

道路政策の質の向上に資する技術研究開発  
成果報告レポート  
No. 30-8

研究テーマ

道路土工と舗装の一体型診断システムに  
基づいた長寿命化修繕方法の開発

研究代表者：	岐阜大学教授	八嶋	厚
共同研究者：	岐阜大学産学官連携研究員	村田	芳信
	前田工織（株）技監	横田	善弘
	岐阜大学産学官連携研究員	苅谷	敬三

令和3年2月

新道路技術会議

# 目次

研究概要.....	1
第1章 はじめに.....	3
1.1 研究の背景.....	3
1.2 研究の目的.....	4
1.3 研究の内容.....	5
第2章 舗装と土工の一体型点検システム.....	7
2.1 2次元表面波探査.....	7
2.2 牽引式電気探査.....	9
2.3 舗装と土工の一体型点検システム.....	10
第3章 長寿命化修繕工法.....	13
3.1 目的と適用範囲.....	13
3.2 文献調査.....	13
3.3 長寿命化修繕工法.....	13
第4章 研究結果.....	17
4.1 安八海津線試験施工.....	17
4.2 南知多道路事後評価.....	23
4.3 福岡坂下線修繕設計と試験施工.....	28
4.4 粒度調整材料の長期繰返し三軸圧縮試験.....	35
4.5 提案する修繕工法に用いる構造体の性能確認試験.....	37
4.6 修繕効果確認のための長期モニタリングシステムの開発.....	44
4.7 舗装の長寿命化修繕工法の効果確認実験.....	46
第5章 研究成果のまとめ.....	50
参考文献.....	51

**「道路政策の質の向上に資する技術研究開発」(令和30年度採択)**  
**研究概要**

番号	研究課題名	研究代表者
No.30-8	道路土工と舗装の一体型診断システムに基づいた長寿命化修繕方法の開発	岐阜大学 教授 八嶋 厚

舗装表層の供用年数が使用目的年数に満たず早期に劣化が進行し、補修が高頻度で繰返される区間について、経済的な道路管理の観点から LCC 最小化を実現する、詳細調査方法の高機能・効率化と抜本的修繕工法の開発を行うことを研究目的として、現場計測、試験施工、実大実験等を実施し、現場に実装可能な調査設計マニュアルと施工マニュアルを提案する研究開発。

**1. 研究の背景・目的**

道路舗装のアセットマネジメントの観点から、目標とする使用目標年数を定め道路舗装の管理は行われているが、この使用年数に満たないで修繕を繰り返す事例が増えている。舗装は単一の構造物ではなく、盛土などの基礎構造物と一体となって供用される構造物である。道路機能全体の最適化のためには、土工など舗装と密接に関連する道路分野との連携強化が必須である。

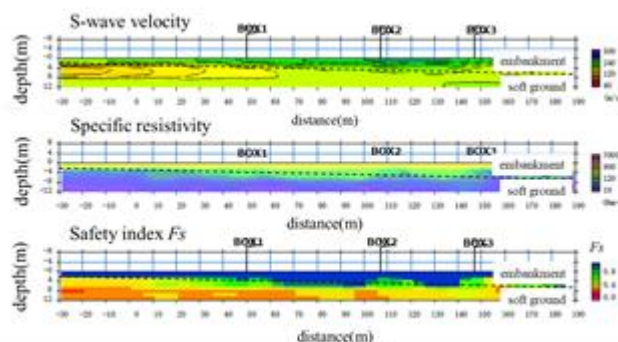
本研究では、修繕が高頻度で繰返される区間について、経済的な道路管理の観点から LCC 最小化を目指した詳細調査方法の高機能・効率化と抜本的修繕工法の開発を行うことを目的とする。

**2. 研究内容**

- (1) 舗装と土工の一体型点検に基づく長寿命化修繕工法適用のための調査設計手法の確立
- (2) 舗装と土工の特性に基づいた抜本的修繕工法の開発
- (3) 修繕効果確認のためのモニタリングシステムの開発

**3. 研究成果**

- ✓ 繰返し舗装補修が実施されている区間について、FWD と 2 次元表面波探査・電気探査を同時進行するハイブリッド点検を実施し、舗装から路体に至るまでの連続的なデータを蓄積し診断結果データベースの拡充を行った。診断結果の一例を図-1に示す。
- ✓ 蓄積された情報に基づいて、適用例を盛り込んだ「ハイブリッド計測手法を用いた長寿命化修繕工法適用のための調査設計マニュアル」(案)を整備した。 **図-1 診断結果の一例**
- ✓ 岐阜県一般県道「安八海津線」,「福岡坂下線」において、路盤の抜本的修繕対策を用いた試験施工を実施した。
- ✓ 国総研内に整備された「道路基盤構造実験施設」を用い、試験施工において提案・試行してきた抜本的修繕工法の評価確認のための実物規模実験を実施し、補強効果を確認した。
- ✓ 提案する修繕工法に用いる構造体の性能確認試験を実施し、提案工法が路盤の靱性や曲げ剛性を大きく向上させることを確認した。
- ✓ 具体事例を盛り込んだ「ジオシンセティックスを用いた舗装の長寿命化修繕工法施工マニュアル」(案)を整備した。
- ✓ 長期的な修繕効果確認のための補強材内に光ファイバーセンサを内在した新しいセンシング技術を開発した。岐阜県一般県道安八海津線における試験施工区間に設置し、計測を継続している。また、国総研における実物規模実験においても路盤内のひずみを計測した。その結果、補強ありの場合、上層路盤下部において縦断方向引張ひずみが低減さ



れていることがわかった。下層路盤に対する曲げ引張力の緩和がジオグリッドにより期待できることが確認できた。

- ✓ 路盤内の水分の変化をモニタリングする技術として、ジオグリッドに電線を挿入することで、静電容量式土壌水分計として適用する「水分センサ」を開発した。センサは、岐阜県一般県道「福岡坂下線」の試験施工区間に設置し、令和2年度末まで計測を実施した。

#### 4. 主な発表論文

- 1) 辻慎一郎・伊藤修二・横田善弘・八嶋 厚・村田芳信・荻谷敬三・岡村拓朗：道路舗装長寿命化に向けたジオシンセティックスを用いた路盤改良の試み（1）—路盤材とジオシンセティックス複合構造体の性能確認試験による強度特性—，ジオシンセティックス論文集，34巻，pp.61-68，2019。
- 2) 村田芳信・荻谷敬三・八嶋 厚・岡村拓朗・伊藤修二・辻慎一郎・横田善弘：道路舗装長寿命化に向けたジオシンセティックスを用いた路盤改良の試み（2）—試験施工の概要と効果確認の試み—，ジオシンセティックス論文集，34巻，pp.69-74，2019。
- 3) Murata,Y., Kariya,K., Yashima,A., Okamura,T., Nguyen,H-Q., Yokota,Y., Ito,S. and Tsuji,S.: Long-life repair method for road based on soundness evaluation of embankment and pavement, Japanese Geotech. Society Special Publication, Vol.8(11), pp.424-429, 2020.
- 4) 村田芳信・荻谷敬三・八嶋 厚・山本和範・中島良光・石黒 健：物理探査とFWD試験による道路盛土と舗装の健全性評価への試み，第62回地盤工学シンポジウム論文集，2020。

#### 5. 今後の展望

##### (1) ハイブリッド計測の社会実装

提案したハイブリッド計測は、設計条件の変更に伴う修繕設計のための現状調査や劣化損傷の激しい道路の構造調査（掘削による詳細調査 など）の代替調査としても適用可能である。しかしながら、舗装の補修もしくは修繕設計においては、一般的に簡易な路面性状調査のみが行われる。通常の修繕工事（上層路盤の打換えや補強を含む）において実施可能な長寿命化修繕技術の適用を図るためには、舗装と土工の一体的点検・診断が必要であることを、道路管理者に理解していただくことが重要である。本研究で提案した「ハイブリッド計測手法を用いた長寿命化修繕工法適用のための調査設計マニュアル」（案）がその一助となることを期待する。

##### (2) 提案する修繕工法に用いる構造材料と施工性について

本研究では、盛土補強用に使われている一般的なジオシンセティックス（特にジオグリッドやジオセル）を舗装構造材料として用いた。施工において、上層路盤の締固め、もしくは瀝青改良層との溶着に課題を残した。作成した「ジオシンセティックスを用いた舗装の長寿命化修繕工法施工マニュアル」（案）においては、経験した課題を素直に記述することとした。一方、解決策についても、一部提案した。

国総研の実験では、道路舗装用ではない一般的な2軸ジオグリッドを用いたが、施工上の課題はあったものの、道路縦断方向および横断方向の変状、さらには大きな段差に対して多大な効果を発揮することが検証できた。今後は、施工性と機能性に優れる道路舗装用の高機能ジオグリッドの開発が待たれる。

#### 6. 道路政策の質の向上への寄与

現場計測、試験施工、実物大実験、センサ開発等、多岐にわたる検討により得られた研究をもとに、適用例を盛り込んだ「ハイブリッド計測手法を用いた長寿命化修繕工法適用のための調査設計マニュアル」（案）および「ジオシンセティックスを用いた舗装の長寿命化修繕工法施工マニュアル」（案）を提案した。内容は、いずれも実務に即した内容であり、道路事業者にとって非常に有益な情報である。

#### 7. ホームページ等

研究代表者の所属研究室ホームページ(<https://www1.gifu.ac.jp/~geotech/material.html>)において、国総研「道路基盤構造実験施設」における公開実験の動画、舗装修繕に関するジオセルおよびジオグリッドの利用に関する国外での取り組み事例等を公開している。

# 第1章 はじめに

## 1.1 研究の背景

舗装の耐用年数(寿命)は運輸施設の他構造物の供用年数に比べて短いことが多く、供用開始直後から車両の通行や雨水、紫外線などの影響によって、わだち掘れやひび割れなどが発生し、徐々にその性能が低下していく。その状態を適切に管理して、構造的な耐久性や道路利用者及び住民の安全性、快適性を適切に確保する必要から、維持修繕が実施される<sup>1),2)</sup>。舗装の維持修繕を効率的かつ経済的に実施するためには、破損の状況やその発生原因を的確に把握し、適切な維持修繕工法の選定および維持修繕の設計を行う必要がある。そのためには、舗装の破損の調査を実施して現状を評価することが重要となる。舗装の破損の調査は、目視調査や路面性状調査といった路面調査と FWD (Falling Weight Deflectometer) によるたわみ量測定方法、コア採取、開削調査などの構造調査に大別される<sup>3)</sup>。

近年、多くの幹線道路において、路面調査から得られる国際ラフネス指数 IRI (International Roughness Index) や平坦性、ひび割れ率、わだち掘れ深さといった単独指標、もしくはこれらの路面性状データを組み合わせた MCI (Maintenance Control Index)<sup>4)</sup>などの総合指標を管理目標として、舗装のアセットマネジメントに基づく維持修繕が行われる。これらの指標に基づいた LCC (Life Cycle Cost) の最小化を見据えた予防保全的修繕では、損傷が顕在化する前に維持修繕を実施することになり、破損の発生原因を把握するための構造調査や長寿命化修繕技術の必要を検討する暇がない。このため、目標使用年数に満たないで維持修繕が繰り返されるケースが多く発生している。

アスファルト舗装が供用中に実際どのように劣化していくのか、特に内部の経年変化についてはよくわかっていない。したがって、構造調査の一つである開削調査は、路盤や路床といった内部の破損実態を詳細に理解し、長寿命舗装のための維持修繕工法の選定や維持修繕の設計を可能とする優れた手法である。

例えば、高橋らは、高速道路総合技術研究所を中心としたチームで、舗装の損傷実態を踏まえた耐久性向上のポイントを取りまとめるために、高速道路におけるアスファルト舗装の開削調査を、「解体新書」プログラムとして実施した<sup>5),6),7)</sup>。開削調査の結果、舗装の損傷と補修が繰り返されてきた箇所においては、路床および下層路盤の永久変形や滞水による脆弱化、また瀝青安定処理層の曲げひび割れ、さらにアスコン層間の付着切れが確認された。損傷に対するこれらの影響因子を取り除くために、舗装の

長寿命化のポイントとして、以下のようなキーワードを提案している。

- ①雨水の路面から路盤以深への浸透対策
- ②アスコンの層間接着力の確保
- ③瀝青安定処理層(上層路盤)の疲労対策と層厚の確保また、下層路盤や路床においては、
- ④永久変形を生じさせない粒度と十分な締固め
- ⑤雨水の路盤内での滞水対策

これらのポイントは、損傷原因を直接目視した結果に基づくものであり、説得力の高い検討結果である。しかしながら、やはり高橋らが指摘するように、近い将来、高速道路においては、アスファルト舗装の深層損傷の発生が増加することは想像に難しくなく、その場合、すべての損傷箇所において開削調査を実施し、評価することは現実的でない。したがって、アセットマネジメントの視点から道路の要求性能に基づいた本質的な維持修繕を実施するためには、路面からの測定で舗装内部の何らかの異常を検知・推測する手法が強く求められている。

加えて筆者らによる道路管理者へのヒアリングでは、この手法に対して、以下に示すコメントに対応できることが強く望まれていることがわかった。

- ①舗装を頻繁に打換える箇所は、路盤・路床以下の土の状態と関連があるはずだ。
- ②路盤・路床の劣化と実際の舗装修繕工法にはミスマッチがある。
- ③ライフサイクルコストの低減と利用者の利便性を考えれば、路盤以下をメンテナンスフリーにして、補修は表層だけとすることが望ましい。

一方、豪雨や地震によって道路盛土が崩壊すると、交通網が遮断し、救急救命活動や災害復旧に影響し、大きな損害をもたらす。このことから、大規模な被災や崩落に繋がる高盛土(盛土高おおむね 10 m 以上)を対象とした定期的な点検の実施により、変状などの予兆を事前に把握することで、効果的な維持修繕及び防災対策の必要性が増している(例えば、道路土工構造物点検要領<sup>8)</sup>における高盛土または道路土工構造物点検必携<sup>9)</sup>)。

これらの土工構造物に対する点検では、過去の崩壊事例に基づく類似性に着目した点検に留まっており、これまでの対処療法的な維持管理の考え方を踏襲している。膨大な路線延長の大半もしくはほとんどが土工区間であることから、その管理手法を変革することは難しい。しかし、予てより災害による復旧経費用に対して予防保全に掛ける経費が少なく済むこと、何より人命や交通遮断による経済への損失を抑制する効果が高いことが明確である。このジレンマを解消するためにも、寿命の短い舗装の点検評価において、土工構造物の点検評価を一体として計測評価することは双方にメリットが大きく、将来的な性能評価による予防保全的な維持管理への発展については舗装の耐用年数の長期化を実現するものと強く期待される。

## 1.2 研究の目的

これまで、従来十分に実施されてこなかった盛土ならびに舗装の性能評価を、既存技術の融合と計測および解析の自動化により、汎用的で簡便に低コストで、しかもスクリーニングという一次評価として十分な信頼性を維持して実施することのできる計測技術の開発に取り組んできた。既往技術である2次元表面波探査と牽引式電気探査の同時自動計測に加え、舗装の高度診断技術として普及するFWD試験を2次元表面波探査の起振源として併用する「ハイブリッド計測」により、地盤のS波速度 $V_s$ と見掛け比抵抗 $R$ に基づいて、盛土の安定性評価と舗装の健全性評価さらに地盤の液状化評価を可能とする技術を開発し、社会実装を図ってきた<sup>10,11)</sup>。

盛土の安定性評価においては、これまで実施した多くの現場実証試験と被災状況などから、 $V_s < 200\text{m/s}$  および  $R < 100\Omega\text{m}$  を不安定領域として評価する方法を提案した。図1.1には、段丘上に建設された岐阜県管理道の任意の区間でのハイブリッド計測の結果から得た同一距離程同一深度のS波速度 $V_s$ と比抵抗 $R$ の関係を示す。舗装に補修跡が残る区間の $V_s$ と $R$ のプロットを黒塗●で示すように、次式で求められる安定性指標 $F_s$ により、不安定な領域を $F_s \leq 1.0$ として判別ができる<sup>12)</sup>。

$$F_s = V_s \cdot R / 20,000 \quad (1.1)$$

ここで、 $F_s$  : 安定性指標

$V_s$  : S波速度 (m/s)

$R$  ; 比抵抗 ( $\Omega\text{-m}$ )

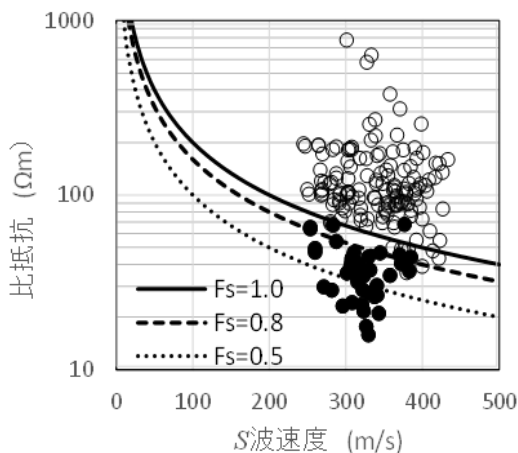


図1.1 S波速度 $V_s$ と比抵抗値 $R$ を用いた道路盛土の安定性指標 $F_s$ の基準化図の提案と舗装評価への適用結果

本研究では、ハイブリッド計測による舗装評価の精度検証ならびに具体的な舗装の修繕工事設計への反映方法を含めた、点検・診断技術情報の充実化が課題である。

また、これまでのハイブリッド計測において、FWD試験によるたわみ量の増加個所が、平均 $V_s$ の低下域のみならず不均質性(変化)と路盤への水の浸入が疑われる個所に多いことがわかり、繰返し修繕の要因として重要な着目点であると判断された。これを検証する目的で、これまで慣例的に実施されてきた舗装修繕の前後でハイブリッド計測を実施したところ、予防保全の決め手とされてきたオーバーレイや切削オーバーレイは、ひび割れ、わだち掘れ、平坦性といった路面性状の改善はあっても、その寿命を改善する効果はほとんど確認できなかった<sup>13)</sup>。図1.2(a), (b)には、谷底低地の山際に建設された岐阜県管理道の任意の区間で行った修繕工事前後のFWD試験によるたわみ量測定結果を示す。図1.2(c)に示す修繕前後のたわみ量の増減からは、切削オーバーレイによるたわみ量の減少は部分的であり、むしろ増加する部分も確認できる。

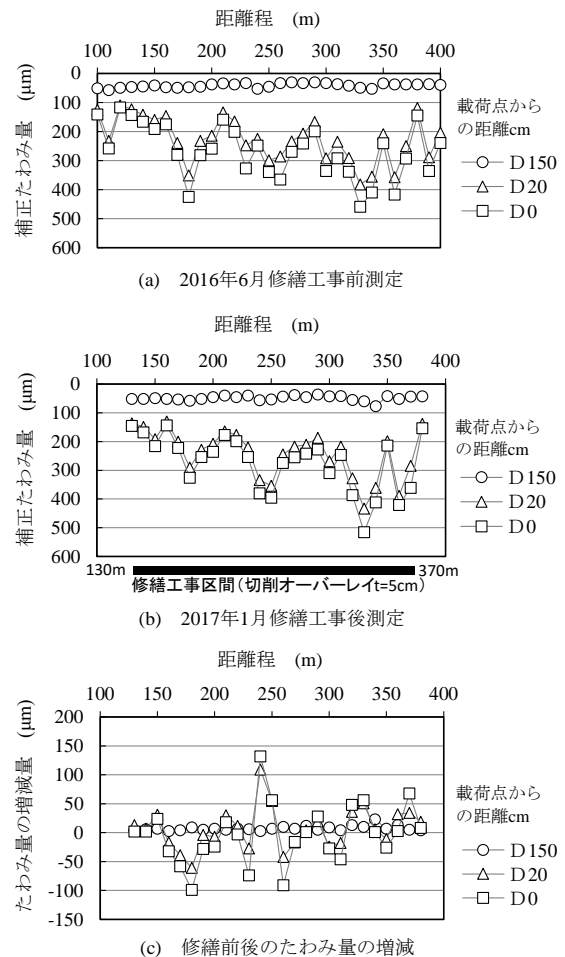


図1.2 修繕工事(切削オーバーレイ)前後のFWD試験によるたわみ量測定結果の比較

このことから、とくに重要度の高い道路においては、路盤以深の不均質性や水の浸入が原因で繰返し修繕が実施される個所の把握とその対策方法について、アセットマネジメントの観点から適切な対処方法を選択することでLCCの軽減を図る必要がある。

ると考えられる。

以上より、本研究は舗装表層の供用年数が使用目標年数に満たず早期に劣化が進行し、補修が高頻度で繰り返される区間について、経済的な道路管理の観点から LCC 最小化を目指した詳細調査手法の精度向上と、通常の修繕工事で適用可能な長寿命化修繕工法の開発を行うことを目的として実施するものである。

### 1.3 研究の内容

本研究内容は、以下の2つに大別される。

- ① 舗装と土工の一体型点検に基づいた診断支援情報の充実化
- ② 舗装と土工の特性に基づいた抜本的修繕工法の開発

平成 30 年から令和 2 年度の 3 箇年度にわたり実施したもので、研究成果として、「ハイブリッド計測手法を用いた長寿命化修繕工法適用のための調査設計マニュアル(案)」ならびに「ジオシンセティックスを用いた舗装の長寿命化修繕工法施工マニュアル(案)」を作成した。

研究の内容を以下に述べる。

#### (1) 舗装と土工の一体型点検に基づいた診断支援情報の充実化

ハイブリッド計測に基づく「舗装と土工の一体型点検システム」の構築のため、繰返し舗装補修が実施されている区間においてハイブリッド計測を適用し、舗装から路体に至るまでの連続的な剛性データを蓄積して、診断結果データベースの拡充を行うものである。

平成 30 年度は、岐阜県管理道「安八海津線」平輪橋西の 190m 区間において、後述するジオシンセティックスを用いた長寿命化修繕技術の試験工事前後にハイブリッド計測を実施し、修繕工事による改良効果の判定と併せた剛性データ情報を収集した。また、愛知県管理道「南知多道路」美浜地区の MCI 調査に基づいて路面の修繕工事が実施された区間 (H29 年度実施、距離程 30.915KP~33.10KP) を含む距離程 30.60KP~34.46KP 間の下り線走行車線 (外側わだち部) において、ハイブリッド計測を実施し、今後の維持管理の高度化を研究するための剛性データを収集した。さらに、机上調査となるが、中部地方整備局岐阜国道事務所及び高山国道事務所管理の国道 41 号線 (延長 193km) における修繕工事データから、道路構造物ならびに区間毎に修繕工事頻度を集計し、ボックスカルバートを含む盛土区間の抜本的修繕の必要性を検討した。

令和元年度は、平成 30 年度の「南知多道路」におけるハイブリッド計測による点検評価の妥当性を検証する目的で、修繕工事区間ならびに軟弱地盤上に建設されているにもかかわらず高い舗装性能

を維持すると判定された区間 (未修繕区間) において、コアボーリングにより路床下までの舗装構造を調査した。

次いで、重交通の増加に備えて MCI に基づいて道路の修繕が予定されている一般県道「福岡坂下線」において、修繕区間上下線合計 4.4km を含む 6.6km 間をハイブリッド計測による点検評価を実施し、従前の修繕設計の妥当性ならびに長寿命化修繕対策の必要性について検討した。さらに、提案した長寿命化のための抜本的修繕工法の効果を確認するために、施工後にハイブリッド計測を実施した。

令和 2 年度は、3 箇年の研究成果に基づいて「ハイブリッド計測手法を用いた長寿命化修繕工法適用のための調査設計マニュアル(案)」を作成した。

#### (2) 舗装と土工の特性に基づいた抜本的修繕工法の開発

修繕工事の範囲で対処の可能な上層路盤において、有効な補強対策と考えられるジオシンセティックスの効果を路盤性能として確認評価し、その施工性を含めて「長寿命化のための抜本的修繕工法」として適用性を検討するものである。長寿命化効果を試験施工において確認するためには長期間を要することから、そのモニタリング技術の開発も重要となる。

岐阜県が平成 29 年度予算を用いて、岐阜県管理道「安八海津線」において、従来から修繕工事として実施される粒度調整砕石および瀝青安定処理による上層路盤打替えに加えて、粒度調整砕石にジオセル+下部にジオグリッドを補強した場合、さらに瀝青安定処理の上部と下部にジオグリッドを補強した場合の計 4 種類の修繕工事を試験施工した。また、それぞれの上層路盤直下には、光ファイバーセンサを内在したジオグリッドセンサを設置し、長期的な路盤のひずみ測定を開始した。

これを受けて本研究では、平成 30 年度、試験施工において提案した修繕工法の基本的性能を把握するため、それぞれの変形特性ならびに材料特性を実物大の供試体を用いた大型圧縮試験および大型曲げ試験において確認した。また、試験施工での施工性や施工歩掛を把握し、LCC 最小化に向けた課題や改良を検討した。さらに、試験施工した路盤部のたわみを長期モニタリングするためのセンシング技術の高度化を図るとともに長寿命化効果の定量的な把握により、修繕工法の開発に資するものとした。

令和元年度は、「福岡坂下線」における診断結果に基づいて、修繕工法の最適化を図るとともに、一部の長寿命化修繕対策が必要と判定された区間に、ジオグリッドによる路盤補強ならびに暗渠排水溝の設置による路盤への地下水の侵入対策を提案し、試験施工した。試験施工では、施工性を確認するとともに、改良点を抽出した。また、路盤への地下水の侵入の有無を長期的に計測するための水分セン

サを開発し設置した。

一方、路盤へ水が侵入することで繰返し载荷による材料特性の変化を確認検証する目的で、粒度調整砕石を用いた締固め試料の繰返し载荷試験を実施した。また、「安八海津線」において試験施工したジオセル区間において、路盤の締固めが不十分であることが原因と判断される路面損傷が生じた。このため、令和元年度は、ジオセルを用いた実大規模の締固め試験を実施し、その適用を確認検証した。また、試験施工区間の長期的な効果評価のために、ボックスカルバートを跨いで敷設したジオグリッド光ファイバーセンサによるたわみ計測を、年2回継続して実施した。その他、瀝青安定処理層へのジオグリッドの最適化を検証するため、敷設位置やジオグリッドの目合い間隔などを変化させてホイールトラッキング試験を実施した。

令和2年度は、国土交通省国土技術政策総合研究所内に整備された「道路基盤構造実験施設」を用いて、過年度までに提案・試行してきたジオシンセティックスによる長寿命化修繕工法の効果確認のための実大規模実験を実施した。そして、3箇年の研究成果に基づいて「ジオシンセティックスを用いた舗装の長寿命化修繕工法施工マニュアル（案）」を作成した。



## 第2章 舗装と土工の一体型点検システム

舗装と土工の一体型点検手法は、FWD 試験を震源とする自動化した2次元表面波探査ならびに牽引式電気探査によるもので、それぞれの原理と特徴を述べ、健全度評価手法について提案する。

### 2.1 2次元表面波探査

#### (1) 測定原理

2次元表面波探査は、地盤の地表付近を伝わる表面波(レイリー波)を多チャンネルで測定・解析することにより、深度20m程度までの地盤のS波速度を求める物理探査技術である。写真2.1に舗装路面ならびに路盤面での測定状況を示すように、直線状に並べた受振器で、カケヤなどで地表面を打撃した際に発生する弾性波動を計測し、これを移動し繰返し計測することで、測線に沿った連続的な速度構造を把握することが可能となる。



写真2.1 2次元表面波探査の測定状況(左：ランドストリーマー、右：一般的な手法)

図2.1に表面波探査の探査原理を示す。かけや等で地表面を加振すると弾性波が発生し、地中ならびに地表を伝播していく。このうち、地表近傍を横方向に伝播するものを表面波と呼ぶ。不均質な地盤の表面付近を伝わる表面波(レイリー波)は、その波長(周波数)によって伝播速度が変化する。一般の地盤では、深度とともに弾性波速度が増加するが、表面波は長い波長ほど深部の速度も反映するので、短い波長(高周波数)では速度が遅く、長い波長(低周波数)では速度が速くなる。この波長による伝播速度の違い(分散)を逆解析することにより、不均質な地盤のS波速度構造を求めることができる。周波数に着目した伝播速度(位相速度)は、波長の1/3~1/2程度の深さの速度構造に依存する。この分散する位相速度を利用して地盤の深さ方向の速度分布を求める。また、土質地盤における表面波の位

相速度は、S波速度の0.870~0.955であるから、S波速度 $V_s$ と等しいとみなすことができる。

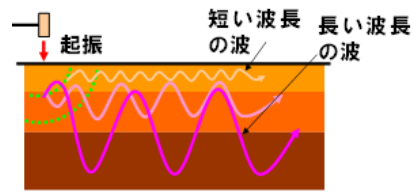


図2.1 表面波探査の測定原理

2次元表面波探査の測定装置は、受振機器と記録器(24チャンネル以上)から構成され、記録器に求められる仕様を表3.1に示す。

表2.1 2次元表面波探査の記録器に求められる仕様

測定成分数	24チャンネル以上
周波数範囲	2~1,000Hz程度
A/D分解能	18ビット以上
サンプル間隔	2ms以下
データ長	1kワード以上
データ書式	SEG書式
フィルター	ローパスフィルター、ノッチフィルターが組み込まれている機器が望ましい。

#### (2) 結果の利活用

S波速度は、土の密度、拘束圧、応力履歴および地質年代などの影響を受け、図2.2に示すように、予めから標準貫入試験のN値との相関性が認められている。

舗装や路体(盛土や地盤)を対象とした評価では、表2.2に示すように、S波速度と土の性質との関係を利用して行う。

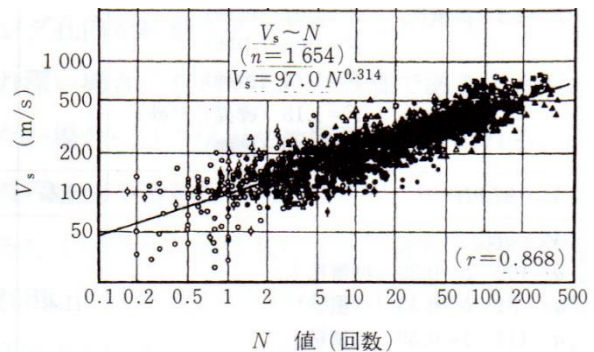


図2.3 S波速度とN値の関係<sup>14)</sup>

これまでに、2次元表面波探査による道路盛土の性能評価への適用を目的として、多くの実証試験を実施してきた。

図2.4には、供用直後の高速道路盛土(東海北陸道、大和IC~白鳥IC間)で実施した2次元表面波探査によるS波速度断面の一部を示す。測定は、追

表 2.2 S 波速度と土の性質の関係<sup>15)</sup>

土の性質	S 波速度
	低い ⇒ 高い
締固め度	緩い ⇒ 締った
現場密度	小さい ⇒ 大きい
粒 度	細かい ⇒ 粗い
せん断強さ	弱い ⇒ 強い
変形係数	小さい ⇒ 大きい

