

6 メンテナンスサイクルの効率化・高度化に関する研究

研究期間：平成 28 年度～33 年度

プログラムリーダー：橋梁構造研究グループ長 金澤 文彦

研究担当グループ：CAESAR（橋梁構造研究グループ）、iMaRRc（材料資源研究グループ）、地質・地盤研究グループ（特命上席）、技術推進本部（先端技術チーム）、道路技術研究グループ（舗装チーム、トンネルチーム）、寒地保全技術研究グループ（寒地道路保全チーム）、技術開発調整監（寒地機械技術チーム）

1. 研究の必要性

現在、社会資本の高齢化が急速に進展している。笹子トンネルの事故など、一部では劣化等に伴う重大な損傷が発生し、大きな社会問題となっている。こうした社会資本ストックの老朽化に対応するため、国土交通省では第 4 次社会資本整備重点計画（H27～32）において「社会資本の戦略的な維持管理・更新」を重点目標に掲げ、関連施策を重点的に推進している。

例えば道路構造物に関しては、法改正に基づく点検の義務化が定められ、H26 年度より全ての道路管理者が点検等の維持管理を実施しているところである。ただし、点検・調査の効率化や高度化、健全性の合理的な評価や優先順位の付け方、不具合実態や現場条件に適合した補修補強方法など、現状では維持管理の実施に際して様々な技術的課題を抱えている。また、社会資本の多くは市町村が管理しているが、求められるサービス水準に対応した維持管理手法が明らかとなっておらず、点検等の維持管理実施に際しての課題となっている。

2. 目標とする研究開発成果

本研究開発プログラムでは、メンテナンスサイクルの各フェイズ（点検・調査、診断、措置（補修補強））における主要な技術的課題を解決する。また、市町村管理物のサービス水準への配慮など多様な管理レベルに対応した維持管理技術を開発する。

以上により、メンテナンスサイクルの技術面でのスパイラルアップを実現し、社会資本の健全性確保に貢献するために、以下の達成目標を設定した。

- (1) 多様な管理レベル（国、市町村等）に対応した維持管理技術の開発
- (2) 機器活用による調査・監視の効率化・高度化技術の開発
- (3) 措置が必要な部位・箇所の優先度決定手法の開発
- (4) 既往事象・現場条件に対応した最適な維持修繕手法、構造・材料の開発

3. 研究の成果・取組

「2. 目標とする研究開発成果」に示した達成目標に関して、平成 28 年度に実施した研究の成果・取組について要約すると以下のとおりである。

(1) 多様な管理レベル（国、市町村等）に対応した維持管理技術の開発

<管理用施設（接合部）関連>

1) 道路トンネル内には附属物の取付金具として金属系あと施工アンカーが使用される場合が多いが、その詳細な点検手法は限られており、目視や触診等により健全性等を経験的に判断しているのが現状である。本研究では、アンカー引抜き実験を行い、金属系あと施工アンカーの打込み不足や削孔長の過不足といった施工に起因する不具合がアンカーの引抜き耐力に及ぼす影響について検討するとともに、トンネル内附属物の吊り金具の破断を想定した模型実験を行い、残存する吊り金具等に作用する荷重等について検討した。その結果を踏まえ、トンネル内に設置されたあと施工アンカーの維持管理上の留意点について言及するとともに、ジェットファンの吊り金具が破断した場合に、残存する吊り金具やバックアップ金具に作用する荷重の傾向について考察した。

<舗装関連>

2) 重交通道路については修繕工事前後の路面・構造調査を、軽交通道路においては路面性状データの分析を通じて路面破損の形態について分析を行った。その結果、重交通道路に該当する、関東地方整備局管内の直轄国道において、コア抜き調査結果をもとにした修繕工法の選定が、舗装の構造的健全度の概ね均一なレベルへの回復に寄与したことを明らかにした。点検要領に基づく舗装のメンテナンスサイクルにおいては、損傷の進行が早い道路等における早期劣化区間について、詳細調査の実施を通じた適切な措置が求められるが、本調査結果により詳細調査としてコア抜きによる舗装の内部損傷の把握の重要性を示唆するものとなった。また、路面性状データの分析を通じ、舗装断面によってひび割れ損傷の形態は異なっており、アスコン層の薄い軽交通道路においては、ポトムアップひび割れや低温ひび割れ、凍上ひび割れが発生しやすいことが確認された。

(2) 機器活用による調査・監視の効率化・高度化技術の開発

<橋梁関連>

1) ポストテンション方式のPC 構造物では、シース内にグラウト未充填箇所が存在すると、雨水や塩化物イオン等がシース内に侵入する恐れがあり、PC 鋼材が腐食、破断し、最終的に落橋という重大事故に繋がる可能性もある。現在、ケーブルの腐食や破断に対しては、種々の検査技術が提案されている。それらのうち、透過 X 線技術は、コンクリート内部構造の可視化できる点において、鋼材の腐食や破断の状態を的確に把握できる技術として有効な方法の一つである。本研究では、鋼材の腐食や破断の状態を的確に把握できる技術として有効な方法の一つである透過 X 線技術について、実橋における屋外試験を実施し、その適用性について検証した。

<舗装関連>

2) 移動式たわみ測定装置や多チャンネル高速牽引型地中レーダ探査システムの実用化に向け、それぞれ測定値に含まれる誤差の軽減策や測定装置の仕様について検討を行った。移動式たわみ測定装置 (MWD) の精度向上に向けた検討として、計測される振動の大きさ自体はエアースプリングを採用することで低減することができること、ドップラー振動計による測定時に測定値の飛びが発生する頻度は少なくすること等を明らかにした。また、多チャンネル高速牽引型地中レーダ探査システムに関しては、外部への漏洩電磁波が抑制された多チャンネル GPR の仕様設計および性能評価を行った。その結果、高速度走査においても低速度時と大きな差異のない良好な記録取得が行えること、複数記録を組み合わせた深度スライス断面により、既往の精密探査と同等に埋設物のイメージングが行えることを確認した。

<管理用施設（機械設備）関連>

3) 近年の気象の激化や著しい老朽化の影響も相まって、設備の重要性が高まる反面、更なる故障が懸念されている。排水機場のような重要設備の故障防止には予防保全が必要不可欠であるが、従来の振動解析や潤滑油分析による異常診断だけでは限界があることから、今年度は、予防保全の信頼性を高める多様な診断技術の適用可能性についての検討を実施した。

(3) 措置が必要な部位・箇所の優先度決定手法の開発

<橋梁関連>

1) トラス橋およびアーチ橋における主構部材の腐食損傷については、橋全体系の安全性に影響を及ぼす可能性があり、構造物の状態を適切に調査・診断する技術が求められている。本研究では、鋼トラス橋の格点部を対象として、腐食損傷が橋の耐荷性能に与える影響を分析するとともに、フィレット部の応力集中の影響について検討を行った。今年度は、既設橋 4 橋を対象として格点部の安全余裕の算出を行い、その比較結果を示した。また、ガセットのフィレット部の応力集中に関しては、ガセット板厚を薄くするほど、また、弦材フランジ板厚を厚くするほど、応力集中の度合いが大きくなる傾向が明らかになった。

既設 PC 橋においては、シース内にグラウト未充填箇所が存在すると、雨水や塩化物イオン等がシース内に侵入する恐れがあり、ケーブルが腐食・破断する可能性があり、さらに、この状況を放置すると、最終的に落橋という重大事故に繋がる可能性もある。したがって、ケーブル腐食・破断に応じた場合の残存耐荷力を評価することは、既設 PC 橋の維持管理において極めて重要と言える。本研究では、既設 PC 橋において、主ケーブルが破断した場合における主桁の残存耐荷力を把握するために、グラウト未充填区間において、ケーブルが定着部付近で破断した実橋梁をモデルとする PC 箱桁供試体を製作し、曲げ荷重試験を行い残存耐荷性能を把握した。

<舗装関連>

2) 重交通道路については修繕工事前後の路面・構造調査を、軽交通道路においては路面性状データの分析を通じて路面破損の形態について分析を行い、また、非接触高周波表面波探査システムの開発に向け、S 波速度構造に基づく舗装の劣化度評価手法を提案した。

<管理用施設（機械設備）関連>

3) 土木機械設備の信頼性評価において、故障等のリスクや故障時の機能回復の遅速も有力な要素となるが、これまでこれらを盛り込んだ評価手法が確立されていない。そのため、機器・部品の重要度判断や保全方法の選定にあたり現実と乖離した結果となることがあることから、これらを含めた総合的な信頼性評価手法の確立とマネジメントについて検討する必要がある。信頼性評価手法を用い、機械設備の運用・機能回復期間・整備体制等によるリスク回避の定量化方法を検討するとともに、点検診断が容易な設備構造を検討するため設備構造及び点検技術の実態調査を実施した。

(4) 既往事象・現場条件に対応した最適な維持修繕手法、構造・材料の開発

<橋梁関連>

1) 既設コンクリート橋の長寿命化に向けて、コンクリート橋の代表的な補修工法の一つである表面保護工法の設計方法を高度化し補修の効果や信頼性を向上させることを目的としている。本研究では、表面保護工法の塗布部位が、鉄筋の腐食抑制効果に及ぼす影響を検討した。その結果、塗布部位の違いによってコンクリート内部の環境が異なり、塗布部位が鉄筋の腐食抑制効果に影響を及ぼすことを明らかにした。また、実大断面を有する供試体を用いてこれらの効果を検証するための暴露試験を開始し、供試体内の含水状態の分布を把握した。

<舗装関連>

2) 予防保全の観点から維持工法に着目し、維持工法が主たる工法である軽交通道路の破損特性と維持工法に用いられる材料の基礎物性について調査分析を行った。その結果、表面近傍の材料劣化が顕著であることがわかり、既往研究課題で明らかにした雨水の存在が疲労抵抗性に与える影響に関する知見とあわせて、表面劣化やひび割れの処置が延命化に直結することを確認した。表面機能確保のための表面処理工法の適用の目安を示すための、試験舗装を含めた試験調査を進めていくことにしている。

<管理用施設（機械設備）関連>

3) 土木施設に導入されている各種の土木機械設備は、河川・道路において非常に重要な役割を果たしているが、施設数の増大、老朽化の進行、限られた維持管理予算の相反する条件下で、より適切なライフサイクルマネジメントの導入が進められている。本研究では、当チームがこれまで実施してきた河川ポンプ設備を中心とした土木機械設備のストックマネジメントに関する研究結果を基に、点検診断が容易な設備構造を検討するため設備構造及び点検技術の実態調査を実施した。

<管理用施設（接合部）関連>

4) 道路トンネル内の附属物の設置等に用いられるあと施工アンカーを主な対象として、各種の環境条件があと施工アンカーの耐力や破壊モードに与える影響を解明し、その評価手法を構築することを目的として検討している。接着系あと施工アンカーについては、湿潤なコンクリート内部でアンカーに持続荷重が作用する場合の挙動について検討した。また、コンクリートのアルカリ成分によるアンカー接着剤への影響を把握するため、水酸化カリウム水溶液への浸せきによるアンカー接着剤の経時変化を評価した。金属系あと施工アンカーについても引張耐力の評価方法を検討し、母材コンクリートのひび割れが耐荷性能に与える影響を把握するために、引張試験時の支点間隔や母材コンクリートのひび割れ発生状況の異なる試験体の引張試験を行った。この結果、コーン状破壊時の引張耐力を適切に求めるためには支点間隔をアンカー埋込み長さの 4 倍以上にする必要があること、アンカー設置位置のひび割れ幅が大きいほど引張耐力が低下すること、アンカー周囲のコーン状破壊部にひび割れがあると引張耐力が低下すること等を明らかにした。

Study on efficiency and advancement of the maintenance cycle

Research Period : FY2016-2021

Program Leader : Director of Bridge and Structural Engineering Group
KANAZAWA Fumihiko

Research Group : Centar for Advanced Eengineering Structural Assessment and Research
(Bridge and Structural Engineering Group)
Innovative Materials and Resource Research Center
(Materials and Resources Engineering Group)
Geological and feature ground Engineering Group
(Chief Researcher for Road Slope Management)
Construction Technology Research Department
(Advanced Technology Research Team)
Road Technology Research Group (Tunnel Team, Pavement Research Team)
Cold Region Maintenance Technology Research Group
(Rord Maintenance Research Team)
Technology Development Coordination (Machinery Technology Research Team)

Abstract : In this R & D program, major technical problems in each phase of the maintenance cycle (inspection, survey, diagnosis, measures (repair reinforcement)) have been solving. We will also develop maintenance management technologies that respond to diverse management levels, such as consideration of service levels of municipal managed items.

In conclusion, in order to achieve spiral up in the technical aspect of the maintenance cycle and to contribute to securing the soundness of infrastructure, the following objectives were set.

- (1) Development of the maintenance technology corresponding to a variety of management levels (country, cities, towns and villages)
- (2) Development of the efficiency, advancement technology of an investigation, the monitoring by the apparatus utilization
- (3) Development of the priority decision technique of a part, a point needing measures
- (4) The most suitable maintenance repair technique corresponding to past phenomenon, the spot condition, development of structure, materials

Key words : maintenance,structures,Materials,Tunnel,Pavement, Machinery

6.1 多様な管理レベル（国、市町村等）に対応した維持管理手法の構築

6.1.1 先端的維持管理技術による管理用施設マネジメントに関する研究

担当チーム：道路技術研究グループ（トンネル）

研究担当者：砂金伸治，小出孝明，日下敦

【要旨】

道路トンネル内には附属物の取付金具として金属系あと施工アンカーが使用される場合が多いが、その詳細な点検手法は限られており、目視や触診等により健全性等を経験的に判断しているのが現状である。本研究では、アンカー引抜き実験を行い、金属系あと施工アンカーの打込み不足や削孔長の過不足といった施工に起因する不具合がアンカーの引抜き耐力に及ぼす影響について検討するとともに、トンネル内附属物の吊り金具の破断を想定した模型実験を行い、残存する吊り金具等に作用する荷重等について検討した。その結果を踏まえ、トンネル内に設置されたあと施工アンカーの維持管理上の留意点について言及するとともに、ジェットファンの吊り金具が破断した場合に、残存する吊り金具やバックアップ金具に作用する荷重の傾向について考察した。

キーワード：金属系あと施工アンカー，トンネル，ジェットファン

1. はじめに

道路トンネル内にはジェットファン（以降、JF）等の附属物を設置するための取付金具として金属系あと施工アンカーが覆工に設置されることが多い。今後のトンネルの維持管理においては、覆工だけでなく、このような附属物の取付金具類の点検も行うこととされている¹⁾。しかし、アンカーの詳細な点検手法は限られており、目視や触診等によりその健全性等を経験的に判断しているのが現状である。このような状況を踏まえ、本研究では、まず、アンカーの合理的な維持管理に資する基礎的な情報を得ることを目的に、アンカーの打込み不足や削孔長の過不足といった施工に起因する不具合がアンカーの引抜き耐力に及ぼす影響について、実験により検討を行った。

また、JFの取付金具は一般に、所定の本数の吊り金具でJF本体の自重を支えるよう、所定の安全率を確保して設計される場合が多い。一方で、点検により取付状態に不具合が発見される場合もあり²⁾、最悪の場合を仮定すると、所定の本数以下の吊り金具でJFを支持することになる場合も想定される。そのような場合において、残存する吊り金具の荷重分担の割合や衝撃の影響等も明らかになっておらず、したがってJF落下に対するバックアップ構造の設計手法も十分に確立されているとはいえないのが現状である。そのため、JFの吊り金具が破断したことを想定した模型実験を行い、残存する吊り金具に作用する荷重について検討を行った。

