

コンクリート舗装の点検・診断・措置  
技術に関する共同研究報告書

～点検・診断技術編（その3）～  
～措置技術編（その2）～

2022年3月

(国研) 土木研究所  
(学) 東京農業大学  
(学) 北海道科学大学  
(独) 石川工業高等専門学校  
(一社) セメント協会  
日本道路 (株)

Copyright © (2022) 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刊行したものである。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。



# コンクリート舗装の点検・診断・措置 技術に関する共同研究報告書

～点検・診断技術編（その3）～  
～措置技術編（その2）～

（国研）土木研究所  
（学）東京農業大学  
（学）北海道科学大学  
（独）石川工業高等専門学校  
（一社）セメント協会  
日本道路（株）

## 要 旨：

厳しい予算制約の下で、耐久性やライフサイクルコストの観点から、コンクリート舗装の活用が期待されており、平成28年に通知された舗装点検要領では、点検、診断、措置、記録から成る一連のメンテナンスサイクルを効率的に回していく重要性が示されている。これまでもコンクリート舗装の点検・診断及び措置に関する技術開発が行われてきたが、実道における広範調査への適用可能性や耐久性、交通開放までの所要時間等の点で課題を抱えている。本共同研究では、コンクリート舗装の損傷メカニズムに基づく点検・診断技術及び措置技術に関する検討を行った。本報告書は共同研究の公募機関である日本道路株式会社から提案のあった点検・診断、措置技術について、各種検討を実施したので、その結果について報告するものである。

キーワード：コンクリート舗装，点検，診断，措置，補修，舗装のメンテナンスサイクル



## 目次

### 第I編 点検・診断技術編

第1章	はじめに	1
1.1	背景・目的	1
1.2	共同研究体制	2
第2章	研究内容	3
2.1	対象とする損傷	3
2.2	提案する点検・診断技術の概要	4
第3章	点検・診断技術	5
3.1	点検・診断技術の特徴	5
3.2	評価方法	8
3.2.1	ひび割れ	8
3.2.2	目地部の角欠け	9
3.2.3	舗装版段差	9
3.2.4	目地の飛散	10
第4章	舗装走行実験場における検証実験	11
4.1	舗装走行実験場の概要	11
4.2	検証結果	13
4.2.1	計測条件の比較検討	13
4.2.2	目視調査との比較結果	21
4.3	まとめ	25
第5章	実道における検証実験	36
5.1	実道の概要	36
5.2	検証結果	37
5.2.1	ひび割れ	37
5.2.2	目地部の損傷	45
5.3	調査の効率性	49
5.4	まとめ	50
第6章	本研究のまとめ	51

### 第II編 措置技術編

第1章	はじめに	52
1.1	背景・目的	52

1. 2	共同研究体制	53
<b>第2章</b>	<b>研究内容</b>	<b>54</b>
2. 1	対象とする損傷	54
2. 2	提案する措置技術	55
2. 2. 1	小規模措置技術の使用材料と工法	55
2. 2. 2	中規模措置技術の使用材料と工法	59
2. 2. 3	大規模措置技術の使用材料と工法	61
2. 3	研究の手順	63
<b>第3章</b>	<b>材料試験</b>	<b>65</b>
3. 1	試験方法	65
3. 1. 1	補修材に関する試験	65
3. 1. 2	プルオフ試験用の模擬コンクリート版	66
3. 1. 3	プルオフ試験用供試体の作製	67
3. 2	試験結果	69
3. 2. 1	小規模措置材料	69
3. 2. 2	中規模措置材料	79
3. 2. 3	大規模措置材料	82
3. 3	材料試験まとめ	85
<b>第4章</b>	<b>試験施工（舗装走行実験場）</b>	<b>87</b>
4. 1	試験施工の概要	87
4. 1. 1	小規模措置技術	87
4. 1. 2	中規模措置技術	89
4. 1. 3	大規模措置技術	90
4. 2	試験施工の方法	92
4. 2. 1	小規模措置技術	92
4. 2. 2	中規模措置技術	93
4. 2. 3	大規模措置技術	94
4. 3	試験施工の結果	95
4. 3. 1	小規模措置技術	95
4. 3. 2	中規模措置技術	107
4. 3. 3	大規模措置技術	111
4. 4	施工時間工程	115
4. 5	試験施工まとめ	116
<b>第5章</b>	<b>本研究のまとめ</b>	<b>118</b>

# 第 I 編 点検・診断技術編

## 第 1 章 はじめに

### 1. 1 背景・目的

厳しい予算制約の下で、舗装の長寿命化、ライフサイクルコストの縮減が求められており、平成 28 年に国土交通省から通知された舗装点検要領では、効率的な修繕の実施を行うための点検、診断、措置、記録から成る一連のメンテナンスサイクルを効率的に回していく重要性が示されている。

現在、わが国ではアスファルト舗装が利用される割合が多いが、ライフサイクルコスト低減の観点から、近年、耐久性に優れたコンクリート舗装を適材適所で活用していく重要性が高まっている。コンクリート舗装は、直轄国道において約 50 年間大規模更新を行うことなく供用した事例<sup>1)</sup>があるなど、適切な維持管理を行うことによって、アスファルト舗装よりもライフサイクルコストを低減することができると考えられる。

適切な維持管理を行うためには、舗装のメンテナンスサイクルを効率的に回していく必要がある。これまでにも、コンクリート舗装のマネジメントに関する技術開発が行われてきた。しかしながら、点検・診断分野では、実道における広範調査への適用可能性や構造上の弱部である目地部周辺の健全性評価等に関して課題がある。また、措置分野では、実道における耐久性や交通開放までの所要時間等に関して課題がある。これらの課題を克服することによって、ライフサイクルコスト低減の観点から、コンクリート舗装の活用が促進されるものと期待される。

そこで、本共同研究では、コンクリート舗装の損傷メカニズムに基づく点検・診断技術及び措置技術に関する検討を行った。本報告書は共同研究の公募機関である日本道路（株）から提案のあった点検・診断について、各種検討を実施したので、その結果について報告するものである。

## 1. 2 共同研究体制

本共同研究は、(国研)土木研究所、(学)東京農業大学、(学)北海道科学大学、(独)石川工業高等専門学校、(一社)セメント協会、日本道路(株)の体制で実施した。本共同研究の参加者を表-1.2.1に示す。

表-1.2.1 共同研究参加者

機関	氏名	所属・役職	参加期間
(国研)土木研究所	藪 雅行	道路技術研究グループ(舗装) 上席研究員	2020.4~2022.3
	寺田 剛	道路技術研究グループ(舗装) 総括主任研究員	2020.4~2021.3
	前川 亮太	道路技術研究グループ(舗装) 主任研究員	2020.4~2022.3
	永塚 竜也	道路技術研究グループ(舗装) 専門研究員	2020.4~2022.3
	綾部 孝之	道路技術研究グループ(舗装) 研究員	2020.4~2022.3
	横澤 直人	道路技術研究グループ(舗装) 研究員	2021.10~2022.3
	枝廣 直樹	道路技術研究グループ(舗装) 交流研究員	2020.10~2022.3
	丸山 記美雄	寒地保全技術研究グループ(寒地道路保全) 上席研究員	2020.4~2022.3
	伊藤 憲章	寒地保全技術研究グループ(寒地道路保全) 総括主任研究員	2020.4~2022.3
	星 卓見	寒地保全技術研究グループ(寒地道路保全) 主任研究員	2020.4~2022.3
	井谷 雅司	寒地保全技術研究グループ(寒地道路保全) 研究員	2020.4~2022.3
	上野 千草	寒地保全技術研究グループ(寒地道路保全) 研究員	2020.4~2022.3
	佐藤 圭洋	寒地保全技術研究グループ(寒地道路保全) 研究員	2020.4~2022.3
(学)東京農業大学	小梁川 雅	地域環境科学部 生産環境工学科 教授	2020.4~2022.3
(学)北海道科学大学	亀山 修一	工学部 都市環境学科 教授	2020.4~2022.3
(独)石川工業高等専門学校	西澤 辰男	環境都市工学科 教授	2020.4~2022.3
(一社)セメント協会研究所	吉本 徹	コンクリート研究グループ リーダー	2020.4~2022.3
	野田 悦郎	コンクリート研究グループ 特別研究員	2020.4~2022.3
	泉尾 英文	コンクリート研究グループ サブリーダー	2020.4~2022.3
	瀧波 勇人	コンクリート研究グループ 研究員	2020.4~2021.3
日本道路(株)	平間 敦	技術研究所 副部長	2020.4~2021.3
	美馬 孝之	技術研究所 副部長	2021.4~2022.3
	吉野 広一郎	技術研究所 係長	2020.4~2022.3
	藤井 洋志	技術研究所 研究員	2020.4~2022.3

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：コンクリート舗装に関する技術資料，2009.

## 第2章 研究内容

### 2.1 対象とする損傷

舗装の損傷調査には、図-2.1.1に示すように「路面調査」と「構造調査」の2種類の調査がある<sup>1)2)</sup>。路面調査は、目視観察を主体とした目視調査と試験機や測定車等を用いた路面性状調査により、路面の性状を把握するものである。一方で構造調査は FWD によるたわみ量測定やコア採取、開削を実施することで舗装内部や路床の状態を評価するものである。ひび割れ等の目視調査については、主にスケッチにより損傷の測定を行っているが、スケッチ法の場合では道路規制が伴うことや多大な人力を必要することが課題として挙げられている。また、目視調査に代わる方法としては簡易に計測が可能な路面性状測定車による調査があるが、従来の路面性状測定車では分解能が低いため、コンクリート舗装に発生する微細なひび割れ、特に1mm以下のひび割れの検出が課題とされている。

そこで本研究は、コンクリート舗装において従来では目視調査により特定していたひび割れとコンクリート舗装特有の損傷である目地部の損傷となる角欠けや舗装版の段差、目地材のはみ出し飛散を対象とし、簡易で計測能力を向上した調査手法を検討することを目的として実施している。

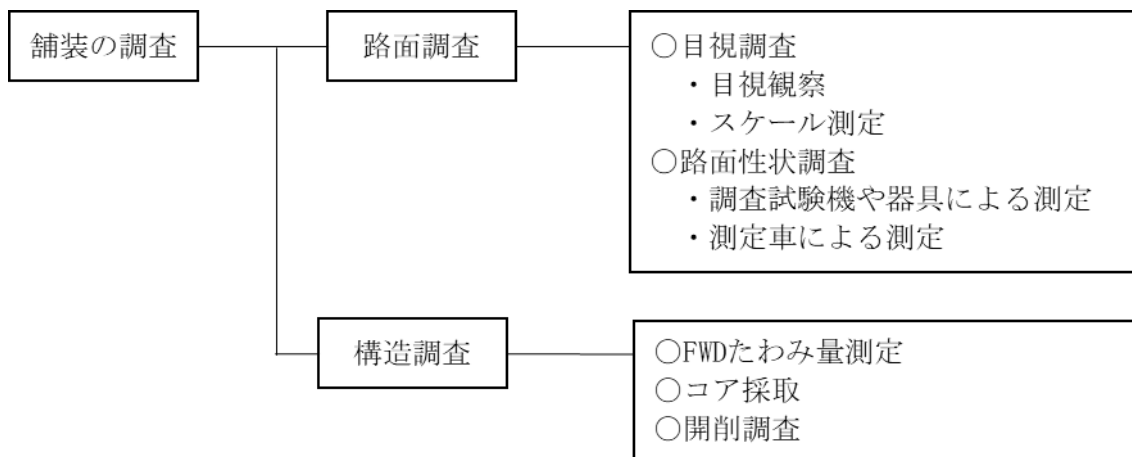


図-2.1.1 舗装の損傷調査の内容<sup>1)2)</sup>

表-2.1.1 路面調査手法の比較

調査方法	計測の容易さ	計測の精度
スケッチ	×	◎
路面性状測定車	○	△
検討手法	○	○

## 2. 2 提案する点検・診断技術の概要

コンクリート舗装の路面調査に用いられている手法には、目視調査と路面性状調査があり、適用箇所や求められている計測精度により使い分けられている。表-2.2.1 に示す主なコンクリート舗装の調査内容において、特にひび割れについては従来の路面性状測定車を用いた調査では計測装置のスペックから幅 1mm 以下の損傷についての検出率が低いという課題があった。そのことから、連続鉄筋コンクリート舗装 (CRCP) の特有の微細な横ひび割れについては図-2.2.1 のような目視調査 (スケッチ) によりひび割れ調査を実施する必要がある、そのことから、ほかの損傷については路面性状測定車で計測をしたとしても、別途交通規制を行わなければならなかった。今回、本検討に使用する路面性状測定車 Digital Highway Data Vehicle (DHDV) (以下、3D 測定車) は、データの取得間隔が従来の測定車と比較して短く、1mm 以下のひび割れについても計測が可能である。また、舗装表面を 3 次元的に計測するため、その他の損傷についても詳細に計測が可能であると考えられる。3D 測定車は一般財団法人土木研究センターが毎年実施している路面性状自動測定装置の検定に合格している装置であり、本研究ではコンクリート舗装における路面性状調査への適用性及び計測精度について検証を行う。

表-2.2.1 主な路面調査内容<sup>3)</sup>

調査項目		調査内容
ひび割れ		<ul style="list-style-type: none"> <li>ひび割れの発生状態 (形態, 角欠け等)</li> <li>ひび割れ幅</li> </ul>
目地部の 損傷	目地部の破損	<ul style="list-style-type: none"> <li>目地材のはみ出しや飛散の程度</li> <li>目地幅や角欠けの程度</li> </ul>
	段差	<ul style="list-style-type: none"> <li>周囲との高さの違い</li> </ul>



図-2.2.1 ひび割れ調査のイメージ

### <参考文献>

- 1) 国土交通省：舗装点検要領，2016
- 2) 公益法人日本道路協会：舗装の維持修繕ガイドブック 2013，p24-25，p47-55，p214-228，2013. 11
- 3) 公益法人日本道路協会：舗装調査・試験法便覧 第一分冊，p214-254



## 第3章 点検・診断技術

### 3.1 点検・診断技術の特徴

本研究で使用する3D測定車の外観を写真-3.1.1に、諸元と測定条件を表-3.1.1及び表-3.1.2に示す。車両後方に設置されたレーザスキャナから舗装にレーザを照射し、図-3.1.1のように舗装からライン上に反射した反射光（光切断線）をカメラで撮影することにより、3D形状画像と反射輝度等を取得する（光切断方式）。取得する画像の精度は横断方向に0.5mm、鉛直方向に0.1mmである。縦断方向は測定速度に依存するが、40km/h走行時で0.4mm、80km/h走行時は0.8mm間隔で計測を行う。したがって、高速走行時においても十分な精度で計測可能なことが特徴として挙げられる。左右のレーザにより1回の計測で幅員4,000mmを同時に計測することが可能である。



写真-3.1.1 3D測定車の外観

表-3.1.1 3D 測定車の諸元

項目	内容
サイズ	全長：5,640mm
	全幅：2,190mm
	全高：2,160mm
計測条件	路面状態：乾燥路面，昼夜間計測
	計測速度：100km/h まで

表-3.1.2 3D 測定車の測定条件

項目	方式	備考
ひび割れ	方式：光切断方式 発光：半導体レーザー 受光：レーザプロファイラ	計測幅員：約 4,000mm 計測精度：幅 0.5mm 以上のクラック データピッチ：縦断方向約 0.4mm(40km/h 走行時)，横断方向 0.5mm
わだち掘れ (横断形状計測)	方式：光切断方式 発光：半導体レーザー 受光：レーザプロファイラ	計測幅員：約 4,000mm 鉛直方向の分解能：0.1mm データピッチ：縦断方向約 0.4mm(40km/h 走行時)，横断方向 0.5mm
平たん性	方式：光切断方式 発光：半導体レーザー 受光：レーザプロファイラ	計測凹凸量：320mm(-160mm～+160mm) 計測精度：±30%以内(縦断プロフィールメータの測定値に対して)
距離計	方式：パルスセンサ方式	1 回転：2048 パルス 計測距離の分解能：1mm 距離精度：±0.3%以内 (光学測量機による距離の測定値)

昼夜計測可能

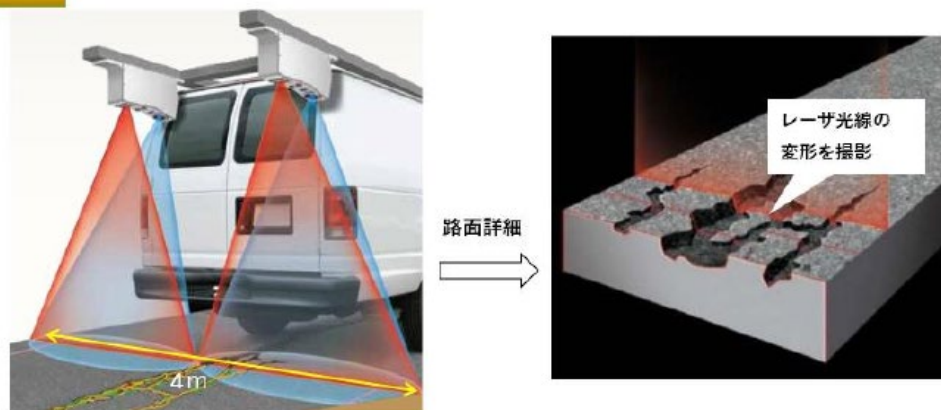


図-3.1.1 計測イメージ



3D測定車で計測した結果は専用の解析ソフトにより路面性状を解析する。解析ソフトの解析画面を図-3.1.2に示す。損傷の種類により解析方法は異なるが、解析結果は路面画像上に表示され、複数の計測結果や計測位置を視覚的にも確認できるようになっている。また、図-3.1.3の専用ビューアは路面画像の任意点をクリックすることで縦横断形状図や3D画像を表示できるようになっている。

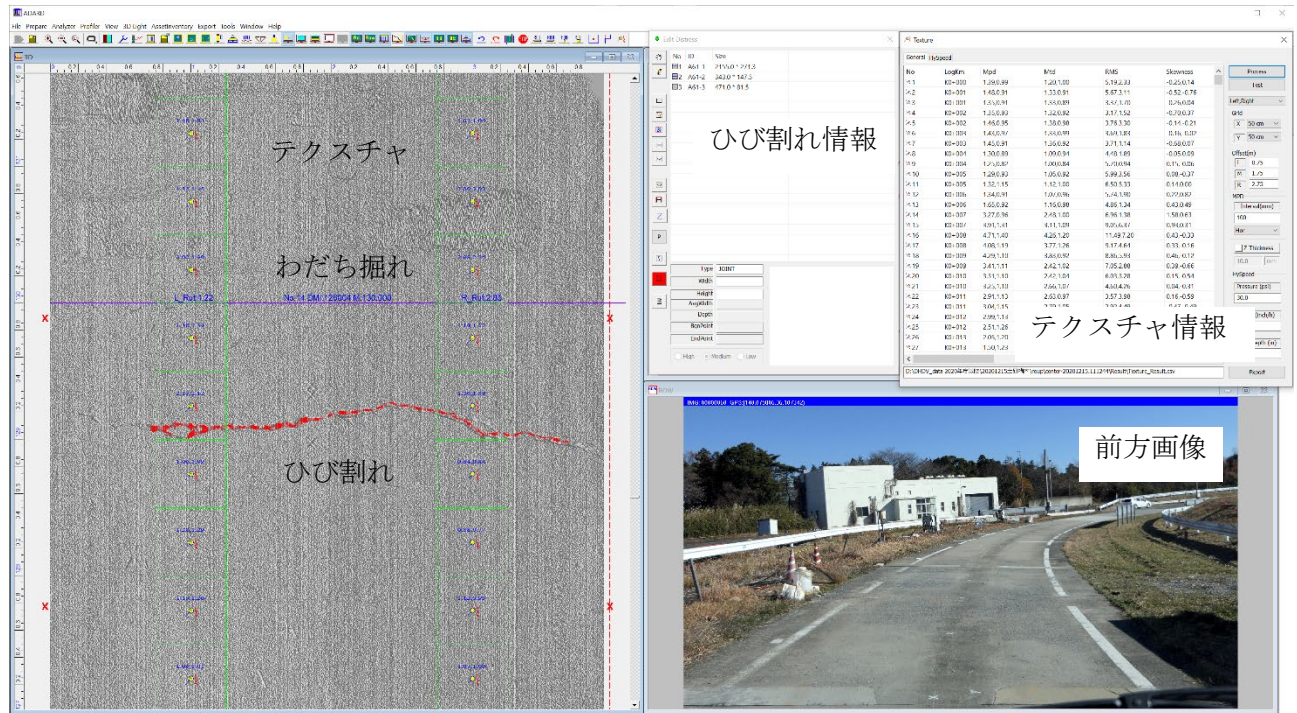


図-3.1.2 解析画面

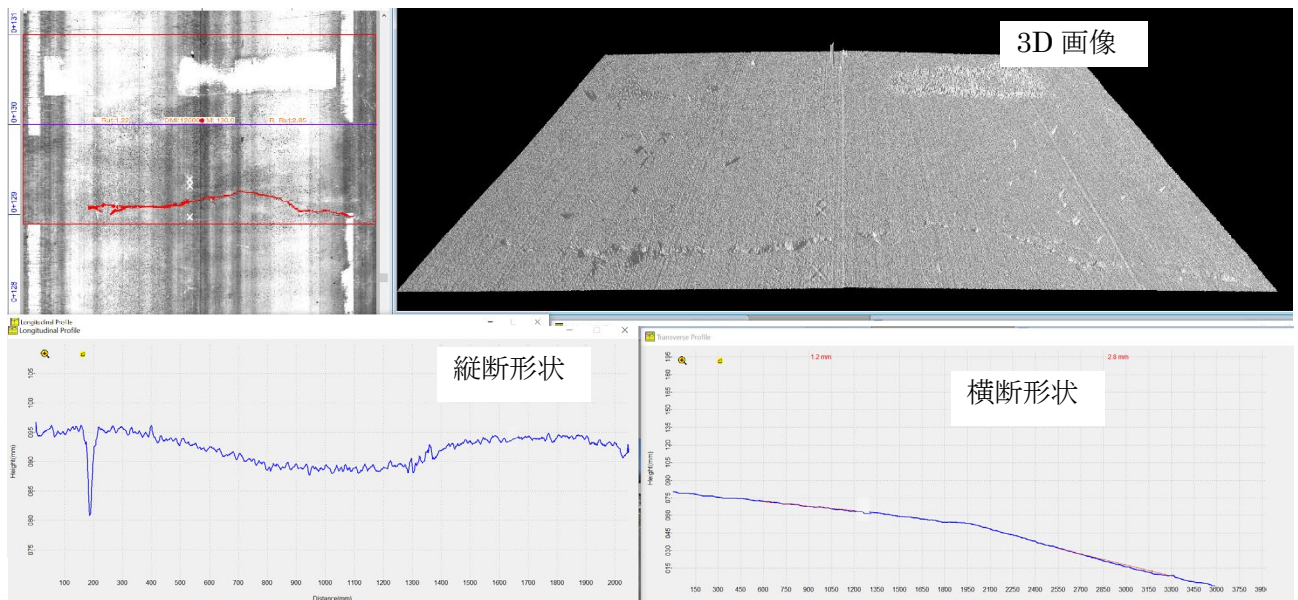


図-3.1.3 専用ビューア

### 3. 2 評価方法

3D 測定車は、測定装置のレーザが舗装に反射した反射線をカメラで計測することで路面情報を取得し、そのプロファイルから損傷の程度を評価する。各損傷における計測例を以下に示す。

#### 3. 2. 1 ひび割れ

ひび割れ発生箇所の計測例を図-3.2.1に示す。ひび割れの解析は、路面画像上にあるひび割れを自動解析により解析を行う。ただし、路面標示と舗装の境界や目地をひび割れと誤認識することもあり、自動解析後の修正が必要となる。また、ひび割れ幅によっては自動解析では検出できない場合もある。路面画像からひび割れをトレースすることでひび割れ位置やひび割れ度の計測を行う。

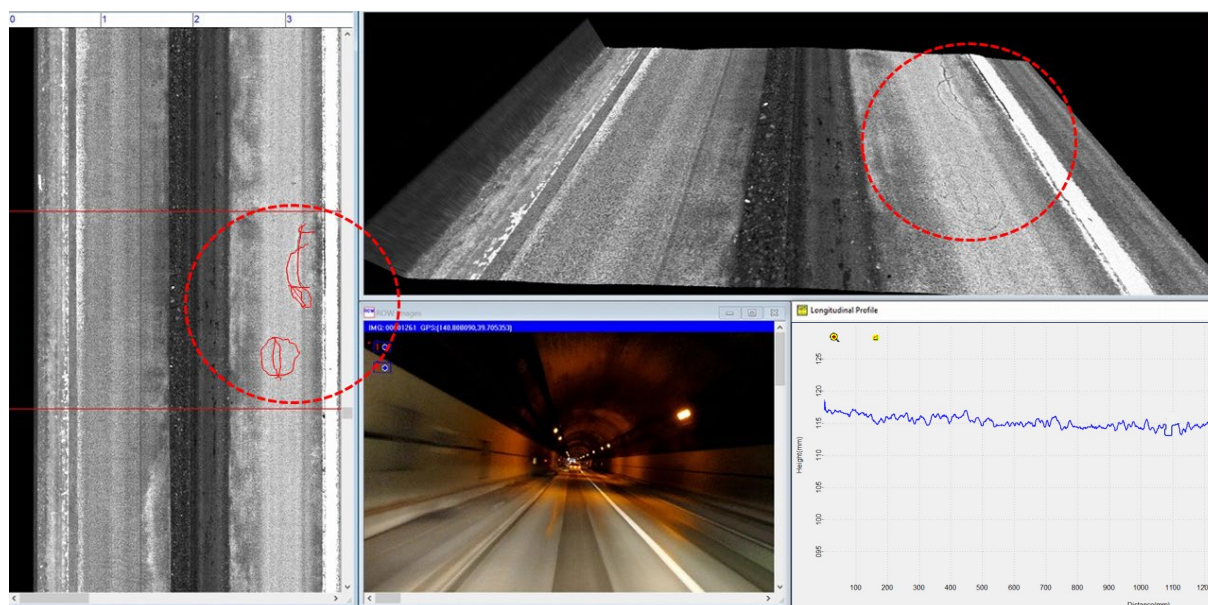


図-3.2.1 ひび割れ解析例



### 3. 2. 2 目地部の角欠け

目地部の角欠け部の計測例を図-3. 2. 2 に示す。現時点において自動解析はできないため、路面画像から角欠けの発生位置を特定し、角欠け延長や幅、深さ等を手動により計測する。



図-3. 2. 2 目地部の角欠け解析例

### 3. 2. 3 舗装版段差

舗装版段差の計測例を図-3. 2. 3 に示す。段差については自動解析により、目地における最大段差量と段差位置の解析を行う。舗装版に段差が生じている箇所では、目地部の飛散と同様に縦断形状が乱れていることが確認できる。

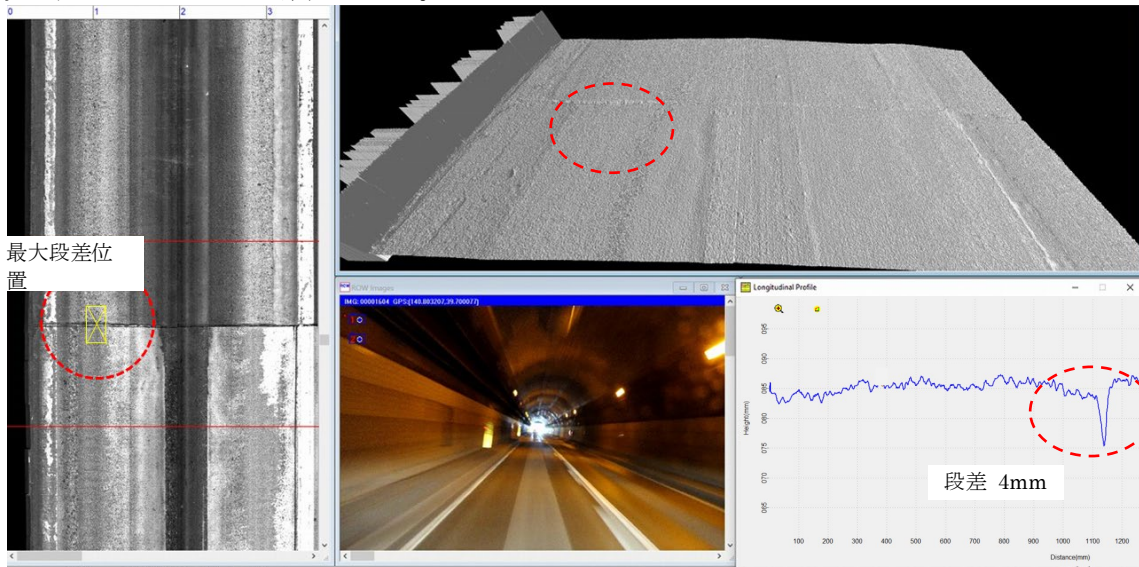


図-3. 2. 3 舗装版段差解析例

### 3. 2. 4 目地の飛散

同一の横目地において、目地の健全箇所と飛散箇所の計測例を図-3.2.4、図-3.2.5に示す。目地の飛散は目地部の縦断形状により飛散の有無を判断する。図-3.2.4のように健全部は縦断形状に乱れが確認されないが、飛散部については図-3.2.5のように縦断形状に大きな変化が発生しており、飛散している様子が確認できる。現時点において自動解析はできないため、路面画像から発生位置を推定し、損傷の程度を手動により計測する。

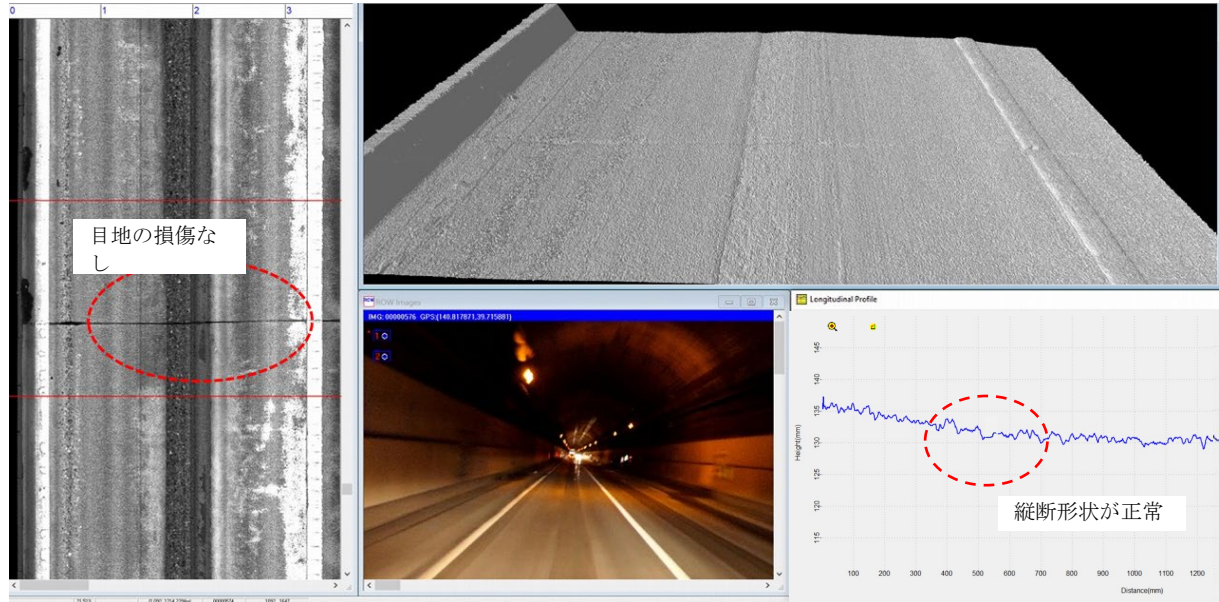


図-3.2.4 目地の飛散解析例（正常箇所）

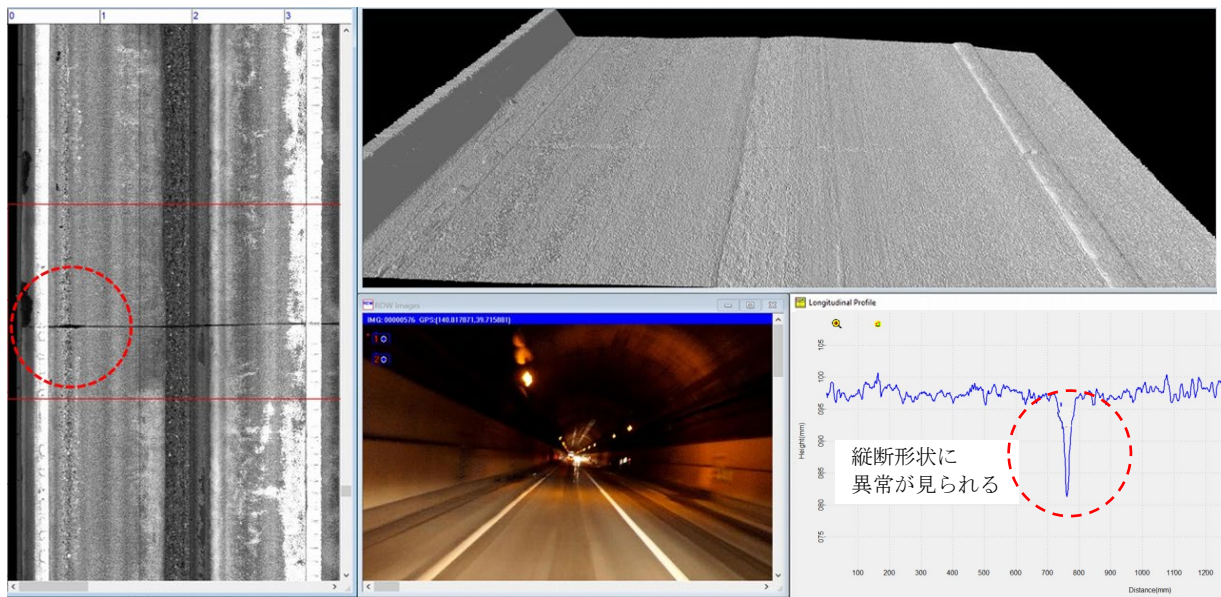


図-3.2.5 目地の飛散解析例（飛散箇所）

## 第4章 舗装走行実験場における検証実験

### 4.1 舗装走行実験場の概要

実道での検証に先立ち、土木研究所内の舗装走行実験場試験工区にてコンクリート舗装の調査を実施した。調査箇所の位置図を図-4.1.1に示す。対象区間は、約85mのコンクリート舗装区間を種別ごとに9工区に分割している。なお、各舗装版には自然発生した損傷や人工的に発生させた損傷が発生している。目視により確認されている損傷内容と発生位置を図-4.1.2に示す。



図-4.1.1 舗装走行実験場位置図 ※「電子地理院写真を加工して作成」







## 4. 2 検証結果

### 4. 2. 1 計測条件の比較検討

3D 測定車は計測にレーザを使用しているため、計測時の周辺環境に影響を受けることが考えられる。そこで、表-4. 2. 1 のように計測時の条件を変えて適切な計測条件について検討した。

表-4. 2. 1 計測条件

比較内容	計測条件	影響を与える要因
計測時期	昼夜計測	太陽光や周囲の明るさ
計測速度	20km/h, 40km/h	計測データの取得間隔

#### (1) 計測時期（昼夜）

3D 測定車はレーザにより路面性状の計測を行うため、アスファルト舗装を計測する時も高輝度の路面標識等はレーザの乱反射により正常に計測できていないケースが確認されている。コンクリート舗装はアスファルト舗装と比較して明度が高く、太陽光による照り返しや計測時の周囲の明るさが計測結果に影響を及ぼす可能性がある。そこで、昼間と夜間に同一路面を計測し、コンクリート舗装における代表的な損傷であるひび割れや段差、目地部の損傷について計測結果の比較を行った。計測時の状況を写真-4. 2. 1 と写真-4. 2. 2 に示す。測定時の速度は 40km/h で計測を行った。



写真-4. 2. 1 昼間の状況（15時計測）



写真-4. 2. 2 夜間の路面（19時計測）

#### 1) ひび割れ

工区 0731-1 に発生しているひび割れについて各時間帯の計測結果を表-4. 2. 2 及び図-4. 2. 1, 図-4. 2. 2 に示す。ひび割れ延長については時間帯による計測結果は 0.02m ほど異なるが、ほぼ変わらない結果となった。一方で、ひび割れ深さについては多少の差が認められる。3D 測定車はレーザの反射光をカメラで撮影することで路面データを取得するため、レーザが届く範囲を計測している。昼間の場合、太陽光がひび割れ内部まで届いており、3D 測定車のレーザ光を乱反射することで正確に測定できていないことが考えられる。ただし、ひび割れの評価はひび割れ延長によるひび割れ度であるため、深さ方向の情報を必要としない。したがって、ひび割れについては昼夜間による計測結果に差はないと判断される。

表-4. 2. 2 ひび割れ計測結果（昼夜間）

検証工区	ひび割れ延長(m)		ひび割れ度(m/m <sup>2</sup> )	
	計測結果	差	計測結果	差
0731-1 横ひび割れ	昼間	4.45	0.11	±0.00
	夜間	4.47		

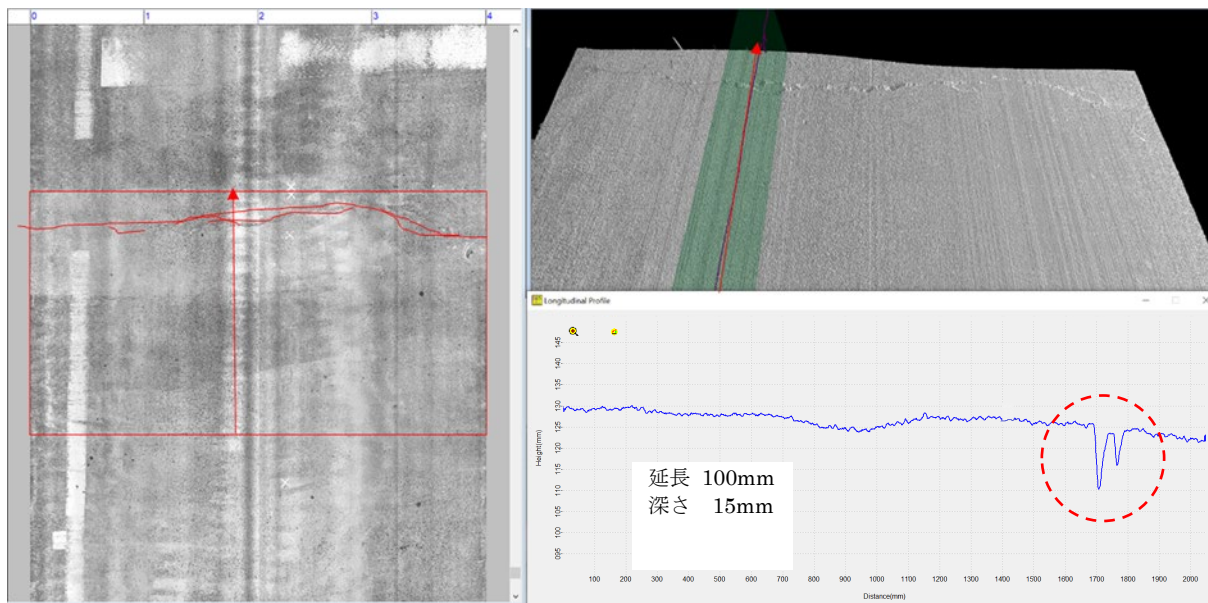


図-4.2.1 ひび割れ計測結果（昼間）

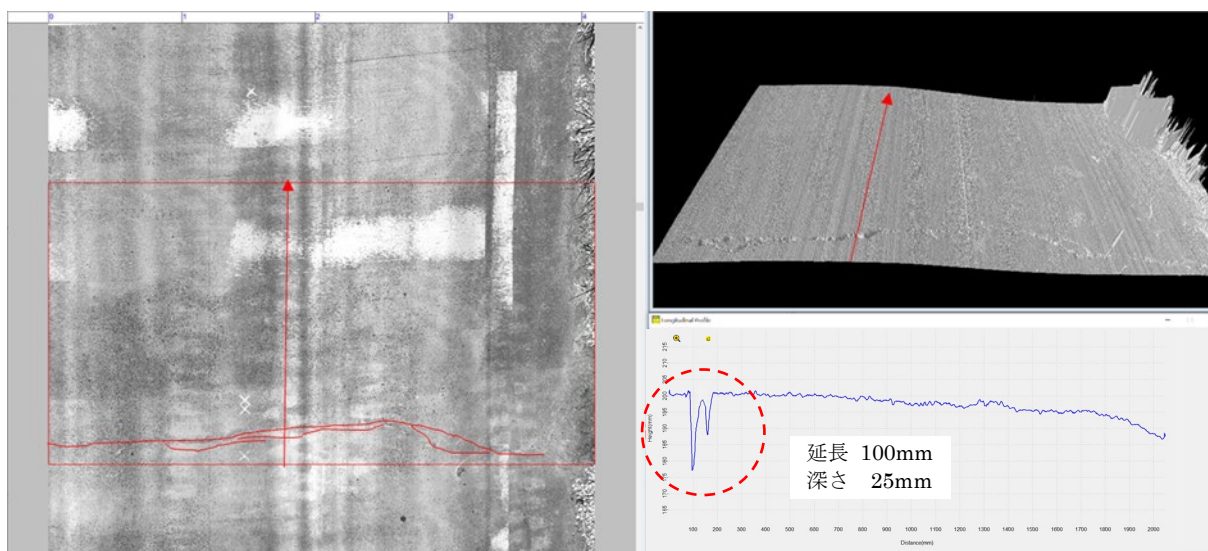


図-4.2.2 ひび割れ計測結果（夜間）

## 2) 舗装版の段差

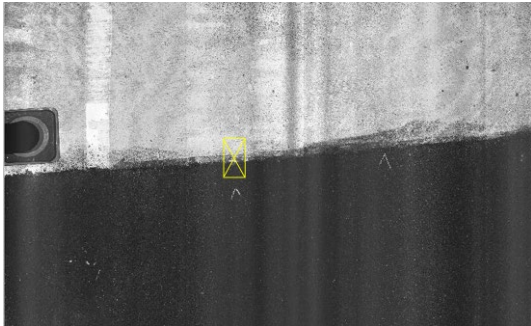
工区 0731-1 に発生しているコンクリート舗装とアスファルト舗装間の段差について計測箇所を写真-4.2.3 に、各時間帯の計測結果を表-4.2.3 及び図-4.2.3、図-4.2.4 に示す。昼間測定時は左端部から 80.2cm の位置に 14.0mm の段差を計測したのに対し、夜間は 75.8cm の位置に 13.0mm の段差を計測した。これは、図-4.2.4 の縦断図のように、舗装境界でアスファルト舗装とコンクリート舗装が互いに垂れて打ち継がれており、車両走行時に測定装置に振動が加わったことで多少の誤差が発生しているためであると考えられる。ただし、舗装版の段差の報告は最大段差量のみであり、1.0mm 程度であれば計測時の誤差として考えることができるため、昼夜間の計測結果に差は生じないと考えられる。



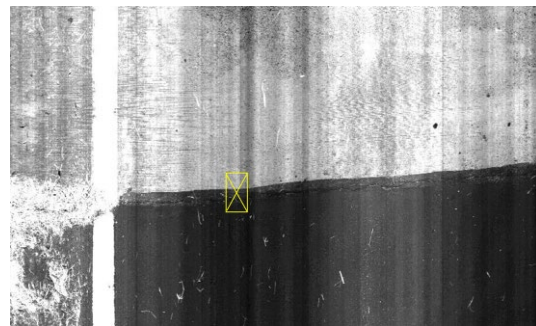
写真-4.2.3 計測位置

表-4.2.3 舗装版の段差結果比較（昼夜間）

検証位置		最大段差位置 (端部からの距離 cm)		最大段差量(mm)	
		計測結果	誤差	計測結果	誤差
As との段差	昼間	80.2	4.4	14.0	1.0
	夜間	75.8		13.0	

