

第6回（平成19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「防災・減災」
技術報告会

報 告 集

平成20年1月

主催 北海道土木技術会
土質基礎研究委員会

目 次

a. セッション1 「地震に関する防災・減災」	
a-1 地震時の液状化に対する防災技術 …………… 1 井戸口清孝, 飯田 清 ((株) 不動テトラ)	
a-2 下水道マンホールの地盤液状化による浮き上り防止工法 LAM工法の開発 …………… 7 井伊博之, 中村幸雄, 佐藤 仁 ((株) ドーコン) 鈴木 潔 (ライト工業 (株))	
a-3 ツイスター工法の防災分野への適用事例について …………… 15 横田季彦, 平田 亨 (日本国土開発 (株))	
b. セッション2 「構造物に関する防災・減災」	
b-1 ISM工法を適用した砂防堰堤基礎の築造例 (災害対策) …………… 25 田中 修, 佐藤文雄, 堀口哲夫 (ISM工法研究会)	
b-2 砂防工事中の土石流被災事例と芋川 (塩谷地区) 砂防における リスク回避について …………… 33 須藤敦史 (岩田地崎建設 (株))	
b-3 道路トンネルにおける最近の火災防災技術 …………… 39 近 信明 ((株) 竹中土木)	
c. セッション3 「斜面に関する防災・減災」	
c-1 連続繊維補強土の生育基盤としての適用性と施工事例 …………… 47 堀江直樹, 山田 浩 (日特建設 (株)) 福永健司 (東京農業大学)	
c-2 クライミング調査技術を駆使した斜面評価手法 …………… 57 安藤 勸, 新妻重明, 長瀬真央 ((株) 開発工営社)	
c-3 遠心実験による岩盤斜面の安定度評価法 …………… 67 日下部祐基, 伊東佳彦, 石川博之 ((独) 寒地土木研究所) 三浦均也 (豊橋技術科学大学)	
c-4 高強度ネットを用いた環境保全型の法面对策事例 …………… 75 佐々木裕一 (北海道三祐 (株))	

地震時の液状化に対する防災技術

株式会社不動テトラ

井戸口清孝

飯田 清

1. はじめに

地震時の地盤液状化により、大きな被害をもたらされるということが認識されたのは昭和39年の新潟地震以降のことである。それまでは、地中から砂や泥が水と一緒に噴き出す現象が観察され、低地で起こる大きな被害との関連が認識されていたが、現在ほど多くの人に知られた現象ではなかった。その後のいくつかの地震による液状化被害や、平成7年の兵庫県南部地震での埋立地の被害は、液状化対策の必要性を改めて多くの人々に認識させるものとなった。その後平成12年の鳥取県西部地震、平成13年の芸予地震、さらには平成15年の宮城県北部の地震、十勝沖地震が発生し、若齢人工地盤での液状化や斜面の流動的な大変形、連続して起こる前震と本震に際しての液状化、降雨の中での地震による河川堤防法面の大変形などが経験されている¹⁾。

ここでは、地震時の液状化から構造物・施設の被害を軽減・防止するために行われる液状化対策について主な地盤改良工法の紹介を行う。

2. 液状化とは

液状化とは、地下水で飽和した緩い砂質地盤が地震動による繰り返し荷重を受けることによって、過剰間隙水圧が上昇し、砂の粒子がバラバラになって水中に浮遊したような状態になり、地盤があたかも液体のようになる現象である(図-1)。地盤が液状化を起こすことにより、支持力を消失して上部構造物には沈下、傾斜、崩壊等が生じる。また、地中構造物や埋設物等の見かけの比重が軽い構造物については、浮き上がりが生じる。

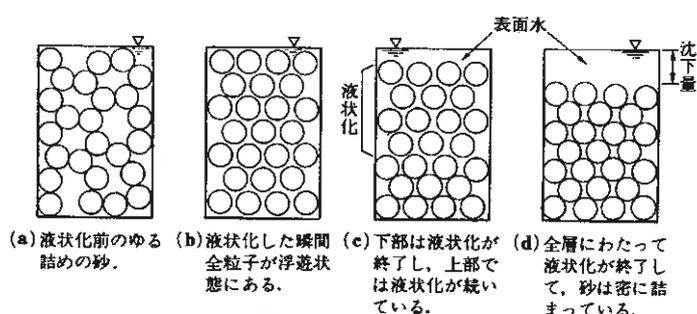


図-1 砂の液状化の発生から終了までの過程²⁾

なお、平成15年十勝沖地震では、液状化による河川堤防の被災(写真-1)やマンホールの浮き上がり(写真-2)等の現象が見受けられた。



写真-1 液状化による河川堤防の被災³⁾



写真-2 液状化によるマンホールの浮き上がり³⁾

Kiyotaka IDOGUCHI ; 札幌市北区北7条西2丁目8番地, TEL011-746-7280, FAX011-746-7281

Kiyoshi IIDA ; 札幌市北区北7条西2丁目8番地, TEL011-746-7280, FAX011-746-7281

3. 液状化対策工法

3. 1 液状化対策工法の原理

液状化の発生を抑制するという概念における対策工法には、原理的に液状化の発生を防止するものと、液状化の程度を抑制し構造物の被害を軽減するものに大別できる。また、これらの効果を兼ね備えているものもある。液状化の発生を抑制するには、地盤の液状化強度を増大させるか、地盤内の応力・変形に関する条件や間隙水圧に関する境界条件を液状化しにくいものにすればよい。液状化強度は、以下の要因によって増大する¹⁾。

- ①密度が高いほど
- ②液状化ににくい粒度であるほど
- ③土粒子骨格が安定しているほど
- ④飽和度が低いほど

また、応力・変形および間隙水圧に関しては、以下の条件で液状化しにくくなる。

- ⑤過剰間隙水圧が速やかに消散するほど
- ⑥液状化した周辺からの過剰間隙水圧の侵入がしにくいほど
- ⑦初期有効応力を増加させることにより、せん断応力の初期有効応力に対する比を低下させるほど
- ⑧地震時に生じるせん断変形が少ないほど

液状化の発生を抑制する原理と方法を図-2に示す。図-2の中で地盤改良による液状化対策工法としては、「密度増大工法」、「固結工法」、「間隙水圧消散工法」の3工法が挙げられる。以下に、地盤改良による液状化対策工法である3工法の紹介を行う。

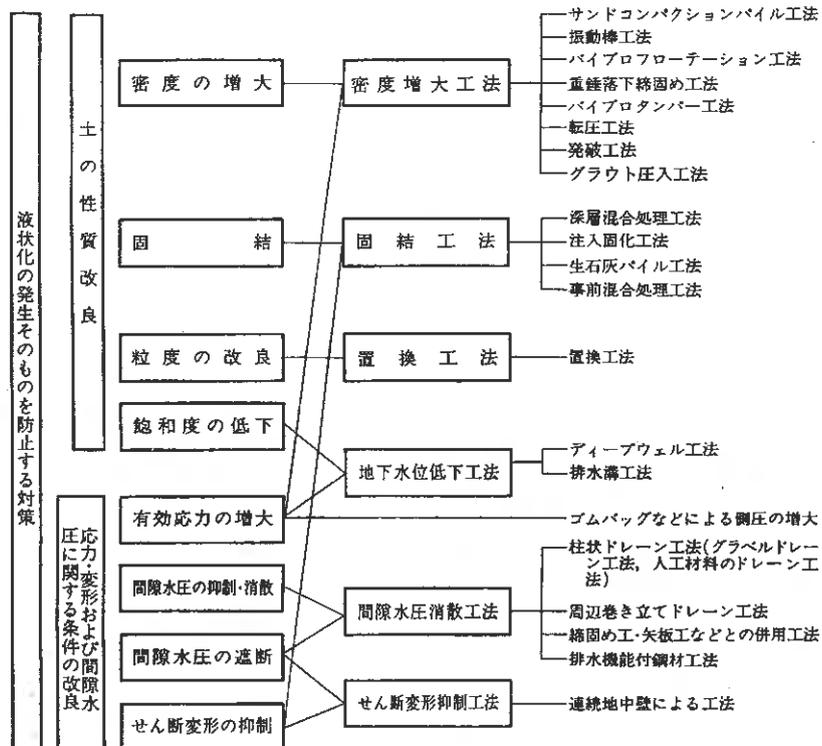


図-2 液状化の発生を抑制する対策の原理と方法¹⁾

3. 2 密度増大工法（締固め工法）

密度増大工法は、砂地盤を締固めることにより、砂粒子間の間隙をより密にするとともに、堆積状況の変化（地中の応力状態や地盤の均質化）などを図ることにより、地盤全体として液状化に対する抵抗を増大させる工法である。密度増大工法の中における代表的な工法としては、サンドコンパクションパイル工法（以下、SCP 工法と称す）が挙げられる。SCP 工法は、昭和 31 年から開発が始まり、昭和 33 年には既に現在の基本形である“中空管による打戻し方法、パイロハンマー、エアーの使用”が基本となった。

SCP 工法（写真-3）は、パイロハンマーにより振動する中空管（ケーシング）を用い、貫入・引抜き・打戻しを繰り返す「打戻し式施工」によって、良く締固められた砂杭を造成する（図-3）と同時に、砂杭周辺の砂地盤に対して負のダイランシー（体積圧縮）による締固めを行い、密度増大を図る工法であり、液状化対策としての適用例が最も多い工法である。



写真-3 SCPの施工状況⁴⁾

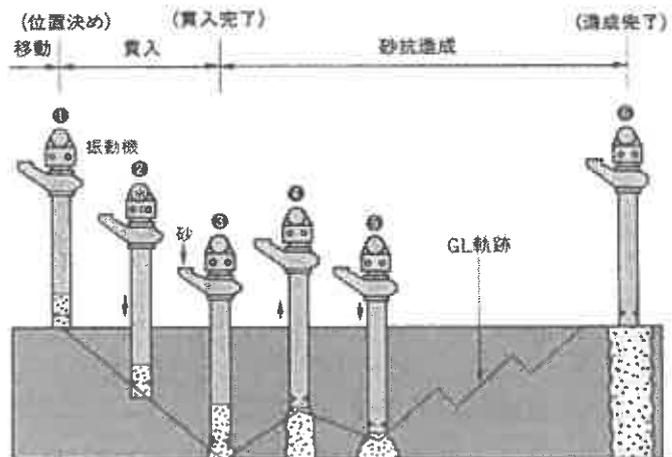


図-3 SCPの施工手順⁴⁾

液状化に対する関心の高まりに従って、市街地あるいは既設構造物の近接施工を余儀なくされるケースが増え、SCP 工法では振動・騒音等による周辺環境への影響が懸念されていた。そこで無振動型 SCP 工法の開発を行い、平成 7 年に SAVE コンポーザー工法（静的締固め砂杭工法）が開発・実用化された。SAVE コンポーザー工法（写真-4）は、SCP 工法がパイロハンマーを使用してケーシングの貫入・砂杭の造成を行うのに対し、強制昇降装置を使用してケーシングの貫入・砂杭の造成を行うため、静かに砂杭の造成および砂杭周辺の砂地盤を締固めることができる工法である（図-4）。SAVE コンポーザー工法の開発により、市街地や既設構造物の近くでの密度増大（締固め）による液状化対策が可能となった。



写真-4 SAVE コンポーザーの施工状況⁴⁾

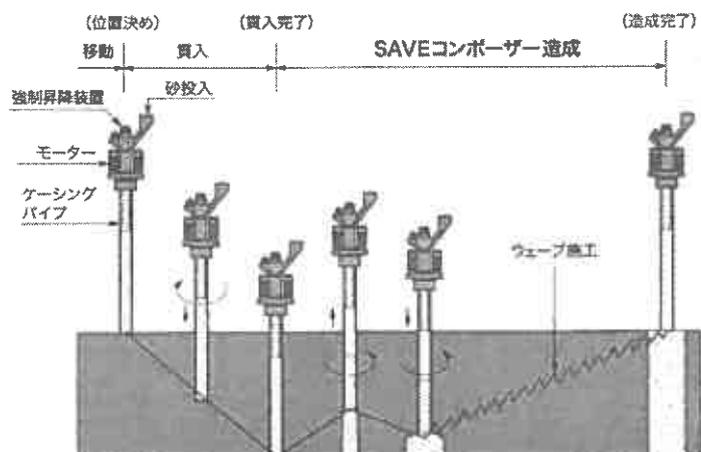
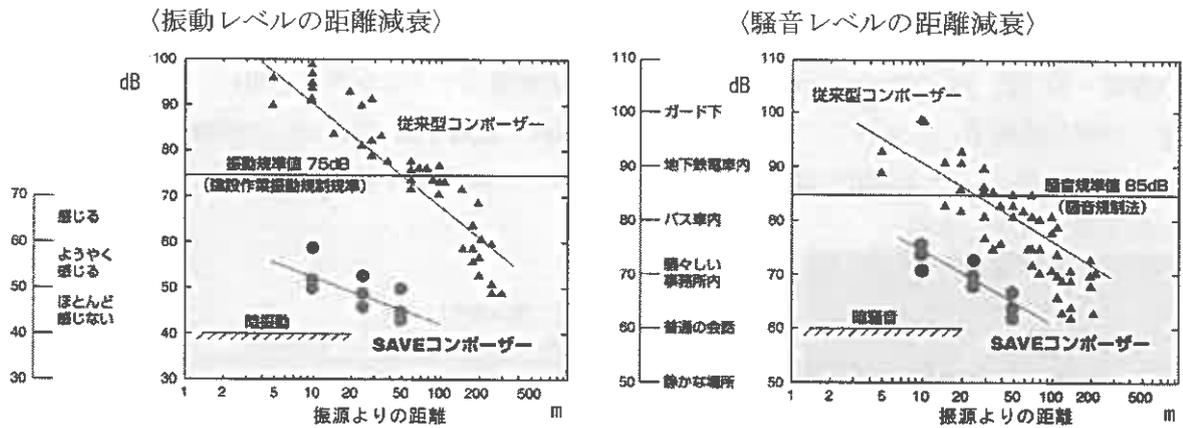


図-4 SAVE コンポーザーの施工手順⁴⁾

SCP と SAVE コンポーザーの振動・騒音の距離減衰について図-5 に示す。図-5 より、SCP は施工時にパイプロハンマーを使用するため振動・騒音についてはかなり大きな値となっている。一方、SAVE コンポーザーは、施工時に強制昇降装置を使用するため施工機直近であっても「ようやく感じる」程度の振動レベルであり、振動・騒音ともに施工機直近であっても基準値を満足する工法である。



注) 従来型コンポーザーとは、SCP のことである。

図-5 SCP と SAVE コンポーザーの振動・騒音の距離減衰⁴⁾

3. 3 固結工法

深層混合処理工法を用いた液状化対策としては、「ブロック式改良」と「格子状改良（耐液状化格子状深層混合処理工法（以下、TOFT 工法と称す）」）がある。ブロック式改良は、液状化地盤を全面改良（液状化地盤をすべて改良）することにより、液状化しない地盤とする改良である。TOFT 工法（写真-5、図-6）は、液状化地盤を格子状に固化改良することにより、格子内部の砂地盤の地震時せん断変形を抑制し、過剰間隙水圧の発生を抑制するというものである。TOFT 工法は、昭和 60 年から旧建設省土木研究所と民間の共同研究によって開発が行われ、実用化された工法である。



写真-5 TOFT 工法の出来形⁴⁾

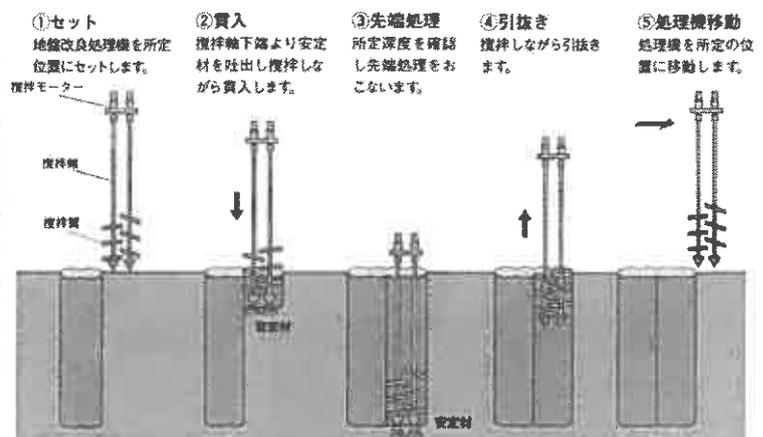


図-6 スリ-系機械攪拌工法による施工手順⁴⁾

3. 4 過剰間隙水圧消散工法（排水工法）

過剰間隙水圧消散工法の代表的な工法としては、グラベルドレーン工法（以下、GD 工法と称す）が挙げられる。GD 工法（写真-6、図-7）は、砕石などの高い透水性を有する材料からなるドレーンを砂質地盤中に造成し、地震時に発生する過剰間隙水圧の上昇を抑制するとともに、消散を高めて地盤の液状化を防止する工法である。



写真-6 GDの施工状況⁴⁾

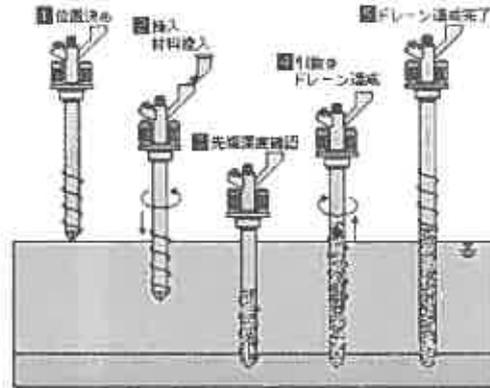


図-7 GDの施工手順⁴⁾

4. 液状化対策施工事例

液状化対策施工事例としては、液状化対策を施した後に、平成15年十勝沖地震を受けた事例の一部について紹介を行う。

4. 1 サンドコンパクションパイル施工事例

(a) 十勝港

十勝港第3埠頭-10m岸壁および第4埠頭-12m岸壁において、耐震補強の目的で岸壁背面にはSCPを施工していた(図-8)。SCP施工区域では液状化の跡や機能障害が生じる被害はなく(写真-7)、地盤改良を施工していない区間では亀裂等の被害を生じていた(写真-8)。

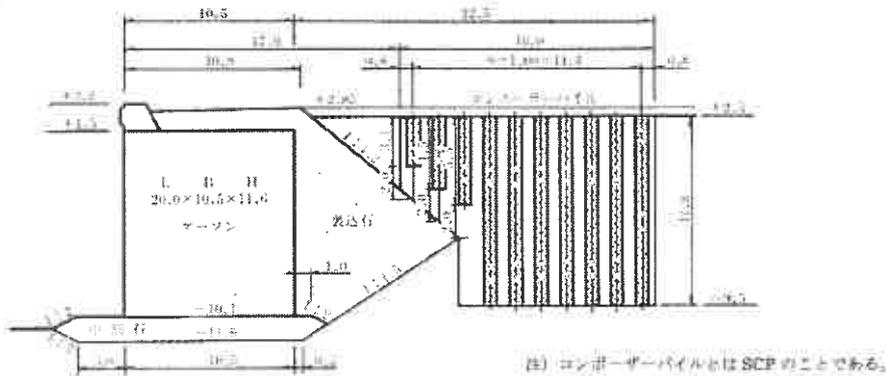


図-8 SCP改良標準断面図³⁾



写真-7 第4埠頭 SCP施工区域³⁾



写真-8 地盤改良未施工区域³⁾

(b) 十勝川

平成 5 年釧路沖地震の災害復旧工事として SCP を施工している。平成 15 年十勝沖地震において SCP 施工区間は無被害(写真-9)であり、未改良域である隣接区間は延長約 100m にわたり 20cm 程度の段差、天端亀裂を生じた。写真-10 は、手前が SCP 改良域で無被害であり、未改良域である奥の区間は亀裂等の被害が発生していた。



写真-9 SCP 施工区域³⁾



写真-10 SCP 施工区域と未改良域³⁾

4. 2 グラベルドレーン施工事例

釧路西港第 2 埠頭-10m 岸壁においては、エプロン部の液状化対策として GD 工法を施工していた(図-9)。当工法は、平成 5 年釧路沖地震で初めて大震災の洗礼を受け、その有効性が確認された工法である。平成 15 年十勝沖地震による変状は特に見られなかった(写真-11)。

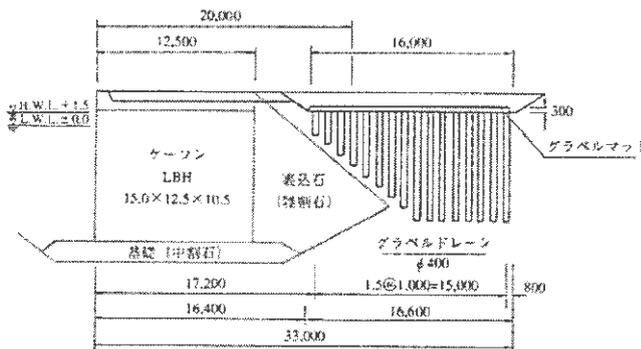


図-9 GD 改良標準断面図³⁾



写真-11 第 2 埠頭 GD 施工区域³⁾

5. おわりに

本文では、地震時の液状化に対する防災技術と題して、主な液状化対策工法の概要についての紹介を行った。液状化対策工法については、改良原理や施工条件等を考慮して多数の工法が開発・実用化されている。筆者らは、これからも適用性に応じた様々なバリエーションの液状化対策工法を開発・実用化していきたいと考える。

【参考文献】

- 1) 地盤工学会編：地盤工学・実務シリーズ 18 液状化対策工法，pp.1, pp.177～pp.178, 2004.7
- 2) 吉見吉昭：土質基礎シリーズ 第二版 砂地盤の液状化，pp.8, 1991.5
- 3) 不動建設(株)：社内資料 平成 15 年(2003 年)十勝沖地震調査報告書(第二版)，pp.8～pp.14, 2003.10
- 4) (株)不動テトラ：地盤改良工法技術資料(社内資料)第 6 版，pp.4-5～pp.4-8, pp.4-26, pp.4-52, 2006.12

下水道マンホールの地盤液状化による浮き上り防止工法

LAM工法の開発

株式会社ドーコン 都市環境部 井伊博之^{※1}

株式会社ドーコン 都市環境部 中村幸雄^{※2}

株式会社ドーコン 都市環境部 佐藤 仁^{※3}

ライト工業株式会社 札幌支店 鈴木 潔^{※4}

1. 下水道の整備状況とこれからの下水道事業

現在、下水道の整備状況は、全国で下水道管きよの整備延長約 38 万 km、下水道処理普及人口 69.3%である。北海道では 152 市町村が下水道事業に着手し、同整備延長約 3 万 km、同普及率 87.3%（全国 5 位）と高い普及率を達成している（平成 17 年度末データ）。

今後の下水道事業では施設の耐震化、合流式下水道の改善等に代表される機能の高度化や都市型浸水対策、下水道サービスを継続的に提供するための適切な施設の更新・改築、延命化などが求められてきている。

とりわけ、地震対策については、国土交通省の重点施策「安全・安心基盤の確立」の一つとなっており、下水道施設も耐震化への取り組みが急務となっている。

2. 高普及率を達成した下水道の地震対策面での課題

下水道の高普及率を達成している都市部では道路下に網の目のように下水道管きよが埋設されている。地震被害に着目すると、大きな地震で下水道施設が被害を受けることで多くの住民がトイレを使えなくなるなど生活に支障をきたすことになる。

さらに、近年の下水道の地震被害調査では地震動による施設破損のほか、開削工事により施工された箇所で埋戻し土が液状化し、マンホールの浮上り、管路の蛇行、路面の陥没を引き起こしていることが多数報告されている。

このことから、単に下水道が使えないこと以外に緊急車両の通行障害、支援物資の輸送や復旧作業の妨げなど、重大な人命被害の発生や、二次被害の長期化が懸念され、下水道施設が都市防災全体の問題の一つとなってきている。

また、古くから下水道を建設している都市では旧耐震基準により施設が建設されていることや施設の老朽化により地震で破損しやすいことから被害が増大することが予想される。

従って、「防災拠点・医療拠点・避難所等の排水を受ける管きよ」や「防災上重要な道路に埋設されている管きよ」、「古い下水処理場、ポンプ場等の主要施設」の耐震化を図ることは都市の地震に対する安全性を向上させる上で緊急の課題となっている。

※1 Hiroyuki II 札幌市厚別区厚別中央 1 条 5 丁目 4-1 TEL 011-801-1535 FAX 011-801-1536

※2 Yukio NAKAMURA 札幌市厚別区厚別中央 1 条 5 丁目 4-1 TEL 011-801-1535 FAX 011-801-1536

※3 Hitoshi SATO 札幌市厚別区厚別中央 1 条 5 丁目 4-1 TEL 011-801-1535 FAX 011-801-1536

※4 Kiyoshi SUZUKI 札幌市中央区北 6 条西 18 丁目 1-7 TEL 011-631-6487 FAX 011-631-6556



図-1 平成 15 年十勝沖地震人孔浮上



図-2 平成 16 年新潟県中越地震人孔浮上

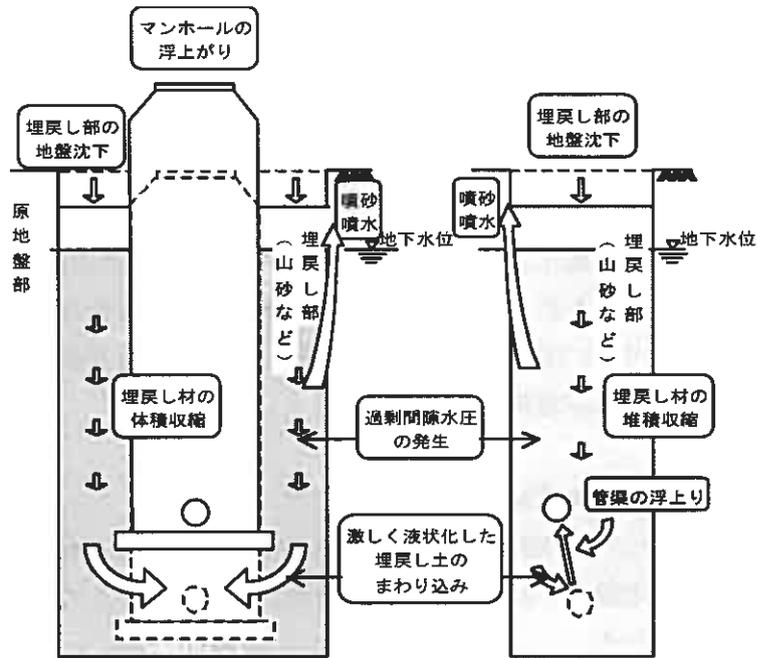


図-3 埋戻し土液状化による管路施設被害のメカニズム

表-1 下水道被害に起因する影響

主たる影響等	主原因	影響の概要
使用制限	管きよの破断	下水道使用制限 下水道使用制限に起因する水道使用制限
交通障害	埋戻し部の道路陥没・マンホールの突出、路盤下の埋戻し部液状化による沈下、管路の損傷部への土砂の吸い込み	交通遮断、避難ルートの遮断 除雪車の走行障害 道路の路盤下の空洞化による陥没
公衆衛生等	管渠の破断、マンホールポンプの故障による汚水の流出 処理場躯体破損による汚水流出 処理設備の破損、故障による処理レベルの低下	地下水の汚染、公共用水域の汚染

しかし、地中に埋設されている下水道管きよ、マンホールなどの耐震化は、都市化が進展した現在、開削工事による耐震補強が難しく、さらに、基礎の補強や液状化対策では多額の費用が必要なため、多くの自治体で既存施設の耐震化は進んでいないのが現状である。

表-2 下水道施設の耐震化状況

	1997年指針策定以降の施設	1997年指針策定以前の施設	
	耐震化率（レベル2対応）	耐震診断実施率	左記のものの耐震化率（レベル2対応）
処理場	ほぼ9割以上	約1～2割	約2～6割 ※施設毎にばらつきがある。
ポンプ場	約9割	約1割	約1割強
管路 (重要な幹線等)	約5割	約1割	約1割

(平成17年 下水道地震対策技術検討委員会報告書より)

表-3 平成16年新潟県中越地震における下水道管路被害状況

管理者	①流域 下水道	②公共下水道																	①② 合計			
	新潟県	長岡市	柏崎市	小千谷市	栃尾市	見附市	越路町	三島町	与板町	和島村	出雲崎町	小国町	十日町市	川口町	川西町	魚沼市 堀之内町 守門村 小出町	弥彦村	津南町	中之島町	西山町	計	新潟県計
管路延長 A (km)	61.3	1258	422	183	135.1	195.0	83.7	58.7	56.0	37.7	39.6	61.3	198.1	43.0	29.3	2122	1002	59.0	33.3	25.8	3230.1	3291.4
被災管路 延長B (km)	0.5	62.9	3.9	31.1	2.5	0.2	4.7	1.8	5.1	6.1	3.1	9.6	2.9	9.3	2.4	4.3	0.0	1.5	0.0	0.3	151.6	152.1
被災入孔 個数	21.3	119	44	98.1	64	27	295	32	9	0	20	203	23	532	0	136	0	13	0	8	2506	2527.3
被害率 (B/A) (%)	0.8	5.0	0.9	17.0	1.9	0.1	5.6	3.0	9.1	16.1	7.9	15.7	1.4	21.7	8.1	2.0	0.0	2.5	0.1	1.1	4.7	5.5

※ 査定結果は堀之内町・守門村・小出町を魚沼市として一括で示されている。

※ マグニチュード M6.8 最大震度 7

表-4 平成19年に発生した下水道管路地震被害状況

平成19年3月25日発生 能登半島沖地震	平成19年7月16日発生 新潟県中越沖地震
マグニチュード M6.9 最大震度 6強	マグニチュード M6.8 最大震度 6強
マンホールの被災箇所 117個	管渠の被災延長 約50.4km マンホールの被災箇所 約2600個

このような状況にあつて、国土交通省では、地方自治体で下水道施設の耐震化が進まない現状と、近年の地震による下水道の被害状況を踏まえ、防災・減災を推進させるため、平成18年度より「下水道地震対策緊急整備事業」を創設し、下水道の主要施設のほか、緊急輸送道路等に設置されている下水道施設について暫定的な耐震化も含め国庫補助事業とし、実効性のある地震対策への取り組み強化を始めている。

表-5 下水道地震対策緊急整備事業の概要

対象地域	補助の要件、補助対象範囲
政令指定都市及び県庁所在都市	【要件】 平成18年度より3年以内に計画期間5年以内の「下水道地震対策緊急整備計画」を作成し、事業着手する地方公共団体に限る。 【補助対象】 ・防災上重要な施設からの排水を受ける管渠、緊急輸送道路、避難路、軌道下管渠の耐震補強 ・防災拠点・避難地のマンホールトイレシステム（地下部分のみ） ・防災上重要な下水道施設に設置する備蓄庫、耐震性貯水槽
地震防災強化地域	
東南海・南海地震防災対策推進地域	
日本海溝・千島列島海溝周辺海溝型地震防災対策推進地域	
首都圏整備法に規定する既成市街地 近畿圏整備法に基づく既成市街地 名古屋市の区域、これに接続して既に市街地を形成している区域	
地震予知連絡会の定める特定観測地域 又は強化観測地域	
上水道の取水口より上流に位置する 予定処理区域	

3. 下水道マンホールの地盤液状化による浮き上り防止工法（LAM工法）の開発

株式会社ドーコンでは、従前より下水道の地震対策として新設施設の耐震設計のほか、既存施設の耐震化事業計画の策定、耐震診断・耐震補強設計などの業務を行っていた。

一方、近年の地震被害からマンホール浮き上り現象が社会的な問題として取り扱われるようになったことから、多数の下水道管理者より有効な対策が求められていた。しかし、既設のマンホールに対する適切な対策

方法が無いのが実情であった。このような昨今の都市防災や下水道施設耐震化の機運の高まりを受け、弊社においても既設マンホールにおいて確実に地盤液状化に伴う浮上を防止する「液状化に伴うマンホール浮き上り防止工法（LAM工法）」の技術開発・実用化に取り組むこととなった。

この「液状化に伴うマンホール浮き上り防止工法（LAM工法：Liquefaction-resistant Anchored Manhole Method）」はマンホール底版ブロック上に設置したアンカープレートを受圧板とした頭部と、非液状化地盤に造成するアンカー体部及びマンホールに作用する浮き上り力を伝達する自由長部から構成され、地震に伴う液状化によって生じるマンホール浮き上り力に永久グラウンドアンカーによって抵抗するものであり、平成16年3月に特許を出願。平成17年よりライト工業株式会社と共同開発をスタートさせた。

また、本工法の技術開発と合わせて、国土交通省国土技術政策総合研究所下水道研究室をはじめ、関係自治体へ工法の説明を行い、平成18年度発行の「下水道施設の耐震対策指針と解説」改訂版にも永久グラウンドアンカーを用いたマンホール浮き上り対策工法として記載されることとなった。

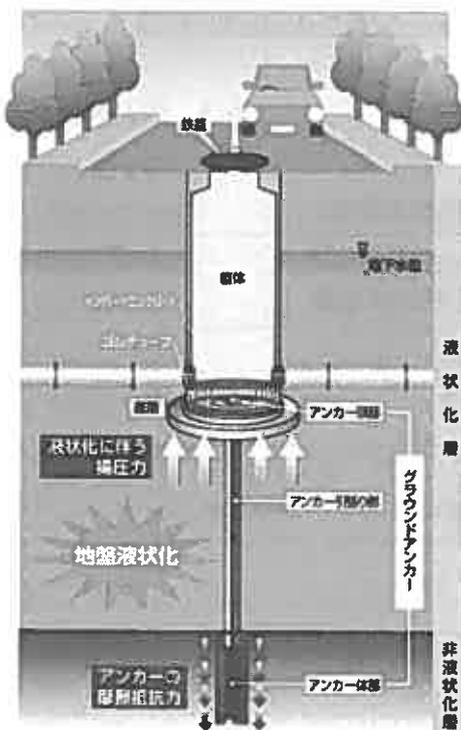


図-4 LAM工法概要図

4. 供用中のマンホールにおける試験施工事例

本工法は、宮城県中南部下水道事務所様のご厚意、ご協力により宮城県阿武隈川下流域下水道幹線において試験施工を実施した。

4-1. 試験施工の概要

試験施工は、宮城県伊具郡丸森町地内の供用中2号マンホールである。

試験地点の一带の土質は既往地質調査及び事前に実施した補足調査ボーリングによれば、管路周辺がN値1～5回程度の緩い砂地盤であり、地下水位はGL-1.72mと高く、下水道施設の耐震設計指針と解説で示されたレベル2地震動によるFL法の判定から砂質土層は全て液状化する可能性がある判断された。

