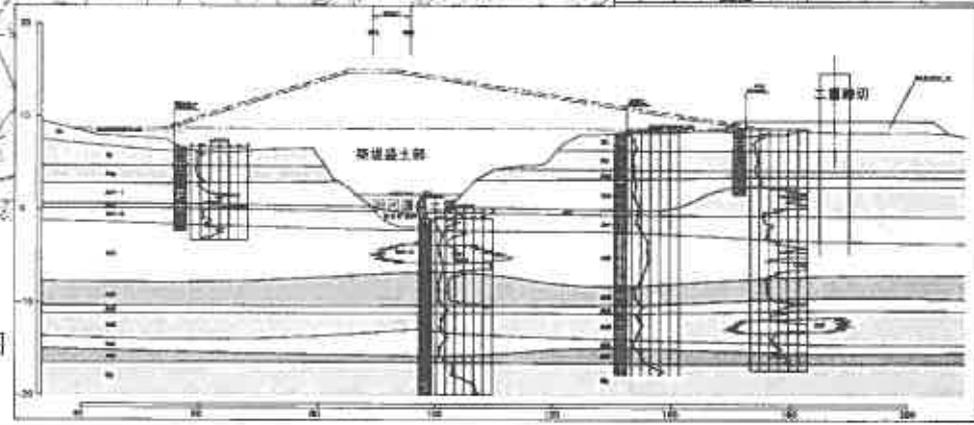


図-1 工事箇所図

図-2 工事箇所の土層断面図  
(SP2,775)



SUZUKI Toshinori, IIDA Hiroshi  
 代表) 札幌支店 工事部, 札幌市北区北9条西2丁目, TEL: 011-747-7711, FAX: 011-747-6504  
 TAKAHASHI Yoshituki, NISHIMURA Migitoshi  
 共通事業本部 地質部, 札幌市中央区北4条西5丁目, TEL: 011-207-3666, FAX: 011-218-5777  
 HIROSE Junji, SHIMAZAKI Masami  
 岩見沢河川事務所 工務課, 岩見沢市7条東9丁目, TEL: 0126-23-9557, FAX: 0126-25-1697

## 2. 工事内容

本工事は、平成17年度実施の「石狩川改修工事の内 幾春別川新水路縮切築堤工事(工期：平成17年3月11日～平成18年3月20日)」である。

前年度工事では、石狩川側には二重締切工が、幾春別川新水路側には護岸工による締切工が実施されており、本年度は、この両締切間の旧河道部を計画高水敷高まで盛土し、更に計画築堤断面(+余盛高)まで単年度で築堤盛土を構築しようとするものである(図-3および図-4参照)。

また、良質の盛土材料を大量に確保することは、大変重要で難しい課題である。本築堤盛土工事では、単独では利用できない浚渫工事発生土を粒度調整によって改善し、盛土材料としての積極的な利用を図るとともに、大幅なコスト低下を実現することが可能となった。本工事における必要土量の218,400m<sup>3</sup>(旧河道盛土に78,000m<sup>3</sup>と築堤盛土部に140,400m<sup>3</sup>)は、平成15年度および16年度の石狩川浚渫工事で発生した浚渫土(砂と粘性土)を土砂混合することによって確保した。盛土材料は、河川堤防としてできるだけ難透水性であること、施工性が確保されることが求められるとともに、盛土全体の強度的安定性が確保される材料<sup>1)2)</sup>であることが前提となる。

混合土の目標品質<sup>3)</sup>を確保するために、まず浚渫排泥地の土取場土質調査を実施し材料単独の性質を把握し、室内配合試験を実施した。

次に現地にてロータリー式スタビライザによる土砂混合を行い、攪拌状況確認と混合土の品質の確認を室内土質試験で実施している。さらに混合土を用いた試験盛土を実施し、施工性及び強度特性の把握を行っている。

実施工における品質管理では、混合土品質を粒度試験によって、盛土品質を現場密度試験(現場規格値として締固め度85%を設定)によって行っている。

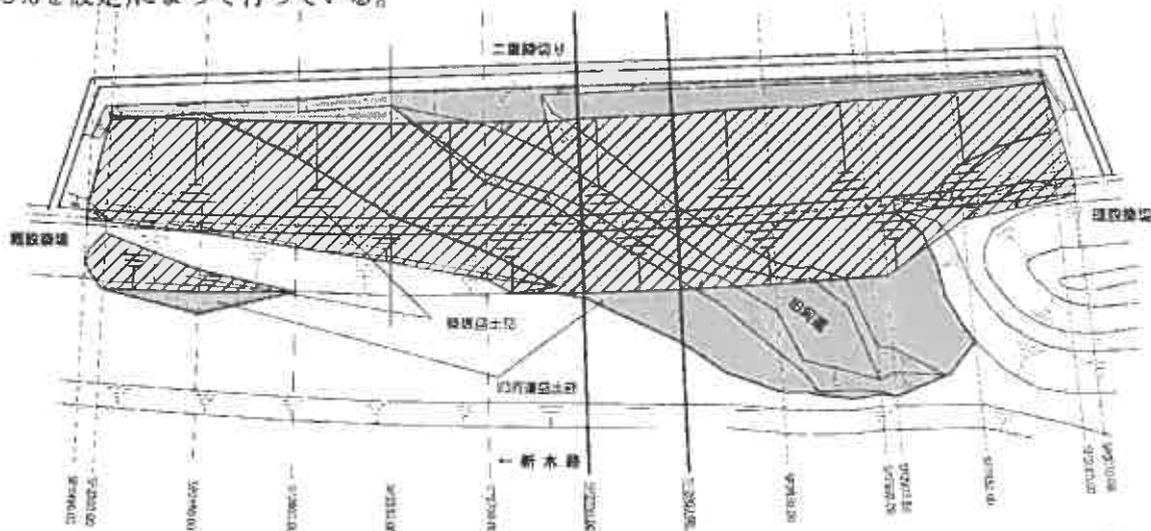


図-3 締切築堤工事平面図 (SP2490~3010)

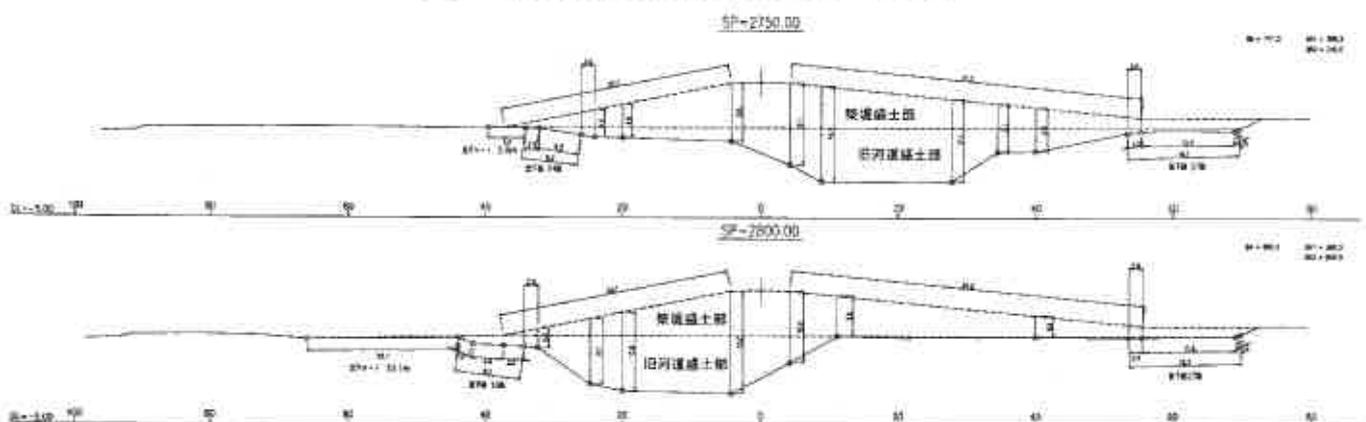


図-4 施工断面図 (SP2750, SP2800)

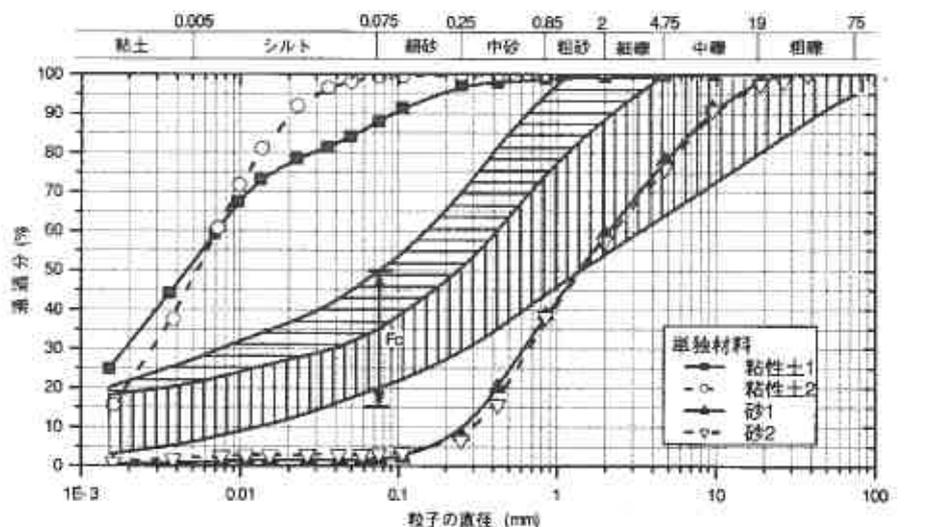
### 3. 単独材料および混合土の性質

調査・検討方法については、混合土利用マニュアル(案)<sup>1)</sup>に基づき実施した。各土取場(排泥地)では、現場密度試験と室内土質試験用試料の採取を行い、配合検討を実施した。

各単独材料を代表する物理・材料特性を表-1に、粒径加積曲線を図-5に示す。同表に示されるように、粘性土は細粒分含有率 $F_c$ (粘土分+シルト分)が90%程度と高く、また自然含水比 $w_n$ が60~80%程度でコーン指数 $q_c$ が $100\text{kN/m}^2$ 程度と低いため通常の施工機械の走行性( $q_c \geq 400\text{kN/m}^2$ )を得ることもできない。砂は $F_c$ が2~3%以下と低く、透水性の高い材料である。また、砂としては $w_n$ が高い10%程度を示している。

表-1 土取場材料の土質試験結果

一 般	試料番号	土取場 石狩川排泥地)			
		粘性土1	粘性土2	砂1	砂2
一 般	湿潤密度 $\rho_t$ $\text{g/cm}^3$	1.580	1.522	2.017	2.001
	乾燥密度 $\rho_d$ $\text{g/cm}^3$	1.016	0.928	1.912	1.890
	土粒子の密度 $\rho_s$ $\text{g/cm}^3$	2.623	2.569	2.707	2.700
	自然含水比 $w_n$ %	62.9	79.2	5.6	10.3
粒 度	石 分 75mm以上 %	0.0	0.0	0.0	0.0
	礫 分 2~75mm %	0.5	0.0	40.8	42.5
	砂 分 75 $\mu\text{m}$ ~2mm %	11.6	0.7	57.3	54.3
	シルト分 5~75 $\mu\text{m}$ %	36.2	51.9	1.0	1.1
	粘土分 5 $\mu\text{m}$ 未満 %	51.7	47.4	0.9	2.1
	最大粒径 (mm)	9.5	2	26.5	37.5
コンシ ステン ション	液性限界 $w_L$ %	81.1	91.6	NP	31.9
	塑性限界 $w_p$ %	30.2	39.4	NP	15.7
	塑性指数 $I_p$	50.9	52.2	NP	16.2
分 類	分類名	粘土質土 (高液性限界)	シルト (高液性限界)	分類された微質砂	分類された微質砂
	分類記号 $\rho_{dmax}$ $\text{g/cm}^3$	(CH-S)	(MH)	(SPG)	(SPG)
検 査 法	試験方法	A-c	A-c	A-b	A-b
	最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ $\text{g/cm}^3$	1.210	1.061	1.857	1.854
	最適含水比 $w_{opt}$ %	37.0	46.5	10.4	12.1
コーン指数	コーン指数 $q_c$ $\text{kN/m}^2$	117	129	893以上	1107以上
透 水	透水係数 $k$ $\text{cm/sec}$	4.23E-07	5.80E-07	2.60E-02	1.57E-02



15 ≤  $F_c$  ≤ 50 : 築堤材料として望ましい・細粒分の範囲<sup>1)</sup>      □ : 材料の含水比を低下させることで利用可能となる範囲<sup>2)</sup>  
 □ : 混合攪拌で目標とする粒度分布の範囲<sup>2)</sup>

図-5 土取場材料の粒度分布

土取場採取試料による室内配合試験結果の一例を表-2に示す。

当該工事は、泥炭性軟弱地盤区間にあり、敷均しのみ(Bタイプ築堤)による施工として設計されている。

盛土は、最大15m程度(旧河道盛土8m、盛土7m)の盛高を有し、単年度で計画築堤断面を施工することから、築堤盛土材料としての品質、トラフィカビリティ確保はもちろんのこと、盛土全体(基盤+盛土)の安定性が確保されなければならない。このため、締固め度 $D_c=85\%$ (現場管理値の下限値)の供試体を用いた三軸UU試験を実施し、盛土のすべり安定性が確保される強度定数が得られるかを確認した。

配合割合は、混合土の室内配合試験結果と混合材料の土量収支を総合的に検討し、当初設計の砂:粘性土=1.9:1(体積比)で実施可能なことを確認した。

表-2 混合土の室内配合試験結果

試験項目	試料番号	室内配合試験					
		砂1:粘性土1			砂1:粘性土2		
		≒3:1(体積比) Fc=15%	≒1.9:1(体積比) Fc=22%	≒1.5:1(体積比) Fc=25%	≒3.2:1(体積比) Fc=15%	≒1.6:1(体積比) Fc=25%	≒1:1(体積比) Fc=35%
一般	土粒子の密度 $\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	2.693	2.689	2.687	2.681	2.669	2.66
	自然含水比 $W_n$ %	15.0	18.0	20.3	16.5	22.9	31.1
粒度	石分 75mm以上 %	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
	礫分 2~75mm %	33.9	30.6	30.6	34.7	31.6	27.6
	砂分 75 $\mu$ m~2mm %	49.8	46.8	44.6	49.3	43.4	37.7
	シルト分 5~75 $\mu$ m %	6.0	9.2	9.7	7.4	11.6	17.5
	粘土分 5 $\mu$ m未満 %	10.3	13.4	15.1	8.6	13.4	17.2
	最大粒径 (mm)	19	26.5	19	26.5	19	19
コンシステンシー	液性限界 $W_L$ %	51.7	57.3	60.4	58.9	67.3	72.5
	塑性限界 $W_p$ %	20.5	22.8	24.1	25.9	29.8	30.9
	塑性指数 $I_p$	31.2	34.5	36.3	33.0	37.5	41.6
分類	分類名	粘性土質礫質砂	粘性土質礫質砂	粘性土質礫質砂	粘性土質礫質砂	粘性土質礫質砂	粘性土質礫質砂
	分類記号 $\rho_{dmax}$ g/cm <sup>3</sup>	(SCsG)	(SCsG)	(SCsG)	(SCsG)	(SCsG)	(SCsG)
締固め	試験方法	A-c	A-c	A-c	A-c	A-c	A-c
	最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ g/cm <sup>3</sup>	1.941	1.877	1.834	1.896	1.775	1.634
	最適含水比 $W_{opt}$ %	12.3	13.8	14.2	13.3	15.4	18.9
コーン指数	コーン指数 $q_c$ kN/m <sup>2</sup>	717	179	140	538	292	89.5
透水	透水係数 $k$ cm/sec	9.09E-04	1.45E-04	1.40E-04	8.75E-04	2.08E-04	1.46E-05
三軸圧縮	試験条件	UU	UU	UU	UU	UU	UU
	全応力 $\sigma_1$ kN/m <sup>2</sup>	28.5	18.3	18.4	15.7	17.2	10.9
	$\phi_u$ 度	7.2	7.5	4.7	8.1	5.8	6.0

