

平成 26 年度
建設技術報告会
報文集

平成 26 年 9 月

北陸地方建設事業推進協議会
建設技術報告会 実行委員会

目 次

第1会場報告技術

1-I-1	老朽化した道路橋点検に関する地方公共団体支援について	1
1-I-2	めっき下地と金属溶射を用いた二重防錆ボルト	5
1-I-3	わだち掘れ抑制対策としての遮熱性舗装適用例	9
1-I-4	ネプラス工法(側溝上部改修工法)の開発	13
1-I-5	重交通などに対応した路面維持工法STリペアコート	14
1-II-1	FRP防護板を用いた橋梁の防食技術	18
1-II-2	コンクリート舗装上のオーバーレイ層に適用したリフレクションクラックの発生を抑制する舗装	22
1-II-3	中島閘門放水路水門補修工事について	26
1-II-4	空港エプロン舗装等における接着剤塗布型付着オーバーレイ工法に適應させた接着剤塗布機械の開発について	30
1-II-5	伸縮式ストラット工法の開発について	34
1-III-1	コンクリート単位水量測定器の改良開発について(W/G ミータMT-400)	38
1-III-2	乾式吹付耐震補強工法	42
1-III-3	水平締固めによる廃棄物処分場 延命化技術『TLT 工法』	46
1-III-4	老朽化吹付法面を再構築するニューレスプ工法	50
1-IV-1	空中放射音波による遠距離非接触非破壊検査技術/NCAI 法	54
1-IV-2	長距離圧送を実現した高強度モルタル吹付『キロ・フケール工法』	58
1-IV-3	老朽化した鋼矢板水路の補修・補強工法の開発	61
1-IV-4	トンネル専用側溝の開発	65
1-IV-5	二重壁構造を持つジオテキスタイル補強土壁「アダムウォール」の塩害対策	69

第2会場報告技術

2-I-1	建設機械による無人化・自律施工	73
2-I-2	開放型耐震補強「SMIC工法」の開発	77
2-I-3	一般県道清水小滝谷線道路災害復旧事業について	81
2-I-4	バルーングラウト工法	85
2-I-5	没水型港内長周期波対策構造物	89
2-II-1	下新川海岸の水防警報発令判断プログラムの改良について	93
2-II-2	厳しい施工条件下でも対応可能な液状化対策技術—SAVE-SP 工法—	97
2-II-3	トンネル発破低周波音制御技術「ブラストウェイブ・イーター(BWE)」	101
2-II-4	樹脂固定による制振軌道の施工事例と供用性の評価について	105
2-II-5	泥土リサイクル技術「ボンテラ工法」	109
2-III-1	伏木富山港(新湊地区)臨港道路東西線(新湊大橋)のケーブル振動対策について	113
2-III-2	シェル型浸透固化処理工法	117
2-III-3	超高強度繊維補強コンクリートによる場所打ちでの道路橋の施工	121
2-III-4	Ap_pass工法(大型プレキャストアーチカルバート)	125
2-IV-1	フル・ファンクション・ペーパー(FFP) 追跡調査結果について	129
2-IV-2	粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装「アイストッパー」	133
2-IV-3	雪道で役立つ様々な舗装技術	137
2-IV-4	地中熱利用ヒートパイプ融雪工法の施工事例	141

第1会場

第Iグループ

老朽化した道路橋点検に関する地方公共団体支援について

北陸地方整備局企画部施工企画課 小泉 倫彦
 長岡国道事務所調査課 岡田 英治
 ○北陸技術事務所維持管理技術課 若月 大

1. はじめに

我が国の道路橋は、1950年代中頃～1970年代中頃の高度経済成長期に集中的に整備され、今後老朽化した橋梁が急激に増えることが予想されるため、国土交通省では、5年に一度の頻度で定期点検を実施し、重大損傷が生じる前に計画的に補修を実施することで、橋梁の長寿命化に取り組んでいる。

全国には約70万の橋梁が存在し、市町村管理橋梁はその約68%と多数を占めている（直轄管理橋梁は約4%）。一方で、市町村の橋梁に関する技術者が不足するなど、膨大な数の市町村管理橋梁をいかに管理していくかが今後の課題となっている。

このような背景のもと、市町村職員への点検技術支援として、橋梁点検現地講習会を開催し、橋梁点検時の留意点や、損傷が発生しやすい箇所などを現地で説明した。本論文では、これらの支援について報告する。

2. 「最後の警告」

2. 1. 「道路の老朽化対策の本格実施に関する提言」

平成26年4月14日、社会資本整備審議会道路分科会基本政策部会において、「道路の老朽化対策の本格実施に関する提言」がとりまとめられ、国土交通大臣に手交された。

この「提言」では「最後の警告—今すぐ本格的なメンテナンスに舵を切れ」として「道路メンテナンス総力戦」体制を構築するよう、強い論調で提言がされている。

ここで老朽化対策の課題として①「全国の町の約5割、村の約7割で橋梁保全業務に携わっている土木技術者が存在しない」②「地方公共団体の橋梁点検要領では遠望目視によるものも多い（都道府県・政令市の約8割）」などが挙げられている。

地方公共団体には、これら「予算不足、人不足、技術力不足」が原因となって、次の2つの根本的課題が存在すると指摘されている。

①最低限のルール・基準が確立していない
・維持修繕・更新に関するルール・基準が未確立
・技術的に問題のある点検基準を定めている
・記録・保存が徹底されず、計画的になっていない
②メンテナンスサイクルを回す仕組みがない
・厳しい財政、技術者が居ない
・発注・監督が困難
・技術的に高度な対応が必要な修繕・更新ができない

表-1 根本的課題

これらの課題に対し「メンテナンスサイクルを確定する」「メンテナンスサイクルを回す仕組みを構築する」ことが国土交通省の目指すべき方向性である。

2. 2. 道路法改正によるメンテナンスサイクルの構築

提言に先立つ平成25年6月に道路法が改正された。これにより橋梁・トンネル等は国が定める統一的な基準により「5年に1度」「近接目視」により「全数点検」を実施することとなった。また、統一的な尺度で健全度の判定区分を設定することとしており、これについては平成26年3月31日に省令が改正され、7月1日から施行される。

この背景としては、「提言」でも触れられているとおり地方公共団体の点検要領が「遠望目視」によるものが多く、また点検間隔もバラバラで、交通量によっては10年以上の点検間隔となっていたケースもあった。

区分		状態
I	健全	構造物の機能に支障が生じていない状態
II	予防保全段階	構造物の機能に支障が生じていないが、予防保全の観点から措置を講ずることが望ましい状態
III	早期措置段階	構造物の機能に支障が生じる可能性があり、早期に措置を講ずべき状態
IV	緊急措置段階	構造物の機能に支障が生じている、または生じる可能性が著しく高く、緊急に措置を講ずべき状態

表-2 健全度の判定区分

点検・診断・措置・記録に対する道路管理者の義務を明確化することによって、メンテナンスサイクルを確定させるのがこの省令改正の趣旨である。

一方で、地方公共団体は予算不足や技術者不足に悩まされており、確定させたメンテナンスサイクルをいかに持続して回していくかが今後の課題となってくる。

3. これまで実施した地方公共団体支援

3. 1. 北陸地方整備局による地方公共団体支援の取り組み

種別	内容	場所	実施回数	参加自治体数
技術相談	橋梁の不具合相談	粟島浦村	1	1自治体
技術相談	橋梁の不具合相談	新潟県	1	1自治体
技術講習会	橋梁保全に関する技術講習会	富山県・石川県	2	11自治体
現地講習会	橋梁点検現地講習	新潟県内	4	28自治体
		富山県内	4	20自治体
		石川県内	2	9自治体

表-3 平成24~25年度の開催状況

北陸地方整備局による地方公共団体支援の取り組みでは、これまで「技術相談」「技術講習会」「現地実習会」を実施している。

3. 2. 技術相談

技術相談は地方公共団体の依頼を受けて、整備局の職員が支援を実施するものである。平成24年には新潟県と粟島浦村で実施している。

粟島浦村では、「村道17号床版部」について村と合同で点検を実施している。点検により床版を支持している



応急対策(案)の検討



・H鋼の腐食が進行し、一部歪曲している鋼材もある。
 ・車道の通行は危険と判断し、車道の通行止めを提案。
 ・床版については、コンクリート部はクラックも見られず健全なこと、下面の鋼失板も錆は進行しているものの断面欠損までは見られない。
 ・床版が自重で落下しないように、サポート材で支持することを提案。

床版を支持しているH鋼をサポート材(リース)で支持し床版の落下を防ぐ



現場で、維持業者にサポート材(リース)の打合せを実施

るH鋼に著しい腐食が見られることから、床版の補強方法について検討・提案した。また、補強工事が終了するまでは車両の通行は危険と判断し、車両通行止めにするよう提案した。

図-1 技術相談の様子

3. 3. 技術講習会



平成19年度より橋梁の長寿命化に向けた橋梁技術支援に係る座学による講習会を実施している。講師には整備局・国土技術政策総合研究所・土木研究所職員等を招いて実施している。

図-2 技術講習会の開催状況

3. 4. 現地講習会

現地講習会は、現場での橋梁点検を実際に点検業者とともに実施するもので、平成25年には10回開催している。



図-3 現地講習会の実施状況
(左：磁粉探傷実習)
(右：床版下面の損傷を確認)



図-4 地方公共団体管理橋の調査
(国総研，土研との合同調査)

現地講習会では実際に現況で橋梁点検を体験する以外にも、鉄筋探査や磁粉探傷などの非破壊検査についても実技実習を行っている。

また現地講習会は、①地方公共団体管理の橋梁を点検する際に国交省職員や当該団体以外の職員も参加して意見交換会を実施する。②直轄管理橋梁を点検する際に地方公共団体職員も参加して技術指導を実施する、といった形式で実施している。これらの点検の際は国総研や土研との合同調査を実施するなどして、さらなる技術力の向上を図っている。

3. 5. 橋梁点検車の貸し出し



図-5 橋梁点検車を使った点検

北陸技術事務所では橋梁点検車を3台保有しており、要請があれば貸し出しを行っている。

橋梁点検車は建設機械貸付契約書を作成して貸し出しするもので、運転手や燃料などの運転にかかる費用は使用者負担となるが、貸付料は無償となっている。

直轄橋梁の点検が優先となるが、平成26年度も既に2件の貸し出しを行っている。今後も可能な限り貸し出しを行っていきたい。また、技術講習会などを通じて橋梁点検車の貸し出しについて地方公共団体へアピールを行っている。

	合計		BT-400(バケット)		歩廊式	
	件数	相手先	件数	相手先	件数	相手先
平成24年度	3件	新潟市、石川県、石川県道路公社	3件	新潟市、石川県、石川県道路公社		
平成23年度	1件	石川県	1件	石川県		
平成22年度	2件	新潟県、羽咋市	2件	新潟県、羽咋市		
平成21年度	4件	新潟市、新潟県、石川県、輪島市	1件	輪島市	3件	新潟市、新潟県、石川県
平成20年度	1件	燕市			1件	燕市
合計	11件	新潟市(2)、新潟県(2)、石川県(3)、燕市、輪島市、羽咋市、石川県道路公社	7件		4件	

表-4 橋梁点検車をの貸し出し実績
(平成25年は実績なし)

4. これからの地方公共団体支援

4. 1. 道路メンテナンス会議の設置

「メンテナンスサイクルを回す仕組みの構築」には「予算」「体制」「技術」「国民の理解・協働」の項目があり、この内の「体制」づくりとして、地方公共団体の課題を克服するために都道府県ごとに「道路メンテナンス会議」を設置していくこととしている。既に5月27日には富山県、6月11日には新潟県で道路メンテナンス会議が発足している。石川県についても6月23日に発足する予定である。



図-6 富山県道路メンテナンス会議のもよう
(第1回 5月27日)

この「道路メンテナンス会議」は、提言における「メンテナンスサイクルを回す仕組みの構築」に関わるもので、これまで実施してきた地方公共団体の研修等もこの体制作りの一環となっている。

4. 2. その他の取り組み

これ以外の対策として提言では、「予算」関係では地方公共団体が複数年にわたり集中的に実施する大規模修繕・更新に対して支援する補助制度の構築や、必要に応じて国や高速会社等が修繕を代行する制度の構築がうたわれている。

また、社会的に影響の大きな路線の施設等について、国の職員等から構成される「道路メンテナンス技術集団」による「直轄診断」を実施することも提言されている。

このような広範な取り組みを通じてもれなくメンテナンスが行われることが、道路インフラの安全安心の確保につながっていくのである。

5. おわりに

老朽化する道路インフラのメンテナンスは喫緊の課題となっているが、これに取り組むには当事者の意識を高く持つことも重要であるが、やはり一般国民への周知が大事になってくる。修繕予算の確保にあたっては、国民的な協力を得ることが喫緊の課題である。

また、メンテナンスの現場を担う建設産業の健全な発展も重要である。点検や修繕工事における適切な積算基準の設定や技術者確保のための資格制度の制定などが求められている。

冒頭述べたとおり、道路インフラの維持管理はもはや待ったなしの状況にあり、「道路メンテナンス総力戦」体制を始動させなければならない。したがって今後も北陸地方整備局・北陸技術事務所と一体となって地方公共団体支援に最大限取り組んでいきたい。

めっき下地と金属溶射を用いた二重防錆ボルト

川田工業 ○大野克紀 栗山 浩 米田達則 新免鉄工所 新免僖秀
シーケー金属 大橋一善 富山県工業技術センター 富田正吾

1 はじめに

近年、道路橋の耐久性については100年を目安として照査が行われており、耐久性向上のための種々の方策が採用されている。鋼橋の場合は、架替えの理由の調査結果¹⁾によれば、鋼材の腐食が約50%、床版の損傷が約30%を占めており、重防食塗装や金属溶射などの適用、合成床版やP C床版などの高耐久性床版の採用が進められている。このうち、鋼材の腐食に関しては、平滑な一般部に比較して、狭隘部や角部が多い高力ボルト継手部は、写真-1に示すように劣化が著しく進行する。本研究では、高力ボルト継手部の長寿命化を可能にするために、まず高力ボルトに溶融亜鉛めっきを施し、その上にアルミニウム・マグネシウム合金溶射を行う二重防錆ボルトの開発について述べる。また、二重防錆ボルトを実橋に適用し、現場で金属溶射を行った施工例についても述べる。



写真-1 塗装橋梁の高力ボルト継手部の腐食

2 従来の溶射高力ボルトの問題点

最近、鋼橋に適用する最も効果の高い防錆方法として、種々の金属溶射が用いられることが多くなっている。金属溶射は、工場において施工するフランジやウェブなどの平坦な一般部については非常に有効であるが、現場において施工する添接部については多くの課題が残されている。具体的には、工場で溶射したボルトを現場で締付ける場合には、写真-2に示すようにナットの角部が剥離してしまい、防錆効果が著しく低下してしまう。一方、現場で高力ボルトを締付けた後に溶射する場合には、現場においてボルト表面の素地調整のためのブラストが必要になり、作業が煩雑になるとともに、粉塵や騒音などの現場環境の悪化が懸念される。



写真-2 溶射高力ボルトの締付けによる被膜剥離



写真-3 二重防錆ボルトの施工手順

3 提案する溶射高力ボルトの概要

上記の防錆仕様に溶射を適用した場合の高力ボルトに関する課題の解決を目的として、写真-3に示すような工場で溶融亜鉛めっきしたボルトを現場において締付け、その上に溶射を行うことで、高

い防錆効果を低下させることなく、現場の施工性を向上する工法を提案する。なお、従来の溶融亜鉛めっきでは、その上に溶射を施すと両者の密着力が低く簡単に剥離してしまうため、十分な密着力が確保できる高機能溶融亜鉛めっき（eめっき）²⁾を適用した。このめっきは、蒸留亜鉛地金から鉛とカドミウムを除去しており、両成分の除去は環境負荷の軽減にも役立つものである。溶射の方式としてはガスフレーム溶射を採用し、溶射金属にはアルミニウム・マグネシウム合金を使用している。また、ボルト周辺の狭隘部に溶射金属が十分に行き届くように、写真-4に示すノズルの先端に角度を持たせた特殊な狭隘溶射ガンを用い、ノズルと基材との距離を通常より短い50mm程度に設定している。



写真-4 狭隘溶射ガンの施工状況

表-1 引張密着強度試験の結果

4 引張密着強度試験（アドヒージョンテスト）

溶融亜鉛めっきとアルミニウム・マグネシウム合金溶射との付着性を確認するために JIS B 7721 に基づき引張密着強度試験を実施した。試験体は幅 150mm×板厚 6mm×長さ 300mm の鋼板であり、実際の現場施工の状況を考慮して、めっき後に 10

	溶射角度	膜厚(μm)			密着強度 (N/mm ²)		
		eめっき	eめっき +溶射	溶射	測定位置	測定値	平均値
通常ガン	90°	200	325	125	13	11.97	11.87
					14	11.59	
					15	12.04	
狭隘ガン	15°	222	336	114	46	10.80	13.90
					47	14.68	
					48	16.21	

日間の屋外曝露を行い、その上に溶射を施すものとした。また、溶射については、比較のために通常ガンと狭隘ガンを用い、溶射粒子の方向と基材の角度である溶射角度をそれぞれ 90°・45°・30°・15° として施工を行った。試験結果を表-1に示す。ここでは、試験結果のうち一般に用いられる通常ガンを用いた溶射角度 90° の結果と、狭隘ガンを用いた溶射角度 15° の結果を比較している。溶射角度が 15° という悪い施工条件にも関わらず、狭隘ガンの結果は通常ガンと同等以上の結果を示している。また、文献3)に示される密着強度の基準値である 4.5N/mm²の3倍の強度を示している。狭隘ガンによる溶射の密着強度が高い理由としては、上述したように溶射の距離を通常よりも短く設定していることが考えられる。以上の結果から、狭隘ガンによる施工により十分な付着性を有する溶射皮膜が形成されることが明らかになった。

5 複合サイクル試験

次に、溶射の耐食性に着目して JIS H 8502 に基づき複合サイクル試験を実施した結果を示す。試験体は幅 75mm×板厚 16mm×長さ 145mm の2枚の添接板を2本の高力ボルトで締付けて一体化したものであり、添接板と高力ボルトにはめっきを施し、ボルト締付け完了後に全体を一括して狭隘ガンにより溶射した。複合サイクル試験の2,000時間経過時の試験体の状況を写真-5に示す。提案する溶射方法により施工した試験体は、ボルトのねじ部とナット・ナットとワッシャー・ワッシャーと添接板の境界に白錆が発生しているものの、従来の溶融亜鉛



a) アルミニウム・マグネシウム合金溶射



b) 従来の溶融亜鉛めっき

写真-5 複合サイクル試験の結果

めっき試験体に比較すると十分に健全な状態にあると判断できる。白錆については、溶射金属ないし下地であるめっき部分の犠牲防食作用により発生したものと考えられ、めっきと溶射の二重の防錆効果を示している。なお、鋼板単体の複合サイクル試験については、現在 5,000 時間に達しているが赤錆は発生せず健全な状態であり、試験を 6,000 時間まで継続する予定である。

6 二重防錆ボルトの実橋への適用

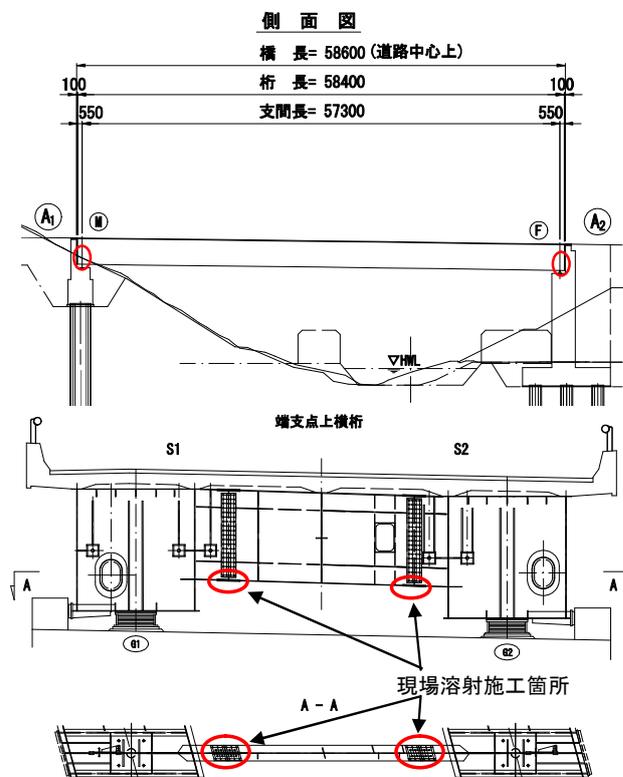
一般的に橋梁本体の防錆仕様として金属溶射が採用される場合、高力ボルトには溶融亜鉛めっきボルト（F 8 T）の採用が多いため、橋梁本体と高力ボルトの防錆効果が一致しない場合が多くなっている。上述したように、高力ボルト部は狭隘部や角部が多く一般部に比べ劣化の進行が早い。そこで、めっきボルトに現場での金属溶射が可能であれば、橋梁本体と同等の防錆仕様となり、耐久性の向上が期待できる。ここでは、高機能溶融亜鉛めっき（eめっき）を施した高力ボルトに現場で金属溶射（亜鉛・アルミニウム合金溶射）を施工した実橋での適用例について述べる。

6. 1 対象橋梁の概要

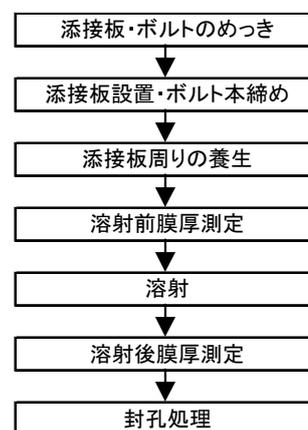
添接部の高力ボルトに現場溶射施工を行ったのは、国交省東北地整秋田河川国道事務所発注の赤石川橋上部工工事である。日本海沿岸から約 2 km 程度の距離に位置する本橋の防錆仕様は、金属溶射＋封孔処理＋塗装である。ただし、高力ボルトの防錆仕様については亜鉛めっきボルト＋塗装である。

添接部高力ボルトへの金属溶射施工箇所として、今回着目したのは、腐食環境の特に厳しい桁端部の端支点横桁の下フランジ添接部である。

図－1 に対象橋梁の概要および現場金属溶射の施工箇所を示す。



図－1 対象橋梁の概要および現場溶射施工箇所



図－2 現場溶射作業の流れ

6. 2 現場金属溶射

現場溶射作業の一連の流れを図－2 に示す。なお、今回は、eめっきボルトへの現場溶射を主たる目的としたが、現場施工性から添接板と高力ボルトを同時に現場溶射する方法とした。したがって、添接板についても、高力ボルトと同様のeめっき下地とした。

写真－6 に現場での金属溶射作業状況を示す。溶射膜厚については、(溶射後の膜厚－溶射前のめっき被膜状態での膜厚) から算出し、最小被膜厚さとして 100 μm 以上を確保⁴⁾ するよう施工を行った。写真－7 に溶射前後の高力ボルトナット部の状態を示す。今回の溶射作業において、添接板および高

力ボルトへの現場溶射のみに要した時間は、添接部一箇所当たり(面積 0.4m²)で 15 分程度であった。

6. 3 テストピースによる溶射被膜の品質確認試験

現場施工した溶射被膜の品質確認を行うために、実橋と同条件で溶射施工を行ったテストピースにて、表面電位測定および引張密着強度試験を行った。

(1) 表面電位測定

めっき被膜および溶射被膜の表面電位測定を行った。犠牲防食の観点より、鉄面から順に表面電位が低くなる必要がある。表-2 に示すとおり、表面電位の順列は、躯体(鉄地) > eめっき被膜 > 溶射被膜となっていることを確認した。

(2) 引張密着強度試験

引張密着強度試験の結果を表-3 に示す。2つのテストピースにおける値は、現場施工条件等により表-1 の値に比べ多少小さいが、平均値の小さい方でも 6.03N/mm² であり、文献 3) に示される密着強度の基準値である 4.5 N/mm² 以上の強度を示していることを確認した。



写真-6 現場溶射の状況



溶射前

溶射後

写真-7 現場溶射の状況

表-2 表面電位測定結果

対象部位	表面電位(V)
めっき被膜	-1.10
溶射被膜	-1.12
鉄地	-0.70

表-3 引張密着強度試験結果

単位: N/mm²

試験体	測定箇所					平均
	1	2	3	4	5	
No.1	7.58	11.18	8.85	7.61	10.64	9.17
No.2	6.16	6.66	5.96	6.02	5.35	6.03

7 まとめ

本研究では、高機能溶融亜鉛めっきの上にアルミニウム・マグネシウム合金溶射を施した二重防錆ボルトを提案し、その付着性および耐食性に関する性能確認試験を実施した結果、および実橋での適用について報告したものである。この成果として、腐食による劣化の進行が早い高力ボルト継手部に関して、従来の仕様を大きく上回る耐食性を有する防錆仕様を開発することができた。また、実橋での施工を通して、現場での添接部高力ボルトへの金属溶射施工が可能であること、所要の品質を確保していることが確認できた。以上のことから、本方策は高力ボルト部の防食性向上策のひとつとして有効であり、さらには橋梁全体の耐久性向上にも繋がる工法であることが確認できた。

実橋への適用については、国交省東北地整秋田河川国道事務所の皆様のご協力・ご理解を頂き施工を行うことができました。ここに深く感謝の意を表します。

<参考文献> 1)国土交通省 国土技術政策総合研究所:橋梁の架替に関する調査結果(IV),国総研資料 第 444 号, 2008.4 2)シーケー金属株式会社:カドミ無&鉛無 溶融亜鉛めっき,NETIS 新技術情報提供システム 登録 No. HR-060027-V, 2012.1 3)西日本高速道路株式会社:アルミニウム・マグネシウム合金溶射 設計施工管理要領《新設橋・溶射ボルト編》, 2012.9 4)(社)日本道路協会:鋼道路橋塗装・防食便覧,平成 17 年 12 月 5)吉田他:めっき下地と金属溶射を用いた二重防錆ボルトの開発,土木学会第 68 回年次学術講演会概要集, 2013.9 6)大野他:現場溶射を採用した二重防錆ボルトの実橋への適用,土木学会第 68 回年次学術講演会概要集, 2013.9

わだち掘れ抑制対策としての遮熱性舗装適用例

株式会社NIPPON 北信越支店 ○高畑 浩二

1 はじめに

「わだち掘れ」は、現在の日本における道路破損形態のうち、ひび割れと並んで非常に多い現象である。発生したわだち掘れは、車両の走行性の低下、雨水の滞水によるハイドロプレーニング現象の発生および歩行者・沿道住居に対する水はねの発生等を誘発する。そのため、わだち掘れは道路保全上、重要な管理指標の一つとなっている。一般的に、流動によるわだち掘れの抑制対策としては、ポリマー改質アスファルトの適用や半たわみ性舗装等の耐流動性に優れた舗装の適用などが考えられる。

また、わだち掘れは舗装の温度が高くなると起きやすくなると考えられている。そこで、著者らは、遮熱性舗装の温度上昇抑制効果に着目し、新潟県長岡市内の一般国道において、わだち掘れの抑制のために当該舗装を適用した。本報ではその成果について報告する。

2 対策箇所の概要

新潟県長岡市内寿地内の一般国道 352 号線（写真-1）は、周辺に工場が多くあり、信濃川に架かる蔵王橋に通じる道路であるため、大型車の交通量が多くなっている。そのため、密粒度アスファルト混合物（ポリマー改質アスファルト II 型）による切削オーバーレイ舗装を実施しても 1 年程度で流動わだち掘れが発生し、同様の補修を繰り返していた。

今回も施工後 3 ヶ月で最大 2cm 程度のわだち掘れが確認されたことから、切削オーバーレイ舗装以外のわだち掘れ抑制工法として遮熱性舗装を適用したものである。



写真-1 遮熱性舗装 施工前

3 遮熱性舗装の概要と適用理由

3.1 概要

遮熱性舗装は、遮熱技術を道路舗装に適用したものである。中空セラミック微粒子や熱反射性に優れた特殊顔料などを配合した遮熱コートを舗装表面に塗布することで、日射エネルギー量の約半分を占める近赤外線を高反射して、舗装への蓄熱を防ぎ、路面温度の上昇を抑制する（図-1）。

機能を発揮させる上で散水作業等は不要であり、遮熱コートが路面に存在することで、安定した路面温度の上昇抑制効果を持続する。

遮熱性舗装は一般的に、ヒートアイランド現象緩和を目的として都市部の道路での利用や熱中症対策として歩道に用いられることが多い。

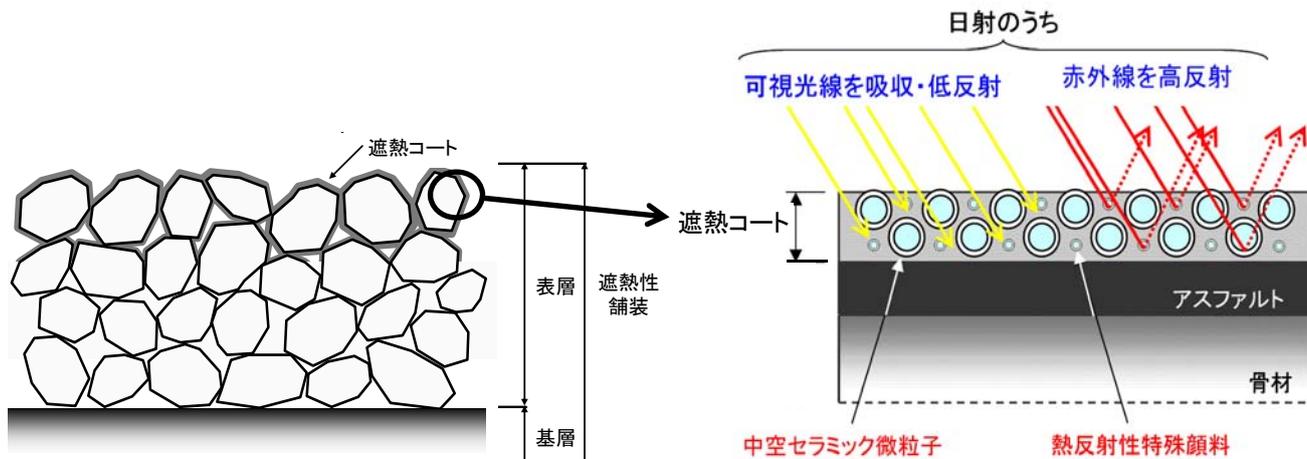


図-1 遮熱性舗装の概念図

3. 2 適用理由

図-2 は、試験温度と動的安定度の関係の一例を表したものである¹⁾。試験温度が10℃低くなると、動的安定度は5倍程度大きくなっていることがわかる。

遮熱性舗装は、路面温度を10℃以上低減することが可能であるため、舗装体として耐流動性を向上させることで、わだち掘れを抑制することを期待した。

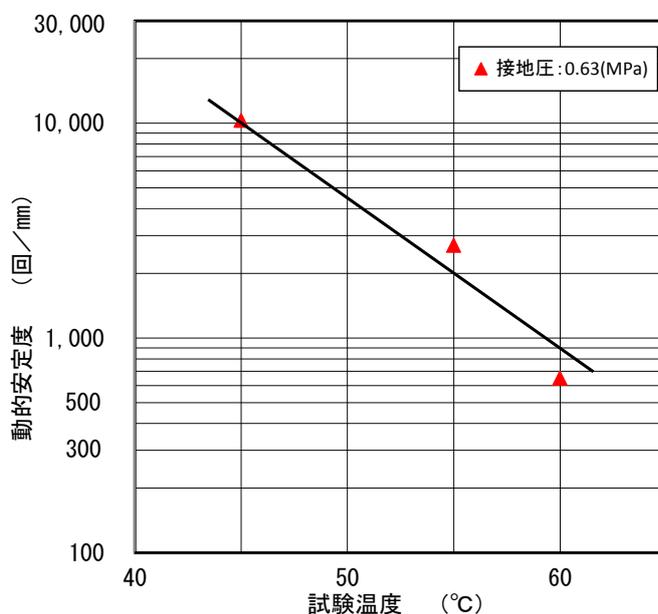


図-2 試験温度と動的安定度の関係

4 適用事例

4. 1 施工

遮熱性舗装は平成23年8月に施工した。色調は灰色(N60)とした。

施工手順は図-3のとおりである。

- ①遮熱コートの付着性が確保できるように、表面処理として路面の研削・研磨等を行う。
- ②遮熱コートの一次コーティングを行う(写真-2)。一次コーティングは下地舗装面の確実な隠蔽と次工程のすべり止め骨材の固定を目的としており、吹付け量は0.4kg/m²を標準とする。
- ③一次コーティング直後にすべり止め骨材の

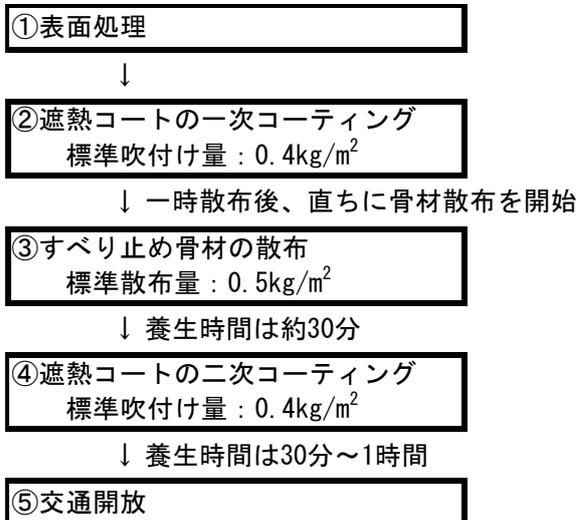


図-3 遮熱性舗装の作業手順

散布を行う。すべり止め骨材は路面のすべり抵抗性の確保を目的としており、散布量は $0.5\text{kg}/\text{m}^2$ を標準とする。

- ④すべり止め骨材の散布後、約 30 分間養生してから遮熱コートの二次コーティングを実施する。二次コーティングは所要の色調による仕上げと、すべり止め骨材の固定を目的としており、吹付け量は $0.4\text{kg}/\text{m}^2$ を標準とする。
- ⑤二次コーティング後、養生を 30 分～1 時間程度行い、交通開放を行う。



写真-2 遮熱コートの一次コーティング状況



写真-3 遮熱性舗装 施工直後

施工直後の路面の状況は写真-3 に示すとおりである。

施工直後の路面温度は、一般舗装部で 52.4°C に対し、遮熱性舗装部で 41°C となり、 11.4°C の路面温度上昇抑制効果があることを確認できた。

4. 2 追跡調査

わだち掘れ量の追跡調査は、施工直後、施工 10 ヶ月後、15 ヶ月後、21 ヶ月後および 26 ヶ月後に実施した。調査位置平面図は図-4 に示すとおりである。

わだち掘れ測定結

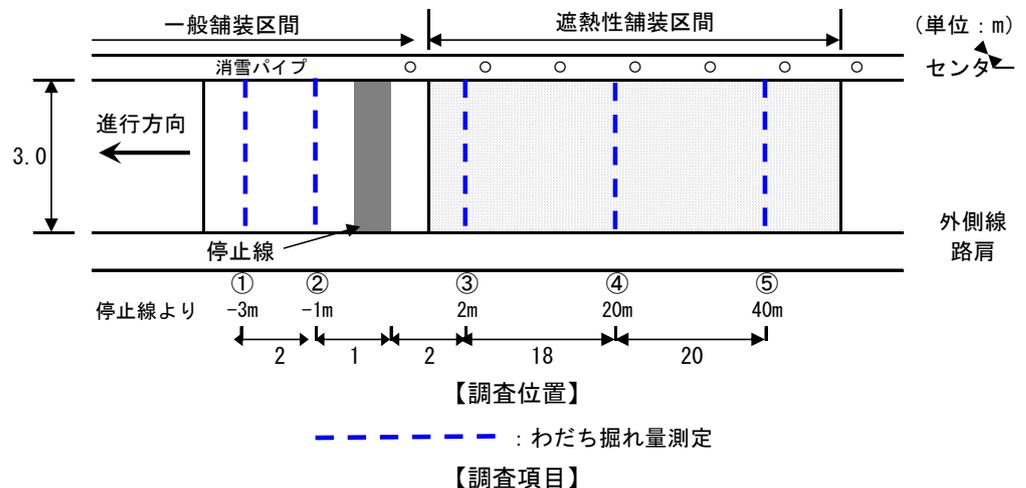


図-4 調査位置平面図

果は表-1に、施工直後からのわだち掘れ増加量は表-2および図-5に示すとおりである。

表-2、図-5より、施工10ヶ月後から15ヶ月後の期間(1夏目)のわだち掘れ増加量は、一般舗装部で4.7mm、遮熱性舗装部で1.2mmとなる。また、施工21ヶ月後から26ヶ月後の期間(2夏目)のわだち掘れ増加量は、一般舗装部で2.8mm、遮熱性舗装部で0.9mmとなる。

したがって、遮熱性舗装は、一般舗装に比べて、わだち掘れ増加量が1夏目で約1/4、2夏目で約1/3になっていることから、わだち掘れ抑制効果を有していることが確認できた。

表-1 わだち掘れ測定結果

測点 (停止線より)	わだち掘れ量(mm)															
	施工直後			施工10ヶ月後			施工15ヶ月後			施工21ヶ月後			施工26ヶ月後			
	左	右	最大	左	右	最大	左	右	最大	左	右	最大	左	右	最大	
一般舗装部	① -3m	4.5	0.0	4.5	6.5	1.5	6.5	10.5	2.0	10.5	11.0	2.0	11.0	14.0	2.5	14.0
	② -1m	11.5	1.5	11.5	13.0	2.0	13.0	18.5	3.0	18.5	19.0	3.5	19.0	21.5	4.0	21.5
	平均	—	—	8.0	—	—	9.8	—	—	14.5	—	—	15.0	—	—	17.8
遮熱性舗装部	③ 2m	18.0	2.0	18.0	20.0	2.5	20.0	22.0	2.5	22.0	23.5	3.0	23.5	23.5	3.5	23.5
	④ 20m	6.5	3.0	6.5	7.0	3.5	7.0	8.0	3.5	8.0	8.5	4.0	8.5	10.0	4.0	10.0
	⑤ 40m	5.0	3.0	5.0	5.0	3.0	5.0	5.5	3.0	5.5	6.0	3.5	6.0	7.0	3.5	7.0
	平均	—	—	9.8	—	—	10.7	—	—	11.8	—	—	12.7	—	—	13.5

表-2 施工直後からのわだち掘れ増加量

測点 (停止線より)	わだち掘れ増加量(mm)												
	施工10ヶ月後			施工15ヶ月後			施工21ヶ月後			施工26ヶ月後			
	左	右	最大	左	右	最大	左	右	最大	左	右	最大	
一般舗装部	① -3m	2.0	1.5	2.0	6.0	2.0	6.0	6.5	2.0	6.5	9.5	2.5	9.5
	② -1m	1.5	0.5	1.5	7.0	1.5	7.0	7.5	2.0	7.5	10.0	2.5	10.0
	平均	—	—	1.8	—	—	6.5	—	—	7.0	—	—	9.8
遮熱性舗装部	③ 2m	2.0	0.5	2.0	4.0	0.5	4.0	5.5	1.0	5.5	5.5	1.5	5.5
	④ 20m	0.5	0.5	0.5	1.5	0.5	1.5	2.0	1.0	2.0	3.5	1.0	3.5
	⑤ 40m	0.0	0.0	0.0	0.5	0.0	0.5	1.0	0.5	1.0	2.0	0.5	2.0
	平均	—	—	0.8	—	—	2.0	—	—	2.8	—	—	3.7

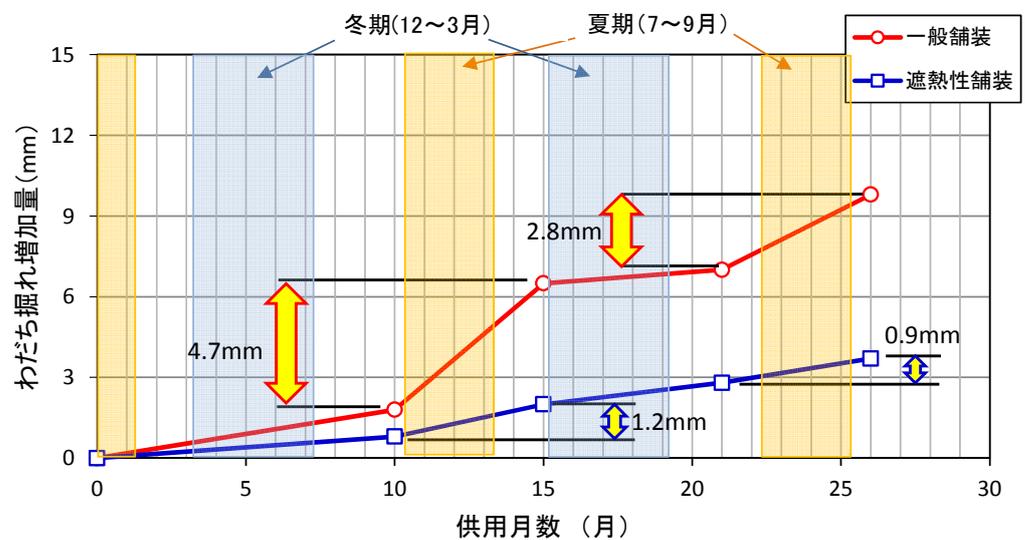


図-5 供用月数とわだち掘れ増加量の関係

5 おわりに

新潟県長岡市内の一般国道に遮熱性舗装を実施した結果、以下の知見が得られた。

○遮熱性舗装は、一般舗装と比較して、1/3～1/4のわだち掘れ抑制効果を有している。

最後に、本工法を施工するにあたりご協力頂きました新潟県長岡地域振興局 地域整備部 維持管理課の皆様に感謝の意を表します。

【参考文献】

1) 社団法人日本道路協会：舗装調査・試験法便覧[第3分冊], pp. [3]39～56, 2007. 6

ネプラス工法（側溝上部改修工法）の開発

高橋土建株式会社 専務取締役 高橋 和義

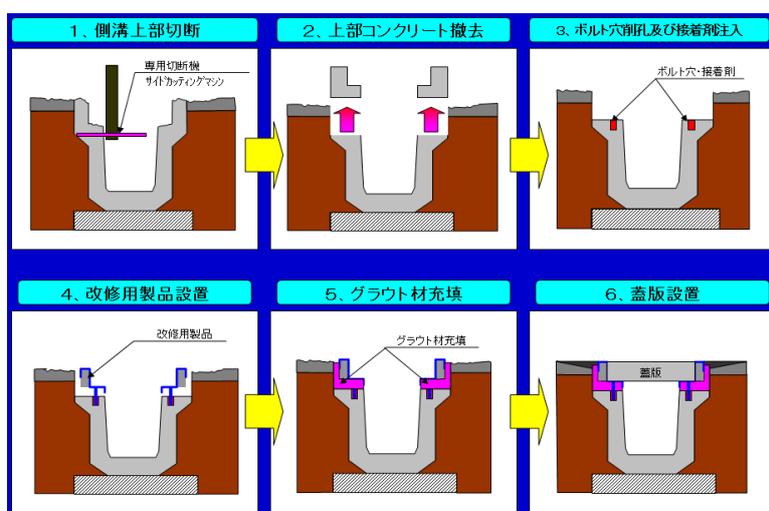
1 開発の背景及び契機

従来の側溝改修工事では、古い側溝をすべて取り除き新しいものと入れ替えていたが、その殆どが側溝上の破損のみで、下部についてはまだ使える状態であった。側溝布設替工事は、周囲を大きく掘削するため、構造物が隣接するような箇所では掘削による影響が危惧されることが多く、また、歩行者を始め通行する車両等に対しても交通規制の関係から影響を与えることが多かった。

本技術は、まだ使える部分はそのまま使い、かつ短時間に施工できる方法を開発したものである。

2 技術の内容

破損した側溝上部を専用の側溝横断面切断機により切断撤去し、改修用製品を設置する。改修用製品には4点の既存部との接続を兼用した高さ調整ボルトを備えており、施工性にも優れている。既存側溝と改修用製品との隙間に流動性の優れた間詰コンクリートを充填し接続部の一体化を図る。速硬化の間詰コンクリートを使用することにより即日交通開放も可能になる。ネプラス工法では掘削作業の必要もなく、コンクリート廃材も大幅に削減することができる技術である。



図ー1 ネプラス工法施工手順

3 技術の効果

従来の側溝布設替工事では10m当りの施工で4～5日の工事期間を要していたのに対し、ネプラス工法では1日で工事を完了することが可能になるほか、周囲の掘削を必要としないため構造物が接近した場所でも容易に施工することができ、高さ調整機能を備えた製品を使用するため誰もが一定の品質で施工することが可能になる。

4 おわりに

ネプラス工法の開発によって、これまで施工困難だった箇所での施工が容易になった。特に工期短縮による影響は大きく、営業店舗前での工事や交通規制期間の短縮等に特に威力を発揮した。このことから当技術では直接的コストだけではなく社会的損失削減に大きく貢献できるものと考えられる。

重交通などに対応した路面維持工法 ST リペアコート

世紀東急工業株式会社 技術部 片山潤之介

1 はじめに

アスファルト舗装の設計期間は、一般的に 10 年とされており、大規模な打換えをするまでの間は、ひび割れやわだち掘れなどある管理水準を下回った場合、多くは切削オーバーレイで路面の性能を回復している。道路管理者にとって維持管理に潤沢な予算がない、昨今の厳しい財政の中、切削オーバーレイよりも安価な維持工法が望まれている。この対策として薄層オーバーレイや表面処理を行うこともあるが、これらの工法は耐久性に劣ることがあり、更なる耐久性が高いかつ安価な工法が期待されている。当社では、安価な工法として路上表層再生機を使用した路面維持工法である ST リペアコートを開発した。従来まで ST リペアコートは、軽交通路線を対象とした工法であったが、今回、この工法を重交通路面对応や表面をポーラスタイプにするなどバリエーションを増やしたものを開発したので報告する。

2 路面維持工法

維持工法は、主に表層に起因する損傷を回復することを目的とした機能的な対策工法である。アスファルト舗装の維持工法には、パッチングやマイクロサーフェッシング等がある。ST リペアコートはチップシールやマイクロサーフェッシングと同様に表面処理の範疇に属する工法である。従って、既設舗装の基層以下の損傷を回復する構造的な対策とは異なる。本工法は、主に路面の機能を回復することを目的とする予防的維持として用いる工法である。

3 ST リペアコート

3.1 概要

ST リペアコートが路面を再生するイメージを図-1 に示す。ST リペアコートはアスファルト舗装における安価なリペア方式の維持工法として、舗装表面をロードヒータ車を用いて加熱し、スプリングタインで約 2cm 掻きほぐす。掻きほぐした路面に新規のアスファルト混合物を 2cm 程度敷きならし、転圧することで舗装表面の性状を改善するものである。

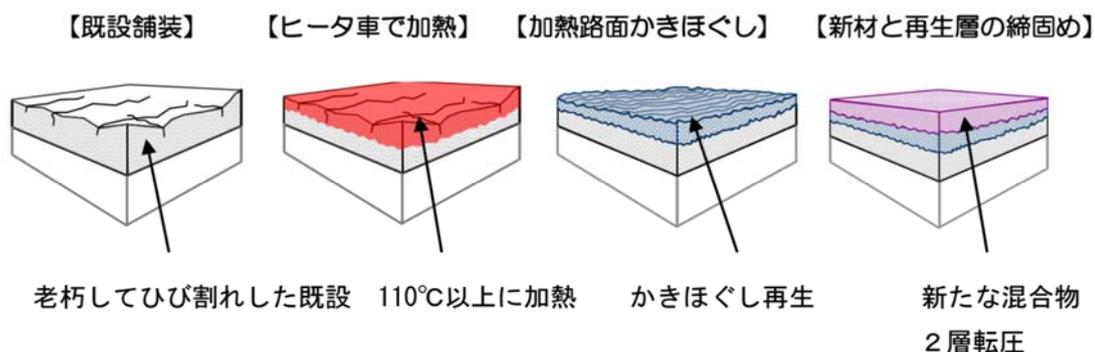


図-1 イメージ図

3. 2 特徴

ST リペアコートの特長を以下に示す。

- ・現位置で施工できる
- ・切削しないため廃棄物が発生せず、資源を有効利用できる
- ・切削オーバーレイと比較して低コストで表面性状を回復できる
- ・ひび割れ箇所では、クラック発生遅延効果が期待できる
- ・掻きほぐし面と新規混合物は、ホットな状態で締め固めするため乳剤が不要である

3. 3 混合物

ST リペアコートは、使用目的により混合物の種別および使用するバインダを選定している。

混合物種別、使用バインダを表－1、目標とする粒度範囲を表－2に示す。

表－1 最大粒径およびバインダ

使用目的	混合物種別	バインダ	備考
軽交通用	SMA (5)	改質Ⅱ型	交通量区分 N5 まで
耐摩耗性	細粒 (5)	薄層用改質Ⅱ型	主に北海道で適用
重交通用	密粒 (13)	改質Ⅱ型	特殊添加剤散布
ポーラスタイプ	ポーラス (13)	高粘度改質 H 型	特殊添加剤散布

表－2 粒度範囲

ふるい目	SMA (5)	細粒 (5)	重交通用	ポーラスタイプ
13.2mm	100	100	95～100	90～100
4.75mm	85～100	90～100	55～70	11～35
2.36mm	35～55	50～80	35～50	10～20
0.6mm	25～40	—	18～30	—
0.3mm	15～30	15～35	10～21	—
0.15mm	7～14	—	6～16	—
0.075mm	5～12	3～12	4～8	3～7

3. 4 施工

ST リペアコートは表面処理の範疇に属する工法であるため、過度のひび割れおよびわだち掘れが生じている路面には、適用できない。ひび割れ率 40%、わだち掘れ深さ 30mm 以下を目安とする。また、極端な曲線部がある場合には施工できない。以下に ST リペアコートの施工について示す。

3. 4. 1 機械編成

図－2に ST リペアコートの機械編成を示す。路面ヒータは、路上表層再生工法のヒータ車を改

造し、掻きほぐし装置であるスプリングタインを機械後方に装備している。その他の舗設機械および転圧機械は、通常のアスファルト舗装の機械と同一である。ヒータ車から転圧機械までの機械編成延長は約 50m 程度になる。

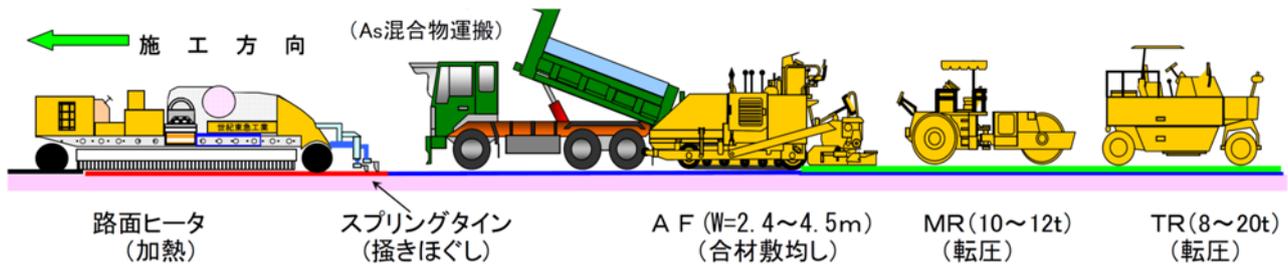


図-2 ST リペアコートの機械編成

3. 4. 2 路面加熱

既設路面を熱風循環加熱式ヒータ車を用いて掻きほぐしできる程度に十分に加熱する。既設路面と新規混合物の噛み合わせをよくするために、加熱した路面を約 2cm 掻きほぐす。幅員は 2.5~4.0m までの 1 車線分を加熱および掻きほぐしすることが可能である。

3. 4. 3 敷均し、転圧

敷きならしおよび転圧は、通常のアスファルト舗装の舗設機械と同様のものを使用する。すなわち敷きならしはアスファルトフィニッシャ、初期転圧はマカダムローラ、二次転圧はタイヤローラを用いる。新規混合物は、通常のダンプトラックで搬入するが ST リペアコートは薄層舗装（厚さ約 2cm）のため温度低下が懸念されるので、ポーラスタイプや外気温が低い時の場合はシートを 2 重にするなどの対策が必要である。混合物の温度が低下しないように敷きならし、転圧は速やかに行う。

4 重交通などへの適用

本工法は、大型車交通量の比較的少ない生活道路など軽交通路路線を対象としたものであったが、重交通タイプやポーラスタイプと適用範囲を拡大した。

いずれのタイプにおいても、掻きほぐした面と新規面との付着が問題となることから、室内検討で掻きほぐした面と新規面の付着を強めるために特殊な添加剤を選定した。

4. 1 重交通対応

重交通路線にも適用できるように、最大粒径を 13mm とし、バインダを改質 II 型、掻きほぐした面と新規混合物の付着をよくするために舗設直前に特殊添加剤を所定量散布する。

4. 2 ポーラスタイプ

既設路面を密粒舗装から排水性舗装にするものをポーラスタイプとする。既設路面掻きほぐし深さは約 2cm、新規混合物は約 2cm 敷きならす構造である。

使用した混合物は、通常のポーラス舗装に用いているものを使用したが、掻きほぐした面と新規混合物の付着をよくするために舗設直前に特殊な添加剤を所定量散布する。

5 路面性状調査

重交通タイプおよびポーラスタイプを施工した箇所について、路面性状測定を行った。

図-3に重交通タイプおよび図-4にポーラスタイプの測定結果を示す。

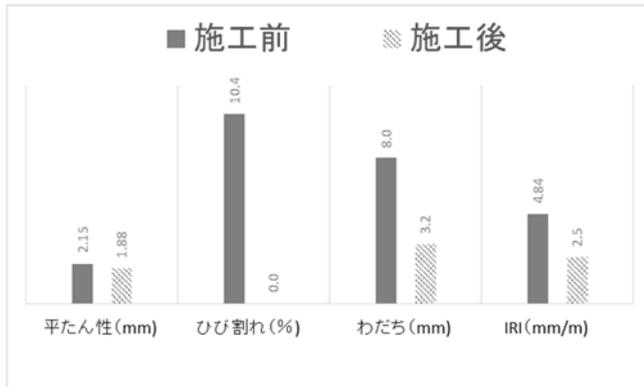


図-3 重交通タイプの路面性状結果

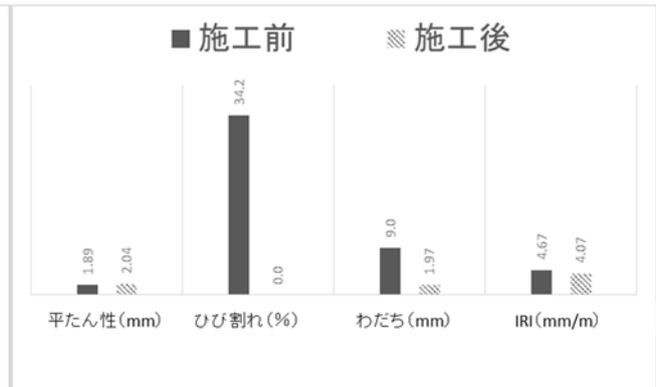


図-4 ポーラスタイプの路面性状結果

重交通タイプ、ポーラスタイプのいずれの路面性状は、施工前と比較して回復していることを確認した。このほかの路面性状として加速度を用いた普通乗用車の乗り心地の指数である IRI(International Roughness Index)を測定したが、施工後は改善されていることを確認した。ポーラスタイプに関して、降雨時に施工箇所の路面を目視観察した結果、良好に排水していることを確認した。また、図-5に示すように簡易路面騒音測定車によるタイヤ/路面騒音測定をした結果、3dB(A)以上の騒音低減効果があった。

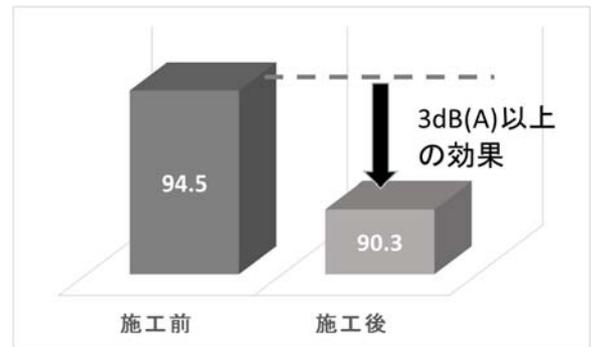


図-5 タイヤ/路面騒音測定結果

施工後、半年経過後の路面性状は特に問題はなかった。今後、追跡調査を継続していく予定である。

6 おわりに

厳しい限られた財政の中、より安価な維持工法が望まれている。ST リペアコートは、資源を有効活用した安価(4cm 切削 OL 比較で約 15%安価)な路面維持工法である。本工法は、傷んだアスファルト舗装表面をリフレッシュし路面の性能を回復し、予防的維持として延命化が期待できる工法である。今回、重交通対応やポーラスタイプの路面維持工法を開発した。今後、道路管理者に広くアピールし、施工実績を増やしていきたい。

参考文献

- 1)ST リペアコート技術資料
- 2)ST リペアコート 建設技術報告会 2013

第1会場

第Ⅱグループ

FRP 防護板を用いた橋梁の防食技術

宮地エンジニアリング 山下 修平・久保 圭吾
琉球大学 下里 哲弘・有住 康則・矢吹 哲哉

1. まえがき

鋼橋における耐久性損失の主な要因の一つは「鋼材の腐食」である。そのため、鋼材を腐食から守る防食技術の発展がライフサイクルコストの縮減に大きく寄与するものと考えられる。また、鋼橋における腐食部位に着目した場合、鋼桁間の腐食が進行しやすいことが知られている。これは、腐食促進因子が鋼桁表面に付着した場合、鋼桁間においては雨水による洗浄効果が乏しいことが原因の一つであると考えられている。この課題に対して筆者らは、鋼桁間に FRP 製の防護板を敷設することで腐食促進因子の鋼桁間への侵入を遮断する技術を提案している。

また、提案している FRP 防護板は、FRP パネルの敷設範囲において自由に歩行が可能となるという利点も有している。そのため、通常の上部工検査路と比較して広範囲にわたって近接的な点検を実施することが可能となり、維持管理性能の向上にも寄与することが期待できる。

本稿では、鋼桁間に FRP 防護板を設置した橋梁における、鋼桁間の環境調査の報告及び今後の展望について述べる。

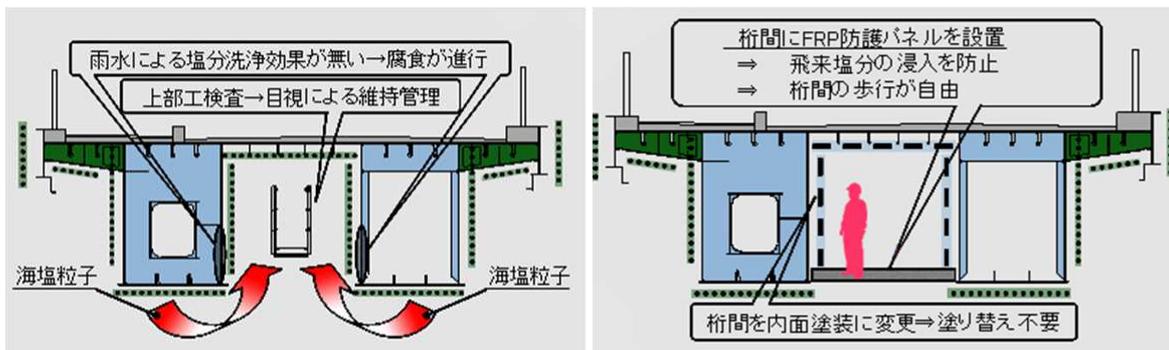


図-1 FRP 防護板のコンセプト

2. FRP 防護板の構造

FRP の強化繊維には、ガラス繊維・アラミド繊維・炭素繊維などがある。FRP 防護板の材料には、物性値や材料コストの観点から強化繊維にガラス繊維を用いた GFRP (Glass Fiber Reinforced Plastic) 材を採用している。GFRP の材料特性を表-1 に示す。GFRP は軟鋼と比較して比重が 1/3 程度と軽く、腐食耐久性に優れているという特徴を有している。また、アルミニウムと比較しても軽量で高強度の材料であるという事が言える。

FRP 防護板を構成するパネルは、引き抜き成形法により成形された材料を使用しており、FRP 合成床版のパネルとしても広く活用されているものである。FRP パネル同士は接着剤とステンレス製のリベットで接合している。また、FRP 防護板と鋼桁との接合は、主桁の下フランジにスタッドを溶着し設置する構造としており、接合部からの飛来塩分の流入を防止するため、下フランジと FRP 防護板間にはシールスポンジを敷設している。