また、マンホール底面深さは5.76mであることから、ひとたび液状化による浮き上がりが生じた場合、復旧工事が困難な状況であるため、LAM工法による事前の浮き上がり防止対策を講じることとなった。

設計では、地質調査結果から、アンカーをGL-2.1mまでの液状化地盤（粘性土との互層）を貫通し、泥岩層にアンカー体を造成した。図-7、8に施工断面図等を示す。

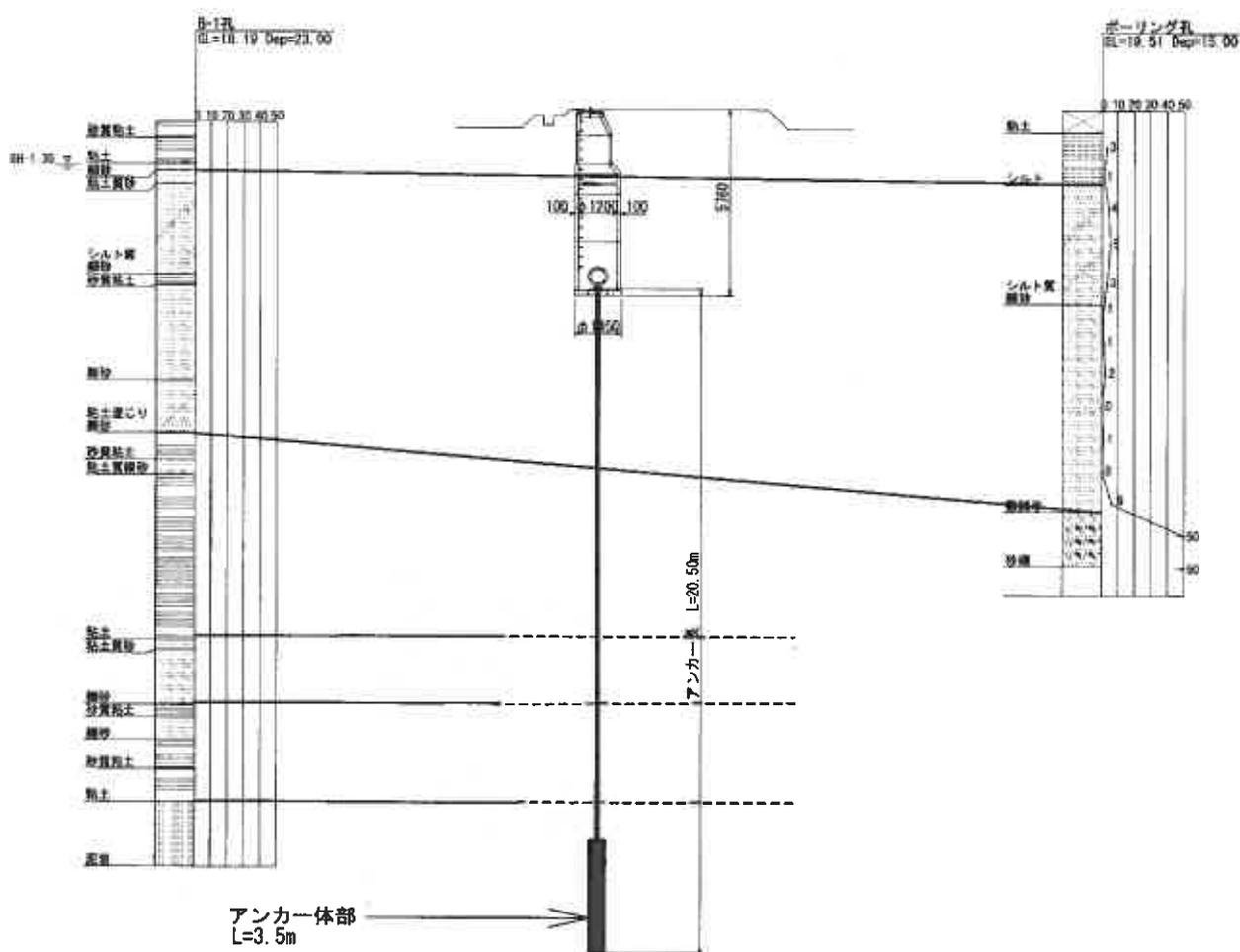


図-7 LAM工法 試験施工断面図

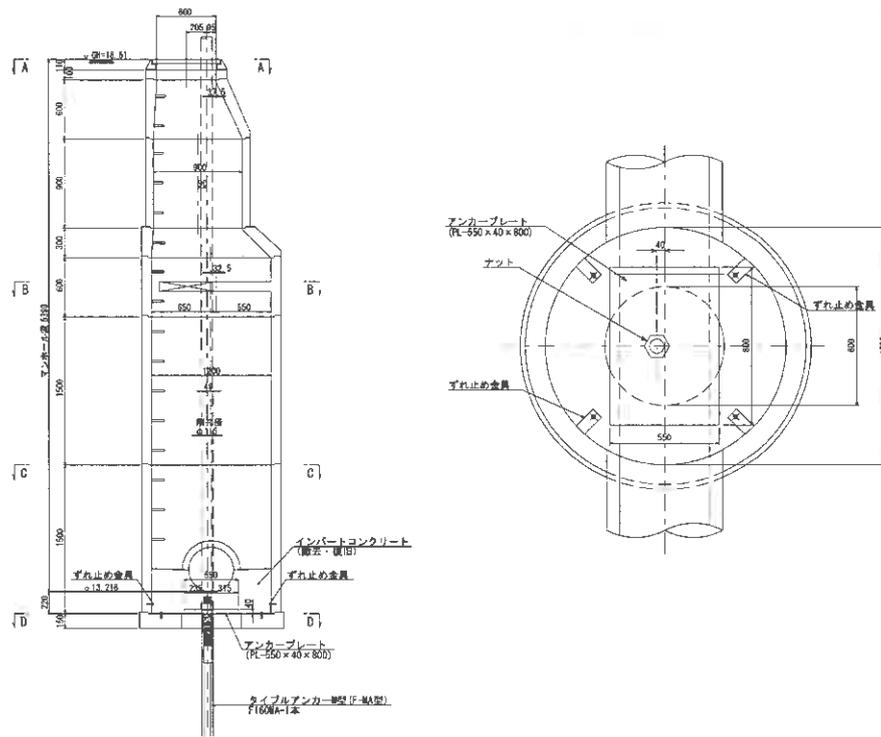


図-8 LAM工法 頭部詳細図

4-2. 施工手順

施工手順、施工フローを図-9に示す。また、実際の施工段階の状況は図-10～15の写真に示す。

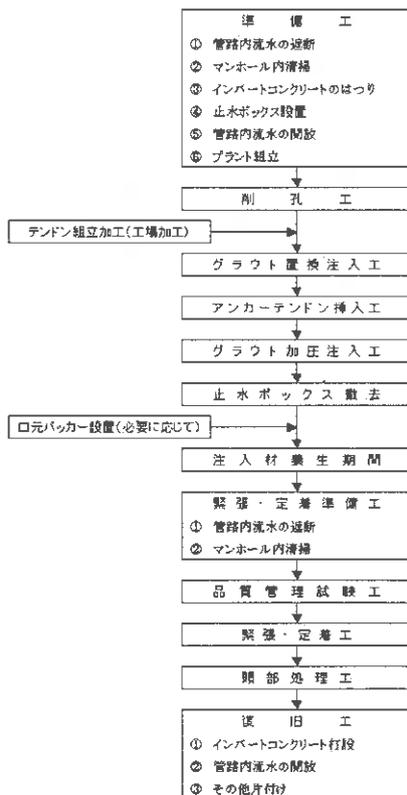


図-9 施工手順



図-10 水替え用止水プラグ (通水管付き)



図-11 ケーシング据付状況



図-12 削孔状況



図-13 アンカーテンドン挿入状況



図-14 アンカープレート設置状況



図-15 インバートコンクリート復旧状況

4-3. 試験施工の結果

本工法では、このような試験施工により、供用中下水道の汚水水替え、アンカー施工で発生する濁水飛散対策等の配慮事項や施工効率向上のための機器改良方法について新たな知見を得て、各種の改良を加えることで一般市街地においても十分施工可能であることを確認した。

5. まとめ

下水道施設の場合、巨大地震が発生すると構造物等の破損による直接的な被害以外に、水洗トイレなどが使えないことで被災住民の避難生活、復旧活動へ深刻な影響を及ぼすことが予想される。一方、下水道管路のような面的に広がりをもつ小規模構造物への地震対策は膨大な費用・期間が必要となり、全てを一度に対策していくことは困難である。従って、地震時の被災影響などを十分に勘案し、時間軸を考慮して重要と考えられる箇所から着実に対策を施し、少しでも被害影響が軽減できるよう「減災」という概念のもと対策を進めることが重要と考える。

本工法についても、地震時の緊急対応も含めた総合的な防災対策の一環として、特に重要と考えられるマンホールを優先して確実な浮き上り防止対策であるLAM工法の普及に努めて行きたいと考えます。

最後に、本工法の研究開発にご参加頂いた関係者及びご助言等頂きました各位に感謝申し上げます。

ツイスター工法の防災分野への適用事例について

日本国土開発(株) 技術事業センター 横田 季彦¹⁾
同上 札幌支店 土木部 平田 亨²⁾

1. はじめに

近年、地震、台風および集中豪雨による大規模災害が日本各地で発生している。具体的な被災状況としては、地震による地盤の液状化および護岸の崩壊、台風、集中豪雨による河川堤防の決壊および斜面の崩落があげられ、国土交通省および当該の地方自治体によって、災害を事前に予測して被害を未然に防ぐための防災工事が各地で進められている。これらの防災工事は、永久アンカーや擁壁等の構造物によって直接補強を行うものと、地盤自体の強度等を改善するものとの大別される。このうち後者においては、現地近傍で調達可能な土質材料を有効活用し、要求される品質を確保することが経済性の観点からも求められている。

このような現状から本報文では、回転式破碎混合工法(ツイスター工法)の各分野への適用概要を述べると共に、防災工事分野への適用性に関し、ケーソン岸壁背面の液状化防止および埋立て後の地盤沈下工事への適用事例、および各種建設発生土を用いた堤防強化用盛土材料の製造工事への適用事例を詳述する。さらに、今後の防災工事への適用拡大として、のり面改修工事へのツイスター工法の適用についても提案を行う。

2. ツイスター工法の概要

2.1 工法の概要

回転式破碎混合工法(以下、ツイスター工法と記す)とは、円筒内で高速回転する複数本のフレキシブルなチェーンの打撃力で、地盤材料の破碎・細粒化(解砕)と、添加材料との均質な混合とを同時に行うことを特長とした工法であり、破碎機構と解砕機構を有することから従来の地盤改良技術で対応が困難であった礫材料および粘性土への対応も可能な技術である。ツイスター工法の概要を図-1に示す。

同図に示すように、ツイスター混合装置はケーシング(円筒)部とモータ部から構成されており、ケーシング内の中心部にある回転軸にインパクトチェーンが取り付けられている。チェーンは高さ方向に3段、1段当たり放射方向に4本を標準とし、高さ方向は5段まで、1段当たりは8本まで取り付けが可能な構造となっており、改良する地盤材料に応じて変化させる構造である。また、チェーンの回転数は最大1,000rpmまで可変であり、チェーンの回転数を変化させることによって材料の破碎効果を調整する(粒度調整を行う)ことが可能である。一般的には、チェーン回転数を増加させることによって破碎効果が増加し、

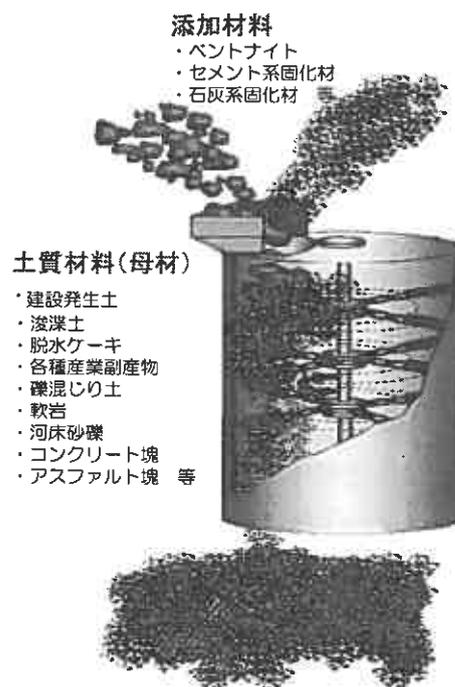


図-1 ツイスター工法の概要図

Suehiko Yokota, Toru Hirata

1) 〒243-0303 神奈川県愛甲郡愛川町中津 4036-1 TEL:046-285-3339 FAX:046-286-1642

2) 〒060-0003 札幌市中央区北3条西3-1 札幌北三条ビル TEL:011-281-2042 FAX:011-221-6570

粒径加積曲線は左へシフトする。なお、ケーシング部は粘性土等のケーシング内面への付着を防止する目的から、強制付着掻き取り装置(ケーシング回転数：最大 2.2rpm)を有する構造となっている。

2.2 施工能力および装置諸元

ツイスター混合装置は、円筒部の外径によって TM-1000 と TM-1500 に大別され、施工能力は用途によって異なる。表-1および表-2に、ツイスター混合装置の能力および装置諸元を示す。

表-1 ツイスター混合装置の施工能力

適用	混合時	破碎混合時	破碎時
処理能力	50m ³ /h, 100m ³ /h	30m ³ /h, 75m ³ /h	30t/h, 50t/h
最大粒径	50mm	200mm	200mm
含水比	粘性土 ≤ 50% ローム ≤ 100%	≤ 50%	—
効果・目的	異種材料の混合 土質材料の粒度調整	異種材料の破碎混合 土質材料の粒度調整	岩塊、コンクリート塊および アスファルトコンクリート塊の破碎 破碎材料の粒度調整
適用材料	礫、砂礫、砂質土、粘性土、ローム、脱水ケーキ	中軟岩、礫、砂礫、砂質土、粘性土、ローム、脱水ケーキ	中軟岩、コンクリート塊、アスファルトコンクリート塊

表-2 ツイスター混合装置の諸元

項目	型式	TM-1000	TM-1500
混合時		50m ³ /h	100m ³ /h
破碎混合時		30m ³ /h	75m ³ /h
破碎時		30t/h	50t/h
主電動機		55kw (200/220V)	110kw (200/220V)
回転数制御		インバータ	インバータ
チェーン回転数		0~1200r.p.m.	0~1200r.p.m.
最大チェーン取付数		5段×8本	5段×8本
本体寸法		φ1000×470mm	φ1500×650mm
付着掻き取り機構		プレート式×2 (1.5kw×2) インバータ制御 0~1.5r.p.m.	プレート式×2 (2.2kw×4) インバータ制御 0~2.2r.p.m.
混合部重量		8t	12t

2.3 工法の適用範囲

ツイスター工法は破碎性能と混合性能を同時に有するため、様々な用途で実績を有している。主な適用範囲を以下に示す。

(1) 各種建設発生土の有効利用

建設発生土の発生抑制は土工事においては重要な課題である。

ツイスター工法は礫材から粘性土まで幅広い土質材料に適用可能であることから、本来使用することが困難な低品質の建設発生土を改良して有効活用することが可能である。

適用工事はボックスカルバートの構築工事であり、掘削に伴う第3種および第4種建設発生土を第2種処理土に改良し、盛土および構造物周りの埋戻し土に転用した。また、構造物と既設道路との狭隘な箇所については、改良土にセメントおよび水を混合し、流動化処理土を製造して充填を行った。

ツイスターの適用概要を図-2 および図-3 に、混合装置の状

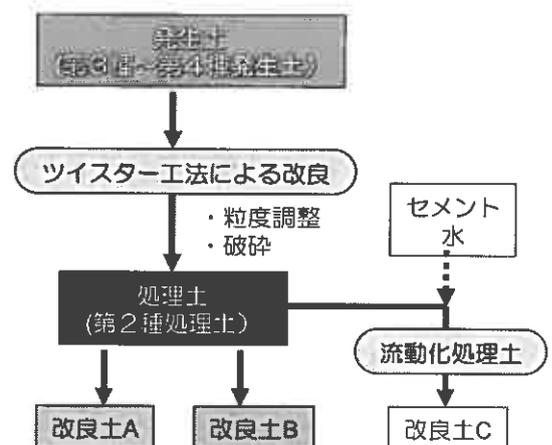


図-2 ツイスター工法による改良イメージ

況を写真-1に示す。

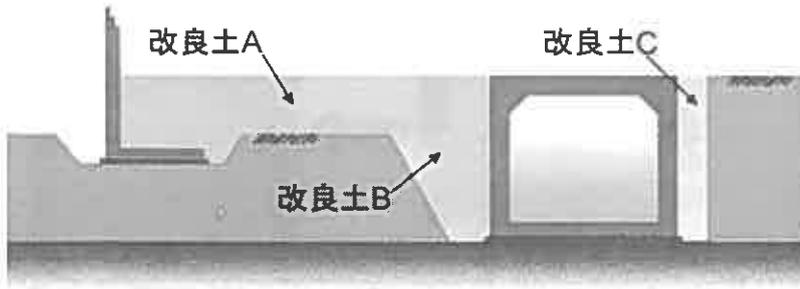


図-3 ツイスター工法の適用概要



写真-1 ツイスター混合装置

(2) 汚染土壌の浄化¹⁾

汚染土壌の浄化工法のうち、生石灰混合処理工法は VOC(揮発性有機化合物)および油類で汚染された土壌に生石灰を混合することにより、土中の水分との反応による発熱効果等で汚染物質を揮発除去する方法である。この浄化工法においては、生石灰を汚染土に均質に混合することが重要となるが、汚染土が粘性土の場合、均質な混合が困難であり生石灰の量を大幅に増加させることとなる。ツイスター混合装置は高い攪拌性能を有すると共に、粘性土の解砕効果を有することから、汚染された土壌が粘性土であっても効率的に浄化を行うことが可能である。図-4にツイスター工法の適用概要を、写真-2に施工状況を示す。

同図に示すように、生石灰混合処理工法では発熱によって気散した揮発性有機化合物を回収処理する必要があることから、ツイスター装置および処理土をテント中に入れ、処理土に関しては24時間静置した後に浄化土として埋め戻しを行った。

改良を行った土壌は1,1-ジクロロエチレン、トリクロロエチレン等のVOC汚染土であり、約10,000m³を約2ヶ月の期間で基準値以内に浄化した。また、生石灰の添加率は約3%であり、従来の施工機械使用時の添加率(5~10%)に比べて大幅に低減できることを確認した。

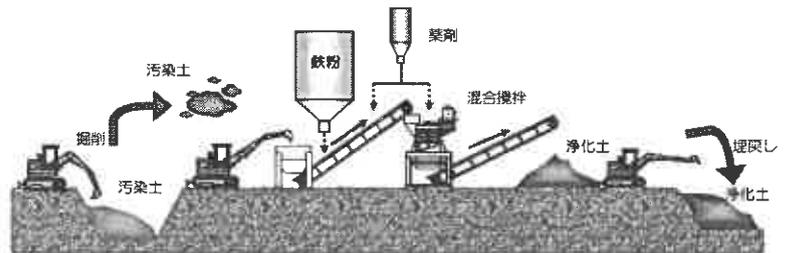


図-4 ツイスター工法を用いた生石灰混合処理工法



写真-2 施工状況

(3) 各種産業副産物の有効利用

近年、循環型社会構築の観点から、各種産業副産物の有効活用に対するニーズが高まっている。ツイスター工法は高い破碎能力を有するだけでなく、チェーンの回転数を変化させることによって破碎後の粒度を調整することが可能である。このため、岩塊、コンクリート塊およびアスファルトコンクリート塊の破碎による再資源化²⁾、貝殻³⁾および各種スラグ類の骨材化が可能である。図-5にツイスターの回転数と、破碎された岩塊の粒度曲線を、写真-3および写真-4

回転数別粒度試験結果

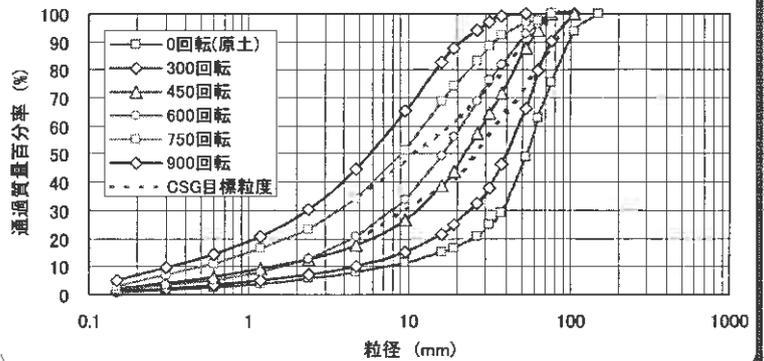


図-5 チェーン回転数と破碎後の粒度曲線との関係

に、コンクリート塊およびホタテ貝殻の破碎状況をそれぞれ示す。

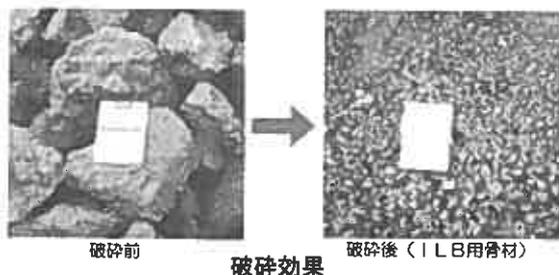


写真-3 コンクリート塊の破碎状況

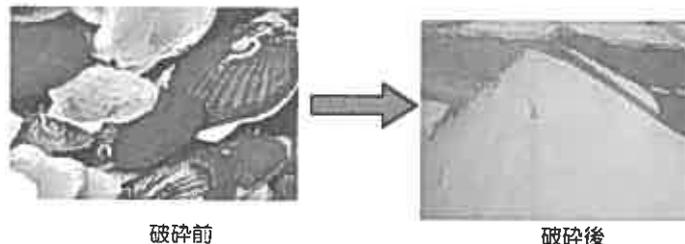


写真-4 ホタテ貝殻の破碎状況

2.4 工法の特長

ツイスター工法の特長を要約すると以下の通りである。

- ①地盤材料の細粒化と添加材料との混合を同時に行い、経済性に優れている。
- ②岩塊、コンクリート塊、貝殻等を破碎し細粒化することが可能。
- ③解砕効果を有するため、粘性土の有効利用が可能。
- ④従来の原位置混合法に比べ、高品質な混合攪拌を行うことが可能。
- ⑤チェーンの回転数、本数を変化させることにより広範囲な地盤材料に適用可能。
- ⑥機械本体はシンプルで、メンテナンスも容易。
- ⑦ベルトコンベア搬送システムとの組合せにより連続大量混合が可能。
- ⑧装置がコンパクトで、輸送、設置、解体を容易に行える。

3. 防災分野への適用事例

3.1 事前混合処理工法によるケーソン岸壁背面液状化防止工事への適用⁴⁾

(1) 事前混合処理工法の概要

事前混合処理工法は、土砂に少量の安定材(セメント等)と分離防止剤を事前に添加・混合し新材料にした後、所定の場所に運搬・投入してそのまま安定した地盤を造成する工法である。造成された地盤は、安定材のセメントーション効果により粘着力が付加されるため、これまで埋立地盤の液状化対策として主に採用されてきた。また同時に土圧低減効果があることから、岸壁背面に適用した場合には構造物のスリム化や基礎地盤改良範囲の減少あるいは耐震性能増加効果も同時に期待できる工法である。

(2) 工事の概要

北海道羅臼漁港用地造成工事においてケーソン岸壁背面の液状化防止および埋立て後の地盤沈下防止を目的に事前混合処理工法が採用された。用地造成の埋立面積は約20ha、水深は14mであり、埋立総土量約350,000m³の内訳は普通土(トンネル掘削土、礫混じり砂)が約250,000m³、事前混合処理に用いる材料は敷地造成工事から発生する軟岩(泥岩)とその風化土砂約100,000m³であった。施工期間は平成13年度および14年度の2年間であったが、施工場所は流氷が漂着することから12月から5月までは海水温度が0℃以下に低下する条件であった。表-3に設計・施工条件および施工方法を示す。

また、事前混合処理の材料として用いる泥岩はこれまでの調査および室内配合試験結果から、海水中にそのまま埋め立てた場合にはスレーキング現象が発生し、時間の経過とともに細粒化による地盤の沈下や液状化の発生が懸念されることから、泥岩を細粒化することによりスレーキングが発生しない材料に加工すると同時に安定材(セメント)を混合して処理土とすることが必要となった。表-4に工事で使用した土砂材料の試験結果を示す。

表-4 土砂材料の試験結果

試験項目		弱風化岩	強風化岩
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)		2.624	2.606
自然含水比 W_n (%)		14.9	32.1
粒度試験	最大粒径 D_{max} (mm)	300	53.0
	粗石分 75~300mm (%)	100	0
	礫分 (%)	0	64.8
	砂分 (%)	0	14.4
	シルト分 (%)	0	11.1
	粘土分未満 (%)	0	9.7
	均等係数 U_c	1.8	1540
	曲率係数 U'_c	1.0	12.8
液性限界 w_L (%)		57.6	63.5
塑性限界 w_P (%)		34.6	39.0
塑性指数 I_P (%)		23.0	24.5
吸水率 (%)		22.7	—
密度 (g/cm ³)	ρ_t	1.950	—
	ρ_d	1.661	—
スレーキング率 (%)		25.1	—
破碎率 (%)		35.7	—
一軸圧縮強さ (kN/m ²)		6,410	—

表-3 設計・施工条件および施工方法

工事名称	羅臼漁港用地造成工事
目的	岸壁背面液状化防止・土圧低減
適用工法	事前混合処理工法
施工数量	処理土量 約 109,500m ³
設計強度	一軸圧縮強さ $q_u=100\text{kN/m}^2$
安定材	高炉セメントB種 添加率 $C=15.5\%$
分離防止剤	事前混合処理土用 90mg/kg
施工条件	埋立水深 $D=14\text{m}$
埋立方法	ブルドーザ埋立 $D \leq 5\text{m}$ クラムシェル埋立 $D \geq 5\text{m}$
課題	安定材の分離防止 低温養生時の強度発現

(3) ツイスター工法の採用経緯

本工事においては、工事発注後に事前混合処理設備を用いた混合処理が可能で、かつ使用土砂材料を10mm以下に破碎可能な工法を種々選択して試験施工が行われた。この結果、自走式クラッシャー(ジョークラッシャー)ではその破碎機構から固い岩石やコンクリート殻などの脆性材料には適しているものの、泥岩など練り返しによる強度低下が著しい材料においては破碎が行えず、泥岩が粘性土となる状況が発生した。また、更にバックホウによる掘削後、その掘削土砂を振動ふるいによって10mm以下に選別する方法では、事前混合処理に必要な材料供給量 $V=1,000\text{m}^3/\text{日}$ に対して約1/100の材料製造が限界であることが判明した。以上の結果から、本工事においては、ツイスター工法を採用することとなった。

(4) 施工結果

a) 施工方法

埋立材料の最大粒径は、ツイスター工法設備の材料定量供給設備の制限から200mm以下にする必要があった。このため、埋立材料の採取はバックホウ0.6m³級で掘削後、自走式クラッシャーを用いて一次破碎後ダンプトラック10tで処理設備に運搬した。処理設備への材料投入はバックホウで行い、処理土の積込・運搬はトラクタショベル2.8m³級により行った。処理土の埋立は安定材の分離防止と密度増加を図るため、埋立深さ5m以深はクラムシェル0.6m³級で埋立・水中転圧を行い、5mより浅い部分はトラクタショベルで撒きだし後、バックホウで仕上げを行った。なお、造成地内には処理土と普通土を同時に埋め立てるため、海中での埋立材の混合を防止する目的で予め水中に大型土嚢製の堰堤を設置した。図-6にプラント設備を示す。

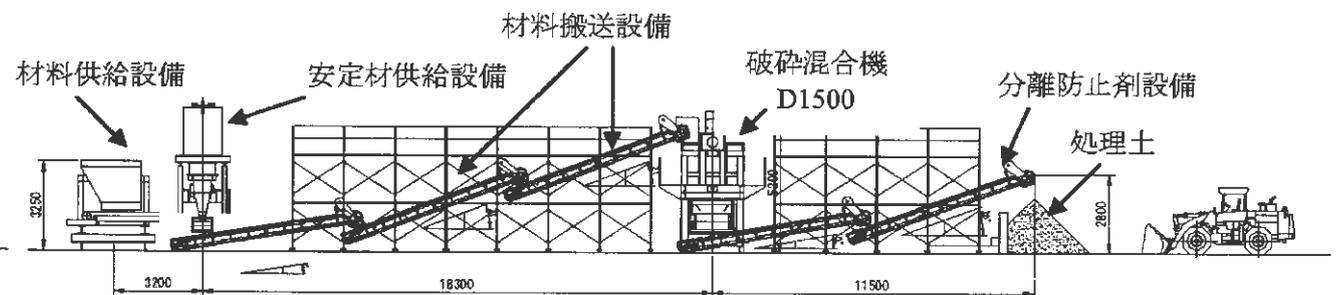


図-6 ツイスタープラント設備

b) 安定材添加率

安定材添加率は、事前混合処理工法技術マニュアル⁵⁾にしたがって決定した。安定材の種類は、これまでの実績から耐海水性に優れる高炉セメントB種を選定した。事前混合処理土の室内配合試験は埋立施工を考慮した試験方法を採用している。このため、通常のセメント安定処理土と比較して極めて小さい密度になる。このことから安定材添加率に比較して強度が小さいのが一般的である。試験はツイスター混合装置で製造後5mm以下に粒度調整した材料を密度で2水準、添加率で3水準変化させて検討した。さらに、粒径の差が強度発現に及ぼす影響を把握するため最大粒径を10mmとしたケースについても併せて検討を行った。

図-7に室内配合試験結果(材齢28日)を示す。同図から乾燥密度の増加とともに強度が指数関数的に増加しており、この傾向は安定材添加率に関わらず同様であることが分かる。また、添加率20%について材料粒径5mmと10mmとの比較を行った結果、乾燥密度が $\rho_d=0.95\text{g/cm}^3$ 近傍では顕著な強度差が認められないことから、最大粒径10mmの材料を使用しても品質に差異が生じないと判断した。

また、図-7の試験結果を整理し、現場での埋立後の処理土の乾燥密度を $\rho_d=0.95\text{g/cm}^3$ とした場合のセメント添加率と一軸圧縮強さとの関係を図-8に示す。ここで、設計強度が一軸圧縮強さで $q_u=100\text{kN/m}^2$ であることから強度の割増係数を $\alpha=2.0$ として、材齢28日の配合強度が $q_{ud}=200\text{kN/m}^2$ となる安定材添加率 $C=15.5\%$ を決定した。

さらに、低温養生時のセメント安定処理土の強度発現が標準養生に比較して遅れるものの、養生日数の増加に伴い標準養生と同等の強度が期待できることから、養生温度による割増係数の変更は考慮しないこととした。

なお、セメント処理土を用いる際に課題となる六価クロムの溶出量は、材齢7日での溶出試験の結果、土壤環境基準値を満足していることを確認した。

c) 破碎状況

ツイスター装置による破碎前後の泥岩の状況を写真-5および写真-6に示す。これらの写真から明確に分かるように、破碎混合後の材料は大きな礫が破碎され、概ね90%以上が10mm以下の材料となっている。

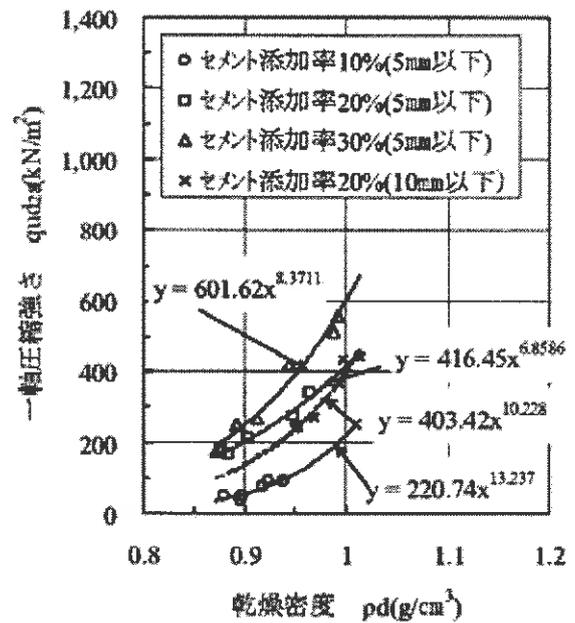


図-7 室内配合試験結果

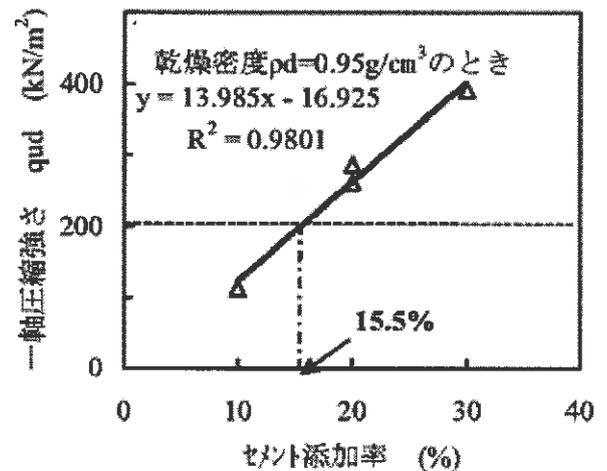


図-8 セメント添加率と一軸圧縮強さの関係



写真-5 原材料 (破碎前)



写真-6 破碎後の材料

d) 施工実績

本工事は秋から厳冬期の施工となることから、施工期間が限られ昼夜施工を実施した。この結果、稼働日数47日に対して埋立実績(出来高)は $V=372\text{m}^3/\text{日}$ (昼夜)となり、初年度の出来高数量は $V=17,513\text{m}^3$ であった。また、ツイスター混合装置の作業能力は30t/h級と50t/h級を合計した平均値で1時間当たり $V=43\text{m}^3/\text{h}$ であった。この実績から作業効率 λ を算定すると $\lambda=0.54$ となり、当初想定した $\lambda=0.75$ と比較して小さな効率となった。この原因は破碎後の最大粒径が制限されたため、機械の回転数を大きくしたことから破碎・混合効率が低下したものと考えられる。さらに、破碎混合設備での製造量が扱い数量となることから、埋立完了後に実測して求めた出来高数量との比(陸上土工での土量換算率)を求めると $C/L=1.28$ となり、港湾工事で採用されている裏込め材料の割増率25%に近似した値となった。表-5に施工実績を示す。

