

アスファルト廃材の再利用による特殊土の 改良強度特性に関する研究

共同研究報告書

令和3年3月

国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所
国立大学法人北海道大学大学院工学研究院

Copyright © (2021) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事長の承認を得て発行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、国立研究開発法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

アスファルト廃材の再利用による特殊土の 改良強度特性に関する研究

共同研究報告書

国立研究開発法人土木研究所 寒地土木研究所
寒地基礎技術研究グループ 寒地地盤チーム

上席研究員	山梨 高裕 ^{※1}	(平成 26 年 7 月～平成 27 年 3 月) (平成 29 年 4 月～平成 30 年 7 月)
上席研究員	林 憲裕 ^{※2}	(平成 27 年 4 月～平成 29 年 3 月)
上席研究員	畠山 乃	(平成 30 年 7 月～平成 31 年 3 月)
総括主任研究員	福島 宏文 ^{※3}	(平成 26 年 7 月～平成 27 年 3 月)
総括主任研究員	林 宏親	(平成 27 年 4 月～平成 31 年 3 月)
主任研究員	佐藤 厚子	(平成 26 年 7 月～平成 31 年 3 月)
研究員	守田 稷人	(平成 30 年 4 月～平成 31 年 3 月)

国立大学法人北海道大学大学院工学研究院 環境フィールド工学部門 防災地盤工学分野 助教
横浜 勝司

※ 1 : 現 北海道開発局札幌開発建設部札幌道路事務所所長

※ 2 : 現 北海道開発局開発監理部開発連携推進課長

※ 3 : 現 国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所特別研究監付技術調査室長

要旨

本研究は、特に地方部において余剰傾向にあるアスファルト再生骨材（以下、アスファルト廃材）と土砂を混合した土質材料（以下、アスファルト混合土）についての地盤工学的な優位性・適用性を確認し、環境問題や廃棄物の有効利用促進の観点から、アスファルト廃材の適用範囲の拡充に資することを目的とする。そこで、これらについて盛土材またはその他の土木材料として有効利用することを目的として室内試験および現場試験盛土を行った。

その結果、アスファルト廃材またはアスファルト混合土は、盛土材、その他の土木材料として有効利用できる可能性を見いだした。

キーワード：アスファルト廃材、アスファルト混合土、盛土、土木材料

目 次

1. はじめに	1
2. 研究内容	1
3. アスファルト廃材およびアスファルト混合土の地盤工学的性質	1
3. 1 アスファルト廃材	1
3. 2 アスファルト混合土	7
4. アスファルト廃材およびアスファルト混合土の試験盛土	15
4. 1 試験方法	15
4. 2 試験結果と考察	16
5. アスファルト廃材による緑化植物の生育抑制	19
6. まとめ	23
【参考文献】	24

1. はじめに

道路の舗装補修工事にもない発生するアスファルト廃材は、「建設工事に係る資材の再資源化等に関する法律」により、再資源化が義務づけられており、これまで、おもに舗装分野において有効利用に関する研究が行われ¹⁾、破碎して路盤材料に再利用する方法や再生加熱アスファルト混合物として舗装材料に再利用する方法により有効利用されている。しかし、地域によっては、発生する量と利用する量とのバランスがとれず余剰となることがある。本研究は、アスファルト廃材の利用範囲を拡充することを目的として、盛土材や他の土木材料として有効利用の検討を行っている。これを達成するために、アスファルト廃材の性質を調べるとともに、土砂とアスファルト廃材を混合した材料の性質を確認する。さらに、これらの材料により試験盛土を施工し実用性を検証する。また、のり面の除草に関する維持管理を低減することを目的として緑化植物の生育抑制方法についても検証する。

本研究では、アスファルト廃材に混合する土砂として北海道の特殊土地盤である火山灰も検討する。このため、北海道の特殊土地盤に対する十分な知見と室内要素試験の試験装置を運用できる環境が必要である。北海道大学と当研究所は、これらの施設と豊富な知見を有している。また、北海道大学と当研究所とは、連携・協力を締結し、その協定事項として「共同研究」、「研究施設、設備の相互利用」などを掲げており、この推進にも資するものである。

本報告書は北海道大学と当研究所が共同研究（平成 26 年度～平成 30 年度）を行った結果をまとめたものである。

2. 研究内容

アスファルト廃材およびアスファルト混合土の強度特性を明らかにするため、次の内容を検討した。

- ① アスファルト廃材およびアスファルト混合土の地盤工学的性質に関する試験
- ② アスファルト廃材およびアスファルト混合土の試験盛土の施工
- ③ アスファルト廃材による緑化植物の生育抑制

3. アスファルト廃材およびアスファルト混合土の地盤工学的性質

3. 1 アスファルト廃材

舗装補修で発生するアスファルト塊や切削工事で発生するアスファルト切削材は、アスファルト再生プラントに運ばれ、不純物を取り除いた後、破碎され、使用目的に応じてふるいわけされる。本検討では、アスファルト再生プラントで再利用のためにふるいわけされている材料と、アスファルト切削工事現場で排出された材料を対象とした。

以降これらをアスファルト廃材と称する。

(1) 試験方法

アスファルト廃材の盛土材料としての適性を確認するため、各種の指標値を測定した。ここでは、土粒子密度、自然含水比、粒度分布、締固め曲線、トラフィカビリティ、凍上性などの土質基本物性値を地盤工学会基準²⁾に準じて求めた。また、アスファルト廃材からの有害物質溶出の有無を検討するために、環境基準項目³⁾として定められているカドミウム、鉛、六価クロム、ヒ素、総水銀、セレン、ホウ素、フッ素の溶出量を測定した。

さらに、アスファルト混合物の強度はその温度に依存することが一般的に知られている⁴⁾⁵⁾。そこで、夏期に高温となったアスファルト廃材の強度を調べた。約1年間、屋外に静置し外気温変動の環境下に置いたアスファルト廃材の置土である。屋外での置土は、写真-1に示すように苫小牧市柏原（苫小牧寒地試験道路敷地内）にアスファルト廃材を積み上げ、一年間静置したものである。平成26年9月にアスファルト廃材を積み上げ、平成27年11月に計測を実施した。強度は、国土交通省北海道開発局で施工される盛土の品質管理で使用されている衝撃加速度測定装置⁶⁾と地山しらすの判定方法で使用されている山中式土壌硬度計⁷⁾により求めた。衝撃加速度および土壌硬度の測定の際には、積み上げたアスファルト廃材の一部分で水平面を整地して計測作業を実施した。土壌硬度は、固化した材料に対して図-1に示すように、水平および垂直方向を測定した。



写真-1 アスファルト廃材の置き土状態（静置から2か月後）

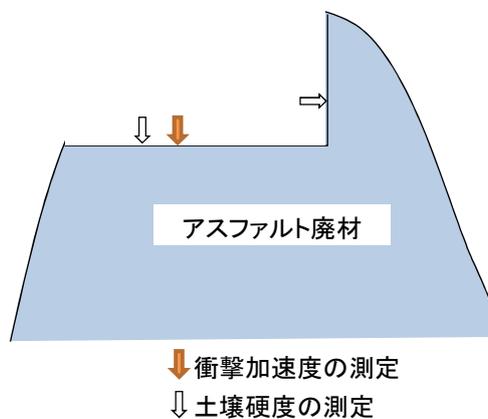


図-1 各種計測箇所

(2) 試験結果

① アスファルト廃材の物理特性

アスファルト廃材の物理特性を表-1 に示す。アスファルト廃材の土粒子密度は $2.465\sim 2.522\text{g/cm}^3$ の範囲で、一般的な土砂の土粒子密度⁸⁾である $2.6\sim 2.8\text{g/cm}^3$ と比較して小さい。このように土粒子密度が一般的な土試料の値より低い原因の一つとして、土粒子に付着しているアスファルト成分の存在が考えられる。また自然含水比は $2.8\sim 6.2\%$ で一般的な土砂の含水比の測定例よりも相当低く岩の含水比⁹⁾に近い。

表-1 アスファルト廃材の物理特性

試料 No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9
発生場所	札幌	稚内	苫小牧1	苫小牧2	苫小牧3	八雲	端野	中川	深川
発生状況	アスファルト再生プラント		切削工事現場より						
土粒子の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.482	2.501		2.513	2.495	2.465	2.522	2.468	2.475
自然含水比 $w_n(\%)$	2.8	5.3	3.3	3.3	4.3	3.4	2.5	4.2	6.2
粒度特性	最大粒径(mm)	19	19		37.5	26.5	37.5	37.5	37.5
	2000 $\mu\text{m}(\%)$ ～	72.4	73.5		85.8	91.0	79.7	94.8	87.3
	75～2000 $\mu\text{m}(\%)$	27.5	26.4		9.1	8.6	20.1	5.1	12.1
	～75 $\mu\text{m}(\%)$	0.1	0.1		5.1	0.1	0.2	0.1	0.1
地盤材料の分類記号	GS	GS		G-FS	G-S	GS	G-S	G-S	

各アスファルト廃材の粒度加積曲線を図-2 に示す。アスファルト再生プラントから排出された No.1、No.2 は、いずれも再生アスファルト合材用の再生砕石として最大粒径 13mm に調整されているため、試料の発生箇所が異なっても粒度分布はほぼ同じである。切削工事で発生した No.4～No.8 については、粒度調整を行っていないことから最大粒径に若干のばらつきはあるものの、類似した粒度分布となっている。なお、すべての試料で細粒分をほとんど含まない礫と分類される。