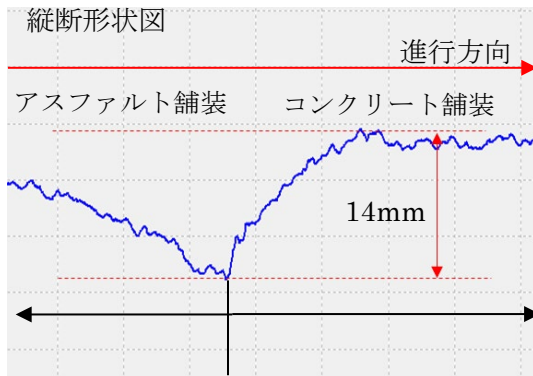


昼間



夜間

図-4.2.3 昼夜間計測結果比較（段差）



昼間



夜間

図-4.2.4 昼夜間計測結果比較（段差）



### 3) 目地の損傷

目地に発生する損傷に目地の角欠けがある。角欠けが発生している箇所を写真-4.2.4に、各時間帯の計測結果を表-4.2.4及び図-4.2.5、図-4.2.6に示す。ひび割れや段差と同様に測定時間による差はほぼみられなかったが、深さについてはひび割れと同様に鉛直方向にレーザ光が届く範囲を計測しているため、太陽光の影響や測定時の走行位置等により多少の計測誤差が生じていると考えられる。ただし、角欠け深さ 1.0mm の違いは、実用上問題が生じるとは考えにくいいため、測定時間の影響はないと考えられる。



写真-4.2.4 計測位置

表-4.2.4 角欠け計測結果 (昼夜間)

検証工区		長さ(mm)		幅(mm)		深さ(mm)	
		計測結果	差	計測結果	差	計測結果	差
工区 1502	昼間	300.0	0.0	120.0	0.0	17	1.0
	夜間	300.0		120.0		16	

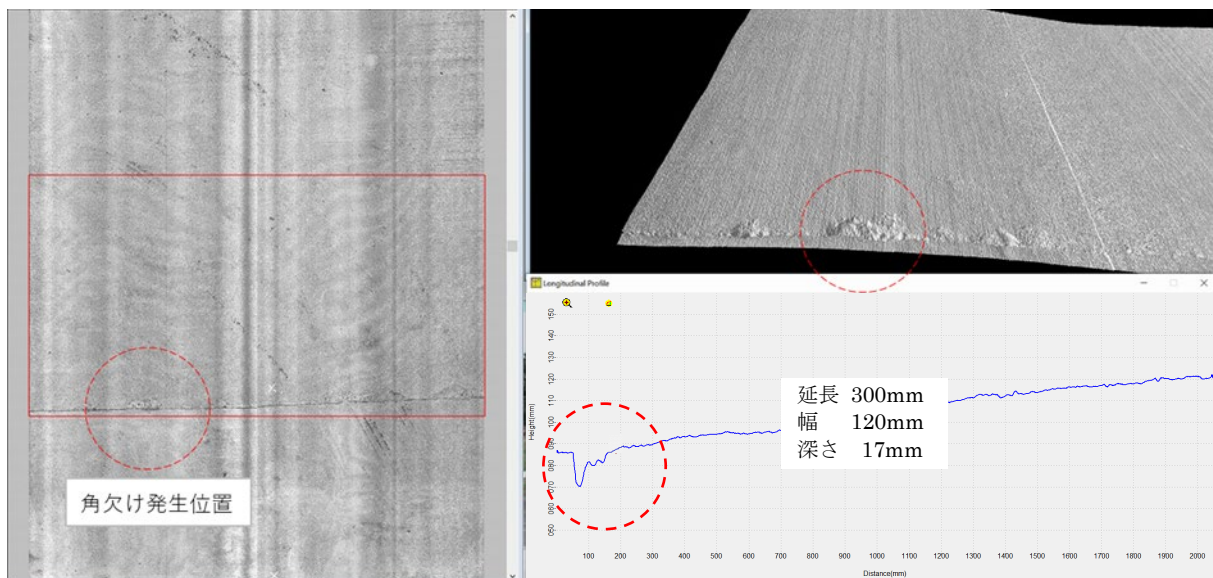


図-4.2.5 目地の角欠け計測結果 (昼間)

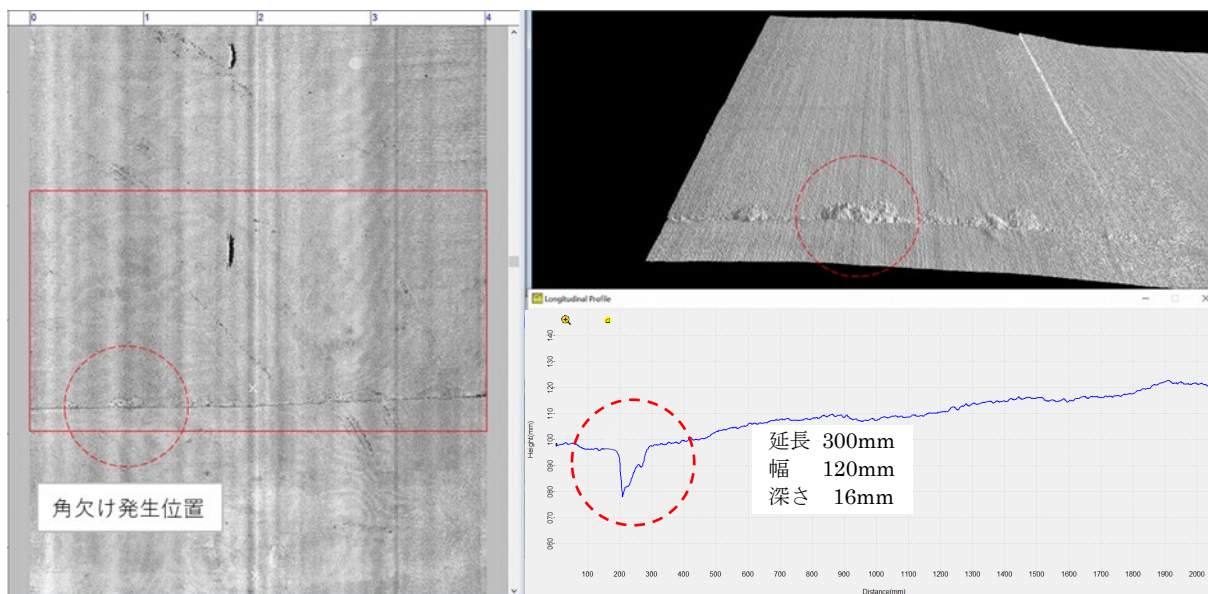


図-4.2.6 目地の角欠け計測結果（夜間）

ひび割れや舗装版の段差，目地の角欠けについて舗装調査・試験法便覧に定められている調査項目を表-4.2.5に示し，昼夜間の測定結果比較を表-4.2.6に示す。いずれの損傷についても計測が必要な項目については計測結果にほぼ差は見られず，計測する時間帯については特に制約はなく，測定現場により柔軟に対応することができると判断される。

表-4.2.5 試験法による調査項目

損傷の種類	計測内容
ひび割れ	長さ，ひび割れ度
段差	最大段差量
目地の損傷	幅，率

表-4.2.6 昼夜間による計測結果比較

		昼間	夜間	差
ひび割れ	長さ(m)	4.45	4.47	0.02
	ひび割れ度(%)	0.11	0.11	0.00
段差	最大段差量(mm)	14.0	12.0	2.0
目地の損傷	幅(mm)	120	120	0.0
	損傷率(%)	7.5	7.5	0.0

(2) 走行速度

3D 測定車は計測時の走行速度が変わることで、縦断方向のデータ取得間隔が変わる。走行速度が2倍になると計測間隔も約2倍になるため、走行速度により計測結果が異なる可能性が考えられる。3D 測定車の計測速度は100km/hまで対応しているが、走行試験場の形状から100km/hでの走行が困難であった。そこで、舗装走行実験場内で走行可能な速度を上限として表-4.2.7に示す走行速度で計測を行い、計測結果の比較を行った。なお、計測は昼間に行っており40km/hの計測結果は前節の昼間の計測結果と同じ結果を用いている。

表-4.2.7 計測速度一覧

計測速度 (km/h)	想定する計測場所
20	工場や私有地
40	一般道

1) ひび割れ

工区 0731-1 に発生しているひび割れについて走行速度別の計測結果を表-4.2.8及び図-4.2.7、図-4.2.8に示す。理論的には走行速度が遅くなるとより細かくデータを取得するため、計測精度も向上すると考えられる。しかしながら、20km/hで走行した時の方が計測精度は少し下がる結果となった。これは、40km/h程度が下限値付近でそれ以下はひび割れの検出に影響を与えない速度であるためと考えられる。なお、高速走行時の検証については第5章の実道での検証にて80km/hで走行した時の結果を記載している。

表-4.2.8 ひび割れ計測結果 (走行速度)

検証工区	ひび割れ延長(m)		差	ひび割れ度(m <sup>2</sup> )	
	計測結果	差		計測結果	差
0731-1 横ひび割れ	40km/h	4.45	0.04	0.11	±0.00
	20km/h	4.41		0.11	

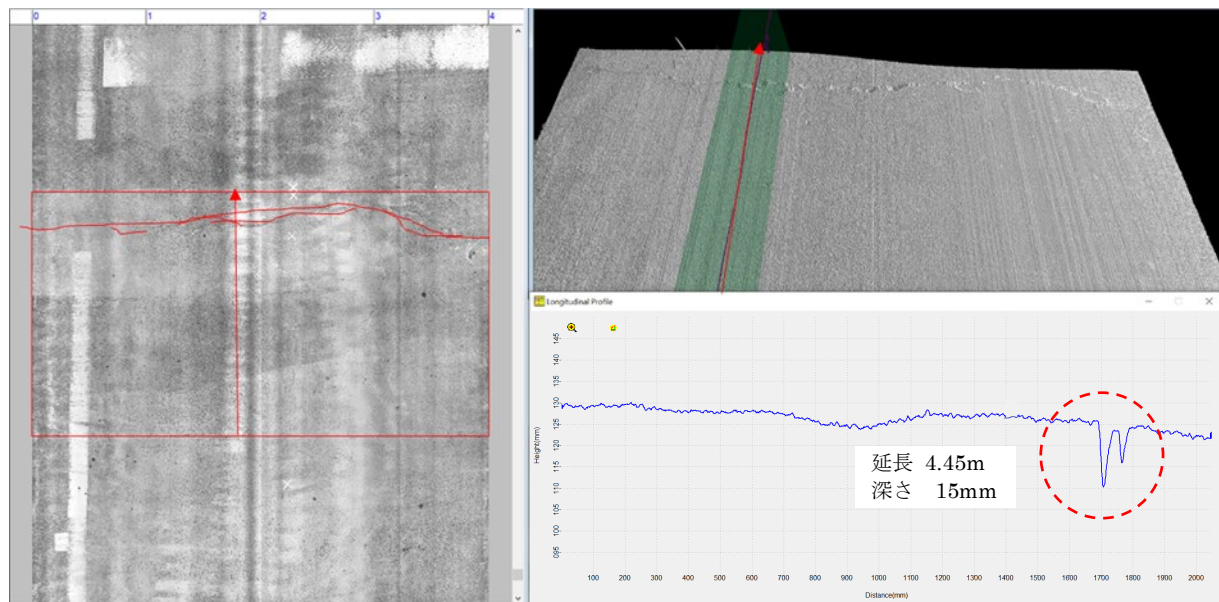


図-4.2.7 ひび割れ計測結果 (40km/h)



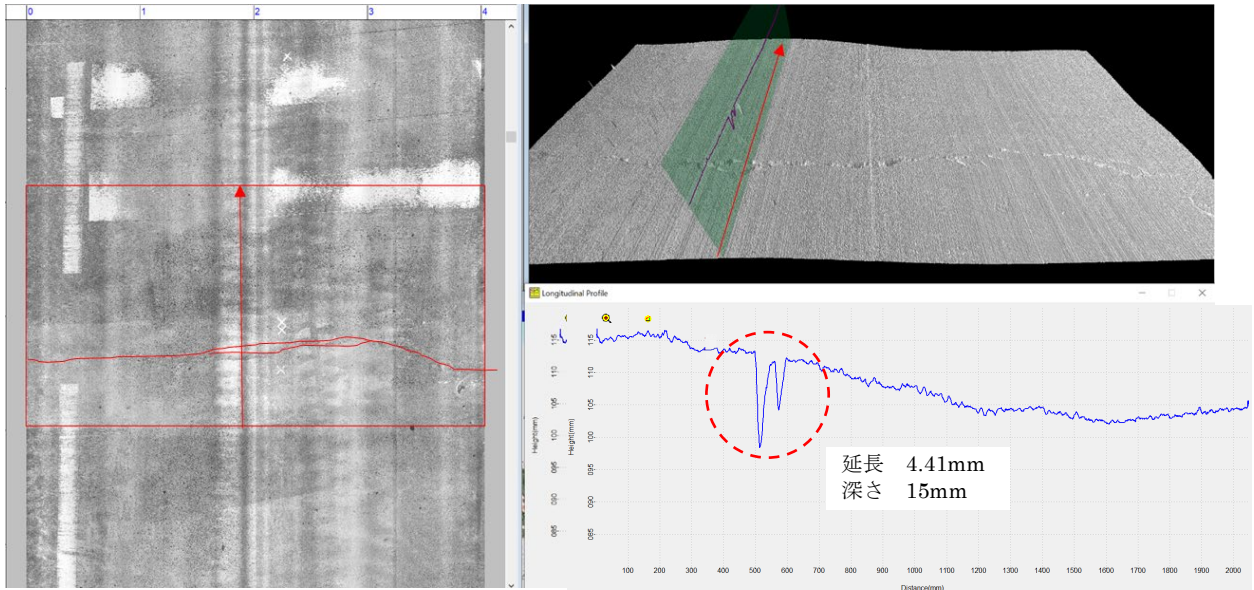


図-4.2.8 ひび割れ計測結果 (20km/h)

2) 舗装版の段差

工区 0731-1 に発生している舗装版の段差について走行速度別の計測結果を表-4.2.9 及び図-4.2.9, 図-4.2.10 に示す。自動解析による段差量については差が 2mm あったが、同一条件で5回ずつ計測を行ったときの測定誤差が 3mm あったことから、速度による計測結果への影響はないものと考えられる。

表-4.2.9 舗装版の段差結果比較 (走行速度)

検証位置		最大段差位置 (端部からの距離 cm)		最大段差量(mm)	
		計測結果	誤差	計測結果	誤差
As との段差	40km/h	80.2	2.3	14.0	2.0
	20km/h	77.9		12.0	

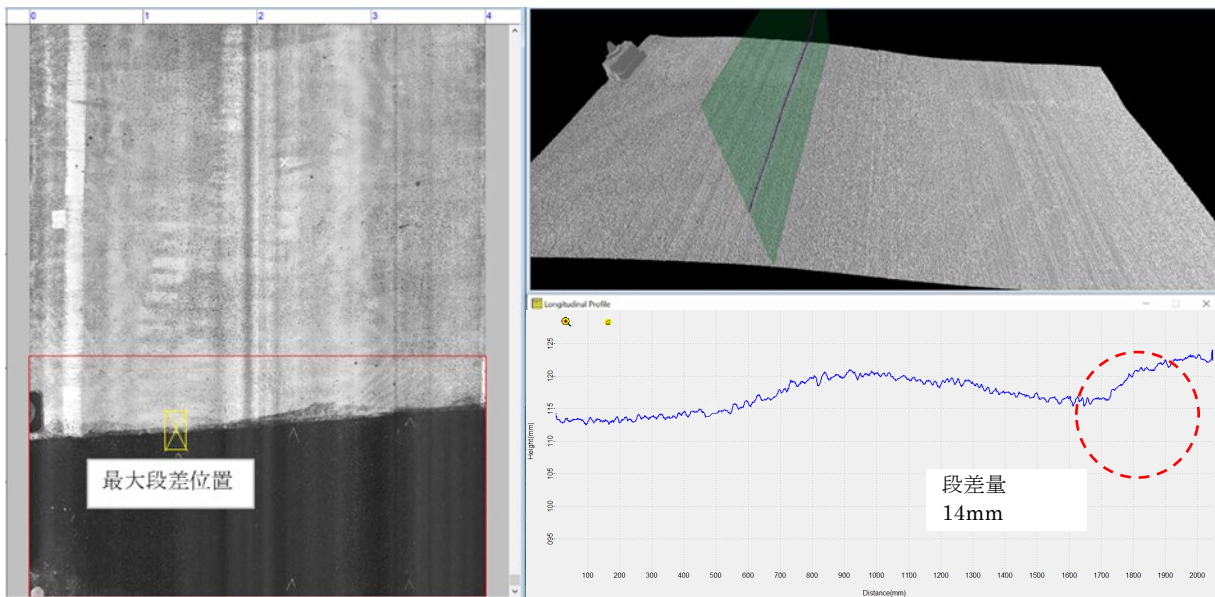


図-4.2.9 舗装版の段差計測結果 (40km/h)

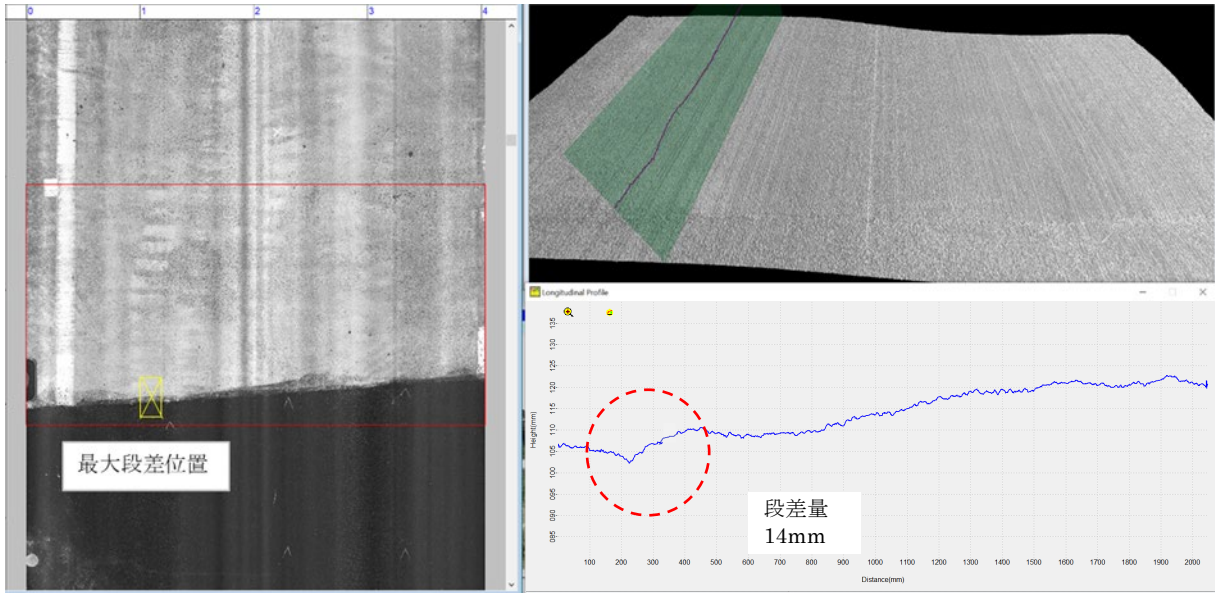


図-4.2.10 舗装版の段差計測結果 (20km/h)

3) 目地の角欠け

工区 1502 に発生している目地の角欠けについて走行速度別の計測結果を表-4.2.10 及び図-4.2.11, 図-4.2.12 に示す。ひび割れや段差と同様に、深さについては多少の誤差があったものの角欠けの延長や幅については走行速度に関係なく同じ計測結果となった。

表-4.2.10 角欠け計測結果 (走行速度)

検証工区		長さ(mm)		幅(mm)		深さ(mm)	
		計測結果	差	計測結果	差	計測結果	差
工区 1502	走行速度	300.0	0.0	120.0	0.0	17	2.0
	走行速度	300.0		120.0		19	

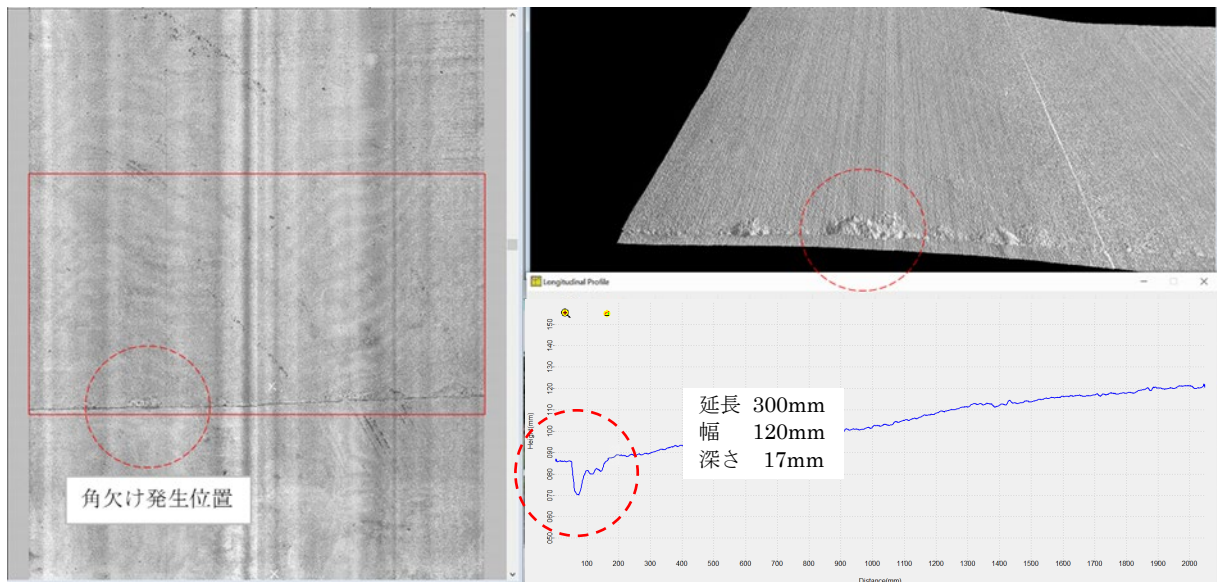


図-4.2.11 角欠け計測結果 (40km/h)



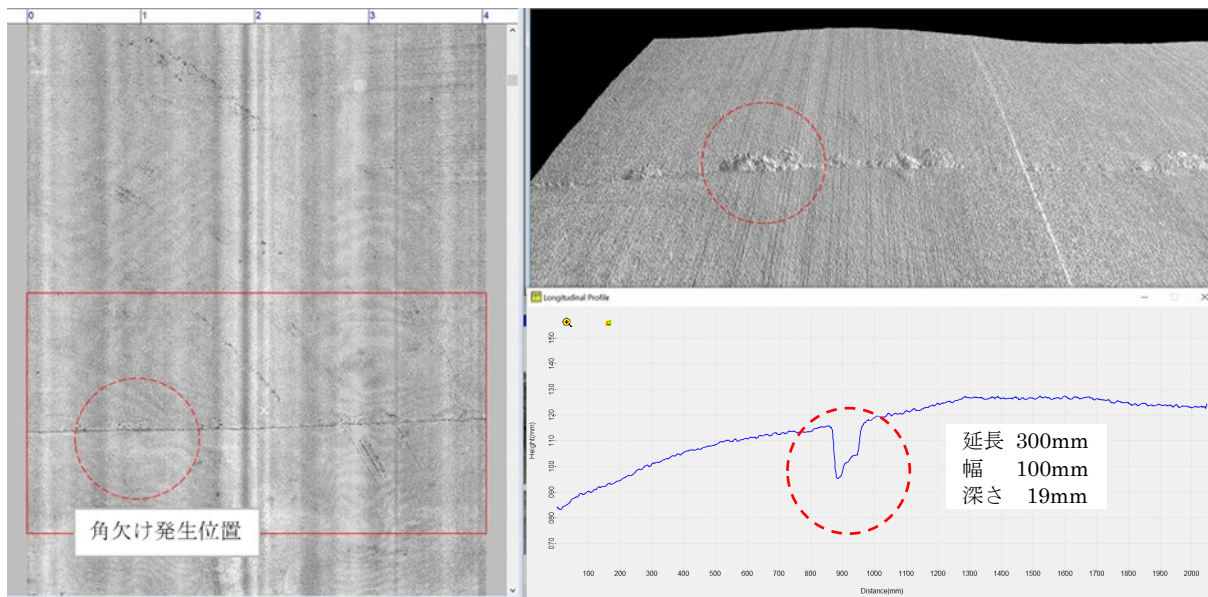


図-4.2.12 角欠け計測結果 (20km/h)

計測時の走行速度による各種損傷の計測結果を表-4.2.11 に示す。段差については多少の計測誤差があるものの、ひび割れや目地の損傷については走行速度が計測結果に与える影響はほぼないと判断される。

表-4.2.11 走行速度別計測結果

		40km/h	20km/h	差
ひび割れ	長さ(m)	4.45	4.41	0.04
	ひび割れ度(%)	0.11	0.11	0.00
段差	最大段差量(mm)	14.0	12.0	2.0
目地の損傷	幅(mm)	120	120	0.0
	損傷率(%)	7.5	7.5	0.0

#### 4.2.2 目視調査との比較結果

3D 測定車の計測精度を確認するために、損傷別に従来の調査方法である目視調査や MRP 等を用いた計測結果の比較を行った。なお、3D 測定車の計測条件は一般道における測定を想定して①昼間②40km/h での計測を標準的な計測条件とした。

##### (1) ひび割れ

舗装走行実験場内のひび割れが発生している 2 工区について、目視調査との比較を行った。工区 0731-1 は、写真-4.2.5 のように横断的にひび割れが発生している箇所である。3D 測定車とスケッチによる計測結果を表-4.2.12 及び図-4.2.13、図-4.2.14 に示す。スケッチの結果と比較すると、0.2m ひび割れを計測できていなかった。これは、横ひび割れから発生している幅 0.1mm 程度のひび割れを検出できていなかったことに起因している。ただし、ひび割れ度で比較するとスケッチ 0.12m/m<sup>2</sup> に対して 0.11m/m<sup>2</sup> となり、実際の運用を想定した場合、誤差の範囲内であると考えられる。



写真-4.2.5 ひび割れ発生状況（工区 0731-1）

表-4.2.12 目視調査との比較結果（工区 0731-1）

検証工区	ひび割れ延長(m)		差	ひび割れ度(m/m <sup>2</sup> )	
	計測結果			計測結果	差
0731-1 横ひび割れ	3D 測定車	4.4	-0.2	0.11	-0.01
	スケッチ	4.6		0.12	

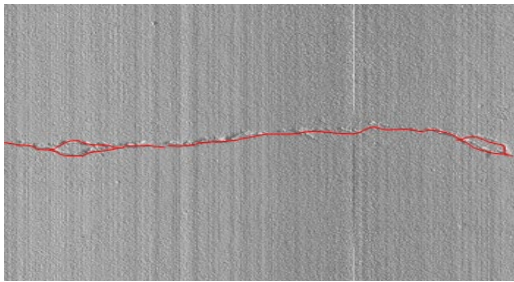


図-4.2.13 3D 測定車計測結果

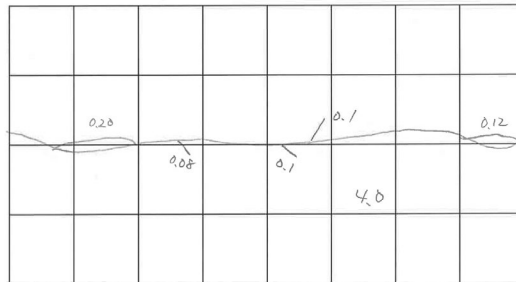


図-4.2.14 スケッチ計測結果

一方で工区 1502 はコンクリート舗装特有の乾燥収縮によるひび割れが発生している場所である（写真-4.2.6）。図-4.2.15 に計測結果を示し、写真-4.2.7 にひび割れの発生状況写真を示す。0.1～0.3mm 程度の微細なひび割れが大部分を占めており、横ひび割れと比較すると計測精度は大きく低下している。走行試験場内ではひび割れ幅別の検証を行っておらず、詳細な比較については第 5 章の実道における検証実験で評価を行った。



写真-4.2.6 ひび割れ発生箇所（工区 1502）

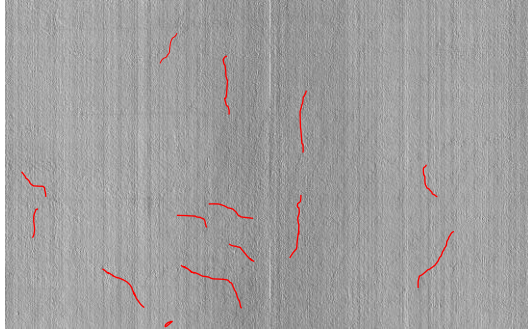


図-4.2.15 3D 測定車計測結果



写真-4.2.7 発生状況写真

(2) 目地部の角欠け

目地部の角欠けは工区1502で発生している。発生位置と計測結果を写真-4.2.8及び表-4.2.13, 写真-4.2.9, 図-4.2.16に示す。

工区1502に発生している角欠けは延長300mmで幅110mm程度と角欠けが進行している箇所であり、目視観察の結果と比較すると、延長は-10mmで幅は+10mmとなった。計測しきれなかった延長については、対象とした目地は目地材が注入されていない場所であり、角欠けと目地の開きを判別しきれなかったことによると考えられる。また、幅の計測値がプラスとなったのは、角欠け端部の舗装表面のみが飛散している箇所の計測の有無によると考えられる。



写真-4.2.8 角欠け発生位置(工区1502)

表-4.2.13 角欠け比較結果

検証工区	角欠け延長(mm)		最大角欠け幅(mm)	
	計測結果	差	計測結果	差
1502 角欠け	3D 測定車	300.0	120	+10.0
	目視	310.0	110	



写真-4.2.9 角欠け状況(工区1502)

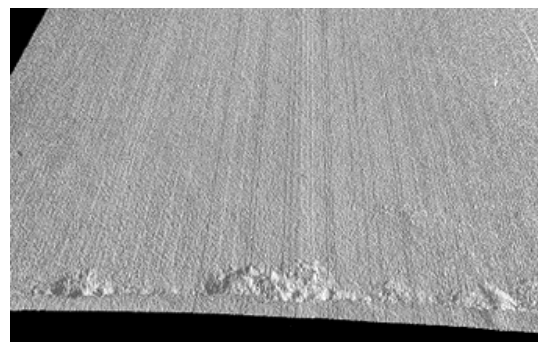


図-4.2.16 角欠け計測結果(工区1502)



### (3) 目地材の破損

目地材の破損には、破損初期の状態である目地材のはみ出しとさらに破損が進行した目地材の飛散があり、それぞれについて 3D 測定車との計測結果の比較を行った。目地材の破損状況を写真-4.2.10 に、計測結果を表-4.2.14 及び写真-4.2.11、図-4.2.17 に示す。

目地材の破損が発生している箇所は角欠け補修や段差すりつけの試験施工を実施した箇所であった。目視調査の結果、300mm のはみ出しが確認されている。同場所を 3D 測定車で計測した結果は 280mm と目視調査と比較して 20mm 短い結果となった。目地材の破損は一般的に目地延長に対する破損率で評価を行い、破損率で比較すると 0.5% の差であり、実用上誤差の範囲として認められることから目地の損傷評価においては目視調査と同等の能力を有しているといえる。



写真-4.2.10 目地材の破損発生位置

表-4.2.14 目地材の破損比較結果

検証工区	破損延長(mm)			破損率 (%)	
	計測結果	差	計測結果	差	
0731-2 目地材の破損	3D 測定車	280.0	-20.0	7.0	-0.5
	目視	300.0		7.5	



写真-4.2.11 目地材の破損状況

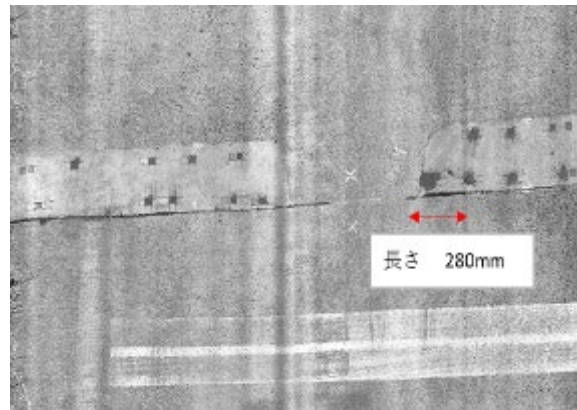


図-4.2.17 3D 測定車計測結果

#### (4) 舗装版の段差

工区 0731-2 で発生している舗装版の段差の発生位置と計測結果を写真-4.2.12 及び表-4.2.15, 写真-4.2.13, 図-4.2.18 に示す。段差量は実測値 6mm に対して 3D 測定車は 6.3mm と同等の値を計測し、最大段差位置についてもほぼ現地の段差発生箇所と同じ部分を自動解析で特定した。したがって、段差計測においても 3D 計測車の計測が有効であると考えられる。



写真-4.2.12 舗装版の段差発生位置

表-4.2.15 目地材の破損比較結果

検証工区	段差量(mm)		
	計測結果		差
0731-2 目地材の破損	3D 測定車	6.3	+0.3
	目視	6.0	



写真-4.2.13 舗装版の段差発生状況

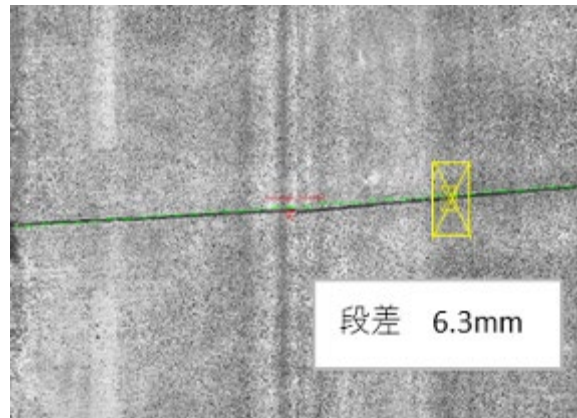


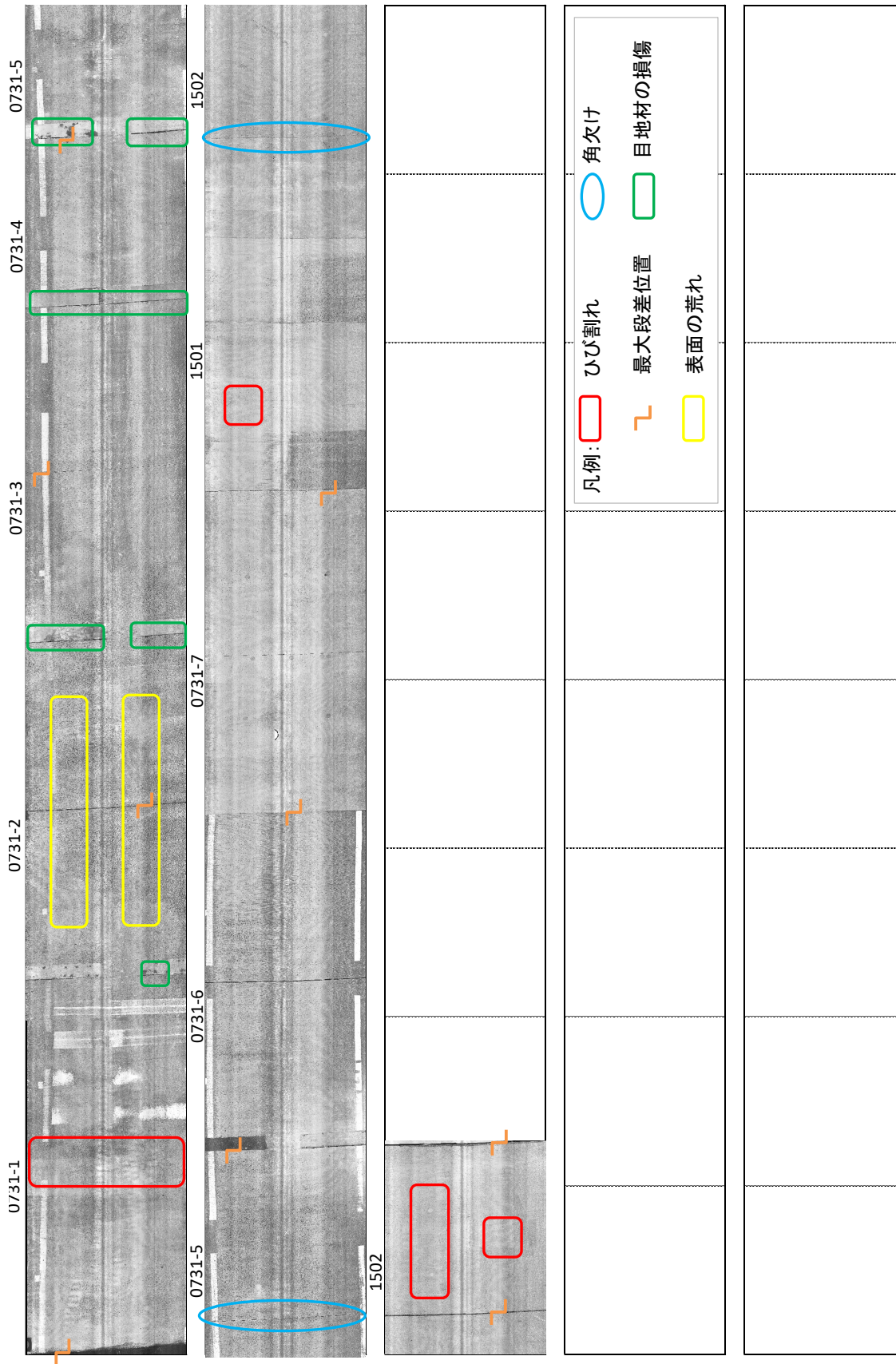
図-4.2.18 3D 測定車計測結果

#### 4.3 まとめ

コンクリート舗装の代表的な損傷について、土木研究所構内の走行試験路で目視調査と 3D 測定車による計測結果の比較を行った。その結果、多くの損傷において目視調査と同等の計測結果を得ることができた。しかしながら乾燥収縮による微細なひび割れについてはひび割れ幅によって検出しきれていない部分が多数あり、3D 測定車の限界があることを確認した。

計測の簡易性については、走行試験路のように延長が短い区間の計測においては有意な差が表れないが、3D 測定車は基本的に計測延長に関係なく 1 人～2 人で全工区計測することが可能であり、簡易的に損傷の計測が可能であると考えられる。また、目視調査の場合延長が伸びるとその分計測者を増員する必要があるが、計測者の技量の差異に伴う計測差が生じ、結果に整合性が取れないことが考えられる。このことから、3D 測定車は目視調査と同等の計測精度を有しながら、簡易的に損傷の計測が可能であり、なおかつ測定者による誤差が生じない手法であると言える。

以下、舗装走行実験場内の各舗装版に発生している損傷の展開図を図-4.2.19～図-4.2.28 に示す。



区間距離	0-85m
車線	舗装走行実験場
工事名	土木研究所 共同研究
図面名	損傷平面図

図-4.2.19 全体平面図



0731-1

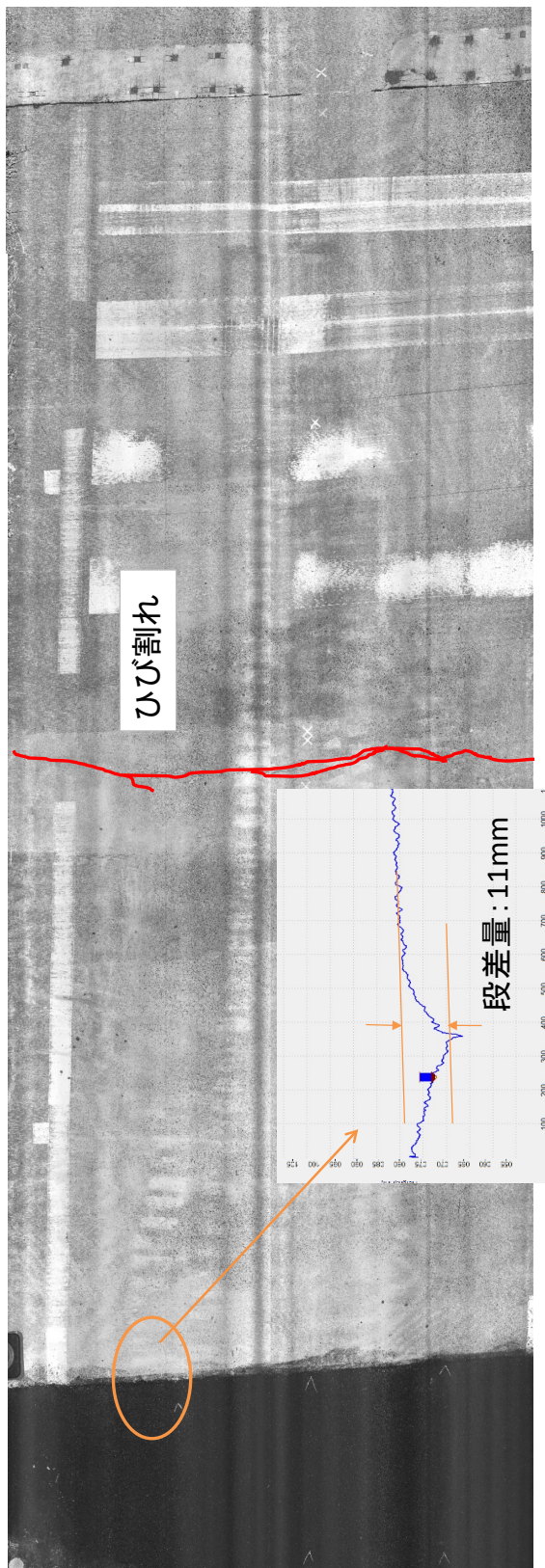
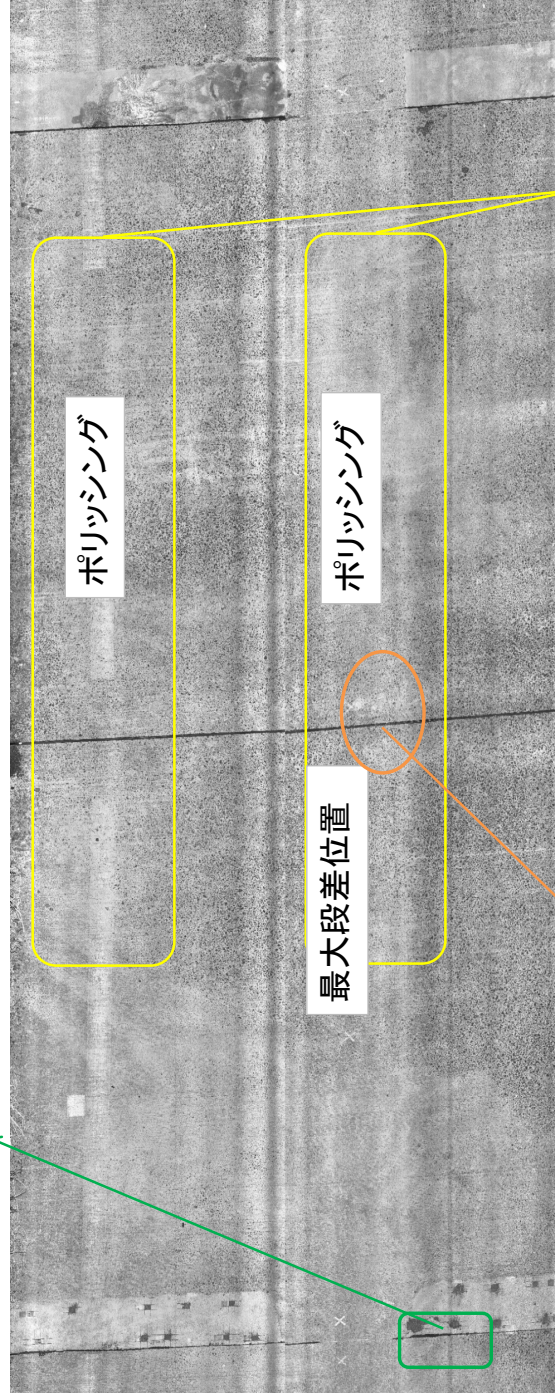
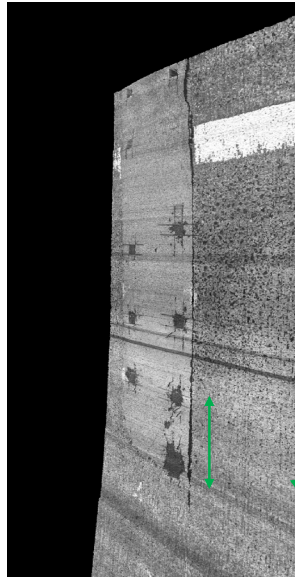