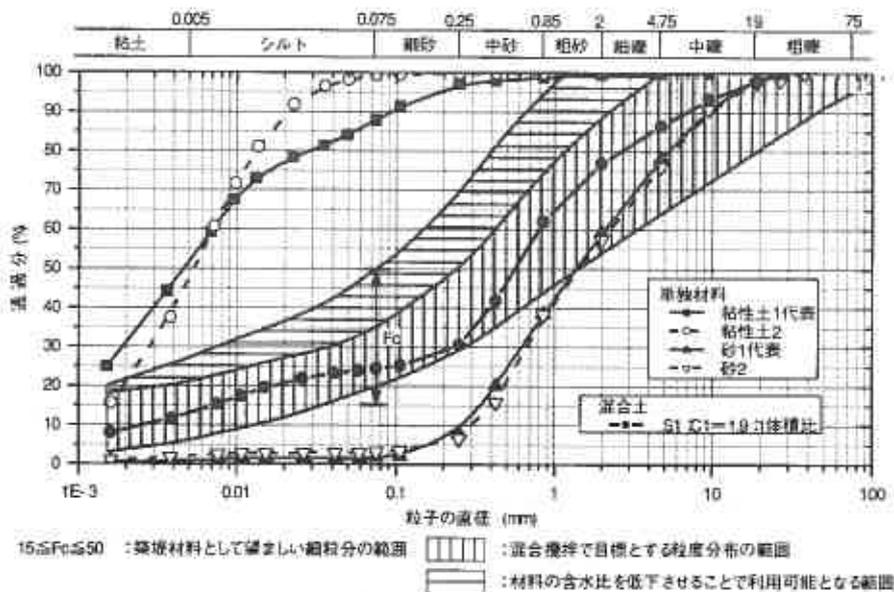


図-6 混合土の粒度分布(現場粒度分布基準)

なお、粘性土土取場は自然含水比が高く、混合土のトラフィカビリティ不足改善のため、土取場においてトレンチ排水を実施し、単独材料の最適含水比付近に近づける努力を行っている。

#### 4. 試験施工

室内配合試験結果と同等の品質が確保されることを確認するために、現地にて試験攪拌と試験盛土を実施した。試験攪拌は、所定の配合割合となるように砂と粘性土を堆積し、ロータリー式スタビライザを用いて攪拌混合した(写真-1, 2 参照)。これにより、スタビライザの攪拌能力と混合土の混合性を確認している。

試験盛土は、砂の土取場をフィールドとして実施した。試験盛土形状を図-7 に示すとともに敷均し・転圧状況を写真-3 に示す。実際に施工するブルドーザを用い、敷均し・転圧回数を 2, 4, 6 往復として、30cm 層を 3 層(盛高 0.9m)で実施し、各層においてポータブルコーン貫入試験と現場密度試験を実施している。

まず、ポータブルコーン貫入抵抗を図-8 に示す。1~3 層の各層表面は、クローラー走行による乱れの影響で若干抵抗値が低い傾向にある。

1 層目を除き、深さ方向に貫入抵抗が増大する傾向にある。1 層目は、砂地盤の影響を受け、クローラー走行による転圧効果が強く発揮されていると考えられる。このため評価は、1 層目を除外して行った。

データのバラツキ、逆転はあるが、概ねブルドーザの往復走行回数が多くなるに従い、コーン指数も増加傾向にある。

試験対象層は、前層との境界付近で、2 往復を除き貫入不能となっている。2 往復のみ試験対象層を貫いたデータが得られているが、貫入抵抗値は  $250\text{kN/m}^2$  以上の増加が認められている。このことから層状の施工は、前回の層に対しても転圧効果によるコーン指数(および密度)の増大が期待できるものと考えられる。

本配合の混合土は、機械の施工性を十分確保する強度を有していることが数値的に示された。

次に、現場密度試験結果を締固め度で整理し以下に示す。なお 1 層目は、砂地盤の影響を受け密度が大きく出ているため、除外して安全側の評価を行っている。

図-9 は、各地点の試験データをブルドーザの往復回数毎にプロットしたものである。図-10 は、走行回数と締固め度の関係をプロットしたものであるが、往復回数が多くなるに従い、締固め度も増加する傾向にある。同図から、締固め度 85% 以上を確保するためには、ブルドーザの往復走行回数を 3 往復以上とする必要がある。

本工事では、盛土基盤に相当する旧河道盛土部は特に重要であると考え、締固め度 85% を確実に確保するようにブルドーザの走行回数を 4 往復以上として、旧河道盛土の施工を実施した。



写真-1 ロータリー式スタビライザ



写真-2 攪拌施工状況

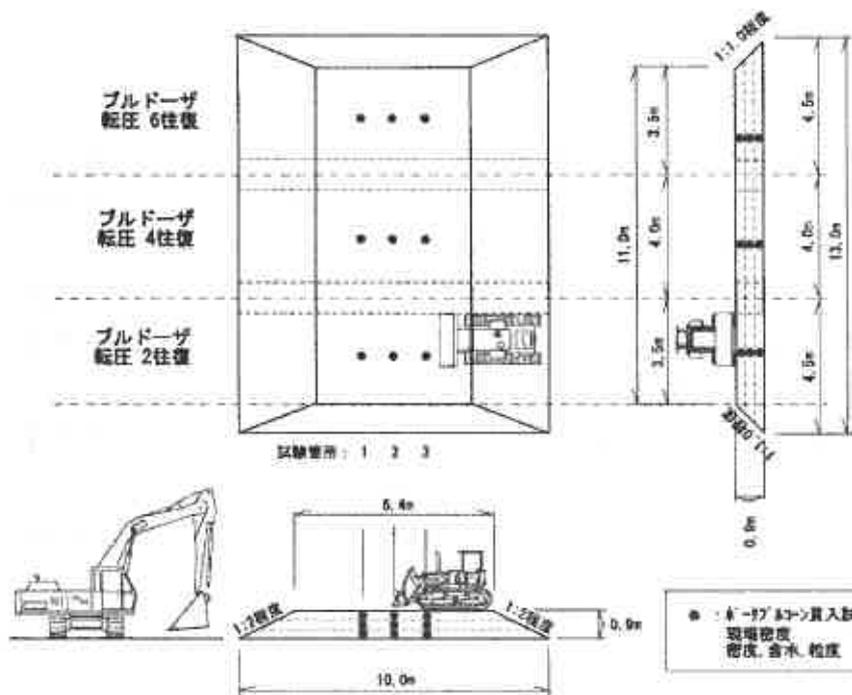


図-7 試験盛土形状および試験箇所図



写真-3 試験盛土時の敷均し・転圧状況

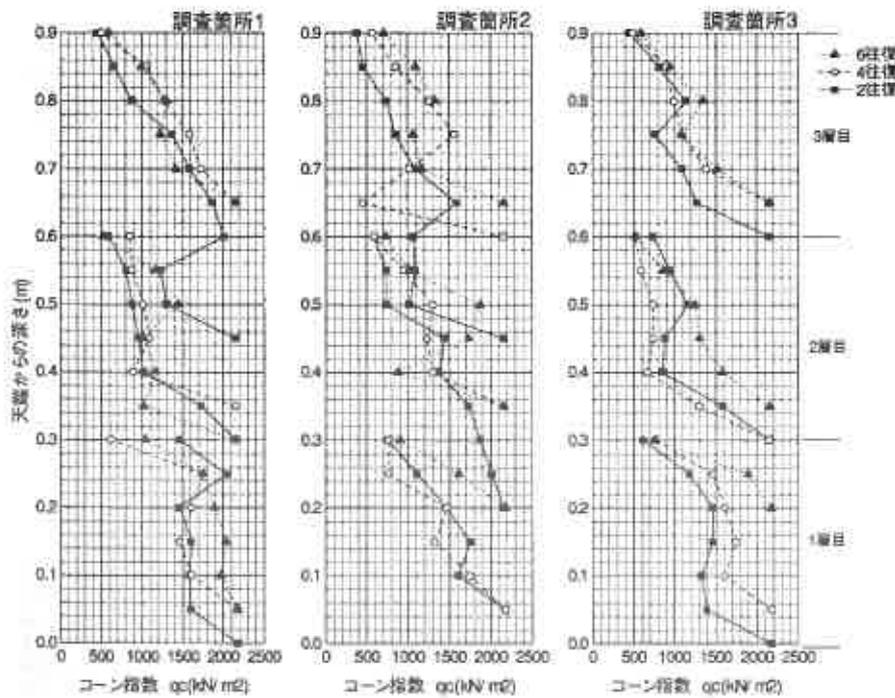


図-8 試験盛土におけるコーン指数

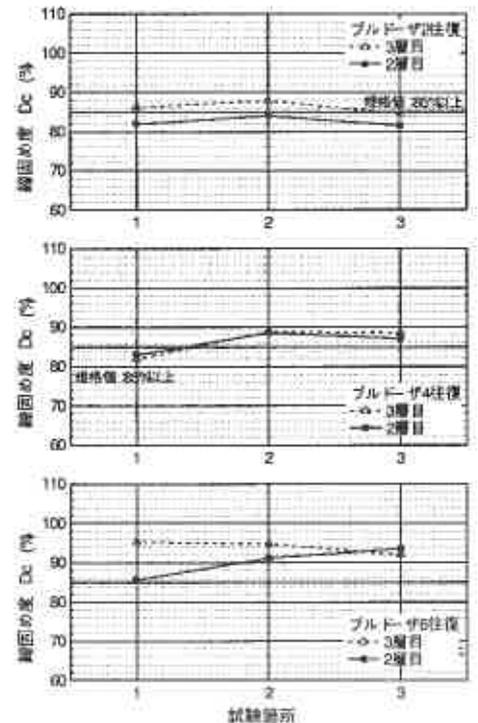


図-9 試験盛土における締固め度

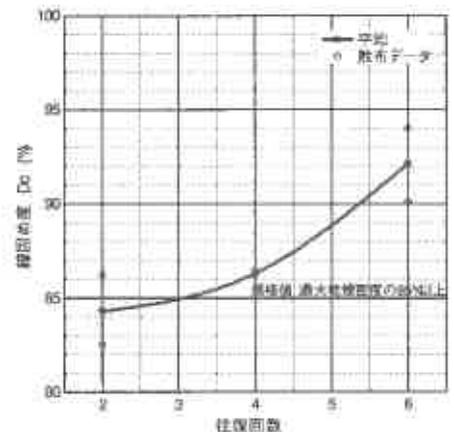


図-10 走行回数と締固め度

## 5. 実施工

### 5.1 施工計画

土の移動は、粘性土を砂の土取場に搬出し、砂の土取場で攪拌後、混合土を盛土場に搬出する流れで行った(図-11 参照)。

材料混合(搬出側)は、盛土(受取側)とのバランスを考慮し、攪拌機械はロータリー式スタビライザ 3~4 台を使用した。また、混合する材料および混合土の搬入出において、工事工程に応じた編成として、ダンプトラックの待ち時間等を低減させて作業効率の向上を図った。

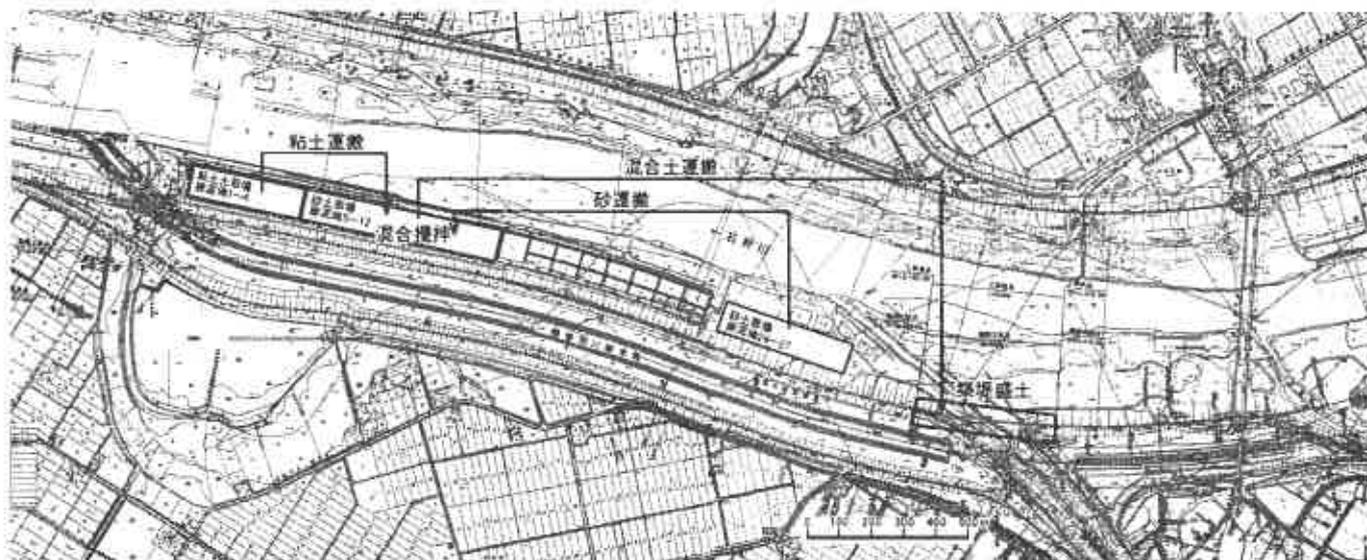


図-11 土の運搬経路図

### 5.2 土取場

準備工として、混合土の品質向上のため、粘性土の土取場においてトレンチ排水を実施し、表面排水を速やかに行うとともに地山含水比の低下を行った(写真-4 参照)。砂の土取場では、集積し曝気乾燥を行った(写真-5 参照)。これらの石狩川への排水出口には、吸出防止マット・砂利等で汚濁水の流出防止を行った(写真-6 参照)。