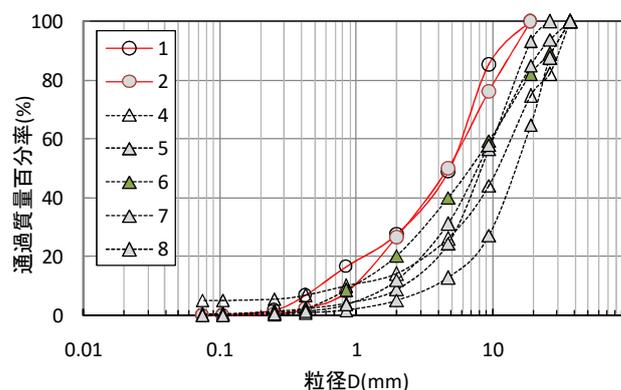


図-2 アスファルト廃材の粒度分布

② アスファルト廃材のトラフィカビリティ

アスファルト廃材の自然含水比でのコーン指数とこの時の乾燥密度、締固め度を表-2 に示す。試験を行ったいずれの試料も、 550kJ/m^3 のエネルギー (2.5kg ランマーを

使用)による締固めで作製され、盛土の締固め基準値¹⁰⁾である締固め度90%以上の乾燥密度を有している。表-2に示す測定結果より、いずれの試料においてもコーン指数は1000kN/m²以上であり、小型自走式スクレーパの走行性を確保できる材料¹¹⁾であることがわかる。また、No.7以外は、コーン指数が1200kN/m²以上あり、ダンプトラックの走行性をも確保できる材料である。以上より、アスファルト廃材は適切に締め固めれば盛土材として十分使用できる材料であることが示された。

表-2 アスファルト廃材のトラフィカビリティ

試料 No.	1	2	3	4	5	6	7	9
コーン指数 q_u (kN/m ²)	1351	1891	1420	2415	2491	1478	1163	2167
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.664	1.811	1.590	1.733	1.600	1.556	1.545	1.704
締固め度 (%)	93.9	97.4	98.5	98.2	99.1	94.9	95.8	99.2

③ アスファルト廃材の締固め特性

アスファルト廃材の締固め曲線を図-3に、最大乾燥密度と最適含水比を表-3に示す。図-3には一般的な土砂の締固め曲線¹²⁾もあわせて示している。一般的な土砂では、最大乾燥密度が高くなると最適含水比が低くなり締固め曲線は鋭くなる¹²⁾とされているが、アスファルト廃材では、最適含水比が一般的な土砂よりも低い傾向にあるにもかかわらず、最大乾燥密度があまり高くない様相が伺える。この結果より、アスファルト廃材を適切なエネルギーで締め固めれば、一般的な礫よりも軽量の地盤材料として取り扱うことが可能であることが伺える。また、締固め試験を行った全てのアスファルト廃材で、最適含水比は自然含水比(表-1参照)よりも2.5%~7.9%高いこともわかった。このことは、若干の含水調整で最適含水比での締固めが可能な材料であることを示唆している。

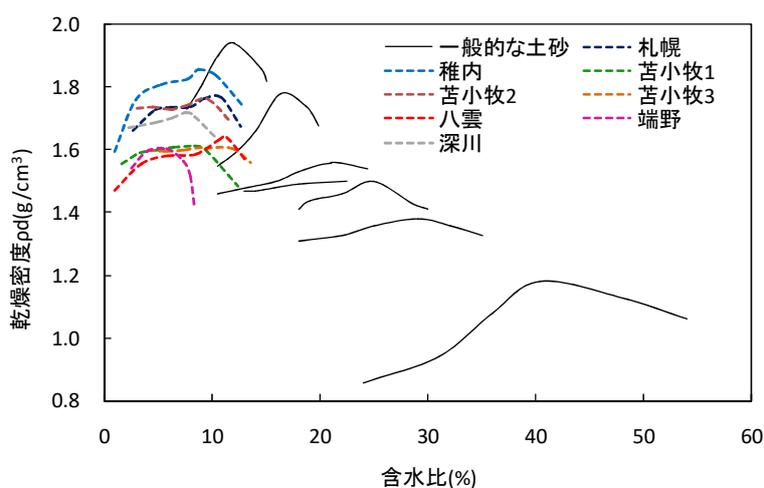


図-3 アスファルト廃材の締固め曲線(地盤工学会¹²⁾に加筆)

表-3 アスファルト廃材の最大乾燥密度と最適含水比

試料 No.	1	2	3	4	5	6	7	9
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}(g/cm^3)$	1.773	1.860	1.614	1.764	1.614	1.639	1.612	1.718
最適含水比 $w_{opt}(\%)$	10.2	9.1	7.9	9.2	10.8	11.3	5.0	7.6

次に、アスファルト廃材の締固め効果に及ぼす締固めエネルギーの影響を調べた。図-4 は 4.5kg ランマーによる方法（締固めエネルギーは 2500kJ/m³）と 2.5kg ランマーによる方法（締固めエネルギーは 550kJ/m³）で締固め試験をしたときの締固め曲線を示したものである。一般的には、締固めエネルギーが大きくなると最大乾燥密度は大きくなり最適含水比は小さくなる¹³⁾。アスファルト廃材でも、締固めエネルギーの増加にともない最大乾燥密度は大きくなり、最適含水比は小さくなる傾向が見られた。1 試料のみの結果ではあるが、アスファルト廃材は締固めエネルギーを大きくすると締固め効果が高まる材料といえる。

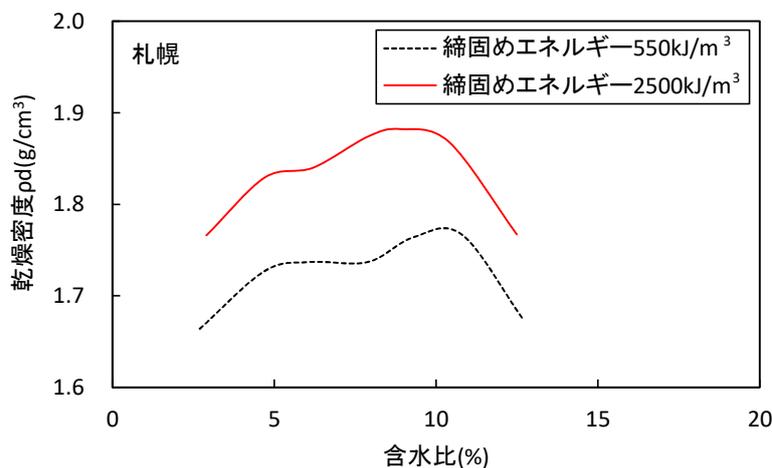


図-4 締固めエネルギーの違いと締固め曲線

④ アスファルト廃材の強度特性

アスファルト廃材の強度として締固め試験時のコーン指数を求めた。結果の一例として、図-5 に試料 No.2（稚内）における締固め曲線とコーン指数を示す。図より、コーン指数と含水比の関係が締固め曲線と類似の特徴を示すことがわかる。具体的には、最適含水比よりも含水比が低くなるにしたがい、コーン指数は徐々に低下していくが、最適含水比よりも含水比が高くなるとコーン指数は急激に低下している。

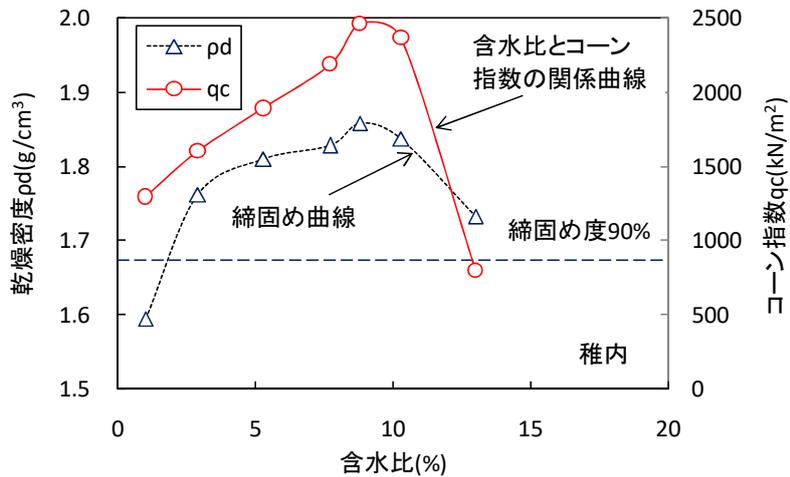


図-5 アスファルト廃材の締固め曲線とコーン指数

次に、アスファルト切削現場から排出された廃材を屋外に静置したときの強度を求めた。1年間の静置によりアスファルト廃材の静置前に比べて固化していたことが見られた。1年後の衝撃加速度と土壌硬度を表-4に示す。試料 No.3 (苫小牧1) で計測を実施した。また、事前に初期状態での計測を実施していなかったことから、1年間屋外静置したアスファルト廃材をバックホウで切り崩すことで乱した後、バケツで押し固めた状態を初期状態と想定して衝撃加速度と土壌硬度を測定した。あわせて表に示す。なお、計測はそれぞれの方法で、1箇所につき10点測定し、測定値の上限・下限の各2個を除去した残りの6個の平均値を計測箇所のデータとした。1年間の屋外静置後のアスファルト廃材では、衝撃加速度および土壌硬度ともに初期状態の値よりも大きくなっていることがわかる。約1年で、衝撃加速度で7.5倍、土壌硬度で3.5倍になった。図-6は、置土箇所の1日ごとの平均気温の変化である。置土後9月下旬と10月下旬に20℃近い日が数日あった。また、翌年の夏期には約2か月間20℃の気温が続いた。各測定値の増加挙動の要因として、外気温変動によるアスファルト廃材の温度変化の影響、静置期間中のエイジング効果、自重による影響等が考えられるが、いずれの要因が支配的かの検討はできていない。しかし、屋外での1年間の静置によりアスファルト廃材の固化挙動が認められた。なお、垂直方向、水平方向の土壌硬度はほぼ同じであり、方向による強度の違いは1年程度では見られない。