図-4.2.20 平面図(0731-1)

区間距離	0-10m
車線	0731-1
工事名	土木研究所 共同研究
図面名	損傷平面図

0731-2



工区	MPD	
	OMP	IWP
0731-1	1.02	0.88
0731-2	1.54	1.41
0731-3	1.06	0.82
0731-4	0.78	0.67
0731-5	0.74	0.66
0731-6	0.72	0.71
0731-7	0.45	0.66
1501	0.66	0.72
1502	0.55	0.58

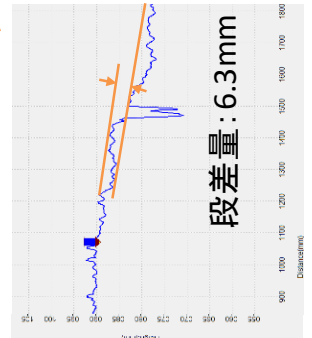
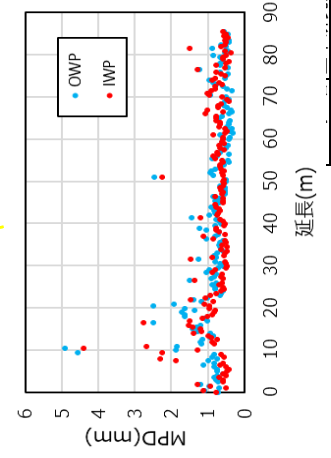
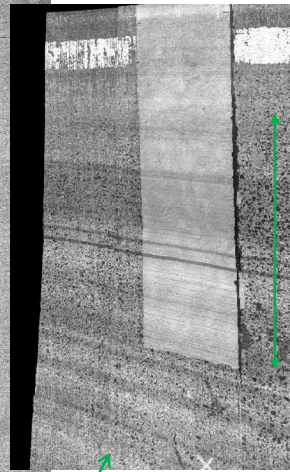
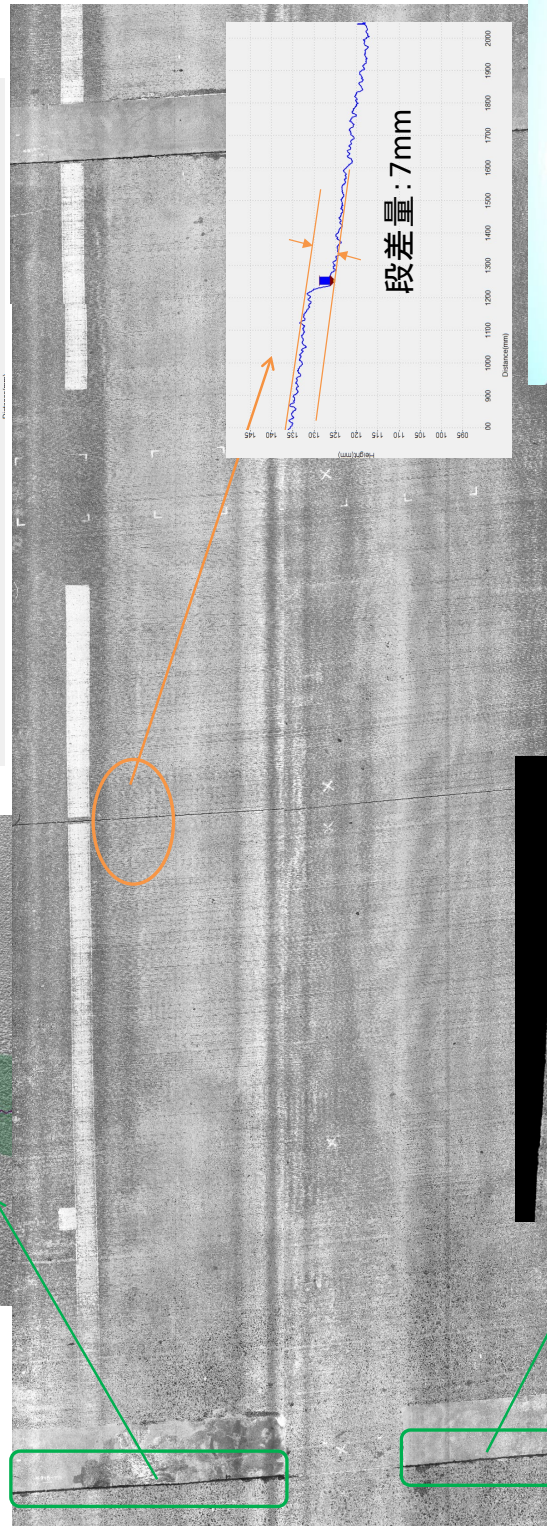
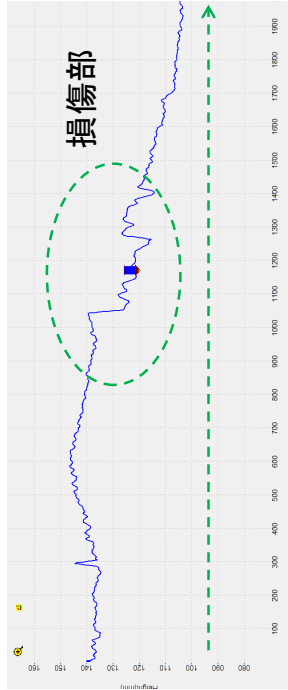
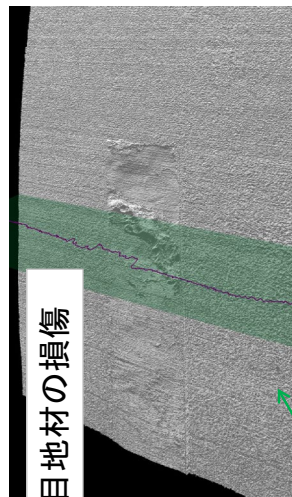


図-4.2.21 平面図(0731-2)



0731-3



区間距離	20-30m
車線	0731-3
工事名	土木研究所 共同研究
図面名	損傷平面図

図-4.2.22 平面図(0731-3)



0731-4

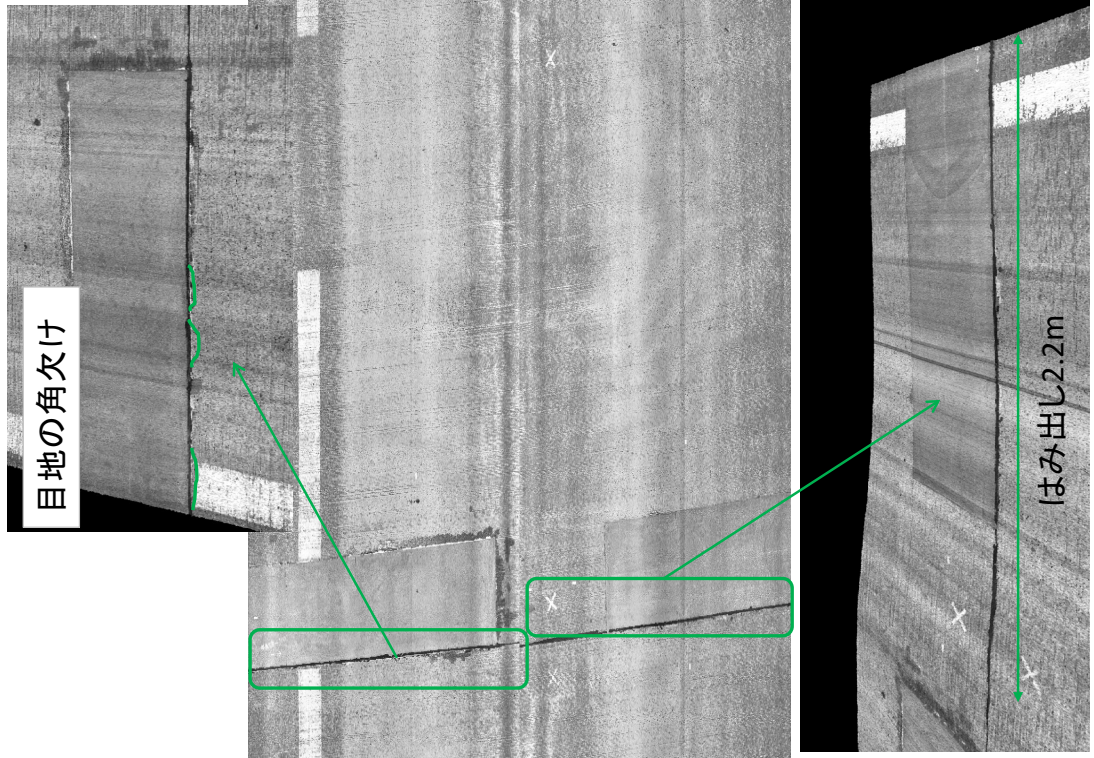
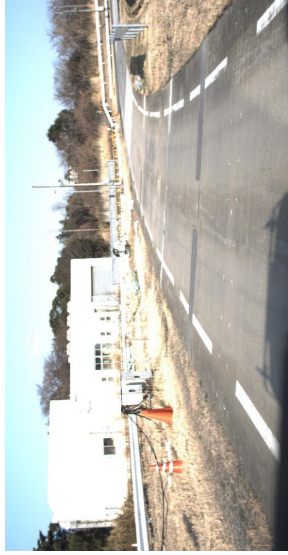


図-4.2.23 平面図(0731-4)

区間距離	30-35m
車線	0731-5
工事名	土木研究所 共同研究
図面名	損傷平面図

0731-5

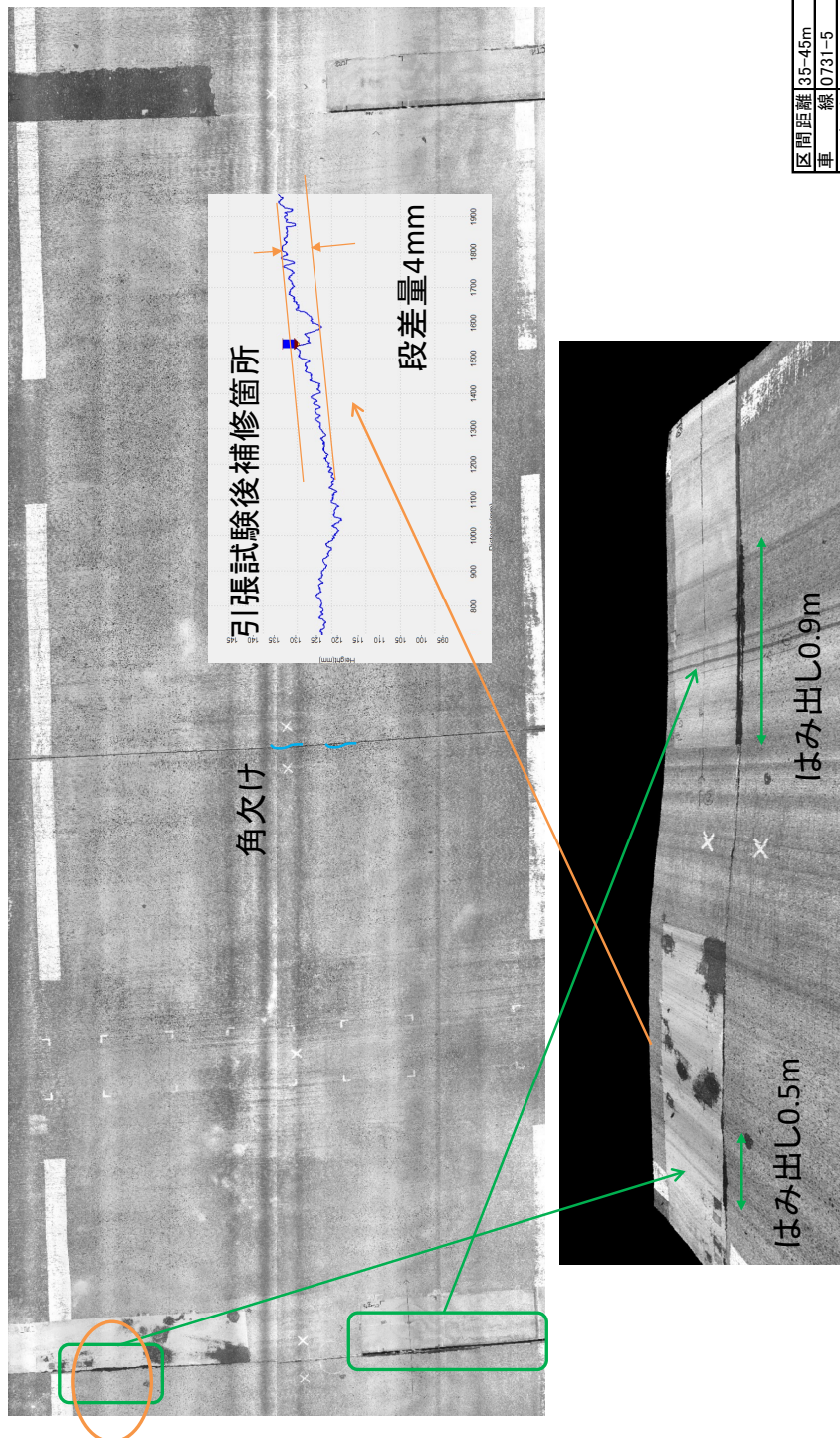


図-4.2.24 平面図(0731-5)

区間距離	35-45m
車線	線 0731-5
工事名	土木研究所 共同研究
図面名	損傷平面図



0731-6

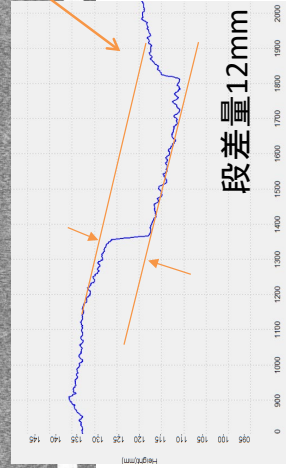
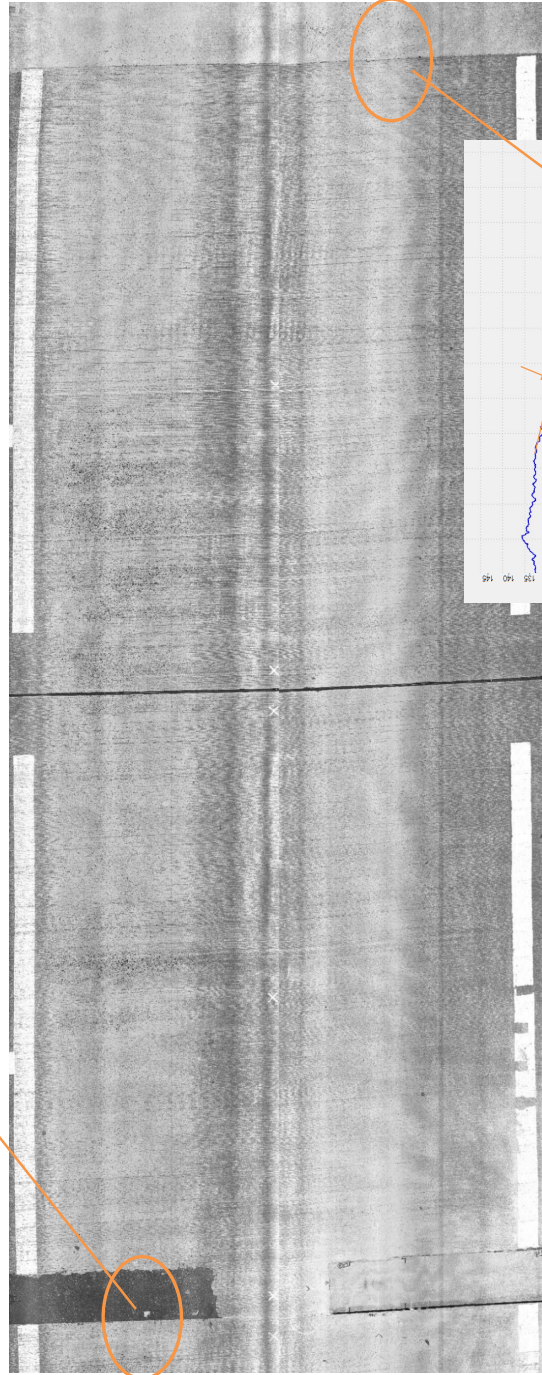
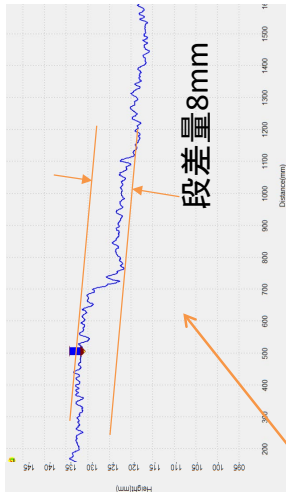


图-4.2.25 平面图(0731-6)

区間距離	45-55m
車線	0731-6
工事名	土木研究所 共同研究
図面名	損傷平面图

0731-7

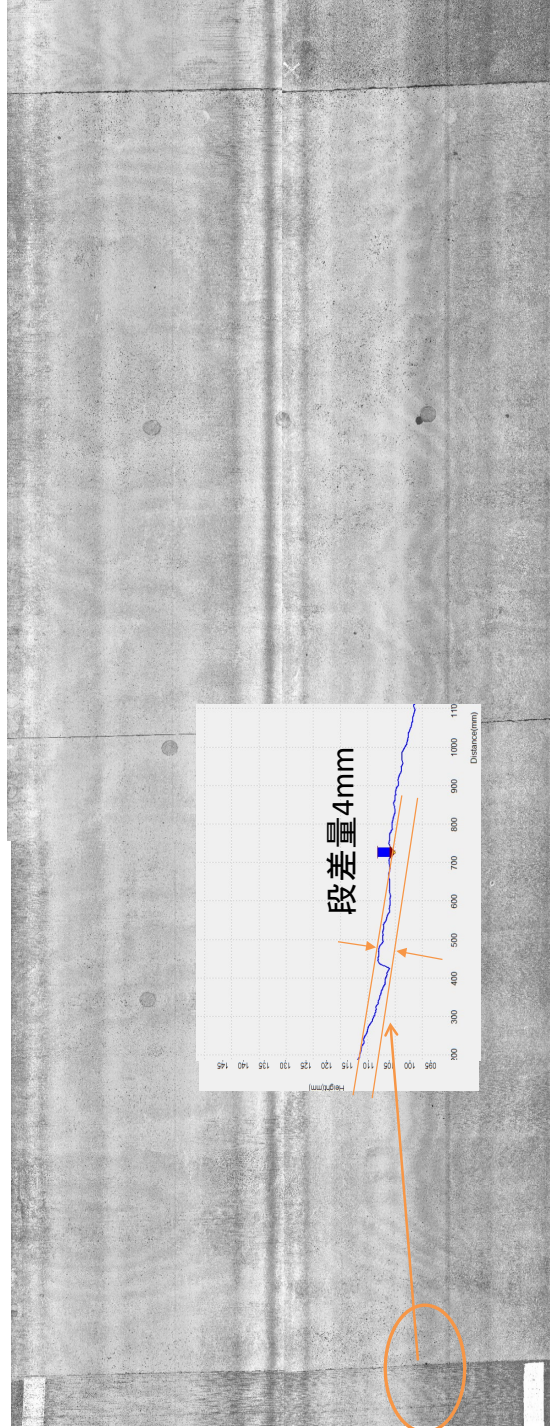


图-4.2.26 平面図(0731-7)

区間距離	55-65m
車線	0731-7
工事名	土木研究所 共同研究
図面名	損傷平面図



1501

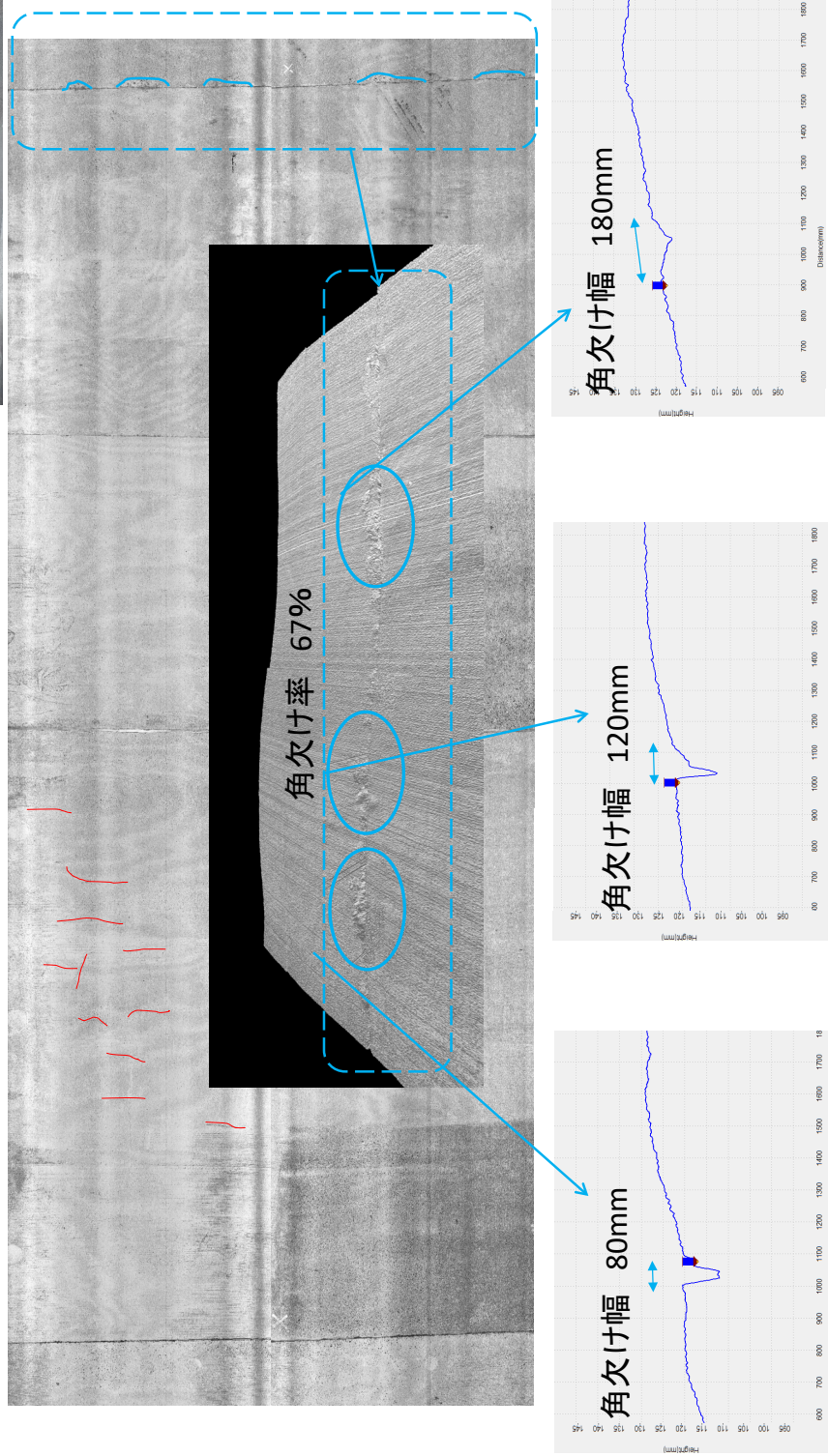
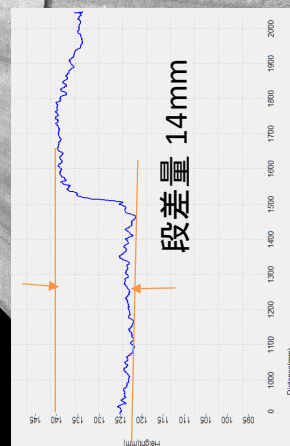
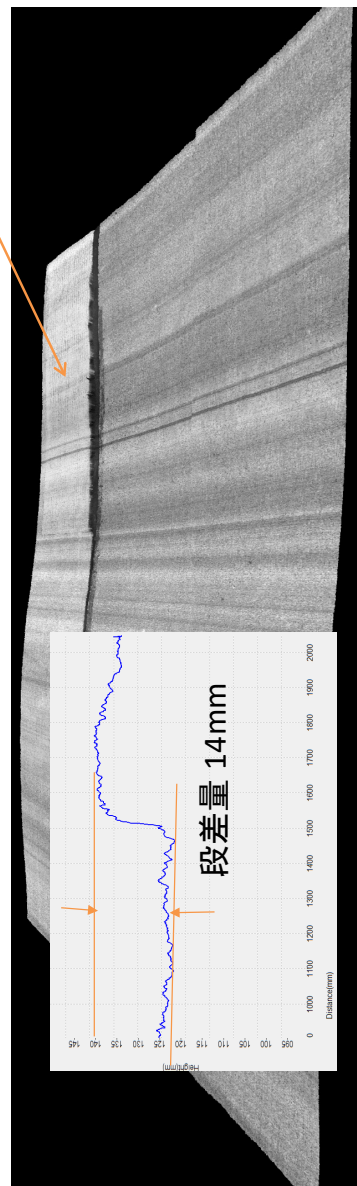
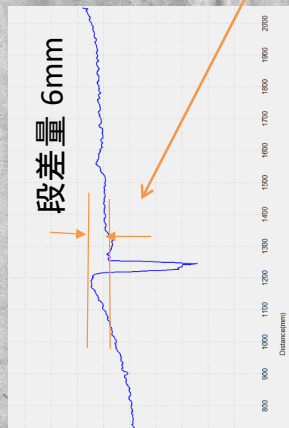
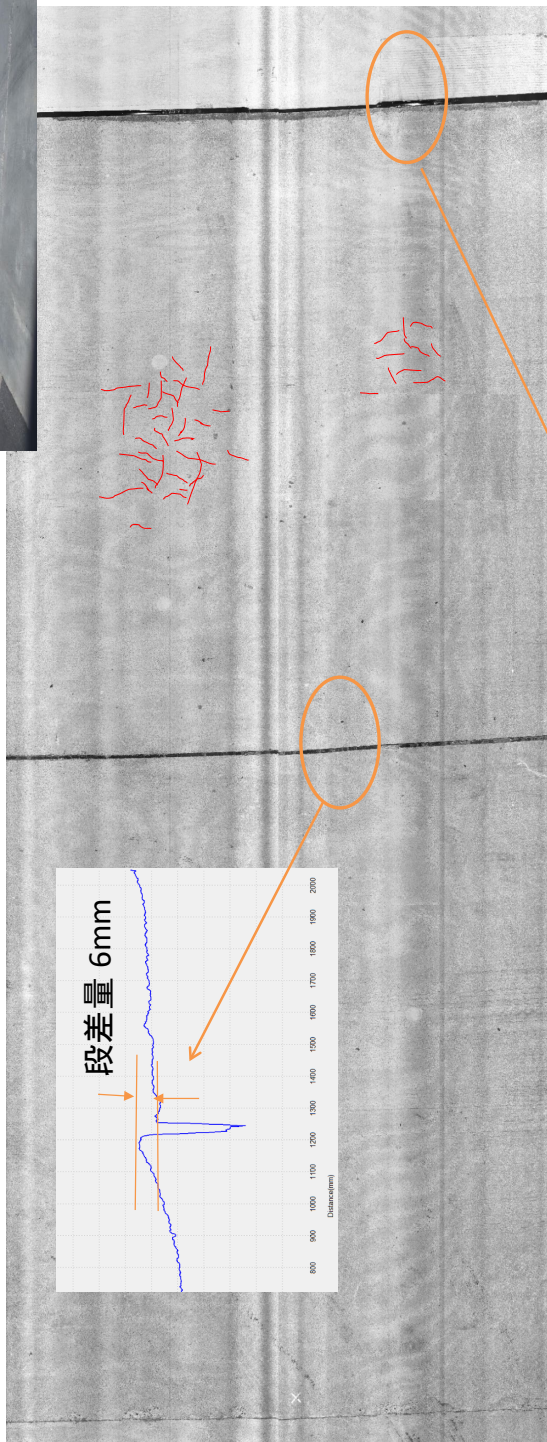


図-4.2.27 平面図(1501)

区間距離	66-75m
車線	1501
工事名	土木研究所 共同研究
図面名	損傷平面図

1502



区間距離	79-85m
車線	線1502
工事名	土木研究所 共同研究
図面名	横断平面図

図-4.2.28 平面図(1502)



## 第5章 実道における検証実験

舗装走行実験場での検証結果から、コンクリート舗装の表面に発生する主な損傷については3D測定車で計測が可能であることが確認された。そこで、すでに供用されている実道で計測を行い、3D測定車の点検診断技術への活用を試みた。

### 5.1 実道の概要

調査位置を図-5.1.1に、起終点の状況を写真-5.1.1と写真-5.1.2に示す。調査内容は表-5.1.1のとおり、ひび割れと目地部の損傷、段差を対象とした。ただし、段差については目視調査を実施していないため、3D測定車の結果のみ示す。計測区間は大部分が連続鉄筋コンクリート舗装区間であり、基本的に目地は存在しない。そこで、図-5.1.2のように起点から10mごとに仮想目地を設定して1枚のコンクリート版とみなし、各種計測を行った。

調査日 : 2021年11月19日 9:00~9:30  
場所 : 日本海東北自動車道鶴岡西IC~三瀬IC区間  
延長 : 上り線 2,830m (283ユニット)  
舗装種 : 普通コンクリート舗装, 連続鉄筋コンクリート舗装  
計測速度 : 80km/h

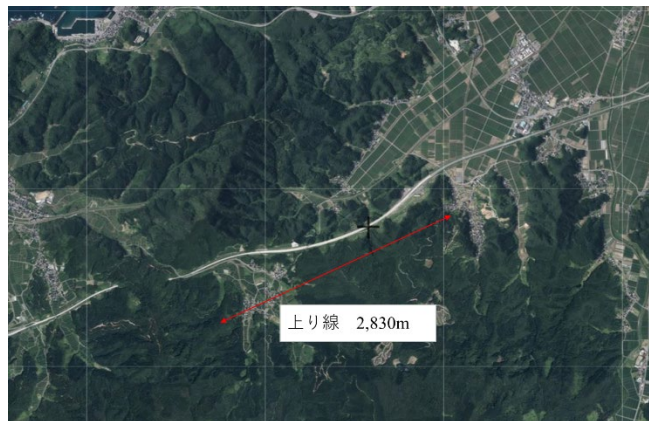


図-5.1.1 調査位置

※「電子地理院写真を加工して作成」



写真-5.1.1 調査起点



写真-5.1.2 調査終点



表-5.1.1 調査内容

調査内容	比較対象
ひび割れ	スケッチ
目地部の損傷	スケッチ
段差	-

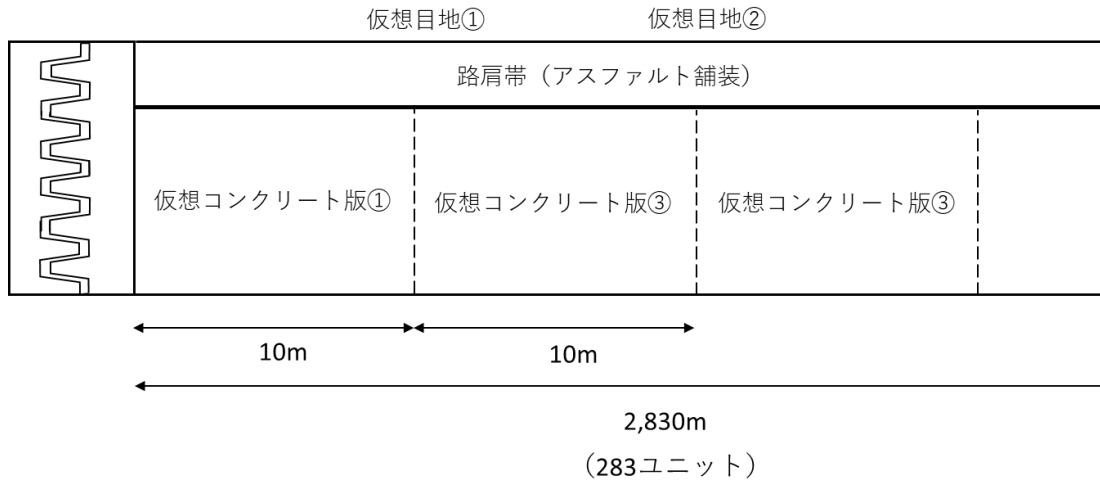


図-5.1.2 仮想コンクリート版のイメージ

## 5.2 検証結果

対象区間を3D測定車で計測した結果と、従来方法による調査結果を比較して、3D測定車の計測精度や有用性について検証を行った。3D測定車と従来方法の計測内容及び解析方法を表-5.2.1に示す。ひび割れ幅以外については従来方法と同様に計測を行い、スケッチの結果を正として3D測定車の計測内容や精度について検討を行った。ひび割れ幅については3D測定車で計測できないため、スケッチの結果を取り入れて結果の整理を行った。

表-5.2.1 計測内容及び解析方法の比較

損傷の種類	内容			
	3D測定車		従来方法	
	計測内容	解析方法	計測内容	解析方法
ひび割れ	ひび割れ長	自動+手動	ひび割れ長さ、幅	スケッチ
目地部の損傷	幅, 率, 深さ	手動	幅, 率	
段差	最大段差量, 位置	自動	最大段差量	今回対象外

### 5.2.1 ひび割れ

従来方法であるスケッチから得られるひび割れ線図を正解値として、3D測定車の計測結果と比較検証を行った。3D測定車の計測結果については、解析方法別に表-5.2.2のとおり色分けをしてひび割れ線図を作図した。赤色の線は解析装置による自動解析から得られたひび割れで、水色は計測した路面画像から目視により確認できたひび割れである。そして白色は3D測定車で計測できなかったひび割れを表している。検証路線におけるスケッチ調査と3D測定車による計測結果例を図-5.2.1及び図-5.2.2、表-5.2.3に示す。このように同一区間でひび割れ幅別に3D測定車の計測結果を整理し、ひび割れの種類ごとに集計することで検出精度の検証を実施した。

表-5.2.2 3D 測定車によるひび割れ解析の分類

解析方法	ひび割れの色
自動解析	赤
手動解析	青
計測不能	白

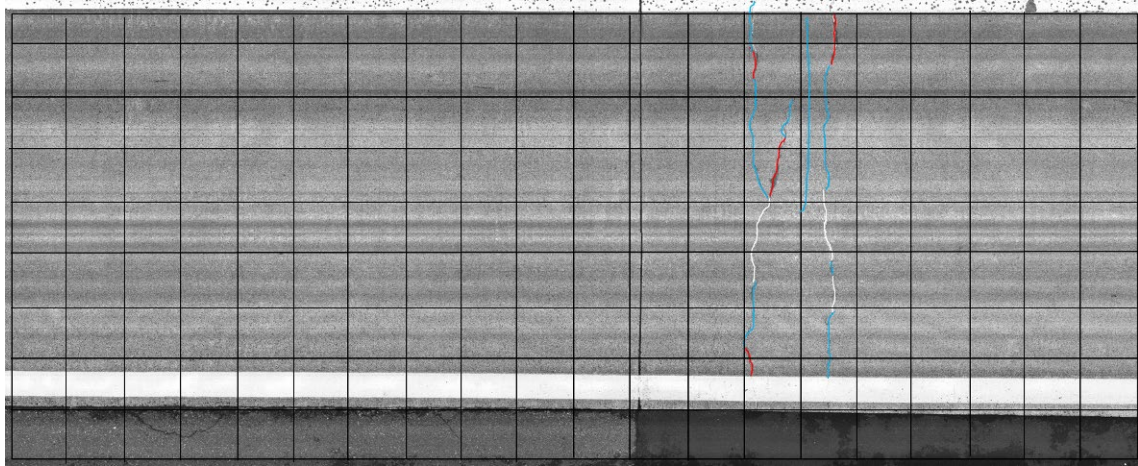


図-5.2.1 ひび割れ調査結果例 (3D 測定車)

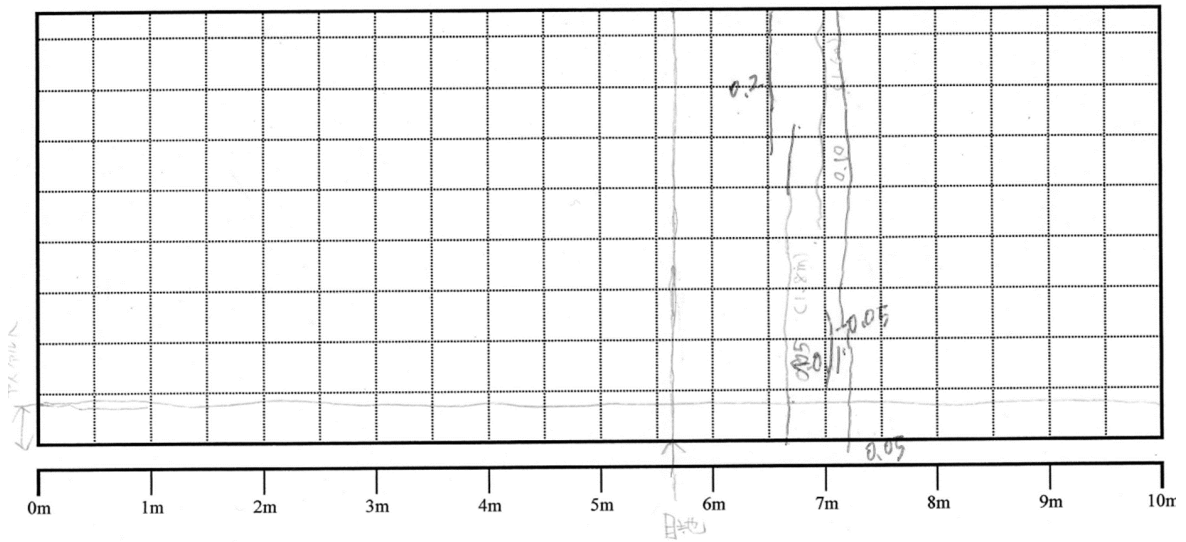


図-5.2.2 ひび割れ調査結果例 (スケッチ)

表-5.2.3 ひび割れ調査結果例

単位 : m

ひび割れ幅(mm)	スケッチ	3D 測定車(手動解析)	3D 測定車(自動解析)
0.05	7.6	5.2	0.8
0.1	2.8	2.8	0.0
0.2	1.6	1.2	0.4
0.3	-	-	-
0.4	-	-	-
0.5 以上	-	-	-
合計	12.0	9.2	1.2

(1) 横ひび割れ

コンクリート舗装に発生するひび割れの中で、CRCP 舗装特有の横ひび割れについてひび割れ幅別に3D測定車の計測精度の検証を行った。調査結果例を図-5.2.3及び図-5.2.4に、集計結果を表-5.2.4及び表-5.2.5、図-5.2.5に示す。横ひび割れは調査結果のように等間隔に発生しており、ひび割れ幅別に見ると、0.1mm程度のひび割れが一番多く発生しており全体の約30%を占めている。また、構造的な損傷とする0.3mm以上のひび割れは全体の約20%程度にとどまっている。区間全体の平均ひび割れ幅は0.16mmとなっており、従来の路面性状測定車ではひび割れの検出が困難である。

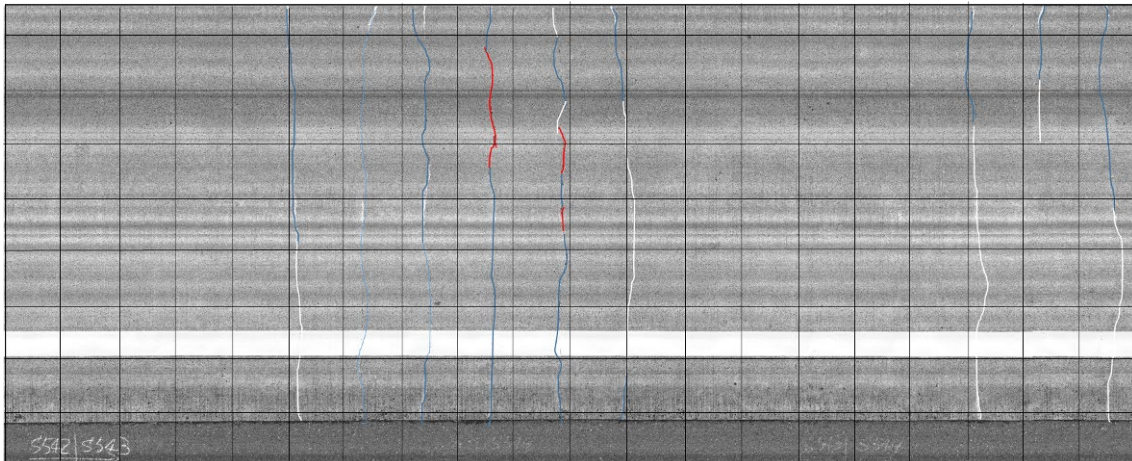


図-5.2.3 ひび割れ調査結果例 (3D測定車)

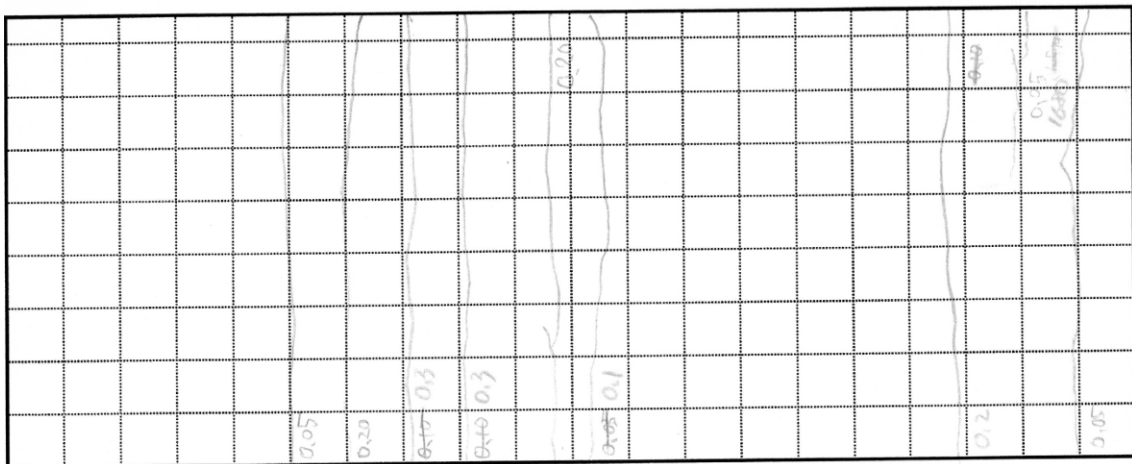


図-5.2.4 ひび割れ調査結果例 (スケッチ)

表-5.2.4 ひび割れ調査結果 (横ひび割れ)

単位：m

ひび割れ幅(mm)	スケッチ	3D測定車(手動解析)	3D測定車(自動解析)
0.05	1357.2	485.9	1.4
0.1	1862.8	1022.7	95.0
0.2	1236.0	896.1	158.2
0.3	670.4	519.6	77.1
0.4	248.0	178.3	33.5
0.5以上	138.0	98.0	22.4
合計	5512.4	3200.5	387.6