い越し車線側交通規制の中で、ランドストリーマー法（4.5 Hz ジオフォン 24 ch@1.0 m 間隔配置，4 m 毎カケヤ起振）で実施した。1 日でおおよそ 1 km 区間を計測したもので，色の寒暖により S 波速度（高速度部分を寒色で表現）の分布を表している。暖色で表される盛土部の S 波速度は，概ね 250 m/s 以上の比較的速い速度となっており，切土部はさらに高速であることがよくわかる。また，始点側のボックスカルバート周辺の盛土や切盛り境界付近の盛土に低速度部分が確認できる。

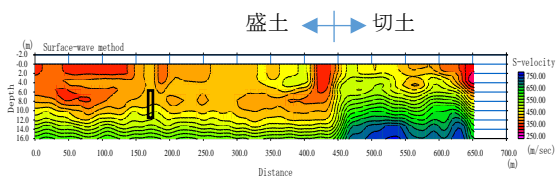


図 2.2 高速道路における 2 次元表面波探査による S 波速度断面(ランドストリーマー法)

このように，一連の区間であっても構造物周辺や切盛り境界付近では，建設された盛土に性能差が生じていることが定量的に把握できる。

### (1) ハイブリッド計測

2次元表面波探査の効率的な受振器の牽引移動のために，受振器を取付けた板状のプレートをロープで連結して，これを先頭で牽引するランドストリーマー方式が使用されている（写真 2.1 参照）。この場合，道路のカーブや横断勾配の影響で受振器が道路面から外れるなどの不具合のために，測線の修正に手間を要し，路上での作業員の安全確保にも課題がある。そこで，写真 2.2 に示すように，受振器（地震計）を専用の駒座に取り付けて 1 基ごと台車に吊るし，これを連結することで，道路のカーブに追従し横断勾配に流されないで移動することが可能である。

さらに，ハイブリッド計測は，測定台車を FWD 試験車両で牽引し，FWD 試験の動的载荷により励起された波動を，受振機で観測することで省力化ならびに効率化を図る計測方法である。写真 2.3 には，FWD 車両に牽引される測定台車の様子を示す。FWD 車両は，動的载荷によるたわみ量測定後 10m（受振器間隔 1m の場合）移動し再度測定を繰り返す。

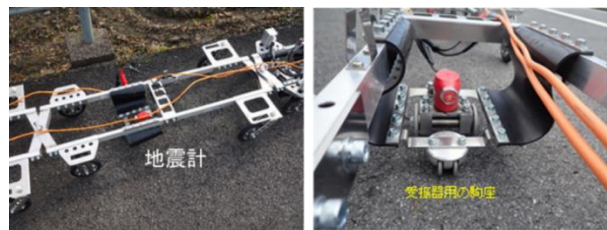


写真 2.2 受振器を取付けた駒座(右)と測定台車(左)



写真 2.3 FWD に牽引される測定台車（2次元表面波探査用受振器と牽引式電気検層を並列牽引）

図 2.3(上)には，カケヤの 2 倍程度の打撃エネルギーを持つ起震装置を用いて励起した波動と FWD により励起された波動を，1m 間隔で設置した受振器で計測した波形記録（距離と時間の速度波形記録，振幅が同等となるようにノーマライズ処理）を比較して示す。FWD 試験の波動は重い重錘が載荷板のゴムに何度もバウンドするので，長い波長（周波数の小さい波）が卓越し，一方起震装置では短い波長（周波数の大きな波）が卓越することが，図 2.3(下)の周波数～位相速度関係図（図の青いところが卓越する箇所を示す）からわかる。

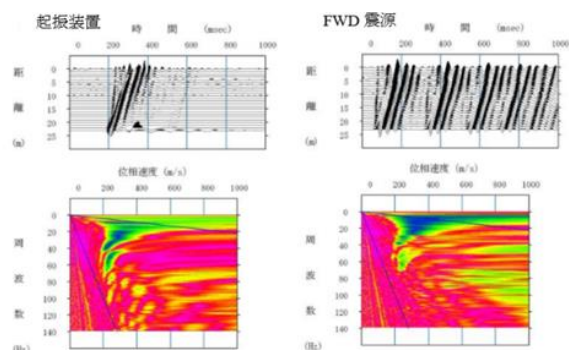


図 2.3 起震装置および FWD を震源とした観測波形(上)と周波数～位相速度の関係図(下)

FWD 震源の波動エネルギーは，起震装置のおおよそ 3 倍（カケヤの 6 倍）であり，深い地盤の速度構造調査に有利である反面，浅い舗装の速度構造調査には不向きである。また，周辺の交通車両の雑振動に対しても S/N（震源波／雑振動）比が高いので，効率よく計測ができる。それでも，柔らかい地盤上で雑振動が大きく計測が極めて困難な場合には，車両の通行に伴う雑振動を一定時間継続的に計測（パッシブ計測）することで，周波数ごとの位相速度を

解析することも可能である。

このように、FWD 試験によって舗装構造を評価し、FWD 試験により励起される波動を利用した2次元表面波探査によって舗装構造以深の構造を評価することで、いわゆる舗装と路盤の一体型点検が可能となる。

## 2.2 牽引式電気探査

### (1) 測定原理

牽引式電気探査は、地盤に電流を流しその電位応答を測定することにより、地盤の比抵抗構造を得る電気探査の一手法である。従来の電気探査は、電極棒を地面に打設する必要があるため、測定に手間と時間がかかる。これに対し、牽引式電気探査はキャパシタ電極とよばれる非打設(非固定)式の電極(ケーブル)を1直線に繋いで、これを牽引移動しながら測定するので、測定作業を効率的に行うことができる。図 2.4 には、送信部ならびに受信部のキャパシタの概念図を示す。電極と地面が絶縁されている状態で、送信部の一対の電極に交流電圧を付加すると地盤には逆位相の電位が生じ電流が流れる。受信部は、これを同じコンデンサの原理で電位差を計測するものである。

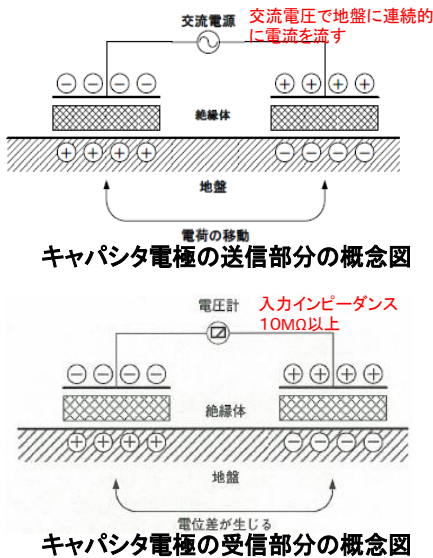


図 2.4 牽引式電気探査のキャパシタ電極の概念図

図 2.5 には、従来の電極棒を用いた電気探査と牽引式電気探査の電極配置を模式的に示したもので、後方の一対のキャパシタ電極が送信部、前方の複数のキャパシタ電極が受信部で、それぞれの受信チャンネルの数に応じて深さの異なる比抵抗を測定する。

牽引式電気探査装置は、送信部と受信部さらに記録装置からなり、送信部と受信部はそれぞれ一対のキャパシタ電極と制御部から構成される。牽引式電

気探査装置は、米国の Geometrics 社のオームマップパー (Ohm-mapper) のみが市販されており、その主な仕様を表 2.2 に一覧する。このオームマップパーでは、キャパシタ電極として同軸ケーブルを用いており、これをダイポールと呼ぶ。1本のダイポールケーブルは、従来の比抵抗法電気探査の電極1本に相当し、ケーブルの midpoint に点電極があるとみなす。また、異なる長さのダイポールケーブルを用いることにより、電極間隔を変えて計測することができる。受信器は最大5個まで接続することができ、受信器間のダイポールケーブルは、隣接する受信器で共有する。

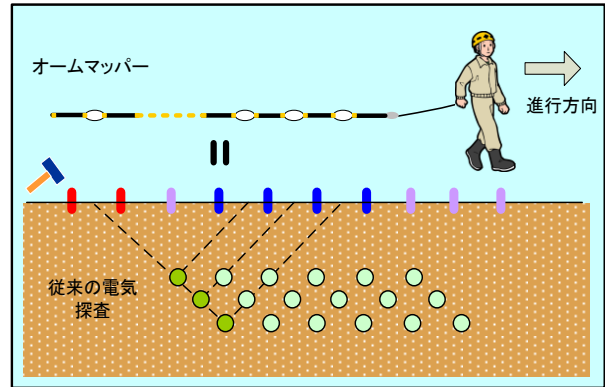


図 2.5 従来の電気探査と牽引式電気探査 (オームマップパー) の比較説明

表 2.3 オームマップパーの仕様 (Geometrics 社)

測定原理	キャパシタ電極を用いた比抵抗法電気探査	
測定範囲	3~100, 000Ω-m	
測定間隔	最大 2 サンプル/秒	
データ収録容量	2MByte RAM	
ダイポールケーブルの長さ	2.5m 及び 5m	
送信器	送信周波数	16.5kHz
	最大出力	2W
受信器	電流量	0.125~16mA
	入力電圧値	0~2V RMS
	相対精度	3%以下

### (2) 結果の利活用

土や岩石の比抵抗は、表 2.4 に示すように、土や岩石の状態の影響を受け、その範囲も未固結な地盤で 0.5~5000 Ω-m、岩盤で 1~50000 Ω-m と非常に広範にわたる (図 2.6 参照)。したがって、比抵抗の値から土の性質を予測することは難しいが、地下水位の分布や含水の状態ならびに土質区分の予測が可能である。

通常、鉄筋コンクリート構造物 (ボックスカルバートなど) の直上では、鉄筋 (伝導体) の影響で比抵抗が極端に低く表示され、地盤の情報を捉えていない。また、低平な氾濫原では、一般的に地下水位

表 2.4 比抵抗と土の状態との関係<sup>15)</sup>

土や岩石の状態	比抵抗
	低い ⇒ 高い
地下水・間隙水の比抵抗	低い ⇒ 高い
飽和度	高い ⇒ 低い
粘土分	多い ⇒ 少ない
風化・変質の程度	強い ⇒ 弱い
地温	高い ⇒ 低い

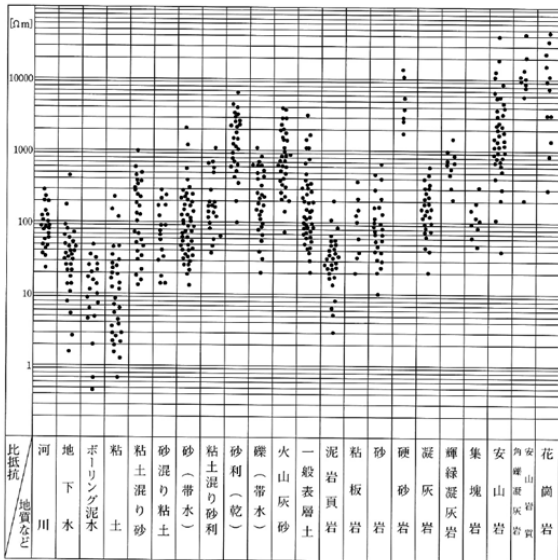


図 2.6 地盤材料の比抵抗<sup>16)</sup>

が浅く、細粒分を多く含むことから低い比抵抗を示す。さらに、関東ロームなどの火山灰や泥岩層など、細粒分を多く含む地層においても、低い比抵抗を示す。これらの地層では、S波速度が200m/s以上を示しているにもかかわらず、安定性指標は $F_s < 1.0$ の低い値を示すことが多いので留意を要する。

### (3) ハイブリッド計測

牽引式電気探査は、FWDに牽引してFWDの移動時に計測を実施する方法(写真2.3参照)と、単独でFWDとは別に人力もしくは別の車両で牽引して計測する方法がある。これは、車線交通規制の方法によって、いずれかの方法を選択することになるが、規制区間を長くした場合には単独で計測の方が効率良く、2次元表面波探査への影響(雑振動)も少ない。

測定は、あらかじめ設定した10~20mの測線距離(FWDによるたわみ測定位置)ごとにマーキングを記録しながら牽引測定(データ収録は1回/2s)するもので、測定作業は、牽引車両もしくは牽引者と後方の監視の2名で実施可能である。また、計測速度は、人が歩く速さ(毎秒1~1.5m)で行う。さらに、舗装上での長時間の牽引計測において、測定器の外殻容器の摩耗を防ぎ、横断勾配やカーブでの

追随性をよくするために、写真2.4に示すように、受信器並びに発信器の本体を専用の台車(2輪車)に取付ける。



写真 2.4 牽引式電気探査用の台車(2輪車)

## 2.3 舗装と土工の一体型点検システム

### (1) 安定性指標による評価

ハイブリッド計測で求めたS波速度 $V_s$ と比抵抗 $R$ において、同一地点同一深度のそれぞれの値より先の式(1.1)を用いて安定性指標 $F_s$ を求め、2次元の安定性指標分布図とする。計測区間の路面高さならびに建設前の地盤高さがわかっているならば、標高表示の断面図とすることで、地形や地質との因果関係を検討する。

これまで、岐阜県内で実施したハイブリッド計測において、安定性指標 $F_s$ が1.0を下回る区間の、その要因ならびに原因を $V_s \leq 200\text{m/s}$ かつ $R \leq 100\Omega\text{-m}$ の閾値で整理すると、表2.5に示す通りである。

表 2.5 安定性指標 $F_s$ が1.0を下回る主な要因

閾 値	$V_s \leq 200\text{m/s}$	$V_s > 200\text{m/s}$
$R \leq 100 \Omega\text{-m}$	地下水の分布や浸入(経年劣化) 粘性土地盤(支持力不足) 圧密沈下や液状化沈下の原因層 不等沈下による変形や緩みの発生	飽和した砂層や礫質土の分布(液状化対象層) 泥岩などの細粒分を含む地層 まさなどの風化変質が大きい地層
$R > 100 \Omega\text{-m}$	緩い砂質土や礫質土の分布(浸水や地震によるコーラスの発生)	

また、これらの安定性指標 $F_s$ が1.0を下回る箇所の軟弱地盤上に建設された道路以外のほとんどにおいて、舗装の早期の劣化進行もしくは修復跡が確認されている。

### (2) FWDによるたわみ測定と舗装評価

FWDによるたわみ測定は、舗装調査・試験法便覧(日本道路協会)に「S047 フォーリングウェイ

トデフレクトメータ (FWD) によるたわみ量測定方法」(2019 改訂) として基準化された試験方法である。道路や空港などの現位置における舗装構成層の各層の支持力特性、舗装構造の健全性、コンクリート舗装の目地部やひび割れ部における荷重伝達特性などを把握することを目的にフォーリングウェイトデフレクトメータ (FWD) を用いて荷重中心及びその近傍における舗装表面のたわみ量を測定する。

測定は、2 年ごとに検定された専用の試験車両を用いて、直径 30cm の載荷版に、自由落下させた重錘により、最大ピーク荷重 49kN 程度を動的載荷して、その際の路面のたわみをセンサで計測する。FWD 装置の模式図を図 3.4 に示すように、載荷版の中心  $D_0$ 、中心から 20, 30, 45, 60, 90, 120, 150cm 位置のたわみ量  $D_{20}$ ,  $D_{30}$ ,  $D_{45}$ ,  $D_{60}$ ,  $D_{90}$ ,  $D_{120}$ ,  $D_{150}$  をセンサで計測する。載荷は一測点で 4 回繰返し、2~4 回の荷重とたわみの測定結果において、載荷荷重の差、センサすべてのたわみの差が各平均値の 5% 以下になっていることを確認する。

FWD により測定したたわみ量からは、舗装の支持力、路床の支持力、残存等値換算厚、アスファルト混合物層の弾性係数を求める<sup>3)</sup>。

1) 測定した路面のたわみは、載荷荷重ならびに測定時の気温、路面温度によって、49kN の荷重度ならびにアスファルト混合物層が 20°C におけるたわみ量に、次式により補正する。

$$D_{0wi} = D_{0i} \times \frac{49.0 \text{ (kN)}}{\text{測定時の荷重 (kN)}} \quad (2.1)$$

ここで、 $D_{0wi}$  : i 回目の載荷による荷重補正後のたわみ量(mm)

$D_{0i}$  : i 回目の載荷による載荷点直下の測定たわみ量(mm)

$$D_{0ti} = CF_0 \times D_{0wi} \quad (2.2)$$

$$\log CF_0 = (-4.194 \times 10^{-4} \times H_{as} + 2 \times 10^{-4}) \times (T - 20)$$

ここで、 $D_{0wi}$  : i 回目の載荷による荷重補正後の載荷点直下のたわみ量(mm)

$D_{0ti}$  : i 回目の載荷による荷重・温度補正後のたわみ量(mm)

$CF_0$  : 20°C の  $D_0$  に対する補正係数

$H_{as}$  : アスファルト混合物層の厚さ(cm)

$T$  : 舗装体温度 (アスファルト混合物層の平均温度) (°C)

$$T(s, t) = aX_1 + bX_2 + cX_3 + dX_4 + e \quad (2.3)$$

ここで、s : 測定月

t : 測定時刻

$T(s, t)$  : 測定月 s、測定時刻 t におけるアスファルト混合物層の平均温度 (°C)

$X_1$  : 測定時刻 t における路面温度 (°C),

$X_2$  : 測定時刻 t における気温 (°C),

$X_3$  : 測定時刻 t における気温とその 1 時間前の気温の差 (°C),

$X_4$  : アスファルト混合物層の厚さ(cm),

a, b, c, d, e : 係数 (平均温度推定式の

係数<sup>17)</sup>)

$$D_0 = \frac{D_{02} + D_{03} + D_{04}}{3} \quad (2.4)$$

ここで、 $D_0$  : 荷重・温度補正後の載荷点直下のたわみ量(mm)

$D_{02}$ ,  $D_{03}$ ,  $D_{04}$  : 2~4 回目の荷重・温度補正した後のたわみ量(mm)

2) 舗装の支持力は、載荷点直下のたわみ量  $D_0$  が、表 2.6 に示す値よりも大きい場合には不足すると判断される。

表 2.6 交通量区分別の許容たわみ量の目安の例

交通量区分 (旧)	N3 (L)	N4 (A)	N5 (B)	N6 (C)	N7 (D)
$D_0$ (mm)	1.3	0.9	0.6	0.4	0.3

3) 路床の支持力は、次式を用いて、現状土 CBR (路床の CBR) を推定し評価する。

$$\text{現状土 CBR} = 1 / D_{150} \quad (2.5)$$

ここで、現状土 CBR : 路床の CBR,

$D_{150}$  : 載荷点から 150cm の位置のたわみ量 (mm)

4) 残存等値換算厚は、次式を用いて推定し評価する。

$$T_{A0} = -25.8 \log(D_0 - D_{150}) + 11.1 \quad (2.6)$$

ここで、 $T_{A0}$  : 残存等値換算厚(cm)

$D_0$  : 載荷点直下のたわみ量(mm)

$D_{150}$  : 載荷点から 150cm の位置のたわみ量 (mm)

5) アスファルト混合物層の弾性係数は、次式を用いて推定する。

$$E_{as} = \frac{2352 \times (D_0 - D_{20})^{-1.25}}{h_{as}} \quad (2.7)$$

ここで、 $E_{as}$  : アスファルト混合物層の弾性係数 (MPa)

$D_0$  : 載荷点直下のたわみ量(mm)

$D_{20}$  : 載荷点から 20cm の位置のたわみ量 (mm)

$h_{as}$  : アスファルト混合物層の厚さ(cm)

一般的に 20°C における正常なアスファルト混合物層の弾性係数は、6, 000MPa 程度といわれており、この値以上であればアスファルト混合物層は健全であると判断することができる<sup>17)</sup>。

6) 載荷点直下のたわみ量  $D_0$  ( $\mu\text{m}$ ) を用いて、破壊までの 49 kN 換算疲労破壊輪数  $N$  は、次式により推定することができる。

$$N = \left[ \frac{5,900}{D_0} \right]^{5.18} \quad (2.8)$$

舗装の構造に関する技術基準(日本道路協会)によれば、交通量区分ごとの要求性能としての疲労破壊輪数は、表 2.7 に示すとおりである。建設後の経過年数と今後の寿命を勘案して、原因に基づいて適切な修繕設計を実施することが望まれる。

表 2.7 要求性能としての疲労破壊輪数の基準値<sup>17)</sup>

交通量区分 (旧交通区分)	舗装計画交通量 ※1 (単位：台/日・方向)	疲労破壊輪数	
		(単位：回/10年)	(単位：回/20年)
N 7 (D交通)	3,000 以上	35,000,000	70,000,000
N 6 (C交通)	1,000 以上 3,000 未満	7,000,000	14,000,000
N 5 (B交通)	250 以上 1,000 未満	1,000,000	2,000,000
N 4 (A交通)	100 以上 250 未満	150,000	300,000
N 3	40 以上 100 未満	30,000	60,000
N 2 (L交通)	15 以上 40 未満	7,000	14,000
N 1	15 未満	1,500	3,000

※1 一方あたり大型車交通量

### (3) 路体ならびに支持地盤の液状化強度予測

地盤評価の結果，比抵抗断面による土質ならびに地下水分布の評価結果と併せて，液状化の危険性が予測される場合には，S波速度を用いて，次式により液状化強度（せん断応力比）を算出し，液状化に対する検討を行う（Andrus et al.1999<sup>18)</sup>）。

$$CRR = \left\{ a \left( \frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left( \frac{1}{c - V_{s1}} \right) - \frac{1}{c} \right\}, \quad V_{s1} = V_s \left( \frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25}$$

(2.9) (2.10)

ここで，CRR：液状化強度（せん断応力比）

$V_{s1}$ ：正規化せん断波速度(m/s)

$V_s$ ：測定した S 波速度(m/s)

$P_a$ ：基準応力（=100kPa）

$\sigma'_v$ ：鉛直有効応力（kPa）

$a, b, c$ ：係数（ $a=0.022, b=2.8, c=200 \sim 215$ m/s）

### (4) 長寿命化修繕対策箇所の選定

安定性指標が $F_s < 1.0$ で，FWD試験による現状土 CBR が当初の設計 CBR を下回る区間は，路床や路盤の経年劣化が生じており，今後の劣化抑制のための長寿命化修繕対策を行う必要がある。また，設計 CBR が不明な場合には，構造調査により確認することが望ましい。

同じく $F_s < 1.0$ で，路盤への浸水が疑われる区間は，排水対策により路盤への浸水を抑制する必要がある。

して効果があることがわかった。

## 第3章 長寿命化修繕工法

### 3.1 目的と適用範囲

舗装の設計寿命に満たない短い期間で修繕を繰返す既設の道路（区間）に対し、舗装構造の性能の回復と向上が可能となる長寿命化修繕技術の普及を図ることを目的とする。

修繕を必要とする破損の主な原因としては、舗装構造の機能低下や設計条件の変化などが考えられるが、修繕方法の選定については、破損状態を十分に調査し、車両の通行条件や施工性を重視して選択する必要がある。ここでは、ジオシンセティックスを用いた舗装の修繕工法を開発するもので、表 3.1 に示すように、現在アスファルト舗装の維持修繕工法として適用される工法の中で、打換え工法もしくは局部打換え工に付加して採用される工法である。

開発に当たっては、性能の向上と施工性、ライフサイクルコストを考慮し、上層路盤の下面の位置で修繕する工法を検討した。これは、表 3.2 に示すように、上層路盤に生じる曲げ引張力を緩和させることで、舗装構造の安定性を高め、応力分散効果により舗装構造の長寿命化を図る対策案である。

この曲げ引張力を減少させる方法としては、引張補強材であるジオグリッドを用いる方法（上層路盤に瀝青安定処理材や粒調碎石を用いるジオグリッド工法）と拘束材となるセル構造体を用いる工法（ジオセル工法）を検討した。

一方、浸入した地下水を路盤内から排除し長寿命化を図る技術（高性能排水材による排水対策工法）についても検討する。

### 3.2 文献調査

舗装と土工の特性に基づいた抜本的修繕工法を提案するために、道路舗装へのジオシンセティックス補強に関する海外の研究成果をまとめた。日本国内においても、ジオシンセティックスを用いた舗装の補強に関する研究は行われているが、その多くは基礎的な内容が多い。再生路盤への適用やリサイクルの難しさなどから、実際の補修工事に用いられる機会がほとんどないことから、実務的な研究が進んでいない。

本研究は、社会実装を目的としていることから、より実務に近い研究が数多くみられる海外の研究成果をあえてレビューした。研究成果を、室内実験、現場実験、数値解析に分けて表 3.3～表 3.5 にまとめた。その結果、ジオシンセティックスがわだち掘れ抑制や永久変形の低減など、舗装の長寿命化に対

### 3.3 長寿命化修繕工法

#### (1) ジオグリッドを用いた瀝青安定処理併用工法

ジオグリッドを用いた瀝青安定処理併用工法は、図 3.1 に示すように、基本的には上層路盤の下面にジオグリッドを敷設する。引張抵抗力をほとんど有さない瀝青安定処理層に曲げ引張力を付加し粘り強さと曲げ剛性を発揮させ、その応力分散効果により舗装構造の長寿命化をはかる工法である。

試験施工では、被覆材または構成部材が融着し瀝青安定処理材と接着しやすいジオグリッドを用い、上層路盤の瀝青安定処理層内に敷設してきた。しかし、これまでの試験で確認された課題としては、アスファルトフィニッシャーでの施工においてシワ、よじれなどの発生を生じさせないためには、十分な張力と固定、接着が必要であること、効果的に曲げ剛性を与えるためには下面の方が良いことから、下層路盤と上層路盤の間にジオグリッドを敷設する必要があることがわかっている。

また、ジオグリッドは、補強効果と一体性を発揮できるグリッド状の高分子製品である。そのなかでも、施工時のサバイバリティー（損傷抵抗性）と上層路盤材料との一体性、付着力が最も重要であるが、使用する骨材の大きさによる目合い、緩衝層と異なる厚さ、引張強度および強度の多軸性、伸び剛性などが課題としてあがっており、要求性能にあった材料選定並びに専用の補強材の開発が必要と考えられる。

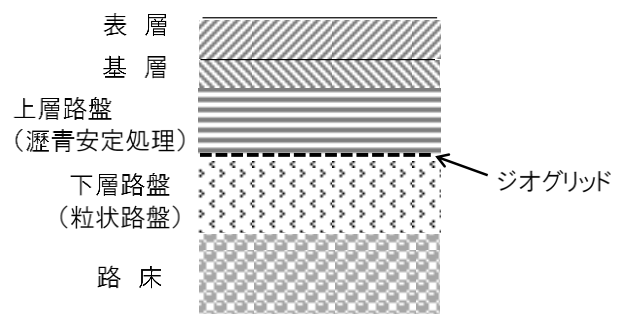


図 3.1 瀝青安定処理路盤併用工法の舗装の構成

#### (2) ジオグリッドを用いたジオセル粒度調整碎石路盤併用工法

ジオグリッドを用いたジオセル粒度調整碎石路盤併用工法は、図 3.2 に示すように、基本的には下層路盤の上面にジオグリッドを敷設し、上層路盤内にセル構造体に粒度調整碎石を詰めたジオセル粒度調整碎石路盤併用工法にて構築する。引張抵抗力をほとんど有さない粒度調整碎石層に曲げ応力を

表 3.1 アスファルト舗装の維持修繕工法の概要（舗装施工便覧，日本道路協会 2006 年）<sup>19)</sup>

工 法	概 要
パッチングおよび段差すり付け工法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ポットホール、くぼみ、段差などを応急的に充填する工法。</li> <li>・使用する舗装材料には、加熱アスファルト混合物、瀝青系や樹脂系のバインダを用いた増音混合物などがある。</li> </ul>
シール材注入工法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・比較的幅の広いひび割れに注入目地材等を充填する方法。</li> <li>・予防的維持工法として用いられることもある。</li> <li>・注入する材料として一般的に用いられるのは、加熱型であり、エマルジョン型、カットバック型、樹脂型などの種類もある。</li> <li>・ひび割れの幅や深さに適した材料が使用されている。</li> </ul>
切削工法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・路面の凸部等を切削除去し、不陸や段差を解消する工法。</li> <li>・オーバーレイ工法や表面処理工法の事前処理として行われることも多い。</li> </ul>
表面処理工法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・既設舗装の上に 3cm 未満の封かん層を設ける工法。</li> <li>・予防的維持工法として用いられることもある。</li> </ul>
空隙詰まり洗浄工法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ポーラスアスファルト舗装などの隙間に堆積した泥やごみなどを取り除き、排水機能や騒音低減機能を回復させる工法。</li> <li>・空隙の堆積物を除去する方法としては、高圧水を路面に噴射し、堆積物を水とともに吸引する方法などがある。</li> <li>・著しい機能低下が起こる前に実施すると効果的であると考えられている。</li> </ul>
薄層オーバーレイ工法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・既設舗装の上に厚さ 3cm 未満の加熱アスファルト混合物を舗設する工法。</li> <li>・摩耗槽などの予防的維持工法として用いられることもある。</li> </ul>
わだち部オーバーレイ工法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・既設舗装のわだち掘れ部のみを、加熱アスファルト混合物で舗設する工法。</li> <li>・主に摩耗等によってすり減った部分を補うものであり、流動によって生じたわだち掘れ箇所には適さない。</li> <li>・オーバーレイ工法に先立ちレベリング工として行われることも多い。</li> </ul>
打換え工法（再構築含む）	<ul style="list-style-type: none"> <li>・既設舗装の路盤もしくは路盤の一部までを打ち換える工法。</li> <li>・状況により路床の入れ替え、路床または路盤の安定処理を行うこともある。</li> </ul>
局部打換え工法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・既設舗装の破損が局部的に著しく、その他の工法では維持修繕できないと判断されたとき、表層、基層あるいは路盤から局部的に打換える工法。</li> <li>・通常表層・基層打換え工法やオーバーレイ工法の際、局部的にひび割れが大きい箇所に併用することが多い。</li> </ul>
オーバーレイ工法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・既設舗装の上に、厚さ 3cm 以上の加熱アスファルト混合物を舗設する工法。</li> <li>・局部的な不良箇所が含まれる場合、事前に局部打換え等を行う。</li> </ul>
表層・基層打換え工法（切削オーバーレイ）	<ul style="list-style-type: none"> <li>・既設舗装を表層または基層まで打換える工法。</li> <li>・切削によりアスファルト混合物層を撤去する工法を特に切削オーバーレイ工法と呼ぶ。</li> </ul>
路上路盤再生工法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・季節アスファルト混合物層を、現位置で路上破碎混合機等によって破碎すると同時に、セメントやアスファルト乳剤などの添加材料を加え、破碎した季節路盤材とともに混合し、締固めて安定処理した地盤を構築する工法。</li> </ul>
路上表層再生工法	<ul style="list-style-type: none"> <li>・現位置において、既設アスファルト混合物の加熱、かきほぐしを行い、これに必要に応じて新規アスファルト混合物や、再生用添加剤を加え、混合したうえで敷きならして締固め、再生した表情を構築する工法。</li> </ul>