表-4 アスファルト廃材の時間経過と強度

試料 No.		3	
計測時期		1年後	初期状態を想定
衝撃加速度(G)		168.8	22.9
土壌硬度 測定値(mm)	垂直	26.3	7.6
	水平	28.8	-

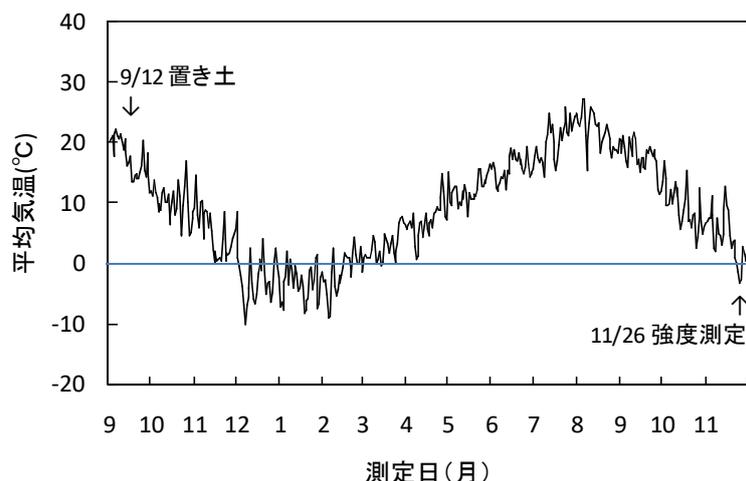


図-6 置き土期間中の1日の平均気温

⑤ アスファルト廃材の凍上性

アスファルト廃材について凍上性判定試験を行った。その結果を表-5に示す。用いた試料は No.1(試料名、札幌)である。締固め度 90%のときの凍上速度は 0.0242 mm/h となり、凍上性が低く、市販の凍上抑制材程度¹⁴⁾である結果が得られた。

表-5 アスファルト廃材の凍上性

	試料 No.	1
凍上性	凍上速度 U_h (mm/h)	0.0242
	締固め度(%)	91.0
	凍結膨張率(%)	7.9

⑥ アスファルト廃材の有害物質溶出量

すべてのアスファルト廃材について、カドミウム、鉛、六価クロム、ヒ素、総水銀、セレン、ホウ素、フッ素の溶出量を測定したところ、これらの項目では環境基準値³⁾以下であったことを確認した。

3. 2 アスファルト混合土

3. 2. 1 アスファルト廃材と粘土との混合

(1) 試験方法

試験は、アスファルト廃材、笠岡粘土、アスファルト廃材と笠岡粘土を重量比1:1で混合した試料の3種類について突き固め試験と一軸圧縮試験を行った。アスファルト廃材は、札幌市内のアスファルト工場において、アスファルト切削材から13mm級に粉砕されたものを、2014年8月27日に採集している。写真-2にストックヤードの状況を示す。



写真-2 アスファルト廃材のストックヤード

アスファルト廃材および笠岡粘土の物性値を表-6に、粒度分布を図-7に示す。最大粒径 D_{max} について、アスファルト廃材では13mm、笠岡粘土では0.25mmである。

表-6 試料の物性値

		アスファルト廃材	笠岡粘土
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)		2.366	2.711
自然含水比 w_n (%)		3.57	6.90
液性限界 w_L (%)		—	57.55
塑性限界 w_P (%)		—	24.88
粒度特性	最大粒径 D_{max} (mm)	13.0mm	0.25mm
	2mm 以上(%)	63.38%	0.00%
	75 μ m ~ 2mm(%)	36.55%	0.50%
	75 μ m 以下(%)	0.07%	99.50%
地盤材料の分類記号		GS	CH

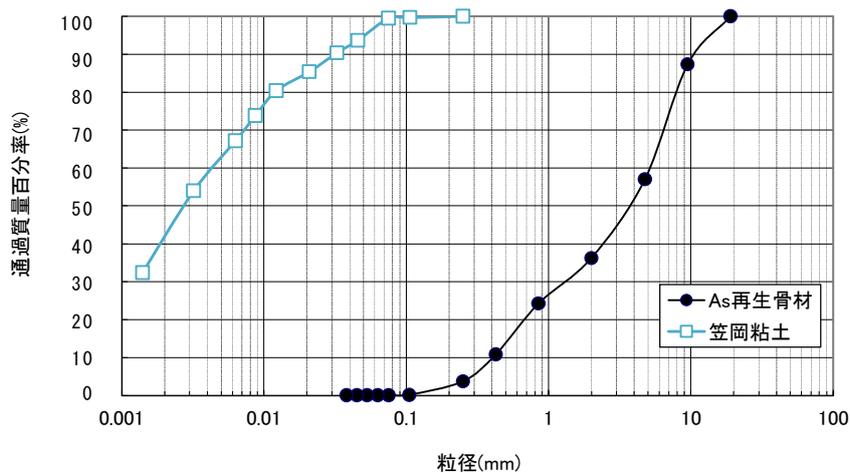


図-7 試料の粒度分布

(2) 試験結果

① 締固め特性

突固めによる土の締固め試験¹⁵⁾は、アスファルト廃材単体についてはB-c法（ランマー質量2.5kg、15cm モールド、55回×3層突固め、湿潤非繰返し法）、笠岡粘土についてはA-c法（ランマー質量2.5kg、10cm モールド、25回×3層突固め、湿潤非繰返し法）によった。両方法とも、単位体積当りの締固めエネルギーは同一である。以下、アスファルト廃材単体をAs100%試料、アスファルト廃材と笠岡粘土の混合土をAs50%混合試料と称する。図-8に、各試料の締固め曲線と、ゼロ空気間隙曲線を示す。As50%混合試料は、As100%試料と笠岡粘土の中間的な特性を示した。また、それぞれ、概ね上に凸になる締固め曲線を得ることができた。

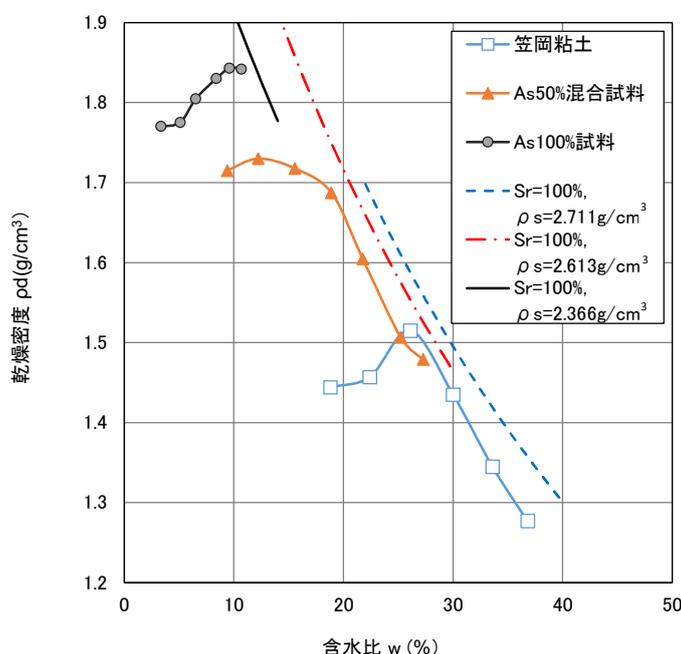


図-8 各試料の締固め曲線

② 盛土の施工品質管理に関する試験

アスファルト廃材の盛土材料への適用を念頭に、盛土の施工管理に係る各種試験を実施した。試験は、コーン貫入試験¹⁶⁾、衝撃加速度試験⁶⁾、山中式土壌硬度計⁷⁾の3種類であり、締固め試験による突固め後の15cmモールドの供試体に対してそれぞれ実施した。

各供試体に対し、コーン貫入試験は2回、衝撃加速度試験は4回、山中式土壌硬度計は3回試験を実施し、それぞれ平均をとった。図-9～12に、As100%試料およびAs50%混合試料における、各原位置試験と締固め度との関係を示す。As100%試料の全ての供試体およびAs50%混合試料の締固め度100%近傍の2供試体については、コーン貫入不可となり、高い強度発現がうかがえる。As50%混合試料の締固め度87.1%供試体については、衝撃加速度試験器のランマーが測定可能域よりめり込み、測定不能だった。コーン貫入試験および衝撃加速度試験ともに、締固め度と正の相関がみられ、通常の