※平均ひび割れ幅：0.16mm

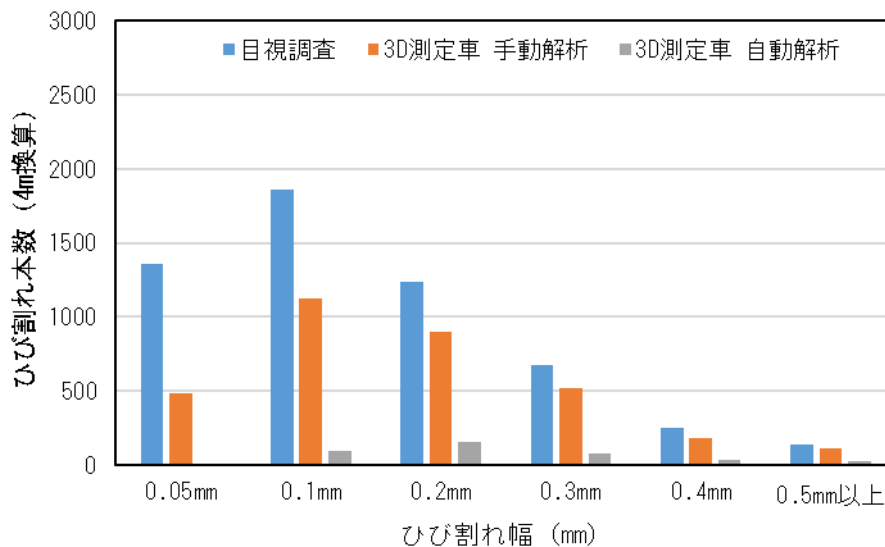


図-5.2.5 ひび割れ調査結果（横ひび割れ）

スケッチ調査の結果を100%としたときの、ひび割れ幅別の3D測定車の計測率を表-5.2.5及び図-5.2.6に示す。ひび割れ幅別に計測率を整理すると、幅0.05mm程度のひび割れの場合、計測率35.9%にとどまるが、ひび割れ幅の拡大とともに増加傾向となり0.5mm以上のひび割れについては87.3%の計測率となった。ひび割れの自動解析については0.5mm以上のひび割れにおいても16.3%にとどまるため、自動解析後に目視による解析を行うことが必須となっている。

横ひび割れは0.3mm以下のひび割れが全体の80%程度を占めているが、その中で特に多い0.1mm程度のひび割れの計測率は60%であり、微細なひび割れの計測率の向上が課題となる。

表-5.2.5 ひび割れ幅別計測率（横ひび割れ）

単位：%

ひび割れ幅(mm)	3D測定車(手動解析)	3D測定車(自動解析)	合計
0.05	35.8	0.1	35.9
0.1	54.9	5.1	60.0
0.2	72.5	12.8	85.3
0.3	77.5	11.5	89.0
0.4	71.9	13.5	85.4
0.5以上	71.0	16.3	87.3
平均	58.1	7.0	65.1

※スケッチを100%とした場合の計測率



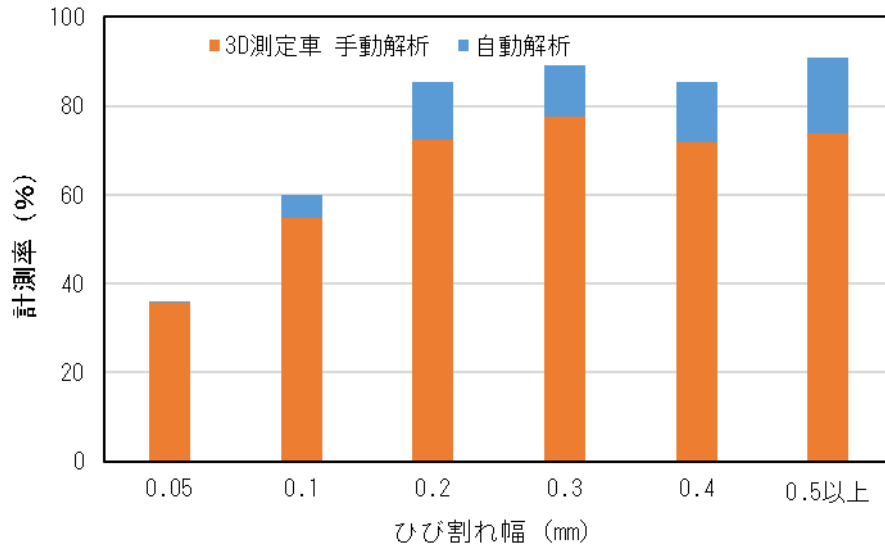


図-5.2.6 ひび割れ調査結果 (横ひび割れ)

(2) Y型・クラスタ型ひび割れ

横ひび割れが進行してひび割れがY型・クラスタ型ひび割れが発生している箇所の調査結果例を図-5.2.7及び図-5.2.8に、集計結果を表-5.2.6及び図-5.2.9に示す。ひび割れ量は横ひび割れと比較して50%程度であるが、平均ひび割れ幅は0.20mmと横ひび割れと比較して広い傾向にあった。

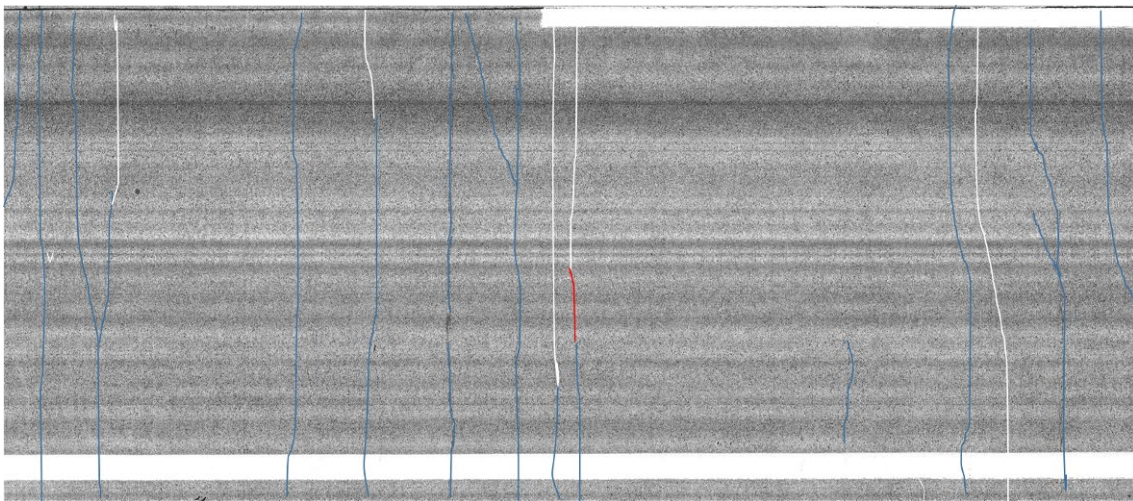


図-5.2.7 ひび割れ調査結果例 (3D測定車)

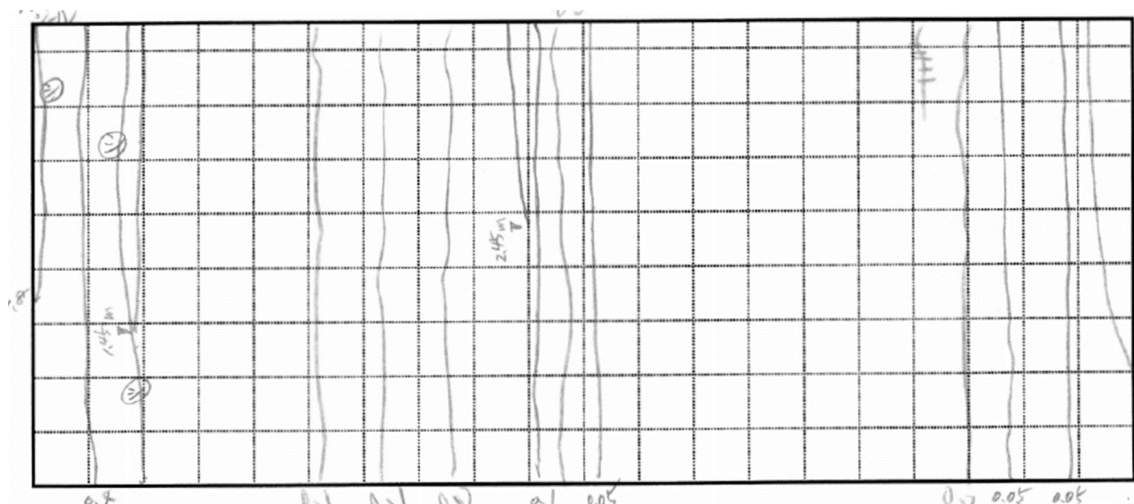


図-5.2.8 ひび割れ調査結果例 (スケッチ)

表-5.2.6 ひび割れ調査結果 (Y型・クラスタ型ひび割れ)

単位：m

ひび割れ幅(mm)	スケッチ	3D測定車(手動解析)	3D測定車(自動解析)
0.05	392.8	221.3	2.2
0.1	807.6	534.5	30.6
0.2	806.4	534.7	61.8
0.3	465.2	324.4	97.3
0.4	226.0	188.1	28.5
0.5以上	77.2	64.4	1.2
合計	2775.2	1867.4	221.6

※平均ひび割れ幅：0.20mm

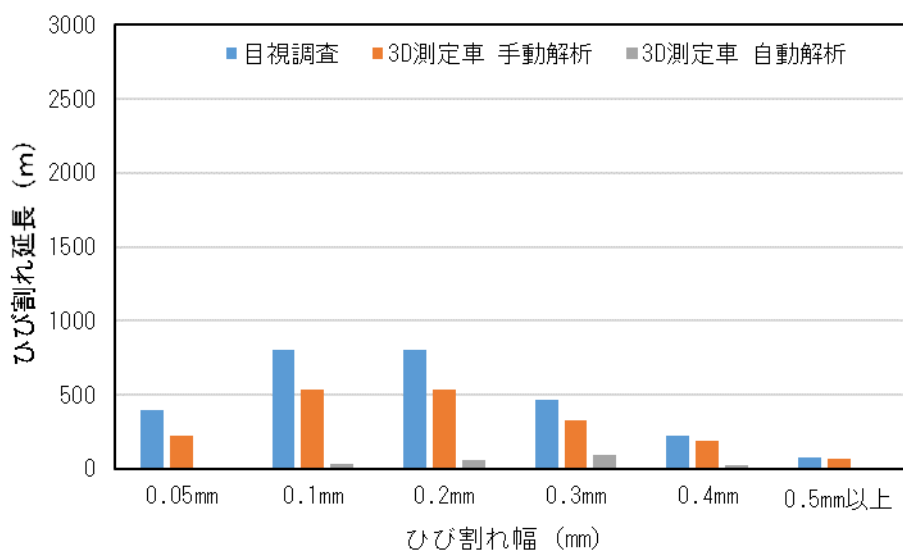


図-5.2.9 ひび割れ調査結果 (Y型・クラスタ型ひび割れ)

横ひび割れと同様にスケッチ調査の結果を100%としたときの、ひび割れ幅別の3D測定車の計測率を表-5.2.7及び図-5.2.10に示す。ひび割れ幅別に計測率を整理すると、幅0.1mm程度のひび割れは計測率70.0%と横ひび割れと比較して10%程度多い結果となった。ただし、サンプル数が横ひび割れと比較すると少ないことやひび割れの種類によって計測精度が変わるとは考えにくいため、測定上の誤差であると考えられる。傾向としては横ひび割れと同様にひび割れ幅の増加とともに計測率は増加し、3mm以上のひび割れはいずれも80%以上のひび割れを計測した。

表-5.2.7 ひび割れ幅別計測率 (Y型・クラスタ型ひび割れ)

単位：%

ひび割れ幅(mm)	3D測定車(手動解析)	3D測定車(自動解析)	合計
0.05	56.3	0.6	56.9
0.1	66.2	3.8	70.0
0.2	66.3	7.7	74.0
0.3	69.7	20.9	90.7
0.4	83.2	12.6	95.8
0.5以上	83.4	1.5	84.9
平均	67.3	8.0	75.3

※スケッチを100%とした場合の計測率

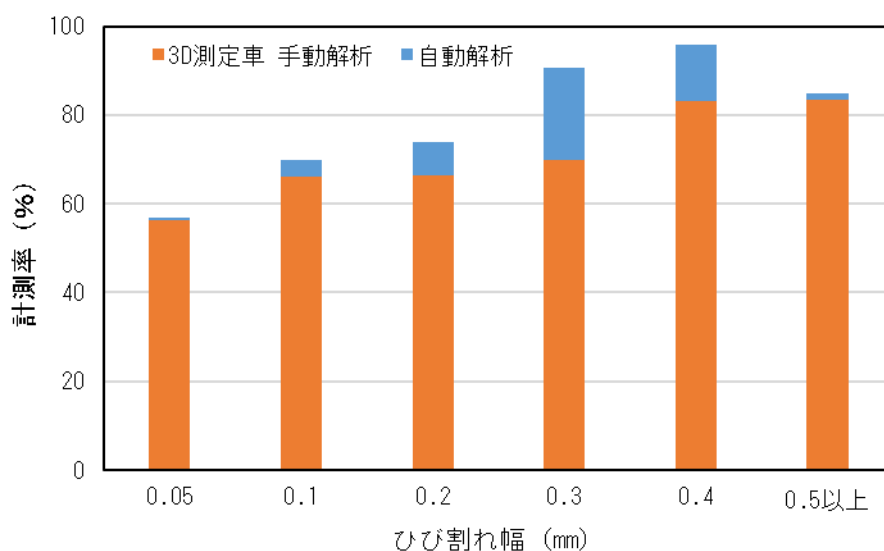


図-5.2.10 ひび割れ幅別計測率 (Y型・クラスタ型ひび割れ)

### (3) 隅角ひび割れ

次に、目地部周辺に発生している隅角ひび割れについて比較を行った。隅角ひび割れが発生している箇所を写真-5.2.1と計測結果の比較を図-5.2.11、図-5.2.12に示す。

対象路線でスケッチにより隅角ひび割れが確認されたのは合計4か所であり、それぞれの場所について解析を行った。いずれのひび割れも外側線側の目地部であったが、すべて計測ができていなかった。3D測定車は1回に幅員4mを計測するが、一般的な道路幅員は3.5m程度であり、0.5m程度車線の外側を測定する。しかしながら写真のように外側線の外側に多く舗装がある場合、その端部を計測しきれないことがある。そのため、外側線側の隅角ひび割れを計測する場合は走行位置を変えて2回測定するなどの考慮が必要となる。



写真-5.2.1 検証箇所（隅角クラック）

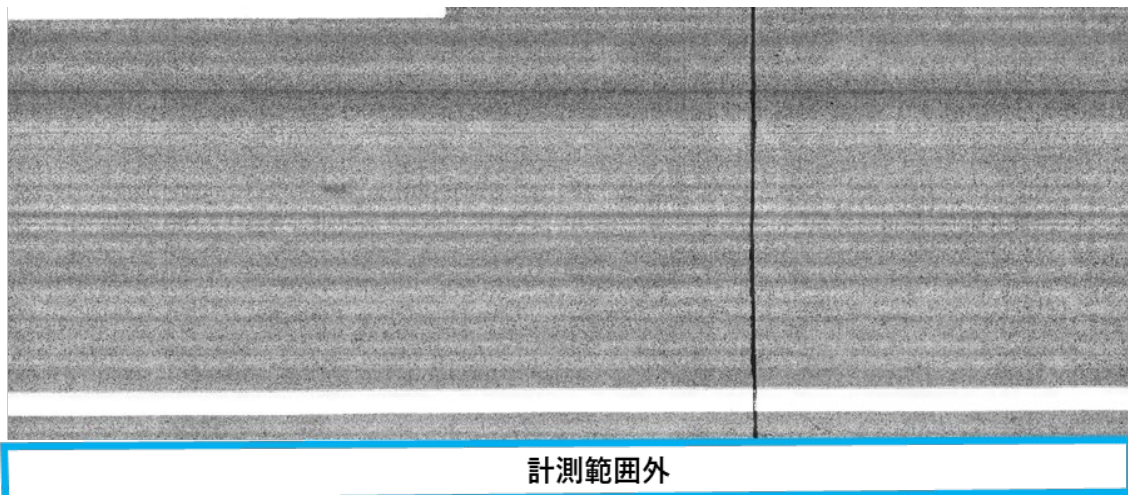


図-5.2.11 3D測定車による計測結果（隅角クラック）



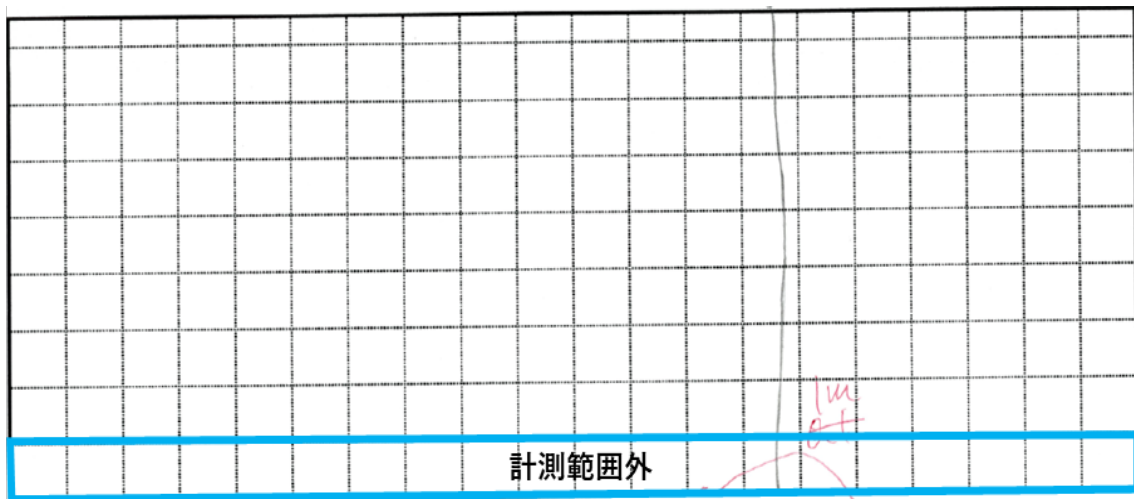


図-5.2.12 スケッチによる調査結果（隅角クラック）

## 5.2.2 目地部の損傷

### (1) 角欠け

ひび割れと同様に目地部の損傷についてスケッチの結果と比較を行った。写真-5.2.2に計測位置を示し、計測結果を図-5.2.13～図-5.2.16に示す。路面画像から損傷箇所を推定し、目地周辺の縦横断形状から目地部の損傷程度を計測した。角欠けしている箇所と健全な箇所の縦断図を比較すると、健全部では縦断図を見ると目地部に盛り上がりが見られ、目地材が充填されていることが確認される。一方で、角欠けが発生している箇所は縦断形状から欠損している様子を確認できる。一般的に角欠けは目地に対する角欠け率で評価するが、3D測定車では延長のほかに幅や深さも同時に計測できるため、より詳細に角欠けの状況を把握することができる。計測精度についても目視調査と同等の結果となっているため、高速走行時においても問題なく計測できることが確認された。



写真-5.2.2 検証箇所（角欠け）

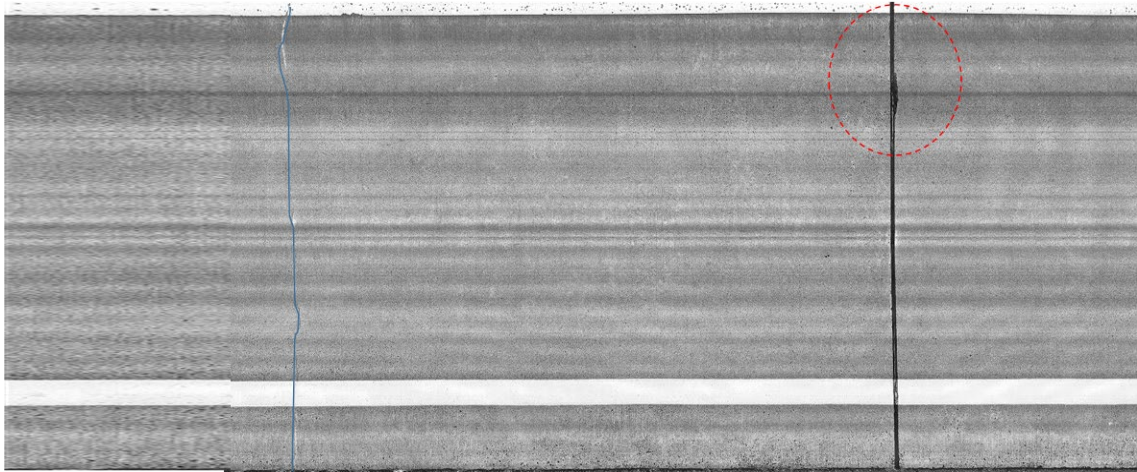


図-5.2.13 3D 測定車による計測結果（角欠け）

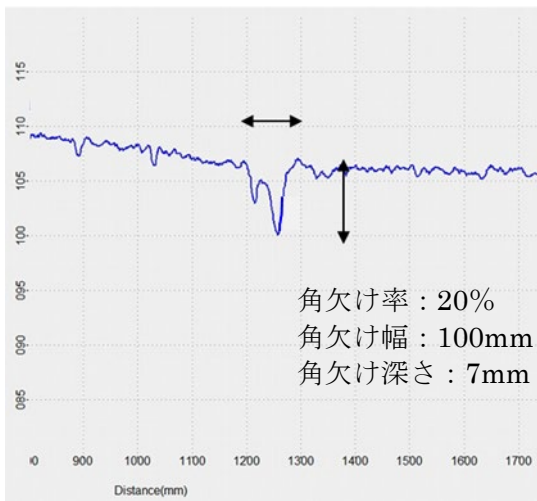


図-5.2.14 縦断図（角欠け部）

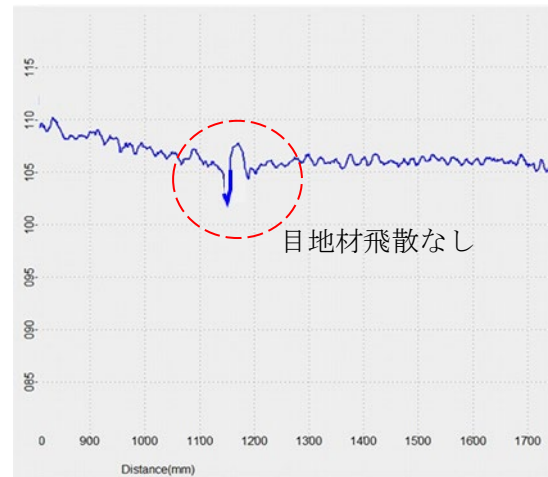


図-5.2.15 縦断図（健全部）

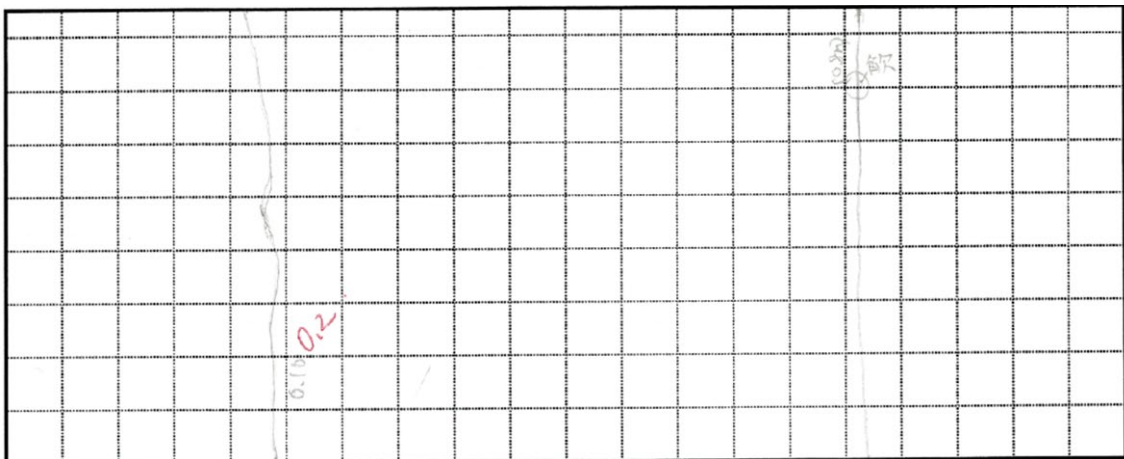


図-5.2.16 スケッチによる調査結果（目地部の損傷）

(2) 目地材のはみ出し

目地材のはみ出しが確認された箇所を写真-5.2.3に、計測結果を図-5.2.17、図-5.2.18に示す。スケッチの記録はないため、3D測定車の結果のみ記載する。目地材のはみ出しが確認できた場所では縦断面図からも目地材がはみ出ししていることが確認できる。一方で、図-5.2.19のように目地材が飛散している箇所でデータが欠損している箇所もあった。これは、測定前日の降雨により目地に水が帯水してレーザ光が乱反射したことに起因すると考えられる。また別の箇所では日陰になっている箇所で同様のケースで散見されたため、計測時の路面の状態には十分に注意する必要がある。



写真-5.2.3 検証箇所（目地材のはみ出し）

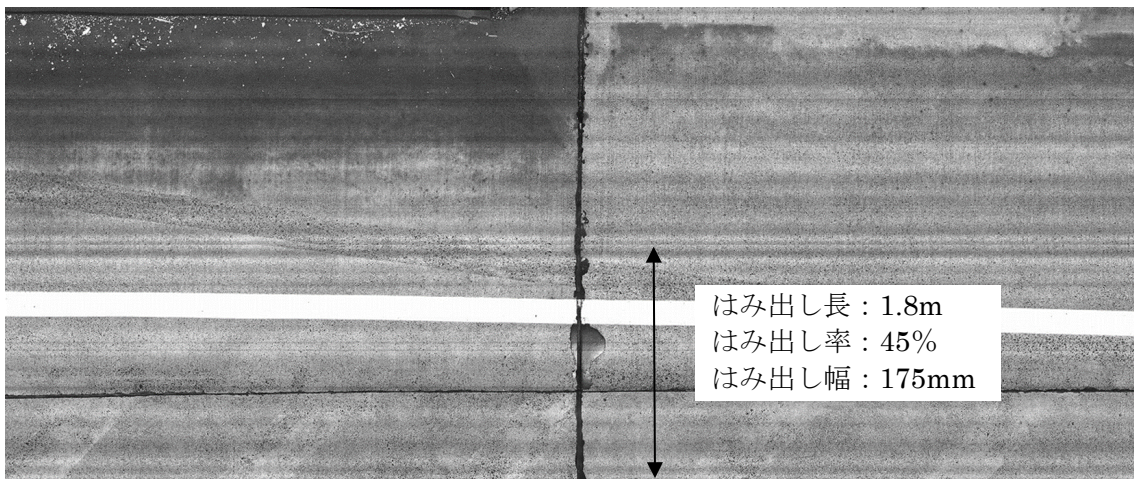


図-5.2.17 3D測定車による計測結果①（目地材のはみ出し）

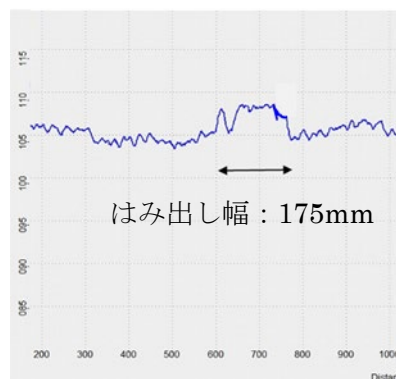


図-5.2.18 縦断面図（目地材のはみ出し）



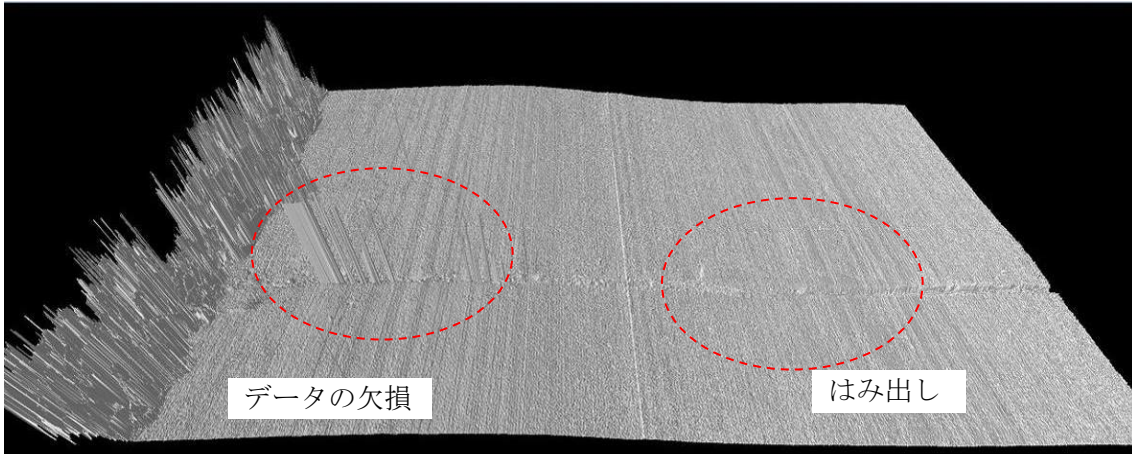


図-5.2.19 3D 測定車による計測結果②（目地材のはみ出し）

### (3) 舗装版の段差

舗装版の段差が確認された箇所を写真-5.2.4に、計測結果を図-5.2.20、図-5.2.21に示す。段差についてもスケッチの記録はないため、3D 測定車の結果のみ記載する。橋梁部のアスファルト舗装との間に段差が発生しており、前方映像からもアスファルト舗装が沈下して段差が発生していることが確認される。自動解析の結果、該当箇所では9mm程度の段差を計測している。前後のカッター目地においては段差を検出していないため、計測精度については別途検証する必要があるが、3D 測定車で段差の計測が可能であると考えられる。



写真-5.2.4 検証箇所（舗装版の段差）

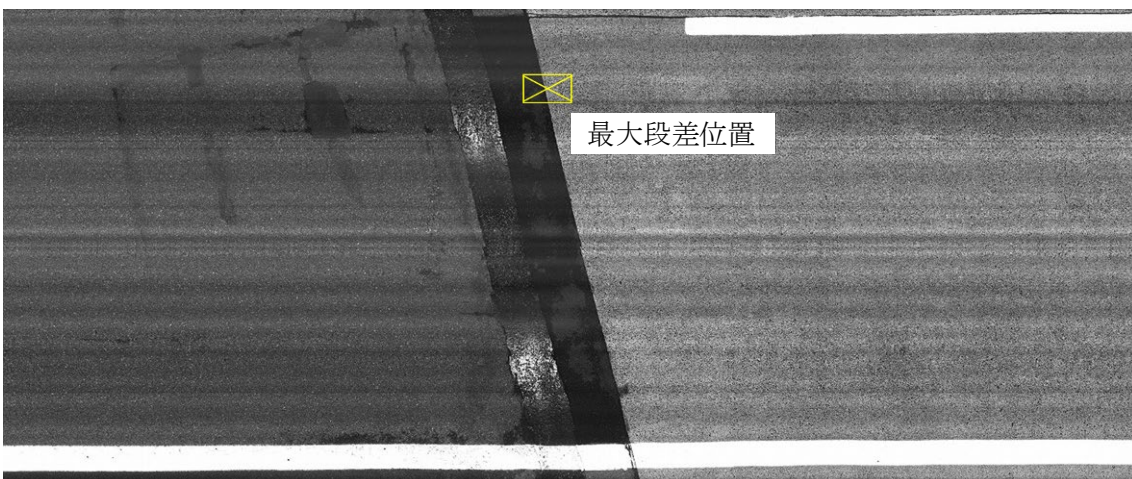


図-5.2.20 3D 測定車による計測結果（舗装版の段差）



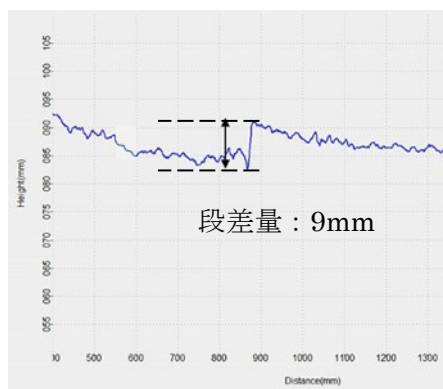


図-5.2.21 縦断面図（舗装版の段差）

### 5.3 調査の効率性

現地での調査はできる限り短時間に効率的に行うことが、一般交通への負担を減らすうえで重要である。また、調査結果の精度を向上させるためにはできる限り少人数で行うことが必要となると考えられる。本調査に費やした人員を表-5.3.1に示す。

調査前の準備として道路規制や位置出しについて比較すると、3D測定車による路面性状調査は道路規制をすることなく行うことができる。また、路面性状とともに距離計やGPSにより計測位置取得しているため事前の位置出しが不要である。一方でスケッチによる調査は道路規制等や事前の位置出しを必要とする。次に実際の調査について比較すると、3D測定車は2人1組を基本としており、時速80km/hで調査を行うため調査延長による人員の増加はない。一方でスケッチによる調査は距離の延長とともに人員が増え、本調査では延べ21名で行っている。現地における延べ人数や調査に費やした時間を比較すると3D測定車のほうが圧倒的に少なく、効率よく短時間で調査を行うことができた。ただし、詳細に比較検証を行っていないが調査後のデータ整理については、3D測定車のほうが多くの時間を費やしている。特にひび割れの解析については3D測定車の場合計測した路面画像から目視によりトレースを行い、ひび割れ延長を集計することや、解析装置の台数制限から1人でしか解析をできないことから1日100~200m程度しか解析ができない。しかしながら、現地での負担を軽減して安全に客観的なデータを計測できることは大きなメリットになると考えられる。

表-5.3.1 調査法による比較

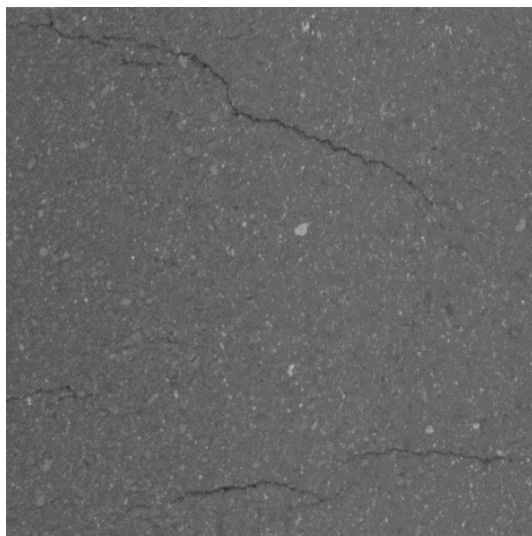
作業内容	3D測定車	スケッチ
道路規制	0名（必要なし）	6名
位置出し	0名（必要なし）	3名
路面調査	2名	21名
合計	2名	30名
調査時間	10分	2日

## 5.4 まとめ

3D測定車による計測結果を目視調査と比較すると、ひび割れの計測精度はスケッチと比較して約60%の計測率となった。本路線は、0.1mm以下の微細なひび割れが多数占めているため、計測率が低くなったが、構造的な破損として数える0.3mm以上のひび割れに限定すると80%以上の計測率となる。正確なひび割れの把握は困難であるが、全体としての損傷の傾向を掴むには十分な精度を確保していることを確認した。通常の測定車を用いて同様に計測を行う場合、一般的な路面性状であるわだち掘れや平坦性については同程度の計測精度である。一方、ひび割れについては1mm以下の微細なひび割れの計測が可能であることが3D測定車における最大の特徴であり、通常の測定車では計測できない部分である。図-5.4.1に日本道路㈱が所有する通常の測定車とのひび割れ計測結果の比較を示す。比較路面は一般道のアスファルト舗装である。画像上下に横断的に発生している大きなひび割れはいずれの測定車も計測しているが、ひび割れ端部から派生している微細なひび割れについては3D測定車のみ計測できている。通常の測定車は1mm以上のひび割れを計測対象としているため、コンクリート舗装の1mm以下のひび割れ調査に関してはスケッチ調査の代替とはならず、3D測定車に優位性があると考えられる。

目地部の損傷となる目地材の飛散や舗装版の段差については、舗装走行実験場での検証と同様に目視調査と同等の高い精度で計測することができている。しかしながら、特に目地材が飛散している箇所では部分的にデータの欠損が確認されるため、計測時の路面の状態については十分に注意する必要がある。また、調査に必要な人員の削減はもちろん、道路規制を伴わない調査ができるため、一般交通を妨げることなく短時間に効率的に調査を行うことができる。

調査結果の精度や調査の効率性を考慮するとコンクリート舗装の点検診断に従来調査の代替として3D測定車を使用する優位性は十分にあると考えられる。



3D測定車



通常の測定車

図-5.4.1 計測したひび割れ画像の比較

## 第6章 本研究のまとめ

アスファルト舗装の点検診断における路面性状測定車の使用は一般的になっており、ひび割れやわだち掘れ、平坦性といった調査には十分な精度を有していることが確認されている。一方でコンクリート舗装特有の微細なひび割れや目地部の損傷、舗装版の段差といった損傷については従来の路面性状測定車では計測できずに、目視調査が行われていた。目視による調査は高い精度で計測ができるが、特にひび割れ調査においては多くの人員を必要とすること、長時間にわたり交通規制を行う必要があることから効率的な調査方法の開発が求められていた。そこで、3D測定車を用いて土研構内の舗装走行実験場及び日本海東北自動車道において従来の調査方法との比較を行い、新しい調査方法としての適用に向けた検証を行った。

本研究において特に微細なひび割れの計測率を検証できたことは大きな成果であり、0.3mm以上のひび割れであれば80%程度検出可能である。より正確なひび割れの状態を把握することは当然必要であるが、それ以上に効率的に舗装全体の傾向を掴むことが舗装を管理して修繕計画を立案するうえではより重要になると考えられる。その点において3D測定車は従来の調査方法と比較して優位性を持っていることを確認した。

現在の3D測定車はコンクリート舗装の計測に特化した解析機能は有しておらず、損傷ごとに発生している特徴的なパラメータに着目して解析を行っている。今後、ソフト面の改良を行うことでより効率的にコンクリート舗装の維持管理を行い損傷別に有効な修繕工法の選定できるようにし、長期的なコンクリート舗装のマネジメントに寄与できればと考えている。



## 第Ⅱ編 措置技術編

### 第1章 はじめに

#### 1.1 背景・目的

厳しい予算制約の下で、舗装の長寿命化、ライフサイクルコストの低減が求められており、平成28年に国土交通省から通知された舗装点検要領では、効率的な修繕の実施を行うための点検、診断、措置、記録から成る一連のメンテナンスサイクルを効率的に回していく重要性が示されている。

現在、わが国ではアスファルト舗装が利用される割合が多いが、ライフサイクルコストの低減の観点から、近年、耐久性に優れたコンクリート舗装を適材適所で活用していく重要性が高まっている。コンクリート舗装は、直轄国道において約50年間大規模更新を行うことなく供用した事例があるなど、適切な維持管理を行うことによって、アスファルト舗装よりもライフサイクルコストを低減することができると考えられる。

適切な維持管理を行うためには、舗装のメンテナンスサイクルを効率的に回していく必要がある。これまでも、コンクリート舗装のマネジメントに関する技術開発が行われてきた。しかしながら、点検・診断分野では、実道における広範調査への適用可能性や構造上の弱部である目地部周辺の健全性評価等に関して課題がある。また、措置分野では、実道における耐久性や交通開放までの所要時間等に関して課題がある。これらの課題を克服することによって、ライフサイクルコスト低減の観点から、コンクリート舗装の活用が促進されるものと期待される。

そこで、本共同研究では、コンクリート舗装の損傷メカニズムに基づく点検・診断技術及び措置技術に関する検討を行った。本報告書は共同研究の公募機関である日本道路（株）から提案のあった措置技術について、各種検討を実施したので、その結果について報告するものである。

## 1.2 共同研究体制

本共同研究は、(国研)土木研究所、(学)東京農業大学、(学)北海道科学大学、(独)石川工業高等専門学校、(一社)セメント協会、日本道路(株)の体制で実施した。本共同研究の参加者を表-1.2.1に示す。

表-1.2.1 共同研究参加者

機関	氏名	所属・役職	参加期間
(国研)土木研究所	藪 雅行	道路技術研究グループ(舗装) 上席研究員	2020.4~2022.3
	寺田 剛	道路技術研究グループ(舗装) 総括主任研究員	2020.4~2021.3
	綾部 孝之	道路技術研究グループ(舗装) 研究員	2020.4~2022.3
	横澤 直人	道路技術研究グループ(舗装) 研究員	2021.10~2022.3
	枝廣 直樹	道路技術研究グループ(舗装) 交流研究員	2020.10~2022.3
	丸山 記美雄	寒地保全技術研究グループ(寒地道路保全) 上席研究員	2020.4~2022.3
	伊藤 憲章	寒地保全技術研究グループ(寒地道路保全) 総括主任研究員	2020.4~2022.3
	星 卓見	寒地保全技術研究グループ(寒地道路保全) 主任研究員	2020.4~2022.3
	井谷 雅司	寒地保全技術研究グループ(寒地道路保全) 研究員	2020.4~2022.3
	上野 千草	寒地保全技術研究グループ(寒地道路保全) 研究員	2020.4~2022.3
	佐藤 圭洋	寒地保全技術研究グループ(寒地道路保全) 研究員	2020.4~2022.3
(学)東京農業大学	小梁川 雅	地域環境科学部 生産環境工学科 教授	2020.4~2022.3
(学)北海道科学大学	亀山 修一	工学部 都市環境学科 教授	2020.4~2022.3
(独)石川工業高等専門学校	西澤 辰男	環境都市工学科 教授	2020.4~2022.3
(一社)セメント協会研究所	吉本 徹	コンクリート研究グループ リーダー	2020.4~2022.3
	野田 悦郎	コンクリート研究グループ 特別研究員	2020.4~2022.3
	泉尾 英文	コンクリート研究グループ サブリーダー	2020.4~2022.3
	瀧波 勇人	コンクリート研究グループ 研究員	2020.4~2021.3
日本道路(株)	平間 敦	技術研究所 副部長	2020.4~2021.3
	美馬 孝之	技術研究所 副部長	2021.4~2022.3
	吉野 広一郎	技術研究所 係長	2020.4~2022.3
	藤井 洋志	技術研究所 研究員	2020.4~2022.3

## 参考文献

- 1) (社)日本道路協会：コンクリート舗装に関する技術資料，2009.