2. アンカー引抜き耐力に関する実験

2.1 実験の概要

図-1にアンカー引抜き装置の概要を示す。供試体は長さ120 cm×幅80 cm×厚さ30 cmのコンクリート（一般的なトンネル覆工を想定し、設計基準強度18 N/mm²）製の直方体とした。実験の手順は図-2に示す通りであり、供試体に削孔した後、金属系あと施工アンカー（スリーブ打込み式、ねじ径M16、スリーブ長60 mm、ステンレス製）を打設し、アンカー引抜き試験を行った。アンカー引抜き装置の下部には内径32 cmの支圧板を設置した。

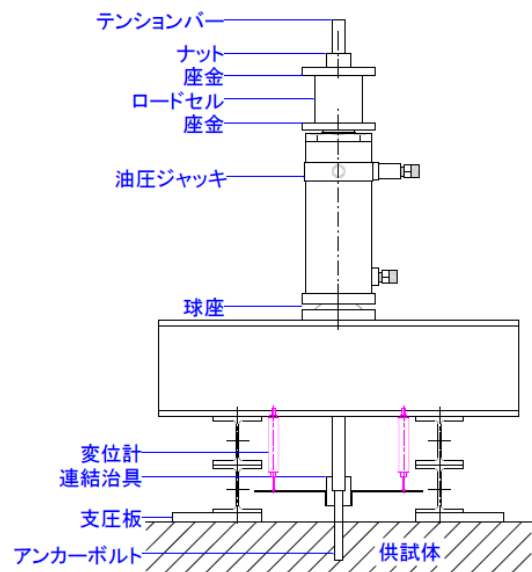
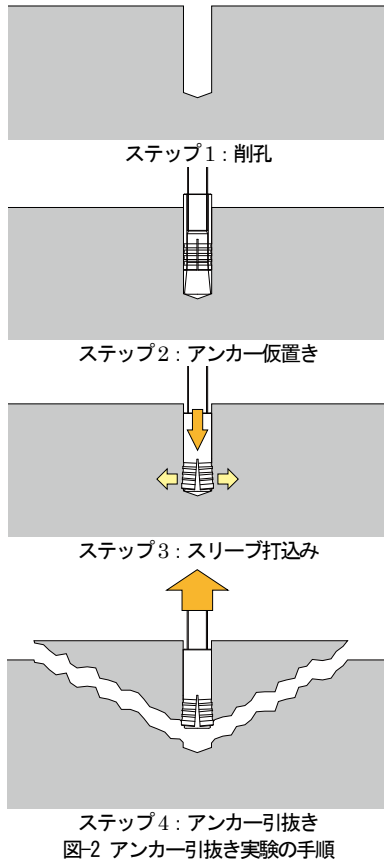


図-1 アンカー引抜き装置の概要



なお、本研究で用いたスリーブ打込み式のアンカーは、先端部が広がったテーパ付きのボルトと、その外側に設置されるスリーブの2つの部品で構成されている。アンカー打設においては、スリーブを打ち込むことによりスリーブ先端が広がり、スリーブが孔壁に食い込むことにより定着するという構造となっている。すなわち、アンカーはスリーブ先端において集中的に定着している。また、ボルトを引き抜くとスリーブはより孔壁に食い込むことになり、引抜き試験においてアンカー自体が抜け出る可能性が低い構造であり、図-2のステップ4に示すようなコーン状の破壊を示す可能性が高いと考えられる。

実施ケースは表-1 および図-3 に示すとおりとした。ケース1は、通常のアンカー施工を行ったものである。ケース2は、通常の削孔を行った後、アンカー打設時のスリーブ打込み不足を想定したケースである。通常のアンカー施工では、供試体表面よりも深い位置（本研究のケース1においては2~3 mm程度）までスリーブが打ち込まれるのに対し、ケース2では供試体表面より5 mm程度スリーブが突出した状態で打込みを終了した。ケース3は、削孔長が不足した場合を想定し、標準削孔長68 mmのアンカーに対し、20 mm短い48 mm程度の削孔長とした。ケース4は、削孔を過剰に行った場合

を想定し、標準削孔長より20 mm長い88 mm程度の削孔長とした。なお、アンカー引抜き試験実施日における供試体のコンクリートの一軸圧縮強さはいずれのケースにおいても27 N/mm²であった。

表-1 実験ケース一覧

ケース	アンカーボルト打設方法	概要	削孔長 (mm)	試験体数
1	通常	通常のアンカーボルト施工	68	6
2	打込み不足	アンカーボルト施工において、スリーブが供試体表面から約5mm出た状態で打込みを終了	68	3
3	削孔不足	削孔長を通常より20mm短くしてアンカーボルトを施工	48	4
4	削孔過剰	削孔長を通常より20mm長くしてアンカーボルトを施工	88	4

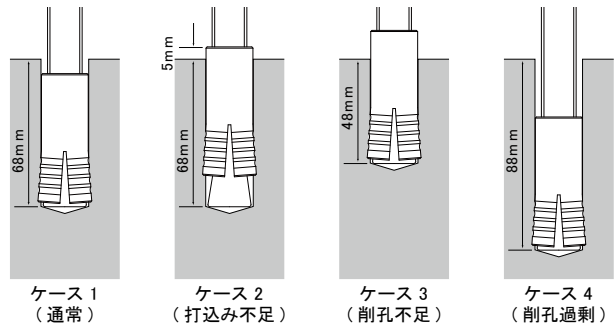


図-3 実験ケースの概要

2.2 実験結果および考察

アンカー引抜き試験におけるアンカーの荷重-変位関係と、引抜き耐力（最大荷重）をそれぞれ図-4 および図-5 に示す。なお、いずれのケースにおいても、想定通り供試体のコーン状の破壊が生じることにより実験が終了した。

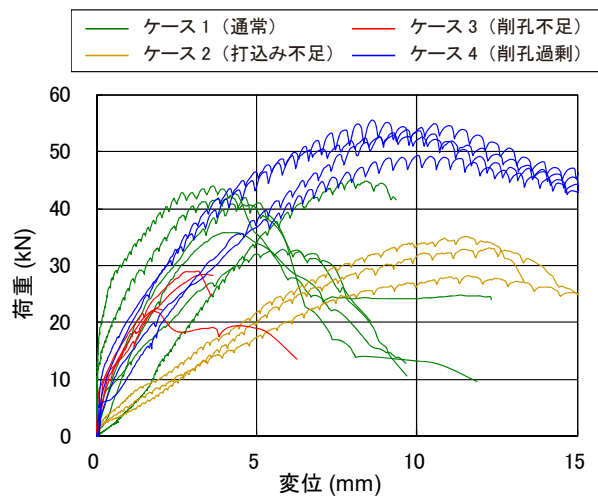


図-4 アンカー引抜き試験における荷重-変位図

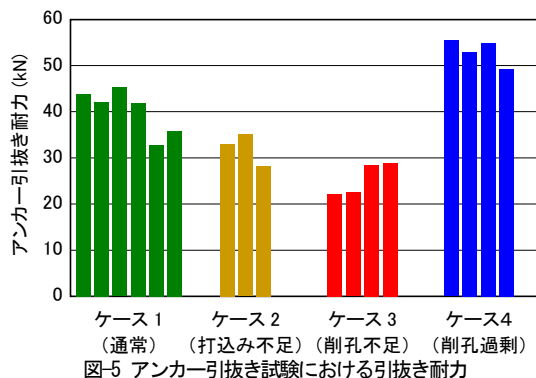


図-5 アンカー引抜き試験における引抜き耐力

通常の施工を行ったケース1においては、6回の試験を行った。荷重-変位曲線の傾きは試験を行うごとに大きく異なる結果となった。引抜き耐力は平均で40 kNとなったが、6回の試験における引抜き耐力の最大値は45 kN、最小値は36 kNであり、平均値±1割程度のバラツキがある結果となった。本研究において実施したようなアンカー引抜き試験により引抜き耐力を評価する際は、このようなバラツキを生じる可能性があることを考慮する必要があると考えられる。

スリーブの打込み不足を想定したケース2においては、3回の試験を行った。荷重-変位曲線の傾きは他のケースと比較して小さいものとなった。これは、スリーブの打込み不足によりスリーブが十分に開いておらず、ボルトの引抜きにともなってスリーブが開くことによりボルトの変位が大きくなったためと考えられる。また、引抜き耐力は平均で32 kNとなり、ケース1と比較して2割程度低下する結果となった。これはスリーブの先端部の位置がケース1と比較して浅く、コーン破壊面の面積が小さくなることにより、引抜き耐力の低下につながったものと考えられる。なお、ケース2において引抜き試験を実施する前にボルトを手で揺らすと、ぐらつきがあったことから、このようなケースは触診により異常を確認できる可能性があると考えられる。

削孔長の不足を想定したケース3においては、4回の試験を行った。荷重-変位曲線の傾きはケース1や4と比較して大きく変わらないが、引抜き耐力の平均は25 kNとなり、ケース1と比較して4割程度低下する結果となった。ケース3は、ケース2と比較してもスリーブの位置が浅く、コーン破壊面の面積が小さくなることにより、引抜き耐力のさらなる低下につながったものと考えられる。

削孔長が標準よりも長くなった場合を想定したケース4においては、4回の試験を行った。荷重-変位曲線の傾きはケース1や3と比較して大きく変わらず、引抜き耐

力の平均も53 kNでケース1よりも大きな結果となった。これはスリーブの先端部の位置がケース1と比較して深く、コーン破壊面の面積が十分確保されることにより、通常の施工を行ったケース1同等以上の耐力が得られていたものと考えられる。

2.3 実験より得られた維持管理上の留意点

以上の結果より、道路トンネル内に設置されたスリーブ打込み式のあと施工アンカーの維持管理を行ううえで、以下の点について留意することが有用であると考えられる。ただし、これらの結果は、覆工コンクリートにひび割れもなく材質劣化もないなどの理想的な条件での要素実験から得られたものであり、実際の維持管理においては個別の条件を十分に考慮する必要があると考えられる。

- ・設置されているあと施工アンカーのスリーブ位置が他より浅い場合は、引抜き耐力が低い可能性がある。
- ・アンカー引抜き試験を行った際の荷重-変位曲線の傾きが極端に小さい場合は、スリーブ打込み不足等の施工不良があった可能性がある。
- ・削孔長がやや過剰である場合は、引抜き耐力に及ぼす影響は大きくはなかったが、このような場合はスリーブの打込みに困難が生じることにより定着が十分に取れないなどの不具合が生じる可能性もあり得ると考えられることから、定着状況等を十分に確認する必要があると考えられる。

3. JF 吊り金具の不具合に関する模型実験

3.1 実験の概要

図-6に模型の概要を示す。JF模型は外径216.3 mm、長さ600 mm、厚さ4.5 mmの鋼管で、実際のJFの重量バランスを考慮して中心部約200 mm区間はモルタルで中詰めを行った。総重量は28.3 kgfである。この模型の4箇所に吊り金具(ターンバックル等で構成)を取付けるための金具を溶接し、4本の吊り金具を鉛直に取付けて吊下げた。吊下げた状態の様子を図-7に示す(なお、写真は斜め方向に吊った状態のものである)。

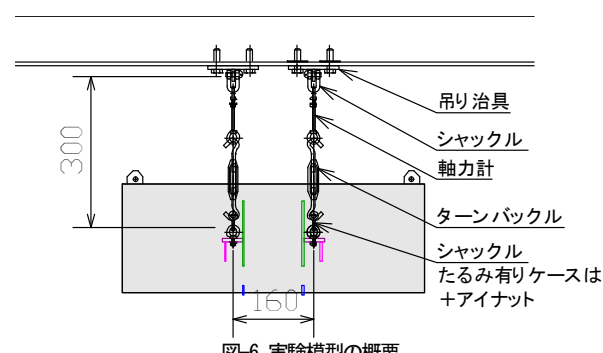


図-6 実験模型の概要

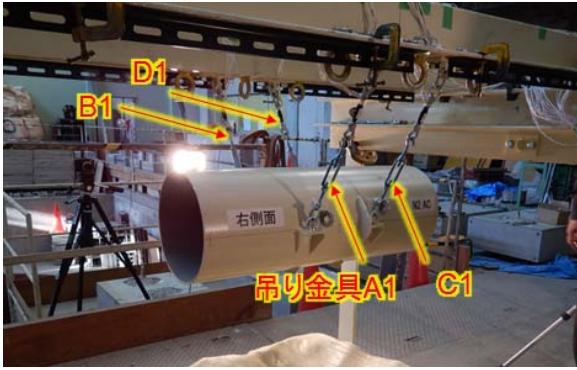


図-7 吊下げ状態の様子

実験では、4本の吊り金具の軸力調整を行って極力均等な軸力が発生している状態にした後、1本目および2本目の吊り金具を順次切断し、残存する吊り金具に発生する軸力を計測した。なお、吊り金具にはシャックルピンが設置されており、ピンを引き抜くことで吊り金具の切断を模擬した。

実験ケースを表-2に示とともに、吊り金具の名称を図-8に示す。シリーズN1においては、4本の吊り金具の1本目(A1)と2本目(B1, C1, D1のいずれか)を順次切断した。シリーズT1においては、4本の吊り金具に加え、バックアップ金具4本を取付け、吊り金具の概ね10%程度の軸力がバックアップ金具に発生している状態に調整した後、シリーズN1と同様に2本の吊り金具を順次切断した。シリーズW1においては、4本の吊り金具に加え、バックアップ金具4本を取付けるが、バックアップ金具はたるませた状態とし、シリーズN1と同様に2本の吊り金具を順次切断した。

表-2 実験ケース

シリーズ	シリーズ概要	ケース名	切断する金具	
			1本目	2本目
N1	4本の鉛直方向の吊り金具によりJFを支持	N1-AB	A1	B1
		N1-AC		C1
		N1-AD		D1
T1	4本の鉛直方向の吊り金具に加え、バックアップ金具4本によりJFを支持	N1-AB	A1	B1
		N1-AC		C1
		N1-AD		D1
W1	4本の鉛直方向の吊り金具に加え、たるみを有するバックアップ金具4本によりJFを支持	N1-AB	A1	B1
		N1-AC		C1
		N1-AD		D1

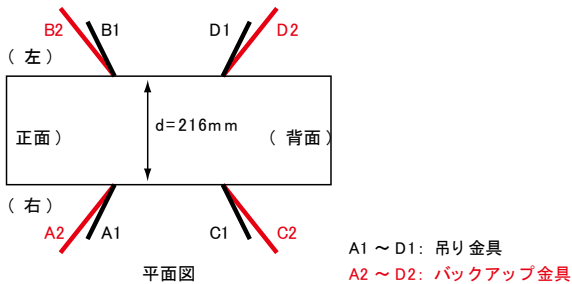


図-8 吊り金具の名称

3.2 実験結果

図-9に、シリーズN1の軸力計測結果を示す。初期状態(同図(a))においては、ややバラツキはあるものの、4本の吊り金具に概ね均等に軸力が発生していることが分かる。1本目を切断すると(同図(b)), 残存する3本の吊り金具のうち、対角線上に残されたB1とC1のみで軸力を分担していることが分かる。さらに2本目を切断すると(同図(c)), 残された2本の金具で軸力を分担していることが分かる。なお、ケースN1-AB, ケースN1-ACにおいては、2本目を切断した時点で大きくJF模型が傾く結果となった。また、ケースN1-ADにおいては、2本目を切断しても吊り金具の発生軸力に変化はなく、JF模型にも大きな動きは無かった。