盛土材と同様の施工管理が可能と考えられる。山中式土壌硬度計についても、締固め度に対して一定の相関関係がみられるが、図-11 に示す通り、As100%試料については、ばらつきがある。これは、山中式土壌硬度計が主に農地の土壌硬度測定を目的として開発したものであり、As 再生骨材の粗骨材により、貫入針の貫入障害があったためと推察される。しかしながら、いずれの試料についても、締固め度と一定の相関があることがみられ、盛土の施工品質管理方法として、これらの原位置試験の適用は可能であると考えられる。

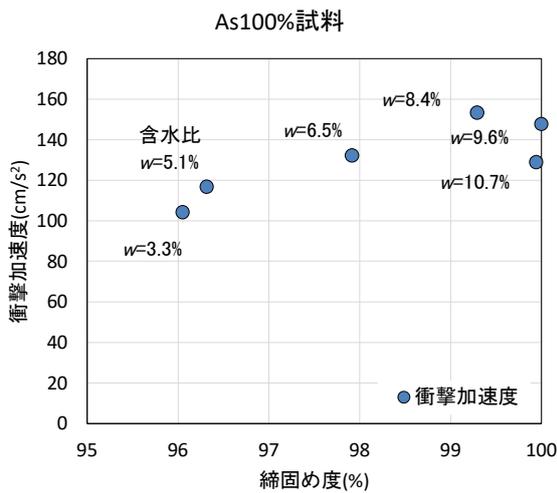


図-9 衝撃加速度と締固め度の関係 (As100%試料)

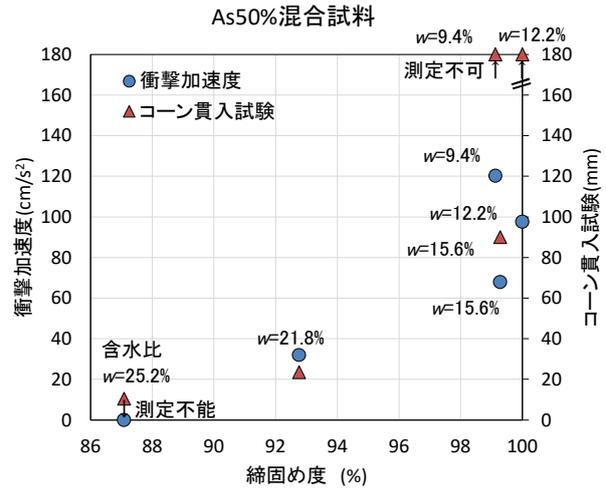


図-10 衝撃加速度・コーン試験値と締固め度の関係 (As50%混合試料)

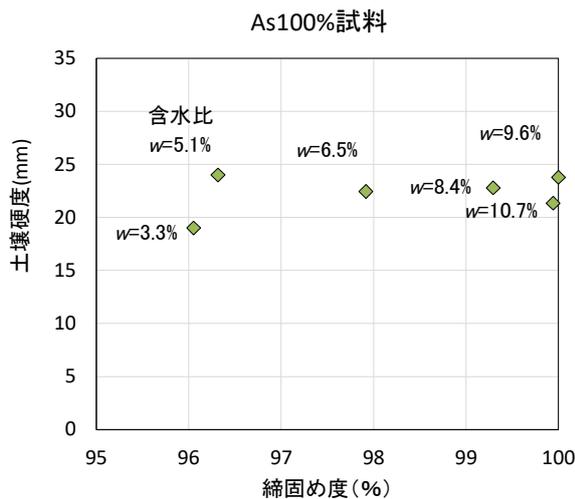


図-11 土壌硬度と締固め度の関係 (As100%試料)

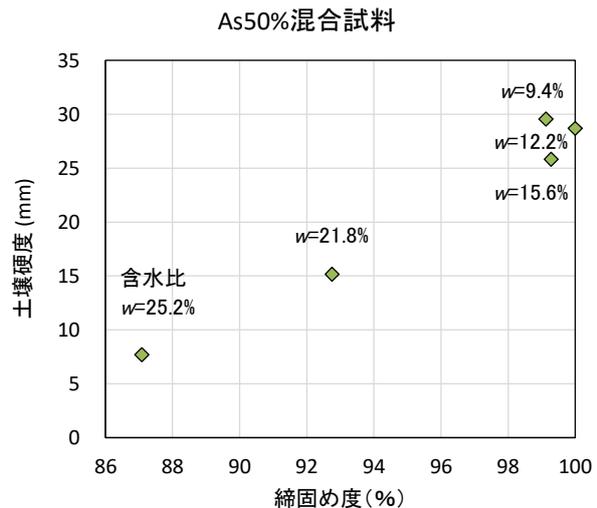


図-12 土壌硬度と締固め度の関係 (As50%混合試料)

③ 一軸圧縮試験

As50%混合試料について、養生時間を0日、7日、28日、60°Cで24時間加熱後常温に冷却した場合（以降60°C加熱と称する）の一軸圧縮試験を実施した。供試体は、締固め試験時の湿潤密度とし、静的に締め固めて作製した。

締固め度の高い供試体は、一軸圧縮強さが高くなっており、締固めによる強度増加が確認された（図-13）。60°C加熱供試体と28日供試体を比較すると、明らかな強度増加が見られた（図-14）。アスファルトの粘性の温度依存性が一因と考えられる。笠岡粘土単体とAs50%混合試料を比較すると、アスファルト廃材混合による強度増加傾向が見られた（図-15）。最適含水比より乾燥側で、強度増加が顕著となった（図-16）。

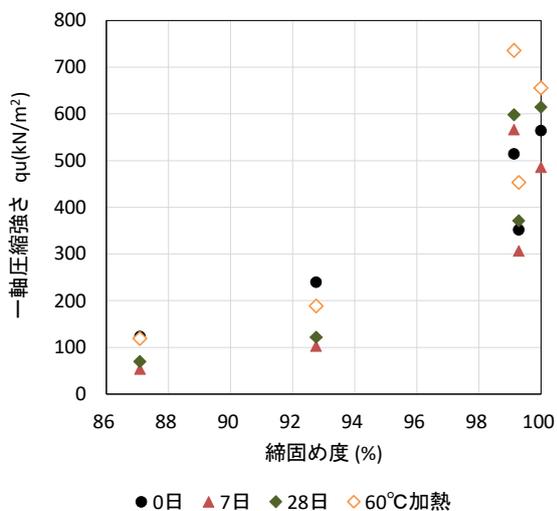


図-13 一軸圧縮強さと締固め度の関係

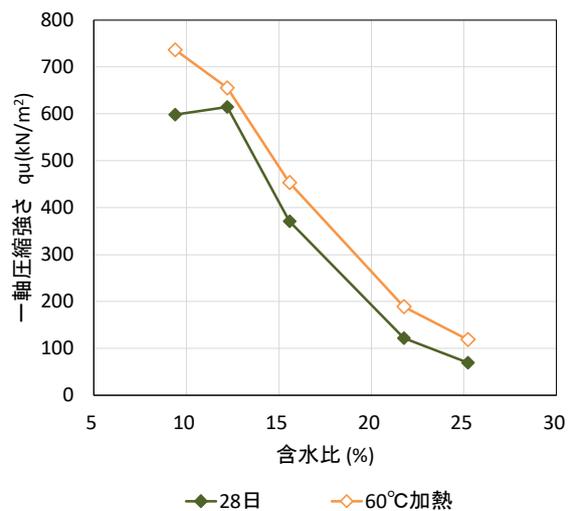


図-14 含水比と一軸圧縮強さ
(加熱の有無)