なお、初年度における施工実績から、次年度の同工事においてもツイスター工法が採用され約 $92,000\text{m}^3$ の処理土を製造した。

表-5 施工実績

出来高数量(m^3)	17,513
稼働日数 (日)	47
埋立実績 ($\text{m}^3/\text{日}$)	372
製造数量 (扱い m^3)	22,400
製造能力 (扱い m^3/h)	43
作業効率	0.54
土量変化率	1.28

3.2 堤体補強盛土への適用¹⁾

(1)事業の概要

国土交通省近畿地方整備局淀川河川事務所では、淀川前島ストックヤードに仮置きしてある建設発生土の有効活用法として、種々の建設発生土を混合処理して堤体盛土材料に再利用する技術活用パイロット事業を推進している。平成18年度にツイスター工法はこの事業の地盤改良技術として採用され、淀川前島ストックヤード内の建設発生土を用いて堤体盛土材料の製造を行った。以下にその内容を示す。

a) 対象材料

図-9に対象とする建設発生土の粒径加積曲線を示す。建設発生土は、発生土Aと称される「砂質土系」材料が2種類、発生土Bと称される「粘性土系」材料が3種類、発生土Cと称される「礫質土系」材料が2種類の計7試料である。

b) 改良目的および目標品質

従来、混合が困難とされている粘性土と礫質土の建設発生土を活用して、難透水性の堤防強化用盛土材料を確保するものであり、図-10に事業のイメージを、表-6に堤防強化用盛土材料の目標品質を示す。

なお、堤防強化用盛土材料の要求品質を満たす発生土の組合せおよび配合比(容積比)は、事前に室内配合試験により選定した。

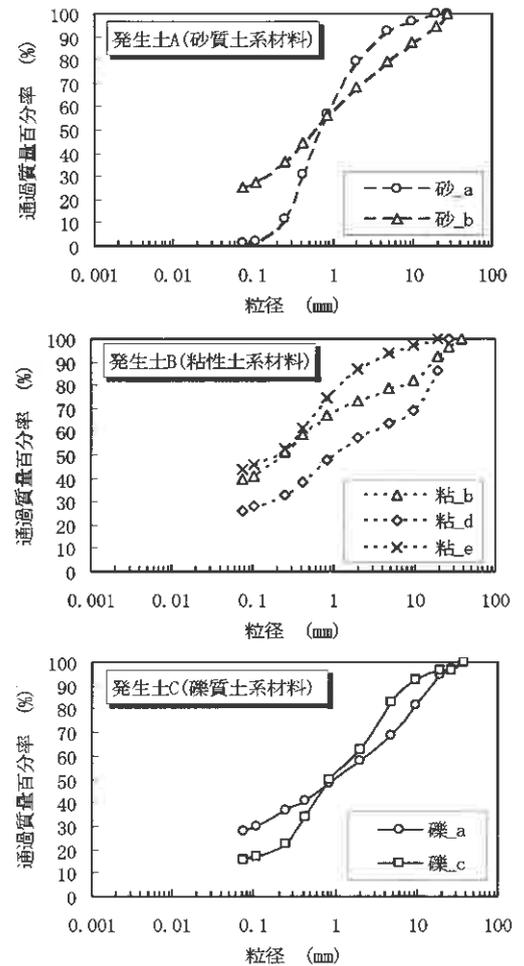


図-9 対象とする建設発生土の粒径加積曲線

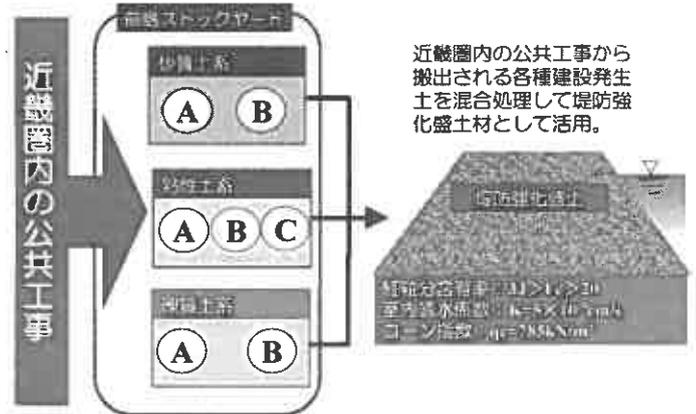


図-10 堤体補強盛土製造事業のイメージ

c) プラント概要

写真-7にツイスター混合処理プラントを示す。ツイスター混合処理プラントは、建設発生土を貯蔵するホッパ、建設発生土を定量供給するフィーダーとそれらを搬送するベルトコンベア、3種類の建設発生土を破碎混合する回転式破碎混合機、回転式破碎混合機から排出される改良土を搬出するベルトコンベアで構成されている。なお、本工事に使用したツイスター混合装置は破碎室直径φ1500 mmの施工能力 100m³/hの能力を有するものである。

表-6 堤防強化盛土材料の目標

管理項目	目標値	備考
混合処理土の粒度	適性粒度範囲	「河川土工マニュアル(財)国土開発技術研究センター」に規定する「望ましい堤体材料」の粒度範囲
	細粒分含有率(33>F _c >20)	
	粒径37.5mm以上の混入率は40%以下であること	
室内透水係数	$K \leq 5 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$	最大乾燥密度の90%密度
コーン指数	$q_c \geq 785 \text{ kN/m}^2$	キャスボル法(「地盤改良」に係わる技術評価証明)(社)日本材料学会)による評価

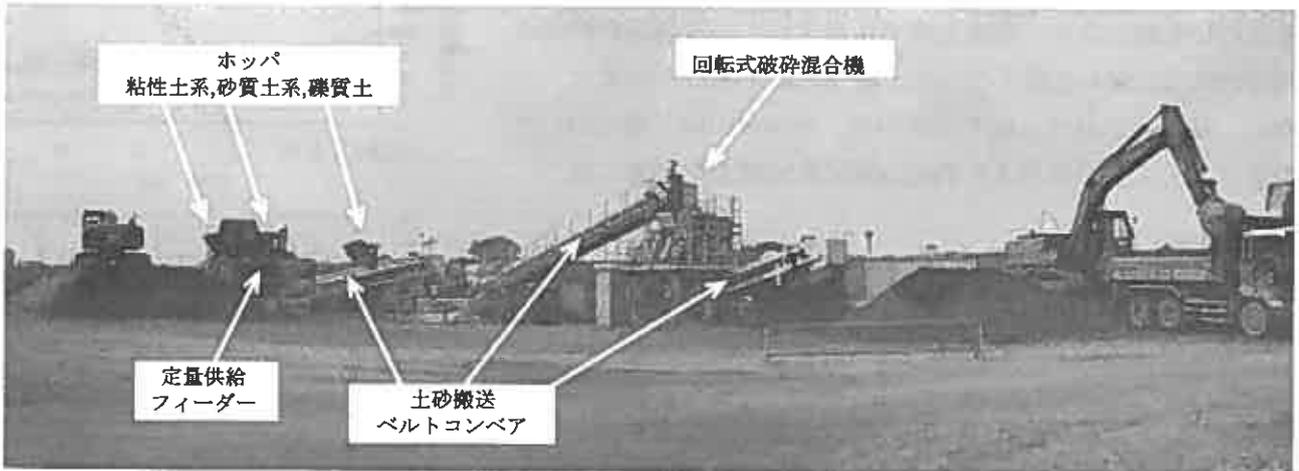


写真-7 ツイスター混合処理プラント

(2) 適用結果

室内配合試験結果から、配合パターンを3ケース選定し、そのパターンについて現場混合を行った。表-7に室内配合と現場混合の改良土の品質比較を、図-11に室内配合試験で選定した3種類の建設発生土と室内配合および現場混合の粒度加積曲線を示す。

a) 粒度

図-11から、パターンⅡの室内と現場の粒度曲線に若干乖離が認められるものの、その差は小さく、室内と現場の粒度はいずれのパターンにおいても同様な粒度曲線を示している。また、現場混合時の改良土の品質は、適性粒度範囲、細粒分含有率、最大粒径、37.5 mm以上の礫混入率および土質分類において、3つの配合パターンとも全ての目標値を満足する。

b) コーン指数

現場混合の改良土のコーン指数は、3つの配合パターンとも目標値を満足する。重ねて室内と現場の改良土のコーン指数を比較すると、パターンごとに強度が異なることが認められる。この強度を強さ比(室内を「1.0」として表すと、パターンⅠの強さ比は0.3程度、パターンⅡは0.7程度、パターンⅢは約1.0となる。この強さ比に差が生じる要因としてとしては、コーン指数は含水比の変化に敏感に反応するからであり、これは、種々の建設発生土を用いた室内配合試験結果で得られた知見である。このようなことから、室内と現場の改良土の含水比状態を確認し、強さ比の差について考察した。

パターンⅠは、室内の改良土の含水比が $w=10.4\%$ と最適含水比 $w_{opt}=12.5\%$ より2.1%乾燥側であるのに対して、現場の改良土の含水比は $w=13.5\%$ と最適含水比 $w_{opt}=11.1\%$ より2.4%湿潤側で、最適含水比を境に室内では

乾燥側に2.1%、現場では湿潤側に2.4%とその差は4.5%である。一方、パターンⅡおよびⅢは、室内と現場の改良土の含水比は共に最適含水比より湿潤側であり、パターンⅡの改良土の含水比は室内が0.6%、現場が0.3%、パターンⅢは室内が1.8%、現場2.0%で、その含水比の差はパターンⅡが0.3%、パターンⅢが0.2%である。これより、室内と現場の含水比の差が大きいほどコーン指数の差も大きくなり、室内と現場の含水比の差が小さくなるほどコーン指数の差も小さくとなると考えられる。

c) 透水係数

現場の改良土の透水係数は、3つの配合パターンとも目標値を満足する。重ねて室内と現場の改良土の透水係数を比較すると、パターンⅠ、Ⅲは室内と現場の透水係数が同様な値を示すが、一方、パターンⅡは室内の方が現場より透水係数が1オーダー小さい。この要因としては、室内と現場の細粒分の差と考えられる。パターンⅠでは0.6%、パターンⅢは0.8%、パターンⅡは約4%と大きく細粒分の差が影響したものと思われる。しかしながら、透水係数に影響する要因としては細粒分だけではなく、含水比、粒度組成（礫分、砂分、細粒分）およびコンシステンシーなども考慮して考える必要がある。

(3) まとめ

ツイスター工法による建設発生土の有効利用として、従来の混合装置では困難であったとされる粘性土と、礫質土を用いて堤防強化用盛土材料を製造した結果、室内と同等の品質を確保できることが実証された。

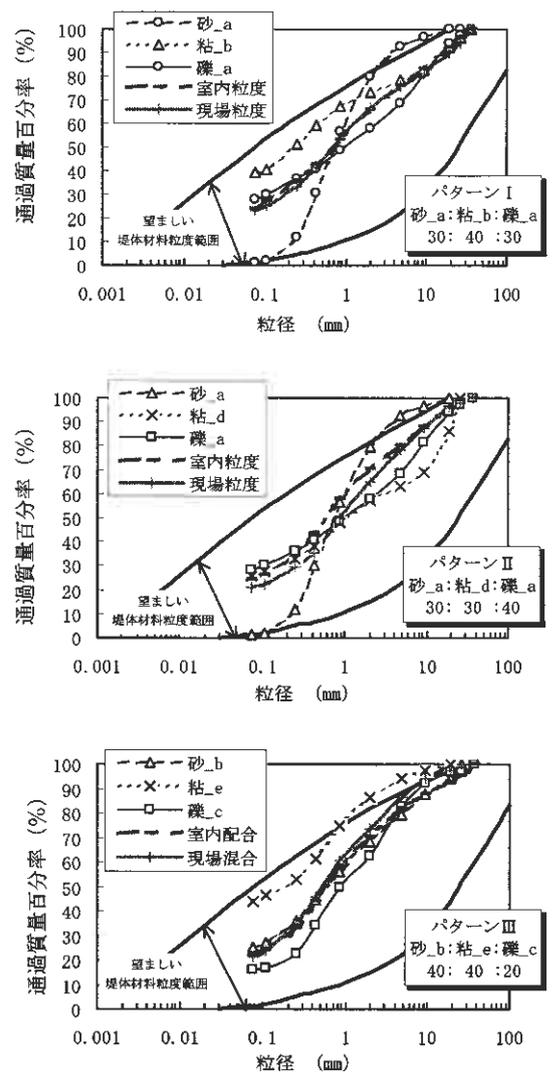


図-11 粒径加積曲線
(原粒度、室内配合および現場配合)

表-7 室内配合と現場混合時の改良土の品質比較

項目	パターンⅠ 砂_a:粘_b:礫_a=30:40:30		パターンⅡ 砂_a:粘_d:礫_a=30:30:40		パターンⅡ 砂_b:粘_e:礫_c=40:40:20		
	室内配合	現場混合	室内配合	現場混合	室内配合	現場混合	
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.621	2.660	2.640	2.660	2.645	2.639	
含水比 w (%)	10.4	13.5	12.3	10.4	12.4	12.3	
粒度	最大粒径 D_{max} (mm)	37.5	37.5	37.5	37.5	37.5	26.5
	礫分 (%)	34.3	33.5	29.8	35.0	29.4	26.7
	砂分 (%)	41.8	43.2	45.7	44.2	48.6	52.1
	細粒分 (%)	23.9	23.3	24.5	20.8	22.0	21.2
地盤材料の工学的分類 (分類記号)	粘性土質 礫質砂 (SCsG)	細粒分質 礫質砂 (SFG)	粘性土質 礫質砂 (SCsG)	細粒分質 礫質砂 (SFG)	粘性土質 礫質砂 (SCsG)	細粒分質 礫質砂 (SFG)	
締固め	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.925	1.942	1.969	1.991	1.955	1.943
	最適含水比 w_{opt} (%)	12.5	11.1	11.7	10.1	10.6	10.3
*1 コーン指数 q_c (kN/m ²)	4243	1399	2038	1536	1282	1245	
*2 透水係数 k (cm/s)	1.75×10^{-5}	3.97×10^{-5}	5.53×10^{-5}	4.48×10^{-5}	3.51×10^{-5}	4.79×10^{-5}	

※1 コーン指数：キャスボル法による測定（モールド寸法φ150×H125mm, D_{max} =37.5mm, 締固めエネルギーJIS×1倍(550kJ/m³)

※2 透水係数：改良土の乾燥密度を最大乾燥密度の90%密度設定（モールド寸法φ100×127.3mm, D_{max} =19.0mm）

4. のり面リフォームへの適用に向けて

図-12 にツイスター工法ののり面リフォームへの適用イメージを示す。本技術は山岳道路等ののり面を拡幅、あるいは改修する際に、既設のコンクリート吹付け面を撤去してツイスター工法によって細骨材化した後、再生コンクリートの吹付けを行うものである。

本技術の特長はツイスター工法により破碎されたコンクリート塊を細骨材と粗骨材に分け、これらを吹付け材料として全量使用することであり、リサイクル促進とコスト縮減を同時に行うものである。実施工に先立ち某電力内で実証試験を行った結果、良好な施工結果を得ており、今後、道路のり面のリフォーム工事での適用を目指している。

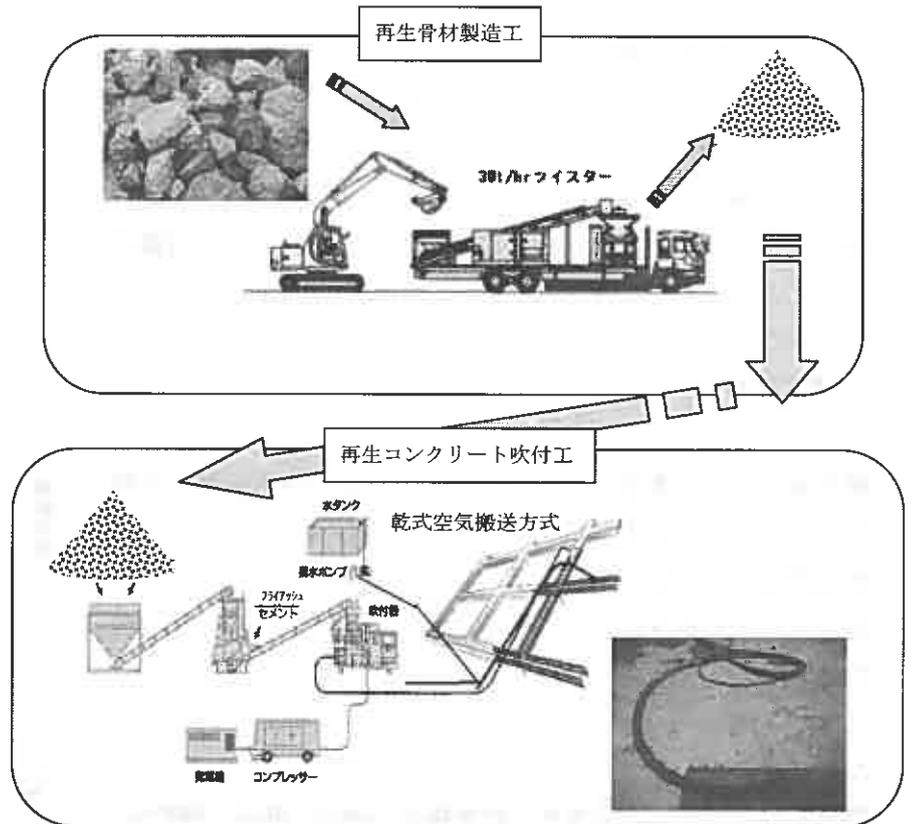


図-12 のり面リフォーム工事への適用イメージ

5. おわりに

回転式破碎混合(ツイスター)工法の防災工事分野への適用に関して、事前混合処理工法によるケーソン岸壁背面液状化防止工事への適用事例、および淀川ストックヤードにおける堤体補強盛り土材料の製造実績について報告を行った。防災工事に対するニーズは今後益々増加するものと思われるため、ツイスター工法の特長を更に生かし、本工法の防災工事分野への適用範囲を広めていきたい。

【参考文献】

- 1) 中島典昭、横田季彦、黒山英伸、雀部和男、生木泰秀：回転式破碎混合(ツイスター)工法の地盤環境分野への適用について、第7回地盤改良シンポジウム論文集、2006年10月
- 2) 大西利満、横田茂幸、山内匡：回転式破碎混合機を用いたコンクリート廃材のリサイクル実施例、電力土木、No.314、電力土木、No.314、2004.11
- 3) 山内匡、清宮理、横田季彦、若崎正光：ホタテ貝殻を細骨材として活用したコンクリートによるケーソン根固めブロックの製作、コンクリート工学年次論文集、Vol.29、No.2、2007.07
- 4) 二宮康治、赤神元英、尾山利彦、宮本光則：回転式破碎混合工法を用いた事前混合処理工法の実施例、土木建設技術シンポジウム論文集、2002.5
- 5) (財)沿岸開発技術研究センター：事前混合処理工法技術マニュアル、1999

I S M工法を適用した砂防堰堤基礎の築造例（災害対策）

I S M工法研究会（榑本間組） 田中 修^{※1}
I S M工法研究会（大日本土木榑） 佐藤文雄^{※2}
I S M工法研究会（小野田ケミコ榑） 堀口哲夫^{※3}

1. はじめに

平成16年10月23日に新潟県中越地方で震度7の地震が発生した。旧山古志村（寺野地区）では長さ360m、幅230m、深さ25m、（崩壊土量104万 m^3 ）に亘る大規模な地滑り発生のため芋川の河道が閉塞し、決壊による2次災害が懸念された。（図-1）

積雪前の河道閉塞箇所の緊急対策として、仮設道路の設置と堆積土砂の決壊を防ぐ目的で管渠および開渠工事が実施されるとともに、その後の崩壊土砂の安定化と災害防止対策として砂防堰堤の築造も検討された。

本報告は平成17年度に実施した鋼製枠堰堤2基の基礎盛土と、平成18年度に実施した鋼製枠堰堤袖部の人工地山築造に適用したI S M工法の施工概要と結果を報告するものである。



図-1 施工位置図

2. I S M工法の概説

I S M (In Situ Mixing : 現位置攪拌混合固化) 工法は砂防施設等の基礎部の築造に際し、省人化による危険な施工環境下での作業の軽減、建設コストの縮減及び安全性の向上を目的に国土交通省北陸地方整備局、

(財)先端建設技術センター他民間4社（大日本土木榑、榑大本組、大豊建設榑、小野田ケミコ榑）で開発された工法である。近年はまた、上記の他に①掘削土砂の有効利用②環境負荷の低減③建設副産物の軽減等、環境面からの注目度も高い。

施工方法は、現位置にある玉石を含む最大粒径300mm以下の砂礫土砂とプラントで製造したセメントミルクを、バックホウ先端に装着したツインヘッドで攪拌混合し、所定の設計強度（1~18 N/mm^2 ）を有する構造体や基礎地盤を築造するものである。（図-2）

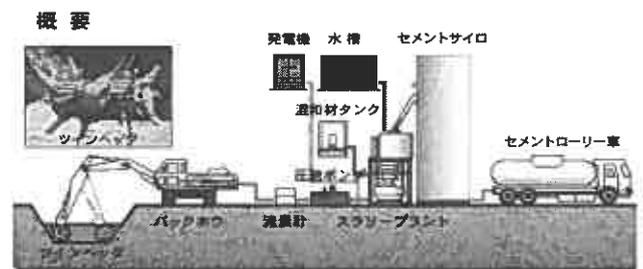


図-2 I S M工法の概要

3. 工事概要

図-1に示すように旧山古志村（現長岡市古志村）寺野地区付近を走る県道：栃尾山古志線は完全に寸断され、平成18年の完全帰村に向け道路の復旧とそれに先立つ砂防堰堤の完成が必須であった。施工箇所の河床は、土取場やプラントヤードがある平坦地から約300m離れ、高低差は32m、勾配約20度の急峻な斜面下に位置する。砂防堰堤は3基計画され、1号堰堤の本体はコンクリートで、2及び3号堰堤は鋼製枠に玉

※1 Osamu TANAKA 新潟市中央区西湊町通三ノ町 3300-1 TEL 025-229-8442 FAX 025-223-5040

※2 Fumio SATO 東京都新宿区西新宿 6-16-6 TEL 03-5326-3939 FAX 03-5326-3945

※3 Tetsuo HORIGUCHI 東京都荒川区東日暮里 3-11-17 TEL 03-5615-7038 FAX 03-5615-7025

4. 工法選定

4.1 崩壊土砂の粒度分布

崩壊土砂は風化泥岩で自然状態では安定しているが、一旦乾燥すると風化が進み、雨水等の水分を含むと破壊されて細粒化するスレーキングが発生し、工所用道路や盛土材には不適な土砂である。図-6に崩壊土砂の粒度分布を示す。最大粒径は300mmで粘土・シルト分は27.5%である。

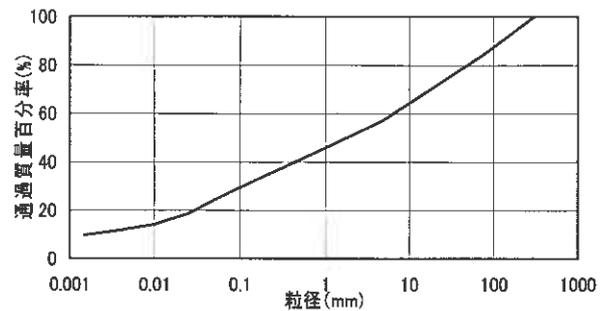


図-6 粒度分布

4.2 ISM工法とINSEM工法の配合試験

砂防ソイルセメント工法は、土砂や砂礫をセメントミルクで攪拌混合するISM工法と、セメント粉体で攪拌混合し転圧締固めを行なうINSEM工法に分類される。それぞれの配合試験結果を表-1に示す。使用したセメントは高炉セメントB種である。

ISM工法における配合強度の設定は設計基準強度×割増し係数とするが、ここでの割増し係数は過去の実績から1.97に設定し試験を実施した。その結果、セメント量が250、300kg/m³で配合強度を満足した。

表-1 砂防ソイルセメント工法の配合試験結果

設計基準強度 2号堰基礎地盤：1.0N/mm ² 3号堰基礎地盤：1.6N/mm ²				
工法	セメント量 (kg/m ³)	碎石添加率 容積率 (%)	σ_{28d} (N/mm ²)	備考
ISM	250	—	2.15	—
	300	—	3.29	—
INSEM	200	50	2.23	—
		50	3.99	25 kg/m ³ 加水

(財) 砂防地すべり・技術センター提供

INSEM工法は材料とセメントを粉体で混合するため、セメント量が多くなると十分な締固めができず施工不良となる。ここでは施工限界を考慮し、セメント量を200kg/m³に設定したが配合強度を満足しなかった。そこで、施工性を考慮し、土砂容量の50%の碎石を添加した結果、セメント量200kg/m³で配合強度を満足した。INSEM工法の割増し係数は一般に1.5に設定されている。

4.3 ISM工法のポンプ施工に伴う配合試験

ポンプ施工を想定し、60分程度の流動性保持(60分後スランプ(JIS A 1101)で15cm以上)を目標に、混和剤選定試験を実施した。

ISM工法では、プラントで水セメント比の小さなセメントミルクを混合するためナフタリン系の高性能減水剤をセメント重量の1.5%添加している。本崩壊土砂の風化泥岩は、高性能減水剤の添加効果が少なく、添加限界値の2.5%でも経時に伴うスランプの落ちが大きく、ポンプ施工時の配管閉塞が懸念された。

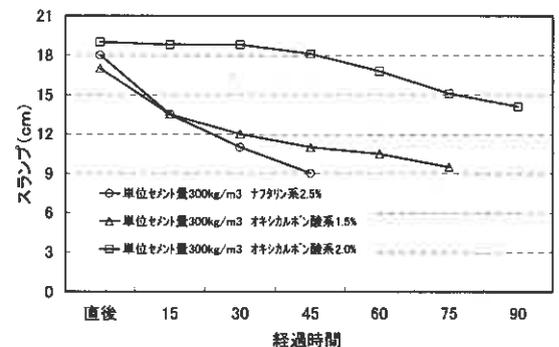


図-7 スランプの経時変化

本土質に適合する混和剤の種類と添加量を検討した結果、オキシカルボン酸系の特殊混和剤をセメント重量に対し2.0%添加にすることにより、流動性を60分以上保持できることを確認した。(図-7) 圧縮強度は単位セメント量=250kg/m³で2.08N/mm²、単位セメント量=300kg/m³で3.17N/mm²となり所定の配合強度を満足した。なお、六価クロムの溶出は環境基準の0.05mg以下であった。(環境庁告示第46号)

4.4 ISM工法の選定理由

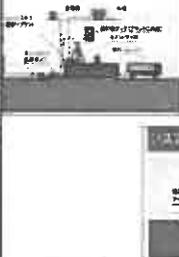
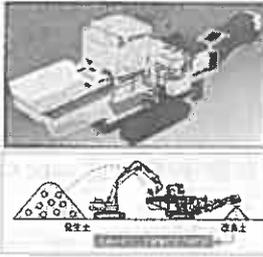
ISM工法と現地土砂の締固めによるINSEM工法の比較を表-2に示す。両工法の施工コストはほぼ

同等であった。

- 1) INSEM工法では大量の締固め土砂を急勾配搬入路(勾配20度)で下りながら現場まで運搬する必要がある。11~12月にかけては降雨や降雪も多く、安全性が懸念される。
- 2) INSEM工法の土砂敷均し作業と、その後の締固め作業は降雨の影響を大きく受けるため、施工品質及び施工期間に懸念がある。ISM工法は、降雨による土砂材料の含水率の変化をセメントミルクの水セメント比を変える事で適時に変更でき、品質が安定する。
- 3) INSEM工法では、強度を確保するため現場外から大量の碎石を調達する必要がある。

以上より品質、安全性、施工性、経済性などを総合的に考慮し、かつ短期間に改良盛土を構築する方法として、ISM工法を採用し、攪拌混合された材料をポンプで圧送する方法が採用された。

表-2 砂防ソイルセメント工法の比較

	ISM工法	INSEM工法
施工機械		
施工フロー	混合ピット築造 ↓ 土砂掘削/積込/運搬 ↓ レキ粉碎・選別 ↓ 選別土砂運搬 ↓ 土砂混合ピット投入 ↓ ISM改良(スラリー) ↓ ISM材運搬 ↓ 型枠組立解体 ↓ ISM材投入	土砂掘削/積込/運搬 ↓ レキ粉碎・選別 ↓ 選別土砂運搬 ↓ 碎石混合 ↓ 改良機投入(リテラ) ↓ 混合攪拌(粉体) ↓ INSEM材運搬 ↓ INSEM材敷均/締固め
標準施工能力	約80m ³ /日/1セット	約160m ³ /日/1セット
必要セット数	7セット/500m ³ /日	4セット/500m ³ /日
材料の入手	問題ない	碎石の調達に問題がある(混合土砂の容積比の50%) 碎石の単価が上昇傾向にある。
品質管理	混合前の土砂の含水比管理のみ	土砂の含水比管理、重土場所での密度管理が必要
周辺環境	高時は、セメント及び混和剤運搬車が集落内を通行する。	セメント・混和剤の他、大量の碎石を運搬するための車両が集落内を通行する。

5. 施工手順

施工手順は①崩壊土砂掘削・積込・運搬→②粒径処理→③攪拌混合土砂運搬→④ISM工法を用いた材料の攪拌混合→⑤ポンプ圧送→⑥打設である。

①崩壊土砂掘削・積込・運搬

左岸の崩壊土砂をバックホウ(山積0.8m³)で掘削し、不整地運搬車にて粒径処理ヤードに運搬する。

②粒径処理

ポンプ施工のため攪拌土砂材料の最大粒径は配管径150mmの1/3の50mmとした。粒径処理はバックホウ(山積1.6m³)に装着した解砕選別機で実施した。(写真-1)その結果、φ50mm以下は全体土砂量の約80%が確保され、残り20%のφ50mm以上の土砂は3号堰堤上流部の埋戻材として再利用した。解砕選別機は粘性土の団粒塊も小さく粉碎したため、圧縮現強度の低下要因とはならなかった。

③攪拌混合土砂運搬

粒径処理後の攪拌混合土砂を不整地運搬車にて攪拌混合ヤードに運搬する。(写真-2)



写真-1 粒径処理

④ I S M工法を用いた材料の攪拌混合

材料を攪拌混合するために必要な主要機械設備を表-3に示す。セメントミルク製造プラントと攪拌混合および圧送設備に分類される。(写真-3)

表-3 主要機械設備 (3セット当たり)

工種	機械名	能力・仕様	数量	備考
プラント運転工	セメントサイロ	30t 移動用	3	縦型
	セメントミルクプラント	24m ³ /h	3	—
	グラウトポンプ	300ℓ/m ³	3	—
	発電機	125KVA	3	—
	水槽	10m ³	3	鋼製
攪拌混合・圧送工	バックホウ	山積 0.8m ³	2	土砂投入用
	バックホウ	山積 0.8m ³	3	攪拌混合用
	バックホウ	山積 0.8m ³	3	ISM材投入用
	ツインヘッド	MT1000SL	3	攪拌混合機
	攪拌混合ピット	20m ³	6	鋼製
	コンクリートポンプ	50m ³ /h	3	定置式
	圧送配管	6m/本	110	φ6インチ



写真-2 攪拌土砂材料運搬



写真-3 攪拌混合状況

④-1 プラント運転

セメントミルクの製造に使用する材料はセメント、練混水、特殊混和剤である。セメントは高炉セメントB種、練混水は河道閉塞で溜まった河川水を使用した。攪拌混合時の水セメント比を一定に保つため、施工日毎に攪拌混合土砂の含水率を測定し、セメントミルクの配合を決定した。本ミルクはグラウトポンプを用い攪拌混合機械(ツインヘッド)までの約100mを圧送した。

④-2 攪拌混合

攪拌混合には、土砂材料投入用バックホウ(山積 0.8m³)1台、攪拌混合機(ツインヘッド)1台、混合ピット(20m³混合/ピット)を2基、ISM材投入用バックホウ(山積 0.8m³)1台の組み合わせを1セットとし、3セット配置した。このことにより、攪拌混合からポンプ圧送の一連作業を中断せずに大量打設することができた。施工フローを図-8に示す。

⑤ポンプ圧送

ホップの投入口には振動メッシュを設けφ50mm以上の攪拌土砂材料の通過を防ぎ、配管の詰まりを防いだ。

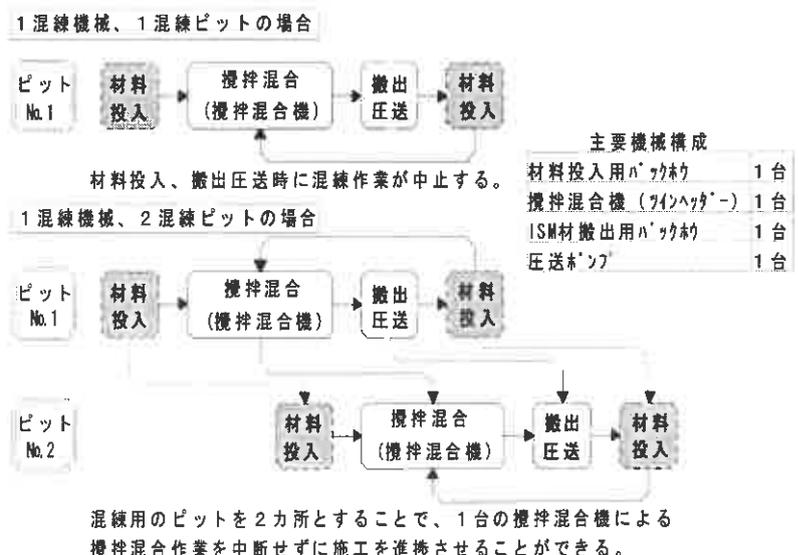


図-8 攪拌混合フロー

ポンプの形式はエンジン動力式で、最大圧送能力は $50\text{m}^3/\text{時間}$ のものを用いた。改良盛土の施工箇所までの最大圧送距離は約 300m 、最大高低差約は 32m 。(写真-4) また、袖部の人工地山の施工箇所までの最大圧送距離は約 150m 、最大高低差は約 15m であった。

⑥ 打設・養生

⑥-1 改良盛土

現場は鋼製簡易型枠材あるいは I S M材を詰めた大型土嚢で区画割を行い、ポンプ圧送された I S M材をブルドーザーとバックホウを用いて敷き均した。

日毎生じる水平継目の処理は、仕上り表面のブリーディングは少ないこと、強度発現が小さいことを考慮し行なわないこととした。

本工法による日施工量は 3 セットで、運転日平均施工量は 500m^3 、供用日平均は 416m^3 となり、9月中旬から12月中旬までの3ヶ月で約 $37,000\text{m}^3$ の改良盛土を築造した。その後5ヶ月間は最大 4m 程度の積雪で覆われた。雪解け後の調査では改良盛土に大きなひび割れの発生や凍結融解による表面劣化も無く良好な状態を保持していた。(写真-5)