表-1 材料特性の比較表

項目	単位	構造用鋼	アルミニウム	GFRP
比重	—	7.8	2.7	1.6~2.0
引張強さ	MPa	400~510	150~470	250~550
引張弾性率	GPa	200~230	75	15~30
線膨張率	10 ⁻⁵ /°C	1.2	2.3	1.1
熱伝導率	W/(m・K)	76	188	0.3

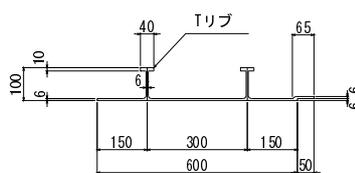


図-2 FRP パネル断面



写真-1 FRP パネル

3. 鋼桁間の環境調査

3. 1 モニタリングテストの概要

3. 1. 1 調査橋梁概要

FRP 防護板を採用した橋梁は、沖縄県中部に位置する国頭郡恩納村に新設された「沖縄科学技術大学院大学」キャンパス内に位置している。架橋地点は海岸線より約 700m の丘陵地帯に位置しており、桁下から飛来塩分の進入を受けやすい環境と言える。構造形式は橋長 67.4m の単純 2 主鋼床版箱桁橋であり、塗装仕様は外面 : C-5 系・内面 : D-5 系である。本橋は平成 22 年 10 月に架設されており、FRP 防護板も橋梁新設時に敷設された。

3. 1. 2 調査項目

モニタリングテストでは、①温湿度データロガーを用いた温湿度調査②ドライガーゼ法 (JIS Z 2382) による飛来塩分量の計測③ワッペン式曝露試験による腐食環境調査を実施した。

温湿度調査においては、温湿度データロガーを用いて毎月の温湿度を調査した。使用した温湿度データロガーの測定範囲は、温度が -30°C~80°C、湿度が 0%~100% である。測定精度は、温度が ±1°C で湿度が ±3.5% である。

飛来塩分量の計測は JIS Z 2382 に準じてドライガーゼ法により行い、毎月の飛来塩分量を計測した。

ワッペン式曝露試験においては、50×2×50 の耐候性鋼材 (JIS G 3114) の小型試験片を既設橋梁に設置し、毎月の錆厚を計測しながら腐食状態を観察した。

これらの機器は、FRP 防護板で塞がれた鋼桁間において、端部より 0m、10m、30m の位置に設置した。また、箱桁内・外にも機器を設置し、FRP 防護板における環境改善効果を検証した。これらの機器の設置箇所および設置状況を図-3 に示す。

モニタリングテストは、2011 年 4 月~2012 年 9 月の約 1 年間実施した。なお、測定期間中においては、大型の台風が数回架橋地点の近傍を通過している。

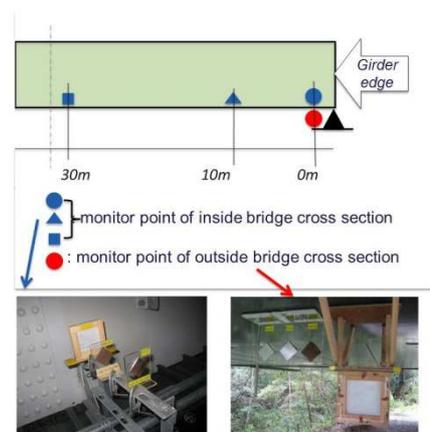


図-3 環境状況測定箇所および測定状況

3. 2 モニタリングテストの結果

3. 2. 1 温湿度調査結果

図-4, 5 に温湿度の計測結果を示す。また、図-6 には測定された温湿度から算出した毎月の濡れ時間割合を示す。

防護板内での平均温度は 23.5℃、桁外での平均温度は 20.9℃であった。一方、平均湿度は、防護板内で 75.9%、桁外で 84.8%であった。これらの温湿度から算出した毎月の濡れ時間割合においては、桁外で毎月の平均が 65.9%、箱桁内では 53.9%、そして防護板内では 32.3%という結果であった。

箱桁内と防護板で塞がれた鋼桁間における環境を比較しても、鋼桁間において気温は高く、湿度が低くなっていることから、濡れ時間割合においても箱桁内に比べ低くなる結果となった。これは、鋼と比較して FRP の熱伝導率が低く、FRP 防護板内の環境が安定していることが要因の一つであると考えられる。

3. 2. 2 飛来塩分量の計測結果

図-7 に、毎月の飛来塩分量の測定結果を示す。鋼桁間においても、0.004mdd 程度に飛来塩分量が抑えられている。箱桁内でも同程度に飛来塩分量が測定されていることから、FRP 防護板により飛来塩分の流入は十分に遮断されていると言える。また、測定期間中においては、最大瞬間風速 50m/s を超える大型の台風が、6月～9月にかけて架橋地点に数回接近している。台風通過後の翌月も鋼桁間の飛来塩分量は、0.004mdd～0.005mdd と台風通過前と同程度の値を示していることから、台風時の飛来塩分の遮断性についても十分の性能を有していると言える。

3. 2. 3 ワッペン式曝露試験による腐食環境調査結果

図-8, 9 に鋼板試験片の設置前及び 375 日経過後の腐食状況を示す。鋼桁外側に設置していた鋼板試験片には、層状さびが発生しているのが分かる。一方、FRP 防護板で閉じられた鋼桁間に設置されていた鋼板試験片は、点錆が見られるものの様な錆は発生していないことが分かる。図-10 に鋼板試験片の毎月の錆厚の変化を示す。鋼桁外側に設置された試験片の錆厚は、毎月錆厚が増加していき 375 日後においては 213.1μm の値を示した。鋼桁間に設置した試験片の錆厚は、毎月若干の変動はあるものの 375 日で 16.8μm のであった。

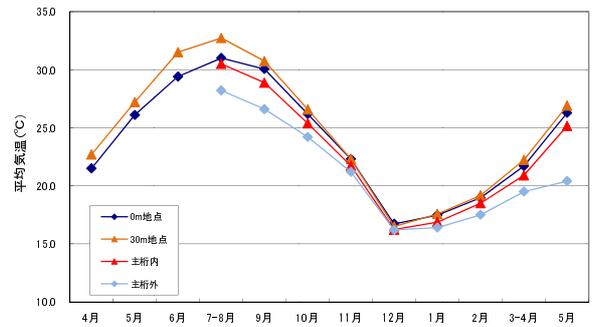


図-4 温度測定結果

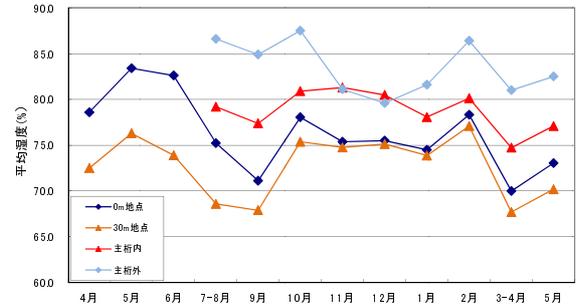


図-5 湿度測定結果

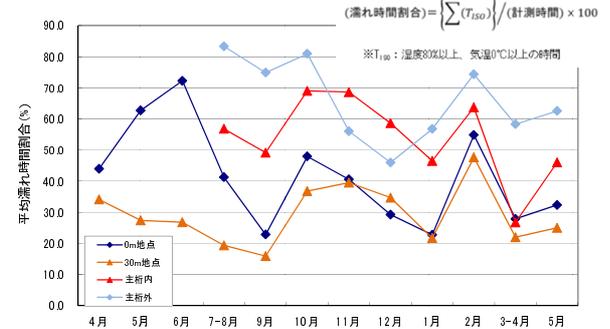


図-6 濡れ時間割合

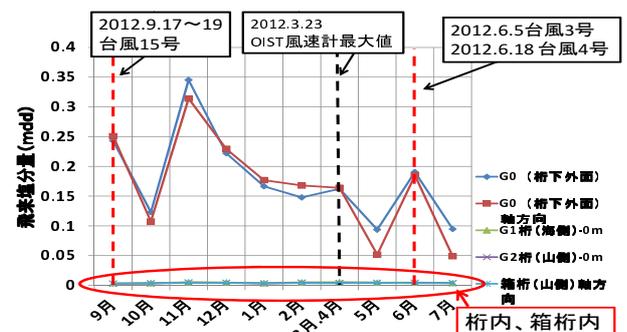


図-7 飛来塩分量



図-8 鋼板試験片の腐食状況 (鋼桁外)



図-9 鋼板試験片の腐食状況 (カバー内)

ワッペン試験片を1年間暴露して求めた腐食減耗量から算出した経年腐食減耗量を、図-11, 12 に示す。(社)日本鋼構造協会では、予め想定する腐食減耗量の範囲として表-2 に示す耐腐食性能レベルを示している。これによると、鋼桁外面は性能レベルⅢとなり、厳しい腐食環境であると言える。一方で、FRP 防護板で塞がれた鋼桁間の耐腐食性能レベルはⅠという評価となり、耐候性鋼材を裸仕様でも適用可能な環境であると言える。

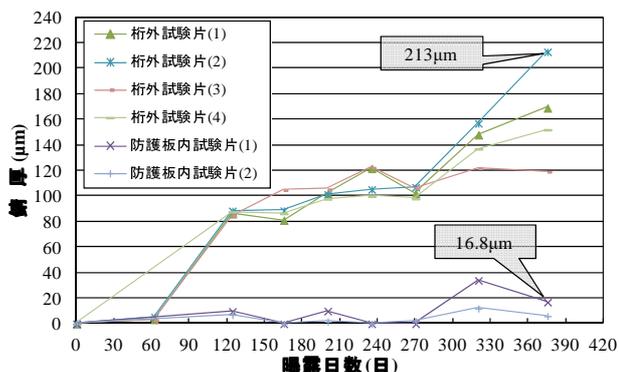


図-10 鋼厚測定記結果

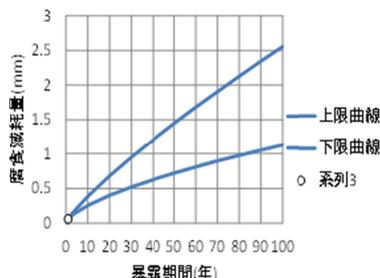


図-11 鋼桁外の腐食減耗曲線

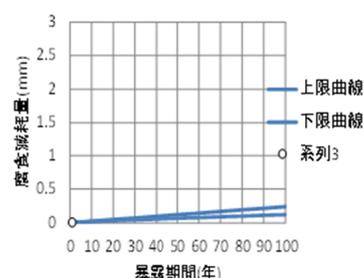


図-12 防護板内の腐食減耗曲線

表-2 耐候性鋼材における耐腐食性能レベル

性能レベル	腐食減耗量	さび外観評点
Ⅰ 設計供用期間中の腐食減耗量が、設計上耐荷力性能に影響がない範囲に留まるレベル	平均 0.5mm/100年以下	評点3~5
Ⅱ 予め設計上腐食代を見込む事により、設計上耐荷力性能に影響がない範囲となるレベル	平均 1.0mm/100年以下	評点2
Ⅲ 一般に取替えを前提とする部材に適用する	—	評点1でも許容

4. まとめ

実橋に採用された FRP 防護板のモニタリングテストにおいて、FRP 防護板の腐食促進因子の遮断性及び FRP 防護板を敷設した鋼桁間の腐食環境の改善効果が確認された。

これらの研究結果から、FRP 防護板を鋼桁間へ敷設する技術は、鋼橋における防食性能の向上及び維持管理性能の向上の観点から有効な技術であるという事が言える。

本研究は、共同執筆者であります先生方の多大なるご指導の下、琉球大学と宮地エンジニアリング(株)の共同研究として行われました。最後に、ご指導を賜りました先生方、ならびに共同研究に携わって頂いた琉球大学の学生の方々に心から御礼を申し上げます。

【参考文献】

- 1) 社団法人 日本鋼構造協会：耐候性鋼橋梁の適用性評価と防食予防保全,2009.9.
- 2) 久保, 亀子, 山下, 下里, 有住, 矢吹：FRP 防護板を用いた鋼桁間の腐食環境改善に関する研究, 土木学会 第 67 回年次学術講演会,2012.9
- 3) 山下, 久保, 下里, 有住, 矢吹：FRP 防護板における点検用通路としての性能確認試験, 土木学会 第 68 回年次学術講演会,2013.9
- 4) YABUKI,T.,ARIZUMI,Y.,SHIMOZATO,T. YAMASITA, S.,
Proc. of the 6th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering, June 2012, Rome, Italy, Paper No.13-166
- 5) YAMASHTIA,S.,ARIZUMI,Y.,SHIMOZATO,T.,YABUKI,S., *Pacific Structural Steel Conference*, June 2013, Singapore, Paper No.092

コンクリート舗装上のオーバーレイ層に適用した リフレクションクラックの発生を抑制する舗装

大成ロテック株式会社 技術研究所 課長 ○紺野 路登
大成ロテック株式会社 技術研究所 課長代理 水野 孝浩
新潟国道事務所 新発田維持出張所 所長 高崎 洋一

1 はじめに

コンクリート舗装上のオーバーレイ層に発生するリフレクションクラックに関しては、これまでも数多くの研究が報告されており、発生を抑制する種々の工法が実用化されている。しかしながら、交通条件や気象条件によっては施工後比較的早期にリフレクションクラックが発生する場合がある。

筆者らは、オーバーレイ層自体にたわみ性の高い混合物を適用することで、発生を抑制する効果が高められると考え、応力緩和性や変形性に富む特殊改質アスファルトを用いたSMA混合物を開発した。

平成15年に新潟県関川村の国道113号で開発したSMA混合物の試験施工を行い、リフレクションクラックの発生抑制効果を検証してきた。その結果、供用開始後10年が経過した時点においても、開発したSMA混合物はリフレクションクラックの発生を抑制する効果は持続しており、また供用状況に関しても問題は見受けられないことを確認した。

本稿では、開発したSMA混合物の性状を紹介するとともに、供用10年における「供用性に関する追跡調査結果」および「リフレクションクラックの発生抑制効果の状況」について報告する。

2 開発したSMA混合物の概要

開発したSMA混合物（以下、特殊改質SMA）は感温性や応力緩和性を大幅に改良した特殊改質アスファルトを用いたものである。特殊改質アスファルトは一般的に改質材として用いられるSBS樹脂のほか、特殊な添加剤を添加したポリマー改質アスファルトであり、以下の特長を有する。

- ①感温性が低く、低温域から常温域の幅広い温度領域で応力緩和性やたわみ性を有する。
- ②流動変形に対する抵抗性を有する。
- ③通常の改質アスファルトと同様な製造・施工が可能である。

2.1 特殊改質アスファルトの性状

特殊改質アスファルトのバイнда性状例を、ポリマー改質アスファルトⅡ型（以下、改質Ⅱ型アス）を比較として表-1に併記する。特殊改質アスファルトは、低温域における変形能力等の低下を抑えるために、感温性（PI）を低下（針入度が大きく、軟化点が高い）させている。

また、改質Ⅱ型アスと比較して低温伸度（4℃）が大きく、フラース脆化点が低いなどの特長があり低温領域におけるたわみ性が優れている。

表-1 バイнда性状例

試験項目		特殊改質アスファルト	改質Ⅱ型アス
針入度(25℃)	(1/10mm)	174	55
軟化点	(℃)	71.5	61.5
PI		5.96	1.57
伸度試験(4℃)	(cm)	69	54
フラース脆化点	(℃)	-28	-11
60℃粘度	(Pa·s)	8,620	1,480

2.2 特殊改質 SMA の性状

特殊改質 SMA の性状として、静的曲げ試験、曲げ疲労試験およびリフレクションクラック促進試験（以下、クラック貫通試験）の結果を、ポリマー改質アスファルト II 型を用いた SMA 混合物（以下、改質 II 型 SMA）と比較して示す。なお、試験に用いた混合物の骨材最大粒径は 13mm である。

2.2.1 静的曲げ試験結果

静的曲げ試験条件を表-2に示し、静的曲げ試験の曲げ強度結果を図-1、曲げひずみ結果を図-2に示す。

表-2 静的曲げ試験条件

荷重方法	2点支持中央荷重
供試体寸法	50×50×300mm(スパン長200mm)
ひずみ速度	6.25×10^{-3} (1/s)

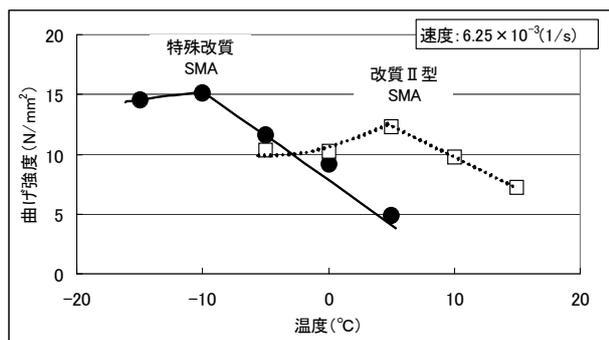


図-1 静的曲げ試験結果（曲げ強度）

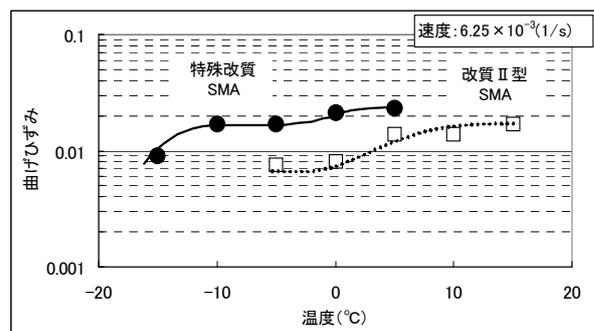


図-2 静的曲げ試験結果（曲げひずみ）

図-1より、特殊改質 SMA の脆化温度は -10°C 程度で改質 II 型 SMA の脆化温度 5°C より 15°C 程度マイナス側へ移動していることが確認された。また、図-2の結果より、特殊改質 SMA の破断ひずみは改質 II 型 SMA と比較して2~5倍程度大きいことが確認された。このことから、特殊改質 SMA は低温域において高いたわみ性を有していることが確認された。

2.2.2 曲げ疲労試験結果

曲げ疲労試験（ひずみ制御：試験温度 5°C 、ひずみ 700μ 、周波数5Hz）を行った結果、特殊改質 SMA の破壊回数は200,000回程度と、改質 II 型 SMA の破壊回数15,000回程度と比較して10倍以上大きくなり、疲労抵抗性が高く、リフレクションクラックの発生抑制に効果的であることが確認された。

2.2.3 クラック貫通試験結果

クラック貫通試験は、旧建設省土木研究所が考案した試験法¹⁾を参考に実施した。具体的には、写真-1に示すように一定荷重の車輪をオーバーレイ混合物上で往復走行させ、オーバーレイ混合物の中央部下面（スリットの直上）に発生したクラックが成長して貫通するまでの時間（クラック貫通時間）を評価した。クラック貫通試験条件を表-3、試験結果を図-1に示す。



写真-1 クラック貫通試験状況

表-3 クラック貫通試験条件

オーバーレイ混合物	幅80×長さ300×厚さ20(mm)
試験温度	25°C
トラッキング速度	42回/分
荷重	110kg
ゴム板	30(JIS硬度) 厚さ50mm

図-1より、特殊改質 SMA のクラック貫通時間は165分で改質 II 型 SMA の107分と比較して1.5倍程

度長く、特殊改質SMAはリフレクションクラックの発生を抑制する効果が高いことが確認された。

3 試験施工

3.1 概要

平成15年8月に新潟県岩船郡関川村の一般国道113号で関川舗装修繕工事の一部区間で試験施工を実施した。試験施工の断面および設計断面（一般部）を図-4に示す。

当該舗装工事の設計断面（一般部）は、褥層（加熱型高ゴム化アスファルト+碎石の3層構造）を厚さ3cmで施工し、表層に改質Ⅱ型密粒混合物（13F）（以下、改質Ⅱ型密粒（13F））を施工するものであった。その一部区間で特殊改質SMAの試験施工を行った。試験施工で用いた混合物のアスファルト量および骨材粒度を表-4に示す。

3.2 施工

試験施工は、施工の簡素化、工程の短縮を目的として、マルチアスファルトペーパー（MAP）による2層の同時施工とし、転圧には水平振動ローラ（R2）および振動タイヤローラ（GW750）を用いた。施工状況を写真-2に示す。

4 追跡調査

供用開始後10年目となる平成25年5月に目視観察および路面性状の追跡調査を実施し、「供用性に関する追跡調査」および「リフレクションクラックの発生抑制効果の状況」を確認した。

4.2 供用性に関する追跡調査結果

供用性に関する追跡調査結果を表-5に、目視観察結果を表-6に示す。

表-5 供用性に関する追跡調査結果

断面		クラック率(%)			わだち掘れ量(mm)			平坦性(mm)		
		供用2年	供用6年	供用10年	供用2年	供用6年	供用10年	供用2年	供用6年	供用10年
特殊改質SMA(13)	改質Ⅱ型SMA(5)	0.1	0.2	0.9	4.8	5.9	9.4	1.14	1.35	2.08
改質Ⅱ型密粒(13F)	褥層	2.8	12.4	18.1	5.0	9.5	12.9	1.14	1.77	2.65

表-5より、特殊改質SMAのクラック率は供用10年で0.9%と極めて小さく、リフレクションクラックの発生頻度が小さいことが確認された。また、わだち掘れ量と平坦性は9.4mmと2.08mmで、設計断面（褥層を適用した工区）の12.9mmと2.65mmと比べて同程度以下であり、供用性は問題ないと判断できる。

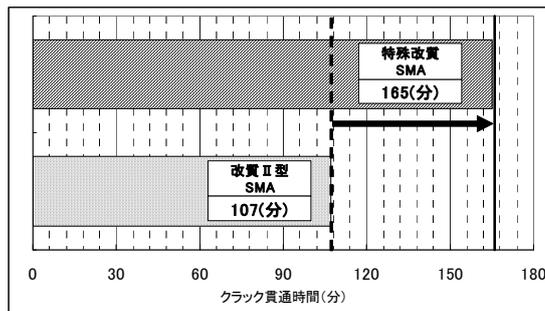


図-1 クラック貫通試験結果

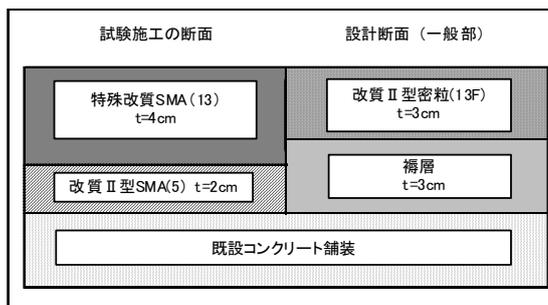


図-4 舗装断面

表-4 アスファルト量および骨材粒度

混合物の種類	アス量 (%)	骨材合成粒度(重量%)					
		19mm	13.2	4.75	2.36	0.3	0.075
特殊改質SMA(13)	6.0	100	97.6	39.6	27.2	13.3	8.7
改質Ⅱ型SMA(5)	7.9	100	100	94.2	41.7	15.5	10.3



写真-2 施工状況

表-6 目視観察結果

断面		目視観察結果				
		供用6ヶ月	供用2年	供用4年	供用6年	供用10年
特殊改質 SMA(13)	改質Ⅱ型 SMA(5)	変状なし		一部に微小なクラック発生	クラックの若干数増加	クラックの増加・成長
改質Ⅱ型密粒(13F)	褥層	多数のクラック発生	クラックの増加	クラックの増加・亀甲状への成長	クラックの増加・亀甲状への成長	クラック箇所の部分補修

表-6に示すように、設計断面（褥層を適用した工区）が供用後6ヶ月目には多数のリフレクションクラックが再発したのに対し、特殊改質SMAは供用4年で微小なクラックが一部で発生したものの、その後のクラックの増加・成長の速度が遅いことが確認された。

4.1 リフレクションクラックの発生抑制効果の状況

供用10年の特殊改質SMAの路面状況を写真-3、設計断面の路面状況を写真-4に示す。設計断面（褥層を適用した工区）は発生したリフレクションクラック箇所の部分補修が行われていた。



写真-3 供用10年状況（特殊改質SMA）



写真-4 供用10年状況（設計断面）

5 まとめ

得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 特殊改質SMAのクラック率は供用10年においても0.9%と極めて小さく、リフレクションクラックの発生抑制効果を持続していることが確認された。
- 2) 特殊改質SMAのわだち掘れ量と平坦性は設計断面（褥層を適用した工区）と比べて同程度以下であり、供用性にも問題はないことが確認できた。
- 3) 供用10年で設計断面（褥層を適用した工区）は発生したリフレクションクラック箇所の部分補修が行われていたが、特殊改質SMAは良好な状況を維持していた。

6 おわりに

新潟県関川村における試験施工の供用10年における追跡調査の結果、特殊改質SMAのリフレクションクラックの発生抑制効果の長期持続性と供用性にも問題がないことが確認された。今後はコンクリート舗装上のオーバーレイ舗装への適用の他、積雪寒冷地のサーマルクラック抑制舗装としての適用も図っていきたい。

【参考文献】1) 安崎ほか；「ひび割れ防止材の室内試験による評価」，第17回日本道路会議論文集，PP584～585，
（社）日本道路協会，（昭和62年）

中島閘門 放水路水門 補修工事について

富山県富山土木センター 伊藤 彰規

1 はじめに

富岩運河は、富山駅北の富岩運河環水公園と富山港を結ぶ延長約5kmの運河であり、そのほぼ中間に上流と下流の水位差を調整する中島閘門があり、平成10年に「富岩運河水閘施設（中島閘門）」として昭和の土木構造物では全国ではじめて国の重要文化財に指定されています。

その一施設である放水路水門は、設置後70年以上が経過し老朽化が著しく、集中豪雨時に迅速に必要な放流ができない状態になっていました。

本稿では、これらに対応するための水門補修工事について報告します。



写真-1 運河上流側より望む（補修前）

2 中島閘門 放水路水門について

2.1 建設当時の姿

中島閘門放水路水門は、建設当初の昭和10年にはスライドゲートが7門設置されており、左岸側に電動機を1基設け、操作室内の操作盤から操作可能でした。

各水門は、電動機につながり回転するシャフトと歯車を介して接続することで、連動して開閉操作できる仕組みとなっていました。

形式	鋼製スライドゲート
数量	7門
純径間	2.000m
扉高	1.540m
設計水深	1.530m
開閉装置形式	電動スピンドル式

図-1 正面図（下流側より）※建設当時

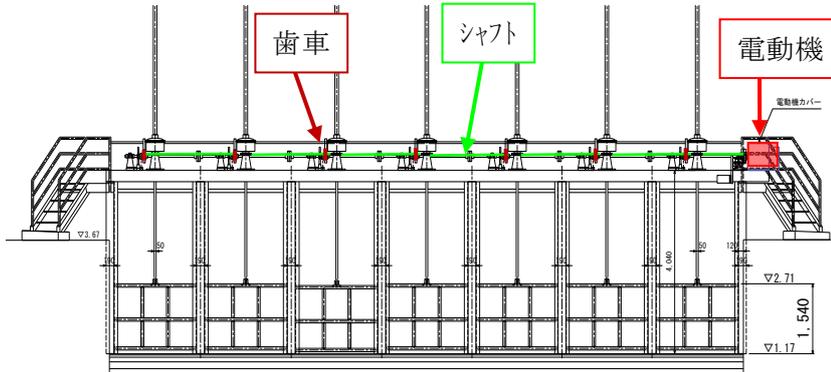


図-2 平面・断面図

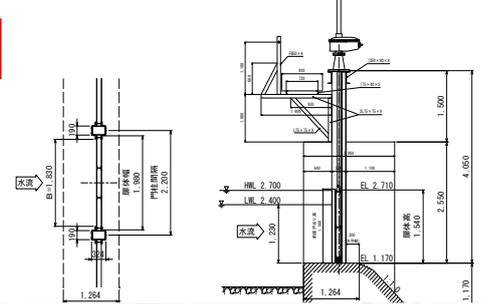


写真-2 連結シャフト、歯車部



写真-3 電動機、連結シャフト



写真-4 建設当時の姿

2. 2 補修前の状況 及び 問題点

老朽化で建設当時の開閉装置は機能せず全7門中1門(中央部のNo.3)のみ開閉操作可能な状態で、集中豪雨時には至急現地へ駆けつけ人力で開閉ハンドルを回す必要があり、放流可能な流量も 22.0m³/s と10年確立の運河流入量 27.4 m³/s を下回り、ゲリラ的な集中豪雨に対応できなくなっていました。

また、老朽化が進み鋼材断面が欠損し、部材の取換えや補強が必要となっていました。

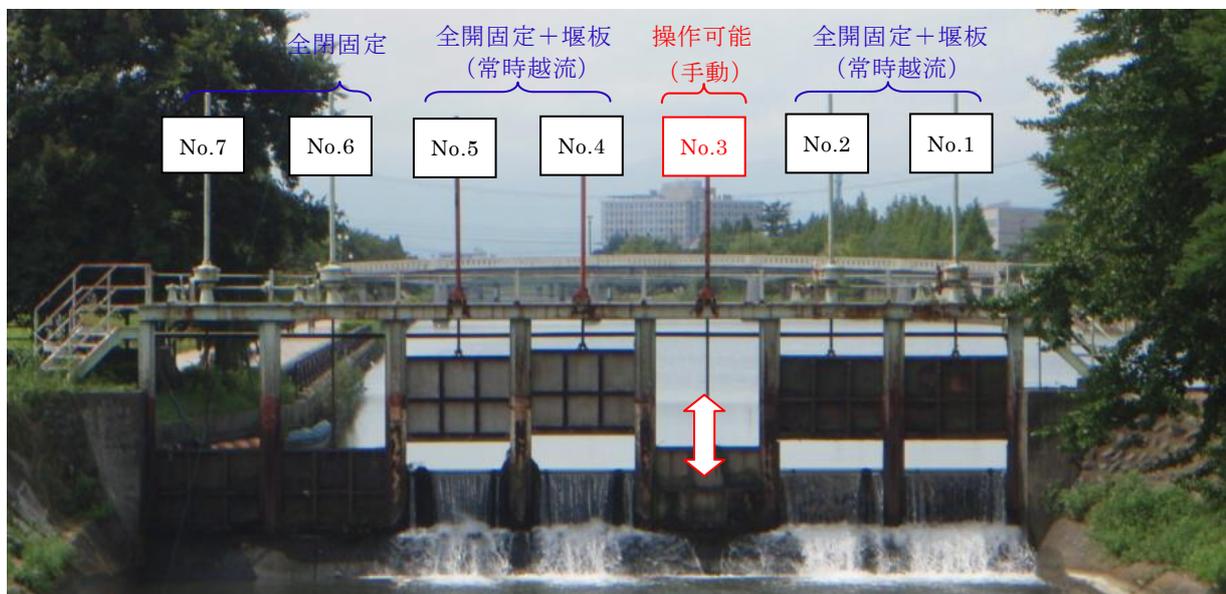


写真-5 水門下流側より望む (開閉操作可能な水門は中央「No.3」、1門のみ)



写真-6 下流側より扉体を近視 (鋼材の断面欠損→取替必要)



写真-7 側面より戸当りを近視 (鋼材の断面欠損→取替必要)



写真-8 門柱を近視 (孔食が進行→補強必要)

3 補修工事について

3. 1 目的

- ①放流施設として構造上の安全性を確保する。
- ②必要な放流量 (洪水時) を確保する。
- ③迅速な操作を行うため、水門操作の自動制御化をはかる。

3. 2 制約

①重要文化財として

建設当時の外観形状を極力変えない。

- 開閉装置は「スピンドル式」のまま変更しない。
- 扉体高 (H=1.54m 天端高 EL+2.71m) を変更しない。
- 新設する多数の電力・通信ケーブル類を目立たせない。

②水位設定

運河緑地 親水スペースとして

- ・遊歩道 (EL3.00m) を冠水させない。→運河水位 EL 2.90m未滿
- ・親水性を確保。→平常時水位 EL 2.40m以上

船舶の運航等

- ・水上ライン運行上の必要水深を確保。→運河水位 EL 2.40m以上
- ・利水者 (沿岸の工場) の取水を確保。→運河水位 EL 1.90m以上

制限水位

警戒水位	EL 2.90m	
管理水位	上限	EL 2.70m
	下限	EL 2.40m

3. 3 工事の内容

①非出水期に仮締め切りを行い、I期施工にて右岸側の3門分、II期施工にて残り4門分及を施工。

②老朽化が著しい「扉体・戸当り・開閉装置・点検歩廊」を新規製作し取替。

③補修可能な「門構躯体」は金属パテ等で孔食部を補修し塗装塗替。

※ 鋼材の断面が欠損した「門柱」は両側に鋼板をあて挟み込んで補強。

⑤水門操作を自動制御化。(水位計・操作盤・操作室を新設)

※ 新設する多数の電力・通信ケーブルは、点検歩廊に内蔵し目立たないように配慮。

図-3 平面図 背面図 (施工範囲)

※青色：I期施工、赤色：II期施工

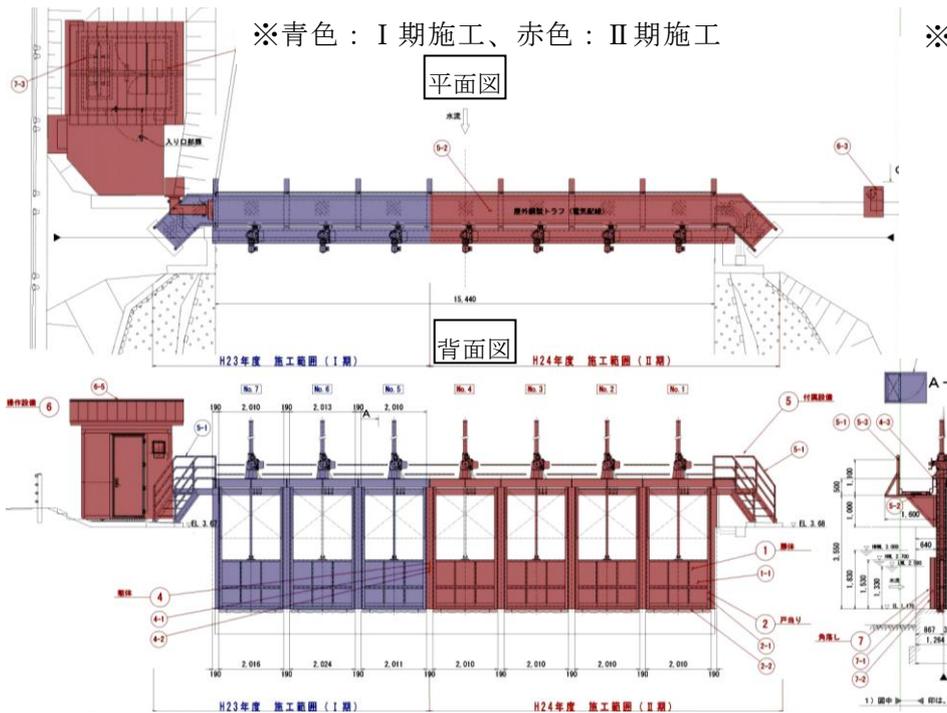


図-4 一般図 (施工範囲)

※青色：補修・補強、赤色：取替

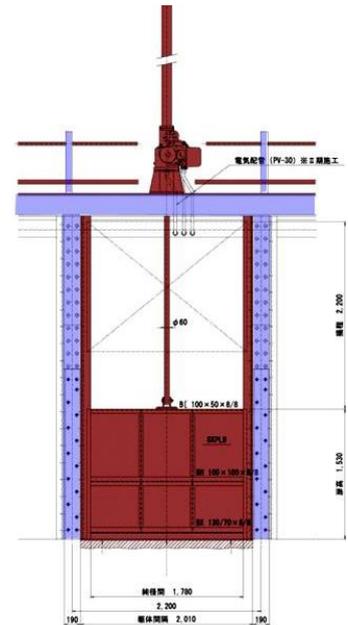


写真-9 施工状況(全景)



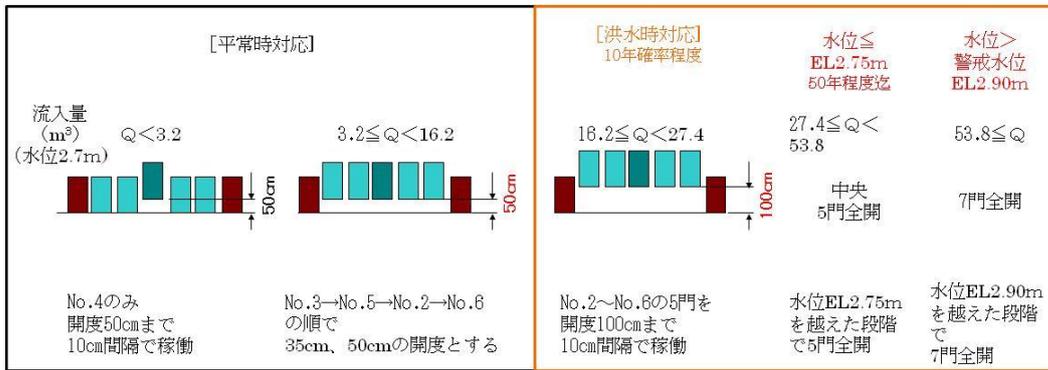
写真-10 施工状況(門柱補修)



写真-11 施工状況(門柱補強)

3. 4 水門操作の自動制御化

次のとおり「流入量」に応じた各水門の「開度パターン」を設定し、常時、水位に応じて自動制御で「開度パターン」を選択し、運河水位を調整するようにした。



旧

新



水門操作水位 (自動操作)

7 門全開	EL 2.90m
5 門全開	EL 2.75m
自動復帰	EL 2.70m
開操作開始	EL 2.55m
閉操作開始	EL 2.45m



写真-12 操作設備 (旧設備→新設備)

※建設当時は閘門と同じ操作盤で操作

写真-13 開度パターン設定画面

4 おわりに

中島閘門周辺においては遊歩道等の整備が進み、また富岩水上ラインの乗降場も設けられ、以前と比べ賑わいをみせています。来年度には北陸新幹線の開業にあわせ水上ラインに新艇が就航することであり、今後とも益々この中島閘門周辺が賑わっていくことを願い、またこれまでの関係者の方々へ心より感謝申し上げ、一担当としての報告とさせていただきます。



写真-14 水門補修工事完成後 (下流側より)



写真-15 中島閘門及び富岩水上ライン「SOLA」



写真-16 富岩水上ライン新艇 (H26 就航予定)

空港エプロン舗装等における接着剤塗布型付着オーバーレイ工法に 適応させた接着剤塗布機械の開発について

鹿島道路㈱生産技術本部技術部 ○伊藤清志
鹿島道路㈱生産技術本部機械部 木下洋一
鹿島道路㈱北陸支店技術試験所 冨澤 健

1. はじめに

空港の駐機スポットや港湾のエプロン舗装にはコンクリート舗装が一般的に用いられ、供用後に空港では海上埋め立てや高盛土工に起因する不同沈下、港湾では地震や吸出し等による沈下が発生する事例がある。この沈下に対する補修工法には既設コンクリート舗装版の取壊しを伴う打替工法と、既設コンクリート舗装版の上面を切削後にコンクリートを打継ぐ付着オーバーレイ工法がある。更に付着オーバーレイ工法にはウォータージェットを用いて既設エプロン表面に凹凸面を形成後にショットブラストによる研掃を実施してからオーバーレイコンクリートを打込む工法と、付着界面をショットブラストによる研掃処理後に打継用の接着剤を塗布してからオーバーレイコンクリートを打込む工法(以下、接着剤塗布型付着オーバーレイ)があるが、国土技術政策総合研究所と民間 3 社による共同研究(平成 16 年～)¹⁾において検証が行われ、何れの工法についても付着性の確保が確認され、空港舗装工事の技術資料²⁾にも二つの工法が併記されている。本稿では接着剤塗布型付着オーバーレイ工法を大規模維持補修工事に適用するために必要となる接着剤塗布システムの機械開発と試験施工結果について報告する。

2. 接着剤塗布型付着オーバーレイ工法に用いる塗布機械の開発

2.1 接着剤塗布システムの概要

接着剤塗布システムはエポキシ樹脂系接着剤(主剤+硬化剤)をそれぞれ定量供給する「ポンプユニット」と、供給された主剤、硬化剤を混合して路面に均一に塗布する「塗布ユニット」から構成される。接着剤塗布システムの施工時系統を図-1 に、塗布システムに要求された項目を以下に記す。

- ・ 均一な塗布ができること(温度管理、混合比管理、塗布量の安定化など)
- ・ 塗布面にダレやムラがないこと(ポンプ脈動防止、完全混合、閉塞回避など)
- ・ 自動制御と連続施工が可能なこと(ポンプ耐久性、確実な機器制御など)

2.2 耐久性のあるポンプユニットの製作

2.2.1 ポンプの機種選定

ポンプの選定は、各メーカーのカタログ仕様から大規模補修を想定した施工能力(吐出能力)と耐久性の観点より 2 台の定容積型フルストロークプランジャポンプを候補とし、更にこの 2 台のポンプの耐久性の検証として、本工法用に専用に開発した接着剤を用いた 72 時間連続循環運転を行い、稼働時のポンプの挙動観察と、終了後の分解点検による耐摩耗性の確認を行った。この検証の結果、候補とした 1 台のポンプは構造的に負荷に耐えられず、またシリンダー内部のパッキンの摩耗・変形も認められたことから除外とし、適用可能な候補を 1 台に絞り込んだ。その後、この定容積型フルストロークプランジャポンプの改良品として同じ材質・機構で電子制御式可変ストロークエアレスダブルプラ

ンジャポンプが開発され、これをメインポンプとして採用した。この電子制御可変式の特徴は、定型の2個のプランジャポンプが電子制御により主剤と硬化剤が適切な配合比となるように、個別に往復運動を行う機構である。また、移送用ポンプにはダイヤフラムポンプとエアレスシングルプランジャポンプを併用とした。なお、ポンプユニットに積載される材料には接着剤と共に有機溶剤(エポキシシンナー)も含まれるので、防爆の観点から一連のポンプをすべてエア式駆動とした。

2.2.2 ポンプユニット構成と仕様

ポンプユニットは、現場で調達(リース)した4t車に搭載できる様に鋼製枠(1.8m×1.8m×2.1m(高さ))を2個連結させた中に組込んだ。各鋼製枠は材料(接着剤)の加熱・攪拌を行う一次タンク・二次タンクと供給・循環を担う各ポンプで構成される材料ブロックと、最終温度調整される三次タンクと自走式塗布ユニットに材料(接着剤)を設定比率で圧送供給するメインポンプで構成されるポンプブロックに分かれている。材料ブロックは接着剤の主剤・硬化剤の供給ドラム缶(一次タンク)に攪拌加熱ドラム(二次タンク)への移送ポンプ(エアレス・シングルプランジャポンプ)、攪拌加熱ドラム缶(二次タンク)は加熱装置(バンドヒータとビスコンヒータ)と攪拌装置(ピストン式エアアジテータ)、攪拌加熱ドラム缶(二次タンク)の循環や最終温度調整タンク(三次タンク)への移送を行うポンプ(ダイヤフラム式ポンプ)で構成されている。

一方、自走式塗布ユニットに材料(接着剤)を圧送するメインポンプブロックは、保温用の温水が隔壁内を循環する構造をもつ最終温度調整タンク(三次タンク)と保温用温水ポンプ(ダイヤフラムポンプ)、最終加熱を担うビスコンヒータと攪拌装置(ピストン式エアアジテータ)、更に電子制御式可変ストロークエアレスダブルプランジャポンプとシンナー洗浄用ポンプで構成されている。動力は三相200Vと圧縮空気による稼働とし、各々は2t車に搭載させる計画とした。ポンプユニットの外観を写真-1に、その仕様を表-1に示す。

2.3 材料(接着剤)供給ホースとミキサ・マニホールド

4トン車載式ポンプユニット

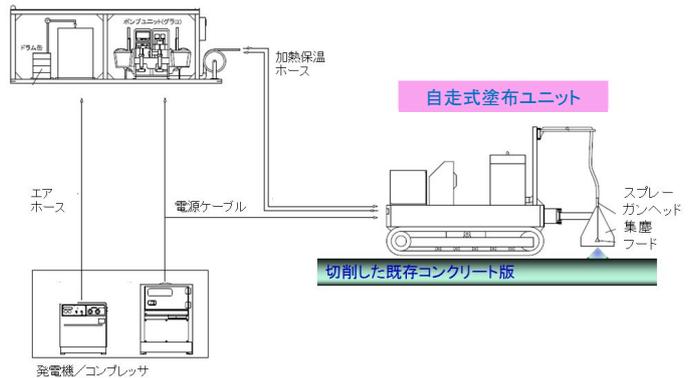


図-1 接着剤塗布システムの施工時系統



写真-1 ポンプユニット

表-1 ポンプユニット仕様

項目	仕様	備考
全長 (mm)	3,600	鋼製型枠
全幅 (mm)	1,800	
全高 (mm)	2,200	
重量 (t)	2	
ポンプ最大圧力 (Mpa)	35	—
吐出流量 (リットル/分)	1.0~10.0	—
タンク容量 (リットル)	主剤 470	70?+200?+200?
	硬化剤 350	70?+150?+150?
ヒータ容量 (kw)	13	(主剤・硬化剤)加熱用
動力 (kw)	15	三相 200V 外部供給
コンプレッサ (PS)	50	ドライコンプレッサー(外部供給)

ポンプユニット～塗布ユニット間は、主剤・硬化剤の送り側に電気ヒータを内蔵した加温ホース，戻り側には熱放散の少ない保温ホースを採用した。また、この各々のホースは中間部に継手を設置した15mのホースが2本連結して延長が30mとなる仕様とした。これにより、現場施工において不慮の部分損傷が発生に対して破損個所のあるホースだけの交換により対応が可能とした。

2.4 塗布ユニットの構成と仕様

塗布ユニットは「ポンプユニット」より供給された主剤・硬化剤を混合し、規定量を塗布するための電動自走式ユニットである。外観を写真-2に、その仕様を表-2示す。塗布ユニットは最大塗布幅8.5mにおいても安定した稼働が出来るように車体剛性の検討を行い、設計・製作した。各部位の構成は、前後移動のためのゴム製クローラを装備した車体と横行レール、そして横行する塗布フードから構成され、この動力はポンプユニットに電源を供給する発電機より三相200Vで受電し、塗布ノズルやミキサ・マニホールドの作動用は塗布ユニットに搭載した小型コンプレッサから供給される圧縮空気を用いた。ポンプユニットから接着剤(主剤・硬化剤)が供給される電気ヒータ付き保温ホースが接続されるミキサ・マニホールドには、塗布と循環の切り替えバルブが設置され、塗布停止時にノズルガンが閉まると同時に循環に切り替わり、戻りの保温ホース(15m×2本)を経由して三次タンクに送られ、循環となる制御システムとした。塗布時の接着剤の混合は、切り替えバルブを通った主剤・硬化剤をミキシングチャンバで一次混合され、更に横行レールを往復移動する塗布フードの動きに追随するようにスイングアームに添架した耐圧ホースを経由してからスタテック・ミキサ(12エレメント×3)で二次混合され、全自動ガンに圧送される。また、塗布施工の終了時には洗浄ポンプより圧送された洗浄液(エポキシシンナー)を通過させることで、混合された接着剤が経路内で固化しないように洗浄が出来る構造とした。塗布量の制御については、ノズル・チップの種類と設置される全自動ガン先の塗布面までの高さ(スタンド・オフ)から決定される吹き幅(スプレー幅)と塗付形状から塗り重ね幅を決定し、横行速度で塗布量が適正となるようにキャリブレーションを実施して設定値を決定



写真-2 塗布ユニット

表-2 塗布ユニット仕様

項目	仕様	備考
全長 (mm)	2,650	施工時
全幅 (mm)	3,000	最小施工幅 (最大 8,500)
全高 (mm)	2,430	-
重量 (t)	1.8	-
走行モータ (kw)	1.5×2基	インバータ制御
動力 (kw)	5	三相 200V 外部供給
作業レール幅 (mm)	3,000	本体のみ
	4,500	本体+750mm×2本装着
	8,500	本体+(750+2,000)×2本装着
コンプレッサ (kw)	0.4	電動式小型コンプレッサ(車載)
ミストコレクタ (KW)	1.5	電動式小型吸引機(車載)



写真-3 ノズル選定検証状況

した。なお、全自動ガンに装着するノズル・チップの種類選定とノズル・チップ先端から塗布面までの高さについては、塗布ユニット製作前に手作業において組合せの検証を行い、塗布ユニットの設計に反映させた。ノズル・チップ選定検証状況を写真-3に示す。

3. 試験施工による確認

本施工を模擬した試験施工を自社機械センター構内において実施した。試験施工は既設エプロンを模擬したコンクリート舗装版(t=150mm)を構築し、切削機を用いて表面を切削(t=10mm)した後にショットブラストによる研掃を実施した箇所と、研掃のみを実施した二工区を設定し、接着剤塗布システムによる塗布面の仕上がりの確認を行った。塗布状況を写真-4に、試験結果を表-3に示す。接着剤塗布面は、ダレやムラのない均一な塗布面を形成し、塗布量のバラツキが非常に小さいものであり、本接着剤塗布システムが十分な塗布性能を有していることが確認された。



写真-4 試験施工における塗布状況

表-3 試験施工における塗布量

工区	目標塗布量 (kg/m ²)	平均塗布量 (kg/m ²)	標準偏差
平滑面	0.87	0.92	0.044
切削面	1.13	1.12	0.038

※検査版(0.3m×0.3m)は各工区毎に30枚使用

4. まとめ

本報告では、大規模補修工事において接着剤塗布型付着オーバレイの適用を想定し、専用開発した接着剤(機械塗布用高耐久型エポキシ系接着剤)を塗布する機械の開発経緯と仕様、ならびに試験施工の結果について報告した。この接着剤塗布システムを用いた付着オーバレイ工法は、昨年度の秋季～冬季に至る寒中施工と、本年度の夏季における暑中施工の環境下において施工を行い、付着の確保に必要とされる最適な塗布量を均一に且つ誤差なく実施できた。特に寒中施工では低温環境におけるエポキシ樹脂の粘度増大により人力による塗布は困難となるが、塗布システムの適切な温度制御と塗布性能により品質の確保が図れたことを確認した。また各々の施工条件・環境で生じた課題に対する改良・改善を行い、現在も保守管理の改良や省力化となる改造の検討を引き続き進めている。今後はこれらの利点(コスト縮減と品質向上)を生かし、空港や港湾におけるエプロン舗装の大規模修繕などで実績を積み、更に機構の改良・改善を行い、品質向上と合理化に努めたい。最後に、今回の機械開発、製作、試験施工ならびに本施工において、ご指導をいただきました関係各位に厚く御礼申し上げます。

参考文献：1) 国土交通省国土技術政策総合研究所：空港コンクリート舗装の薄層付着オーバレイに関する研究，国総研研究報告 30 号，2006 年 9 月。

2) 財団法人港湾空港建設技術サービスセンター：空港舗装工事必携マニュアル，2011 年 3 月 26 日，pp319

3) 児玉孝喜，加形護，岡本達也，紀本一郎，柿崎勉，福手勤：エポキシ樹脂の機械塗布による付着オーバレイ工法の実用化に関する研究，土木学会論文集 FVol.65 No.4，501-515，2009.11

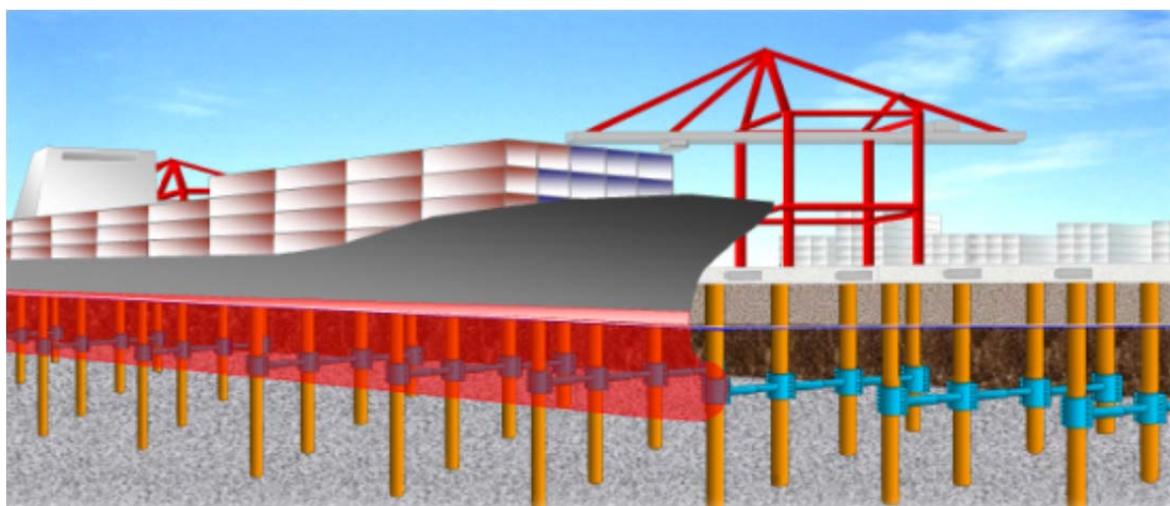
伸縮式ストラット工法の開発について

あおみ建設株式会社土木本部技術開発部部長 吉原 到

1 はじめに

国土交通省は H18 に「耐震強化岸壁緊急整備プログラム」を策定し、整備を進めているが、限られた社会資本整備予算の中で、東北の復興工事とともに既設建造物の延命化や耐震補強へ対応しなければならない状況である。民間企業が所有する専用岸壁においても、高度経済成長時に建設された施設が更新時期を迎えたものの代替施設がないため、岸壁を供用しながらかつ低コストで延命したいというニーズがある。

このような社会情勢を受けて、低コストで、かつ現在の物流機能を低下させることなく、すなわち岸壁を供用しながら耐震補強できる「伸縮式ストラット工法」を開発したので、報告する。



図－1 伸縮式ストラット工法による耐震補強イメージ

2 開発背景と開発方針

従来から行われている耐震補強工法として、例えば背面地盤および基礎地盤の地盤改良工法がある。しかしながら、地盤改良工法は改良対象範囲が比較的大きくなることが多く、岸壁背面の利用状況によっては建造物の移設が必要、仮設工が大掛かりになるなど、様々な課題が考えられ、岸壁を供用しつつ関係者間を調整しながら補強工事を進めることは困難であることが多い。また、鋼管杭そのものを補修・補強する工法として、鋼板溶接や RC 被覆工法なども従来から行われているが、水中作業が多いため、工程が長くなること、またそれは施工費の上昇要因でもあった。

このような状況の中、耐震補強や延命化工事では、①栈橋を供用しながらの施工、②工程短縮、③安価な施工、という 3 つのニーズがある。このニーズに対応できる方法として、栈橋上部工に手を加えずに杭のみ補強する方法で、かつその補強方法が簡便であるものが良いと考えた。

杭構造を補強する工法として、杭と杭を補強部材で連結する格点式ストラット工法がある。これは建造物の新設時を想定した工法であり、既設建造物に適用するためには上部工の撤去等の対策が必要で、供用しながらの施工というニーズに対応するのは困難であった。

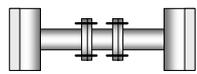
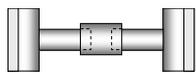
そこで、格点式ストラット工法を基本に、上部工に手を付けずに補強部材を簡便に追加設置できる方法および構造とし、その補強部材の構造はシンプルに、かつ単一寸法の部材での製作（部材のユニット化）を行うことで、上記3つのニーズに対応できる工法とすべく、開発を行うこととした。

3 伸縮式ストラット工法の概要

3.1 ストラット部材の分割・結合方法の選定

上部工を撤去せずに鋼管杭に補強部材を追加する構造として、部材を分割して現場で結合する4案を抽出し、比較検討を行った。比較表を表-1に示す。

表-1 ストラット部材の分割・結合方法の比較選定表

名称	①ボルト接合	②溶接接合	③伸縮メカニカル接合	④伸縮モルタル接合
構造案				
簡便な取付 (設置工程)	◎	△	◎	◎
構造がシンプル (部材製作費)	△	◎	△	○
ユニット化 (部材長調整)	△	△	◎	◎
総合評価	△	△	○	◎

- ・溶接接合は水中溶接が必要であり、他の工法と比較して簡便とはいえないが、構造はシンプル。
- ・フランジ加工およびネジ加工は、高い工作精度が要求されるため、製作コストが高額になる。
- ・ボルト接合と溶接接合は部材長を調整できないので、製作前に精緻な杭間計測を実施し、設置個所ごとに部材長が異なる部材を製作する必要がある。(ユニット化は不可能)
- ・ボルト接合とメカニカル接合は部材を取り付けるのみであり、簡便な取り付けが可能で工程的にも優位である
- ・モルタル接合案もモルタルの充填があるものの簡便な取り付けが可能である。また、工程的にも養生期間が追加されるが、その影響は少ない

既設杭の杭間の変動に対して部材長を調整しやすいこと（部材のユニット化が可能）、製作費、部材設置の施工性を指標に総合的に判断して、伸縮モルタル接合を採用した。以下、伸縮式ストラット部材の特徴について、説明する。

3.2 ストラット部材の伸縮構造と既設構造物への取り付け方法

図-2に示すように、ストラット部材を径の異なる2種類の鋼管を組み合わせて入れ子状にし、そのラップ長によりストラット部材全長を調整できる構造とした。部材格納時は、既設杭間より短くな

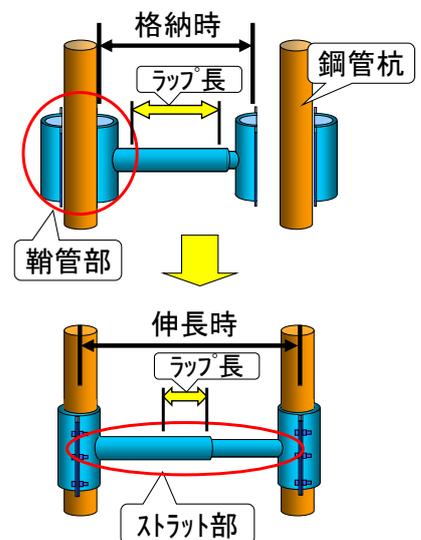
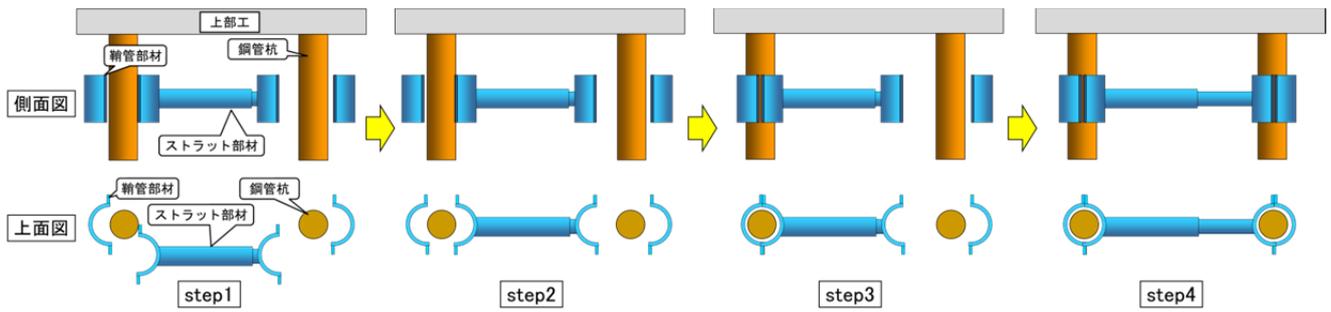


図-2 ストラット部材の伸縮イメージ

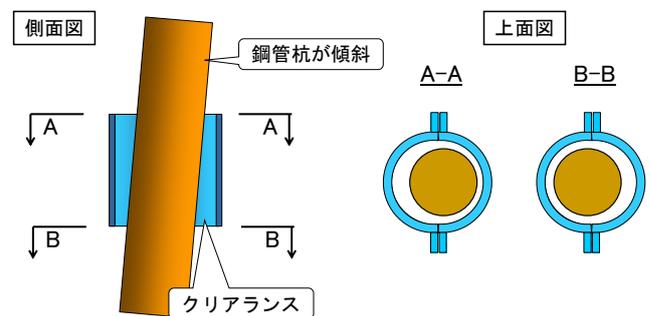
るように調整されており、ストラット部材を伸長させる（ラップ長を短くする）ことで部材全長が長くなるため、既設杭間にあとから部材を追加することが可能となった。（図－3 参照）