表 3.2 舗装の損傷形態と劣化原因に対する対策案（菅野ら<sup>20)</sup>に加筆修正）

損傷形態	劣化要因	対策箇所	対策	具体の提案	課題等
ポンピング現象	基層への浸水による脆弱化	基層上面	雨水の浸透防止	高濃度改質乳剤による遮水層の構築	改質乳剤を厚く散布
		基層	はく離抵抗性の向上	はく離抵抗性の高いバインダの仕様	耐久性の高いものを開発
基層と上層路盤の付着切れ	版厚効果の減少	上層路盤上面	層間の付着切れの防止	層間接着性に優れる乳剤の使用	接着性に優れる改質材選定
		上層路盤	アスファルト混合物の耐久性向上	疲労抵抗性に優れ、剛性の高い荷重分散性の大きなアスファルト混合物の使用	耐久性高い混合物の開発
下層路盤の永久変形	上層路盤の曲げひび割れ	下層路盤 or オーバーレイ層	層厚の増加	アスファルト層厚の増加(アスコソ3層で 25cm 以上となる断面構成)	設計の見直しが必要な時に適用
		下層路盤上面	(上層路盤に対する)曲げ引張力の緩和	上層路盤底面にジオテキ敷設	耐久性の高いものを開発
施工目地からの水の浸入	湿潤化による下層路盤劣化	上層路盤側面	施工継目の止水	止水性の高い材料の使用	止水性に効果ある材料選定
		下層路盤上面	帯水の解消	吸水材の散布混合(帯水発生箇所のみ)	適用条件の整理



表 3.3 ジオシンセティクス論文まとめ (室内実験)

著者&年号	内容
Perkins et al. 2004	<ul style="list-style-type: none"> <li>大型車両による実物大での走行実験, 実験室での大規模な模型実験を行った.</li> <li>アスファルトコンクリートの疲労・劣化をふせぐために, 補強の効果が大きかった.</li> </ul>
Virgili et al. 2009	<ul style="list-style-type: none"> <li>ジオメンブレンは応力分散効果により, 車両の集中荷重を分散する役目が大きい.</li> <li>引張強度の高いジオグリッドが変形抑止に有効である.</li> <li>タックコートのみでも繰り返し荷重への抵抗力は増加する. タックコートの重要性について言及.</li> </ul>
Zamora-Barraza et al. 2010	<ul style="list-style-type: none"> <li>補強材がないモノが最もアスコン間の粘着力が高い.</li> <li>ジオグリッドの方がジオテキスタイルに比べ粘着力が高い.</li> </ul>
Zamora-Barraza et al. 2011	<ul style="list-style-type: none"> <li>補強材なしに比べ, ジオシンセティクス補強はリフレクションクラックに対し効果があった. また, ジオテキスタイルに比べジオグリッドの方が効果が大きかった.</li> <li>ジオグリッドの剛性を大きくすることで, 高い耐久性が得られる.</li> </ul>
Canestrari et al. 2015	<ul style="list-style-type: none"> <li>グリッドが固いほど, アスコン間のすべり抵抗は小さくなる.</li> <li>温度上昇に伴いすべり抵抗が小さくなり, 温度が上がるとグリッドの効果は下がる.</li> <li>曲げ試験では, CF ジョグリッド(柔らかく変形が可能)では下から貫通クラックが進展する FP ジョグリッド(非常に硬く変形が困難)では境界層に沿って水平クラックが進展する. これにより, 曲げ変形の大きなところまで, FP 混合体は強度を持つ.</li> <li>現場では, FP ジョグリッドはリフレクションクラックを抑制する.</li> </ul>
Gonzalez-Torre et al. 2015	<ul style="list-style-type: none"> <li>舗装の間にジオテキスタイルで補強をする場合は, 不連続性を生み出し, 粘着性が低下するため補強効果が小さい.</li> <li>補強材の存在によりクラックの進展が遅くなった.</li> <li>補強材が上下 HMA の分離層の役目をしないよう, 高い割線剛性を持ったジオグリッドが有効である.</li> </ul>
Mounes et al. 2016	<ul style="list-style-type: none"> <li>ガラス繊維グリッドの引張強度を上げると永久変形が減少する.</li> <li>グリッドの目合いが大きいと, 初期の拘束効果は大だが, 変形が大きくなれば, 目合いの小さい方が有利である.</li> </ul>
Correia and Zonberg 2016	<ul style="list-style-type: none"> <li>ジオグリッドにより, わだち掘れ, 曲げ変形および AC 層のひずみレベル, 応力レベルが大幅に減少する.</li> <li>アスファルトオーバーレイ内のジオグリッド補強材は, 舗装の全体的な剛性を高めるのに効果的である.</li> </ul>
Chantachot et al. 2016	<ul style="list-style-type: none"> <li>ジオグリッドにより, 表面沈下とひずみが大幅に減少する.</li> <li>ジオグリッドは開口部の存在により, 補強材の上下の舗装材が互いに直接接触できるため舗装材の中央に配置すべきである. ジョコンポジットは内側に設置すると, 舗装材料の直接接触を防いでしまい, 補強材と舗装の連動は効果が薄れてしまうため, 最下部がよい.</li> </ul>
Guler and Atalay, 2016	<ul style="list-style-type: none"> <li>ジオグリッドによりわだち掘れが大幅に減少した.</li> <li>施工のしやすさは, 大変重要なポイントである.</li> </ul>
Norambuena-Contreras et al. 2016	<ul style="list-style-type: none"> <li>HMA と補強材を締固め試験したものから補強材のみを取り出して引張試験を実施した.</li> <li>締固め中の補強材の損傷に留意しなければならない.</li> <li>高温環境に対してジオシンセティクスの繊維を保護することが重要である.</li> </ul>
Yazdani and Hatami 2016	<ul style="list-style-type: none"> <li>CB (Carbon Black) を練りこんだジオグリッドセンサにより, 電気伝導度とひずみの関係から, ジョグリッドのひずみを計測した.</li> <li>遅い速度の引張荷重を受けた試料は, 大きなひずみ感度と低い引張強度と破壊ひずみを示した.</li> </ul>
Saride and Kumar, 2017	<ul style="list-style-type: none"> <li>タックコートが境界の摩擦を向上させる.</li> <li>グリッドの違いによるクラック進展の違いを image 解析により明らかにした.</li> </ul>
Kumar and Saride 2018	<ul style="list-style-type: none"> <li>補強材が破断エネルギーを吸収してクラックの進展を遅延させる役目を果たす.</li> <li>低温環境下の方が, 高温環境下に比べて抵抗力が大きかった.</li> <li>粘着性を増すためには, タックコートの存在が重要である.</li> </ul>
Correia and Zornberg 2018	<ul style="list-style-type: none"> <li>伸び計によるひずみ計測は良好であった.</li> <li>ジオグリッドにより AC 層のひずみは低減された.</li> <li>ジオグリッドは, まるで路盤を厚くする効果を持つ.</li> </ul>
Walubita et al. 2018	<ul style="list-style-type: none"> <li>PINE せん断試験という特殊な試験を実施した.</li> <li>補強材がないものが最もアスコン間の粘着力が大きい.</li> </ul>
Cui et al. 2018	<ul style="list-style-type: none"> <li>CB (Carbon Black) を練りこんだジオグリッドセンサを開発した. 電気伝導度とひずみの関係から, ジョグリッドのひずみを計測できた.</li> </ul>
Ragni et al. 2019	<ul style="list-style-type: none"> <li>ジオコンポジットは, 全体の剛性向上には寄与しないが, 舗装損傷の進展を遅らせる.</li> <li>ジオコンポジットは, わだち掘れの減少に大いに寄与した.</li> </ul>
Ingrassia et al. 2020	<ul style="list-style-type: none"> <li>補強材は永久変形を大幅に低減させる.</li> <li>クラック進展のためのエネルギーを補強材が大幅に吸収する.</li> <li>補強材は, 路盤・路床の応力を分散し, 減少させる.</li> <li>引張強度の高い補強材ほど有効である.</li> </ul>

表 3.4 ジオシンセティクス論文まとめ（現場実験）

著者&年号	内容
Youwai et al. 2012	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ タイでの施工事例。オーバーレイにジオシンセティクスが用いられている。</li> <li>・ 補強オーバーレイは、非補強オーバーレイに比べ、設計寿命が2倍になった。</li> <li>・ 既存の舗装にオーバーレイする際の永久ひずみに対して、ジオグリッドとジオテキスタイルは似たような効果を示した。</li> <li>・ 舗装を新設する際の永久ひずみに対しては、ジオテキスタイルの方がジオグリッドよりも効果があった。</li> </ul>
Cheng et al. 2018	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ FWD 試験と比較し、表面波探査は、はるかに低いエネルギー源を使用するため、計測数値の不安定性、使用時の局所的な最小値への収束などが起こる。したがって、表面波探査でジオグリッドの入った舗装の剛性評価はできなかった。</li> </ul>

表 3.5 ジオシンセティクス論文まとめ（数値解析）

著者&年号	内容
Gupta et al. 2016	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 離散要素法 (DEM) と有限要素法 (FEM) を用いて、ジオシンセティクスの補強効果を検証した。</li> <li>・ 補強材の拘束剛性と、土とジオシンセティックの境界面のせん断応力の積で表される <math>K_{SGI}</math> という新しいパラメータを提案した。</li> <li>・ <math>K_{SGI}</math> はジオシンセティックスの密度や網目サイズや形状などに大きく影響される。</li> </ul>
Leonardi et al. 2017	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ 3D-Abaqus を用いて、ジオシンセティックスの補強効果を検証した。</li> <li>・ ジョグリッドの補強効果は、わだち掘れの減少に効果大きい。</li> </ul>
Solatiyan et al. 2020	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ ジョグリッドのインターロッキング (かみ合わせ) 効果は大きい。しかし、路床 CBR の影響の方が大きい。</li> <li>・ タックコートの効果は大きい。</li> <li>・ ジョグリッドの補強効果は軟弱地盤上で大きい。</li> </ul>

付加し、応力分散効果により舗装構造の長寿命化をはかる工法である。

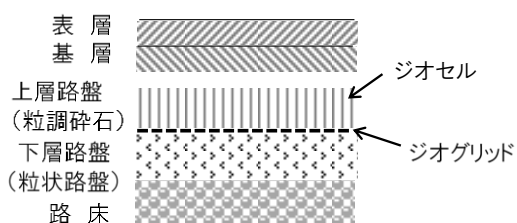


図 3.2 ジオセル粒度調整碎石路盤併用工法の舗装の構成

ジオセルおよびジオグリッドは、補強効果と一体性を発揮する高分子製品である。そのなかでも、施工時のサバイバリティ（損傷抵抗性）と上層路盤材料との一体性、摩擦力、拘束効果を発揮するための剛性が最も重要である。

繰り返し荷重により路盤材は集中荷重を受け変形する。その時路盤には曲げ応力が働き、引張力が発生する。その結果、クラックや割れなどを生じ、設計寿命に満たず短期間で修繕が必要となる。これに対してジオセルおよびジオグリッドを下面に敷設すると、その補強機能と一体化効果により曲げ剛性が付加され、応力分散効果が発揮され、供用後のわだち掘れなどの変形を抑制する。このため、路盤の品質が向上されることで、繰り返し交通荷重に対する舗装の累積たわみ低減効果が発揮され、所要の舗装支持力を長期間確保することができる。しかし、これまでの試験施工において確認された課題として、中詰め材の不十分な締固めとセル構造体の剛性不足が挙げられる。このため、施工と材料選定に関する実証的な研究開発が望まれる。

## (2) 路盤の排水対策

路盤内への浸水には、路床からの浸水と路床を不透水層として側方（または地表面）からの浸水の大きく2通りが考えられる。いずれの場合も、路盤内に侵入した水を速やかに側溝などの既存の排水施設に排水させることが重要であり、これを車道外の路肩に設けることが望ましい。一般道路での標準的な暗渠排水溝の一例を図 3.3 に示す。ここでは、修繕工事の中での速やかな敷設工事を勘案して、高性能排水材（ジオシンセティクス）を用いている。また、排水材から側溝への排水孔の設置を 10m 間隔程度で設けるものとしているが、道路の縦断勾配によっては、間隔をさらに広げることも可能である。

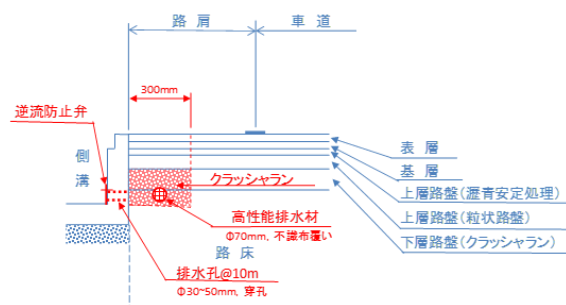


図 3.3 路盤内への浸水を抑制するための暗渠排水溝の敷設例（岐阜県道路設計第 8 章 1.13 舗装端部の構造(3)構造物の場合②側溝を設ける場合に加筆）

い状態を示す。

## 第4章 研究結果

### 4.1 安八海津線試験施工

#### (1) 長寿命化修繕工法を用いた試験施工

岐阜県は、平成29年度予算で、岐阜県の海拔0m地帯の軟弱地盤上に建設された橋梁の擦付け盛土部（安八海津線、図4.1参照）において、従来から修繕工事として実施される2種類の上部路盤打換え（粒度調整砕石および瀝青安定処理層）に加えて、粒度調整砕石にジオセル+ジオグリッドを補強した場合、さらに瀝青安定処理の上部と下部にジオグリッドを補強した場合の計4種類の試験施工を実施し、それぞれの修繕技術の長寿命化に果たす効果を長期的視点で研究確認することになった。

実験工事は、図4.1に示すように、一般県道220号安八海津線の大樽川に架かる平輪橋西側の盛土部約190m間で実施した。この区間の路面下には、2か所の人道ボックスカルバート（測線距離107m、146m）と1か所の排水函渠（測線距離50m）が敷設されている（写真4.1参照）。路面は、ボックス部分が抜け上がって段差が生じており、写真4.2に示すように、路面状態もMCI<2の劣化損傷が著し



写真4.1 路面直下のボックスカルバート・函渠



写真4.2 試験施工前の路面状況 (写真奥平輪橋)

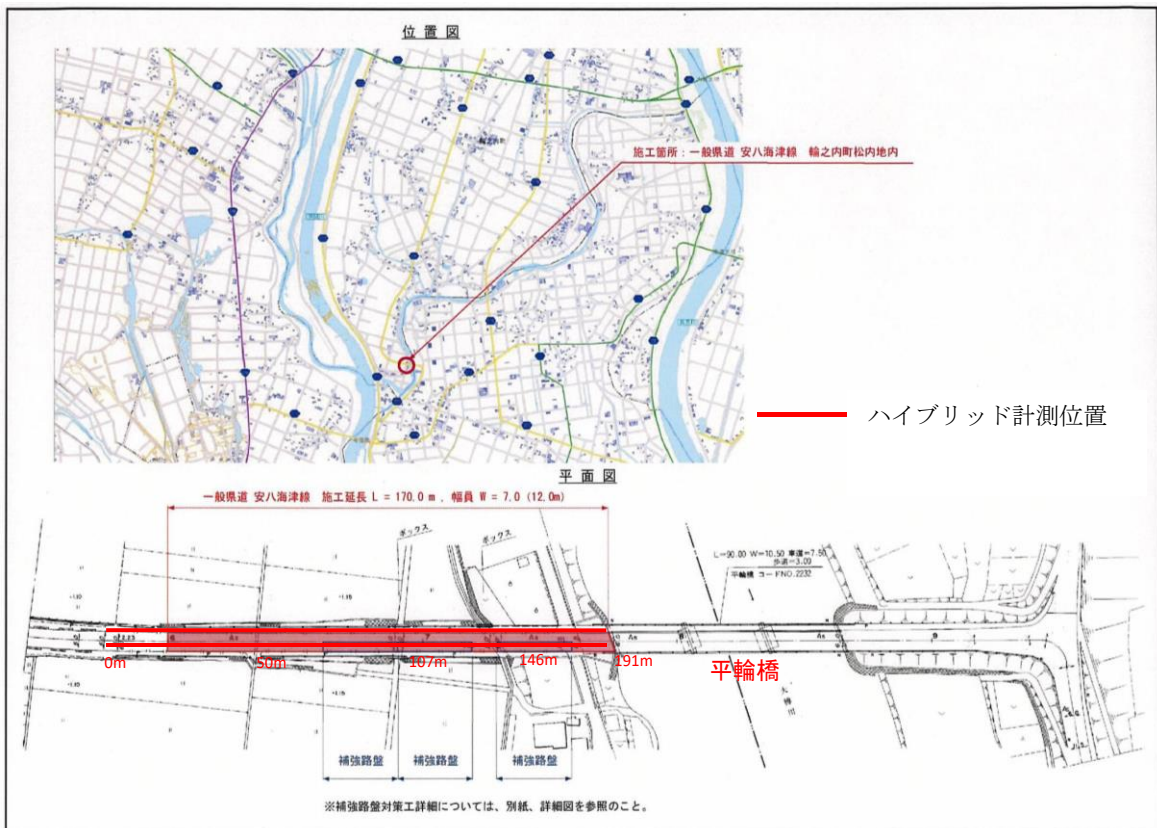


図4.1 実験工事位置図と探査測線位置

## (2) 事前調査

工事に先立ち、ハイブリッド計測を実施した。作業状況を写真 4.3 に示す。従前に実施された路面性状調査による MCI と FWD によるたわみ量測定結果 ( $D_0$ ,  $D_{90}$ ,  $D_{150}$ ) を図 4.2 に示す。図中の□はボックスの位置を示す。MCI は上下線とも 5 以下の低い値を示し、盛土厚の減少とともに低下する傾向が見られる。FWD 試験結果も载荷点のたわみ  $D_0$  は全体的に  $600\mu\text{m}$  前後の大きな値を示し、盛土厚の減少とともに増す傾向にある。いずれの値も構造物周辺で変化しており、これまでに実施されてきた構造物の抜け上がりによる不陸修繕のための部分オーバーレイの影響と考えられる。



写真 4.3 修繕前のハイブリッド計測の作業状況

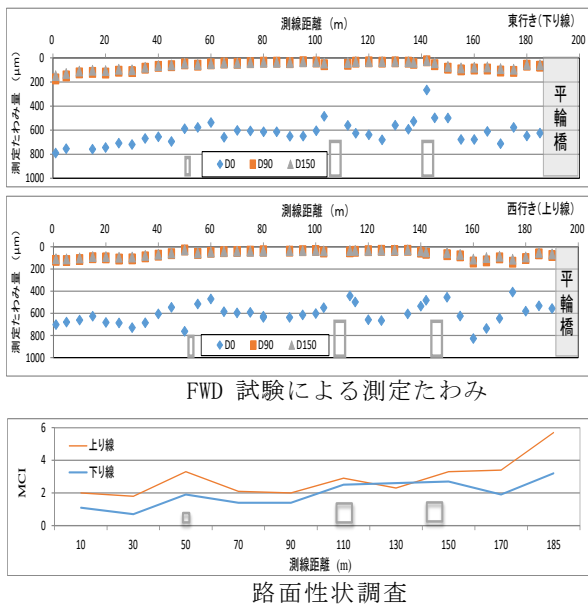


図 4.2 修繕前の FWD 試験結果と MCI

次いで、ハイブリッド計測の結果を、図 4.3 に示す。盛土の S 波速度は  $250\text{m/s}$  以上を示し、比抵抗も  $200\Omega\text{m}$  以上を呈することから、健全な盛土であると判断される。しかし、終点側のボックスカルバート (図中の□位置) 周辺ならびに平輪橋の橋台背面の盛土下端付近の S 波速度ならびに比抵抗がやや小さく、緩みや地下水の浸入の影響が疑われる。一方、盛土下の地盤の S 波速度ならびに比抵抗は、それぞれ  $200\text{m/s}$  以下  $100\Omega\text{m}$  以下を示し、地下水に富んだ軟弱地盤であると予想される。また、上り線と下り線の探查結果に大きな違いは見られない。

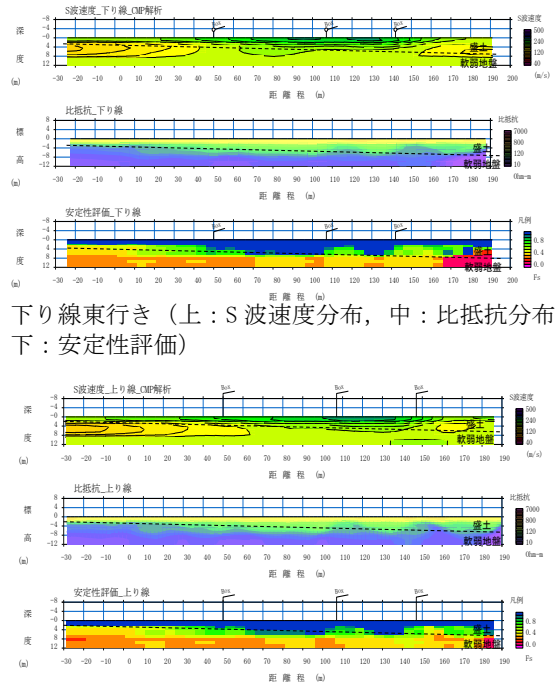


図 4.3 修繕前のハイブリッド計測結果

図 4.4 には、カケヤを震源とした上下線の S 波速度分布とその速度差を速度の割合で示す。カケヤを震源とすることで、表層部分の速度分布を精度よく求めることができるようになるが、ここでも明瞭な速度差は確認されないことがわかる。

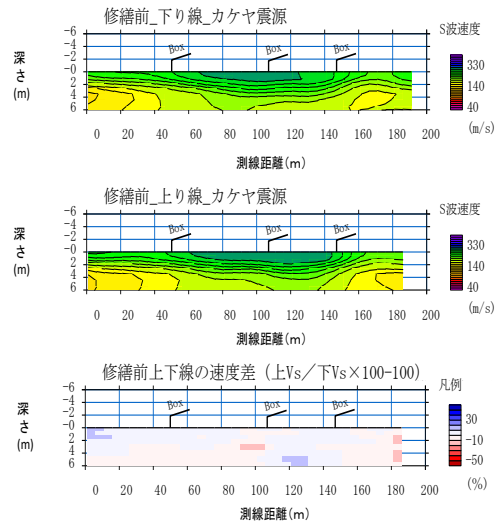


図 4.4 修繕前の上下線の S 波速度分布とその比較

以上より、上下線の舗装の劣化程度ならびに盛土の状況に大きな差がなく、試験施工に適した場所であると判断される。

修繕工事に先立ち、現況の舗装厚さならびに路盤厚さを確認する目的で、掘削調査を実施した。掘削

調査は、2つの人道ボックスカルバート(測線 107, 145m 付近) の直上①と③、 その中間②の計3箇所  
 である。結果は、図 4.5 に示すように、粒調碎石層  
 路盤厚 350mm, 表層(アスファルトコンクリート)  
 厚さ 60mm であり、それぞれボックスカルバート  
 直上では路盤厚が若干薄くなっており、測線 107m  
 付近のボックスカルバートで粒調碎石層路盤厚  
 300mm, 測線 145m 付近で同じく 240mm となっ  
 ている。



図 4.5 修繕前の試掘調査(①平輪橋側 BOX 上, ②  
 BOX との間, ③BOX 直上)

また、修繕前の路面標高と上部路盤打換え工事  
 のために表層と路盤を鋤取った後の路盤面の標高、

さらにその路盤面でキャスポル(小型動的載荷試  
 験)により計測した CBR の値を図 4.6 に示す。  
 CBR は、上り線(西行き下り坂)の 145m 付近  
 のボックスカルバート西側でやや大きい傾向  
 を示すものの、上下線とも 40 前後の良好な値  
 を示す。また、図中には試掘調査で確認した表  
 層のアスファルトコンクリート厚さ(t=60mm)  
 ならびに路盤の厚さ(t=350mm), ならびに各  
 ボックスのかぶり厚さを示す。

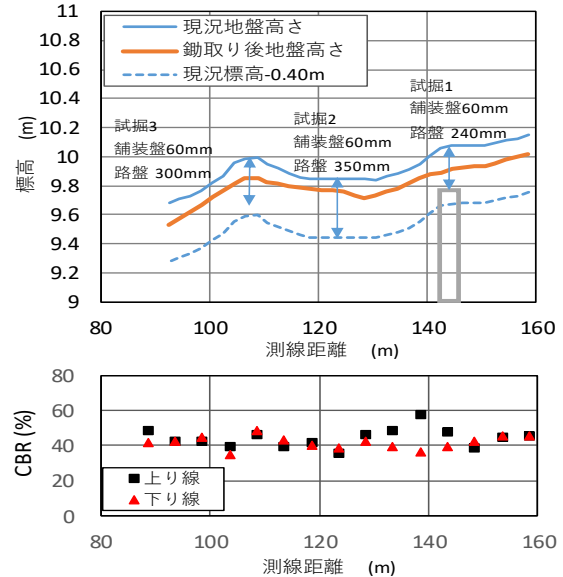


図 4.6 修繕前の上下線の路面標高と鋤取り後の路  
 盤の CBR

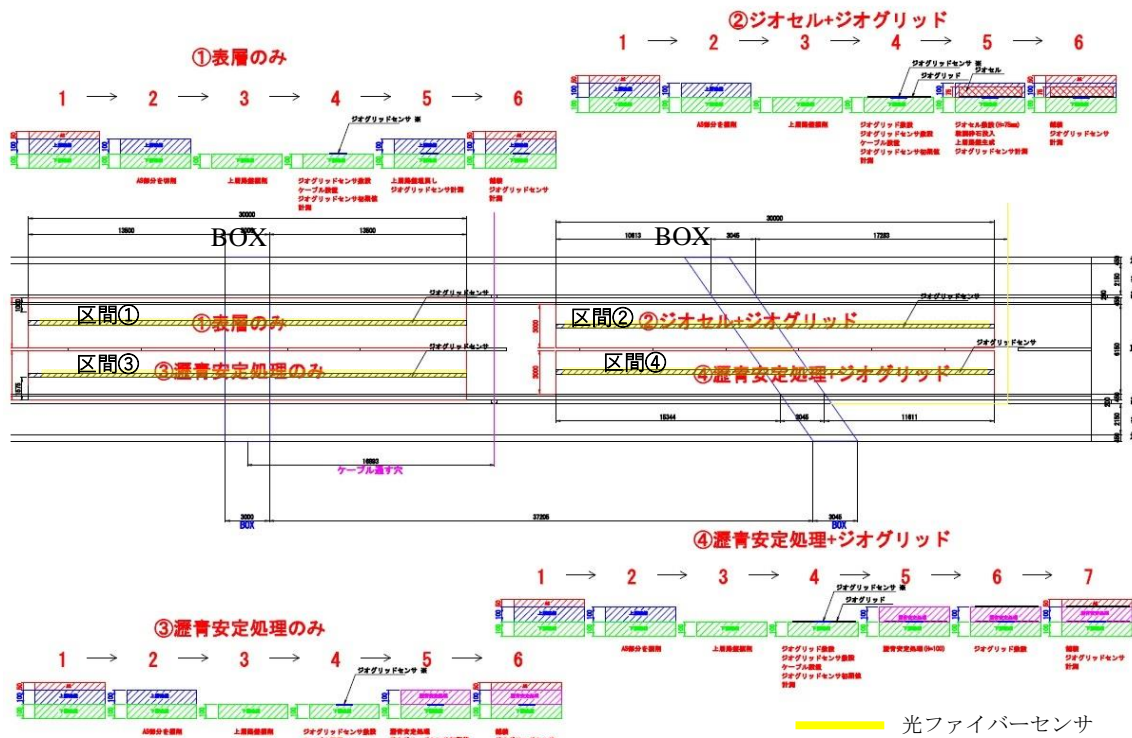


図 4.7 試験施工区間の平面図と光ファイバーセンサ敷設位置

### (3) 試験施工

試験施工は、図 4.7 に示すように、下り線（東行き、登坂路）は粒度調整砕石による上層路盤打替え（区間①）、上り線（西行き、下坂路）は瀝青安定処理層による上層路盤打替え（区間③）を実施した。このうち、2つの人道ボックスカルバートのうち東側（平輪橋側）のボックスカルバートを含む 30m 間に、下り線の粒度調整砕石にジオセル+下部ジオグリッドを補強（区間②）した。同じく上り線の瀝青安定処理層の上部と下部にジオグリッドを補強（区間④）した。今回、これら 4 種類の修繕工事の効果（たわみの発生）を長期的視点で計測する目的で、図 4.7 に示すように、それぞれのボックスカルバートを含む 30m 間の上層路盤直下に光ファイバーセンサを敷設した。それぞれの対策工法の施工手順を図 4.7 中に示す。

以下に区間ごとの施工状況を述べる。

#### 区間①：上層路盤を砕石で再構築

砕石をフニッシャーで敷均し後、振動ローラ、タイヤローラで転圧した。主な作業が重機を用いて施工が可能であった。施工手順を以下に示す。

##### 1) 砕石のまき出し（フニッシャー）



##### 2) 振動ローラ、タイヤローラによる転圧



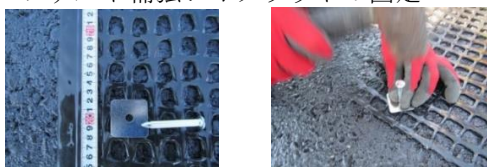
#### 区間②：上層路盤をジオセル+アスファルト補強ジオグリッドで補強

アスファルト補強ジオグリッドを敷設、固定後、ジオセルを敷設した。砕石の撒き出しはミニバックホウを用い、振動ローラ、タイヤローラで転圧した。ジオグリッド敷設とジオセル敷設が手作業となり、砕石の撒き出しはミニバックホウを用いたため、区間①に比べ時間を要した。施工手順を以下に示す。