⑥-2 袖部の人工地山

袖部の人工地山の築造では、外型枠に残存型枠を使用し、ポンプ圧送した I S M材を小型のバックホウ(山積 0.15m^3) で敷き均した。(写真-6) 施工箇所は狭く、型枠の設置に手間取るため、日施工量は運転日平均 91m^3 、供用日平均 54m^3 であった。3号堰堤の完成状況を写真-7に示す。

6. 品質管理

6.1 圧縮強度

圧縮強度試験は、供試体寸法 $\phi 125 \times h 250\text{mm}$ の型枠に攪拌混合した I S M材を採取し、材齢 7、28 日で実施した。表-4 に圧縮強度試験結果を示す。

設計基準強度が $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ の場合、現場圧縮強度の変動係数は 21~34%、 $1.6\text{N}/\text{mm}^2$ の場合、変動係数は 10~30% であった。I S M工法設計・施工マニュアル(第1回改定版)に設計基準強度が $1 \sim 6\text{N}/\text{mm}^2$ の場合、変動係数は 30% と記載されていることから、ほぼ満足できる品質が得られたと考える。

6.2 弾性係数

配合試験時の2水準(単位セメント量: $250, 300, \text{kg}/\text{m}^3$) で供試体寸法は $\phi 150 \times h 300\text{mm}$ を用い、材齢 28 日で静弾性試験を行った。圧縮強度が $2.5\text{N}/\text{mm}^2$ の場合の弾性係数はそれぞれ



写真-4 3号堰堤施工状況



写真-5 2、3号堰堤改良盛土完成



写真-6 袖部の施工状況



写真-7 3号堰堤完成状況

1.8×10³N/mm²であった。

同程度の圧縮強度を有するシルト地盤の改良体の変形係数は0.4~1.3×10⁻³N/mm²の範囲で、ISMのほうが大きな数値となっているのはISM材に使用している攪拌土砂材料の最大粒径がφ50mmで砂礫の混入の影響と考えられる。

6.3 曲げ・せん断強度

供試体寸法100×100×400mmを用い、材齢28日で曲げ強度とせん断強度試験を行った。圧縮強度2.5N/mm²に対して曲げ強度0.97N/mm²、せん断強度1.17N/mm²が得られ、圧縮曲げ比2.57、圧縮せん断比2.14であった。

6.4 温度ひび割れの検討

ISM材が硬化した後に2号堰堤及び3号堰堤の改良盛土内部の温度を熱伝対で測定した。結果を表-5に示す。3号堰堤の内部最高温度は、中心部(材齢14日)で55℃、その時の上端部温度は中心部温度に対して-13℃、下端部-10℃であった。2号堰堤の内部最高温度は中心部(材齢14日)で51℃、同様に上端部で-10℃、下端部-9℃であった。

3号堰堤の内部拘束による温度応力は、材齢14日の圧縮強度が1.7N/mm²と推定すると、弾性係数は1.2×10³N/mm²となり、式-1から2/3×10⁻⁵×1.2×10³×13℃=0.10N/mm²と算定される。改良体の引張応力を圧縮強度の1/10と推定した場合、f_t=1.7N/mm²×1/10=0.17N/mm²となり、内部温度応力により発生する引張応力は改良体の引張応力より小さくなり、内部拘束によるひび割れの発生はないと推察する。

7. おわりに

本工事の施工に際し、(財)砂防地すべり・技術センターのご指導を頂き深く感謝致します。砂防ソイルセメント工法の有効な方策としてISM工法が、より一層展開されるよう今後も技術研鑽を図る所存です。

【参考文献】

- 1) 現位置攪拌混合固化工法 (ISM工法) 設計・施工マニュアル (第1回改訂版)
(財)先端建設技術センター・ISM工法研究会 平成19年3月
- 2) 砂防ソイルセメントガイドライン 砂防ソイルセメント活用研究会編 平成14年1月
- 3) 山本ほか：平成18年度砂防学会研究発表会概要集, pp48-49, 2006
- 4) 山本ほか：平成19年度砂防学会研究発表会概要集, pp48-49, 2007
- 5) 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

セメント系固化材を用いた深層・浅層混合処理工法 (財)日本建築センター 平成17年2月10日

表-4 圧縮強度試験結果

施工箇所	2号堰堤	3号堰堤		
	改良盛土	改良盛土	袖部 (人工地山)	
設計基準強度	1.0	1.6	1.0	1.6
配合強度	1.97	3.15	1.97	3.15
最大値	2.93	4.16	2.87	3.94
最小値	1.02	1.64	1.26	2.75
サンプル数	33	74	64	18
変動係数	34%	30%	21%	10%
平均値	1.70	2.51	2.21	3.24

強度の単位 (N/mm²)

表-5 ISM内部温度測定結果

施工箇所	2号堰堤	3号堰堤
設計基準強度 (N/mm ²)	1.00	1.60
単位セメント量 (kg/m ³)	250	300
外気温度 (°C)	9.8	
上端部温度 (°C)	41	42
中心部温度 (°C)	51	55
下端部温度 (°C)	42	45

$$\frac{2}{3} \alpha_c E_c \Delta T_{g, \max} \geq f_t \quad \dots \text{式-1}$$

α_c : 熱膨張係数 E_c : 弾性係数 (N/mm²)

$\Delta T_{g, \max}$: 中心部と上端部の温度差 (°C)

f_t : 引張強度 (N/mm²)

砂防工事中の土石流被災事例と芋川(塩谷地区)砂防におけるリスク回避について

岩田地崎建設(株) 土木部 須藤 敦史

1. はじめに

近年、異常気象による降雨災害・大型台風災害が頻発しており、土石流災害が懸念される河川や地域において、その被害を軽減するために砂防施設の整備が進んでいる。しかし一般的に砂防施設の施工は急峻な地形条件および厳しい気象条件下の作業になる場合が多いため、安全対策を実施して完全な作業条件にするためには時間的・経済的・技術的に大きな制約が発生する。

そこで本論文は、1996年12月6日に長野県小谷村(蒲原沢)で発生した土石流災害において砂防工事中の現場が被災した事例と、新潟県中越地震(2004年10月23日発生)の復旧工事である塩谷地区砂防工事において土石流のリスクアナリシスを実施して、対策(リスクマネージメント)に応用した事例とを紹介する。

2. 砂防工事における土石流の被災事例

2.1 蒲原沢(小谷)砂防工事



図-1 蒲原沢の位置図



写真-1 蒲原沢と新・旧国界橋



写真-2 姫川の被災状況(1995年7月水害)



写真-3 旧国界橋の被災(1995年7月水害)

小谷砂防は、日本海（糸魚川付近）に流れる姫川に長野県と新潟県県境で流れ込む蒲原沢下流に位置（図-1, 写真-1）しており、1995年7月の水害で被災した国道148号新国界橋架替および長野冬季オリンピックに関連した道路改良に伴う国界橋の架替のための砂防工事であった。長野県北安曇郡小谷村をはじめとする長野県北部地域は、1996年6月24～26日および約1年前の1995年7月11～12日に大規模な集中豪雨被害を受けており、国道148号およびJR大糸線の災害復旧もまだ十分ではない中で緊急工事であった（写真-2,3）。

2.2 蒲原沢（小谷砂防）における土石流災害

(1) 小谷砂防における土石流被害

1996年12月6日午前10時40分ごろに長野県小谷村蒲原沢で大規模な土石流が発生した。土石流は標高1,300m付近の沢部崩壊（天然ダム）が引き金となったもので、これにより施工中の谷止工2基のうち1基が全壊、1基が半壊し、下流にある砂防ダム2基、建設中の砂防ダム・流路工を直撃通過して姫川本川に到達した（図-2, 写真-4,5）。この土石流は発生時期としては非常に珍しい12月初旬に発生（通常は3月～4月の雪解け時期, 6月～7月の梅雨, 9月～10月の台風時期に集中）しているのが特徴的である。



図-2 土石流被災の概略図



写真-4 小谷砂防における土石流（30r4波）

(2) 小谷地区の降水・降雪量

1996年は11月下旬から12月上旬になってかなり寒い日が数日続いており、12月1日から2日にかけて



写真-5 土石流流下概略

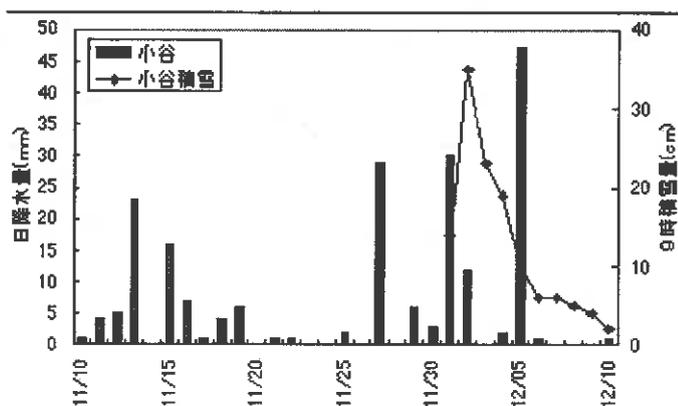


図-3 小谷の降水・降雪量



写真-6 リモコン重機施工



写真-7 小谷砂防ダムの復旧状況

まとまった積雪で積雪量は 35cm に達している。その後、災害発生の前日 5 日は低気圧通過に伴う暖かい降水で積雪が解けたのが土石流発生の原因であると考えられるが、この降水量は小谷村付近で 47mm 程度とさほど多いものではなかった (図-3)。

2.3 蒲原沢 (小谷砂防ダム) の復旧

(1) 小谷砂防ダムにおける無人化工法

災害復旧工事は 1997 年 8 月 19 日に大規模な避難訓練を実施したのち、22 日に約 8 か月ぶりに無人化施工で再開された。復旧工事は、作業員の安全確保と砂防ダムの機能維持を主眼し、まず沢の中に堆積した土砂をリモコン操作の重機により除去し (写真-6)、その後で中止されていた左岸部の築造に取りかかった。左岸部下層はクレーンで積み込んだ土のうを型枠代わりに使用し、またダムが一定の高さ以上では、コンクリートブロックを型枠として積み重ね、その間に高流動コンクリートを流し込んでいく方法 (写真-7) をとっており、型枠設置とコンクリートの締固め作業を無くした、沢の中に人が入らない無人化工法を採用している。

(2) 小谷砂防における安全対策

新たな警戒・非難体制は、退避の基準雨量を引き下げただけでなく、人による監視を徹底した。具体的には 2ヶ所の監視小屋を設け、斜面判定士と補助者それぞれ 2 人の監視員が常駐する。また、曇が発生して監視小屋からの視界が悪い場合は、工事を中止するなどの安全管理を徹底した。

3. 新潟県中越地震の (塩谷地区) 砂防ダムにおける土石流対策

新潟県中越地震は、2004 年 (平成 16 年) 10 月 23 日 (土) 午後 5 時 56 分に新潟県のほぼ中央に位置する北魚沼郡川口町を震源として発生したマグニチュード 6.8、震源の深さ 13km の直下型の地震 (図-4) であり、山古志村や小千谷市では、発生した土砂崩れによって河川の河道閉塞が発生し、複数の集落で大規模な

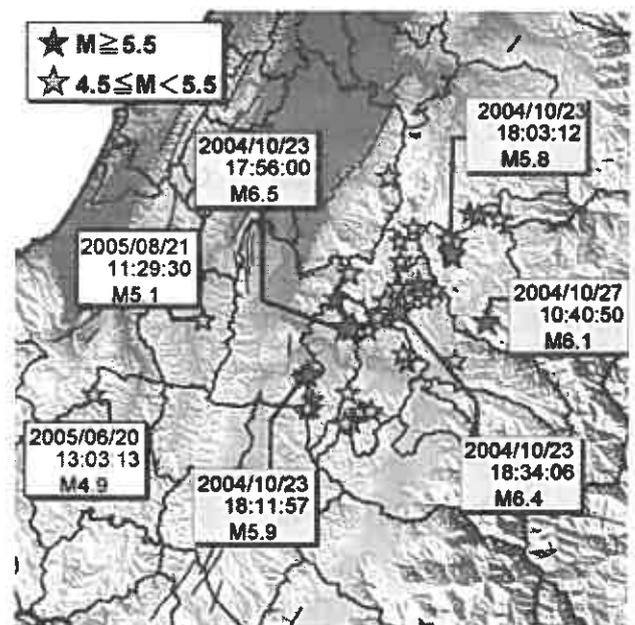


図-4 新潟県中越地震の分布図

浸水の被害が出ており、下流域では土石流が発生する危険性があるため、ポンプによる排水や河道付近の民家を撤去するなどの措置が取られた。



写真-8 塩谷砂防ダム施工位置

3.1 芋川（塩谷地区）砂防工事

(1) 塩谷砂防ダムの状況

塩谷地区における砂防ダムは、基本計画で決定された砂防ダムの右岸側（写真-8）および工事用道路が雪解けによる斜面崩壊で施工できないため、ダム軸を下流に移動し、加えて工事用道路は4km迂回している。

また河道閉塞は芋川本流に比べて大きなもの（寺野地区・東竹沢地区）は無いものの、約10箇所（No.10）の河道閉塞が存在し、そのうち4箇所（No.11, 12, 13, 14）の河道閉塞が施工中の決壊が懸念された（図-5）。

(2) 土石流による影響

平成16年度芋川流域砂防計画及び河道閉塞対策検討業務委託報告書（財団法人砂防・地すべり技術センター）では、芋川流域を土石流危険溪流として抽出しており、図-5に示される様に河道閉塞箇所が多数存在し、それが決壊する可能性が比較的高いとされていた。

また河道閉塞部が決壊した場合、降雨のみによって発生する土石流に比べてその到達距離が長い（河床勾配が緩い区間まで到達する）土石流が発生することが懸念される。

塩谷川では表-1に示す様に4カ所（No.1~3, No.5）の危険な河道閉塞部が存在している。これらの危険度は5~6と高く、砂防堰堤の施工時には何らかの土石流対策を施す必要が生じる。

(3) 土石流発生（緊急）時の避難時間

火災時の避難時間は図-6に示すように火災の進展によってある空間が危険となる時間（危険波及時間）と避難が完了できるまでの時間（総避難時間）の比較で定義されている。また総避難時間は避難を開始するまでの時間（避難開始時間=覚知時間+初期対応行動時間）と避難を開始してから建物から退出するまでの時間（避難行動時間）から構成されている。

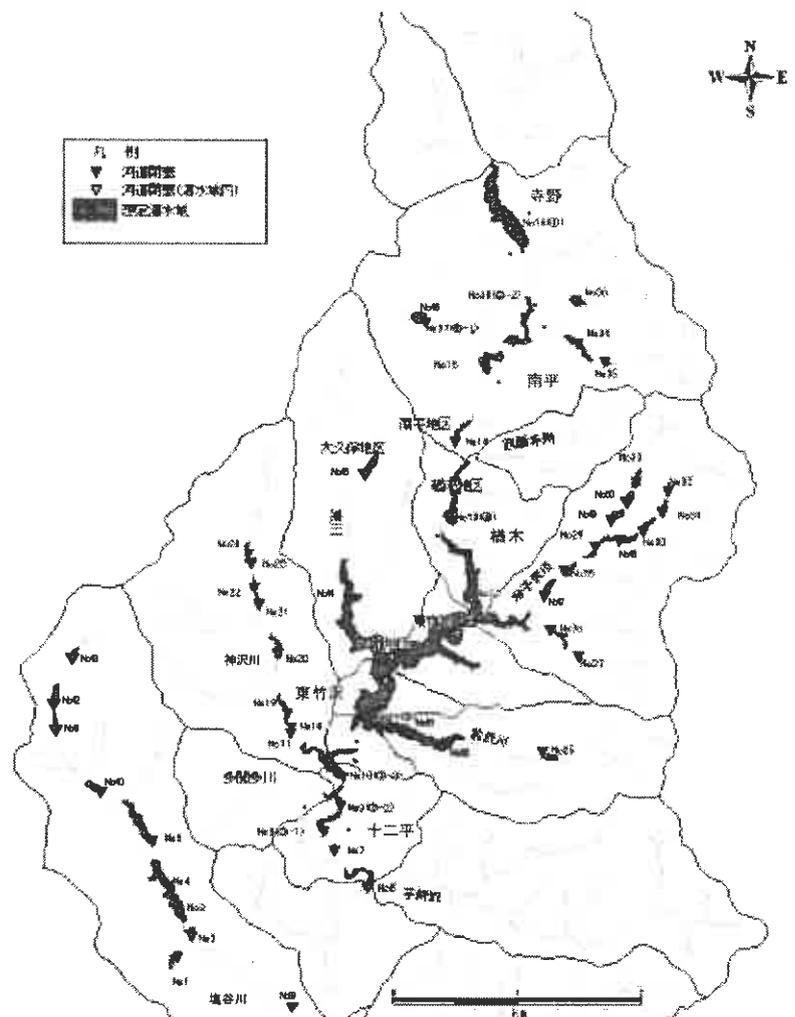


図-5 新潟県中越地震における芋川流域の河道閉塞分布図

表-1 塩谷流域内の河道閉塞箇所の決壊可能性評価結果

河道閉塞	河道閉塞部 Ⅲ							閉塞状況	決壊時流量 (m ³ /s)	流量積算値 (m ³ /s)	高さ/長さ	下流面勾配1/n	総合評価
	元河床勾配 1/n	高さ(m)	最大幅(m)	最大長さ(m)	河道閉塞土砂量(m ³)	満時貯水量(m ³)	集水面積(km ²)						
No.1	13.6	24.5	111	220	92,800	7,000	0.32	閉塞・未決壊	28.6	57.3	0.1114	1.8	
No.2	10.3	12	111	220	68,700	11,900	2.89	閉塞	7.7	21.2	0.0545	4	
No.3	37.0	20	90	185	125,700	199,000	2.81	閉塞	77.2	216	0.1081	4	
No.4	4.5	10	80	135	42,600	33,000	2.61	未決壊			0.0741	6.9	
No.5	42.0	13.5	180	210	314,500	341,500	2.05	閉塞	11.3	11.3	0.0643	7.7	
No.39	86.6	3.9	12	40	1,200	3,100	4.35	閉塞	2.8		0.0975	6.1	
No.40	63.6	1.7	9	17	200	200	1.4	閉塞	0.7		0.1	6.9	0
No.41	94.7	1.4	15	58	2,000	400	0.75	閉塞・未決壊	1.1		0.0241	3.4	0
No.42	34.4	4.2	18	74	1,300	300	0.7	閉塞	1.6		0.175	7.3	0
No.43	14.8	11	18	48	6,100	5,000	0.4	閉塞	6.1	8.9	0.2292	3.9	1

項目	値
高さ/長さ	0.2以上
下流面勾配	1/2.5以上
流量	50m ³ /s以上 20m ³ /s以上

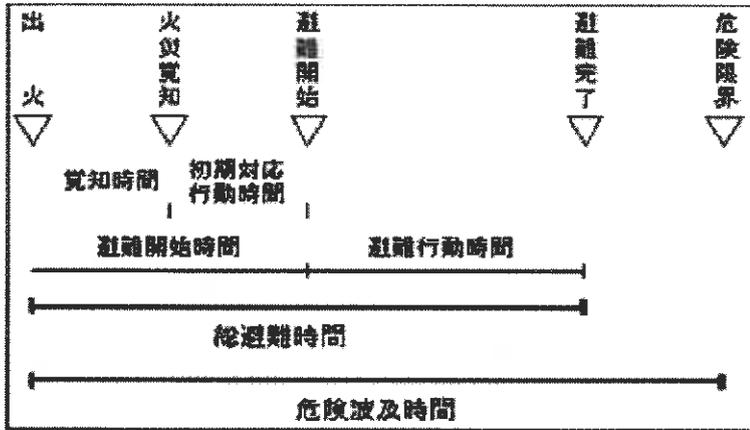


図-6 火災時の避難時間

表-2 避難開始時間 (知覚時間+初期対応行動時間)

項目	時間(sec)
知覚時間	15~30
初期対応行動時間	15~30
計	30~60

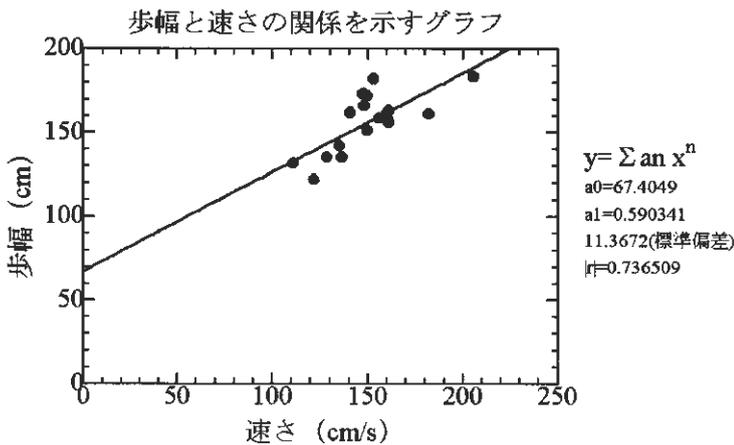


図-7 歩行速度

ここで塩谷では河道閉塞部No. 4を除き4カ所の土石流発生の危険が高い河道閉塞部からの流下距離が短く、テレビカメラによる監視およびワイヤー式の土石流センサの効果に疑問が生じた。加えて地形的な条件より河道閉塞部を常時監視することは難しいため、土石流発生箇所からの流下時間で危険波及時間の算出は不可能である。

そこで土石流防護のための仮締切り（土嚢）堤を築堤して危険波及時間の遅延対策として採用し、同時に砂防ダムの本体構造をプレキャストブロックに変更した。

①避難開始時間（知覚時間+初期対応行動時間）の想定

緊急事態の認識は個々により異なるが、事前の危険予知・避難訓練よりその知覚は早いものと想定し、知覚時間は警報発令から約15~30secとした。また初期対応行動時間においても現場の作業状況により異なるが、作業員同士における警報の伝言などとして約15~30secとし、表-2に示す避難開始時間を想定した。

②避難行動時間

避難行動時間は作業箇所から退避箇所までの移動と考え、移動距離は100~200m程度とした。また避難速度は小走りと仮定して図-7による標準歩行速度1.36m/secの1.2倍（避難速度=1.632 m/sec）を採用した。

③総避難時間

計画した仮締切り（土嚢）堤において必要な防護（避難）時間は表-3に示すように

1.53～3.05min (92～183sec) となった。

(4) 土石流防護のための仮締切り (土囊) 堤と防護容量 (時間)

仮締切り堤の湛水時間は、表-4 に示すように、塩谷川における決壊時のピーク流量では 113.3m³/sec、連続する河道閉塞のピーク流量の積算値においては 218.2m³/sec と算出されている。

ここで仮締切り (土囊) 堤の湛水容量は表-5 に示すように堤体軸を No.4+10 とし、高さを計画堆砂線 (EL135.5m) とした約 21,000m³である。表-4 に示した河道閉塞部の決壊を伴う土石流を防護・湛水時間を危険波及時間とすると表-3 に示した総退避時間が確保できる。

ここで土石流防護のための仮締切り (土囊) 堤を写真-9 に示す。

表-3 総避難時間の想定

項目	時間(sec)
避難開始時間	30～60
避難行動時間	62～123
計	92～183

表-4 ピーク時流量と湛水 (避難) 時間

ピーク時流量 (m ³ /s)	湛水 (避難) 時間
113.3	3.05min (183sec)
218.2	1.58min (95sec)

表-5 仮締切り (土囊) 堤の湛水容量

測点	面積(m ²)	距離 (m)	体積(m ³)
No.4+10	283.4		
No.5	344	43.3	13583.21
No.5+41.7	0	41.7	7172.4
計			20755.61

3.2 塩谷砂防ダムの施工

塩谷砂防ダムは重力式コンクリートダムで設計されていたがプレキャストの採用により作業員の河床立ち入り時間を最低限にして施工を行った。

4. あとがき

河川・砂防工事における主な土石流対策を以下に示す。

- (1) 工事関係者への流域状況の把握と周知が必要である。工事対象流域並びに周辺流域の気象 (調査項目に含まれていなかった気温や積雪状況も) や地形・地質特性、土砂災害危険箇所の分布状況、過去に発生した土砂災害発生状況などの情報を工事着工前に入手し、これらを基にした監視・避難の検討が必要である。

- (2) 警戒・体制のあり方やその方法の検討が必要である。現場近傍や流域に不安定な斜面が存在する易合には現行の警戒・避難基準降雨量を引き下げる必要がある。しかし警戒・非難水準の引き下げに際しては一括ではなく、現地の地形条件・工事範囲に基づき区分を設定し、区分毎に基準を設けることが望ましい。



写真-9 仮締切り (土囊) 堤

「参考文献」

1. 日経コンストラクション「建設事故」,日経 BP 社
2. 平成 16 年度芋川流域砂防計画及び河道閉塞対策検討業務委託報告書, (財) 砂防・地すべり技術センター

道路トンネルにおける最近の火災防災技術

(株) 竹中土木 技術・生産本部 近 信明

1. はじめに

大都市におけるインフラ施設は、地上条件の制約等から地下化される場合が多い。下水道や地下鉄に代表されるトンネル構造物は、従来より地下に構築されてきたが、最近では長距離の道路トンネルも開削工法やシールドトンネル工法により地下化されるケースがある。道路トンネルを地下式にした場合、トンネル内での車両による追突事故等により火災の発生が危惧される。特に危険物積載車両による火災は、トンネル覆工体に大きな被害を与え、場合によってはトンネルが崩壊し、大災害に繋がる恐れもある。また、火災後の補修や復旧もトンネルの場合には特に困難である。

建築分野では、古くから火災に対する規定が厳しく定められ、耐火技術が十分に整備されてきた。一方、土木分野ではトンネルの排煙や避難に対する防災技術は検討されてきたが、コンクリートなどの覆工体に対する防災技術はあまり研究がなされてこなかった。本報告は、土木分野では比較的新しい分野であるシールドトンネル工法で構築される道路トンネル覆工体の耐火技術について紹介し、有機繊維を用いた爆裂防止型のセグメント耐火技術について報告するものである。

2. トンネルの火災事例

表-1 に主なトンネル火災の事例を示す。国内では、1972年に北陸トンネルを走行中の列車から火災が発生し、1979年に東名高速道路日本坂トンネルで車両の追突事故による火災が発生した。これらを契機に日本ではトンネル火災に対する防災対策が検討されてきた。しかしながら、大きな被害はあったもののトンネル自体が火災により崩壊するまでには至っていない。

表-1 トンネル火災の事例^{1),2)}

年	場所	名称	用途
1972	日本 (福井)	北陸トンネル	鉄道
1979	日本 (静岡)	日本坂トンネル	道路
1996	イギリス・フランス	ユーロトンネル	鉄道
1999	イタリア・フランス	モンブラントンネル	道路
1999	オーストリア	タウエルントンネル	道路
2000	オーストリア	ザルツブルグトンネル	ケーブルカー
2001	スイス・イタリア	ゴッドハルドトンネル	道路
2003	韓国	大邱(テグ) 地下鉄	鉄道

一方、ヨーロッパでは、トンネル火災が多く発生しており、ユーロトンネル火災では、トンネルの覆工体が高温により破壊され、復旧に5ヶ月以上の長い期間を有し、ゴッドハルドトンネルでもこれまで火災に強いとされていたコンクリートが大きな被害を受けた



写真-1 ユーロトンネル火災³⁾



写真-2 ゴッドハルドトンネル火災³⁾

と報告されている。

トンネルではその閉鎖的な空間条件から、一旦火災が発生すると人的被害はもちろんのこと、トンネル覆工体に大きな被害を及ぼすことが考えられる。覆工体が破壊された場合には、土砂や地下水、海水が流入し、甚大な被害を及ぼすことも想像される。また、復旧も困難であることが考えられる。

3. トンネル火災の特徴

トンネル内で発生する火災の温度や火災継続時間など、火災の大きさを予測することは非常に難しいとされている。日本坂トンネルの事例⁴⁾では、合成樹脂を積んだ大型トラックによる追突事故により、推定最高火災温度が1300℃、燃焼時間が96時間であったことが報告されている。また、海外トンネルの事例でも火災最高温度が1000℃で、燃焼時間が50時間以上という報告がされている。道路トンネルの場合、車両の燃料はガソリンであり、危険物積載車両などの極めて燃焼性の高い車両が、密閉性の高い空間に連続するため、ひとたび火災が発生すると甚大な被害を及ぼす。また、トンネル内は高温になり、トンネル天井近傍が最も高温になることが想定されている。図-1にトンネル内の温度シミュレーション結果を示す。トンネル天井部が1200～1400℃もの高温になることが予想されている。

以上のような事例や、トンネル内火災の模擬実験、数値解析等から図-2に示すような火災想定温度曲線が各国で定められている。ISOの一般建築の火災想定温度に比較するとトンネル火災は数分で最高温度に到達し、最高温度も高いことがわかる。

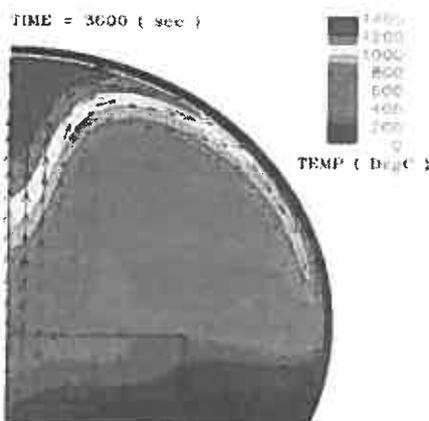


図-1 トンネル内の温度分布例⁵⁾

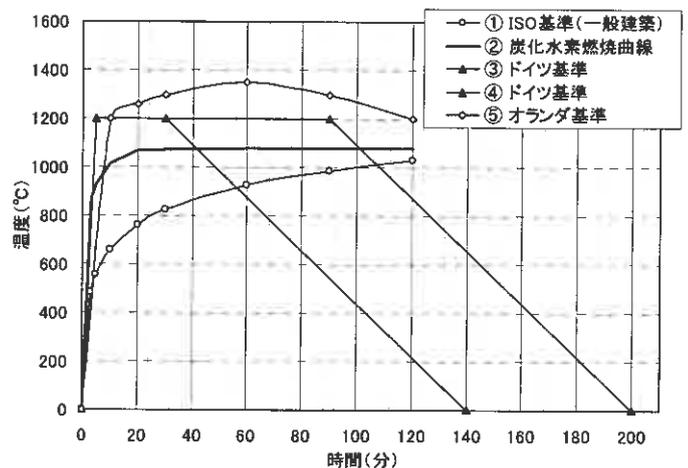


図-2 火災想定温度曲線

4. 国内の道路用シールドトンネルの現状

現在、国内で建設中の主な道路用シールドトンネルは、図-3に示すように、首都高速中央環状線(新宿線、品川線)がある。この他に、計画中也含めて、秋田中央道路トンネル、横浜環状北線トンネル、阪神高速大和川線トンネル等がある。

図-4に道路トンネルの断面概要図を示す。トンネル内径は12m程度であり、トンネルの覆工体をセグメントと呼び、セグメント厚さは地盤条件や構造体により異なるが、概ね35～60cm程度である。セグメントの構造は、工場製品の鉄筋コンクリート



図-3 首都高速道路の計画⁶⁾

製（写真-3）、鋼製、ダクトイル製、鋼コンクリート合成構造製などがある。

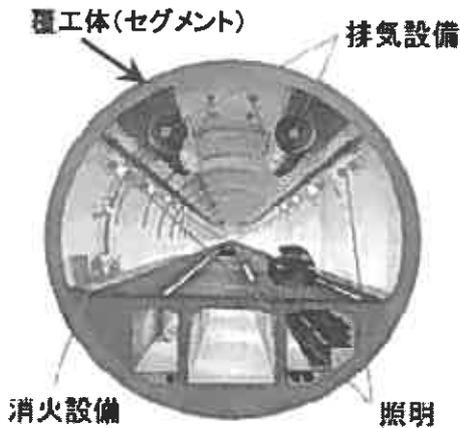


図-4 道路トンネル概要図

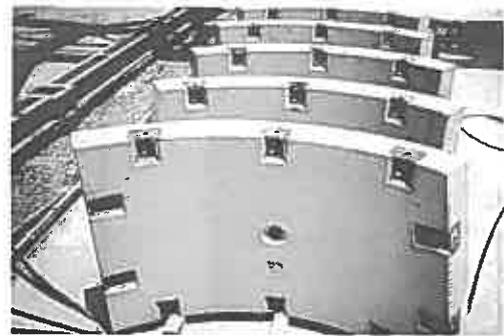


写真-3 RCセグメントの外観⁷⁾

5. 耐火被覆によるセグメントの耐火技術

従来のシールドトンネルは、図-5に示すようにトンネルに非構造体の二次覆工を施工するため、二次覆工体がセグメントを火災から守る役目を担っていた。あるいは、セグメントがRC構造体の場合、トンネル内面の鉄筋かぶりを大きく確保することでその役目を補完していた。これは、コンクリート自体が熱に強く、トンネル内面が高温にさらされても、鉄筋の温度が上昇せず、曲げ耐力が低下しないために、火災時の安全性を確保しているものとされ、二次覆工を施した東京湾横断道路はこのような考えに基づいている。

しかしながら、昨今のコスト縮減や施工の合理化を受けて、二次覆工を省略することがシールドトンネルの流れとなっている。二次覆工を省略した場合には、火災時に、セグメント覆工体が直接高温にさらされるために、なんらかの耐火対策が必要となる。一般的には、従来から建築分野や工場煙突設備等で使用されてきた様々な耐火被覆材がある。図-6に耐火被覆材の種類を示す。ここで、トンネル火災の特徴として、図-2に示したように、一般建築（ISO曲線）との大きな違いとして、トンネルの場合には、短時間でしかも1200℃以上の高温になることが大きな違いである。また、トンネル内の風圧、結露などに対しても安定した材料、工法である必要がある。これらの耐火技術は不燃材である薄い耐火被覆材をセグメント内面に設置、または吹付けを施し、耐火材裏面の温度を抑え、セグメントを防火する技術である。

表-2にシールドトンネル用の耐火被覆材の種類を示す。図-7に耐火材による耐火実験結果¹⁰⁾の例を示す。これは、厚さ1000mmの鋼板コンクリート合成構造部材の片面に厚さ25mmのセラミックボードを貼付け、