## 第2章 研究内容

### 2.1 対象とする損傷

コンクリート舗装は、アスファルト舗装に比べて剛性が高く、高い耐久性を有する舗装であるものの、隅角部や目地部は構造的な弱点であり、温度変化や車両交通に伴って作用する応力の影響を受けやすいため、隅角ひび割れや角欠けといった損傷を生じやすい。また、目地部には雨水等の止水を目的とした目地材が施されるが、経年変化やコンクリート版の膨張収縮挙動の繰り返し作用により、目地材の止水機能が低下し、路盤や路床の脆弱化、エロージョンや空洞化が生じることで重度な損傷に進展する場合がある<sup>1),2)</sup>。長期にわたってコンクリート舗装の耐久性を確保し、パフォーマンスを最大限発揮するためには、早期の損傷発見はもとより、適切な目地の止水機能管理や各種損傷に対応した高耐久かつ迅速な交通開放が可能な措置技術を開発して講じることが肝要である<sup>3)</sup>。

コンクリート舗装における比較的軽微な損傷としては、隅角部や目地部角欠けが挙げられる。ただし、これらの損傷は発生初期において道路利用者に与える影響は少なく、道路管理者が早期に発見することは難しいのが現状である。そのため、実際には損傷部から雨水等が浸透し、目地部の段差などに進展してから損傷の存在を確認するケースが多いと考えられる。これらの損傷に対しては、交通への影響を最小限に、迅速に車両走行の安全性や快適性（平坦性など）を回復することが求められるため、常温合材や加熱合材などのアスファルト系材料で補修されることが多い。しかし、比較的早期に再破損に至り、再補修や打換え等の措置が必要となる場合が多い。最近では、セメント系や樹脂系材料、有機無機複合材料を用いた薄層施工が可能となり、早期交通開放性が向上したことからこれらの材料でパッチングが行われるが、アスファルト系材料と同様に補修箇所からのはく離や飛散など早期再破損に至るケースも確認されている。

これらのことから、本研究では、パッチングによる措置が対応可能な軽微な段階での損傷として、角欠け、段差を小規模措置技術の対象とし、薄層オーバーレイ（薄層切削オーバーレイを含む）で対応可能な損傷として、交通作用によって生じる摩耗わだち掘れやポリッシング、浅層部分のひび割れを中規模措置技術の対象とした<sup>4),5),6),7)</sup>。また、これら以上の損傷（構造破損）が生じた場合に必要となる打換えについては、大規模措置技術として検討した。

なお、本検討における材料性状に関するデータや追跡調査の工区および試験結果等データの一部は、2016年から2019年に実施した「コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究」における「補修技術の改善」「早期交通開放技術の改善」での研究成果<sup>8),9)</sup>を引き継ぎ、追加の調査、検討を実施したものである。



## 2. 2 提案する措置技術

本研究で検討する材料および工法の概要を以下に示す。

### 2. 2. 1 小規模措置技術の使用材料と工法

2016年から2019年に実施した「コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究（補修技術の改善）」では、角欠けや段差の補修を検討しており、室内での材料試験や土木研究所構内の舗装走行実験場で試験施工を実施した<sup>8)</sup>。試験施工では大型荷重車による促進載荷試験において、補修材の既設コンクリート舗装版からのはく離およびひび割れの発生（再破損）などの課題が明らかとなった。これらの結果を鑑みて、本検討では、①補修断面（寸法など）、②既設コンクリート舗装版（補修断面）の適切な前処理による補修材接着強度の確保、③既設目地の適切な復旧に着目して、措置技術の耐久性向上を試みた。

#### (1) 角欠け

角欠けは主に目地部および隅角部に生じる損傷である。角欠けの損傷を写真-2.2.1、補修に使用する材料を表-2.2.1、補修手順を図-2.2.1に示す。角欠け損傷の場合、損傷の影響範囲を撤去し、補修断面の脆弱部や砂、ホコリ等の汚れを十分に除去する。その後、浸透型マイクロクラック補修材等のプライマを塗布したのちに、接着剤を塗布し、ポリマーセメントモルタル（以下、PCM）にて補修を行う。断面補修材（以下、補修材）の耐久性向上の観点から、接着剤およびプライマは、性状の異なる2組の製品を検討した。それぞれ、エポキシ樹脂からなるプライマおよび接着剤の製品を「エポキシ系接着剤」、エポキシ樹脂プライマとゴム系の接着剤からなる製品を「ゴム系接着剤」と区別して記載する。



写真-2.2.1 角欠けのイメージ

表-2.2.1 角欠け補修における使用材料

材料	用途	材料種別	備考
エポキシ系接着剤	プライマ	2液型エポキシ樹脂	マイクロクラック浸透型
	接着剤	2液型エポキシ樹脂	通常期タイプ
ゴム系接着剤	プライマ	2液型エポキシ樹脂	マイクロクラック浸透型
	接着剤	2液型ゴム系接着剤	—
補修材		PCM	—

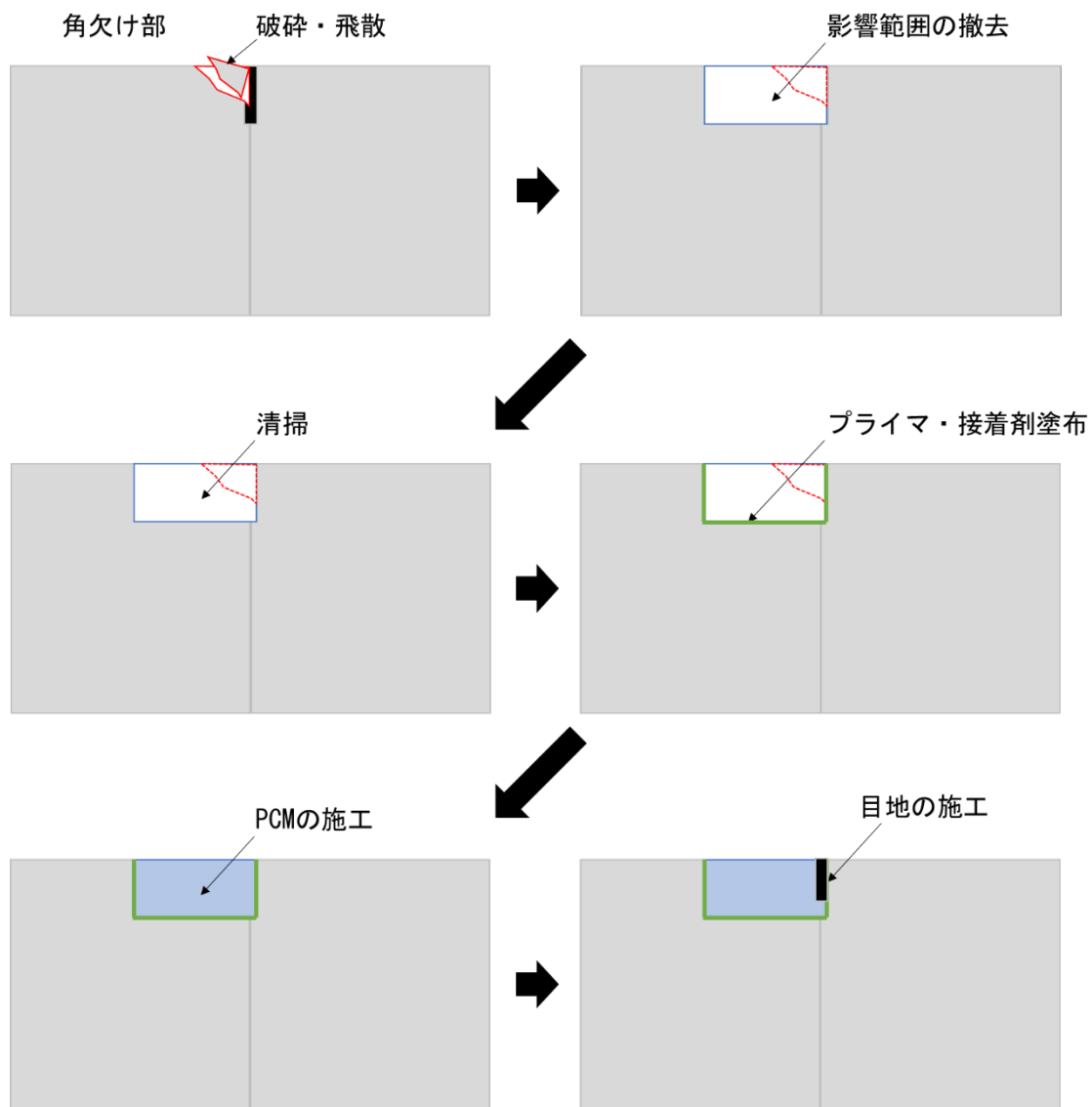


図-2.2.1 角欠け補修の手順

(2) 段差

段差は、主に目地部に生じる損傷である。段差の損傷を写真-2.2.2、補修に使用する材料を表-2.2.2、補修手順を図-2.2.2に示す。段差損傷の場合、ゼロ擦り付けが生じないように補修範囲を計画し、損傷の影響範囲を撤去し、補修断面の脆弱部や砂、ホコリ等の汚れを十分に除去する。その後、浸透型マイクロクラック補修材等のプライマを塗布したのちに、接着剤を塗布し、角欠け用に使用する補修材と比較して、弾性係数の小さいPCM柔軟型（以下、PCM-F）にて補修を行う。なお、接着剤については、角欠けと同様に、エポキシ系接着剤およびゴム系接着剤の2種類を検討した。



写真-2.2.2 段差のイメージ

表-2.2.2 段差補修における使用材料

材料	用途	材料種別	備考
エポキシ系接着剤	プライマ	2液型エポキシ樹脂	マイクロクラック浸透型
	接着剤	2液型エポキシ樹脂	通常期タイプ
ゴム系接着剤	プライマ	2液型エポキシ樹脂	マイクロクラック浸透型
	接着剤	2液型ゴム系接着剤	—
補修材		PCM-F	柔軟型

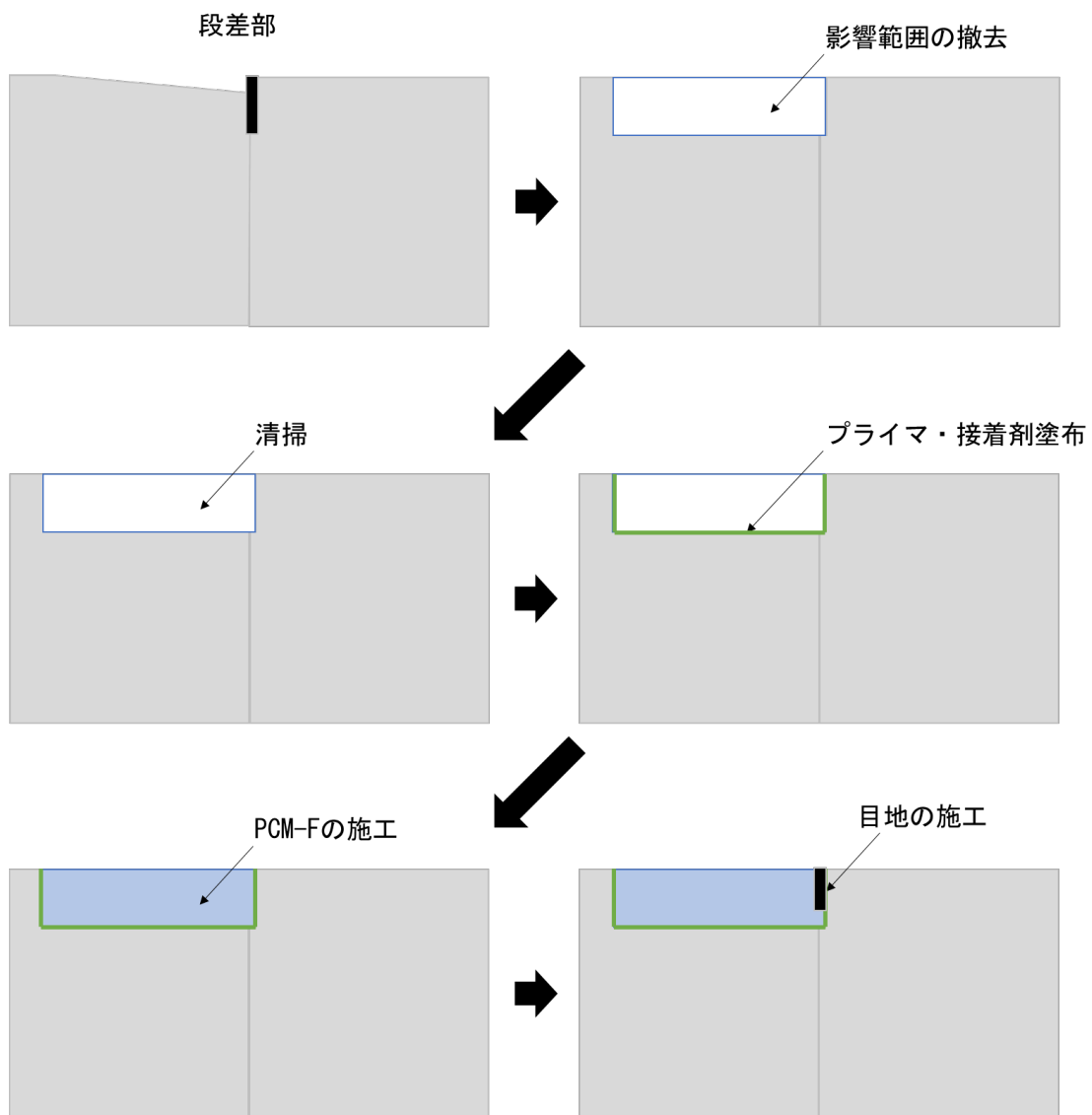


図-2.2.2 段差補修の手順



## 2. 2. 2 中規模措置技術の使用材料と工法

(1) 舗装表面の機能的損傷（摩耗わだち掘れ，ポリッシング，浅層ひび割れなど）

コンクリート舗装表面に生じる損傷は，従来，アスファルト混合物を用いたオーバーレイによる補修が一般的であり，コンクリート系材料による切削オーバーレイやオーバーレイは，補修材料の収縮ひび割れや既設コンクリート舗装版との接着力の確保および交通開放までに要する養生時間の都合上，候補となる技術が確立されていなかった。しかし，既往の研究<sup>10)</sup>により，ラテックス改質速硬コンクリートを用いることで，5cm 程度の薄層で，早期交通開放可能な補修の適用可能性が示された。そこで，本検討においては，追加の室内試験および2017年に試験施工を行った工区にて追跡調査を実施した。試験施工時に使用した材料を表-2.2.3，配合を表-2.2.4に示す。補修の手順を図-2.2.3に示す。

表-2.2.3 中規模措置技術における使用材料<sup>11)</sup>

材料	記号	内容
プレパック材料	セメント	C
	速硬性混和材	F
	細骨材	S
	粗骨材	G
水	W	オーバーレイ用コンクリート
ラテックス	L	
硬化時間調整剤	Re	
被膜養生剤	—	
接着剤	—	打設後の養生
		2液型エポキシ樹脂

表-2.2.4 中規模措置材料の配合<sup>11)</sup>

W/C (W/B <sup>※1</sup> )	P/C <sup>※2</sup> (P/B <sup>※3</sup> )	単体量(kg/m <sup>3</sup> )					外割り添加(kg/m <sup>3</sup> )	
		W	L	C	S	G	F	Re
16.1(11.3 <sup>※1</sup> )	35.8(25.1 <sup>※3</sup> )	54	120	335	830	926	143	3.35

※1：水結合材比，※2：ポリマーセメント比，※3：ポリマー結合材比を示す。

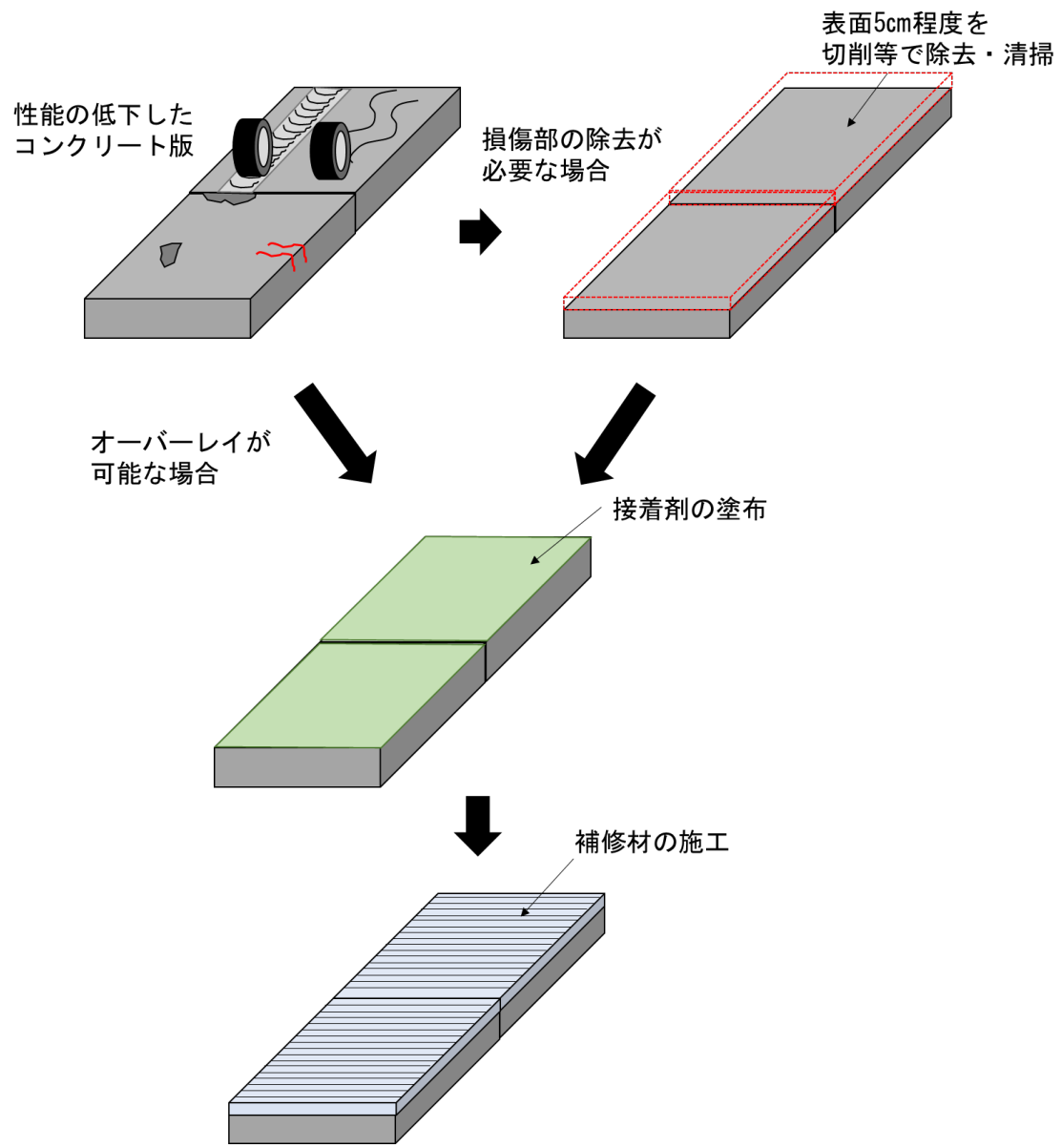


図-2.2.3 中規模措置技術の補修手順

## 2. 2. 3 大規模措置技術の使用材料と工法

### (1) 構造的損傷

コンクリート舗装の損傷が進行し、局部的もしくは目地間のコンクリート版を打換える場合、工事中の交通規制が大がかりになるだけでなく、交通開放までに必要な養生期間が長期になるため利用者便益などに係わる課題があった。そこで、既往の検討<sup>12)</sup>にて、養生時間を6時間程度に短縮した速硬性コンクリートの適用を検討し、その適用可能性を見出した。そこで、本検討においては、追加の室内試験および2017年に試験施工を行った工区にて追跡調査を実施した。試験施工時に使用した材料を表-2.2.5、配合を表-2.2.6に示す。補修の手順を図-2.2.4に示す。

表-2.2.5 大規模措置技術における使用材料<sup>13)</sup>

材料		記号	内容
レディーミクストコンクリート	セメント	C	打換え用コンクリート
	水	W	
	細骨材	S	
	粗骨材	G	
	AE減水剤	Ad	
速硬性混和材		F	
硬化時間調整剤		Re	
被膜養生剤		—	打設後の養生
アスファルト乳剤		—	プライムコート

表-2.2.6 大規模措置材料の配合<sup>13)</sup>

W/C	s/a	単位量(kg/m <sup>3</sup> )					外割り添加(kg/m <sup>3</sup> )		
		W	C	S	G	Ad	F	Re	W2
48.0	44.4	165	344	793	992	3.44	150	4.94	10

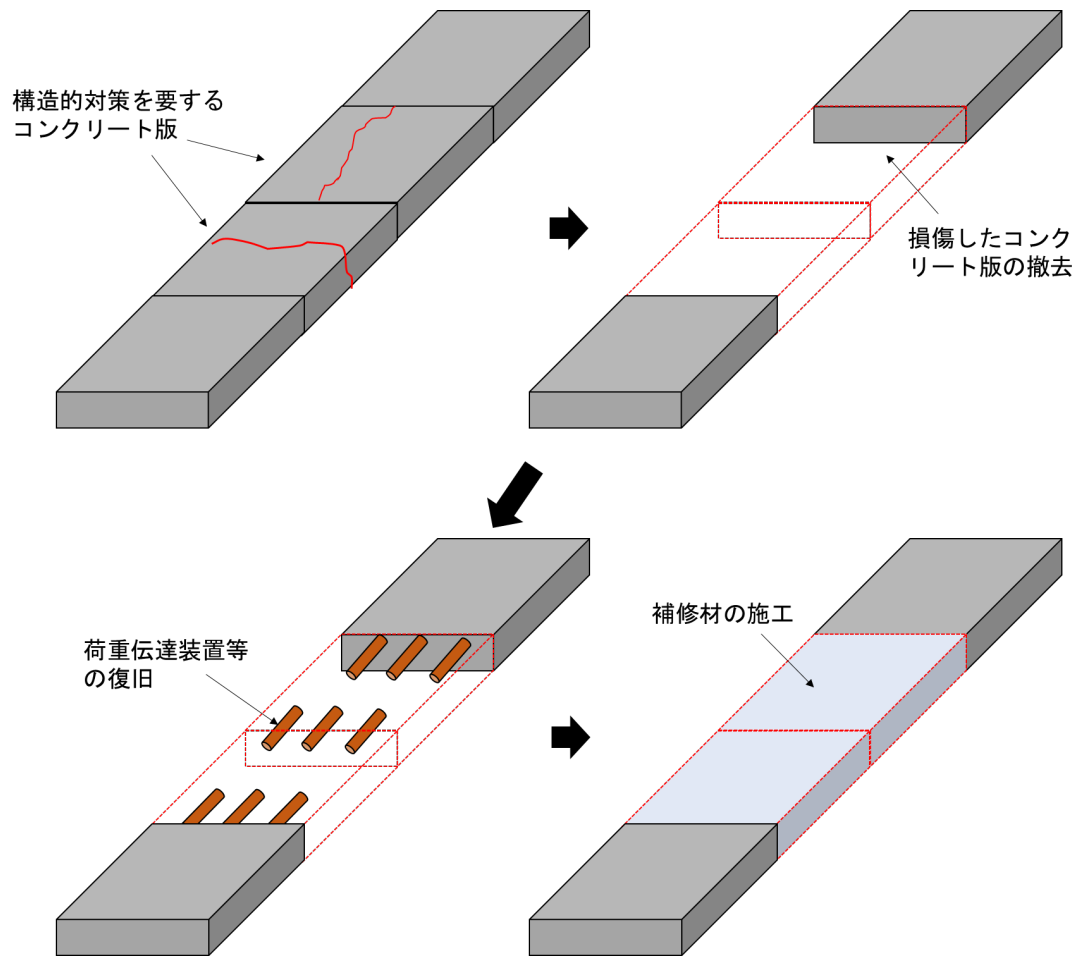


図-2.2.4 大規模措置技術の補修手順



## 2. 3 研究の手順

本研究では、コンクリート舗装の種々損傷に対する補修材の基本的な性状を把握し、適切な施工性や供用した際の耐久性を評価すること目的に、室内にてコンシステンシーや凝結時間といったフレッシュ性状の確認や曲げ強度、圧縮強度などの耐荷性に関する強度試験、寸法安定性や線膨張率、凍結融解抵抗性などの環境作用に対する材料特性について確認を行った。また、補修箇所の再破損防止の観点から、補修断面との接着性向上を目的に、マイクロクラック浸透型プライマや接着剤の使用を検討するため、通常期の施工を想定した 23°Cでの接着強度試験（供試体作製などを含む）や夏期、冬期を想定した 5°C, 35°C雰囲気下における同様の試験を行った。

上記の基本的な材料特性を把握したのちに、土木研究所構内の舗装走行実験場において、模擬損傷を施した試験施工工区にて試験施工を実施し、現場での施工性、必要な規制時間の確認などを行い、大型荷重車を用いた促進載荷試験によって車両走行に伴う供用性（補修箇所の変状有無）の確認を行った。なお、小規模措置技術については、試験施工および 49kN 換算輪数約 35 万輪相当走行後の供用性調査を行い、中規模、大規模措置技術については、2017 年度に実施した試験施工工区<sup>14)</sup>にて約 92 万輪相当走行後から 211 万輪相当走行後までの追跡調査を行った。

室内試験および試験施工での主な評価内容を図-2.3.1 に示す。

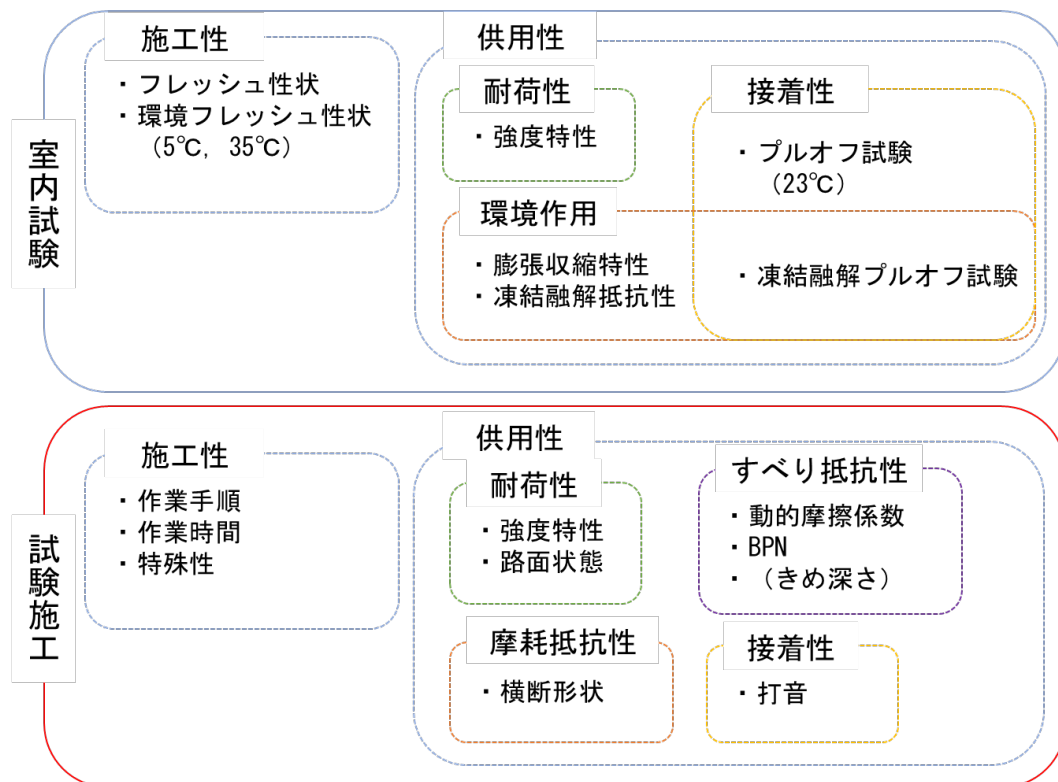


図-2.3.1 本研究の室内試験および試験施工での評価内容

## 参考文献

- 1) 公益社団法人 日本道路協会：コンクリート舗装ガイドブック 2016, p.260-261, 2016.3
- 2) 社団法人 日本道路協会：コンクリート舗装に関する技術資料, p.50, 2009.8
- 3) 国土交通省：舗装点検要領, p.6-7, 2017.3
- 4) 公益社団法人 日本道路協会：コンクリート舗装ガイドブック 2016, p.262-297, 2016.3
- 5) 社団法人 日本道路協会：コンクリート舗装に関する技術資料, p.51-63, 2009.8
- 6) 社団法人 セメント協会：コンクリート舗装の補修技術資料 2010 年度版, p.41-54, 2011.3
- 7) 公益社団法人 日本道路協会：舗装施工便覧（平成 18 年版）, p.280-286, 2013.12
- 8) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書II「補修技術の改善」編, 第 514 号, 2019.3
- 9) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書III「早期交通開放技術の改善」編, 第 515 号, 2019.3
- 10) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書III「早期交通開放技術の改善」編, 第 515 号, p.82-111, 2019.3
- 11) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書III「早期交通開放技術の改善」編, 第 515 号, p.83, 2019.3
- 12) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書III「早期交通開放技術の改善」編, 第 515 号, p.58-81, 2019.3
- 13) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書III「早期交通開放技術の改善」編, 第 515 号, p.59, 2019.3
- 14) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書III「早期交通開放技術の改善」編, 第 515 号, p.58-111, 2019.3

## 第3章 材料試験

### 3.1 試験方法

#### 3.1.1 補修材に関する試験

コンクリート舗装の効率的かつ効果的な措置技術を広く普及し、コンクリート舗装の長期供用性を維持するためには、施工時に特殊機械や特別な熟練度を要さないといった施工の容易性が必要となる。また、交通への影響を鑑みて、短時間に交通開放強度を発現することや、再破損を生じないための各種耐久性が必要となる。

そこで、本検討に用いる補修材の性状を把握するため、小規模措置、中規模措置および大規模措置に使用する材料単体のフレッシュ性状や硬化性状に加えて、既設コンクリート舗装版を模擬した供試体との接着性などの確認試験を実施した。それぞれの試験項目と試験方法を表-3.1.1、表-3.1.2に示す<sup>1),2)</sup>。

表-3.1.1 小規模措置に使用する材料の性状確認項目

項目	考慮すべき性質	試験項目	試験方法	試験規格など
フレッシュ性状	施工性	コンシステンシー	フロー試験	JIS R 5201
		凝結時間	凝結時間試験	JIS A 1147
硬化性状	輪荷重などへの耐久性	圧縮強度	圧縮強度試験	JSCE-G 505
		曲げ強度	曲げ強度試験	JIS R 5201
		静弾性係数	静弾性係数試験	JIS A 1149
	摩耗への耐久性	すり減り抵抗性	ラベリング試験	舗装調査・試験法便覧 B002
	環境作用の影響	寸法安定性	寸法安定性試験	JSCE-K 561
		線膨張係数	線膨張率試験	JSCE-K 561
	凍結融解への耐久性	質量減少率	凍結融解試験	JIS A 1148
相対動弾性係数		舗装調査・試験法便覧 B065		
接着性	引張作用への耐久性	接着強度	プルオフ試験	—
	凍結融解への抵抗性		凍結融解試験後のプルオフ試験	—

表-3.1.2 中・大規模措置に使用する材料の性状確認項目

項目	考慮すべき性質	試験項目	試験方法	試験規格など
フレッシュ性状	施工性	コンシステンシー	スランプ試験	JIS A 1101
		空気量	空気量試験	JIS A 1128
		コンクリート温度	温度測定試験	JIS A 1156
		凝結時間	凝結時間試験	JIS A 1147
硬化性状	輪荷重などへの 耐久性	圧縮強度	圧縮強度試験	JSCE-G 505
		曲げ強度	曲げ強度試験	JIS R 5201
		静弾性係数	静弾性係数試験	JIS A 1149
		線膨張係数	線膨張率試験	JSCE-K 561
	凍結融解への耐 久性	質量減少率	凍結融解試験	JIS A 1148
		相対動弾性係数		舗装調査・試験 法便覧 B065

### 3. 1. 2 プルオフ試験用の模擬コンクリート版

既往の研究では、土木研究所構内で実施した小規模措置試験施工箇所において、促進載荷試験後、比較的早期に既設コンクリート舗装版面と補修材のはく離やひび割れの発生が確認され、補修面と補修材の接着強度不足や雨水等の浸入による接着強度低下などが主たる原因だと考えられた<sup>3)</sup>。そのため、補修面との接着強度を適切に確保することが、補修材の耐久性を向上するために必要だと考えられる。

そこで、砂目状に目荒らしたコンクリート JIS 平板および打設コンクリート供試体を母体として用いて、エポキシ系接着剤およびゴム系接着剤をそれぞれ施し、角欠け補修用の PCM と段差補修用の PCM-F を打設してプルオフ試験用供試体を作製した。また、接着強度の低下には、水分や温度変化などの影響が考えられるため、打設コンクリート供試体を母体として、各接着剤および修復材を施して凍結融解試験を実施した。

母体として使用したコンクリート JIS 平板を写真-3.1.1に、打設コンクリート母体を写真-3.1.2に示す。



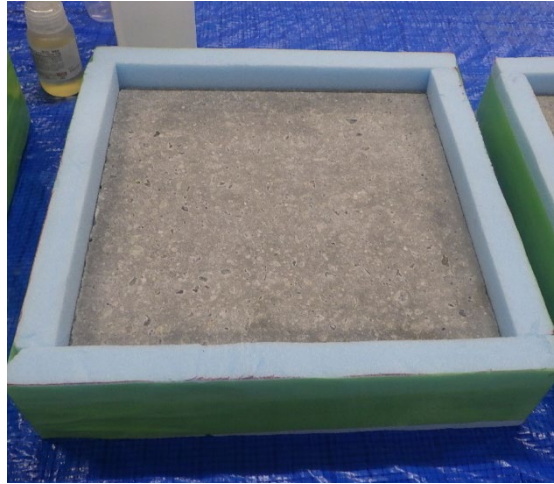


写真-3.1.1 コンクリート JIS 平板

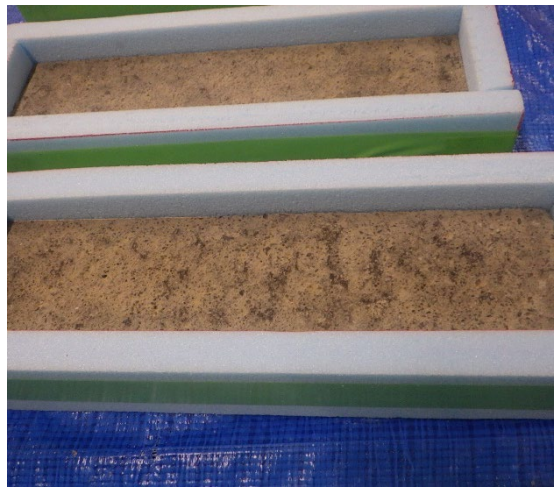


写真-3.1.2 打設コンクリート母体

### 3.1.3 プルオフ試験用供試体の作製

プルオフ試験に供した供試体のイメージを図-3.1.1 に、供試体作製状況を写真-3.1.3 から写真-3.1.5 に示す。

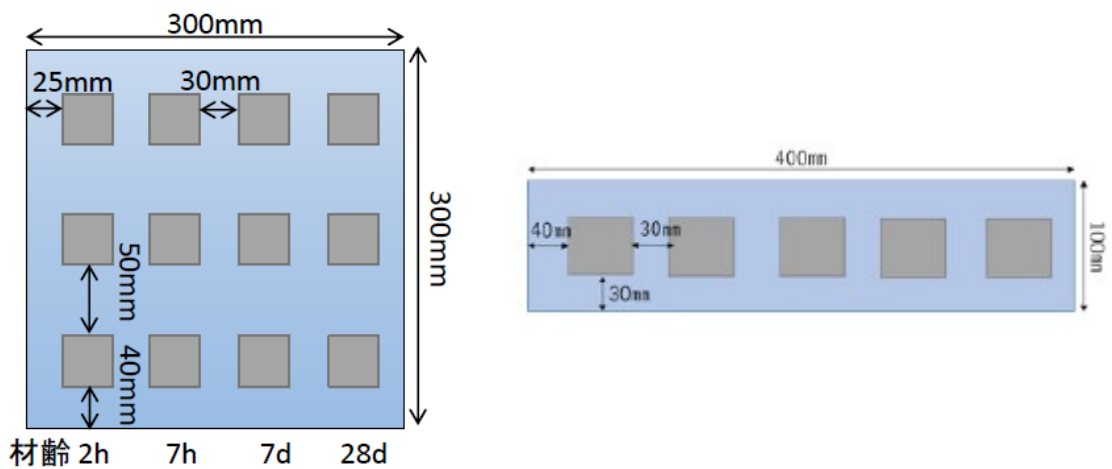


図-3.1.1 プルオフ試験供試体のイメージ (左：標準用，右：凍結融解用)



写真-3.1.3 プライマ塗布状況

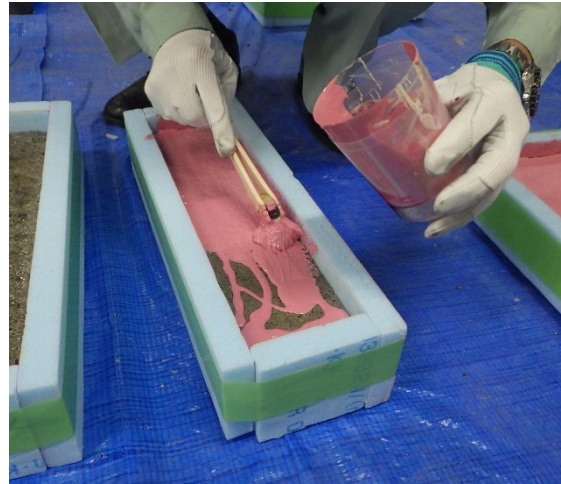


写真-3.1.4 接着剤塗布状況 (左：エポキシ系，右：ゴム系)

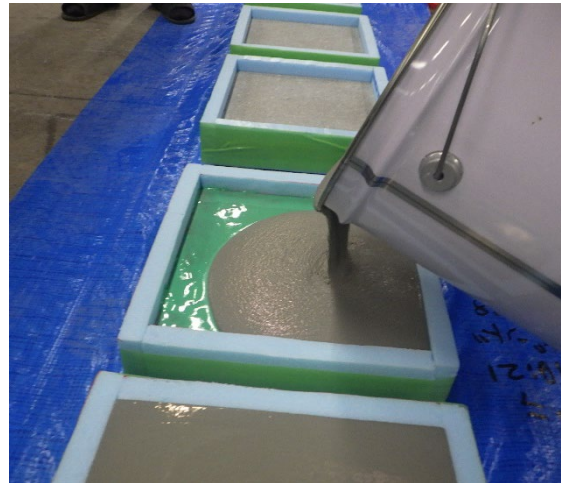


写真-3.1.5 補修材打設状況 (左：PCM，右：PCM-F)

### 3. 2 試験結果

各材料単体の性状把握および補修するコンクリート断面との接着性を確認するために実施した試験結果を以下に示す。

#### 3. 2. 1 小規模措置材料

小規模措置技術では、既往の研究結果から PCM と PCM-F について検討した。結果の一部は、既往の研究成果<sup>4)</sup>である。

##### (1) フレッシュ性状

角欠けおよび段差の補修に適用する補修材には、様々な条件の現場にて、適切に作業することができる施工性の確保が要求される。既往の研究では、施工性の評価として材料を練混ぜてから補修箇所への投入、左官等による敷きならしの容易さといった観点から、補修材料 2 種類のコンシステンシーと凝結時間に関する試験を実施した。試験結果の一例<sup>5)</sup>を表-3. 2. 1、表-3. 2. 2 に示す。

表-3. 2. 1 モルタルフロー試験の結果<sup>5)</sup>

材料	コンシステンシー					
	0 打フロー値 (mm)			15 打フロー値 (mm)		
	5°C	20°C	35°C	5°C	20°C	35°C
PCM	100~107	101	101~103	133~137	131~135	129~131
PCM-F	152~153	158~160	154~156	—	—	—

表-3. 2. 2 凝結時間試験の結果<sup>5)</sup>

材料	凝結時間 (始発~終結) (分)		
	5°C	20°C	35°C
PCM	51~64	36~47	53~73
PCM-F	42~54	40~47	12~17

モルタルフロー試験の結果より、PCM の 0°C, 20°C, 35°C の 0 打フロー値は PCM-F と比較して小さな値を示し、15 打フロー値についても、柔軟型の 0 打フロー値より小さな値を示した。柔軟型については比較的さらさらしたスラリー状である。ただし、どちらの材料も、いずれの温度条件においても練混ぜや左官作業性に問題なく、十分に供試体作製を行える施工性であった。

凝結時間については、PCM-F が 35°C の条件で始発から終結までの時間が 10 分台であったが、室内においては供試体作製など問題なく行うことができた。しかし、5 から 20°C までの 40 分台と比較して、顕著に短い時間で硬化が進むことがわかった。すなわち、温度の影響を受けやすいため、実際の施工に際しては、材料の保管方法や施工場所の日射条件などに特に配慮する必要があると考えられる。

(2) 硬化性状

i) 輪荷重への耐久性

角欠けや段差補修を行ったのち、適切な養生時間を確保することで、補修材の輪荷重などへの耐荷性を確保することができる。しかし、現道における交通規制が長期化することで利用者への負担が大きくなるため、より早期に交通開放することができる迅速な強度発現性が補修材には要求される。そこで、既往の研究にて補修材の強度発現性を圧縮強度試験および曲げ強度試験、静弾性係数試験によって確認した。試験結果の一例<sup>6)</sup>を表-3.2.3、表-3.2.4、および表-3.2.5に、材齢との関係を図-3.2.1、図-3.2.2、図-3.2.3に示す。

表-3.2.3 小規模措置材料の圧縮強度試験結果<sup>6)</sup>

材料	圧縮強度 (MPa)												
	温度	5°C				20°C				35°C			
	材齢	2h	7h	7d	28d	2h	7h	7d	28d	2h	7h	7d	28d
PCM		10.2	29.8	34.9	39.8	26.9	33.5	44.4	50.2	26.1	35.6	47.0	59.8
PCM-F		0.8	1.2	2.3	2.6	0.8	1.5	2.5	2.5	1.0	1.1	2.8	3.0

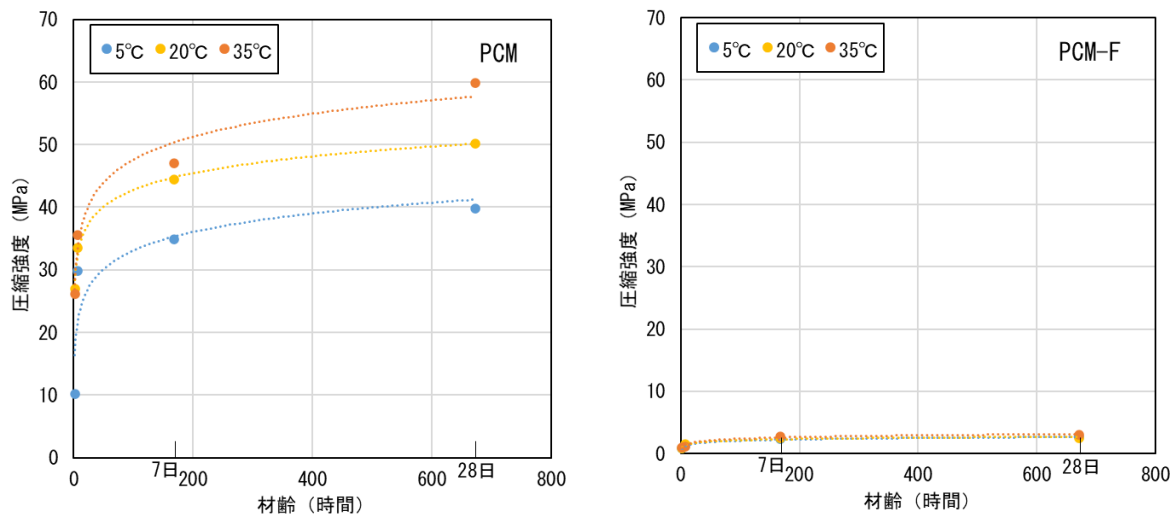


図-3.2.1 材齢と圧縮強度<sup>6)</sup>

表-3.2.4 小規模措置材料の曲げ強度試験結果<sup>6)</sup>

材料	曲げ強度 (MPa)												
	温度	5°C				20°C				35°C			
	材齢	2h	7h	7d	28d	2h	7h	7d	28d	2h	7h	7d	28d
PCM		1.6	9.5	10.0	12.1	5.4	10.9	13.6	15.0	5.7	9.4	15.0	16.4
PCM-F		0.6	0.9	1.5	1.8	0.6	1.2	1.5	1.7	0.8	1.0	2.0	3.0