##### 1) アスファルト補強ジオグリッドの敷設



##### 2) アスファルト補強ジオグリッドの固定



#### 3) ジオセルの組立設置



#### 4) 砕石のまき出し（ミニバックホウ）



#### 5) 振動ローラ、タイヤローラによる転圧



#### 区間③：上層路盤を瀝青安定処理材で置換え

瀝青安定処理材をフニッシャーで敷均し後、振動ローラ、タイヤローラで転圧した。主な作業が重機を用いて施工が可能であった。

##### 1) タックコート・プライムコートの散布



##### 2) 瀝青安定処理材のまき出し（フニッシャー）



##### 3) 振動ローラ、タイヤローラによる転圧



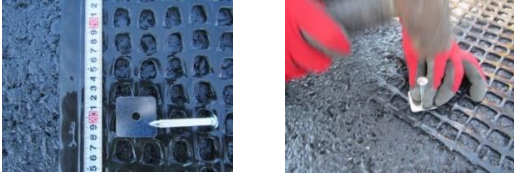
#### 区間④：上層路盤の瀝青安定処理材をアスファルト補強ジオグリッドで補強

アスファルト補強ジオグリッドの敷設は手作業となり、瀝青安定処理材の補強と比べ作業時間が増加した。施工手順を以下に示す。

##### 1) アスファルト補強ジオグリッドの敷設（下部）



2)アスファルト補強ジオグリッドの固定



3)瀝青安定処理材のまき出し (フニッシャー)



4)振動ローラ, タイヤローラによる転圧



5)アスファルト補強ジオグリッドの敷設 (上部)



6)アスファルト補強ジオグリッドの固定



(4) 事後調査

実験工事による修繕が完了した後に、ハイブリッド計測を実施した。図 4.8 には、FWD によるたわみ測定結果から、荷重ならびに温度補正による補正たわみ量と修繕工事の前後でのたわみ量の変化量を示す。ここで、たわみ量の変化量は、次式で計算される値である。

$$\text{変化量} = \text{修繕後の補正たわみ量} - \text{修繕前の補正たわみ量} \quad (\mu\text{m}) \quad (4.1)$$

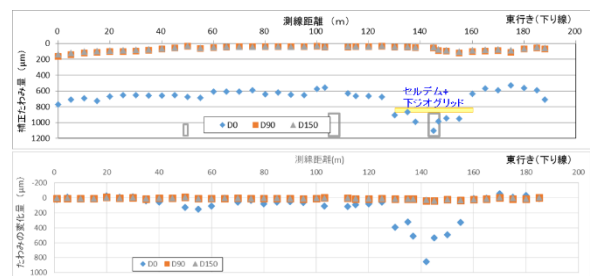
修繕前に載荷点のたわみ量  $D_0$  は概ね  $600 \mu\text{m}$  前後であったが、粒度調整砕石による打換え工事を実施した下り線では、構造物周辺で若干の増加がみられたもののほとんど変化がない。このことは、粒度調整砕石による打替え工事がもとの性能を高める結果になっていないことを示す。また、ジオグリッド上にジオセルを敷設した区間では、測定たわみ量が  $1000 \mu\text{m}$  を超える大きな測定たわみ量となった。これは、ジオセルに投入した砕石の締め目が十分にはできないことによると考えられ、元の性能を大きく低下させる結果となっている。この傾向は、図 4.8(1) に示すように、自動化統合物理探査により把

握した S 波速度分布においても確認できる。ここで、S 波速度の変化の割合は、次式により算出される。

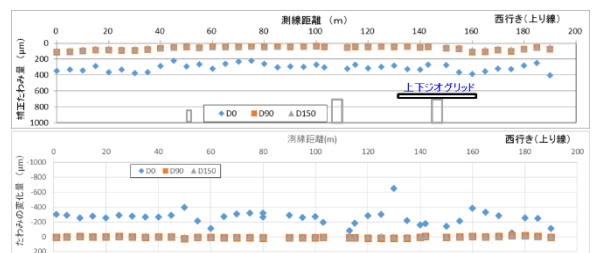
$$\text{変化の割合} = (\text{修繕後の S 波速度} / \text{修繕前の S 波速度}) \times 100 - 100 \quad (\%) \quad (4.2)$$

今後、路面の劣化への影響については、注意深く観測し、補強材の長期的な性能維持への効果の出現の有無を確認する必要がある。

一方、瀝青安定処理による打ち替えを実施した上り線では、 $D_0$  は  $300 \mu\text{m}$  前後に大きく減少しており、路盤性能の向上が確認できる。図 4.8(2) に示すように、S 波速度分布においても同様に、表層の速度が数%~20%増加することが確認できる。現時点で、ジオグリッドによる補強効果は確認できないが、今後長期的な性能維持効果の有無を確認する必要がある。



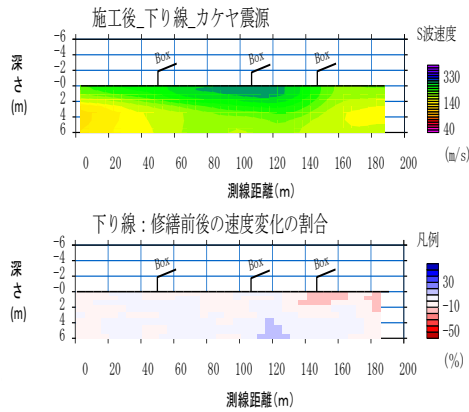
(1) 粒度調整砕石打換え (上:修繕後測定たわみ量, 下:修繕前後の測定たわみ量の変化量)



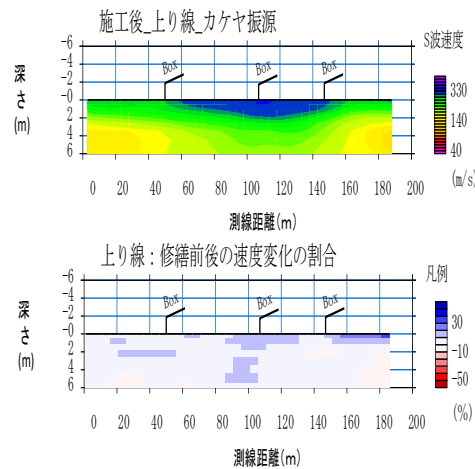
(2) 瀝青安定処理総打換え (上:修繕後測定たわみ量, 下:修繕前後の測定たわみ量の変化量)

図 4.8 修繕後の FWD 試験結果と修繕前後の比較

FWD 試験結果から、先の 3.2 において示した評価式により、修繕工事の前後のいける路床の現状 CBR、残存等値換算厚  $T_{A0}$ 、アスコン層の弾性係数  $E_1$ 、舗装が破壊するまでの累積  $49\text{kN}$  換算輪数  $N$  を算出し、図 4.9 に示す。現状 CBR は、上層路盤打替えによる影響は小さく、構造物周辺で僅かに増加する傾向がみられた。特に、下り線粒度調整砕石による打替え区間においてその傾向が顕著である。残存  $T_{A0}$ 、アスコン弾性係数  $E_1$ 、破壊積換算輪数  $N$  のいずれの値も、ジオセル敷設箇所では大きく低下し、下り線側でわずかに減少する傾向が確認できる。一方、上り線瀝青安定処理層による上層路盤打替え区間では、残存  $T_{A0}$ 、アスコン弾性係数  $E_1$ 、破壊積換算輪数  $N$  のいずれの値も大きく増加する傾向が確認され、改良効果が確認できる。



(1) 粒度調整砕石打換えによる修繕後の S 波速度分布と修繕前後の速度変化

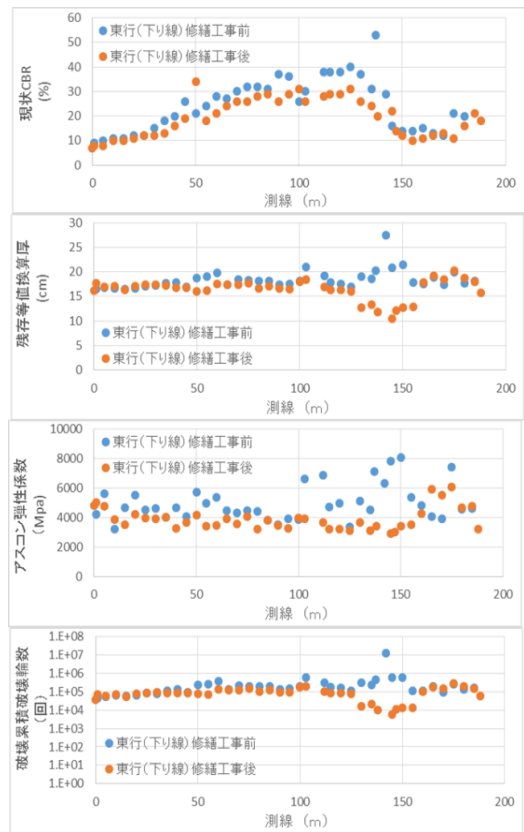


(2) 瀝青安定処理打替えによる修繕後の S 波速度分布と修繕前後の速度変化

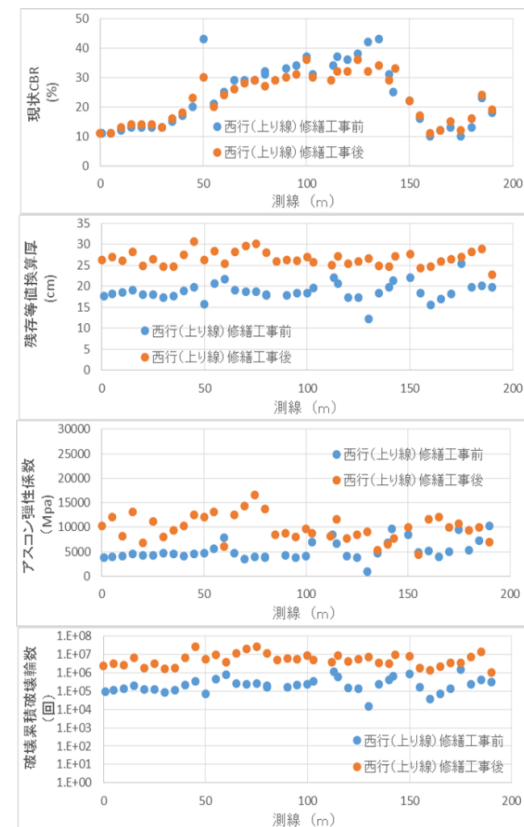
図 4.8 修繕後の S 波速度分布と修繕前後の比較

今回、FWD によるたわみ量測定結果から評価される修繕工事前後の舗装剛性の評価が、カケヤ震源による 2 次元表面は探査においても可能であることが確認できた。今後カケヤ震源で定期的に 2 次元表面波探査を実施することで、舗装内部の性能変化を捉えることが可能と考えられる。

また、今回実施したハイブリッド計測のうち牽引式電気探査結果は、図 4.10 に示すように、修繕前後で舗装ならびに盛土の比抵抗が低下した。地山の軟弱層の比抵抗には変化が見られないことから、盛土の比抵抗が低下する要因としては、盛土内部の水分量が増加した、もしくは舗装の打換えにより材料の間隙比が小さく密実化したなどの変化が考えられる。しかし、盛土部の比抵抗値は依然として  $100 \Omega m$  以上の値を示すことから、現状は安定性に大きな影響はないと判断し、今後の動向に留意することが望ましい。



(1) 粒度調整砕石打換え (下り線東行き)



(2) 瀝青安定処理総打換え (上り線西行き)

図 4.9 修繕前後の FWD 試験結果による路床の現状 CBR, 残存  $T_{A0}$ , アスコン層の弾性係数  $E_1$ , 舗装が破壊するまでの累積 49kN 換算輪数  $N$  の算出結果



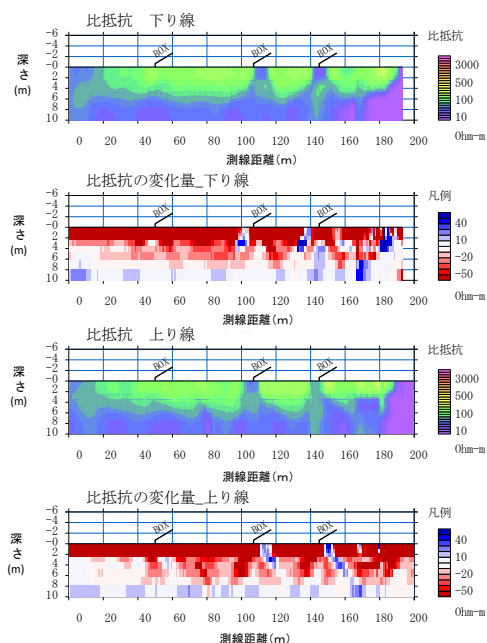


図 4.10 修繕後の比抵抗分布と修繕前後の比抵抗の変化

以上、安八海津線の上層路盤打換えによる試験施工における修繕工事前後のハイブリッド計測により、以下のことがわかった。

粒度調整砕石による上層路盤打替えは、推定 CBR が 40 前後の比較的健全な路盤においては、改良効果が確認できなかった。一部、路盤の剛性低下が生じた。

瀝青安定処理層による上層路盤打替えは、FWD 試験の載荷点たわみ量を半減、S 波速度を 20% 近く増加させており、大きな改良効果が確認できる。ジオセルを敷設した区間では、測定たわみ量が 1000  $\mu\text{m}$  を超え S 波速度も 30% 程減少しており、これはジオセルに投入した砕石の締固めが十分にはできないことによると考えられる。今後、路面の劣化への影響については、注意深く観測し、補強材の長期的な性能維持への効果の出現の有無を確認する必要がある。

瀝青安定処理層の上下部にジオグリッドを敷設した区間では、ジオグリッドによる補強効果は確認できないが、今後長期的な性能維持効果の有無を確認する必要がある。

#### (5) まとめ

修繕前にハイブリッド計測により、健全な盛土であることを確認した。また、ボックスカルバート周辺で S 波速度ならびに比抵抗がやや小さく、緩みや地下水の浸入の影響が疑われることを確認した。

これに基づき、4 種類の上層路盤打替えによる長寿命化修繕工法を提案した。

修繕工事後、上層路盤打換えによる修繕工事前後

のハイブリッド計測結果の比較から、改良効果をよく捉えることが可能で、FWD 試験結果ともよく整合することを確認した。特に、粒度調整材料による打換え工法は、舗装剛性の改良がほとんど確認できないことから、路盤の性能向上に寄与しない。この粒状材料の拘束効果による性能向上を狙って試験施工したジオセル補強材では、セル内の粒度調整材料を十分に締固めできないことから、まったく効果が確認できなかった。

この他、今後路面性状調査と併せて、2次元表面波探査や牽引式電気探査をモニタリング技術として活用できることがわかった。修繕後のハイブリッド計測の作業状況を写真 4.4 に示すように、計測に当たっては交通車線規制や FWD 試験車両の利用が必要となる。このため、計測頻度としては路面の劣化損傷の程度に応じて 5 年～10 年間隔での実施が望ましく、後述する光ファイバーセンサのひずみ計測と併せて長期モニタリングの実施体制の整備が課題である。



写真 4.4 修繕後のハイブリッド計測の作業状況

## 4.2 南知多道路事後評価

### (1) 修繕工事の事後評価と長寿命化に向けた維持管理の高度化

検討対象とした南知多道路は、愛知県知多半島南部の半田 IC～豊丘 IC 区間 19.6km の地域高規格道路であり、暫定 2 車線の開通が 1970 年 3 月である。その後、平成年間に 4 車化(下り線)工事が終了し、4 車線断面の供用(1999 年 11 月)から約 20 年が経過している。2016 年 10 月より、運営・維持管理が愛知県道路公社より、愛知道路コンセッション株式会社に移行している。

南知多道路下り線(南向き)土工区間の一部では、図 4.11 に示すように、ひび割れ率のデータが 2012 年(平成 24 年)と 2016 年(平成 28 年)の 2 回にわたって収集されている。2012 年のひび割れ率が 20% を超える区間では、この 4 年間でひび割れ率のさらなる増加が顕著であった。これらの結果を受け、「表層切削オーバーレイ」、「表層・基層 2 層切削オーバーレイ」、それらに加えて、路盤に至る損

傷が確認された区間では、クラック防止シートの敷設等の丁寧な修繕が2017年(平成29年)に実施された。図中には、修繕工事が実施された区間を青帯で示す。

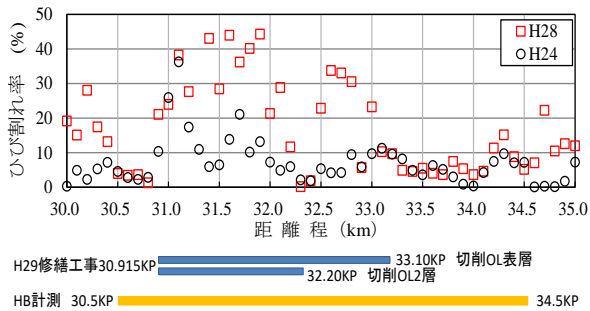


図 4.11 ひび割れ率の変化と修繕区間ならびに計測区間(南知多道路下り線走行車線)

修繕工事後、アスファルト舗装修繕工法の寿命評価を行う機会を得、ハイブリッド計測を、舗装修繕が実施された区間および供用以降無補修で経過した健全区間を含めて実施した。ハイブリッド計測から得られる、FWDによるたわみ量測定結果に基づいた修繕工法の寿命評価、統合型物理探査に基づいた安定性指標評価を実施したところ、舗装劣化の要因と長寿命化効果を、路面計測のみからある程度判断することができた。この路面計測のみから推測した判断結果を確認するために、さらに修繕区間ならびに無補修区間においてコア採取、化学分析を実施した。それら一連の計測・分析結果に基づいて、修繕効果と舗装の長寿命化の在り方について検討した。

## (2) ハイブリッド計測による修繕効果の確認

修繕工事後の2018年、アスファルト舗装修繕工法の寿命評価を目的として、修繕区間および無補修区間を含むKP30.5~34.5の約4km区間において、ハイブリッド計測を実施した。計測区間を先の図4.11に黄帯で示す。計測状況を写真4.5に示す。



写真 4.5 ハイブリッド計測の測定状況(左:2次元表面波探査, 右:牽引式電気探査)

まず、走行車線の外側わだち部において、10mごとに実施したFWDによるたわみ量測定結果の載荷点たわみ量 $D_0$ 、載荷点から距離90cm地点のたわみ量 $D_{90}$ 、さらに同距離150cm地点のたわみ量 $D_{150}$ を図4.12に示す。これらのたわみ量は、標準荷重(49kN)および標準温度20°Cのときのたわみ量に補正したものである。その結果、路面性状調査MCIの評価に基づいて実施された舗装修繕が、FWDによるたわみ量の大きな箇所と一致することが確認でき、必要な個所に実施されたことがわかる。一方、修繕工事区間のたわみ量は、未修繕区間に比べて依然として大きく、十分な改善には至っておらず、今後の舗装の劣化進行が懸念される。

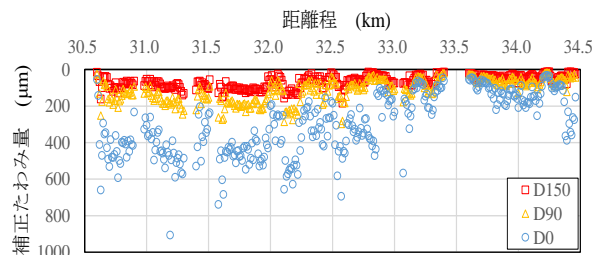


図 4.12 FWDによるたわみ量測定結果

南知多道路の舗装計画交通量(台/日・方向)は交通量区分N6(1,000以上~3,000未満)が想定されていることから、要求性能としての疲労破壊輪数 $N$ は、7,000,000回/10年以上を満足しなければならない。FWD試験結果から求めた $D_0$ を用いて、前述の式(2.8)より計算される疲労破壊輪数 $N$ を図4.13に示す。図からわかるように、舗装修繕が実施された区間の疲労破壊輪数は、7,000,000回/10年を下回っている箇所が多く、今後の舗装の劣化進行の速度が懸念されるようになった。

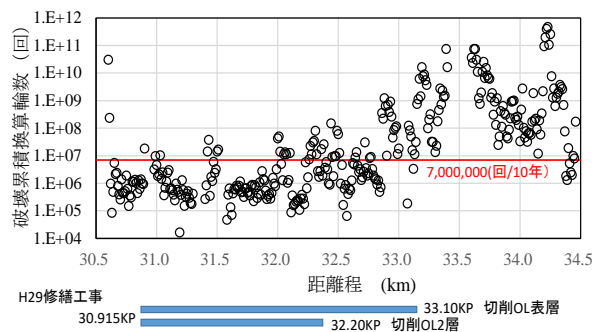


図 4.13  $D_0$ から推定される破壊累積換算輪数

また、 $D_0$ 、 $D_{20}$ 、 $D_{150}$ のたわみ量( $\mu\text{m}$ )を用いて、路床の現状CBR(%), 残存等値換算厚 $T_{A0}$ (cm), アスファルト混合物層の弾性係数 $E_1$

(MPa) を、先の 2.3(2) に基づいて評価し、その結果を図 4.14 に示す。

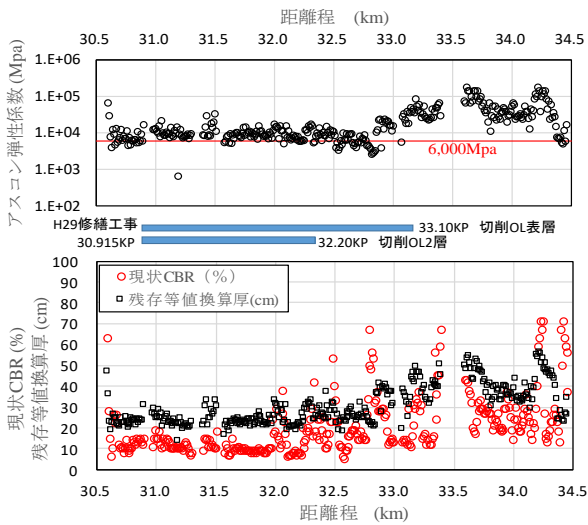


図 4.14 FWD たわみ量から求まる舗装の構造評価

FWD の  $D_{150}$  たわみ量から評価される路床の現状 CBR ( $CBR = 1,000/D_{150}$ ) は、修繕工事区間で 10～15% の値を示す。一方、終点側の無補修区間では、現状 CBR は 20% を大きく超えている。建設時の設計 CBR に関する情報がないので、後述するコア調査より求まる等値換算厚  $T_A'$  がコアボーリング位置 4 地点においてすべて 20 cm 程度となっていることから判断すると、修繕工事区間・無補修区間とも CBR=20% が想定されていたと思われる。修繕工事区間では当初の設計 CBR=20% を若干下回っていることから、路床の経年劣化が進行していたことが推測される。一方、無補修区間では、現状 CBR は設計 CBR 値を上回っていることがわかる。

同様に、FWD より求まる現状残存等値換算厚  $T_{A0}$  の値は、修繕工事区間では初期の必要等値換算厚 ( $T_A=20\text{cm}$ ) とほぼ等しく、一部下回る地点もみられる。一方、終点側の無補修区間では、 $T_{A0}$  は 30cm 以上の値を示しており、供用後約 20 年を経過した舗装が、現在でも健全な状態を保ち高い要求性能を有することが確認される。

### (3) ハイブリッド計測による道路盛土の健全性評価

ハイブリッド計測により、舗装の劣化原因の特定とそれに基づいた舗装の長寿命化対策、ならびに盛土の安定性評価を実施することが重要である。調査は、走行車線の外側わだち部において、FWD によるたわみ量測定を距離程 10m ごとに実施し、この時に励起される波動を牽引する測定台車に取り付けた受振器で計測した。受振器間隔は 2m として 24 基で延べ 46m (2m×23) の測線長とし、およそ深さ 20m までの探査を目標として実施した。また、牽引式電気探査は、今回除草作業に伴う規制区間内

での探査であることから、2次元表面波探査とは別の車両で牽引して単独計測した。

それぞれの探査結果と安定性指標の評価結果を図 4.15 に示す。2次元表面波探査より、 $V_s$  が 200m/s 前後の軟弱な谷底堆積物上に、道路が切盛り造成された様子がわかる。谷底堆積物と地山の三紀層は、いずれも低い比抵抗を示すことから、泥質な地層であり、比抵抗による切盛境界の判別は困難である。一方、距離程 KP 33.5 km 付近から終点側では表層 (深さ 2～3 m) の S 波速度ならびに比抵抗ともに高い値を示すことから、路床以下の石灰やセメント等による改良の影響が考えられた。この推論を検証するために、別途舗装構造調査を実施した。なお、図には土工部の健全性評価指標として、安定性指標  $F_s$  も示しているが、修繕工事区間における路床以下を含めた安定性指標はかなり低く算定されている。一方、距離程 KP 33.5 km 付近から終点側の無補修区間では、表層付近の安定性指標  $F_s$  は高く評価されていることがわかる。

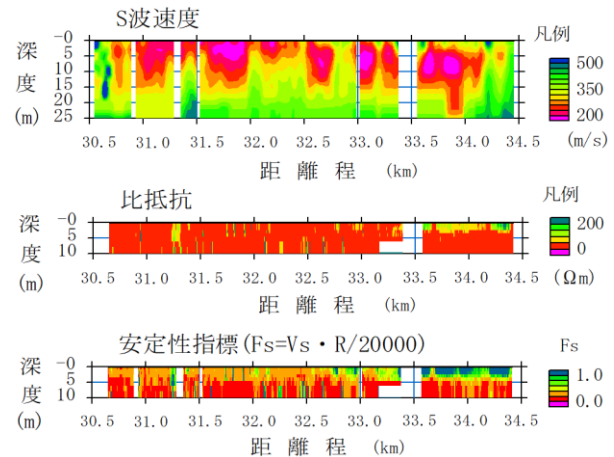


図 4.15 物理探査結果 (S 波速度断面、比抵抗断面) と安定性評価結果

### (4) 舗装構造調査による長寿命化修繕効果の確認

図 4.16 に標高情報を考慮して図 4.15 の S 波速度分布を描き直した。図 4.16 に示すように、物理探査結果からは、対象区間が泥質な地山を切盛されて建設されており、その支持地盤の不均一さが舗装の劣化損傷を速めていることが再確認される。さらに、測線後半の比較的規模の大きな谷底低地では、路床改良等を伴う軟弱層対策が実施されていることが推測され、その結果舗装が長期にわたり安定していると考えられる。

道路建設時の施工記録より、舗装と地盤の詳細データを求めたが、正確な情報は発見できなかった。そこで、図 4.16 に示す位置でコアボーリングによる舗装構造調査を実施した。写真 4.6 には、除草作業による走行車線規制下の路面上で実施したコアボーリング作業の様子を示す。

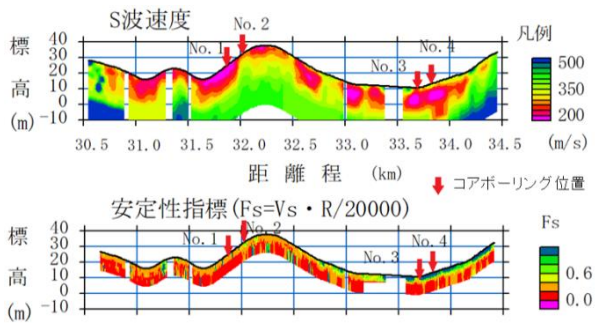


図 4.16 標高表示の S 波速度断面図 (上), 安定性指標分布図 (下) とコア採取位置



写真 4.6 ボーリング作業状況 (左; 採取位置, 中央; コアドリル, 右; コアボーリング)

図 4.17 には、深さ 3m までのコア写真を示す。また、図 4.18 には、コアボーリングにより確認された各地点の舗装構造ならびに土質、さらに分析のためにコアより採取した 11 試料の位置を示す。

No.1 および No.2 地点は、先の修繕工事で 2 層打

換えによる厚さ 15cm のアスファルト舗装と直下に 40~45cm の路盤碎石を確認した。また、No.1 地点は地山の泥質軟岩上に礫質材料による盛土層が確認され、No.2 地点は路盤直下に地山の軟岩層を確認した。No.3 および No.4 地点では、厚さ 10cm のアスファルト舗装直下に 32~36cm 厚の水硬性粒度調整スラグ (HMS-25) 上層路盤とクラッシュランスラグ (CS-40) 下層路盤が確認され、下位には 30~40cm の碎石層、さらに下位には盛土ならびに改良土と考えられる地層を確認した。No.4 地点では深さ 2.6m 以深に均質で緩い自然堆積砂層が地下水位の分布も併せて確認された。なお、4 車化施工当時の施工業者へのヒアリングの結果、コア写真ではコンクリートのように見える No.3 および No.4 の路盤は、水硬性粒度調整スラグとクラッシュランスラグが、長期にわたって硬化し、まるで低品質コンクリートのように見えるものであることがわかってい。図 4.17 のコア写真中には、硬化したスラグによく見られる点在する空隙も確認できる。

#### (5) コア試料の化学分析による検証

採取試料を用いて、カルシウム含有量・pH・電気伝導度・X 線回析などの化学分析を実施した。図 4.19 に pH と電気伝導度の関係、および pH とカルシウム含有量の関係を示す。11 試料の分析結果をまとめる。セメントや石灰などの改良材には、カルシウムが含まれる。カルシウム分が水に溶解、カルシウムイオンになることで、土壌溶液中の電気伝導率が上昇する。pH については、一般的な土壌であ