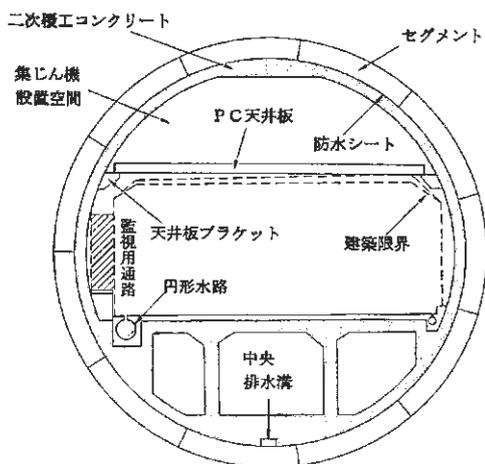


図-5 道路トンネル覆工概要図⁸⁾

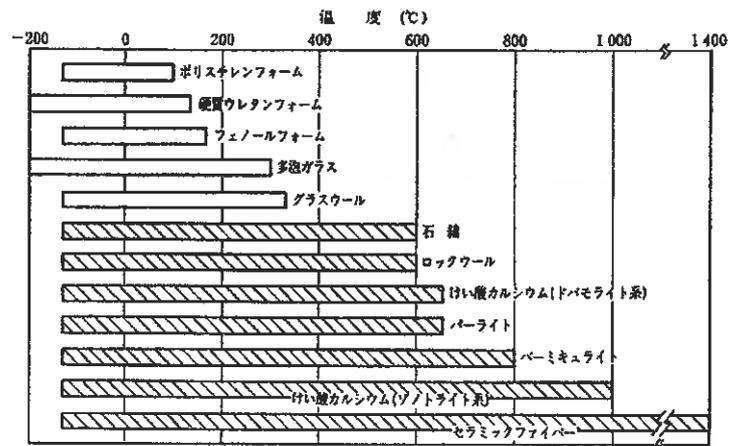
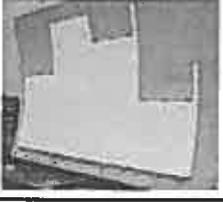


図-6 耐火被覆材の種類⁹⁾

表-2 道路用シールドトンネルに使用される耐火被覆材の種類

種別	ボード系	セラミックブランケット系	吹付け系
材料	<ul style="list-style-type: none"> ・ケイ酸カルシウム ・セラミック 	<ul style="list-style-type: none"> ・セラミックファイバー 	<ul style="list-style-type: none"> ・セメント ・水酸化アルミニウム 
特徴	<ul style="list-style-type: none"> ・重量はあるが、扱いやすい ・板単位で交換可能 ・塗装が可能 	<ul style="list-style-type: none"> ・変形性能に優れる ・軽量である 	<ul style="list-style-type: none"> ・吹付厚さに自由度がある ・異形状への対応が可能

1050℃で60分以上加熱したものである。セラミックボードの裏面温度は80分後でも160℃程度であった。図-8,9に鋼材およびコンクリートの強度に関する温度依存性を示す。耐火材の裏面温度が300℃程度であれば、火災時の覆工体の安全性は確保できるものと考えられている。

首都高速道路では、海外の事例等を検証し図-10に示すような火災温度時間曲線において、トンネル覆工体が安全になるような設計検討を実施している。

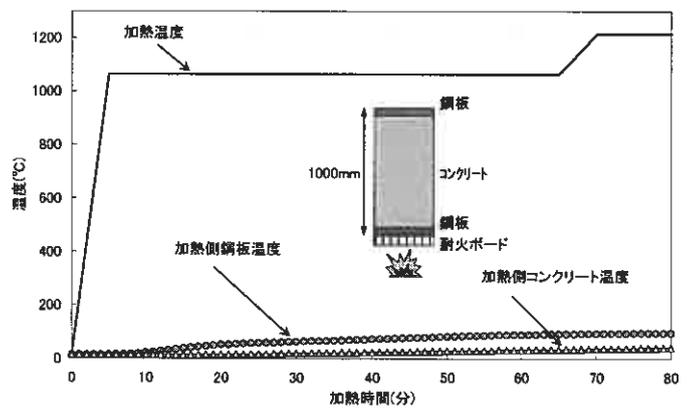


図-7 ボード系耐火加熱実験の概要

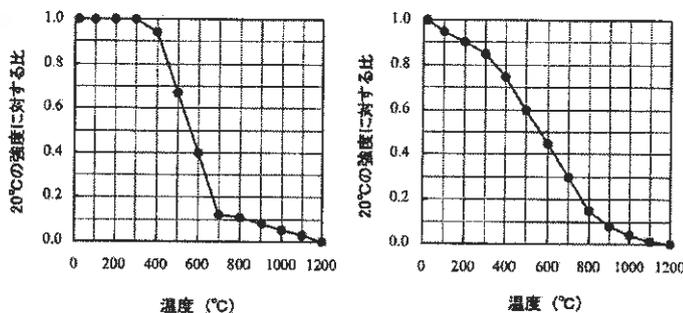


図-8 鋼材強度の温度依存性 図-9 コンクリート強度の温度依存性

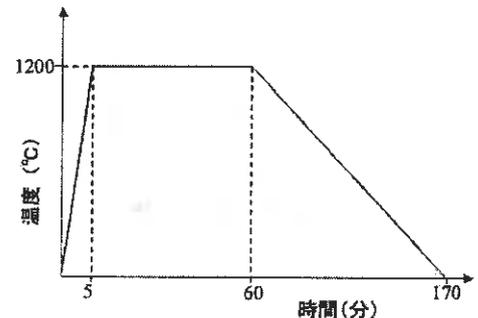


図-10 国内のトンネル火災温度曲線の例

6. 爆裂防止による耐火技術

コンクリートが耐火被覆なしで直接、高温環境にあった場合、コンクリートは爆裂する。トンネル内面のコンクリートが爆裂により欠損した場合、鉄筋が露出し、曲げ抵抗力が減少しトンネルは危険な状態となる。

コンクリートの爆裂メカニズムは、正確には明らかになっていないが、コンクリート中の水分が火災時に高圧蒸気となって膨張し、コンクリート内部から外側にコンクリートを押し出すように爆発するためと考える説がある。また、コンクリート強度が高い場合にはコンクリートがより緻密組織となっているため、爆裂しやすい傾向にある。シールドトンネルの場合には、火災想定温度が高く、かつコンクリートの強度も42～60 (N/mm²)程度と高いため、一般的なコンクリート構造物よりは爆裂しやすいと言える。

コンクリートの爆裂を防止する技術として、コンクリート中に有機繊維を混入して内部の水蒸気圧を低減させる技術が土木分野で開発されている。これは、建築構造物で既に実用化されている技術であり、図-11に示すような有機繊維が加熱時に融解し、コンクリート内部から表面に水蒸気を逃がすことのできるような微細な線状の空隙を多数形成することにより爆裂を防止するものである。有機繊維にはポリプロピレン繊維が使用されている場合が多く、コンクリートへの混入量は $1\sim 2\text{kg/m}^3$ 程度、体積に換算するとコンクリート 1m^3 当り、 $0.1\sim 0.2\%$ 程度である。写真-4, 5 に加熱後のコンクリート表面を示す。



図-11 爆裂防止の概要



写真-4 通常のコンクリートの爆裂状況



写真-5 有機繊維混入の加熱後状況

セグメントのコンクリート材料に有機繊維を混入させ、爆裂防止型とした場合、セグメント自体に耐火機構を確保させることができる。これは、耐火被覆に比べて、コストが低く、耐火被覆厚さ相当のトンネル径が縮小でき、また耐火被覆を施工する工程も短縮することが可能となるため、最近、シールドトンネルでは採用されつつある技術である。

7. 爆裂防止型セグメントの耐火実験

(1) 要素実験

有機繊維の混入量を $0, 1.0, 1.5(\text{kg/m}^3)$ と変えて耐火実験を行った。実験は、図-12のような無筋コンクリート試験体で、片面のみ火炎にさらされるような実験を行い、加熱終了後の爆裂性状を測定した。耐火炉内の加熱実測値を図-13に示す。実験後の試験体表面状況を写真-6に示す。有機繊維の混入量がない場合には爆裂が発生しており、混入量が多くなれば爆裂防止効果は高い結果となった。実験時のコンクリート強度は $90(\text{N/mm}^2)$ 程度であった。

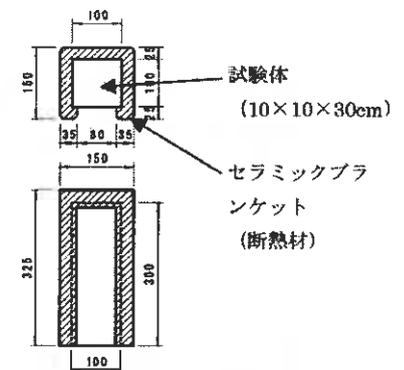


図-12 要素実験試験体

(2) 部材実験

トンネルは地中部において、土圧や水圧から外力を受け円形断面特有の

軸力卓越型となる。高軸力下状態では、爆裂性状も異なることから、実際の工事に適用するためには、実物大規模の軸力を導入した実証実験により耐火性能を確認しておく必要がある。図-14 に示すように軸力を作用させた状態で実物大寸法相当の耐火実験を実施した。軸力はコンクリートの常時許容応力度になるように

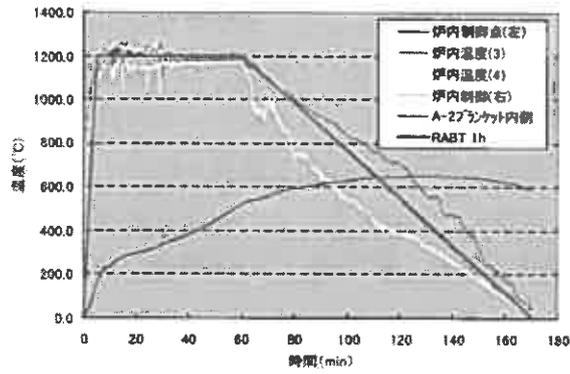


図-13 耐火炉内実測温度および加熱状況写真

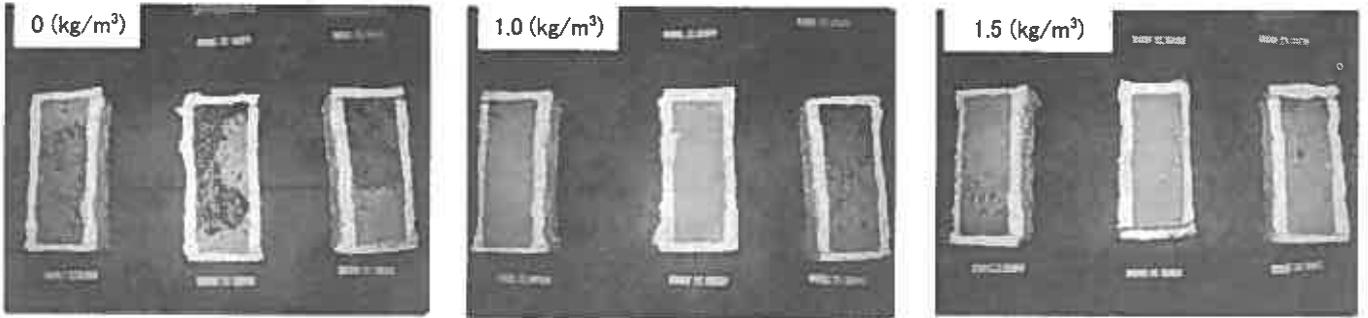


写真-6 要素実験結果

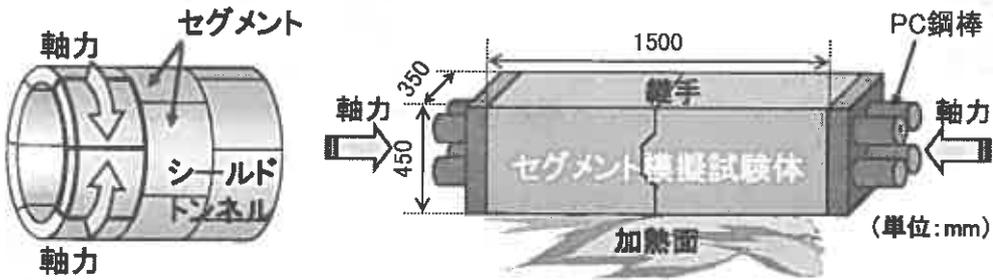


図-14 部材実験概要



PC 鋼棒によりあらかじめ導入した。内部には実験中の温度を測定できるように熱電対を設置した。加熱面側の鉄筋の純かぶりは 75mm とした。

加熱は要素実験同様の加熱曲線を与えた。有機繊維混入量を 1.0(kg/m³)混入させた試験体の加熱後の加熱面状況を写真-7 に示す。実験の結果、爆裂の発生は見られず、有機繊維混入による爆裂防止効果が確認でき

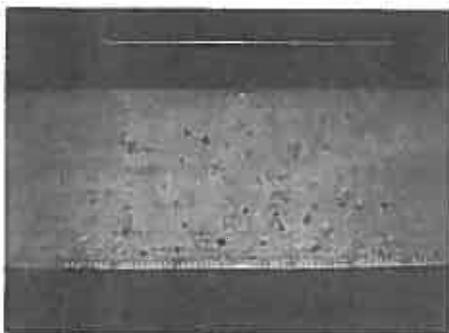


写真-7 加熱後の加熱面状況

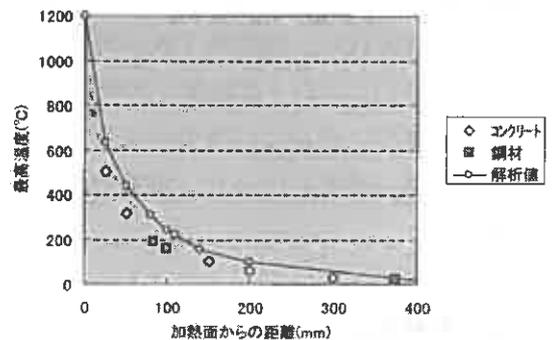


図-15 試験体内の最高温度分布

た。図-15 に実験時の内部最高温度と数値解析値を温度分布で示す。解析は、非定常非線形熱伝導解析により実施した。実験値は解析値よりも温度が低い結果となった。

8. 火災後の復旧方法

火災後の普及方法で、ボード系などは、ボードの張替えにより復旧が可能である。有機繊維を混入したセグメントの場合は、コンクリート表面が爆裂していないものの、高温化にさらされたコンクリートは劣化するため、鉄筋を保護するかぶりとしての機能は低下する。現在考えられている復旧方法は、劣化部分をウォータージェットにより除去し、再度コンクリートで増厚するなどの方法が考えられている。

9. 地盤分野における繊維材の活用

コンクリート材料の分野では、様々な有機繊維がコンクリート材料に試され、活用されている。これらは主として繊維に強度やじん性、凍結融解抵抗性を期待して用いているものである¹¹⁾。一方、耐火に用いられる繊維は加熱時に空隙を形成するという点で他のものとは発想が異なる。

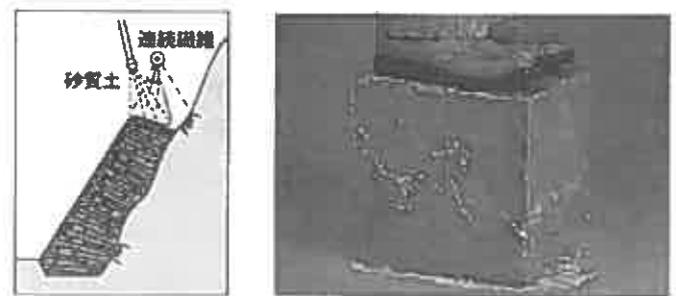


図-16 ジオファイバー工法の概要¹²⁾

一方、地盤の分野でも最近、繊維を活用した材料や



図-17 短繊維混合補強土工法の概要¹³⁾

工法が開発されている。法面保護の吹付け材として連続繊維が用いられている。これは、補強土工法のひとつであり、砂質土と連続繊維を混合し、土のせん断強度を増加させる工法（図-16）である。また、短繊維混合補強土工法（図-17）として、原位置やプラントで土と短繊維を混合し、土の力学特性を向上させる工法があり、4現場での実績もある。

10. おわりに

シールドトンネルに適用可能な耐火技術に関して紹介した。ボード系や吹付け系はすでに施工実績があるが、有機繊維を混入した爆裂防止型のセグメントは今後採用される可能性が高い。

コンクリートの分野では、コンクリートの弱点を補ったり付加価値をつけるために、繊維が活用されてきた。土質に関する分野でも、繊維を土に混合させる技術が開発されている。今後も繊維は注目される材料であるものと考えられ、本報告が土質基礎に関する分野に参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート構造物の耐火技術研究小委員会報告ならびにシンポジウム論文集，コンクリート技術シリーズ 63，平成 16 年 10 月
- 2) 清宮理：耐火技術とコンクリート—土木—，コンクリート工学，Vol.45，No.9，2007/9

- 3) 西元守人, 栗原哲彦: トンネル火災事例と海外で用いられている火災曲線
- 4) 河村忠孝: 日本坂トンネル内の車両火災事故とその復旧, セメントコンクリート, No.439, 1983.9
- 5) 首都高速道路株式会社: トンネル構造物設計要領[シールドトンネル耐火設計編], 平成 19 年 7 月
- 6) 首都高速道路株式会社 HP
- 7) 高流動コンクリートセグメント研究会パンフレット
- 8) 土木学会: トンネル標準示方書 シールド工法・同解説, 2006 年制定
- 9) 建築学会: 防火材料パンフレット
- 10) 飯田博光, 小林亨, 近信明, 清宮理: 沈埋トンネル接合部の耐火被覆材の性能実験と数値解析, 構造工学論文集, Vol.44, No.1, Page.93-101 (1998.03)
- 11) 吉田行, 田口史雄, 山崎勲: ポリプロピレン繊維補強コンクリートの圧縮強度および凍結融解抵抗性, 北海道開発土木研究所月報, No.608, 2004 年 1 月
- 12) ジオファイバー工法協会 HP
- 13) ハイグレードソイル研究コンソーシアム HP

連続繊維補強土の生育基盤としての適用性と施工事例

日特建設(株) 堀江 直樹・山田 浩、東京農業大学 地域環境科学部 森林総合科学科 講師 福永 健司

1. はじめに

連続繊維補強土とは、砂質土とポリエステル製の連続した繊維の混合土を言う。連続繊維補強土は、砂粒子と連続繊維との摩擦やお互いの拘束力により擬似的な粘着力が付与された材料である。連続繊維補強土には、基本的にセメントなど固結材を混合しないため、剛構造物ではなく柔構造物である。いわゆる“強い土構造物”のようなもので、地山の変形に対して追従しやすく、クラックや剥離などは生じない。これらの特性から凍上凍結に対する追従性を有し、地震に対しても破壊されにくい特性を有しているものと考えられる。この連続繊維補強土を主材料とした法面の保護工法にはジオファイバー工法がある。

ジオファイバー工法は、地山に打設する鉄筋と連続繊維補強土とが一体となって法面を保護する。さらに、連続繊維補強土の表面に施す植生工によって、法面全体を樹林化することもでき、環境改善効果の高い植物群落を創り上げることができる(写真-1~3)。樹林化された法面は、景観の創造保全、CO₂の吸収固定、昆虫の生息、鳥類や小動物の生息などさまざまな環境保全効果をもたらす。

近年の急激な地球環境の変化に対し、法面環境づくりも重要な役割が与えられているものと思う。地球温暖化や廃棄物問題などに配慮し、積極的に貢献できる工法にすることが肝要であるとする。

本報では、日本国内でのジオファイバー工法の施工が20年を迎え、累積1,800件を超える実績を有していることやこの技術が香港や韓国などアジアの国々でも高い評価を得て実績が急増していることから、連続繊維補強土の特性や生育基盤としての適用性、そして各地の施工事例を紹介する。

2. 連続繊維補強土の特性

連続繊維補強土の標準的な配合を表-1に示す。また、砂質土の規格を表-2に、連続繊維の規格を表-3に、連続繊維の写真を図4~6に示す。連続繊維補強土は、砂質土とポリエステル連続繊維との混合土で、砂質土1m³あたりに、約200km長さ分の繊維が均質に混合されたものである(写真-7)。



写真-1 施工後20年の状態(自生の植物が全面を覆う)



写真-2 連続繊維補強土壁の完成(1988.7)



写真-3 牧草種が一面を覆う

Horie Naoki 東京都中央区明石町 13-18 日特建設(株) TEL03-3542-9110 FAX03-3542-9118

Yamada Hiroshi 北海道札幌市中央区南13条西11丁目2-32 日特建設(株) TEL011-561-5111 FAX011-561-7210

Fukunaga Kenji 東京都世田谷区桜丘1-1-1 東京農業大学 地域環境科学部 森林総合科学科 治山緑化学研究室
TEL03-5477-2275 FAX03-3420-4240

砂質土に均質に連続繊維を混合した連続繊維補強土には、以下の特性がある。

- ①疑似粘着力を有し、せん断抵抗力に優れる。
- ②耐侵食性を有し、地山の風化侵食を防止する。
- ③構造体としてのねばりが大きく、地山の微小な変形に追従する。
- ④凍上凍結に対する抵抗性を有し追従する。
- ⑤セメントで固結させないため植物の根系が連続繊維補強土内に伸長でき、播種や植栽工などが可能である。
- ⑥造成形状は自由度が高く、凹凸の地形や既存木のある地形にも築造が可能である。

連続繊維補強土のせん断応力-垂直応力、応力-ひずみの概念を図-1に示す。

連続繊維補強土は、繊維が砂質土の相対移動を妨げるため、荷重が作用すると繊維が引張り補強材として機能する。この補強効果から、砂質土に擬似的な粘着力が付与された材料となり、粘土以上のせん断抵抗力を有する。コンクリートやセメントで固結した材料では、ひずみが大きくなると急激に応力が開放され破壊するが、連続繊維補強土では構造体としての粘りが強く、ひずみを生じても応力が急激に開放されることはない。

表-1 連続繊維補強土の標準配合

名称	仕様	使用量	備考
砂質土	砂質土の規格参照	1.0m ³	仕上がり
連続繊維	ポリエステル製	3.3kg	長さ約200km
保水・保肥材	有機質ブロック体	1~2個/m ²	

表-2 砂質土の規格

項目	規格	備考
最大粒径	20mm以下	吹付工は5mm以下が望ましい
50%粒径 (D ₅₀)	0.2~1.0mm	
均等係数 (D ₆₀ /D ₁₀)	2以上	
75μm以下含有率	20%以下	7~13%程度が望ましい。

表-3 連続繊維の規格

項目	規格	備考
材質	ポリエステル	マルチフィラメント糸：複数の繊維からなる1本の繊維 再生ポリエステル繊維も使用可能
繊維の太さ	167±6T	T：繊維10,000m当たりのグラム質量を示す単位で「デシテックス」の略。 167T=10,000m当たり167g
引張強度	3.53cN/T以上	cN/T：1Tの太さの繊維の引張り強度をN/100で表したものの。
伸び率	40%以下	



写真-4 マルチフィラメント糸



写真-5 連続繊維

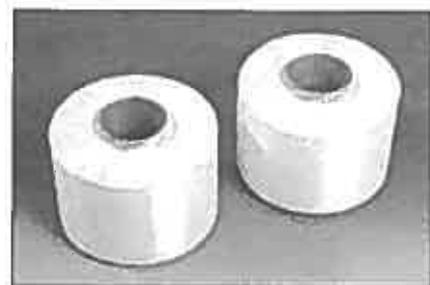


写真-6 連続繊維のポピン



写真-7 連続繊維補強土

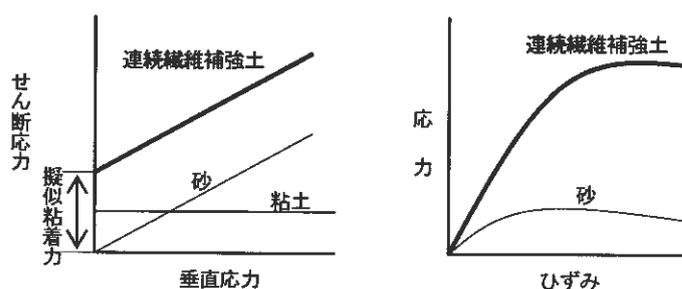


図-1 連続繊維補強土の概念

また、耐侵食性においては、連続繊維と砂質土とが均質に混合されていることで、砂粒子の移動が繊維に妨げられるため、通常自然条件下における降雨に対しては十分な耐侵食性を有している。さらに、連続繊維補強土の表面には、植生工を施すため、これら植生との相乗効果によりさらに耐侵食性が向上する。

3. ジオファイバー工法

ジオファイバー工法は、図-2に示すように、従来のコンクリート吹付工や法枠工、また積みブロック工などの保護目的を果たすとともに、植生環境を創り上げる工法である。

地山が不安定な条件では鉄筋等を挿入する地山補強土工を行い地山を補強するとともに連続繊維補強土と鉄筋との一体化を図る。地山の抑止対策を必要としない場合には、連続繊維補強土と地山とを一体化させるための棒状の抵抗体を設置する（写真-8）。連続繊維補強土の表面には緑化目標に応じた植生工を施す。

図-3に20cm以上の厚さに造成する法面保護タイプを示し、図-4に擁壁形状タイプの標準的な断面を示す。これらの表勾配は、植物が健全に生育できるように5分（1：0.5）より緩くすることを基本としている。

施工システムを図-5に示す。砂質土の供給は、専用の吹付プラントを使用し、1バッチ毎に計量した砂質土を圧縮空気のエネルギーによって法面に圧送吹付する。連続繊維の供給は、専用の繊維供給装置からジェット水の水速によって専用のエジェクタノズルから噴射する。連続繊維補強土の築造は、設計厚さを満足させながら、法尻から法肩に向かって積層する。連続繊維補強土の築造時には、植物の水分基地と永続的な肥料基地として有機質ブロック体を埋設する（写真-9）。砂質土と連続繊維の混合は、繊維が均質に混合されるように4本のノズルから噴射し、一定幅に繊維が混入されるように28度自動反復揺動するエジェクタを使用するため、一定幅内に繊維が規則的に均質に混合された連続繊維混合土をつくりあげることができる（図-6、写真-10～11）。砂質土と連続繊維の混合量の管理は、繊維管理装置に表示される砂質土と繊維の使用量を常時換算して管理する。

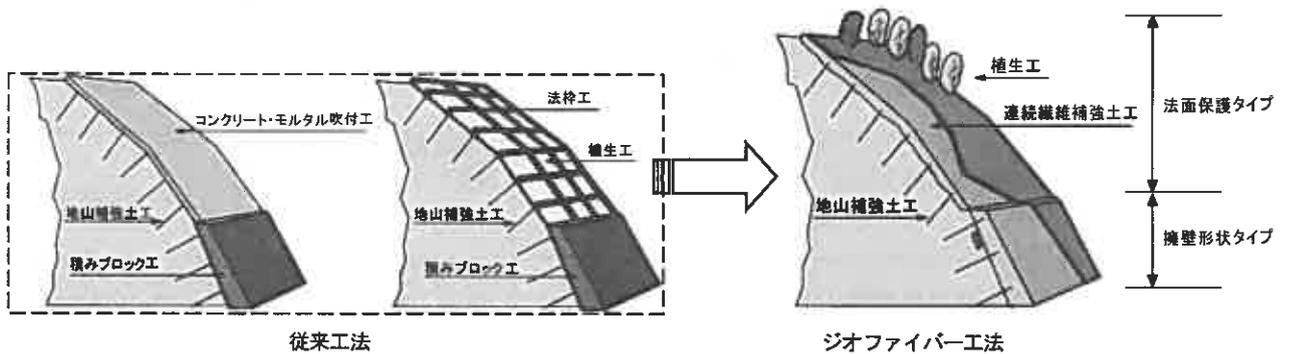


図-2 従来工法とジオファイバー工法

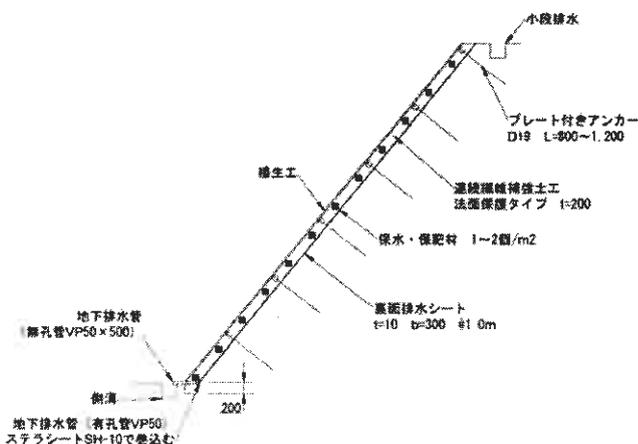


図-3 法面保護タイプの標準的な断面

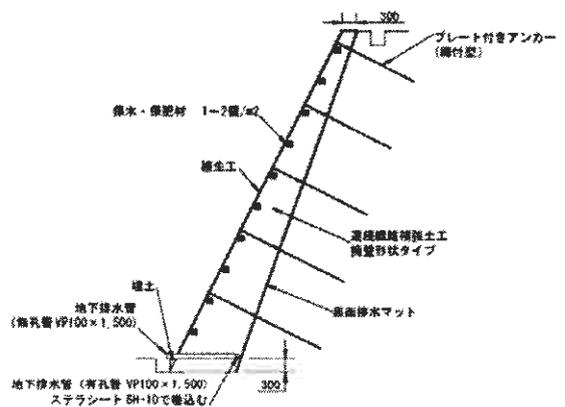


図-4 擁壁形状タイプの標準的な断面

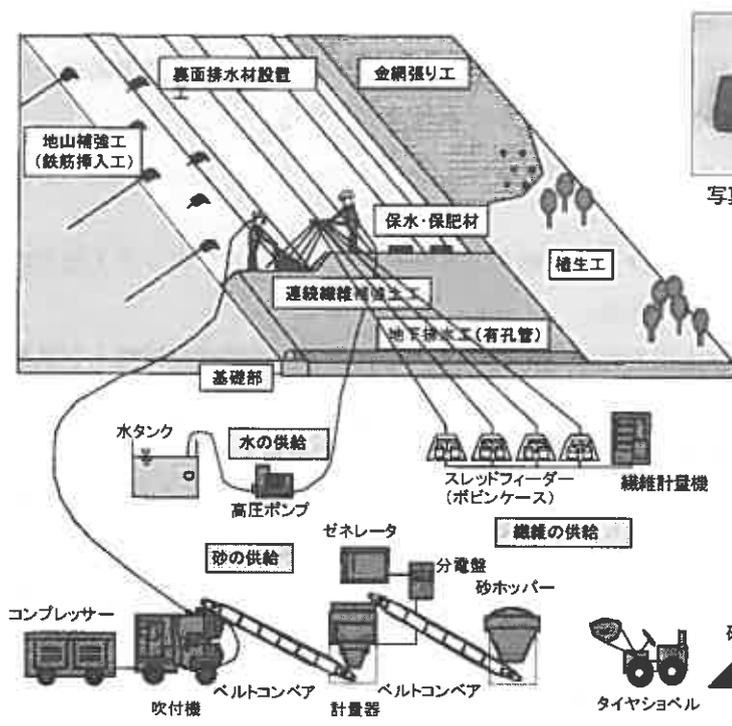


図-5 ジオファイバー工法の施工システム

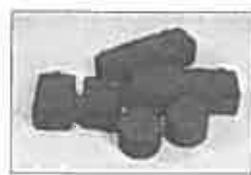


写真-9 保水・保肥材



写真-10 プレート付きアンカー



写真-10 エジェクタノズル

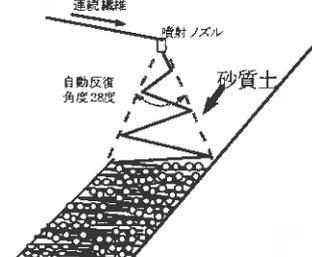


図-6 連続繊維の均質混合



写真-11 連続繊維補強土の施工

表-4 環境負荷低減が図られている資材

名称	用途	写真	有効資源の利用	環境負荷低減事項
裏面排水シート	排水処理		回収プラスチックの再生ペレット材料を使用	・リサイクル ・資源の循環
連続繊維	連続繊維補強土の補強繊維材		回収ペットボトルの再生ポリエステル繊維も使用可能	・リサイクル ・資源の循環
砂質土	連続繊維補強土の造成主材料		砂質系現地発生土を粒度調整して使用も可能	・資源の有効利用
ジオピン	緑化基礎工用金網の固定ピン		回収プラスチックの再生ペレット材料を使用	・リサイクル ・資源の循環
植生基材	植生工の基盤材料		森林表土、伐採木チップなどを使用する緑化工法の適用も可能	・資源の有効利用 ・生態系の保全
保水・保肥材	植生の生育維持促進		砂糖きびの搾りかすのバカスなどを利用	・資源の有効利用

4. 循環型社会へ向けた環境負荷の低減資材

ジオファイバー工法に用いている主な資材は、環境負荷低減が図れる資材とすることを念頭に構成する努力をしている。いわゆる、循環型社会への取り組みが重要であるものと考えている。表-4に環境負荷低減が図られている資材を示す。

緑化基礎工用の金網を固定するジオピンや裏面排水材は、回収プラスチックのペレットを原料とした製品であ

る。また、連続繊維は、回収ペットボトルを原料とした再生ポリエステル繊維を使用することも可能である。砂質系現地発生土を使用する場合には、砂質土として規格に合うように粒度調節して使用している。砂質系現地発生土を使用した例としては、砂丘砂や河川改修工事の現場内で発生した川砂、マサ土を購入砂に混合したり、雲仙普賢岳の火山灰を現地で篩って用いたりさまざまである。植生工には、森林表土を採取して植生基材に混合したり、伐採木、枝葉などのチップ材を植生基材として用いることも可能なため、これら緑化工法との組み合わせも増えてきている。保水・保肥材の原料には、砂糖きびの搾りかす（バカス）や稲ワラも利用している。

5. 生育基盤としての連続繊維補強土の適用性

連続繊維補強土を法面保護材料として用いるにあたっては、その材料特性や実証実験も多く実施している。ここでは、材料特性と応用性に関する実験の内、①セメントの混合量における pH 値と土壤硬度および植物の生育性、②連続繊維補強土の耐凍上性、③ジオファイバー工法の耐震性について示す。

5.1 セメントの混合量における pH 値と土壤硬度および植物の生育性

5.1.1 実験目的

連続繊維補強土を水辺などに適用する場合、植生が定着するまでの保護対策として、ネットで表面を保護したり、砂を固定するために、セメントなどの添加材を混合する必要がでてくる。しかし、砂にセメントを混合した場合、セメント由来のアルカリ（pH12.5～13.0）が植物の生育に影響を及ぼしたり、セメントが固結して根系の伸長が妨げられるような高い土壤硬度となることが考えられる。そのため、セメントの混合量を変化させた材料の pH 値と土壤硬度が生育基盤として適性であるのか、また、その表面に植生基材を造成して播種した植物が健全に生育するのか確認することを目的とした。