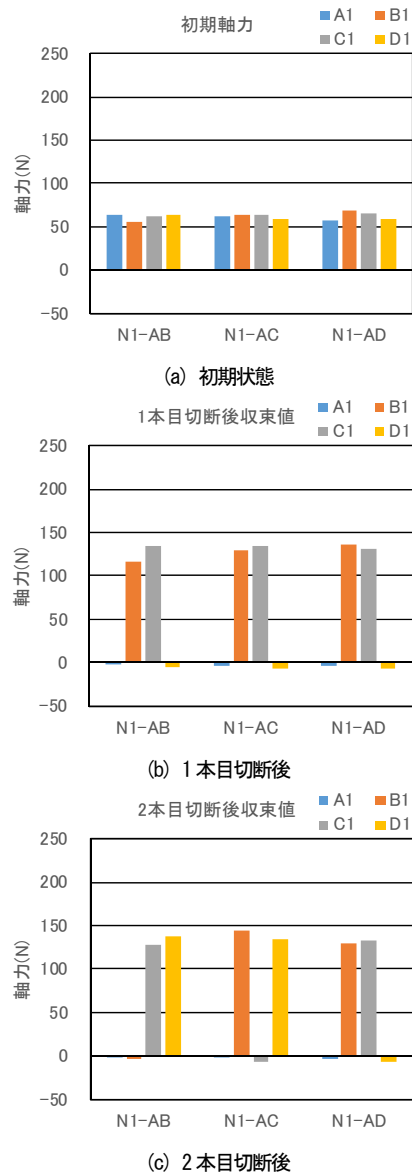


図-9 シリーズN1における軸力計測結果

図-10に、シリーズT1の軸力計測結果を示す。初期状態（同図(a)）においては、ややバラツキはあるものの、4本の吊り金具に概ね均等に軸力が発生しているとともに、バックアップ金具には若干の軸力が発生していることが分かる。1本目の吊り金具を切断すると（同図(b)）、残存する3本の吊り金具のうち、対角線上に残されたB1とC1のみで軸力を分担しており、バックアップ金具には軸力が発生していないことが分かる。さらに2本目の吊り金具を切断すると（同図(c)）、シリーズN1ではJF模型が大きく傾く結果となった-AB、-ACのケースにおいて、バックアップ金具にも軸力が発生し、JF模型が大きく傾くこともなかった。-ADのケースでは、シリーズN1と同様に、2本目を切断しても吊り金具の発生軸力に変化はなく、バックアップ金具にも軸力は発生しなかった。

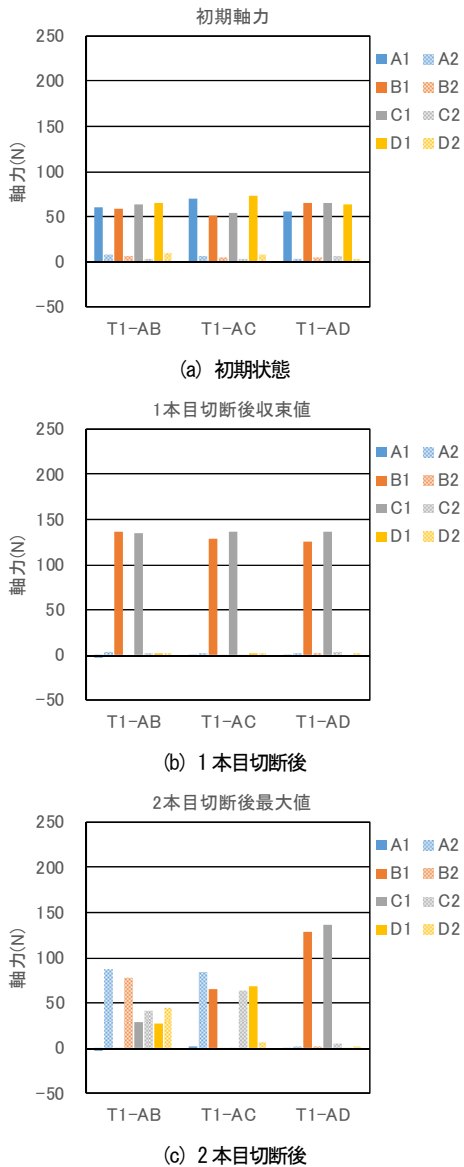


図-10 シリーズT1における軸力計測結果

図-11に、シリーズW1の軸力計測結果を示す。軸力の発生傾向はシリーズT1と概ね同様であったが、バックアップ金具に軸力が発生する場合は、シリーズT1より大きくなる傾向があった。

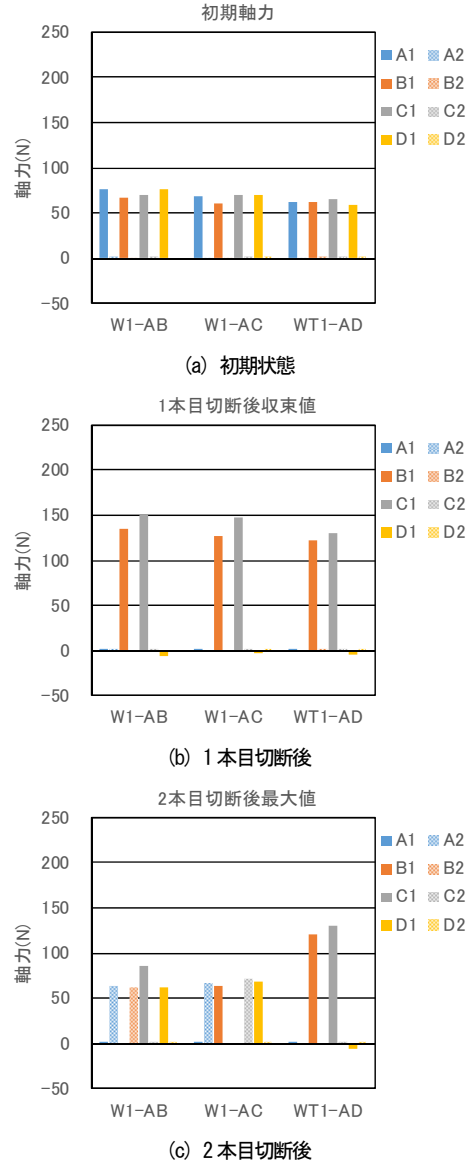


図-11 シリーズW1における軸力計測結果

3.3 考察

限定的なケースでの模型実験であるが、得られた結果から、本研究における実験条件においては、以下の事が考察される。

- JFを保持している4本の吊り金具のうち1本が切断された場合は、残存する3本の吊り金具のうち、主として対角線上に残った2本の吊り金具でJFを支持する傾向がある。
- 対角線上の2本の吊り金具でJFを支持できている場

合は、バックアップ金具には軸力が発生しない傾向がある。

- ・バックアップ金具の取付け方，すなわち設置時にバックアップ金具をたるませた状態とするか等によって，バックアップ金具が負担する軸力の割合が変化する可能性がある。

ただし，上記の考察は，限られた条件における模型実験から得られたものであり，また，実構造物において吊り金具が切断した場合は衝撃的な荷重が加わる可能性もあることから，今後も引続き検討を進めていく予定である。

4. まとめ

以上述べてきたように，本研究では，金属系あと施工アンカーの打込み不足や削孔長の過不足といった施工に起因する不具合がアンカーの引抜き耐力に及ぼす影響について，実験により検討し，維持管理上の留意点について言及した。また，JFの吊り金具が破断したことを想定した模型実験を行い，残存する吊り金具やバックアップ金具に作用する荷重の傾向について考察した。ただし，これらは理想化された限定的な条件における実験結果から得られたものであり，今後も引続き検討を進めていく予定である。

参考文献

- 1) 国土交通省道路局：道路トンネル定期点検要領，平成26年6月。
- 2) 国土交通省：トンネル内の道路附属物等（重量構造物）の一斉点検結果について，平成24年12月。

6.1 多様な管理レベル（国、市町村等）に対応した維持管理手法の構築

6.1.2 舗装マネジメントの効率化に関する研究

担当チーム：道路技術研究グループ（舗装）、
寒地保全技術研究グループ（寒地道路保全）、
地質・地盤研究グループ（特命）、材料資源研
究グループ（先端材料・高度化）

研究担当者：藪雅行、木村孝司、齋藤清志、西
崎到、稲崎富士、寺田剛、丸山記美雄、渡邊一
弘、尾西恭亮、佐々木巖、星卓見、若林由弥

【要旨】

本研究は、多様な管理レベル下にある舗装を対象に、舗装マネジメントの事例分析や、舗装の構造破損及び路面破損の実態調査、既設舗装の路面性状把握技術の改善等を通じ、新たな路面評価手法を提案することを目的としている。平成 28 年度は、重交通道路については修繕工事前後の路面・構造調査を、軽交通道路においては路面性状データの分析を通じて路面破損の形態について分析を行った。その結果、重交通道路の修繕工法の選定にあたってはコア抜きより有益な情報が得られること、軽交通道路ではボトムアップ疲労ひび割れの発生比率が高いこと等を明らかにした。

キーワード：舗装、構造破損、路面破損、実態調査、コア抜き、疲労ひび割れ

1. はじめに

多様な管理レベル下にある舗装については、その管理レベルに対応した路面評価手法が求められる。そのためには、様々な性格を有する道路の舗装を対象に、損傷の実態を把握することが必要である。

平成 28 年度は、重交通道路については修繕工事前後の路面・構造調査を、軽交通道路においては路面性状データの分析を通じて路面破損の形態について分析を行った。

2. 重交通道路における舗装の損傷実態調査

2.1 背景

平成 28 年 10 月に策定された「舗装点検要領」（以下、「点検要領」という。）においては、損傷の進行が早い道路等に分類されたアスファルト舗装について、表層の供用年数に対する使用目標年数の設定を通じ、早期に劣化した区間に対しては詳細調査を実施した上で適切な措置を選定することが求められている¹⁾。点検要領に基づくメンテナンスサイクルを運用していく上で、今後はより一層詳細調査の重要性が増してくると考えられる。詳細調査の手法としては、FWD たわみ量調査、コア抜き調査及び開削調査が点検要領の付録に例示されているが、開削調査は交通規制面等での制約が大きく、現場実務にお

いては FWD たわみ量調査やコア抜き調査が主体になるものと考えられる。しかしながら、それら詳細調査に基づく工法選定が、舗装の構造的健全度の回復度にとどのような影響を与えるかはあまり明らかになっていない。

本研究では、コア抜き調査をもとに修繕工法を選定した修繕工事現場にて、FWD たわみ量調査を修繕工事前後で実施し、舗装の構造的健全度の回復状況に関して実態調査を行った。

2.2 調査箇所

調査箇所は、コア抜き調査結果をもとに修繕工法を選定した修繕工事現場とした。場所は、関東地方整備局管内の直轄国道（往復 2 車線）であり、平成 22 年道路交通センサス²⁾では、大型車交通量は舗装計画交通量 N6 区分に該当する道路である。線形はほぼ直線であり、工事延長は L=約 600m（上下線とも）である。

修繕工事前の舗装構成は、過去の修繕工事の設計図書の情報をもとにすると、起点側から約 430m を境に変化しているものとなっており、その舗装構成を図 2-1 に示す。いずれもアスファルト混合物層（以下、「アスコン層」という。）厚は 25cm であり、また図中の路盤は舗装構成より粒状路盤と考えられる。なお、前回修繕工事は今回修繕工事の 16 年前に実施しており、起点側から約 430m ま

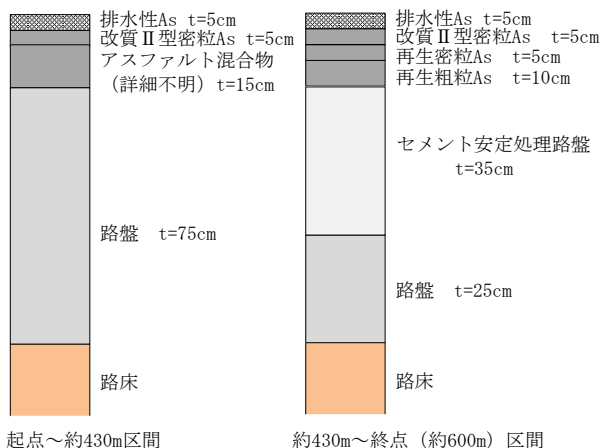


図 2-1 舗装構成

では2層 (t=10cm) の切削オーバーレイ、約 430m 以降は舗装打換え (図 2-1 中のセメント安定処理路盤層より上の施工) である。

2. 3 現場内のコア抜き本数

当該工事現場では、工事着手前に区間内のコア抜き調査が行われている。コア抜き調査は、道路管理者の指示の下、修繕工事受注業者が修繕前の路面の損傷状況を元に調査箇所を選定して実施し、その結果コア本数は下り

車線が 11 本、上り車線が 13 本であった。

2. 4 コア抜き調査結果を踏まえた修繕工法の選定

前節に示したコア抜き調査により、アスコン層内の損傷は様でないことが明らかとなった。具体的には、表層の路面側を起点としたひび割れ (トップダウンひび割れ) が中間層までにとどまっているもの、ひび割れからの雨水の浸入に起因すると想定される層間剥離を引き起こしているもの、さらに進行して中間層、基層やアスファルト安定処理層部の混合物自体が剥離を引き起こしているもの、及びアスコン層 (t=25cm) を貫通しているものと同様であった。当該修繕現場では、これらの状況を踏まえ、ひび割れ深さが 15cm 以上入っている区間をアスファルト混合物層の全層 (t=25cm) 打換え、それ以外の区間を2層 (t=10cm) の切削オーバーレイと修繕工法が選定された。このように、同一現場内でもアスファルト混合物層内部の損傷は様々となりうることを認識しておく必要がある。当該現場のコアの状況を図 2-2 に示す。なお、図中のうち、「アスコン層内部の混合物自体の剥離が進行/ひび割れがアスコン層を貫通」の写真の一部は、コア側面のひび割れ部分のチョークによるトレースができていない。



図 2-2 コア抜き調査結果

表 2-1 修繕工事前の路面性状調査結果

路面性状		下り車線	上り車線
ひび割れ率 (%)	区間平均	24	31
	最大値 (10m 単位)	69	72
わだち掘れ量 (mm)	区間平均	17	17
	最大値 (10m 単位)	32	46
平坦性 (mm)	区間平均	2.8	3.1



写真 2-1 修繕工事現場の路面状況

2.5 修繕工事前の路面性状調査

当該修繕工事区間において、修繕前に路面性状調査を行った。その結果を表 2-1 に示す。これより、上下車線共に損傷は進行しており、また、どちらかと言えばひび割れによる損傷が卓越した区間であることが分かる。実際の現場では、ひび割れの他車輪通過部にわだち部オー

バーレイ工（レーンパッチング）の実施箇所が点在しており、日常的な維持管理に苦慮していた様子が観察される路面状況であった。修繕前の路面の代表写真を写真 2-1 に示す。

2.6 修繕工事前後の FWD たわみ量調査

修繕工事前後において、OWP 上で起点から 20m 間隔で FWD たわみ量調査を実施した。上下車線とも、路線の起点側を測点 No. 0 とし、順に 20m 間隔で測点を振り、終点側を測点 No. 30 とした。また、FWD たわみ量については、「舗装性能評価法—必須および主要な性能指標編—」³⁾ に従い 20℃換算で補正している。