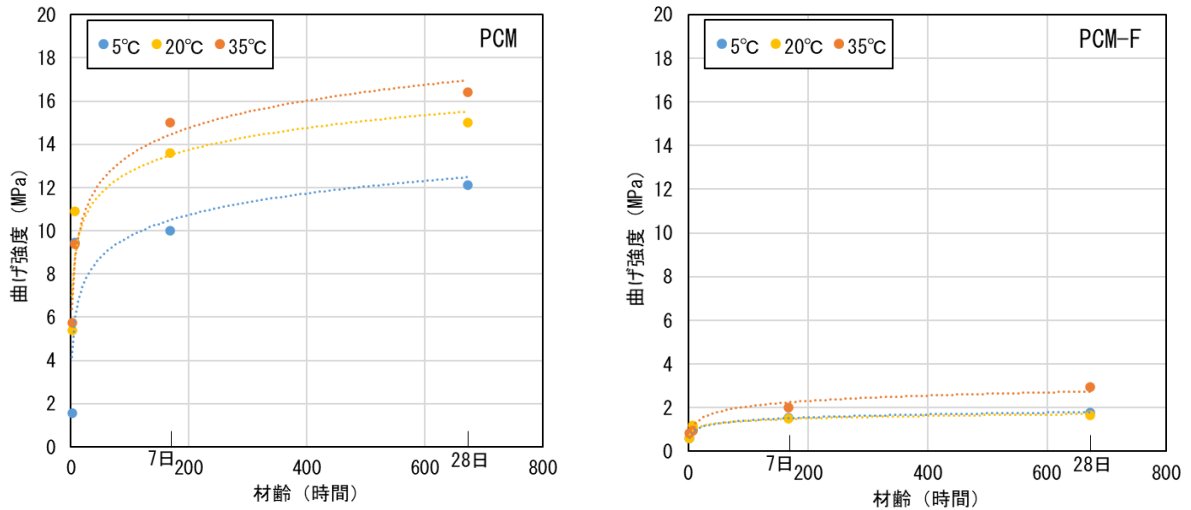


図-3.2.2 材齢と曲げ強度<sup>6)</sup>

表-3.2.5 小規模措置材料の静弾性係数試験結果<sup>6)</sup>

材料	静弾性係数 (GPa)												
	温度	5°C				20°C				35°C			
	材齢	2h	7h	7d	28d	2h	7h	7d	28d	2h	7h	7d	28d
PCM		12.1	21.5	23.2	25.3	21.7	22.4	24.9	24.8	18.2	19.7	22.8	24.3
PCM-F		2.0	—	2.5	3.4	—	3.2	4.0	3.8	2.2	2.6	3.5	3.3

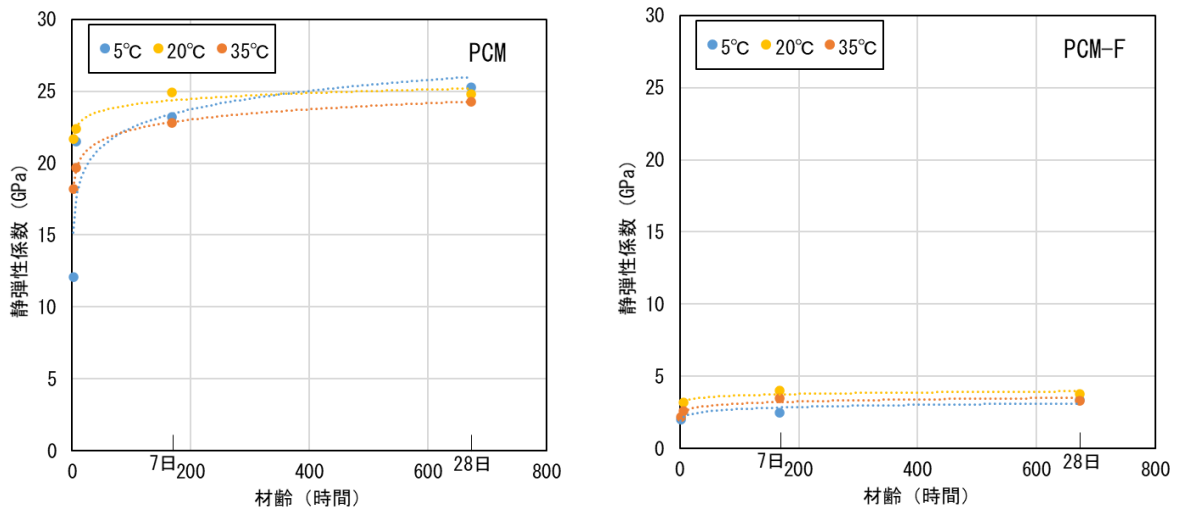


図-3.2.3 材齢と静弾性係数<sup>6)</sup>

圧縮強度試験，曲げ強度試験の結果より，PCMの強度は，材齢2時間から28日の範囲において材齢に伴い増加し，PCM-Fは各温度ともに，材齢7日の段階で強度発現がほぼ完了する傾向を示した。また，PCM-Fは，温度条件による強度発現に顕著な差がなく，PCMでは，5°Cの条件において強度の発現が低く推移した。このことから，現場での強度発現を適切に確保するためには，温度条件に配慮した養生時間の確保や低温条件での施工時に保温対策を実施するなど配慮する必要があると考えられる。

静弾性係数については，PCMは，圧縮強度，曲げ強度の結果と同様に，特に若材齢で大きく増加し，材齢7日以降で収束する傾向を示した。他方で，柔軟型は弾性係数が低い値のまま顕著な変化なく推移した。

ii) 摩耗への耐久性

積雪寒冷地においては、冬期の雪氷路面によるスリップに対してタイヤチェーンの装着による車両交通の安全性確保が実施される。タイヤチェーンは、舗装に衝撃と摩耗による作用をおよぼし、舗装表面の摩耗によって路面機能が低下する。コンクリート舗装の補修材の選定にあたっては、すり減り抵抗性を有する材料を選定する必要がある。そこで、チェーンラベリング試験によって、補修材の耐摩耗性を評価した。なお、国土交通省北海道開発局道路設計要領において、表層に用いるアスファルト混合物の配合設計におけるすり減り抵抗性の規格値があるため、本検討ではこれに準拠して評価を行った。その結果を図-3.2.4に示す。

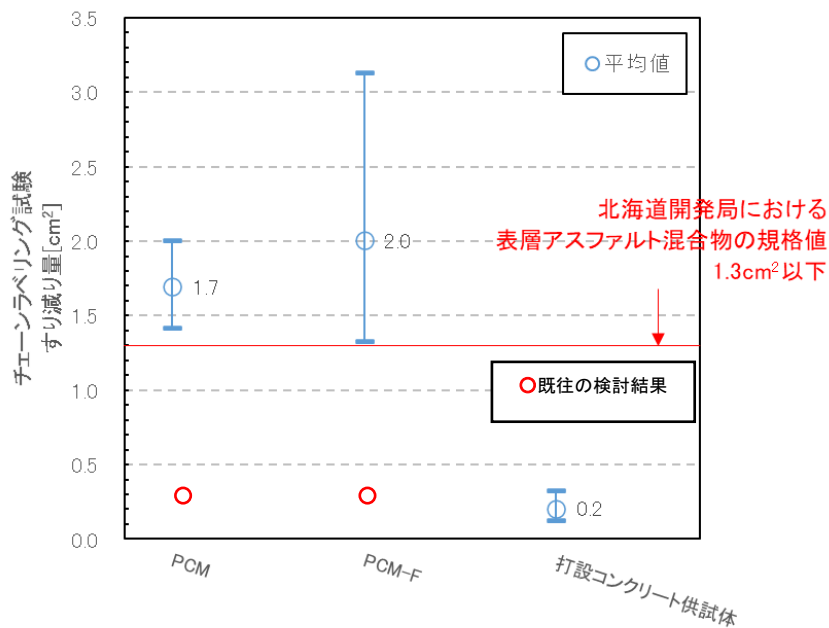


図-3.2.4 チェーンラベリング試験の結果

チェーンラベリング試験の結果から、PCMとPCM-Fは2cm<sup>2</sup>程度のすり減り量であった。これは北海道開発局の表層に使用するアスファルト混合物の耐摩耗性に関する基準値を上回る結果である。ただし、既往の研究結果の値と比較すると6倍程度の摩耗量になっているため、詳細な検討が必要と考えられる。

iii) 環境作用の影響

角欠けや段差補修などの小規模措置に用いられる材料は、局部的かつ薄層で用いられることが想定される。そのため、気温や湿度の変化による膨張収縮挙動が、損傷した既設コンクリート舗装との接着性に影響を与えることが考えられる。

そこで、既往の研究にて材料単体の膨張収縮挙動を把握するため、同一供試体を用いて寸法安定性試験および線膨張係数試験を実施した。なお、寸法安定性試験で測定されたひずみは、線膨張率を乗じて求めた温度ひずみを差し引いている。また、線膨張率は、供試体の中心温度が20℃から60℃、60℃から-20℃、-20℃から20℃への温度変化を1サイクルとして10℃ごとにひずみと温度の測定を実施し、合計2サイクルの測定を行った。寸法安定性試験結果の一例を表-3.2.6、線膨張係数試験の結果を図-3.2.5に示す<sup>8)</sup>。

表-3.2.6 寸法安定性試験の結果<sup>8)</sup>

補修材	寸法安定性 (×10 <sup>-6</sup> )	備考
PCM	90	膨張
PCM-F	1,030	膨張

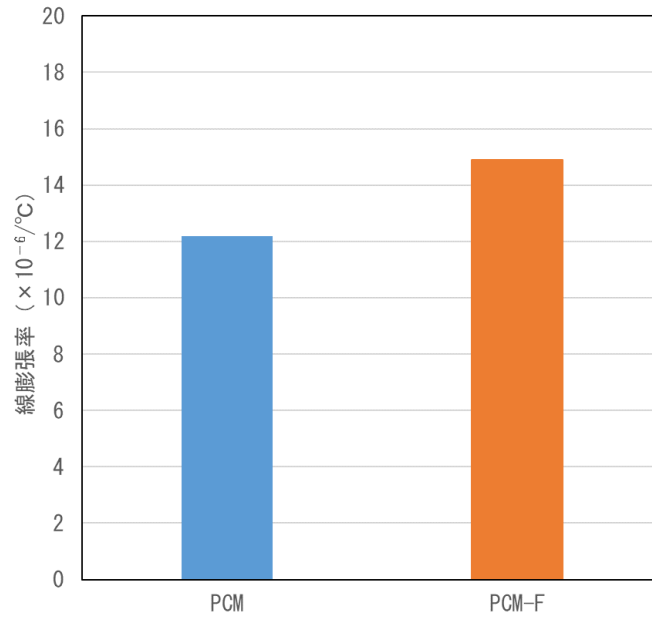


図-3.2.5 線膨張係数試験の結果<sup>21)</sup>

補修材はどちらも膨張を示し、PCM に比べて PCM-F の方が大きな膨張量となった。どちらも材齢 1 日程度で膨張し、その後はほぼ寸法変化量が収束した状態であった。また、材料自体の寸法変化が収束した状態で実施した線膨張係数試験の結果、PCM の線膨張係数は  $12 \times 10^{-6}$ 、PCM-F の線膨張係数は  $15 \times 10^{-6}$  であることがわかった。一般的なコンクリートの線膨張係数は  $10 \times 10^{-6}$  程度とされており、比較すると若干大きな値を示すことが確認された。

iv) 凍結融解への耐久性

積雪寒冷地で使用される補修材は、冬期に凍結融解など厳しい環境作用にさらされることが想定される。そこで、補修材単体の凍結融解試験を実施して、質量減少率および相対動弾性係数について確認した。結果を図-3.2.6と図-3.2.7に示す。なお、後述するプルオフ試験にて、打設コンクリートを基盤として使用しているため、打設コンクリート供試体についても同様の試験を実施した。

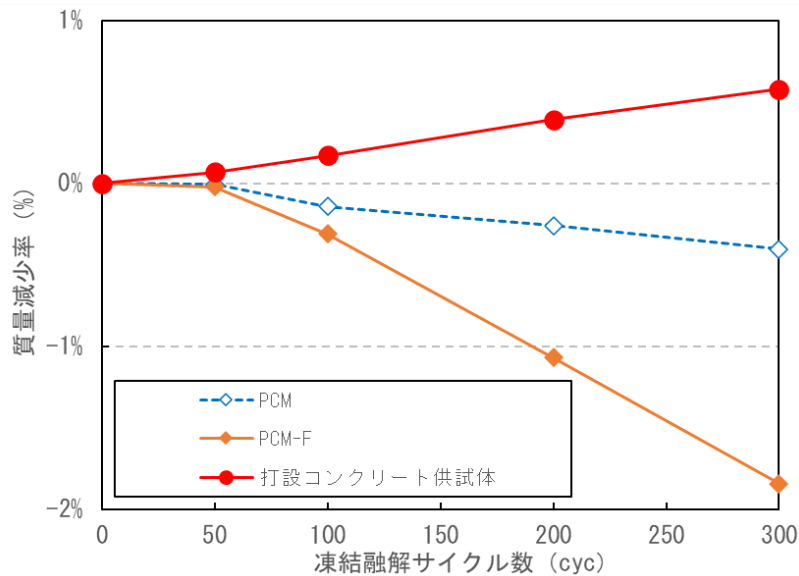


図-3.2.6 補修材の質量減少率

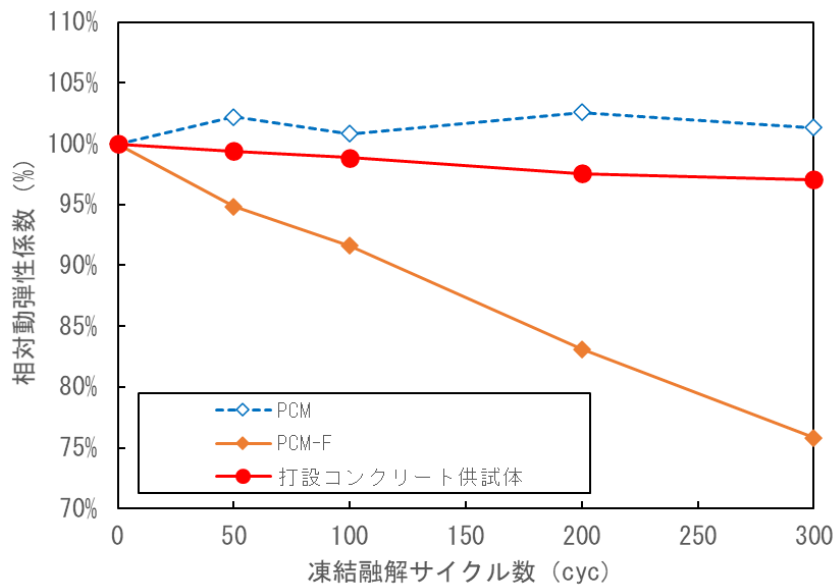


図-3.2.7 補修材の相対動弾性係数

PCMは、質量が若干減少したが、相対動弾性係数には大きな変化はなく、凍結融解の影響を受けにくいと考えられる。一方、PCM-Fは質量減少率が負の値となり、質量が2%程度増加し、相対動弾性係数が75%程度まで減少していることから、凍結融解の影響により、組織が粗になり耐久性に影響が出る可能性が示された。



v) 引張作用への耐久性

本研究では、補修材の耐久性向上の観点から補修断面と補修材の接着性向上（はく離の防止）に特に着目している。そこで、現場での補修を想定して、JIS コンクリート平板（粗面化したもの）を母体とし、プライマ、接着剤および補修材を施した供試体を用いて、5°C、20°C、35°Cの環境ごとに養生時間を変化してプルオフ試験を行った。プルオフ試験の結果を表-3.2.7～表-3.2.10 および図-3.2.8～図-3.2.11 に示す。なお、破断位置はA：補修材と治具との界面、B：補修材の凝集破壊、C：補修材と母体との界面、D：母体の破壊に分類して評価した。

表-3.2.7 エポキシ系接着剤を使用したPCMの接着強度

温度	接着強度 (MPa)											
	2h			7h			7d			28d		
5°C	0.25	0.13	0.25	1.63	2.00	1.69	1.31	1.81	2.19	0.75	2.69	2.25
破壊位置	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	B	A
20°C	1.00	1.13	0.88	2.19	2.63	2.81	2.75	3.19	3.69	1.63	4.06	1.13
破壊位置	C	C	C	A	A	A	D	D	A	A	D	A
35°C	1.44	1.75	1.13	2.13	2.56	2.81	2.50	4.50	3.81	1.38	2.88	3.75
破壊位置	C	B	C	B	A	A	D	B	A	A	B	B

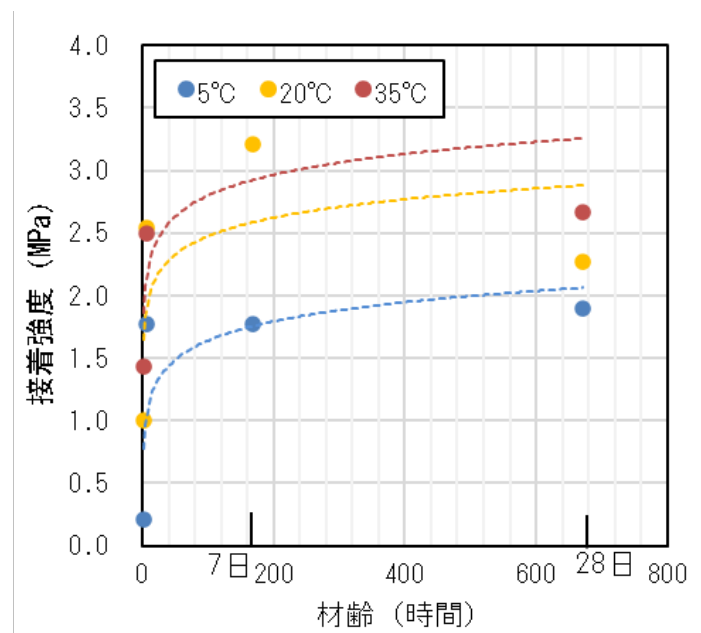


図-3.2.8 エポキシ系接着剤を使用したPCMの接着強度

表-3.2.8 エポキシ系接着剤を使用した PCM-F の接着強度

温度	接着強度 (MPa)											
	2h			7h			7d			28d		
5°C	0.13	0.13	0.06	0.31	0.25	0.25	0.63	0.63	0.69	0.69	0.63	0.63
破壊位置	C	B	C	B	B	B	B	B	B	B	B	B
20°C	0.19	0.13	0.13	0.38	0.31	0.38	0.75	0.88	0.81	0.69	0.63	0.75
破壊位置	C	C	C	B	B	C	B	B	B	B	B	B
35°C	0.19	0.19	0.06	0.44	0.38	0.31	1.00	1.06	1.00	1.13	1.19	1.19
破壊位置	C	C	B	C	B	B	B	B	B	C	B	B

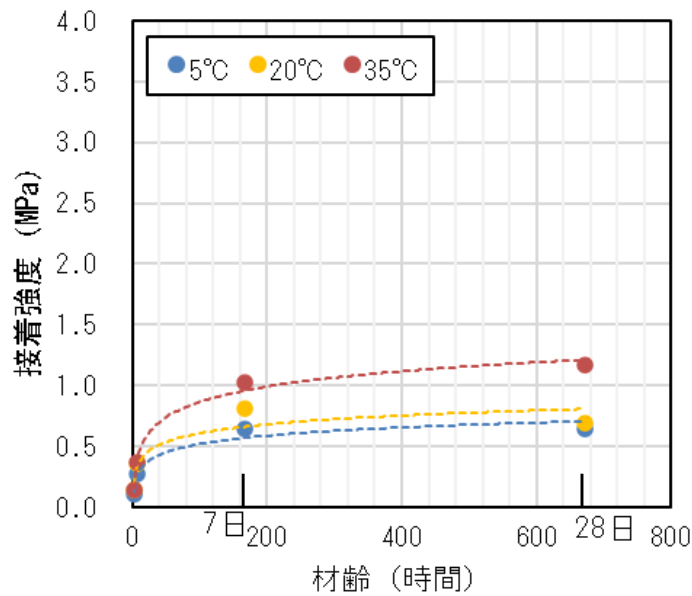


図-3.2.9 エポキシ系接着剤を使用した PCM-F の接着強度

表-3.2.9 ゴム系接着剤を使用した PCM の接着強度

温度	接着強度 (MPa)											
	2h			7h			7d			28d		
5°C	0.31	0.31	0.06	0.75	1.00	1.00	1.00	1.38	1.25	1.69	0.63	1.50
破壊位置	C	C	C	C	C	C	B	B	B	C	A	C
20°C	0.31	0.31	0.19	1.00	1.00	0.94	1.31	1.44	1.25	1.00	1.13	1.19
破壊位置	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C
35°C	0.50	0.25	0.19	1.19	0.94	0.94	0.81	1.00	1.56	0.94	1.25	0.88
破壊位置	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C	C

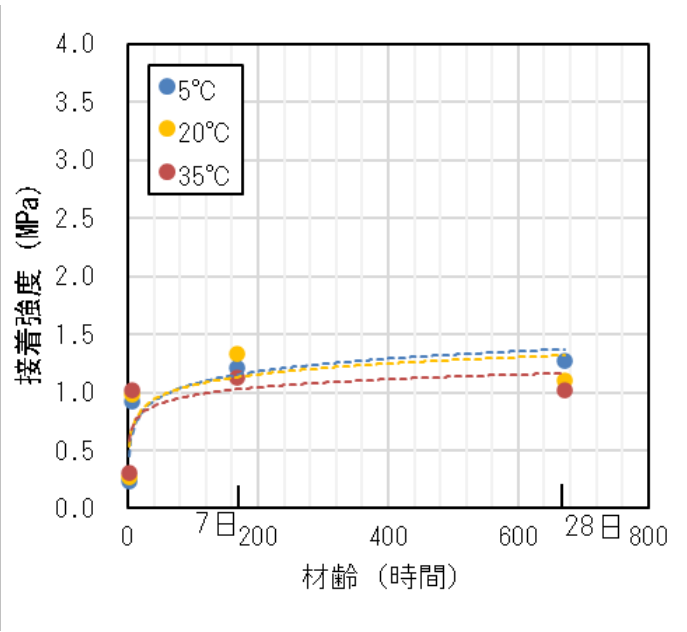


図-3.2.10 ゴム系接着剤を使用した PCM の接着強度

表-3.2.10 ゴム系接着剤を使用した PCM-F の接着強度

温度	接着強度 (MPa)											
	材齢	2h			7h			7d			28d	
5°C	0.19	0.19	0.31	0.50	0.56	0.44	0.63	0.50	0.75	1.06	1.00	0.88
破壊位置	C	C	C	B	B	B	B	B	B	B	B	B
20°C	0.19	0.19	0.13	0.50	0.50	0.56	0.63	0.56	0.75	0.69	0.63	0.88
破壊位置	C	C	C	B	B	B	B	C	A	B	B	B
35°C	0.19	0.19	0.31	0.75	0.63	0.56	0.88	0.81	0.81	0.75	0.88	0.81
破壊位置	C	C	C	B	B	B	C	C	C	C	C	C

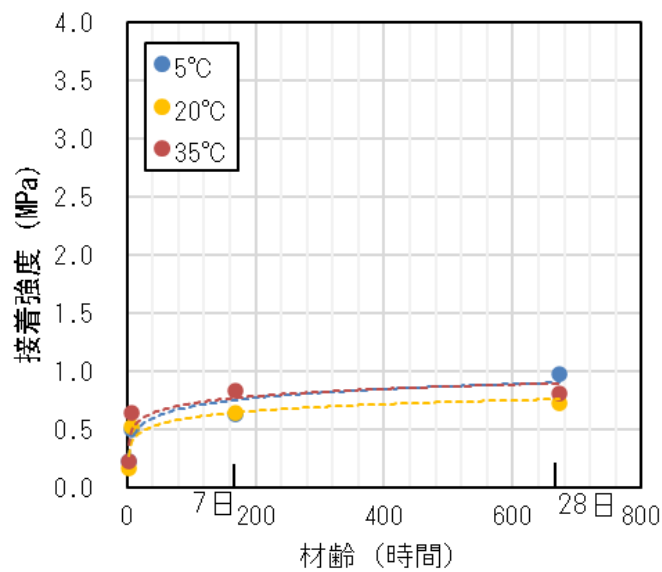


図-3.2.11 ゴム系接着剤を使用した PCM-F の接着強度

上記の結果、接着剤、補修材の種類に係わらず、材齢7日まで接着強度が増加し、その後28日までの間で収束する傾向を示した。補修材の種類に着目すると、PCMは、PCM-Fと比較して高い接着強度を示した。これは、PCM-Fの場合、28日までの材料自体の強度発現が小さく、補修材の凝集破壊による接着強度の評価となっているためである。この理由より、PCMを使用した場合の接着剤とプライマの種類に着目すると、エポキシ系接着剤を使用した場合に高い接着強度を示す傾向が確認された。また、破壊位置は、エポキシ系接着剤の場合、補修材もしくは補修材表面部分の破壊が多く、ゴム系接着剤の場合、JISコンクリート平板と補修材の界面（接着剤の位置）で破壊しているケースが多く確認された。このことから、一軸鉛直方向の引張作用に対しては、エポキシ系接着剤を使用することで、補修断面と補修材の接着強度を確保することができると考えられる。

vi) 凍結融解への耐久性

積雪寒冷地での使用を想定し、各種材料を用いた凍結融解試験前後のプルオフ試験により、接着強度の評価を行った。本試験では、打設コンクリート供試体の上面にプライマ、接着剤、補修材を施し、材齢28日経過後に凍結融解試験を0サイクルおよび300サイクル負荷したのちにプルオフ試験を実施した。プルオフ試験の結果を図-3.2.12および図-3.2.13に示す。

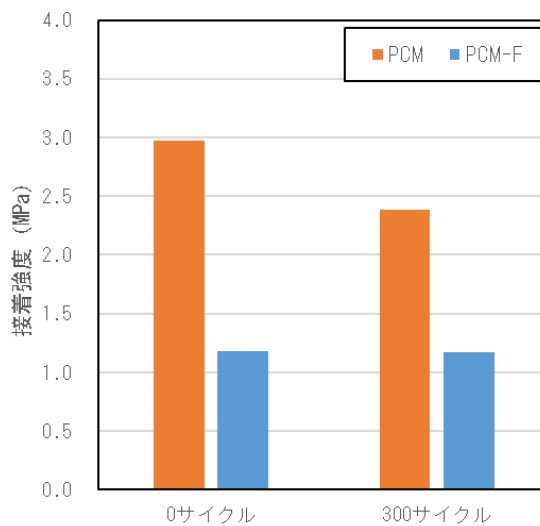


図-3.2.12 エポキシ系接着剤を使用した場合の凍結融解後の接着強度

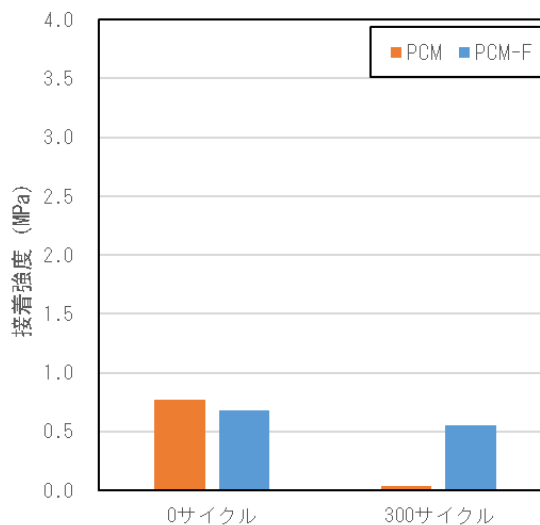


図-3.2.13 ゴム系接着剤を使用した場合の凍結融解後の接着強度



上記の結果、凍結融解前後の接着強度は、エポキシ系接着剤を使用した場合、ゴム系接着剤を使用した場合よりも大きな接着強度を示した。0 サイクルにおける接着強度は 3.2.1 (2) v) に示した結果と一致するため、母体の種類 (JIS コンクリート平板か打設コンクリート供試体を粗面化したもの) の影響は小さいと考えられる。また、エポキシ系接着剤の結果に着目すると、PCM は、PCM-F に比べて大きな値を示した。これは、3.2.1 (2) v) で述べた理由と同様に、補修材自体の強度が起因していると考えられる。一方で、接着剤の種類に係わらず、PCM は、凍結融解 0 サイクルと 300 サイクル負荷後では、接着強度の低下が確認されたが、エポキシ系接着剤を使用した場合は 2MPa 以上の値を示し、高い接着強度を確保できると考えられる。なお、ゴム系接着剤を用いた PCM の 300 サイクル後の接着強度が著しく低下する結果を示したが、PCM-F では異なる傾向を示したため、供試体作製時に何らかの影響があったものと推察される。

### 3. 2. 2 中規模措置材料

中規模措置技術としては、ラテックス改質速硬コンクリートについて検討した。試験結果の一部は既往の研究成果<sup>9)</sup>である。

#### (1) フレッシュ性状

中規模措置技術に使用する補修材は、主に路面の損傷に対する面的な措置として切削オーバーレイ工法やオーバーレイ工法への適用を想定している。そのため、機械施工や人力施工に対応できる施工性や作業時間を適切に確保することが必要である。そこで、一般的なコンクリートのフレッシュ性状に関する試験および凝結時間試験を実施した。結果を表-3.2.11、表-3.2.12に示す。

表-3.2.11 フレッシュ性状試験結果

温度 (°C)	フレッシュ性状		
	スランプ (cm)	空気量 (%)	コンクリート温度 (°C)
5	19.0	3.1	9
20	17.0	2.8	20
35	12.0	3.0	34

表-3.2.12 凝結時間試験の結果

凝結時間 (始発～終結) (分)		
5°C	20°C	35°C
120~140	170~185	130~160

中規模補修材は、温度が高温になるにしたがってスランプが小さくなったが、スランプ 12cm 程度であれば、通常、土木構造物に使用されるレディーミクストコンクリート程度であるため、施工性には影響ないと判断できる。ただし、単位水量が小さくラテックスに置き換えているため、独特の粘度があることがわかった。また、凝結の始発時間は 2 時間程度であるため、施工に際しては十分な作業時間が確保されている。

(2) 硬化性状

i) 輪荷重への耐久性

中規模措置技術は、損傷したコンクリート舗装表面の5cm程度を面的にオーバーレイ等でリフレッシュする技術である。そのため、補修後早期に交通開放することのできる強度発現性と、コンクリート舗装の構造体として輪荷重を支持するための耐荷性が要求される。そこで、補修材の強度発現性を圧縮強度試験および曲げ強度試験、静弾性係数試験によって確認した。試験結果を表-3.2.13および表-3.2.14に、材齢との関係を図-3.2.14、図-3.2.15に示す。

表-3.2.13 中規模措置材料の圧縮強度と静弾性係数試験結果

項目 (温度 20°C)	材齢	
	6時間	28日
圧縮強度 (MPa)	37.3	62.9
静弾性係数 (GPa)	29.4	33.9

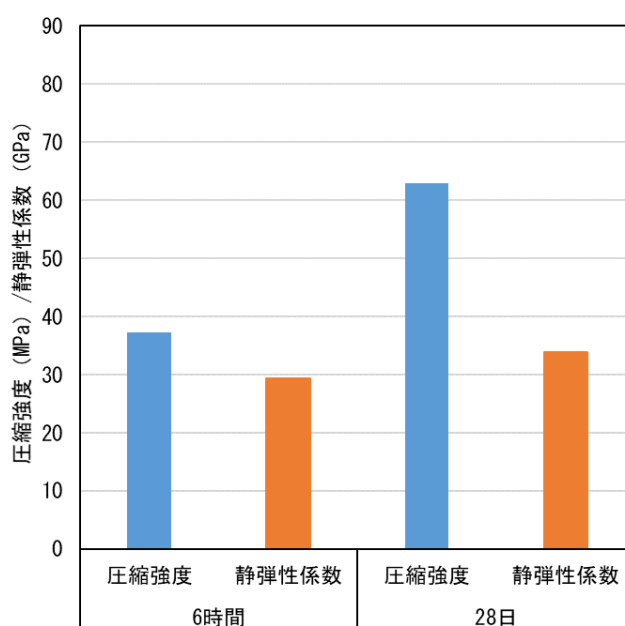


図-3.2.14 各材齢における圧縮強度と静弾性係数

表-3.2.14 中規模措置材料の曲げ強度試験結果

材料	温度 材齢	曲げ強度 (MPa)											
		5°C				20°C				35°C			
		6h	24h	7d	28d	6h	24h	7d	28d	6h	24h	7d	28d
ラテックス改質速硬コンクリート		3.9	6.7	8.3	9.7	5.7	7.1	9.6	11.5	5.7	6.8	10.0	11.2

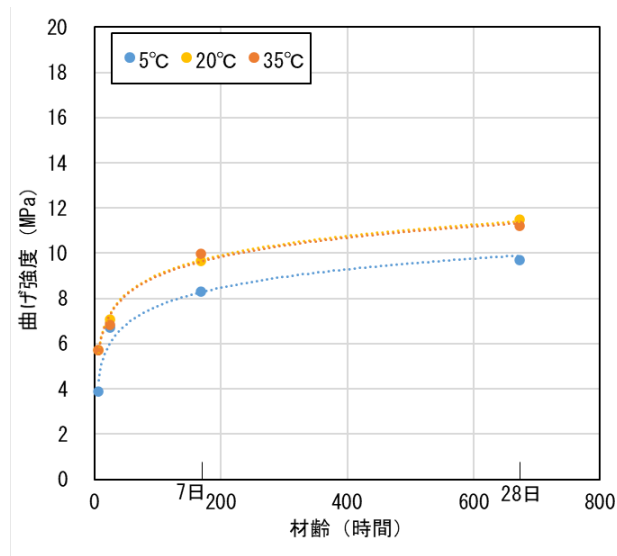


図-3.2.15 各材齢における曲げ強度

ラテックス改質速硬コンクリートの 20°Cにおける圧縮強度，静弾性係数試験の結果，材齢 6 時間で圧縮強度 37.3MPa，静弾性係数 29.4GPa であり，材齢 28 日でそれぞれ 62.9MPa，33.9GPa と材齢に伴う増加傾向を示した。また，温度を 5°C，20°C，35°Cに変化した場合の曲げ強度試験の結果も，材齢に伴って曲げ強度が増加することが確認された。強度発現に最も厳しい条件と考えられる 5°Cの条件においても，材齢 6 時間の段階で 3.9MPa であり，一般的な交通開放強度の目安とされる曲げ強度 3.5MPa（設計基準強度 4.5MPa の約 70%強度）を満足する結果を示し，打設後 6 時間程度で交通開放可能であることがわかった。

ii) 環境作用の影響

既設コンクリート舗装版表面を 5cm 程度の薄層で面的にリフレッシュするため，補修材の膨張収縮挙動について把握することが必要である。そこで，線膨張係数試験を実施した。結果を表-3.2.15 に示す。

表-3.2.15 線膨張係数試験の結果

補修材	線膨張係数 ( $\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ )
ラテックス改質速硬コンクリート	11.5

iii) 凍結融解作用への耐久性

積雪寒冷地など、冬期における凍結融解作用が懸念される地域への適用性を把握する必要がある。表-3.2.16に補修材単体の凍結融解試験を実施した一例<sup>10)</sup>を紹介する。

表-3.2.16 ラテックス改質速硬コンクリートの凍結融解試験結果の一例<sup>10)</sup>

項目	試験値の一例
質量減少率 (%)	-0.2
相対動弾性係数 (%)	95

上記の既往の研究結果の一例より、ラテックス改質速硬コンクリートは凍結融解の影響を受けにくく、質量減少および相対動弾性係数に顕著な変化を生じないことがわかる。

### 3.2.3 大規模措置材料

大規模措置技術としては、速硬コンクリートについて検討した。一部のデータは既往の研究成果<sup>11)</sup>である。

(1) フレッシュ性状

大規模措置技術に使用する補修材は、主に局部打換えもしくはコンクリート舗装版の打換えといった全層打換えでの適用を想定している。そのため、機械施工や人力施工に対応できる施工性や作業時間を適切に確保することが必要である。そこで、一般的なコンクリートのフレッシュ性状に関する試験および凝結時間試験を実施した。結果を表-3.2.17、表-3.2.18に示す。

表-3.2.17 フレッシュ性状試験結果

温度 (°C)	フレッシュ性状		
	スランプ (cm)	空気量 (%)	コンクリート温度 (°C)
5	16.0	1.2	8
20	9.0	1.5	21
35	9.0	1.8	33

表-3.2.18 凝結時間試験の結果

凝結時間 (始発～終結) (分)		
5°C	20°C	35°C
120~129	150~175	155~170

大規模補修材は、温度が20°C以上になるとスランプが小さくなったが、スランプ9cm程度であり、施工性には影響ないと判断できる。また、凝結の始発時間は2時間以上であるため、施工に際しては十分な作業時間が確保されている。



(2) 硬化性状

i) 輪荷重への耐久性

大規模措置技術は、損傷したコンクリート舗装を全層撤去したのちに打換える技術である。そのため、補修後早期に交通開放することのできる強度発現性と、コンクリート舗装の構造体として輪荷重を支持するための耐荷性が要求される。そこで、補修材の強度発現性を圧縮強度試験および曲げ強度試験、静弾性係数試験によって確認した。試験結果を表-3.2.19および表-3.2.20に、材齢との関係を図-3.2.16、図-3.2.17に示す。

表-3.2.19 大規模措置材料の圧縮強度と静弾性係数試験結果

項目 (温度 20°C)	材齢	
	6 時間	28 日
圧縮強度 (MPa)	37.7	76.2
静弾性係数 (GPa)	29.5	38.2

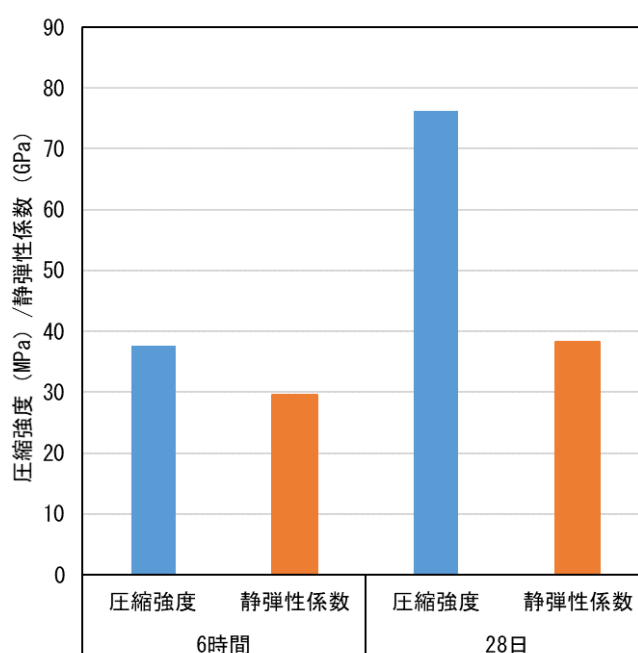


図-3.2.16 各材齢における圧縮強度と静弾性係数

表-3.2.20 大規模措置材料の曲げ強度試験結果

材料	温度 材齢	曲げ強度 (MPa)											
		5°C				20°C				35°C			
		6h	24h	7d	28d	6h	24h	7d	28d	6h	24h	7d	28d
速硬コンクリート		5.1	6.7	7.3	9.7	4.2	5.9	10.1	9.9	3.7	5.1	10.4	11.7

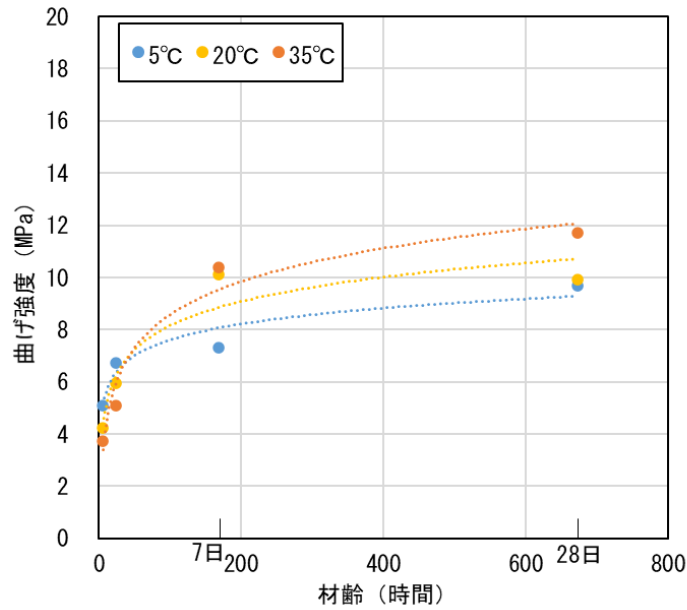


図-3.2.17 各材齢における曲げ強度

速硬コンクリートの 20°Cにおける圧縮強度，静弾性係数試験の結果，材齢 6 時間で圧縮強度 37.7MPa，静弾性係数 29.5GPa であり，材齢 28 日でそれぞれ 76.2MPa，38.2GPa と材齢に伴う増加傾向を示した。また，温度を 5°C，20°C，35°Cに変化した場合の曲げ強度試験の結果も，材齢に伴って曲げ強度が増加することが確認された。試験条件のなかで最も初期強度発現が小さかった 35°Cの条件においても，材齢 6 時間の段階で 3.7MPa であり，一般的な交通開放強度の目安とされる曲げ強度 3.5MPa（設計基準強度 4.5MPa の約 70%強度）を満足する結果を示し，打設後 6 時間程度で交通開放可能であることがわかった。

ii) 環境作用の影響

打換えを行った後の膨張収縮挙動が既設コンクリートと大きく異なる場合，隣接コンクリート版との圧縮や引張応力の増大による再破損が懸念される。そこで，既設コンクリート舗装版を撤去・打換え後の速硬コンクリートの膨張収縮挙動を把握するため，線膨張係数試験を実施した。結果を表-3.2.21 に示す。

表-3.2.21 線膨張係数試験の結果

補修材	線膨張係数 ( $\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ )
速硬コンクリート	10.9

### iii) 凍結融解作用への耐久性

積雪寒冷地など、冬期における凍結融解作用が懸念される地域への適用性を把握する必要がある。表-3.2.22に補修材単体の凍結融解試験を実施した一例<sup>12)</sup>を紹介する。

表-3.2.22 速硬コンクリートの凍結融解試験結果の一例<sup>12)</sup>

項目	試験値の一例
質量減少率 (%)	-0.66
相対動弾性係数 (%)	93

上記の既往の研究結果の一例より、速硬コンクリートは凍結融解の影響を受けにくく、質量減少および相対動弾性係数に顕著な変化を生じないことがわかる。

## 3.3 材料試験まとめ

本研究で実施した上記、室内試験の結果をまとめると次のとおりである。

### (1) 小規模措置技術

- 1) PCM-FはPCMと比較して、流動性が高く、温度依存性は低い
- 2) PCMはPCM-Fと比較して、温度変化による凝結時間への影響が小さく、PCM-Fの場合、35°C程度の高湿条件下では凝結開始が10分程度のため、施工に際しては配慮が必要である
- 3) PCMの圧縮、曲げ強度は材齢7時間でコンクリート舗装の交通開放強度の目安を十分に満足する
- 4) PCM-Fの材齢28における圧縮、曲げ強度はそれぞれ、コンクリート舗装の交通開放強度の目安には到達しない
- 5) 耐摩耗性は、試験結果のばらつきや過去の結果を鑑みて、引き続き検討が必要である
- 6) PCMは凍結融解による影響を受けにくい、PCM-Fは質量減少、相対動弾性係数の減少が認められる
- 7) エポキシ系接着剤は、ゴム系接着剤の接着強度を上回り、凍結融解作用による影響も受けにくい

### (2) 中規模措置技術

- 1) ラテックス改質速硬コンクリートの凝結時間は始発が2時間、終結が3時間程度であり、温度依存性は低い
- 2) ラテックス改質速硬コンクリートは、材齢6時間で圧縮、曲げ強度ともにコンクリート舗装の交通開放強度の目安を満足する
- 3) ラテックス改質速硬コンクリートは、凍結融解による影響を受けにくい

### (3) 大規模措置技術

- 1) 速硬コンクリートの凝結時間は、始発が2時間、終結が2から3時間程度である
- 2) 速硬コンクリートは、材齢6時間で圧縮、曲げ強度ともにコンクリート舗装の交通開放強度の目安を満足する
- 3) 速硬コンクリートは、凍結融解による影響を受けにくい

## 参考文献

- 1) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書Ⅲ「早期交通開放技術の改善」編，第 515 号，p.58-111，2019.3
- 2) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書Ⅱ「補修技術の改善」編，第 514 号，p.9-11，2019.3
- 3) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書Ⅱ「補修技術の改善」編，第 514 号，p.103-115，2019.3
- 4) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書Ⅱ「補修技術の改善」編，第 514 号，p.13-77，2019.3
- 5) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書Ⅱ「補修技術の改善」編，第 514 号，p.14-15，2019.3
- 6) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書Ⅱ「補修技術の改善」編，第 514 号，p.15-23，2019.3
- 7) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書Ⅱ「補修技術の改善」編，第 514 号，p.75-77，2019.3
- 8) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書Ⅱ「補修技術の改善」編，第 514 号，p.23-27，2019.3
- 9) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書Ⅲ「早期交通開放技術の改善」編，第 515 号，p.82-111，2019.3
- 10) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書Ⅲ「早期交通開放技術の改善」編，第 515 号，p.85，2019.3
- 11) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書Ⅲ「早期交通開放技術の改善」編，第 515 号，p.58-81，2019.3
- 12) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書Ⅲ「早期交通開放技術の改善」編，第 515 号，p.60-61，2019.3