5.1.2 実験方法

(1) 場所

東京農業大学敷地内

(2) 試験期間

2007年10月22日～（約1ヶ月）

(3) 内容

使用した砂の粒径過積曲線を図-7に示す。

砂に普通ポルトランドセメントを1m³あたり0, 15, 20, 30, 40, 50kg混合した材料を1/5000ワグネルポットに充填し、7日経過した後のpH値と土壤硬度を測定した。土壤pHは、横河電気(株)製pH82ガラス電極式を用いpH(H₂O)を測定した。また、土壤硬度の測定は、山中式土壤硬度計を用い各6箇所ずつ測定し、最大値および平均値を求めた。さらに、各混合材料および関東ロームの表面に有機質植生基材を厚さ3cmに造成し、コマツナの種子を10粒/ポット、化成肥料(N:P:K、14-14-14)を0.5g/ポット蒔いた。散水は100cc/日とした。測定項目は、コマツナの発芽率および地上部の成長量とし、7日後に3本/ポットに間引いて定期的に観察している(写真-12)。

28日(4週)経過後には、地上部と地下部の湿潤重量と根系の成長量を測定する。

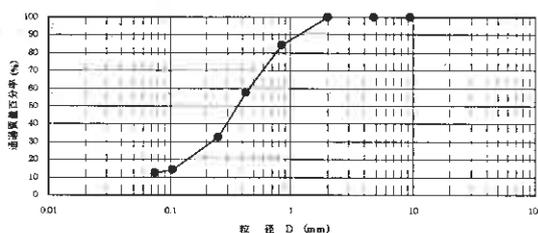


図-7 粒径加積曲線



写真-12 生育試験状況

5.1.3 試験結果および考察

(1) セメント混合砂の pH 値

pH (H₂O) の測定結果を表-5 に示す。

一般にセメントの pH は、12.5~13.0 とされ、強アルカリ性である。土壌の pH 値は土壌の最も重要な性質の一つで、植物が健全に生育するためには中性 (pH7.0) が程望ましく、酸性やアルカリ性に片寄っている土壌では植物根や微生物の生理状態が影響を受ける。

緑化対象地となる pH はおおむね pH4.0~9.0 の範囲とされ、これ以外の強酸、強アルカリ土壌では対策工を必要とすることが多い。砂にセメントを混合した材料の pH (H₂O) 値は、セメント無混合の pH7.73 に対し、15kg/m³ 混合したものでは pH10.72、セメントの混合量が 20kg/m³ 以上では pH11 を超え、混合量が増えるとともにわずかではあるがその値は上昇した。

これらの結果から、砂にセメントを混合した材料では、強アルカリとなり法面緑化工の対象地盤としての土壌 pH の適応範囲を超えてしまうことが確認された。

作物の好適 pH は、表-6 に示すように作物の種類によっても異なるが、アルカリ側では pH8.0 を上限とした値が多い。この値からも、砂にセメントを混合した生育基盤は、植物の生育に適さないことが解かる。

(2) 土壌硬度

土壌硬度の測定結果を表-7、図-8 に示し、土の硬さからみた植物の生育状態を表-8 に示す。

砂にセメントを混合した場合、セメントの硬化により砂粒子の結合固化が起こり、セメント混合量の増大とともに土壌硬度が高くなる傾向を示した。

土壌硬度の測定値は、セメント混合量が 1m³ あたり 15~50kg と少量であるため、セメントの混合量が少ない試験体になるほど、ばらつきが大きい傾向を示している。これは、セメントの混合量が少なくなればなるほど、砂とセメントとの混合性が悪くなるため、均等に攪拌されにくいことを示している。

土壌硬度と植物の生育状態では、砂質土において 10~25mm の範囲が植物の生育には適する硬さである。一方、土壌硬度が 25mm を超えると、一部の木本類以外では根系の伸長が妨げられるため、生育基盤としては適さない。測定結果と表-8 を比較すると、セメントの混合量が 15kg/m³ では平均で 18mm、最大値においても 23mm であり植物の根系伸長の妨げにはならない値である。これを 20kg/m³ とすると平均値では 25mm を下回るものの、最大値では 26mm となり、セメントの混合攪拌が十分になされなければ根系の伸長を妨げる土壌硬度となる。また、セメントの混合量が 30kg/m³ 以上では、根系の伸長を妨げる硬度であり、40kg/m³ 以上では根の伸長はほとんど不可能な値となることが解った。

これらの結果から、セメントの混合量と土壌硬度の関係は、土壌硬度のばらつきが大きい生育基盤となるが、セメントの混合量は 15kg/m³ 以下であることが望ましいと判断される。

表-5 pH (H₂O) 測定結果

セメント混合量 (kg/m ³)	0	15	20	30	40	50
項目						
pH (H ₂ O)	7.73	10.72	11.14	11.41	11.51	11.62

表-7 土壌硬度測定結果

セメント混合量 (kg/m ³)	0	15	20	30	40	50
土壌硬度						
最大値 (mm)	8	23	26	29	31	32
平均値 (mm)	6.5	18.0	24.1	27.7	29.7	30.7

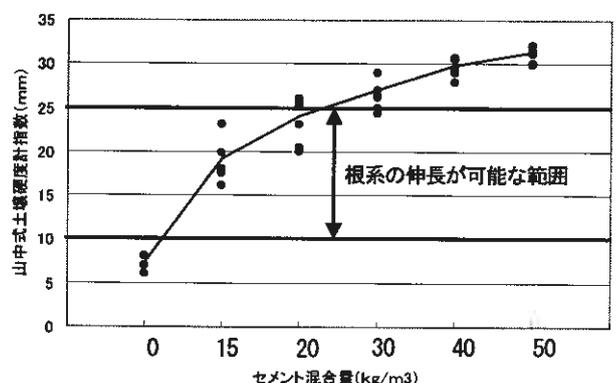


図-8 セメント混合量と土壌硬度の関係

表-6 作物別の好適pH

作物名	土壌 pH(H ₂ O)	作物名	土壌 pH(H ₂ O)	作物名	土壌 H(H ₂ O)
水 稲	5.0~6.5	エンバク	5.0~7.0	イタリアンライグラス	6.0~6.5
ジャガイモ	5.0~6.0	トウモロコシ	5.5~7.5	オーチャードグラス	5.5~6.5
サツマイモ	5.5~7.0	ダイズ	5.5~7.0	チモシー	5.5~7.0
サトイモ	5.5~7.0	アズキ	6.0~6.5	トールフェスク	5.0~6.0
ラッカセイ	5.3~6.6	エンドウ	6.0~7.5	ク ワ	5.0~6.5
タバコ	5.5~7.5	カリフラワー	5.5~7.0	チャ	5.0~6.5
ビート	6.5~8.0	アスパラガス	6.0~8.0	リンゴ	5.5~6.5
ソ バ	5.0~7.0	インゲン	5.5~6.7	ブドウ	5.5~6.2
ライムギ	5.0~7.0	アルファルファ	6.0~8.0	オウトウ	5.0~5.5
コムギ	6.0~7.5	アカクローバ	6.0~7.5	ク リ	5.5~6.0
オオムギ	6.5~8.0	ラジノクローバ	6.0~7.2		

(社) 農村漁村文化協会 土壌肥料用語辞典 1983.4 P84

表-8 土の硬さからみた植物の生育状態

土 壤 硬 度	植 物 の 生 育 状 態
10mm 未満	<ul style="list-style-type: none"> ・乾燥のため発芽不良になる ・安息角より急な勾配となると崩れやすくなる
粘性土 10~23mm 砂質土 10~25mm	<ul style="list-style-type: none"> ・根系の伸長は良好となる (草本類では肥沃な土である場合) ・樹木の植栽にも適する。
粘性土 23~30mm 砂質土 25~30mm	<ul style="list-style-type: none"> ・木本類の一部のものを除いて、根系の伸長は妨げられる。
30mm 以上	<ul style="list-style-type: none"> ・根系の伸長はほとんど不可能
軟岩・硬岩	<ul style="list-style-type: none"> ・岩に節理がある場合には、木本類の根系の伸長は可能である。

(社) 日本道路協会 道路土工 のり面工・斜面安定工指針 1999.3 P221

(3) 播種植物の生育観察

コマツナの生育結果は、現段階では結果が出ていないため今後の報告となるが、砂にセメントを混合した材料では強アルカリ性となることやセメントの混合量が多くなると植物の根系伸長に影響を与える可能性が高い土壌硬度であったため、セメントの混合は生育基盤として適さないものと推測される。

5.2 連続繊維補強土の耐凍上性

5.2.1 実験目的

寒冷地における法面では、地山の凍結・融解によって、法面表層の地盤が変形し、鋼製枠や法枠工などが追従できず変形していることがある。連続繊維補強土は、セメント等の固結材を標準的に混合しないため柔軟性があり、凍上に伴う残留変形を抑制できる可能性がある。そのため、「連続繊維補強土による法面基盤の耐凍上性」の実験を行い凍上量や移動量を確認することを目的とした。

5.2.2 実験方法

(1) 場 所

北見工業大学敷地内

(2) 試験期間

2004年11月~2007年(3ヵ年)

(3) 内 容

試験法面は、北に面した勾配1:1.2、法長約4mの切土法面で、地山の土質は、礫混じりシルト質砂(SM-G)に分類される(表-9)。試験法面の概要を図-9に示し、法面変位の測定断面を図-10に示す。連続繊維補強土の造成法面は、図-11に示すように、厚さ20cmで被覆保護された構造である。試験法面内には、①変位測定用ターゲット(上、中、下:3箇所)②温度測定用熱電対(地表面温度、地中温度:2箇所)③メチレンブルー凍結深度計(1箇所)を設置し、a~bの項目を計測した。比較対象には、種子散布工を施した草本植生法面とした。

- a. 凍結・融解に伴う法面変位量 (不動点間に張ったピアノ線を基準とした変位)
- b. 地表面温度 (深さ 10cm 地点)、地中温度 (深さ 310cm 地点)
- c. 凍結深さ

5.2.3 試験結果および考察

(1) 凍上量および法面変位

凍上量と外気温を図-12 に示し、法面変位量を図-13 に示す。連続繊維補強土法面での凍上は、種子散布工法面の凍上発生時期より約1ヶ月遅れている。これは、連続繊維補強土を構成する砂質土が、粒径 0.1mm 以上で大半が構成されているため、凍結しても凍上を起こさないことを示している。この凍上発生時期のずれにより、凍上量は全期間を通じて小さくなっている。

変位量はいずれの法面も凍結期間 (11~3月) に凍上量が増加し、融解期間 (3~5月) に法面下方への移動が発生していることがわかる。連続繊維補強土による法面保護工は、凍上量及び移動量のいずれをも抑制する傾向にある。また、連続繊維補強土自体に凍上がほとんど発生しないことは、凍結に対して安定した構造物であるとも言える。これらの耐凍上性の効果のなかで最も注目されるのは、凍上・融解に伴う法面移動量の低減効果で、凍上による崩壊現象の対策として最も有効に作用すると考えられる。セメントを混合していないため、微粒子の含有量も少なく、また固結していない連続繊維補強土は、寒冷地法面の有効な保護工のひとつとして位置づけられる可能性がある。

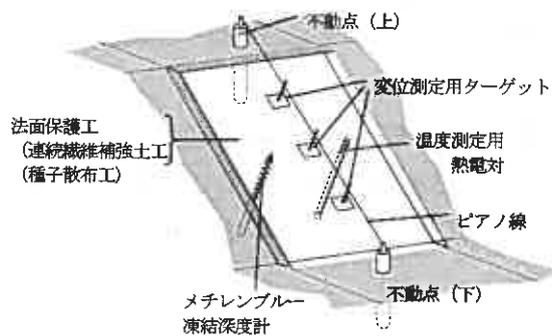


図-9 試験法面の概要

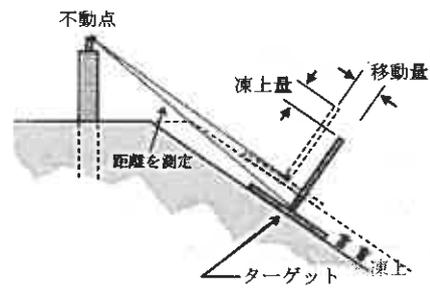


図-10 法面変位の測定

表-9 地山の物理特性

項目		地山
土粒子の密度 ρ_s	(g/cm^3)	2.498
粒度特性	礫分 (2mm 以上) (%)	7
	砂分 (75 μm ~ 2mm) (%)	55
	シルト分 (5 μm ~ 75 μm) (%)	32
	粘土分 (5 μm 以下) (%)	6
	均等係数 U_c	42.2
	曲線係数 U_c'	1.2
土質分類		礫混じりシルト質砂 (SM-G)

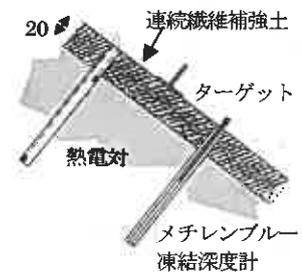


図-11 連続繊維補強土法面模式断面

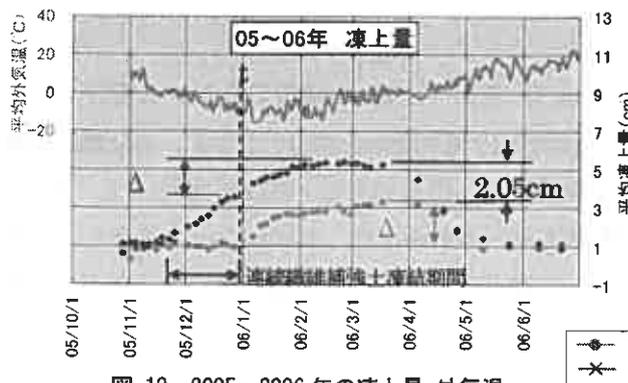


図-12 2005~2006年の凍上量-外気温

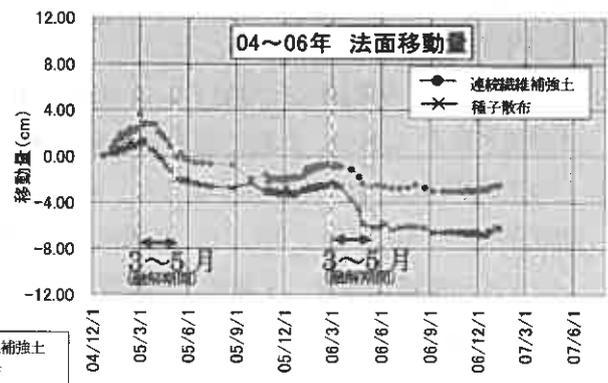


図-13 法面移動量

5.3 ジオファイバー工法を施工した法面の耐震性踏査

2007年3月25日に発生した石川県能登半島地震では、能登半島全域が大きくゆれ、最大震度6強を観測した。震源地に程近いジオファイバー工法を施工した現場の踏査結果を示す。

5.3.1 震度と地域の被災状況

能登半島地域の震度を図-14に示す。震源地は能登半島門前町で、図-15に示すように能登半島の全域に施工実績がある。この内、震度6強を観測している①の門前町で実施した現場地域の被災状況を写真13~14に示す。

5.3.2 ジオファイバー工法を施工した法面の踏査結果および考察

ジオファイバー工法の施工法面は、環境防災林整備事業で中学校と隣接する山腹である（写真-15~16）。隣接する学校の建物は、窓枠の角が破損・剥離、窓ガラスが割れ、壁にクラックが見られたが、当該法面には、変状や崩壊は見られず、緑の法面が維持されていた。法尻の排水パイプの位置も動いた形跡は見られなかった。

連続繊維補強土の強度は、コンクリートより小さいが、柔軟性があるので内部応力を開放しやすい特性を有している。この点に着目すると地震力のような波長に対して破壊を有する硬い材料よりは有効な面を有している可能性が考えられる。いわゆるセメントで固結していない材料としての粘り強さ、タフネスは図-16に示したモルタルやセメント混合物aの面積と連続繊維補強土bの面積からも評価できるものであると思われる。踏査結果をまとめると以下のようである。

- ①能登半島全域で震度5以上のゆれを観測しており当該工法の施工現場も多数あるが崩壊は無い。
- ②道路や近隣斜面、構造物には破損・崩壊が見られたが当該工法の施工法面には変状や崩壊は見られない。
- ③震度6強の地震でも変状・崩壊は見られなかった。

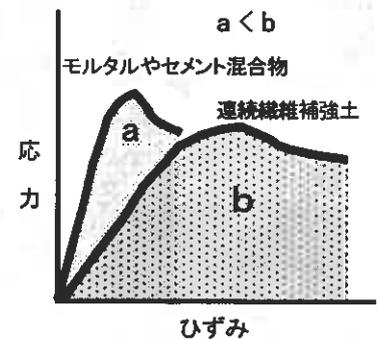


図-17 タフネスの評価

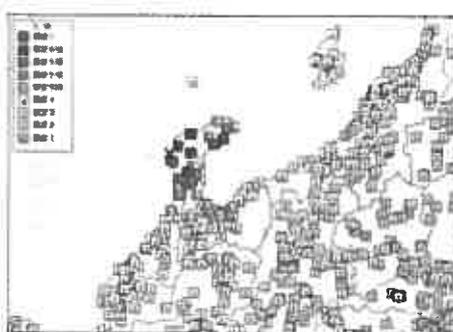


図-14 能登半島地域の震度（気象庁HPより）



写真-13 道路側の崩壊斜面



写真-14 斜面の崩壊



図-15 代表的な施工現場 11箇所



写真-15 平成18年度施工法面



写真-16 同左近景

6. 施工事例

日本、香港、韓国の施工事例の中から代表的な写真を以下に示す。

【日本】



河川護岸の災害復旧（北海道）



法面保護と自然保全（北海道）



山腹崩壊斜面の復旧（兵庫県）



既存木の保全と環境維持（神奈川県）



ダム長大切土法面の樹林化（岐阜県）



EPS 軽量盛土の修景（東京都）



【香港】



既存木の保全と法面保護（香港中文大学）



最優秀緑化大賞現場（香港市内）



【韓国】



住宅地内法面の保護（韓国宅地）



山腹斜面の保護（済州）



7. おわりに

ジオファイバー工法の連続繊維補強土の特性や生育基盤としての適用性、そして各地の施工事例を示した。今後も連続繊維補強土の特性を生かし、法面の保護や自然な環境づくりに貢献したい。

参考文献

- ・三好 洋ら（社）農村漁村文化協会 土壌肥料用語辞典 1983.4 P84
- ・（財）土木研究センター 土木系材料技術審査証明書「土留め擁壁・のり面保護用連続繊維補強土」1992.5
- ・（社）日本道路協会 道路土工 のり面工・斜面安定工指針 1999.3 P220～221
- ・鈴木 輝之ら 地盤工学会 第42回地盤工学会研究発表会「連続繊維補強土工法によるのり面基盤の耐凍上性（その2）」2007.7

クライミング調査技術を駆使した斜面評価手法

株式会社開発工営社地質部 安藤 勲, 新妻 重明, 長瀬 真央

1. はじめに

ユーラシア大陸の東端を形成する日本列島は、プレートの収斂境界に位置するため、活発な火山活動や地殻変動が数多く認められており、多種多様な地質構成と複雑な地質構造を有すると共に、脆弱な地盤が広範囲に分布している。このため、土木工事において、不良な地質に起因する難工事や、急崖斜面などに隣接したインフラにおける防災上の問題点を多く抱えている。特に北海道では、1996年の豊浜トンネルの崩落事故に代表される、岩盤斜面の崩落による斜面災害が幾度と発生しており、その原因究明や復旧が進められている。このような急崖斜面に隣接したインフラの計画や維持・管理では、対象となる「急崖斜面」の適切な評価が重要となるが、人員が立ち入ることが困難である場合が多く、断片的な調査結果より評価がなされることが多いのが現状である。

本報告では、急崖斜面の直接的な調査手法であるクライミング調査技術の概要を示し、調査事例を交えて当技術を駆使した斜面評価が防災上有効であることを述べる。

2. クライミング調査技術とは

海岸沿いや山岳地域に多く認められる急崖や岩盤斜面での地質調査は、望遠調査やラジコンヘリコプターによる斜め空中写真、転石調査から斜面の地質状況や性状を推測するに留まることが多い。これは、調査に必要な足場仮設が非現実的であることや、斜面内に近づくことも難しいためである。しかし、クライミング調査技術を用いることで、地質技術者が直接斜面の問題箇所へアクセスできるばかりでなく、試料採取や計器設置を行うことができる。

クライミング調査は日本語では登攀（とうはん）調査と訳される。クライミング調査とは、1本のロープで垂直あるいは急傾斜箇所を登降することでアプローチし、必要な情報を得る手法である。また、調査道具を工夫することで、オーバーハング箇所のアプローチや調査も可能である。

クライミング調査に用いる技術は、主にケイビング（洞窟探検）で発展したSRT(Single Rope Techniques)をベースとし、調査をおこなうルートを選定や危険回避技術はロッククライミング技術に準じるところが多い。これはSRTがロープを登降する技術やアプローチに用いる固定ロープの張込技術に優れており、ロッククライミング技術が調査対象へのアプローチ手法や不足の事態に陥った際のレスキュー手法に優れているためである。

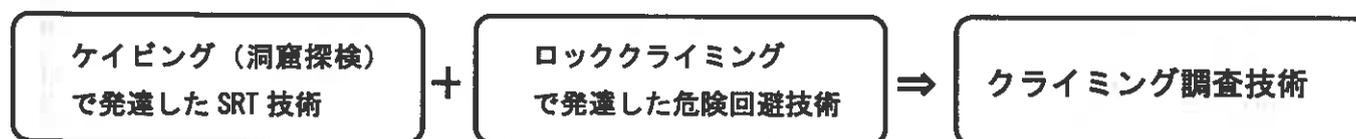


図-1 クライミング調査技術の成り立ち

Susumu Ando, Niitsuma Shigeaki, Nagase Mao

060-0004 札幌市中央区北4条西5丁目1番地アスティ45ビル13階 TEL:011-207-3666, FAX:011-218-5777

3. クライミング調査方法

3-1 基本装備

クライミング調査は『ロープ』『ハーネス』『ディッセンダー』『アッセンダー』が基本装備となる。

- ・ロープ : ロープは破断強度 28kN、伸び率が 4.0%程度、φ10mm のスタティックロープを用いる。
通常、ロッククライミングなどの墜落が想定されるスポーツクライミングでは、ショックを吸収するダイナミックロープ（伸び率 30%以上）が用いられるが、基本的に張り込んだロープの登降に終始するクライミング調査では、作業性を考慮して伸び率が小さなロープを用いる。
- ・ハーネス : 登降器具と調査者を連結する道具で、長時間の作業でも身体に負担の少ないパットの厚いものを用いる。また、動き易さや体が反転しにくいレッグループタイプを用いる。
- ・ディッセンダー : ロープを降りるための道具。弊社では速度調整が容易で、両手を離した際の安全性、装着時の器具の落下防止、放熱性を考慮し、ペツル社の STOP を用いている。
- ・アッセンダー : ロープを登るための道具で、一方行にしかスライドしないように工夫されたカムを内蔵している。登る際には左右交互にスライドさせるため、右手用と左手用がある。弊社では握り部の形状と耐久性に優れたペツル社のアセッションを用いている。



写真-1 スタティックロープ



写真-2 ハーネス



写真-3 ディッセンダー



写真-4 アッセンダー

3-2 アンカーの設置

ロープを固定するアンカーは多種多様なケースが想定される。自然斜面の場合には、樹木などが主要なアンカーとなる。一般的な斜面調査の場合では樹木アンカーで実施することがほとんどである。高標高部の山岳地域や岩盤斜面内にアンカーを設けるケースでは、崖錐斜面に複数の杭（L=1.00m程度）を打設してアンカーとするケースや、岩盤に拡張ボルトを打設してアンカーとする場合がある。

いずれのケースでも一本のアンカーのみではなく、必ずバックアップアンカーを設け、不測の事態に備える。



写真-5 未固結堆積物にアンカーを打設

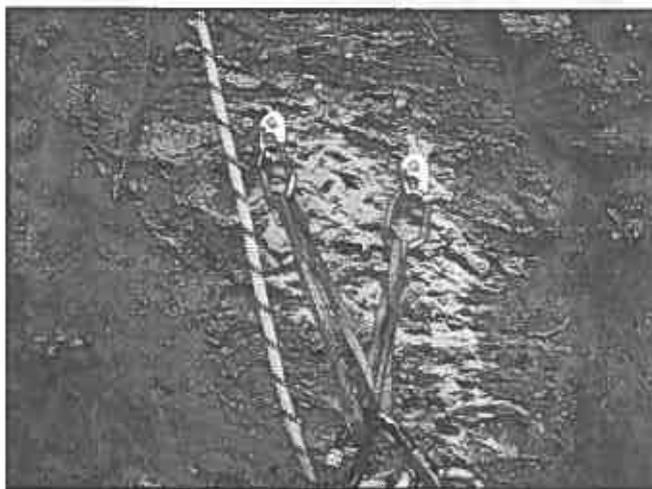


写真-6 岩盤斜面に拡張ボルトを打設

3-3 オンロープレスキュー

一本のロープを登降し調査や計測をおこなうクライミング調査では、登降技術、調査技術以外にレスキュー技術の習得も求められる。一般的に通常の立ち入りが困難なシチュエーションでの調査が主体となるため、急病や虫害（主にハチなど）、落石により行動不能に陥った際には迅速なセルフレスキューが基本となる。ロープ上でのレスキュー（オンロープレスキュー）は特殊な技術を要することから、定期的な訓練を実施している。



写真-7 レスキュー訓練実施状況

4 クライミング調査技術の適用

4-1 急崖自然斜面の調査

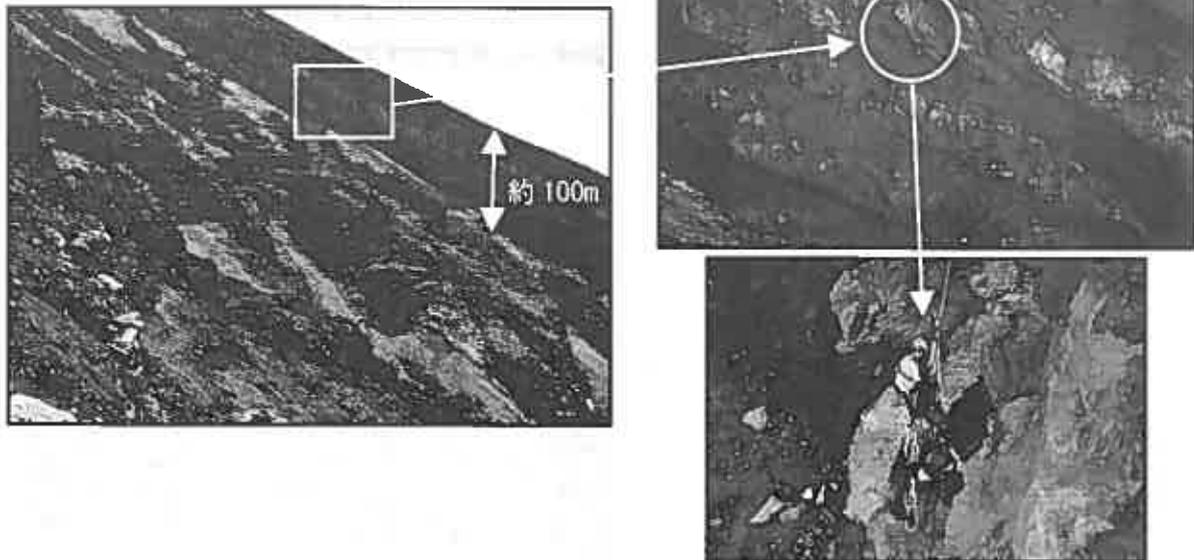
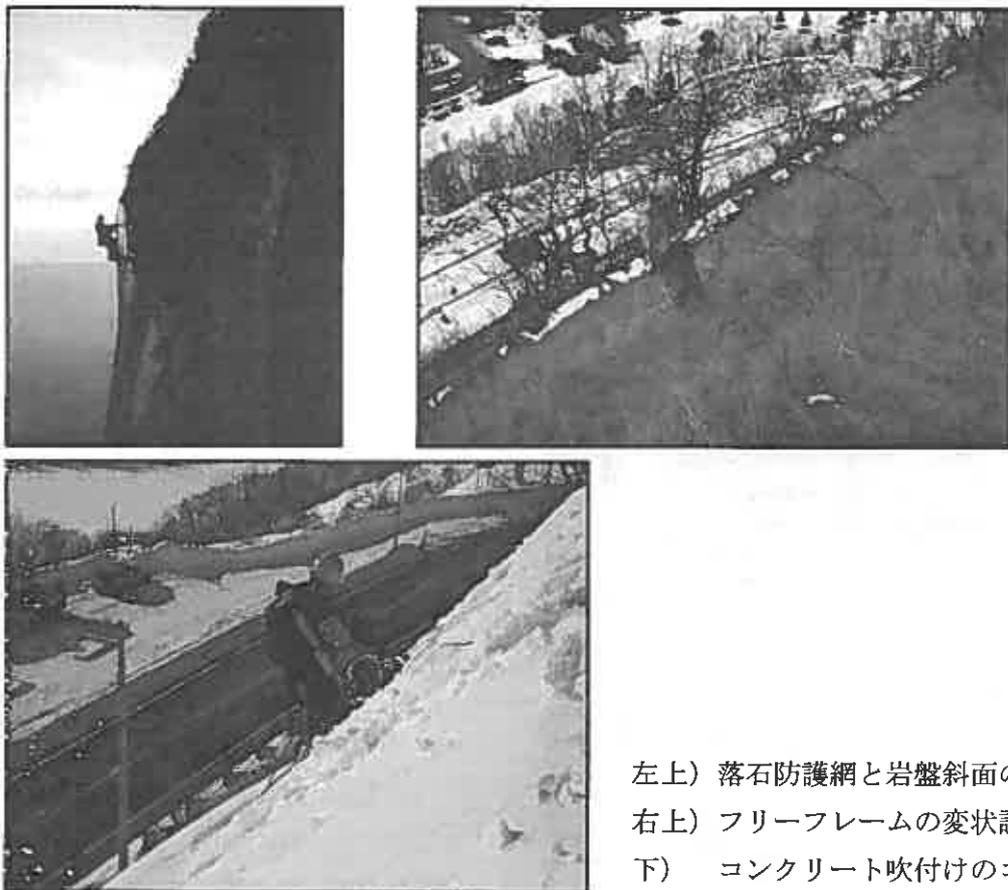


写真-8 急崖岩盤斜面での調査事例

4-2 既設構造物・斜面付帯物の調査



左上) 落石防護網と岩盤斜面の調査
右上) フリーフレームの変状調査
下) コンクリート吹付けのコア抜き調査

写真-9 既設構造物・斜面付帯物の調査事例

5 クライミング調査技術を駆使した斜面調査事例

登攀調査により減災につながったと考えられる事例を以下に示す。

5-1 調査概要

A 地区は最大比高 150m 程度の岩盤斜面直下に本線の敷設が進められていた。昭和 62 年～平成 12 年にかけて調査・測量が実施されている。これらの調査は、斜面下部からの観察と空中写真判読より評価がなされていた。また、平成 16 年 9 月 7 日～8 日に北海道を襲った台風 18 号など、近年経験したことのない気象条件におかれたことから、岩盤斜面全体を再評価し、斜面直下を回避することが妥当であるとした。

5-2 地形地質概要

調査地域付近は比高 50～150m 程度の急崖が続き、これらの急崖を刻む数本の浅い沢地形が認められる(写真・10)。斜面直下には狭い海蝕棚が認められ、その一部に山側より供給された土砂が堆積している。急崖の特徴として、節理や亀裂、変質脈沿いの差別的侵食による硬質部のブロック化やオーバーハング化が認められ、塩害によると考えられる植生不良が顕著である。

岩盤斜面は新第三紀中新世の火山岩類を主体とし、それら取り囲むように花崗閃緑岩が分布する。また、火山岩類と花崗閃緑岩の境界付近には、花崗岩円礫を多く含む。両岩体共に新鮮なものから熱水変質による粘土化の著しいものがあり、両者が混在して分布するため、岩質や硬軟に大きな差異が認められる。



写真・10 調査斜面全景(平成 16 年 9 月撮影)

5-3 斜面の概要

岩盤斜面は、全体的に風化や変質による硬軟差が著しく、硬質部は尾根地形を形成し、軟質部は沢地形や急傾斜のガリー侵食部を形成する。また、急崖斜面も、捕獲岩や変質脈の分布に規制された不陸に富んだ斜面となっている。斜面のほとんどが傾斜 60° 以上の急傾斜で、植生に乏しく、露岩部の面積は約 90,000m² 程度に達する。斜面の一部で、落石防護網や岩切工が実施済みだが、斜面の大部分は無対策のままであり、落石防護網の脱落や防護網内に多量の土砂が堆積した状態にある。また、土砂の流出が顕著な沢地形の出口付近には、覆道が施工されているが、覆道上にφ1mを超える落石(写真・11)や覆道の背面覆土に落石跡が認められる状況にある。



写真-11 覆道上の落石状況（スケールは1m）

5-4 斜め空中写真判読

クライミング調査に先立ち、ラジコンヘリコプターによる斜め空中写真撮影を行い、台風後の斜面状況の概略を把握し、調査箇所の絞込みを実施した。写真判読より斜面を16箇所に区分し、着目する岩体・範囲を絞り込んだ。