図－3 ストラット部材の既設栈橋への取り付け手順

3. 3 既設杭への取り付け構造

ストラット部材の既設杭への取付構造は、鋼管を縦に2分割した半円状の靴管部材をフランジ結合する構造とした。半円状の靴管部材を対にしてボルト結合することで靴管部が一体化し、既設杭に靴管を後付けすることができる。その後、靴管と既設鋼管杭とのクリアランスにモルタルを注入し、杭とストラット部材を剛結する。

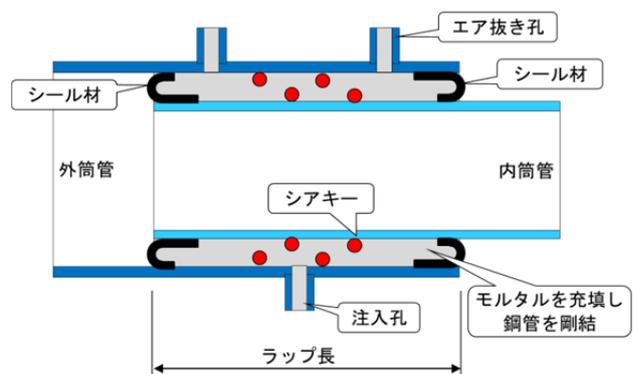


図－4 鋼管杭が傾斜した場合の靴管部の取り合い

なお、既設鋼管杭は杭芯のずれや傾斜が懸念されるが、靴管の径を鋼管杭径+200mm とし、図－4 に示すように、靴管のクリアランス内で杭の傾斜を吸収できる構造とした。

3. 4 ストラット部材伸縮部の剛結方法

ストラット部材は、最短に格納された部材を取り付け箇所まで運搬し、そこで部材を伸長し、所定の長さに調整する。その後、ストラット部材を構成する外筒管と内筒管がラップする範囲にモルタルを充填して、径の異なるストラット部材を剛結する。ストラット部材伸縮部の構造を図－5 に示す。なお、モルタルの付着力を向上させるためのシアキーや、モルタル充填時のエア抜き孔の設置など、現場条件に合わせて、様々な対応が可能である。



図－5 伸縮部の構造

3. 5 シール材の新規開発

モルタル充填部の両端に設置するシール材は、モルタルの充填内圧でより密着性を高めるリップ型構造であるが、部材伸長時にはシール材の密着性が引き抜き抵抗となると施工性が低下するので、これらを両立させるために固さの異なるゴムを組み合わせたリップ型シール材を新規開発した。このシール材により、①部材伸縮作業に対する低摩擦性と、②グラウト漏洩に対する高密着性という、相反する性能も満足し、本工法の施工性を確保する。

4 施工方法

4. 1 施工フロー

図-6に施工フローを示す。各作業は、大まかに、部材の製作、準備工、部材組立・設置、モルタル注入工に分けられる。

図-7に各施工段階の施工イメージを示し、各ステップにおける作業を紹介する。

4. 2 ストラット部材製作(STEP1)

既設杭間の施工誤差による変動を吸収できるラップ長を設定し、伸縮式ストラット部材を製作する。ラップ長によりストラット部材全長を調整できるので、単一寸法の部材を製作するだけで施工が可能となる(部材のユニット化)。また、ストラット部材の重量に対応した鋼製フロータを製作する。

4. 3 準備工(STEP2)

ストラット部材が設置される範囲の鋼管杭表面に対し、モルタルの付着性を確保するために、カキ殻落し・ケレン等を行い、円周方向にシアキーを水中溶接する。

ストラット部材設置位置に仮受け用ブラケットを取付け、上部工下面に部材吊替え用の吊環を設置する。

4. 4 ストラット部材組立・設置(STEP3~5)

フロータを取付けたストラット部材を吊降ろし、曳航して設置する杭間に引き込む。潜水士がストラット部材を上部工下面に取り付けた吊環に吊替えて、フロータを撤去する。部材を伸長したら、隣接するストラット部材を固定する。杭1列分の部材が連結できたら、仮受け用ブラケットまで吊降ろして設置完了とする。

4. 5 モルタル注入工(STEP6)

伸縮部ならびに鞘管部に、モルタルを注入する。伸縮部下面からモルタル注入し、伸縮部上面に設置した全てのエア抜き孔からのモルタル漏出を確認し、充填完了とする。

5. おわりに

既設の栈橋の耐震補強や延命化を行うに当たり、本工法を採用することで、栈橋を供用しながら短期間にかつ安価な施工を実現できる。今後は、実工事での施工経験をフィードバックし、さらなる工程短縮やコストダウンに努めていきたい。

謝辞：シール材の開発に当たっては、西武ポリマ化成株式会社様の多大なるご協力があり実現いたしました。ここに、感謝の意を表します。

参考文献：(財)沿岸開発技術研究センター：格点式ストラット工法技術マニュアル，平成12年9月

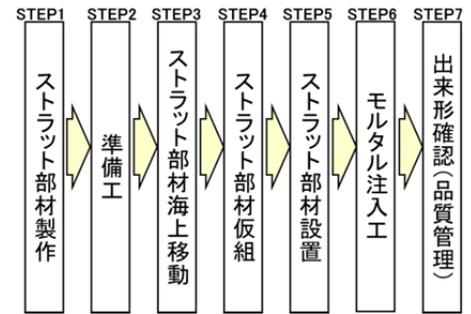


図-6 施工フロー

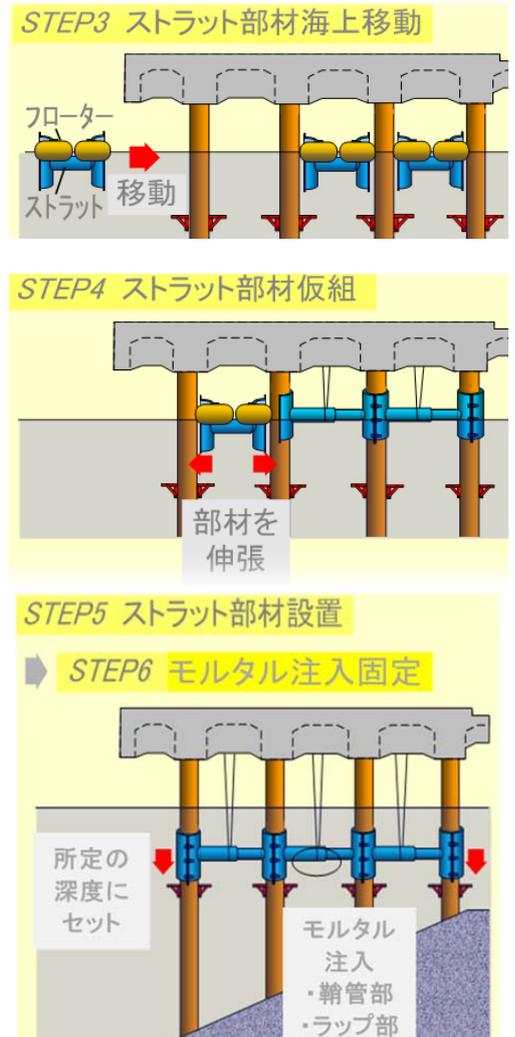


図-7 施工イメージ

第1会場

第Ⅲグループ

コンクリート単位水量測定器の改良開発について (W/C ミータ MT-400)

(一社) 北陸地域づくり協会 技術部 事業調査室 参事 ○市村 浩二

1 はじめに

近年、コンクリート構造物の早期劣化や生コンクリートへの加水等が社会問題となり、現在では国直轄工事や県工事で、構造物の品質確保のため、工事現場での単位水量測定等が義務付けられている。

コンクリート単位水量測定器 W/C ミータは、官民の共同開発により「減圧式加熱乾燥法」で正確かつ迅速にコンクリート中の水分量を測定し、単位水量、水セメント比、強度を推定できる測定器である。生コンクリートから採取したモルタル試料を測定器内の乾燥室にセットし、タッチパネルでデータを入力、「全自動乾燥計量演算方式」により個人差による測定誤差をなくし、改ざんを防止、かつ測定精度の高い測定・検査機器として優れた特徴を有している。

平成 12 年度に三者（北陸地方整備局、日本道路公団北陸支社（当時）、社団法人北陸建設弘済会（当時））で MT-200 を共同開発し実用化、その後、測定器の軽量化、測定時間短縮等の改良を加え、平成 19 年に MT-300 を完成し構造物の品質確保に寄与してきた。

その後も利用者の声やアンケート結果を受けて改良検討を続け、この度、従来機器の精度と機能を継承しつつ、軽量化・短時間測定及びコスト縮減のため、「加熱乾燥法」へ測定方法を変更し、新たに電圧表示機能や延長乾燥機能等の新機能を備えた新型改良器 MT-400 が完成した。表-1 は主な開発経緯と年表、写真-1 は MT-200 からのミータシリーズ、写真-2 は MT-400 の各部名称を示したものである。

本報告では、MT-300 から改良開発した内容と新型改良器 MT-400 の概要と特徴について報告する。

表-1 主な開発経緯と年表

年(西暦)	月	内容
平成 5年(1993年)	12月	北陸地方建設局『検査技術検討委員会』を設置し「水セメント比測定器」の開発決定
平成 7年(1995年)	9月	試作器の完成【MT-100】
平成 9年(1997年)	6月	試験フィールド、パイロット事業等で現場試験実施
平成12年(2000年)	2月	土木学会『土木コンクリート構造物耐久性検討委員会』水分量試験方法の開発を提言
平成12年(2000年)	8月	北陸地方整備局、日本道路公団、北陸建設弘済会の三者で共同開発【MT-200】完成
平成15年(2003年)	1月	北陸地方整備局 重要構造物の単位水量測定の義務化
平成17年(2005年)	12月	新潟県土木部 単位水量測定にミータ使用を指定
平成19年(2007年)	3月	【MT-300】完成
平成26年(2014年)	3月	【MT-400】完成
平成26年(2014年)	7月	【MT-400】普及開始



写真-1 ミータシリーズ
(左から MT-200、MT-300、MT-400)



写真-2 MT-400 各部名称

2 新型改良器 MT-400 の概要と特徴

2.1 開発目標と改良内容及び効果

MT-400 の開発目標は、MT-300 の課題を踏まえ①コスト削減（価格低減）②機器重量削減③試験時間の短縮、そして④新機能追加を挙げた。表-2 は測定器を構成するユニット毎の改良内容と目標達成への効果を整理したものである。また、表-3 はミータシリーズの各種項目比較と MT-400 の MT-300 からの改良効果を示したものである。開発目標に対する成果を整理すると以下のとおりである。

- ①コスト削減：乾燥方式の変更により真空ポンプの削除、機器構造の簡易化による部品点数の削減、組込み機器の見直し、外形寸法の小型化等によりコスト削減を実現した。MT-300 と比較し約 27%、37 万円削減することができた。
- ②機器重量削減：真空ポンプ削減による省スペース化、機器の小型化等により機器重量を現場で一人での持ち運びが容易な重量 20kg を実現した。MT-300 と比較し約 26%、7kg 軽量化できた。
- ③試験時間の短縮：試料重量の削減、試料皿形状の見直し、ヒータープレート駆動方式の変更等により試験時間（土木配合 6 分、建築配合 8 分）を実現した。MT-300 と比較し約 40%、4～5 分短縮できた。
- ④新機能追加：利用者ニーズを踏まえ、新たに電圧表示機能、延長乾燥機能、冷却ファン機能等を追加、また機器のメンテナンスを考慮しタッチパネルバッテリー交換が不要となるよう改良した。

表-2 測定器構成のユニット毎の改良内容と効果

ユニット	改良内容	目標達成への効果			
		①コスト削減	②機器重量削減	③試験時間の短縮	④新機能追加
ウェブタ部	・蒸気を取り除くファン設置 ・真空ポンプ継手やチューブ削除	○部品削除	○部品削除	—	○水蒸気排出用ファン設置
ヒーター駆動部	・試料皿を変更し小型化 ・駆動方式を変更	○試料皿の小型化	○試料皿の小型化	○駆動方式の変更	—
電子天秤部	(MT-300と同等)	—	—	—	—
真空ポンプ部	・真空ポンプを削除(2台)	○真空ポンプの削除	○真空ポンプの削除	—	—
電装部	・プリンター・タッチパネルの変更 ・電圧計・冷却ファンを追加	○プリンター・タッチパネルの変更	—	—	○電圧表示機能で電圧確認 ○冷却ファン機能で冷却時間短縮 ○タッチパネルバッテリー交換不要
総組部	・外形寸法をW280×H370×D280mmに小型化	○外形寸法の小型化	○外形寸法の小型化	—	—
ソフト関係	・冷却ボタンの追加 ・試験後の延長乾燥機能の追加 (1分毎に何回でも延長可能)	—	—	—	○冷却時間の短縮 ○延長乾燥機能で乾燥不足防止

表-3 ミータシリーズの各種項目比較と MT-300 からの改良効果

	改良目的	MT-200	MT-300	MT-400	MT-300からの改良効果
測定原理	測定法	減圧加熱乾燥法	減圧加熱乾燥法	加熱乾燥法	加熱乾燥法
外形寸法	小型化	W380×H625×L380mm	W330×H500×L330mm	W280×H370×L280mm	体積比で約1/2削減
測定試料重量	縮減化	400g±30g	300g±30g	115g±15g	-185g
測定時間	時間短縮	土木 13分	土木 10分	土木 6分	4分短縮
		建築 18分	建築 13分	建築 8分	5分短縮
測定器の重量	軽量化	37.5kg	27kg	20kg	7kg軽量
データ記録	データ処理	フロッピーで記録保存	フロッピー削除 最新50回のデータを 内部保存	最新60回のデータを 内部保存	10回増加
販売価格 (税抜)	コスト削減	1,495,000	1,350,000	980,000	370,000安価

2. 2 第三者機関による性能確認試験

MT-400 試作器完成後、性能確認のため第三者機関による試験を実施した。図-1 は MT-200 と MT-300、及び MT-400 の試作器を同じ試料で精度検証した結果である。

MT-200 の測定結果は 3 つの測定器で一番良好で、MT-300 は一部データのばらつきがみられたものの全体の傾向は問題ないとの結論に至った。しかし、MT-400 は全体的に測定値が設計値より小さく、その原因として試料設置時に試料皿の熱等で試料が乾燥し水分が蒸散することが考えられた。とりわけ試料が 115 g と少ない MT-400 では乾燥の影響が顕著であり、解決のため蒸散水量の補正が提案された。

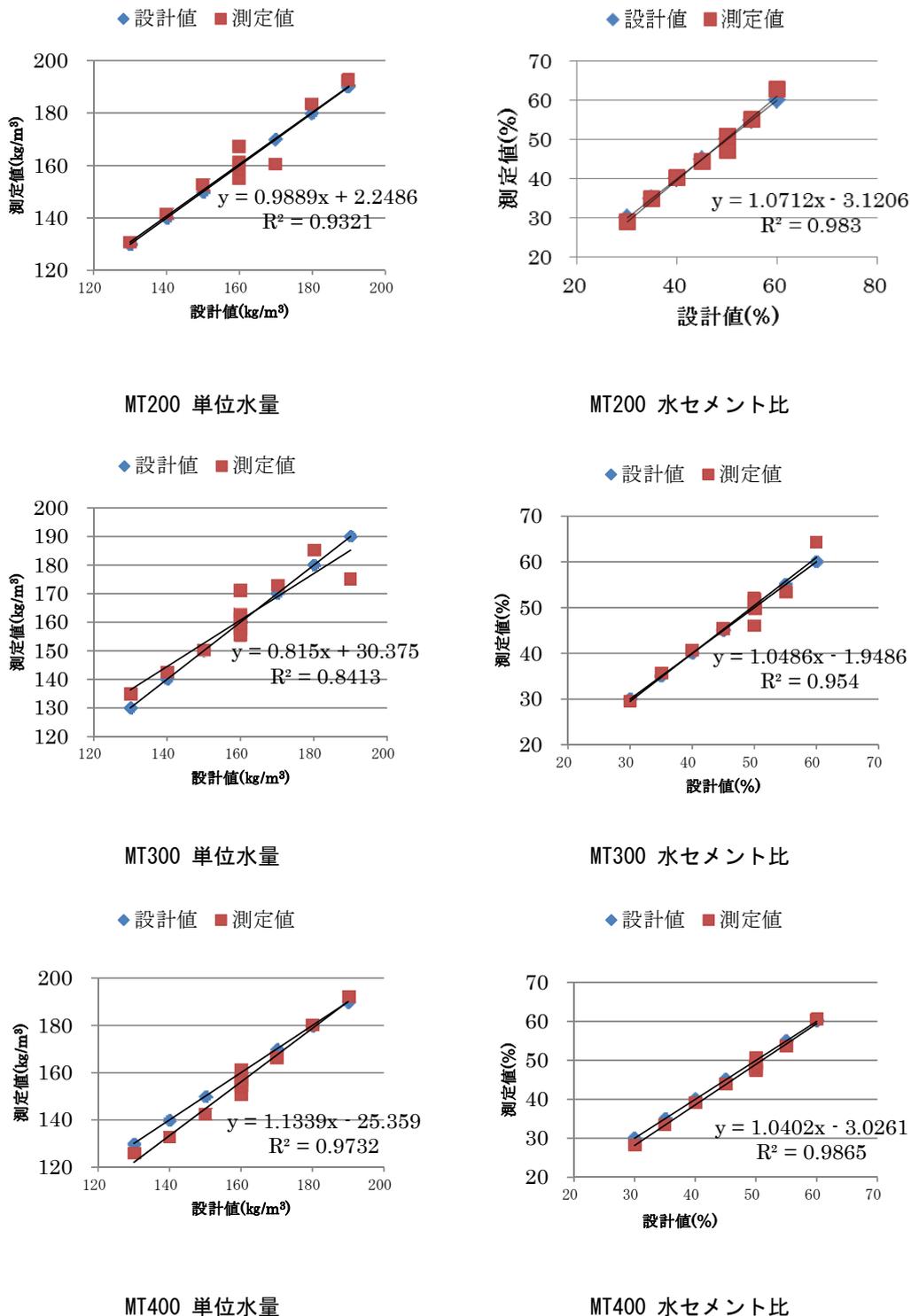


図-1 MT-200 MT-300 MT-400 精度検証結果比較

2. 3 少試料設置時の補正（蒸散水量の補正）

本測定器における推定単位水量 W_1 (kg/m^3) は式(1)によるが、前述した MT-400 使用の場合のみ蒸散補正水量 (W_6) を考慮する必要がある。

$$W_1 = W_2 + W_3 + W_4 - W_5 + W_6 \dots \dots \dots (1)$$

W_2 : 単位水量 (kg/m^3)

W_3 : 結合補正水量 (kg/m^3)

W_4 : ウェットスクリーニング補正水量 (kg/m^3)

W_5 : 細骨材の吸水量 (kg/m^3)

W_6 : (MT-400の場合のみ) 蒸散補正水量 (kg/m^3)

蒸散補正水量 (W_6) は、試料の重量を 100g、待機時の試料皿の温度を 40°C とした場合に、試料の乾燥が主な原因で蒸散して失った水量である。試験データを統計処理し導いた回帰式が図-2 であり、蒸散補正水量は式(2)で求めることができる。

$$W_6 = 12.5 - 0.06W \dots \dots \dots (2)$$

W : 設定水量(設計値)

式(2)の計算結果をまとめたものが表-4 であり、設計単位水量が少ない場合に補正量が大きくなる。なお、回帰式は演算装置に取り込み済みで補正值が出力されるよう設定されている。

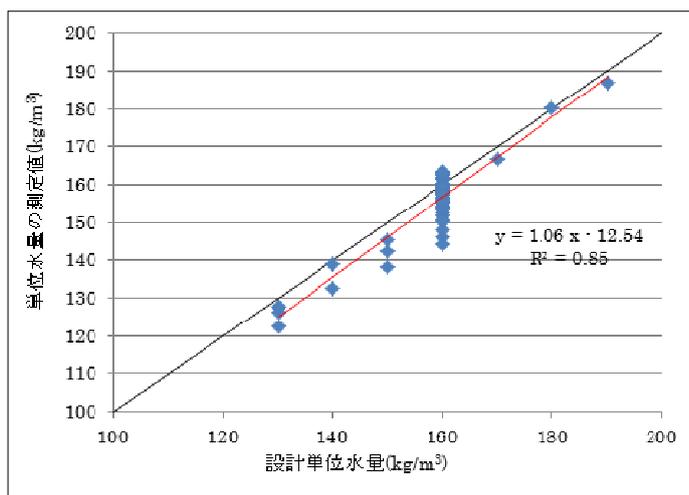


表-4 蒸散補正水量 (W_6)

設計単位水量 (kg/m^3)	蒸散補正水量 (kg/m^3)
130	4.7
140	4.1
150	3.5
160	2.9
170	2.3
180	1.7
190	1.1

図-2 MT-400 蒸散補正水量 (W_6) 算出のための回帰式

3 おわりに

本測定器による適切な品質管理の運用のため、北陸地方整備局をはじめ関係機関の委員で構成する「コンクリート単位水量測定器・普及促進委員会」では、学識経験者のご意見も伺い「W/C ミータにおけるコンクリート単位水量及び水セメント比管理要領 (案)」(以下、管理要領(案)と称する)を策定した。今後、この管理要領(案)が適切に運用され、新型改良器 MT-400 が関係機関や民間等で広く活用されることを期待したい。

最後に、本測定器の改良開発にあたり、ご指導、ご協力を頂いた関係各位に厚く謝意を表します。

参考文献

- 1) W/C ミータにおけるコンクリート単位水量及び水セメント比管理要領 (案), 2014 年 6 月
- 2) W/C ミータ MT-400 性能確認試験報告書, 2014 年 3 月
- 3) 一般社団法人北陸地域づくり協会 HP <http://www2.hokurikutei.or.jp/wcmt/>, 2014 年 7 月

乾式吹付耐震補強工法

第一建設工業(株) 土木本部 コンクリート事業部 鈴木 健史

1 はじめに

既存の鉄筋コンクリート(RC)橋脚の補強方法としては、コンクリート巻き立て工法、鋼板巻き立て工法、連続繊維シート貼付け工法などが主に用いられている。橋脚の多くが水環境に立地していること、さらに海岸に近い地域にも多く存在することを考慮すると、耐久性の良いポリマーセメントモルタルの乾式吹付工法による補強方法が効果的と思われる。また、河川内橋脚のように河積阻害率が問題となるような場合では、ポリマーセメントモルタルの乾式吹付工法を用いることにより、耐久性の面から補強による断面増し厚量を小さくできる利点がある。さらに、長距離圧送による広範囲施工が可能である等、施工性が良好なため工期を大幅に短縮することができる。

2 乾式吹付工法とは

乾式吹付工法の大きな特徴はポリマーセメントモルタルを粉体のまま吹付用ノズル先端まで圧送し、吹付直前で水を加え高速度のエネルギー(200 km/h)で締め固めることにより水セメント比を低く抑え密実な断面形成を行うことである。

大断面の補修やコンクリート床版・橋脚・ダム・水利構造物・ボックスカルバート・トンネル・擁壁・処理場・建築物の補修・補強等、以下の強度特性を生かして高品質の断面形成が可能である。品質試験結果においては圧縮強度(材齢28日) 62.5N/m^2 付着強度(材齢28日) 2.2N/m^2 が得られている。また、初期の強度発現が極めて早い特徴がある。この材料特性を生かして橋梁の床版補修等で車両による交通振動下でも施工が可能である。乾式吹付設備及び吹付ノズル先端部の状況を図-1に示す。

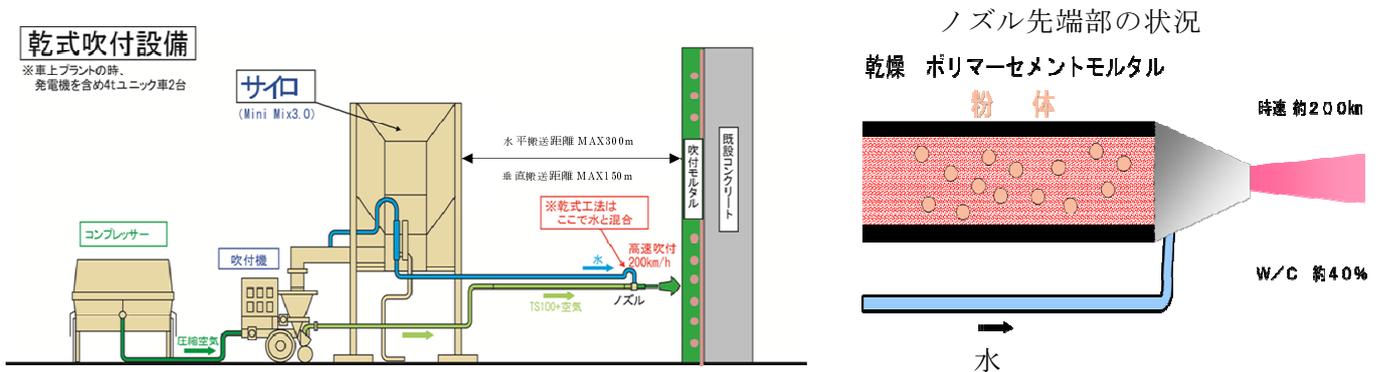


図-1 乾式吹付設備及びノズル先端

2. 1 乾式吹付工法の品質

- 圧縮強度 材齢28日 62.5N/m^2
- 付着強度 材齢28日 2.2N/m^2
- 水セメント比約40%の高密度化を実現

2. 2 乾式吹付工法の優れた施工性

- 単位水量が抑えられるため厚付け施工が可能。
- 1層の吹付厚が 6～50mm (Max100mm) と従来の湿式吹付工法の約 2～3 倍の吹付け厚で施工が可能。
- ポリマーセメントと骨材がプレミクストされ、水との混合は吹付け直前に行うため、施工現場においてミキシング作業は不要。
- 高速度の吹付けにて締め固めを行いながら増厚していくため、型枠の加工・設置・撤去が不要であり、様々な形状の既存構造物に対応可能。
- 高圧洗浄するだけで良好な付着強度が得られることからプライマー塗布が不要 (写真-1)。
- 乾燥材料を圧送するため、ホース内の抵抗が少なく搬送距離 (水平 300m・垂直 150m) が可能。広範囲施工が可能でありプラントの配置替えが少なくなる (写真-2)。

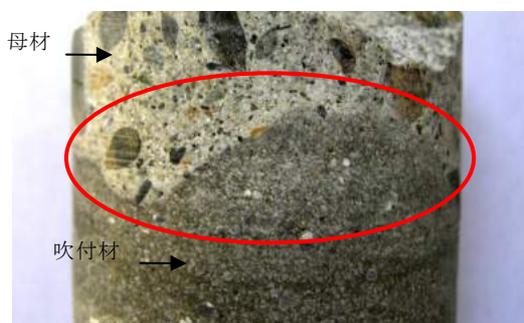


写真-1 吹付界面状況



写真-2 乾式吹付施工状況

3 乾式吹付耐震補強工法とは

乾式吹付耐震補強工法は、補強用鉄筋を既設 RC 構造物周囲に設置し、乾式吹付工法により、設計かぶり厚に達するまで吹付け既存 RC 構造物と一体化して耐震性能を向上させる工法である。

本工法の特徴は、鉄筋裏の締め固め及びコンクリートを充填する為のあきを設ける必要が無く、型枠を設置する必要はない。乾式吹付ポリマーセメントは通常のコンクリートに比べ耐久性が高いため、補強に伴う断面 (かぶり) の増し厚を非

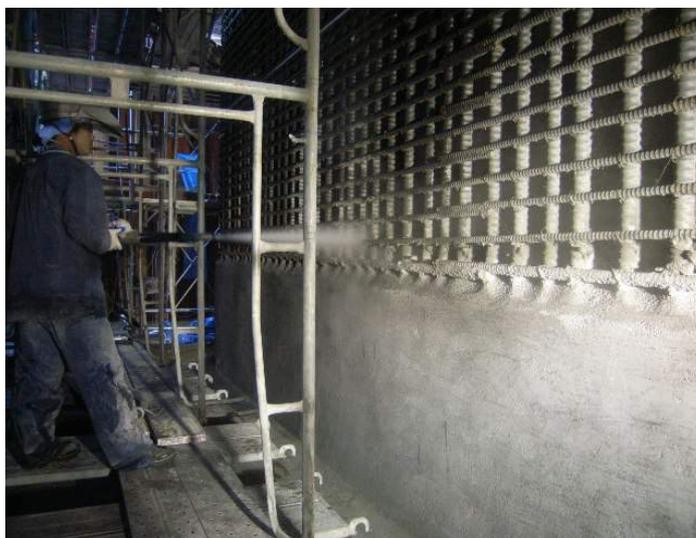


写真-3 乾式吹付耐震補強施工状況

常に少なくすることが可能である (写真-3～5)。開発にあたっては、福山大学との共同研究により、その性能・効果を継続的に検証した。ポリマーセメントモルタルの付着強度、せん断強度の増進による耐震性の向上、曲げ耐力向上型補強への適用性などを試験体を作成し、正負交番繰返し試験等の実証実験を行って耐震性能の向上を確認した。



写真-4 乾式吹付仕上げ状況



写真-5 施工完了

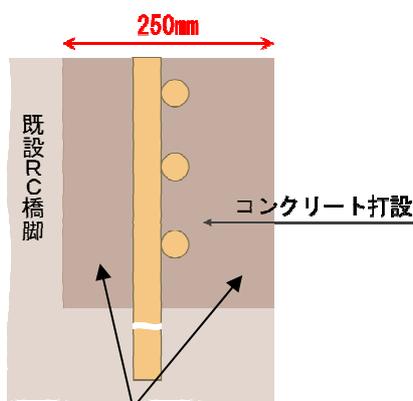
3. 1 乾式吹付耐震補強工法の特徴

共同研究による実証実験の結果、巻立て厚を抑えるために既設コンクリート面に補強鉄筋を接触配筋させ、ポリマーセメントモルタル乾式吹付にて巻立て厚を抑えて作成した試験体は、道路橋示方書・同解説V耐震設計編に基づいて耐震設計計算を行えば安全側で評価できることが分かった（写真-6）。従来のRC巻立て工法においては、コンクリート充填の為のあきを設ける必要があり、通常250mmの巻立て厚が必要であったが、「乾式吹付耐震補強工法」は補強鉄筋を接触配筋させ、耐久性に優れたポリマーセメントモルタル乾式吹付にて巻立てることから、かぶりを最小限（最外縁鉄筋径）に抑えられる（図-2）。



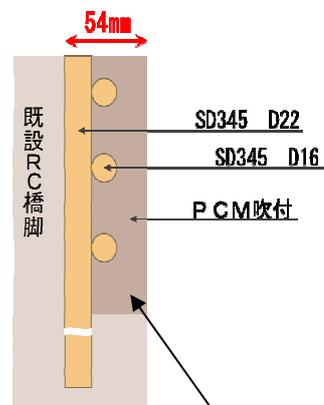
写真-6 実証実験の状況

【RC巻立て工法】



コンクリートを締固め、
充填するためのあきを設ける必要がある

【乾式吹付耐震補強工法】



型枠を使用せず、吹付で増厚するため、
RC巻立て工法の約20%の巻立て厚

図-2 工法比較参考図

河川内橋脚の場合、施工期間や仮設備が制約されることが一般的であり、乾式吹付耐震補強工法を用いれば大型機械搬入用仮設備分等にかかるコスト縮減になる。

また、本工法は速硬性に優れており、生コンクリートに必要となる養生期間を設ける必要がなく連続の作業が可能であるため、工程短縮となることに加え、耐久性の優れた補強断面が形成されるので既存 RC 構造物の長寿命化も期待できる。

4 施工実績

乾式吹付耐震補強工法は、その優れた施工性能もあり着実に施工実績を積み上げている。

国土交通省工事をはじめ、2014年5月時点ですでに49件の施工実績を数えるまでになり、今後さらなる需要が高まるものと思われる。写真-7～10に当社で施工した鉄道橋の施工状況を示す。



写真-7 仮設工



写真-8 吹付け工



写真-9 養生工



写真-10 耐震補強完成

5 おわりに

乾式吹付耐震補強工法は既存 RC 巻立て工法と比較して、約 20%の巻立て厚で施工可能であるが、新設時において既に河積阻害率の上限いっぱいまで建設されている橋脚も多々存在している。少しでも河積阻害率を低減する補強方法が望まれる中で、乾式吹付耐震補強工法を発展させることでさらなる巻立て厚の減少を目指しており、補強鉄筋に高強度鉄筋を使用する実証実験も実施している。

発注者が求める条件に適時に対応できる工法となるよう、本工法の更なる改良・開発に励む所存である。

水平締固めによる廃棄物処分場 延命化技術 『TLT 工法』

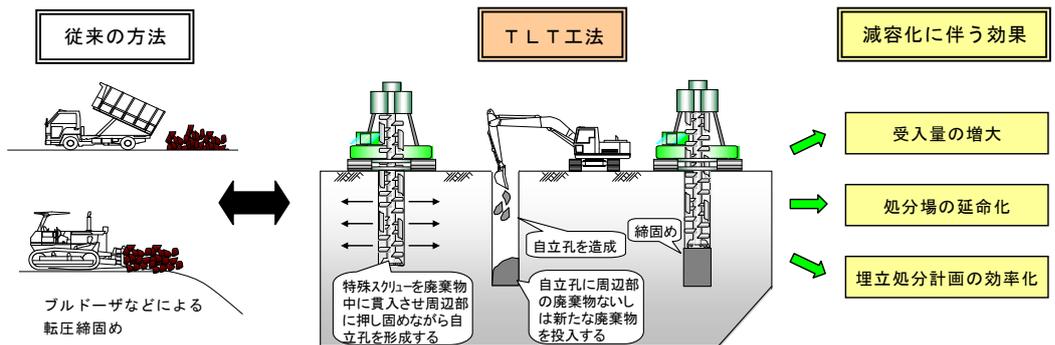
株式会社本間組 土木事業本部技術部技術開発研究室 係長 ○本間 義信
 土木事業本部技術部 環境リサイクル担当部長 川浦 栄太郎
 土木事業本部土木部工事課 担当課長 中川 正
 土木事業本部技術部 技術開発研究室長 岩田 秀樹

1 はじめに

現在、廃棄物処分場は用地確保が困難であることなどから、新たな建設が難しい状況にある。一方、既設処分場には、残余量に限りがあるため、今後、廃棄物を安定的に処理、延命できる新たな方策が求められている。神奈川県逗子市において、最終処分場の延命化対策として、転圧（静圧密工法）により埋立空間を確保する工事で、TLT 工法(Trash Lift less Tighten)による水平締固めを実施した。本報では、廃棄物処分場の延命化技術『TLT 工法』の技術内容と、最終処分場延命化工事の施工実績について報告する。

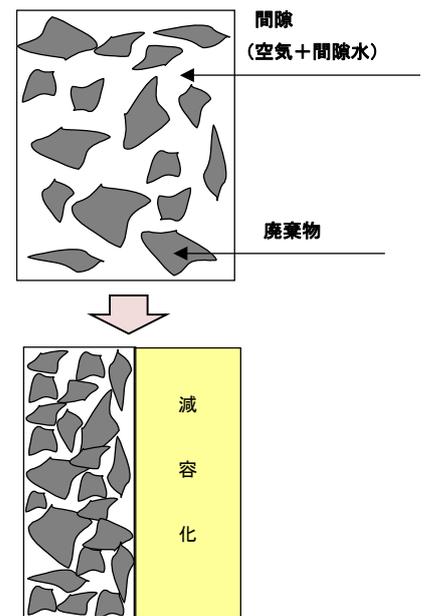
2 工法の概要

TLT 工法は、施工実績を多数有する孔壁を自立させながら無排土で掘削する硬質地盤掘削工法の「無排土孔壁工法(MLT 工法)」を応用し、



図－1 TLT 工法の適用概念と施工手順

廃棄物を水平方向に締固め圧縮して減容化するものであり、減容効果などについては試験等で¹⁾確認されている。廃棄物を減容化することにより、限りある埋立スペースをより効率的に活用することが可能となり、受入廃棄物の増量や処分場を延命化することができる。また、新設処分場の埋立計画に本減容化技術を導入することで、より効率性を高めた処分計画を策定することができる。図－1に TLT 工法の適用概念と施工手順を示す。まずはじめに、特殊スクリーを回転させながら廃棄物中に貫入させ、廃棄物を周辺部に押し固めながら自立孔を形成させる。次に、特殊スクリーを引抜き、自立孔に周辺部の廃棄物、または新たな廃棄物を投入し、特殊スクリーを反転させて締固めを行うことにより減容化を図るものである。



図－2 減容化概念図

3 施工機械

施工機械は、現場条件により以下に示す TLT 機を使い分けて減容化を行う。

(1) MLT 機 (写真-1 (左) 参照)

- ・ 削孔径：φ 400～800mm
- ・ 最大削孔深度：36m (15mまではクレーンを用いずにロッド接続可能)

(2) 全回転型オールケーシング掘削機

(写真-1 (右) 参照)

- ・ 削孔径：φ 1000～1500mm
- ・ 最大削孔深度：90m (杭施工実績)

4 施工手順

廃棄物の減容化は、図-4 に示す手順で行う。

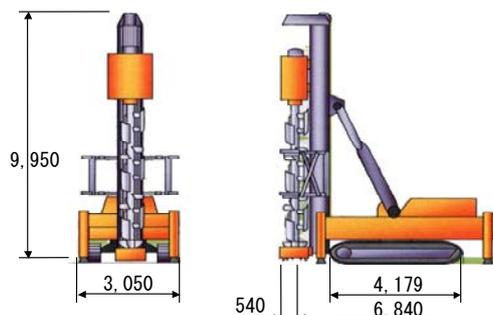


図-3 TLT 機 (MLT 機タイプ)



MLT 機タイプ (左)、全回転型オールケーシング掘削機タイプ (右)

写真-1 TLT 機

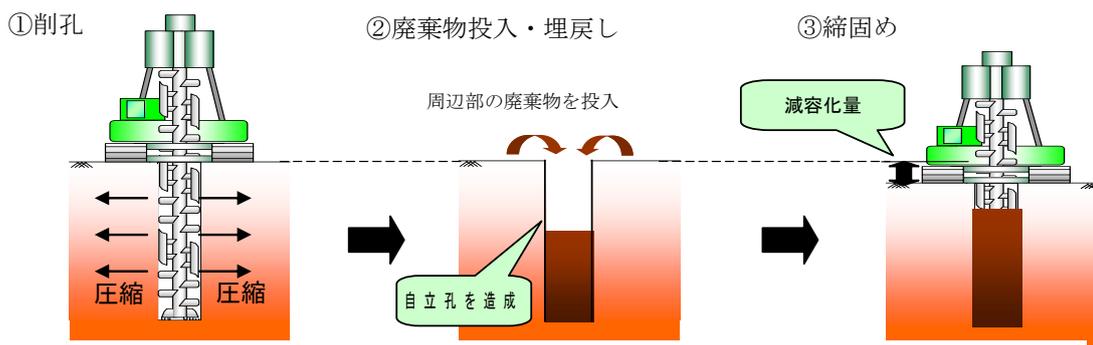


図-4 廃棄物減容化手順

①削孔段階では、TLT 機で削孔を行う。次に②廃棄物投入・埋戻し段階では、削孔が完了した自立孔に周辺部の廃棄物を投入する。投入には、バックホウを使用する。最後に③締固め段階では、特殊スクリーを反転することで、投入した廃棄物の締固めを行う。このとき、投入した廃棄物の量だけ地盤が下がり、この低下分が減容化量となる。

5 工事概要

神奈川県逗子市においては、今後新たに市域内に最終処分場を確保することは、地理的条件から難しく、最終処分量の削減および最終処分場の延命化対策により既存施設の使用可能期間の延長を図っていく必要があり、既存最終処分場の延命化対策として、転圧 (静圧密工法) により埋立空間を確保する工事が行われた。工事概要は次のとおりである。

- ・ 工事名称：逗子市環境クリーンセンター最終処分場延命化 (転圧) 工事
- ・ 発注者：逗子市
- ・ 工事場所：神奈川県逗子市池子 4 丁目 956 番地 逗子市一般廃棄物最終処分場内

- ・埋立物：焼却残渣(焼却灰)、不燃物
- ・工期：平成24年2月2日～平成25年3月21日
- ・工事内容：減容化量 4,500m³

本工事では、TLT工法による減容化施工により、5mの施工深さに
対し、埋立地盤面を平均 1.1m下げることができ、4,500m³の新た
な埋立容量を確保できた(写真-4参照)。

逗子市の工事における施工の流れを以下に示す(写真-5参照)。

①TLT機運搬・搬入

トレーラ(30t積)でTLT機で運搬し、処分場近くに搬入した。

②TLT機吊上げ

搬入路が無い場合、TLT機を60t吊ラフテレーンクレーンを用い、
吊り上げ処分場に搬入した。

③TLT機組立

搬入に用いた60t吊ラフテレーンクレーンを使用し、TLT機の組
み立てを行った。

④施工

工事では、TLT機を3台使用し、施工を行った。

6 周辺環境への影響

工事に先立ち、試験施工により締固めに伴
う環境測定(騒音・振動、粉じん)、水平変位
測定を実施した。以下に結果について記述す
る。

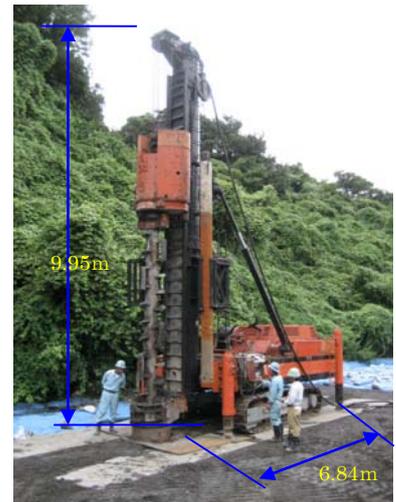


写真-2 使用 TLT 機



写真-3 孔壁自立状況



写真-4 減容化後の状況



①TLT機運搬・搬入

②TLT機吊上げ

③TLT機組立

④施工

写真-5 施工の流れ

①騒音・振動

騒音・振動測定結果を図-5, 6に示す。測定の結果、特定建設作業の敷地境界における基準
値を下回り、ブルドーザより騒音・振動レベルが低いことがわかる。

②粉じん

粉じん量測定結果を、表-1に示す。実験前と実験中の測定結果から、施工が及ぼす粉じんの
影響は認められなかった。

③水平変位

水平締固めに伴う水平変位については、変位杭を設置し締固め箇所から2m、5m離れた位置でそれぞれ測定を行ったが、それぞれの地点での変位は全く見られず、水平締固めに伴う2m以遠の周辺部に対する影響無いと判断できる（参照表－2）。

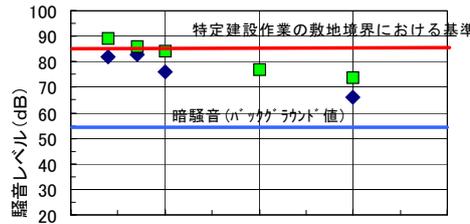


写真－6 騒音・振動測定状況

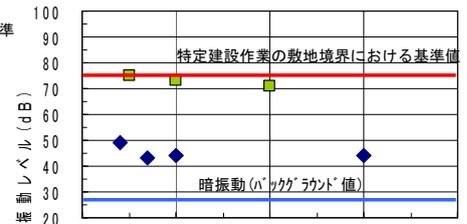
7 結果まとめ

既存の最終処分場延命化対策として、水平締固めによる廃棄物の減容化工事を行い、減容化量 4,500m³、埋立地盤面平均低下量 1.1m（施工深度 5m）と一定の成果が得られた。

※ブルドーザの値は「建設工事に伴う騒音振動ハットブック（社団法人日本建設機械化協会）」から転記



図－5 騒音測定結果



図－6 振動測定結果

◆ 今回の測定結果 ■ 15Tブルドーザ ※

◆ 今回の測定結果 ■ 15Tブルドーザ ※

締固め施工に伴う環境測定

定を実施した結果、騒音、振動については、特定建設作業の敷地境界における基準値を下回り、ブルドーザより低いレベルであった。また、粉じんについても、施工前・施工中の測定結果を比較したところ影響は認められなかった。

表－1 粉じん量測定結果

項目	地点名	測定時間	浮遊粒子状物質(SPM) (mg/m ³)
実験前 (9月3日)	風上10m地点	9:40～11:40	0.0321
	風下10m地点	9:35～11:35	0.0654
	堰堤付近	11:00～13:00	0.0413
実験中 (9月21日)	風上10m地点	9:48～11:48	0.0583
	風下10m地点	9:49～11:49	0.0513
	堰堤付近	9:50～11:50	0.0567

締固めに伴う変位杭の水平変位は見られず、

締固め箇所から2m以遠の周辺部への影響は無かった。

表－2 水平変位測定結果

変位杭設置位置 (締固め外周からの距離)	9月9日 直近締固め時 変位量(cm)	9月10日 変位量(cm)	9月13日 変位量(cm)	9月16日 変位量(cm)
2.0m	0	0	0	0
4.0m	0	0	0	0
10.0m(不動点)	—	—	—	—

実施工においては、同じ処分場でも場所によって、埋立物の性状、粒度分布、含水比等も異なり、減容化量にも違いがみられた。また、施工深さが地下水位より低い場合、今回のMLT機を使用した施工方法では減容化量が低下することも分かった。

8 おわりに

廃棄物処分場は、埋立物やその性状にも違いがあり、同じ処分場内でも場所、深度により含水比も違うことがわかった。今回はMLT機により実施工を行ったが、TLT工法の適用性の判断、ならびに新たな減容化手法の確立に向け、今後もデータの蓄積を図りたい。最後に、今回の工事において様々なご協力を賜りました、逗子市環境都市部資源循環課、環境クリーンセンター関係者各位に御礼を申し上げます。

【参考文献】1)川浦ほか：一般廃棄物処分場における水平締固め試験について，第22回廃棄物資源循環学会研究発表会講演論文集，pp.387-388(2011)

老朽化吹付法面を再構築するニューレスプ工法

○日特建設株式会社 技術本部 技術営業部 中山 守人

1 はじめに

モルタル・コンクリート吹付工（以下、吹付工という）は、1955年頃から、自然斜面や道路などの切土のり面の風化浸食、また、軽微な落石の防止することを目的とし、その施工の簡便さや経済性から多く採用され、現在、膨大なストック量を抱えるに至っている。近年、吹付工により対策されたのり面（以下、吹付のり面という）において、吹付表面の経年劣化の進行、さらには吹付のり面の地山自体の不安定化により、変状が発生している場所もあり、こういった老朽化した吹付のり面の健全性を適切に評価し、重要性も加味した対策工を選定する必要性が高まっている¹⁾。

ここでは、吹付のり面の劣化機構、また、老朽化した吹付のり面の従来の対策技術の問題点を整理し、多様な老朽化した吹付のり面においても効率的に対策できる「ニューレスプ工法」（NETIS No.QS-110014-V 設計比較対象技術）を紹介する。

2 吹付のり面の劣化機構及び劣化現象

吹付のり面の劣化機構は、図-1 に示すように吹付のり面の構造部位により大きく3パターンに整理できる¹⁾。

(1)吹付材自体の劣化

吹付材自体の劣化は、施工時に生じた初期欠陥や施工時の乾燥収縮、また凍結融解などにより、吹付の性能が低下するものである。

(2)吹付材と背面地山の密着性の低下

吹付材と背面地山の密着性の低下は、地山からの湧水や雨水などの表面から侵入水により、地山表層部で風化が生じたものである。吹付工により保護されたのり面においても背面地山は緩やかに風化すると報告もある²⁾。発生する現象として密着性の低下に伴う吹付材自体の滑動（スライド）、地山が浸食されたことにより生じる、吹付材背面の空洞化などがあげられる。

(3)地山の風化による吹付のり面の不安定化

雨水や湧水により、背面地山の風化が著しく進行し、脆弱化することにより、地山が不安定化することがある。また、亀裂が卓越した岩盤のり面では、亀裂に沿った風化の進行・緩みにより、不安定化が進行する場合もある。発生する現象としては、土圧による開口ひび割れや、はらみ出し、崩壊などがあげられる。



図-1 吹付のり面の劣化機構及び劣化現象

3 従来の老朽化した吹付のり面の対策技術の問題点

従来、老朽化した吹付のり面の対策として多く採用されてきた工法は、劣化した吹付材をはつり取り、その後、新たに吹付を行う更新方法である。この方法の場合、のり面が小規模で重機が使用できるような条件であれば、簡易な防護柵を設け、はつり取りや風化した地山の整形を安全に速やかに行うことができる。これに対し、のり面形状が複数段に及ぶような大規模なのり面では重機による施工範囲が限定され、人力作業に頼る度合いが大きくなる。(写真-1) その場合、作業者はもとより、第三者への安全確保のため大規模な仮設防護柵が必要となるとともに、はつり取り殻が産業廃棄物として大量に発生するといった問題が生じる(写真-2)。また、はつり取り後の風化した背面地山の除去、整形は非常に困難で、残置された風化した地山が不安定化するといったことが懸念される。



写真-1 吹付材のはつり取り作業
(例)

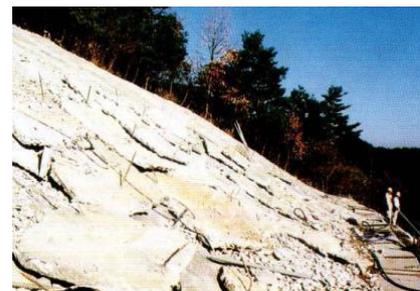


写真-2 はつり取り後の吹付材
(例)

4 ニューレスプ工法の概要

4.1 工法の概要

老朽化した吹付のり面の従来の対策技術における問題点を解決するために、ニューレスプ工法を開発した。

ニューレスプ工法(以下、当該工法という)の標準パターンの概念図を図-2に示す。当該工法は既設吹付材をはつり取りすることなく、①補強鉄筋工、②背面空洞充填工、③せん断ボルト工、④水抜きパイプ新設工、⑤のり面清掃工、⑥繊維補強モルタル吹付工の6つの要素技術を組み合わせ、吹付のり面の健全性に応じて適切に対策する技術である。以下に要素技術の概要を示す。

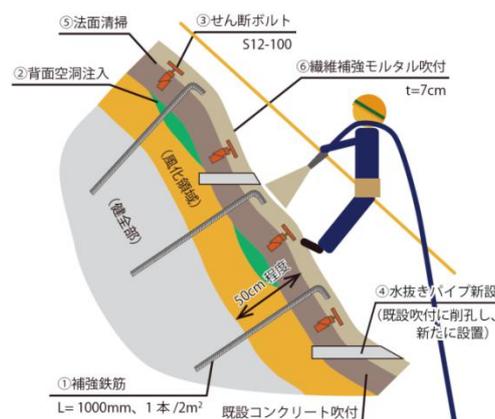


図-2 標準パターン概念図

① 補強鉄筋工

補強鉄筋工は、吹付材の背面地山に対して、補強材を適切なピッチで打設して、背面地山の安定性の向上を図るものである。補強鉄筋工の標準仕様は、背面地山の風化領域を0.5m程度とし、長さ1.0mの補強材(D19:メッキ加工)を打設する。標準の打設本数は1本/2m²、地山への固定はセメントミルクにより行う。

② 背面空洞注工

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

③ せん断ボルト工

せん断ボルト工は、当該工法用に開発した専用のボルトを既設吹付表面に打設し、既設吹付面と新たに吹付ける繊維補強モルタルと



図-3 せん断ボルト概念図及び設置例

を機械的勘合により一体化を図るものである（図-3）。打設本数の標準仕様は2本/m²としている。

④ のり面清掃工

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

⑤ 繊維補強モルタル吹付工

繊維補強モルタル吹付け工は一般的な吹付モルタルやコンクリートよりも曲げ靱性が高い繊維補強モルタルを既設吹付面に増厚吹付し、のり面を再構築するものである。補強繊維は当該工法用に開発した“BC ファイバー”を使用し、混入量は1.0Vol%としている。BC ファイバーの仕様及び BC ファイバーを用いて製作した試験片を図-4に示す。図-4 から、繊維補強モルタルは、外力によりひび割れが発生した場合でも、繊維によりひび割れの拡大が抑制されていることがわかる。こうした繊維補強モルタルの物理的特性を踏まえ、当該工法の吹付厚さは、一般的な吹付工の吹付厚さよりも3割低減した7cmを標準仕様としている⁴⁾。なお、吹付厚さは現場条件により変更することも可能である。施工方式は、湿式吹付方式を標準とし、適用範囲（プラントから施工個所までの距離）は、吹付材料の品質が確保されるホース延長100m、高さ45mとしている⁵⁾。これよりも距離が長い場合には、湿式吹付方式の適用が難しいため、吹付方式をポンプ圧送エア併用方式(HiSP工法、NETIS No.TH-040022-A)とし、配管延長300m、高さ60mまで適用範囲を広げることが可能である⁶⁾。



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

図-4 BC ファイバーの仕様及び試験片

4. 2 対策パターンの検討

吹付のり面は、施工時の品質、また、のり面のおかれている環境によって建設からの経過年数が同じでも、その健全性は様々である。対策工は、その健全性を適切に評価するとともに、対象のり面の重要性を加味したうえで、最も適切な対策を施すことが必要である。

当該工法は、多様な健全性や要求される機能回復レベルに応じて対策パターンを大きく4パターンに分け、設定している。当該工法の対策パターンの検討フローを図-6に示す。

4. 3 工法の特徴と適用事例

従来工法と当該工法の施工フローを対比し、当該工法の特徴を整理したものを図-6に示す。

特徴①：当該工法は、吹付材のはつり取り作業、また風化

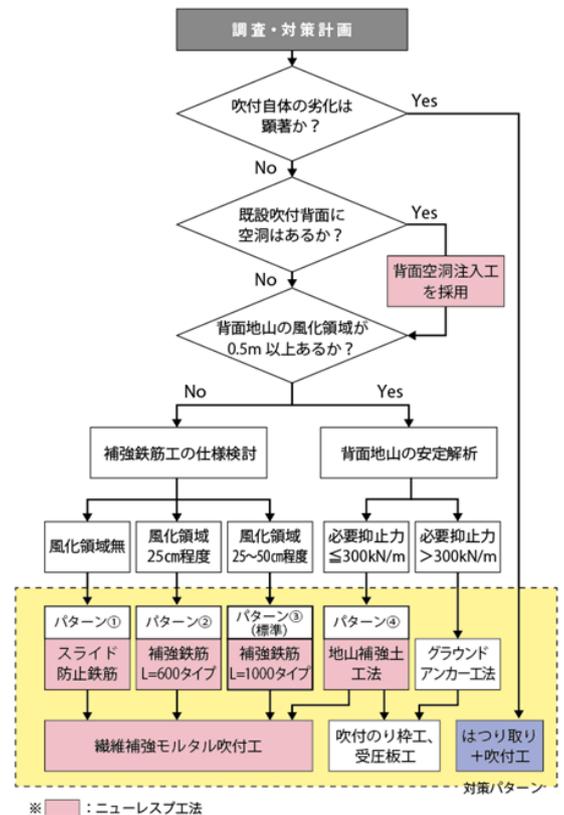


図-5 対策工パターン検討フロー

地山の除去・整形作業を必要としないため、簡易な防護柵のみの仮設で施工が可能である。そのため作業自体の安全性が向上し、道路のり面においては道路交通への影響も低減できる。また、急傾斜地のような狭隘地での施工も可能である。

特徴②：吹付材と地山の密着性の低下、地山の風化による吹付のり面の不安定化に対して、補強鉄筋工及び背面空洞注入工により、状態に応じた対策工を合理的に選定し補強することができる。

特徴③：吹付材自体の劣化に対しては、繊維補強モルタル吹付工により、低下した性能を回復させ、さらに高い性能へ向上させることができる。

当該工法を適用した事例を紹介する。

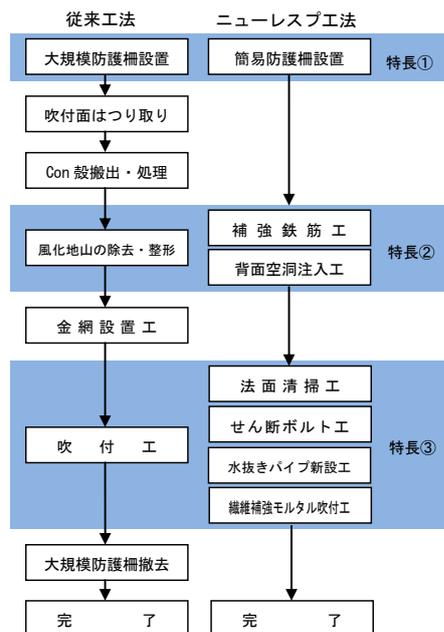
写真の事例は、国道に面した老朽化した吹付のり面に当該工法を適用した事例である（写真－3）。調査時に、吹付材と地山の密着性の低下、空洞の存在が確認されており、吹付材のひび割れや水抜きパイプから植物が繁茂している状況であった。現在まで、ニューレスプ工法として約 100 現場で適用、対策工を実施している（期間：H22～H26.3）。

5 結び

本稿では、老朽化した吹付のり面の補修・補強技術であるニューレスプ工法を紹介した。ニューレスプ工法は、従前に技術提供を行っていた ReSP（レスプ）工法を、施工性や品質を低下させずに施工性、経済性を高めるために改良した新技術である。今後も、当該工法の適用事例を分析・評価し、技術の改良を行っていくとともに、予防保全的な見地からの対策技術としての導入、検討を図っていきたいと考えている。

【参考文献】

- 1) のり面診断・補修補強研究会；吹付のり面診断・補修補強の手引き，2013.
- 2) 松山裕幸ほか；吹付コンクリートの安定性と劣化状況、土木学会論文集，Vol. 62， No. 3， pp. 445-458， 2006.
- 3) 東日本・中日本・西日本高速道路(株)；切土補強土工設計・施工要領，2007.
- 4) 池田淳ほか；各種繊維を用いた補強モルタル吹付厚さに関する基礎実験，第65回土木学会年次学術講演会，pp. 1039-1040， 2010.
- 5) 社団法人全国特定のり面保護協会；のり面吹付工の設計・施工指針（改定版），p. 65， 2006.
- 6) 窪塚大輔ほか；のり面吹付工の概要と最近の技術，斜面防災技術，pp. 23-24， 2013.