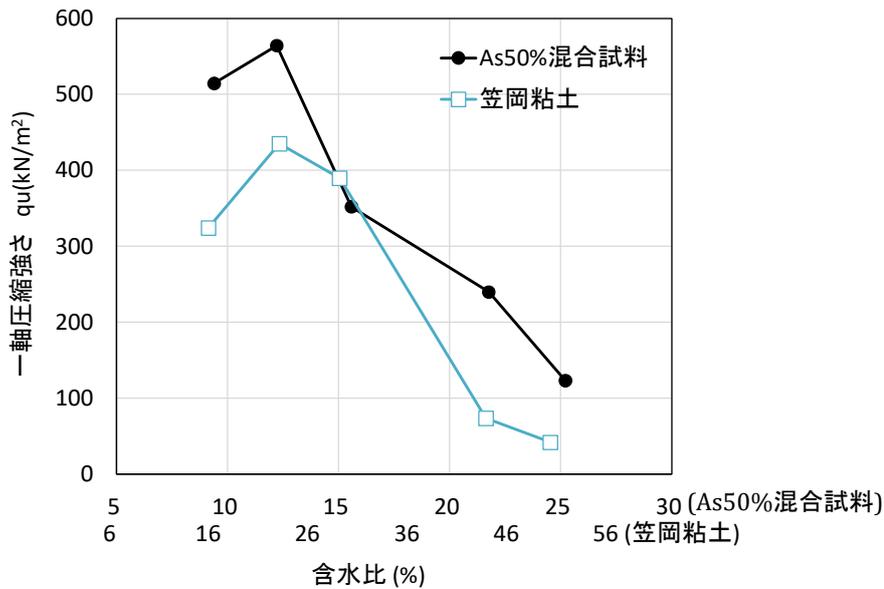


図-15 含水比と一軸圧縮強さ（笠岡粘土と As50%混合試料）

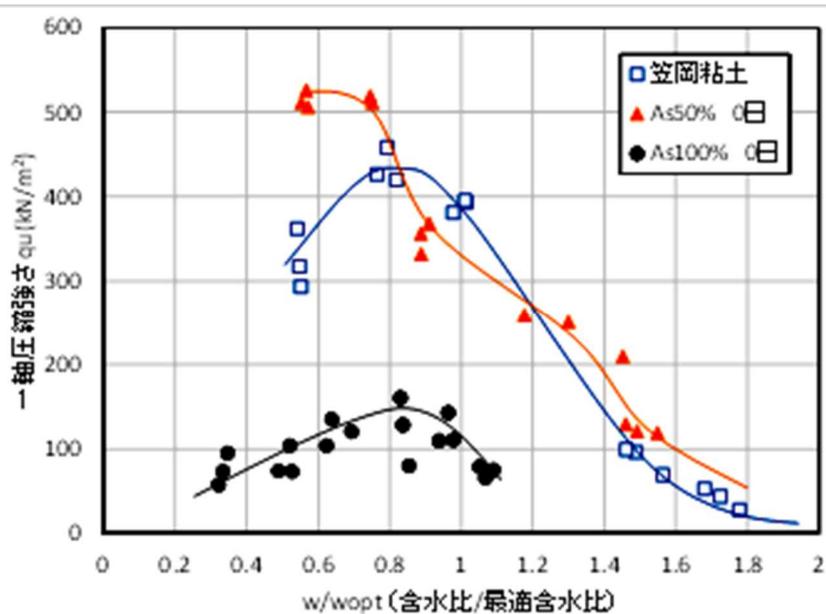


図-16 w/w_{opt} と一軸圧縮強さの関係

3. 2. 2 アスファルト廃材と砂質土との混合

(1) 試料の特徴

アスファルト廃材と砂質土との混合試験において、アスファルト廃材単体を RAP、RAP と支笏系軽石流堆積物 (Spfl) との混合材を As-Spfl、RAP と豊浦砂 (T sand) との混合材を As-T sand と称する。

図-17 および表-7 に、本研究で用いた Spfl、As-Spfl、T sand、As-T sand の粒径加積曲線と指標特性一覧を示す。試験装置の制約条件のため、試料の最大粒径 D_{max} を 9.5mm に調整した。Spfl および As-Spfl では、試験中の粒子破砕による細粒分増加率

動を把握しやすくするために、あらかじめ試料を 75 μm ふるいにかけて可能な限りその細粒分を減じた。As-T sand および As-Spfl ではアスファルト廃材の乾燥質量 M_{As} が全乾燥質量 M_s の 50% になるように混合した。いずれの試料も砂および礫が主体の粗粒材であること、As-Spfl と Spfl の粒度分布は類似していることがわかる。

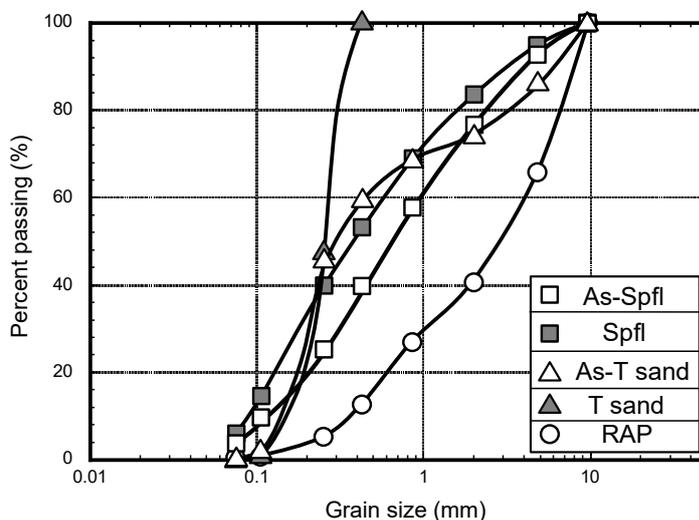


図-17 粒度分布

表-7 材料の指標特性一覧

	ρ_s (Mg/m^3)	ρ_{dmax} (Mg/m^3)	ρ_{dmin} (Mg/m^3)	F_c (%)	M_{As}/M_s (%)
Recycled asphalt pavement material (RAP)	2.366	1.607	1.412	---	100
Volcanic soil (Spfl)	2.453	1.005	0.778	6.15	0
RAP and Spfl mixture (As-Spfl)	2.466	1.306	1.038	3.11	50
Toyoura sand (T sand)	2.649	1.636	1.344	---	0
RAP and T sand mixture (As-T sand)	2.516	1.805	1.462	---	50

(2) 試験方法および結果

繰返し三軸試験に用いた供試体は、土粒子をモールド内に自由落下させる空中落下法により作製した。供試体の直径および初期高さはそれぞれ 70mm および 150mm である。試験装置に供試体を設置後、供試体内に CO_2 供給、必要に応じて二重負圧法を適用した。続いて 200kPa の背圧を付与し飽和度を高めた、間隙圧係数 B 値が 0.95 以上に達したことを確認後に等方圧密を行った。圧密中の体積変化率が $1.0 \times 10^{-4}\%$ /mm 以下になった時点で圧密終了し、繰返し載荷を実施した。図-18(a)、(b)はそれぞれ As-T sand と T sand および As-Spfl と Spfl の繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ と両振幅ひずみ DA が 5% に達するまでの繰返し回数 N_c との関係を示す。試料の圧密後の相対密度 D_{rc} は 50% 前後である。ここで、 σ_d および σ'_c はそれぞれ、繰返し応力振幅および有効拘束圧であ

る。図には $\sigma'_c=50, 100\text{kPa}$ での結果を示す。これらの図より、いずれの σ'_c 条件下でも T sand および As-Spfl での繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_c$ が Spfl の値より高いことがわかる。一方、相対密度がより高いため参考値の扱いになるが、RAP の繰返し強度に比べて著しく高いこともわかる。この結果は、供試体中に混合した RAP と T sand または Spfl の土粒子間の相互作用により液状化抵抗が高まることを示唆している。

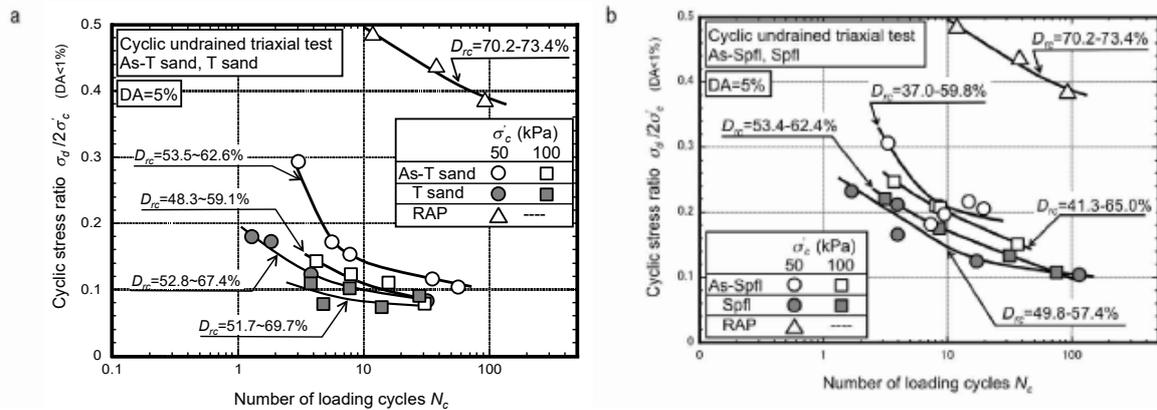


図-18 繰返し強度特性：(a) As-T sand と T sand、(b) As-Spfl と Spfl

図-19(a)、(b)はそれぞれ As-T sand と T sand および As-Spfl と Spfl の過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_c$ と繰返し回数 N_c の関係を示す。いずれも $\sigma'_c=50\text{kPa}$ での結果である。(a)より、As-T sand では T sand に比べて $\Delta u/\sigma'_c$ が 50.95 以上に達するまでの繰返し回数が多いことがわかる。(b)においても As-Spfl の方が Spfl に比べて過剰間隙水圧 $\Delta u/\sigma'_c$ が高まるまでにより多くの繰返し回数を要すること、As-Spfl では、繰返し载荷中の過剰間隙水圧比の変動幅が大きく、繰返し载荷中の有効応力の回復が顕著であることがわかる。