舗装の構造的健全度として、路床を含めた舗装全体の支持力を示す載荷点直下の D₀ たわみ量に着目し、それをグラフ化したものを図 2-3、2-4 に示す。また、同図中には、アスコン層全層 (t=25cm) 打換えの区間を表示している。この表示以外の区間は、t=10cm の切削オーバーレイの区間である。これより、当該現場では、2.4 に示したコア抜き調査によるひび割れ深さに着目した修繕工法の選定が、舗装の構造的健全度の概ね均一なレベルへの回復に大きく寄与したことが分かる。渡邊らは、別の現場にて一律の一層切削オーバーレイを実施した場合の修繕前後の構造評価を行った結果、当該区間内の構造的健全度のバラツキは概ねそのままであったことを報告している⁴⁾。この報告と照らし合わせると、構造的健全度の回復を目的とする場合は、詳細調査を通じた適切な修繕工法の選定が効果的であることが分かる。なお、実際の修繕工事は、構造面のみならず路面機能面など様々な理由を勘案し道路管理者が総合的な判断のもとその区間・内容を決定するものであり、本報はその是非を議論する

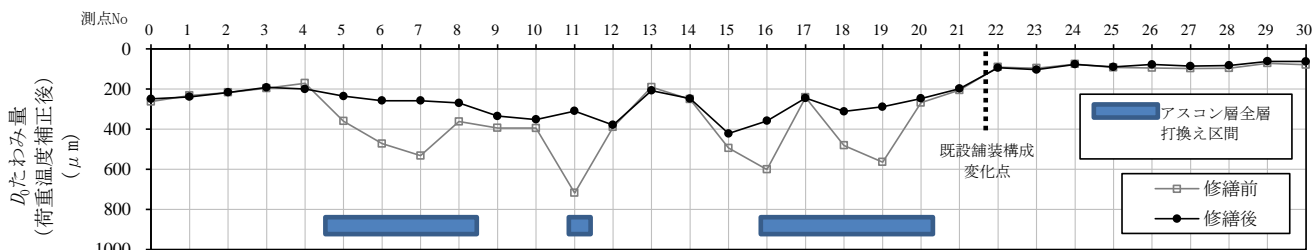


図 2-3 修繕工事施工前後の D₀ たわみ量の比較 (下り車線)

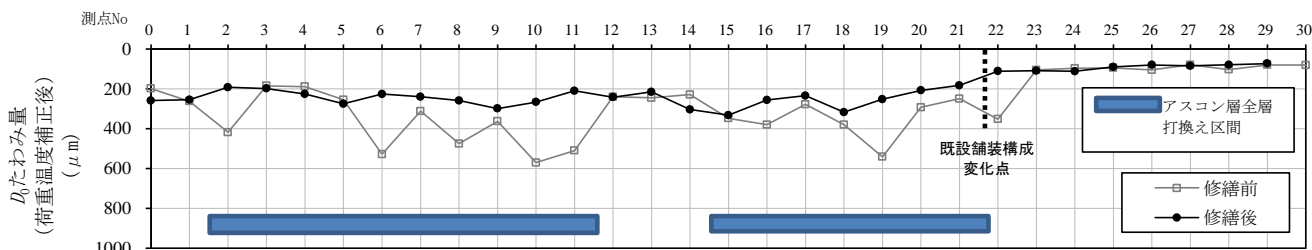


図 2-4 修繕工事施工前後の D₀ たわみ量の比較 (上り車線)

ものではないことを申し添える。

当該現場では、多数のコア抜きによるアスコン層内部の損傷確認を実施したが、現場制約条件等から全ての現場で同様の取組を実施することは困難と考えられる。今後は、非破壊で面的にアスコン層内部の損傷状況を把握する手法の検討を行っていく予定である。

3. 軽交通道路における舗装の損傷実態調査

3.1 背景

重交通道路と軽交通道路では、舗装の損傷形態に応じて点検診断時の着目点や維持管理手法が異なる可能性があるため、本研究では重交通道路と軽交通道路の損傷状況の特徴を把握する調査を行った。

3.2 調査方法

北海道内の国道約6,500kmを対象にアスファルト舗装の損傷実態を把握した。具体的には、現道の目視調査を行って、舗装管理支援システムに記録されているデータの区間毎(約100m単位)のひび割れ種類を判別し、どのような種類のひび割れがどのような条件の路線に多いかを調べた。判別したひび割れの種類は以下の4種類である。通過車両の繰返し载荷によって発生し舗装下面から上層に向かって伸びるボトムアップ型疲労ひび割れ(以下、ボトムアップひび割れ)、舗装表面から下層に向かって伸びるトップダウン型疲労ひび割れ(以下、トップダウンひび割れ)、路床内の水分が凍結して形成されるアイスレンズが成長することで生じる凍上ひび割れ、気温の上昇・下降によるアスファルト混合物の温度応力によって生じる低温ひび割れである。一つの区間に複数種類のひび割れが発生している場合には、複数種類のひび割れが発生している区間として扱った。目視調査のデータを基に、ボトムアップひび割れ、トップダウンひび割れおよび凍上ひび割れに関しては、ひび割れ率が5.0%以上の区間数を10km毎にカウントして地図上に表示した。低温ひび割れに関しては、1km当たりの低温ひび割れ発生本数をカウントして地図上に表示した。さらに、各々のひび割れが N_4 、 N_5 、 N_6 、 N_7 交通断面のうちどのような区間に多いのかを整理した。ちなみに本研究では、 N_4 、 N_5 交通を軽交通道路区間として扱っているので留意されたい。

表 3-1 除外区間一覧(単位:m)

項	目	延長(m)
舗装延長		6,584,198
除外区間		
①	構造物	177,348
②	最新ひび割れ率が空欄	109,396
③	最新調査後に工事	1,331,079
④	上り及び自専道	152,190
⑤	最新調査時からルート変更・通行止め	16,702
⑥	Co舗装区間	135,109
⑦	累積大型車交通量が空欄、舗装厚不明	127,112
舗装延長-除外区間		4,535,262

なお、調査は自動車専用道路を除く下り車線を対象とし、構造物区間やコンクリート舗装区間など表3-1に該当するデータの区間長を除外した上で集計した。これらのデータを除外した理由は、一般的なアスファルト舗装区間に比べて舗装構成や基盤条件が特殊であり、除外するのが妥当と考えたためである。

3.3 調査結果

図3-1にボトムアップひび割れの発生分布図を、図3-2にトップダウンひび割れの発生分布図を、図3-3に凍上ひび割れの発生分布図を、図3-4に低温ひび割れの発生分布図を示す。図3-1より、ボトムアップひび割れは、道内の広い範囲に発生しており、主に郊外部において多

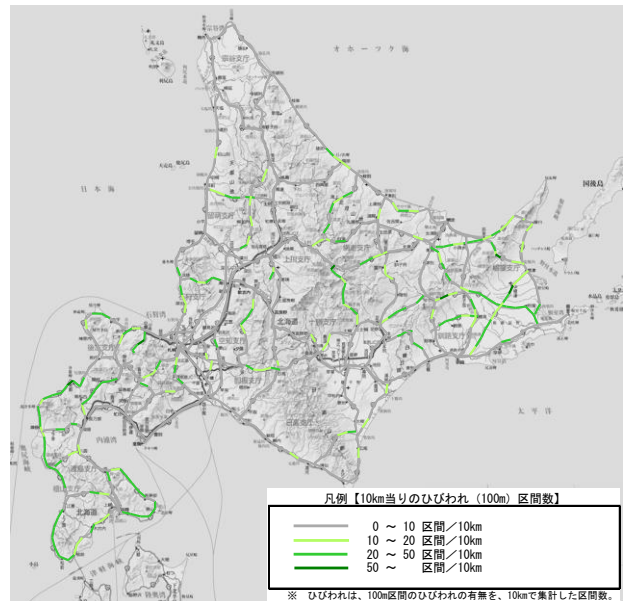


図3-1 ボトムアップひび割れの発生分布図

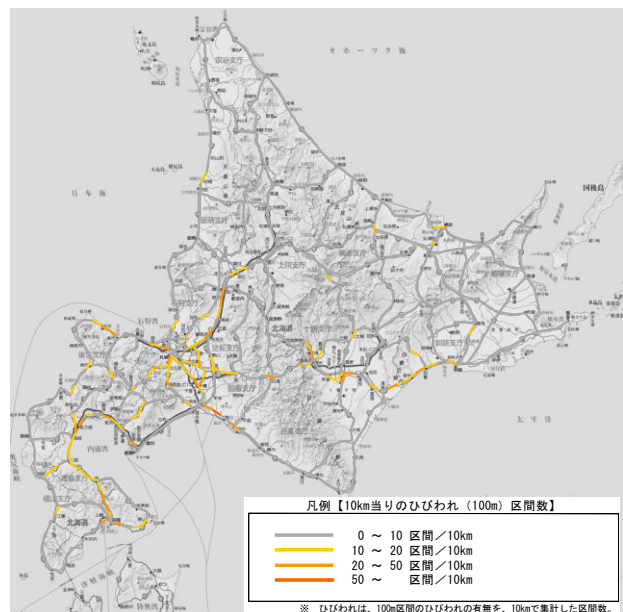


図3-2 トップダウンひび割れの発生分布図

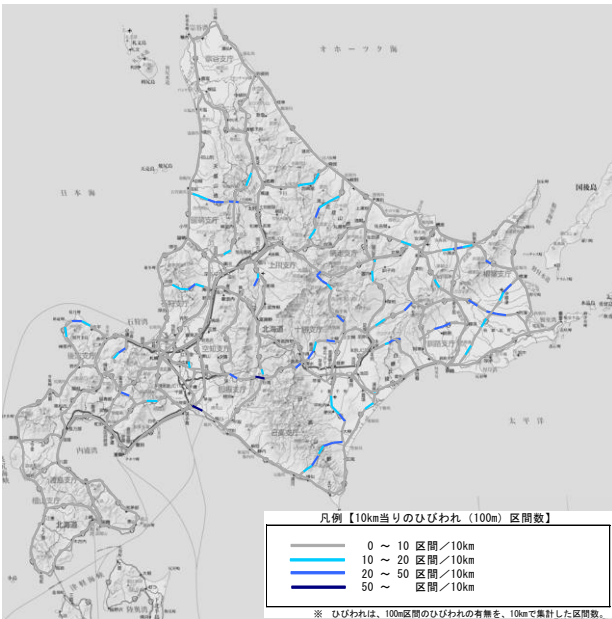


図 3-3 凍上ひび割れの発生分布図

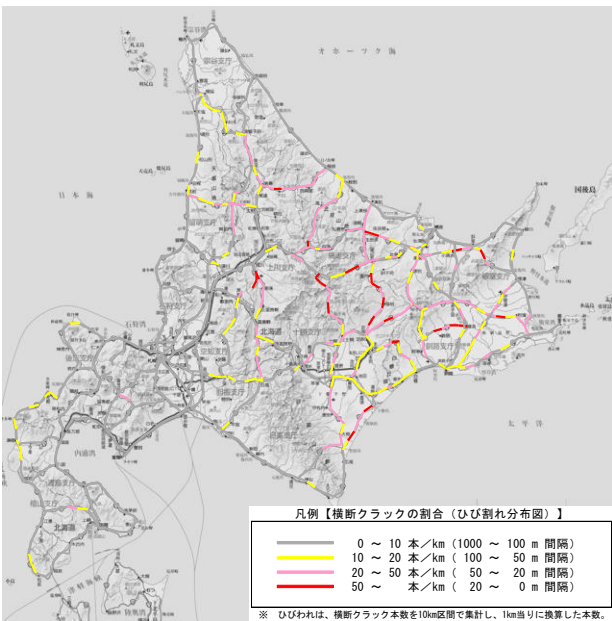


図 3-4 低温ひび割れの発生分布図

く発生していることがわかる。図 3-2 より、トップダウンひび割れは札幌近郊と札幌函館間や札幌旭川間などの幹線道路での発生が多い。図 3-3 と図 3-4 より、凍上ひび割れと低温ひび割れは道北地域や道東地域の内陸部に多く発生していることが分かる。

表 3-2 には各ひび割れの発生延長及び調査集計区間の延長に対する発生比率を示す。赤枠で囲んだ部分に着目すると、ボトムアップひび割れ、凍上ひび割れ、低温ひび割れは N_4 、 N_5 交通断面などの舗装厚の薄い軽交通路線に多く発生していることが分かる。一方、トップダウン

ひび割れは N_6 、 N_7 交通断面などの混合物層厚が厚い重交通路線に発生している傾向が見られる。軽交通路線は混合物層厚が薄いため、作用する力に対する抵抗性が小さく、様々なひび割れが発生し易いと推察される。軽交通区間では、特にボトムアップひび割れの発生区間延長が最も長く、次いで低温ひび割れ、凍上ひび割れの順であることが着目される。つまり、軽交通区間ではボトムアップひび割れに対する対処が最も多くなると理解できる。

以上のように、交通断面によってひび割れ損傷の形態は異なっている。 N_4 、 N_5 交通断面などの混合物層厚の薄い軽交通路線区間に着目すると、ボトムアップひび割れや低温ひび割れ、凍上ひび割れが発生しやすいことが確認された。 N_4 、 N_5 交通断面などの軽交通路線区間の舗装マネジメントならびに舗装維持修繕計画を考える場合には、これらの損傷形態への対処方法を検討することが大切である。特に、ボトムアップひび割れは広い範囲で発生している実態にあり、今後舗装の老朽化が進行するにつれて増加する性質のひび割れであると考えられるため、要点であるといえる。

表 3-2 各ひび割れの発生延長及び調査集計区間の延長に対する比率

交通量区分	As混合物層厚 (cm)	14cm未満	14cm以上 20cm未満	20cm以上 30cm未満	30cm以上	合計
	旧	A	B	C	D	
ひび割れ種別	現	N_4	N_5	N_6	N_7	
	調査集計区間の延長(m)	2,557,530	1,353,654	508,295	115,783	4,535,262
ボトムアップひび割れ	ひび割れ発生区間の延長(m)	336,044	150,288	10,135	932	497,399
	調査集計区間の延長に対する発生区間比率(%)	13.1%	11.1%	2.0%	0.8%	11.0%
トップダウンひび割れ	ひび割れ発生区間の延長(m)	131,273	62,707	46,451	7,845	248,276
	調査集計区間の延長に対する発生区間比率(%)	5.1%	4.6%	9.1%	6.8%	5.5%
凍上ひび割れ	ひび割れ発生区間の延長(m)	112,752	59,233	11,036	113	183,134
	調査集計区間の延長に対する発生区間比率(%)	4.4%	4.4%	2.2%	0.1%	4.0%
低温ひび割れ	ひび割れ発生区間の延長(m)	229,742	105,960	13,781	995	350,478
	調査集計区間の延長に対する発生区間比率(%)	9.0%	7.8%	2.7%	0.9%	7.7%

4. まとめ

重交通道路に該当する、関東地方整備局管内の直轄国道において、コア抜き調査結果をもとにした修繕工法の選定が、舗装の構造的健全度の概ね均一なレベルへの回復に寄与したことを明らかにした。点検要領に基づく舗装のメンテナンスサイクルにおいては、損傷の進行が早

い道路等における早期劣化区間について、詳細調査の実施を通じた適切な措置が求められるが、本調査結果により詳細調査としてコア抜きによる舗装の内部損傷の把握の重要性を示唆するものとなった。

また、路面性状データの分析を通じ、舗装断面によってひび割れ損傷の形態は異なっており、アスコン層の薄い軽交通道路においては、ボトムアップひび割れや低温ひび割れ、凍上ひび割れが発生しやすいことが確認された。舗装のメンテナンスサイクルにおける適切な措置の選定にあたっては、損傷原因を究明・推定することが重要であり、軽交通道路特有のこれらの損傷形態の整理がメンテナンスサイクル上の適切な措置を選定する上で有効な情報となると考えている。