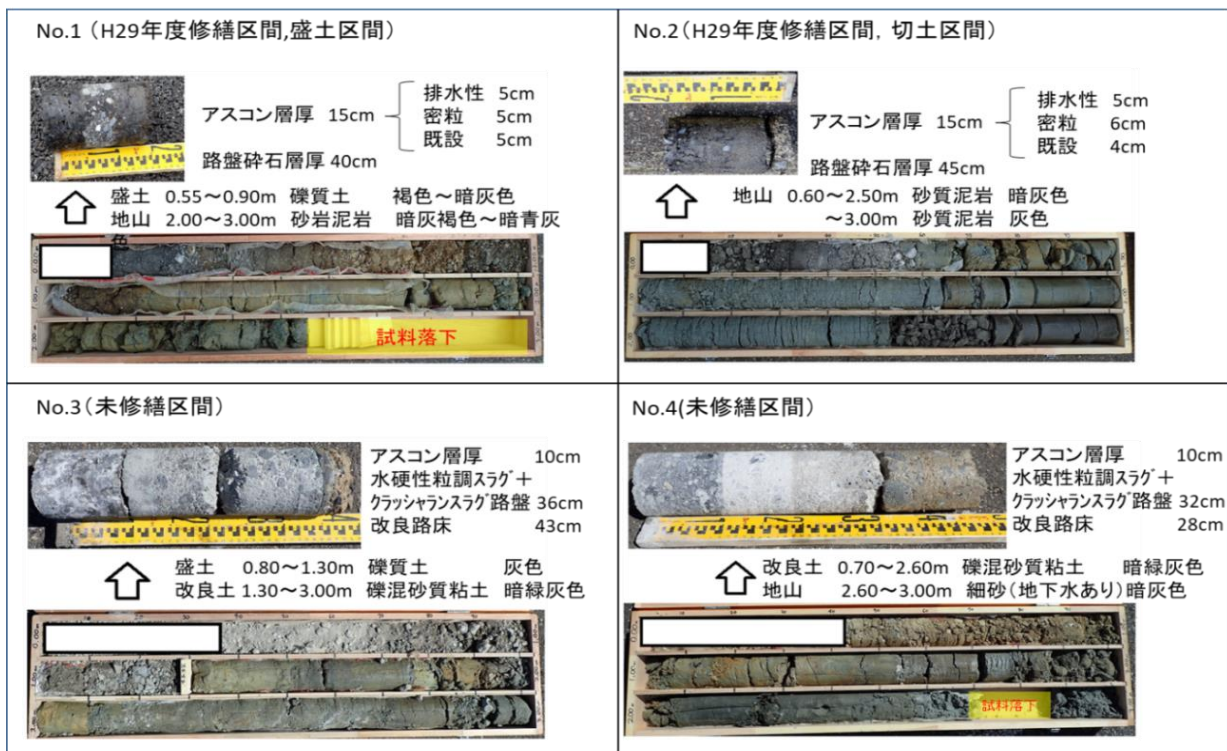


図 4.17 4 地点の採取コア写真と観察による構成材料

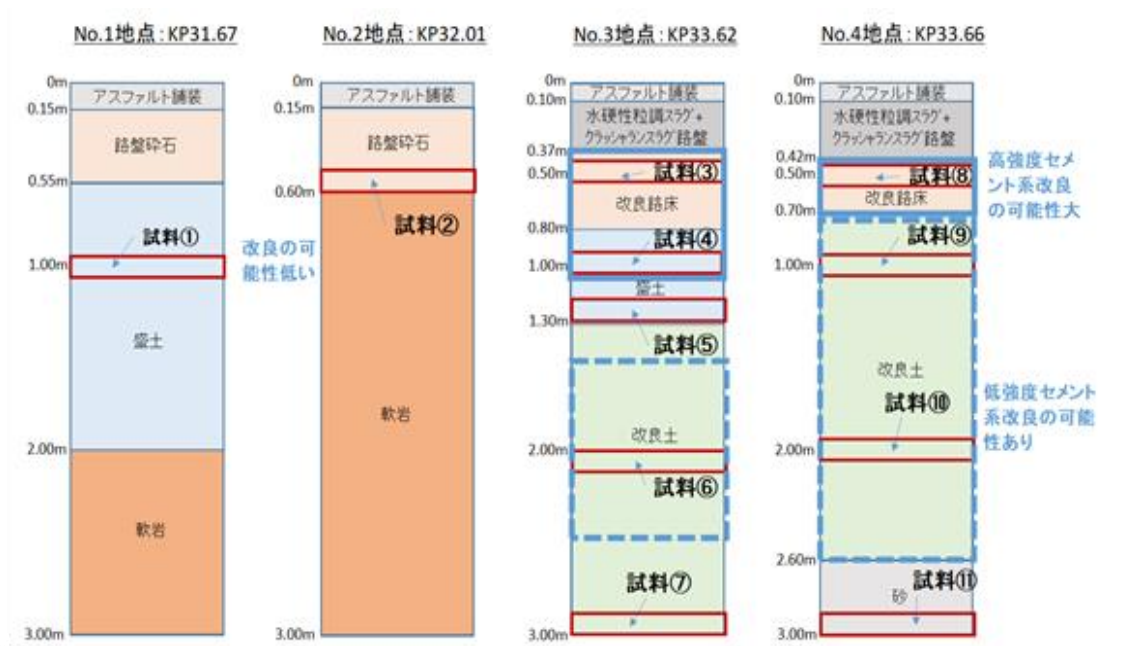


図 4.18 コアボーリング結果と分析試料の採取位置

れば、5.6~8.4 程度の範囲内に収まることがわかっている。そのため、pH が 9.0 以上となるものについては、何かしら外的な要因により pH が変動している可能性があるとして推測できる。

つまり、カルシウム含有量、pH、電気伝導率が高いほど、改良の可能性が大となるので、地点 No.1、

No.2 と地点 No.3、No.4 ではその性状に明瞭な違いがあることがわかった。地点 No.1、No.2 では改良の可能性は低いのに対し、地点 No.3、No.4 地点（特に改良路床）ではセメント系改良の可能性が極めて高い結果となった。地点 No.3、No.4 地点の深部においては、路床層ほどではないものの低強度での改

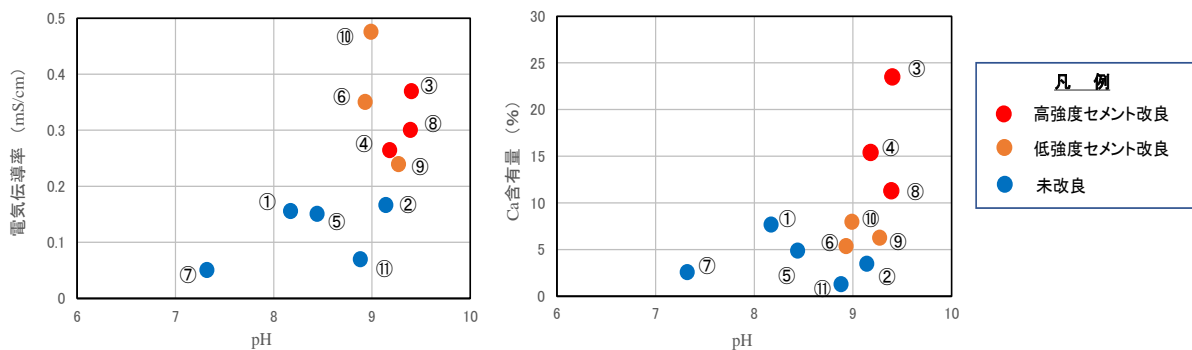


図 4.19 pH と電気伝導率の関係（左）および pH とカルシウム含有量の関係（右）

表 4.1 セメント改良有無の判定根拠

	地点	No.1		No.3					No.4			判定基準	
	サンプルNo.	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩		⑪
判定指針	1) Ca含有量			◎	◎				○				Si ⇒ Al ⇒ Fe ⇒ Ca ⇒ K の一般的土壌関係からの逸脱 ◎:強い, ○:弱い
	2) X線回析		△	◎	◎		△	△	○	○	△		エリカ 1 のス クルビ ー ◎:明瞭, ○:濃厚, △:可能性有
	3) pH		◎	◎	◎		○		◎	◎	○		pH の上昇 (一般土壌 5.6~8.4) ◎:pH>9.0, ○:pH>8.4
	4) 電気伝導率				○	○		○		○	○		相対比較 (> 平均値)
	総合評価			◎	◎		△		◎	○	△		◎:确实, ○:濃厚, △:可能性有

良が施されていることが示唆された。さらに、図 4.18 に示す X 線回折の結果において、エトリングタイトの析出が見られることから、セメント系の改良である可能性が高いと思われる。

以上を総合すると、表 4.1 のようにまとめることができる。確実性の高い判定基準を 1)~4) の順に示している。ここで、カルシウム含有量は、一般的な土壌であれば土壌中の成分は、 $Si \Rightarrow Al \Rightarrow Fe \Rightarrow Ca \Rightarrow K \dots$  といった順になり、特殊な土壌を除き上位の元素が大きく入れ替わることはほとんどない。この順番が変わるほどカルシウムが多く含まれるのであれば、外部からカルシウム源が導入されているものと推測される。ついで、X 線回折に見られるエトリングタイトピークは、試料③、④で確実。試料②、⑥、⑦、⑧、⑨、⑩にもピークを確認した。地点 No.2 の下層路盤で採取した試料②についても、カルシウムの含有が想定されるが、これについては、再生砕石を用いたクラッシャーランであることから、コンクリートガラへの混入が疑われることがコア観察からわかっている。以上の化学分析結果から、試料③、④、⑧では高強度セメント改良が、試料⑥、⑨、⑩では低強度セメント改良の可能性が高いと判断される。この結果を、先の図 4.18 中にも表示した。

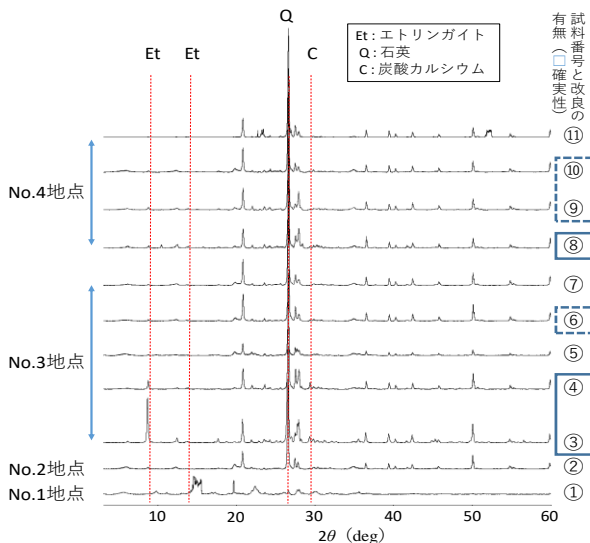


図 4.20 採取試料の X 線回折結果

#### (6) まとめ

これらの一連の舗装構造調査の結果、路面からのハイブリッド計測による評価が、実際の状況を正しく捉えていること。また、支持地盤の不均一さが路面の劣化進行を促進すること。さらに、路床等の改良による安定した支持力の確保と安定処理路盤が舗装の長寿命化に大きく貢献したことが確認された。

### 4.3 福岡坂下線修繕設計と試験施工

#### (1) 修繕設計への適用

一般県道福岡坂下線では、今後に予想される大型車両の増大を見越して設計条件の変更を予定している。既に、路面性状調査によるひび割れやわだち掘れに基づいた維持管理指標 MCI (Maintenance Control Index) に基づいて修繕箇所の選定が済んでいるものの、今回ハイブリッド計測により、選定箇所の妥当性評価と長寿命化対策の必要性評価を目的とした修繕設計を試みた。

図 4.20 に示すように、従来の舗裝修繕設計に、FWD によるたわみ量測定による具体的な舗装の性能評価と物理探査結果による安定性指標に基づいて、修繕方法の見直しを行い、抜本的修繕工法の適用により舗装の長寿命化効果を図る試みである。

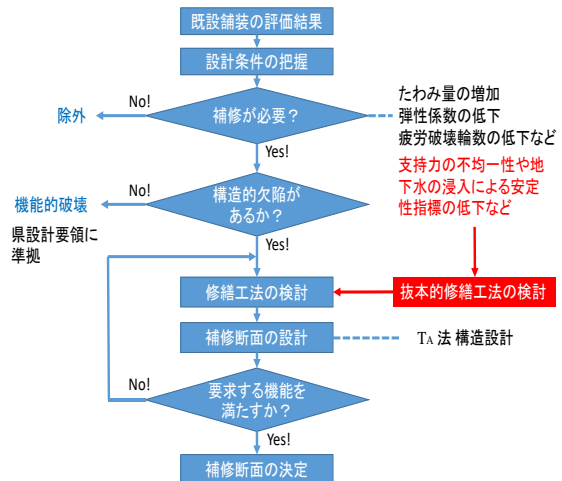


図 4.21 舗裝修繕設計の流れ

#### (2) 修繕計画

福岡坂下線は、阿寺断層沿いの中山間部の谷間を縫う一般県道で、今後に予想される土砂運搬車両の増大を見越して、A 交通 (計画交通量  $N4=100 \sim 250$  台日・2 方向・大型) から B 交通 (同  $N5=250 \sim 1,000$  台日・2 方向・大型) への設計条件の変更に伴う修繕工事が予定された。従前の舗装設計は、路線全体で一様化されており、設計  $CBR=8\%$  に基づいて表層アスコン厚さ 5cm、上層路盤粒度調整砕石 15cm、下層路盤クラッシャーラン 23cm で合計厚さは 43cm である。

修繕工事は、2017 年 12 月に計測された MCI (100m 区間毎、岐阜県舗装補修最適化計画に基づく 2019 年予測値) に基づいて、図 4.22 に示すように、MCI が 4 以下の区間が選定され、表層 5cm ならびに上層路盤 10cm を打換える方針で、上層路盤打換え工法には再生 CAE 工法が計画された。

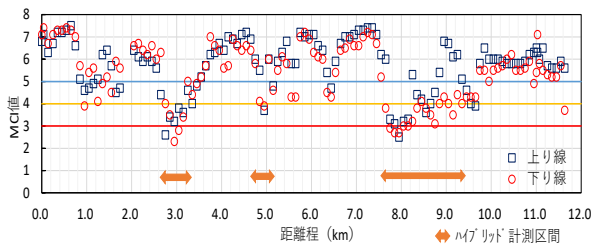


図 4.22 路面性状調査結果 (100m 区間 MCI 値, 2019 年予測値) と計測区間 (福岡坂下線)

これらの選定区間は、丘陵の緩斜面に当たる距離程(以下省略)KP2.68~KP3.22 (A 区間), 峠の切土区間に当たる KP4.85~KP5.00 (B 区間), 川沿いの山裾に当たる KP7.68~KP9.26 (C 区間)の大きく3つに分類される。それぞれの区間の路面の損傷状況(2018年12月撮影)を写真4.7(a)~(f)に示す。それぞれの区間の特徴は、A区間はKP3.0付近に代表されるように、わだち沿いに亀甲状亀裂が激しく発達し、パッチングによる維持補修後にも損傷の進行が早く確認される区間である。また、B区間は切土区間に当たり、KP4.9付近にみられるように、道路中心付近に路面直下からひび割れに沿って浸出水が見られ、部分的な維持補修も繰り返して行われている。さらに、C区間のKP7.8付近には護岸背面の盛土部に当たりわだちに沿って亀裂が発生し、部分的な維持修繕の跡がみられる。しかし、これ以降のKP9.26までの区間は、これまでの区間と比べて路面損傷の程度は比較的軽微で、維持補修の跡はほとんど見られない。



写真 4.7 修繕工事前の路面状況(福岡坂下線)

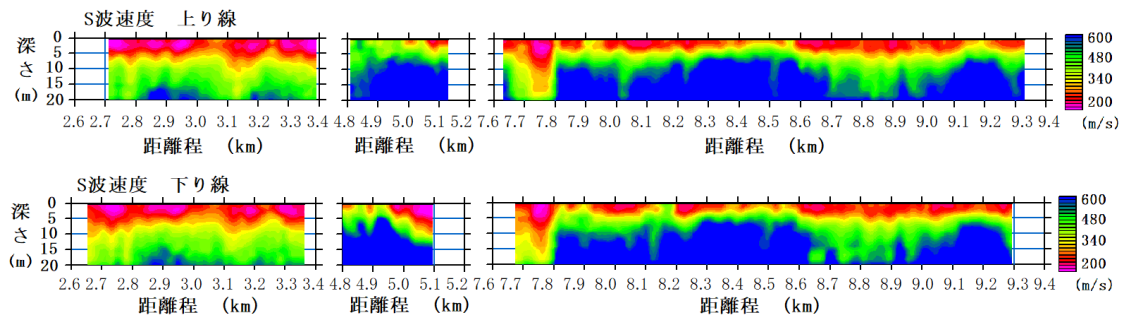
### (3) ハイブリッド計測結果

2019年6月修繕工事に先立ち、先の図4.22中にオレンジ色両矢印で示す修繕工事区間を含む3.3km間の上下線計6.6kmにおいて、ハイブリッド計測を実施した。計測は、計測区間の始点から終点を上り線側車線から計測し、折り返して下り線側車線を計測した。計測状況を写真4.8に示すように、FWD車両に受振器を搭載した計測台車24台(長さ24m)を連結牽引し、静止してFWDによるたわみ測定を行った際に発生する地表面の波動を受振器で計測する。次いで、FWD車両を10m移動する際に、受振器に並んで路肩部を牽引式電気探査(測線長さ30m)により人力で牽引して計測する。これら計測装置の約50m間を、片側交通規制しながら順次計測した。計測に係る時間は、FWDによるたわみ量測定に約1分間(4回載荷)を要することになるので、測線の移動速度は時間当たり約500mであった。

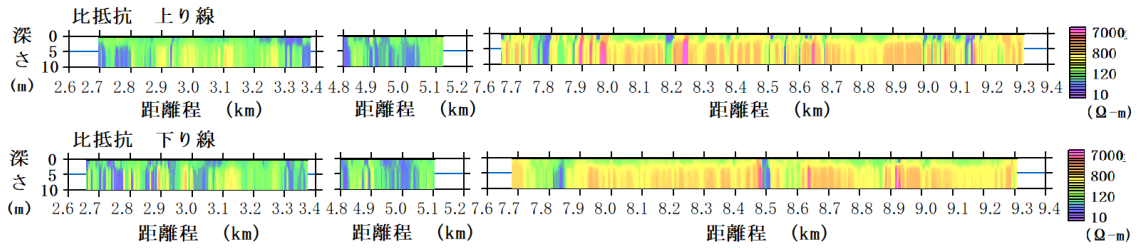


写真 4.8 ハイブリッド計測の様子 (左:FWD試験車両と2次元表面波探査, 右:牽引式電気探査)

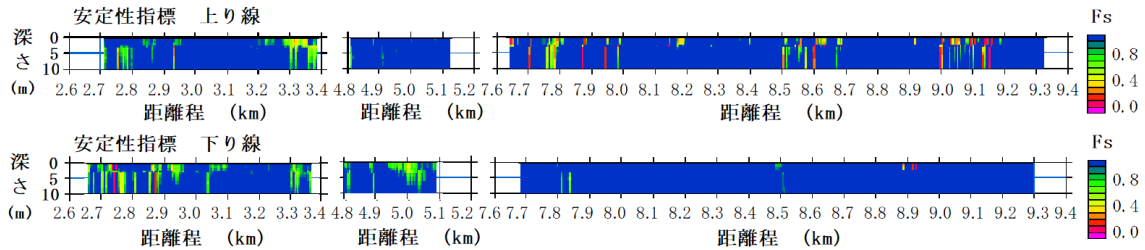
物理探査結果(S波速度 $V_s$ と比抵抗 $R$ )ならびに安定性指標( $F_s=V_s \cdot R / 20000$ ,  $F_s \leq 1.0$ は不安定もしくは粘性土地盤)を図4.23に示す。これらの結果による支持地盤の評価は、①A区間では、最大深さ6m付近までのS波速度が200m/s前後で比抵抗も100 $\Omega$ m前後と低めであることから、安定性指標も部分的に1.0以下を示す。この区間では、路盤下に黒ボクやまさ土が分布することが確認され、粘性土地盤または地下水の路盤内帯水の影響による支持力不足が懸念されることから、抜本的修繕が必要とされる。②B区間では、切土地盤であることからS波速度は高い値を示すものの、比抵抗が局所的に数十 $\Omega$ mの低い値を示すことから、基盤から路盤への浸透水の浸入が強く疑われ、抜本的修繕が必要とされる。③C区間のKP7.80~KP9.30区間は川沿いの山裾に平行する区間で、S波速度断面に見られるように、S波速度200~300m/sの深さ3mほどの崩積土が緩やかな変化で分布しており、全体的に比抵抗が高く安定性指標も高い。地下水の影響が少ない優勢な地盤上に建設されていると判断される。④C区間のKP7.70~KP7.80間には、深さ8mほどのS波速度ならびに比抵抗が低く安定性指標も低い区間が確認される。この区間は、川沿いの護岸背面に当たり崩積土上の盛土地盤であることから、盛



(a) S波速度分布図 (上; 上り線、下; 下り線)



(b) 比抵抗分布図 (上; 上り線、下; 下り線)



(c) 安定性指標 (上; 上り線、下; 下り線)

図 4.23 修繕工事前の物理探査結果 (a)S波速度分布, (b)比抵抗分布, (c)安定性指標

土の緩みや空隙の発生が懸念され、修繕工事において開削調査による確認が必要である。

図 4.24 には、修繕工事前 (2019 年 6 月) と修繕工事後 (2019 年 11 月, A 区間と B 区間) に実施した FWD による載荷点たわみ量  $D_0$  を温度ならびに荷重度補正して比較する。修繕工事前に測定した載

荷点たわみ量  $D_0$  は、A 区間では  $D_0=148\sim 1,749\ \mu\text{m}$  と変化に富んでおり、特に下り線で顕著である。

また、B 区間でも  $D_0=194\sim 1,263\ \mu\text{m}$  と変化に富んでおり、やはり下り線で顕著な傾向を示す。概ね A 区間の 2/3 程度の小さい値である。さらに、C 区間は、特異点を除くと  $D_0=159\sim 730\ \mu\text{m}$  と A、B 区

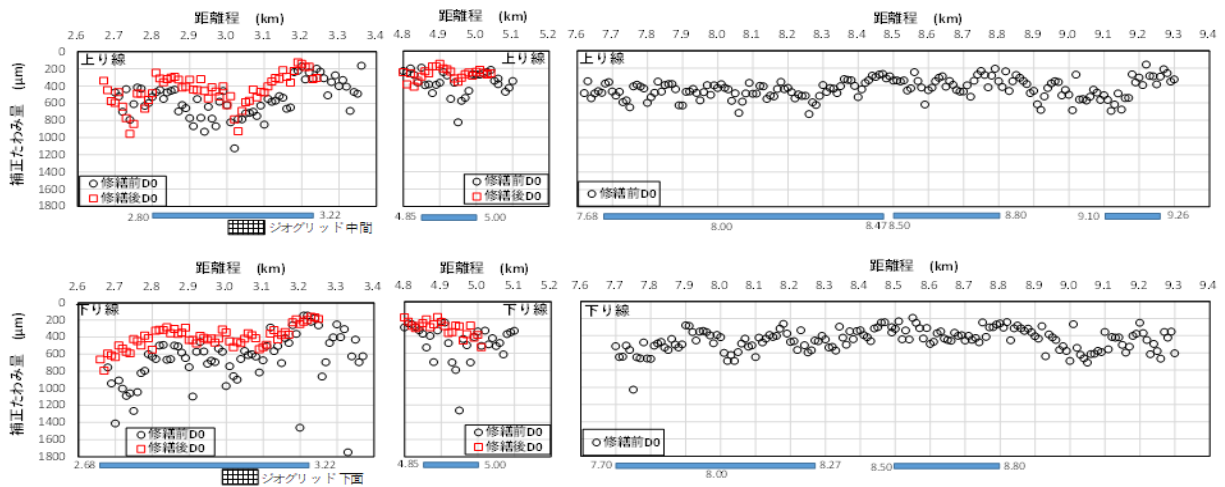


図 4.24 修繕前後の FWD により求めた載荷点補正たわみ量 (上; 上り線, 下; 下り線)



間に比べて変化に乏しく、上り線と下り線で大きな違いは見られない。概ね B 区間と同程度の値を示す。

一方、A、B 区間において測定した修繕工事後の載荷点たわみ量  $D_0$  は、工事後に減少することが確認できる。これについては、後ほど詳しく述べる。

#### (4) 点検結果に基づいた長寿命化修繕工法の提案

FWD によるたわみ量測定結果から、現状の CBR、残存等値換算厚  $T_{A0}$ 、破壊までの累積 49kN 換算輪数  $N$  を算出し、修繕工事後の同算出結果と併せて図 4.25(1)、(2) に示す。修繕工事前の現状の CBR から、上段図に赤点線で示すように、修繕設計における設計 CBR を A 区間では 8%、B 区間と C 区間

では 12% と 2 分することができる。

これらの設計 CBR から新しい計画交通量 (B 交通) において必要とされる等値換算厚  $T_A$  を中段図に赤点線で示すように、前者の残存  $T_{A0}$  は大きく下る。一方、破壊までの累積 49kN 換算輪数は、いずれの区間においても要求性能を下回り、いずれの区間においても修繕工事による舗装性能の向上が必要と判断される。したがって、MCI に基づいて選定された区間の修繕工事の必要性は妥当であると判断される。さらに、最も性能向上が必要とされる A 区間を対象に等値換算厚を増すためには、予定されていた上層路盤を再生 CAE 路盤 (等値換算係数  $a=0.65$ ) に打換える修繕計画を再検討し、より等値換算係数の高い瀝青安定処理 ( $a=0.80$ ) に変更し

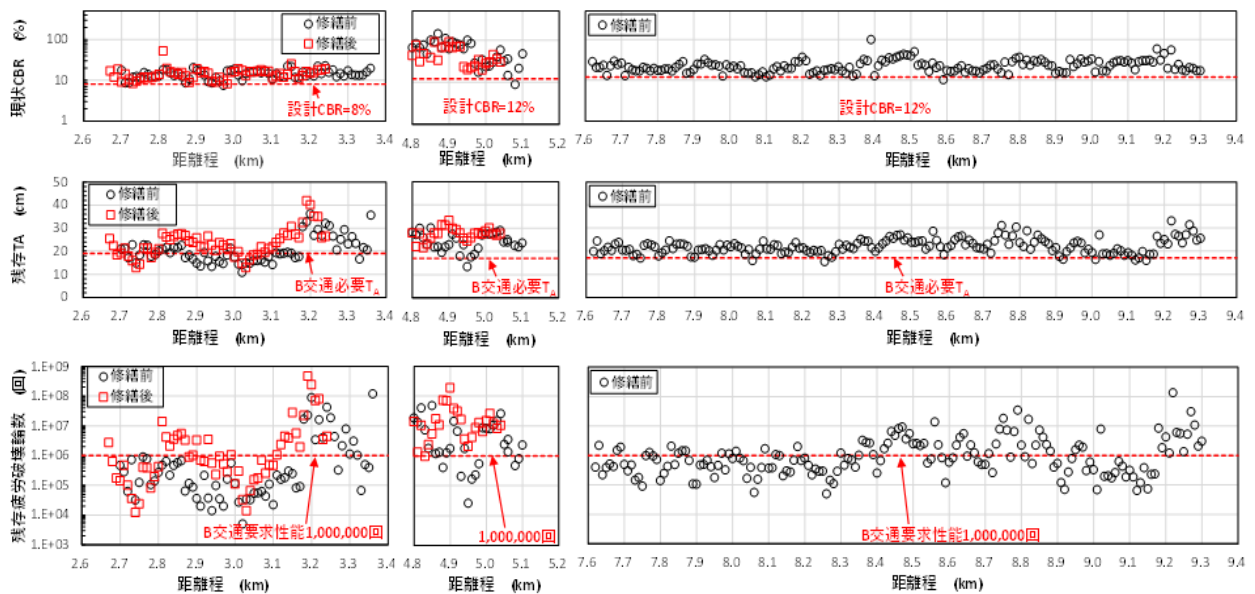


図 4.25(1) 修繕工事前後における FWD たわみ量から評価される諸数値の分布 (上り線, 上段; 現状の CBR, 中段; 残存等値換算厚  $T_{A0}$ , 下段; 破壊までの累積 49kN 換算輪数)

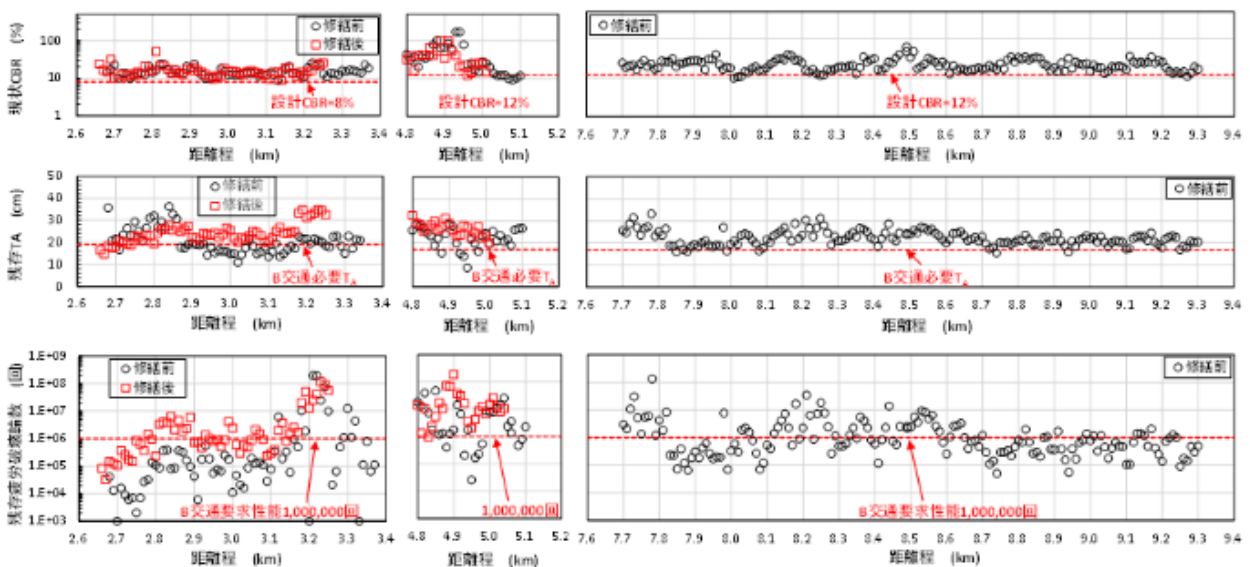


図 4.25(2) 修繕工事前後における FWD たわみ量から評価される諸数値の分布 (下り線, 上段; 現状の CBR, 中段; 残存等値換算厚  $T_{A0}$ , 下段; 破壊までの累積 49kN 換算輪数)

た。これにより、路線における舗装構造の一様性の確保と併せて適正な性能向上を図る修繕設計が可能となった。

しかし、これまでの研究で支持地盤の性能の違い（不均質さ）や路盤への水の浸入は、舗装の寿命に大きな影響を及ぼすことが明らかである。このため、ハイブリッド計測により支持地盤の抜本的修繕が必要とされた A 区間と B 区間において、長寿命化対策のための試験工事を提案した。

A 区間では、支持地盤の支持力不足による舗装の劣化抑制として、図 4.26 に示すようにジオグリッドを瀝青安定処理層の下面ならびに中間に敷設して、上層路盤の曲げ剛性を強化する対策工法を提案した。今回、図 4.27 に示すように、道路線形に曲線部分を含む KP3.00～KP3.09 の約 90m 区間に設置するものとした。当該区間では、当初比抵抗の測定結果から路盤内への地下水の浸透が懸念されたが、路床土が粘性土の黒ボクであることが確認されたため、浸透対策のための排水溝の設置は中止した。ただし、長期的に路盤内への地下水の浸透の有無を確認するために、図 4.28 に示すように KP3.0 付近に水分センサならびに水位計を敷設して、路面の性状変化と併せてモニタリングするものとした。地下水位や路盤内の水分の変化をモニタリングする技術として、電極間の水分量に応じて変化する静電容量を計測する静電容量式土壌水分計を適用した。とくに、路面下の水分量を計測するため、図 4.29 に示すように、ジオグリッドに正負の電極を 2 列挿入した新しい構造のジオグリッド水分センサを開発した。この電極には、耐久性を考慮して炭素繊維を用いている。