図－6 従来工法と当該工法の施工フロー



写真－3 事例（上：施工前、
下：施工後）

第1会場

第IVグループ

空中放射音波による遠距離非接触非破壊検査技術/NCAI 法

佐藤工業 技術研究所 上席研究員 歌川 紀之
佐藤工業 技術研究所 主任研究員 黒田 千歳
桐蔭横浜大学 工学部 教授 杉本 恒美

1 はじめに

橋梁やトンネルなどコンクリート構造物の点検では、目視点検および叩き点検が基本となる。目視点検、特に近接目視点検や叩き点検は、コンクリート面に近づいて実施されるため、足場や高所作業車からの高所作業となり、特にトンネルの天端や橋梁下部では上向きの苦渋作業となる。これらの作業を合理化するため、目視点検については、レーザーや CCD カメラなどの光学機器による撮影、ひび割れの自動認識（位置、幅）システムの開発、近接するためのリモートコントロールのヘリコプターへのカメラの搭載などが成され、作業の合理化の研究開発は進みつつある。一方、叩き点検については、赤外線カメラの利用、電磁波法の利用、レーザー超音波法¹⁾、打音ロボットの開発などが成されているが、目視点検に比較し、作業の合理化のための研究開発が進んでいないことが現状である。

筆者ら²⁾は、叩き点検を合理化・高精度化する技術として、空中放射音波による遠距離非接触非破壊検査技術（Non Contact Acoustic Imaging Method; NCAI 法）に着目し、研究開発を進めている。本技術は、指向性が強いスピーカーで発生させた音圧の大きい音波をコンクリート面に入射させる。その結果、コンクリート表面に発生した振動をレーザードプラ 振動計で測定し、その振動分布から、コンクリート表面の浮き・はく離などの欠陥を探查する技術である。試験体を対象とした探查では、10m離れた位置から、これらの欠陥の探查が可能であることが確認された。

本報告では、NCAI 法を紹介するとともに、北陸地方の塩害を受けた RC 構造物へ NCAI 法を適用した結果を示す。

2 NCAI 法

2.1 探查原理

NCAI 法は、叩き点検と同じ探查原理である。叩き点検では、浮き、はく離部分において、表面と水平ひび割れ間にコンクリート板が構成され、その部分をハンマー打撃することにより、コンクリート板の曲げ振動が発生する。曲げ振動により発生する音を耳で聞くことにより、音色から欠陥の有無を判断する。一方、NCAI 法では、スピーカーにより発生した音波により上記のようにコンクリート板に曲げ振動を発生させ、その振動をレーザードプラ 振動計で面的に測定することにより、その振動分布から、欠陥箇所を探查する技術である。正方形のはく離試験

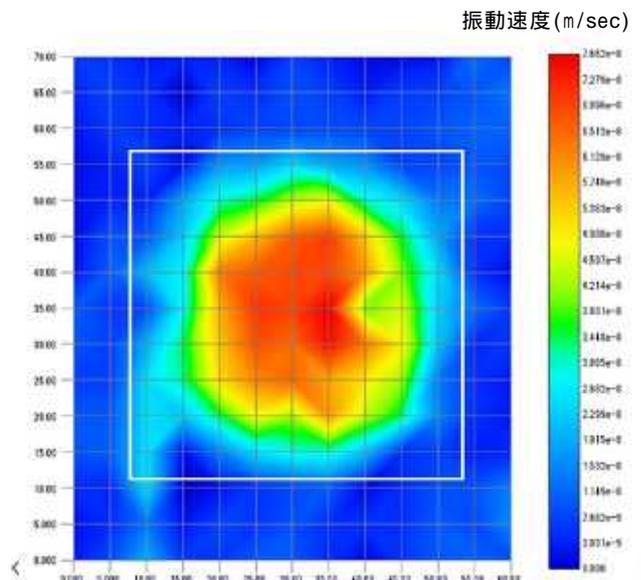


図-1 NCAI 法を用いた曲げ振動の可視化画像

体に対し、NCAI 法で用いたハードウェアで面的な振動分布を測定した結果を図-1 に示す。図-1 では、正方形板 (50cm × 50cm、厚さ 7cm) の曲げ振動の一次の固有周波数と考えられる 1220Hz における測定点における周波数振幅の値を図化したものである。このように、音波の加振により、コンクリート板が固有振動が発生し、その振動を遠隔地から観測することが、NCAI 法の測定原理となる。

2.2 ハードウェアと入射波

図-2 にハードウェア構成を示す。スピーカは、高音圧と強い指向性を発生できる長距離音響放射装置 LRAD-300X (Long Range Acoustic Device) を用いた。LRAD-300X では最大 142dB の音を発生することが可能で、100m 離れた位置でも 100dB 程度の音を供給できる。振動計は、スキャニングレーザー振動計 SLDV (Scanning Laser Doplar Vivrometer) を用いた。SLDV により、コンクリート表面の面外方向の面的な振動速度をスキャニングしながら測定できる。また、振動測定は、入射音と同期を取って測定される。

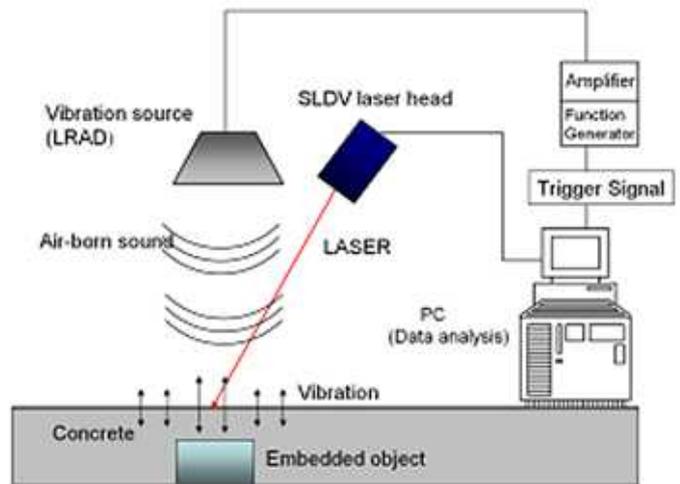


図-2 NCAI 法におけるハードウェア構成

図-3 に本測定で用いた、トーンバースト波を示す。トーンバースト波とは、最初に低い周波数の音数波を入れ、時間を空けて順番に周波数を高くしていく波である。実構造物のコンクリート表面には広さ、深さが異なるはく離欠陥があり、それらの曲げ板の固有周波数は一定ではない。そこで、前述の共振現象を見つけるためには、色々な周波数で振動させることが必要となる。ハンマーのような衝撃加力では、各種の周波数が含まれるが、音波では衝撃的な加力は難しいと考え、当初は、広いレンジの周波数を有するホワイトノイズやチャープ波を用いてきたが、加力が弱いこと、スピーカから振動計への直接波や反射波によるノイズの除去が難しいことから、トーンバースト波を用いることとした。

2.3 探査アルゴリズム

試験体のように欠陥の状態 (広さ、深さ) などが事前に分かっていたら、特定の周波数振幅に着目することで、探査は可能である。ただし、実構造物の探査では、欠陥の状況が分からないため、周波数範囲を特定しない探査が必要となる。ここでは、固有振動している板は、広い周波数範囲 (例えば 1 次だけではなく、二次や三次でも) で振動していると考え、振動エネルギーを各周波数の振動速度の 2 乗の積分値で定義し、健全部の振動エネルギーとの比をとり、着目点の健全、否健全を判定した。

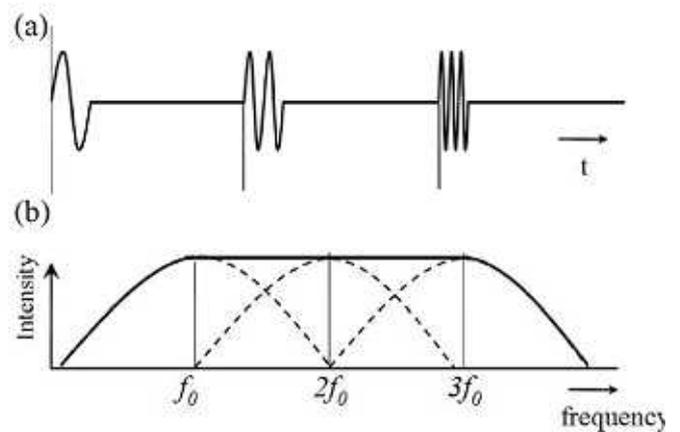


図-3 NCAI 法で用いたトーンバースト波

$$VER(\text{Vibration Energy Ratio}) = \text{Log}_{10} \frac{\int_{\omega_1}^{\omega_2} (X_{\text{defective_part}}(\omega))^2 d\omega}{\int_{\omega_1}^{\omega_2} (X_{\text{healthy_part}}(\omega))^2 d\omega}$$

なお健全部の振動エネルギーは測定範囲の最低値を用い、健全部のばらつきを考慮し、しきい値を決定した。円形状の欠陥に対し、振動エネルギー比による評価で、叩き点検と同様な探查性能が得られることを文献³⁾に示す。

3. 現地測定

NCAI 法により、北陸地方の塩害を受けた RC 構造物の浮き・はく離探查を実施した結果を以下に示す。

2013 年の秋に、PC 箱桁、RC 床版およびボックスカルバートを対象に、現地測定を実施した。これらは高速道路の構造物で、建設後 30 年程度経過しており、海岸線から 10～200m 程度離れた位置にあり、塩害を受けた後に表面被覆などの補修がなされている。また、測定では高速道路上を通る交通は規制していない。ここでは、これらの中でボックスカルバートの測定結果を示す。

着目したボックスカルバートは、写真-1 に示す延長 30m、高さ 4.7m、幅 6m の RC 製で、高速道路下を横断する目的で作られたものである。探查ははく離箇所が多く顕在する、海岸側の壁部と天井部(図-3 叩き点検結果)で実施した。写真-1 に示すように機器を配置した。測定では、音源から測定面までの距離を 4m とした。測定に用いたトーンバースト波の設定を表-1 に示す。測定では、ノイズを除去するため、10 セットの波を送り、発生した振動速度の平均値を分析に用いた。

NCAI 法による測定結果を壁部、天井部に分け、振動エネルギー比の等高線で図-4,5 に示す。測定範囲は壁部は 2m × 2m の正方形の領域で、1m × 1m の領域(5 × 5 点)に分けて測定を行った。天井部は、3m × 1.6m の長方形の領域で、0.8m × 1m の領域(5 × 5 点)に分けて測定を行った。また、健全部の参照値は、測定領域の中の振動エネルギーの最小値



写真-1 現地調査を実施したボックスカルバート

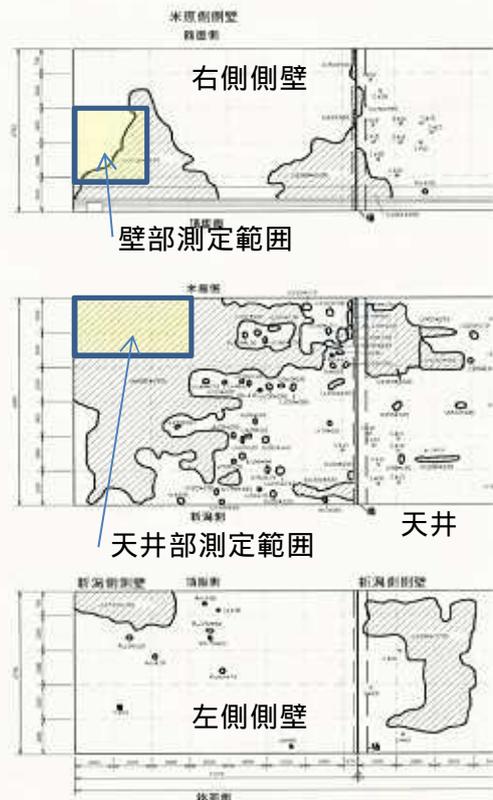


図-3 叩き点検の結果

表-1 トーンバースト波の設定

パルス持続時間	3ms(BW:330Hz)
周波数変調インターバル	200Hz
開始 終了周波数	500-5100Hz
パルス間インターバル	50ms 壁(100ms 天井)
加算平均回数	10 回
出力時音圧	100dB

である。しきい値を4とすると、壁部では、左上側が欠陥部であり、叩き点検の結果と比較し、良好に一致していること分かる。同様に、天井部では、測定領域のほとんどが欠陥部であり、点検結果と良好に一致している。また、天井部の表面被覆材の背面に滞水している箇所では、はく離部分よりも振動が大きくなっており（10dB以上）、そのような箇所を抽出できることが分かった。

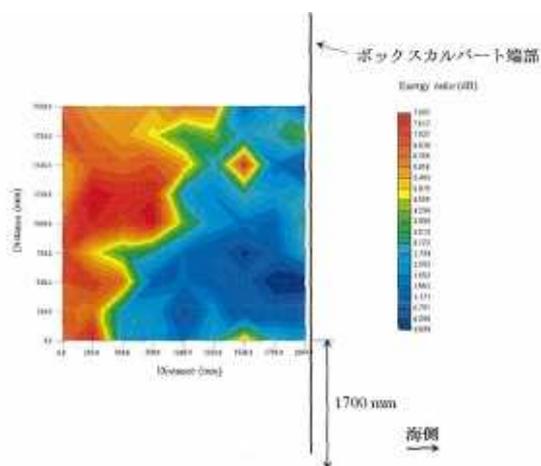


図-4 振動エネルギー比分布（壁部）

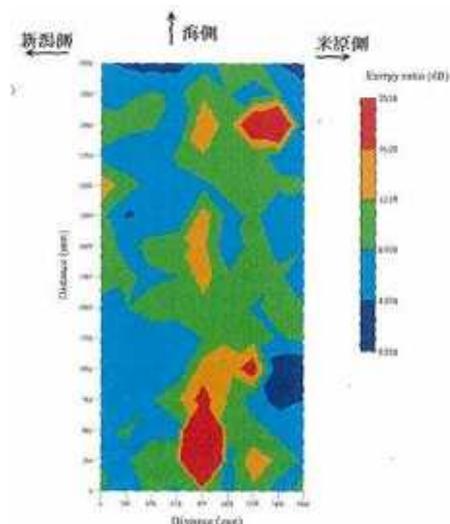


図-5 振動エネルギー比分布（天井部）

4. おわりに

叩き点検を合理化、高精度化する技術である NCAI 法を紹介した。現場への適用例の中で、塩害による浮き、はく離が生じたボックスカルバートの事例を示した。現地への適用性は、ある程度確認したが、実際に現地で利用するためには、解決すべき課題がいくつかあり、今後はそれらを解決していく予定である。本研究は、国土交通省「道路政策の質の向上に資する研究開発」の予算で実施されたものです。また、現地の測定では NEXCO 中日本(株)金沢支社、金沢工業大学木村研究室の支援をいただきました。関係者には謝意を表します。

参考文献

- 1) 島田義則, コチェエフ オレグ, 篠田昌弘, 御崎哲一, 高橋康将, 瀧浪秀元: レーザを用いたコンクリート欠陥検出の進展, 非破壊検査 61(10), pp.519-524, 2012.10.
- 2) 杉本恒美, 赤松 亮, 歌川紀之, 片倉景義: コンクリート非破壊検査のための遠距離非接触音響探査法, 日本コンクリート工学年次論文集, pp.2062-2067, Vol.36, No.1, 2014.
- 3) 歌川紀之, 赤松 亮, 杉本恒美, 片倉景義: 音響探査法における欠陥の探査アルゴリズムの検討, 日本コンクリート工学年次論文集, pp.2068-2073, Vol.36, No.1, 2014.

長距離圧送を実現した高強度モルタル吹付『キロ・フケール工法』

○日特建設株式会社 北陸支店事業部技術部課長 細 光洋

1 まえがき

近年、地球温暖化に起因するとされる気象変動によって、驚異的な集中豪雨やゲリラ豪雨が多発し、全国において水害や土砂災害が頻発している。こうした現状から、道路分野では豪雨により斜面災害や落石災害が発生しないよう積極的に災害防除事業が行われている。

災害復旧事業や災害防除事業では、斜面对策において多くの実績のあるモルタル吹付工が多用されてきた。しかしながら、近年の事業における吹付技術に対する要求事項は多様化し、従来技術では対応することが難しくなってきた。

多様化する要求事項に対応していくために、モルタルにチクソトロピー性を付与することで、1000m 超の長距離圧送を可能とした「キロ・フケール工法」（以下、「本工法」という）を開発した。なお、本工法は、宇都宮大学との共同研究により開発したものである。

本報文は、キロフケール工法について概説し、施工事例を紹介する。

2 キロ・フケール工法の概要

本工法は、チクソ材をモルタルに加え従来のモルタルにない性状であるチクソトロピー性を付与させることによってモルタルを低圧力で長距離圧送し、モルタル圧送先端部（吹付ノズル）で急結剤と圧縮空気を混入して吹付を行う工法である。

2.1 チクソトロピー性

チクソトロピー性とは、レオロジー特性の一種で、力が作用すると見かけの粘性が減少し、静置により回復する可逆変化を示す特性である。チクソトロピー性の概念を図-1 に示す。

2.2 モルタル物性値

本工法のモルタル（フレッシュ時）の物性値および急結剤を添加後の硬化したモルタルの物性値を表-1 に示す。モルタル（フレッシュ時）はテーブルフロー値が 300mm 程度と非常に流動性が高い。一方、1000m 圧送した後の吹付硬化後の圧縮強度および付着強度は、それぞれ通常の吹付コンクリートやモルタルに求められる要求仕様を上回る値を示す。

2.3 施工方法

本工法の施工方法は、モルタルを圧送するラインと、急結剤を圧送するライン、圧縮空気を供給するラインの 3 ラインから構成され、吹付ノズル先端でモルタルと急結剤を一定の配合比率で混合し圧縮空気を混入させ、吹付対象面にモルタルを吹付けるものである（図-2）。施工手順を以下に示す。

①チクソトロピー性を有したモルタルをグラウトミキサーで製造し、材料圧送ポンプにより吹付ノズ

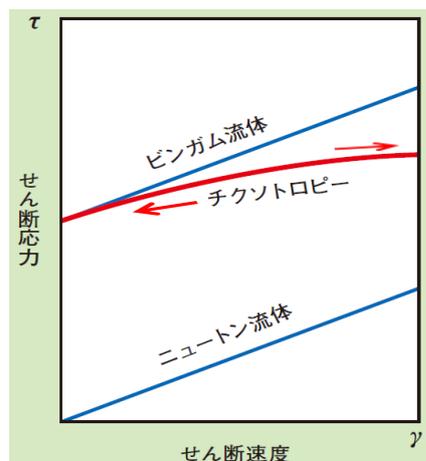


図-1 せん断速度と応力の関係

表-1 物性値

試験項目	数 値	状 態
フロー値	325±25mm	フレッシュ
比 重	2.0±0.10	
可使時間	180分	
圧縮強度	24N/mm ² 以上	吹付硬化後
付着強度	1.5N/mm ² 以上	

ルまで圧送する。

②急結剤は、急結剤ポンプにより吹付ノズルまで圧送する。

③モルタルと急結剤を一定の配合比率で混合させるために、両者のポンプ吐出量を「COGMA システム」で制御する。

④コンプレッサーからの圧縮空気を吹付ノズルに混入させ、吹付を行う。なお、「COGMA システム」とは、材料圧送ポンプと急結剤ポンプの吐出量の制御や監視をコンピューターにより自動で行うシステムである。

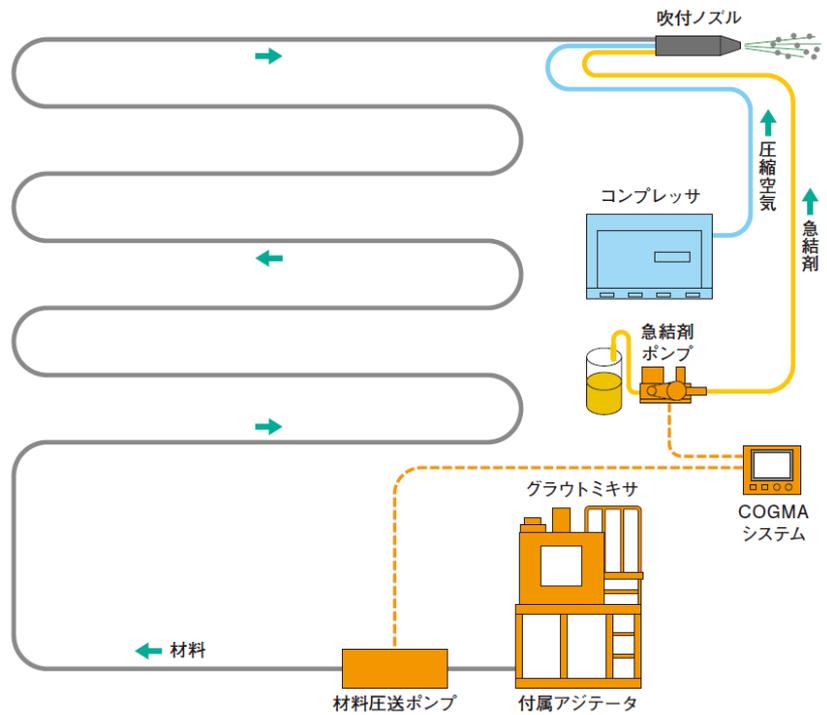


図-2 施工システム

2.4 特長

本工法の特長を、以下に整理する。

a) 長距離吹付：本工法に用いるモルタルは、チクソトロピー性を有しているため、材料圧送ポンプの吐出圧力が 3MPa 以下で 1000m 超の長距離圧送が可能である。すなわち、施工箇所近傍にプラント機械を搬入することなく、施工が可能となった。 b) 容易な配管：低圧力でのモルタル圧送であるため、使用する配管は、鋼管ではなくゴムホースの使用が可能となり、またモルタルの材料特性から 1.5 インチと小さい配管径で施工が可能である。そのため配管作業が容易となり緊急性を伴う吹付工事に対して迅速に対応できる。 c) 高度な品質管理：「COGMA システム」を用いることで、モルタルと急結剤の配合比率を自動で一定に保つことができる。すなわち、モルタルの吐出量を変動させても、自動で急結剤の吐出量の変動し、安定した品質を確保できる。

3 施工事例

当該事例は、トンネル坑口上部斜面の法面保護のため本工法を用いてモルタル吹付を行ったものである。施工条件の概要を図-3 に示す。

対象斜面には道路が通じておらず、道路から最も近い場所でも河川横断が必要なうえに高低差約 70m で、通常のモルタル吹付工が施工できない状態であった。そこで河川横断の必要が無い地点にプラントを設置し、モルタルを圧送して吹付を行うことが求められた。プラント位置から施工箇所までは配管延長約 800m・高低差約 70m と長

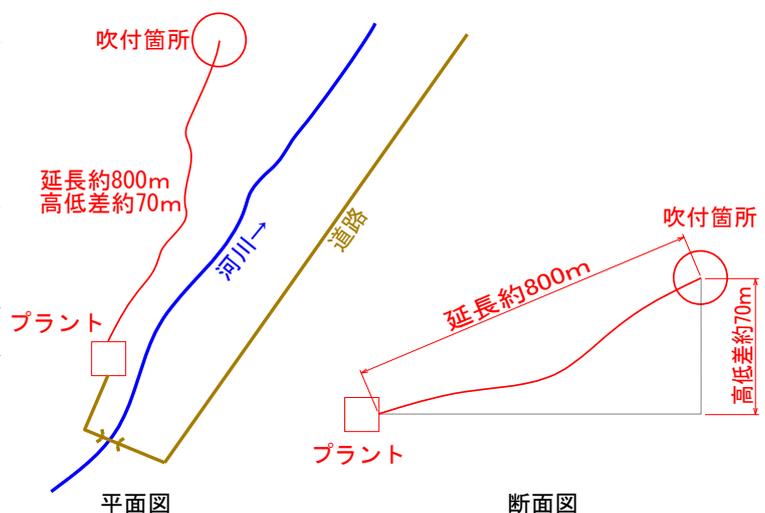


図-3 施工条件と現場模式図

距離高揚程の条件となったため、本工法を適用した。ただし、この条件では本工法の標準施工の適用範囲外であったため、システムを改良して施工する事とした。本工法の材料は 1000m 超を圧送できる能力を有しているため、長距離高揚程を圧送できるように、材料圧送と吹付を別々のポンプで行う二段階施工システムとした。プラントで製造したモルタルを高压対応の吹付用コンクリートポンプで長距離圧送し、対象斜面法尻に設置したスクイズポンプで吹付を行うものである。二段階の施工システムにより、材料圧送はスムーズに行われ、配管距離約 800m・高低差約 70m の条件を克服してモルタル吹付を行う事ができた。プラント仮設状況を写真-1 に、圧送された材料を写真-2 に、吹付状況を写真-3 に示す。



写真-1 材料製造・圧送プラント



写真-2 圧送された材料



写真-3 吹付状況(法枠は既往施工済)

4 適用範囲拡大への評価

近年、老朽化が進む社会資本の維持管理が大きな課題となりつつあり、本工法の適用分野も増えている状況にあると考える。今回は法面への吹付事例を紹介したが、小断面で延長が長い導水路トンネルの覆工面への吹付に対しても、本工法は有効であると考えられ、施工事例も徐々に増加している。

5 結び

今後は社会資本整備としての維持補修が非常に重要であり、今回の事例のように様々な複雑で高難度の条件での施工が求められることが予想されることから、種々の工法の特徴を生かし、創意工夫を加えて対応し、社会の要求に応じていく所存である。

【参考文献】

- 1) 笹谷達也ほか；1000m超の長距離圧送を実現したチクソトロピー性を有するモルタル吹付け工法，コンクリート工学，Vol. 50， No. 2， pp. 180-186， 2012

老朽化した鋼矢板水路の補修・補強工法の開発

○藤村ヒューム管株式会社 技術営業部係長 佐藤弘輝

1 はじめに

河川等の水利施設で供用されている鋼矢板護岸は、高度経済成長期に集中的に整備された結果、現在では断面欠損を伴う腐食の進行が生じ、機能低下が進行している事例が報告されている(写真-1)。このような施設に対して、従来は主に有機系材料を用いた表面被覆工法が多用されてきたが、被覆層の剥離や紫外線により再劣化する事例が報告されている。そこで、当社を含む民間企業数社で、既存施設の長寿命化を図る効率的な補修および補強を実施できる「ストパネ工法」の開発を進めている。本工法は、老朽化した既設鋼矢板と軽量プレキャストパネル、充填コンクリートで構築される。昨年度は、技術の概要や使用材料に関する報告を行ったが、本報では、施工事例や付着試験について紹介する。

2 工法の特長

ストパネ工法の特長を図-1に示す。本工法では、被覆材であるコンクリートにより、特に腐食の進行が著しい干満帯付近への酸素の供給を遮断する。このため、鋼矢板と被覆コンクリート界面での腐食の進行を防止することが出来る。また、被覆コンクリートのアルカリ性により腐食の進行を防止するだけでなく、無機系材料の使用により被覆層の再劣化が発生しない構造物を構築することが出来る。

本工法では、被覆コンクリートを打設するために鋼矢板前面にプレキャストパネルを配置するが、軽量で人が持つことが出来る程度の大きさであるため、人力での運搬施工が可能となり、都市化が進行して重機の進入が困難な狭隘な水路でも施工性を確保している。また脱型作業が不要なため工期短縮を可能とした。

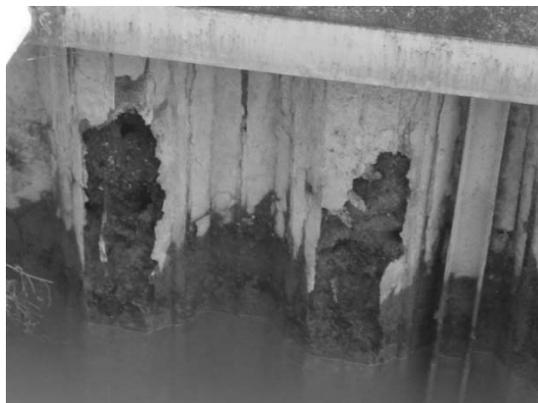


写真-1 既設矢板材の腐食と断面欠損

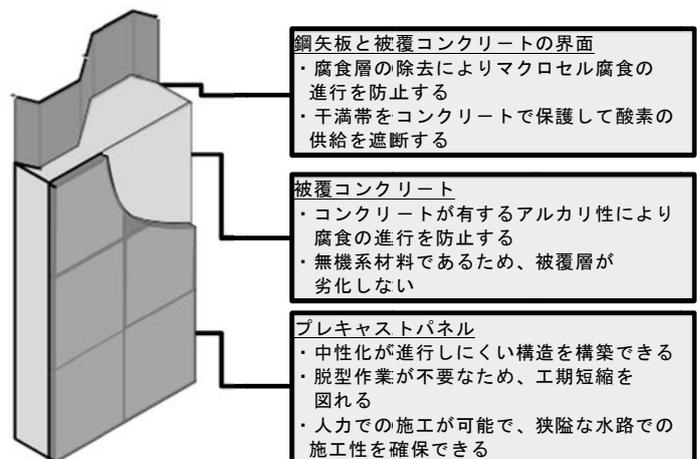


図-1 工法の特長

3 施工手順と事例の紹介

図-2 に工法を適用した標準断面，図-3 に施工手順を示す。

施工は，水路幅 1.3m 壁高 1.65～1.8m と重機が進入できないような狭い現場で実施した。

施工手順は，最初に高圧洗浄機（洗浄圧 14.7 MPa）を使用して既設鋼矢板表面を洗浄後，既設鋼矢板表面のケレン作業を実施し，表面の付着物や腐食層を除去した。その後，補助金具としてフラットバーを取り付け，専用の接続金具を溶接してプレキャストパネルを設置する作業を繰り返した。腐食が進行して断面欠損が生じている箇所には，平鋼を溶接にて取り付けて断面修復を行った。パネルを配置後，被覆コンクリートを打設し，養生後施工完了となる。

施工後の状況を写真-2 に示す。人力で運搬することが可能な大きさのパネルと専用の接続金具により，写真のような曲線部でも施工することができる。本工法は，このような曲線部だけでなく隅角部など既設構造物の線形に応じてパネルを配置することが出来る。同時に本施工現場のように重機が入れないような水路についても施工が可能であることが確認された。

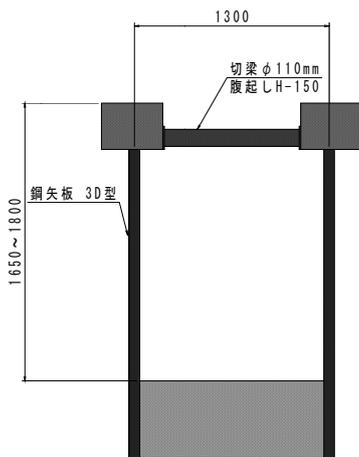


図-2 標準断面図



図-3 施工手順



写真-2 施工後の状況

4 付着特性試験

4.1 試験方法

ストパネ工法の開発に当たり、昨年は鋼矢板-コンクリート複合材の力学的特性を把握するため、新潟大学自然科学系（農学部）と産学共同研究を行った試験について報告した¹⁾。ここでは、ストパネ工法の信頼性の向上と鋼矢板とコンクリートの界面での付着特性を把握するために、万能試験機を使用して鋼矢板とコンクリートの引張試験を実施した結果について報告する。付着試験状況を写真-3に、付着試験概要図を図-4に示す。

供試体は、既設鋼矢板から150mm角の切片を切り出して作成した。試験には鋼製の試験治具を使用し、その上部の開口箇所にも鋼矢板の切片を取り付け、鋼製の試験治具内にコンクリートを打設し、28日の養生期間を経て試験を実施した。試験は万能試験機 AG-250kNI（島津製作所製）を使用した。鋼製の試験治具は、試験機架台にはボルトで固定した。鋼矢板の供試体は上部に取り付けた鋼棒を試験機のチャックで固定して引張試験を実施した。本研究では万能試験機による載荷速度を2000N/minの一定速度として試験治具から供試体が剥がれるまで載荷した。

4.2 試験結果

既設鋼矢板の荷重-変位挙動を図-5に示す。万能試験機によるコンクリートと鋼矢板の付着試験の結果、最大荷重2.83(kN)を確認した。鋼矢板の切片が150mm角であるため、付着応力度は、0.13(N/mm²)である。ストパネ工法のm²当り重量が5.1(kN)であるのに対し、今回確認されたm²当たりの荷重は、130(kN)である。以上の結果より鋼矢板へのコンクリートの付着応力度は、被覆コンクリートの重量を上回ることが確認された。

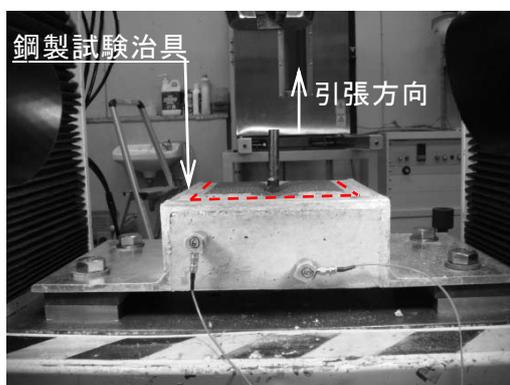


写真-3 付着試験状況

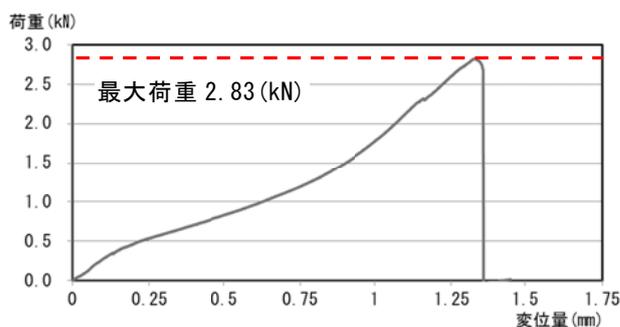


図-5 荷重-変位挙動(既設鋼矢板)

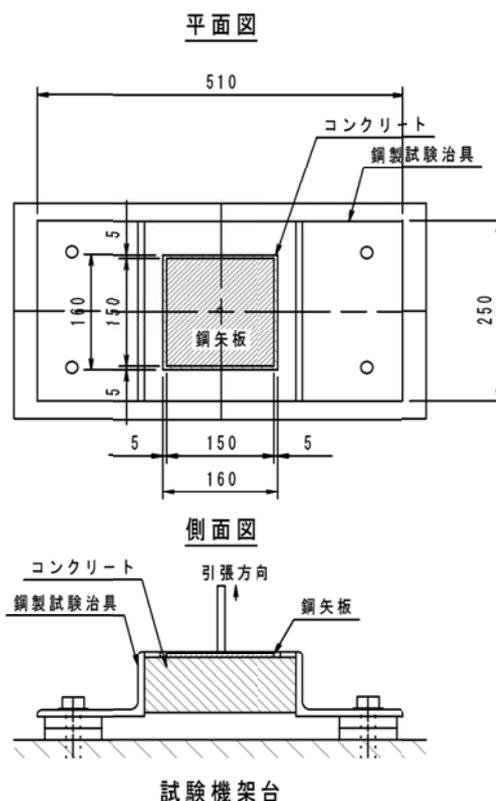


図-4 付着試験概要図

5 技術登録について

「ストパネ工法」は、平成 25 年 8 月に「Made in 新潟 新技術普及・活用制度」に登録されている。また、平成 25 年 11 月には、産業の振興及び県民福祉の向上に寄与する技術開発として認められ、新潟県知事表彰「技術賞」を受賞している。

6 今後の予定

昨年は、技術的課題として施工後に内部の鋼矢板材の腐食状況が直接目視できなくなるという点を挙げた¹⁾。これについては、施工後 3 年経過した施設について電位計測を継続的に実施しているが、現在のところ腐食の進行は確認されていない。

今後は、農林水産省が公募している官民連携新技術研究開発事業に採択されたことにより、工法技術の更なる高度化を図るための研究開発を実施する予定である。

7 おわりに

本報では、既設鋼矢板護岸の補修および補強を行う工法「ストパネ工法」について施工事例と付着試験について報告した。施工により曲線施工が可能であることと狭い水路でも施工可能であることを確認することができた。

付着試験では、コンクリートと鋼矢板の付着応力度を把握し、その安定性を確認した。今後も技術の高度化を図り、工法の信頼性を向上させるための研究開発を実施する予定である。

謝辞

本研究を進めるにあたり、新潟大学自然科学系（農学部）鈴木准教授から、丁寧かつ熱心なご指導を賜りました。ここに感謝の意を表します。

引用文献

- 1) 佐藤弘輝：老朽化した鋼矢板水路の補修・補強工法の開発，平成 25 年度建設技術報告会 報文集，pp. 44-47，2013.10

トンネル専用側溝の開発

(株)アドヴァンス 製品開発推進部 細野 義則

1 はじめに

トンネル専用側溝はトンネル内の路面排水工として使用される側溝であり、側溝本体と境界ブロックを一体化とすることにより、従来の個別施工に対する省力化および、従前品の問題点であったコンクリート舗装時の施工機械走行による側溝水路部の破損を改善すべく開発されたものである。

本報告では、開発の目的、およびコンセプトならびに耐圧性能試験、施工性の検証を実施した内容を報告する。



(写真 - 1) トンネル専用側溝外観

2 開発の目的

これまでトンネル路面排水工に使用されてきたプレキャスト側溝は、コンクリート舗装工の工程にてコンクリート舗装機械（スリップフォームペーバ）のクローラが側溝天端部を走行することで側溝水路部が破損する事例が報告されており、【(写真 - 2) . 側溝水路部破損事例】これを改善すべく、開発に着手した。



(写真 - 2) 側溝水路部破損例

2.1 開発コンセプトおよび製品形状の決定

2.1.1 境界ブロックと側溝を一体化による省力化

従来の側溝、境界ブロックの個別施工に対して、側溝と境界ブロック一体化することによる省力化および、境界ブロックの施工時の転倒や施工後の傾倒リスクが解消される。

2.1.2 最小水路断面の決定

トンネル内の側溝（路面排水工）は、主にトンネル壁面の洗浄水を対象としていることから、トンネルの最小縦断勾配と洗浄使用水量を勘案して水路断面を決定した。

また、水路断面を最小限の大きさとしたことで部材断面を大きくすることが出来、従来コンクリート舗装機械（スリップフォームペーバ）が側溝上部を走行する際に生じていた水路部の破損リスクを軽減できる。

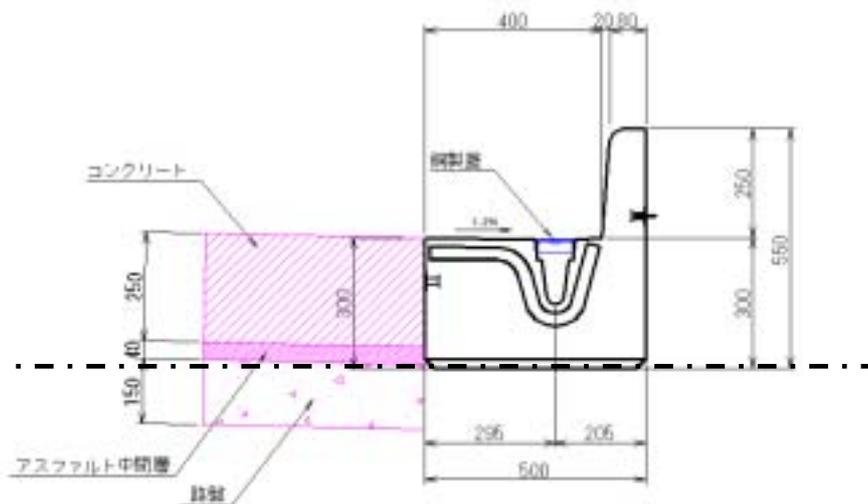
2.1.3 コンクリート舗装機械走行面積の確保

道路曲線半径 $R=100\text{m}$ の施工においてもコンクリート舗装機械が側溝上面を走行出来る部材寸法を確保している。【(クローラ 30cm) + ($R = 100\text{m}$ の内輪差 8cm) = $38\text{cm} \sim 40\text{cm}$ 】

故に、側溝天端幅を40cmとして決定した。

2.1.3 部材高さ(厚さ)

トンネル専用側溝の部材高さ(厚さ)は、側溝据付時の路盤高さ調整を最小限とするべく設計舗装厚(B、C交通)に応じた高さ(30cm)として決定。



(図 - 2) トンネル専用側溝舗装構成概念図

2.2 オリジナルリッド(鋼製蓋)の採用

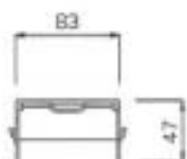
オリジナルリッド(鋼製蓋)の表面はパンチングによるすべり止加工が施されており、二輪車のスリップ転倒事故防止及び、タイヤのはまり込みを防止する。

また、跳ね上がり防止として両側面にツメ(返し)を備え延長方向は全てボルト連結する構造である。洗浄時には任意の位置で外して洗浄することが出来る。

側溝水路部にオリジナルリッド(鋼製蓋)を設置することにより、トンネル内を走行する二輪車の車輪のはまり込みによる転倒事故の防止や空き缶・ペットボトル等の挟まりによる走行障害リスクを軽減することが出来る。



(写真 - 3) オリジナルリッド外観



(図 - 1) オリジナルリッド断面図



(写真 - 4) オリジナルリッドボルト接続状況

2.3 専用柵の開発

部材寸法は側溝本体と同じ幅であり、側溝本体の敷設時に高さ調整を容易にする為の張出部を延長方向の左右に有する。柵本体（上部材）とインバート部分（下部材）を分離構造とすることで横断排水管と干渉する場合には、インバート部分を分離して泥溜の深い部材に入れ替えることで対応可能とした。

2.4 専用連結プレートの採用

専用連結プレートは左右非対称の形状を成し、片側に斜めの長孔を有しており、ボルト設置後にハンマーで専用プレートを下方方向に打込むことで施工後のボルトの緩みを生じさせない。

また、2～3mm程度であれば上記の作業によって製品の引き寄せを行うことも可能である。



(写真 - 5) 連結プレート打込み状況



(写真 - 6) 連結プレート設置完了状況

3 耐圧性能確認試験

トンネル専用側溝は、前述した破損事例を踏まえ、コンクリート舗装機械（スリップフォームパー）を対象とした耐圧性能確認試験を実施し、破損・残留変形の無いことを確認。

3.1 耐圧载荷試験概要

耐圧载荷試験支承部は路盤を再現した砕石床面上にトンネル専用側溝を設置し载荷試験を実施。試験载荷荷重は下記のとおりにて算出。

$$\begin{aligned} \text{(耐圧試験荷重) コンクリート舗装機械重量} &: 440 \text{ kN} \div 4 \text{ 脚} = 110 \text{ kN} \times (1 + 0.3) \\ &= 143 \text{ kN} \times \text{安全率} 2.0 = \underline{286 \text{ kN}} \end{aligned}$$



(写真 - 7) 耐圧試験実施状況



(写真 - 8) 耐圧試験実施状況

4 施工性及び、施工歩掛調査

弊社敷地内にて施工吊具の安全性、作業性の確認および、設定歩掛に対する敷設サイクルタイムを計測し、設定歩掛の妥当性を確認。



(写真 - 9) 施工性確認試験施工実施状況



(写真 - 10) 敷設完了状況

5 実工事での活用

トンネル専用側溝の最初の実施工の第1号として、富山河川国道発注の能越自動車道 氷見第13トンネルにて採用され403mの施工を実施。この際に、敷設作業サイクルタイムの計測を行い、設定歩掛にて確実に施工が可能であることを確認。

また、これまでに長岡国道事務所発注のR289号9号トンネル(施工延長2,000m)、富山河川国道発注の能越自動車道 氷見第12トンネル(施工延長=600m)と施工実績を重ねているが、コンクリート舗装工における側溝水路部の破損は生じていない。



(写真 - 12) 氷見第13トンネル敷設状況



(写真 - 13) 氷見第13トンネル敷設状況



(写真 - 14) 氷見第13トンネル敷設完了状況

3 おわりに

トンネル路面排水工用のプレキャスト側溝として、コンクリート舗装工での破損は共用前の破損である故にコンクリート二次製品メーカーとして解決すべき問題として開発に着手した。

今後の課題としては、昨今の局地集中豪雨による降雨に対応すべく、明かり部での水路断面を大きくした規格の製品開発を行っていきたいと考える。

二重壁構造を持つジオテキスタイル補強土壁 「アダムウォール」の塩害対策

アダムウォール協会 ○辻 慎一郎
アダムウォール協会 小林 喬
(一社)北陸地域づくり協会 市村 浩二

1 はじめに

ジオテキスタイル二重壁補強土壁「アダムウォール」は、**図-1**に示すように、コンクリートパネルによる壁面材と、ジオテキスタイルによる補強領域の間に空間を設けて、施工時の盛土の変形に伴う土圧を壁面材に作用させずに、壁面近傍まで盛土材料を十分に締固めることができる構造とした二重壁構造を有する補強土壁である。また、壁面材と補強盛土体はベルト状のジオテキスタイル（内壁安定ジオテキスタイル）で連結され、その間の空間には、補強領域の構築後に碎石が投入されて排水層としての役割を持たせた構造となっている。本補強土壁の施工事例を**写真-1**に示す。本補強土壁工法について、ジオテキスタイル二重壁補強土壁工法検討委員会（委員長：長岡技術科学大学 教授 大塚悟）では、道路土工—擁壁工指針（平成24年度版）に準拠させた「ジオテキスタイル二重壁補強土壁工法設計・施工マニュアル（改訂版）」（以下、本マニュアルと称する）を2013年3月に発刊し、本補強土壁工法の普及に努めてきた¹⁾。

その一方で、北陸地方の沿岸部をはじめとする塩害の影響が懸念される地域や、凍結防止剤散布の影響がある箇所における補強土壁の適用にあたっては、経年劣化に対して十分な耐久性が保持できるように配慮しなければならない。そこで、無筋コンクリート製の壁面材に短繊維を混入して、ひび割れに対する抵抗性や靱性を向上させた塩害対策用壁面材を開発した。本報告では、塩害対策用壁面材の性能について報告する。

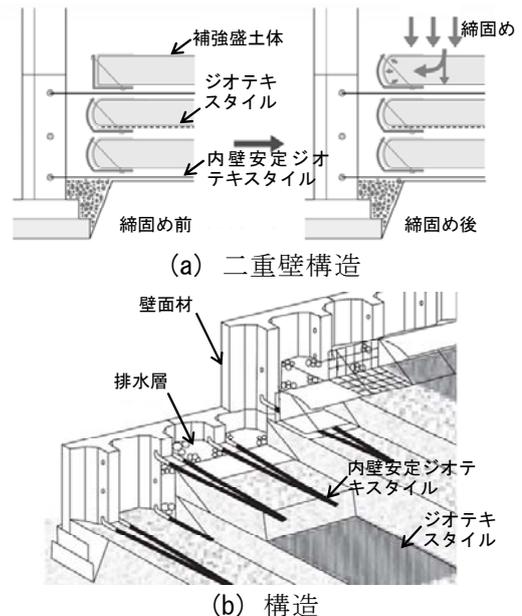


図-1 補強土壁の構造

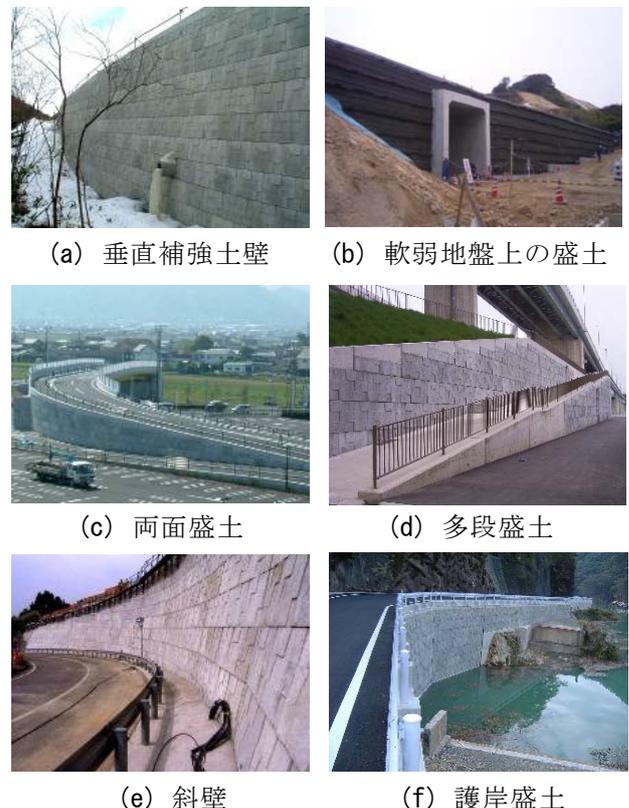


写真-1 補強土壁の適用例

2 塩害対策用壁面材の概要

2. 1 塩害対策の必要性

北陸地方をはじめとする海岸線付近など、**図-2**に示すような塩害の影響が懸念される地域や、凍結防止剤散布の影響がある箇所に構築される鉄筋コンクリート構造物に対しては、経年にわたり耐久性を保持するための対策が必要となる^{2), 3)}。これは、塩害による鉄筋の腐食によって、かぶりコンクリートの剥落等が生じ、第三者に危害が及ぶことが考えられるためである。

本補強土壁の通常の壁面材は鉄筋コンクリート製であるが、塩害が懸念される地域に本補強土壁を適用する場合は、**写真-2**に示すような短繊維を混入させた短繊維混入コンクリートによる塩害対策用壁面材を用いることとした。塩害対策用壁面材に使用する短繊維は、耐アルカリ性に優れているビニロン性の短繊維を選定した。塩害対策用壁面材の要求性能と、性能の評価結果を以下に示す。

2. 2 塩害対策用壁面材の要求性能

塩害対策用壁面材には、下記の性能が要求される。

- 1) 製造時(脱型時)に、壁面材が損傷しないこと。
- 2) 移動・運搬時に、壁面材が損傷しないこと。
- 3) 補強土壁構築時に、設計で想定される荷重が作用したときに、壁面材が損傷しないこと。

塩害対策用壁面材の開発にあたっては、上記の要求性能を満足する短繊維の混入量を決定した。短繊維混入コンクリートの性能は、「JSCE-G 552-2007 鋼繊維補強コンクリートの曲げ強度および曲げタフネス試験方法⁴⁾」に基づいて、次式で算出される曲げ靱性係数 $\overline{f_b}$ で評価する。

$$\overline{f_b} = \frac{T_b}{\delta_{tb}} \cdot \frac{l}{bh^2} \quad (1)$$

ここに、 T_b ：曲げタフネス（荷重－たわみ曲線の面積（**図-3**参照））、 δ_{tb} ：スパン 1/50 のたわみ、 b ：破壊断面の幅、 h ：破壊断面の高さである。



図-2 塩害の影響地域¹⁾



(a) ビニロン短繊維



(b) 短繊維混入コンクリート

写真-2 短繊維混入コンクリート

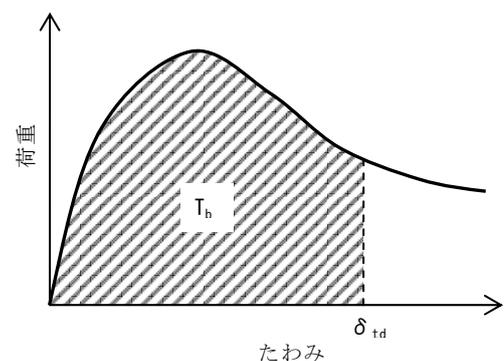


図-3 荷重－たわみ曲線

2.3 短繊維の混入量

塩害対策用壁面材の短繊維の混入量を求めるため、短繊維の混入量を変化させた試験体を作成し、曲げ靱性係数を求める曲げ試験を行った。曲げ試験は、材齢1日、3日、14日の試験体（寸法：100×100×400mm）に対して行った。コンクリートの圧縮強度は30N/mm²である。曲げ試験で得られた、曲げ靱性係数と短繊維の混入率の関係を図-4に示す。同図には、試験体の材齢ごとの両者の相関関係式も示してある。ここで、D. J. ハナントは、繊維混入コンクリートに対する曲げ試験を行い、次式のような引張応力度 σ_{tb} と曲げ応力度 σ_{tm} の関係を求めた⁵⁾。

$$\sigma_{tm} = \frac{16}{39} \cdot \sigma_{tb} = 0.41\sigma_{tb} \quad (2)$$

本補強土壁の壁面材に必要な靱性係数を推定し、短繊維の混入量を決定する。具体的には、壁面材の製造時（脱型時）、移動・運搬時、補強土壁の構築時に壁面材に作用する曲げ応力から必要曲げ靱性係数を式(2)により算出し、図-4で示した材齢ごとの曲げ靱性係数と短繊維の混入率の関係から、短繊維の混入量を決定する。塩害対策用壁面材の短繊維の混入量の算出結果を表-1に示す。同表より、壁面材の移動・運搬時に短繊維の混入率が最大となり、塩害対策用壁面材には、コンクリートの体積に対して0.42%以上の比率で短繊維を混入することとした。

2.4 塩害対策用壁面材の性能評価

塩害対策用壁面材の性能を確認するため、実物大の壁面材に対する曲げ試験と、壁面材と内壁安定ジオテキスタイルとの連結穴に対する引張試験を行った。壁面材の曲げ試験の状況と試験後の壁面材を写真-3に示す。最大荷重発生時に、壁面材の中央にひび割れが発生したが、コンクリートが剥落するような現象は生じなかった。曲げ試験で得られた荷重-たわみ曲線を図-5に示す。曲げ荷重がピークに達した後も、荷重が急激に低下することはなく、短繊維

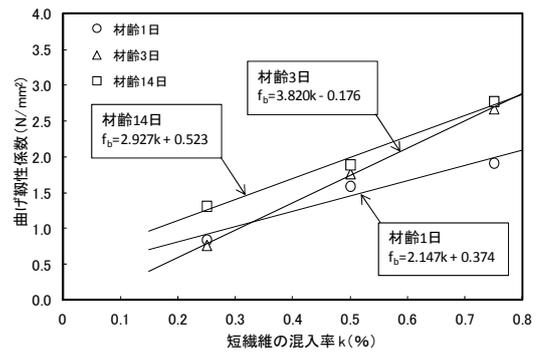


図-4 曲げ靱性係数と短繊維混入率の関係

表-1 短繊維の混入量の算出結果

条件	作用曲げ応力	必要曲げ靱性係数	短繊維の混入率
製造時* (脱型時)	0.23N/mm ²	0.56N/mm ²	$f_b=2.147k+0.374$ → $k=0.09\%$
移動・ 運搬時**	0.59N/mm ²	1.44N/mm ²	$f_b=3.820k-0.176$ → $k=0.42\%$
補強土壁 構築時***	0.66N/mm ²	1.61N/mm ²	$f_b=2.927k+0.523$ → $k=0.37\%$

* 作用荷重：P=型枠の重量×(1+i)，i：衝撃係数(=0.3)

** 作用荷重：P=壁面材の重量×2個×(1+i)

*** 作用荷重：壁高20m相当の補強土壁で、排水層の砕石により壁面材に作用する土圧の最大値（地震時：31.5kN/m²）⁶⁾



(a) 曲げ試験の状況



(b) 曲げ試験後の壁面材の表面

写真-3 塩害対策用壁面材の曲げ試験

による補強の効果が発揮されていると考えられる。本マニュアルの設計計算で、壁高が 20m に相当する補強土壁の壁面材に作用する設計荷重を 図-5 中に示してあるように、塩害対策用壁面材のひび割れ荷重は設計荷重以上であることを確認した。内壁安定ジオテキスタイルとの連結穴に対する引張試験は、写真-4 に示すように、壁面材の背面にある連結穴に通した鉄筋を油圧ジャッキで引っ張る方法で行った。連結穴の引張荷重と変位の関係と、連結穴に作用する設計荷重を 図-6 に示す。壁面材の連結穴は、設計荷重に対して、十分な引張強度があることを確認した。

3. おわりに

本報告では、二重壁補強土壁工法における塩害対策の取り組みを示した。北陸地域では、写真-5 に示すように、補強土壁の実現場に適用されている。今後も、本補強土壁の設計、施工、維持管理について、さらなる検討を行う予定である。

参考文献

- 1) ジオテキスタイル二重壁補強土壁工法委員会：ジオテキスタイル二重壁補強土壁工法設計・施工マニュアル（改訂版），2013.
- 2) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，2012.
- 3) 社団法人 日本道路協会：道路土工—擁壁工指針（平成 24 年度版），2012.
- 4) 公益社団法人 土木学会：コンクリート標準示方書 [規準編]，2007.
- 5) D. J. ハナント（槇谷栄次訳）：繊維コンクリート，森北出版株式会社，1980.
- 6) 一般財団法人 土木研究センター：二重壁構造を持つジオテキスタイル補強土壁「アダムウォール」建設技術審査証明報告書，建技審証 第 1103 号，2012.