今後、引き続き舗装の損傷の実態調査を継続すると共に、非破壊調査による舗装の内部損傷の検出手法の検討等を行う予定である。

なお、重交通道路の損傷実態調査は、(公社) 日本道路

協会舗装委員会舗装設計施工小委員会の活動の一環で実施したものであり、また道路管理者及び修繕工事施工業者の多大なるご協力の下実施したものである。ここに記して関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 武藤聡、久保和幸、藪雅行：「舗装点検要領」の策定について、舗装、Vol.52、No.1、pp.11-15、2017.1
- 2) 国土交通省道路局：平成 22 年度全国道路・街路交通情勢調査
- 3) (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編一、2013.4
- 4) 渡邊一弘、増戸洋幸、篠塚政則、上島壯：短い測定間隔による修繕前後の構造評価結果、土木学会論文集 E1 (舗装工学)、Vol.72、No.3、pp.177-185、2016.12

6.2 機器活用による調査・監視の効率化・信頼性向上技術の開発・評価

6.2.1 目視困難な損傷・変状の状態把握技術の適用性評価

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：石田雅博，吉田英二，山口岳思

【要旨】

道路橋の点検は、近接目視を主体に行われているが、部位によっては目視点検が適用できない場合等があり、このような部位の点検に適用できる信頼性の高い非破壊検査技術が求められている。本研究では、道路橋の各種劣化損傷への既存調査技術として、他分野の各種の非破壊検査手法の橋梁検査への適用可能性の調査を行った。H28年度は、鋼材の腐食や破断の状態を的確に把握できる技術として有効な方法の一つである透過X線技術について、実橋における屋外試験を実施し、その適用性について検証した。

キーワード：非破壊検査技術，高出力X線，鋼材の腐食

1. はじめに

道路橋の点検は、近接目視を主体に行われているが、部位によっては目視点検が適用できない場合等があり、このような部位の点検に適用できる信頼性の高い非破壊検査技術が求められている。

ポストテンション方式のPC構造物では、近年グラウトの充填が十分に行われていない事例が確認されており、対策が進められている。シーす内にグラウト未充填箇所が存在すると、雨水や塩化物イオン等がシーす内に侵入する恐れがあり、PC鋼材が腐食、破断し、最終的に落橋という重大事故に繋がる可能性もある。しかし、外観や構造物の損傷状況によって、グラウト未充填箇所やケーブル破断が疑われる場合においても、現状の非破壊検査等では、その存在を確認することが難しい。現在、ケーブルの腐食や破断に対しては、種々の検査技術が提案されている。それらのうち、透過X線技術は、コンクリート内部構造の可視化できる点において、鋼材の腐食や破断の状態を的確に把握できる技術として有効な方法の一つである。

これまでコンクリート構造物に対する透過X線検査としては、室内での利用実績が多く、RC部材内の鉄筋腐食過程の可視化やX線CTを用いたコンクリート構造特性の評価等が行われている。屋外におけるX線検査の例としては、300keV程度のX線源を用いた可視化や造影剤を用いたコンクリート内部のひび割れ検査などが行われているが、部材厚が16cm程度までならば、3分程度の照射で鮮明な画像が得られているが、部材厚が40cmの場合には、照射時間が1時間を超えても鮮明な画像が得

られないことが分かっている。本研究では、30cmを超える部材厚にも対応できるX線源を開発し、実用化に向けた取り組みを進めている。

H28年度は、鋼材の腐食や破断の状態を的確に把握できる技術として有効な方法の一つである透過X線技術について、実橋における屋外試験を実施し、その適用性について検証した。

2. 高出力X線による調査技術の開発

これまで橋梁調査で用いているX線源はその出力が300keVまでであり適用限界厚さは30~40cm程度といわれていること、厚い部材の場合は撮像に時間がかかることなど、従来の非破壊検査技術には限界があった。一方で、X線の利用を規定している放射線障害防止法の改正により、屋外で使用する場合、橋梁検査に限って4MeVまでの加速器の使用が認められた。本研究では、現場適用に向けて新たに950keV X線発生装置(以下950keV機)、および3.95MeV X線発生装置(以下3.95MeV機)の開発を行った。3.95MeV機の全体像を図-3に示す。装置は、X線源、高周波発生装置、電源、水冷ポンプから構成さ

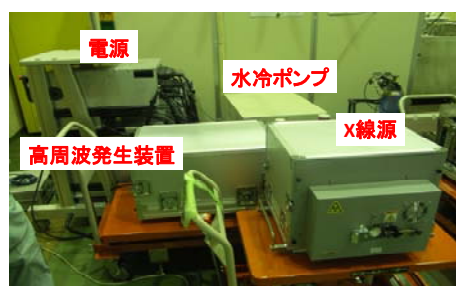


図-3 3.95MeV X線発生装置

れている。高出力の高装置に比べ重量が小さいのが特徴であり、既存の橋梁点検車に搭載可能なように、X線源等を200kg以下に抑えている。また、実橋梁への適用に向けて、X線源および検出器を連続的に移動できる専用のスキャン架台を作成している。

3.95MeV機は法的には放射線発生装置であり、橋梁への照射に限り一時的な使用場所の変更が認められている。しかし、これまで使用された実績はなかった。

本研究では、国内で初めて、3.95MeV機を用いた屋外での撮像実験を土木研究所内の撤去橋梁で実施した。図-4に示すようにX線発生装置を設置し、撤去桁の反対側に検出器を設置して撮影を行った。

X線検出器としては、従来のフィルムよりも高感度なイメージングプレート（Imaging Plate：IP）および直接デジタル化できるX線フラットパネル検出器（Flat Panel Detector：FPD）を用いた。



図-5 ウェブの撮影画像 図-6 下フランジの撮影画像



図-4 撤去桁の撮影状況

FPDにより得られたウェブ部の画像を図-5に示す。PC鋼材とスターラップ鉄筋の状況が撮影できた。ウェブ厚170mmに対し、3.95MeV機による画像は1秒程度で取得されており、定格出力3.95MeVの1/6であっても十分な撮像能力があると判断できる。下フランジ部の撮像を図-6に示す。部材厚が400mmにもかかわらず30秒程度で画像を取得することができた。

3. 実橋におけるX線検査技術の適用性の検証

X線検査技術の適用性の検証のために、実橋の現場に

て、損傷箇所のX線撮像を行った。今回の計測では、コンクリートの厚さが300mm以上の箇所に対して高出力X線源（950keV）を利用した。対象となった第7ブロックの断面図を図-2に示す。下床版に埋設されているPC鋼線の腐食及び破断状況を確認するために、X線源は箱桁内から照射し、下床版の背面に検出器を置いて画像を取得している。対象としたケーブルは中央付近に配置されている18本である。ハンチ内のケーブルも可視化可能であるが、箱桁内に設置されている補強用の外ケーブルの影響で、X線源を配置することができず、今回はハンチ内鋼材の可視化は行わなかった。

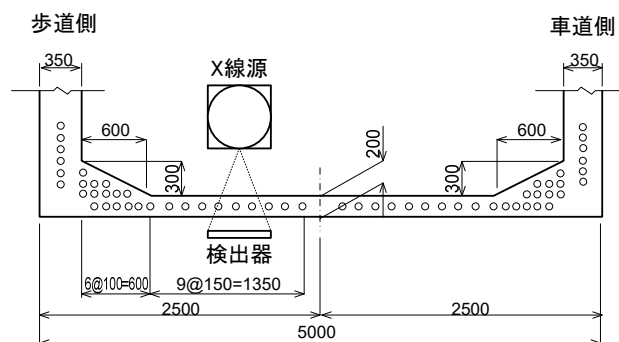


図-2 計測対象断面図

3.2 X線照射時の安全管理

X線安全管理上、法令上の管理区域を設定し、X線照射時には管理区域から人を退避させる必要がある。今回使用した950keVおよび300keVの容量も持つX線源を使用する場合には、電離放射線障害防止規則に従うことになる。屋内外を問わずこのX線装置を用いる場合には、放射線管理区域および事業所境界の設定と、その境界における放射線量の管理を行う必要がある。放射線管理区域とは、線量が高くなる箇所、例えばX線発生装置周辺などであり、事業所境界とは一般の人が立ち入ることのできる境界と考えることができる。今回は、X線を箱桁内で照射すること、また橋面方向ではなく、下床版の方向に照射することから、桁内および桁下に管理区域を設定した。なお、線量計測により安全を確認した上で、橋面上には管理区域を設定しなかった。

3.3 計測機器の搬入・設置

X線照射装置はマンホールより搬入し、検出器は桁下に設置して撮像を行う。計測機器の搬入・設置状況を図-3～6に示す。計測結果の確認状況を図-7に示す。



図-3 マンホールからの機器の搬入

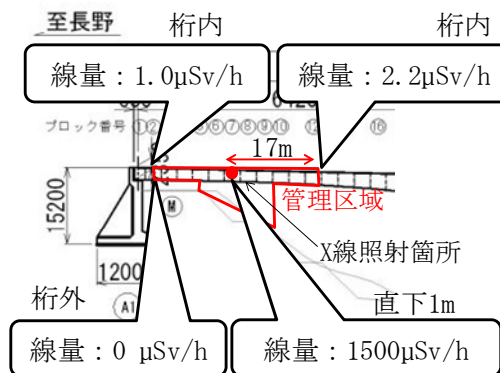


図-8 放射線量
(管理区域境界 1300mSv/3month)

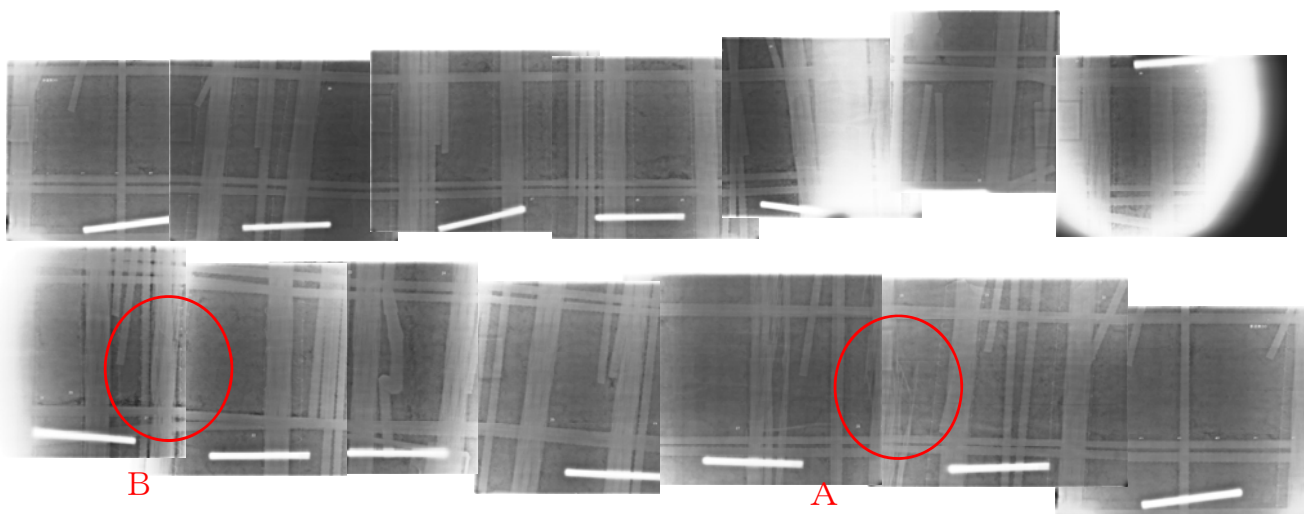


図-9 対象とした全てのケーブル画像

チ部分の深いケーブルを対象とする場合には950keVによる撮像とした。

3.5 放射線線量

950keV 機撮像時に実測された線量測定結果を図-8に示す。管理上の閾値は1300mSv/3monthに設定した。なお、この値は3か月の累積値であるが、安全のため閾値の1/4の値を基準としている。X線照射の正面である桁下をのぞき、いずれの実測値も規制値を大幅に下回っており、安全管理上の問題は生じていないことが明らかとなった。また、橋面上の規制については、自然界における放射(0.1μSv程度)と同等であると判断されたため、実測時には解除している。

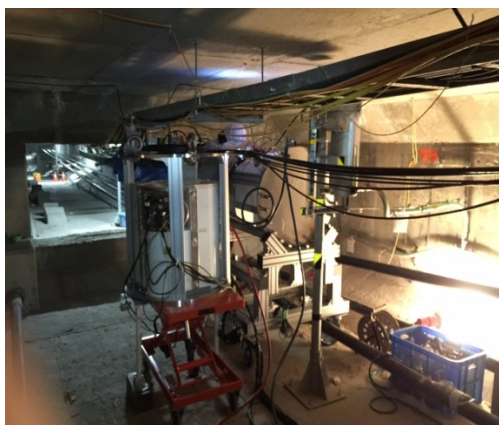


図-6 計測器の設置

3.4 X線撮影の実施

950keVによる撮像および300keVによる撮像を実施した。下床版ケーブルのうち、床版支間中央付近のケーブルを対象とする場合には300keVによる撮像とし、ハン

4. 撮影結果

対象とした全てのケーブルについて、画像をつなげたを図-9に示す。また、図-9の撮像結果の一部を図-9に示すまた、図-9の撮像結果の一部の拡大図を図-10, 11に示す。これらの画像は300keVによるものである。

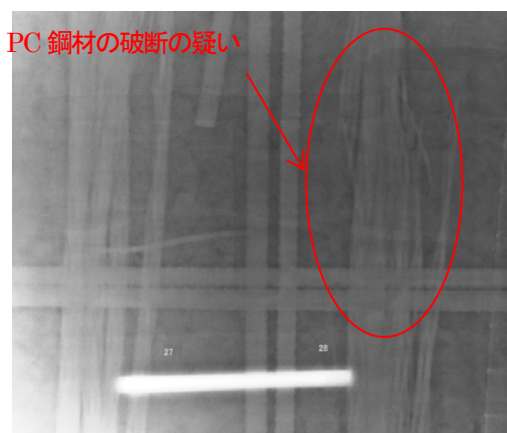


図-10 図-9 中 A の拡大画像



図-11 図-9 中 B の拡大画像

950keV による画像は、検出器側の感度が低強度に合わせてあることなどから鮮明な画像が得られていない。図-10 より、PC 鋼材のより線が腐食破断し広がっている様子がわかる。図-11 では、シース内にとどまっているより線に隙間が認められることから、グラウトの充填不良の可能性が示唆される。

今後は、短時間により鮮明に計測できる技術の開発を目指すとともに、実橋でのデータを蓄積し、更に精度を高め、現地で適用されるよう、高出力 X 線による調査方法と評価手法について技術開発を進める。

【参考文献】

1) 大島義信, 宇佐美惣, 石田雅博, 土橋克宏, 上坂充 : 可搬型高出力 X 線による PC 桁内部の可視化実験, 土木技術資料, Vol. 57-9, pp. 34-37, 2015. 9

6.2 機器活用による調査・監視の効率化・信頼性向上技術の開発・評価

6.2.2 舗装マネジメントの効率化に関する研究

担当チーム：道路技術研究グループ（舗装）、
寒地保全技術研究グループ（寒地道路保全）、
地質・地盤研究グループ（特命）、材料資源研究グループ（先端材料・高度化）

研究担当者：藪雅行、木村孝司、齋藤清志、西崎到、稲崎富士、寺田剛、丸山記美雄、渡邊一弘、尾西恭亮、佐々木巖、星卓見、若林由弥

【要旨】

本研究は、移動式たわみ測定装置や地中レーダを用いた調査手法の改善等を通じ、より効率的な既設舗装の構造的特性の把握技術を提案することを目的としている。平成 28 年度は、移動式たわみ測定装置や多チャンネル高速牽引型地中レーダ探査システムの実用化に向け、それぞれ測定値に含まれる誤差の軽減策や測定装置の仕様について検討を行った。