一方、B 区間では路盤内への水の侵入により路盤支持力が低下したことが路面劣化の原因と考えられることから、図 4.30 のように路盤内への地下水

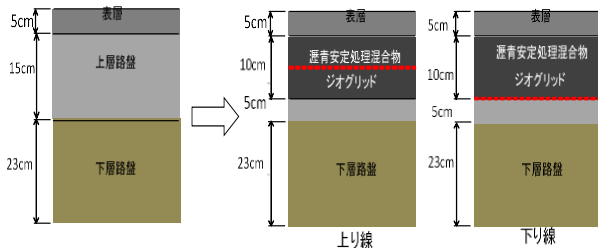


図 4.26 ジオグリッドによる補強対策の提案

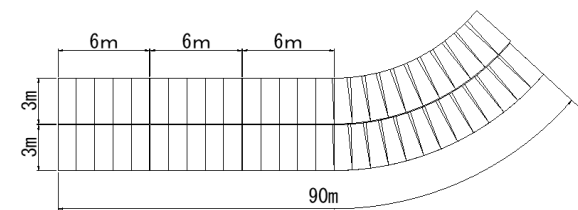


図 4.27 ジオグリッドの敷設範囲（KP3.00～3.09）

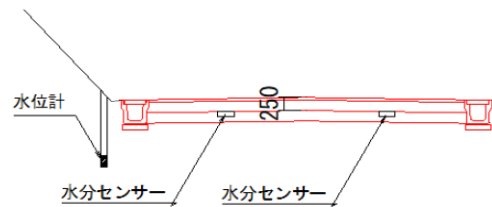


図 4.27 ジオグリッド水分センサと水位計の設置（KP3.0）

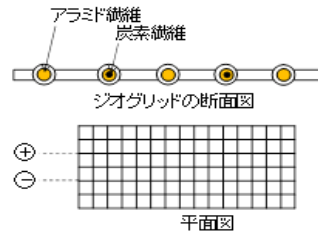


図 4.29 開発したジオグリッド水分センサの概要図

の浸入防止を目的とした暗渠排水溝を山側の路肩内に敷設した。これらの対策による効果や路盤内の水分量の変化を確認するため、A 区間と同様に開発したジオグリッド水分センサならびに水位計を敷設して、路面の性状変化と併せてモニタリングするものとした。

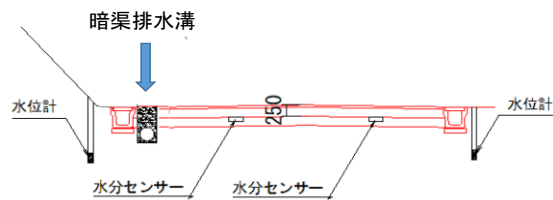


図 4.30 暗渠排水溝の敷設とジオグリッド水分センサと水位計の設置（KP5.0）

写真 4.9 には、B 区間において、修繕施工のために路盤を切削した際の路面の様子を示す。切削後の路面には、これまで繰返された補修のため瀝青安定処理層が残存しており、その亀裂沿いに地下水が浸入する様子が確認された。



写真 4.9 切削した路盤からの浸透水の様子（KP4.96 付近）

(5) 試験施工

今回の修繕設計において、A 区間（延長 90m）ならびに B 区間（延長 100m）において、長寿命化修繕工法の適用を提案した。A 区間では、先の図 4. 26 に示したように、層厚 15cm の上層路盤の上部 10cm を瀝青安定処理混合物に置換えて、上り線はジオグリッドを瀝青安定処理混合物の中間に、下り線はジオグリッドを瀝青安定処理混合物の下面に敷設した。先の図 4. 27 に示したように、路面のわだちの発生を抑制するため、道路の横断方向にアラミド繊維が配列されるようにジオグリッドを配置し、曲線区間では隣り合うジオグリッドを重ねて敷設した。

下り線の瀝青安定処理混合物の下面には、ジオグリッドを設置した。施工状況を写真 4. 10～4. 11 に示す。施工手順と施工時の状況を以下に示す。

- ①路面を切削し、乳剤と砂を散布する（写真 4. 10(a)～(c)）。
- ②ジオグリッドを敷設する。直線区間では、ジオグリッド敷設の施工性の向上を図るため、幅 1.2m のジオグリッドをつき合わせて結束バンドで接続した。一方、曲線区間ではジオグリッドを重ねて敷設し、固定杭でジオグリッドを固定した（写真 4. 10(d)～(f)）。
- ③アスファルトフィニッシャーで瀝青安定処理混合物をまき出す。このとき、ジオグリッドをつき合わせて敷設した直線区間では、ジオグリッドのたわみがアスファルトフィニッシャーの進行方向に累積されていき、ジオグリッドが折り重なった状態で、瀝青安定処理混合物の中に埋設された状態になった。一方、ジオグリッドを重ねて敷設した



写真 4. 10 下り線の施工状況 (その 1)

曲線区間では、直線区間に比べてジオグリッドのたわみは小さく、たわみはジオグリッドの重ね部で吸収されている箇所もあった（写真 4. 11. (a), (b)）。

- ④瀝青安定処理混合物を振動ローラとタイヤローラで締固める（写真 4. 11(e), (f)）。

次いで、上り線はジオグリッドを瀝青安定処理混合物の中間に設置した。上り線の施工状況を写真 4. 12～4. 13 に示す。施工手順と施工時の状況を以下に示す。

- ①路面を切削し、乳剤と砂を散布する。
- ②瀝青安定処理混合物を層厚 5cm でまき出す。
- ③ジオグリッドを敷設し、振動ローラとタイヤローラで転圧する（写真 4. 12(a)～(c)）。
- ④先に行われた下り線の試験施工時には、ジオグリッドを固定杭で固定したが、瀝青安定処理混合物をまき出すときのジオグリッドのたわみによって固定杭が抜けたため、上り線では固定杭を使用していない。ジオグリッド敷設後に、振動ローラとタイヤローラでジオグリッド上を走行させると、ジオグリッドの横ストランドが伸びることにより、ジオグリッドをつき合わせた箇所でたわみが発生した（写真 4. 12(d)）。このため、補修範囲の終点側では隣り合うジオグリッドの間に隙間を設けて敷設し直した。また、ジオグリッドの目合が縦 28mm×横 28mm であるため、瀝青安定処理混合物の骨材と十分にかみ合っていない状況



写真 4. 11 下り線の施工状況 (その 2)

が確認できた。

- ⑤ ジオグリッドの上に乳剤と砂を散布して、2層目の瀝青安定処理混合物を層厚 5cm でまき出し、振動ローラとタイヤローラで転圧する（写真 4.13(a)）。転圧後、ジオグリッドのたわみが生じた箇所では、写真 4.13(b)～(d)に示すように、瀝青安定処理混合物の上面にひび割れが生じていた。

「福岡坂下線」の道路舗装の上層路盤を、ジオグリッドと瀝青安定処理混合物の複合構造体に置換



写真 4.12 上り線の施工状況（その1）



写真 4.13 上り線の施工状況（その2）

える試験施工を行った結果、下記のような施工上の問題点が明らかになった。

ジオグリッドをつき合わせて敷設すると、アスファルトフィニッシャーで瀝青安定処理混合物をまき出した時に、ジオグリッドのたわみが生じやすくなる。

瀝青安定処理混合物の中央にジオグリッドを敷設した場合に、ジオグリッド上を振動ローラ転圧すると、ジオグリッドの横ストランドが伸びてたわみの原因となり、2層目の瀝青安定処理混合物と分離した状態になり、上層路盤の上面にひび割れが発生した。また、ジオグリッド上を振動ローラが走行すると、鉄輪が瀝青安定処理混合物の熱を奪ってしまい、両者の十分な密着が期待できない。

ジオグリッドの目合いが瀝青安定処理混合物の骨材に比べて小さいため両者の一体化が難しく、ジオグリッドが路盤の分離面になるおそれがある。

これらの問題点に対する解決策を以下に示す。

① ジオグリッドの形状

ジオグリッドの目合いを大きくして、骨材とのかみ合わせを改善させる。

② ジオグリッドの敷設

ジオグリッドはつき合わせて敷設せずに、横ストランドの伸びを考慮して隣り合うジオグリッドの間に隙間を設けて敷設する。

③ ジオグリッドと瀝青安定処理混合物の一体化

ジオグリッドを瀝青安定処理混合物の中間に敷設する場合、1層目の瀝青安定処理混合物の温度が極端に下がらないように、ジオグリッド上にはタイヤローラを走行させて、ジオグリッドを瀝青安定処理混合物の一体化を図る。

(6) 修繕工事後のハイブリッド計測

2019年11月修繕工事直後に、A区間とB区間を対象にハイブリッド計測を実施した（写真 4.14 参照）。

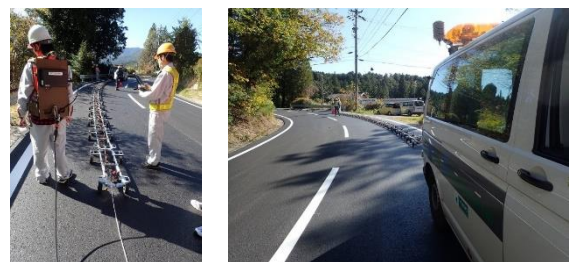


写真 4.14 修繕工事後に実施したハイブリッド計測の様子

FWDによるたわみ量測定結果ならびに算出した諸数値を、先の図 4.24 と図 4.25(1)(2)中に赤色□で示した。また、表 4.2にこれらの諸数値の統計値を一覧する。表より、現状の CBR に変化は見られないが、残存等値換算厚  $T_{A0}$  ならびに破壊までの累積 49kN 換算輪数 N には修繕による改善効果が確

表 4.2 修繕工事前後の FWD による載荷点たわみ量, 現状の CBR と残存等値換算厚  $T_{A0}$

実施時期	修繕工事前実施(2019.6)										修繕工事後実施(2019.11)									
	上り線					下り線					上り線					下り線				
	距離程 kD	最小値	最大値	平均値	標準偏差	距離程 kD	最小値	最大値	平均値	標準偏差	距離程 kD	最小値	最大値	平均値	標準偏差	距離程 kD	最小値	最大値	平均値	標準偏差
載荷点たわみ量 D0 ( $\mu$ m)	2.70-3.36 A	163	1125	554	202	2.68-3.37 A	148	1749	660	303	2.80-3.22 A	125	927	406	164	2.68-3.22 A	193	635	409	104
	4.80-5.10 B	194	826	363	134	4.80-5.10 B	228	1263	462	207	4.85-5.00 B	149	356	246	55	4.85-5.00 B	178	449	306	75
	7.62-9.30 C	159	730	438	112	7.70-9.30 C	193	1027	450	128										
現状CBR (%)	2.70-3.36 A	7.5	22.7	14.4	3.5	2.68-3.37 A	8.5	25.0	14.8	4.0	2.80-3.22 A	8.2	52.6	15.6	6.6	2.68-3.22 A	8.5	50.0	15.1	6.0
	4.80-5.10 B	8.9	142.9	59.0	32.2	4.80-5.10 B	9.2	166.7	43.1	40.7	4.85-5.00 B	19.6	90.9	49.0	25.4	4.85-5.00 B	11.8	100.0	41.5	26.1
	7.62-9.30 C	10.3	100.0	23.6	10.1	7.70-9.30 C	9.9	62.5	22.4	8.0										
残存 $T_A$ (cm)	2.70-3.36 A	10.8	36.2	20.5	5.5	2.68-3.37 A	5.3	37.5	18.6	6.3	2.80-3.22 A	12.9	41.9	24.7	6.0	2.68-3.22 A	17.2	34.6	23.9	3.8
	4.80-5.10 B	13.4	30.1	24.0	3.9	4.80-5.10 B	8.6	28.4	22.0	4.7	4.85-5.00 B	24.4	33.3	28.4	2.3	4.85-5.00 B	22.1	31.1	26.0	2.7
	7.62-9.30 C	15.5	33.1	22.1	3.2	7.70-9.30 C	11.3	31.5	21.9	3.4										

認できる。しかし、支持力不足が懸念される A 区間では、十分な性能の改善には至っていない。ジオグリッド敷設箇所においても、特段の性能向上は確認されないばかりか、瀝青安定処理層の中間部に敷設した箇所（上り線側）の一部では、ジオグリッドが瀝青安定処理層を分離（付着切れ）した影響（写真 4.15 参照）が確認できる。



写真 4.15 瀝青安定処理層中間に敷設したジオグリッドのコア写真 (KP3.04)

ジオグリッドと瀝青安定処理層の一体化を図るためには、ジオグリッドの目合い、多軸ジオグリッドの使用、施工法の改善などが必要である。一方、現状ではジオグリッド敷設によるアスコン層の弾性係数の増加は確認できないが、今後の劣化進行に対する抑制効果について注視することが重要である。

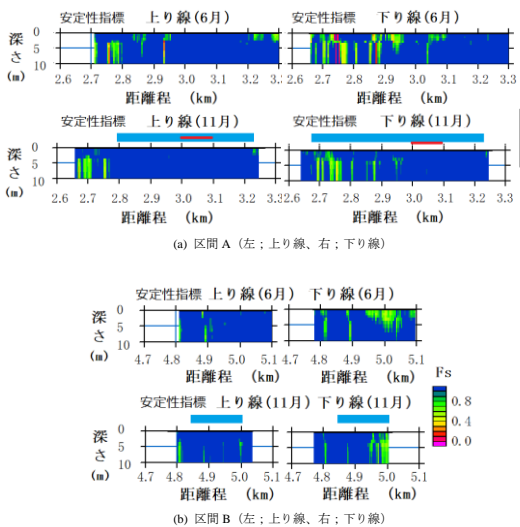


図 4.31 安定性指標にみる修繕工事前後の変化 (図中の水色線が修繕施工範囲)

図 4.31 には、ハイブリッド計測結果から安定性指標を算出し、修繕前後で比較して示す。物理探査結果の S 波速度ならびに比抵抗に修繕前後での明らかな変化は確認できないが、それぞれの値から算出される安定性指標には、工事による改善効果がわずかに確認できる。主に比抵抗の値の変化による影響と考えられ、FWD では評価ができない水分量の変化による影響をハイブリッド計測で捉えられる可能性を示すものである。ここにおいても、路面性状に基づく舗装の劣化進行と併せて、ハイブリッド計測による舗装構造調査の最適化とその効果について探求することが重要である。

#### 4.4 粒度調整材料の長期繰返し三軸圧縮試験

これまでの点検において、舗装の劣化要因の一つに、路盤内への地下水の浸入がある。管理されて構築された路盤に水が浸入することで、材料特性がどのように変化するかを確認するため、長期繰返し三軸圧縮後に圧密排水 (CD) 条件で三軸圧縮試験を実施した。

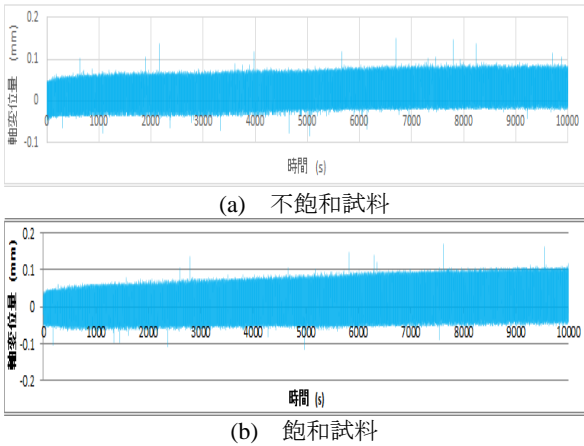
路盤材料として、粒度調整砕石 M-30 を用いた。中型の繰返し三軸圧縮試験装置を使用することから、供試体径が 10cm のため、19mm ふるいを通過させ最大粒径を調整した。突き固めによる締固め試験ならびに CBR 試験により、締固め度 95% ( $\rho_{dmax} \times 95\% = 2.163\text{g/cm}^3$ , 修正 CBR(95)=97.3%) で試料を作成し、一方は不飽和条件 (含水比 3%) もう一方は飽和条件で、以下の長期繰返し载荷を実施した。

- 背圧 飽和試料 200kN/m<sup>2</sup>,  
不飽和試料 0kN/m<sup>2</sup>
- 拘束圧 50kN/m<sup>2</sup>
- 繰返し応力比 0.2
- 繰返し回数 10,000 回
- 载荷条件 1Hz

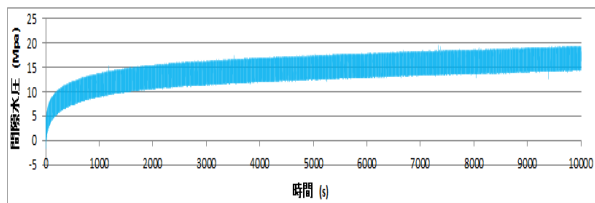
それぞれの試料の繰返し载荷過程の軸変位量を図 4.32 に示す。不飽和試料では軸変位に目立った変化は見られないが、飽和試料では徐々に変位振幅が増大する傾向が確認できる。また、図 4.33 には飽和試料の繰返し载荷試験中の間隙水圧挙動を示す。実際に比べて小さな繰返し応力比であるにもかかわらず、間隙水圧は徐々に増大することが確認で

きる。

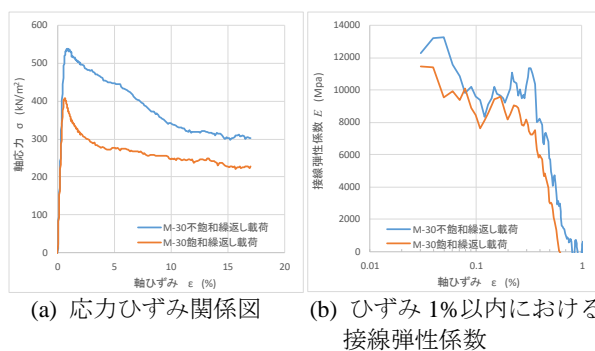
繰返し载荷終了後、それぞれの供試体を三軸圧縮 CD 試験に供した。試験における応力ひずみ関係は、**図 4.34 (a)**に示すように、圧縮強さは不飽和試料 536.18 kN/m<sup>2</sup> に対して、飽和試料 407.49 kN/m<sup>2</sup> と 30%ほど低下することが確認された。また、軸ひずみが 1%以内における接線弾性係数は、**図 4.34 (b)**に示すように、飽和試料と不飽和試料とで平均すると 10%ほどの違いが確認された。



**図 4.32** 路盤材料の繰返し圧縮载荷過程における飽和試料と不飽和試料の軸変位量の比較



**図 4.33** 路盤材料の繰返し圧縮载荷過程における飽和試料の間隙水圧

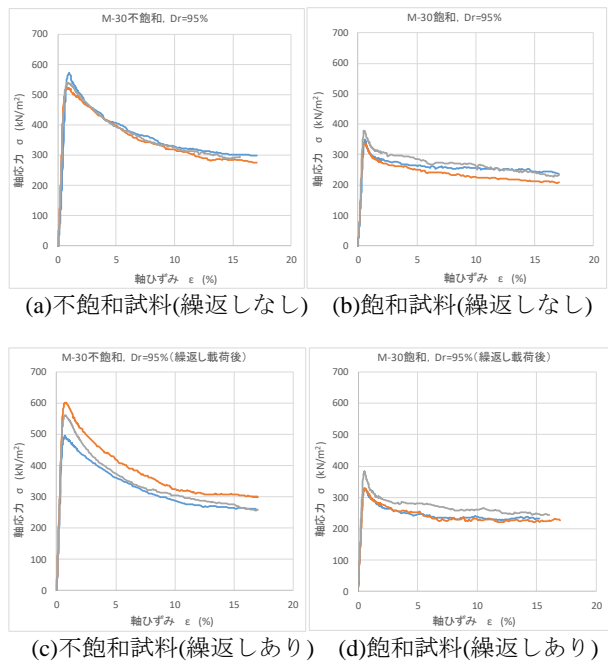


**図 4.34** 路盤材料の繰返し圧縮载荷後の三軸圧縮 CD 試験結果

飽和試料と不飽和試料の圧縮強さには、土粒子間に作用する表面張力(メニスカス)が影響することが知られている。この影響を確認するために、繰返し载荷をした試料としない試料について、それぞれ飽和条件と不飽和条件で三軸圧縮 CD 試験を実施

し比較した。

試験結果である応力ひずみ関係図を**図 2.35**に示す。また、**表 4.3**に圧縮強さを一覧し比較する。これらの図表より、圧縮強さは飽和度に大きく影響を受けることがわかる。また、繰返し载荷により飽和試料ではわずかに圧縮強度が低下する傾向が見られる。飽和試料と不飽和試料での強度比(飽和試料の圧縮強さ/不飽和試料の圧縮強さ)は、繰返し载荷がない場合 0.63、繰返し载荷をした場合 0.65 であった。



**図 4.35** 繰返し载荷の有無と飽和及び不飽和試料での三軸圧縮 CD 試験結果の比較

**表 4.3** 三軸圧縮 CD 試験における圧縮強さ一覧

試験条件	圧縮強さ (kN/m <sup>2</sup> )	
	不飽和試料	飽和試料
繰返し载荷なし	570.80	349.32
	521.77	336.91
	538.13	378.81
繰返し载荷あり	493.62	327.90
	601.81	328.17
	560.84	381.28

次いで、同じ粒度調整碎石 M-30 を用いて、締固め度 90% ( $\rho_d=2.049\text{g/cm}^3$ ), 含水比 5.9% (飽和度  $S_r=50\%$ ) の不飽和試料を、繰返し応力比 0.2 で繰返し载荷した場合の载荷過程を**図 4.36**に示す。ここでは、繰返し载荷が 2,000 回を超えたあたりから両ひずみ振幅ならびに間隙水圧が増大し始め、繰返し回数 2,900 回付近で両ひずみ振幅が 5%を超えた。

さらに、これと同条件の試料を繰返し応力比 0.1 で 20,000 回载荷後に三軸圧縮 CD 試験に供した結果を**図 4.37**に示す。この場合の最大圧縮強さは、168.21kN/m<sup>2</sup>と極端に低下することが確認された。

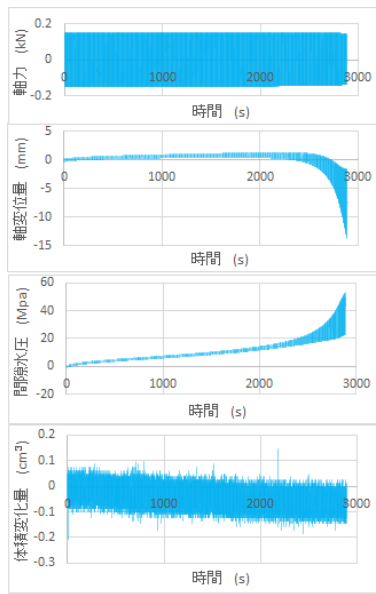


図 4.36 締固め度 90%の不飽和条件の路盤材料における繰返し载荷過程（繰返し応力比 0.2）

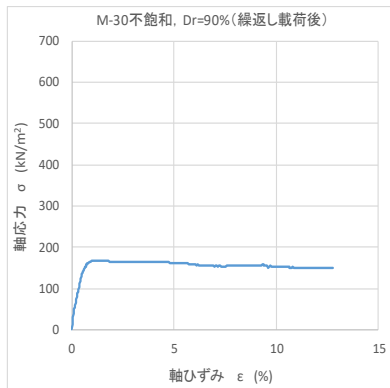


図 4.37 締固め度 90%の不飽和条件の路盤材料における繰返し载荷（繰返し応力比 0.1,繰返し回数 20,000 回）後の三軸圧縮試験結果

以上より、管理された路盤材料（締固め度 95%）であっても、路盤内への水の侵入により、路盤支持力は大きく低下し、繰返し载荷によりさらに助長されることが確認された。また、路盤の締固め管理が不十分な場合には、その傾向は顕著であり、路面の劣化を大きく早めることになると考えられる。

#### 4.5 提案する修繕工法に用いる構造体の性能確認試験

##### (1) アスファルト混合物の補強技術の提案

アスファルト混合物や路盤材料とジオシンセティック技術を組み合わせることによって、アスファルト舗装の長寿命化を図ることを目的として、室内試験により性能を確認した。

アスファルト混合物と融点の低い樹脂で製作したジオグリッドを一体化させて、アスファルト混合

物の曲げ剛性を向上させる。このアスファルト混合物を補強するジオグリッドとして、アスファルト混合物の舗設時の熱によりジオグリッドを構成するポリエチレン樹脂が融解し、芯材のアラミド繊維と一体化させる補強技術を開発した。

本技術による補強効果を確認するため、表 4.4 に示すように、アスファルト混合物として瀝青安定処理混合物と開粒度混合物にジオグリッドを配置した、長さ 300mm、幅 300mm、厚さ 50mm の試験体を作成し、曲げ試験を行った。各試験体の曲げ荷重とスパン中央における鉛直変位の関係を図 4.38 に示す。ジオグリッドを試験体の上下面に配置した No.4 と No.8 は、無補強の試験体に比べて曲げ強度が 3 倍以上に向上していた。これは、試験体の底面に配置したジオグリッドがアスファルト混合物と一体化し、アラミド繊維の引張剛性が発揮されるためと考えられる。

表 4.4 ジオグリッドの敷設位置と曲げ試験後の供試体の変形状況

(a) 瀝青安定処理混合物				
供試体No.	No.1	No.2	No.3	No.4
補強材構成	プランク(補強材なし)	補強材 中間位置 1	補強材 中間位置 2	補強材 上下面
曲げ試験後				

(b) 開粒度混合物				
供試体No.	No.5	No.6	No.7	No.8
補強材構成	プランク(補強材なし)	補強材 中間位置 1	補強材 中間位置 2	補強材 上下面
曲げ試験後				

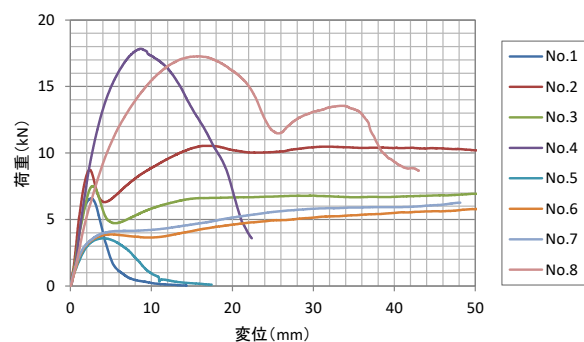


図 4.38 曲げ荷重と鉛直変位の関係（予備試験）

##### (2) アスファルト混合物（瀝青安定処理層）に対する曲げ試験

アスファルト混合物と、アスファルト混合物をジオグリッドやジオセルで補強した試験体に対して曲げ試験を行い、それぞれの曲げ強度、曲げ剛性、靱性を確認した。供試体の製作状況を写真 4.16 に

示す。供試体の寸法は長さ 1000mm、幅 400mm、厚さ 100mm で、ジオグリッドとジオセルを配置した型枠に 175℃のアスファルト混合物を投入し、実施工で用いられる機械で転圧することにより作成した。



写真 4.16 供試体の製作状況

曲げ試験は、図 4.39 に示すように、荷重を 2 点で載荷させる方法で行った。各試験体のスパン中央における鉛直変位と曲げ荷重との関係を図 4.40 に、同様に接線弾性係数との関係を図 4.41 に示す。また、曲げ試験前と試験後の状況を写真 4.17 に示す。

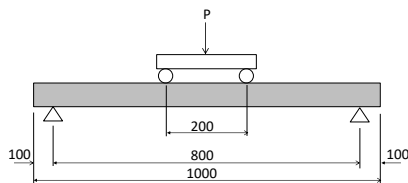


図 4.39 曲げ試験方法の模式図 (2 点載荷, 単位 mm)

無対策の試験体は 8~10kN の荷重で供試体が破壊した。補強した供試体のピーク荷重は、無対策と同程度かやや大きい程度であるが、ピークを過ぎた後も曲げ強度が持続しており、ジオセルで 2kN、ジオグリッドで 10kN の残留強度 (靱性) が発揮されていた。これは、アスファルト混合物の変位が大きくなると補強材に引張力抵抗力が導引されるためと考えられる。しかし、アスファルト混合物と補強材は完全には一体化しておらず両者の剥離が認められたため、今後ジオグリッドではアスファルト混合物の中間に埋設するなど、敷設方法を改善する必要がある。一方、初期変位に見られる接線弾性係数の最大値の平均は、表 4.5 に示すように、ジオセルで無対策の 40% 増、ジオグリッドで同 70% 増となり、補強効果が確認できた。

### (3) ジオセルに対する圧縮試験

ジオセルに土質材料を充填することにより、上載荷重の作用による土質材料の側方への移動が拘束

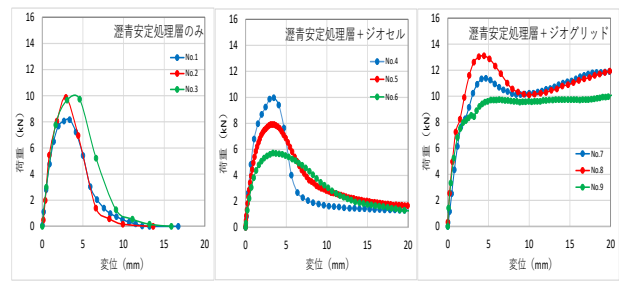


図 4.40 鉛直変位と曲げ荷重との関係図

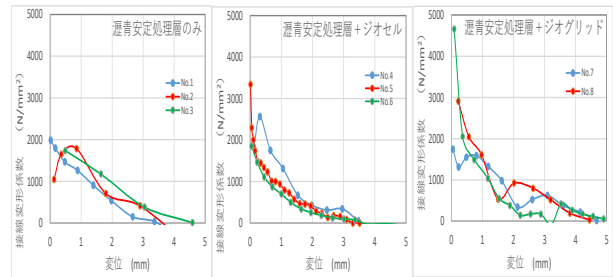


図 4.41 鉛直変位と接線弾性係数との関係図

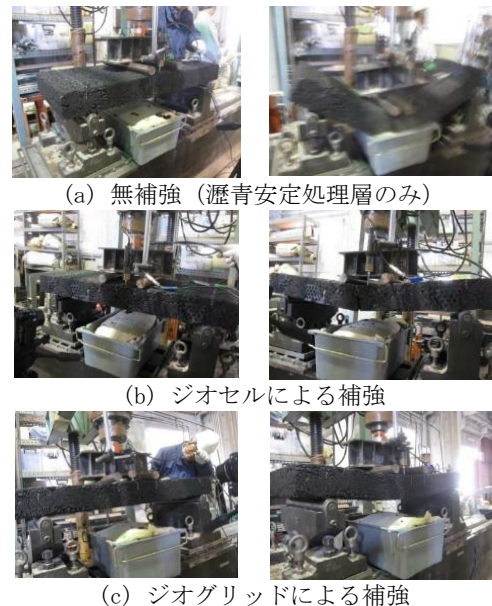


写真 4.17 曲げ試験の試験状況 (載荷前と載荷後)