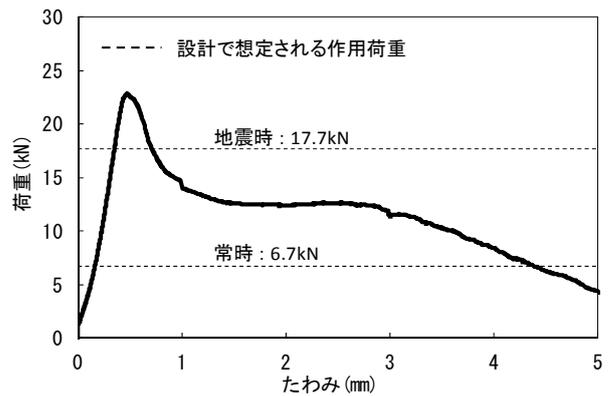


図-5 曲げ試験の結果



写真-4 連結穴の引張試験

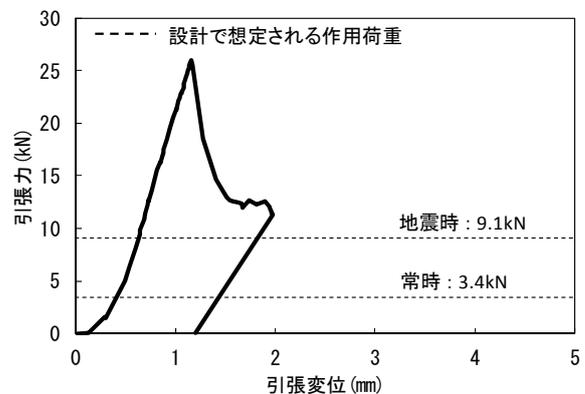


図-6 連結穴の引張試験の結果



写真-5 施工事例

第2会場

第 I グループ

建設機械による無人化・自律施工

大成建設株式会社 技術センター 土木技術開発部 先端技術開発室 青木 浩章
○大成建設株式会社 技術センター 土木技術開発部 先端技術開発室 片山 三郎

1 はじめに

無人化施工は、人間が立ち入ることが出来ない作業現場等において、作業箇所周辺のカメラ映像を見ながら、ラジコン化した建設機械を安全な場所から遠隔操作して施工を行うものである。適用は、雲仙普賢岳・有珠山等の火山環境下や、豪雨による土砂・洪水等の二次災害が懸念される箇所、福島第一原子力発電所近傍の放射線環境下といった酷所環境下における災害復旧等の作業が殆どである。よって、頻繁に適用される工法ではない上、1回の工事期間が短期で終了する事例が殆どであることから、無人化施工が可能な技術者および操作者は年々減少しており、緊急時の人材の確保が困難になることが懸念されている。また、無人化施工は、操作者がカメラ映像を見ながら絶えず操縦桿を操作するモニタ依存型であるため、熟練度が起因する施工速度、出来栄えのばらつきや、カメラ映像取得のための設備機器と通信環境を要するという問題がある。

一方、年々発展する MEMS¹⁾・ICT²⁾技術は、計測機器や制御機器等として、GPS 測位衛星を使用した情報化施工ツールや、CIM³⁾等の建設生産システムに寄与するもの等、建設業の中でも広く活用されている。我々は、それらの技術を駆使し、無人化施工を行う操作者を支援するツールとして、作業場所や状況を自ら判断し自律的に作業することができるような、高度なロボット技術を建設機械に適用できないかと考えて研究開発を進めている。

本論はこれまでの無人化施工技術の紹介と、次世代の無人化施工技術として期待される自律型建設機械研究開発についての報告である。なお本論の自律型建設機械開発は、国土交通省建設技術研究開発助成制度の課題採択を受けて、平成 24 年度から実施している。

2 無人化施工

2.1 概要

無人化施工技術には主に三つの技術で構成されている。建設機械を動かすための『遠隔操作技術』、作業に必要な現場周辺のカメラ画像を伝送するための『映像伝送技術』および離れた場所から出来上がった構造物を測定する『施工管理技術』である。雲仙普賢岳に導入当初は、どの技術も確立されたものではなかったため、復旧工事を進めると共に様々な技術を考案し、問題を解決しながら、無人化施工技術として確立してきた。図-1 に無人化施工の概要図を示す。



図-1 無人化施工概要図

1)MEMS：半導体デバイス，2)ICT：情報通信技術，3)CIM：Construction Information Modeling

2. 2 構成技術

2. 2. 1 遠隔操作技術および映像伝送技術

無人化施工当初は操作者が目視で操作できる距離（50m 程度）での遠隔操作であったが、情報通信技術の発展に伴い目視+画像での操作（100m 程度）まで距離が離せるようになり、近年では中継器を設けることで超遠隔操作（2 キロ程度）が可能で、更にはインターネット回線利用で数十 km の遠隔操作の実例も紹介されている。また、電波の種類としても雲仙普賢岳の全盛期には特定小電力無線を用いていたが、電波干渉などの問題から現在は 1 波で複数台操作可能な無線 LAN が主流となっている。図-2 に移動式操作室を示す。



図-2 移動式操作室

2. 2. 2 施工管理技術

施工位置や地盤高さの確認が容易でない無人化施工において、GPS 測位技術が施工管理に有効であることが雲仙普賢岳工事で実証されている。施工管理の手段としては構造物のコンクリート敷均し高さや転圧回数、バックホウガイダンスによる丁張レスなどが挙げられる。現在ではこれらのシステムは土工事や道路工事等に広く展開・適用され一般化され普及し始めている。図-3 に転圧管理システムとバックホウガイダンスシステムを示す。



※ガイダンス時のモニタと重機

図-3 無人化施工における施工管理実施例（左：転圧回数管理，右：バックホウガイダンス）

3 自律型建設機械の開発

3. 1 開発目的

無人化施工技術は雲仙普賢岳で進化し活躍してきたが、現在でもいくつか問題点を抱えている。その一つとして技術継承が挙げられる。無人化施工は通常の有人施工と異なり、採用される現場が極端に少ない。そのため技術を継承する場も少なく、操作者の育成が進んでいない。

さらにモニタ依存型であるため、動画伝送のための高速大容量通信網の設置や多くのカメラ支援機器が必要になる。これら現行の無人化施工が抱える問題点を解決するため、次世代の無人化施工システムとなる自律型建設機械の開発を行った。今回対象とした建設機械は無人化施工適応の砂防ダム工事における RCC コンクリート転圧作業に使用される 11t 級振動ローラ（SD451）とした。図-4 に現行無人化施工イメージ図を示す。

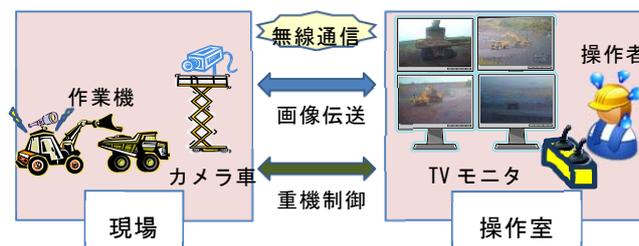


図-4 現行無人化施工イメージ

3. 2 開発概要

従来無人化施工技術で抱える問題を解決するため、作業機械に人間の五感に代わるセンサ類を搭載し、作業開始命令を与えれば建設機械自らが周辺状況を判断して作業を行う「自律型建設機械」の開発である次世代無人化施工システムの開発を行った。図-5に次世代無人化施工システムイメージを示す。

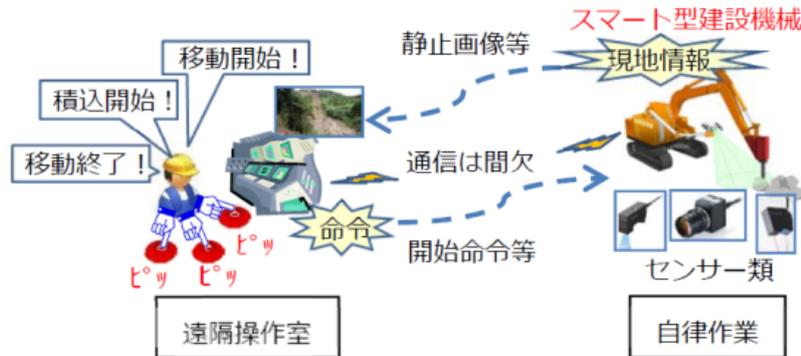


図-5 次世代無人化施工システム

3. 3 振動ローラによる自律型施工システム

3. 3. 1 システム概要

(1) システム構成

システム構成を図-6に示す。本システムは自動追尾型トータルステーション（以下 TS と記）、振動ローラ内の自律制御用 CPU、ホスト PC で構成されており、機器間は Wi-Fi で通信を行う。ホスト PC では転圧回数や幅などの作業計画の入力を行う。また TS はジャイロ補正情報取得のため、常時測距を行い、ホスト PC を介して振動ローラ内の自律制御用 CPU に位置情報を転送している。一方、振動ローラでは自律制御用 CPU で、取得したセンサ情報をもとに周辺状況や機体姿勢の把握、「慣性航法」による自己位置推定をしており、このセンシングに基づき駆動部を制御して自律走行および転圧作業を行っている。

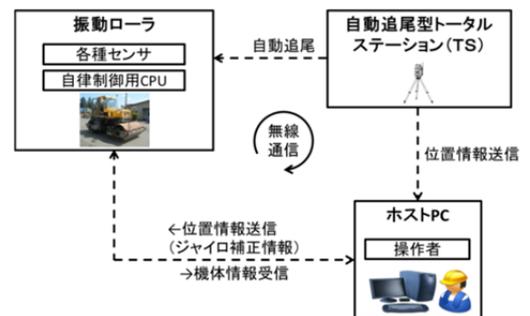


図-6 システム構成

(2) 搭載センサ

今回実証に使った振動ローラに搭載したセンサ一覧を表-1、センサ搭載状況を図-7に示す。搭載したセンサは、機体状態と周囲状況の把握の用途に大きく分類される。また、センサ選定に当たっては振動ローラの作業時振動に耐えられることを考慮して耐振動・衝撃性能の高い仕様のものを選んだ。

表-1 搭載センサ一覧

分類	項目	適用センサ
機体状態	姿勢検出	MEMS3軸ジャイロ
	速度検出	回転センサ
	ステアリング角検出	変位センサ
	位置検出	自動追尾型トータルステーション
周辺状況	前方探査センサ	2Dスキャナ
	車載カメラ	ネットワーク型カメラ



図-7 センサ搭載状況

3. 3. 2 自律施工の実証

前述のシステムを搭載した振動ローラを用いて試験フィールド内で自律転圧作業実証実験を行った。これによりこのシステムにおける転圧作業精度や耐振動性を検証した。実験結果を以下に示す。

(1) 実験条件

- ・ 転圧回数：2回／レーン
- ・ 転圧路：3レーン
- ・ レーン長：25m
- ・ 施工重複幅：0mm
- ・ 走行速度：1km/hr

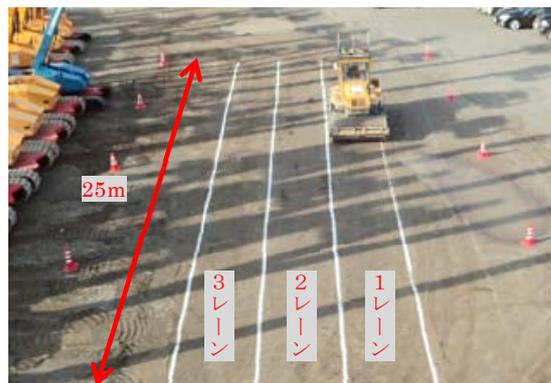


図-8 実証実験状況

(2) 実験結果

- ・ 自律作業は有/無振動における走行精度には大差がなく、搭載センサ類の耐振動性は十分であった。
- ・ 車体中央を屈曲させ方向転換する方式であるアーティキュレート機構の機械制御において、車体中央が屈曲する際に前後輪間で発生する不規則な挙動は、演算を工夫し制御することができた。
- ・ 重複幅に影響のある隣り合う二レーン間の最大離れは400mmであった。図-9に走行軌跡を示す。

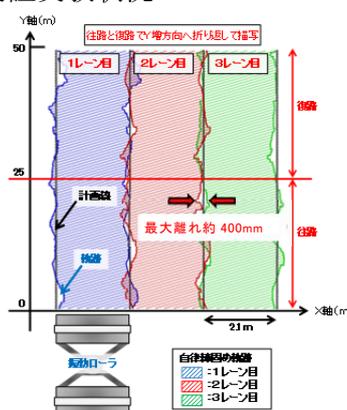


図-9 走行軌跡

通常の転圧作業では、走行精度による転圧残しが無いよう隣り合う二レーン間で施工重複幅を設定する。現在、無人化施工の施工重複幅の基準は500mm⁴⁾である。一方、今回の実験では施工重複幅を0mmで設定し走行させた時に最大400mm離れた。この結果は、施工重複幅を400mmで設定した時、転圧残しゼロが可能であることを示している。この結果から現状500mmである施工重複幅を減じ、これに伴う走行レーン数の減少による施工効率向上が期待できる。図-10参照に施工効率向上イメージを示す。

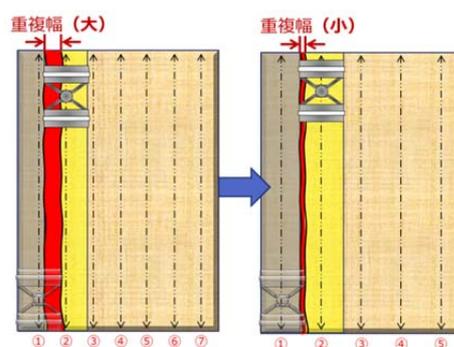


図-10 施工効率向上イメージ

4 まとめ

無人化施工技術は、雲仙普賢岳等で行ってきた除石工・砂防堰堤構築等の土木工事の施工技術だけではなく、あらゆる酷所環境下における作業技術として多用され、改良・発展してゆくことが期待されている。しかしながら、適用工事は一般工事と比べて格段に少ないため、熟練者不足対応や対応建設機械・設備の所有のあり方等について、施工者側が躊躇せざるを得ない状況もある。近年、国土交通省は各地方整備局に油圧ショベル等の遠隔操作式重機を配置し、災害発生時における活用を行うようになっている。また、本論で述べた自律型無人化施工も、これらの課題に対応する技術の一つであり、今後も無人化施工技術が適正に維持され国土の安全・安心に寄与していくことを期待したい。

4) 雲仙普賢岳周辺砂防ダム等特記仕様書に記載

開放型耐震補強「SMIC工法」の開発

名工建設株式会社 建築本部 建築技術部 SMIC事業課 稲田 誠

1 はじめに

平成17年から建築物の耐震補強分野において、弊社特有の工法を保有して営業的に差別化を図ることを目指し実施してきた「SMIC工法」の研究開発は、平成24年1月の(一財)日本建築防災協会の技術評価(追加・変更申請)取得をもって、当初からの研究目標を達成した。

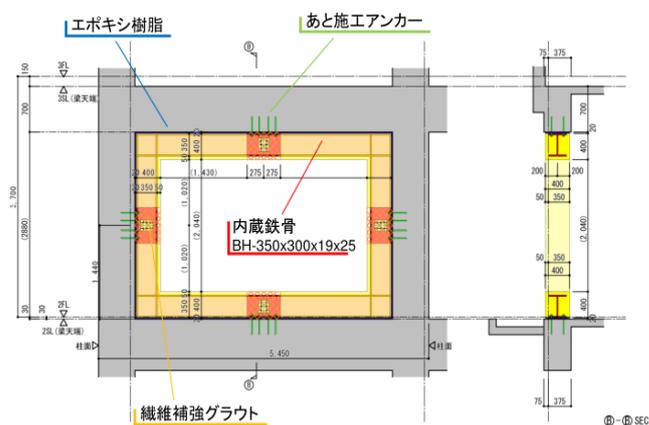
本報では、本工法の特徴について報告する。

2 「SMIC工法」とは

「SMIC(スミック)工法」とは、既存鉄筋コンクリート造と既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の柱・梁構面内に、鉄骨とビニロン繊維で補強されたコンクリートで構成されるプレキャストCES部材をエポキシ樹脂による接着接合にて一体化し耐震性の向上を図る耐震補強工法である。補強により、曲げ耐力・せん断耐力が増加する。補強後の柱の耐力は、既存部材と補強部材の耐力の累加で表すことができる。

また、CES部材が鉄骨コンクリートであるため、SRC相当の靱性が期待できる。

補強形状には、□型補強、門型補強、柱(I型)補強の3種類がある。□型、門型はもちろんのことI型での補強においても、第二種構造要素の解消が可能である。



SMIC工法 □型補強部材構成(例)

3 工法の特徴

以下にSMIC工法の特徴を示す。

- ① 壁の設置やブレースを必要としないため、補強後も人の通り抜けが可能であり、居住性・機能性・採光性を損なうことなく開放的な補強ができる。
- ② 既存柱・梁とプレキャストCES部材は、エポキシ樹脂による接着接合としており、あと施工アンカーの本数が非常に少ない上、コアドリルによるアンカー穿孔なので騒音・振動・粉塵の発生を抑制できる。居ながら施工が可能である。
- ③ 補強部材をプレキャスト化していることから部材の品質が安定し、現場での工期短縮が可能である。



プレキャストCES部材

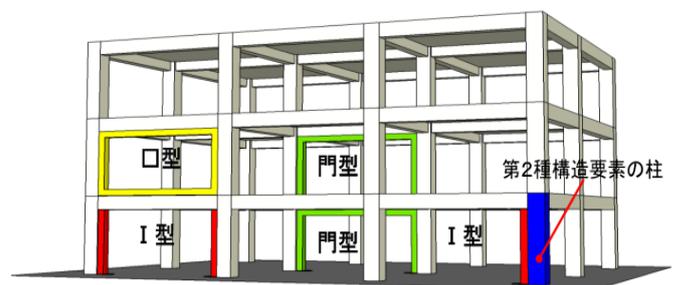
4 適用範囲

「RC耐震診断基準」および「SRC耐震診断基準」による診断が適用可能である既存鉄筋コンクリート造建築物(既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物も含む)で、コンクリート強度が、 $13.5\text{N}/\text{mm}^2$ 以上の既存建築物の耐震補強に適用する。プレキャストCES部材の位置は、柱・梁構面内に限る。また、CES部材の形状は、門型、口型及びI型の3種類がある。形状が門型もしくは口型とした場合には柱・梁の両方に接着して設置し、I型とした場合には、柱の片側もしくは両側に接着して設置する。原則として下階抜けにならないように最下層まで同型のCES部材を連続して配置する。なお、CES部材の形状が口型もしくは門型で、かつ、CES部材の幅の1/2以上が既存梁接するようにした場合には、既存梁を増打ちすることにより梁幅を拡大した場合(柱幅を上限とする。)は、柱・梁構面内と見なす。この場合の柱脚部アンカーは、既存梁(梁主筋の内側)に打設しなければならない。CES部材の幅は、既存柱・梁幅以下とし、かつ、柱と梁の幅は同一とする。CES部材のせい、既存部材のせい以下とする。また、内蔵鉄骨のせいは、 125mm 以上とする。CES部材の断面積に対する内蔵鉄骨断面積は16%を上限とし、補強後の全断面積に対する内蔵鉄骨断面積は、4.5% (両側補強の場合は6.7%)を上限とする。

設計は、名工建設株式会社または株式会社 飯島建築事務所が行う。ただし、設計指導を受けたSMIC工法推進協会の技術部会に所属する一級建築士事務所が行う場合もある。施工は、名工建設および施工指導を受けたSMIC工法推進協会の技術部会に所属する施工会社が行う。

5 設計上の留意点

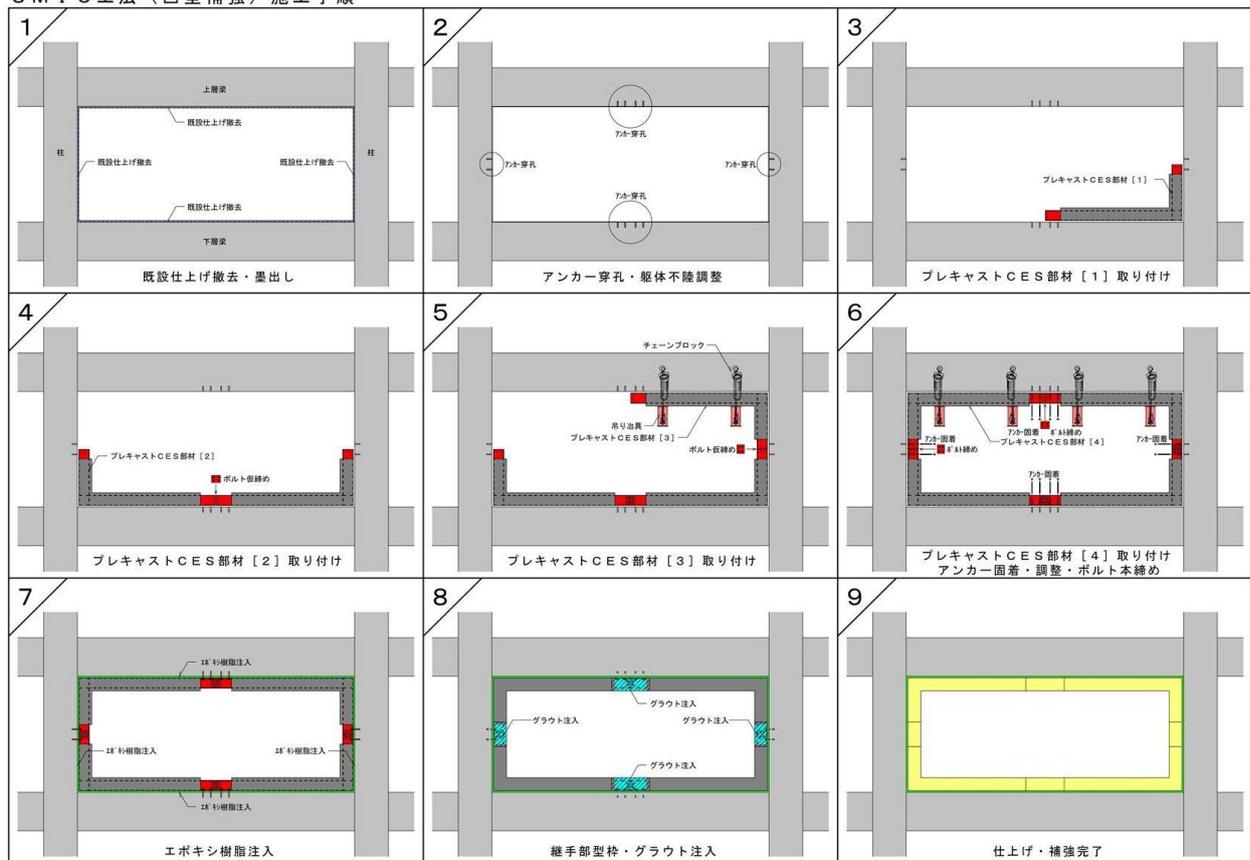
- ① 強度指標と靱性指標の評価は、「設計マニュアル」に定められた方法による。
- ② 補強効果は、加力方向に対してのみ有効である。したがって、直交方向加力時においては補強柱の軸耐力のみ有効となる。
- ③ 補強後の残存軸耐力および軸支持能力は、既存柱の値に内蔵鉄骨と内蔵鉄骨コア内の繊維補強コンクリートの断面を有効として累加して算定する。
- ④ 必要に応じて、他の補強工法を併用することができる。ただし、SMIC工法の変形特性を十分に把握して計画する。
- ⑤ 袖壁・腰壁・垂壁が取り付け柱への補強は、補強効果がないものと見なす。そのため、補強効果を有効とさせたい場合には、補強位置の各壁に耐震スリットを設けて純ラーメンとした上で補強する。
- ⑥ プレキャストCES部材の脱落防止を目的として、梁および柱中央には仕様規定量のあと施工アンカーを打設する。
- ⑦ 下階抜けにならないように連層配置を原則とするが、上階からの応力が伝達可能であることを確認(既存梁のパンチングシア耐力の検討、下階柱の検討)した場合は、この限りではない。
- ⑧ 補強後の危険断面位置は、プレキャストCES部材のフェイス位置とする。



各タイプ補強イメージ

6 施工手順

SMIC工法（口型補強）施工手順



7 施工事例

○某大学附属図書館（門型 スパン=4, 450 部材b=300 D=500）



CES部材設置後・仕上げ前



CES部材設置後・仕上げ完了

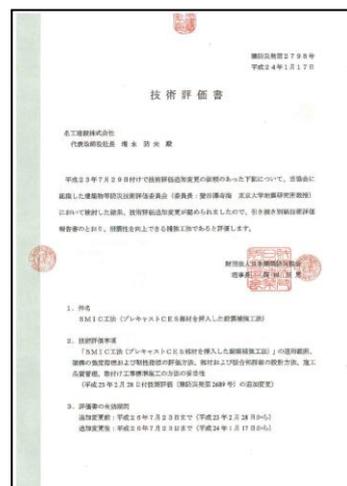
8 SMIC工法に関する特許等出願

- | | | |
|----------|----------------|--------------|
| ① 口型補強 | 登録日：平成21年11月6日 | 特許 第4400833号 |
| ② 門型補強 | 登録日：平成22年1月22日 | 特許 第4445007号 |
| ③ 柱型補強 | 登録日：平成22年1月29日 | 特許 第4446401号 |
| ④ SMIC工法 | 登録日：平成21年1月30日 | 商標 第5201032号 |

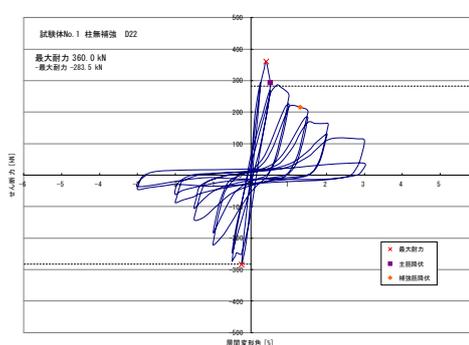
9 技術評価

機関名 : (一財)日本建築防災協会

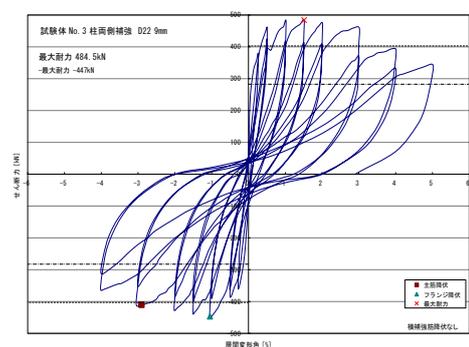
技術評価事項:「SMIC工法(プレキャストCEC S部材を挿入した耐震補強工法)」の適用範囲、架構の強度指標および靱性指標の評価方法、部材および接合部詳細の設計方法、施工品質管理、取付け工事標準施工方法の妥当性。



○補強効果 靱性指標 ($F < 1.27 \rightarrow F = 1.27$)



無補強



補強後

○補強効果 残存軸耐力



無補強 (最終層間変形角 1/50)



補強後 (最終層間変形角 1/20)

10 おわりに

本研究開発には、実研究期間としておよそ5.5年費やしてきた。今後においても工法技術の維持向上を図り、建築物の耐震補強分野においても社会貢献をしていく所存である。

一般県道清水小滝谷線道路災害復旧事業について

富山県 土木部 建築住宅課主任 清水 隆生

1 はじめに

一般県道清水小滝谷線(しょうずこたきだにせん)は、富山市西部の旧山田村清水地区から旧婦中町外輪野地区へ向かう県道です。途中の富山市山田沼又地内は、幅員3.5メートルとせまく、急なカーブ区間がある道路でしたが、山側を切り開いて拡幅及び線形改良を実施し、平成19年に供用しています。

この山側斜面において、平成23年9月の大雨により地すべりが発生したため、昨年度まで災害復旧事業により対策工事を行いました。本稿ではその内容について紹介します。



写真-1 土砂流出状況

2 地すべりの概要と対策工事の実施

2.1 地すべり発生時の状況

平成23年9月19日から22日にかけて、台風15号が富山県に接近し、4日間の累計雨量が275.5ミリ(気象台八尾観測所)という大雨をもたらしました。

9月23日の夜に、県道の切土法面の一部が変状しているという連絡が入り、翌24日には、法面表土の一部が県道に流出しているのを確認しました。このため、現道を閉鎖し、現道の東側に残っていた旧道を迂回路とする措置をとりました。



写真-2 迂回路設置状況



写真-3 滑落崖の状況

その後、現地を調査した結果、複数の滑落崖や開口亀裂を確認したため、地すべり活動であると判断しました。

2. 2 地すべり活動の観測

地すべりの状況を把握するため、伸縮計を設置し、光波測量機器による定点観測もあわせて行いました。その結果、平均で日あたり10ミリ以上、最大で日あたり100ミリ以上の変位がありました。

2. 3 応急対策工の実施

対策工を検討するにあたり、地すべりの発生機構を明らかにする必要がありますが、このように地すべり活動が活発な状況では、必要な調査を行うことができないため、応急対策として、前面に押さえ盛土（盛土高5メートル）を施工することにしました。

押さえ盛土が完成した12月15日以降、変位量は日あたりおおむね1ミリ以下となり、地すべり活動は緩慢化しました。

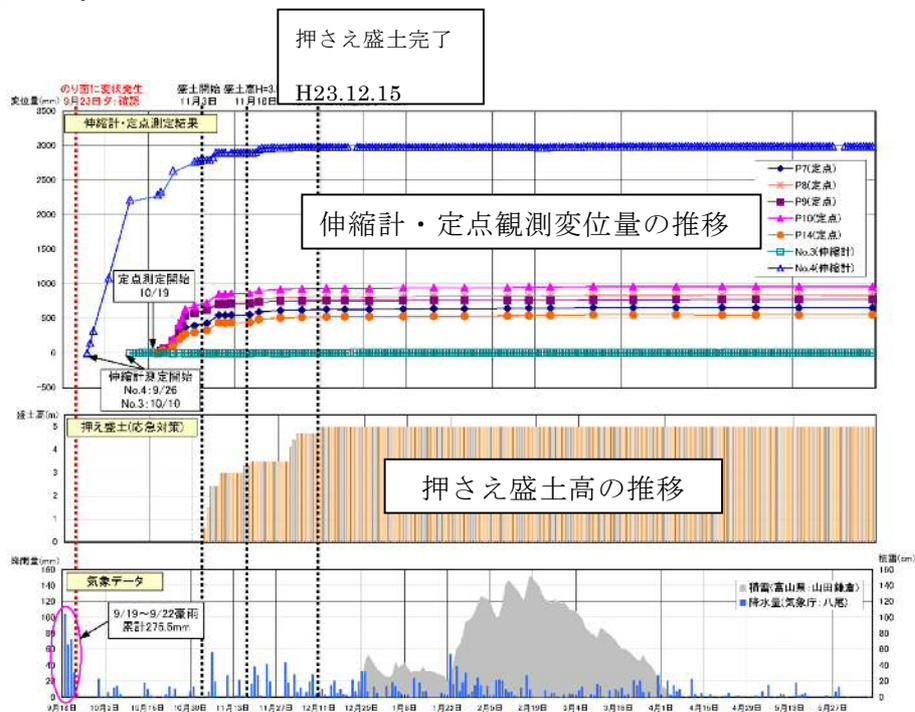


図-1 伸縮計等変位量の推移

2. 4 調査及び解析、対策工法検討

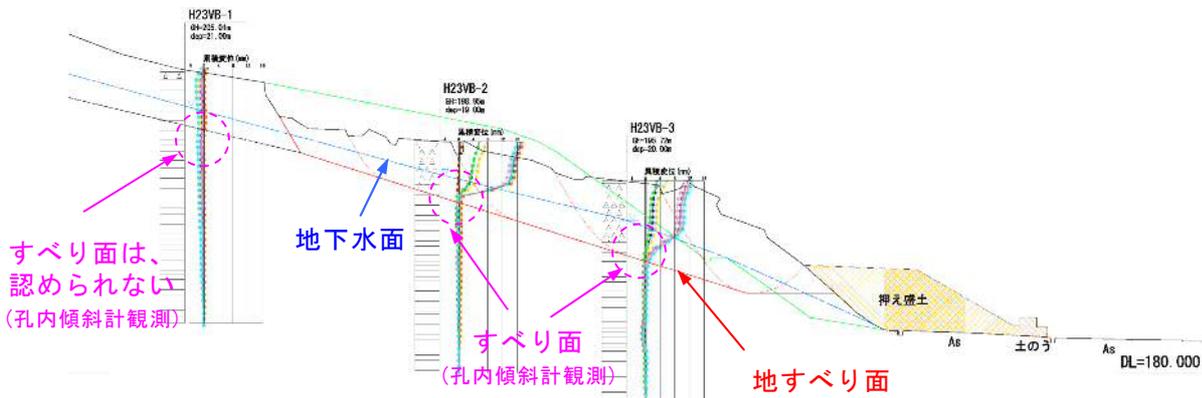
地すべり活動が緩慢化した平成24年1月から、地すべり解析に必要な調査に着手しました。

調査内容は、ボーリング調査、及び孔内傾斜計による地中変位観測、水位計による水位観測で、主線方向に3箇所、横断方向に2箇所設置しました。

ボーリング調査の結果、地表から深度約5メートルまでは、N値が5以下の崩積土が堆積しており、それよりも深い場所では、N値が50以上の泥岩が存在することが確認されました。

孔内傾斜計による観測では、地質境界面付近で変位が見られたことから、この境界面付近で地すべりが発生していると推測されました。

これらの調査結果により、地すべり面や、地下水位の深度等を決定し、安定解析を行いました。

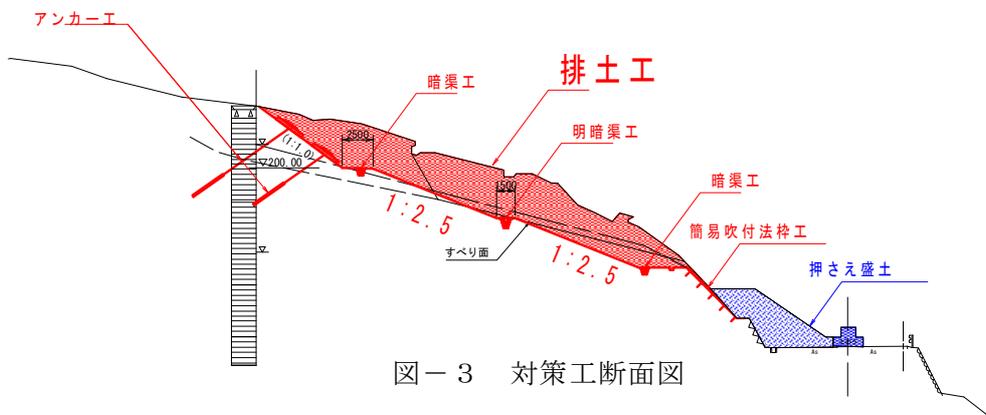


図－２ 調査結果による地すべり面の推定（主測線方向）

（地すべりの概要）

- ・長さ 約50メートル
- ・幅 約50メートル
- ・深さ 約5メートル
- ・すべり面の形状：直線的なすべり面と推定
- ・すべり面強度 粘着力 $C=5 \text{ kN/m}^2$ （すべり面の平均鉛直層厚より推定）
せん断強度 $\phi=14.6^\circ$ （現況安全率を0.98とし、逆計算により推定）
- ・地すべり土塊の単位体積重量 $\gamma=15.5 \text{ kN/m}^3$ （ボーリング調査時の土質試験結果より）

地すべり対策工としては、地表水、地下水排除工、排土工、押さえ盛土工などの抑制工と、杭工やアンカー工などの抑止工がありますが、安定解析の結果、1：2.5の勾配で排土することにより、計画安全率（1.15）が確保できるという結果が出たため、経済的に有利な排土工を選定しました。



図－３ 対策工断面図

2.5 対策工事の着手

平成24年5月より災害査定の本省との事前協議が行われ、7月に現地査定、9月に工事契約をし、対策工に着手しました。

地すべり部分の排土を施工する前に、地すべり範囲の頭部処理として、グラウンドアンカーを施工しました。

アンカーの施工にあたり、引き抜き試験を行ったところ、設計荷重をかける前に引き抜けたことから、当初想定していた周面摩擦抵抗の値よりも低いことがわかり ($\tau = 0.6 \rightarrow 0.33 \text{ MN/m}^2$)、アンカーの長さを変更しました。(当初設計よりも1.5メートル長いものを使用。)

このアンカーの材料調達に日数を要したため、平成24年度内に工事を完成させることができず、繰り越すこととなりました。

3 新たな地すべりの発生

平成25年3月初旬には現場に積雪がなくなり、工事を再開し、平成25年4月、排土工がほぼ完了したため、前面に施工していた押さえ盛土を撤去したところ、当初の地すべりブロック内で新たな地すべりが発生しました。

このため、地すべり前面に押さえ盛土を再設置するとともに、亀裂発生箇所にブルーシートを設置し、地すべりの拡大を防止しました。

新たなすべりに対する対策工を早期に実施するため、17箇所ですべり面までの深度を確認しました。その結果、すべり面までの深度は2メートル以下であると推定されました。

これに基づき機構解析を行った結果、部分的に当初想定よりもすべり面が深い場所があることがわかり、安定のバランスが崩れ、新たな地すべりが発生した可能性があることがわかりました。

当初設計のように、ボーリング調査等の限られたデータから地すべりの全容を把握することは困難であるため、新たな地すべりに対する対策工として、すべり面までの全面排土を行うこととし、工事を再開しました。平成25年12月に工事は無事完成し、もとの県道を供用しました。



写真-4 新たな地すべりの状況

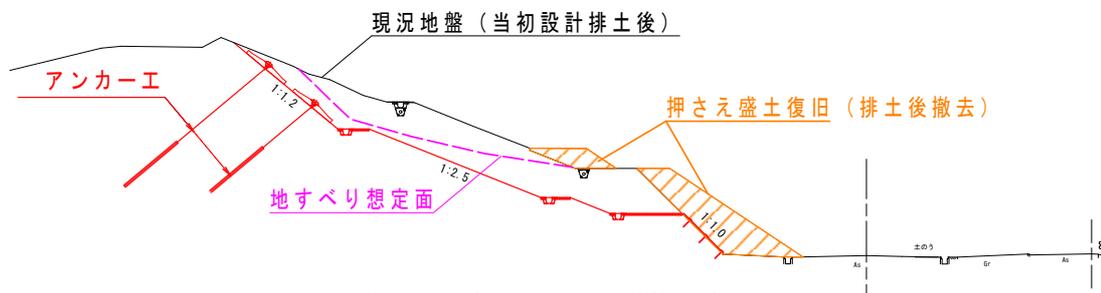


図-4 対策工(変更後)断面図

4 おわりに

地すべりが発生してから工事が完成するまで約2年3ヶ月にわたり片側交互通行を行いました。周辺には迂回路がないため、特に積雪期間は地元住民に不便をかけることになりましたが、地元の方の協力のもと、無事工事を完成することができました。

バルーングラウト工法

東亜建設工業株式会社 土木事業本部防災事業室 室長 大野 康年

1 はじめに

近年、空港滑走路等の液状化対策、岸壁・護岸裏埋土砂の吸出し対策等、恒久型薬液（特殊シリカ液）を用いた薬液注入工法が多く適用されている。この理由として、同工法が a)既存施設の直下地盤の改良が可能であること、b)既存施設を供用しながらの施工が可能であること、c)狭隘箇所への適用が可能であること等が挙げられる。しかしながら、従来の薬液注入工法は、1)削孔経路および注入管の沿った薬液の逸走、2)局所的な注入圧力の増大による地盤割裂といった施工品質上の課題、3)配合時の部分ゲル発生による薬液シリカ濃度の低下といった薬液品質の課題、および 4)改良体の発現強度が $q_u=100\text{kN/m}^2$ 程度といった薬液性能の限界があった。

バルーングラウト工法（図-1）は、ボーリングマシンにて地盤を削孔（ $\phi 96\text{mm}$ ）し、恒久型薬液を地盤に低圧にて注入することで地盤強度を高める地盤改良工法である。同工法は、薬液注入時の削孔経路に沿った薬液の逸走を防止するために注入外管に瞬結材充填によるバルーンを装着するとともに、注入口にネットを装着することにより球状の改良体が形成可能な工法である。さらに、薬液の配合順序を工夫することにより、薬液配合時の部分ゲル発生率を 5%以内抑え、薬液シリカ濃度の低下を防ぐことが可能であること、従来の特殊シリカ液に加え、高シリカ濃度の特殊シリカ液を用いて改良体の強度増加を可能にした技術である。

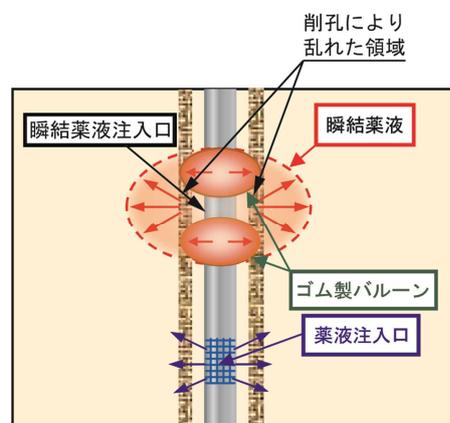


図-1 工法概要

同工法は、2008年に開発されて以来、2014年6月現在で43件の施工実績がある。その内訳は、液状化対策(港湾・空港等)32件、岸壁・護岸裏埋土砂の吸出し対策：8件、止水対策2件、土圧軽減対策1件およびすべり対策1件である。また、平成23年に既設護岸直下の液状化対策技術として土木学会四国支部技術活用賞を受賞するとともに、平成25年には一般財団法人沿岸技術研究センターが定める港湾関連民間技術の確認審査・評価に基づき評価証（第13002号）を取得している。

本文では、施工方法、特長、適用範囲について述べるとともに、東日本大震災における改良地盤の効果（仙台塩釜港）について報告する。

2 施工方法

施工方法は、削孔工、バルーン充填工、薬液注入工により構成される。

2.1 削孔工（図-2 ①②）

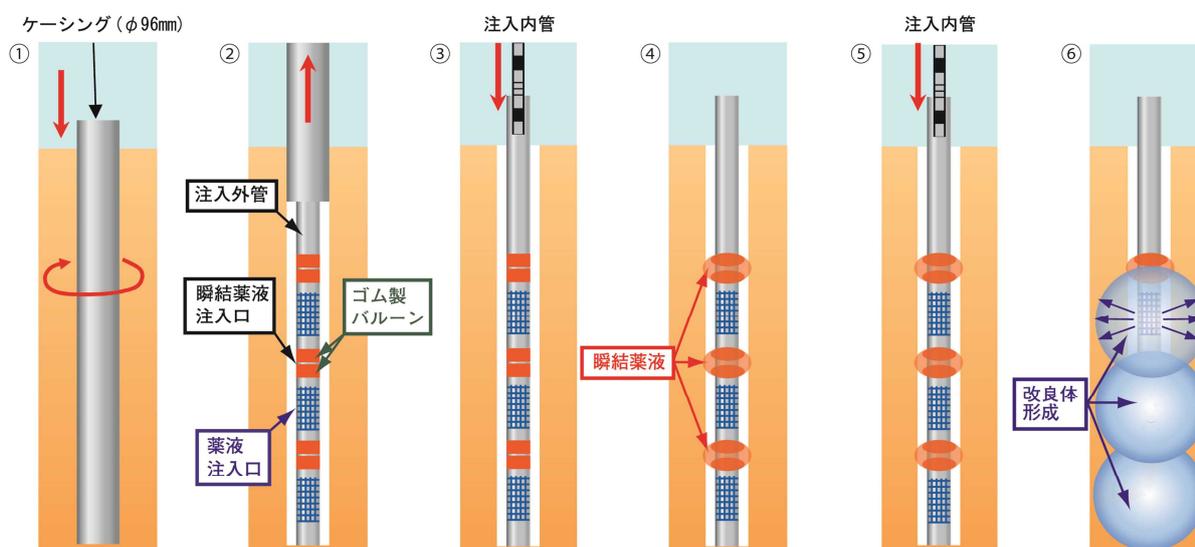
削孔は、鉛直・斜め削孔にはロータリーパーカッション式のドリリングマシン、曲り削孔には曲り削孔機を使用する。

2.2 バルーン充填工（図-2 ③④）

バルーン充填は、薬液注入時の削孔経路に沿った薬液の逸走を防止する目的で実施する。バルーン充填工では、ダブルパッカー付きのバルーン充填用内管を注入外管に挿入し、バルーン用バルブに 20 秒以内でゲル化する瞬結型特殊水ガラスを充填する。バルーン充填完了後は、注入外管内を洗浄し、洗浄水はプラントにて中和処理する。

2. 3 薬液注入工 (図—2⑤⑥)

薬液注入は、事前に現地注水試験を実施し、適正な注入速度を設定して注入計画を立案する。注入計画は、現場作業条件、改良範囲より所要の性能を有する施工機械を使用し、効率的な改良効果が期待できる注入手順を設定する。なお、本工法では、1セットあたり 16 注入ポイント同時に薬液を注入することが可能で、これらの注入速度および注入圧力をリアルタイムで管理するための集中管理監視システムを設置する。



図—2 施工手順

3 技術的特長

主な技術的特長を以下に示す。

3. 1 削孔軌道および注入管に沿った薬液の逸走を確実に止める技術

本工法は、20 秒以内でゲル化する特殊水ガラス系薬液（瞬結材）を注入管と地山との隙間を充填することで注入管と地山との隙間への薬液の逸走防止性能を向上させている（図—1）。具体的には、注入管の注入口の上下に二つのバルーンとバルーン間に瞬結材の吐出口を配置し、瞬結材充填によるバルーンの膨張と削孔地山周辺地盤への瞬結薬液の注入により注入管と地山との隙間への薬液の逸走を防止する。



写真—1 注入外管

3. 2 均一な薬液吐出による球状の改良体を形成する注入技術

本工法は、薬液を吐出する注入口の周りにネットを設置することでネット全体から薬液が均一に吐出される（写真—1）。これにより、球状の改良体を形成することが可能である（写真—2）。

3. 3 薬液配合時の部分ゲル発生低減技術

本工法は、恒久型薬液の配合手順として、水に酸を混合した後、特殊水ガラス、コロイダルシリカを

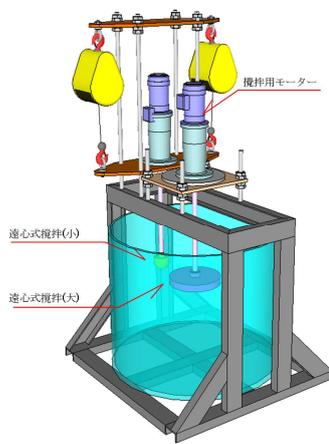
混合する。この配合手順は、混合時の部分的な中性化、すなわち部分ゲルの発生を抑制する効果があり、部分ゲル発生に伴う薬液シリカ濃度の低下を防ぐことができる。

3. 4 高シリカ濃度特殊シリカ液

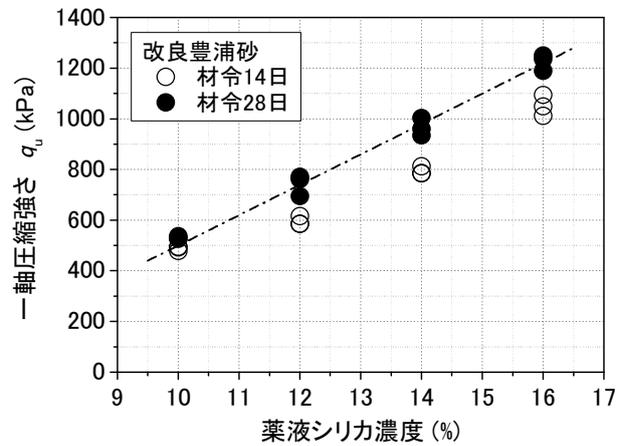
従来の特殊シリカ液は、薬液シリカ濃度が 10%を超えるとゲル化速度が速くなるため前述したような配合順序を工夫しても配合時に部分ゲルが発生し、薬液の配合が困難であった。本工法では、従来の特殊シリカ液に緩衝剤を添加することでゲル化速度を抑制し、安定的な配合を可能にしたこと、および遠心力を用いた新しい攪拌方法（図—3）の開発により 16%濃度までの特殊シリカ液の配合を可能としている。参考として、高シリカ濃度薬液により改良された改良豊浦砂の一軸圧縮強さ（室内）と薬液シリカ濃度の関係を図—4 に示す。



写真—2 改良体発掘写真
[羽田空港現地実証実験]



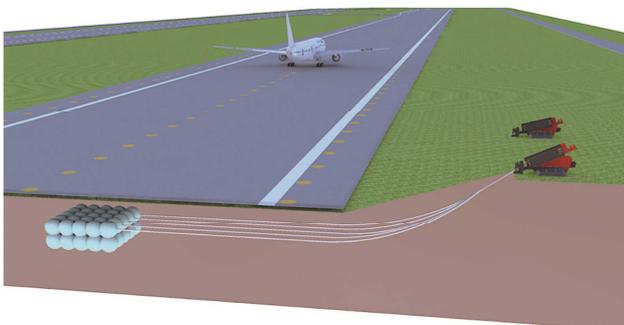
図—3 特殊攪拌機



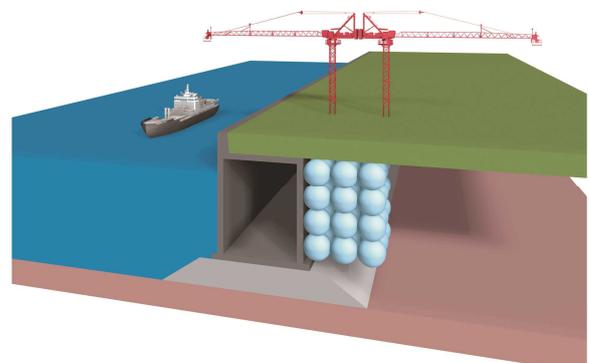
図—4 一軸圧縮強さ～薬液シリカ濃度関係

4 適用範囲

本工法は、護岸・岸壁等の港湾施設、空港滑走路・誘導路等の空港施設、海岸・河川堤防、タンク基礎等の耐震対策の他に岸壁・護岸背面砂地盤の吸い出し対策、止水対策、地盤強化・支持力増強等に適用可能である。



図—5 空港滑走路の液状化対策



図—6 岸壁・護岸裏埋土砂の吸い出し対策

5 東日本大震災における改良効果

バルーングラウト工法による地震時の改良効果は、M9.0を記録した2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震時に仙台塩釜港仙台港区中野地区岸壁にて確認されている。

図-7に岸壁の改良断面を示す。同工法は、岸壁背面の改良エリア（改良層厚3.5m）に適用し、改良強度は、 $q_u=100\text{kN/m}^2$ 、改良率は、100%である。写真-3,4に震災前後の現地状況を示す。未改良エリアでは液状化による30~40cmの沈下や噴砂現象が確認された。一方、改良エリアでは、3cm程度の沈下にとどり、改良範囲下に未改良の液状下層が存在することを考慮すると同工法の改良効果は十分あったと考えられる。

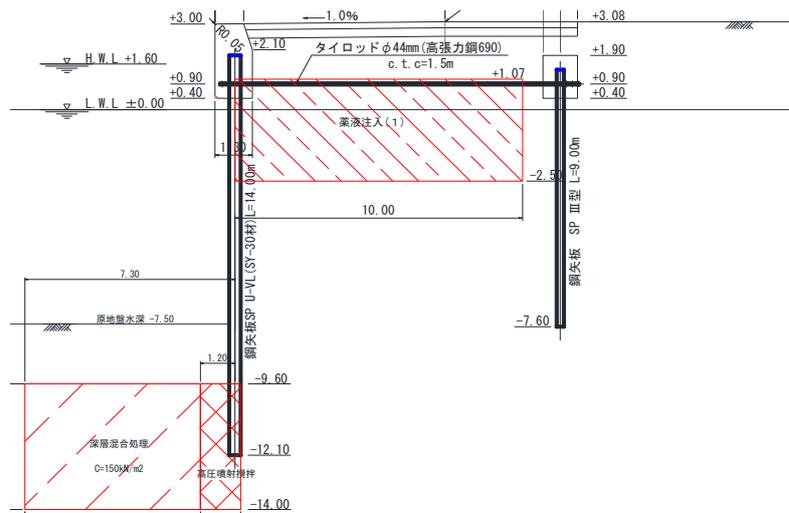


図-7 改良断面



写真-3 震災前



写真-4 震災後

6 まとめ

バルーングラウト工法は、既存構造物の直下および周辺地盤の地盤強化に有効な工法である。今後は、現行基準を満足しない既存の岸壁・護岸、空港滑走路・誘導路、河川・海岸堤防、地下埋設物等の液状化対策および岸壁・護岸背面砂地盤の吸い出し対策等に提案していきたいと考えている。

没水型港内長周期波対策構造物

(株) 不動テトラ	ブロック環境事業本部	総合技術研究所	松本 朗
(一財) 沿岸技術研究センター	(研究当時不動テトラ)		田中 真史
(株) 不動テトラ	ブロック環境事業本部	技術統轄部	錦織 和紀郎
		北陸技術部	日名 敏泰
		北陸技術部	浜口 正志

1 はじめに

多くの港湾で長周期波による荷役障害が問題となっている。対策の一つとして、防波堤背面に設置されるマウンド構造物が提案されているが、断面の小型化が求められている。また、越波に対する安定性については明らかとなっていない。そこで本研究では、天端が静水面に位置する没水型断面を提案し、水理模型実験により、まず消波特性を明らかにした。次に、越波に対するマウンド被覆材の安定性を検討した。さらに、消波ブロックの所要質量算定図を作成した。これにより、没水型港内長周期波対策工の断面設計が可能となった。

2 消波特性の検討

2.1 実験方法

実験には、長さ 50 m、幅 1.0 m、高さ 1.5 m の二次元造波水槽を用いた (図-1)。水槽内に長さ 27 m の港内の一様水深部を再現した。入射波は現地量 (以下、数値は全て現地量) で周期 30s から 120s、波高 0.25 m から 1.5 m までの規則波とした。反射率解析用の波高計は、水平床の中間部に設置した。反射率は合田ら (1976) の入・反射波分離推定法を適用して求めた。検討断面は既存の干出型、および天端が静水面に位置する没水型とした (図-2)。干出型は非越波である。マウンドを基礎捨石 (50 ~ 200 kg/個) で形成し、被覆層に用いる材料の種類や大きさを変えて実験を行った。

2.2 実験結果

図-3 に、干出型および没水型の波高と反射率の関係を周期別に示す。被覆材はどちらも 1t/個の被覆石である。同一の周期に対して、没水型は干出型より反射率が低いことが分かる。周期が長くなると反射率は大きくなり、また、波高が増大すると反射率は小さくなる。図-4 は、潮位変化を考慮して干出型と没水型の性能を比較したものである。干出型については被覆石で、また、没水型については 8t 型消波ブロックで被覆層を形成し、水深 h を 10 m から ± 1.5 m の範囲で変化させた。波高は 0.5 m とし、反射率はデータを線形近似して算出した。干出型の反射率は水深の増加に伴って緩やかに増加する。一方、没水型は V 字形の分布を示すが、 ± 1 m の範囲で干出型を超えることはなかった。すなわち、消波ブロック二層被覆形式の没水型は、天端を静水面に設定することで、 ± 1 m の潮位変化があっても干出型より反射率を低く抑えられることが確認された。図-5 は、構造物幅 30 m の断面において、水深を 7 m から 16 m まで 4 段階に変化させたときの B^*/L と反射率の関係を示したものである。ここで、 B^* は構造物断面の没水部をそれと等しい高さの矩形に置き換えたときの幅 (図-6) である。

若干のばらつきはあるものの、反射率の実水深依存性は認められず、反射率は B^*/L で算定可能であることが示された。



図-1 反射率測定実験の造波水路内の状況 (模型量, 単位: m)

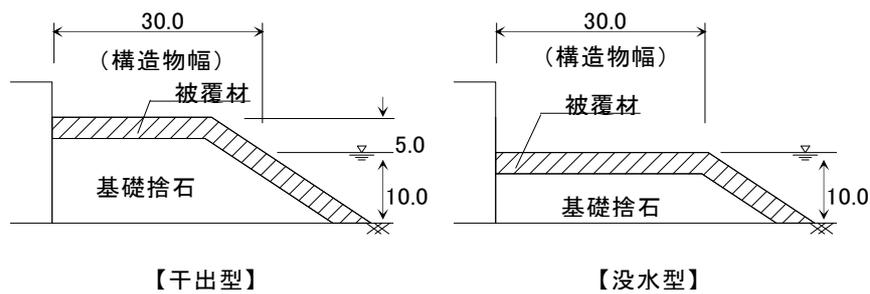


図-2 実験断面図 (模型量, 単位: m)

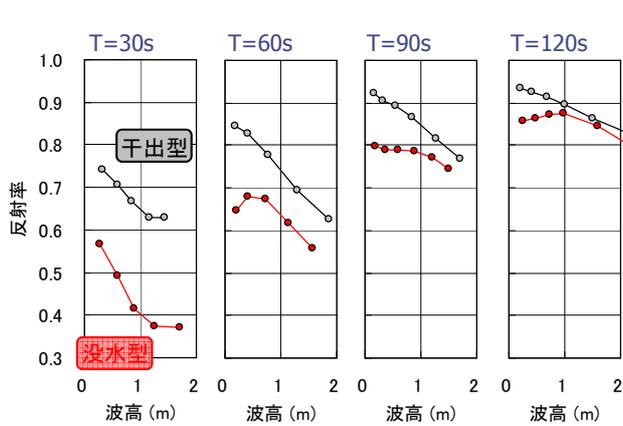


図-3 干出型と没水型の反射率の比較

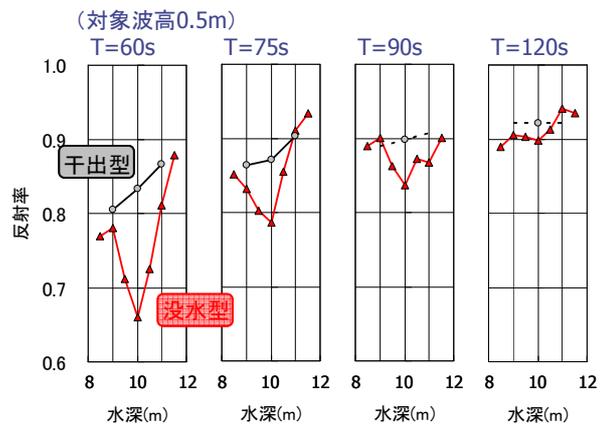


図-4 水深と反射率の関係

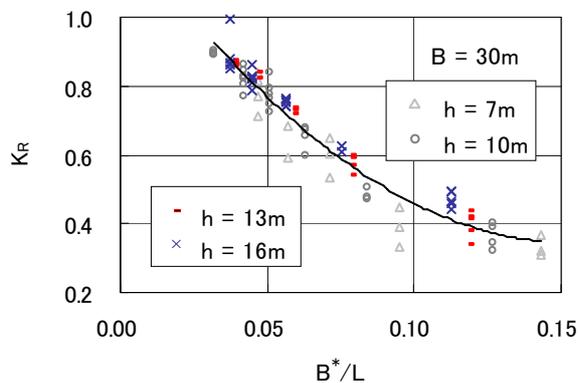


図-5 B^*/L と反射率の関係

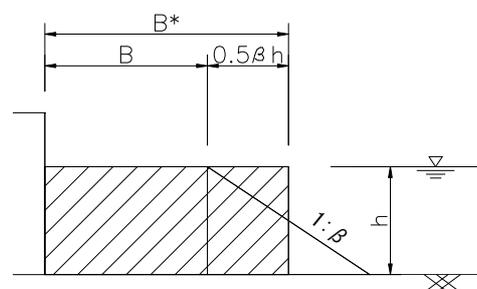


図-6 没水型マウンド構造物の模式図

3. 越波に対する安定性の検討

3. 1 実験方法

実験には長さ 50 m、幅 1.0 m、高さ 1.3 m の二次元造波水槽を用いた。実験断面を図-7 に示す。防波堤の断面諸元および設計波は、港内長周期波対策の検討実績のある港湾から抽出した外防波堤の条件の内、一般的な 6 断面の平均値とした。すなわち、設置水深 $h = 17$ m、静水面上の天端高 $h_c = 0.6H_D$ (H_D : 設計波高 7.5 m)、ケーソン天端幅 $B = 18$ m、入射波の有義波周期 $T_{1/3} = 14$ s である。マウンドの天端高は静水面に合わせた。天端幅 B_M は 15 m および 30 m とした。法勾配は 1:1.5 とした。マウンドは基礎捨石 (50~200 kg/個) で、被覆層は被覆石 (1 t 内外) およびテトラポッド (8 t~59 t の 5 種類) の二層被覆で形成した。実験波は不規則波として、有義波高 $H_{1/3}$ は $0.4H_D$ から段階的に増加させた。同一波高ランクにおける作用波数 N は、1000 波とした。波高ランクごとのマウンドの修復は行わず、被覆材の被害は累計で算定した。

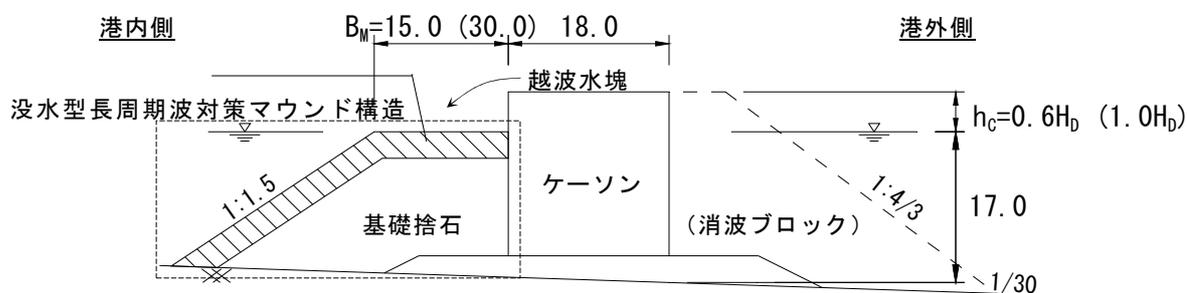


図-7 実験断面図 (現地量, 単位: m)

3. 2 実験結果

天端幅 $B_M = 30$ m のマウンドの被覆層を被覆石 (二層厚 $w = 1.5$ m) で形成し、実験波を作用させたときの断面形状の変化を図-8 に示す。有義波高の増加に伴ってマウンド天端の侵食が進行し、有義波高が設計波高の 0.8 倍になると、その深さは被覆層を超えた。また、飛散した石材は天端に一時的に堆積したが、波高の増加に伴って法面に堆積するようになった。設計波入射後、天端は大きく侵食され、法先は当初の法線から岸側へ約 5 m 前進した。したがって、条件によっては被覆石では安定を確保出来ない場合があることがわかる。図-9 に、被覆層を被覆石およびテトラポッドで形成し、設計波高 H_D まで波を作用させた後のマウンド天端の無次元断面形状を示す。被覆層を被覆石で形成した場合、マウンド天端幅によらず基礎捨石が大量に流出した。一方、テトラポッドで被覆した場合、 $B_M = 30$ m のときは 8 t 以上、 $B_M = 15$ m のときは 15 t 以上のブロックであれば、侵食は基礎捨石マウンドまで至らず、捨石の大量流出は認められなかった。図-10 に、テトラポッド被覆の場合の断面諸元別の変形レベル S を示す。被覆層は 15 t のテトラポッド ($w = 3.8$ m) で形成した。 $B_M = 15$ m においては、静水面上のケーソン天端高 h_c を $1.0H_D$ に嵩上げしたケースも実施した。ここに示すとおり、ケーソン天端高が高いほど、またマウンド天端幅が広いほど変形レベルは小さかった。また、港外側消波工ありの断面の変形レベルは、断面諸元によらず消波工なしよりも小さかった。図-11 は安定実験の結果をとりまとめて作成した消波ブロックの所要質量算定図である。この図は、港外側消波工なし、ケーソン天端

高 $0.6H_D$ 、マウンド幅 $2.0H_D$ の条件に対するものであり、許容被災度をパラメータとして複数のカーブで示されている。たとえば設計波高が7m、許容被災度を0.3とすると所要質量は38tと算定される。

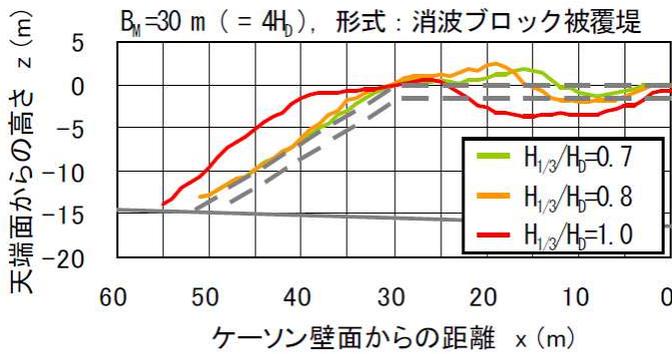


図-8 断面形状の変化

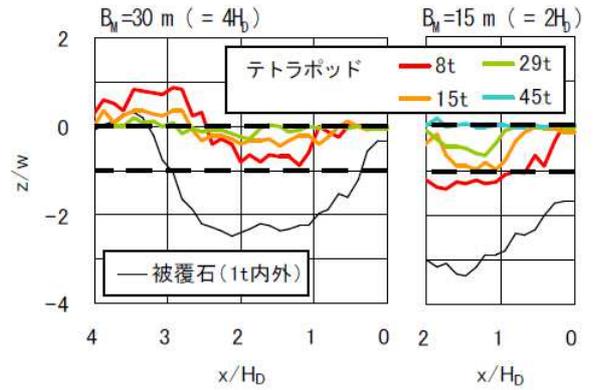


図-9 設計波作用後の天端の形状

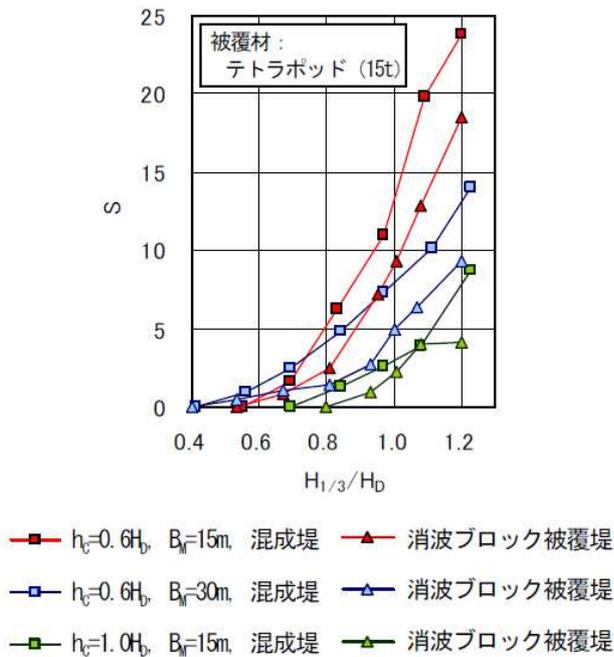


図-10 変形レベルの比較

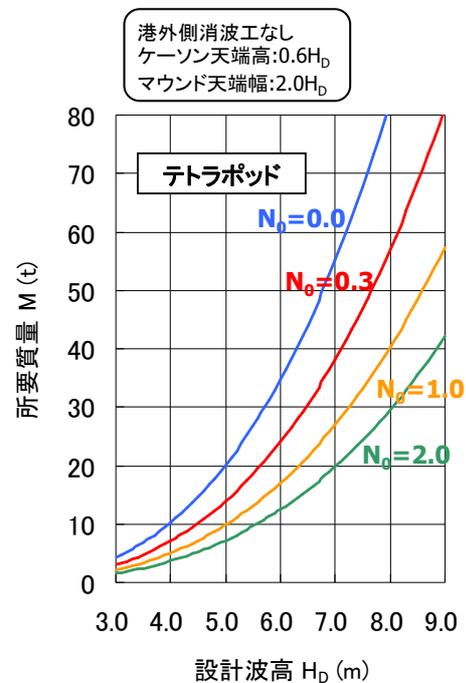


図-11 所要質量算定図

4 むすび

天端が静水面に位置する没水型断面の消波特性を水理模型実験により調べた。没水型は干出型より長周期波の反射率を低減でき、特に消波ブロック二層被覆形式はその効果が安定的であった。また、越波に対する安定性を検討し、テトラポッドの所要質量算定図を提案した。

参考文献

合田良実，鈴木康正，岸良安治，菊地治：不規則波実験における入・反射波の分離推定法，港湾技術研究所資料，No. 248，24p，1976.