キーワード：舗装、移動式たわみ測定装置、地中レーダ、MWD、GPR

1. はじめに

舗装の維持修繕工法の選定等に当たっては、既設舗装の構造的特性を把握することが求められる。現在、非破壊での構造調査としては重錘落下式たわみ測定装置（FWD：Falling Weight Deflectometer）を用いたものがあるが、各測点での測定であること、交通規制が必要であること等の課題がある。そこで、本研究では、より効率的な既設舗装の構造的特性の把握技術を提案することを目的としている。

平成 28 年度は、移動式たわみ測定装置（MWD）及び多チャンネル高速牽引型地中レーダ（GPR）探査システムの実用化に向け、それぞれ測定値に含まれる誤差の軽減策や測定装置の仕様について検討を行った。

2. 移動式たわみ測定装置の実用化に向けた検討

2.1 サスペンションの異なる車両の検討

MWD に使用している車両は、サスペンションにリーフスプリング(板バネ)を使用しており、走行中の振動が非常に大きい。図 2-1 に示すように、路面の凹凸が大きい箇所では車両が振動した際、測定値がセンサの許容レンジを越えてしまうと、測定値が飛んでしまう。現在使用しているドップラー振動計は、測定値に対して低周波の成分を捉えるような処理が行われており、一度値が飛んでしまうと前の値をホールドしたまま数秒間復帰しない。

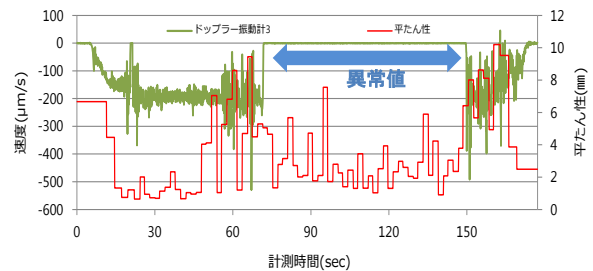


図 2-1 振動による測定値の飛び

この飛びを残した状態で解析を行うと、本来のたわみ量に対し誤差が大きい値が算出されてしまう。

センサの飛びを抑えるためには、センサ自体を改良するか、振動の少ない車両を使用する方法が効果的であると考えられる。そこで、現在の MWD とサスペンションの異なる車両を使用し研究所の外周路を走行し、上下方向加速度について比較を行った。

図 2-2 および図 2-3 に、時速 40km/h で走行し車両の上下方向の加速度およびそのスペクトル解析結果を比較した結果を示す。上下方向の振動については、エアースプリングを用いることで、リーフスプリングを使用時に生じていた高周波の大きな加速度が低減されることが分かる。続いてスペクトル解析結果を見ると、リーフスプリングでは 3.0Hz および 35.0Hz、エアースプリングでは

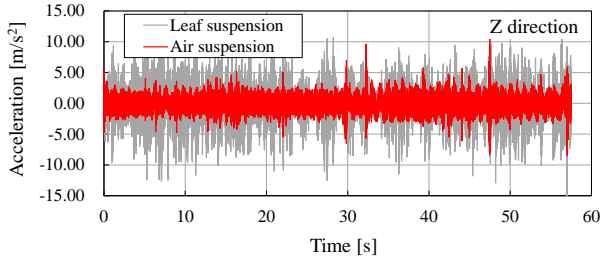


図 2-2 上下加速度の比較

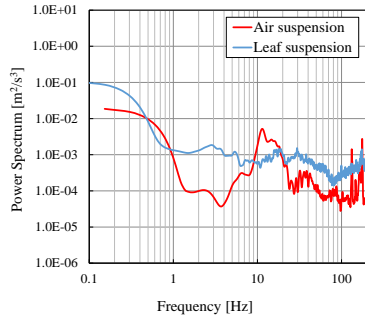


図 2-3 上下加速度のスペクトル解析結果の比較

1.1Hz および 17.5Hz 程度の振動が卓越しており、エアースプリングの方が固有振動数は低いものと考えられる。

振動の大きさ自体はエアースプリングを採用することで低減することができ、ドップラー振動計による測定時に測定値の飛びが発生する頻度は少なくすることが出来ると考えられる。一方、エアースプリングの方が固有振動数は小さいため、現在検討中のウェーブレット解析によるノイズ除去に影響してしまうおそれもあり、更なる検討が必要と考えている。

2. 3 レーザー変位計による車両姿勢の測定

ドップラー振動計の受信部は、厳密には真下を向いているわけではなく、垂直方向に対して 2~3°程度の角度をつけた状態で取り付けられている。従って、図 2-4 に示すように測定した値には車両の速度成分が含まれており、以下の式(1)に従い、車両の速度成分を取り除く必要がある。

$$\frac{dw}{dt} \approx u - v \sin \theta \dots\dots\dots(1)$$

現在は走行中のセンサの角度は一定であるという仮定のもと、測定前に θ を求め速度成分を除去しているが、車両は走行中に姿勢が変化するため、 θ は一定でない。そのため、特に姿勢の変化が大きくなる箇所については特に誤差が大きくなると考えられる。

ドップラー振動計の動的な角度変化を計測するためには、走行中の車両の姿勢を計測する必要がある。計測

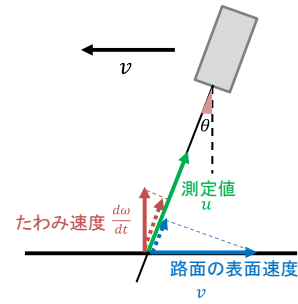


図 2-4 センサの角度とたわみ速度の関係

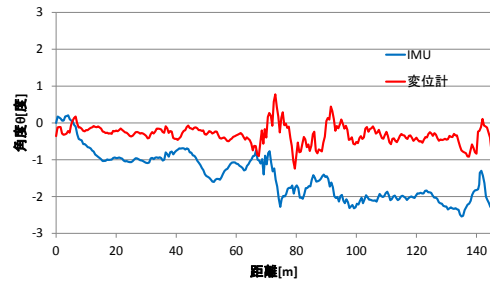


図 2-5 レーザー変位計と IMU の角度比較

手法としては、ジャイロセンサを使用する方法が一般的であるが、非常に高価であるため、将来的な実務での適用を考えると費用面での課題がある。そこで、たわみ測定用に設置しているレーザー変位計を用いて簡易に車両の姿勢を測定する方法について、検討を実施した。

検討においては、路面のプロファイルを取得するために3つのレーザー変位計を使用しており、更にIMUによる姿勢計測機能も有するタイプの路面性状測定車を使用した。

図 2-5 に測定結果を示す。車両の傾きは 0.5m 間隔で算出した。単純に角度の値で比較するとレーザー変位計による角度と IMU による角度に一致性は見られなかったが、大小関係の傾向については一定の類似性が見られる。しかし、車両の姿勢を計測できるかどうかの判断材料としては不十分であるため、今後測定条件や計算方法を変えながら、引き続き検討を行っていく必要がある。

3. 多チャンネル高速牽引型 GPR 探査システムの実用化に向けた検討

3. 1 多チャンネル GPR 実証試験装置

多チャンネル地中レーダの普及が進んでいる。1 回の高速度走査で同時に複数の地点における記録を取得できるため、一般交通速度による 1~2 回の走行で車両道路の 1 車線分相当を調査可能となる仕様性能を有する。



図 3-1 ハンディ型多チャンネル GPR

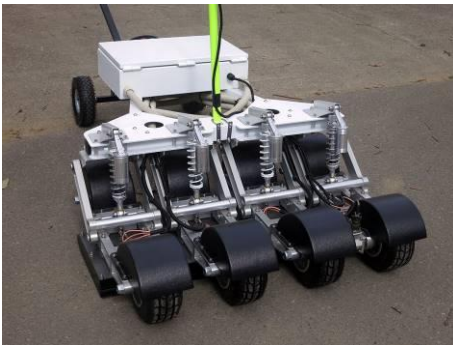


図 3-2 車両牽引型多チャンネル GPR

GPR 探査の高分解能および高再現性を活かして路盤変状の検出が可能となれば、舗装のメンテナンスに有用な測定手法となることが見込まれる。

日本の道路仕様に即した世界標準からはやや小型の、かつ近接構造物の影響が小さい多チャンネル GPR を用意した。ハンディ型 (図 3-1) と車両牽引型 (図 3-2) の 2 種類の性能評価を行った。どちらも送信器 4 ch、受振器 8 ch が配置された装置となっている。アンテナ面と路面との間の距離は、ハンディ型はほぼ接触した状態で、車両牽引型は 5~10mm に調整されている。

アンテナ配置を図 3-3 に示す。送受信の組み合わせは 32 組となり、これらから約 75mm 離れた異なる地点の送受信記録が計 14 点同時に取得できる。送受信間隔の異なる記録の取得も可能で、伝播速度の推定が可能である²⁾。電磁波は直交性を有するコード搬送信号の送信方式¹⁾であり、一般的なパルスやステップ周波数方式と異なる。現時点では、他の既存方式と大きな性能差は認められないが、今後の開発で同時送信による大幅な探査速度の向上が見込まれる。

多チャンネル記録は、土木研究所内の舗装走行実験場で試験記録を取得した。歩行移動速度と車両移動速度の 2 種類の探査を行い、どちらもサンプリング間隔は 0.1 ns

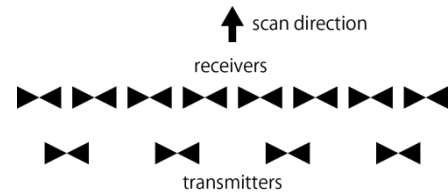


図 3-3 多チャンネル GPR のアンテナ配置

で記録を取得した。走査位置は RTK-GNSS により 0.1 秒間隔で測位した。

3. 2 高速走行試験

試験で用いた多チャンネル GPR の特徴は、アンテナ面と道路路面間の距離が、5~10mm の大変小さな隙間に調整されている点である。このため、アンテナと道路路面との電磁波の伝搬接合が良好となり、空中への損失や多重反射による雑音が抑制される。一方、高速走行により路面の起伏の影響を強く受け、データ品質が変化することが懸念される。

走査速度を変更させて同一地点を探索した記録を図 3-4 に示す。それぞれ、時速 20km、40km、60km で走行して取得した記録断面である。完全に同じ位置で取得された記録の取得が難しいため、小さな相違は多数認められるものの、記録品質として大きな相違は認められない。高速走査においても、十分な記録品質で記録が取得できていることがわかった。

なお、記録処理は主にひとつのトレースに対するデコンボリューション、周波数フィルタ、および振幅補正処理のみ適用しており、マイグレーション等の走査方向の信号解析処理は適用していない。そのため、単トレースの異常信号等が存在した場合は、結果断面に明瞭にイベントが残存することになる。

3. 3 深度スライス断面による埋設物のイメージング

管状埋設物の検知性能を、深度スライス断面で評価する。精密探査に多用される商用のシングルチャンネルハンディ GPR (中心周波数 800MHz) による記録と、多チャンネル GPR による記録を示す (図 3-5 および 3-6)。両者共に、RTK-GPS により 1cm 精度で探査位置を測定している。シングルチャンネル GPR は、縦断と横断方向合わせて全 80 測線に約 40 分要している。一方、多チャンネル GPR は、縦断方向のみ 7 回の走査で得られた 98 測線を用いている。車両走行部以外の路肩を探索領域に含め、試験用に走査領域の重複幅を多くしたため走査回数が増えている。しかし、探査時間は準備撤収を除いて 10 分程度である。どちらの測定方法でも、同じ地点に、明瞭に管状埋設物をイメージングしている。

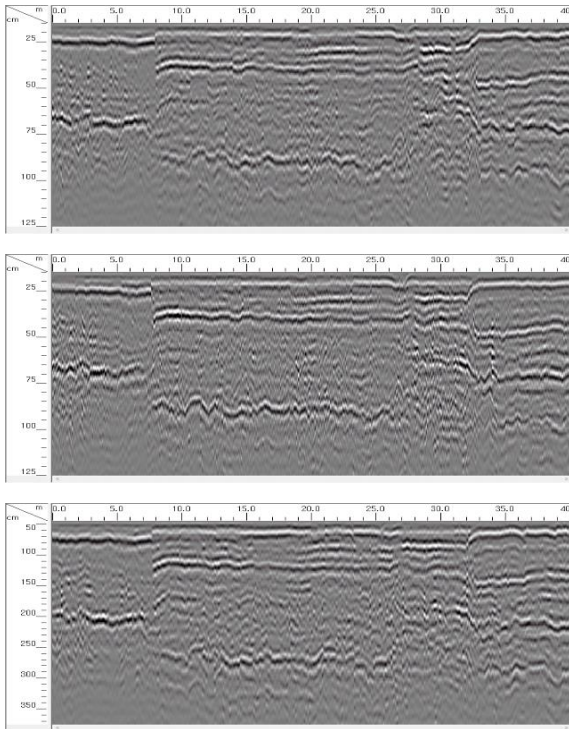


図 3-4 走行速度による記録の相違

(上から 20km/h、40km/h、60km/h で走行時に取得した記録、ほぼ同様な路盤境界からの反射記録が取得されている。)



図 3-5 商用シングルチャンネル (GPR の深度スライス断面による管状埋設物のイメージング)

シングルチャンネル GPR は横断方向の管状埋設物は縦断方向の記録で、縦断方向の管状埋設物は横断方向の記録で主に捉えられている。一方、多チャンネル GPR は少ない走査回数で高密度な測線記録が得られることから、縦断方向の記録のみで、横断方向だけでなく縦断方向の

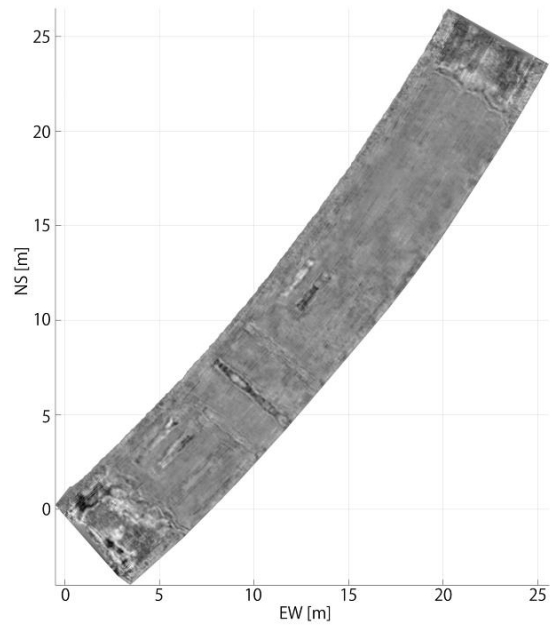


図 3-6 多チャンネル GPR 記録の深度スライス断面による管状埋設物のイメージング

管状埋設物の検知に成功している。

4. まとめ

本年度では、MWD の精度向上に向けた検討として、車両のサスペンションによる振動比較とレーザー変位計による車両角度測定の見直しを行った。今後は、車両の変更などを実施しながら更なる精度向上を目指す。

また、外部への漏洩電磁波が抑制された多チャンネル GPR の仕様設計および性能評価を行った。高速度走査においても低速度時と大きな差異のない良好な記録取得が行えることを確認した。また、複数記録を組み合わせた深度スライス断面により、既往の精密探査と同等に埋設物のイメージングが行えることを確認した。