なお、トレンチ排水の掘削断面では、断面観察を行い土質分布状況の把握を行っている。

所定の配合割合の混合土を得るため、粘性土と砂の土取場を区画分割して、各々所定の土量が混合されるように管理した。



写真-4 粘性土土取場のトレンチ掘削状況(5/11撮影)



写真-5 砂土取場の集積曝気乾燥(9/15撮影)

### 5.3 攪拌工

混合攪拌は、砂の土取場に粘土を堆積し、所定の深さをロータリー式スタビライザで攪拌した。攪拌ヤードの平面形状を図-12 に示すとともに攪拌施工状況を写真-7 に示す。

粘土材料の敷均し厚さ及び攪拌の深さは、レーザーレベルにて管理した。写真-8 は、攪拌ヘッドにレーザーレベル取り付け付けた混合管理状況を示したものである。

攪拌混合の回数は、試験攪拌により均一な混合が得られた 4 往復を採用し、運転席にカウンターを取り付けて管理した。また、混合作業時における攪拌土の飛散防止のため、混合ヘッドに傘を取り付けて攪拌施工を実施した(写真-1, 2 参照)。

攪拌ヤード内では、重機同士の接触防止のため、攪拌機械同士が最低 5m 以上離れる攪拌作業区画を設定した。攪拌終了後は、バックホウ、ブルドーザで集積、転圧を行い、盛土開始までの降雨に備えた。

なお、5,000m<sup>3</sup>毎に粒度試験を実施し、混合土の品質管理を行っている(図-13 参照)。



写真-6 濁水処理状況



写真-7 攪拌施工状況



写真-8 レーザーレベルによる攪拌深さ管理

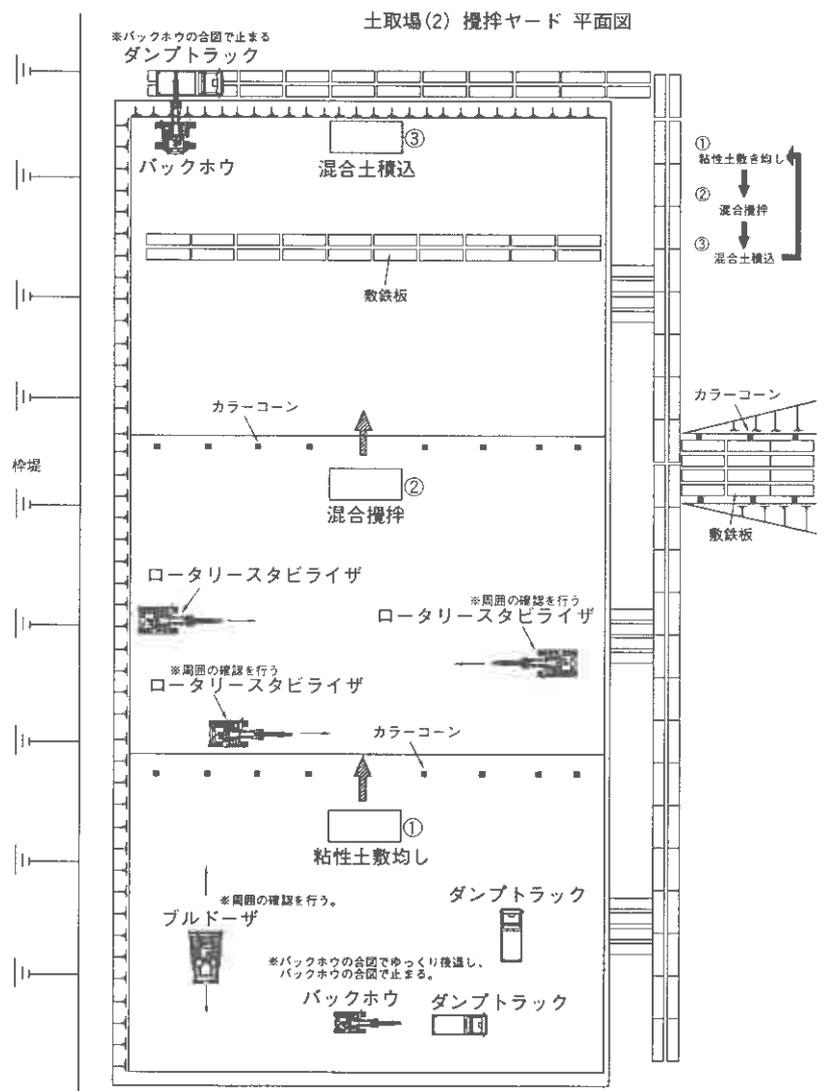


図-12 攪拌ヤード平面形状図

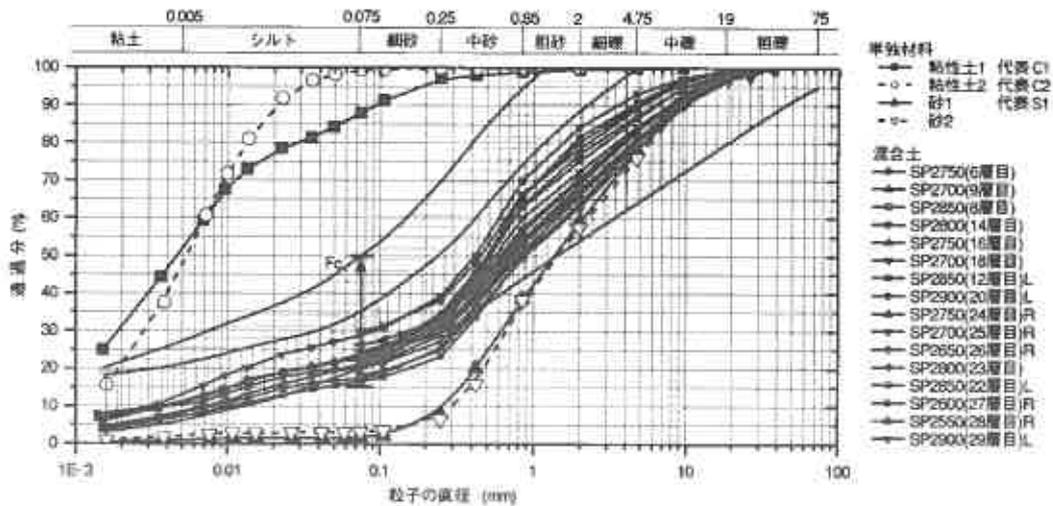


図-13 混合土の粒度試験による品質管理状況

### 5.4 盛土工

写真9~14は、盛土状況を示したものである。

盛土は勾配を付けた施工を行い、雨水・湧水は釜場から水替え(8インチポンプ)し、沈殿槽、沈殿池を通じて新水路に濁度計による汚濁水管理を行い放水している。

混合土の荷卸し箇所は、運搬ダンプトラック同士または数均しブルドーザ同士の接触防止のため、集中させずに分散した。

盛土は、どの区画の粘性土と砂が使用され、どの箇所に盛土されたのかを管理している。5,000m<sup>3</sup>毎に現場密度試験を実施し(図-14(a)参照)、盛土の品質管理を行うとともに、トラフィカビリティが確保できる含水比を設定し(図-14(b))、現地にてポータブルコーン貫入試験および含水比測定を実施している。含水比が高くて盛土材として適さないものは、含水低下を待って利用することとした。更に透水試験等を実施し、当初設計の品質目標が得られていることも確認している。

盛土施工は、地すべり計および側方流動杭による動態観測により段階施工を行っている。

本盛土の特徴は、通常の数均しのためのBタイプ築堤では締固め度の規格値の適用を受けないが、現場規格値を設定した締固め管理を行っていることにある。

当該工事では、旧河道部の河床は比較的地盤強度が期待できたため(図-2参照)、良質土(混合土)を用いた旧河道盛土は締固め管理が可能であった。締固め管理され構築された基礎地盤は安定性が向上し、結果として築堤盛土においても締固め管理が可能であった。当該工事のような地盤および材料条件によっては、軟弱地盤上に普通土を用いて締固め管理を行う(BDタイプ築堤)品質管理も可能であると考えられる。

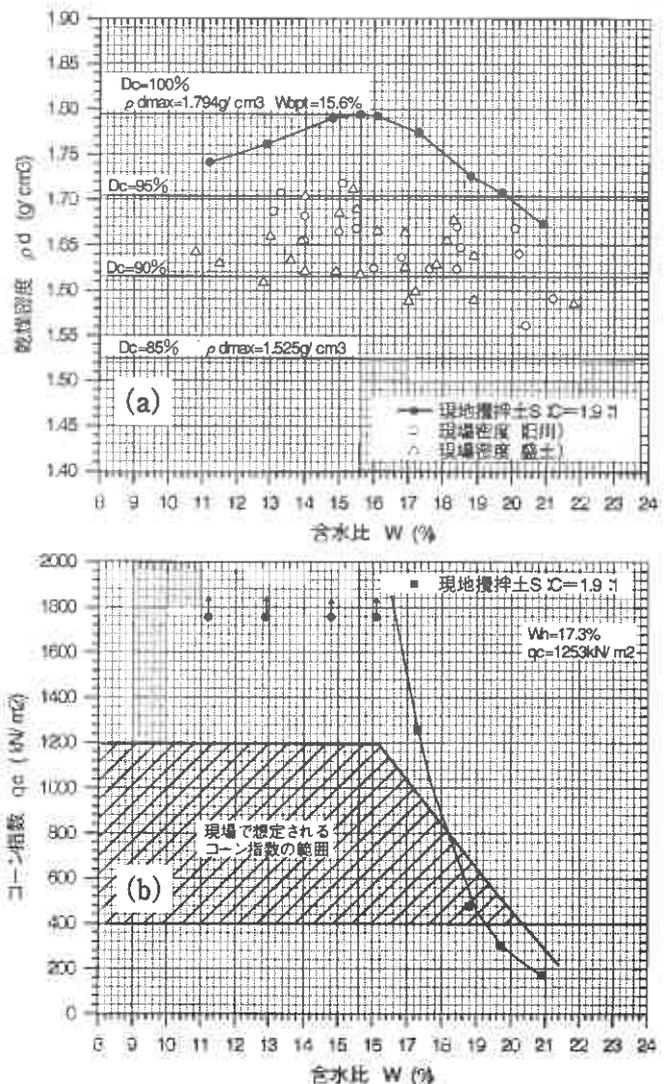


図-14 盛土の品質管理例

- (a) 乾燥密度～含水比関係
- (b) コーン指数～含水比関係



写真-9 旧河道状況（4/21撮影）



写真-10 旧河道状況（6/13撮影）



写真-11 旧河道盛土状況（6/22撮影）



写真-12 旧河道盛土状況（7/15撮影）



写真-13 旧河道盛土完了状況（8/19撮影）



写真-14 築堤盛土状況（10/25撮影）

## 6. おわりに

本報告では、浚渫発生土である砂と粘性土を粒度調整して築堤材料として利用し、旧河道を締切る築堤工事の概要を紹介した。本工事は、盛土材料の品質確保および盛土の安定性確保の問題を克服するために、設計者と施工者とが連携をとって工事を進めているものである。

当初は、土取場の含水比が高いことや、降雨等の気象条件から工事の遅れが懸念されたが、土取場でのトレンチ排水や集積曝気、盛土箇所での高含水河床堆積物の除去や排水処理等を行うとともに、盛土に現場管理基準を設けて施工したことにより、10月末現在では工程上の遅れも無く順調に施工が行われている。

現在は、日々の混合土品質および盛土品質管理を行いながら安全に工事を進め、締切築堤工事の完成を目指している。

## 参考文献

- 1) 国土開発技術研究センター：河川土工マニュアル，第3章3.1.3 堤体材料の選定，pp.68～76，平成5年6月。
- 2) 建設省河川局監修：改訂新版 建設省河川砂防技術基準(案)同解説 調査編，日本河川協会，第17章第2節河川堤防の土質調査，pp.401，平成9年10月。
- 3) 北海道開発局石狩川開発建設部工務課：混合土利用マニュアル(案)，平成15年3月。
- 4) 土木研究所編著：建設発生土利用技術マニュアル(第3版)，土木研究センター，3土質区分基準および土質区分判定のための調査，pp.27～34，平成16年9月。

## 既設の橋梁桁下におけるジャイロプレス工法の施工

(株)地崎工業 土木部 ○外山 聡朗  
(株)地崎工業 土木部技術課 八木 一善  
(株)地崎工業 営業一部 後藤 和彦

### 1. はじめに

近年、アセットマネジメントシステムの導入などにより、補修や更新の時期を迎える構造物が増えている。また北海道では大地震や豪雨が頻発し、被害を受けた構造物の復旧を余儀なくされている。このような既設構造物の補修や復旧は近接施工となり、作業空間の制約が生じて一般的な工法は採用困難となる場合がある。

そこで本報告では、地震および豪雨によって被害を受けた橋梁基礎の復旧工事において、回転圧入機械が鋼管矢板上を自走するジャイロプレス工法を実施した結果について述べる。既設の橋桁によって上空制限を受けるなか、鋼管先端の支持地盤が岩盤(礫岩)であることを考慮し、日本で初採用の当工法の創意工夫を行った。

### 2. 工事概要および地盤条件

#### (1) 工事概要

工事名：15年災第1284号 平取門別線平取橋災害復旧工事（繰越）

工事場所：北海道沙流郡平取町本町地先

工期：平成16年9月7日～平成17年3月30日

発注者：北海道室蘭土木現業所  
門別出張所

施工：地崎・機械開発・岸本組  
特定建設工事共同企業体

#### (2) 工事内容

平取橋は、平成15年8月に発生した台風10号と同年9月発生 of 2003年十勝沖地震の影響により、写真-1に示す2基（P2、P3）の橋脚が被災した。具体的には、ケーソンの底部（φ6,400）が洗掘され、さらに2003年十勝沖地震の地震動を受けて橋脚が上流方向に最大約17cm傾斜した。

この被害に対する重要な復旧対策として、既設ケーソンの周囲に鋼管矢板井筒基礎が計画されたが、後述の地盤および施工的な制約条件から、一般的な工法による鋼管矢板の設置は困難であると判断された。