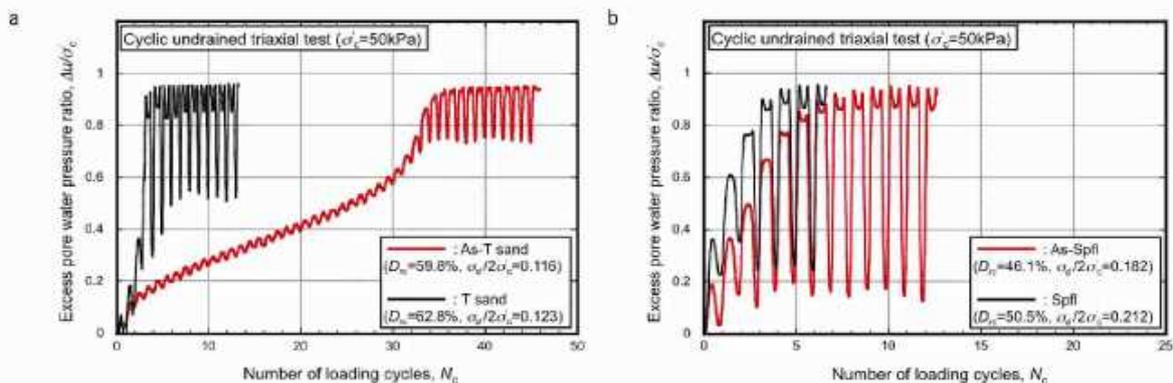


図-19 過剰間隙水圧比：(a) As-T sand と T sand、(b) As-Spfl と Spfl

破砕性を有する火山灰質粗粒土の繰返しせん断特性は、粒子破砕により生じる細粒分の量に依存する¹⁷⁾ことから、ここでは、As-Spfl および Spfl に関して圧密・せん断による細粒分含有率の変化を見る。図-20 は非排水繰返し三軸試験前後での細粒分増加量 ΔF_c とアスファルト廃材の混合率 M_{AS}/M_s の関係を示す。ここで ΔF_c は、繰返し非排水三軸試験後に実施したふるい分析で得られた細粒分含有率と試験前の初期値との差である。図より、配合率 $M_{AS}/M_s=0$ (Spfl に対応) の $\sigma'_c=50\text{kPa}$ (●印) では、2%弱

の細粒分増加が見られた。一方、配合率 $M_{As}/M_s=50\%$ (As-Spfl に対応) では、 ΔF_c が最大で 1.2% 程度であることがわかる。この結果は、粒子破碎性を示す砂で発揮されるポンディング¹⁸⁾と類似した効果がアスファルト廃材の混合により発揮されたことを示唆している。

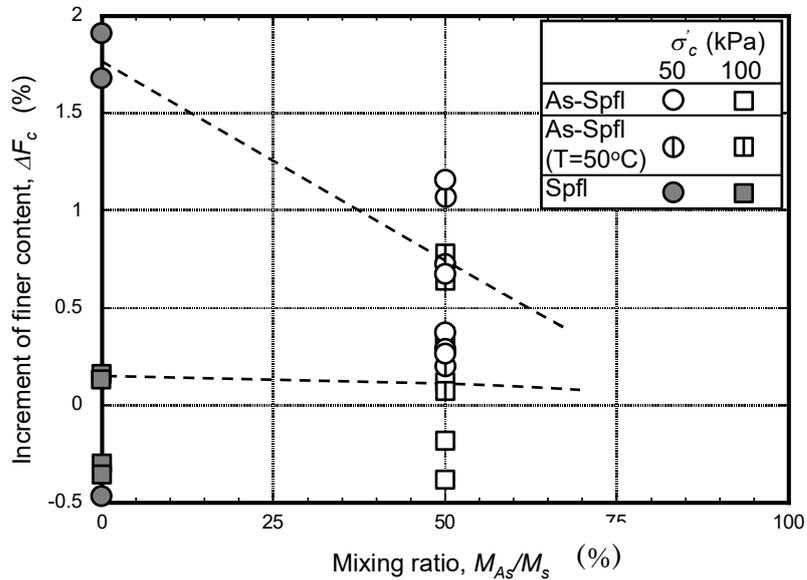


図-20 細粒分増量 (As-Spfl と Spfl)

4. アスファルト廃材およびアスファルト混合土の試験盛土

4. 1 試験方法

2 種類のアスファルト廃材およびアスファルト廃材と不良土の混合土により試験盛土を施工した。表-8 にアスファルト廃材、不良土の基本物性値を示す。2 種類のアスファルト廃材は、締め固めるとダンプトラックの走行性を確保できるコーン指数¹¹⁾を有している。不良土はコーン指数が非常に小さく自立不能な材料である。試験盛土は、地盤の変状の影響を受けないように 0-80mm 級の砂利による厚さ 0.5m の基盤材の上に天端幅 5m、盛土高 1.8m、のり勾配 1:1.5 の形状で施工した。アスファルト廃材と不良土との混合土による盛土は、不良土に No.1 アスファルト廃材を混合して盛土材として施工できる強度に改良した。混合割合は、室内試験において混合土のコーン指数が 300kN/m^2 となる混合比(重量比で No.1 アスファルト廃材:不良土 = 1:0.75)である。アスファルト廃材による盛土 (No.1、2)、No.1 アスファルト廃材と不良土との混合土による盛土 (No.3) について、盛土内の温度、盛土の強度、盛土の高さを測定した。盛土の温度は、盛土表面から 10cm ごとに温度センサーにより自動計測した。あわせて盛土表面から 1m の高さの気温も測定した。盛土の強度はスウェーデン式サウンディングによる換算 N 値と盛土表面について山中式土壤硬度計による硬度指数⁷⁾を測定した。盛土の高さは盛土天端 3 箇所に設置したコンクリート板の高さを測量した。

表-8 アスファルト廃材と不良土の基本物性値

試料 No.		1	2	3
試料名		千歳	苫小牧	千歳
材料		アスファルト廃材		不良土
土粒子密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$		2.513	2.495	2.722
自然含水比 $w_n(\%)$		3.3	4.3	68.7
粒度特性	最大粒径(mm)	37.5	19	26.5
	2mm 以上(%)	85.8	72.4	32.2
	75 μm ~2mm(%)	9.1	27.5	50.1
	75 μm 以下(%)	5.1	0.1	17.7
コンシステンシー限界	液性限界 $w_L(\%)$	N.P.	N.P.	97.0
	塑性限界 $w_P(\%)$	N.P.	N.P.	59.8
地盤材料の分類記号		G-FS	G-S	SFG
締固め特性	最大乾燥密度 $\rho_{dmax}(\text{g/cm}^3)$	1.764	1.773	1.007
	最適含水比 $w_{opt}(\%)$	9.2	10.2	49.1
トラフィカビリティ	コーン指数 $q_u(\text{kN/m}^2)$	貫入不可	1351	57
	締固め度 (%)	98.2	93.9	86.5

4. 2 試験結果と考察

(1) 盛土の温度

図-21 に気温と盛土内の温度について最高値と最低値を施工からの年度ごとに示す。1年目、2年目ともに、No.1、No.2の盛土内の温度の最高値は気温よりも高く40°C程度まで上昇し、盛土内の温度の最低値は気温とほぼ同じく-20°C程度まで低下した。これに対し、不良土を混合したNo.3盛土は、盛土内の温度の最高値は気温とほぼ同じであり、温度の最低値は気温よりも高かった。アスファルト廃材に不良土を混合することにより、盛土の温度変化を抑制できる。

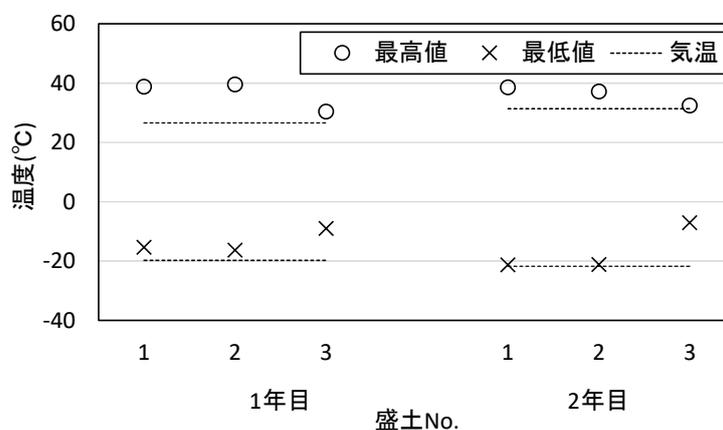


図-21 気温と盛土内の温度

(2) 盛土の強度

盛土の強度として盛土天端部の硬度指数を図-22に示す。No.1、No.2盛土ともに多少の変動はあるものの、表面の硬度指数は時間が経過すると大きな増加はほとんど見られなくなる。No.3盛土は、表面が降雨にさらされた条件であり施工から時間とともに強度が下がった。一般的な土砂では、のり面保護をしないと盛土表面の含水比の低下や降雨により、盛土表面にガリ侵食が発生するが、アスファルト廃材による盛土では、のり面の侵食が見られなかった。アスファルト廃材のみの盛土では、表面の強度低下がないことから、緑化などののり面保護を省略できる可能性がある。

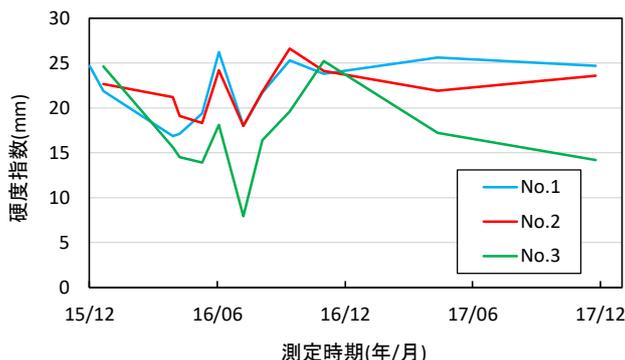


図-22 盛土表面の硬度指数の変化

図-23にNo.1盛土のスウェーデン式サウンディング試験結果を示す。盛土完成からの時間経過により、換算N値は大きくなっている。しかし、盛土完成から1年と2年後では、盛土天端からの深さと換算N値との関係はほぼ同じとなった。No.2、3盛土においても同様な傾向が見られた。As材料により締め固めたときの強度増加は1年程度で収束するといえる。