## 第4章 試験施工（舗装走行実験場）

3章に示したとおり，室内試験にて補修材料の基礎的な性状確認を行った。本研究では，コンクリート舗装の長期供用性を最大限発揮させるための適切な維持管理（措置）に不可欠な，材料および工法に関する検討・確立を目的としている。そこで，実大規模の施工を行い，施工性や供用性の確認および評価を行うために，土木研究所構内の舗装走行実験場にて試験施工を行った。具体的には，次節以降に示すコンクリート舗装版区間の一部に損傷箇所（模擬損傷など）を作製し，撤去等下地処理を行った後に，所定の補修工程を実施し，材料の施工性や施工時間の確認，作業工程上の注意点，大型荷重車を用いた促進载荷による供用性（車両交通作用の影響）などを確認した。なお，中規模，大規模措置技術については，2017年度に共同研究で実施した試験施工工区<sup>1)</sup>（当該共同研究時に49kN換算輪数で約92万輪まで実施）における追跡調査を実施した。

### 4.1 試験施工の概要

#### 4.1.1 小規模措置技術

小規模措置技術を検討した箇所の位置図<sup>2)</sup>および，各種損傷に対する施工断面を図-4.1.1，図-4.1.2に示す。また，検討した項目を表-4.1.1に示す。

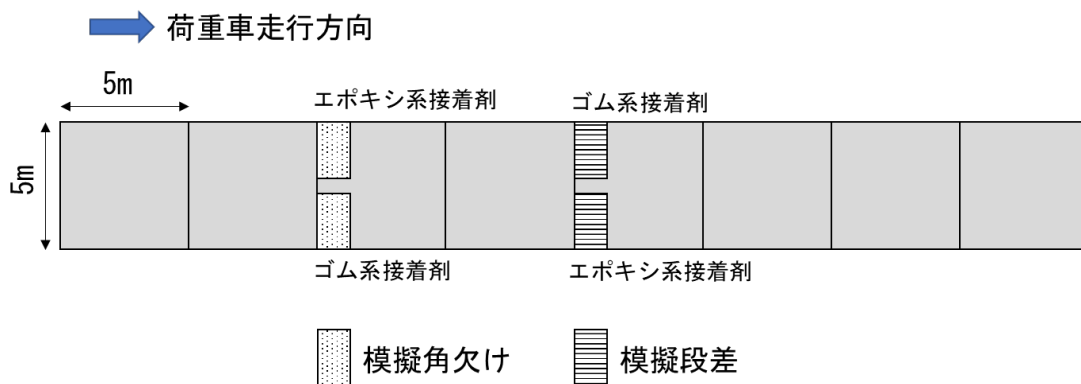


図-4.1.1 小規模措置技術の試験施工位置図<sup>2)</sup>

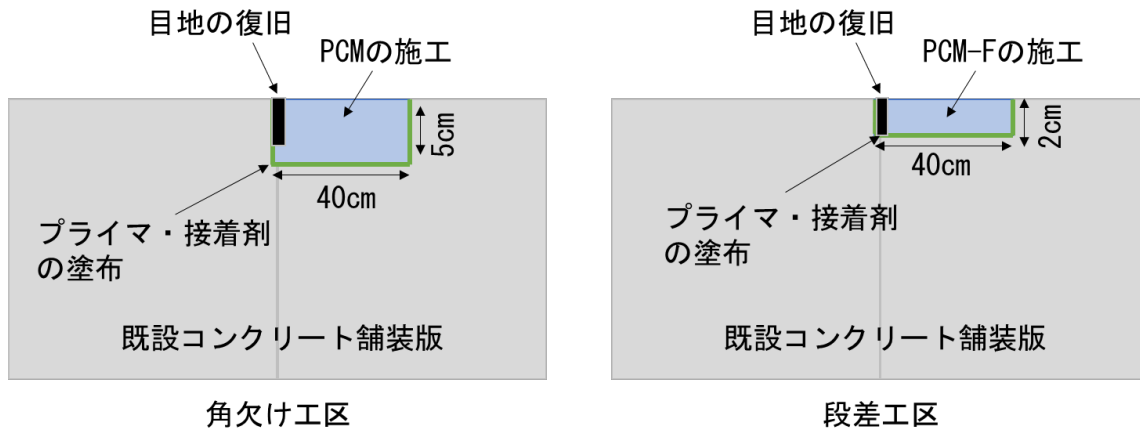


図-4.1.2 小規模補修技術の施工断面（左：角欠け，右：段差）

表-4.1.1 小規模措置技術の試験施工での評価事項

段階	評価項目	評価方法	試験規格など
施工前 (補修面)	施工面粗さ・形状	きめ深さ	レーザプロファイラ
		面形状測定	レーザスキャナ
施工時	施工性	目視	—
		施工時間記録	—
硬化性状	補修材強度	圧縮強度	JSCE-G-505
		曲げ強度	JIS R 5201
供用性	ひび割れ	目視	—
	浮き，はく離	打音	—
	耐摩耗性	横断形状	舗装調査・試験法便覧 S030
		きめ深さ	舗装調査・試験法便覧 S022-3
		動的摩擦係数	舗装調査・試験法便覧 S021-3
すべり抵抗性	BPN	舗装調査・試験法便覧 S021-2	

#### 4. 1. 2 中規模措置技術

中規模措置技術は、2017年度に共同研究で実施した試験施工工区<sup>3)</sup>にて追跡調査を実施した。検討した箇所的位置図<sup>2)</sup>および、施工断面を図-4.1.3、図-4.1.4に示す。また、検討した項目を表-4.1.2に示す。



図-4.1.3 中規模措置技術の試験施工位置図<sup>2)</sup>

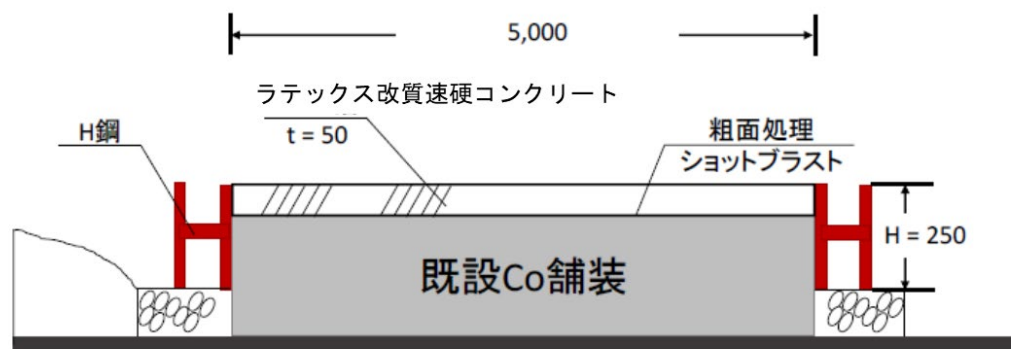


図-4.1.4 中規模措置技術の施工断面

表-4.1.2 中規模措置技術の試験施工での評価事項

段階	評価項目	評価方法	試験規格など
供用性	ひび割れ	目視	—
	耐摩耗性	横断形状	舗装調査・試験法便覧 S030
	すべり抵抗性	きめ深さ	舗装調査・試験法便覧 S022-3
動的摩擦係数		舗装調査・試験法便覧 S021-3	

### 4. 1. 3 大規模措置技術

大規模措置技術は、2017年度に共同研究で実施した試験施工工区<sup>4)</sup>にて追跡調査を実施した。検討した箇所的位置図<sup>2)</sup>および、施工断面を図-4.1.5、図-4.1.6に示す。また、検討した項目を表-4.1.3に示す。



図-4.1.5 大規模措置技術の試験施工位置図<sup>2)</sup>

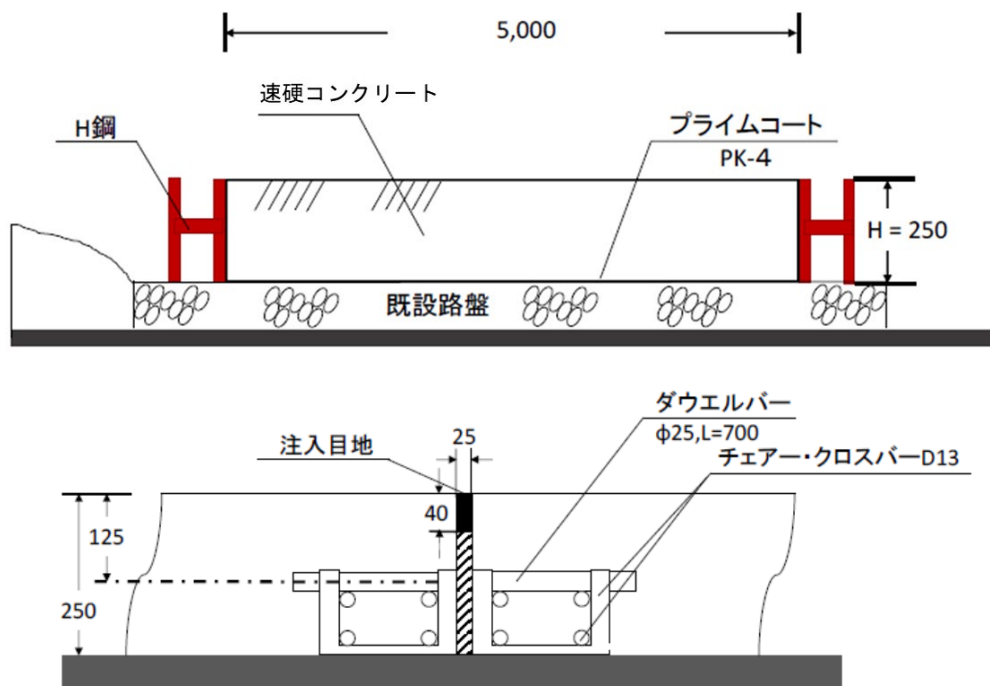


図-4.1.6 大規模措置技術の施工断面（上：横断面，下：目地部縦断面）

表-4.1.3 中規模措置技術の試験施工での評価事項

段階	評価項目	評価方法	試験規格など
供用性	ひび割れ	目視	—
	耐摩耗性	横断形状	舗装調査・試験法便覧 S030
	すべり抵抗性	きめ深さ	舗装調査・試験法便覧 S022-3
		動的摩擦係数	舗装調査・試験法便覧 S021-3



## 4.2 試験施工の方法

試験施工では、実際の現場を想定して各措置技術の施工フローや所要時間などを確認した。

### 4.2.1 小規模措置技術

小規模措置技術では、補修材として角欠け用に PCM，段差用に PCM-F を使用している。それぞれ、エポキシ系もしくはゴム系の接着剤（プライマを含む）を用いて、補修材の耐久性向上を検討している。補修材、接着剤の種類に係わらず施工方法は同様である。角欠け、段差措置の施工フローを図-4.2.1 に示す。

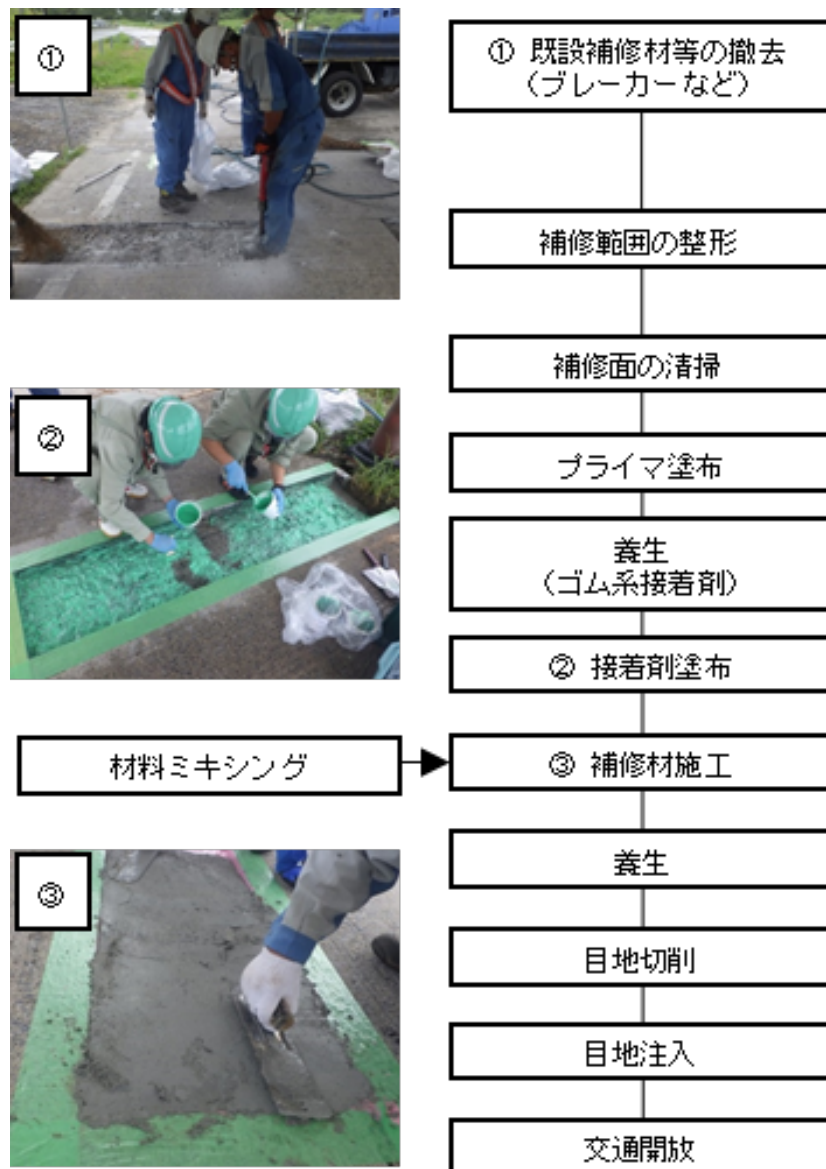


図-4.2.1 小規模措置の施工フロー

#### 4. 2. 2 中規模措置技術

中規模措置技術の試験施工を実施した際の施工フローを図-4. 2. 2 に示す<sup>5)</sup>。

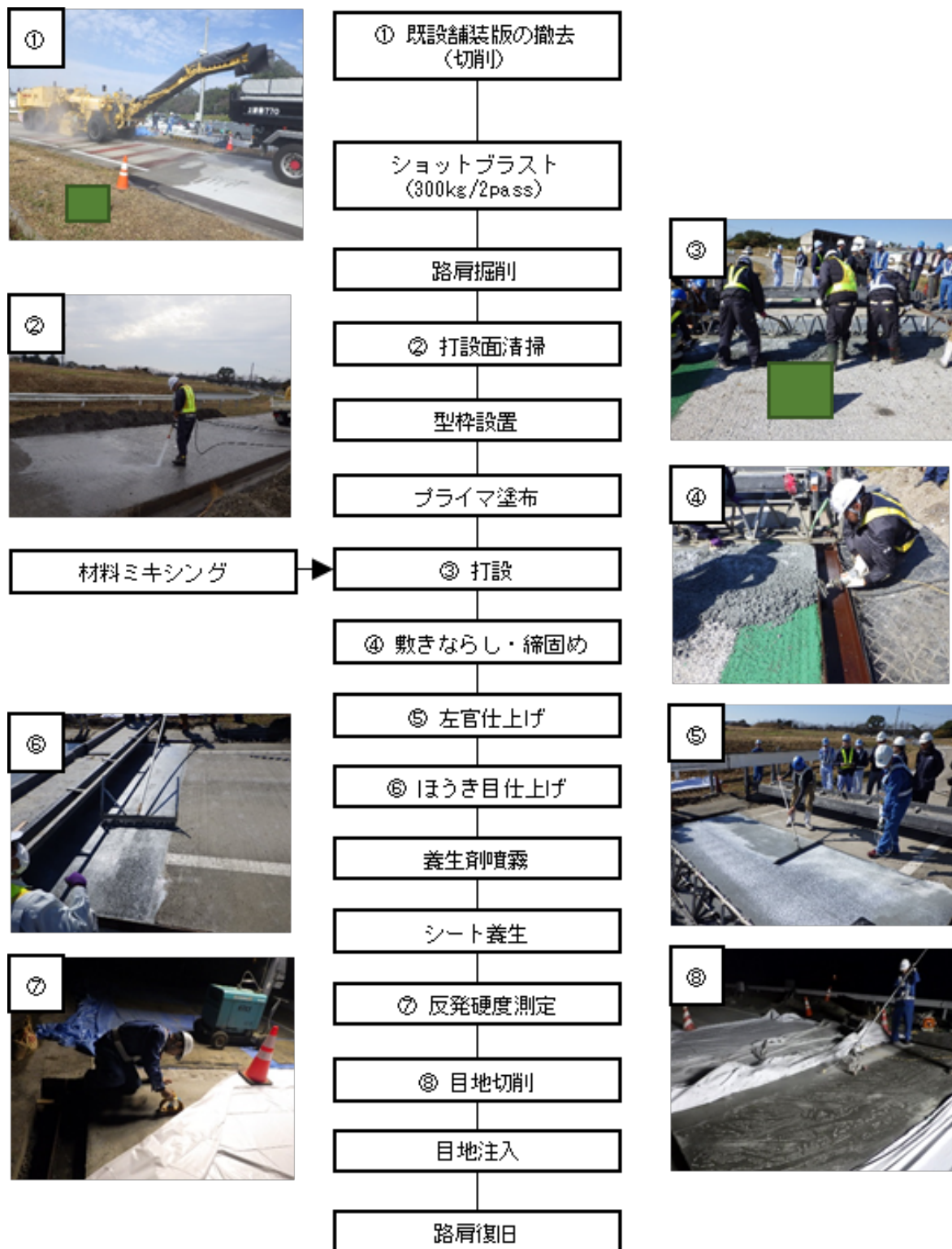


図-4. 2. 2 中規模措置の施工フロー

### 4. 2. 3 大規模措置技術

大規模措置技術の試験施工を実施した際の施工フローを図-4. 2. 3 に示す<sup>6)</sup>。

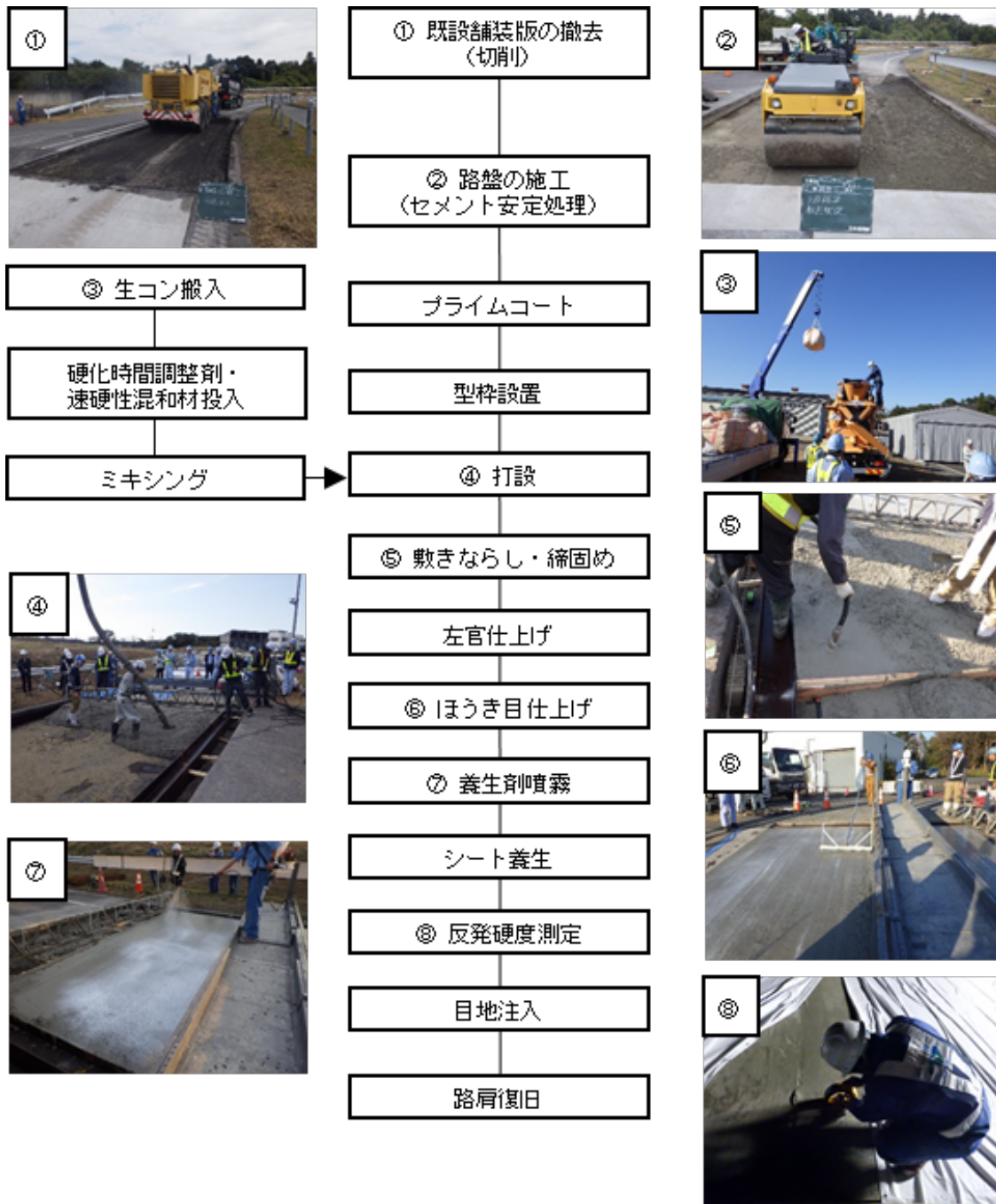


図-4. 2. 3 大規模措置の施工フロー

## 4.3 試験施工の結果

### 4.3.1 小規模措置技術

#### (1) 施工面の粗さ・形状

角欠け、段差を模擬した工区では、**図-4.1.2**の断面図に示すとおり、既設コンクリート舗装版を撤去した。補修面の粗さや形状は、補修材料との接着力に影響を及ぼすことが考えられるため、レーザプロファイラ(CTメータ)およびレーザスキャナにて、表面粗さと形状の測定を実施した。その結果を表-4.3.1、**図-4.3.1**から**図-4.3.4**に示す。

表-4.3.1 補修面の粗さ測定結果

損傷	補修材種類	接着剤種類	MPD (mm)
角欠け	PCM	エポキシ系	4.65
		ゴム系	3.11
段差	PCM-F	エポキシ系	1.22
		ゴム系	1.66

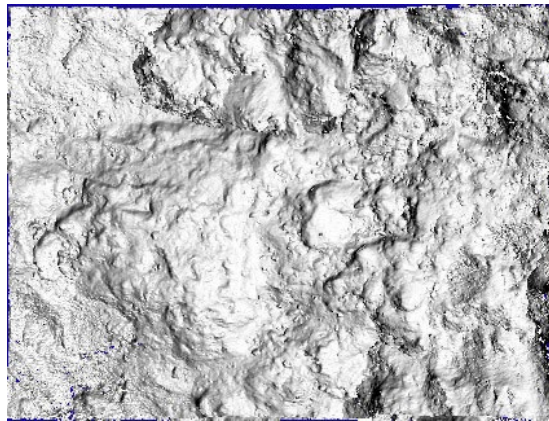


図-4.3.1 PCM/エポキシ系接着剤工区の補修面の形状 (角欠け)

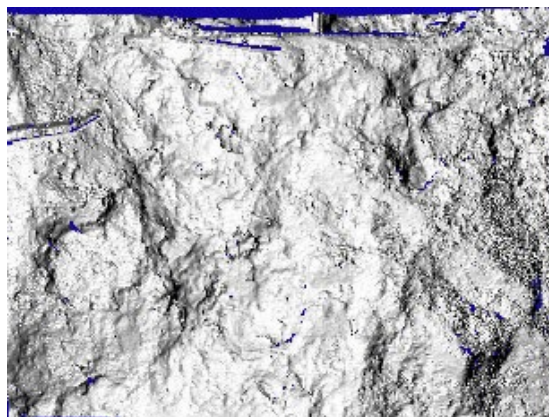


図-4.3.2 PCM/ゴム系接着剤工区の補修面の形状 (角欠け)



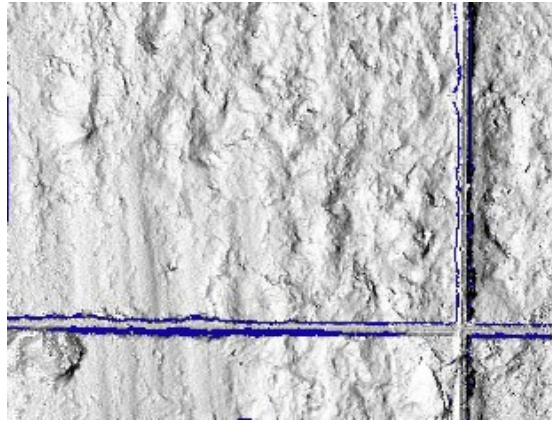


図-4.3.3 PCM-F/エポキシ系接着剤工区の補修面の形状（段差）

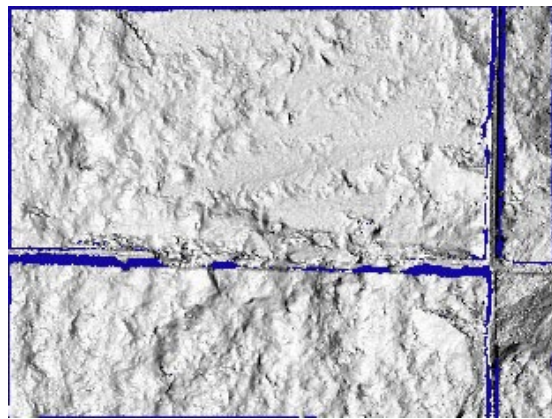


図-4.3.4 PCM-F/ゴム系接着剤工区の補修面の形状（段差）

表面のきめ深さおよび形状測定の結果、角欠けを模擬した工区では、3 から 4.5mm のテクスチャが形成されており、表面の凹凸が大きいことがわかる。特に、エポキシ系接着剤を施した工区の一部では、写真-4.3.1 に示すように粗骨材の周辺構造が粗（豆板状態）であることが確認された。段差を模擬した工区では1 から 2mm 程度のテクスチャであり、比較的平滑な補修断面であった。



写真-4.3.1 目視で確認された補修面の空隙部



(2) 施工性

各工区における補修材の施工性は、目視にて確認を行った。また、現場では一般交通等への影響を最小限に補修を行う必要があるため、試験施工において各工程の記録を行った。施工時間に係わる記録を表-4.3.2 から表-4.3.6 に示す。それぞれの目視での評価を表-4.3.7 に、施工時の状況を写真-4.3.2 から写真-4.3.7 に示す。

表-4.3.2 使用材料に係わる時間

材料種類		練り混ぜ・混合時間	次工程に移行するまでの所要時間
PCM		90~120 秒	目地切削まで 2~6 時間養生
PCM-F		90~120 秒	目地切削まで 2~6 時間養生
エポキシ系	プライマ	30 秒	直後に接着剤塗布
	接着剤	30 秒	直後に補修材打設
ゴム系	プライマ	30 秒	接着剤塗布まで 30 分養生
	接着剤	30 秒	直後に補修材打設

表-4.3.3 角欠け工区 PCM 補修材とエポキシ系接着剤の補修所要時間

工程	開始時刻	～	終了時刻	所要時間 (分)
撤去部縁切り	8:15	～	8:30	15
撤去部研り	8:30	～	9:10	40
補修面調査	9:10	～	9:30	20
プライマ塗布	9:55	～	降雨のため中断	—
接着剤塗布	11:15	～	11:25	10
補修材打設	11:20	～	11:35	15
目地切削・注入	15:40	～	16:00	20
所要時間合計				2 時間
接着剤養生時間 6 時間を加味した所要時間				8 時間

表-4.3.4 段差工区 PCM-F 補修材とエポキシ系接着剤の補修所要時間

工程	開始時刻	～	終了時刻	所要時間 (分)
撤去部縁切り	8:30	～	8:45	15
撤去部研り	9:15	～	9:30	15
補修面調査	9:30	～	9:45	15
プライマ塗布	12:30	～	12:35	5
接着剤塗布	12:35	～	12:45	10
補修材打設	12:50	～	13:00	10
目地切削・注入	16:05	～	16:25	20
所要時間合計				1 時間 30 分
接着剤養生時間 6 時間を加味した所要時間				7 時間 30 分

表-4.3.5 角欠け工区 PCM 補修材とゴム系接着剤の補修所要時間

工程	開始時刻	～	終了時刻	所要時間 (分)
撤去部縁切り	8:00	～	8:10	10
撤去部研り	8:40	～	9:05	25
補修面調査	9:20	～	9:40	20
プライマ塗布	12:45	～	13:20	35 (養生込)
接着剤塗布	13:20	～	13:30	10
補修材打設	13:30	～	13:40	10
目地切削・注入	16:00	～	16:20	20
所要時間合計				2 時間 10 分
補修材養生時間 4 時間を加味した所要時間				6 時間 10 分

表-4.3.6 段差工区 PCM-F 補修材とゴム系接着剤の補修所要時間

工程	開始時刻	～	終了時刻	所要時間 (分)
撤去部縁切り	8:45	～	9:00	20
撤去部研り	9:00	～	9:40	40
補修面調査	9:50	～	10:10	20
プライマ塗布	11:35	～	12:10	35 (養生込)
接着剤塗布	12:10	～	12:15	5
補修材打設	12:15	～	12:25	10
目地切削・注入	16:00	～	16:20	20
所要時間合計				2 時間 30 分
補修材養生時間 4 時間を加味した所要時間				6 時間 30 分

表-4.3.7 目視による補修面の施工性評価

損傷	接着剤種類	補修材種類	目視評価
角欠け	エポキシ系	PCM	練り混ぜ 90 秒の打設初期のバッチでコンシステンシーが大きく、流動性の確保が困難であった
段差		PCM-F	問題なく施工ができた
角欠け	ゴム系	PCM	コンシステンシーが大きいものの問題なく施工できた
段差		PCM-F	問題なく施工ができた

※その他注意事項は 5 章に記載



写真-4.3.2 プライマ塗布状況



写真-4.3.3 接着剤塗布状況



写真-4.3.4 PCMの練り混ぜ状況



写真-4.3.5 PCM-Fの練り混ぜ状況



写真-4.3.6 目地切削状況



写真-4.3.7 目地材注入状況

### (3) 補修材強度

試験施工時に強度試験用供試体を作製し、補修材の曲げ強度および圧縮強度試験を実施した。各試験結果を図-4.3.5、図-4.3.6に示す。

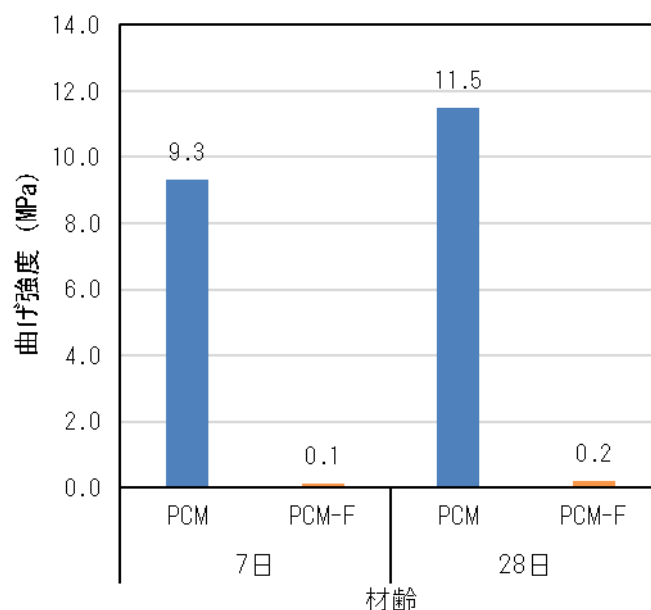


図-4.3.5 PCM と PCM-F の曲げ強度試験結果

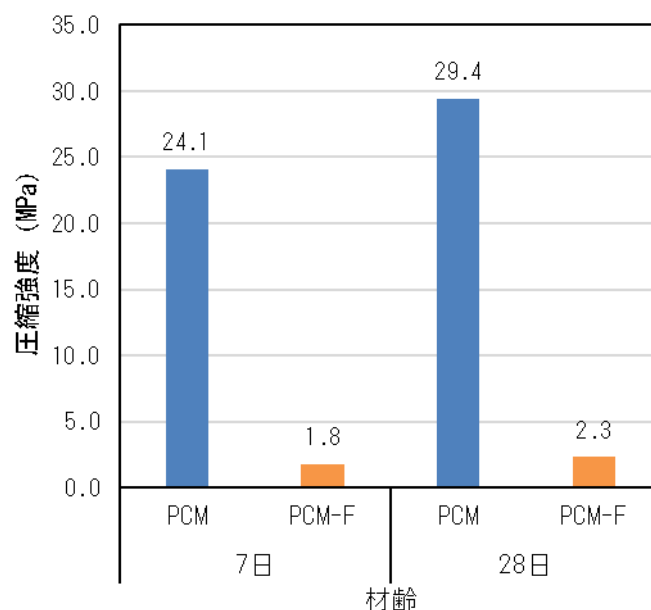


図-4.3.6 PCM と PCM-F の圧縮強度試験結果

PCMの材齢7日における曲げ強度および圧縮強度は、交通開放強度に達しているが、PCM-Fは、曲げ強度と圧縮強度ともに低い値を示した。この材料の強度特性の傾向は、室内試験の結果と一致しているが、現場作製供試体の曲げ強度および圧縮強度は、それぞれ室内試験よりも低い値を示していることから、供試体作製または養生における条件の違いによるものと推察され、今後の検討項目としたい。



(4) 供用性

i) ひび割れ

コンクリート舗装の長期供用性を確保するためには、補修材がひび割れなど再破損を生じない耐久性を有する必要がある。本試験施工では、大型荷重車による促進載荷によって補修材に負荷を与えて耐久性を評価した。目視観察の結果を表-4.3.8に示す。

表-4.3.8 外観の目視観察結果

49kN換算輪数 (万輪)	PCM		PCM-F	
	エポキシ系接着剤	ゴム系接着剤	エポキシ系接着剤	ゴム系接着剤
0				
5				
15				
25				
30				
35				

表-4.3.8より、PCM、エポキシ系接着剤の組み合わせで補修を行った角欠け工区では、施工時のPCMのコンシステンシー増加による影響により、仕上がり面の凹凸や材料の締固め不足、部分的なコールドジョイント、微細なひび割れ等の発生が認められた。そのため、浸透型クラック補修材（ひび割れに浸透し、封かんおよび内部欠損部の接着効果があるもの）を用いて、再補修を行った。その結果、20万輪走行後まで顕著な変化は確認されなかったが、25万輪走行後の調査では、ひび割れの拡大、補修材の一部で表面部分のはく離や消失などが確認された。ただし、過去の共同研究で課題となった端部や補修面からはく離などはなく、補修面に施した浸透型プライマや接着剤の効果が示された。



なお、上記と同じ PCM を用いたゴム系接着剤との組み合わせを含むその他の工区では、補修材は健全な状態で保たれており、過去の共同研究に比べて補修材の耐久性向上が示された。これは、接着剤に関する対策のみならず、補修断面の工夫（ゼロ擦り付けをしない）や目地の復旧による止水効果の確保など、本研究で実施した複数の耐久性向上に関する対策による複合的な効果の可能性が高い。

ii) 浮き、はく離

ひび割れ調査時に打音による補修材の浮きやはく離の調査を実施した。PCM とエポキシ系接着剤の組み合わせで補修を行った角欠け工区では、大型荷重車による促進载荷試験前の初期の調査において、補修材表面のはく離に起因すると思われる打音が確認された。これは、浸透型クラック補修材による再補修後にも確認している。その他の工区では、はく離や浮きによる打音結果は確認されなかった。

iii) 耐摩耗性

補修材の耐摩耗性を評価するため、それぞれの工区にて所定の走行輪数ごとに横断形状測定を実施した。図-4.3.7 から図-4.3.10 に示すように横断形状のわだち掘れ量を求め、その変化を観察することで耐摩耗性を評価した。なお、特異な形状を示した PCM/エポキシ系接着剤の工区の測定時の路面状況を写真-4.3.8 に示す。わだち掘れ量の測定結果を図-4.3.11 に示す。

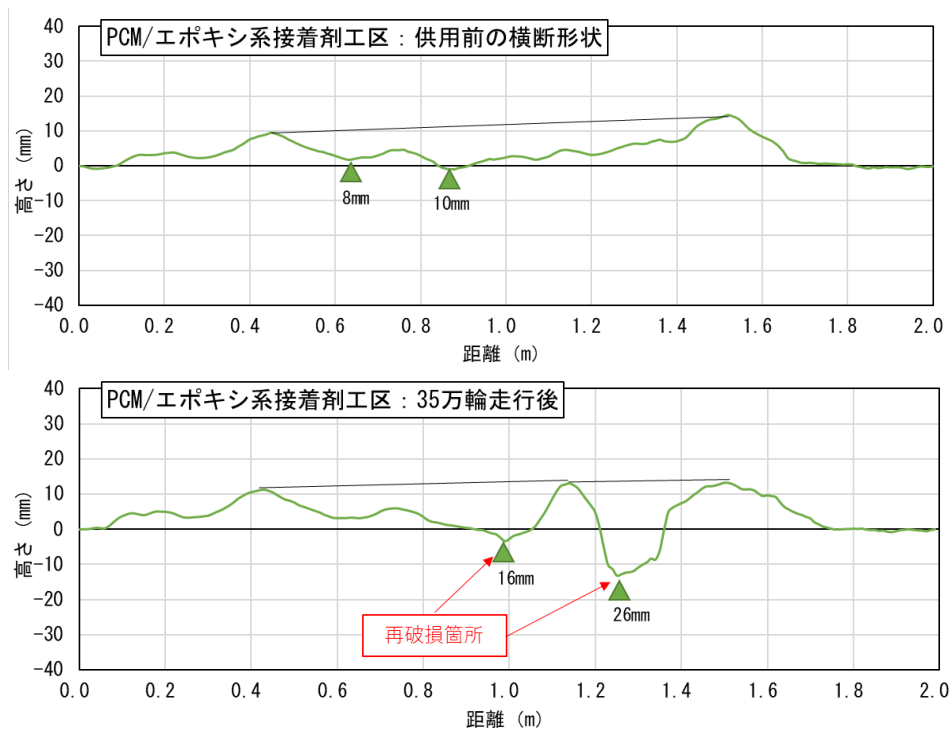


図-4.3.7 PCM/エポキシ接着剤工区の横断形状



写真-4.3.8 PCM/エポキシ接着剤工区の35万輪走行時の路面状況

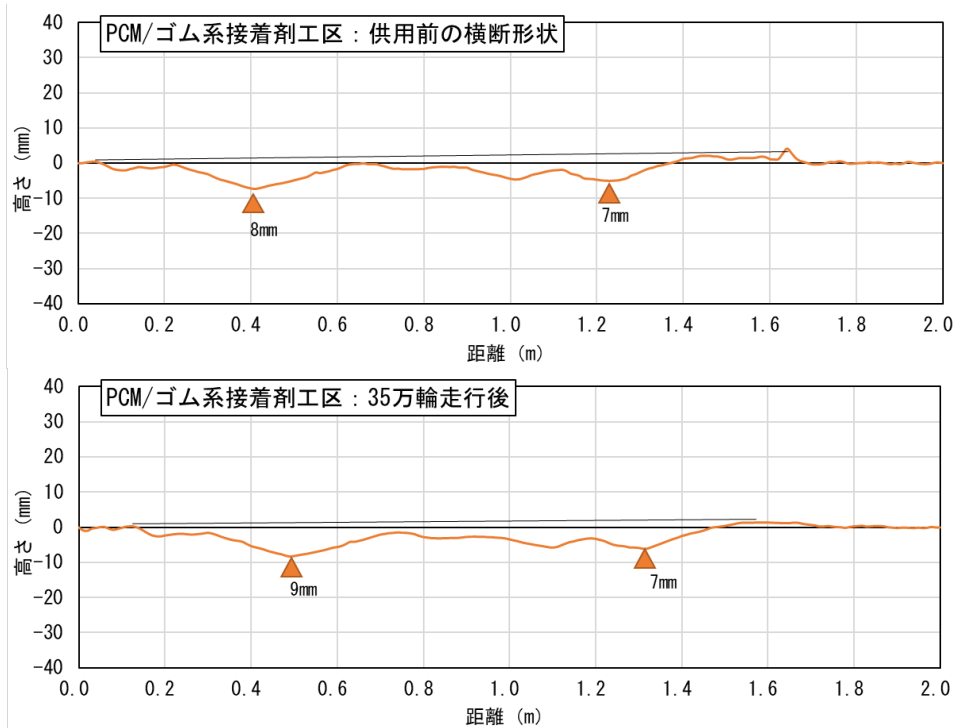


図-4.3.8 PCM/ゴム系接着剤工区の横断形状

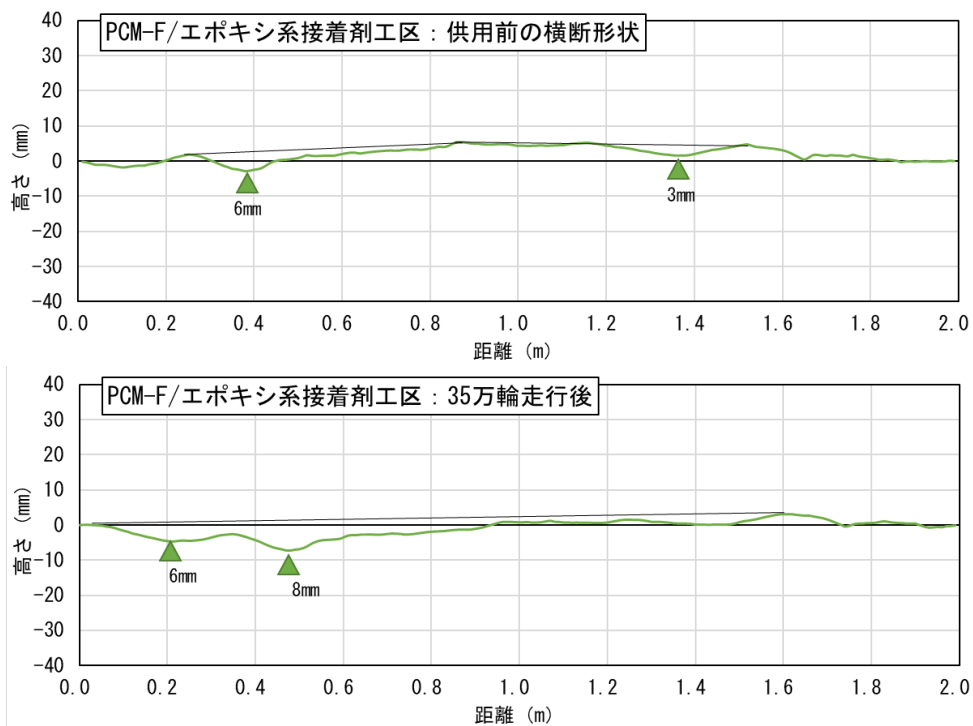


図-4.3.9 PCM-F/エポキシ系接着剤工区の横断形状

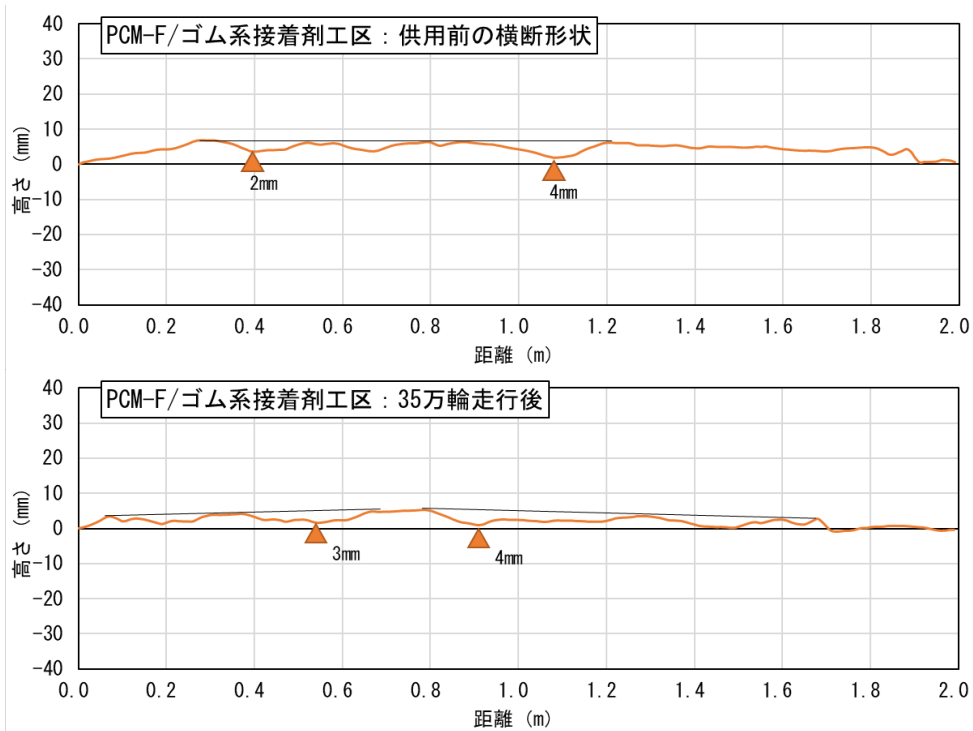


図-4.3.10 PCM-F/ゴム系接着剤工区の横断形状

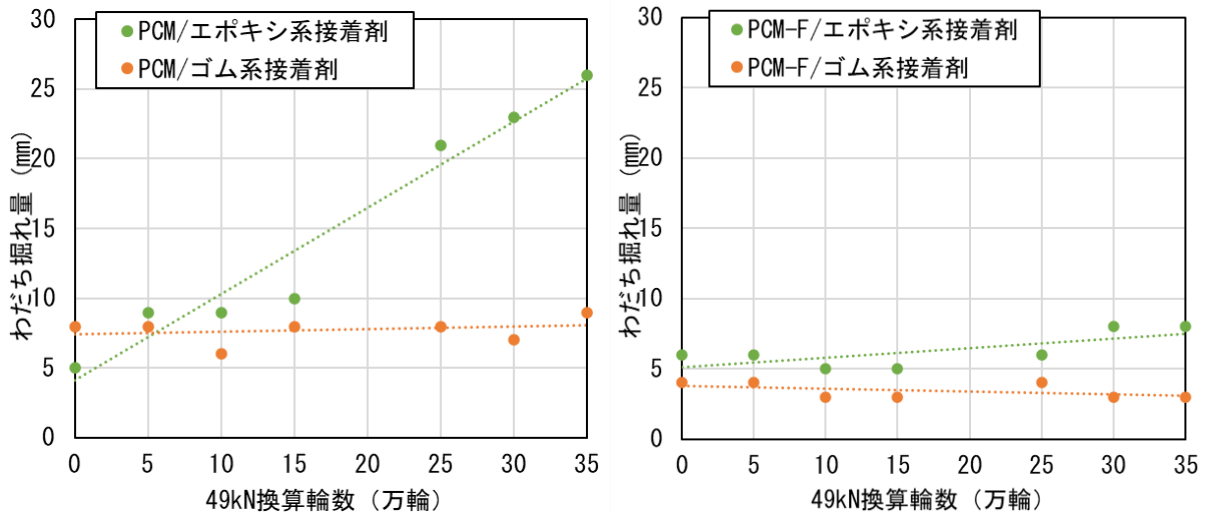


図-4.3.11 わだち掘れ量測定結果 (左：PCM, 右：PCM-F)