表 4.5 大型曲げ試験結果一覧表

供試体条件	供試体No.	最大荷重 kN	最大曲げ モーメント kN・mm	曲げ強度 N/mm <sup>2</sup>	最大接線 弾性係数 N/mm <sup>2</sup>	残留強度 (10mm) kN	残留強度 (20mm) kN
瀝青安定処理層 のみ	1	8.17	1,226	1.720	1,984	0.49	0.00
	2	9.87	1,481	2.023	1,784	0.16	0.00
	3	9.73	1,460	2.141	1,737	0.94	0.00
	平均	9.26	1,389	1.961	1,835	0.53	0.00
瀝青安定処理層 +ジオセル	4	9.96	1,494	2.115	2,568	1.66	1.31
	5	7.91	1,187	1.626	3,341	2.82	1.66
	6	5.72	858	1.214	1,854	3.11	1.28
	平均	7.86	1,180	1.652	2,588	2.53	1.42
瀝青安定処理層 +ジオグリッド	7	11.37	1,706	2.491	1,749	10.22	11.89
	8	13.10	1,965	2.909	2,909	10.09	11.94
	9	9.73	1,460	2.173	4,661	9.60	10.05
	平均	11.40	1,710	2.524	3,106	9.97	11.29



される。ジオセルによる土質材料の拘束効果を確認するための基礎試験として、圧縮試験を行った。圧縮試験は、写真 4.18 に示すように、ジオセル（高さ：150mm，セルの径：長径 320mm，短径 287mm）に最少粒径 20mm の単粒度碎石（呼び径 25mm）を充填して直径 25cm の載荷板を設置し、油圧ジャッキで載荷する方法で行った。ジオセルに充填した碎石の単位体積重量は平均で 15.5kN/m<sup>3</sup> である。また、圧縮試験では、圧縮荷重，載荷板の鉛直変位，ジオセルの側方変位を計測した。



写真 4.18 ジオセルの圧縮試験

圧縮試験では、載荷重の上限をロードセルの許容荷重である 200kN までとした。圧縮試験後のジオセルの変形状況を写真 4.19 に示すように、ジオセルは碎石の流動を拘束し、側方に膨らむように変形する。また、圧縮試験後の碎石は破碎されており、試験後の碎石の粒度分布の変化を表 4.6 に示す。試験前の 19mm ふりい通貨質量百分率 81.8% の碎石材料は、試験後に 85.6~88.4% に増加しており、約 5% の質量が破碎されたことになる。



写真 4.19 ジオセルの試験後の供試体状況

表 4.6 ふり分け試験による通貨質量百分率 (%) の一覧表

粒径(mm)	一回目	三回目	四回目	五回目	試験前
26.5	100	100	100	100	100
19	85.6	88.4	86.2	87.3	81.8
9.5	6.5	8.8	9.3	10.9	0.4
4.75	3	3.9	4.3	5.3	0.3
2	1.5	2	2.2	2.4	0.2
0.85	0.7	1.1	1.1	1.2	0.2
0.425	0.4	0.8	0.7	0.8	0.1
0.25	0.2	0.6	0.5	0.6	0.1
0.106	0.1	0.4	0.3	0.4	0
0.075	0.1	0.3	0.3	0.4	0

二回目は破壊時の試料逸脱により試験不可。

次いで、圧縮応力と圧縮変位，側方変位の関係を図 4.42 に、圧縮応力と圧縮ひずみの関係を図 4.43 に示す。圧縮応力と変位の関係は概ね線形関係にあり、碎石を充填したジオセルの初期接線弾

性係数は平均で 25.8N/mm<sup>2</sup> であった。

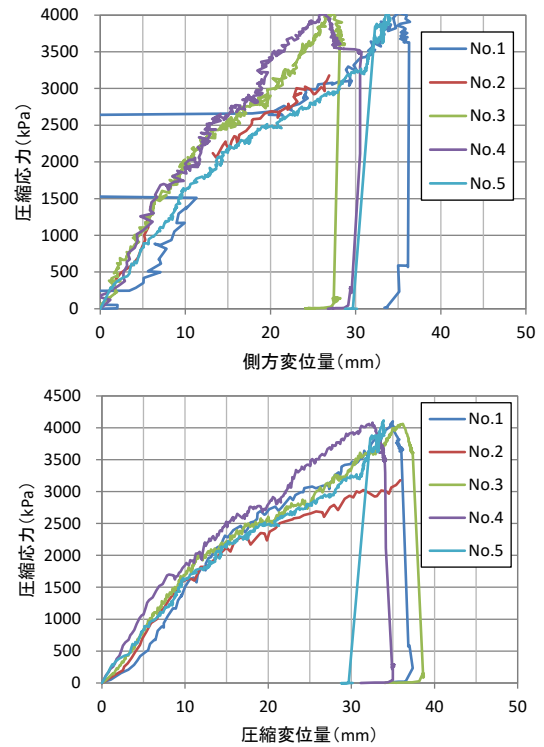


図 4.42 圧縮変位ならびに側方変位と圧縮応力との関係図

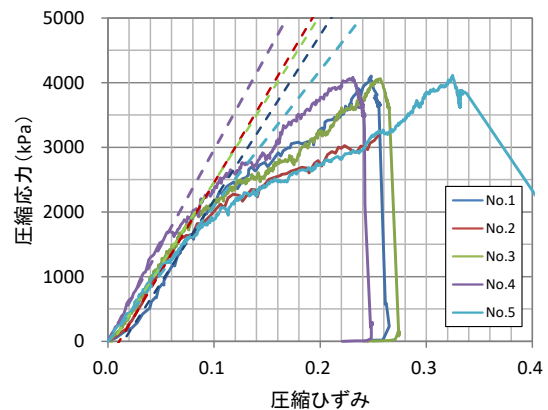


図 4.43 圧縮ひずみと圧縮応力との関係

#### (4) 単粒度碎石に対する大型三軸圧縮試験

ジオセルによる土質材料の拘束効果を定量的に確認するため、大型三軸圧縮試験により先の試験で用いた碎石単体の圧縮試験を実施した。

圧縮試験は、写真 4.18 に示すように、ペDESTAL 上に直径 300mm 高さ 450mm の鋼製スペーサーを立て、これにゴムメンブレンを内装したモールドをかぶせて、この中に碎石を投入してジオセルとほぼ等価な形状（高さ 150mm，直径 300mm）ならびに単位体積重量 15.7kN/m<sup>3</sup> の供試体を作成した。キャップをかぶせてメンブレンを密封し、供試体内の空気を排気（20kPa の負圧）することで供試体を自

立安定させたのちにモールドを外す。試験時の拘束圧で碎石の隙間にメンブレンが貫入しないように、さらにメンブレンを重ねて装着し、これに圧力チャンパーを被せて供試体を三軸セル内にセットする。圧縮試験の拘束圧は、1 供試体あたり次の 3 条件を段階载荷し、供試体の弾性領域での圧縮除荷を繰り返すことで、拘束圧条件下での弾性係数を求める方法とした。

供試体 No.1	拘束圧条件	25, 50, 100kPa
供試体 No.2	拘束圧条件	50, 100, 200kPa
供試体 No.3	拘束圧条件	100, 200, 300kPa



(a) モールド内側にメンブレンを装着し試料を投入 締固め(h=15cm)



(b) キャップを取付け負圧により試料を自立安定 (二重メンブレン)



(c) チャンバーを被せて供試体をセル内にセット後 載荷台に移動

写真 4.20 大型三軸圧縮試験の試験手順と試験状況

試験は、最初の拘束圧条件で圧密後に圧縮ひずみ速度 0.1%で载荷し、圧縮ひずみ 3~5%付近で载荷を中段し、次の拘束圧条件に移行後に再度载荷を実施するものとした。

試験結果より、軸ひずみと軸差応力 ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) の関係図を図 4.44 に示す他、軸ひずみと割線弾性係数との関係を図 4.45 に示す。それぞれの図から明らかなように、拘束圧による圧縮特性の明確な違いは見られない。また、顕著な初期弾性が発揮された後は、ひずみと応力の関係が小さな凹凸とともに漸増し、逐次破壊的に弾性挙動を継続する様子がわかる。さらに、割線変形係数はひずみの増加とともに拘束圧に依存することなく一定の値に収束する傾向が見られる。そこで、拘束圧と割線弾性係数の関係図を図 4.46 に示す。図より、ややひずみの大きな領域 (軸ひずみ 1~3%) では僅かに拘束圧に依存する傾向で一定の弾性係数に収束する傾向が確認される。また、図中に先のジオセルの圧縮試験で求めた初期接線弾性係数 (平均で 25.8N/mm<sup>2</sup>) を

赤線で示すように、その値は今回の試験の最大拘束圧 300kN/m<sup>2</sup>における 3%ひずみ割線変形係数に相当することがわかる。すなわち、やや大きなひずみ領域ではジオセルの拘束圧効果が発揮されることが確認できる。

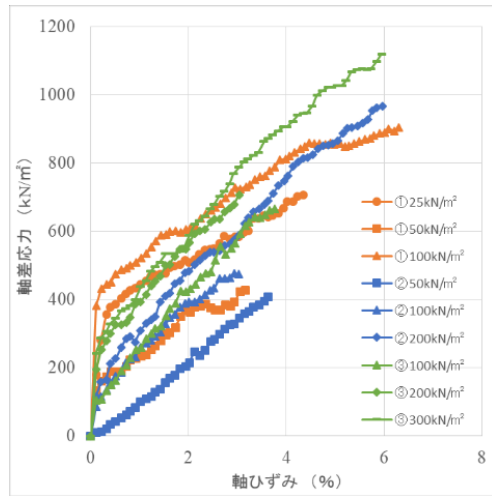


図 4.44 軸ひずみと軸左応力( $\sigma_1 - \sigma_3$ )の関係図

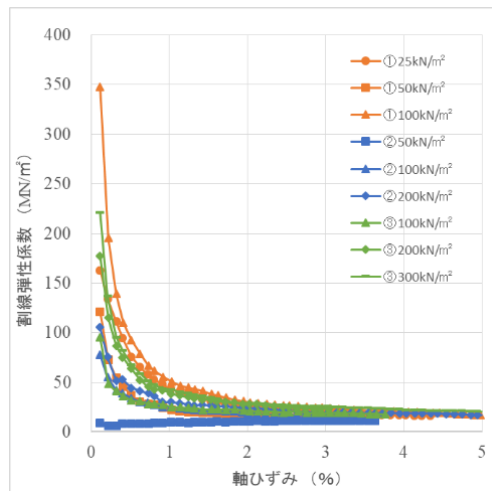


図 4.45 軸ひずみと割線弾性係数の関係図

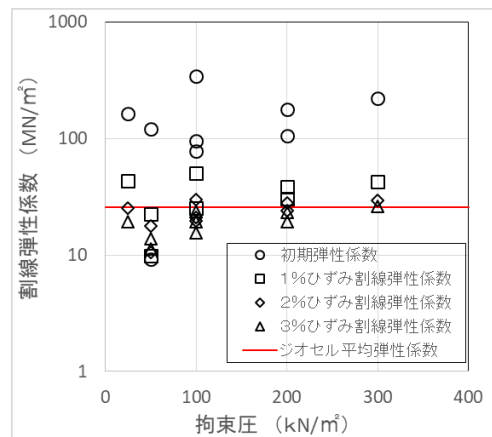


図 4.46 拘束圧と割線弾性係数の関係図

(5) ジオグリッドと瀝青安定処理混合物の複合構造体に対する性能確認試験

瀝青安定処理混合物を一体化させた複合構造体に対して、繰返し曲げ荷重を与える性能確認試験を行った。試験では、アスファルト混合物の耐流動性を評価するホイールトラッキング試験機を用いて動的な繰返し曲げ試験を行った。供試体の寸法は縦300mm×横300mm×厚さ50mmで、繰返し曲げ荷重が作用するよう供試体を設置する台座には、写真4.21に示すように、支間長が200mmとなる支点を設置した。繰返し曲げ試験の条件を表4.7に示す。試験は、通常のホイールトラッキング試験と同様に、60℃の温度下で供試体上に試験輪（荷重70kg）を走行させる条件で行った。供試体の作成状況を写真4.22に示す。ジオグリッドは、アラミド繊維を芯材としポリエチレンで被覆した構造である。ジオグリッドは供試体の中間または下面に埋設して、型枠にアスファルト混合物を2層に分けて突固めて充填した後、転圧面が円弧上のローラコンパクトで締固めて供試体を作成した。また、本試験は、アスファルト混合物、ジオグリッドを構成する樹脂、目合い、ジオグリッドの敷設位置を変えて行った。



(a) 台座に設置した支点 (支間長 200mm)



(b) 供試体の設置状況

写真 4.19 繰返し曲げ試験の状況



(a) 混合物の充填(1層目)



(b) 混合物の突固め



(c) ジオグリッドの設置



(d) 混合物の充填(2層目)



(e) ローラコンパクトで締固め



(f) 供試体の完成

写真 4.22 供試体の作成状況

表 4.7 試験条件

支間長	200mm
載荷重	70kg
車輪 (ソリッドタイヤ)	直径 200mm, 幅 50mm
走行距離	230mm
走行速度	42 回/min
温度	60℃

実験1：再生骨材（アスファルト量2%）と砕石、砂の骨材を1：1の割合で混合し、アスファルトを2%添加した瀝青安定処理混合物と、表4.8に示す2種類のジオグリッドを用いて繰返し曲げ試験を行った。それぞれのジオグリッドの引張試験における引張力とひずみの特性を図4.47に示す。繰返し曲げ試験における経過時間と鉛直変位の関係を図4.48に示す。無補強の供試体は18～24回の走行（経過時間：25～34秒）で破壊したのに対し、ジオグリッドで補強した供試体は繰返し荷重の作用に対する耐久性が大きく向上した。しかし、試験結果のばらつきが大きく、2種類のジオグリッドの優劣を評価することが難しい結果となった。

表 4.8 繰返し試験に用いたジオグリッド

タイプ	A	B
芯材	アラミド繊維	アラミド繊維
樹脂	高密度ポリエチレン	低密度ポリエチレン
目合い	縦 28mm×横 28mm	縦 55mm×横 28mm
引張強度	80kN/m	150kN/m

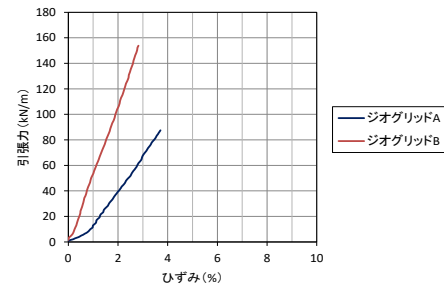


図 4.47 ジオグリッド A,B の引張力～ひずみ特性

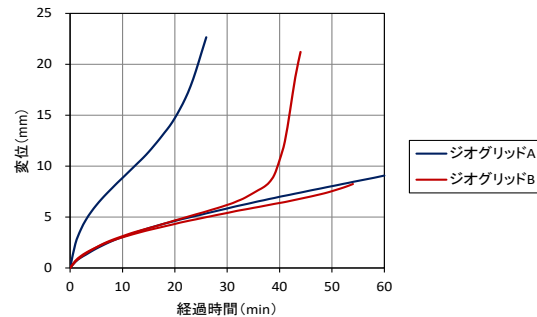


図 4.48 繰返し曲げ試験における経過時間～変位関係

実験2：再生骨材（アスファルト量2%）と砕石、砂の骨材を1：1の割合で混合し、アスファルトを2%添加した瀝青安定処理混合物と、表4.9に示す

2種類のジオグリッドを用いて繰返し曲げ試験を行った。ジオグリッド C は、破断ひずみの異なる2種類の繊維（アラミド繊維とポリエステル繊維）で構成される。ジオグリッド C の引張変位と引張力の関係を図 4.49 に示すように、アラミド繊維の破断後にポリエステルの引張力が発揮され、ジオグリッド A に比べて靱性を向上させた。また、実験では、ジオグリッドを瀝青安定処理混合物の中間と下面に埋設した供試体に対して繰返し曲げ試験を行った。繰返し曲げ試験における経過時間と鉛直変位の関係を図 4.50 に示す。実験 1 と同様にはばらつきはあるが、ジオグリッド C の方がジオグリッド A に比べて、破壊に至る経過時間が長い傾向が得られている。

表 4.9 繰返し試験に用いたジオグリッド

タイプ	A	C
芯材	アラミド繊維	アラミド繊維+ポリエステル繊維
樹脂	低密度ポリエチレン	低密度ポリエチレン
目合い	縦 28mm×横 28mm	縦 28mm×横 28mm
引張強度	80kN/m	48kN/m

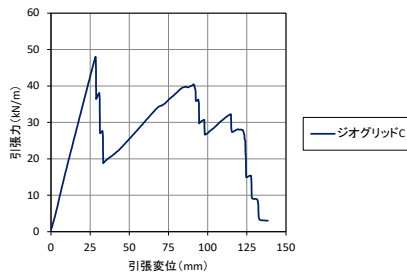
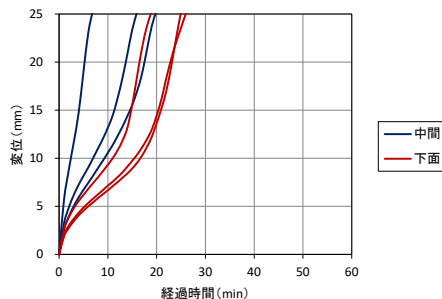
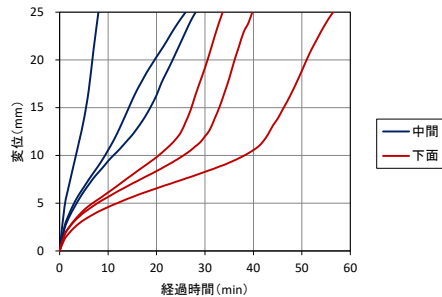


図 4.49 ジオグリッド C の引張力～引張変位関係



(a) ジオグリッド A



(b) ジオグリッド C

図 4.50 繰返し曲げ試験における経過時間～変位関係

実験 3：実験 1，実験 2 では、繰返し曲げ試験の結果に大きなばらつきが生じた。これは、試験に用いた再生骨材の影響であると仮定して、実験 3 では、通常の骨材にアスファルトを添加した密粒度アスファルト（アスファルト量 5.5%）を用いて試験を行った。また、ジオグリッドには、先に示した A，B の2種類のジオグリッドを用いた。繰返し曲げ試験の結果を表 4.10 に示す。密粒度アスファルトを用いた場合、無補強の供試体では 70kg の車輪を載荷した時点で破壊した。これは、実験 3 では、アスファルト量が実験 1 と実験 2 で用いた瀝青安定処理混合物の 4% に比べて多く、供試体が柔らかい状態であったためと考えられる。また、ジオグリッドで補強した供試体も実験 1 に比べて短時間で破壊したが、目合いの大きいジオグリッド B の方がジオグリッド A に比べて走行回数が多い。これは、ジオグリッドの目合いが大きいと、アスファルト混合物の骨材がジオグリッドの目合いに入り込みやすくなり、アスファルト混合物の一体性が高まるためと考えられる。

表 4.10 繰返し曲げ試験の結果

ジオグリッド	タイプ	A	B
	芯材	アラミド繊維	アラミド繊維
	樹脂	低密度ポリエチレン	低密度ポリエチレン
	目合い	縦 28mm×横 28mm	縦 55mm×横 28mm
走行回数 (回)	1 回目	14	30
	2 回目	20	28
	平均	17	29



写真 4.23 試験後の供試体

以上の試験結果に基づいて、今後のジオグリッドの改良点ならびに試験条件を以下に示す。

- ・密路舗装のアスファルト量を 5.5% より少ない条件とする。
- ・ジオグリッドの目合いを骨材粒径に対して大きなジオグリッドを開発する。
- ・実験における供試体温度を 60℃より低い温度とする。

#### (6) ジオセルの締固め試験

2018 年に岐阜県管理道路（安八海津線）で行った道路舗装の修繕に関する試験施工では、2次元表面波探査によりジオセルを設置した路盤のせん断波速度が相対的に低く、ジオセルの中詰め材の締固め度が低いことが示唆された。この個所では、試験施工から約 6 ヶ月経過後に表層にひび割れが生じて、路盤の補修が行われている。このような背景のもと、ジオセルを用いた路盤補強の適用性を確認するために、中詰め材（粒度調整碎石）を充填したジオセルに対する実物大の締固め試験を行った。

締固め試験に用いたジオセルの寸法形状を表 4.11 に、中詰め材の物理特性を表 4.12 に示す。試験では、ジオセルの高さは 10cm に統一し、ジオセルの寸法を 3 種類に変えて中詰め材の締固め度を確認した。また、中詰め材には粒度調整碎石（M-30 と M-40 の混合碎石）を用いた。M-30 と M-40 の締固め特性や締固め後の CBR は同程度である。また、施工時の碎石の含水比は 4.69%であった。

表 4.11 ジオセルの種類

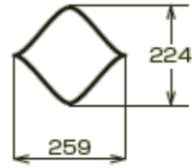
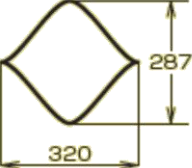
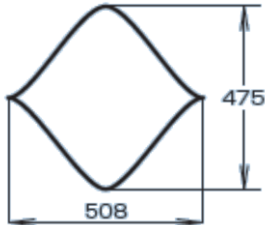
タイプ	セルの形状	寸法
A		長径 259mm × 短径 224mm
B		長径 320mm × 短径 287mm
C		長径 508mm × 短径 475mm

表 4.12 碎石の物理特性

碎石の種類		M-30	M-40
ふるい分け試験 (通過百分率%)	呼び寸法 (mm)		
	100	100	100
	80	100	100
	60	100	100
	50	100	100
	40	100	98
	30	96	89
	25	89	81
	20	78	74
	15	69	68
	13	63	62
	10	55	57
	5	41	44
	2.5	30	35
	1.2	24	27
	0.6	18	21
0.4	14	18	
0.3	11	15	
0.15	7	10	
0.075	3	5	
締固め試験	最大乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	2.137	2.139
	最適含水比 (%)	5.90	5.79
CBR 試験	93%修正 CBR (%)	83.3	85.4
	95%修正 CBR (%)	98.7	103.7

試験に用いた粒度調整碎石の修正 CBR 試験の結果を図 4.51 に示す。

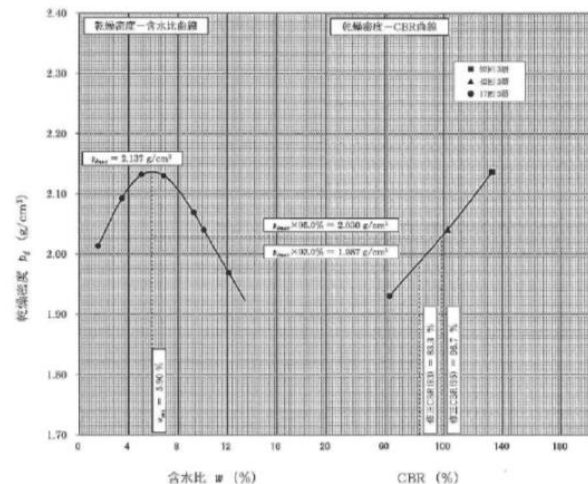


図 4.51 粒度調整碎石（M-30）の修正 CBR 試験の結果

締固め試験における平面図と代表断面図を図 4.52 に示す。ジオセルの底面には敷鉄板をして不陸のない状態にし、3種類のジオセルを約 50cm の間隔で配置して、碎石を充填して 4t 振動ローラで締固めた後に、ジオセルの中の碎石の密度を測定した。

ジオセルの締固め試験の状況を写真 4.24 に示す。ジオセルの高さは 10cm であるが、締固め後の仕上り層厚が 20cm となるように碎石をまき出し、4t 級振動ローラで締固めた（転圧回数：7 往復）。

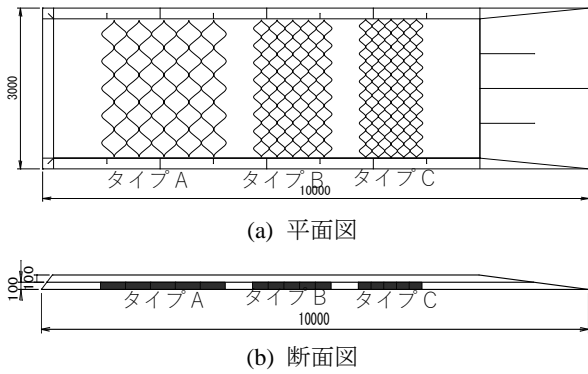


図 4.52 試験盛土平面図



写真 4.24 締固め試験の状況

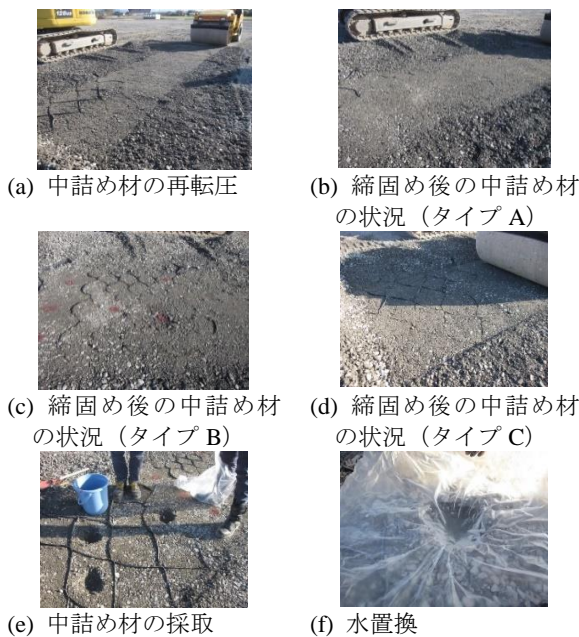


写真 4.25 中詰め材の再転圧と水置換法による現場密度試験の状況

碎石の締固め後は表層の 10cm を切削したところ、中詰め材は緩い状態であった。このため、写真 4.25 に示すように、ジオセル上を再度振動ローラで直接締固め（転圧回数：4 往復）を行った後、ジオセルの内部とジオセルが設置されていない箇所水置換による現場密度試験を行った。

締固め試験後の現場密度試験で得られた乾燥密度の計測結果を表 4.13 に示す。ジオセルの中詰め材の乾燥密度は 1.26~1.37g/cm<sup>3</sup> と、ジオセルを設置していない無補強の箇所に比べて 8~15% 低い。

また、先の図 4.51 の修正 CBR 試験結果から、上層路盤で要求される CBR が 80% 以上の状態に相当する乾燥密度は 1.975g/cm<sup>3</sup> 以上であるが、ジオセルの中詰め材の乾燥密度はそれに比べて小さい。これは、ジオセルが中詰め材の締固めを阻害するためと考えられ、実験では上層路盤としての性能を得ることはできなかった。

表 4.13 乾燥密度の計測結果

No.	乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )			
	無補強	タイプ A	タイプ B	タイプ C
1	1.53	0.99	1.59	1.35
2	1.40	1.47	1.08	1.15
3	1.50	1.33	1.44	1.35
平均	1.48	1.26	1.37	1.28

海外文献による試験結果では、ジオセル内の路盤材料は十分に締固めができていないことから、今後ジオセルの材料特性や締固め方法などの違いによる影響を検討する必要がある。

#### 4.6 修繕効果確認のための長期モニタリングシステムの開発

##### (1) 光ファイバーセンサによるひずみの計測技術

舗装の修繕効果の確認のため、図 4.53 に示すように、ジオグリッドに光ファイバーを内蔵したセンシング技術（光ファイバーセンサ）を開発した。本技術は、光ファイバーに光パルスを入射し、ブリルアン散乱光の周波数の変化からひずみの大きさを計測する BOTDR 方式のひずみアナライザを用いて、ジオグリッドに生じるひずみを計測する技術である。

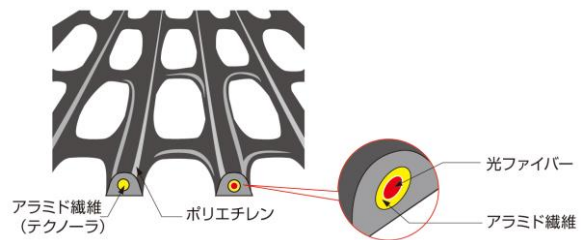


図 4.52 光ファイバーセンサ  
2018 年に行った岐阜県管理道「一般県道安八海

津線」における試験施工において、修繕効果の確認をするために光ファイバーセンサを適用した。試験施工における光ファイバーセンサの配置を改めて図 4.54 に示す。試験施工では、表層アスファルトを切削して上層路盤を掘削した後に、区間①：上層路盤と表層の再構築による修繕，区間②：上層路盤の砕石をジオセルに充填する修繕，区間③：上層路盤を瀝青安定処理混合物に置き換える修繕，区間④：上層路盤をジオグリッドと瀝青安定処理混合物に置き換える修繕の、それぞれ4種類の修繕区間において、車道中央部の上層路盤の底面に幅 0.3m，長さ 30m の光ファイバーセンサを敷設した。写真 4.26 に試験施工時の光ファイバーセンサの敷設状況をスメスとともに、試験施工後に行った大型車両による走行試験の状況を示す。光ファイバーセンサによるひずみの計測は、2018年8月の修繕工事完了後から概ね1ヶ月ごとに実施し、2018年10月には積載重量が5tと10tの大型車両を走行させ、各区間を横断するボックスカルバートの境界に車両を停車させた状態でひずみを計測した。また、2019年2月以降は概ね6ヶ月経過ごとにひずみを計測した。



(a) 光ファイバーセンサの敷設状況 (b) 大型車両の走行試験

写真 4.26 センサの設置および大型車両走行試験の状況

上層路盤の転圧後のひずみを初期値としたときの道路延長方向におけるひずみ分布を図 4.54 に、ボックスカルバート境界から 1m の位置 (図 4.54 中の矢印の位置) におけるひずみの経時変化を図 4.55 に示す。試験施工の完了後は圧縮側のひずみが累積する傾向であるが、大型車両を走行させると、ひずみは車両の走行前に比べて引張側に变化した

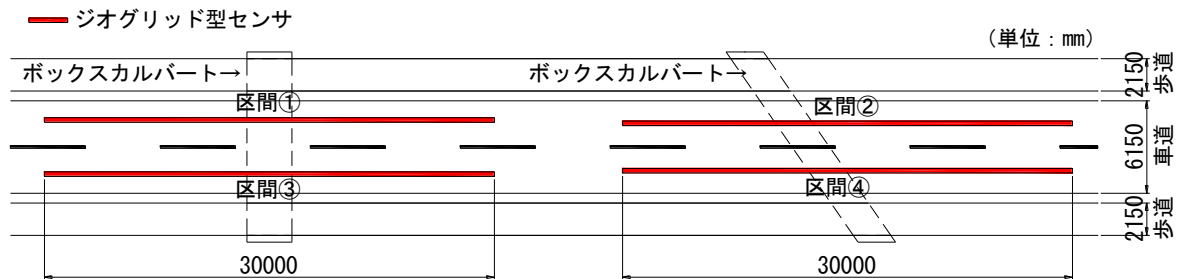


図 4.54 光ファイバーセンサの配置 (安八海津線)