参考文献

- 1) Reeves, B. : Noise modulated GPR: Second generation technology, 15th International Conference on Ground Penetrating Radar, 6 pages, 2014.6
- 2) 尾西恭亮、木佐貫寛、Reeves Bryan : 地中レーダーの稠密探査記録における CMP 重合処理、第 135 回物理探査学会 学術講演会講演論文集、pp.80-83、2016.10

6.2 措置が必要な部位・箇所の優先度決定手法の構築

6.2.3 先端的維持管理技術による土木機械設備マネジメントに関する研究

担当チーム：技術推進本部（先端技術チーム）

研究担当者：藤野健一、梶田洋規、中島淳一、伊藤圭

【要旨】

土木機械設備の内、河川ポンプ設備である排水機場は特に比較的大型かつ原動機、減速機、ポンプを主体とする複雑な機械装置で構成されている。近年の気象の激化や著しい老朽化の影響も相まって、設備の重要性が高まる反面、更なる故障が懸念されている。排水機場のような重要設備の故障防止には予防保全が必要不可欠であるが、従来の振動解析や潤滑油分析による異常診断だけでは限界があることから、平成28年度は予防保全の信頼性を高める多様な診断技術の適用可能性についての検討を実施したものである。

キーワード：土木機械設備、排水機場、維持管理、予防保全、状態監視保全、診断技術

1. はじめに

河川ポンプ設備は、国や自治体等を主体に洪水被害防止を目的とする排水機場設備（図-1）として管理運用されており、豪雨等による異常出水時に確実な稼働が求められる極めて重要な「非」常用設備である。また、全国的に設備の老朽化が進行しており、国土交通省所管の設備を例にとると、平成27年度の時点で全設備数の約50%が設置後20年を経過（図-2）しており、故障発生が増加が懸念される。一方、昨今の気象の激化により集中豪雨が増加傾向にあり（図-3、図-4）、排水機場の稼働機会の増加が予想され、その重要性は益々高まっている。設備管理者としては、まず第一に確実な稼働を確保できること、更には厳しい予算状況下において、いち早く異常を察知して修理費用が大きくなる前に、必要最低限の費用での復旧を望んでいる。「診断技術」はこのようなニーズに貢献し得る有力な手段の一つと言える。本研究では老朽化する設備診断への効果や効率化が期待される多様な診断技術の適用性について報告する。

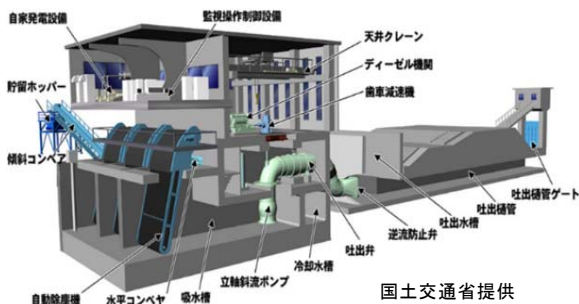


図-1 排水機場ポンプ設備の模式図

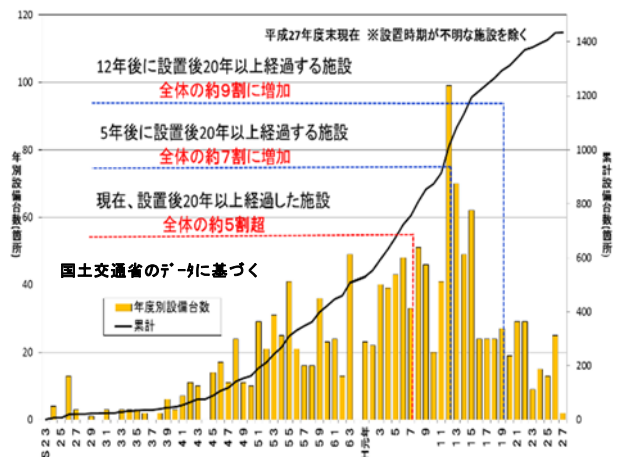


図-2 年別設備台数の推移

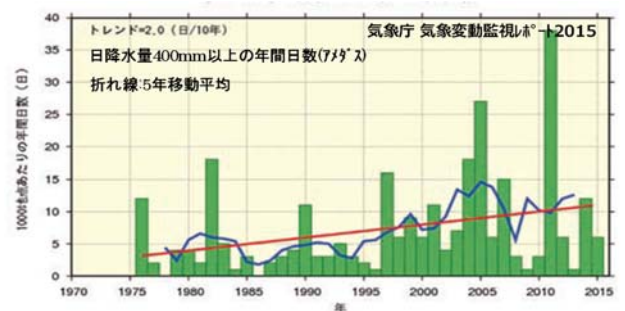


図-3 大雨発生頻度の推移

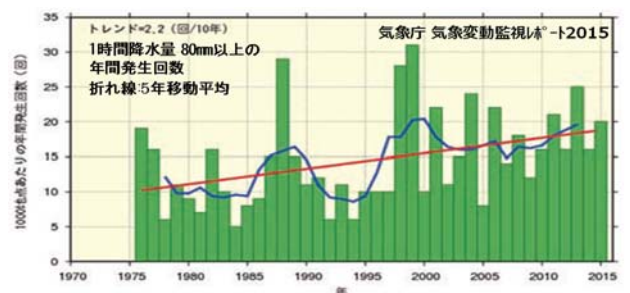


図-4 集中豪雨発生頻度の推移

2. 計測・診断技術の現状

設備の維持管理には、予防保全と事後保全があるが、排水機場のような重要な設備では予防保全により故障を未然に防ぐ必要がある。予防保全には、定期又は稼働時間に応じて行う時間計画保全と設備の状態に応じて行う状態監視保全がある。時間計画保全は、定期的に決められたメニューで行うのが一般的であり、オーバーメンテナンスになる恐れがある。そこで、この欠点を克服でき、厳しい予算状況下で維持・修繕予算の縮減が期待できる状態監視保全を積極的に適用するようになってきている。この方法を支えるのが、計測・診断技術であり、より一層の対象設備への信頼性向上が求められている。

当該技術の向上が強く求められる背景として、排水機場は一般の産業用設備のように常時稼働している設備ではなく、有事の際などに稼働する「非」常用設備であり、日常的な稼働がないため、設備の調子の見極めは難しい。また、必ずしも常用設備の技術をそのまま流用できない側面もあるなど、設備の特異性が適正な計測、診断をより一層難しくしている。従って、本運転の少ない排水機場の状態監視のための計測は、月点検時の管理運転（定格運転に達しない場合も多い）などのタイミングで行うこととなる。

ポンプ設備の状態監視は主にポンプ本体、主軸、軸受け、減速機の振動をポータブル振動計（加速度測定）等により計測したり、各部（原動機を含む）の温度をピンポイントで測定するのが標準的であり、その中には必要に応じ傾向管理する項目が含まれている。

3. 研究内容

本研究は、前述の排水機場の特異性にも適用可能な多様な診断技術を試行しており、その実施結果について報告する。

3.1 渦電流式変位計

渦電流式変位計は、高周波電流により発生した磁界内に金属を介在させると渦電流が発生することから、この電流値が距離に比例する性質を利用して変位を直接計測するというものである。特に低回転のポンプ主軸を汎用の加速度計から変位に変換処理するよりも精度よく計測できるメリット

がある。当該計測器を用いた診断事例を以下に示す。立軸軸流ポンプ主軸の回転振れ回り変位を計測（写真-1）したところ、図-5に示す結果が得られた。これを周波数分析した結果、その卓越周波数の内の一つが軸回転数と羽根枚数の積と一致（図-6）していたことから、羽根の異常が疑われた。この分析を基に内視鏡による精密診断を実施（写真-2）したところ、羽根車の損耗が確認された。

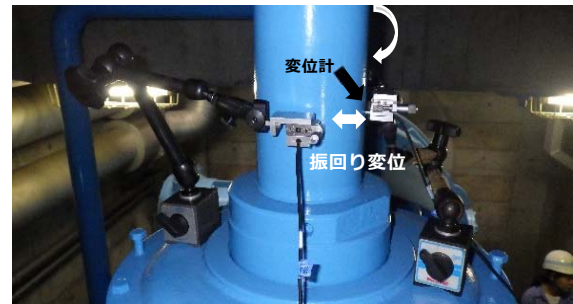


写真-1 渦電流式変位計のポンプ主軸への設置状況

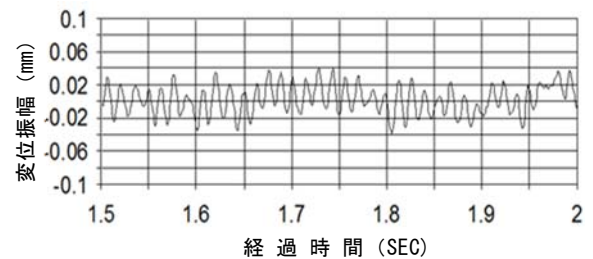


図-5 ポンプ主軸振り回りの変位波形

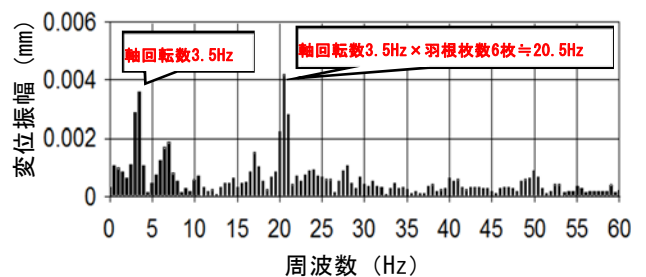


図-6 ポンプ主軸振り回りの変位波形の周波数



写真-2 内視鏡写真による羽根部の損傷状況

3.2 AE(アコースティック・エミッション)

AEは、物質が変形・破壊する際に、それまで蓄えられていたひずみエネルギーが解放され、その一部が弾性波(AE波)として放出される現象を利用した計測手法である。加速度計が不得手な低回転の軸受けなどにおいて異常振動が発生する前段階で、異常の予兆を捕らえ、重大な故障を未然に防げる可能性が期待できる。

AEセンサをポンプを駆動するディーゼルエンジンの動力を減速機に伝達する伝導軸の軸受けに設置(写真-3)し、AE波形を計測した。その結果得られたのが図-8に示す波形である。これは正常な波形(図-7)とは明らかに異なっており、何らかの異常が疑われる。



写真-3 伝導軸受へのAEセンサの設置状況

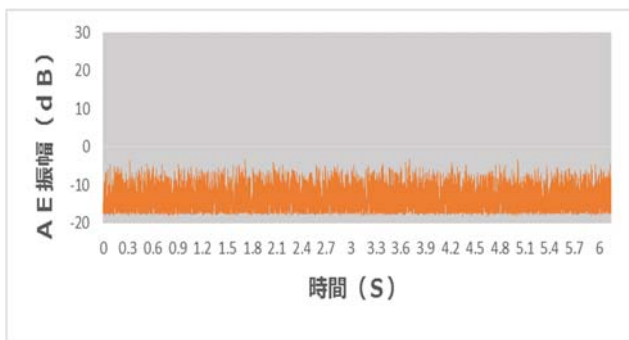


図-7 正常なAE検波信号波形事例

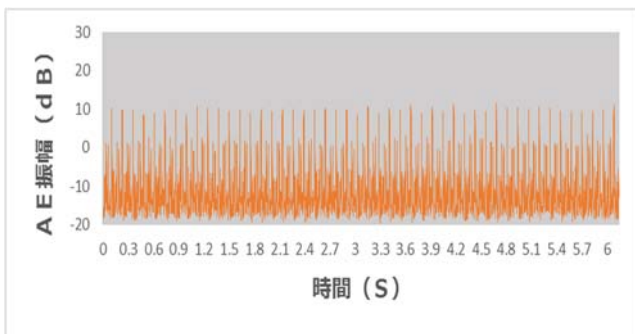


図-8 異常が疑われるAE検波信号波形事例

3.3 圧力計

排水機場で主流の立軸型ポンプは、センサ取付け可能な床上部が故障の発生し易い羽根車や水中軸受部から離れており、異常診断が難しい。そこで、ポンプ吐出圧力を計測することにより、異常の診断ができないか取組んでいる。

既設のブルドン管圧力計の管路を分岐してダイアフラム式圧力計を追加設置(写真-4)し、吐出圧力脈動を計測した。図-9~図-12に示すように同型機相互において水中軸受けの異常や羽根車の損耗程度に差がある場合、圧力振幅の変動幅に差異が生じており、これらの異常傾向を検知できる可能性を示すものである。



写真-4 吐出管へのダイアフラム式圧力計の設置状況

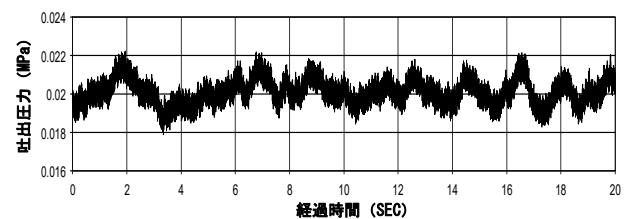


図-9 水中軸受に異常傾向のないケース

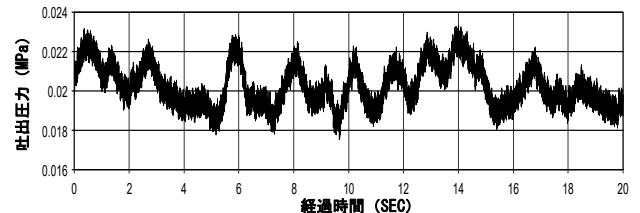


図-10 水中軸受けに異常の疑いがあるケース

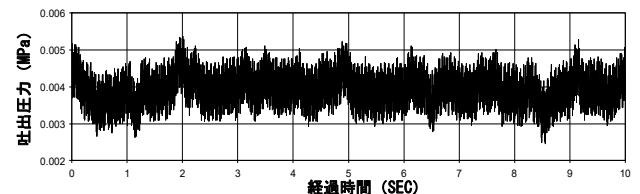


図-11 羽根損耗程度の小さいケース

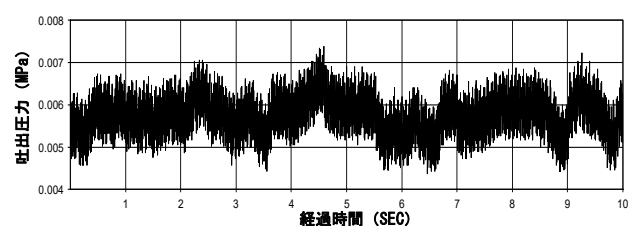


図-12 羽根車損耗程度の大きいケース

3.4 赤外線サーモグラフィ

赤外線サーモグラフィは、物体から放射される赤外線を検知し、リアルタイムかつ非接触で面的に対象物の温度分布を簡易に計測・記録できる。

また、異常加熱の箇所や程度の確認が可能である。

本装置を伝導軸の軸受けの異常検出に適用した(写真-5)。同型機相互の運転時間経過毎の温度分布について比較したところ、特に運転10分後から20分後の温度上昇差が2倍程度となるケース(写真-6)が確認されており、潤滑不良など何らかの異常兆候を示すものである。