第2会場

第Ⅱグループ

下新川海岸の水防警報発令判断プログラムの改良について

北陸地方整備局 黒部河川事務所 調査課 北川 正良
調査課長 伏木 裕二

1 はじめに

下新川海岸は、2008年2月24日の寄り回り波と呼ばれる高波来襲により甚大な被害を受け2009年3月に全国の直轄施工海岸で初めて「水防警報海岸」に指定された。

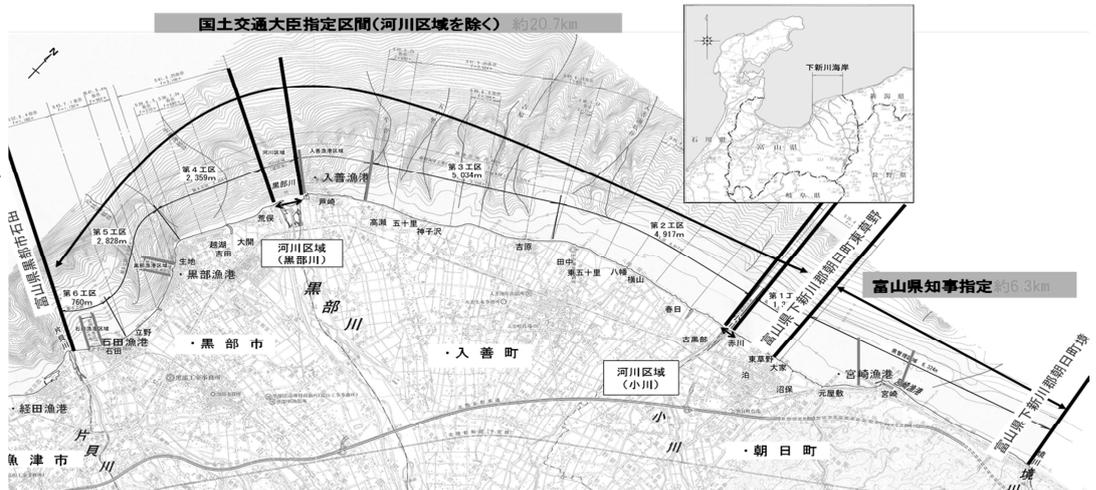


図-1 下新川海岸水防警報指定区域図

図-1 に下新川海岸水防警報指定区域を示す。水防警報海岸の指定を受けて、2009年度に水防警報を適格に発令するため田中観測所の波高予測を含む「水防警報発令判断プログラム」を構築した。「水防警報発令判断プログラム」構築から4年が経過していることから、その後の気象データと佐渡島弾崎観測所の観測データを取り込んだ「水防警報発令判断プログラム」の精度向上を図った。

2 概要

2.1 下新川海岸に来襲する波の特性

下新川海岸は、日本海外洋に面する生地以東と能登半島により外洋からの波が遮蔽される富山湾内に位置する生地以西に2分される。図-2に下新川海岸の来襲波浪特性を示す。生地以東では2008年2月24日に見られた日本海を北海道沖から日本海中部を通過して来襲する「寄り回り波」と呼ばれるうねり性で周期の長い波(図-2①、以下「寄り回り波」と呼ぶ。)と、冬季北西季節風による周期の比較的短い風波(図-2②、以下「風波」と呼ぶ。)が来襲する。生地以西では、外洋からの波は遮蔽されるため、富山湾内で発達する風波(図-2③、以下「湾内風波」と呼ぶ。)が卓越する。

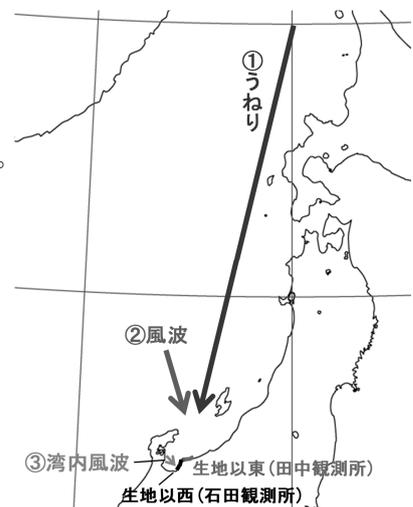


図-2 来襲波浪特性

2.2 下新川海岸水防警報発令基準とうねり(寄り回り波)の暫定予測式

下新川海岸では、来襲する波浪特性を踏まえ表-1に示す水防警報と発令基準を設定した。下新川海岸において特に重要となるうねり(寄り回り波)の場合の水防警報の発令状況は「うねりの判定」と「予測式」により判断される。水防警報発令基準で示されるうねり(寄り回り波)の判定フローを図-3に示す。2008年2月の寄り回り波の来襲時に長周期波の北からの伝播が明確に捉えられている下新川海岸の北側に位置する酒田波浪観測所、本泊風況観測所のデータから判定している。

表－1 下新川海岸水防警報発令基準

	生地以东		③生地以西(湾内風波)
	①うねりの場合	②風波の場合	
待機・準備	田中観測所 [○] で有義波高3m以上が観測され、うねりと判定され気象情報を勘案して発令が必要と判断されるとき。	田中観測所 [○] で有義波高3m以上が観測され、風波と判定され、更に田中観測所の6時間平均風速が14m/s以上の場合、気象情報を勘案して発令が必要と判断されるとき。	石田観測所 [●] で10分間平均風速24m/s以上(風向W~NW)が観測された場合、または、石田観測所 [●] で有義波高2.5m以上が観測され、気象情報を勘案して発令が必要と判断されるとき。
出動	予測式により田中観測所 [○] で有義波高4.5mを越えると予測され、気象情報・CCTV情報等を勘案して発令が必要と判断されるとき。	田中観測所 [○] において強風が継続しており、気象情報・CCTV情報等を勘案し、有義波高4.5mを越える恐れが発生し、発令が必要と判断されるとき。	石田観測所 [●] で1時間平均風速24m/s以上(風向W~NW)が観測され、気象情報・CCTV情報等を勘案して発令が必要と判断されるとき。
距離確保準備	予測式により田中観測所 [○] で有義波高4.5mを越える1時間前、または田中観測所 [○] で有義波高4.0mを越え、気象情報・CCTV情報等を勘案して発令が必要と判断されるとき。	田中観測所 [○] で有義波高4.0mを越え、気象情報・CCTV情報等を勘案して発令が必要と判断されるとき。	石田観測所 [●] で時間平均風速24m/s以上(風向W~NW)が2時間継続した場合、または石田観測所 [●] で有義波高3.0mを越え、気象情報・CCTV情報等を勘案して発令が必要と判断されるとき。
距離確保	田中観測所 [○] で有義波高4.5m以上が観測されたとき、または気象情報・CCTV情報等により、越波またはその流水等で水防活動を実施する上で危険な範囲が生じると判断されるとき。		石田観測所 [●] で有義波高4.0mを越えるか、気象情報・CCTV情報等を勘案して発令が必要と判断されるとき。
距離確保解除	田中観測所 [○] で有義波高4.5mを下回り、気象情報・CCTV情報等を勘案して水防活動を実施する上で、激しい越波による危険が解消したと判断されるとき。		石田観測所 [●] で有義波高4.0mを下回り、気象情報・CCTV情報等を勘案して水防活動を実施する上で、激しい越波による危険が解消したと判断されるとき。
解除	田中観測所 [○] で有義波高4.0mを下回り、気象情報・CCTV情報等を勘案して水防活動を必要とする状況が解消したと認められるとき。		石田観測所 [●] で有義波高3.0mを下回り、気象情報・CCTV情報等を勘案して水防活動を必要とする状況が解消したと認められるとき。

波高・周期の予測式は、波高6.

0m、周期12秒を越えるような高波の記録は、下新川海岸では2008年2月24日の1度限りであるため、この時経験した波浪に対して必要な対応をとることに重点を置いて、波高のピークおよびピークの時刻の予測手法を設定している。2008年2月高波浪時の下新川海岸田中観測所の波高・周期と、酒田におけるそれぞれ6時間、8時間、10時間、12時間前の時点での波高の相関を求めたところ、酒田の観測所での8時間前の波高・周期の相関が高いことが確認された。

うねりの来襲が確認された酒田の波高・周期と田中の波高・周期を用いて田中におけるうねり(寄り回り波)の予測式を相関より求めた。相関係数が高く、また、予測波高が最も高くなった2008年2月24日発生時の波高の時差8時間とした場合の相関式を図-4に示す暫定予測式としている。

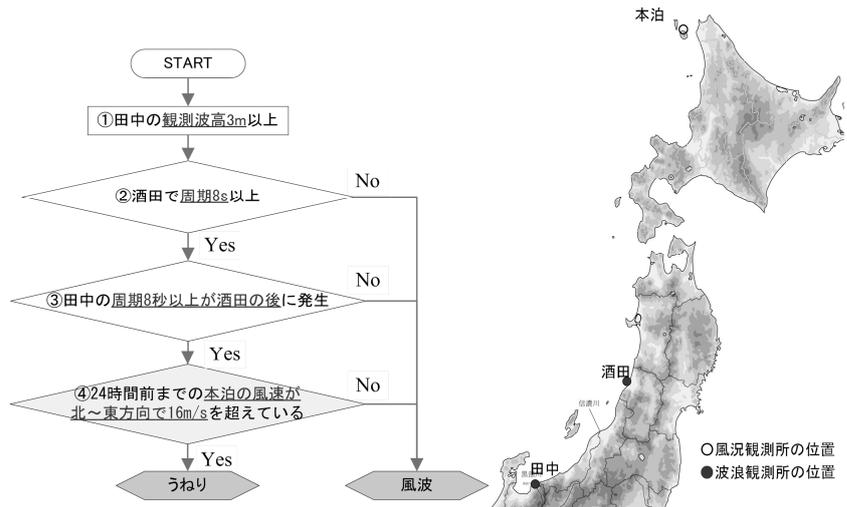


図-3 下新川海岸におけるうねり(寄り回り波)の判定フロー

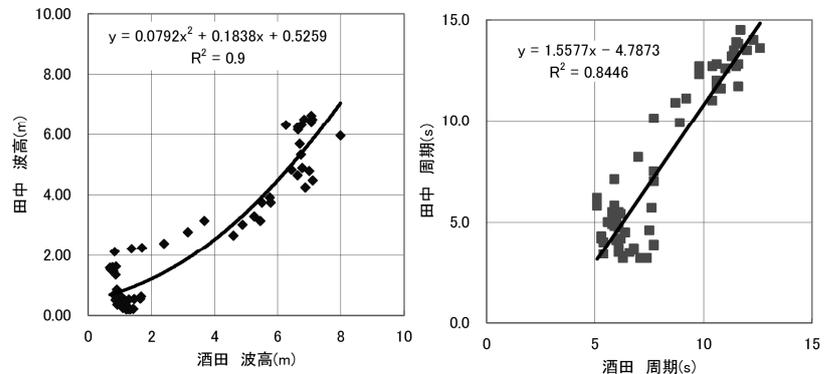


図-4 うねり(寄り回り波)の暫定予測式(酒田観測所と田中観測所【下新川海岸】の相関式)

2. 4 水防警報の発令状況

水防警報は現在までに以下に示すように3回発令されているが、そのすべては風波と判定されており、うねり（寄り回り波）と判定された波浪においての水防警報発令実績はない。

- ・2009年10月8日 待機準備、距離確保準備、距離確保、距離確保解除、解除
- ・2011年9月21日 待機準備、解除
- ・2013年10月16日 待機準備、解除

2. 5 課題

現在、下新川海岸におけるうねりの判定フローと波浪予測は、2008年2月24日程度の高波を対象として設定されており以下の課題がある。

- ・図-3に示す高波浪（寄り回り波）発生の条件を外れたものはすべて風波と判定されるが、実際には2008年2月24日ほど大きくはないうねり性の波浪に対しての判断基準が必要。
- ・現状の波高予測式は高波浪（寄り回り波）が対象となっており、図-3の条件から外れると予測精度が低下し、中規模程度の波浪に対して次の水防活動への対応判断が難しい。

3 検討方法

課題等への対応を含めて、2008年2月24日の高波災害を踏まえて設置された佐渡島弾崎波浪観測所の観測データを踏まえてうねりに対する精度向上を検討する。

3. 1 弾崎波浪観測所

日本海北部沿岸で発生する高波がうねり（寄り回り波）となって富山湾沿岸に來襲する可能性を精度よく予測するため、佐渡島弾崎沖に波浪観測所を設置した。図-5に佐渡島弾崎波浪観測所の位置図を示す。2010年1月26日から観測を開始している。



図-5 弾崎波浪観測所位置図

3. 2 弾崎観測所との相関

現状では酒田観測所と田中観測所の波浪観測の時差について8時間が最も相関が高いとされ、弾崎観測所は酒田観測所と田中観測所のほぼ中央付近に位置していることから2時間、4時間、6時間の時差についての相関を把握した。

図-3でうねりと判定された場合、又は周期が長くうねりの可能性がある場合の弾崎と田中における周期の相関を図-6に示す。うねりの可能性とは①～③まではうねりの判定で④の本泊の判定条件で風波と判定された波としている。

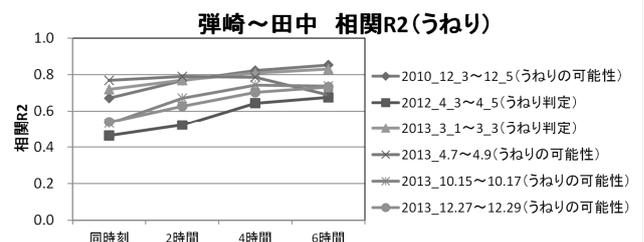


図-6 うねり判定の弾崎と田中の周期の相関

- ・弾崎と田中では、2時間の時差、4時間の時差となるに従って相関係数 R^2 が大きくなる。
- ・6時間の時差となると大きくなる場合と小さくなる場合が見られ、弾崎と田中の時差は4～5時間程度と推定される。

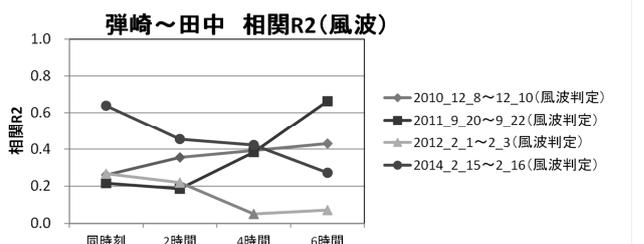


図-7 風波判定の弾崎と田中の周期の相関

風波と判定された場合の弾崎と田中観測所における周期の相関を図-7に示す。

・風波と判定された場合には時差による相関係数のばらつきがあり、特徴的な傾向はない。

以上より、図-3のうねりの判定式により田中観測所の来襲波浪を分類して周期の相関を求めた場合、うねりと風波による特性の違いが見られる。弾崎観測所と田中観測所は、酒田観測所と田中観測所の相関と同様に時差を持った相関関係を有しており、寄り回り波の特性となる北からのうねりの特性を観測している。

4 検討結果

4.1 弾崎観測所を用いたうねり判定予測精度の向上

弾崎観測所と田中観測所との周期の相関から、弾崎波浪観測所は周期による北から来襲するうねりの特性を捉えていると推定され、弾崎観測所におけるうねりの条件を追加することによってうねり判定の予測精度向上を図ることが可能となる。

寄り回り波の特性となる北から周期の長い波浪が伝播してくる特性を踏まえて田中観測所より北にある弾崎観測所の周期の条件を判定基準に加えることにより予測精度の向上を図ることができる。

前述した課題（高波浪と風波の中間的な波の来襲の判断）に対応するため、図-8に示すように既往の判定フロー判定に弾崎観測所と田中観測所の相関式よりうねり（中規模）を判定するフローを追加する。

4.2 弾崎観測所を用いた波高予測精度の向上

課題で述べたように、2008年2月に来襲したような高波浪に特化した予測式となっているため、弾崎観測所の波高を用いて田中観測所における波高の予測精度の向上について検討した。弾崎と田中の相関が最も高いのは図-9に示す2013年4月7日～4月9日の時差を4時間とした場合の0.881となり、これをうねり（中規模）に対する波高予測式として採用することとした。

5 考察・まとめ

- ・弾崎観測所は富山湾の寄り回り波の特性となる北からのうねりを観測していることが明らかにし、下新川海岸におけるうねりの来襲予測に対する弾崎観測所の有効性を示すことができた。
- ・弾崎観測所の観測データを用いて、中規模の波高に対する判定フローと波高予測式の見直しに従い弾崎観測所による予測式を加えた水防警報発令判断プログラムを改良した。
- ・水防警報発令基準策定後、うねり（寄り回り波）の判定となる高波浪・長周期の波浪の来襲はなかった。そのため、2008年2月に来襲したような高波浪（寄り回り波）に対する予測精度の確認、向上はできなかった。

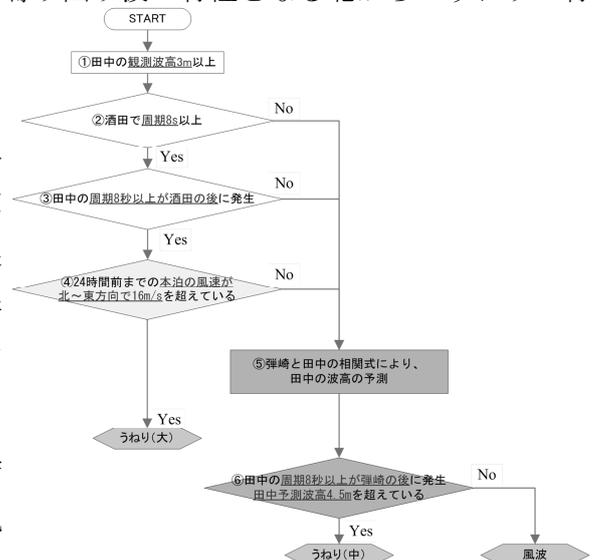


図-8 下新川海岸におけるうねり（寄り回り波）の判定フローの見直し案

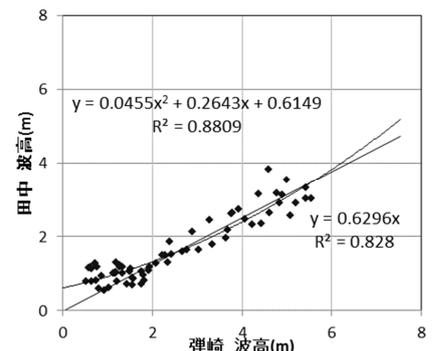


図-9 うねり（中規模）の暫定予測式（弾崎観測所と田中観測所【下新川海岸】の相関式）

厳しい施工条件下でも対応可能な液状化対策技術－SAVE-SP 工法－

株式会社不動テトラ 地盤事業本部 第一研究室 室長 鈴木 亮彦
北関東支店 研究室 リーダー 伊藤 竹史
主任 ○高山 英作

1 はじめに

1964年に発生した新潟地震にて液状化被害が大きく取り上げられ、それ以降、大地震の度に砂地盤の液状化現象に起因する構造物の被害が発生している。一方で、締固め等の地盤改良技術によって液状化現象を防止できる事が確認され、液状化対策の重要性が認識されてきた。近年では、既設の河川堤防や供用中の空港滑走路の耐震性向上のため、狭隘地や構造物直下でも適用可能な液状化対策工法が求められている。サンドコンパクションパイル（以下 SCP と呼称）工法は液状化対策工法として一般的であるが、大型施工機を用いるために、施工スペース等の制約により適用できない場合が多い。そこで、砂の圧入を小型施工機で行う事で、コスト削減、環境負荷低減を実現した砂圧入式静的締固め工法（SAVE-SP 工法）を開発、実用化した¹⁾。本稿においては、砂圧入式静的締固め砂杭工法の概要と北陸地方における施工事例について報告する。

2 工法概要

2.1 概要

SAVE-SP 工法とは、流動化させた砂を小型施工機のロッドを通じて地盤内に圧入することにより周囲の地盤を静的に締固める工法である。改良原理は、SCP に代表される密度増大による締固めである。使用する機械は小型施工機であるため狭隘地での施工が可能であると同時に、SCP がもつ改良効果の確実性や砂を母材としていることから地盤となじみやすく環境負荷の小さい工法である。

2.2 流動性を付与した砂（流動化砂）

流動化砂とは、材料砂と環境に配慮した特殊な流動化剤（アニオン系高分子材料）を添加・混練し、その保水効果で間隙水の粘性を高めるとともに砂と水との分離を抑制させ、ポンプ圧送を可能にした流動状態

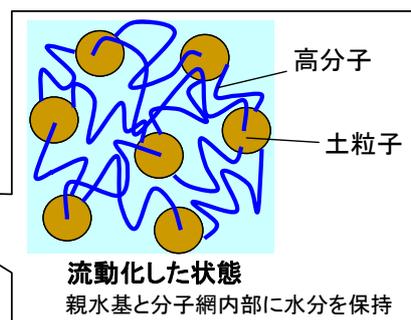


図-1 流動化砂の状態模式図

の砂のことを言う。実際にプラントで製造された流動化砂を図-1に示す。砂を地盤中に圧入して周辺地盤を締固めるという工法の原理上、この流動化砂には圧送時に管内で閉塞しないための適度な流動性（保水性）と、地盤中に圧入した際に一定の密度以上になるための適度な脱水性（排水性）という、相反する性質が要求される。また、地盤内への圧入後に流動化剤の効果が消失する（塑性化：電氣的に流動化剤を中和凝固させることにより、水と分離させ、元の砂の状態に戻す）ように、流動化砂には遅効性の塑性化剤（カチオン系高分子材料）も添加する。

2. 3 添加剤の安全性

本工法で使用する流動化剤と塑性化剤はともに中性であり、周辺地盤の水質（pH）への影響は特にはない。化学物質の安全性に関しては、いずれも PRTR 法（環境省：化学物質排出把握管理促進法）における毒性指定化学物質の第 1 種・第 2 種に該当しない。また、流動化剤と塑性化剤を添加した流動化砂の安全性に関しては、土壌汚染対策法に準じた溶出試験並びに含有量試験ともに不検出で、土壌に対する安全性は確認されている。さらに、流動化砂の間隙水を用いた魚類による急性毒性試験[96 時間 LC₅₀]（JIS K 0102-2008）では、試験最大濃度 1,000mg/L でヒメダカの死亡等はないという結果を得ており、魚類に対する安全性も確認されている。

2. 4 施工機械

本工法で使用する施工機械は図-2に示すように、ロッドを貫入する小型施工機、圧送ポンプ、流動化砂製造プラント、材料投入のためのバックホウからなる。小型施

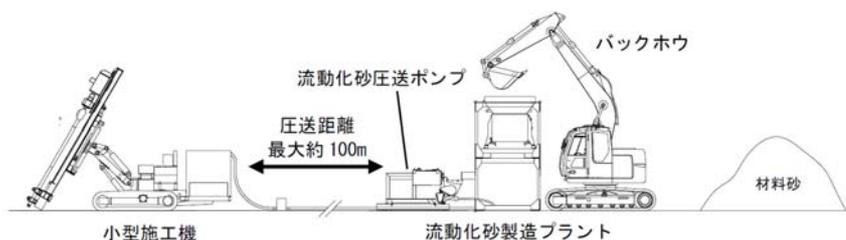


図-2 機械構成

工機は 3m×6m 程度の占有面積で、地中に貫入するロッドはφ100mm 程度である。プラントはバッチ毎に流動化砂を製造するもので、搬入した砂への加水、流動化剤および塑性化剤の添加・混練を行う。ポンプはピストン式で、材料の吸込と吐出を連続して行う。ピストン速度を変えることで流量調整が可能である。ポンプと施工機の離隔は 100m 程度まで対応可能である。

2. 5 施工方法

図-3に SAVE-SP 工法の施工フローを示す。①所定深度までロッドを貫入、②φ700mm 相当の流動化砂をロッド先端から排出・圧入、③ロッドを所定の高さまで引きあげる、④所定深度まで②～③を繰り返す事で従来の SCP と同等の品質の締固めを行うことができる。締固め機構の概要図を図-4に示す。ロッドから地中に排出された流動化砂は圧力で脱水され、締めりながら拡径される。同時に周囲の地盤は締固められる。このときいくらかの流動化剤は間隙に残るが、時間経過に伴い塑性化剤の効果で凝集し、その後は通常の砂に戻る。

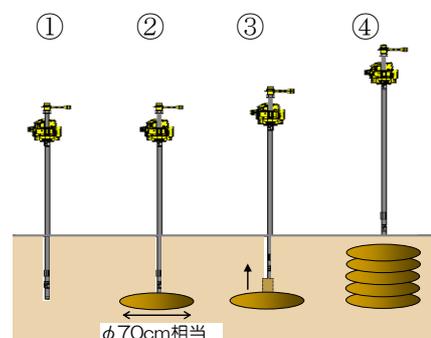


図-3 施工手順 1ステップ：20cm

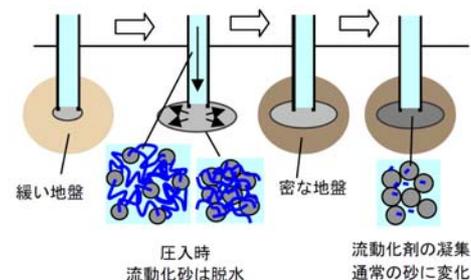


図-4 締固め機構

3 北陸地方における適用事例

3. 1 供用中の空港における適用事例

新潟空港では平成 19 年度より空港基本施設の検討を行い、平成 21 年度より滑走路の液状化対策事業を進められている。供用中の空港における既設滑走路直下が改良範囲となるため、①既設舗装直下で改良可能な工法、②既設舗装直下に有害な変位影響を与えない

事、③緊急退避が可能な事、④液状化対策工として有効な改良効果が得られる事、等の事項が要求される。供用中空港への適用性を検証するため、昨年度工事において SAVE-SP 工法の試験工事を実施した。

試験工事は供用中の滑走路脇のショルダー部にて実施した。平面配置図を図-5 に示す。供用中の空港であるため作業時間は 21 : 30 ~ 7 : 00 までの夜間施工であり、施工機・資材は空港施設範囲外より車両運搬にて施工ヤード範囲まで運搬した。流動化砂は空港施設範囲外のプラントヤードにて製造し、施工ヤードにはミキサー車にて運搬した。施工状況写真を写真-1 に示す。改良効果の確認として、事後ボーリング調査結果を図-6 に示すが、流動化砂の圧入による明らかな N 値増加傾向が見て取れる。また、図-7 には施工終了後の地表面隆起量の測定結果を示す。結果として二次管理値 (23mm) 以下での施工が実現でき、既設舗装に有害な影響を与えることが無い事が確認できた。

正三角形配置 2.0m ピッチ

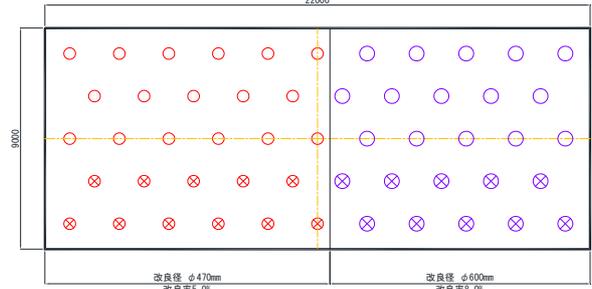


図-5 平面配置図



写真-1 施工状況

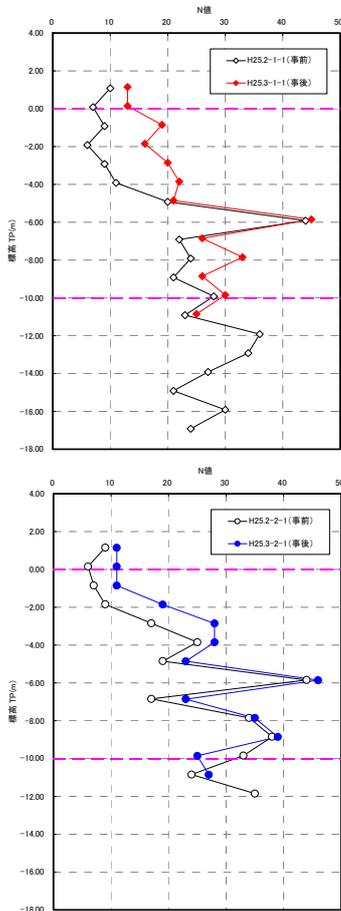


図-6 N 値の深度分布図

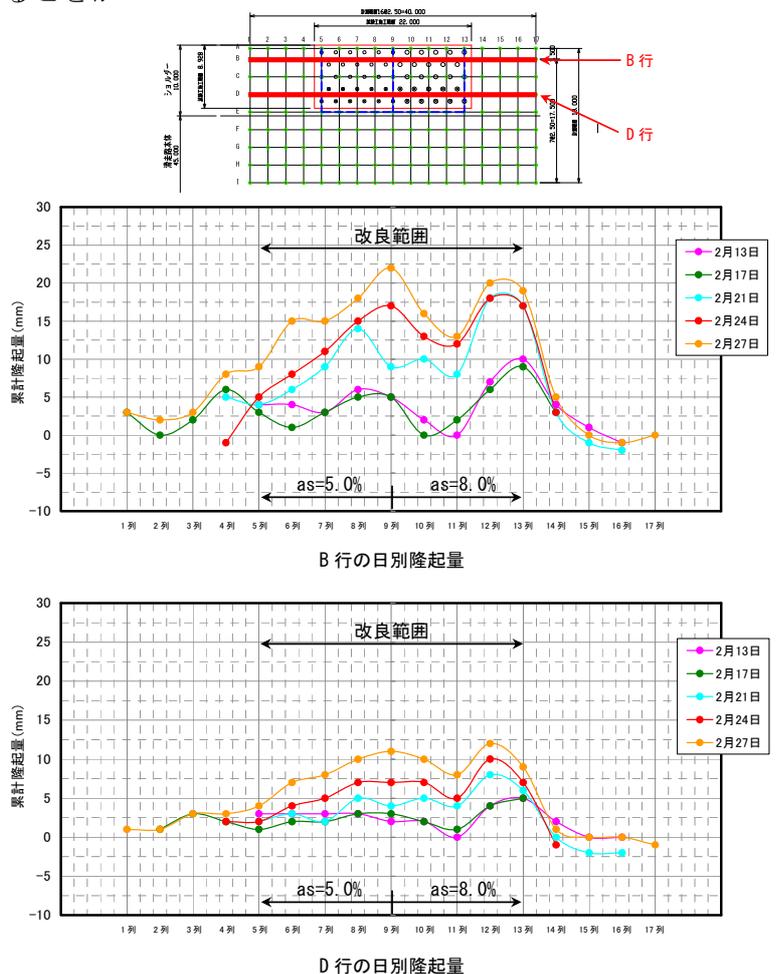


図-7 各測線の累積隆起量測定結果

3. 2 空頭制限下における適用事例

新潟市内を流れる信濃川（本川下流）において平成 23 年度より河川堤防の耐震対策事業が進められている。基本的な液状化対策工としては、静的締固め砂杭工が適用されている。しかしながら、左岸側の川岸二丁目付近には施工基面より 18m 程度の高さに高压電線があったため、35m 程度の施工機高を有する静的締固め砂杭工の適用が困難であった。そこで、高压電線による空頭制限条件下にて施工可能な工法として、改良原理も同様である SAVE-SP 工法による施工を行った。

施工状況写真を写真-2 に示す。SAVE-SP 工法は機械タイプとしてロータリーパーカッションドリルタイプを適用し、その機械高は 6m 程度であり、高压電線からの安全距離も確保しながらの施工が可能であった。改良効果としては、事後 N 値による液状化判定結果においても要求性能を満足する結果となり、空頭制限下でも十分な液状化対策が実現できた。



写真-2 施工状況（信濃川）

3. 3 狭隘地における適用事例

石川県の小松市内を流れる梯川は治水安全度が非常に低い河川であるため、河川改修事業が進められている。その事業の中で小松天満宮付近の輪中堤整備において、鋼管矢板背面土の液状化対策を実施した。当該地は、施工ヤード幅 7.0m と非常に狭隘地であり、通常の SCP 施工機の組立・解体ヤードの確保、施工スペースの確保が困難であった。そこで、7.0m のヤード幅にて施工可能な小型施工機の適用が求められたため、SAVE-SP 工法による施工を行った。



写真-3 施工状況（梯川）

施工状況写真を写真-3 に示す。機械タイプはロータリーパーカッションドリルタイプを適用した。改良効果としては、事後 N 値による液状化判定結果において要求性能を満足する結果となった。

4 おわりに

本稿において、厳しい施工条件下でも施工可能な液状化対策技術として SAVE-SP 工法の紹介を行った。

今後、より一層の既設構造物の耐震対策事業が推進される事が予想され、厳しい施工条件下での工事に直面する機会が増えていくと思われる。今回、紹介した SAVE-SP 工法により地盤改良技術の適用範囲が広がった事で、耐震対策事業の一助となれば幸いである。

参考文献

1) 今井優輝他 “砂圧入式静的締固め工法（SAVE-SP 工法）の改良効果と適用事例” 第 54 回地盤工学シンポジウム 平成 21 年度論文集、pp. 579-587、2009. 11

トンネル発破低周波音制御技術 「ブラストウェーブ・イーター（BWE）」

清水建設株式会社 土木技術本部 技術開発部 主査 西村 晋一

1 はじめに

トンネル工事において、発破掘削時に生じる発破音は100Hz以下の低周波数成分を多く含む。この低周波音が坑外へ放出された際、近隣建物の窓ガラスや扉のガタツキといった住環境の悪化を招くなど騒音問題が生じる懸念がある。このような発破音に対する一般的な防音対策として、現状では坑口に防音扉を設置する方法が採用されている。しかしながら、防音扉で低周波音を完全に遮断することは難しく、扉の複数化やコンクリート充填による重量化が必要になる場合もある。

そこで、新しい対策技術として「ブラストウェーブ・イーター：Blast Wave Eater」（以下「BWE」）を開発した。BWEは、吸音効果のあるボックスをトンネル坑内に設置することにより発破低周波音を坑内で低減できる画期的な技術である。

2 BWEの概要

2.1 原理

BWEは、防音扉の遮音上の弱点となる共振周波数付近の低周波音をトンネル坑内で低減することによって、最終的に坑外へ放出される低周波音を低減することを目的としている。その原理は、トンネル坑内にヘルムホルツ共鳴の原理を応用した吸音体（以下、吸音ボックスと記す）を複数体設置することによって、発破音のエネルギーを減衰させるものである。

ヘルムホルツ共鳴とは、小さな開口部を持つ共鳴器により開口付近の空気が質量、空洞部の空気がバネとなる振動（マス・バネ）系を構成し、共鳴器の固有振動数と同等の周波数の音が入射したときに共鳴して音が吸収される原理である（図-1）。実際にBWEで用いる吸音ボックスは図-2に示す構造を基本構造としている。

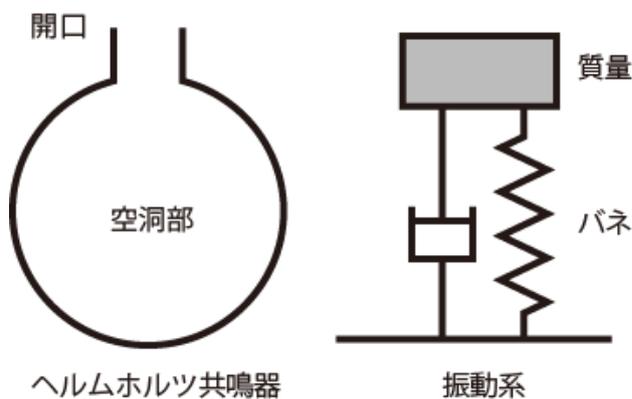


図-1 ヘルムホルツ共鳴の原理

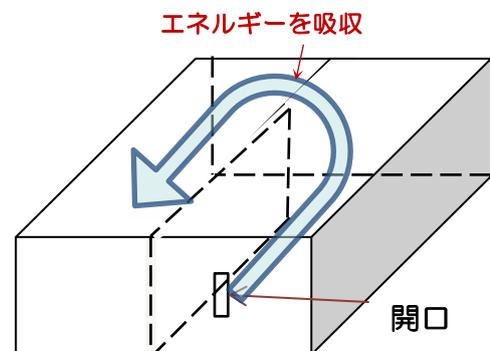


図-2 吸音ボックスの構造

2. 2 仕様

図-3に吸音ボックスの標準寸法を示す。吸音ボックスは木製または樹脂製で幅0.5m×高1.0m×奥行3mで内部に間仕切り壁があり、重量は約60kgである。ボックスの1面には100cm²（断面積の5%）の開口を設けている。これを現場の状況に合わせて坑内に複数体設置する。また、発破音のエネルギーは大きいため、爆圧の影響で吸音ボックスの各面が大きく撓むと吸音特性が変化することで必要な吸音性能が得られない恐れがある。そのため吸音ボックスの各面は十分な剛性を確保することが必要となる。

上記要求を満たす吸音ボックスの具体的な仕様を決定するため、等価電気回路理論に基づいて吸音ボックスの吸音性能を評価している。空気が開口を出入りする際の摩擦、面の撓みの影響、吸音ボックス内部空間の共振などを電気回路網に置き換え、吸音面の音響インピーダンスを求める方法である。

吸音ボックスの仕様については材質、重量、剛性、寸法等についてパラメータ・スタディを行い、吸音対象とする低周波数で吸音性能の低下が起これぬよう仕様を決定している。

図-4は、発破低周波音のエネルギーが吸音ボックスにより低減する状況を、数値流体力学（CFD解析）手法でシミュレートした事例である。吸音ボックスの数が多いほど低減効果は大きくなる。

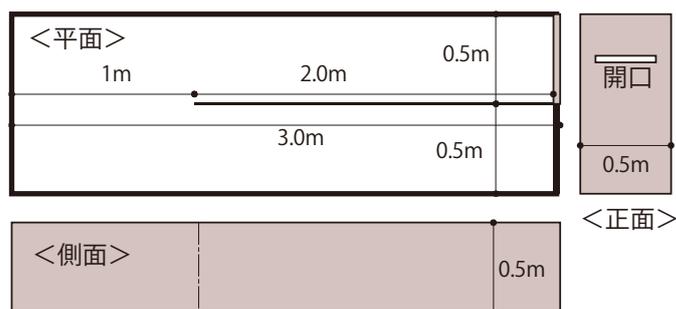


図-3 吸音ボックスの寸法

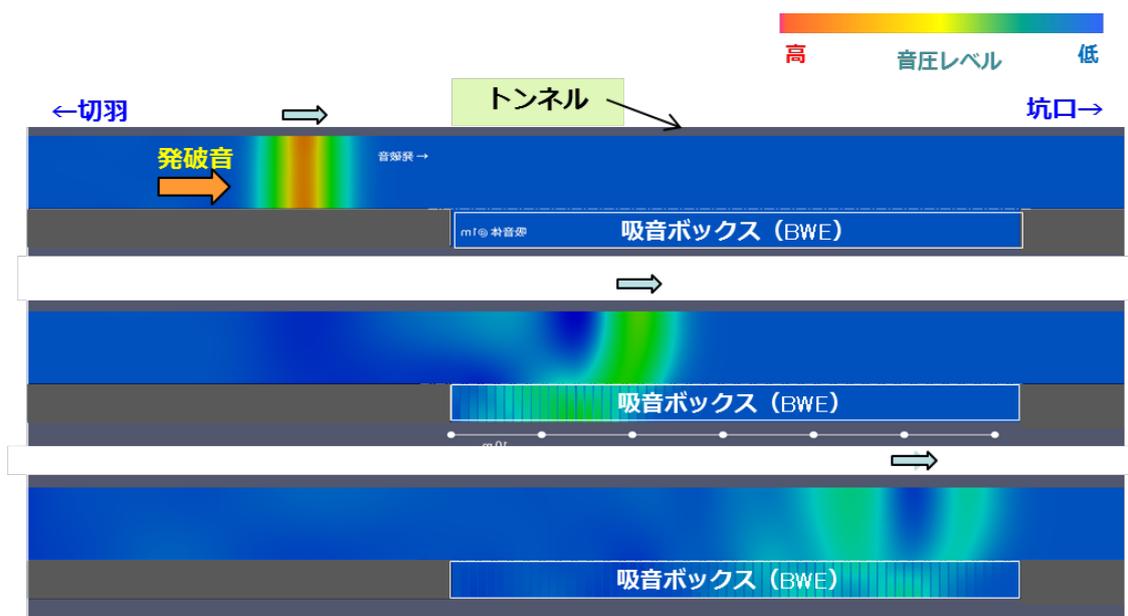


図-4 吸音効果の解析例

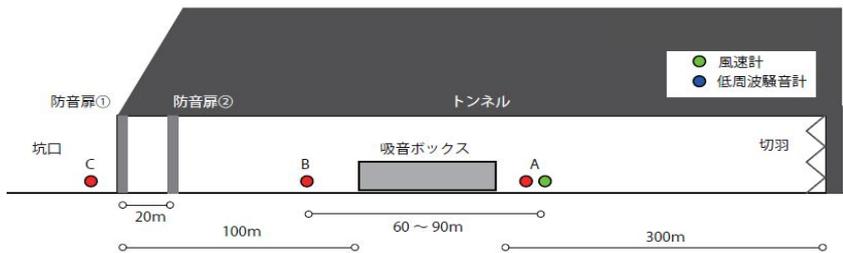
3 BWEの実施例

三陸沿岸道路吉浜道路工事（仮称）吉浜トンネルにおいて200個の木製の吸音ボックスを設置し、実際の発破音を用いて吸音ボックスの性能を検証した（写真－1）。

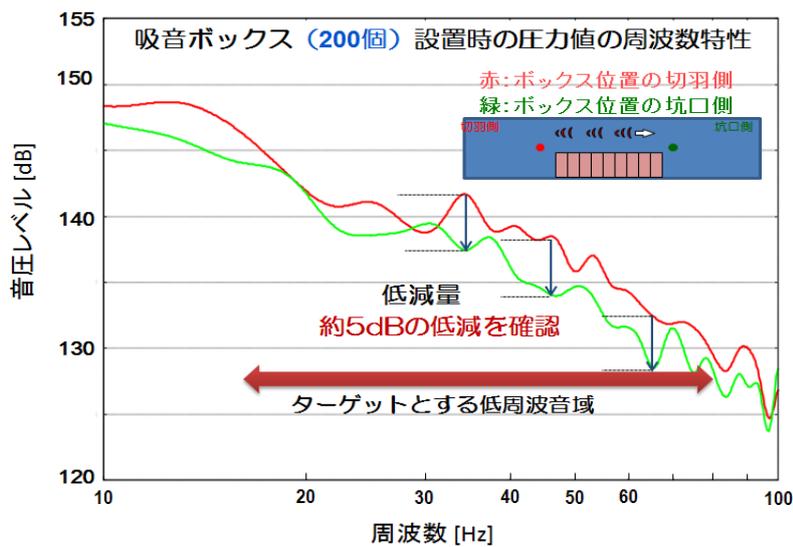


写真－1 吸音ボックス設置状況（吉浜トンネル）

図－5に示すように、吸音ボックスの前後で発破音を測定し、その差を求めた結果を図－6に示す。その結果、20～80Hzの周波数域にわたり低周波音が約5dB低減することを確認した。ただし、低周波音の低減効果は、発破の規模や断面形状、岩質などの条件により異なる。



図－5 吸音ボックス前後の測定点（A，B）



図－6 発破音測定結果の例【吉浜トンネル】
（音圧レベルと周波数の関係）

4 おわりに

BWEの特長をまとめると次のとおりである。

- ①坑内に吸音ボックスを置くだけで低減効果を発揮する。ボックスの前面に設けた開口部から低周波音が入り、内部の空気が共振することで減衰する仕組みである。
- ②吸音ボックスの設置はトンネル坑内の任意の場所でよく、分散して置いても効果は変わらない。
- ③吸音ボックスの材質は木製またはプラスチック製で、比較的軽量で再利用が可能である。
- ④電気・動力は一切使用しないため環境負荷がゼロとなり、トンネルの坑内環境への影響がない。
- ⑤シミュレーション解析手法の確立により、低周波音の低減効果を定量的に把握できる。

BWEの実際の運用にあたっては防音扉1基との組み合わせになる。図-7は低周波音の対策パターンを、図-8は各パターンにおける低周波音の低減性能とコストの傾向を示したものである。図-8において、例えば③「防音扉1基+BWE200個」は②「防音扉2基」に比べると、性能は同等であるがコストを低減できる。また、④「防音扉1基+BWE200個」は②「防音扉2基」に比べて、コストは同等であるが性能を向上できる。

こうした傾向を踏まえ、現場の諸条件（発破音の周波数特性、要求される低減量、予算など）を考慮して適正な対策を選定することができる。本技術が周辺環境保全の一助となれば幸いである。

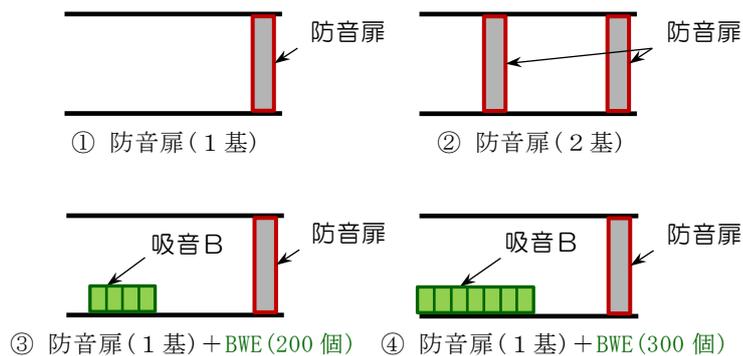


図-7 低周波音の対策パターン

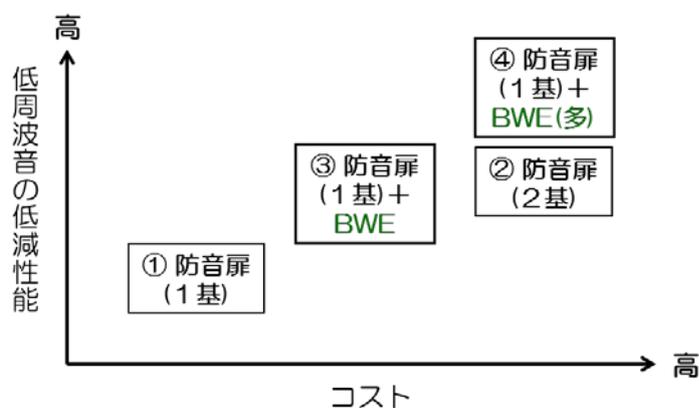


図-8 対策パターンの性能-コストの傾向

樹脂固定による制振軌道の施工事例と供用性の評価について

○日本道路株式会社 技術営業部 関 賢治

日本道路株式会社 北信越支店 長谷川淳也

1. はじめに

昭和 40 年代以降の急速なモータリゼーションの進展により、市街地は郊外へと拡大していった。通勤時に集中する自家用車利用による渋滞により、移動に伴うロスが増加している。さらに近年では少子高齢化がすすみ、特に地方部においては、自分で運転できない高齢者が増加し、これら高齢者は、買い物や通院、あるいは行政サービスを受けるための移動が困難になっている。学校の統廃合もすすみ、高齢者同様運転のできない学生・生徒の通学の問題も顕在化している。

現在、都市および地方計画で顕著になっている課題としては、

- ・行政サービス、医療サービス、生活用品購入拠点が分散し郊外化したことによる利便性低下の改善
- ・少子高齢化社会に対応した公共交通手段の確保
- ・増加した自動車による環境負荷の軽減と、移動時の定時性・速達性の確保
- ・福祉サービス等の行政コストの削減

等が挙げられ、これらの課題を解決する方策の一つとして、集約都市形成(コンパクトシティ)が求められている。コンパクトなまちづくりには基幹となる公共交通が必要であり、従来型の路面電車を使いやすさ・快適性等の面で改善した LRT(Light Rail Transit)が注目され、導入されて以来十数年経過している。いまだにヨーロッパで見られるような完全な LRT は国内にはないが、各方面の方々の努力により、都市に定着した移動手段となってきた。

LRT の新しい軌道構造である「樹脂固定軌道『INFUNDO』』については報告済であるが¹⁾、本報文では樹脂固定軌道の道床となるコンクリートスラブ部分についてその施工方法や施工事例等を紹介するとともに、現場で実施した騒音測定結果や供用状況、現状で考えられる課題、今後検討される新たな工法等をとりまとめて報告する。

2. 軌道スラブ工法について

2.1 樹脂固定軌道の概要

樹脂固定軌道の特徴はレールの固定方法にある。通常、レールは犬釘やボルト等の金具を用いて枕木やスラブ軌道に固定されるが、樹脂固定軌道ではコンクリートスラブに設けられた溝にレールを設置し、樹脂によって固定する。樹脂固定軌道の断面図を図-1 に、レールの形状の違いによる樹脂固定方法を図-2 に示す。

従来型固定方法と比較すると、メンテナンスの

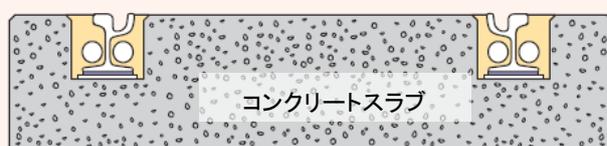


図-1 樹脂固定軌道の断面図

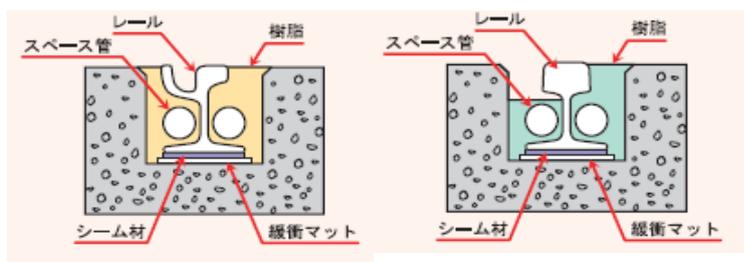


図-2 レールの形状の違いによる樹脂固定方法
(左:溝付きレール、右:T型レール)

低減、騒音・振動の抑制、漏洩電流による電触が起こらない等の特長が樹脂固定軌道にあり、また道路舗装の設計指針に準じた構造設計をしており併用軌道における自動車走行にも対応可能であることから、近年、福井鉄道や富山ライトレール、鹿児島市電等、適用事例が徐々に増えてきている。

2.2 樹脂注入による軌道の固定

樹脂による軌道の施工手順を下記の写真1～3に示す。

- ① 溝の底面に接着剤を塗布し、厚さ 12mm のレールパット(オレンジ)を設置、レールの高さ調節のため高さ調整板を 1.5m 間隔でセットする。(写真-1)
- ② 間隔調整片によって位置を調整し、レールを設置し、溝全面にプライマーを塗布する。(写真-2)
- ③ 樹脂を温度管理しながら十分に攪拌し注入する。(写真-3)
- ④ 樹脂の完全硬化まで 3 時間程度である(夜間の維持工事では、始発電車から供用可能である)。

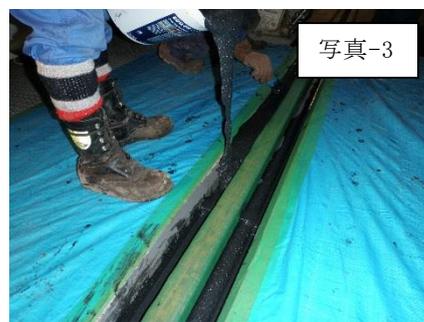
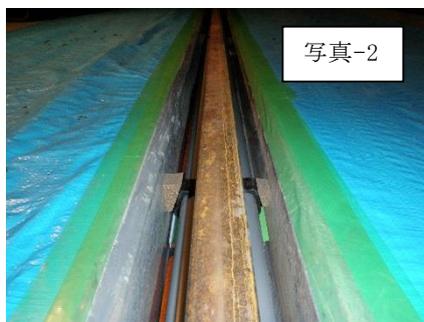


写真 1～3 施工手順

固定作業は温度管理が最も重要である。写真の現場では施工が真冬(2月4日)におこなわれたため、作業ヤードをテントで覆い、ジェットヒーターで加温し、室温を20℃以上に保ち、樹脂の流動性と硬化を阻害しない条件でとした。

2.3 樹脂固定軌道に適用する

スラブ構造

これまでに国内で施工した樹脂固定軌道では、コンクリートスラブの構築方法として現場打ち工法とプレキャスト工法の2種類を採用した。海外では現場打ち工法としてスリップフォーム工法や、軌道部分のみプレキャストとして工場製作したセミプレハブ工法、あるいはスチールトラフ工法が適用されている。施工の迅速性から、併用軌道の交差点部は、ほぼプレキャスト型の樹脂軌道が採用されてきている。一方建設コストを考えると型枠を用いた現場打ち方式が有利であるが、施工

表-2-a スラブ構築工法の比較(国内)

項目		プレキャスト	現場打ち(型枠式)
概要			
		溝を形成した工場製作のプレキャストコンクリート版	現場で型枠設置してコンクリートを打設
スラブの単位長		4～5m	現場施工なので連続
スラブ重量		幅広なので重量大	—
レール締結		樹脂固定式	樹脂固定式
現場条件		コンクリート養生がないので迅速施工に対応可能	コンクリート養生のため、長期の工事規制が必要
コンクリート	打設	・現場では不要 ・グラウトミルク(超速硬タイプ)の注入充填が必要	打設量が多いので、天候や外気温が工程に大きく影響する
	養生	・現場では一切不要 ・後工程(樹脂注入等)への早期移行が可能	・養生が必要 ・水分蒸発後に後工程(樹脂注入等)に移行
出来型・品質		工場製作のため、軌道精度・軌道の掘付精度は高い	プレキャスト・セミプレハブに比べると仕上がり品質・精度は劣る
工期		天候等の影響を受けにくく、現場打ちに比べて大きく短縮	現場での作業工程が多く、時間を要する

する業者の精度により品質が大きく左右されることになる。また、長期間道路を工事占有することから、現在ではこの2工法を現場に合わせ使い分けている(表-2-a、表-2-b)。

表-2-b に示す工法は、軌道面が単なるコンクリート舗装ではなく、景観性向上、環境配慮を目的とするため、緑化軌道や石張り、土系舗装を採用できるなど軌間の自由性が特徴で、今後日本の実情にあわせてうえで採用が期待される。

項目		セミプレハブ	スチールトラフ	現場打ち(スリップフォーム)
概要		 溝部分のみ工場製作のプレキャストで、現場でコンクリート打設する	 溝部分を工場で作成した鋼材とし、現場打ちコンクリートで固定	 現場で鉄筋を組み立て専用機械でコンクリートを打設(型枠不要)
スラブの単位長		4~5m	現場施工なので連続	現場施工なので連続
スラブ重量		幅広で、重量はプレキャストの半分	—	—
レール締結		樹脂固定式	樹脂固定式	樹脂固定式
現場条件		コンクリート養生が必要だが、型枠が少ないため中程度の工事規制が必要	・鋼材が輸入であるためコンテナで納入することになる	・型枠式と同様 ・施工延長は長い方が工法の特長を活かせる
コンクリート	打設	打設量が中程度であるため、現場打ちに比べれば比較的速い	打設量が中程度であるため、現場打ちに比べれば比較的速い	・型枠式と同様 ・特殊な配合となり、通常のコンクリートに比べて品質管理が難しい
	養生	・溝部分はプレキャストのため養生は速い	・養生が必要 ・水分蒸発後に後工程(樹脂注入等)に移行	・養生が必要 ・水分蒸発後に後工程(樹脂注入等)に移行
出来型・品質		工場製作のため、軌道精度が高く、石張り、緑化軌道にも対応	軌道精度が高く、コンクリート面が露出しないため石張り、緑化軌道の採用により景観良好	機械施工であるが、軌道精度・軌道の据付精度はプレキャストより劣る
工期		現場での型枠作業工程が少なく、現場打ちに比べ短縮できる	型枠の組立て、溝部の箱抜き等の工程がないため型枠式よりも短縮可能	型枠の組立て、溝部の箱抜き等の工程がないため型枠式よりも短縮可能

3. 樹脂固定軌道の課題

樹脂注入は施工が人力に頼らざるを得ない方法であることに加え、樹脂自体が高価であるため、スラブ構築法の精度がコストに大きく影響する。したがって現場打ち工法の主な課題は以下のとおりである。

- ①現場での施工が長期に渡るため、一般車両・沿道住民等、周辺環境への影響が大きい。
- ②コンクリートの打設・養生時における、天候等の外部環境が品質に大きく影響する。
- ③レール溝部の精度が落ちるので、樹脂の使用量にバラツキが生じる。また、乗り心地の低下等につながる恐れもある。

一方、プレキャスト工法は現場打ち工法に比べて、工期が大幅に短縮できる利点がある。したがって、交差点部等即日交通開放が必要な箇所のみならず、市街地等においては有効な施工方法であるといえる。しかし、施工条件によっても異なるが、施工コストは現場打ち工法に比べて約3倍に上昇すること等が適用に向けての大きな課題となっている。

上記の特徴を考慮し、海外で行われているセミプレハブ工法、スチールトラフ工法、スリップフォーム工法を今後検討し、コストダウンに寄与できる施工方法を検討している。

5. 併用軌道交差点における騒音・騒音の測定

樹脂固定軌道の特徴の一つである、騒音・振動の抑制効果を評価するため、鹿児島市電において実施したプレハブ軌道で環境騒音、振動を計測した。工事概要を表-3に測定条件を表-4に示す。

表-3 工事概要

路線名	鹿児島市電市内第一期線
場所	鹿児島県山下町
工期	平成20年6月～10月
軌道条件	軌間:1435mm、レール:50N
軌道延長	37m
交通区分	N5
工事内容	樹脂固定(軌条敷設、樹脂充填148m)

表-4 測定条件

車両	低床車両	
速度	40km/h	
回数	5回	
計測地点	レールから9.3mの交差点内部のほぼ中央	
測定時間	路面電車 走行時	深夜 1:00～2:00
	大型車両 横断通行時	昼間 12:30～13:30

騒音測定の結果を表-5に、振動測定結果を表-6に示す。路面電車走行時の騒音で約4dB、振動については9dB 低減効果効果が得られた。大型車両横断通行時においては、騒音は平均2dB、最大値4dB、振動は、9dB 程度これは改良前がたわみ構造であったため大きく低減できたものと思われる。

表-5 騒音測定結果

測定項目		dB(A)		
		軌道改良前	軌道改良後	施工前後の増減
路面電車 走行時	平均(5回)	86.4	82.0	-4.4
	最大値	87.0	83.0	-4.0
大型車両 横断通行時	平均(5回)	80.0	78.1	-1.9
	最大値	90.0	86.0	-4.0

表-6 振動測定結果

測定項目		dB		
		軌道改良前	軌道改良後	施工前後の増減
路面電車 走行時	平均(5回)	53.0	43.8	-9.2
	最大値	55.0	45.0	-10.0
大型車両 横断通行時	平均(5回)	70.5	61.5	-9.0
	最大値	77.0	69.0	-8.0

6. まとめと今後の展望

樹脂固定軌道は、国内で導入されてから10年以上が経過しており、各地で施工事例が増えてきている。本稿では、樹脂固定軌道の特徴の一つである環境騒音、振動の抑制効果について報告した。また施工において、現場打ち工法の課題が明らかとなり、樹脂固定軌道を採用する際の、プレキャスト工法の優位性が確認された。橋梁部においてもプレキャスト工法の適用が望まれるところであるが、コスト面の課題は大きいものといえる。

今後は、LRT の先進地である欧州の事例等を調査し、コスト削減方法、あるいは新たな施工方法等を検討していきたいと考えている。

(参考文献)