図-1 施工位置図



写真-1 平取橋（施工前）

Toshiro Toyama, Kazuyoshi Yagi and Kazuhiko Goto

札幌市中央区南4条西7丁目6, TEL : 011-511-8114, FAX : 011-511-2660

### (3) 地盤条件

平取橋周辺の河床には、上位に第四紀の段丘堆積物（砂礫、砂質シルト）、その下位に二風谷層と称される第三紀の礫岩が堆積している。平取橋左岸側の橋台周辺から河床部まで、礫岩の露出が確認されている。左岸側の表層は強風化であるが、河床は風化部が侵食されて比較的硬質である。

図-2に、施工箇所の地盤構成と基礎の構造を示す。上位の砂礫層の厚さは約5mであり、巨石（写真-2）や流木が含まれる。その下位の強風化礫岩層は概ね2mである。また、基礎の支持地盤となる未～弱風化礫岩層のN値は50以上となっている。



写真-2 砂礫層に含まれる巨石

### (4) 施工条件

既設ケーソンの周りに鋼管矢板（図-2）を構築するにあたり、以下のような工法選択上の課題があった。

- ① 鋼管先端の地盤は、N値50以上の硬い弱風化～未風化礫岩層となる。
- ② 上部の砂礫層には巨石が含まれる（最大でφ1,000mm以上）。
- ③ 鋼管天端～既設橋桁間は約7.5mであり、鋼管設置のための施工空間は極めて狭くなる。

また、次のような環境条件による施工上の制約もあった。

- ④ 河川内作業は渇水期の150日間に限られる。短期間で施工を終えるために、栈橋等の仮設は小規模にする必要がある。
- ⑤ 河川内作業であるために排土を極力減らす必要があり、河川汚濁防止等の環境への配慮が重要となる。

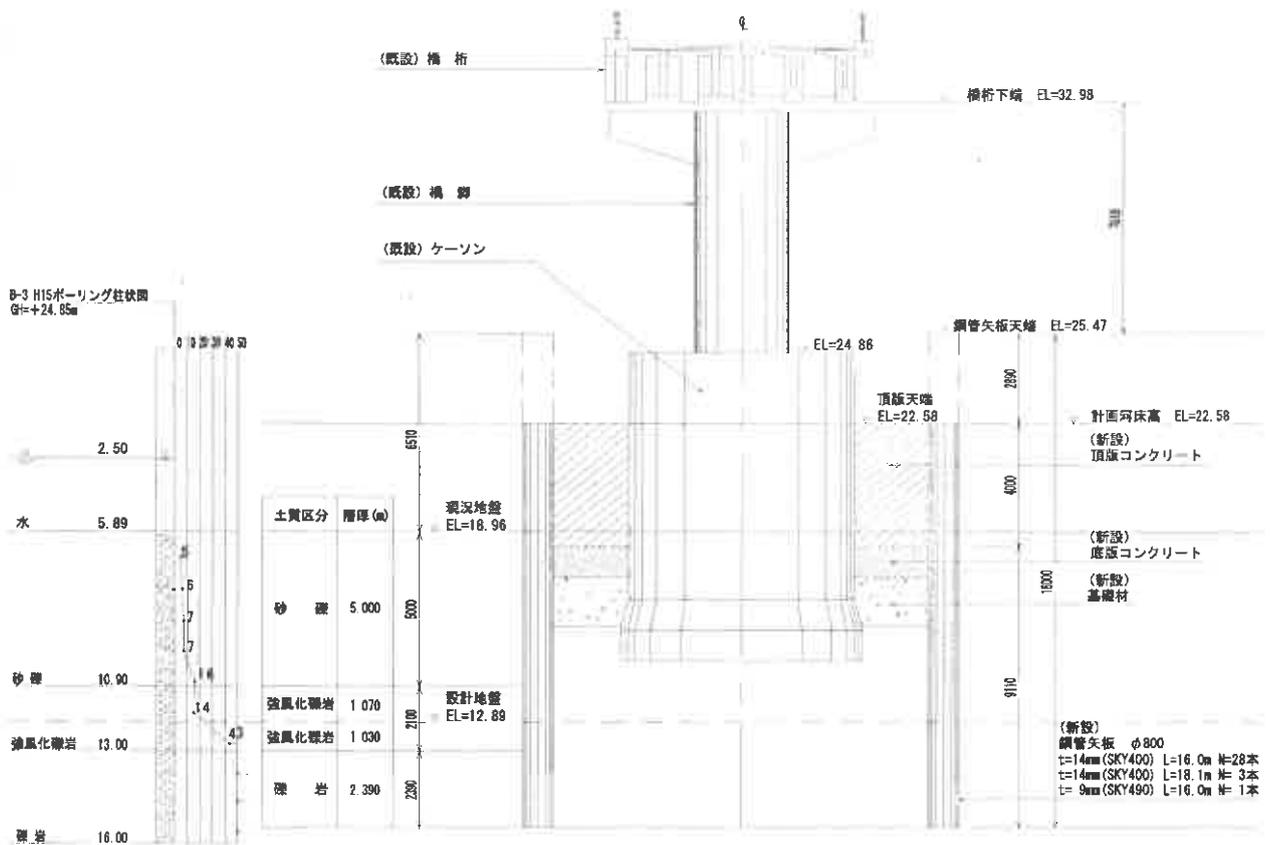


図-2 ボーリング柱状図および構造図

### 3. ジャイロプレス工法

#### (1) ジャイロプレス工法の概要

ジャイロプレス工法は、写真-3に示すジャイロパイラーが鋼管矢板上を自走し、鋼管矢板を回転圧入する新工法である。

従来の圧入工法および中掘併用圧入工法の最大圧入力は1,000kN程度である。表-1に示すように、この工法は最大約3,000kNの大きな圧入力によって、従来工法では適用が困難な硬い岩盤や巨石が出現する砂礫層にまで鋼管を貫入できる。また、後述の創意工夫によるウォータージェットカッターの併用によって、高圧水による岩盤破碎や礫の移動が可能となる。これにより、反力の低減と鋼管矢板完了後の排土を最小限にすることができる。

図-3に、ジャイロパイラーの構造を示す。この工法の最大の利点は、高さ約3.9mのジャイロパイラーが鋼管矢板上を自走するため、4.61m以上の高さの余裕があれば施工が可能となることである。

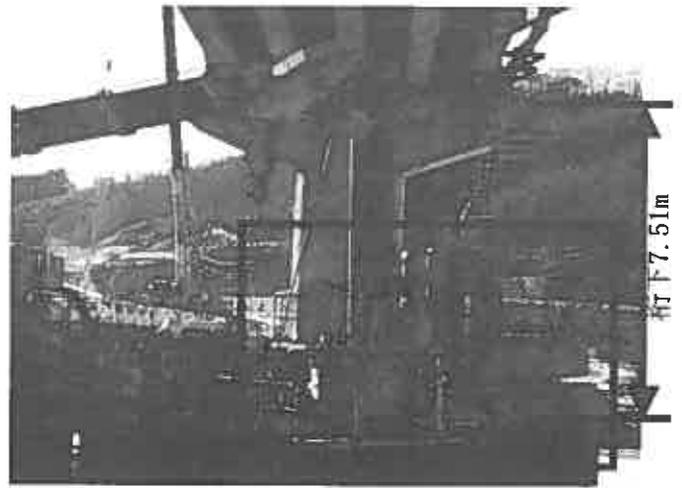


写真-3 ジャイロパイラー

表-1 ジャイロパイラーの仕様

圧入力 (kN)	3,000
引抜力 (kN)	3,500
マスト左右最大傾斜角	30°
鋼管杭の適用径	φ 800～φ 1000
本体重量 (t)	37.7 (φ 900時)

#### (2) 鋼管矢板打設工法の選定

表-2は、前述の施工条件を踏まえて鋼管矢板打設工法の比較検討を行った結果を示している。

打撃工法、中掘根固工法、中掘最終打撃工法は砂礫層に適用できるが、施工機械によって定まる上空の施工空間が大となり、対象工事の上空制限約7.5mという条件下では採用できない。

この橋桁による上空制限の問題は、圧入工法あるいは中掘併用圧入工法であれば解消できる。しかし、

圧入工法は巨石が混じる砂礫層や硬い岩盤への適用が難しい。一方、中掘併用圧入工法は栈橋などの仮設が大規模になり、工期内施工が困難になると考えられた。その排土量も大となる。

前述のように、基本的にジャイロプレス工法は巨石混じりや硬い岩盤にも適用が可能である。上空制限の問題もクリアできるために、目的とする災害復旧工事では最適と考えられた。また図-4の栈橋の平面図に示すように、他の工法では1BLから3BLまでの栈橋が必要となるのに対して、ジャイロプレス工法と圧入工法では1BLの栈橋のみで施工可能となる。

図-5に鋼管矢板の配置図、表-3に各鋼管矢板の種別を示す。図-5や表-3のように、施工手順、施工位置等によって杭をA～Dの4種類に分けている。径φ800mmの鋼管矢板L=16.0m（C杭3本はL=18.1m、後に2.1m切断）を1箇所32本、橋脚2箇所で64本施工した。

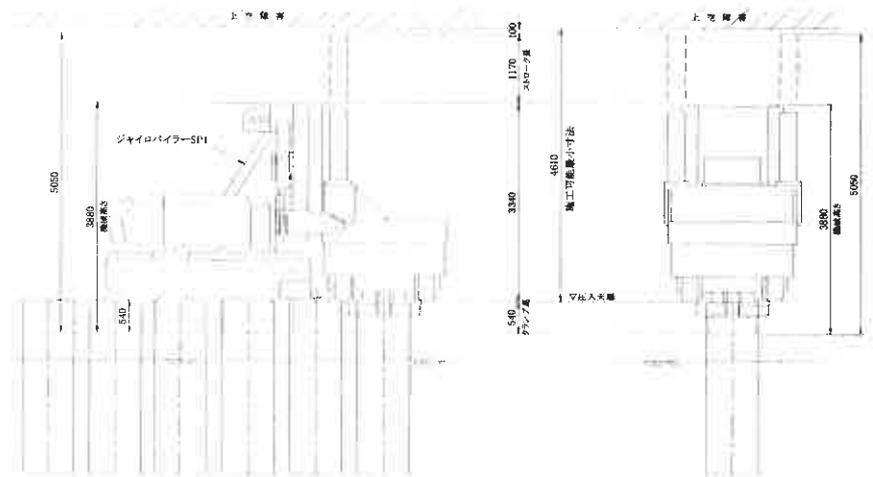


図-3 ジャイロパイラーの外観および大きさ

表-2 鋼管矢板打設に関する工法比較表

工 法	打撃工法	中掘機固工法	中掘最終打撃工法	圧入工法	中掘併用圧入工法	ジャイロプレス工法 (回転圧入工法)
① 岩盤への適用 礫岩(N>50)	○	△	△	×	△	○
② 巨石混じり砂 礫(φ500mm以上)	×	△	△	×	△	○
③ 上空制限 (H<7.51m)	×	×	×	○	○	○
④ 仮設工事量 (栈橋 図-4)	大 栈橋はケーソンの周囲の1BL~3BLが必要			小 栈橋は1BLのみ必要	大 栈橋はケーソンの周囲の1BL~3BLが必要	小 栈橋は1BLのみが必要
⑤ 排土量	中	大	大	中	大	ほぼ無排土
⑥ 環境保全 (騒音・河川汚濁)	×	△	×	○	△	○
工期 ※1	/			/	×	○
経済性 ※1	/			/	×	○
工法判定結果	×	×	×	×	△	○

※1: ①~⑥において×(不適)とならない工法について、工期と経済性を比較

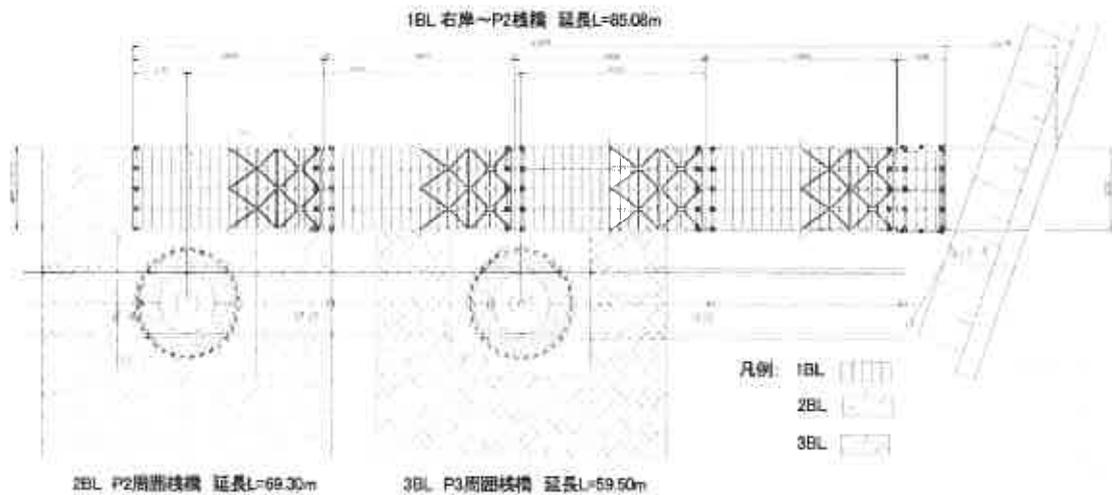


図-4 仮設栈橋計画図(本施工では1BLのみ)

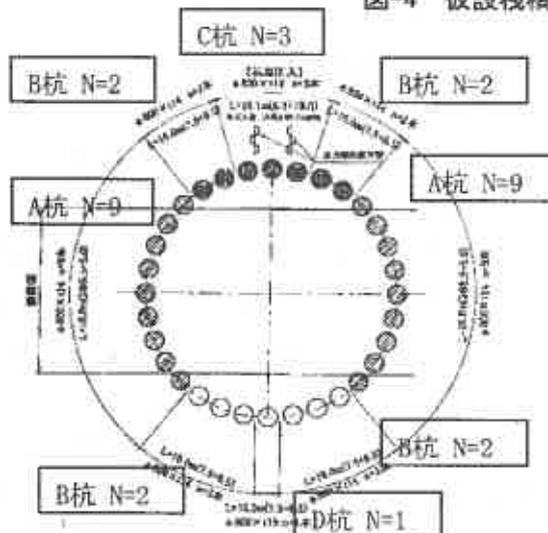


図-5 鋼管矢板配置図

表-3 鋼管矢板種別表

呼び名	鋼種	杭長	継ぎ接箇所	本数	備考
A杭	SKK400	5.5+5.5+5=16m	2箇所	18	桁下部
B杭	SKK400	8.5+7.5=16m	1箇所	10	
C杭	SKK400	10+8.1=18.1m	1箇所	3	
D杭	SKY490	8.5+7.5=16m	1箇所	1	鋼製脚橋