横断形状測定によるわだち掘れ量の評価の結果、PCM/エポキシ接着剤工区以外では、初期値から大きな変化は確認されなかった。路面観察の結果からも、目立った摩耗わだち掘れや変形によるわだち掘れは確認されなかった。PCM/エポキシ接着剤工区では、補修材に生じたひび割れの進展が確認された25万輪以降で顕著にわだち掘れ量の増加が確認された。

iv) すべり抵抗性

補修箇所のすべり抵抗性を評価するため、所定回数の促進载荷（大型荷重車走行）後に、BPNと動的摩擦係数、きめ深さの測定を行った。PCM および PCM-F の測定結果を図-4.3.12 から図-4.3.17 に示す。

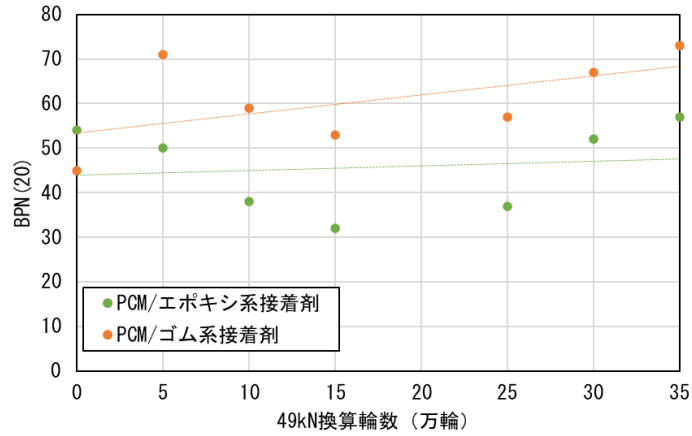


図-4.3.12 PCM の BPN 測定結果

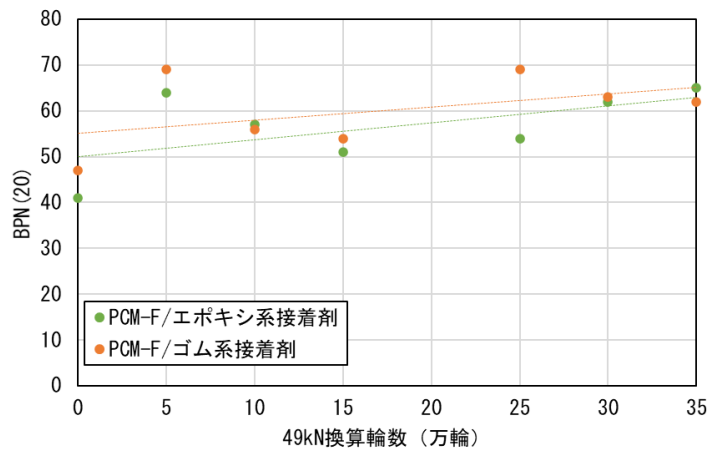


図-4.3.13 PCM-F の BPN 測定結果

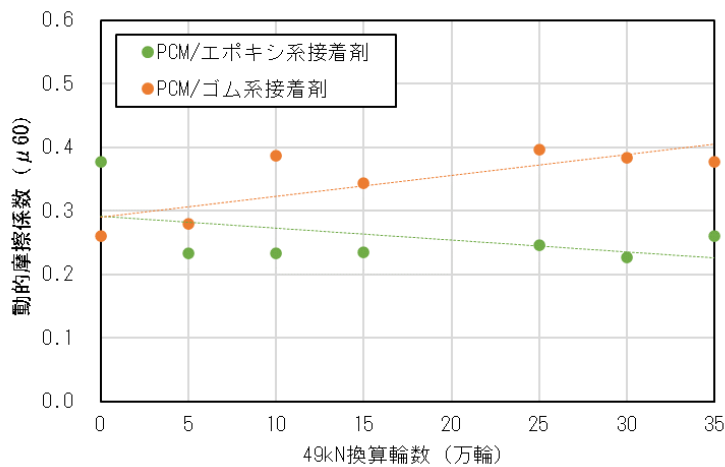


図-4.3.14 PCM の動的摩擦係数測定結果



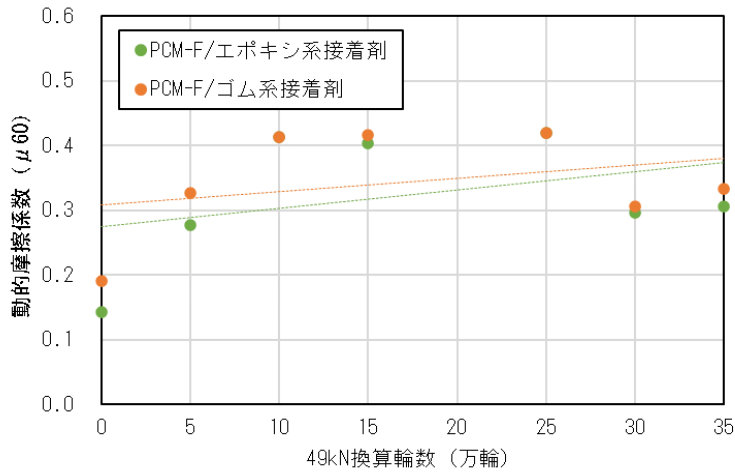


図-4.3.15 PCM-F の動的摩擦係数測定結果

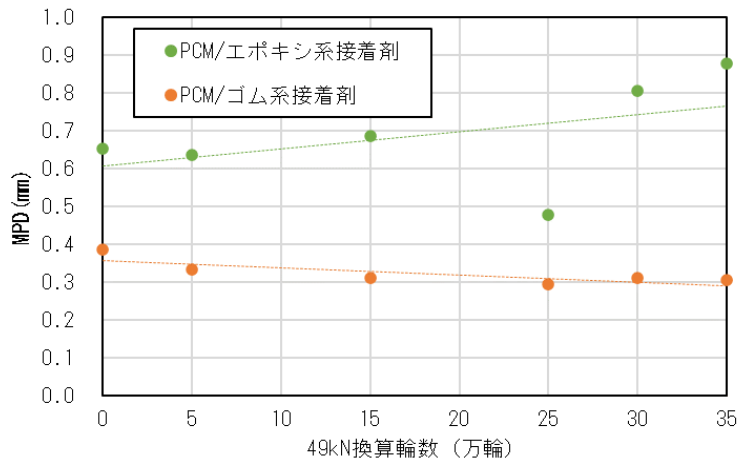


図-4.3.16 PCM のきめ深さ測定結果

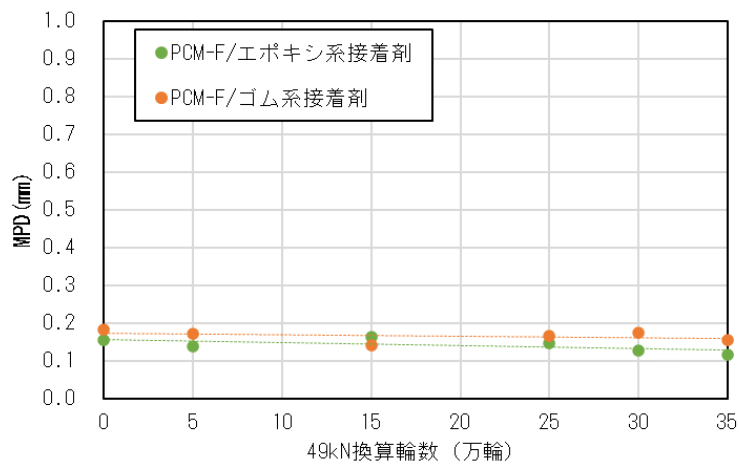


図-4.3.17 PCM-F のきめ深さ測定結果

図-4.3.12, 4.3.14, 4.3.16 より, PCMに着目すると, ゴム系接着剤のBPNは初期値が45程度であり, 35万輪走行時で75程度と増加傾向を示した。動的摩擦係数は0.25から0.35(μ60)程度まで増加傾向を示した。一方で, きめ深さは0.4から0.3まで低下傾向を示した。一方で, PCM/

エポキシ系接着剤の工区で、BPN、動的摩擦係数がゴム系接着剤工区より低い値を示した理由は、初期のひび割れ補修時に浸透・塗布した浸透型接着剤の影響と考えられるため、PCMの特性や仕上げによる差ではない。

図-4.3.13、4.3.15、4.3.17より、PCM-Fに着目すると、エポキシ系、ゴム系ともに、BPNと動的摩擦係数は緩やかな増加傾向を示し、BPNは45程度から65程度に、動的摩擦係数( $\mu_{60}$ )は0.15程度から0.35程度に変化した。MPDは顕著な変化がなく、おおよそ0.15程度で推移した。

局所的な損傷に対するすべり抵抗性の要求性能値については、別途検討が必要であるが、本検討において、大型荷重車の走行に特段影響はなかった。

#### 4.3.2 中規模措置技術

中規模措置技術の試験施工は2017年度に共同研究で実施しており、49kN換算輪数で約92万輪相当の走行試験を終えている。本研究では、その追跡調査を実施し、さらに長期的な供用性を評価した。結果の一部は過去の共同研究の成果<sup>3)</sup>である。

##### (1) ひび割れ

ラテックス改質速硬コンクリートの試験施工直後に、当日の気象条件に起因すると思われる微細なプラスチック収縮ひび割れの発生が確認されている。その後の調査では、約92万輪までひび割れの拡大など顕著な変化は確認されていない。本調査の結果と併せて、写真-4.3.9、写真-4.3.10に示す。

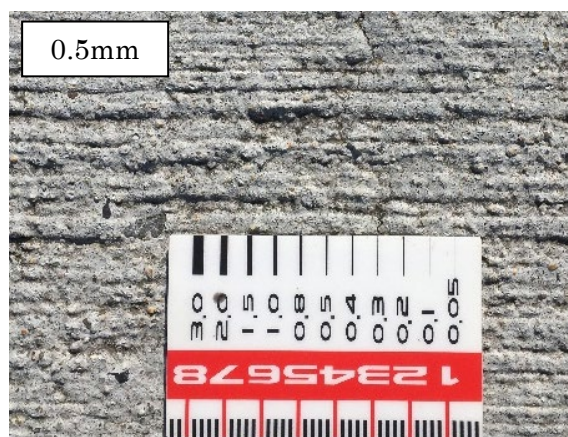
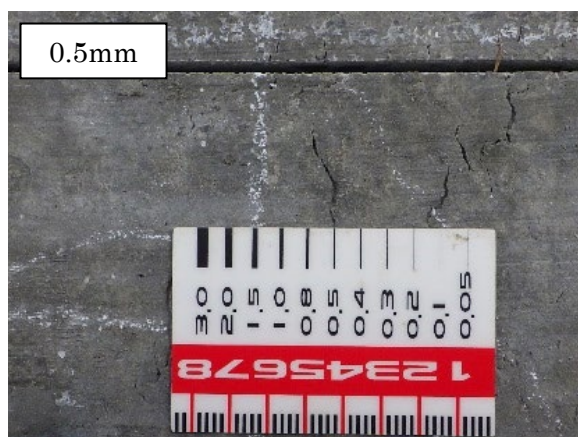


写真-4.3.9 プラスチック収縮ひび割れ (左：走行前，右：92万輪走行後)



写真-4.3.10 プラスチック収縮ひび割れ (左：171万輪走行後，右：211万輪走行後)

本調査では171万輪相当走行後から経過を観察している。その結果、構造破壊などによる新たなひび割れの発生は認められず、おおよそ0.3mm程度の施工時に発生したプラスチック収縮ひび

割れのみであった。このひび割れは、過去の調査では 0.5mm 程度であり、本調査ではひび割れ幅が狭くなっている。これは、調査時期が冬期であったため、コンクリート版が収縮していたことや、ひび割れが表面から 5mm 程度の深さでとどまっていたため、比較的幅の広い表面側のコンクリートが摩耗したことで、測定したひび割れの幅（路面に現れている部分の幅）が変化したと考えられる。

(2) 耐摩耗性

ラテックス改質速硬コンクリートの耐摩耗性は、横断形状測定によるわだち掘れ量によって評価した。結果を図-4.3.18 に示す。

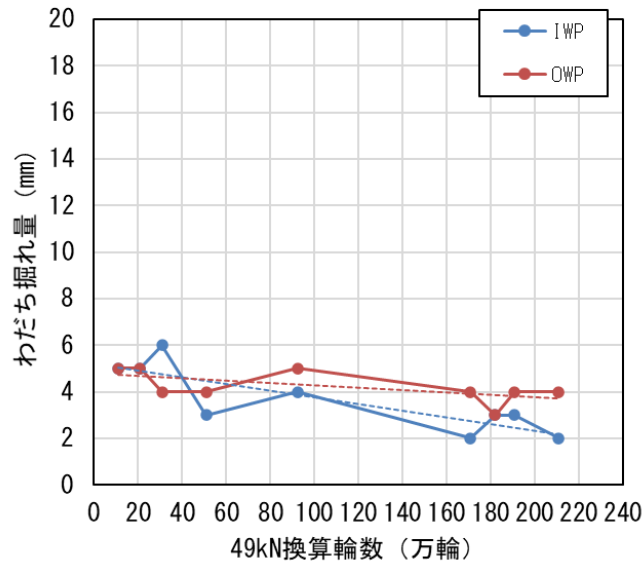


図-4.3.18 わだち掘れ量の測定結果

わだち掘れ量の測定結果より、IWP、OWPともに初期値の約 5mm から顕著な変化はなく、3 から 4mm 程度の値で推移している。このことから、コンクリート舗装の路面損傷である摩耗によるわだち掘れに対して良好な耐久性を有することがわかった。



(3) すべり抵抗性

交通の安全性に係わる重要な性能としてすべり抵抗性がある。そこで、動的摩擦係数の測定およびきめ深さの測定を実施した。その結果を図-4.3.19、図-4.3.20に、路面の状態を写真-4.3.11に示す。

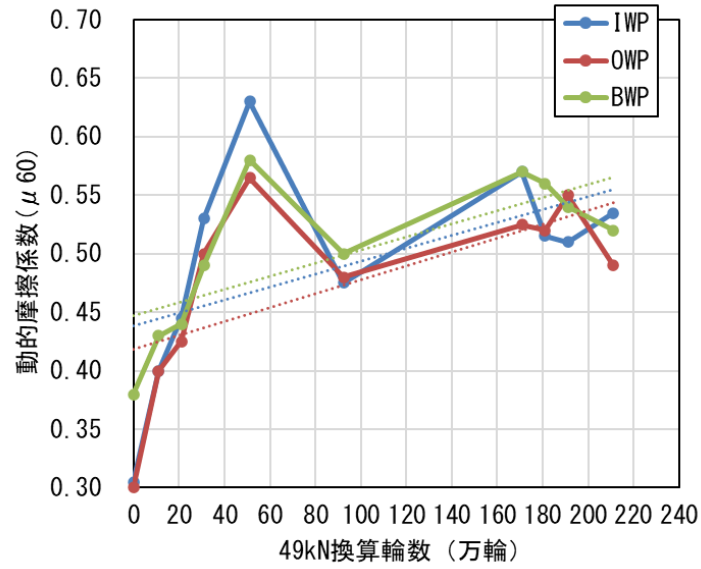


図-4.3.19 動的摩擦係数の測定結果

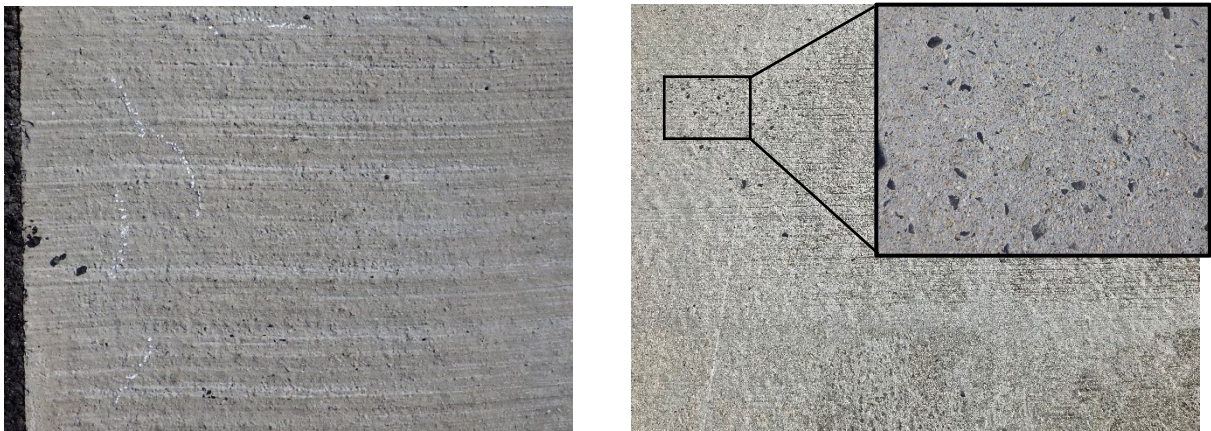


写真-4.3.11 路面のほうき目の状態 (左：荷重車走行前、右：211万輪走行後)



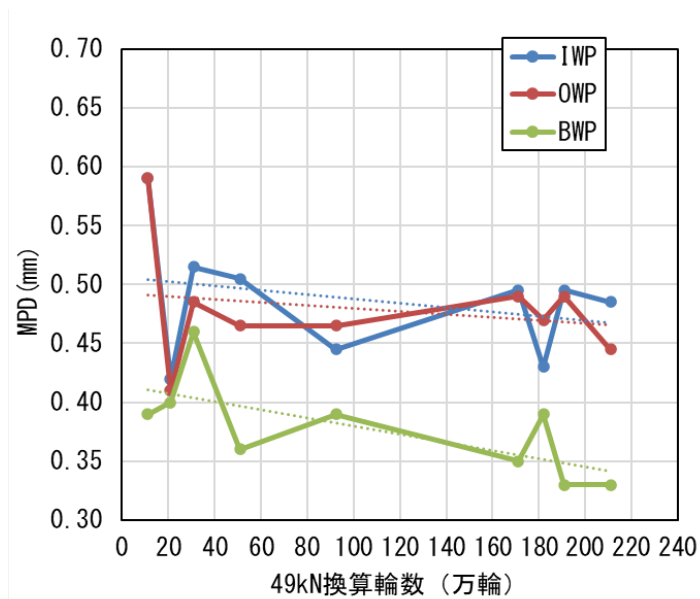


図-4.3.20 きめ深さの測定結果

動的摩擦係数の測定結果より、92万輪から211万輪まで0.5から0.55 ( $\mu_{60}$ )程度の範囲で推移しており、顕著な変化は確認されなかった。また、この値は、維持修繕の要否判断における0.25 ( $\mu_{60}$ )を考慮すると、適切なすべり抵抗性を確保していると考えられる。なお、初期の値が低い原因については、路面に残存した被膜養生剤の成分(パラフィン)が影響したと考えられ、荷重車走行に伴い養生剤成分が消失したことですべり抵抗値が回復したと推察している。

一般に、コンクリート舗装のすべり抵抗性は、ほうき目仕上げによる粗面化によって確保しているが、路面の状態を観察すると一部でほうき目が消失していることがわかる。このことから、組織が粗なモルタル分で形成されるほうき目は、交通作用により摩耗したものの、マイクロテクスチャが形成されており、すべり抵抗性の維持に寄与したと考えられる。

### 4. 3. 3 大規模措置技術

大規模措置技術の試験施工は2017年度に共同研究で実施しており、49kN換算輪数で約92万輪相当の走行試験を終えている。本研究では、その追跡調査を実施し、さらに長期的な供用性を評価した。結果の一部は過去の共同研究の成果<sup>7)</sup>である。

#### (1) ひび割れ

速硬コンクリートの試験施工直後に、当日の気象条件に起因すると思われる微細なプラスチック収縮ひび割れの発生が確認されている。その後の調査では、約92万輪までひび割れの拡大など顕著な変化は確認されていない。本調査の結果と併せて、写真-4.3.12、写真-4.3.13に示す。

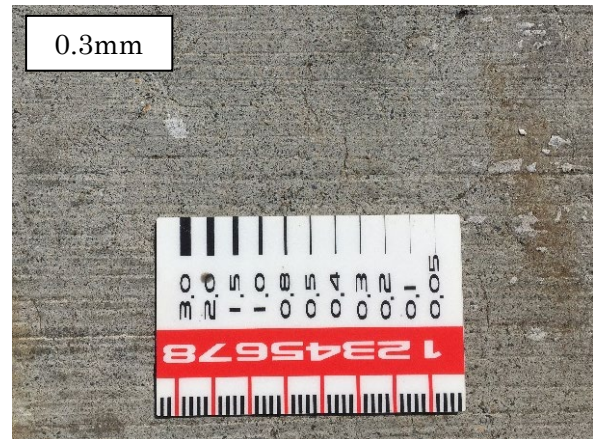
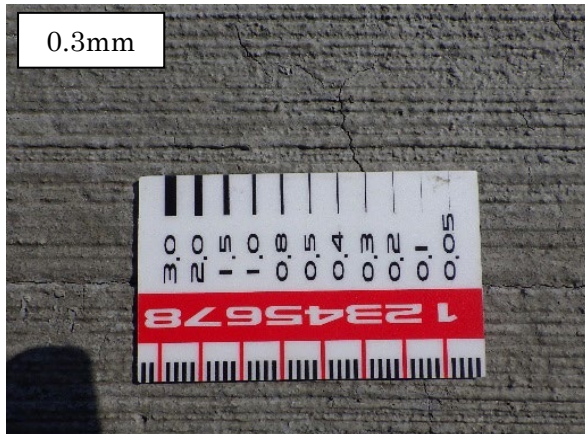


写真-4.3.12 プラスチック収縮ひび割れ（左：走行前，右：92万輪走行後）

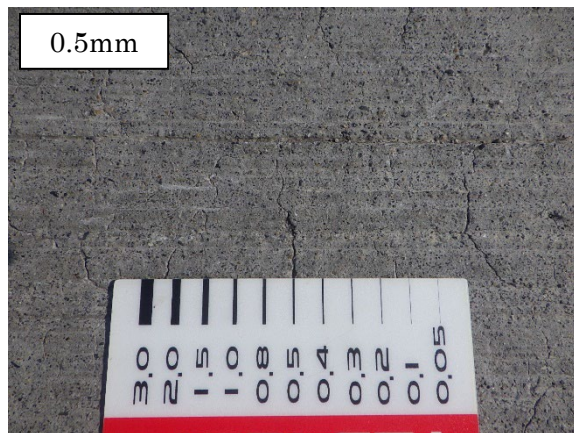


写真-4.3.13 プラスチック収縮ひび割れ（左：171万輪走行後，右：211万輪走行後）

本調査では171万輪相当走行後から経過を観察している。その結果、構造破壊などによる新たなひび割れの発生は認められず、おおよそ0.5mm程度の幅のひび割れが確認された。過去の調査では0.3mm程度であったが、ひび割れの角や結節点の角欠けによって、ひび割れ幅が増加したと考えられる。

## (2) 耐摩耗性

速硬コンクリートの耐摩耗性は、横断形状測定によるわだち掘れ量によって評価した。結果を図-4.3.21に示す。

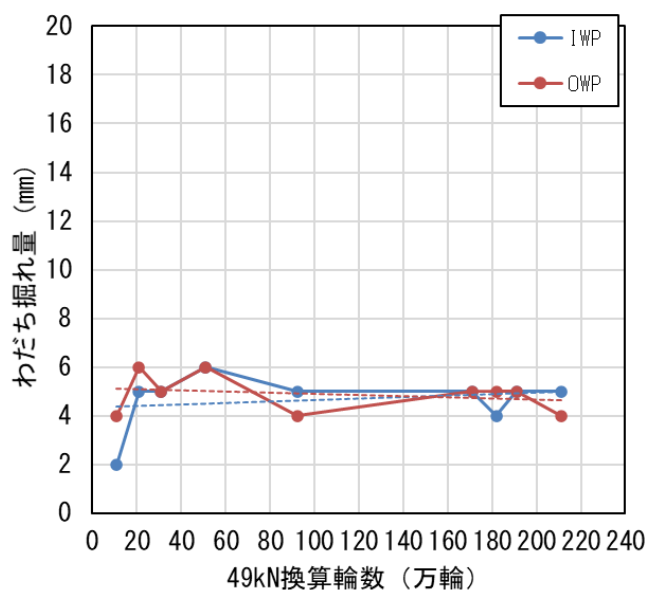


図-4.3.21 わだち掘れ量の測定結果

わだち掘れ量の測定結果より、OWPは初期値の約4mmから顕著な変化はなく、IWPでは初期値の2mmから4、5mm程度へ若干の増加傾向を示した。ただし、測定に係わる誤差の影響等を加味すると明確な変化とは言えず、20万輪以降においてはわだち掘れ量にほとんど変化がないことから、コンクリート舗装の路面損傷である摩耗によるわだち掘れに対して良好な耐久性を有すると考えられる。

(3) すべり抵抗性

交通の安全性に係わる重要な性能としてすべり抵抗性がある。そこで、動的摩擦係数の測定およびきめ深さの測定を実施した。その結果を図-4.3.22、図-4.3.23に、路面の状態を写真-4.3.14に示す。

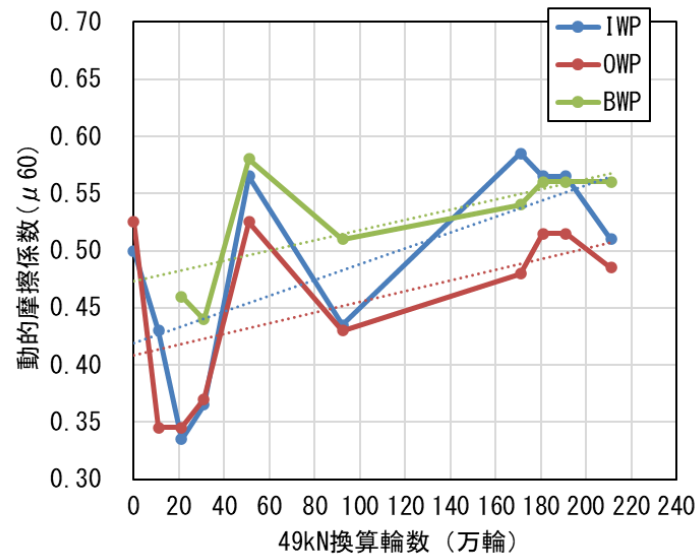


図-4.3.22 動的摩擦係数の測定結果

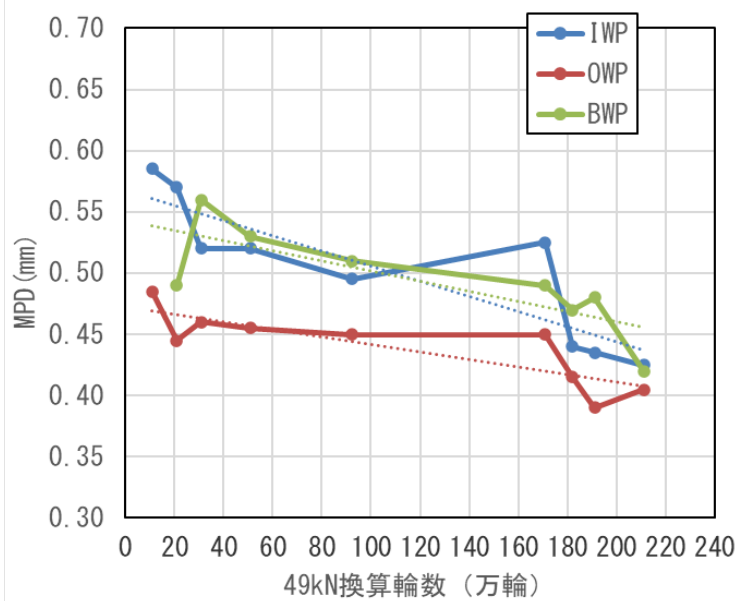


図-4.3.23 きめ深さの測定結果





写真-4.3.14 路面のほうき目の状態（左：荷重車走行前，右：211万輪走行後）

動的摩擦係数の測定結果より，IWP および OWP の 92 万輪から 211 万輪までの動的摩擦係数は，0.45 から 0.5 ( $\mu_{60}$ ) 程度まで増加傾向を示した。この値は，維持修繕の要否判断における 0.25 ( $\mu_{60}$ ) を考慮すると，適切なすべり抵抗性を確保していると考えられる。なお，初期の値が低い原因については，路面に残存した被膜養生剤の成分（パラフィン）が影響したと考えられ，荷重車走行に伴い養生剤成分が消失したことですべり抵抗値が回復したと推察している。

一般に，コンクリート舗装のすべり抵抗性は，ほうき目仕上げによる粗面化によって確保する。そこで，路面の状態を観察すると消失までは至らないものの，摩耗していることがわかる。また，きめ深さ（MPD）に着目すると，IWP および OWP の 92 万輪から 211 万輪までは，IWP では 0.5 から 0.43 ( $\mu_{60}$ )，OWP は 0.45 から 0.4 程度の範囲で低下傾向を示しており，ほうき目の減少量を裏付ける結果となっている。

#### 4.4 施工時間工程

本研究では、小規模措置技術については補修材としてPCMとPCM-Fを、下地処理にはエポキシ系接着剤とゴム系接着剤を用いた。それぞれ施工や養生時の温度条件等により可使用時間や性能を発揮するまでに必要な養生時間が異なるものの、標準的な作業に係わる時間などから、交通規制時間をまとめた。図-4.4.1から図-4.4.4に示す。

なお、中規模措置技術と大規模措置技術は、2017年度の試験施工の結果から、50m<sup>2</sup>当たりの施工に必要な交通規制時間はおおよそ15から21時間程度（養生時間6時間から12時間で試算）である<sup>8)</sup>。

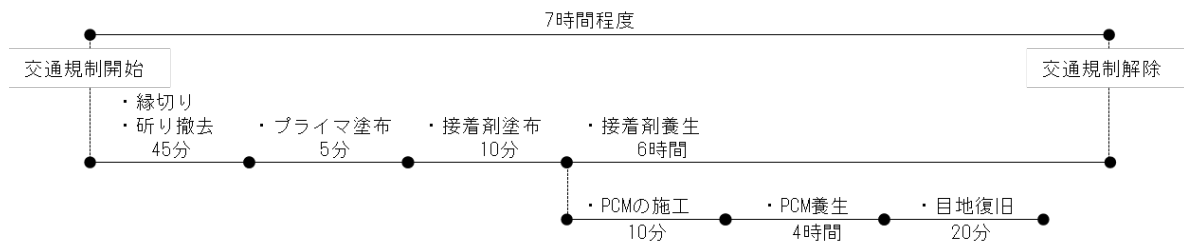


図-4.4.1 PCMとエポキシ系接着剤を用いた場合の交通規制時間の一例

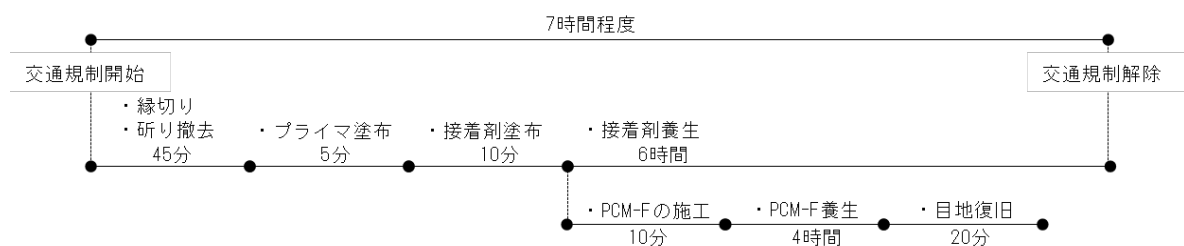


図-4.4.2 PCM-Fとエポキシ系接着剤を用いた場合の交通規制時間の一例

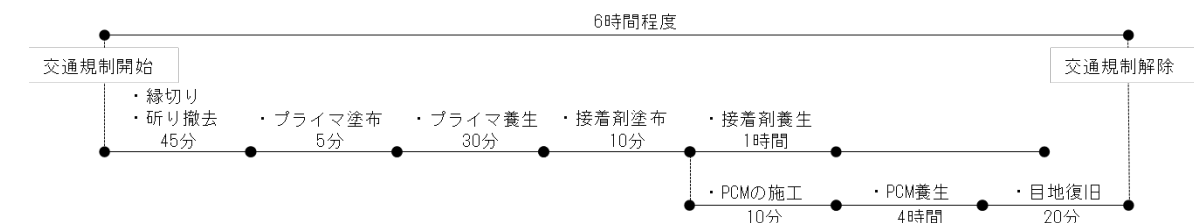


図-4.4.3 PCMとゴム系接着剤を用いた場合の交通規制時間の一例

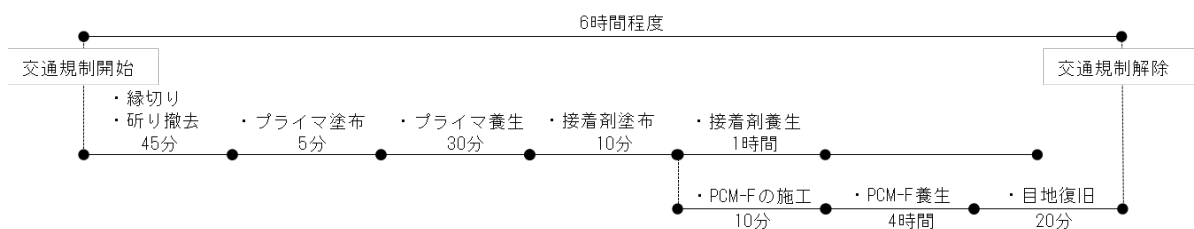


図-4.4.4 PCM-Fとゴム系接着剤を用いた場合の交通規制時間の一例

#### 4.5 試験施工まとめ

本研究で実施した上記、試験施工および過年度共同研究で実施した試験施工工区の追跡調査の結果をまとめると次のとおりである。

##### (1) 小規模措置技術

- 1) PCM を用いた角欠けの補修にかかる作業時間は、一箇所当たり約 2 時間であり、補修材や接着剤の強度発現を加味すると、6 から 8 時間程度の交通規制時間を要する
- 2) PCM-F を用いた段差の補修にかかる作業時間は、一箇所当たり約 1.5 から 2.5 時間であり、補修材や接着剤の強度発現を加味すると、7 時間程度の交通規制時間を要する
- 3) PCM の施工性は、試験施工時の気象条件（夏期昼間）では、コンシステンシーが大きくなり、適切な補修作業が難しくなるケースがあるため、直射日光を避けた材料保管方法や凝結遅延剤を用いた可使時間の調整などに配慮する必要がある
- 4) PCM-F は、試験施工時の気象条件（夏期昼間）でも、適切な流動性があり、施工に際して特別な配慮などは不要である
- 5) PCM は PCM-F より強度発現が早く、コンクリート舗装の設計基準強度と同等の強度発現を示した
- 6) PCM とエポキシ系接着剤の工区では、PCM の施工性に起因した表面部分のひび割れおよびはく離が確認された

##### (2) 中規模措置技術

- 1) 49kN 換算輪数 35 万輪相当の負荷を加えた結果、上記以外の材料の組み合わせにおいて、補修面からはく離や、それに伴うひび割れの発生は生じなかった
- 2) 49kN 換算輪数 35 万輪相当の負荷を加えた結果、PCM（ゴム系接着剤）と PCM-F の表面形状に大きな変形やすべり抵抗性の低下などは生じなかった
- 3) ラテックス改質速硬コンクリートは、49kN 換算輪数 211 万輪相当走行後においても横断形状に顕著な変化はなかった
- 4) ラテックス改質速硬コンクリートは、49kN 換算輪数 211 万輪相当走行後においても適切なすべり抵抗性（動的摩擦係数：約 0.5（ $\mu_{60}$ ））を維持していた
- 5) ラテックス改質速硬コンクリートは、49kN 換算輪数 171 万輪相当走行後において、一部ほうき目の消失が確認されたが、マイクロテックスチャにより所定のすべり抵抗性を有していると推察される

##### (3) 大規模措置技術

- 1) 速硬コンクリートは、49kN 換算輪数 211 万輪相当走行後においても横断形状に顕著な変化はなかった
- 2) 速硬コンクリートは、49kN 換算輪数 211 万輪相当走行後においても適切なすべり抵抗性（動的摩擦係数：約 0.4（ $\mu_{60}$ ））を維持していた

以上の結果、角欠けや段差の措置においては、補修断面の工夫（ゼロ擦り付けの無い断面）やマイクロラック浸透型プライマおよび接着剤を使用し、既設目地を復旧することで、PCM や PCM-F の再破損を防止し、小規模措置技術の耐久性向上を図ることができる。

また、中規模、大規模措置技術は、ラテックス改質速硬コンクリートや速硬コンクリートを使用することで、面的、構造的損傷に対応することが可能であり、従来の補修・修繕技術に比べて交通への影響を抑制し、耐久性の高い措置技術となる可能性が示された。

## 参考文献

- 1) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書Ⅲ「早期交通開放技術の改善」編，第 515 号，p.58-111，2019.3
- 2) 国土地理院ウェブサイト，地理院地図，GSI Maps をもとに日本道路株式会社作成
- 3) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書Ⅲ「早期交通開放技術の改善」編，第 515 号，p.82-111，2019.3
- 4) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書Ⅲ「早期交通開放技術の改善」編，第 515 号，p.58-81，2019.3
- 5) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書Ⅲ「早期交通開放技術の改善」編，第 515 号，p.92，2019.3
- 6) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書Ⅲ「早期交通開放技術の改善」編，第 515 号，p.67，2019.3
- 7) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書Ⅲ「早期交通開放技術の改善」編，第 515 号，p.58-81，2019.3
- 8) 国立研究開発法人土木研究所他：コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究報告書Ⅲ「早期交通開放技術の改善」編，第 515 号，p.58-111，2019.3



## 第5章 本研究のまとめ

本研究では、コンクリート舗装の長期供用性を最大限に発揮するための適切な維持管理に関する手法の検討を実施した。具体的には、軽微な損傷が生じた場合に講じる、角欠け、段差補修に関する小規模措置技術、面的な機能的対策を講じる場合の中規模措置技術、打換えなど構造的対策を講じる場合の大規模措置技術に措置技術を分類し、施工断面（方法）や材料の基本性状、試験施工による施工性や供用性に関する試験、評価を行った。

その結果、小規模措置技術においては、過年度の共同研究で実施した室内試験に追加して、接着剤の種類や環境作用に関する知見を得ることができた。試験施工では、施工断面にゼロ擦り付けを生じないことや補修断面と補修材の接着性確保に配慮すること、目地を適切に復旧するなどの対策を講じることで、車両交通に対して長期的な耐久性を確保できる可能性を見出せた。また、これらの技術は、損傷部の撤去から交通開放まで、おおよそ6から8時間程度で完了することを確認した。

中規模措置技術と大規模措置技術では、過年度の共同研究で実施した室内試験に追加して、硬化性状や強度特性、寸法特性などの知見を得ることができた。試験施工区における追跡調査の結果、211万輪相当交通作用に対して、適切なすべり抵抗性や摩耗抵抗性などの路面機能を保持していることがわかった。なお、本工法では、50m<sup>2</sup>の切削オーバーレイや打換え措置を実施する際に必要な交通規制は21時間程度（養生12時間として）であり、材料自体の交通開放強度は6時間で満足することを確認している。

以上より、コンクリート舗装の措置技術の主な課題である①交通規制時間の長期化、②比較的早期に生じる再破損に対して、従来の措置技術に比べて改善することができた。また、本研究で得られた知見や抽出された課題をもとに、さらに改良・改善を行い、我が国におけるコンクリート舗装の長期供用性の確保および舗装維持管理の効率化・省力化に寄与するべく、引き続き検討を行う所存である。

本研究の実施に当たっては、2016年3月から2019年3月に実施された「コンクリート舗装の維持修繕工法の改善に関する共同研究」で得られた成果を基に、各試験の条件や検討事項を設定した。また、当該共同研究で得られたデータや知見を引用し、本報告書に記載している。



---

共同研究報告書

Cooperative Research Report of PWRI

No. 569 March 2022

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企画部業務課

〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6 電話 029-879-6754