ため、路面には健全な範囲の微小な曲げ変形が生じたと考えられる。

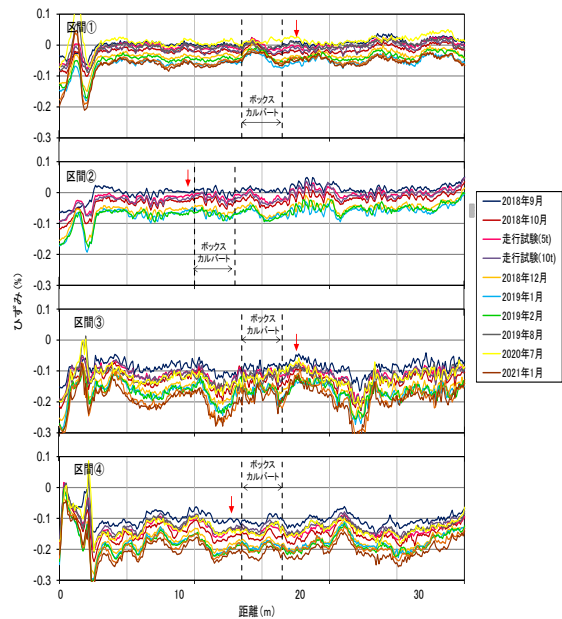


図 4.55 光ファイバーセンサによるひずみ分布の計測結果 (安八海津線)

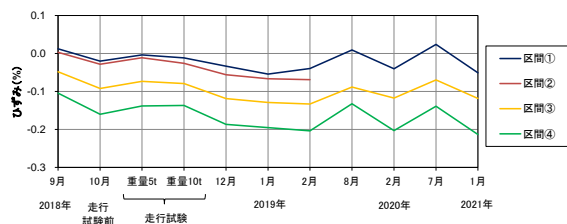


図 4.56 図 4.55 中の↓位置におけるひずみの経時変化図 (ボックスカルバート境界のひずみの経時変化)

本試験施工では、修繕効果確認のため 2019年2月以降は6ヶ月経過ごとにひずみを計測している。夏季には引張側のひずみが累積し、冬季には圧縮側のひずみが累積する傾向であるため、光ファイバーが路面の温度変化の影響をひずみの変化として現わしていると考えられる。また、道路延長方向におけるひずみ分布の傾向に変化はなく、ボックスカルバート境界においても 2019年8月のひずみは試験

施工直後の2018年9月のひずみと同程度であるため、路盤のひずみはほとんど生じていないと考えられる。なお、区間②については、2018年4月に路盤の補修工事（ジオセルの撤去）を行った際に、光ファイバーケーブルが切断されたため計測データはない。

## (2) 路盤内の水分計測用ジオグリッドの開発

路盤内の水分の変化をモニタリングする技術として、ジオグリッドに電極を挿入し、静電容量式土壌水分計として適用する水分センサを開発した。本センサは、図4.57に示すように、ジオグリッドに正負の電極を2列挿入した構造で、電極には耐久性を考慮して炭素繊維を用いている。

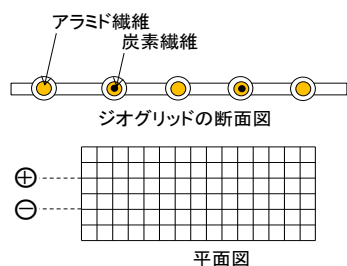


図 4.57 ジオグリッド水分センサの概要図

本センサの適用性を確認するために、写真4.27に示すように、砂質土を充填した深さ70cmの土槽に長さ2mの水分センサを深さ20cmと50cmの位置に埋設して、2018年5月から2019年12月にかけて長期計測を行った。土中の水分変化を表す静電容量（カウント値）の経時変化を図4.58に示す。

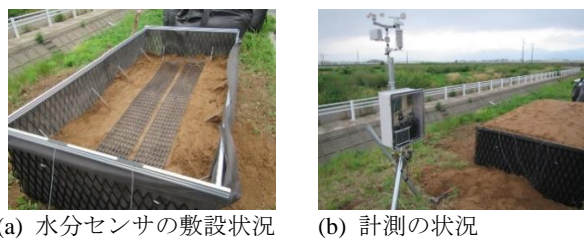


写真 4.27 ジオグリッド水分センサの実験状況

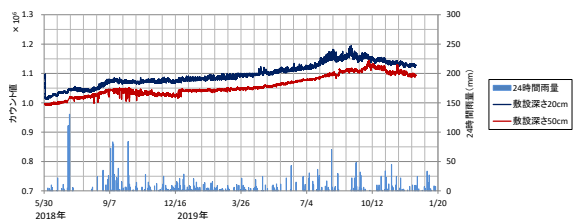


図 4.57 水分センサによる静電容量の経時変化と降水量

静電容量は降雨の発生に応じて上昇しているため、土中の飽和度も緩やかに上昇していると考えら

れる。また、計測された静電容量の値は安定しており、水分センサとしての適用性があることを確認した。

「福岡坂下線」において、水の浸入により舗装の劣化が進行していると判断される個所にジオグリッド水分センサを設置した。先の図4.28並びに図4.30に示す2か所（KP3.0, KP5.0）に、それぞれ上下線の中央付近の下層路盤表面に幅0.3m×長さ3mのセンサを埋設した。設置状況を写真4.28に示す。また、山側からの浸透水の影響を把握するために、同様の静電容量式の水圧計を山側の路側に設置した。

KP3.0付近の下り線に設置した水分センサは、施工時に断線しデータが記録できていない。また、KP5.0付近に設置したセンサについても、データロガーの不具合により計測が中断した。今回、路盤内への設置に際して、センサやその接続端子に十分な耐久性を備えていないことが原因であり、今後路盤性能に影響しない十分な耐久性を有する構造とする必要がある。



写真 4.28 水分センサの設置状況（福岡坂下線）

## 4.7 舗装の長寿命化修繕工法の効果確認実験

試験工事では、その長期的な効果を評価することが困難なことから、国土技術政策総合研究所内に設置された道路基盤構造実験施設を利用して、短期間でジオグリッドを用いた長寿命化効果確認のための実証実験を実施した。支持層の不均一性と災害時の段差に対する道路縦断方向の補強とわだち掘れに対する道路横断方向の補強を同時に達成する目的で、縦横2軸のジオグリッドを選定した。

### (1) 実験の概要

実験の流れを図4.59に示す。まず道路基盤構造実験施設（写真4.29参照）の高さ6mのボックスカルバートと同じ高さの架台を設けて、その一部



(ボックスカルバートとの境)をジャッキなどにより沈下させ、天端に構築した舗装構造への影響を調べる。このため、高さ6mのRC製ボックスカルバートからなる実験施設に、高さ3m×長さ6m×幅4mのジャッキ可動式の鋼製架台を設置し、これを覆い囲むように高さ6m×長さ22m×幅6mの直壁からなる補強盛土を構築するものとした。

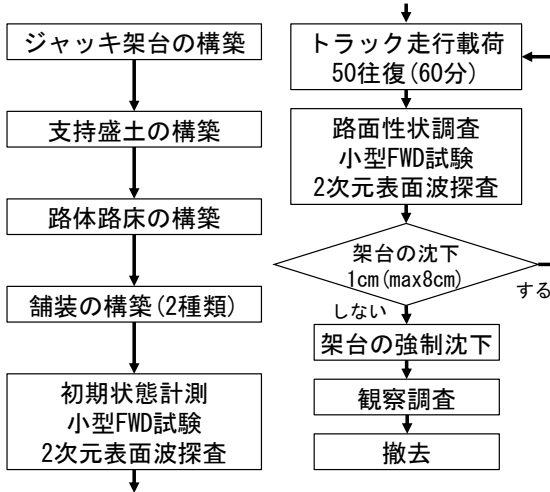


図 4.58 実験の流れ



写真 4.27 基盤構造実験施設

ジャッキ架台は、図 4.60 に示すように、4本2列のキリンジャッキと4本2列の油圧ジャッキにより、交互に受け換えて稼動するもので、1cmずつ10cmまでの沈下と、10cm毎に最大40cmの沈下を発生させることができるように工夫した。最初の設置時の架台高さは3mほどになる。これに、架台と同じ高さまでの支持盛土とこれらの上に路体路床となる盛土を構築する。

補強盛土の最上部(ボックスカルバートの天端と同じ高さまで)の厚さ1.2mは、再生砕石(RC-40)による構築路床を設けた。この構築路床ならびにボックスカルバートの天端に、粒度調整砕石(M-30)による厚さ20cmの下層路盤を設けて実験用舗装路盤とした。この下層路盤上に、長さ20m×幅4m×厚さ10cmの粒度調整砕石もしくは瀝青安定処理層による上層路盤を設置した。この粒調砕石からなる上層路盤の下面には、車線の北側半分(幅2m)に2軸ジオグリッドを敷設し、南側半分の補強材の無い上層路盤との比較を計測した(CASE(1))。同様に、

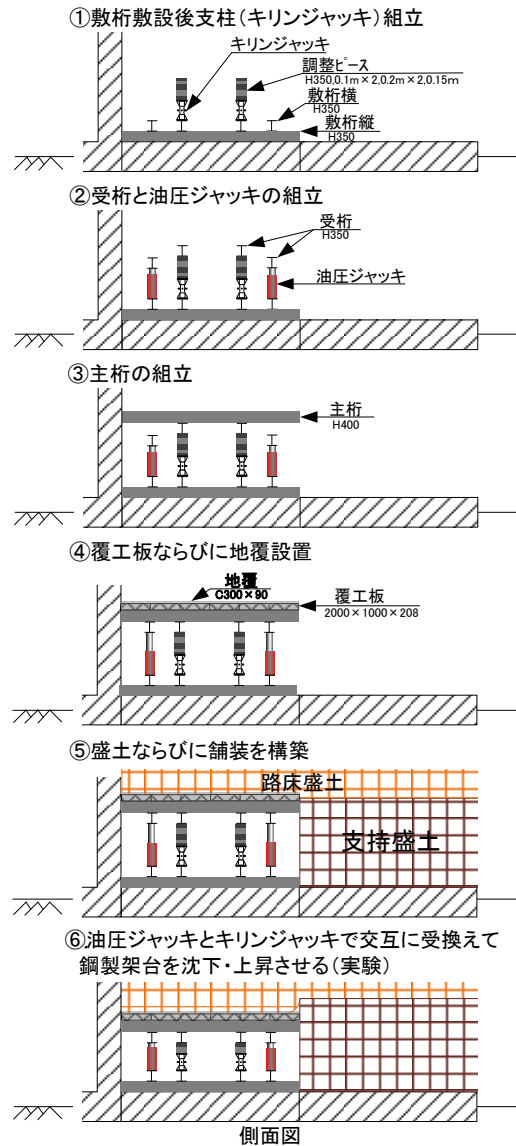


図 4.60 ジャッキ式鋼製架台の組立と構造ならびに稼働方法説明図

瀝青安定処理層からなる上層路盤には、上層路盤の厚さ10cmの中間に2軸ジオグリッドを敷設して、比較計測した(CASE(2))。表層は、いずれも厚さ5cmのアスファルトコンクリートを打設した。

当初、再生砕石(RC-40)による構築路床で粒度調整砕石による上層路盤での実験を行ったところ、実験での舗装の損傷が小さく比較実験の効果が確認できない状況であった。このため、瀝青安定処理層による上層路盤での実験では、路床を砂質土に置換えて(置換え厚さ60cm)から実験を実施した。また、粒度調整砕石による上層路盤での実験も砂質土路床で再度試験した(CASE(3))。なお、上層路盤下面にはセンサ式ジオグリッドを敷設し、光ファイバーによるたわみ計測を随時実施した。

これらの舗装断面と実験条件を図 4.61 に一覧する。なお、小型FWD試験により路床のCBR値は、CASE(1)で21.6%、CASE(2),(3)で10.1%であった。

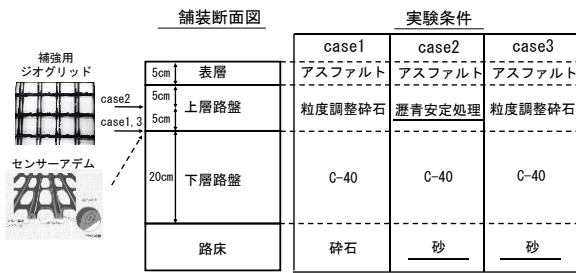


図 4.61 舗装断面と実験条件

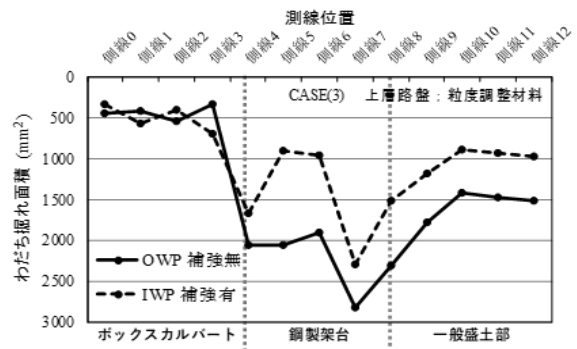


図 4.63 CASE(3)における最終時点でのわだち掘れ面積

(2) 計測結果

表 4.14 に計測項目と評価項目について一覧する。

表 4.14 計測項目と評価項目

計測項目	計測内容	計測方法	データ整理 評価
路面性状調査	クラック率 わだち掘れ量 平坦性	スケッチ 写真 水準測量	メンテナンス指標MCI による路面評価
小型FWDによる たわみ量測定	気温 路面温度 荷重強さと沈下量	載荷板直径9cm 基準沈下量0.375mm における荷重強さ	49kN換算載荷点たわ み量ならびにK値による アスコン層評価
2次元表面波 探査	ハンマー起振による 波動	28Hzジオフォン 24ch@0.25mピッチ 固定展開1m間隔起振	測線に沿ったS波速度 の深度分布による路 盤、路床、路体評価

路面性状調査は、夏場で気温が高くアスコン層が軟らかい条件においては、わだち掘れ量が局所的に進行することで、その深さが必ずしも路面性状を表すとは限らないこともあるので、ここでは図 4.62 に示す算定方法でわだち掘れ面積を用いて考察する。補強材による曲げ剛性で荷重が分散される場合には、むしろわだちの形状による路面形状の変化全体で見た方が、その効果を正しく評価できると考えられる。これは、実験の時にわか雨で路面にできた水たまりの大きさの違いにヒントを得ている。

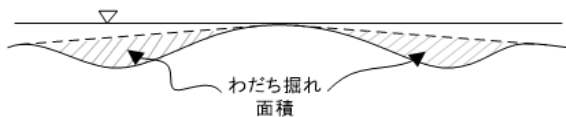


図 4.62 わだち掘れ面積の算定方法

図 4.63 に、上層路盤を粒度調整材料とした場合の CASE(3)における最終沈下時点 (8cm 架台沈下後) のわだち面積の比較を示す。この図によると、ボックスカルバートの上を除いて他のすべての横断測線において、補強材がある方がわだち面積が小さくなっていることがわかる。

CASE(2)において、降雨後、ジャッキ架台 10cm 降下後に生じた水たまりの様子を写真 4.29 に示す。

写真から段差発生部 (側線 4~6) と側線 11~12 地点の補強なし側に水たまりが生じていることがわかる。側線 11~12 地点で補強なし側にのみ水たまりが生じたことから、ダンプのブレーキ荷重が



写真 4.30 CASE(2)における 10cm 降下後に生じた水たまりの様子 (左側：補強あり，右側：補強なし)

かかり、輪荷重負担の大きい部分に対し、ジオグリッドによる補強がわだち掘れの抑制に対して効果があることが確認できる。

次に、CASE(2)におけるジャッキ架台 40cm 降下後のジャッキ架台上の盛土と一般盛土部との間に生じた緩やかな段差部に生じたクラックについて考察する。写真 4.31 のように、横断方向に生じたクラックの幅が補強なし側では約 3~7mm、補強あり側では 1~2mm と、発生する横断方向クラック幅が、補強あり側で大幅に小さくなることがわかった。このことから、支持層の不均一性に対しても、ジオグリッドの敷設による補強効果が確認できた。

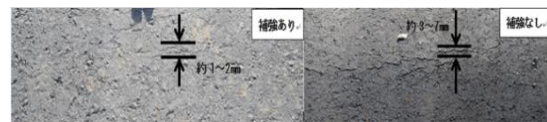


写真-4.31 ジャッキ架台 40cm 降下後のクラック (左：補強あり，右：補強なし)

CASE(2)のジャッキ架台 40cm 降下後について、ボックスカルバートとジャッキ架台の擦付け部の段差の様子を写真 4.32 に示す。写真からわかるよ

うに、補強なしは舗装が不連続になっているのに対し、ジオグリッドで補強をすると、40cmの段差に対しても舗装の連続性が保たれている。したがって、ジオグリッドが段差抑制に効果があることが確認できた。

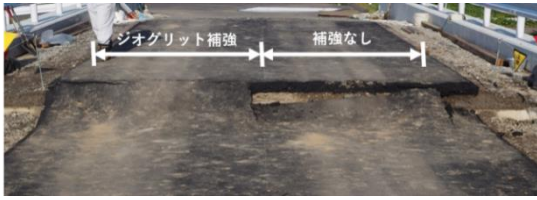


写真 4.32 ジャッキ架台 40cm 降下後の段差の様子

光ファイバー計測では、センサ式ジオグリッドに生じる上層路盤下部の縦断方向ひずみを測定した。図 4.64 に CASE(3)の縦断方向ひずみについて、2cm 沈下時を初期値とした場合のひずみ分布を比較する。舗装構築時に、センサに若干の初期引張があるので、若干の圧縮ひずみが生じている。この図より、ジャッキ架台と一般盛土部の境界で、補強ありの場合、上層路盤下部に於いて縦断方向引張ひずみが低減されていることがわかる。下層路盤に対する曲げ引張力の緩和がジオグリッドにより期待できることが確認できた。

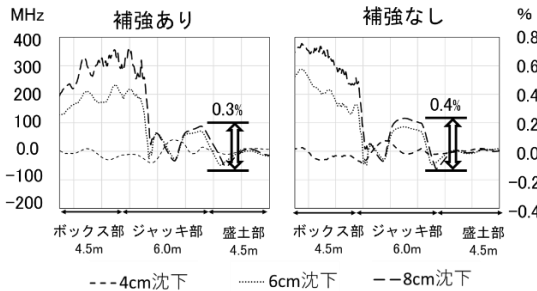


図 4.64 CASE(3)における上層路盤下部の縦断方向ひずみ

実験期間中の計測時の路面温度は、CASE(3)の平均温度 48.8 度（平均気温 32.9 度）、CASE(2)でも同 38.0 度(31.5 度)で非常に過酷な状況であった。このことから FWD 試験によるたわみ測定では、弾性評価に不安もあったが、図 4.65 にダンブ走行回数と FWD 試験で求めた変形係数の関係を示すように、2 軸ジオグリッドのあるなしで値の傾向はよく似ている。かねてからジオグリッド自体の圧縮変形がたわみ量を大きくするという傾向は現れているが、初期段階のなじみが生じるまでの低下傾向は、100 往復あたりから安定もしくは微増傾向となる。このことは、2 次元表面波探査による S 波速度(深さ 0.2m の平均速度)からも確認され、図 4.66 にダンブ走行回数と S 波速度の関係を示すように、同様の傾向でありジオグリッドのあるなしでの差は小さい。

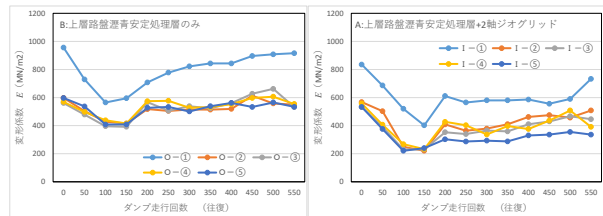


図 4.65 ダンブ走行回数とアスコンの変形係数の関係(CASE(2))

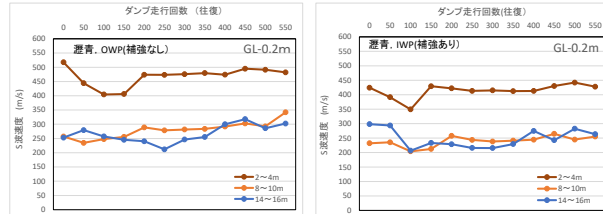


図 4.66 ダンブ走行回数と深さ 0.2m の平均 S 波速度の関係(CASE(2))

### (3) まとめ

これまで、道路舗装の長寿命化を目指して、1)舗装と土工の一体的点検・診断方法、2)ジオシンセティックスを用いた路盤改良による舗装修繕試験工事、最後に 3) 国土技術政策総合研究所内に設置された道路基盤構造実験施設を利用した舗装の長寿命化修繕工法の効果確認実験を実施してきた。

長寿命化修繕工法の効果確認実験により得られた成果は以下の通りである。

- 道路縦断方向に大きな段差が生じた場合、ジオグリッド補強による段差抑制効果により舗装の連続性が保たれることから、災害時の緊急車両の通行可能性が期待できる。
- 盛土部における道路縦断方向の不等沈下による舗装表面の引張に対して、ジオグリッド補強は、発生する横断方向クラック幅を大幅に小さくすることから、支持層の不均一性に対する補強効果が確認できた。
- 道路横断方向の変状では、輪荷重負担の大きい個所の舗装表面沈下が、ジオグリッド補強により低減されたことが、路面性状とくに降雨後の水たまりの大きさから確認できた。これにより、上層路盤内に敷設された縦横 2 軸のジオグリッドが、道路縦断方向および道路横断方向の変形抑制に対して効果的であることがわかった。
- 光ファイバセンサ式ジオグリッドによって、上層路盤下部の縦断方向ひずみを測定した結果、ジオグリッドにより下層路盤に対する曲げ引張力の緩和が期待できることを確認した。
- 試験工事および長寿命化修繕工法の効果確認実験に用いたジオグリッドは、舗装構造体専用のものではない。今後、締固め等の施工性改善を含めた専用のジオグリッド開発が必要である。

## 第5章 研究成果のまとめ

研究成果を以下にまとめる。

### ① 舗装と土工の一体型点検に基づいた診断支援情報の充実化

#### ・修繕工法選定・設計マニュアル作成

これまでに繰り返し舗装補修が実施されている区間において、FWDと2次元表面波探査・電気探査を同時に進行するハイブリッド点検を用いた「舗装と土工の一体型点検システム」により蓄積された情報をもとに、その適用例を盛り込んだ「ハイブリッド計測手法を用いた長寿命化修繕工法適用のための調査設計マニュアル」(案)を作成した。全文は、別冊に掲載した。

### ② 舗装と土工の特性に基づいた抜本的修繕工法の開発

#### ・ジオシンセティックス補強に関する海外の研究成果のまとめ

舗装と土工の特性に基づいた抜本的修繕工法を提案するために、道路舗装へのジオシンセティックス補強に関する海外の研究成果をまとめた。研究成果を、室内実験、現場実験、数値解析に分けてまとめた。その結果、ジオシンセティックスが、わだち掘れ抑制や永久変形の低減など、舗装の長寿命化に対して効果があることがわかった。

#### ・道路基盤構造実験施設を利用した長寿命化修繕工法の効果確認実験

道路縦断方向の変状では、大きな段差が生じた場合に、ジオグリッドの縦断方向の補強効果が確認できた。舗装の連続性がジオグリッド補強により保たれるという結果から、災害時など急に段差が発生した際の緊急車両の通行性について、ジオグリッド補強の効果があることが確認できた。

盛土部における道路縦断方向の変状では、不等沈下により舗装表面に引張が生じる個所において、ジオグリッドで補強された場合は、補強がない場合に比べて、発生する横断方向クラック幅が、大幅に小さくなることがわかった。このことから、支持層の不均一性に対しても、ジオグリッドの敷設による補強効果が確認できた。

道路横断方向の変状では、輪荷重負担の大きい個所(大型車両の停止と始動が繰り返される個所)の舗装表面沈下下部面積が、ジオグリッド敷設により低減されたことが、舗装表面の沈下形状、降雨後の水たまりから確認できた。また、一般盛土部の舗装表面沈下下部面積も、ジオグリッド敷設により低減されたことが、舗装表面の沈下形状から確認できた。

以上のように、上層路盤内に敷設された縦横2軸のジオグリッドが、道路縦断方向および道路横断方向の変状抑制に対して効果的であることがわかった。

舗装の剛性評価に関して、2次元表面波探査の結果は、小型FWD試験の結果とよい整合性を示すことがわかった。

光ファイバー計測では、センサ式ジオグリッドに生じる上層路盤下部の縦断方向ひずみを測定した。また、そのひずみを積分することにより、縦断方向の変位(特に伸び)を得た。硬い路床上の路盤では、補強の有無による路盤の伸びに大きな違いは見られなかった。一方、軟らかい路床上の路盤では、補強なしでは、路盤の伸びがボックスカルバートとジャッキ架台の段差付近で集中しているが、補強ありでは、伸びはなだらかになっている。これらから、固い路床上の路盤ではジオグリッドの効果がさほど期待できなかったが、柔らかい路床上の路盤では、ジオグリッドの効果がかなりあることが確認できた。

#### ・施工効果の確認点検・計測

岐阜県一般県道福岡坂下線の長寿命化修繕技術の試験施工において、路盤内への浸水が懸念される2か所に、新しく開発したジオグリッド水分センサを設置した。計測の結果、降雨の発生に伴って路盤内の飽和度と地山の水位が上昇する傾向が得られた。しかしながら、2020年1月8日以降正常なデータが取得されておらず、電極へ水が侵入したものと考えられる。ジオグリッド型水分センサにおける今後の課題を以下に整理しておく。

計測用の同軸ケーブルは屋内用(抵抗50Ω電気信号用、塩ビ被覆)であるため、路盤材のまき出し・転圧時に損傷して断線した可能性がある。今後は、施工時の衝撃に対して耐久性のあるポリエチレン被覆製の同軸ケーブルに変更する。

ジオグリッドから露出している炭素繊維と同軸ケーブルの接続部が完全に絶縁できておらず、電極内に水が浸入して異常値が得られている。ジオグリッドの後端の露出面も絶縁が不十分であるため、電極の絶縁方法の改良が必要である。

岐阜県一般県道安八海津線の試験工事においては、ボックスカルバートを跨いだ4か所にジオグリッド光ファイバーセンサを設置した。これまでに計測されたひずみを整理すると、計測開始後は、圧縮側のひずみが累積する傾向を示す。また、大型車両を走行させると、ひずみは車両の走行前に比べて引張側に変化することが確認されている。さらに、秋から冬にかけて圧縮側のひずみが累積し、春から夏にかけて引張側のひずみが累積しているため、路面の温度変化の影響を受けていると考えられる。今後も、定期的にひずみを計測し、上層路盤の違いならびにジオグリッドの補強効果について評価検証する。

#### ・施工マニュアルの作成

過年度までに実施した2か所の試験施工・実施工および令和2年度に実施した国土技術政策総合研究所における実大規模実験結果に基づいて、具体事例を盛り込んだ「ジオシンセティックスを用いた舗

装の長寿命化修繕工法施工マニュアル」(案)を作成した。全文は、別冊に掲載した。

なお、道路基盤構造実験施設を利用した長寿命化修繕工法の効果確認実験において、大きな段差を発生させた実験ケースについては、実験の動画を「舗装の段差抑制効果評価実験」として、岐阜大学内のHPで公開している。以下のURLより閲覧することができる。

<https://www1.gifu-u.ac.jp/~geotech/material.html>

## 参考文献

- 1) (公社)土木学会：舗装工学の基礎，舗装工学ライブラリー7，2012.
- 2) 石田健悟，水野卓哉，西澤辰男：FWD たわみの逆解析に基づいたアスファルト舗装補修工法の寿命評価，土木学会論文集 E1 (舗装工学)，70-3，pp.I\_451-I\_150，2014.
- 3) (公社)日本道路協会：舗装の維持修繕ガイドブック2013，2013.
- 4) (公社)日本道路協会：舗装設計便覧，2006.
- 5) 高橋茂樹：長寿命舗装の作り方－損傷実態を踏まえた耐久性向上のポイント－，高速道路と自動車，58-9，pp.33-37，2015.
- 6) 高橋茂樹，小野義道，佐藤正和：高速道路におけるアスファルト舗装の「解体新書」プロジェクト，土木学会論文集 E1 (舗装工学)，71-3，pp.I\_93-I\_101，2015.
- 7) 高橋茂樹，小野義道，佐藤正和：アスファルト舗装の「解体新書」プロジェクト，舗装，51-2，pp.13-19，2016.
- 8) 国土交通省道路局：道路土工構造物点検要領，2017.
- 9) (公社)日本道路協会：道路土工構造物点検必携，289p，2018.
- 10) 荻谷敬三，八嶋厚，村田芳信，遠藤哲哉，岩崎公治：FWDと2次元表面波探査による舗装と路体の一体型ハイブリッド点検手法の開発，第32回日本道路会議，No.2007，2017.
- 11) 八嶋厚，村田芳信，荻谷敬三，加藤一郎：自動化した表面波探査と電気探査による道路盛土の健全性評価への試み，地盤工学会誌，66-6，pp.12-15，2018.
- 12) 村田芳信，荻谷敬三，八嶋厚，沢田和秀，武田和祥，加藤一郎，岩崎公治：2次元表面波探査・電気比抵抗探査による道路盛土の安定性評価，第52回地盤工学研究発表会，pp.187-188，2017.
- 13) 八嶋厚，村田芳信，荻谷敬三，岩崎公治，加藤一郎：FWD試験等による道路補修前後の舗装と路体の状態変化計測，第32回日本道路会議，No.2006，2017.
- 14) 今井常雄，麓秀夫，横田耕一郎：日本の地盤における弾性波速度と力学的性質，第5回日本地震工学シンポジウムプロシーディングス，1975.
- 15) (独)土木研究所，(一社)物理探査学会：河川堤防の統合物理探査－安全性評価への提供の手引き－，2013.
- 16) 島裕雅，梶間和彦，神谷秀樹：比抵抗映像法，古今出版，p.111，1995.
- 17) (公社)日本道路協会：舗装性能評価法－必須および

主要な性能指標の評価方法編－，2006.

- 18) Andrus,R.D., Stokoe,K.H., and Chung,R.M.: Draft guidelines for evaluating liquefaction resistance using shear-wave velocity measurements and simplified procedure,NISTIR6277,National Institute of Standards and Tecnology,Gaithersburg,Md,1999.
- 19) (公社)日本道路協会：舗装施工便覧，2006.
- 20) 菅野勝一，高橋茂樹：長寿命化に資する次世代舗装に関する取り組み，「舗装」，Vol.55(No.11)，2020