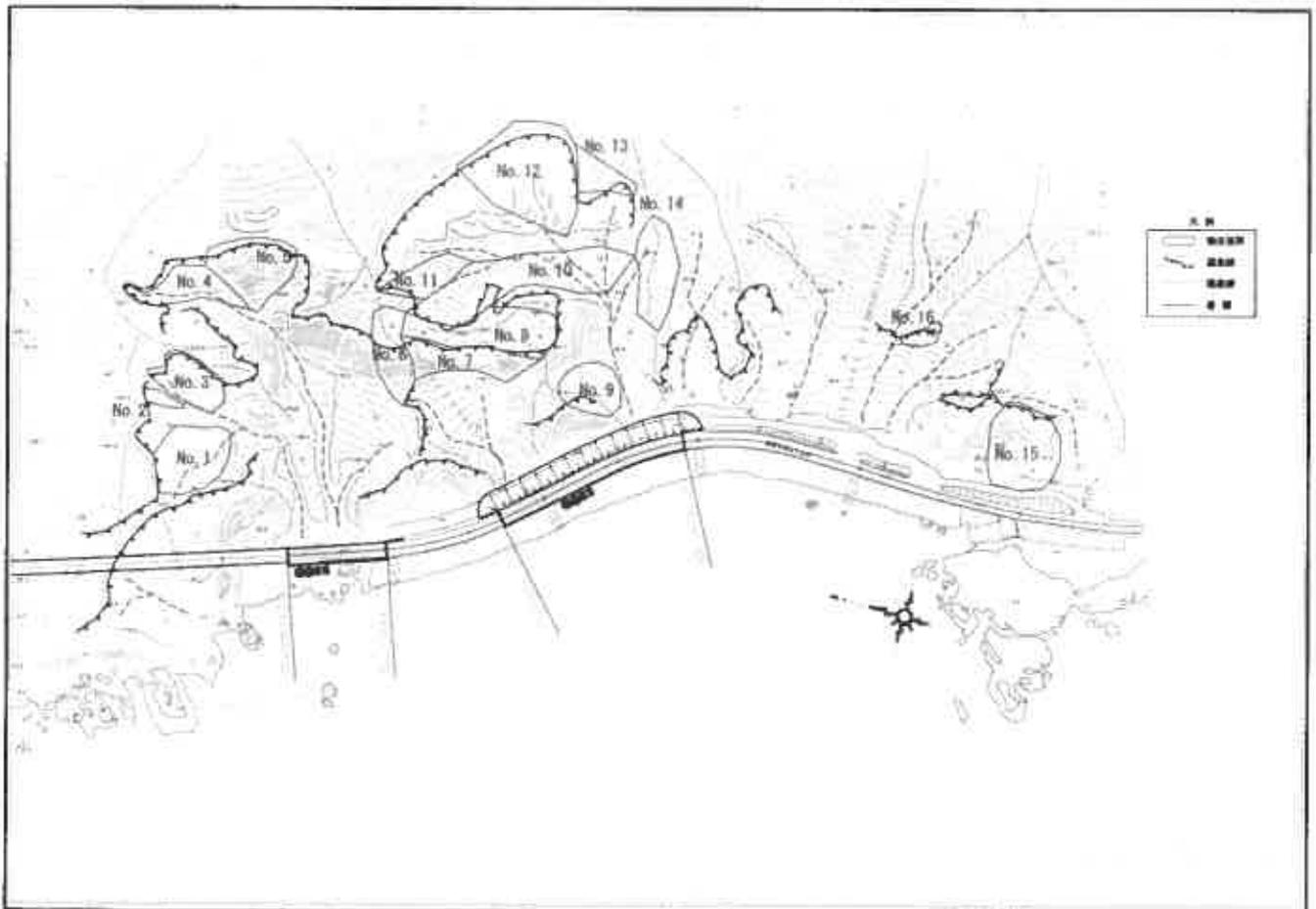


図-2 斜め空中写真判読結果

5-5 クライミング調査結果

斜め空中写真判読結果を基に、クライミング調査を実施した結果、斜面内には無数に不安定岩塊が分布することが明らかとなった。これには、斜め空中写真より抽出できなかった岩塊も多く含まれた。

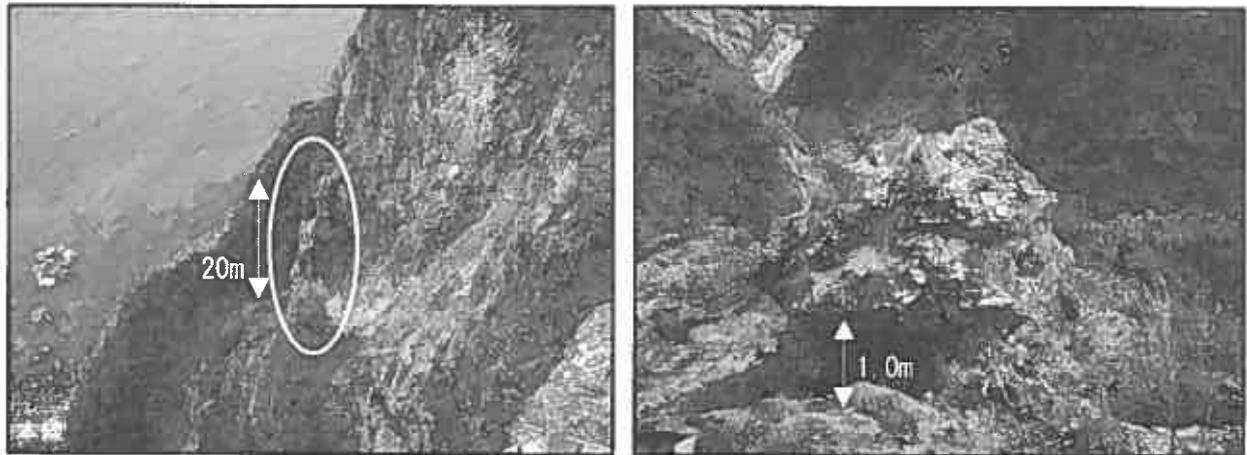


写真-12 高さ 20m程度の塔状岩体。頭部付近では背面亀裂が 1m程度に達している。

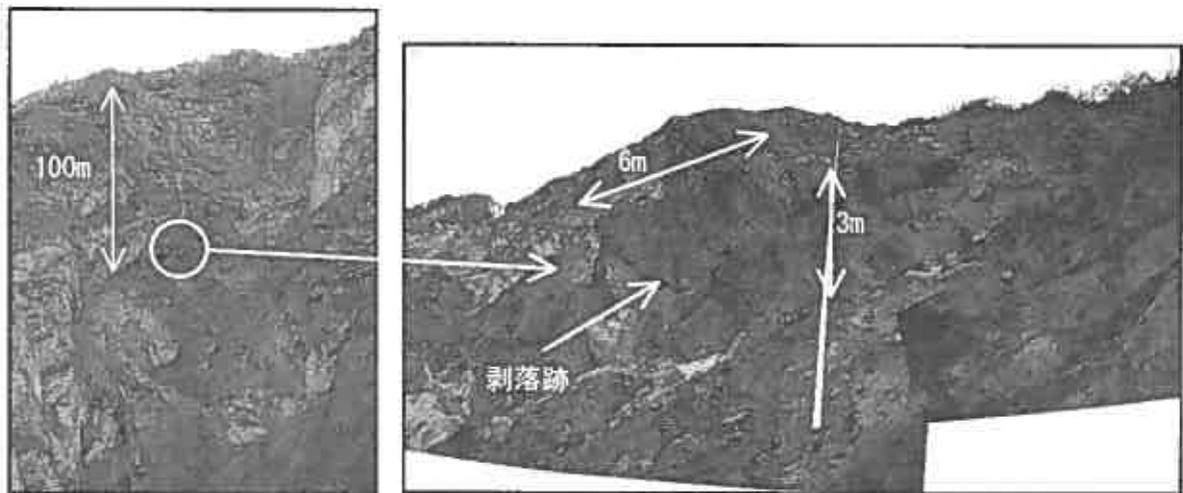


写真-13 流紋岩中の捕獲岩である花崗閃緑岩の不安定岩塊。

開口節理に囲まれており、崩落した場合には、小割になることなく覆道に達すると考えられる。

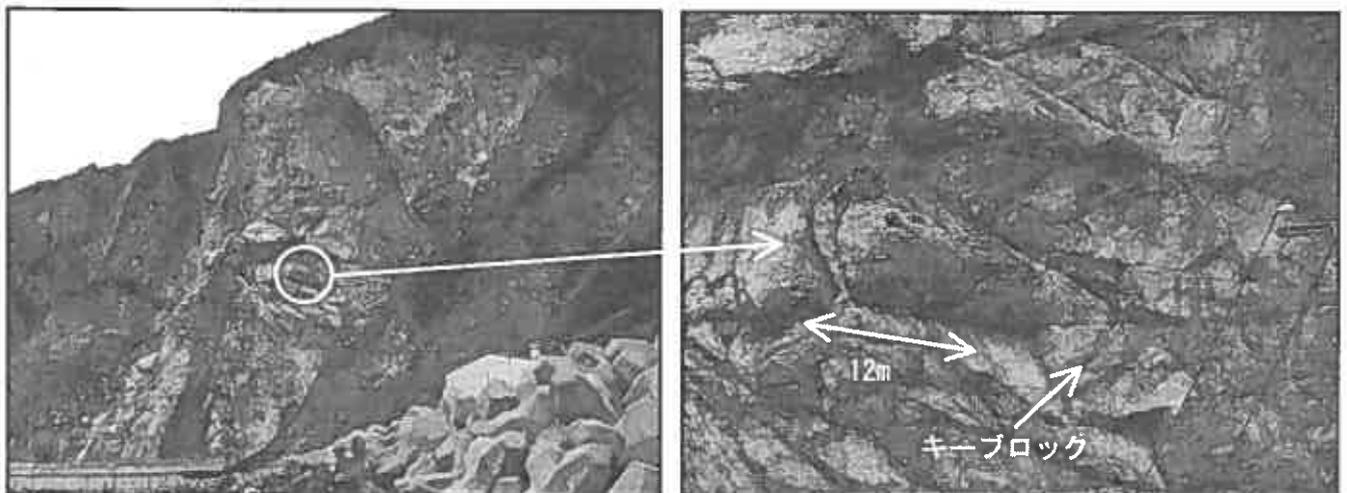


写真-14 流紋岩の不安定岩塊。背面亀裂で地山から分離し、キーブロックによって支えられている。

5-7 評価結果

評点法に基づく総合評価ランクは多くの斜面でランク 1（対策が必要と判断される）に区分され、これらのうち、岩盤総合評価の該当数は 8 項目中 7 項目に該当する斜面が多く認められる結果となった。

斜面全体を包括した最終的な判断としては、近年蓄積された岩盤斜面の崩壊に関する新たな見地を踏まえると、当斜面は災害の発生要因が大きく、また斜面对策が現実的ではないとし、別線ルートが望ましいと最終判断がなされた。

表-2 岩盤斜面評価一覧

岩体 No. 斜面 No.	①H8 防災点検要領		②H9 岩盤斜面 緊急調査	崩落岩体 到達位置	影響を与える 構造物
	安定度 評価点	総合評価 ランク	岩盤総合評価 該当数		
1-1	84	1	5	〇〇の沢 出口付近	〇〇覆道
1-2	70	2	—		
2	66	2	—		
3-1	62	2	—		
3-2	92	1	7		
4	37	2	—		
5	92	1	7		
6-1	92	1	7		
6-2	84	1	5		
7	92	1	7		
8	72	1	4		
9	67	2	—	〇〇の沢 出口付近	
10	65	2	—		
11	43	2	—		
12-1	62	2	—		
12-2	77	1	7		
13	岩石崩壊の可能性は低い				
14					
15	76	1	6	無対策区間	無対策区間
16	99	1	7		

評点の結果、総合評価ランクが 1（対応が必要と判断される）に該当する岩体・斜面は塗色して示した。

6 まとめ

当調査で実施した岩盤斜面の調査は、「クライミング調査技術を用いた」という点を除けば、通常の古典的な地表地質調査の記載に基づく評価事例である。現在多くのリモートセンシング技術が発達し、安全でより便利な調査・評価手法が確立されつつある。これらの「ハイテク技術」と比較すると、クライミング調査は「ローテク技術」に区分される。しかし、直接的なデータが得られるという点ではこれ以上の調査手法は無いであろう。今後はいわゆる「ハイテク技術」「ローテク技術」を巧く融合し、適切な斜面の調査・評価・対策を提案し、「安全なインフラの整備」に貢献したいと考えている。

遠心力模型実験を用いた岩盤斜面の安全率評価法

土木研究所寒地土木研究所 日下部祐基
同 上 伊東 佳彦
同 上 石川 博之
豊橋技術科学大学 三浦 均也

1. はじめに

我が国では、地すべりや岩盤崩壊などの斜面災害が毎年多数発生しており、土木構造物に多大な被害をもたらし、時には人的被害を伴う重大事故も生じさせている。また、このような斜面災害により道路や鉄道などの交通機関が遮断されると、その地域住民の生活基盤に甚大な被害が生じる。特に積雪寒冷地である北海道では、1996年に一般国道229号豊浜トンネル¹⁾、1997年に同国道第2白糸トンネルの各崩落事故²⁾、さらに2001年に一般国道333号北見市北陽、2003年には一般国道336号えりも町で各道路斜面の崩落事故が発生している。そのため、より精度の高い危険斜面評価法の研究開発が急がれている。

著者らは、大規模岩盤崩壊のメカニズムを明らかにするために、一連の遠心力模型実験を実施してきた。これまでに、所定の位置に設定した切欠きを有する模型供試体について自重（遠心加速度）を作用させて破壊に至らせる実験、および自重に加えて切欠き内に水圧を作用させて破壊に至らせる実験³⁾を行った。観察した崩落現象を有限要素法および極限つりあい法によって解析した。また、切欠き位置を種々に変化させた供試体について同様の実験を行うとともに、より広い切欠きの条件を考慮した極限つりあい式を導いて、実験結果を分析することにより極限つりあい法に基づいた破壊推定法の適合性を検討⁴⁾した。さらに、積雪寒冷地特有の問題である凍結の影響を考慮した遠心力模型実験⁵⁾を実施して検討した。

ここでは、これまでの研究成果をもとに遠心力模型実験を用いた岩盤斜面の安全率評価法を考案した。本評価法は、高精度の地形デジタルデータが取得可能な3次元レーザ測量と、そのデータを用いて地形模型を作製するコンピュータ自動切削装置、現地岩盤の強度特性をシミュレートするモルタル配合技術、そして遠心力模型実験を行う当研究所所有の大型遠心力載荷装置を組み合わせ、実斜面の破壊安全率を求めるものである。

2. 使用した遠心力載荷装置の主な仕様と特徴

本装置の主な仕様を表-1に示す。また、図-1に装置の外観を示す。当研究所においては、遠心力載荷装置として本装置が2号機となる。1号機は、現在寒地地盤チーム（旧土質基礎研究室）が保有している平成6年3月に導入されたものである。表-1には、1号機の仕様も参考値として示した。遠心力載荷装置の規模を示す値としては、一般に最大遠心加速度にその加速度での最大積載質量を乗じた容量（G-ton）がある。この値を比較すると2号機は、1号機のおおよそ4倍の規模をもつ装置であることがわかる。

Yuki KUSAKABE	札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34	TEL011-841-1775	FAX011-842-9173
Yoshihiko ITO	札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34	TEL011-841-1775	FAX011-842-9173
Hiroyuki ISHIKAWA	札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34	TEL011-841-1775	FAX011-842-9173
Kinya MIURA	愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1	TEL0532-44-6844	FAX0532-44-6831

表-1 遠心力载荷装置の諸元

項	目	2号機仕様	1号機仕様	備考	
装置本体の諸元	形式	円盤形フレーム	ビーム型		
	回転半径	有効半径	3.5m	2.5m	
		ピット内径	9.5m	6.0m	
		ピット深さ	6.0m	3.0m	
	最大遠心加速度	100G	200G		
	搭載質量	2500kg	30kg	模型槽込み	
	最大容量	250G-ton	60G-ton		
最高回転数	160rpm	267rpm			
最大連続稼働時間	168h	8h			
主ビーム	形式	4本柱	2本柱		
試料容器設置方式	方式	フレーム固定型水平設置方式	スイングプラットフォーム方式		
	载荷最大寸法	1400×1400×1800mm			
駆動装置	駆動システム	直流電動機	直流電動機		
	電力	300KW	132KW		
	最高回転速度	1280rpm	1708rpm		
冷凍システム	システム	空気強制通風式			
	媒体	不凍液 (供給温度 MIN-30℃)			
	試験目標温度	+20~-10℃ 約6時間		表面温度	

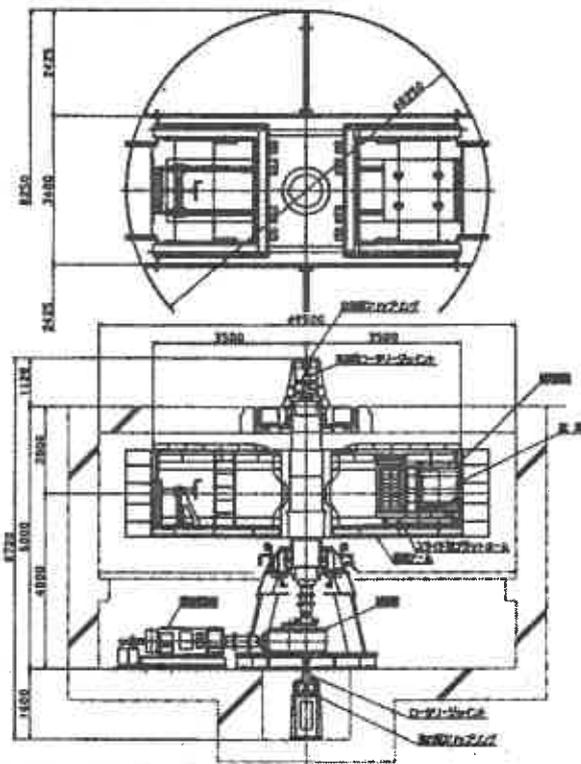


図-1 遠心力载荷装置の外観

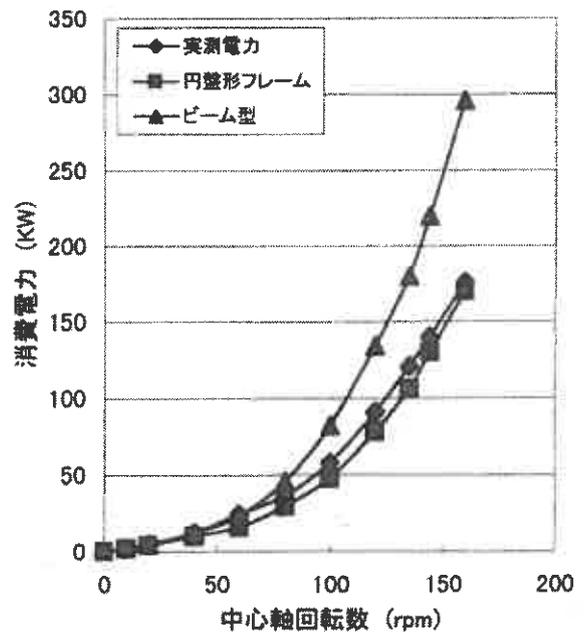


図-2 モータ消費電力測定結果

本装置の特徴は、試料容器の設置方式としてフレーム固定型水平設置方式を採用したこと、装置の構造形式を円盤形フレーム形式としたこと、および試料容器内の供試体を凍結させる冷凍システムを導入したことにある。

本装置の試験対象である岩体は固結して強度が大きく、これに遠心力をかけて破壊させるためには、供試体を大型化する必要がある。このような供試体を用いて、例えば遠心力により引張荷重を供試体に作用させ

る場合には、従来のつり下げる方式を用いると大きな岩体を宙吊りにして設置しなければならない。本装置では、実験の簡素化と岩体破壊時の耐衝撃性の向上を図るために、図-1に示すようにフレーム固定型の試料容器水平設置方式を採用した。

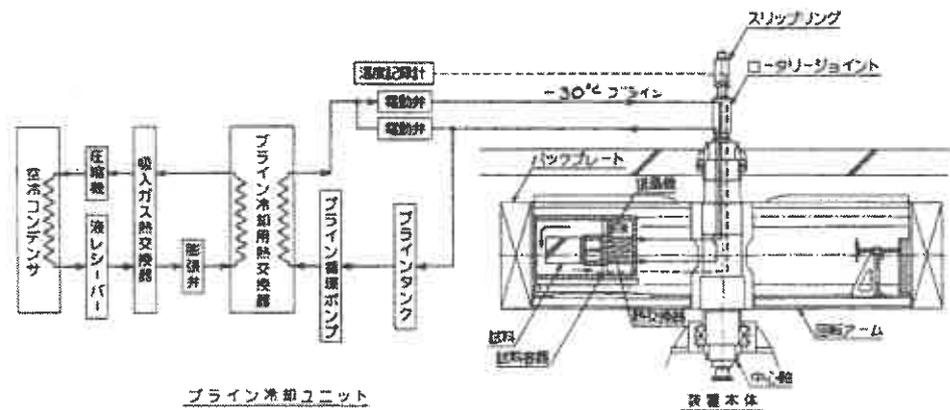


図-3 試料容器内冷凍システム

遠心力载荷装置では、装置が高速回転する時の最も大きな抵抗は空気である。本装置では、この空気抵抗を少なくするとともに、さらにコマの原理である回転慣性モーメントを生かして、小電力化が期待できる円盤形フレーム形式を採用した。円盤形フレーム形式にしたことによる節電効果については、試運転時にモータ消費電力を測定して確認した。その結果を図-2に示す。設計計算では、円盤形フレーム形式とした場合の最大中心軸回転数 160rpm（遠心加速度 100G）でのモータ消費電力は、ビーム型とした場合のおおよそ 57% の消費電力となることが予想されていた。それに対して試運転による測定では、おおよそ 59% の消費電力であり、設計計算値に比べ 2% 程度大きくなった。大きくなった原因としては、装置回転体側面にあるビデオ撮影窓の切欠きや、試料容器およびカウンターウェイトを挿入するための開口部等の風損が考えられる。

積雪寒冷地における岩盤斜面の崩壊原因には、冬期間に亀裂表面付近の水が凍結することによる凍結圧や、岩盤の凍結融解による岩質劣化などが考えられる。この現象を実験的に究明することを目的に、試料容器内冷凍システムを設けた。システムは、図-3に示すように実験室内に設置した冷凍機と、遠心力载荷装置の試料容器背面に設置された熱交換システムとの間に、ロータリージョイントを介して冷却した不凍液（ブライン）を循環させ、試料容器内に冷気を挿入するものである。

3. 遠心力模型実験による岩盤斜面の安全率評価法

3. 1 評価法の基本原理

遠心力模型実験による安全率評価法の基本原理は、以下の通りである。図-4は、本研究の解析で用いている極限つりあい式の破壊条件を示したものである。崩落危険岩体の起動モーメント M_D と、亀裂が進展する面に作用する抵抗モーメント M_R は、以下のように求められる。

$$M_D = \frac{\gamma B h^2}{2} \quad (1)$$

$$M_R = \frac{\sigma (B - L)^2}{6} \quad (2)$$

ここに、 σ : 岩体の引張強度 (N/m^2)、 B : 崩落危険岩体の高さ (m)、 L : 既存切欠きの深さ (m)、 γ : 岩体の単位体積重量 (N/m^3)、 h : 崩落危険岩体の幅 (m)

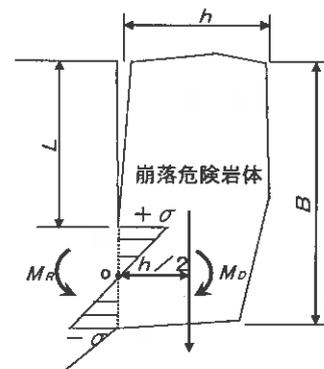


図-4 極限つりあい式の破壊条件図

実斜面の安全率 F_p は、以下の式で求められる。

$$F_p = \frac{M_R}{M_D} = \frac{\sigma(B-L)^2}{3\gamma Bh^2} \quad (3)$$

一方、実斜面と全く同じ材料で作った縮尺 $1/n$ の相似模型の安全率 F_m (以下、模型斜面の安全率) は、以下の式になる。

$$F_m = \frac{\sigma(B/n - L/n)^2}{3\gamma B/n(h/n)^2} = n \frac{\sigma(B-L)^2}{3\gamma Bh^2} = nF_p \quad (4)$$

つまり、重力場 ($1G$ 場: G は重力加速度) では、模型斜面の安全率が実物の n 倍の値を示すことになる。そこでこの模型を重力場の n 倍の遠心力場におくと (模型を遠心力载荷装置に設置して装置を回転させ、 nG の遠心力に到達した時点) 岩盤の単位体積重量 γ が n 倍になり、分母が $n \cdot \gamma$ となって $F_m = F_p$ となる。

しかし、この関係だけでは遠心力模型実験から実斜面の安全率 $F_p = 1.0$ 以外の数値を定量的に求めることはできない。模型を重力場の n 倍の遠心力場においた場合に模型が破壊したときは、実斜面のすべり安全率 $F_p = 1.0$ であり、破壊しないときは F_p が 1.0 以上、 nG に到達前に破壊したときは F_p が 1.0 以下にあることまでがわかる。

そこで、さらに模型の破壊加速度 $n_f G$ に注目する。 $1/n$ 模型斜面が $n_f G$ の遠心力場で破壊したときの模型斜面の安全率 F_m は 1.0 になる。これを式に示すと以下のようになる。

$$F_m = 1.0 = \frac{\sigma(B/n - L/n)^2}{3(n_f \gamma) B/n(h/n)^2} = \frac{n}{n_f} F_p \quad (5)$$

上式より以下のように実斜面の安全率 F_p が求められる。

$$F_p = \frac{n_f}{n} \quad (6)$$

したがって、実斜面の安全率 F_p は、破壊加速度 $n_f G$ と模型縮尺の分母 n の比として求められることになる。

3. 2 評価法フロー

図-5 に安全率評価法のフローを示す。安全率評価法では、最初に対象岩体において3次元レーザ測量 (写真-1) を行って地形データを取得する⁶⁾。また、それと並行して地質調査を行い、岩体の物理力学特性などを把握する。次に地形データを3次元画像にし、それをもとに実験の基本条件である危険岩体の範囲および背面切欠き位置を想定する。この際に概略の数値計算により予想破壊加速度を求め、実験ケースとして切欠き深さやオーバーハング深さなどを数種類決定する。

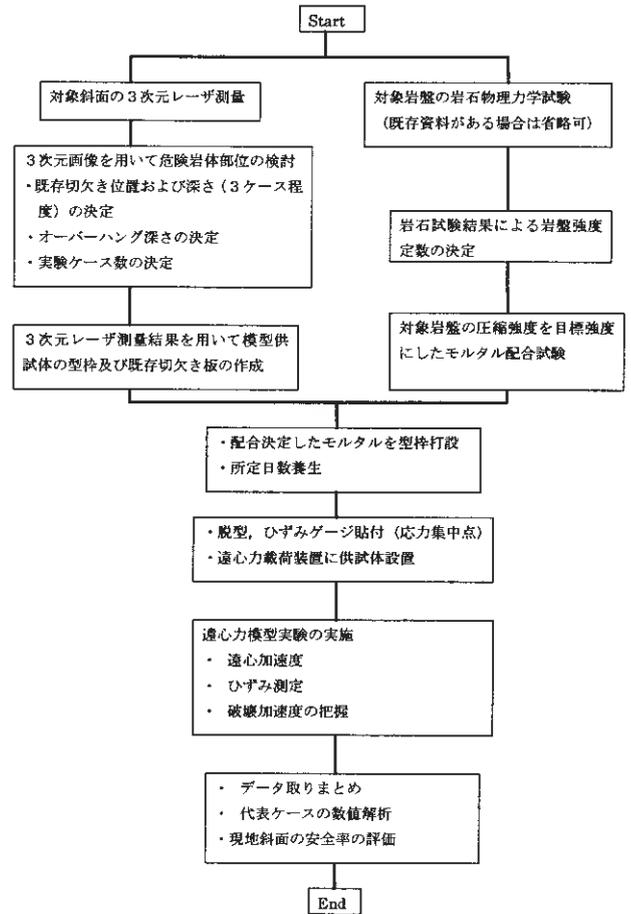


図-5 安全率評価法フロー図

そして地形データを模型用に加工して、**図-6** に示すコンピュータ自動切削装置により高精度地形模型を作製し⁷⁾、それを基に FRP（繊維強化プラスチック）の型枠と塩化ビニール板の模型用切欠きを作製する。

地質調査から求めた対象岩体の物理力学特性は、模型材料としてのモルタル物性の目標値として、配合決定に用いる。配合決定されたモルタルを組み立てた型枠内に打設して、3次元模型を作製する。この模型を必要日数養生し、切欠き付近にひずみゲージを貼付して遠心力載荷装置に設置し、遠心力模型実験を行う。遠心力模型実験では、ひずみゲージによる発生ひずみを計測する。また、供試体が破壊するまで遠心力を載荷して破壊加速度を求める。最後にこれらの計測データを取りまとめ、代表ケースの数値解析結果も含めて総合的に検討し、対象斜面の安全率を評価する。

4. 実験概要

3次元モデル実験の対象は、**写真-2** に示す北海道島牧村地区の水冷破碎岩等から構成される岩盤斜面であり、同斜面を模した縮尺 1/20 の供試体を 3次元レーザ測量で得たデジタル地形データを用いて作成した(**写真-3**)。供試体の強度は、岩石の一軸圧縮強度 20MN/m² を目標とし、材料モルタルの配合を決定した。**図-7, 8** に 3次元モデル供試体の形状寸法および実験パラメータを示す。

遠心力模型実験では、**表-2** に示す切欠き面交角と固定端長の異なる 5 個の供試体を作成した。ここで、切欠き面交角とは、切欠き面が 2 面になる場合の交角であり、固定端長とは遠心力方向の実験供試体を支える鋼板の高さを示す。また、今回の実験ではパラメータにしていないが、切欠き深さとは想定した危険岩体背面亀裂の岩体天端からの深さを示す。

No.1~3 は、固定端長を一定とし切欠き面交角を 0°、30°、45° と変えたケースである。切欠き面交角が小さくなると崩壊力となる岩体の体積が増加し、さらに抵抗力が働く亀裂進展面積が減少するために安全率が低下すると推測される。No.3~5 は、切欠き面交角を一定とし固定端長を 3m、2m、4m と変えたケースである。固定端長が小さいほどオーバーハングの深さが大きくなることから安全率は低下すると推測される。実験ケースはこれらの傾向を確認するために設定した。

実験では、遠心載荷の過程で供試体に生じるひずみをひずみゲージで計測するとともに、CCD カメラにより亀裂の進展性状を確認した。遠心力の載荷方法は、想定破壊加速度の 70%までは 10G ステップ、それ以後は 5G ステップを基本として段階的に増加させ、クリープの影響を考慮して 1 ステップ 5 分間以上維持した。

また、ひずみの発生量が急増した場合には、遠心力を一定に保ってひずみがクリープ的に増加しないことを確認したのち、次の加速度段階に移行した。

実験後、供試体からコア試料を採取して一軸圧縮試験、圧裂引張試験および一部供試体で三軸圧縮試験を実施して力学特性を求めた。



写真-1 3次元レーザ・スキャナーと測量状況

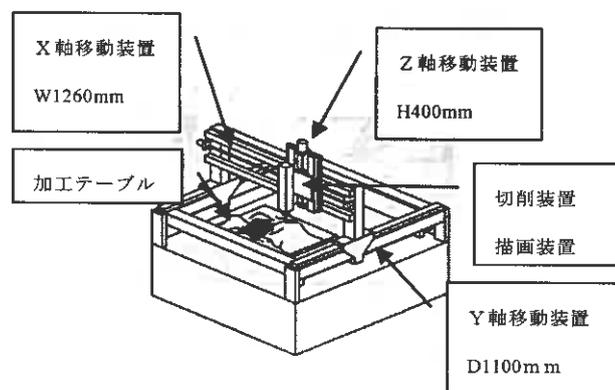


図-6 コンピュータ自動切削装置概念図

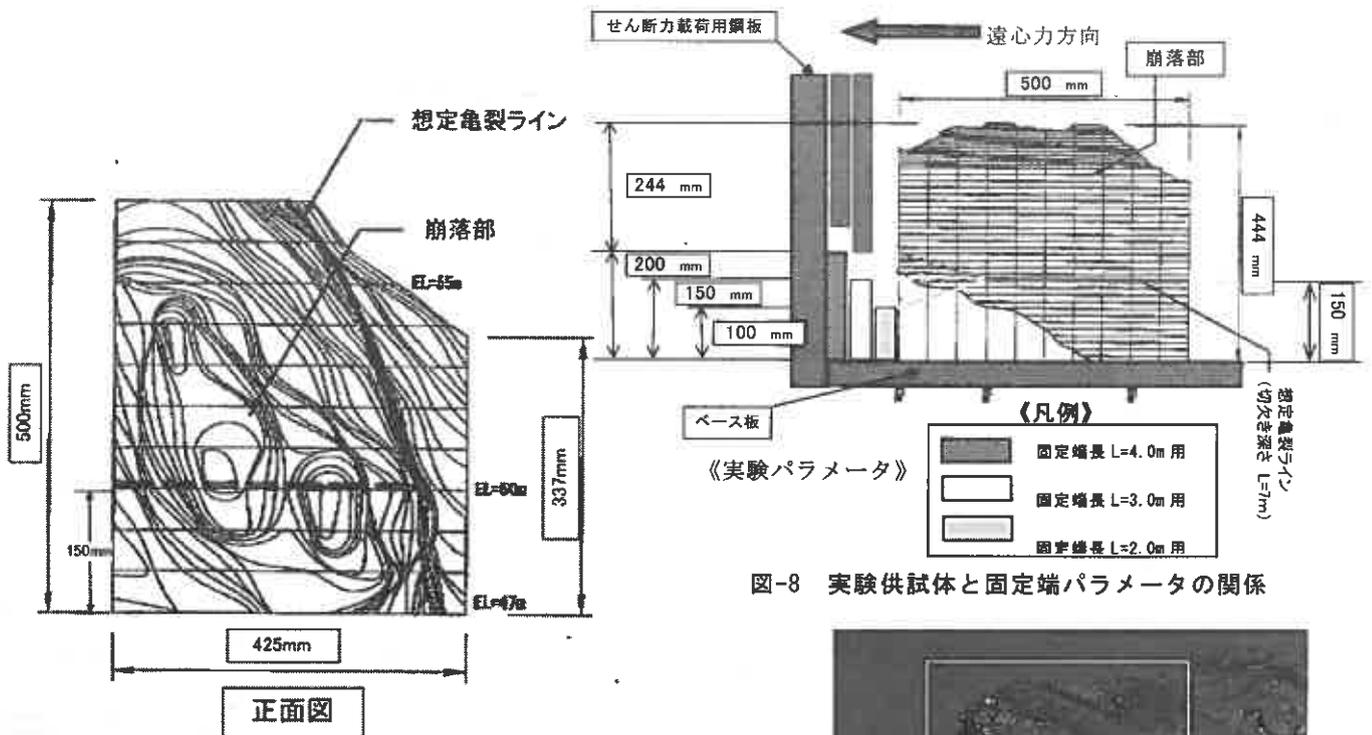


図-8 実験供試体と固定端パラメータの関係

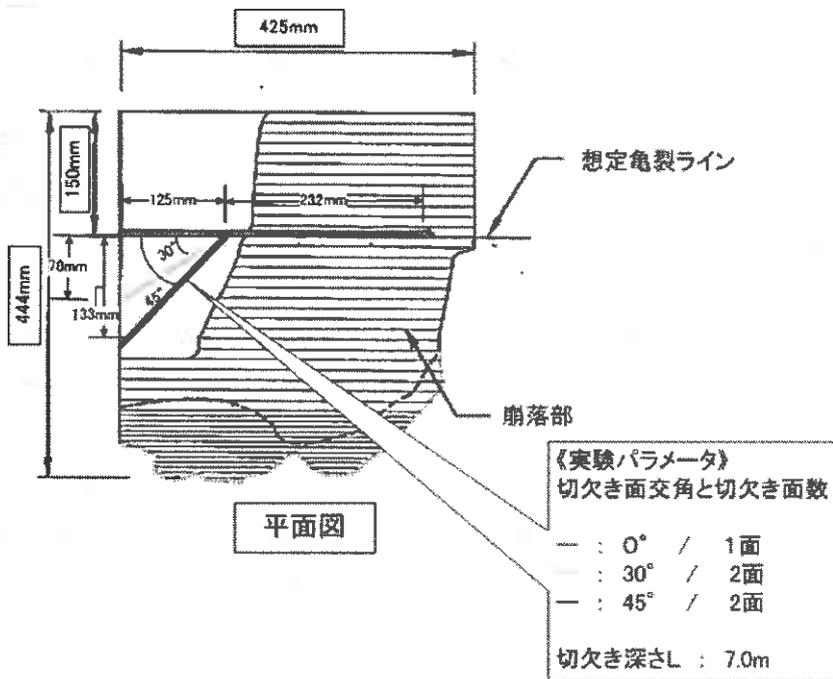


図-7 遠心載荷供試体の形状および寸法



写真-2 島牧村実斜面

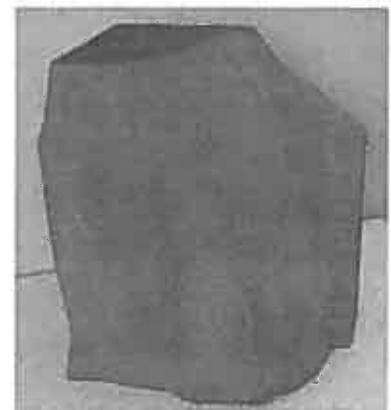


写真-3 切削3次元模型

5. 実験結果と評価法の適用例

実験結果を表-2に示す。各実験供試体のモルタル強度には、若干のばらつきが見られる。そこで供試体の実測引張強度 σ_t と目標引張強度 σ_s ($=qu/10=2.0N/mm^2$)の比を α ($=\sigma_t/\sigma_s$)として、式(5)を用