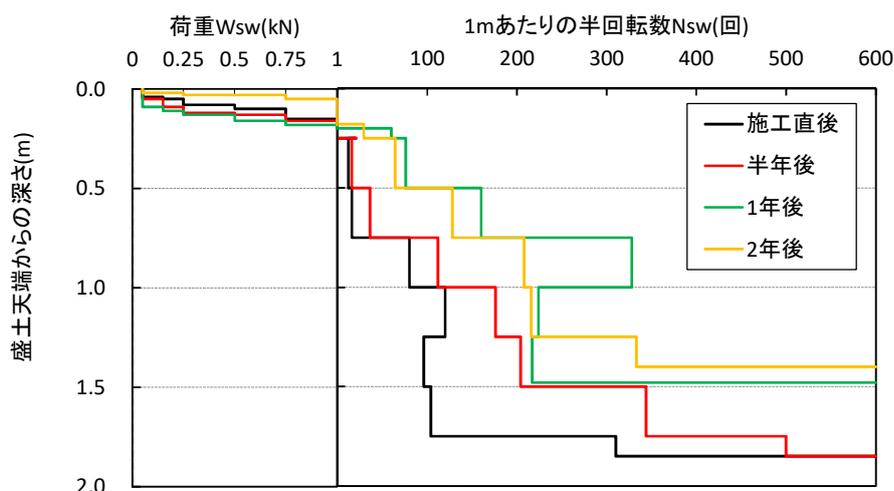


図-23 No.1 盛土のスウェーデン式サウンディング試験結果

(3) 盛土の変状

図-24に盛土天端の沈下量を示す。No.1、2盛土は盛土完成から約1年で20cm程度

の沈下が見られた。よく締め固められた一般土砂による盛土では、施工後ほとんど沈下しない¹⁹⁾ことから、アスファルト廃材による盛土の沈下は大きいといえる。沈下は、施工後1年目の5月から9月の比較的気温が高い時期に大きく、10月以降の沈下はほとんど見られない。また、2年目以降の沈下はほとんど見られず盛土の沈下は収束したものと考えられる。No.3盛土の沈下量は、アスファルト廃材のみの盛土の1/4程度であり、アスファルト廃材と土砂とを混合することで、アスファルト廃材単独で見られた顕著な盛土の沈下を抑制できるといえる。なお、アスファルト廃材による盛土には写真-3に示すように時間経過とともにひび割れが発生した。このひび割れは、盛土のり肩から約50cmの位置に発生した。しかし、のり面に明確なすべり線が生じていないことが確認されたことから、天端のひび割れ発生がすべり破壊の発生を示すものではないと考えられる。なお、その後時間の経過とともにひび割れの幅は縮小していった。今後この要因を解明したい。



写真-3 盛土天端に発生したひび割れ

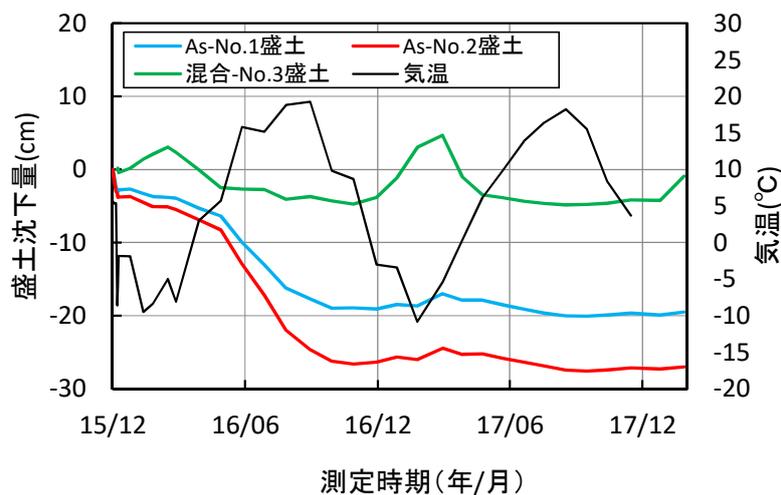


図-24 盛土天端の沈下量

(4) 時間経過した盛土の締固め度

施工から3年経過した盛土の締固め度を図-25に示す。No.3盛土は深さ30cmの締固め度が大きいですが深さによる締固め度の差はほとんどなかった。一方、No.1、No.2盛土は深くなるにしたがい締固め度が高くなる傾向を確認した。

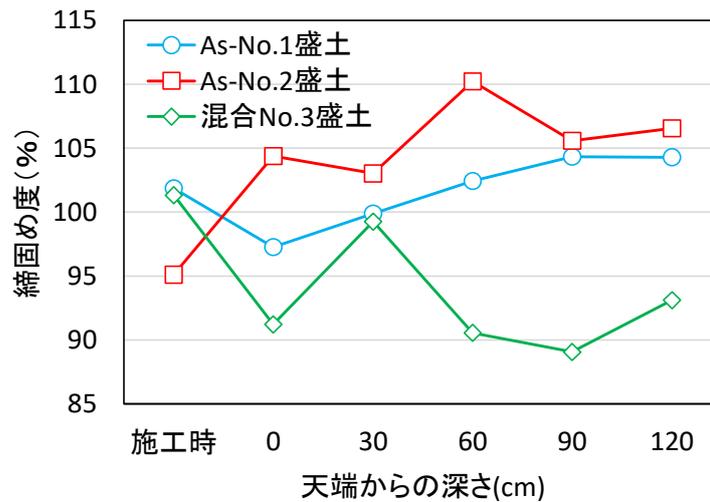


図-25 開削時の締固め度

表面からの深さと衝撃加速度の関係を図-26に示す。No.3盛土はどの深さでもほぼ一定値だったが、No.1、No.2は種類に関わらず表面から深くなるにしたがい大きくなる傾向となることを確認した。

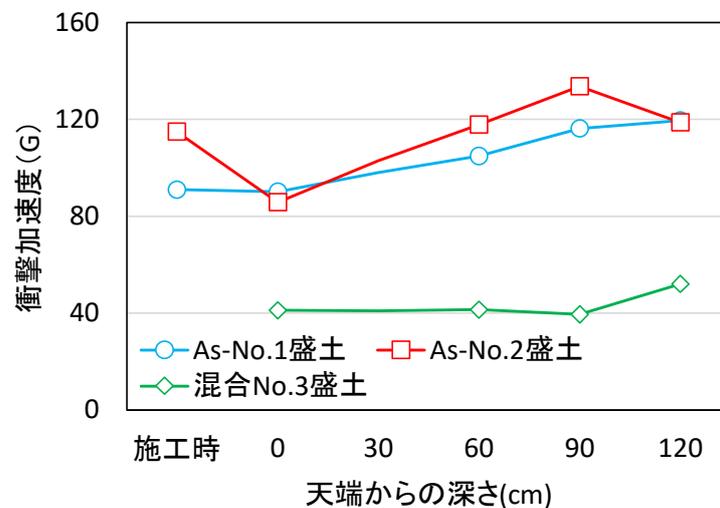


図-26 開削時の衝撃加速度

5. アスファルト廃材による緑化植物の生育抑制

アスファルト廃材をリサイクルして有効利用する試みとして、アスファルト廃材でのり面を被覆することにより、のり面の侵食を抑制してのり面保護する方法や生育が旺盛で除草のための維持管理にコストがかかるような植物の生育を抑制する方法を検討した。

(1) 試験方法

図-27に示す北海道内の道路盛土のり面3箇所、中央分離帯1箇所、平地2箇所の計6箇所において、アスファルト廃材を被覆して植物の生育が抑制されるかを調べた。使用したアスファルト廃材の土質工学的性質と施工条件を表-9に示す。どのアスファルト廃材も細粒分は非常に少なく、砂分が多い材料である。植栽土壌として粘土分含有率が12.6%~50.0%の範囲が良好であるとされている²⁰⁾が、表-9に示すアスファルト廃材の細粒分は0.2%以下で植栽土壌としては良好ではなく、植物の生育を抑制できると考えられる。



図-27 施工箇所

表-9 アスファルト廃材の土質工学的性質と施工条件

採取箇所		中川	深川	高野	八雲	稚内	苫小牧	
土質工学的性質	土粒子の密度 $\rho_s(\text{g/cm}^3)$	2.468	2.475	2.522	2.465	2.501	-	
	自然含水比 $w_n(\%)$	4.2	6.2	2.5	3.4	5.1	3.3	
	粒度特性	最大粒径(mm)	37.5	-	37.5	37.5	19	-
		2000 $\mu\text{m}(\%)$ ~	87.3	-	94.8	79.7	73.5	-
		75~2000 $\mu\text{m}(\%)$	12.1	-	5.1	20.1	26.4	-
	~75 $\mu\text{m}(\%)$	0.1	-	0.1	0.2	0.1	-	
	地盤材料の分類記号	G-S	-	G-S	GS	GS	-	
施工条件	施工時期	2015/10	2015/11	2015/8	2015/7	2015/7	2014/12	
	のりこう配	1:1	1:1.5	1:1.5	-	-	-	
	のり長(m)	0.5	4	2	5	1	2	
	施工幅(m)	5	5	5	1.5	1	2	