### (3) ジャイロプレス工法の施工方法

以下にジャイロプレス工法の施工方法、写真-4～写真-7に各施工段階での状況を示す。

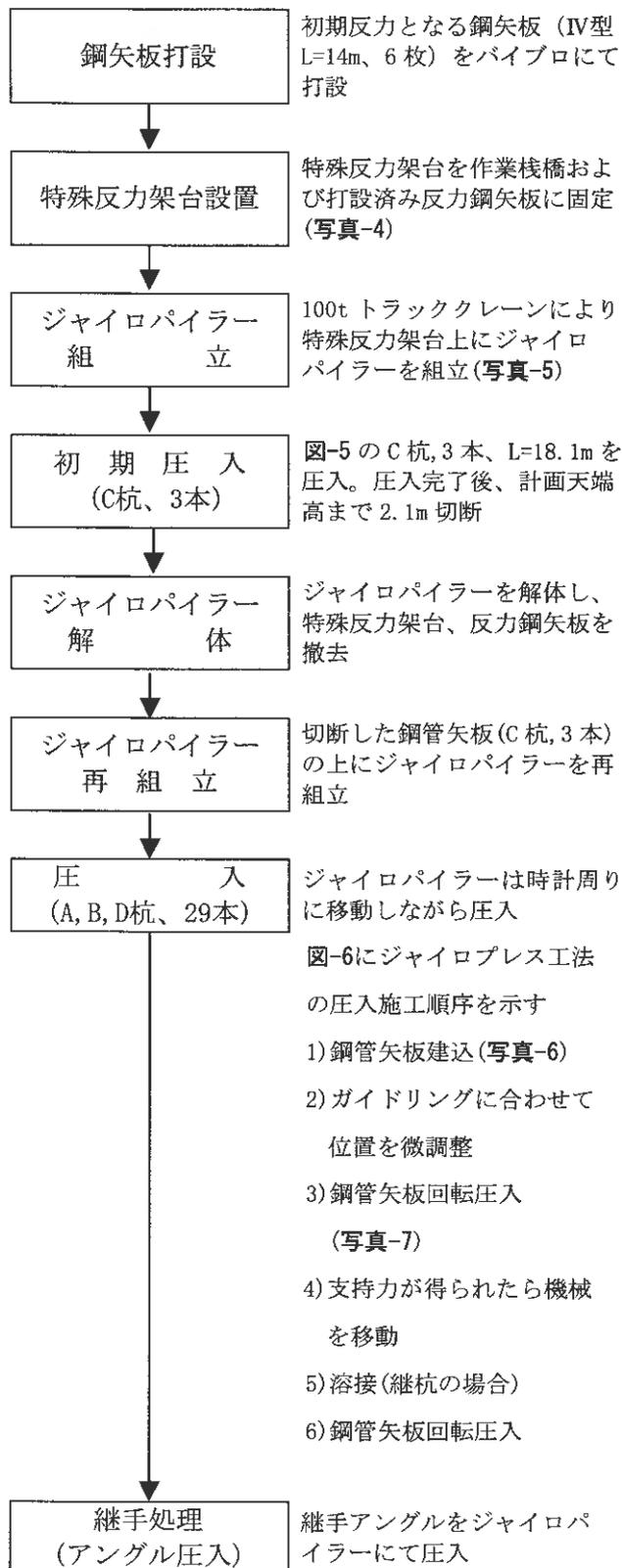


写真-4 特殊反力架台



写真-5 ジャイロパイラー組立



写真-6 鋼管矢板建込 (桁下部)

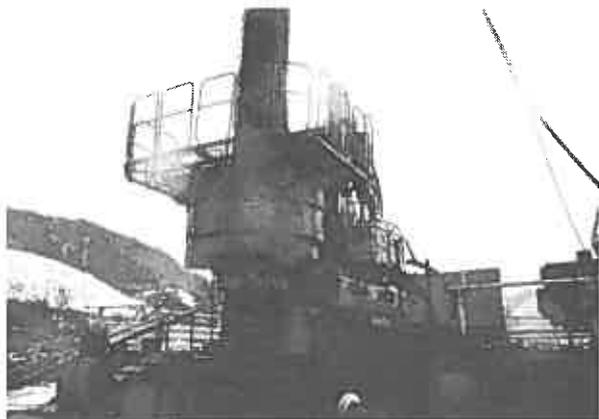


写真-7 鋼管矢板回転圧入

※ P2橋脚施工完了後、P3橋脚にジャイロパイラーを移動し、施工を繰り返す。



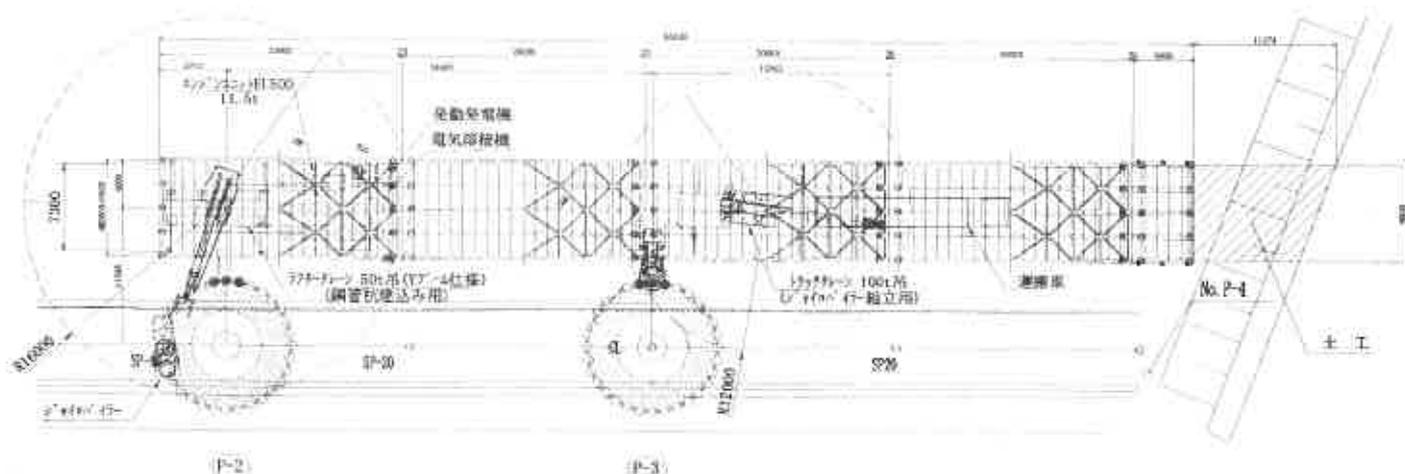


図-8 鋼管矢板施工平面図および仮棧橋平面図

#### (4) 施工時の創意工夫

前述のように、ジャイロプレス工法の特徴の1つは、鋼管矢板を岩盤にまで貫入できることである。さらに対象工事では、①高压水の使用、②先端ビットの設置を行うことにより、巨石が混じる砂礫層や硬い礫岩層への鋼管貫入をより確実なものとした。①と②の方法は、以下に示す試験施工によって最適な方法を選定している。

最初の試験施工では、最大噴射圧力1,000kPaのハイウォッシャーを鋼管内に2本配管した。また先端ビットは、硬質岩盤削孔用のビット（チップ材質E5タイプ）の8本設置で行った。

この試験施工1回目において、全地層で表-4に示す計画貫入速度には達しないという結果になった。特に礫岩層の貫入速度は、計画値0.6m/hの半分に相当する0.3m/hである。このことから、ハイウォッシャーでは切削した岩片等を確実に吹き飛ばすことはできず、改良が必要であると判断した。

そこで高压水の供給方法、さらに先端ビットについて再検討を行った。まず高压水をウォータージェットカッターに変更し、噴射流量、噴射圧力、噴射方向を調整しながら試験施工2回目を行うことにした。表-5のように、ウォータージェットカッターの噴射流量（=130L/min）はハイウォッシャーの約4倍、その噴射圧力（=1500kPa）は約1.5倍に相当する。また、ウォータージェットカッターは鋼管内に1本の配置と定めた（写真-8）。

ここで、図-9にウォータージェットカッターの設備、図-10に工法の概念図で示す。ハイウォッシャーの場合と同様に、ジャイロプレスによって鋼管を回転圧入しながら、鋼管先端に設置したノズルから高压水を噴

表-4 計画貫入速度（ハイウォッシャー併用）

土質区分	層厚 (m)	貫入時間	貫入速度 (m/h)
砂 礫	5.00	60min (1hr)	5.00
強風化礫岩	2.10	120min (2hr)	1.05
礫 岩	2.39	240min (4hr)	0.60
合 計	9.49	420min (7hr)	1.35

表-5 高压水仕様 比較表

高 圧 水 仕 様	噴射流量	噴射圧力
ハイウォッシャー	30 L/min	1,000 kPa
ウォータージェットカッター	130 L/min	1,500 kPa

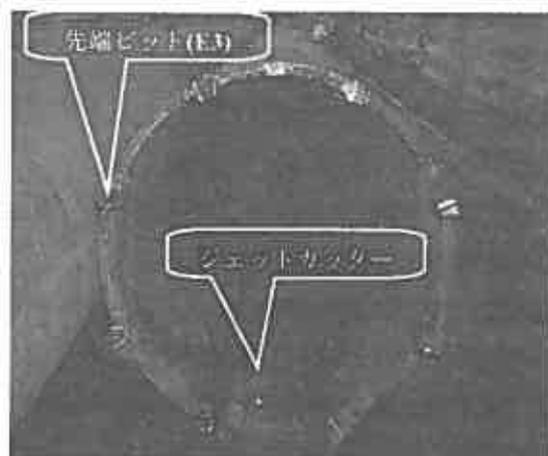


写真-8 鋼管矢板先端部

射する方法である。すなわち、ハイウォッシャーよりも高い水圧と振動エネルギーは、巨石の切削、岩片および砂礫の移動、岩盤の破碎、圧入能力を大きく向上させると期待した。

一方、礫岩層における切削能力を向上させるため、先端ビットのチップをE5から

硬度の高いE3に変更した（表-6 参照）。試験施工2回目目で先端ビットの設置方向とその並びを変化させた結果、チップはE3タイプ8本、先端ビットの方向は外向きと内向きの千鳥配置が最適となった。

表-7は、鋼管貫入速度の計画値と2回にわたる試験施工の結果を比較している。ウォータージェットカッターの採用により、全層で貫入速度が増加した。また先端ビットの仕様と配置の改良は、特に礫岩層における貫入速度を飛躍的に向上させることが明らかとなった。

以上の創意工夫により、ジャイロプレス工法による砂礫および岩盤への鋼管貫入はより確実なものとなった。

#### 4. ま と め

既設構造物が近接する矮小な作業空間において、ジャイロプレス工法により鋼管矢板井筒基礎を構築した結果を示した。

巨石混じり砂礫層と礫岩層に鋼管を貫入させる難易度の高い施工であること、国内初採用の工法であることを踏まえて、  
 ①施工上の課題の抽出  
 ②試験施工の実施と結果の評価  
 ③問題点の明確化と創意工夫を行った結果、特異的な施工条件であるにも関わらず、鋼管圧入は確実なものとなった。

謝 辞：施工にあたってご助言およびご支援頂いた、北海道室蘭土木現業所門別出張所、(株)技研製作所、(株)ドーコンの皆様に、末筆ながら記して感謝の意を表します。

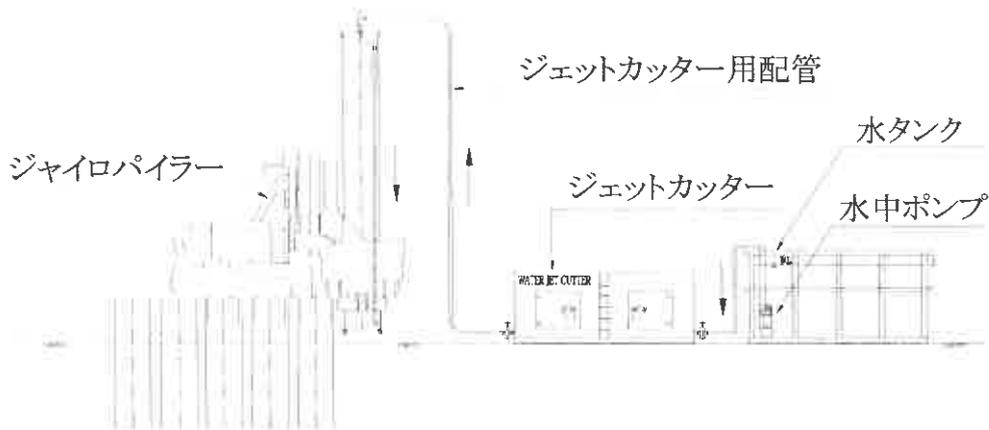


図-9 ウォータージェットカッターの施設

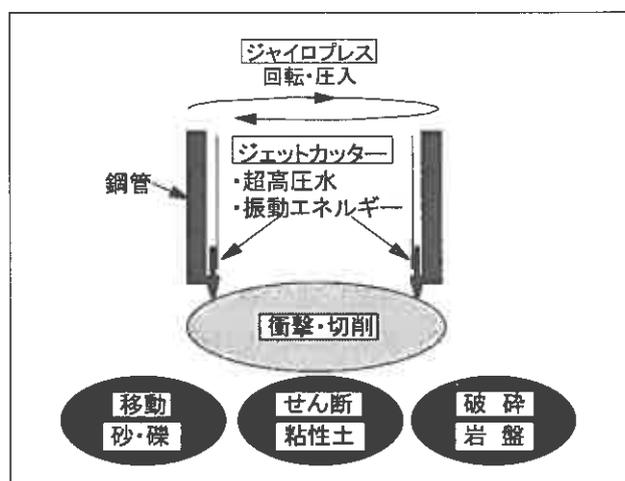


図-10 ウォータージェットカッターの工法概念

表-6 先端ビット チップ材の比較

材種	JIS 記号	硬度 HRA	抗折力 kg/mm <sup>2</sup>	圧縮強度 kg/mm <sup>2</sup>	対象土質	じん性	硬さ
PR30	E 3	88.0 以上	190 以上	400以上	砂 シルト 泥岩 砂岩 シルト岩	低い	高い
PR50	E 5	86.0 以上	260 以上	360以上	玉石 捨石	高い	低い

表-7 鋼管貫入速度 実測値

土質区分 (層厚)	計画貫入速度 (貫入時間)	試験施工① ハイウォッシャー 先端ビットE5	試験施工② ウォータージェット 先端ビットE3 千鳥
砂 礫 (5.0m)	5.00m/hr (1.0hr)	3.00m/hr (1.7hr)	5.77m/hr (0.9hr)
強風化礫岩 (2.1m)	1.05m/hr (2.0hr)	0.74m/hr (2.8hr)	1.20m/hr (1.8hr)
礫 岩 (2.4m)	0.60m/hr (4.0hr)	0.30m/hr (8.0hr)	0.71m/hr (3.4hr)
合計 (約9.5m)	1.35m/hr (7.0hr)	0.76m/hr (12.5hr)	1.58m/hr (6.0hr)