- 1) 水倉一夫:LRT(超低床路面電車)軌道の施工、平成17年度建設技術報告会報文集(2005)
- 2) 永瀬一考他:交差点部併用軌道改良における樹脂固定軌道の騒音・振動低減、第28回日本道路会議

泥土リサイクル技術「ボンテラン工法」

株式会社宮地組 橋本 和義

1 はじめに

ボンテラン工法（以下、本工法という.）とは、従来盛土としての使用が不適とされてきた泥土に繊維質系泥土改良材「ボンファイバー」と固化材を投入・攪拌することにより、取扱い性の向上（ハンドリング）・高耐久性および地震対策等の機能を付加して、これらを積極的に地盤材料に再資源化する工法である¹⁾。北陸地方においては、河川の浚渫工事や場所打ち杭工事から発生する建設汚泥等において数多く採用されている。

本報告では、本工法の特長である取扱い性・施工性の向上、初期材齢における強度発現について紹介し、特長を生かした施工例として緊急性の高い土砂災害現場での有効性について報告する。

2 施工手順

本工法の施工手順を簡単に記述すると以下のようになる。

- ①攪拌槽もしくは土砂ピットに溜めた泥土は図-1(a)に示されるように液性のものもある。
- ②この状態の泥土に吸水性の高い繊維質系泥土改良材「ボンファイバー」を図-1(b)に示すように投入・攪拌すると、ボンファイバーに吸水され、見かけの含水比が低下する。
- ③再利用用途に応じた強度を発現させるために図-1(c)に示すように固化材を投入・攪拌する。固化

材添加量については事前に現地発生泥土を用いた配合試験を実施して決定する。

以上の工程により、図-1(d)に示すようにボンテラン改良土として地盤材料に再資源化される。

3 ボンテラン改良土の特長

3.1 取扱い性（ハンドリング）の向上

ボンテラン改良土の特長の一つとして改良直後の取扱い性の向上が挙げられ、改良直後の性状について以下に示す2つの目標値を設定している。

①改良直後に仮置きできる性状までの改良

②改良直後にダンプ運搬できる性状までの改良

図-2に示すとおり固化材だけで改良した安定処理土は改良直後の性状が液状のままであるが、ボンテラン改良土はボンファイバーの吸水により物理的に性状を変化させ、改良直後に仮置きできる塑性状態（バター状）すなわち液性限界以下、もしくは半固体（チーズ状）以上の性状を確保することが出来る。

ここで、取扱い性の指標について評価する場合、安定処理土は固化材添加による水和硬化により性状が変化するので、改良直後の状態における土の液性・塑性限界試験は適用できない。そこで、改良土が改良直後に仮置きできる性状、さらに改良直後にダンプトラック運搬できる性状の評価方法について検討する必要がある。



(a)

(b)

(c)

(d)

図-1 施工手順

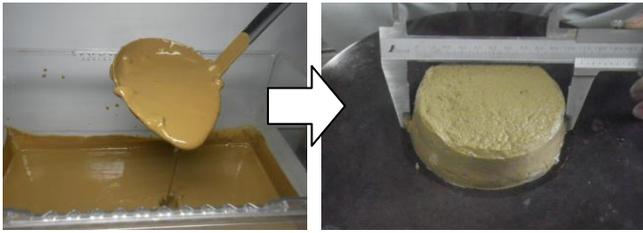


図-2 改良直後の安定処理土（写真左）
仮置きできる性状（写真右）

3.1.1 改良土の取扱い性評価試験

改良土の改良直後の仮置き性状・即時運搬性について、図-3 に示すモルタルフロー試験を用いた三浦ら²⁾の試験方法に準拠し、改良土の取扱い性を評価した。



図-3 モルタルフロー試験機

3.1.2 改良土の即時運搬性評価方法

泥土はその取扱い・運搬中に繰返しの振動などによって次第に流動化してくる傾向があるが、この運搬難易性をモルタルフロー試験（JIS R 5201）により試料に落下を加えて、ダンプトラックの走行による振動を再現している。そこで、多数の泥土改良土について落下回数が50回までのフロー値を測定し、その改良土のダンプトラックによる運搬状況と対比してみたところ、フロー値が150mm以下の程度の改良土であれば、ほぼ流動化のおそれはなく、運搬可能であるとされている²⁾。

モルタルフロー試験を用いた運搬性の評価方法については、



図-4 立会い運搬性確認

図-4 に示すとおり

一般財団法人先端建設技術センターの建設技術審査証明（第2203号）³⁾において、技術審査証明委員会（委員長：東京大学・山富二郎教授）の立会いの下、運搬性を評価・確認されている。

当研究会では更に厳しい基準として50回落下時のフロー値130mm以下を判断基準に運用している⁴⁾。

3.1.3 改良土の仮置き性状評価方法

モルタルフロー試験で試料に落下を加えるということは、ダンプトラックの走行による振動を再現している。それに対し仮置き状況を再現するための判定基準をモルタルフロー試験に則して考えた場合、振動を与えない落下回数0回のフロー値を考慮することが重要と考えられる。

そこで、事前試験としてモルタルフロー試験のフロー値10mm毎の状況変化を確認したものを図-5に示す。モルタルフロー試験に用いるモールドは上部内径70mm、下部内径100mm、高さ60mmの円錐台である。フロー値110mmでは広がり1割程度、高さも当初の8割の48mmに留めている。そこで、仮置きが出来る性状とは0回落下時のフロー値110mm以下を仮置き判断基準とした。

3.1.4 改良土の仮置き性状評価試験

仮置きが出来る性状の判断基準の設定に伴い、粘土とシルトを40:60（乾燥質量比）で混合し、加水調整して作成した模擬泥土を用い、ボンテラン改良土、セメント安定処理土、生石灰安定処理土、および消石灰安定処理土の仮置き性状評価を実施した。

改良直後に仮置きが出来る性状についての含水比毎の改良材費を図-6に示すが、ボンテラン改良土が



フロー値 100mm

フロー値 110mm

フロー値 120mm

フロー値 130mm

フロー値 140mm

図-5 落下回数0回のフロー値と試料の状態

セメント安定処理土、生石灰安定処理土、および消石灰安定処理土に比べて、最も経済的に仮置きできる性状に改良出来る事が確認された。

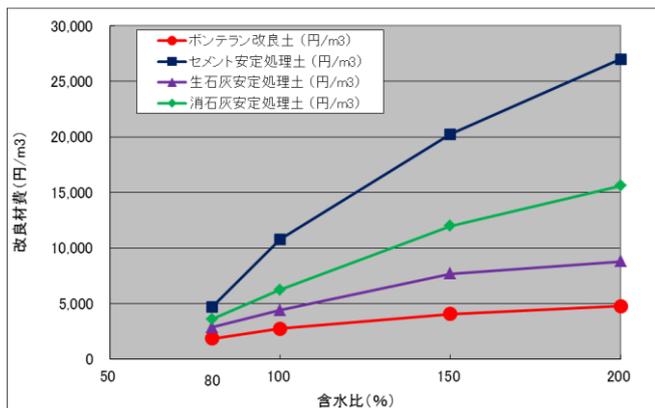


図-6 改良直後に仮置きできる性状に改良するための改良材費比較

3.2 施工性 (オーバーコンパクション)

安定処理土は固化材による化学的な固結構造による強度発現であるため、締固めによるオーバーコンパクションにより強度低下してしまうことが知られている。そこで、ポンテラン改良土の施工性の確認試験として、含水比 80%の模擬泥土に固化材添加量を 50kg/m³ 添加したポンテラン改良土と固化材添加量を 50kg/m³ および 70kg/m³ 添加した安定処理土を比較した。養生 7 日後に解きほぐしを行い、締固めエネルギーを変化させてコーン指数を確認した。図-7 に締固めエネルギーとコーン指数の関係を示す。

その結果、固化材添加量 50kg/m³ の安定処理土では締固めエネルギー110kJ/m³ でコーン指数が最大値を示し、締固めエネルギーが増えるにつれて強度が低下した。次に固化材添加量 70kg/m³ の安定処理土では締固めエネルギーが 220kJ/m³ でコーン指数が最大値を示し、締固めエネルギー1100kJ/m³ までに73%の強度が低下した。

これに対して、ポンテラン改良土は締固めエネルギーが 220kJ/m³ で最大値を示し、締固めエネルギー1100kJ/m³ までに強度低下が収束状態となる。

このことは、安定処理土は大きなエネルギーで締固めた時、図-8 に示すとおり改良地盤の強度が低下してしまい、施工性を向上させるため良質土を混合

するなどの工夫が必要となる。

一方、ポンテラン改良土は大きなエネルギーでの締固め後の強度低下は少なく、図-8 に示すとおり適正な密度が容易に得られ施工性は大幅に改善される。

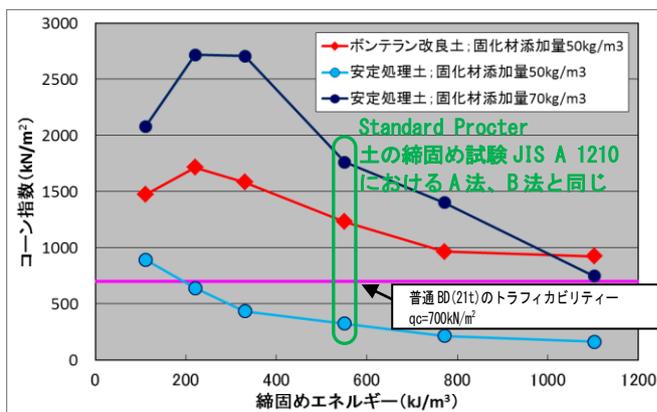


図-7 締固めエネルギーとコーン指数の関係



図-8 締固め特性とオーバーコンパクション

3.3 初期材齢における強度発現

改良土の初期材齢における強度発現を確認するために、改良材添加後に締固めをしない供試体作成方法により、含水比 80%の模擬泥土に固化材添加量を 50kg/m³ としたポンテラン改良土と固化材添加量を 50kg/m³、70kg/m³ および 110kg/m³ とした安定処理土を比較した。

その結果、初期材齢 (養生 24 時間) において、固化材添加量 50kg/m³ のポンテラン改良土は、固化材添加量 50kg/m³、70kg/m³ および 110kg/m³ の安定処理土と比べ大きな強度を有していることを確認した。

このことは、ポンテラン改良土は安定処理土と比較して初期材齢における強度発現に優れていること

を示している。

具体的には養生 24 時間でのボンテラン改良土は、普通ダンプトラックのトラフィカビリティーを確保できるコーン指数 (1200kN/m²) に近い強度を有していることが確認された。

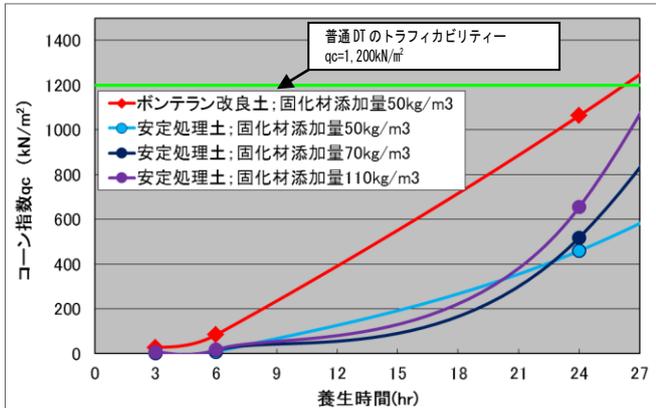


図-9 養生時間とコーン指数の関係

4 芋川河道閉塞緊急対策工事

平成 16 年の新潟県中越地震では震度 6 強の地震が発生し、住宅や道路・鉄道・河川施設などで大きな被害が発生するとともに、土砂崩れにより芋川河道閉塞が生じ、大量の軟弱泥土が発生した。本現場に限らず、いずれの土砂災害現場でも迅速な災害復旧作業には大型重機の使用が不可欠であるが、泥土が邪魔になり重機が現場に入り込めず妨げになる場合が多い。このように泥土を如何に処理し、現場までのアクセス道路を確保するかが迅速な災害復旧において極めて重要な課題となる。

そこで、本工法により大量の軟弱泥土を処理し、改良土を地盤材料として再利用する提案が採用され、平成 16 年 12 月より東竹沢地区において泥土改良を実施した。

現場施工の状況を図-10 に示す。図-10 (a) は高含水比状態の泥土を示している。図-10 (b) はミキシングバケットを装着したバックホウにより、原位置でボンファイバーおよび固化材を混合している様子を示す。本工法の特徴である初期材齢における強度発現が効果を発揮して、改良後 1 日でローラによる転圧が可能となり、図-10(c) に示すように転圧後すぐにダンプトラックの載り入れが可能となった。本工

事の改良土は資材運搬路・仮設ヤード・国道 291 号迂回路に再利用された。



図-10 災害復旧工事施工状況

5. むすび

大量の軟弱泥土が発生する災害現場では泥土の処理に苦慮することが多いが、本工法を用いれば、強度発現も強度発現の速さを生かし、災害現場で発生した大量の泥土を原位置で改良処理し、現場のアクセス道路の路体材料にそのまま利用可能である。泥土を仮置き場まで搬送する必要がなく、また山砂などの新材を購入する必要もない環境配慮型の復旧工事が可能となり、迅速な災害復旧作業に大いに貢献すると考えられる。

参考文献

- 1) 森雅人他 6 名：故紙破砕物と高分子系改良剤を用いた新しい高含水比泥土リサイクル工法の提案と繊維質固化処理土の強度特性，資源・素材学会誌，Vol. 119，No. 4, 5，pp. 155-160，2003.
- 2) 三浦重義他 3 名：高含水泥土の軟弱性改良工法、京都大学環境衛生工学研究会 第 9 回シンポジウム講演論文集、pp. 335-338
- 3) 先端建設技術・技術審査証明報告書「ボンテラン工法」、先端建設技術センター pp. 44-54
- 4) 森雅人他 2 名：繊維質安定処理土の可搬性の観点からみた古紙および薬剤の最適添加量について、日本建設機械化協会東北支部 平成 18 年度新技術情報交換会論文集、pp. 11-21

第2会場

第Ⅲグループ

伏木富山港（新湊地区）臨港道路東西線（新湊大橋）の ケーブル振動対策について

北陸地方整備局 新潟港湾空港技術調査事務所 技術開発課 寺田 篤史
技術開発課 ○清水 美代

1 はじめに

臨港道路東西線（新湊大橋）は、富山県射水市に位置し、富山市内からコンテナターミナルへのアクセス向上、国道415号の渋滞緩和、航路によって分断された地域住民の利便性向上のため、伏木富山港（新湊地区）に計画整備した日本海側最大級の斜張橋（中央径間360m、橋長600m）（写真-1）である。車道は2車線あり、その下には全天候型自転車歩行者道を配置した2層構造となっている。



写真-1 新湊大橋の全景

本事業は1997年度に事業化となり、2002年度より工事着手している。全体事業費は498億円。

2 橋梁概要

本橋は、中央径間部が鋼桁、側径間部がPC桁の5径間連続鋼・コンクリート複合斜張橋である。鋼桁部は、2箱桁であり、上面に車道、下部に自歩道を配置している。

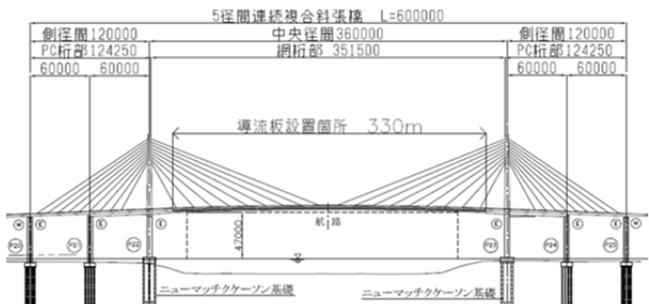


図-1 新湊大橋橋梁一般図

一般図を図-1に示す。

車道部は2012年9月23日、自歩道部は2013年6月16日に供用済みである。

3 ケーブル振動の経緯について

ケーブルには風による制振対策として、高減衰ゴムダンパーによる制振装置を架設時に設置済みであったが、2011年9月20～21日にかけて台風15号が接近し、橋面上では10m/s以上の平均風速が観測され、ケーブル本体と制振装置の振動が確認された。

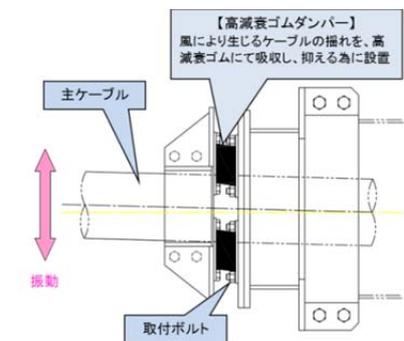


図-2 高減衰ゴムダンパー イメージ図

2011年9月26日～10月5日にかけて72本の全ケーブル及び制振装置の点検を実施したところ、高減衰ゴムダンパー21箇所に損傷を確認した。（なお、現在は補修済みである。）（図-2）

2011年9月から2013年4月までの20ヶ月間に、目視で視認可能な振幅のケーブル振動として、5回確認されている。

4 臨港道路東西線技術検討委員会における検討結果

新湊大橋の鋼桁部及び斜張橋ケーブルに発生した振動現象について、実態を把握し、橋梁への影響や耐風安定性を確保するための対策を検討するため、2012年、長岡技術科学大学長井教授（現：名誉教授）を委員長とする技術検討委員会を立ち上げた。（なお、鋼桁部の振動については対策済みである。）

2013年までに3回の技術検討委員会を開催し、ケーブル振動に関して、下記の検討を行った。

4.1 ケーブル振動の種類

レインバイブレーション¹⁾の特徴である、降雨を伴う限定された風速域で生じること、塔の風下側に位置するケーブルに発現が見られること、観測データのほとんどが3Hz以下の固有振動数であること等に適合していることから、本橋のケーブル振動は、レインバイブレーションの可能性が極めて高いと考えられる。（図-3）

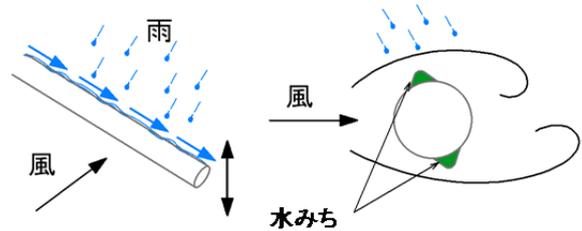


図-3 レインバイブレーション イメージ図

※レインバイブレーションとは
雨と風の相互作用によりある限定された風速域で生じるケーブルの振動現象である。

4.2 制振装置の損傷原因

ケーブル振動時に制振装置の設計で想定する以上の変位が生じ、高減衰ゴムダンパーと取付ボルトが接触したことによりゴム体に傷が入り、制振装置の損傷に至ったと考えられる。

4.3 ケーブル制振対策

当面の対策として、高減衰ゴムダンパーの取替・調整及びフェールセーフとして桁側定着鋼管に緩衝材を設置した。（図-4）

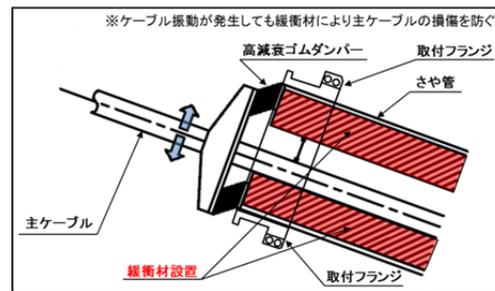


図-4 ケーブルの安全性を高める対策

経過観測として、ケーブルのモニタリング（15箇所）を実施し、当面の対策による制振効果を確認するとともに、追加対策を試験施工し、その効果の確認を行い、第4回技術検討委員会にて検討した。

5 ケーブル振動対策について

5.1 モニタリング計画

試験対策の施工後、2014年1月20日から4月30日の約3ヶ月間、図-5に示す15箇所において、桁側定着部に設置したレーザー変位計を用い、高減衰ゴムダンパーの変形量を計測した。

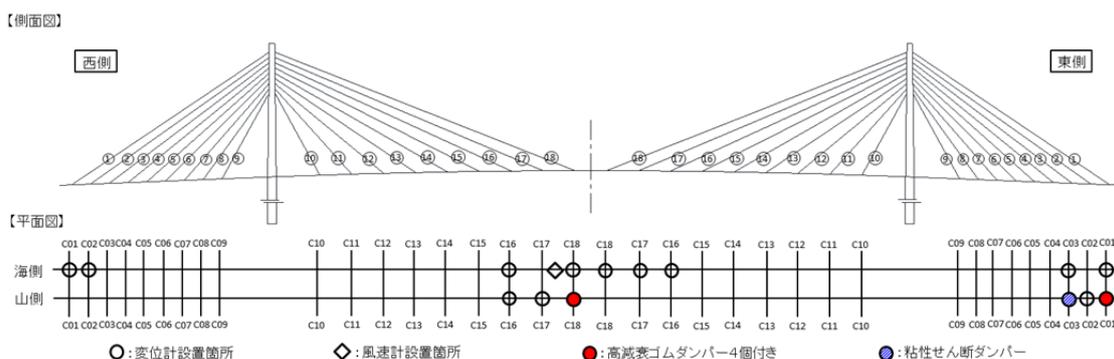


図-5 モニタリング箇所

5. 2 試験対策工

試験施工として、下記を実施した。

①高減衰ゴムダンパーの容量増 (2箇所) (図-6)

既設の高減衰ゴムダンパーにおいて、ゴム2個付きから4個付きにゴム設置個数を増加する。

②粘性せん断ダンパーの設置 (1箇所) (図-7)

既設の高減衰ゴムダンパーを撤去し、粘性せん断ダンパーを新規設置する。

5. 3 モニタリング結果

モニタリング期間において、降雨時（気象庁伏木観測所の降雨量0mm以上で路面湿潤状態）で10分間平均風速10m/s以上あるいは変位2mm以上の条件に合致したデータとして265個得られている。

降雨時の計測データに対し風速と変位の関係を整理すると図-8のようになる。これより、高減衰ゴムダンパー容量増及び粘性せん断ダンパーの対策工を実施した地点において、既設の制振装置より変位が小さく制振効果が発揮されていることがわかる。

5. 4 当面の対策の効果確認

降雨時の全計測データのうち、変位計の読みで2mm以上の変位が計測されたイベントに対し、振動の特徴から種類を確認したところ、いずれのイベントもレインバイブレーションの可能性が極めて高いと判断された。そのうち、フェールセーフとして設置している緩衝材に接触するほど大きな変位が生じているイベントが3回観測された。これらは、緩衝材が設置されていなければより大きなケーブル振幅が観測されていた可能性が極めて高く、ケーブル損傷を防ぐための緩衝材設置の効果が確認された。（表-1）

5. 5 試験施工の効果確認

レインバイブレーションの発現条件である、降雨時塔の風下となる風向における変位比較により、試験施工の効果確認を行った。

①高減衰ゴムダンパーの容量増 (2箇所)

山側東側C01において、降雨時風下である条件下で同一諸元ケーブルとの比較を行ったところ、既設の制振装置（高減衰ゴムダンパー2個付き）より平均変位は小さくなっており、最大変位も海

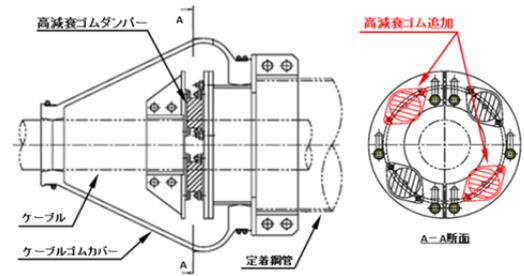


図-6 対策案①:高減衰ゴムダンパーの容量増

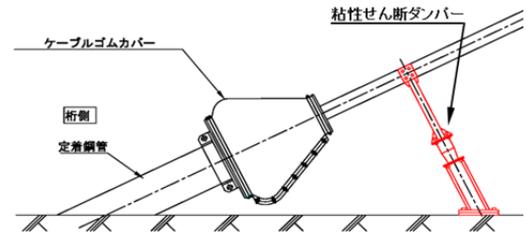


図-7 対策案②:粘性せん断ダンパーの設置

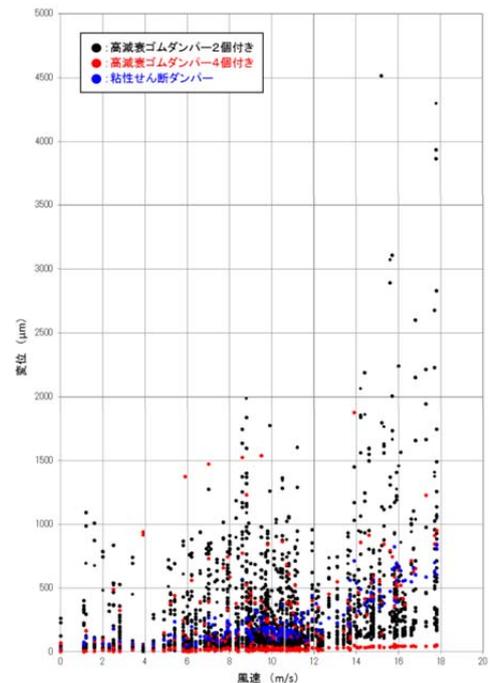


図-8 風速と変位の分布(降雨時全データ)

表-1 レインバイブレーションの可能性が高いイベントのケーブル変位量

イベント番号	観測日時	降雨量 (mm)	風速 (m/s)	風向	変位 (mm)		
					海東C18	海東C17	海東C16
①	2014/2/15 8:36	0~0.5	12.5~17.8	北北東	23.1	19.0	4.5
②	2014/3/13 12:17	0.5~1	15.7~17.3	北北東	5.6	22.0	21.3
③	2014/3/13 13:37	0.5~1	14.6~17.7	北北東	1.4	20.2	29.8

西 C01 に対して小さくなっている。(表-2)

近接ケーブル(ケーブル諸元は異なる)との比較においても、平均変位は小さくなる傾向を示している。(表-3)

②粘性せん断ダンパーの設置 (1箇所)

山側東側 C03 において、降雨時風下である条件下で同一諸元ケーブルとの比較を行ったところ、既設の制振装置より鉛直方向の最大・平均変位は小さく、水平方向の最大・平均変位は大きくなる傾向を示している。(表-4)

5. 6 制振対策方法の比較検討

下記の比較検討より、振動低減効果に大きな差はないが、施工性や経済性の面で、本橋においては、高減衰ゴムダンパー容量増の対策案が優位であると判断した。

①振動低減効果

試験施工結果より、水平方向の制振効果は、高減衰ゴムダンパー4個付きの方が優れているが、両対策案とも既設に比べ振動低減効果は得られている。

②施工性

両対策案とも橋面上からの施工が可能であり、工期も同程度である。しかし、高減衰ゴムダンパー容量増に比べ、粘性せん断ダンパー設置には、フラップとの干渉を避けた取付等の現場調整作業が多く必要となる。

③経済性

経済比較の結果、高減衰ゴムダンパー容量増に比べ、粘性せん断ダンパーの設置は、現場調整作業が多く必要となる本橋では1.2倍高価となった。

6 まとめ

本橋では、制振装置において設計で想定する以上の変位が生じ、振幅の大きなケーブル振動が観測されたことから、その制振対策として、試験対策工のモニタリングを実施した。その結果より、高減衰ゴムダンパー容量増による対策工が効果的であり、実施方針として、技術検討委員会において示された。今後は、現地にて加振試験を行い、各ケーブルの減衰性能を確認後、細部設計にて詳細検討を行う予定である。その検討結果を受け、必要な箇所に必要な対策を順次進め、効果の検証を行う予定としている。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会、道路橋耐風設計便覧(平成19年度改訂版)、平成19年12月

表-2 山側東側 C01:同一諸元ケーブルとの比較(降雨時風下)

		計測変位(mm)			比率(2個付き/4個付き)		
		山東C01	海東C01	海西C01	山東C01	海東C01	海西C01
		ゴム4個付	ゴム2個付	ゴム4個付	ゴム2個付	ゴム4個付	ゴム2個付
鉛直	最大変位	1.049	0.839	3.937	1.00	0.80	3.75
	平均変位	0.026	0.084	0.423	1.00	3.28	16.46
水平	最大変位	0.885	0.762	1.310	1.00	0.86	1.48
	平均変位	0.023	0.093	0.218	1.00	4.04	9.44

表-3 山側東側 C01:近接ケーブルとの比較(降雨時風下)

		計測変位(mm)			比率		
		山東C01	山東C02	山東C03	山東C01	山東C02	山東C03
		ゴム4個付	ゴム2個付	粘性	ゴム4個付	ゴム2個付	粘性
鉛直	最大変位	1.049	1.173	0.450	1.00	1.12	0.43
	平均変位	0.026	0.088	0.063	1.00	3.44	2.45
水平	最大変位	0.885	0.854	0.824	1.00	0.96	0.93
	平均変位	0.023	0.081	0.184	1.00	3.50	7.96

表-4 山側東側 C03:同一諸元ケーブルとの比較(降雨時風下)

		計測変位(mm)		比率(2個付き/粘性)		
		山東C03	海東C03	山東C03	海東C03	-
		粘性	ゴム2個付	粘性	ゴム2個付	-
鉛直	最大変位	0.450	0.835	-	1.00	1.86
	平均変位	0.063	0.101	-	1.00	1.60
水平	最大変位	0.824	0.439	-	1.00	0.53
	平均変位	0.184	0.070	-	1.00	0.38

シェル型浸透固化処理工法

五洋建設株式会社 技術研究所 係長 秋本 哲平

1 はじめに

阪神淡路大震災，東日本大震災の際にも発生した液状化による被害は，社会的・経済的な問題として大きくクローズアップされており，港湾の岸壁や空港滑走路，コンビナートの既設タンクなどで液状化対策が実施されつつある．浸透固化処理工法は，構造物を供用しながら液状化対策を可能とした技術で，東日本大震災の際にも，仙台港，仙台空港の浸透固化処理工法で液状化対策を施工した箇所は，液状化による被害は無く，その効果は実証されている．しかしながら，浸透固化処理工法は，高い液状化対策効果や曲がり削孔など適用範囲の広さが優れている特徴を有している一方，薬液単価が高価であるという課題があった．

本報では，従来の浸透固化処理工法に比べて 20%のコスト低減が可能なシェル型浸透固化処理工法について報告する．

2 シェル型浸透固化処理工法の概要

浸透固化処理工法は，液状化が予想される砂質地盤に対して，溶液型の恒久薬液を低圧力で浸透注入することにより地盤を低強度固化し，液状化を防止する地盤改良工法である．工法を概念を図-1に示す．浸透固化処理工法は，低圧力で

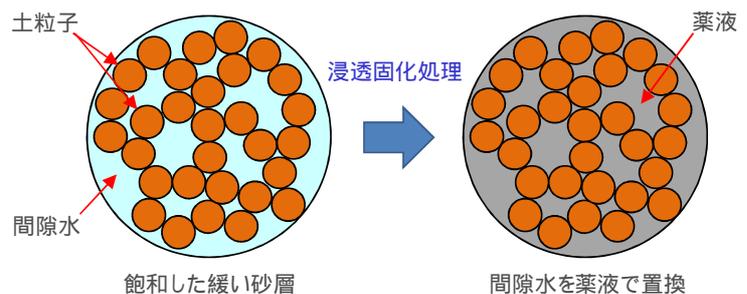


図-1 浸透固化処理工法の概念

の注入により，土粒子骨格を乱すことなく，間隙水を薬液に置換することができる．そのため，施工による周辺構造物への影響はほとんどなく，施設を供用しながら施工することができる．また，斜削孔や曲がり削孔を利用することにより，構造物直下の液状化対策も可能である¹⁾．本工法は，既設岸壁背面，空港滑走路および既設タンク直下等で適用されており，これまでに 200 件以上の施工実績を有している．注入薬液は，恒久型薬液を使用しており，その耐久性確認も継続して実施している．

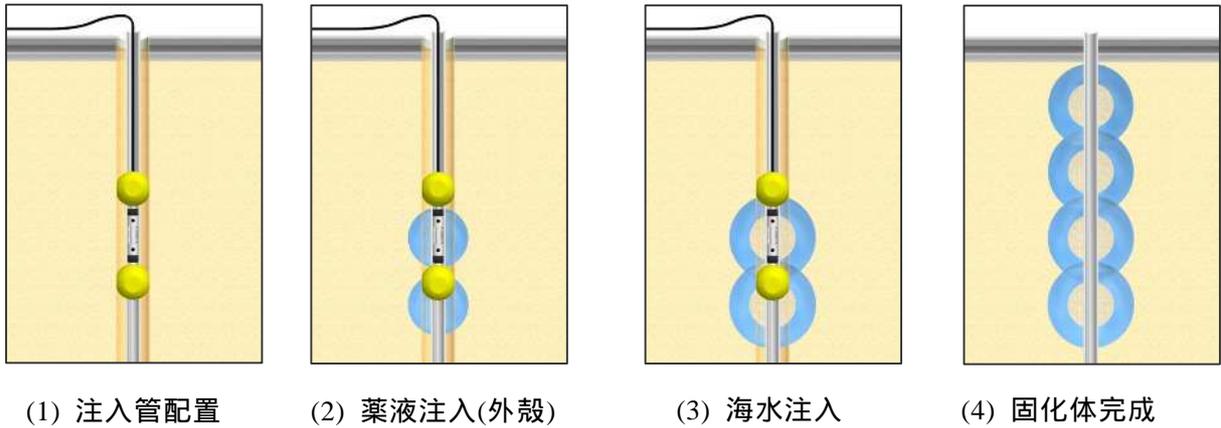


図-2 シェル型浸透固化処理工法の施工方法

「シェル型浸透固化処理工法」は、従来の浸透固化処理工法の薬液改良固化体の外側部分に強い外殻（シェル）をつくり、中心部分に未処理部分を 30% 残すことで薬液使用量を減らす低コスト型薬液改良工法である。施工方法を図-2 に示す。改良対象地盤に従来工法と同じ浸透固化薬液を注入した後、薬液と比重の近い海水等の液体を注入することにより、シェル型固化体を造成することができる。実際に作製した固化体を写真-1



写真-1 掘削により確認されたシェル型改良体

に示す。2007 年に石狩湾新港にて作製した固化体である。1 箇所あたり、942L の薬液を注入後、628L の海水を注入した（総注入量：1,570L）。掘削により確認したシェル型固化体は、直径 1.9m の改良体となって地盤中に造成されていた。

3 シェル型浸透固化処理工法の適用性確認実験

直径 1.9m の改良体を作製した地盤は、均等係数 U_c が 2.0 程度のかなり均質な地盤であったために、きれいな球状のシェル型固化体が造成されたと考えられる。そこで、シェル型浸透固化処理工法の適用性を確認するため、均等係数を変えた地盤への薬液注入を実施して、固化体形状の確認を行った。実験断面を図-3 に示す。実験は、パール缶(内径 280mm、高さ 320mm の円筒形容器)内に地盤を作製して、改良体造成に必要な薬液注入量の 70% 分の薬液を注入した後に 30% 分の海水を注入した。実験

ケースを表-1 に示す．ケース 1～3 はシェル型固化体を作製し，ケース 4 は通常の固化体を作製した．模型地盤は，均等係数を 2.0，5.5，9.6 に調整した試料で作製した．注入 3 日後にペール缶を解体し，改良形状を確認した．解体後の改良形状を写真-2 に示す．全ケースできれいな球状固化体が作製されており，均等係数 U_c が 10 程度の地盤に対してもシェル型浸透固化処理工法の適用が可能であることが確認できた．

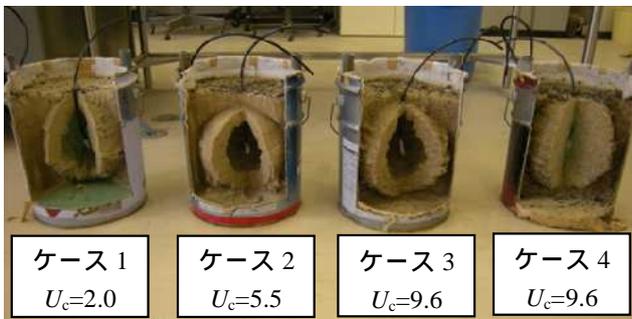


写真-2 実験結果

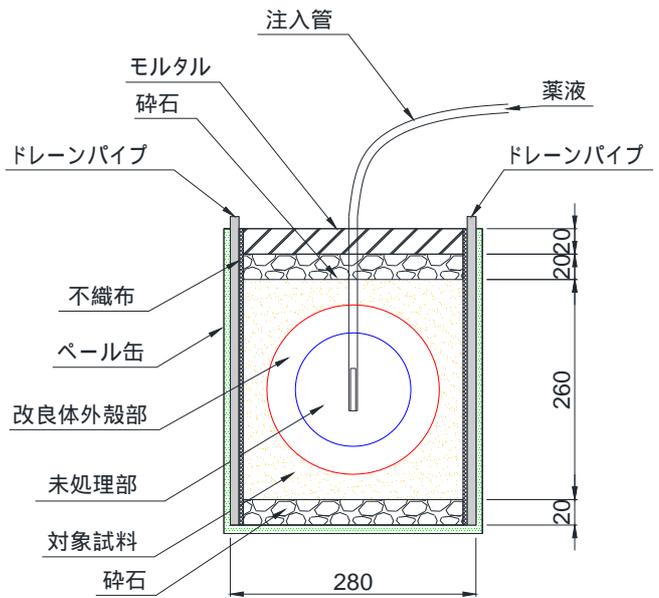


図-3 実験断面

表-1 実験ケース

実験ケース	地盤材料	改良体	薬液注入割合
ケース1	材料1: $U_c=2.0$	シェル型	70%
ケース2	材料2: $U_c=5.5$	シェル型	70%
ケース3	材料3: $U_c=9.6$	シェル型	70%
ケース4	材料3: $U_c=9.6$	通常	100%

4 シェル型固化体の液状化対策効果に関する模型実験

遠心載荷模型実験装置を用いた実験により，シェル型固化体の液状化対策効果の確認を行った．実験における初期地盤条件として相対密度 60%の水平地盤を選定した．相馬産の 5 号珪砂を用いて模型地盤を作成した後，20G の遠心加速場条件の下で，層厚 0.25m の地盤模型に対して 300Gal の地震動を与える実験を行った．

表-2 実験ケース

Case	地盤改良方法
1	未改良（相対密度 60%）
2	締固め（相対密度 90%）
3	浸透固化処理工法（70%部分改良）
4	シェル型浸透固化処理工法

70%部分改良体



シェル型改良体



実験ケースは、表-2 に示すように、Case1：地盤改良を行わないケース、Case2：相対密度を 90% に締固めたケース、Case3：改良率 70% で部分改良を行うケース、Case4：シェル型浸透固化処理工法の適用ケースの 4 ケースを選定した。

シェル型固化体の加速度応答、ひずみ特性、過剰間隙水圧特性を調査した結果、固化体内部の未改良部分は液状化する可能性があるが、薬液固化体で形成されている外殻は液状化せずに、従来工法と同じ改良強度を発揮するため、液状化した固化体内部の土は殻外に流出せず、改良対象地盤全体の变形抑制性能は従来工法と同等の性能を発揮することが確認された。

また、各ケースにおける実験後の最大地表面沈下量を表-3 に示す。部分改良のケースでは、未改良部分の液状化により地表面沈下量が有意に発生するのに対し、シェル型浸透固化のケースは、シェル型固化体が強い变形抑制性能を発揮するため、地表面沈下がほとんど生じないことが確認された。

表-3 実験後の最大沈下量

実験ケース	最大沈下量
1 (未改良)	0.12m
2 (締固め)	0.04m
3 (70%部分改良)	0.12m
4 (シェル型改良)	0.02m

5 おわりに

提案するシェル型浸透固化処理工法は、従来工法と比較して、薬液の使用量を 30% 程度抑えることにより、20% のコストダウンを実現でき、従来工法と同等の地盤の变形を抑制する性能を有することが確認された。また、固化体を球体とする必要があることから、均一な地盤しか適用することができないと考えられていたが、均等係数 10 程度までは適用が可能であることがわかった。

本工法は、当社が保有している「曲がり削孔技術」及び「長距離曲がり削孔技術」との併用が可能であるため、構造物直下地盤の対策が可能である。

港湾地域では公的施設はもとより、民間施設においても BCP の観点から液状化対策の需要は高まっている状況の中、本技術が提案できるものと考えられる。

1)浸透固化処理工法技術マニュアル(2010版),沿岸技術開発センター,2010

超高強度繊維補強コンクリートによる場所打ちでの道路橋の施工

鹿島建設（株） 北陸支店 所長 林 英輝
北陸支店 ○川崎 文義

1 はじめに

超高強度繊維補強コンクリート(以下、UFC)¹⁾は、圧縮強度 150N/mm²以上、引張強度 5N/mm²以上の高強度性と 100 年の設計耐用年数を見込める高耐久性を有する建設材料である。このうち、エトリングライト生成系UFC「サクセム」は、土木学会の「技術評価制度」により、「超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)」(以下、UFC指針)に準拠した設計・施工が可能である材料として評価を受けており²⁾、サクセムの大量製造に向けた検討や、断面の大きいプレキャスト部材を想定した養生方法を確立し、長岡市のリバーサイド千秋連絡橋³⁾や、羽田空港D滑走路でのUFC床版での大規模施工など⁴⁾、実構造物への適用を増やしている。

UFCは、高い性能を発揮させるための給熱養生が行える設備を有するプレキャスト製品工場での使用が基本とされているが、施工規模や施工条件によっては場所打ちで部材を構築する方が合理的な場合がある。今回、道路橋の建設において、国内で初めて構造物全体をUFCの場所打ちにて施工した。本報では、UFC(サクセム)を場所打ち施工するために講じた各種取組みと施工結果について報告する。

2 工事概要

2.1 橋梁の構造

新潟県糸魚川市に位置する本橋梁(名称：小滝川橋梁)は、民間発電設備のリニューアルに伴い、建設後約 100 年経過した吊橋を新たにサクセム製の桁橋で架け替えるものである。新設する橋梁は、橋長 39.0m、桁長 38.8m、全幅員 5.2m の単純 PC ポストテンション方式 T 桁橋(躯体数量約 90m³)である。凍結防止剤散布による塩害や凍害を受ける地域に建設されることを踏まえ、維持管理費の削減を目的にサクセムが採用された。橋梁の概要を表-1、構造を図-1に示す。施工並びに耐久性上の課題は、本橋の架設地点へのアクセスが、幅員の狭い道路であり、大型のプレキャスト部材を運搬することが困難であったこと、部材を細かく分割することによって継目が増えることである。そこで、橋梁全体をサクセムの場所打ちで構築することとした。

表-1 小滝川橋梁概要

工事名	小滝川発電所2号機リニューアル橋架替え工事
工事場所	新潟県糸魚川市
橋種	プレストレストコンクリート道路橋
構造形式	上部工：単純PCポストテンション方式T桁橋 下部工：逆T式橋台2基
荷重	A活荷重，雪荷重
橋長	39.0m
幅員	5.2m(全幅員)，4.0m(有効幅員)

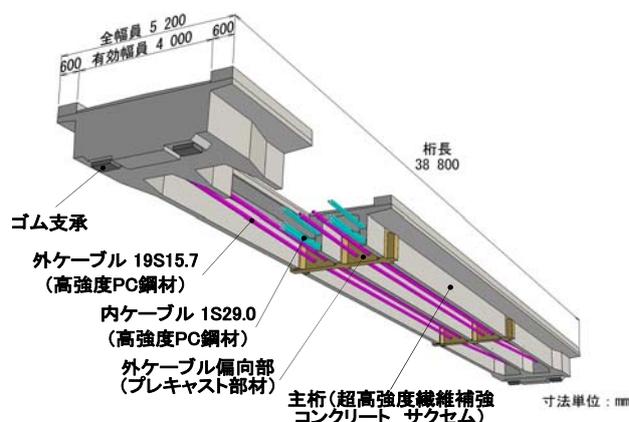


図-1 小滝川橋梁の構造

2. 2 使用材料

表-2 サクセムの配合

サクセムの配合を表-2に示す。
本工事では、場所打ち施工におけるひび割れ抑制を目的に、収縮低減型のサクセム⁵⁾を適用した。UFC指針

水結合材比 (%)	単位量 (kg/m ³)						補強繊維 (kg)
	水*	結合材 (収縮低減タイプ)	細骨材	収縮低減剤	高性能減水剤	消泡剤	
15.2	195	1,287	905	12.9	36.0	6.4	137.4 (1.75vol.%)

※高性能減水剤中の水分を含む

針では、打込みから脱型やプレストレス導入に必要な初期強度が得られるまでの「初期養生」と、最終強度の発現に必要な蒸気養生である「標準熱養生」を行うことが基本とされているが、これらは、十分な養生設備を有するプレキャスト製品工場での部材製作を想定したものである。しかし、本工事では渇水期の冬季における施工となり、かつ積雪山間部に架設するため、プレキャスト製品工場のような理想的な養生を施すことが困難である。そこで、現場で実現可能な養生によって達成できるサクセムの強度を勘案し、設計基準強度をUFC指針の適用範囲内である150N/mm²に設定した。

3 施工実績

3. 1 市中プラントにおけるサクセムの製造と運搬

サクセムは市中の生コンプラント2社で、1バッチあたり2.0m³を練り混ぜ、3日間で全数量約90m³を製造した(各日約30m³)。1工場当りの製造速度は平均で4.0m³/h、最大7.0m³/hであった。なお、製造サイクルで支配的な工程のひとつとなる鋼繊維の投入方法は、鋼繊維をバッチャープラント内のミキサに人力投入する方法を採用した。製造サイクルは、17~20分(うち計量時間5分、繊維投入時間5~8分)であった。製造したサクセムはアジテータ車(2.0m³積)で約40分かけて現場まで運搬した後、バケット(容量1.0m³)で場内運搬した。

3. 2 打込み

本工事では、クレーンの作業半径と積雪養生用の屋根により、バケットによる打込み位置が制限された。そこで、事前に主桁を模擬した10mの部材を用いてサクセムのレベリング性や鋼繊維の均一性が確保される流動距離の限界を把握した。図-2に流動距離と繊維混入割合の確認結果を示す。型枠に設けた窓から、流動先端の試料を採取し、洗

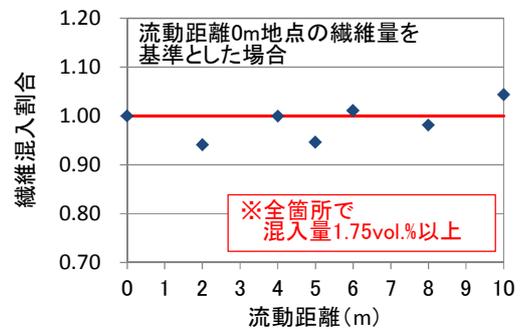


図-2 鋼繊維の洗い試験結果

い試験によって鋼繊維の量を測定した結果、流動距離が10m地点まで均一に分散されていることが確認された。事前検討での知見⁶⁾から、実施工では、打重ね面の乾燥(被膜)を防ぐための継続的な噴霧(打込み空間の保湿)と、鋼繊維を架橋させるための突き棒によるかき乱しを施した。写真-1に実工事にお



写真-1 サクセムの打込み状況

けるサクセムの打込み状況を示す。実工事では最大 1.5 時間程度の打重ね時間間隔が生じたが、写真-2 に示すように未充填や打重ね線のない、きれいな仕上がりとなった。

3. 3 温度ひび割れ対策

マスコンクリートである端部横桁については、事前に温度応力解析結果を行った。解析結果を図-3 に示す。河川水（水温 5℃）を利用したパイプクーリング（パイプ配置間隔 250～550mm）を実施することで、中心部の最高温度を約 20℃低減させ、内外温度差による温度ひび割れの抑制を図った。実工事においても 20～25℃程度最高温度の低減が確認でき、有害なひび割れを抑制することができた。クーリングパイプの設置状況を写真-3 に示す。また、橋梁全体を 30℃で養生することで、薄肉部である床板張出先端の強度発現を確実にするとともに、橋面を保温シートで覆うことで養生中及び脱型時の内外温度差と部材間の温度差を低減させた。

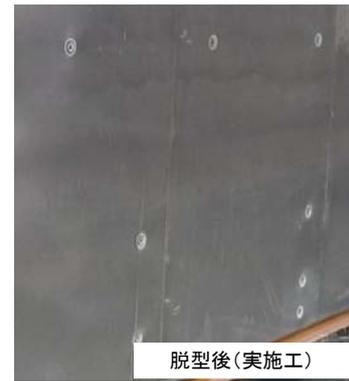


写真-2 サクセムの脱型状況

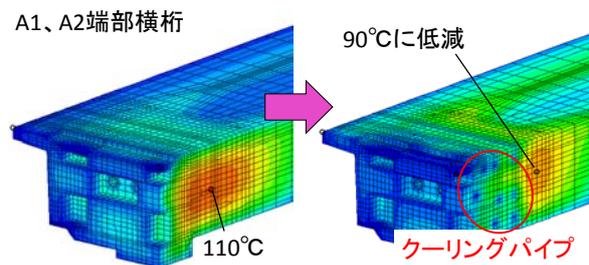


図-3 端部横桁の温度解析結果

3. 4 養生

本工事は、寒中施工となるため、低い打込み温度がサクセムの強度発現とその後の工程に影響を与える事が懸念された。図-4 に打込み温度を 5℃とした場合に、養生温度を水準として圧縮強度の発現を確認した実験結果を示す⁷⁾。打込み温度が 5℃となる場合には、特に養生温度が 20℃以下になると強度発現が遅くなることが明らかとなった。シリカフェームやポゾランの活性による初期強度の立ち上がり及び長期的な増進には、誘因となる温度が必要であり、実施工では打込みから初期の養生温度が 30℃を下回らないことを基本に、積雪山間部で実現可能な保温と給熱養生を実施することとした。

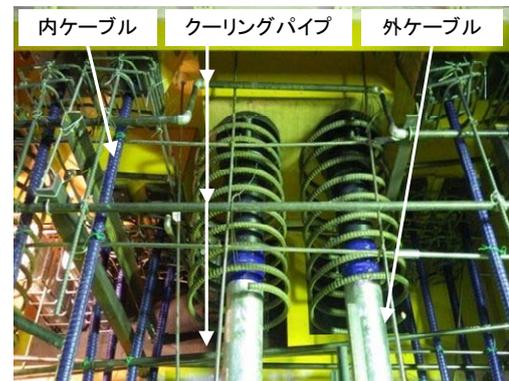


写真-3 端部横桁のパイプクーリング

本工事では、ユニット式養生パネルと二重の防炎シートで施工リア全体を覆うとともに、熱交換式温風機（熱出力 68,700kcal/h×6 台、28,600kcal/h×2 台）で打込み後の雰囲気温度を 30℃に保った（写真-4）。特に自己発熱の小さい

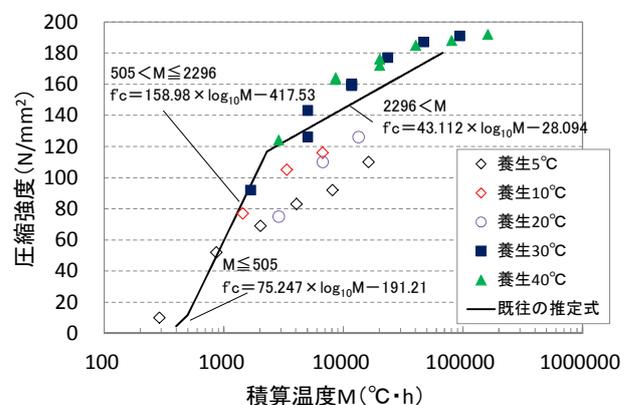


図-4 積算温度と圧縮強度の関係⁷⁾

薄肉部の強度発現を確実にするため、打込みから 48 時間までは部材温度が 30℃ を下回らないように管理した (図-5)。

サクセムの現場養生供試体の強度試験結果から、材齢 22 日で目標強度 150N/mm² 到達を確認した。

4 おわりに

国内で初めて UFC (サクセム) の場所打ち施工で構築した小滝川橋梁の建設に際し、場所打ち施工に向けた各種検討を行った。これらの対策を実施することにより、実工事において良好な結果を得た。写真-5 に完成状況を示す。今後は、新設工事のみならず補修・補強分野においても、UFC の場所打ち施工のニーズが高まることが予想される。本報がこれらの工事の参考になれば幸いである。



写真-4 給熱養生状況

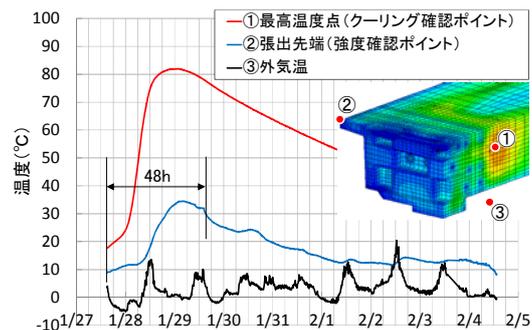


図-5 温度計測結果



写真-5 小滝川橋梁完成状況

【参考文献】

- 1) 超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案), 土木学会, コンクリートライブラリー113, 2004. 9.
- 2) 超高強度繊維補強コンクリート「サクセム」の技術評価報告書, 土木学会, 技術推進ライブラリー, No. 3, (2006. 11), p. 13.
- 3) 松原功明, 南雲広幸, 安宅之夫, 石井精一; 超高強度繊維補強コンクリートによるポストテンション方式 PC 橋梁の施工報告, プレストレストコンクリート, Vol. 49, No. 6, (2007. 11), pp. 27-34
- 4) 渡邊有寿, 南浩郎, 大野俊夫, 一宮利通; UFC 床版製作における AFt 系 UFC の製造・品質管理, プレストレスコンクリート技術協会第 19 回シンポジウム論文集, (2010. 10), pp. 289-292.
- 5) 一宮利通, 福下敏至, 矢野一正, 中坊傳; 収縮低減型超高強度繊維補強コンクリートを用いた PC 水路橋の施工, プレストレスコンクリート技術協会第 19 回シンポジウム論文集, (2010. 10), pp. 1-4.
- 6) 青山達彦, 柳井修司, 渡邊有寿, 石橋靖亨, 栖原健太郎; 超高強度繊維補強コンクリートの打重ね部の一体性確保に関する基礎的実験, 土木学会第 69 回年次学術講演会, 2014.
- 7) 渡邊有寿, 柳井修司, 坂本真, 大野俊夫; 超高強度繊維補強コンクリートの強度発現性状に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol. 30, No. 1, (2008. 6), pp. 243-248.