中川、高野、八雲では、植物が生育している箇所の10、20、30、40cmを取り除いて、その厚さをアスファルト廃材により埋めた。深川、稚内、苫小牧では、表面から20cm程度の土砂を取り除いてのり面仕上がりの厚さが10、20、30、40cmとなるように施工した。のり面および平地への施工は、写真-4に示すようにのり面成形用バケツ

トにより、中央分離帯では前後進型プレートコンパクタによった。原則として各施工箇所において、植物の生育状況として、単位面積あたりの植物の占める割合である植被率と根元から最大に伸ばさせた植物の葉の長さである草丈を測定した。



写真-4 アスファルト廃材ののり面への施工

(2) 調査結果

中央分離帯の施工である八雲の測定日と植被率の関係を図-28に示す。また、現場の状況を写真-5に示す。対策をしない箇所では植被率は高く、土砂で置き換えた場合でも施工2年目以降は高い植被率を示している。アスファルト廃材施工箇所は、夏期に植被率が高くなり、秋に低くなることを繰り返した。土砂による置き換えでは植被率が低くなることはなかったもので、アスファルト廃材による植物生育抑制の効果は大きいといえる。八雲では、周辺の植物はクローバーや牧草などが多く、アスファルト廃材施工箇所にはスギナのみが生育していた。

測定日と草丈の関係として八雲の例を図-29に示す。八雲ではアスファルト廃材施工箇所の草丈は、無対策箇所、置き換え箇所よりも小さかった。八雲の草丈は、アスファルト廃材の施工厚さによる違いはほとんど見られなかった。アスファルト廃材の施工厚さ10cmのとき草丈は20cm程度であり、中央分離帯付近の視認性を十分確保でき

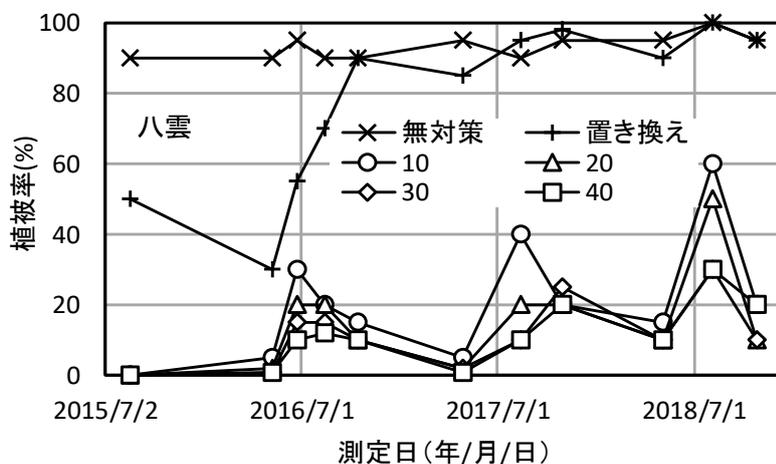


図-28 八雲におけるアスファルト廃材箇所の植被率の変化



写真-5 八雲におけるアスファルト廃材施工箇所の植被率（施工翌年）

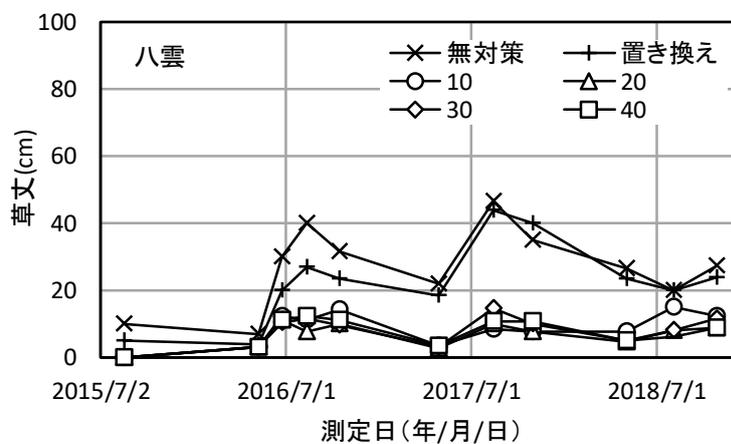


図-29 八雲におけるアスファルト廃材箇所の草丈の変化

ることから、草刈りの維持管理の必要がないと考えられる。

クローバーや牧草などが生育している箇所をアスファルト廃材により被覆した他の場所でも同様な傾向が確認された。これらのことから、クローバーや牧草などの植生箇所においては、アスファルト廃材の施工厚さを10cm程度として施工することにより、持続的に植物の生育を抑制できるといえる。

写真-6 はオオイタドリが生育した箇所へアスファルト廃材を被覆した場合、写真-7 はヨシと思われる植物が生育した箇所へアスファルト廃材を被覆した場合の施工翌年の状況を示す。施工翌年にはオオイタドリおよびヨシと思われる植物が、アスファルト廃材を突き破って生育していることを確認した。これらの植物についてはアスファルト廃材の厚さが40cm程度では、生育を抑制できないといえる。これよりも厚い被覆は実用的ではないと考えられることから、オオイタドリおよびヨシと思われる植物に対して効果は低い。

なお、北海道において試験施工を行った6箇所では、アスファルト廃材は若干の圧縮沈下があったものの、植物の生育状況とは関係なく、気候変動によるのり面侵食や変状は見られなかった。このことから、アスファルト廃材はのり面保護材として十分に有効利用できる材料である。



写真-6 オオイタドリの生育箇所（深川：施工翌年）



写真-7 ヨシと思われる植物の生育状況（高野：施工翌年）

6. まとめ

本検討の結果、アスファルト廃材およびアスファルト混合土について次のことがわかった。

- (1) アスファルト廃材は、土粒子密度や自然含水比などは日本の一般的な土砂と異なる物性を有するが、締固めに関しては良質な土材料と同様に、締め固めることにより密度と強度が増加する材料である。有害物質の溶出は認められないことから、盛土材料として十分利用できる可能性がある。また、時間の経過により固化する可能性のある材料であることから、現場で発生する不良土の改良材としての利用の可能性も考えられる。
- (2) アスファルト廃材と笠岡粘土を混合した材料は、締固め度管理の適用性があることが示唆され、土工材料としての活用可能性がある。また、締固め度が大きいほど一軸圧縮強さが大きくなった。
- (3) アスファルト廃材と豊浦砂および火山灰質土の混合土の繰返し強度を調べた。アスファルト廃材を混合すると、試料の繰返し強度が向上することが明らかとなった。
- (4) アスファルト廃材による盛土は、施工後1年程度までは強度増加し、盛土の沈下

変状が発生する。アスファルト廃材に土砂を混合することにより沈下を抑制することができる。

- (5) アスファルト廃材は、オオイタドリやヨシなど一部適さない植物があるものの、植物の生育を抑制できる材料である。アスファルト廃材を植物の生育抑制材として利用する場合は、地山の植物の根を取り除いたあとに厚さ 10cm 程度で施工することが合理的である。

【参考文献】

- 1) 安倍隆二、高橋守人、早坂保則：寒冷地におけるアスファルト再生骨材の路盤材への適用に関する検討、土木学会舗装工学論文集第4巻、pp.127-134、1999.
- 2) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説、2009.11
- 3) 環境省：土壤環境基準別表、<https://www.env.go.jp/kijun/dt1.html>
- 4) 森吉昭博、上島壮、菅原照雄：アスファルト混合物の破壊強度に関する研究、土木学会論文報告集、Vol.210、pp.57-64、1973.2
- 5) 姫野賢治、渡辺隆、丸山暉彦：低スティフネス状態におけるアスファルト混合物の疲労破壊特性に関する研究、土木学会論文集、Vol.366/V-4、pp.143-151、1986.2
- 6) 北海道開発局：道路・河川工事仕様書、付表4-39-4-44、2018.5
- 7) 地盤工学会：地盤調査の方法と解説、p.420、2013.3
- 8) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説、p.101、2009.11
- 9) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説、pp.110-111、2009.11
- 10) 北海道開発局：道路・河川工事仕様書、2-220、2018.5
- 11) 日本道路協会：道路土工要綱、p.287、2009.
- 12) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説、p.380、2009.11
- 13) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説、p.376、2009.11
- 14) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説、p.246、2009.11
- 15) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説、pp.373-385、2009.11
- 16) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説、pp.386-392、2009.11
- 17) 八木一善、三浦清一：火山性粗粒土の繰返し非排水せん断特性に及ぼす破碎細粒分の影響、土木学会論文集 694号、pp.305-317、2001.
- 18) Lee, K. L., Adhesion bonds in sands at high pressure, Journal of the Geotechnical Engineering Division, Volume 103, Issue 8, pp.908-913, 1977
- 19) 佐藤厚子、山梨高裕、安達隆征、山田充、鈴木輝之、川端伸一郎：冬期施工盛土の施工法と品質について、第55回地盤工学会北海道支部年次技術報告会、pp.51-54、2015.
- 20) 北海道開発局建設部道路計画課：北海道の道路緑化指針（案） p.147、1987.3.

共同研究報告書
COOPERATIVE RESEARCH REPORT of P.W.R.I.
No.538 March 2021

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所
寒地土木研究所 寒地技術推進室

〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸1条3丁目1番34号 電話 011-590-4046