## U 字管内蔵型 PC エネルギーパイルシステムの開発

○濱田 靖弘 (北海道大学)  
窪田 英樹 (北海道大学)  
中村 真人 (北海道大学)  
上野雅悠子 (北海道大学)  
青木 涼 (會澤高圧コンクリート)  
増田 均 (北菱産業)

### はじめに

札幌をはじめとする豪雪地帯に位置する都市にとって、積雪が生活に与える影響は大きい。都市の雪処理にかかる費用・エネルギー需要は近年増加傾向にあり、札幌市においては既存のロードヒーティングの維持費だけでも年間 10 億円を費やしている。このような積雪都市においては、省エネルギー性・経済性に優れた雪処理方法の確立と早急な対策が求められる。そこで本研究では自然エネルギー活用型融雪システムの実現を目指し、熱源として浅層の地下熱に注目した。地下熱を取り出す際に用いる地中熱交換器は、場所および経済性の観点から、基礎杭の導入が考えられており、コンクリート杭内の熱利用を行うエネルギーパイルシステムを提案し<sup>1)</sup>、中空部分への配管施工、充填材の注入などを不要とする新しい熱交換器を開発した。また本報では、融雪負荷が大きい場合に補助熱源を併用する複合型システムについて検討しており、自然エネルギーとして地下熱を活用した戸建て住宅における融雪用エネルギーパイルシステムの導入可能性を運転実績に基づき評価したものである。

### 1. U 字管内蔵型 PC エネルギーパイルシステムの開発

#### 1.1 H 型 PC パイルの概要

一般住宅および軽量土木構造物などに用いられる H 型 PC パイルの概要を示す。特長としては、①プレストレスにより取り扱い時におけるクラックの心配がない、コンクリートの圧縮強度が高く、衝撃耐性にも優れている。②H 型断面のため、通常の円筒杭より周面摩擦が大きく、地盤の先端抵抗と周面摩擦力で建物を支えることができる（地中に硬い支持基盤があれば、その効果は倍増）。③JIS 工場で生産されるため、信頼性が高い。④油圧圧入工法のため、無振動・無騒音による施工が行われる、等が挙げられる。

#### 1.2 U 字管内蔵型 PC エネルギーパイルシステムの導入

1.1 で示したパイルと地中熱交換器を組み合わせ、U 字管内蔵型 PC エネルギーパイルを開発した。表-1 はコンクリート断面計算値を示しており、有効断面積は U 字管型で 26641 mm<sup>2</sup>、ダブル U 字管型で 22385 mm<sup>2</sup> となっている。有効断面積、有効プレストレスを用いて長期許容耐力を求めると、U 字管型で 152 kN/本となる。施工時の H 型パイル圧入力は、100~150 kN/本である。したがって、構造上の安全性を考慮して、U 字

---

Yasuhiro Hamada, Hideki Kubota, Makoto Nakamura and Mayuko Ueno

札幌市北区北 1 3 条西 8 丁目 TEL:011-706-6284 FAX:011-707-6585

Ryo Aoki

苫小牧市若草町 3 丁目 1-4 TEL:0144-36-3131 FAX:0144-36-5750

Hitoshi Masuda

札幌市北区北 2 2 条西 5 丁目 2-30 TEL:011-726-8912 FAX:011-737-3458

表-1 コンクリート断面計算結果

パイプ埋め込み型式	有効断面積 A (mm <sup>2</sup> )	有効プレストレス $\sigma_{ca}$ (N/mm <sup>2</sup> )	長期許容耐力 Ra (kN/本)
パイプなし	30800	3.70	194
U字管型	26641	4.28	152
ダブルU字管型	22385	5.09	115

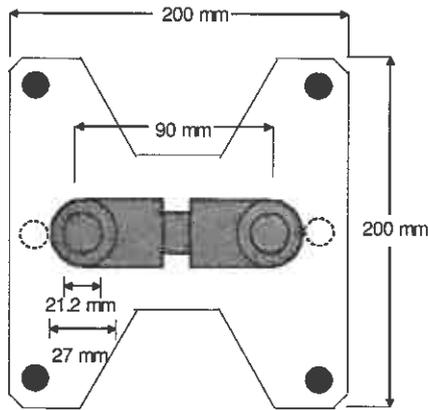


図-1 U字管内蔵型 PC エネルギーパイル

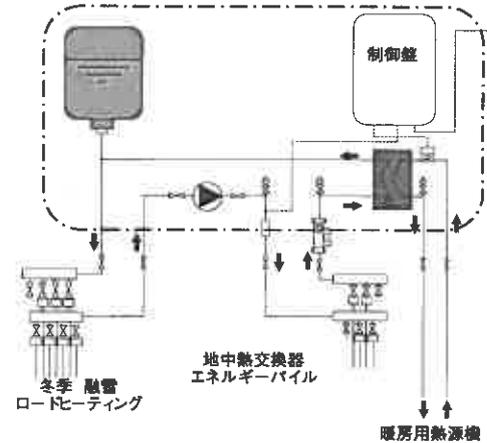


図-2 システム系統図

表-2 システム概要

建設地	江別市野幌東町	
融雪面積	95.21m <sup>2</sup>	
路盤仕上	タイル	玄関ポーチ
	インターロッキングブロック	アプローチ
	細粒度アスコン	駐車場
地中熱交換器	エネルギーパイル	6m/本×56本

管型パイプを採用することとした。図-1 に U 字管内蔵型 PC パイルの断面図を示す。

## 2. 共同住宅における導入事例

### 2.1 システム概要

図-2 に 2004 年に江別市野幌に竣工した共同住宅における U 字管内蔵型 PC エネルギーパイルシステムを用いた融雪システムの概要図を示す。本システムは融雪と循環温度の低下を確認した場合に暖房用熱源機の熱を併用してロードヒーティングの熱媒を加熱し融雪を行うものである。表-2 に対象建築物の導入システムの仕様を示す。融雪対象は玄関ポーチ、アプローチ、駐車場であり、計 95.21 m<sup>2</sup> を 7 系統で融雪する。路盤仕上は玄関ポーチ部分はタイル、アプローチ部分はインターロッキングブロック、駐車場は細粒度アスコンで構成されている。長さ 6 m の U 字管内蔵型 PC エネルギーパイルを計 56 本地下に敷設した。U 字管内蔵型 PC エネルギーパイルの寸法は 200×200 mm<sup>2</sup>、パイプは外径 27.0 mm、内径 21.2 mm で、循環液としてエチレングリコール (30%) を用いている。また地盤側の配管は 4 系統となっている。

### 2.2 代表日 (2 月 15 日) における実測結果

図-3 に代表日の外気温と降雪深さを示す。外気温の最高値は -0.8℃、最低値は -10.2℃であった。図-4 に代表日における実測結果を示す。地盤側送り・返り温度の平均値はそれぞれ 4.2℃、5.3℃であり、送り・返り温度差は約 1.1℃であった。また路盤側送り温度の平均値は 8.3℃であった。図-5 に地盤採熱量と補助加熱機で得られた熱量の変動を示す。地盤採熱量の平均は 1.4 kW であり、3:30~8:00 は補助加熱が行われていないが、補助加熱を行っている際の補助加熱量の平均は 6.1 kW であった。

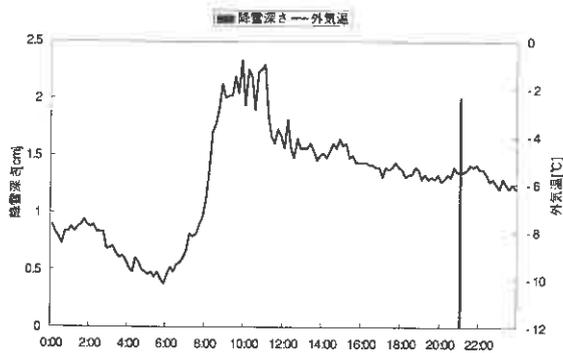


図-3 外気温と降雪深さ (2005年2月15日)

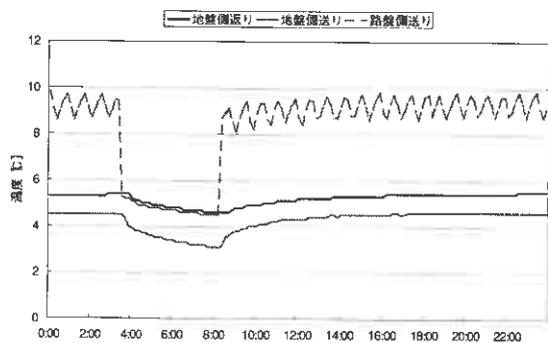


図-4 代表日 (2月15日) における実測結果

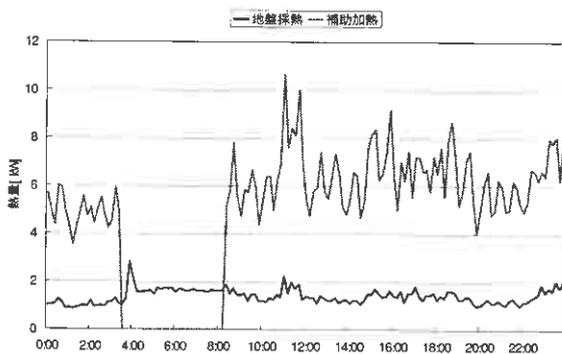


図-5 地盤採熱量・補助加熱量

表-3 導入システム仕様

建設地	札幌市北区新琴似
融雪面積	143.82㎡
路盤仕上	細粒度アスコン
	敷地内部 (一部タイル仕上) 90.37㎡
	歩道部 53.45㎡
地中熱交換器	エネルギーパイル 10m/本×53本

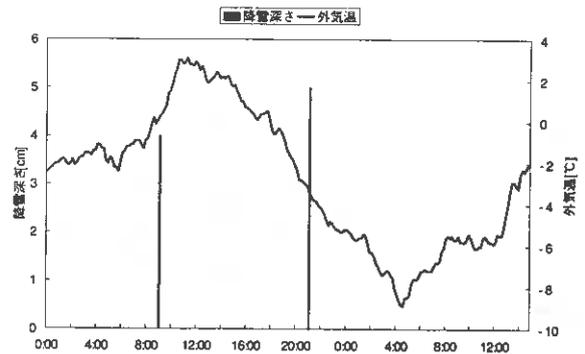


図-6 外気温と降雪深さ (2月17日・18日)

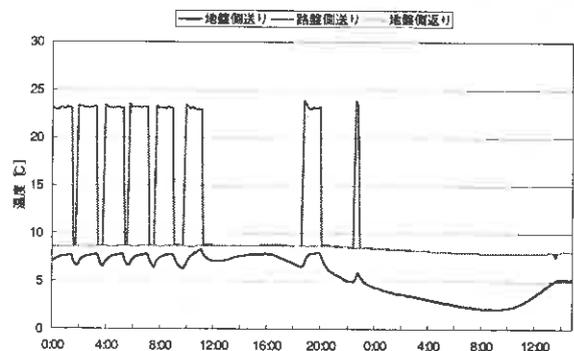


図-7 代表日における実測結果

### 3. 店舗併用共同住宅における導入事例

#### 3.1 システム概要

2004年に札幌市北区新琴似に竣工された店舗兼共同住宅におけるU字管内蔵型PCエネルギーパイルを用いた融雪システムの導入事例を示す。本施設では不凍液の加熱のための専用ボイラが設置されている。降雪センサにより降雪を確認すると専用熱源機を用いて不凍液を加熱し、融雪を行うシステムである。表-3に対象建築物の仕様を示す。融雪対象はアプローチ、駐車場からなる敷地内部と歩道部の計143.82㎡である。長さ10mのU字管内蔵型PCエネルギーパイルを計53本地下に敷設した。U字管内蔵型PCエネルギーパイルの寸法は200×200mm<sup>2</sup>、パイプは外径27.0mm、内径21.2mmで、循環液としてエチレングリコール(30%)を用いている。

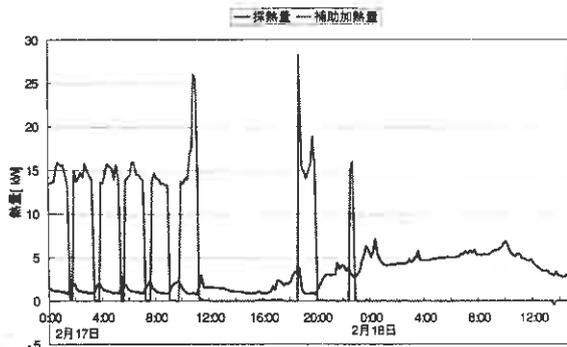


図-8 地盤採熱量・補助加熱量 (2月17日・18日)



図-9 融雪状況 (2月18日)

表-4 実験システム仕様

建設地	青森県八戸市
融雪面積	10.0㎡
路盤仕上	細粒度アスコン 30m/m
	押さえコンクリート 70m/m
	切込碎石 200m/m
地中熱交換器	エネルギーパイプ 8m/本×14本

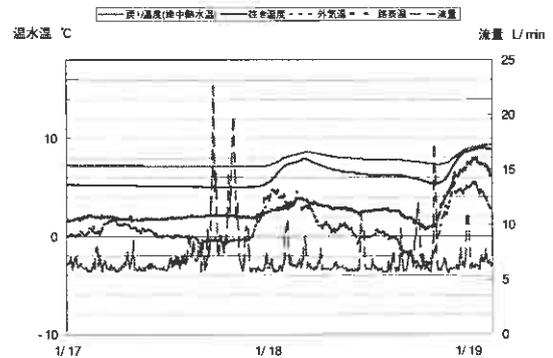


図-10 実験結果 (1月17日～1月19日)

### 3.2 代表日 (2月17日・18日) における実測結果

図-6 に2月17日・18日の外気温と降雪深さを示す。この期間の降雪深さの総計は9 cmだった。図-7 に代表日における実測結果を示す。測定項目は路盤側送り・返り温度、地盤側返り温度である。路盤側送り・返り温度、地盤側返り温度の平均値はそれぞれ 14.9℃, 7.1℃, 8.7℃であった。地盤側送り・返り温度差は約 1.6℃であった。2月17日は0:00 から11:00 頃までは専用熱源機による加温が行われているため路盤側返り温度の値が平均して高くなっている。図-8 に地盤採熱量と補助加熱量の変動を示す。地盤採熱量の平均は 2.9 kW であり、1.0~7.0 kW の範囲内で変動をしている。補助加熱量は平均 14.5 kW であった。図-9 に2月18日における路面の融雪状況を示す。周辺と比べて雪がほぼ融けており、システムは比較的良好に稼動していると言える。