Ap_pass 工法（大型プレキャストアーチカルバート）

日本サミコン株式会社 波形 武晴

1. はじめに

主に道路(通路)用の盛土部に用いられるカルバート工の中で、大断面のプレキャストボックスカルバートは、北陸地方で普及しており、施工期間の短縮、省人化およびコスト縮減など工事施工の合理化に大きな効果を発揮している。

カルバートの土被りが大きくなると、ボックスカルバートよりもアーチカルバートが経済性において有利となることが一般的に知られているが、施工性において場所打ちコンクリートの場合は、アーチ部分の型枠およびコンクリートの施工が難しくなる。

セミ・プレハブ技術研究会では、高盛土区間に適応できるプレキャストコンクリート製のアーチカルバートを開発し、平成 22 年 11 月に「大型プレキャストアーチカルバート設計・施工要領」が発刊された。

本報告では、Ap_pass 工法の概要と富山県七尾氷見道路の氷見市中波～同市脇地先に設置された上部工の施工について報告する。



写真－1 完成写真

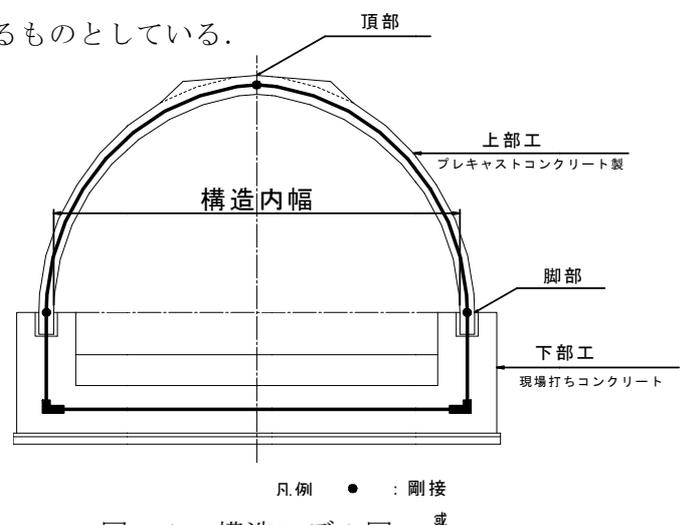
2. 一般的な工法の概要

Ap_pass 工法は、上部のアーチ部をプレキャストコンクリート製品、縦壁部と底版部を現場打ちコンクリートで構成されている。施工が煩雑で最も施工期間を要する上部工をプレキャスト製品としたことにより、施工の合理化が図られ工事期間の短縮と省人化を可能としたものである。また、下部工については形状が直線的でありコンクリート量も多くなる事から現場打ちコンクリートとし、施工性の合理化とコスト縮減の効果を図っている。

本工法は、3 剛接アーチ構造による閉合断面を採用しており現場打ちアーチカルバートと同等の構造とし設計の考え方は現場打ちアーチカルバートに準じるものとしている。

本工法の主な特徴を以下に示す。

- ・上部工は、PC 構造とする
- ・3 剛接アーチ構造による閉合断面とする。
- ・上部工は、円形に近似された多角形部材を採用する。これにより複雑な線形にも対応できる。
- ・場所打ちと同様に道路方向にブロック単位で縁切りされているので不同沈下対策などは従来の方法をそのまま適用できる。



図－1 構造モデル図

本工法は、主として土被り厚 12m 以下の道路下に埋設される水路用および道路(通路)用の盛土部に使用するアーチカルバートに適用する。

部材形状は、矩形断面とし最小部材厚を 25cm, 30cm, 40cm, 50cm の 4 種類から条件に応じて選定する。また、部材は一様な厚さではなく応力状態の変化に対応するため頂部に行くほど厚さが増していく変断面としている。

表-1 標準適用範囲

構造内幅	12.0m 以下(実績値 12.5m)
土被り厚さ	12.0m 以下(実績値 15.3m)
最小曲率半径	R=40.0m(実績値と同様)
最大縦断勾配	i=10.0%(実績値 14.0%)

部材幅は、2.5m を基本とし部材厚 50cm の部材については 2.0m としている。

部材の内半径は、4.0m と 6.0m の 2 種類を基本としている。

頂部の接合面は、PC 鋼棒を配置し緊張する事により剛接合としている。また、道路縦断方向は縦断方向に配置した PC 鋼材を緊張する事により地震時慣性力に対して抵抗させている。

3. 施工現場の設計条件

七尾氷見道路は、高規格幹線道路である能越自動車道のうち、(仮称)七尾 IC~(仮称)氷見 IC を連絡する延長約 28.1km の道路で、本施工現場は中波~脇地先に位置し、施工延長は L=69.0m である。

設定された設計条件は、内空寸法 B 10.9m×H 12.178m(排水路: B 1.0m×H 1.5m)で下部工縦壁高(H 4.60m)を高くして土かぶり厚を D 11.8m に低減している。

表-2 設計条件

構造内幅	10.90m
最大土被り厚さ	11.80m
活荷重	T-25
縦断勾配	i=3.752%

部材は、最小部材厚 50cm の最大タイプを用い、部材の内半径は 8.0m として尖塔型にしている。

また、部材質量は、運搬規制および製造制限などを考慮して部材幅を 1.5m とし質量 27.5t/本として計画されている。

4. 施工

上部工の現場施工は、平成 25 年 7 月上旬~8 月中旬までの 1.5 ヶ月間にわたって行った

4.1 上部工の施工手順

上部工の施工手順を図-3 に示す。

4.2 架設工

上部工の架設に先立って、架設用の支保工を組立てる。

部材の運搬は、横置きで搬入されるので、部材を運搬車からクレーンにて吊り上げ、反転架台上で 90° 回転させた後、反転機を用いて所定の角度に調整し部材を下部工の溝抜き部と支保工上に部材を仮置き

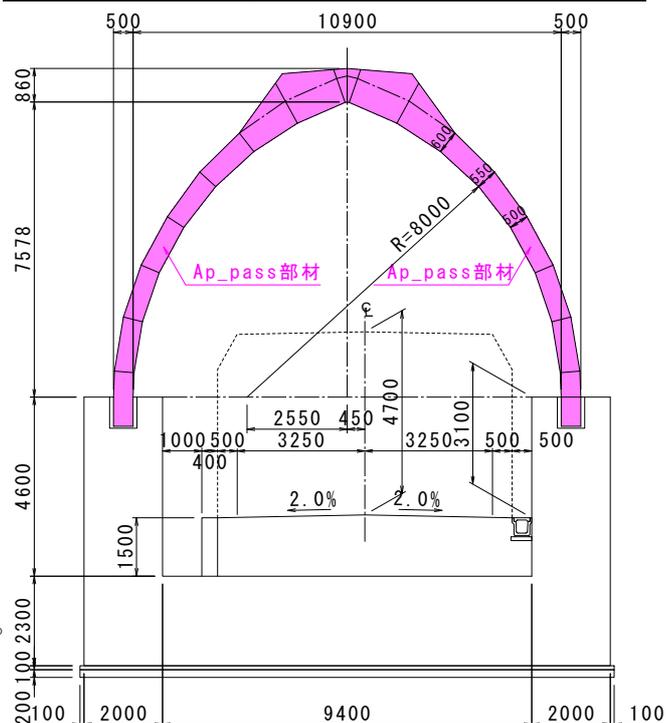


図-2 断面図

する。左右1回ずつ架設を繰り返し部材頂部を向かい合わせる。部材の調整後頂部連結部のPC鋼棒(6-SBPR1080/1230φ26)で頂部の仮固定を行い、1セットの架設が完了する。この作業を繰り返し架設完了後支保工を解体する。



写真-2 架設前



写真-3 架設用支保工



写真-4 製品搬入



写真-5 製品反転状況



写真-6 L側架設



写真-7 R側架設

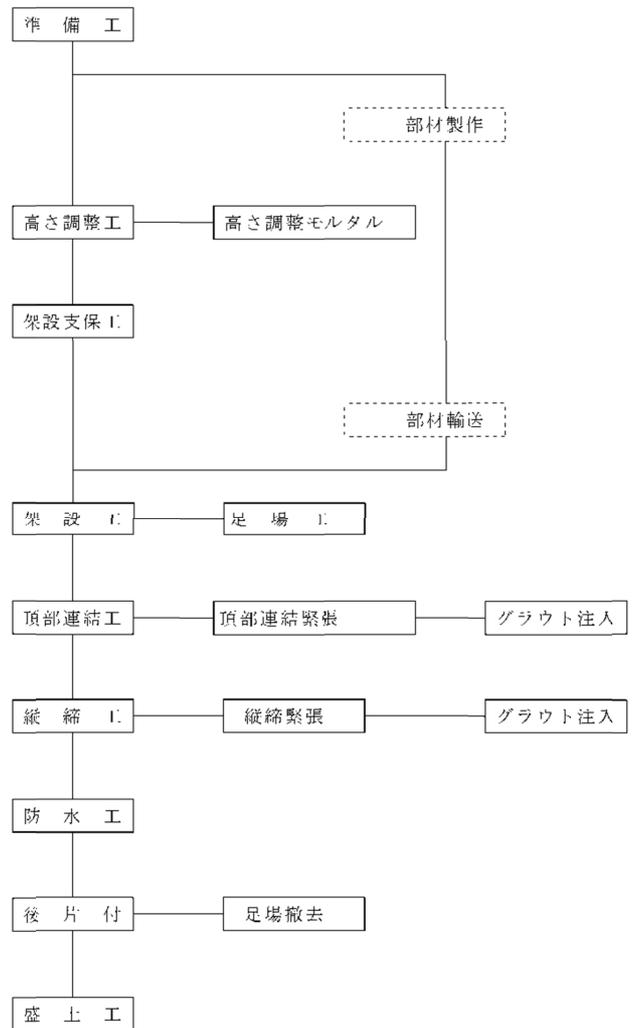


図-3 上部工の施工手順

4. 3 頂部連結工

頂部連結工は、架設時に仮固定したPC鋼棒を油圧ジャッキにより作業緊張力 $P_0=430\text{kN}$ で緊張する。なお、緊張作業に先立って頂部間目地の空隙部に無収縮モルタルを充填する。緊張後定着用の切り欠き部に無収縮モルタルを打設し、PCグラウトを注入して完了とする。

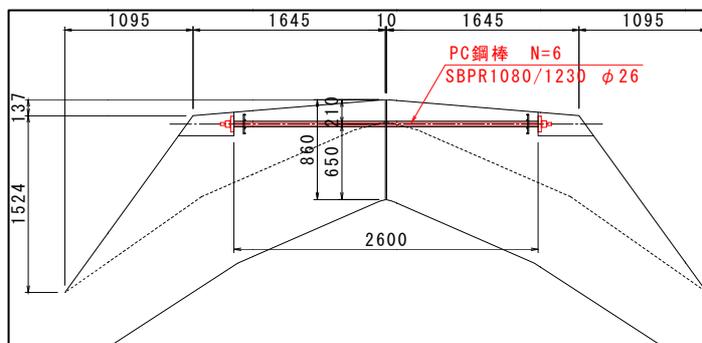


図-4 頂部連結工断面図



写真-8 緊張作業状況

4. 4 縦締工

部材の架設作業を1ブロックまで繰り返した後、6箇所縦締めダクトにPC鋼線(SWPR19L 1S21.8)を延長方向に挿入し油圧ジャッキにより作業緊張力 $P_0=420\text{kN}$ で緊張する。なお、緊張作業に先立って部材間目地の空隙部に無収縮モルタルを充填する。緊張後PC鋼材を切断し定着用の切り欠き部に無収縮モルタルを打設し、PCグラウトを注入して完了とする。

なお、縦締工完了後、部材脚部根入れ部にモルタルを打設して剛結合とする。



写真-9 緊張作業状況

4. 5 防水工

PCグラウトの注入と切り欠き部のモルタルの打設完了後、部材目地部および切り欠きモルタル部の防水を行う。

部材目地部は、目地部にバックアップ材を取り付けシーリング用下地材を塗布する。下地材の乾燥後、2液性のウレタン樹脂系弾性シーリング材を目地部に充填する。

シーリング材の硬化後、各目地部と切り欠き部のモルタル部に塗膜防水の設置幅に合わせてテープやシートでマスキングを行い塗膜防水用下地材を塗布する。下地材の乾燥後、超速硬化ウレタン材をスプレー式機械吹き付け施工する。吹き付け後、表面保護用仕上げ材を塗布して完了とする。

なお、作業に使用するブラケット足場は、架設時に取り付け作業を並行して行い、防水工完了後に解体する。



写真-10 防水作業状況

5 おわりに

本報告は、富山県内の施工実績であるが、本現場を含めて北陸地方整備局管内での施工実績は3件となった。本工法は場所打ちと比較して工事期間を短縮でき、施工の合理化に寄与のある工法と考える。

高盛土対応型のAp_pass工法が今後も実績を重ねながら、社会基盤の整備事業に貢献して行ければと期待する。



写真-11 防水完了

参考文献

- ・セミ・プレハブ技術研究会「大型プレキャストアーチカルバート設計・施工要領」平成22年11月

第2会場

第IVグループ

フル・ファンクション・ペーブ（FFP）追跡調査結果について

株式会社ガイアート T・K 東北支店 工事部 課長 濱崎 あいみ

技術研究所 主任研究員 齊藤 一之

1. はじめに

従来、一般的なアスファルト舗装として表層には密粒度アスコンが使用されてきていたが、1980年代からポーラスアスファルト舗装（以下、排水性舗装）が路面の水はね防止や雨天時の視認性向上に優れた舗装として普及してきた。この排水性舗装は、自動車専用道路では車両走行の安全面において有効な舗装と評価されている¹⁾。また、積雪寒冷地（以下、寒冷地）では表面テクスチャ（路面の凹凸）を確保することで、通行車両のタイヤ接触により路面の氷の摩耗を促進させ、すべり抵抗の改善を目的とした「粗面系凍結抑制舗装」としても期待されてきている²⁾。

一方で、長年供用された路面の空隙詰まりによる排水機能の低下に加え、浸透した水分により下層の表面からはく離が発生し、これが起因して修繕時には表層1層に止まらず、表・基層の2層打換えが必要になる不具合が顕在化してきている。また、寒冷地域では表層内に残った水分が氷結することで膨張し、表層内部から破壊する損傷状態が発生している。2013年3月の北海道新聞では、この内部破損現象の発生メカニズムとともに、札幌市内で路面状況の悪化によるパンク処理の出動回数が前年同期比の1.5倍に増えるなど車の運転に支障を及ぼしているとの内容で報じられている。

このように寒冷地での排水性舗装は耐久性に難点があるため、排水機能等の効果は認められるものの現在では採用が控えられる状況にある。また、排水性舗装は浸透水を直ちに排出する構造のため、凍結防止剤を散布しても流出しやすく、密粒度アスコンなどに比べて散布回数が増える問題もある。

これら寒冷地における排水性舗装の問題点を解決し、新たな凍結抑制舗装及び寒冷地における排水性舗装の代替えとするためにフル・ファンクション・ペーブ（縦溝粗面型ハイブリッド舗装、以下、FFP）を開発し、2014年3月末時点で約100,000m²の施工を行ってきている。

本報文は、このFFPにおける凍結抑制効果の室内検証試験結果と、北海道札幌市での実績工事における追跡調査結果に関してとりまとめたものである。

2. FFPの概要

FFPは、混合物一層の施工で表面付近が寒冷地における排水性舗装（空隙率17%程度）と同等の排水性機能を有し、下部は碎石マスチックアスファルト混合物（以下、SMA）と同等の防水性を併せ持つ舗装である（図-1参照）³⁾。

このように一層内の下部に防水機能を有するために下層表面の保護ができるので、路面性状の回復を目的とした修繕工事に際し表層のみの打換えとすることが可能になる。また、寒冷期に散布した凍結防止剤が表面付近の空隙と縦溝に留まるため容易に外部へ流出せず、凍結抑制効果の持続性（塩分残存率）がこれまでの密粒度アス

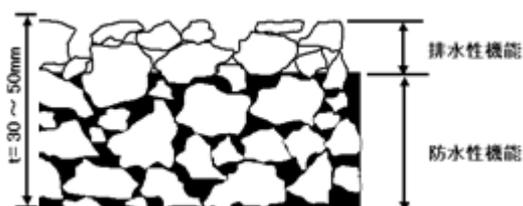


図-1 FFPの構造イメージ

表-1 FFPの目標値

項目	多機能型排水性社内目標値	参考値	
		排水性舗装	SMA
マーシャル突固め回数 (回)	両面50回	両面50回	両面50回
マーシャル安定度 (kN)	5.0以上	3.43以上	5.0以上
残留安定度 (%)	75以上	75以上	75以上
カンタプロ損失量(-20C) ^{※1} (%)	12以下	20以下	-
透水係数 ^{※2} (cm/sec)	1.0×10 ⁻² 以下	1.0×10 ⁻² 以上	1.0×10 ⁻² 以下
動的安定度(DS) (回/mm)	6,000以上	3,000以上	3,000以上
路面のキメ深さ(MPD) (mm)	1.2以上	-	-
浸透水量 (ml/15sec)	800以上 ^{※3}	1,000以上	-
すべり抵抗値(BPN)	60以上	60以上	60以上

※1 寒冷地での使用の場合。一般地域での使用では20C

※2 加圧透水試験による

※3 空隙率17%の排水性舗装の浸透水量相当

コンや排水性舗装等に比べて大幅に向上させることも可能になる。

また、寒冷地では排水性舗装表層下部の空隙に残った水分の凍結による破損が発生していることから、FFP では路面付近の排水層厚は10～15mm程度としている。ただ、この排水層厚では表-1に示す目標浸透水量の確保が困難であるため、施工時において機械的に縦溝を含めた粗面（縦溝粗面仕上げ、写真-1 参照）となるように、アスファルトフィニッシャ（以下、AF）の改善を図っている。この専用AFによる縦溝粗面仕上げにより、排水性機能の向上に加え、タイヤ/路面騒音低減効果や走行時の視認性向上という新たな効果が生まれている^{4) 5)}。



写真-1 縦溝粗面仕上げの例

3. 室内における凍結抑制効果の検証

FFP の凍結抑制効果を室内において検証するため、FFP 混合物や排水性混合物、並びに寒冷地で使用されている細粒度ギャップアスコン（以下、細粒 G）や機能性 SMA 混合物を用いて、図-2 に示す検討フローに従い凍結防止剤残存率の確認試験を実施した⁶⁾。確認試験の結果について、凍結サイクルと塩分濃度測定結果の関係を図-3 に、凍結サイクルと BPN 測定結果の関係を図-4 に示す。

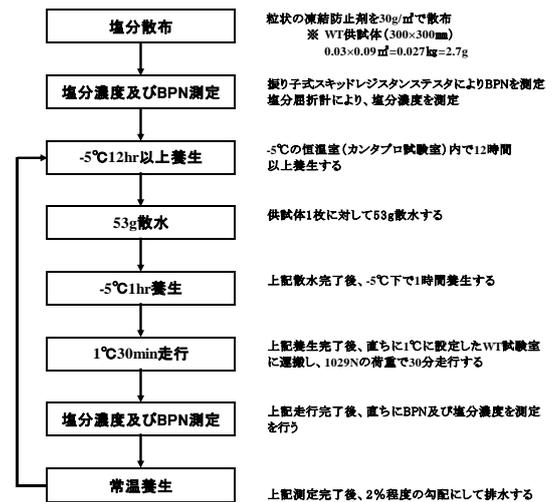


図-2 凍結抑制効果の検討フロー

図-3 より、弊社が保有する化学系凍結抑制舗装が現道において有効に凍結抑制効果が得られるとした塩分濃度の基準値である1.2%⁷⁾を適用した場合、FFP 混合物では8回目のサイクルで基準値を下回ることにに対し、その他の混合物では3回目または4回目のサイクルで下回ることが判る。このことから、FFP 混合物は一般的な他混合物に比べ、2倍程度以上の塩分残存率があると言える。

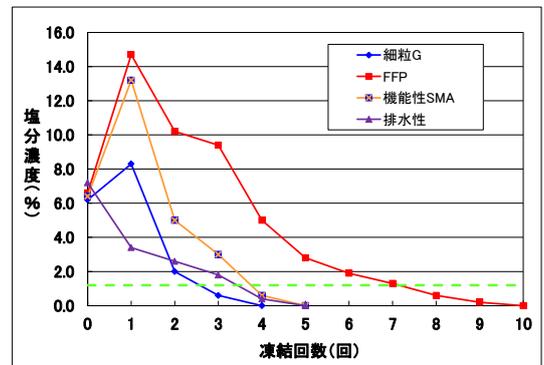


図-3 凍結サイクルと塩分濃度の関係

また、図-4 より、細粒 G では塩分濃度が2%程度あっても、路面が凍結してBPNが20程度と低い値を示すことが判る。これに対し、路面のキメが粗い（凹凸のある）排水性混合物および機能性 SMA 混合物では、BPNが40～50程度と一定の値を維持できている。さらに、同じく路面のキメが粗くなるFFP 混合物は、塩分濃度基準値を上回っているサイクル中ではBPNが50程度の値を維持しており、基準値を下回って凍結回数が10回近くになっても他の粗面となる舗装と同等のBPNが得られていることが判る。

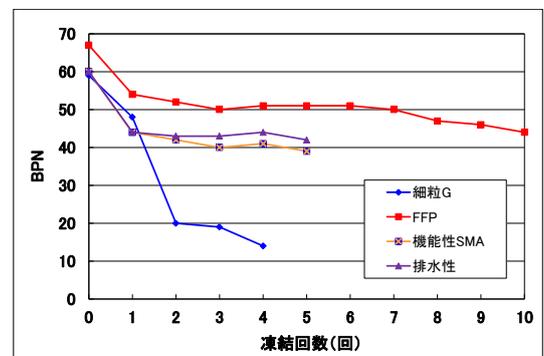


図-4 凍結サイクルとBPNの関係

以上のことから、FFP は一般の舗装に比べて凍結防止剤散布回数を1/2程度まで低減することができ、他混合物に比べ高いすべり抵抗性が得られることから走行安全性を図ることができる。

4. 札幌市豊平区における施工事例

4.1 施工概要

札幌市豊平区の豊平5条線において行われた、FFP 工事の施工概要を以下に記す。

施工日：2013年10月

施工場所：北海道札幌市豊平区豊平六条2丁目(下り)

(図-5 参照)

施工面積：376m²

施工厚さ：t=40mm

写真-2 に示す通り、施工後の路面には FFP の特徴である縦溝がしっかりと出ており、縦溝粗面の仕上りに問題は見られなかった。また、施工直後に路面性状試験を実施したが、表-2 の通り試験結果は社内目標値を満足していた。

これらのことから、路面の仕上がり、路面性状ともに問題がなく、良好な施工が行えたと判断した。

4.2 実道での凍結抑制効果の検証

4.2.1 雨水の排水状況

写真-3 における左側車線(上り線)が比較舗装としての薄層すべり止め舗装、右側車線(下り線)が FFP であるが、それらの雨天時の排水状況を示す。写真から判断すると、FFP 路面は浮き水がほとんどなく、縦溝が認識できる程度まで雨水が排水されていることに対し、比較舗装路面には浮き水があり、路面が水光りしていることが判る。

このことから、比較舗装では路面の浮き水が夜間等に凍結してブラックアイスバーンとなる懸念があることに対し、FFP では排水されて路面に水分が残らないためにブラックアイスバーンの抑制に期待できると言える。

4.2.2 路面露出の観測結果

実道における FFP の凍結抑制効果検証のひとつとして、カメラにより路面撮影を行い、路面の露出状況について調査を行った。

写真-4 に示す、左側車線(上り線)が比較舗装としての薄層すべり止め舗装、右側車線(下り線)が FFP である。写真から判断すると、比較舗装には積雪があることに対し、FFP の路面がはっきりと露出していることが判る。また、路面を拡大してみると、写真-5 の通り、FFP は縦溝が確認できるほど路面露出していることに対し、比較舗装路面は積雪によりほとんど路面が露出していない状況であった。



図-5 札幌市豊平5条線 FFP 施工箇所



写真-2 施工直後の路面状況

表-2 路面性状試験結果(施工直後)

測定箇所	現場試験結果			
	路面のキメ深さ MPD (mm)	現場透水試験 浸透水量 (ml/15s)	すべり抵抗試験	
			BPN BPN ₂₀	DFTによる動摩擦係 μ ₄₀ μ ₆₀
平均(n=3)	1.282	1.135	72	0.34 0.36
社内目標値	1.2以上	800以上	60以上	



写真-3 路面排水状況



写真-4 路面露出状況

以上の結果から、FFP は比較の薄層すべり止め舗装に比べて高い凍結抑制効果が得られていると判断した。また、粗面系凍結抑制舗装は路面の凹凸を確保してすべり抵抗の改善を図る工法であることから、FFP は粗面系凍結抑制舗装の効果を発揮していると言える。

4. 2. 3 すべり摩擦係数測定車における摩擦係数測定結果

2014年1月から2014年2月にかけて、札幌市では市内のロードヒーティング（以下、RH）停止箇所とその前後区間の路面状況調査の一環として、①計画散布区間、②管理強化箇所、③RH停止箇所の3区間に分け、市内の十数箇所のRH停止箇所ですべり摩擦係数測定車による冬期路面の摩擦係数測定を行っている。それらのうち、先に述べた同一路線の測定結果を表-3に示すが、本工事の冬期路面摩擦係数は、3区間のいずれの区間も、反対側上り線の薄層すべり止め舗装に比べて高い摩擦係数となっており、FFPの冬期路面における高いすべり抵抗性が確認できた。



写真-5 路面露出状況

表-3 冬期路面摩擦係数測定結果

路線名		豊平5条線（上り）	豊平5条線（下り）
工法		薄層すべり止め舗装	FFP
平均勾配(%)		3.8	3.8
測定回数(回)		20	20
摩擦係数(μ)	RH停止箇所 平均値	0.57	0.64
	管理強化箇所 平均値	0.50	0.66
	計画散布区間 平均値	0.52	0.68

5. まとめ

今回の調査の結果をまとめると、以下のことが言える。

- ① 室内における凍結抑制効果の検証結果により、一般的な舗装に比べて塩分残存率とすべり抵抗性が高いことが判った。
- ② 比較舗装とした薄層すべり止め舗装に比べ、路面露出の優位性が認められる。
- ③ 比較舗装とした薄層すべり止め舗装に比べて冬期路面での摩擦係数が高かったことから、すべり抵抗性が高いと判断でき、走行安全性の優位性が認められる。

6. おわりに

今回の凍結抑制検証結果により、室内での凍結抑制効果に加え、北海道札幌市豊平区での施工箇所における実道での追跡調査により路面露出やすべり抵抗性の効果も確認できた。

今後、同箇所で行き続き調査を行うとともに、他の積雪寒冷地域における施工箇所についても、FFPの冬期路面における凍結抑制機能や耐久性に関して検証していくことにしている。

[参考文献]

- 1) 青木ほか、排水性舗装の現況－主として高速道路－、舗装 vol. 27 No. 7 (1992. 7)
- 2) 社団法人土木学会 舗装工学委員会、舗装工学ライブラリー6 積雪寒冷地の舗装 (2011)
- 3) 齊藤、多機能型排水性舗装の開発、第12回北陸道路会議 (2012)
- 4) 藤本ほか、フル・ファンクション・ペーパー (FFP) の施工事例、第12回北陸道路会議 (2012)
- 5) フル・ファンクション・ペーパー－FFP－、土木施工 (2013. 1)
- 6) 山本ほか、多機能型排水性舗装の凍結抑制効果に関する一考察、第26回ふゆトピア研究発表会 (2014. 1)
- 7) 小島ほか、機能回復型凍結抑制舗装の開発と効果、土木学会舗装工学論文集 第6巻 (2001. 12)

粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装「アイストッパー」

大林道路株式会社 技術研究所 材料研究室 研究員 ○澤田 修平
同 上 材料研究室主任研究員 東本 崇
同 上 材料研究室室長 鈴木 徹

1. はじめに

排水機能を有するポーラスアスファルト舗装はハイドロプレーニング現象の抑制や雨天時の視認性の向上、路面騒音の低減により、走行安全性や周辺環境の改善に効果がある。一方、積雪寒冷地におけるポーラスアスファルト舗装は、タイヤチェーンや除雪作業による骨材飛散や飛散物による空隙詰まりなどの課題がある。この課題を解消するものとして、砕石マスタックアスファルト舗装（粗面型）¹⁾（以下、粗面SMA）が開発されている。筆者らは、粗面SMAにゴム粒子を混入させるとともに舗装表面にもゴム粒子を散布接着させ凍結抑制機能を付与したものとして粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装「アイストッパー」を開発し、施工性および仕上がり状態の評価ならびに擬似的に作製した雪氷路面による凍結抑制性能の検証を実施し、その有用性を確認してきた²⁾。

本報文では、粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装「アイストッパー」の凍結抑制性能の室内検証結果を述べるとともに、実道における冬期路面の調査結果についての知見を述べる。

2. 室内試験における凍結抑制性能の検証

2. 1 氷板ホイールトラッキング試験³⁾

氷板ホイールトラッキング試験（以下、氷板 WT 試験）は、WT 試験用供試体の表面に氷板（縦 260×横 150×厚 1.5mm）を作製し、-5℃の恒温室内で荷重走行試験を行い、氷板の破碎・はく離の評価を行うものである。

試験は粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装に加え比較混合物として密粒度アスファルト混合物（以下、密粒）、粗面SMAについて実施した。試験結果を図-1に示す。粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装の氷板ひび割れ・はく離率は83%であるが比較混合物はいずれも10%未満である。したがって粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装は氷板状態の路面において凍結抑制性能を有していると考えられる。

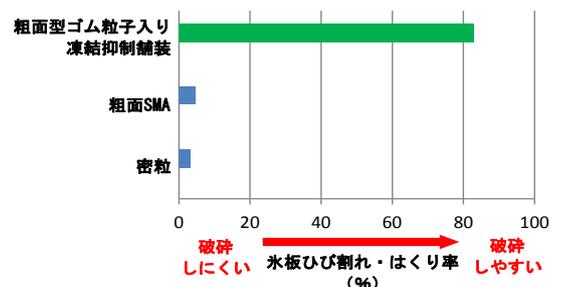


図-1 氷板 WT 試験結果

2. 2 回転ラベリング試験⁴⁾

回転ラベリング試験では、回転ラベリング試験機を使用して、供試体上に作製した擬似積雪上に車輪を走行させ、路面状態を目視観察することで凍結抑制性能を評価した。回転ラベリング試験機ではタイヤの蹴り出し効果により、実際の積雪路面における路面状態を再現できると考えられる。擬似積

雪は、削氷機で作った砕氷を、1.18mmふるいを使って母体供試体上にふりかけて作製した。試験は擬似積雪を作製後30分間養生したのち行い、粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装に加え比較混合物として粗面SMAについても実施した。

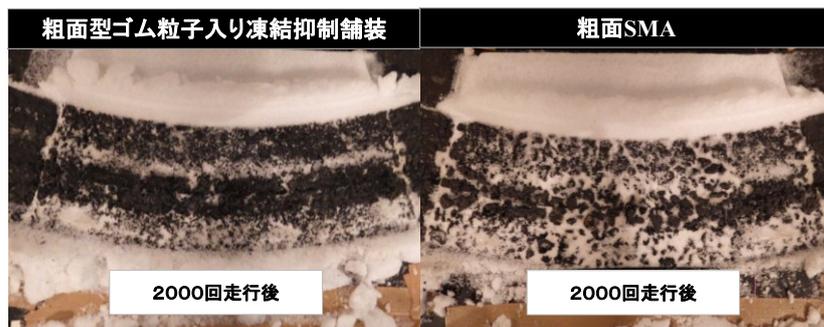


写真-1 回転ラベリング試験結果

試験結果を写真-1に示す。500回走行時までは粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装および粗面SMAともに路面全体を圧雪が覆っている状態であった。その後、粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装は1500回走行時に路面が露出しはじめ、2000回走行時には車輪走行箇所のがほとんどが露出していた。一方、粗面SMAは走行回数の増加とともに路面の空隙部分および骨材上面に圧雪による氷板が形成しはじめ2000回走行時にもそれらの多くが残っていた。このことから、粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装は積雪状態から早期に路面を露出させる凍結抑制性能を有していると考えられる。

3. 施工

平成25年8月に富山県内の国道において、凍結抑制舗装工の一部区間（L=245m、W=3.6m）で本工法を施工した。

本工事で使用した粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装の配合試験結果を表-1に示す。この工事で求められた性能値としては、凍結抑制舗装について塑性変形輪数3000回/mm以上、氷着引張強度0.5MPa以下と規定されており、また、凍結抑制舗装工の一般部は骨材飛散抵抗性や耐摩耗性に優れたギャップ混合物型凍結抑制舗装であることから、本工法については舗装表面のテクスチャを確保しつつ、これらの性能を満足する配合を設定することとした。

表-1 配合試験結果

	試験結果	目標値
動的安定度 (回/mm)	10500	3000以上
すり減り量 (cm ²)	0.20	0.7以下
カンタフ [®] 損失率 (-20℃)	4.8	20以下
透水係数 (cm/sec)	不透水	1×10 ⁻⁷ 以下
きめ深さ (MPD) (mm)	1.3	1.2以上
塑性変形輪数 (回/mm)	締固め度100%	3000以上
	締固め度97%	
氷着引張強度 (MPa)	0.2	0.5以下

施工は、アスファルトフィニッシャーにて混合物の敷きならし後、表面散布接着用ゴム粒子をフィニッシャー後部に取り付けたチップスプレッダにて散布した。締固めには、初期転圧にタンデムローラ（4t級）、二次転圧に水平振動ローラ（8t級）、仕上転圧にタイヤローラ（8～12t級）を使用した。

施工後の表面の仕上がりは、路面のきめ深さ（MPD）は1.3mmであり配合時と同等の値となった。また、表面ゴムの状態も良好であり、目標とした仕上がりとなった。

4. 実道での凍結抑制性能の調査

調査箇所は上記の施工箇所であり、当該国道は積雪寒冷地域の重交通路線（交通量区分N₇）である。調査は施工後一冬目に実施し、積雪時の時間経過による路面の露出状況を観察し、隣接する一般舗装

と比較を行うことで、凍結抑制性能を評価した。路面状況の経時変化を写真-2 から写真-6 に示す。なお、調査は平成 26 年 2 月 5 日の午後から 6 日の早朝まで行った。

写真-2 は 16 : 00 頃の路面状況である。この時の気象状況は曇りで、気温は -2.0°C であった。撮影 1 時間前までの降雪により、3cm 程度の積雪が見られたのちに、車両の通過とともに路面が露出してきた状況を撮影したものである。一般舗装工区は、全面にわたってタイヤのトレッドパターン状、いわゆる洗濯板状の氷板層が形成されていた。それに対して、アイストッパー工区は、氷着した雪は見られず、路面が露出していた。

写真-3 は 1 時間後の 17 : 00 頃の路面状況である。この時の気象状況は曇りで、気温は -2.5°C であった。一般舗装工区において、16 : 00 頃と比較すると氷板は融けて少なくなっていたが、依然として路面はすべりやすい状況であった。それに対して、アイストッパー工区は、氷着した雪は見られず、路面が露出していた。

写真-4 はさらに 30 分後の 17 : 30 頃の路面状況である。この時の気象状況は、17 時を過ぎて再び降雪が始まっており、気温は -2.3°C であった。一般舗装工区において、氷板上に降った雪が再度氷着していつており、引き続きすべりやすい状況であった。それに対して、アイストッパー工区は、路面が露出していた。

写真-5 はさらに 30 分後の 18 : 00 頃の路面状況である。この時の気象状況は、依然として雪が降っており、気温は -2.6°C であった。一般舗装工区において、氷板上に降った雪が再度氷着して、面積厚さともに増大しており、全面が氷板で覆われている状態であった。それに対して、アイストッパー工区は、タイヤの走行箇所はほとんど路面が露出している状態であった。

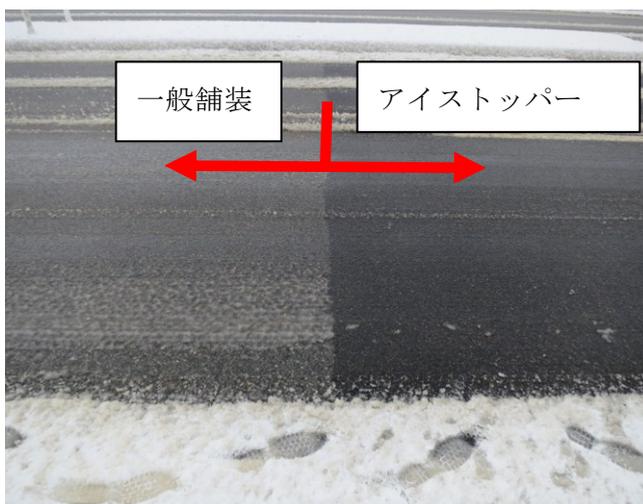


写真-2 路面状況 (16 : 00 頃)



写真-3 路面状況 (17 : 00 頃)

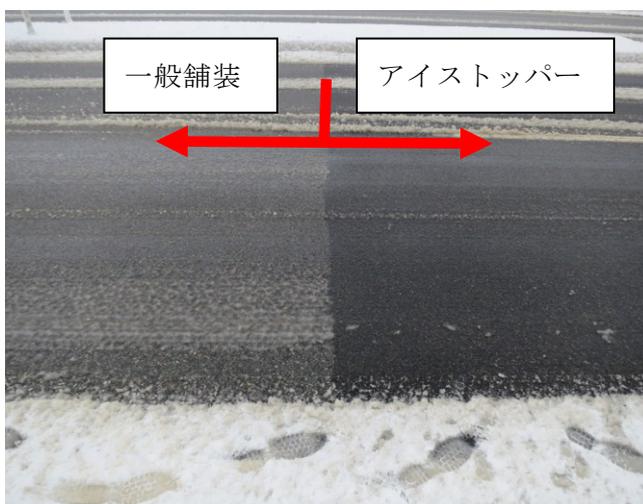


写真-4 路面状況 (17 : 30 頃)



写真-5 路面状況(18:00頃)



写真-6 路面状況(4:45頃)

写真-6は明け方の4:45頃の路面状況である。この時の気象状況は、曇りで気温は -3.0°C であった。一般舗装工区は、氷板に全面が覆われている状態であった。それに対して、アイストッパー工区は、タイヤの走行箇所はほとんど路面が露出している状態であった。

以上の結果から、現地舗装における粗面型ゴム粒子入り舗装「アイストッパー」の凍結抑制性能を確認できたと考えられる。また、両工区の路面状態が回転ラベリング試験における路面状態と類似していたことから、当試験は実舗装の積雪路面を良くシミュレートできていると考える。

5. まとめ

室内試験によって、粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装の氷板路面および積雪路面における凍結抑制性能を確認できた。さらに、一般舗装と粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装の路面を比較することで、本工法の凍結抑制性能が確認できた。また、回転ラベリング試験が実舗装の積雪路面状況をよくシミュレートできていることを確認した。

6. おわりに

今回、粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装の凍結抑制性能を確認できた。今後も現地調査を継続して実施し、凍結抑制性能の持続性を確認するとともに、回転ラベリング試験の確立のため定量的な評価方法の検討を行っていく所存である。

【参考文献】

- 1) (社) 日本道路協会：環境に配慮した舗装技術に関するガイドブック、2009
- 2) 北野原、澤田、鈴木：粗面型ゴム粒子入り凍結抑制舗装の開発、第12回北陸道路舗装会議報文集、2012
- 3) 鈴木、東本、稲葉、岡田、吉田、徳橋：排水性舗装における凍結抑制技術の向上と凍結抑制性能評価方法に関する検討、第17回舗装技術に関する懸賞論文、(社) 日本道路建設業協会 HP、2012
- 4) 北野原、鈴木、東本、稲葉：ハイブリッド凍結抑制舗装、第30回日本道路会議論文集、2013

雪道で役立つ様々な舗装技術

福田道路(株) 技術研究所 技術担当 佐藤 慶彦

1 はじめに

寒冷期における雪道の安全確保を目的とした舗装技術として凍結抑制舗装がある。この凍結抑制舗装には、舗装体に融雪剤を加え、凍結時に融雪剤が染み出すことで雪氷を溶かす化学系凍結抑制舗装や、ゴム粒などの弾性体を舗装体に添加し、車両が通過する際に弾性体がたわんで雪氷を剥がれ易くする物理系凍結抑制舗装がある。また、舗装内に電熱線等の熱源を埋設し熱エネルギーにより雪氷を溶かすロードヒーティングも凍結路面を抑制する面では効果が高い。

これら凍結抑制技術の適用は積雪寒冷地の幹線道路での適用がほとんどではあるが、日本国土の多くは朝晩の冷え込みによる路面凍結や積雪を経験しており、こういった凍結抑制技術を生活道路や歩道などのより身近に適用できる技術開発も必要とされる。

2 凍結抑制技術の適用拡大

これまでの凍結抑制技術は、主に雪道での安全を確保するために幹線道路等で車両の交通対策として実施されている例が多い。しかし、雪国においては、歩道や玄関先の融雪に対する需要も多く、歩行者の安全確保も重要な課題である。そのような観点から、福田道路では凍結抑制技術を、“幹線道路から玄関先まで”をコンセプトに、様々な場所に応じた技術を開発している。今回紹介する凍結抑制技術は4つである。それぞれの技術の適用範囲を表-1に示す。

以下の凍結抑制技術を状況に応じて選択することで、効果的かつ低コストな技術を提供できると考えている。

表-1 福田道路の凍結抑制技術

		アイスインパクト	マッシュドレーン	ファインシート	ファインヒーティング
適用箇所	車道	幹線道路	(要融雪剤)		
		生活道路	(要融雪剤)		
	歩道		(要融雪剤)		
	玄関前等				
主な使用材料		特殊モルタル形成用 専用アスファルト 専用添加剤 (プラントミックス)	通常のアスファルト混合物 と同じ (専用資材不要)	弾性シート (W=15~25cm) 圧入用骨材	電熱式ヒータ (2枚/1m ²) 樹脂舗装材料
特徴		<ul style="list-style-type: none"> 弾性モルタルを有する物理系凍結抑制舗装 交通荷重により圧雪を除去する N₃~N₇交通量まで適用可 	<ul style="list-style-type: none"> 融雪剤の残留効果による凍結抑制舗装 融雪剤の効果を持続 耐久性が高く寒冷地で排水性舗装としても適用できる 	<ul style="list-style-type: none"> 弾性シートを既設舗装に貼り付ける簡易凍結抑制舗装 軽交通でも効果がある グレーダ等の機械除雪路線では、わだち部に設置すること 	<ul style="list-style-type: none"> 電熱ヒータを用いた薄層ロードヒーティング 既設舗装にも施工できる 表面はカラー化、すべり止め化が可能で景観舗装としても適用できる

3 技術概要

3.1 アイス・インパクト

(弾性モルタル型凍結抑制舗装)

アイス・インパクトは、骨材の間隙に柔軟性の高い特殊なアスファルトモルタル（以下、弾性モルタル）を有する構造のアスファルト舗装である。アイスバーンや圧雪時に車両が通過すると、車両の交通荷重によりこの弾性モルタルがたわむことで圧雪路面が形成されにくくなり、一般舗装と比較して路面の露出を促進することができる（写真 - 1）。

図 - 1 に積雪時に測定したすべり抵抗性の試験結果を示す。圧雪等が早期に除去されることにより一般舗装よりすべり抵抗性の回復が早くなる結果が得られた。¹⁾

舗装路面の耐久性としては、柔軟な弾性モルタルを有するものの N_7 交通にも適用できる高い耐流動性とチェーンラベリングに対する高い骨材飛散抵抗性を有しているため、機械除雪の行われている幹線道路でも適応可能である。

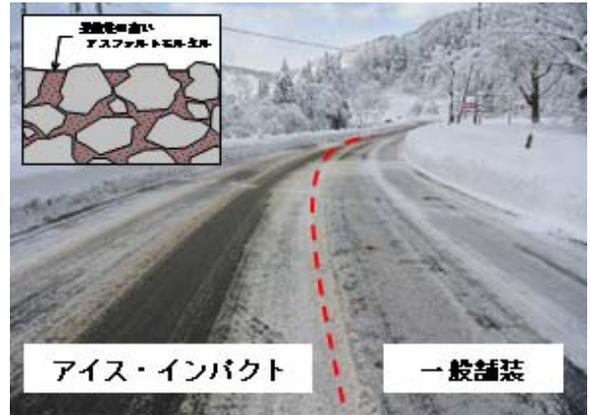


写真 - 1 アイス・インパクトの凍結抑制効果

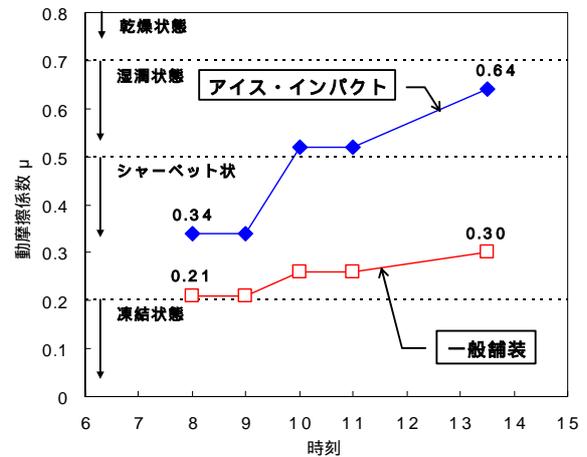


図 - 1 アイス・インパクトのすべり抵抗性回復

3.2 マスチックドレーン

(融雪剤残留型凍結抑制舗装)

マスチックドレーンは、図 - 2 に示すように、表面に排水性舗装と似たキメ（凹凸）を持ち、舗装内部はアスファルトモルタルが充填して水を透さない密な状態の構造を持つ舗装である。この舗装自体には弾性効果や融雪効果は無いものの、凍結時に散布された融雪剤が、一般的な密粒舗装と比べこの表面の凹凸により残留しやすくなる特徴を有している。

図 - 3 に融雪剤の残留効果を比較した結果を示す。一般舗装は舗装に残留する塩分濃度が、すぐに低下するのに対して、マスチックドレーンでは徐々に残留塩分濃度が低下していくため、一度の融雪剤の散布により凍結抑制効果が長続きすることが期待される。²⁾

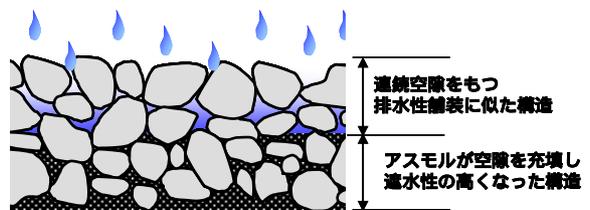


図 - 2 マスチックドレーンの舗装断面図



写真 - 2 マスチックドレーンの表面

表面の凹凸による表面排水により、ポーラス混合

物と類似した効果が得られ、なおかつ、骨材飛散抵抗性はポーラス混合物より高いため、これまで寒冷地では排水性舗装が適用できなかった箇所でも利用することができる。

地域によっては、融雪剤の散布のみで除雪管理を行っていたり、山間地域等で融雪剤の散布が遅くなる可能性のある道路もある。これらの箇所へこのような凍結抑制技術を適用することで、凍結の予防処置として有効と考える。

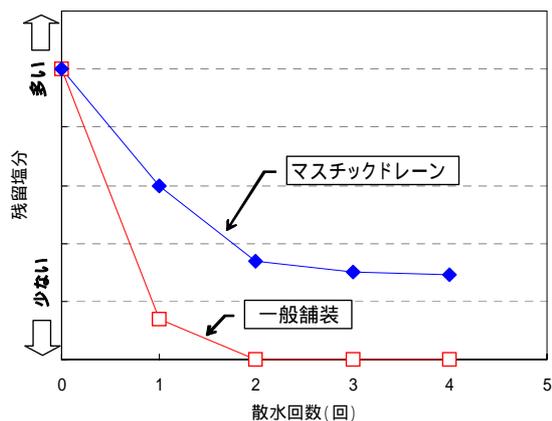


図-3 マスチックドレーンの融雪剤残留効果

3.3 ファインシート

(シート貼り付け型簡易凍結抑制舗装)

ファインシートは、施工の簡便性と小規模面積での対応できる凍結抑制技術として開発した。施工断面は図-4に示すように、厚さ1mmのシート状の弾性材料(写真-3)を舗装面に貼りつけ、表面に粒径1~2mmの骨材を散布する凍結抑制技術である。貼り付けはアスファルト面、コンクリート面、金属等すべての既設面で使用でき、車道や歩道のみならず階段等への適用もできる。

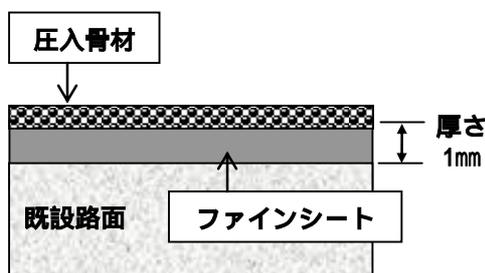


図-4 ファインシートの概念図

ファインシートの凍結抑制効果は、シート自体の柔軟性と圧入骨材の弾性により、交通荷重等の力が加わることで、アイスバーンの抑制や圧雪を除去できる(写真-4)。積雪時だけでなく、通年において路面のすべり対策として利用することができるため、歩行者も利用する軽交通の生活道路での利用も適している(写真-5)。



写真-3 ファインシートの材料



写真-4 ファインシートの凍結抑制効果

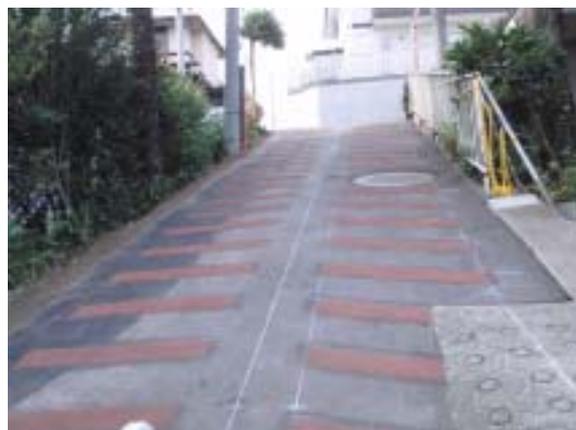


写真-5 生活道路にて適用した例

3.4 ファインヒーティング

(樹脂舗装型ロードヒーティング)

ファインヒーティングは、図 - 5 に示すように、既設舗装上に発熱フィルム及びそれをコーティングする樹脂からなる発熱層と、カラー化やすべり止め仕上げを行う仕上げ層の総厚 2~3mm 程度の電熱融雪舗装（ロードヒーティング）である。

熱源が通常のロードヒーティングと違い表面近くにあるため、熱効率が高く融雪効果が高いことが特徴である。また、表層の仕上げ層はカラー化やすべり止め加工にもすることができ、降雪期以外は景観舗装やすべり対策として機能することも利点の一つである。

施工の面では、ファインヒーティングは既設舗装にも設置できるため、熱源を舗装内に埋設する従来技術と違い、既設舗装版の剥ぎ取り・掘削等が不要であり、既存面への適用が可能である。

施工面積は 1㎡から可能で玄関先(写真 - 6)や駐車場等の日常的に除雪を行う場所のほか、通学路やバス停などの安全対策としての利用も可能であり、特に、障害者駐車場へ適用するとカラー化も合わせ高い効果が得られる。

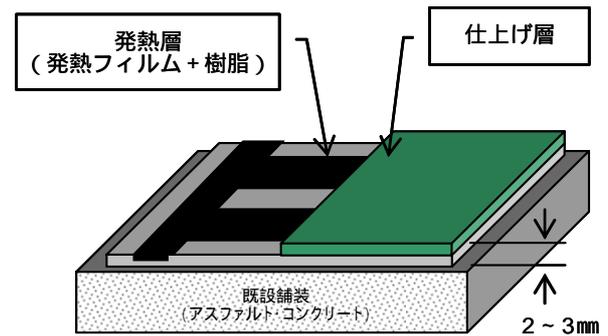


図 - 5 ファインヒーティングの概念図

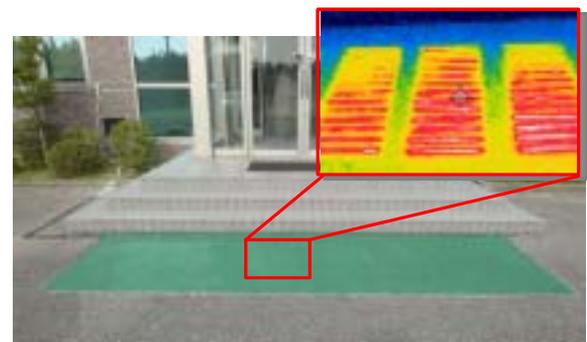


写真 - 6 ファインヒーティングの施工例と効果

4 まとめ

これまで4つの凍結抑制技術を紹介してきた。これらの技術を状況に応じて選定することで、幹線道路から玄関先まで幅広い場所での適用が可能である。また、どの技術も凍結抑制機能に限らず、例えばファインシートは凍結抑制効果に加え路面のすべり対策として、またファインヒーティングは景観舗装としての機能も有するように、付加価値を加えていることが当社の凍結抑制技術の特徴である。

今後は、施工実績を増やして、当社の凍結抑制技術により雪道での交通が、少しでも快適になることを期待する。

参考文献

- 1)高橋学，菅田善秋，片桐将司；表面のキメを考慮した碎石マスチック舗装について，第24回道路会議
- 2)山本靖彦，齊藤一之；多機能型排水性舗装の凍結抑制効果に関する一考察，2011ふゆトピア・フェア in 札幌

地中熱利用ヒートパイプ融雪工法の施工事例

株式会社 興和 水工部 課長 ○大橋 勝人
水工部 部長代理 小谷野 保

1 はじめに

地中熱利用ヒートパイプ融雪工法は、平成 14 年に現在の施工方法が確立されてから今日まで徐々に施工数が増加してきている。近年、地球温暖化に影響を与える温室効果ガスの削減が重要な課題となっている中で、再生可能エネルギーとして地中熱を利用したヒートパイプ融雪工法について、スリップ防止対策及び除雪補助を目的に山岳地帯の急勾配な道路に施工した事例や、冬期交通バリアフリーに伴い歩行空間の確保を行った施工事例を紹介する。

2 地中熱利用ヒートパイプ融雪工法の概要

2. 1 工法の特徴

地表から 20m の深さまでの地中熱エネルギーの温度は、その地域の平均気温かそれよりも少し高い温度であり、この地中熱エネルギーを利用する融雪工法としては、不凍液直接循環型の地中熱交換方式、ヒートポンプで不凍液を加温する地中熱利用ヒートポンプ方式、ヒートパイプの熱輸送作用を利用した地中熱利用ヒートパイプ方式があげられる。

地中熱利用ヒートパイプ融雪システムは深さ 15～20m のボーリング孔にヒートパイプを挿入し、地中熱を地表に運んで融雪を行う工法である。(図-1) 図-2 にヒートパイプの原理を示す。

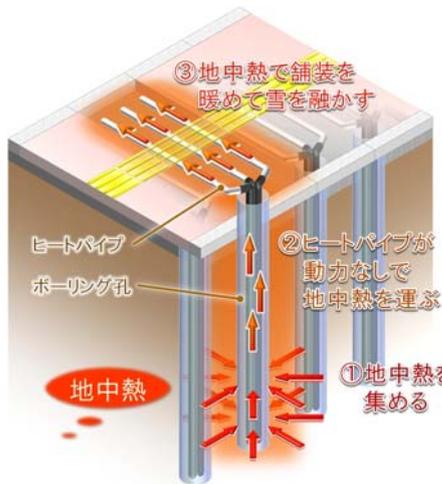


図 - 1 地中熱利用ヒートパイプ融雪工法

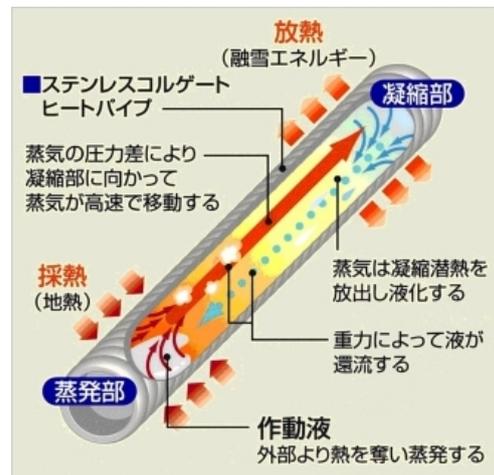


図 - 2 ヒートパイプの原理

2. 2 融雪効果

地中熱利用ヒートパイプ融雪工法を導入している地域の地中温度は 10～16℃の範囲であり、そこから得られる放熱量は 100～160w/m²程度となっている。この放熱量は、時間降雪深 1～2cm/h まで融雪可能な能力である。この融雪可能能力を超える降雪が続いた場合や、地域の融雪必要熱量が上記の放熱量を超える場合には、路面に積雪を生じることになるが、積雪により路面が冷やされてい

る限りヒートパイプは地中熱を運ぶため、やがて融雪は完了する。

実際の降雪時の地中温度、路面温度、放熱能力の観測結果例を図-3に示す。雪が降り始めると放熱量（図中の赤太線）は増加し、雪が積もっている間は大きな放熱量を維持する。雪がやみ、舗装上の雪を融かし切ると放熱量は減少し、凍結しない程度の放熱を続けていることがわかる。

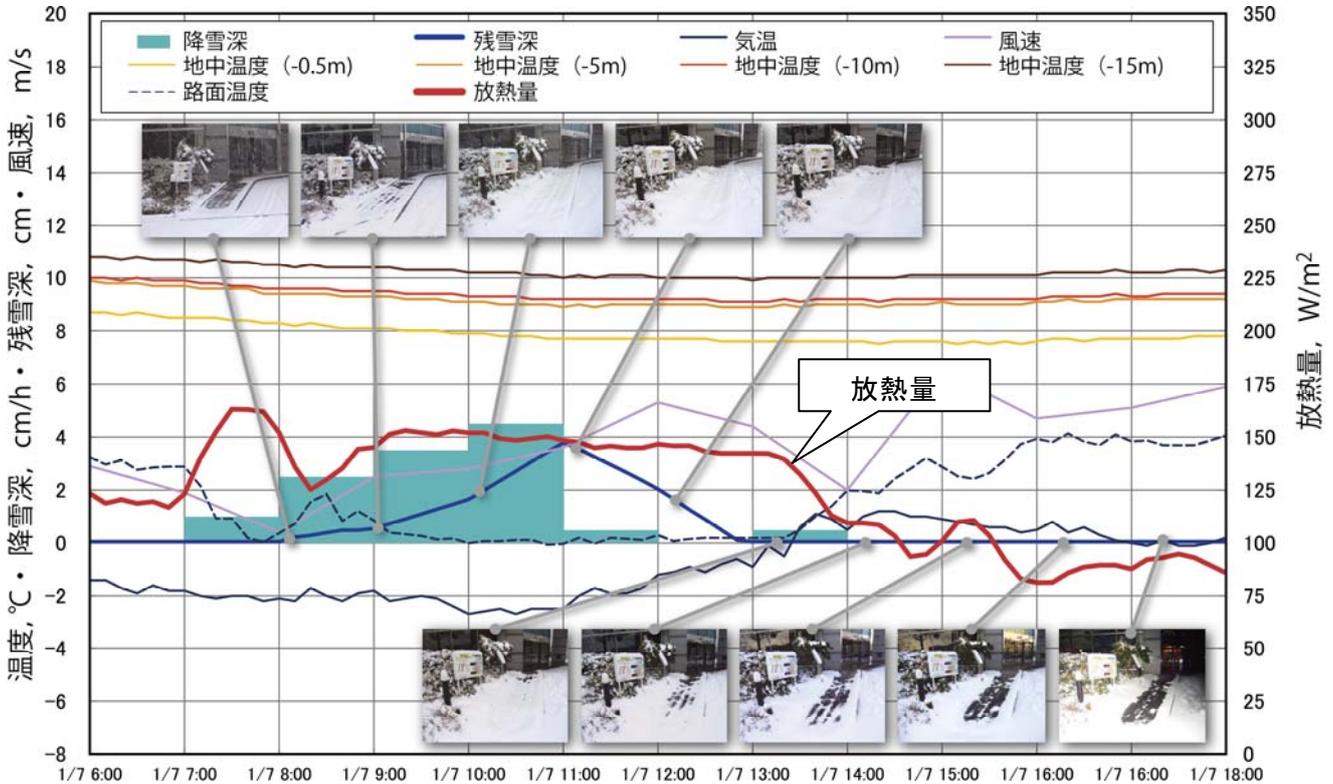


図 - 3 降雪時の温度・放熱量測定例²⁾

3 施工方法

地中熱利用ヒートパイプ融雪工法の施工は、他の融雪工法に比べて機械・電気設備の設置や配管作業がなく、採熱井戸とヒートパイプの据付のためのため、容易に行える。採熱井戸はボーリングマシンによってφ150mm程度のボアホールを掘削した後、φ100mm程度の鋼管を建て込む。一旦、管頭部の養生を行ってから路盤工の作業を行い、3~5本のヒートパイプを採熱井戸内に束ねて挿入する。ヒートパイプの放熱部は路盤に敷設したスペーサーに等間隔で固定する。次に採熱井戸と挿入したヒートパイプの隙間に珪砂を充填する。最後にコンクリート舗装を行って完成となる。（図-4）

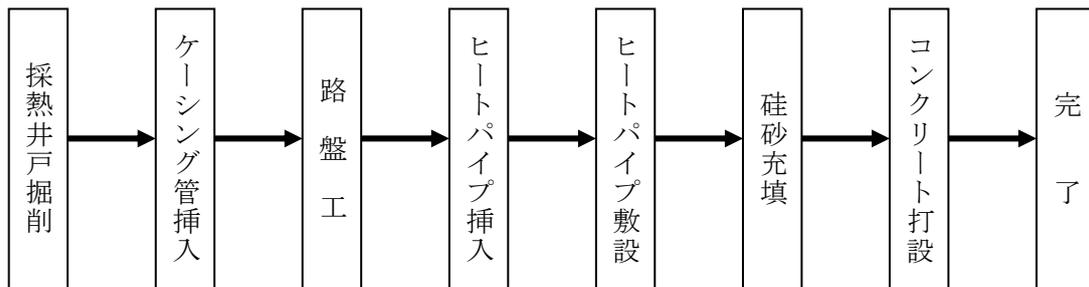


図 - 4 施工フロー図

4 施工事例

4.1 施工実績

地中熱利用ヒートパイプ融雪工法は、北陸地方から東北地方にかけて施工実績があり、その面積は2013年12月までに累計10,000㎡を超えている。施工地域は気温の低い東北地方が多く、設置場所については歩道が最も多い(図-5)。本工法の特徴として採熱井戸1本当当たりの融雪面積が2~5㎡と限られることから、イニシャルコストを抑えるために比較的小規模な施設が多くなっている。

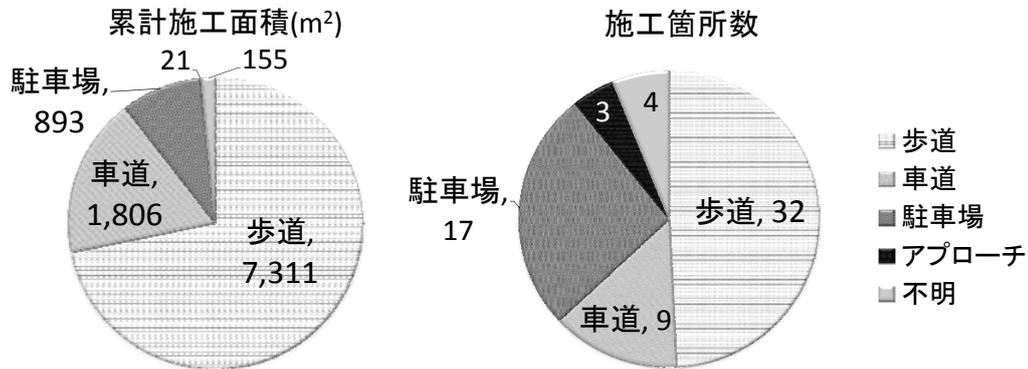


図-5 設置箇所別の累計施工面積と施工箇所数(2013年12月まで)

4.2 施工事例

(1) 十日町地域に於ける山岳地帯の急勾配な道路での施工事例

本施工箇所は縦断勾配が6~10%ときつく、カーブが連続する区間で、除雪補助・スリップ防止、登坂不能対策として施工を行っている。本事例は除雪補助であることから、熱出力については60~70%としている。¹⁾カーブ区間には横断方向タイプを設置し(図-6)、カーブ区間手前の直線部には縦断方向タイプを設置している。(図-7)

時間降雪深: 3.14cm/h 融雪必要熱量: 231.5W/㎡ 熱出力: 140~160W/㎡ (60~70%)
 採熱井戸φ100×20m (1本/箇所) 融雪面積1.2~1.8㎡ (1箇所あたり)



図-6 横断方向タイプ



図-7 縦断方向タイプ

(2) 新潟市内の歩道での施工事例

本施工箇所は駅広場の歩道に於いて、冬期の交通バリアリーの確保を目的に施工を行っている。図-8にヒートパイプ敷設状況、図-9に融雪状況を示す。

時間降雪深：1.49cm/h 融雪必要熱量：123.2W/m² 熱出力：100%
融雪面積：292.3 m² 採熱井戸：φ125×19.5m 149本



図-8 ヒートパイプ敷設状況



図-9 融雪状況

(3) 小規模エリアでの施工事例

本工法の特徴としては小規模エリアに対応できるため、融雪が必要な重要な場所として、バス停留所（図-10）や身障者駐車場（図-11）にスポット的に施工されている。



図-10 バス停留所（青森県弘前市）



図-11 身障者駐車場（富山県滑川市）

5 おわりに

地中熱利用ヒートパイプ融雪工法は、再生可能エネルギー100%の融雪施設であり、ヒートパイプ自身の融雪原理によって降雪時や外気温の低下時に自動で作動するため、動力の確保や運転操作を必要としない工法であり、ランニングコストや維持管理コストが掛からない。よって、冬期の交通バリアフリーや地球温暖化防止に寄与する融雪技術である。

今後は、施工地域の地質に応じた掘削機械の選定による掘削コストの削減、融雪必要箇所に合わせた熱出力の選定によるイニシャルコストの削減に取り組んでいきたいと考える。

最後に、試験施工や本施工にあたり、新潟県十日町地域振興局様、新潟市役所様をはじめ、ご指導、ご協力をいただきました多くの関係各位に深く謝意を表する。

文献

- 1) 佐藤秀樹・小谷野保・藤野丈志（2012）：豪雪地における坂道安全対策としての地熱ヒートパイプ融雪施設の導入効果，第12回北陸道路舗装会議
- 2) 坂東和郎・池野正志・斎藤浩之・佐藤秀樹・藤野丈志・小酒欽弥（2014）：Ground-Source Heat Pipe Snow-Melting System in Japan, PIARC2014 ANDORRA