表-2 実験供試体条件と実験結果

実験番号	固定端長 L (m)	切欠き深さ L (m)	切欠き面数	切欠き面交角 χ (°)	破壊加速度 実測値 n_f (G)	実験供試体採取試料								圧縮・引 張強度比	安全率 F_{ps}
						湿潤密度 ρ_t (t/m ³)	一軸強度 q_u (MN/m ²)	破壊ひずみ ϵ_f (%)	弾性係数 E_{50s} (MN/m ²)	ポアソン比 ν	引張強度 σ_t (MN/m ²)	強度定数			
												C_{uu} (MN/m ²)	ϕ_{uu} (度)		
No.1	3.0	7.0	1	0°	30	2.27	31.2	0.27	1.70×10^4	0.216	2.82	—	—	11.06	0.96
No.2	3.0	7.0	2	30°	30	2.20	23.3	0.26	1.39×10^4	0.210	2.23	6.38	33.5	10.45	1.29
No.3	3.0	7.0	2	45°	44	2.23	27.4	0.31	1.41×10^4	0.213	2.61	—	—	10.49	1.61
No.4	2.0	7.0	2	30°	26	2.21	28.3	0.29	1.46×10^4	0.216	2.80	—	—	10.11	0.92
No.5	4.0	7.0	2	30°	62	2.19	24.5	0.31	1.28×10^4	0.219	2.35	—	—	10.43	2.53

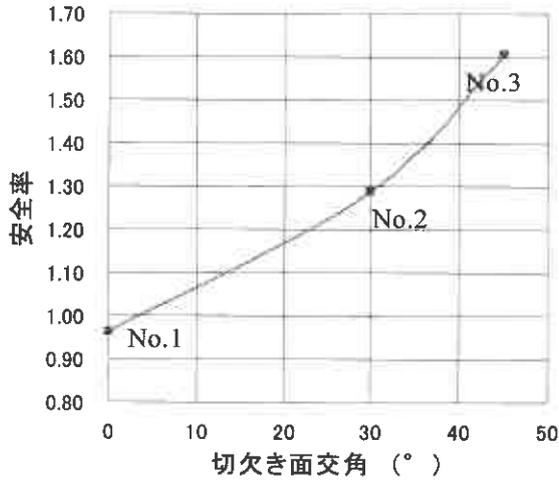


図-9 切欠き面交角と安全率の関係

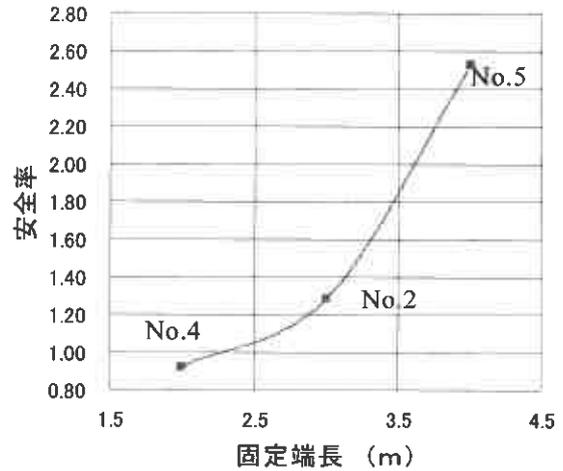


図-10 固定端長と安全率の関係

いて以下のように補正することとした。なお、引張強度は一軸圧縮強度の 1/10 と仮定する。

$$F_{m_i} = 1.0 \quad (7)$$

ここに、 F_{m_i} ：模型斜面が引張強度 σ_i の場合の安全率、 F_{ps} ：実斜面が引張強度 σ_s の場合の安全率
上式より実斜面の安全率 F_{ps} が以下のように求められる。

$$F_{ps} = \frac{n_f}{\alpha \cdot n} \quad (8)$$

ここに、 α ：供試体の実測引張強度 σ_i と目標引張強度 σ_s の比 ($= \sigma_i / \sigma_s$ 、各ケースの引張強度には、一軸圧縮強度の 1/10 を採用)、 n ：模型縮尺、 n_f ：破壊加速度

実験結果は、上式により岩盤斜面安全率を求めて各種パラメータとの関係を検討した。図-9 は、固定端長 3.0m の場合の切欠き面交角と安全率の関係を示したものである。安全率は、切欠き面交角が小さいほど減少し、切欠き面交角 4° 以下で安全率が 1.0 以下になる結果となり、4. で推測された傾向と一致する。

また、図-10は、切欠き面交角 30° における固定端長と安全率の関係を示したものである。安全率は、固定端長が小さくなるほど減少し、固定端長 2.3m 以下で安全率が 1.0 以下となる結果になり、前述の実験パラメータの結果と同様に推測された傾向と一致する。さらにこの結果では、固定端が切欠き面より前面にある実験 No.5 では、安全率が急激に増加することがわかる。

これらは、実験条件から推測された各種パラメータと安全率の関係が実験結果と一致し、さらに実験結果

からこれらの関係を定量的に求められることを示しており、本評価法の有効性が示唆される。

6. まとめと今後の課題

ここでは、遠心力模型実験を用いた岩盤斜面の安全率評価法を考案した。さらにこの安全率評価法の適用性を検証するために、北海道の実岩盤斜面を模した3次元モデルの遠心力模型実験を行い、各種パラメータによる岩盤斜面安全率の変化傾向を検討した。その結果、実験条件から推測された各種パラメータと安全率の関係が実験結果と一致し、さらに実験結果からこれらの関係を定量的に求められることを示したことから、本評価法の有効性が示唆された。

なお、本評価手法は評価法フローで示したように、想定した危険岩体の範囲や背面切欠き位置に対しての斜面安全率を求めるものである。したがって、この安全率が現時点での実斜面安全率と必ず一致しているとは言えない。換言すると、遠心力模型実験で求められた斜面安全率は仮定した条件での値であり、これに対して実斜面の現状、あるいは今後の経年変化を想定して実斜面に適用することになる。このことから、今後は実斜面の背面亀裂や強度などを把握する精度の高い調査手法が求められる。

7. あとがき

遠心力模型実験を用いた岩盤斜面に関する研究は、寒地土木研究所（前・北海道開発土木研究所）が平成13年度より取り組んできたものである。研究成果の1つである安全率評価法は、実用化にかなり近づいていると考えており、現在札幌開発建設部の協力により実斜面を対象にした実験を実施している。今後これらのデータの蓄積により、精度の向上を図りたいと考えている。

なお、北海道島牧村実斜面の3D測量データは、北海道開発局小樽開発建設部ならびに（株）構研エンジニアリングより提供していただいた。関係各位には、ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 豊浜トンネル崩落事故調査委員会（1996）：豊浜トンネル崩落事故報告書。
- 2) 第2白糸トンネル崩落事故調査委員会（1998）：第2白糸トンネル崩落事故報告書。
- 3) 日下部祐基・池田憲二・渡邊一悟・三浦均也（2002）：切欠きを有する岩盤の遠心力場における崩落実験，地盤工学会，第47回地盤工学会シンポジウム論文集，pp. 327-334。
- 4) 日下部祐基・三浦均也・石川博之・伊東佳彦・國松博一（2005）：切欠きを有する三次元岩盤の遠心力場における崩落実験，地盤工学会，第50回地盤工学会シンポジウム論文集，pp. 355-362。
- 5) 日下部祐基，三浦均也，池田憲二，渡邊一悟（2004）：凍結圧が作用する岩盤崩落の遠心力载荷実験，土木学会，第59回年次学術講演会概要集第Ⅲ部門，pp.327-328。
- 6) 原口強・中田賢・矢橋潤一郎（2005）：航空／地上レーザ計測による大規模岩盤崩落斜面の三次元モデリング，土と基礎，地盤工学会，Vol. 53, No. 4, pp8-10。
- 7) 川村信人・山本真裕・山本一枝（2005）：産学共同研究と知財活用事例－地球科学及び災害防止のためのデジタル3Dデータから作られた高精度地形模型の実用化研究－，産学連携学会第3回大会予稿集，pp. 52-53。

「高強度ネットを用いた環境保全型の法面对策事例」

北海道三祐株式会社 佐々木裕一

1.はじめに

これまで道路切土法面の抑止対策工として、グラウンドアンカー工やロックボルト工を併用した現場吹付法枠工が多用されてきたが、平成 17 年 6 月施行の「外来生物法」などを契機に、自然環境や地域生態系の保全に対応した対策工法への取組みが求められてきた。本書はその一例として高強度ネット工にロックボルト工を組み合わせた抑止工法「クモの巣ネット工法」と、種子を混ぜせず埋土種子などによる植物再生を目標とした緑化工法「土と根のリサイクル工法」による環境保全に配慮した斜面对策の施工事例を紹介する。

2.工事の概要

当該工事は登別温泉、倶多楽湖を周回する倶多楽湖公園線の路線変更に伴う道路改良工事である。施工箇所は登別温泉町南端の自然豊かな溪谷斜面であり、支笏洞爺国立公園の特別保護区域に位置する(図-1 赤太線範囲)。基礎地質は第四紀更新世に形成された倶多楽火山噴出物の軽石混じり火山灰層で、風化劣化により軟質化した緩い土質からなる。

道路計画設計において安定切土勾配は 1:1.2 と評価されたが、人工改変量が拡大する安定勾配切土工を選定せず、法面抑止工を併用した急勾配切土(1:0.8)が計画された。抑止規模が小さいため抑止工法はロックボルト工(D19、1.5m 間隔千鳥配置)が選定された。ボルト工の支承構造物は、一般的な現場吹付法枠工(枠断面 300×300mm)と高強度ネットを利用した「クモの巣ネット工法」を比較し、環境性、施工性など優れる「クモの巣ネット工法」を選定した。

法面緑化工法はすき取り土や伐根物など建設副産物を有効活用できる「土と根のリサイクル工法」を選定した。当該工区は自然環境の保全から緑化は無種子で計画されており、耐浸食性に優れた団粒構造基盤を造成できる本工法は路線緑化方針とも合致した。

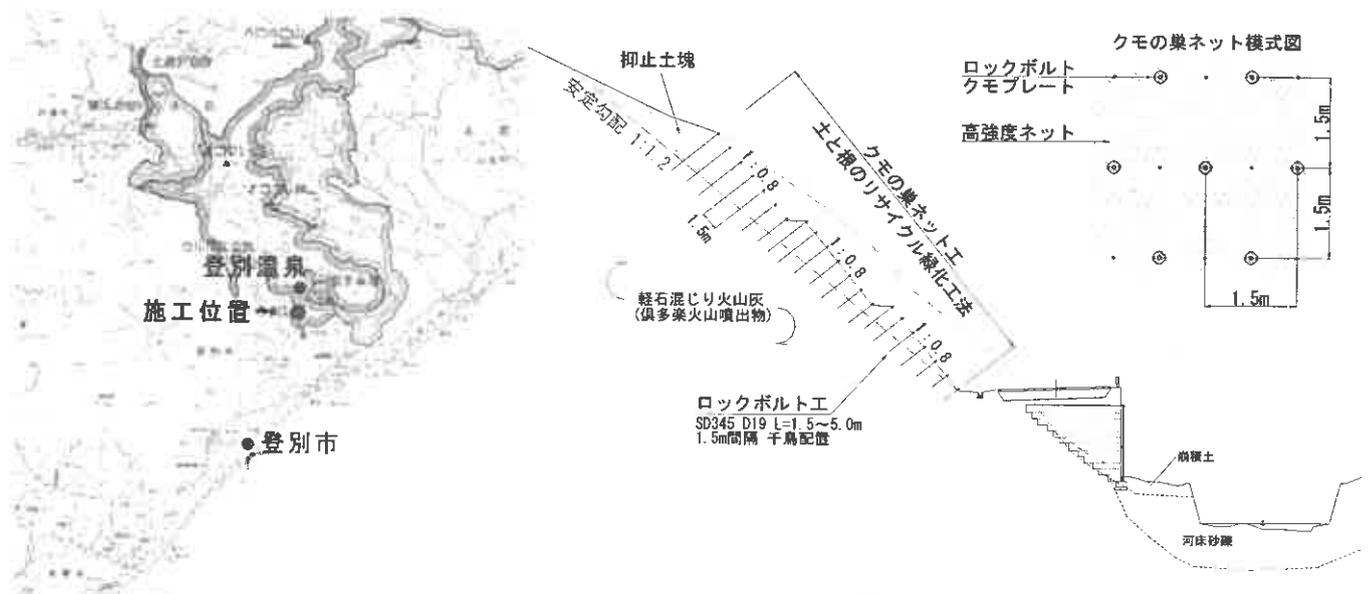


図-1 施工位置案内図

図-2 当該対策工模式図

SASAKI YUUICHI 北海道三祐(株) 札幌市北区屯田 6 条 8 丁目 9-12
TEL. 011-773-5121 FAX. 011-773-5128

3.クモの巣ネット工法

(1)工法の特徴

クモの巣ネット工法は比較的小規模なすべり力を抑止するために、平成 12 年に開発された「防食性の高い高強度ネット」、「クモ用プレート」および「ロックボルト」を組み合わせた法面対策工法である(図-3 参照)。

従来、鋼線強度や防錆などの問題から金網を使用した恒久的な斜面对策工は少なく、このような課題を解消するため、本工法は菱形金網の素線の約 4~6 倍の引張強度を持つ線材に、二重防食(亜鉛アルミメッキ+飽和ポリエステル被覆)を施した高強度ネットを採用している(表-1,図-4 参照)。また、高強度ネットは菱形金網に比べ変位量が少ない特性を有し、同じ変位量で押え耐力が 3~4 倍有するとの報告もあり、ボルトの抑止機能を効果的に作用させることができる。

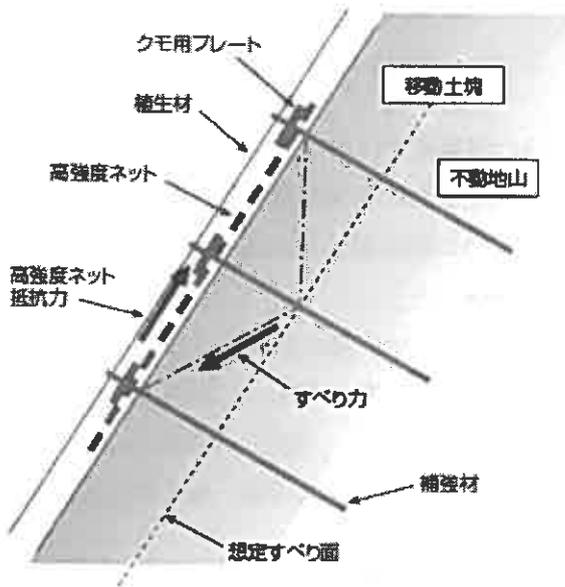


図-3 クモの巣ネット工概念図

表-1 高強度ネットと菱形金網の比較

項目	高強度ネット	菱形金網
素線材質	硬鋼線	鉄線
防錆方法	亜鉛アルミメッキ 飽和ポリエステル被覆	亜鉛メッキ
素線径 (mm)	3.0	2.6~4.0
素線引張強度 (N/mm ²)	1,770以上	290~540
網目寸法 (mm) (対辺方向)	143 × 83	50 × 50



図-4 高強度ネット素線の構造

クモの巣ネット工法は従来工法である現場吹付法砕工よりも環境性および施工性に優れた工法として、最近実績が増加している。本工法の特徴および利点を以下に列記し、現場吹付法砕工との比較を表-2 に示す。

- ・ コンクリート構造物を一切使用せず、法面全体の緑化が可能

従来の現場吹付法砕工のようなコンクリートを使わないため、法面全体を緑化することができ環境性や景観性に優れている。

- ・ 小規模荷重のすべりを抑止できる

法面全体に敷設した高強度ネットを介して補強材による引張力が作用し、地山斜面の崩壊や補強材間の中抜けを確実に抑える。

- ・ 工期が短く、施工管理が容易

全て工場製作された二次製品を使用し、施工過程もシンプルであるため、施工管理の簡素化、施工工程の短縮および建設コスト縮減が図れる。

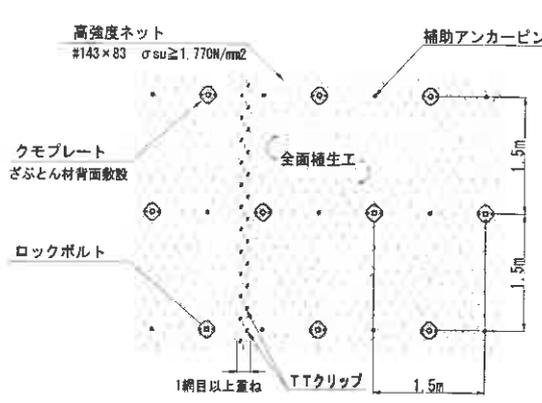
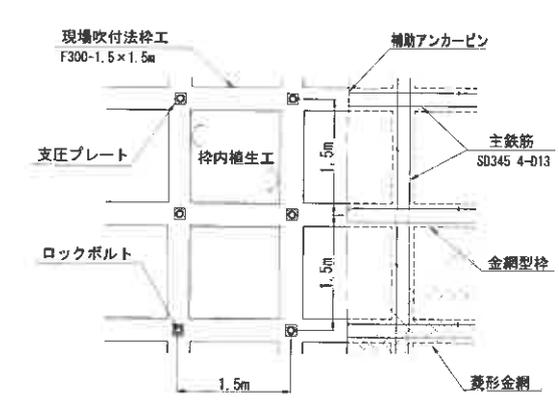
- ・ 廃棄物の発生が殆どなく環境に優しい

施工および維持管理に際して廃棄物をほとんど排出せず、環境負荷の低減が図れる。

- ・ 国土交通省新技術提供システムの小実績優良技術に指定

国土交通省新技術情報提供システム(NETIS)の活用効果評価で小実績優良技術に指定されている。

表-2 クモの巣ネット工法と現場吹付法砕工の比較

工 法	クモの巣ネット工法	現場吹付法砕工(フリーフレーム工法)
<p>工法概要</p>	<p>防食加工した高強度ネットとロックボルト工を組合わせて、表層崩壊など小荷重のすべりを抑止する法面対策工法</p>  <p>高強度ネット #143×83 $\sigma_{su} \geq 1.770\text{N/mm}^2$</p> <p>補助アンカーピン</p> <p>クモプレート ざぶとん材背面敷設</p> <p>全面補生工</p> <p>ロックボルト</p> <p>1網目以上重ね</p> <p>TTクリップ</p> <p>1.5m</p> <p>0.5m</p>	<p>格子状に組立てた金網型枠と鉄筋にコンクリートを吹付け造成した法砕工に、アンカー工やボルト工を併用し法面を抑止する工法</p>  <p>現場吹付法砕工 F300-1.5×1.5m</p> <p>補助アンカーピン</p> <p>主鉄筋 SD345 4-D13</p> <p>支圧プレート</p> <p>枠内補生工</p> <p>金網型枠</p> <p>ロックボルト</p> <p>菱形金網</p> <p>1.5m</p> <p>0.5m</p>
<p>景観性</p>	<p>◎ 法面全面を緑化が可能で、風致美観に優れる</p>	<p>▲ 枠内緑化により法砕コンクリートを覆い隠すのは困難</p>
<p>施工性</p>	<p>◎ 二次製品のみのものであり、施工性が良い 品質は安定、冬期間に特別な管理を必要としない 法砕工のような打ち継目が生じない</p>	<p>現場で造成するため十分な施工管理を要す ○ 組立・吹付・養生と段階的に施工するため効率は劣る 冬期は材料加熱や法砕寒中養生が必要</p>
<p>抑止機能</p>	<p>○ ロックボルト工を併用し小規模なすべりを抑止 大規模な抑止力には適用できない</p>	<p>◎ アンカーやロックボルト工を併用しすべり規模に応じた抑止が可能</p>
<p>産廃物</p>	<p>◎ 廃棄物は少ない(高強度ネットの端材のみ)</p>	<p>▲ 鉄筋や鋼製型枠の端材、吹付材料など多量の産廃物が生ずる</p>
<p>地山形状</p>	<p>○ 斜面勾配に影響されず、地山に追従して設置可能 顕著な凹凸は間詰め処理が別途必要</p>	<p>○ 地山との密着性に優れる 垂直に近い斜面では施工効率が低下する</p>
<p>施工実績</p>	<p>○ 国交省新技術情報提供システム(NETIS)の活用効果評価で小実績優良技術に指定</p>	<p>◎ 施工実績は非常に多い</p>

記号の凡例 ◎:優位、○:中位、▲:劣位

(2)施工の方法

クモの巣ネット工法の施工は図-5に示す手順で行う。ロックボルトの施工については従来施工方法と変わらないが、高強度ネット敷設前に打設する、いわゆる先打ちとなる。高強度ネット張工の標準人員は5名程度で現場吹付法砕工に要する人数(6~8名)と比べ少ない人員で施工できる。本工法は二次製品を主体とするため、現場吹付法砕工のような養生期間を必要としない。また、高強度ネット同士は専用の接続金具などを用いて連結するため、コンクリート構造物のような打ち継目は生じない。ネット張り完了後はクモプレート設置、ざぶとん材注入を行い、最後にロックボルトを緊張定着する。

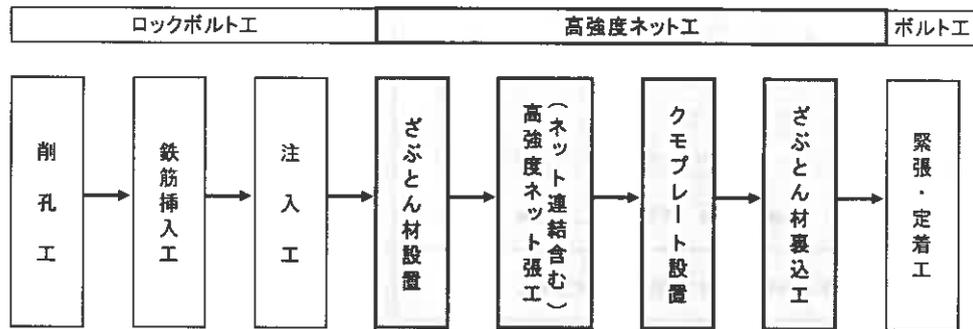


図-5 クモの巣ネット工法の施工手順



写真-1 高強度ネット張状況



写真-2 クモプレート設置



写真-3 緊張定着完了



写真-4 高強度ネット工完了

4.土と根のリサイクル工法

(1)工法の特徴

土と根のリサイクル工法は、現場発生する伐根、伐採木およびすき取り表土などの建設副産物を現地にて加工処理し、植生基盤として再利用する緑化工法である。従来工法との比較を表-3に示し、以下に本工法の特徴を述べる。

本工法の特徴として耐浸食性に優れた団粒構造の植生基盤が造成できることが挙げられる。土粒子の集団を団粒と呼び、団粒が集積した状態を団粒構造と言う(図-6)。団粒構造にできる大小多くの空隙は、植物や微生物の活動の場として役立つと共に、地表水を速やかに浸透排水させる通り道となり、排水性および通気性に優れた基盤を作り上げる(写真-5)。よって、当該工事のような無種子播種や木本類などの遅効性緑化に適した基盤と言える。

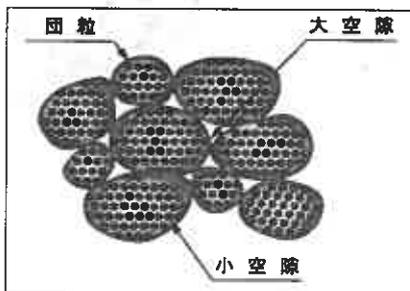


図-6 団粒構造模式図

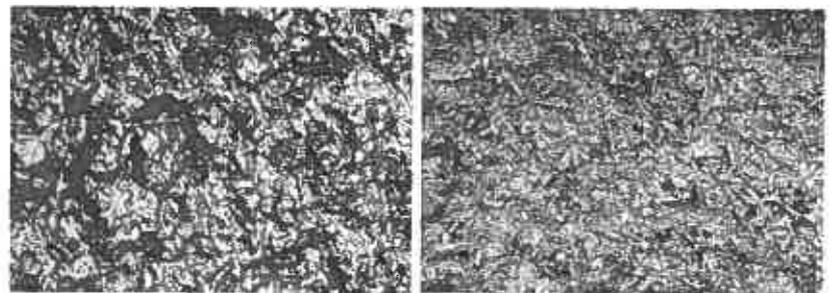


写真-5 吹付後の植生基盤の変化

吹付直後(左)は高含水状態だが、1時間程度で排水する(右)

伐根等は二次破碎し生チップ材として再利用する。生チップの発酵分解段階で消費する窒素は、細菌および微生物を利用し空気中より自然補給することで、窒素不足による枯れ(窒素飢餓)を解消している。また、微生物活用により生チップ材の混合量は最大70%まで可能で、現場の発生量に応じ配合を任意に調整することができる(当該工事では30%を採用)。

表-3 土と根のリサイクル工法と従来工法の比較

工法名	土と根のリサイクル工法	植生基材吹付工(有機質系)
概要	現場発生する伐根およびすき取り表土を、現地破碎し植生基盤として再利用するリサイクル緑化工法である。吹付基盤は耐浸食性に優れた団粒構造が形成される。	市販される有機質基材等を用いて植生基盤を造成する法面緑化工法である。植生基盤の流亡を防ぐため、高分子系樹脂等の接着剤を混合する。
基盤安定性	現場発生土、チップ等を団粒化させ団粒構造基盤を造成する。排水性が高く耐浸食性に優れ、遅効性緑化に適する。	雨水を遮断して植生基盤の表面を流下させる構造であり浸食に弱いため、接着剤による基盤補強、草本植物で早期被覆保護し浸食を抑える。
リサイクル性	現地発生する伐根やすきり物等を破碎しふるいにかけて使用する。産廃処理物の減量が図れる。(微生物の活用によりチップ材は最大70%混合可能)	現場発生材等は使用しない。市販材料のみで生育基盤を造成する。
環境性(生態系保全)	植生基盤が浸食に強く安定的であるため、埋土種子や飛来種子による郷土種の緑化ができる。	外来草本類による急速緑化を行い、植生基盤の安定を確保するため、生態系保全の観点から環境性に劣る。
ミネラル補給	生チップ発酵分解で消費する窒素は、細菌および微生物を利用し空気中より自然補給し、植物生育に影響する窒素飢餓を防ぐ。	発芽生育に必要な肥料分を混合して吹付ける。施工後は追肥等による人為的管理が必要となることがある。
施工実績	国土省新技術情報提供システム(NETIS)登録工法(KT-980420) 北海道 新技術情報提供システム登録工法(20060001)	施工実績は非常に多い

(2)施工の方法

土と根のリサイクル工法の施工概念図を図-7に示す。現地発生した伐根物は破碎機により二次破碎を行い20mm以下のチップに加工する。また、すき取り表土および発生土はトロンメルにて10mm以下にフルイ分ける。処理されたチップおよび発生土は大型土のうに集積し保管する。

吹付作業に先立ち、実際に使用する材料を用いて団粒試験を行う。団粒試験は計画配合による団粒反応の適否を確認するもので、十分な反応が得られない場合は配合などの見直しを行う。

処理されたチップ材および発生土に土壌菌類および肥料など添加し、吹付機械タンクにて加水混合しスラリー状の基盤材を作成する。スラリー状基盤材はポンプにて圧送され、吐出直前で別ホースから送られる団粒剤と混ぜ合わせて吹付ける(写真-6)。



写真-6 土と根のリサイクル吹付状況

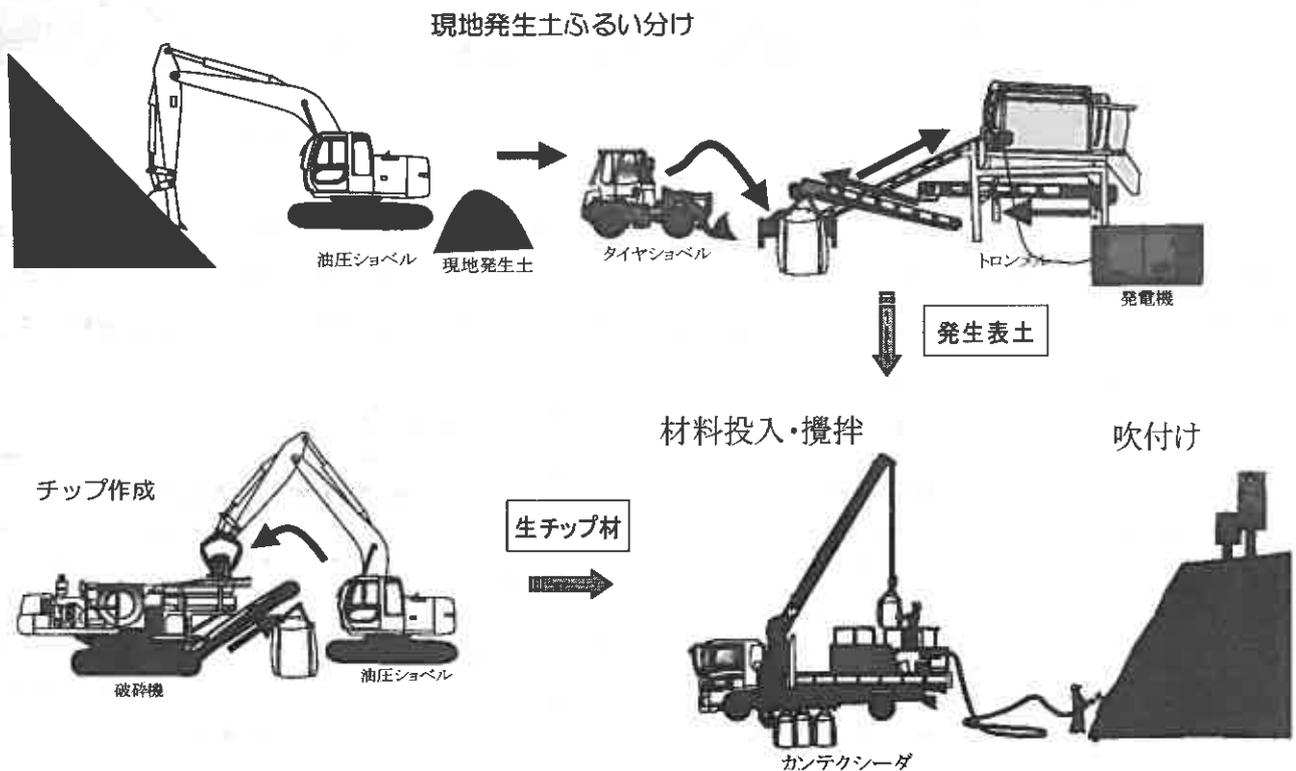


図-7 土と根のリサイクル工法 施工概念図

(3)施工後の状況

当該法面の緑化施工後 1～3 ヶ月経過した法面状況を写真-7～9 に示す。植生基盤の剥落や浸食は認められず、基盤は健全である。植生の生育状況は施工時期による差があるものの、施工 3 ヶ月後の上段法面および施工 1 ヶ月後の中段法面では比較的良好である(ただし、下段法面は施工直後で植生がみられない)。確認された植物は表-4 に示すように道内で一般的な草本類からなり、在来種と帰化植物が混在する。植物は法面全体に均等に分布しているため、すき取り表土中の埋土種子より発芽した可能性が高い。



写真-7 施工後 1～3 ヶ月の全景

表-4 施工後に確認された主な植物

和名	備考
◎ ヨモギ	
○ タンポポ	
○ オオバコ	
○ カモガヤ	オーチャートグラス
クマイザサ	表土中に残存
イタドリ	
イヌホオズキ	

下線付きは在来植物、その他は帰化植物

◎:多い,○:やや多い



写真-8 上段法面の近景(施工後 3 ヶ月)



写真-9 中段法面の近景(施工後 1 ヶ月)

5.おわりに

これからの斜面对策工は従来のような防災機能のみではなく、地域生態系や生物多様性の保全、保護など環境保全機能も兼ね備えた対策工法が求められる。今後は本事例のような環境保全型の斜面对策工の施工実績を増やすと伴に、設計施工および維持管理段階における課題の抽出と改善を行い、さらに使用用途の拡大など、積極的な取組みが重要であると考えます。

最後に本報告をまとめるにあたり、北海道室蘭土木現業所登別出張所の関係各位には貴重なデータを使用させて頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

1)張満良ほか:高張力線の挙動実験とこれを用いた斜面安定化工法の考え方.第 39 回地盤工学研究発表会,2004