## 4. 青森県八戸市における融雪実験

### 4.1 実験施設概要

表-4 に青森県八戸市に建設されたU字管内蔵型 PC エネルギーパイプシステムの仕様を示す。路盤は地上から細粒度アスコン 30 mm, 押さえコンクリート 70 mm, 切込碎石 200 mm で構成されている。融雪面積 10.0 ㎡を1系統で融雪することとし、長さ 8 m のU字管内蔵型 PC エネルギーパイプを 14 本埋設している。U字管内蔵型 PC エネルギーパイプの寸法は 200×200 mm<sup>2</sup>, パイプは外径 27.0 mm, 内径 21.2 mm で、循環液としてエチレングリコール (30%) を用いている。地盤側の配管は1系統とした。

### 4.2 実験結果

図-10 に2005年1月17日～1月19日に行われた融雪実験の実測結果を示す。測定項目は路盤側送り・送



図-11 融雪状況 (1月18日07:38)



図-12 融雪状況 (1月18日10:38)

り温度，外気温度，路盤表面温度，流量である．路盤側送り・返り温度の平均値はそれぞれ7.6℃，6.0℃であり，路盤平均温度は2.7℃であった．図-11，図-12に路面融雪状況を示す．1月18日07:38には3分の1ほど融けている状況だったが，機械室に近い奥側から融け始め10:42にはほぼ全て融けていることがわかる．

#### まとめ

- 1) 地下熱利用システムの経済面の改善を目指して，H型PCパイルの内部に地中熱交換用の配管を施したU字管内蔵型PCエネルギーパイルシステムを開発した．
- 2) 2004年に江別市野幌に竣工した共同住宅における暖房用熱源機を併用したU字管内蔵型PCエネルギーパイルシステムにおける代表日(2005年2月15日)実測結果を示した．地盤側送り・返り温度の平均値はそれぞれ4.2℃，5.3℃であり，送り・返り温度差は約1.1℃である．また路盤側送り温度の平均値は8.3℃であった．地盤採熱量・補助加熱量の平均はそれぞれ1.4kW・4.9kWであった．
- 3) 2004年に札幌市北区新琴似に竣工された店舗兼共同住宅における専用熱源機を補助加熱装置としたU字管内蔵型PCエネルギーパイルシステムの代表日(2005年2月17日・18日)における実測結果を示した．地盤側送り・返り温度，路盤送り温度の平均値は5.6℃，8.4℃，12.3℃であり，概ね安定した推移を示した．地盤採熱量・補助加熱量の平均はそれぞれ2.9kW・14.5kWであった．
- 4) 青森県八戸市に建設されたU字管内蔵型PCエネルギーパイルシステムの融雪実験施設における2005年1月17日～1月19日に行われた融雪実験の実験結果を示した．路盤側送り・返り温度の平均値はそれぞれ7.6℃，6.0℃であり，路面平均温度は2.7℃であった．また，路面状況の画像を分析した結果，良好な融雪運転が行われていることを示した．

#### 参考文献

- 1) 斎藤央、濱田靖弘、中村真人、窪田英樹、尚和泰宏、周藤英、青木涼、増田均：U字管内蔵型エネルギーパイルシステムの開発、空気調和衛生工学会北海道支部第38回学術講演論文集、(2004-3)、pp.121～124

# G N S S を用いた地すべり連続観測のフィールド実験について

伊藤憲章、伊東佳彦、坂本多朗（北海道開発土木研究所）

## 1. 目的

地すべりによる災害を未然に防ぐためには、その地すべり挙動を精度良く常時把握する観測・監視が重要である。そして近年では、基準点測量等の計測のみならず、斜面防災等においても、GPSによる地すべり観測が用いられる機会が増えている。

GPSによる観測は、観測点間の見通しを必要としないため、長距離や夜間での計測が可能であり、固定点の確保が難しい大規模な地すべり観測に有効であるなどの特長がある。これらの観測では、定期的な間隔での計測が主体となっているが、地すべり活動が活発化した場合等への対応を迅速に行うため、斜面の状況を常時把握し、斜面変状の発生やその予兆を捉えることが可能な連続的な計測が必要となっている。しかし、これらの計測値についてはいまだ不確実なところもあり、そのまま地すべり監視体制における管理基準として、使用するには至っていないのが現状である。

本報告は、これまでに実用例は少ないが、世界中の衛星を利用し、従来よりも信頼性を向上させた衛星ナビゲーションシステムのGNSS (Global Navigation Satellite System) を用い、実際の地すべり現場における斜面観測の試行を行うと共に、斜面変動を連続で観測するシステムの開発を目的とし実施したものである。

## 2. 観測概要

### 2.1 観測地の概要

本観測地は図-1に示す通り、札幌の東方約200kmに位置し、一般国道392号沿いの斜面である。当地すべり地の規模は奥行き約500m、幅約250mで二つのブロックに区分され、押え盛土や集水井などの対策工が施工されたが、地すべり活動を完全に停止させるには至らず、特に融雪期や大雨後において、その動きが活発化している地帯である。

当該地の地質は図-2、3に示す通り、古第三紀漸新世の砂岩と泥岩の互層（縫別層）から成り、脆弱な凝灰岩層が地層境界に挟在する。また、その上部を第四紀の段丘堆積物、崖錘堆積物および地すべり崩土が覆っている。

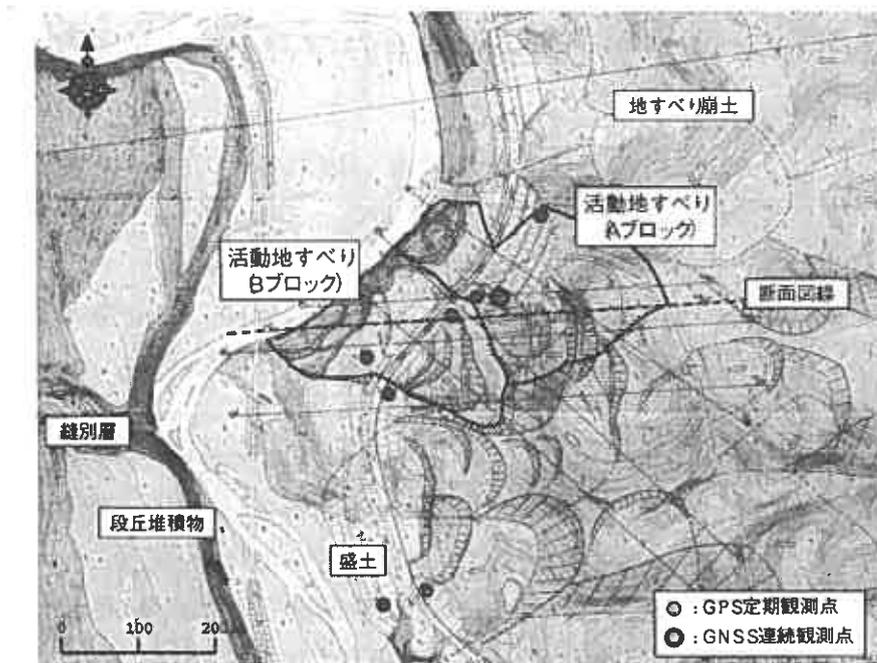
地形的には道路に沿って蛇行しながら流下する河川の長年にわたる浸食作用により、道路側の河岸部では比高30～40m程度の浸食崖斜面が形成され、地層は10～20°の緩い流れ盤構造をなしている。地すべり発生の誘因については、多量の降雨、河川による浸食作用等が関与するものと考えられる<sup>1)</sup>。



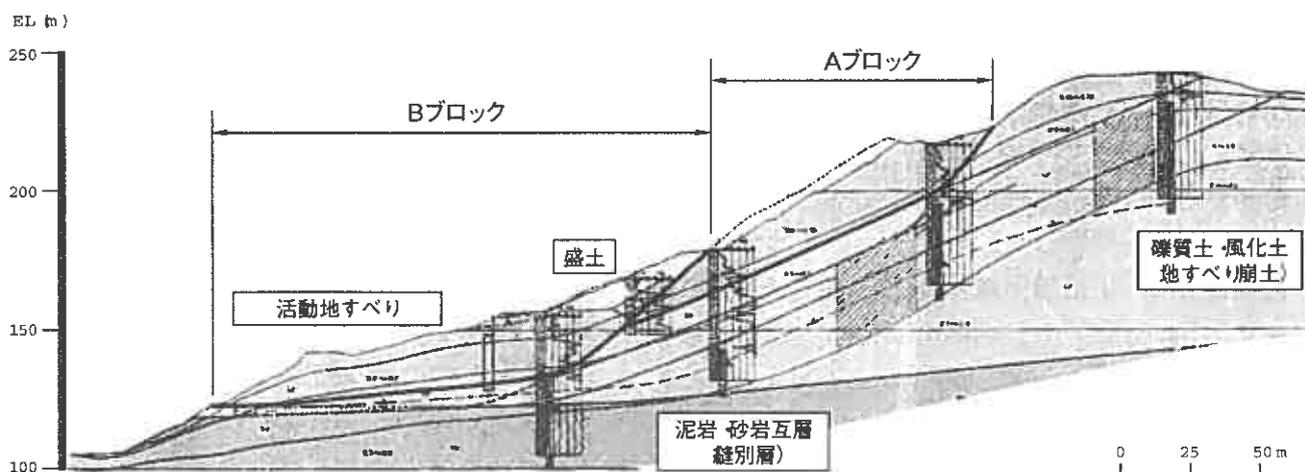
図-1 GNSS観測地

Noriaki ITO, Yoshihiko ITO, Taro SAKAMOTO

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



図一 2 観測点設置概要（観測地平面図）



図一 3 観測地断面図

## 2. 2 現場計測の概要

現場計測における観測点の設置概要を図一 2 に示す。当該地で定期的に行ってきたGPS観測点の一つをGNSS連続観測点（写真一 1）として設定し、衛星受信状況や管理面等を考慮して約 5 km離れた箇所に固定点を設置した。現場計測は平成 14 年 9 月に開始し、現在も継続中である。また、現地には伸縮計や雨量計などの各種観測機器が設置されており、それらとのデータ比較も可能である。

GNSS観測点と固定点における水平座標の関係は、両者を結ぶ線がX軸で、それに直交する線がY軸である。図一 4 に示す通りX軸は南北方向に近い軸となっている。また、当地では定期的なGPS観測により地すべり挙動を確認しており<sup>2)</sup>、これまでの調査結果では、地すべり変位方向はほぼY軸の方向であった。

現場計測システム概要を図一 5 に示す。本システムの常時計測とは、固定点および観測点において、それぞれ静止測量を連続で行い、その計測データを一般通信網（電話回線）により観測局（当研究所）に転送さ



写真一 観測点機器設置状況



図一 4 観測点設置位置概要

せ、逐次基線解析を行うことで、現地の挙動を連続的に観測するものである。

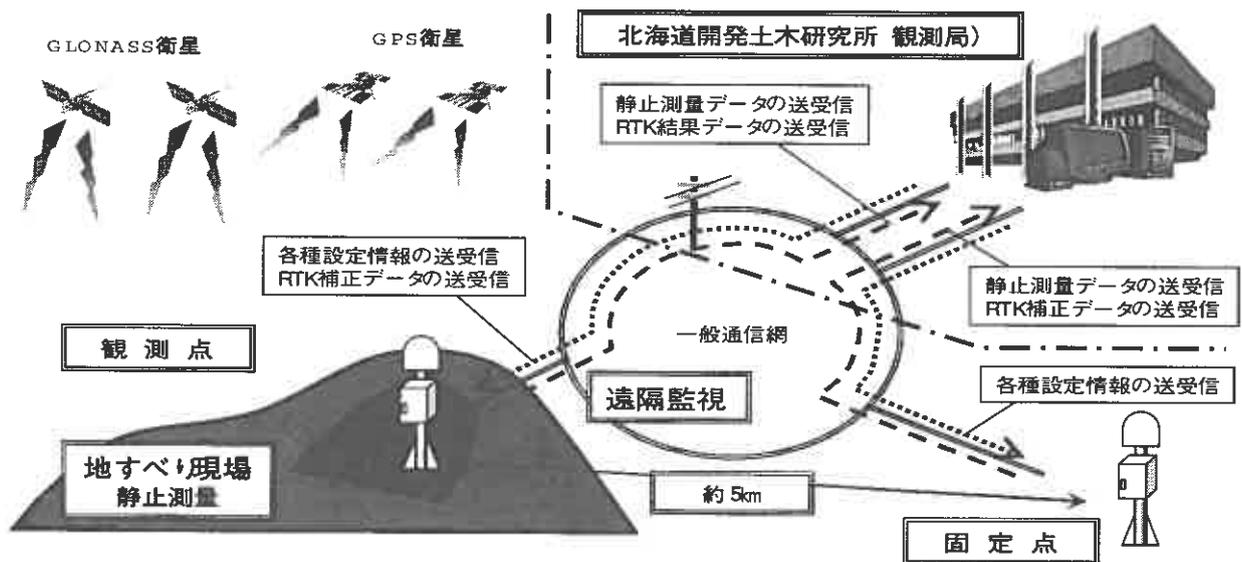
静止測量に用いる継続時間は自由に設定可能であり、開始当初はより安定したデータを取得するため3時間で設定し、平成16年度からは、地すべり連続観測での迅速なデータ収集に向け、20分の高速スタティック（静止）測量を行った。通常、観測局には一定時間毎に計測データが自動的に届き、収集された計測データはXY座標値に変換される。また、その結果は地表変位量として、自動的に一週間分の変位グラフ上に表示される。尚、当計測器の公称精度は、

静止測量・・・±（3mm+1ppm×基線長<sup>\*1</sup>）

RTK測量<sup>\*2</sup>・・・±（10mm+1.5ppm×基線長<sup>\*1</sup>）

※1 基線長：測定間距離

※2 RTK（Real Time Kinematic）測量：静止測量と同様に、観測点および固定点におけるリアルタイム（1秒毎）での測定結果を取得する測量



図一 5 現場計測システム概要

### 3. 観測結果

#### 3.1 各種現場観測との比較

図-6のグラフは、変位挙動が顕著に示された期間（計測開始～平成15年12月）における、現地の伸縮計、水位計および雨量計の各種観測データと、GNSS連続観測によるY座標（道路垂直方向）の計測値を時間軸についてまとめたものである。図から見てとれる通り、GNSS計測値はごく希に大きく変動することはあるものの、全体における計測値の分散（バラツキ幅）は10～15mm程度で、当計測器の公称精度範囲内に収まっていた。また、図にも示す通り、降雨量が増大した後など伸縮計が大きな変位を示していたが、GNSS計測値においても同様の変化が捉えられており、その傾向は顕著に確認できていた。

本観測中では、平成15年9月に発生した十勝沖地震に伴うと思われる、急激な変動も確認された。GPS衛星等を利用した計測は座標による変位計測であり、このような地震による地殻変動が発生した場合、その変位分もデータとして捉えてしまうため、地すべりが発生したのか地殻が変動したのかの判別ができない。今回は、伸縮計における計測で10mm程度の変位を示しており、地震発生時には地殻変動分以外にも、何らかの変位挙動があったと予想されるが、上記のような課題があるため、地震の場合は他の計測手法による補完の必要はある。

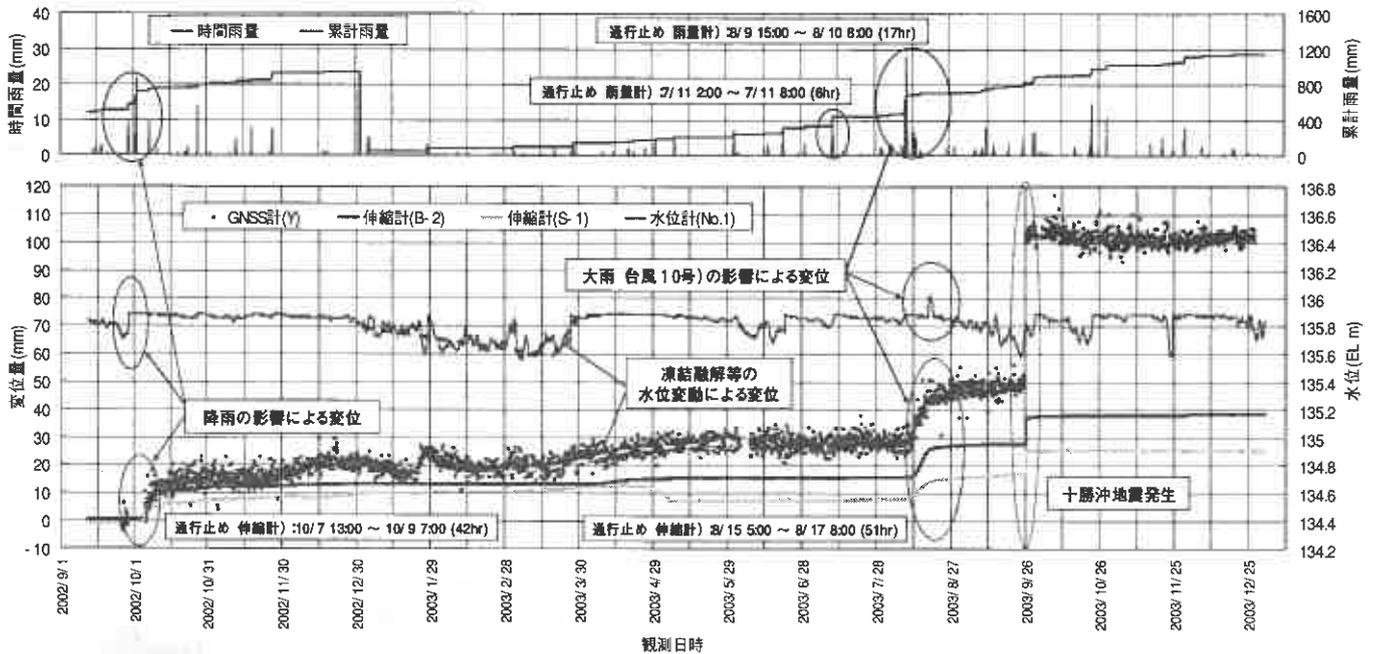


図-6 静止測量における計測データおよび各種現場計測データとの比較

#### 3.2 計測結果による管理目標値

通常、地すべり活動が確認されている箇所では、降雨量や伸縮量等の計測を行い、その観測地における監視体制の判断基準の一つとして、それらの計測値を用いている場合が多い。表-1には、伸縮計による管理基準の一例を示す。このように管理基準値としては、日（24hr）累計速度が多く用いられているが、その基準値を満たすには極力バラツキの少ない測定値が要求される。

表-1 地すべり観測における管理基準

レベル	管理基準値	監視体制
第1次	1.0mm/日	一定 (ex. 5min) 毎の観測値の確認 降雨後における変動発生の有無 変動の状況 (上昇勾配等)
第2次	1.5mm/日	現地監視員等の配置、観測値の確認 通行の判断 亀裂の拡大や隆起) 通行止めの準備
第3次	2.0mm/日	24時間の警戒体制 (通行止め 原則) 崩落の発生に伴う備え

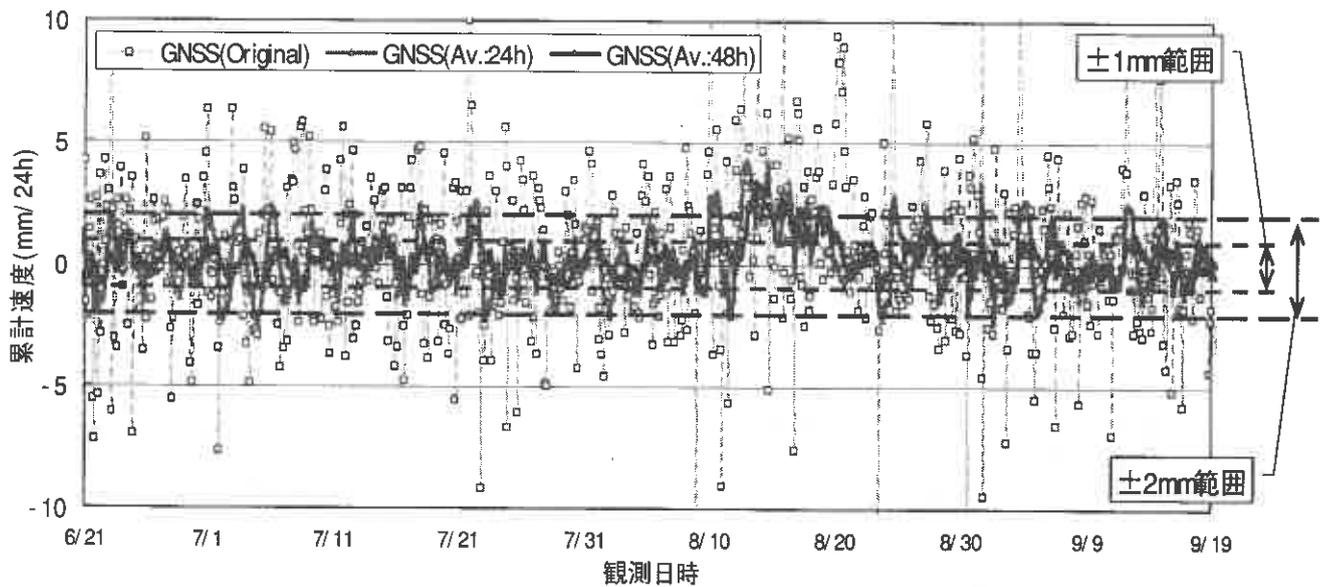


図-7 移動平均の処理時間による累計速度の比較

図-7には、伸縮計による累計速度の動きが顕著に捉えられた時（通行止め(8/15~17)時期の前後)のGNSS測定値について、移動平均処理前と処理後の累計速度を示す。生データによる累計速度では大きくばらつく値が認められ、分散度合いも大きい。よって现阶段では、前述したGNSS計測値から直接判断する事は非常に難しいと言える。そこで移動平均法を用いて簡単な処理を行った。図には24hrと48hrの処理時間で行った結果を示しているが、48hrの方がよりバラツキは少なく、地すべり挙動の安定している時(理論的には0mm)は、おおむね±1mm程度(2mm以内)で推移しており、変動時の累計速度の変化も見とれた。処理時間を48hrと72hrで比較した結果では、分散度合いに差異はほとんどなく、同程度の信頼性であると考えられた。移動平均の処理時間が長ければ当然、測定値は平滑化されより安定する。しかしその反面、時間的に実際に発生する変化への対応が遅れる懸念もあるため、適切な時間により処理する必要があると言える。

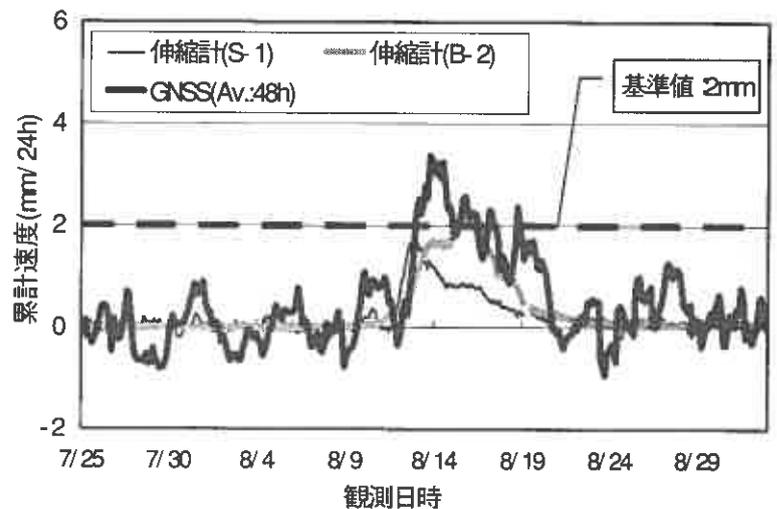


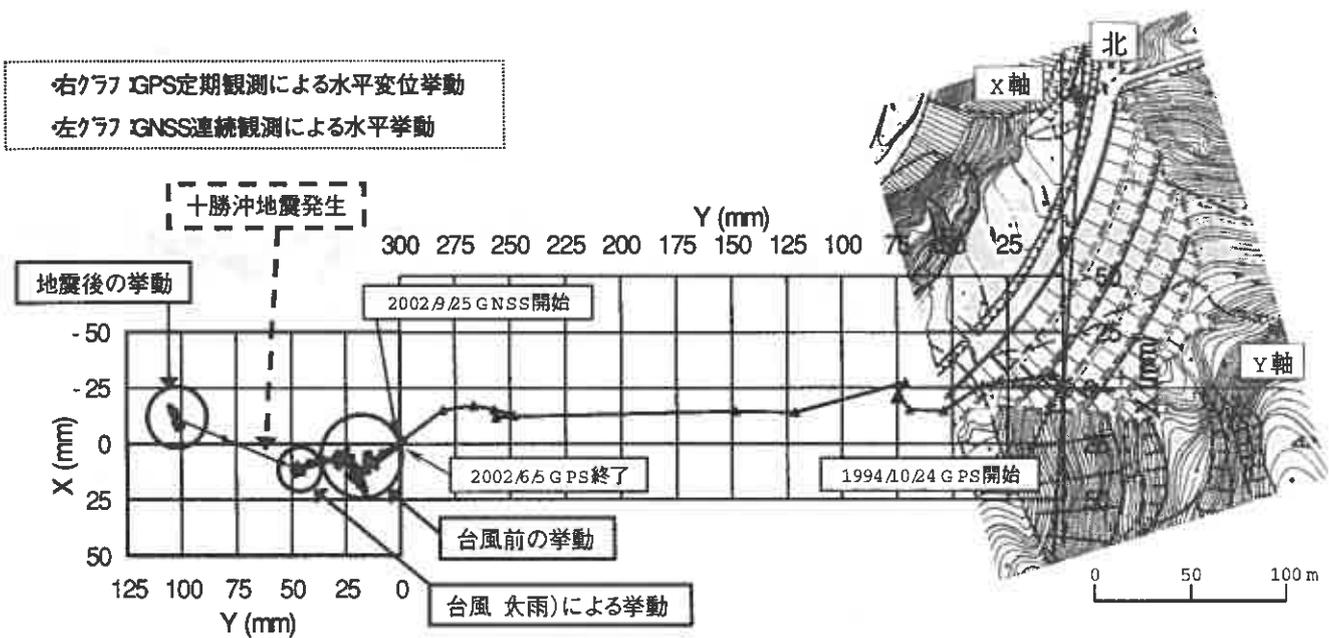
図-8 各種計測装置の累計速度による比較

図-8は伸縮計とGNSS計測値の移動平均処理後(48hr)による累計速度を示したものである。図からも判る通り、累計速度による管理をする上で着目点となる変位開始の時間と変化量が、GNSS計測値においても明瞭に確認できる。

### 3.3 定期観測との水平変位比較

GPS衛星等を利用した計測では、伸縮計等による単一方向成分の変位量計測とは異なり、三次元の変位量が取得可能であり、地すべり観測における長所の一つとして挙げられる。

図-9は、GNSS連続観測点におけるX軸およびY軸成分の計測値を移動平均処理(48hr)した変位量と、それまで(平成6~14年)に同観測点において行ってきたGPS定期観測による変位量を繋ぎ合わ



図一 9 連続観測および定期観測における水平変位傾向

せて箇所図に投影し、水平変位傾向を示したものである。図に示す通り、計測値の分散により多少群的な挙動を示しているところも見受けられるが、観測開始から台風発生までの挙動については、確実にGPS定期観測における挙動と同じ方向を示しており、累積方向に変位しているのが判る。これは、GNSS連続観測においても、地すべりの動きが顕著に捉えられている結果であると言える。

台風時の大雨の影響によると思われる変位では、その挙動が顕著に示されており、地すべりによる水平変位の方向をよく反映していると思われる。また、地殻変動による誤差はあるものの、十勝沖地震発生時の動きは、一段と顕著に示されており、地震時における水平変位の変動がよく確認できる。

#### 4. まとめ

GNSSを用いた現場における長期観測では、転送の不備に伴うデータ欠損などが一部あったものの、適用性は確認できた。また、本観測中は台風による大雨と十勝沖地震に起因すると思われる顕著な変位挙動を確認することができた。

連続観測における計測値については、伸縮計と比較しても分散幅などのバラツキは多少大きいものの、移動平均法を用いた処理後のデータからは、伸縮計とほぼ同等の変化を確認することができており、降雨量に対する変位の追従性は確認できたと思われる。また、計測データをより適切に処理することで、さらに分散の少ない正確な位置情報の取得が可能であると考えられる。地すべり等の斜面災害の早急な対応のためには、斜面状況を常時把握し、早急な対策ができる観測が重要である。よって、今後も斜面変状の発生や変位挙動を精度良く捉えることが可能な計測手法の試験調査を行い、地すべり挙動の連続観測システムの確立に向けて検討を行う必要があると考える。

#### ・参考文献

- 1) 加賀谷芳之・鈴木哲也・疋田貞良 (1999) : GPSによる地すべりの移動観測、第39回地盤工学会北海道支部技術報告会
- 2) 町屋安定・伊藤憲章・岡崎健治・宍戸政仁 (2002) : GPSによる地すべり観測 — 静止測量による観測結果とRTKの測定精度 —、平成14年度日本応用地質学会研究発表会