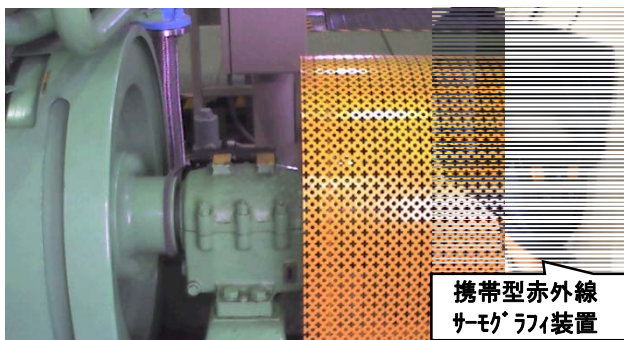


写真-5 軸受及び携帯型赤外線サーモグラフィ装置

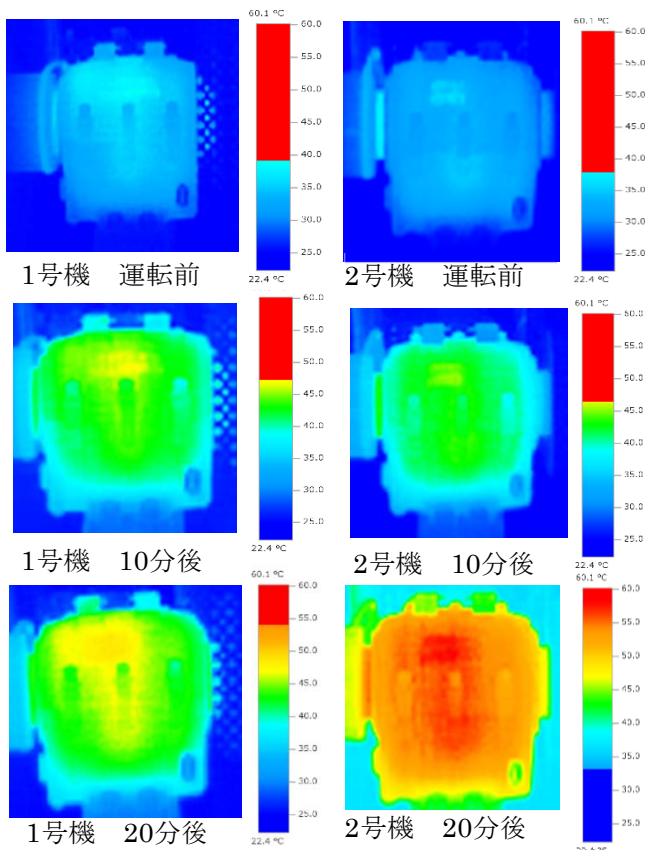


写真-6 運転経過に伴う軸受温度分布の推移

3.5 排ガス分析計

原動機の異常診断には、排気温度やCO、NO_x等の濃度計測が可能な排ガス分析計の利用が考えられる。ガスタービンではタービン翼などの高温部品の亀裂やコーティング剥離、燃焼振動による燃焼器の損傷等により、排ガス温度の変化やNO_x濃度の増加が生じるケースが報告されており、これらを検知することで、損傷等の診断の手掛かりとなることが期待される。

本研究では、ポンプ駆動用ガスタービンの異常診断に排ガス濃度計測(写真-7)を適用し、同型機相互のNO成分濃度を比較したところ、同型機の2号機より1号機の数値が高いことが確認された(図-13)。この差異が問題となるか、また、その原因については更なる調査が必要である。



写真-7 排ガス測定状況

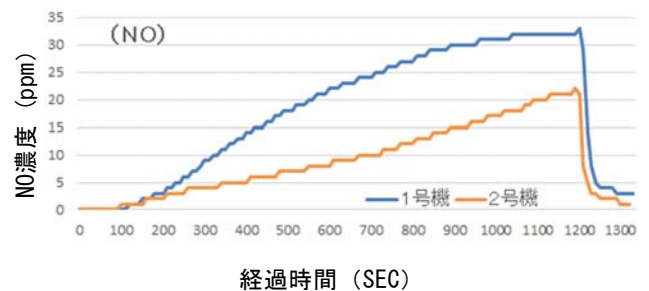


図-13 NO成分濃度比較

4. まとめ

本年度の研究では土木機械設備のうち、排水機場ポンプ設備を対象とした多様な診断技術による異常診断の適用性について検証を行ったところである。今回試行したポンプ吐出圧力脈動、A E波、赤外線サーモグラフィ、排ガス分析については、今後、更なる検証は必要ではあるものの、従来の手法との組合せにより異常診断の信頼性向上に貢献する可能性は十分にあると考えられ、次年度も引き続き検証を継続する予定である。

6.3 措置が必要な部位・箇所の優先度決定手法の構築

6.3.1 致命的な状態に至る可能性のある橋梁の条件の把握（1）

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：玉越隆史，高橋実，青木康素
佐藤歩

【要旨】

高度経済成長期に建設された膨大な道路橋ストックの高齢化が進む中で、近年、国内では鋼トラス橋斜材が腐食欠損により破断する重大な損傷が発生している。トラス橋およびアーチ橋における主構部材の腐食損傷については、橋全体系の安全性に影響を及ぼす可能性があり、構造物の状態を適切に調査・診断する技術が求められている。本研究では、鋼トラス橋の格点部を対象として、腐食損傷が橋の耐荷性能に与える影響を分析するとともに、フィレット部の応力集中の影響について検討を行った。

キーワード：鋼トラス橋，腐食，耐荷性能，応力集中，維持管理

1. はじめに

平成19年8月に発生した米国ミネソタ州のI-35W橋の崩落事故以降、鋼トラス橋のリダンダンシーが注目され、主構部材およびトラス格点部の耐荷力評価に関する研究¹⁾⁴⁾が行われている。トラス橋やアーチ橋の骨組系構造では、主構部材の腐食の進行による耐荷力喪失が橋全体の安全性に影響を及ぼす可能性が高く、構造特性に応じた適切な維持管理手法が求められている。

また、鋼トラス橋では、ガセットを介して弦材と腹材を連結するため、ピン結合と仮定した計算モデルと実構挙動の乖離から二次応力が生じる。格点部における二次応力の影響を抑制するため、ガセットは作用力に抵抗する板厚を確保しつつ、フィレット形状などの構造細目で配慮がなされてきた。道路橋示方書では、部材の軸力と部材幅よりガセットの必要板厚を算出する設計式を採用している。実橋のガセットの応力状態は複雑であることから、ガセットの設計においてはフィレット部の応力集中の影響も適切に考慮する必要がある。

このような背景から、本研究では以下の内容について検討を行った。本文では、これまで実施した研究概要について述べる。

① 腐食損傷が橋の耐荷性能に与える影響の検討

腐食損傷への対応の重要性は認識されているものの、具体的な診断手法が構築されるに至っていないのが現状である。ここで、鋼トラス橋の格点部において致命的となる腐食による損傷状態を把握するため、腐食の進行によって想定される破壊性状に対する耐荷力を既

設橋梁の設計図面から寸法を抜き出して既往の耐荷力算定式をもとに算出し、腐食損傷が耐荷力に及ぼす影響について検討を行った。

② ガセットのフィレット部の応力集中に関する検討

現行の設計式では、鋼材強度影響が考慮されていないため、高強度の材料を使用してガセットの板厚を低減した場合、所要の安全率が確保できないことが懸念される。ここで、トラス格点部を模擬した基本モデルにおいて、ガセットおよび弦材の板厚とフィレット部の応力集中の関係について数値解析による検討を行った。

2. 腐食損傷が橋の耐荷性能に与える影響の検討

2.1 鋼トラス格点部で想定される破壊性状

過去の研究成果⁵⁾⁶⁾をもとに、腐食損傷の進行に伴ってトラス格点部のガセットと斜材に想定される破壊性状を、図-2.1.1に示す①～⑥の事象とした。以下に各破壊性状の考え方を示す。

① リベットまたはボルト部の破壊

斜材とガセットを接合するリベットまたはボルト自体の軸部におけるせん断破壊と、引張側の斜材またはガセットの孔間と縁端部の端抜けを想定した破壊。

② 最縁リベットまたはボルト部でのガセットの降伏・破壊

引張および圧縮を受けるガセットにおいて、リベットまたはボルトの最縁ゲージ線上で想定した破壊。

③ ガセットのブロックせん断破壊

引張を受けるガセットにおいて、最縁リベットまたはボルトのゲージ線上断面の引張による破壊と、それと垂直なピッチ線上断面のせん断による破壊の組合せを想定した破壊。

④ 斜材の降伏・破断

ガセットの最縁リベットまたはボルトのゲージ線上における斜材の破壊を想定。

⑤ 圧縮材端部におけるガセットの局部座屈

圧縮斜材先端部におけるガセットの局部座屈を想定した破壊。

⑥ ガセットのせん断降伏

上下弦材の部材軸と平行なガセットの断面におけるせん断による破壊を想定。

なお、各破壊性状に対する耐荷力の算出方法は、過去の研究成果⁶⁾に基づいて行った。

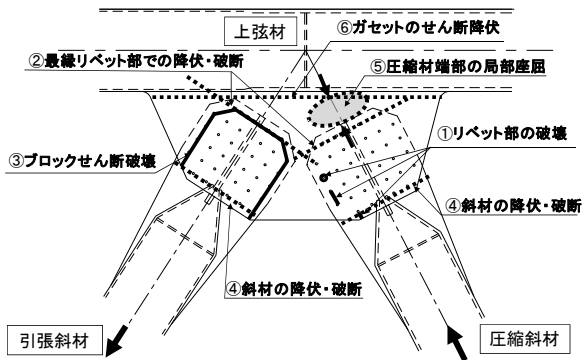


図-2.1.1 トラス格点部において想定される破壊性状

2.2 対象橋梁

本検討で対象とした橋梁の諸元を表-2.2.1に示す。過年度に格点部の載荷試験¹⁾を行ったA橋のほか、支間長が60m程度で架設年度の異なる単純トラス橋3橋を抽出した。トラス格点部におけるガセットの材質は、A橋を除いてSM490クラスで、A橋はSM400クラスで構成されている。ガセットに接合される斜材の材質は、支点部を除いてSM400クラスで、支点部ではSM490クラスである。斜材とガセットの接合には、C橋の一部と最近建設されたD橋は高力ボルト(F10T, S10T)、A橋、B橋、C橋でリベット(SV34, SV42)が用いられている。耐荷力の試算において、リベットとボルトの孔径は、それぞれ22mm、24.5mmとして純断面積の計算を行った。

2.3 腐食を考慮した耐荷力の試算結果

図-2.3.1に各破壊性状に対する耐荷力と作用力の比の平均値と標準偏差を示す。耐荷力は、腐食による板厚減少を考慮しない健全時の算出結果である。作用力は、死荷重と活荷重の組合せに対する斜材の設計軸力である。格点部には、斜材から軸力のみが作用するものと仮定し、格点の剛結作用により生じる二次応力は考慮していない。なお、このデータをまとめるにあたって、作用力が小さく耐荷力と作用力の比が大きくなり、過度な安全余裕となったデータについては除外している。

図-2.3.1において耐荷力と作用力の比を平均値で見ると、各橋梁とも破壊性状ごとの安全余裕の傾向は類似

表-2.2.1 耐荷力を試算する対象橋梁の諸元

橋梁名	橋梁・結構形式	竣工年	設計活荷重	支間長	有効幅員	主構間隔	主構高さ	格点間隔	縦桁本数(本)	縦桁間隔
				(m)						
A橋	3径間連続下路トラス橋 張出構と吊構を有する 曲弦ワーレントラス	昭和37年	TL-20	(53.5+10.7) +85.6+107+85.6 +(10.7+53.5)	7.0	8.2	6.5 ~13.0	5.35	4	1.9
B橋	単純上路トラス橋 垂直材を有する 平行弦ワーレントラス	昭和44年	TL-20	70.0	8.5	6.9	8.5	5.8	1	3.45
C橋	単純上路トラス橋 垂直材を有する 平行弦ワーレントラス	昭和48年	TL-20	52.0	6.0	4.6	5.7	10@5.2	1	2.3
D橋	単純下路トラス橋 平行弦ワーレントラス	平成22年	B活荷重	69.7	7.0	10.9	10.0	9.85, 10.0	4	2.75

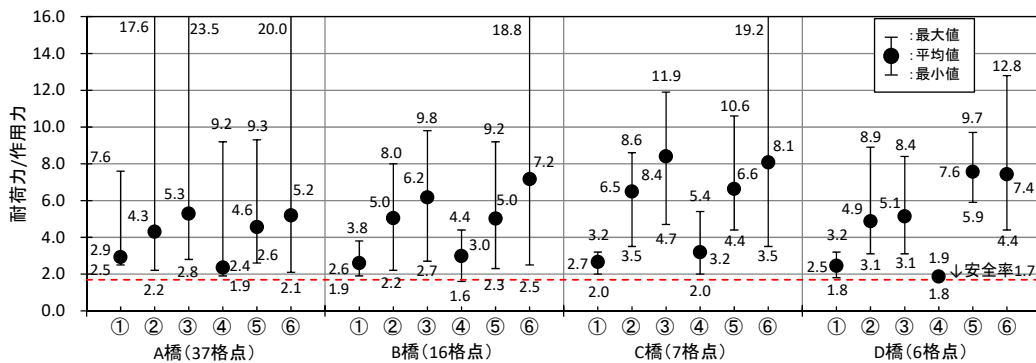


図-2.3.1 各橋梁の健全時の耐荷力試算結果

している。腐食による板厚減少を考慮しない健全時においては、①もしくは④の安全余裕が他の破壊性状に対するものより低い計算結果となっている。

斜材に最大の作用力が生じる格点部の各破壊性状に対する計算結果を図-2.3.2に示す。図-2.3.1と同様に、作用力は、死荷重と活荷重の組合せによる設計軸力とし、二次応力は考慮していない。図の横軸は斜材断面とガセット板厚が均一に腐食した場合を想定した板厚減少量を1mmピッチで示し、縦軸は各破壊性状に対する残存耐荷力と斜材の設計軸力の比率を示している。

図-2.3.2(a), (d)に示すとおり、A橋とD橋の場合、腐食がない状態では④の斜材の降伏が最も厳しい状況となっている。D橋は、腐食によるガセットの板厚減少が進行しても④が厳しいままであったが、A橋は、腐食量が5mmを超えると②が厳しい状況となり、さらに7mmを超えると耐荷力と作用力の比が1.0を下回り、安全率が1.0以下の状況となる。

図-2.3.2(b), (c)に示すとおり、B橋とC橋は、腐食がない状態では①のリベットのせん断破壊が厳しい状況となっている。B橋は、腐食量が2mmを超えると②や⑤のガセットの降伏や局部座屈が厳しい状況となり、7mmを超えてくると安全率が1.0を下回ってくる。C橋は、腐食量が1mmの段階で④が厳しい状況となり、5mmを超えると安全率が1.0を下回っている。

破壊性状ごとの特徴をみると、①に対しては、リベットの場合、リベット自体の軸部のせん断耐力が支配的となっているが、ガセットと斜材の板厚が著しく減少すると、これらの端抜けによる破壊が先に生じる結果となった。高力ボルトの場合は、健全時でもガセットもしくは斜材の端抜けによる破壊が支配的となっている。②においては、どの格点部もガセットの降伏の方が支配的となっていた。なお、健全時で安全率が平均4.0以上となっており、軸力が大きい支点部付近で板厚が著しく減少した場合を除いて、格点部における支配的な破壊性状ではなかった。③、⑤においては、板厚の減少により安全率1.0を下回るケースはみられたが、格点部でみると他の破壊性状が支配的であり、均一な腐食の場合は特に問題とならないと思われる。④については、すべての斜材で断面の降伏が支配的となり、これが格点部においても支配的となるケースが多数みられた。⑥については、せん断抵抗断面積が各橋梁の格点部ごとにそれほど差がないため、軸力のばらつき分、安全余裕もばらついている。また、軸力が大きい格点部では、板厚が著しく減少すると

格点部における支配的な破壊性状となるケースがみられた。

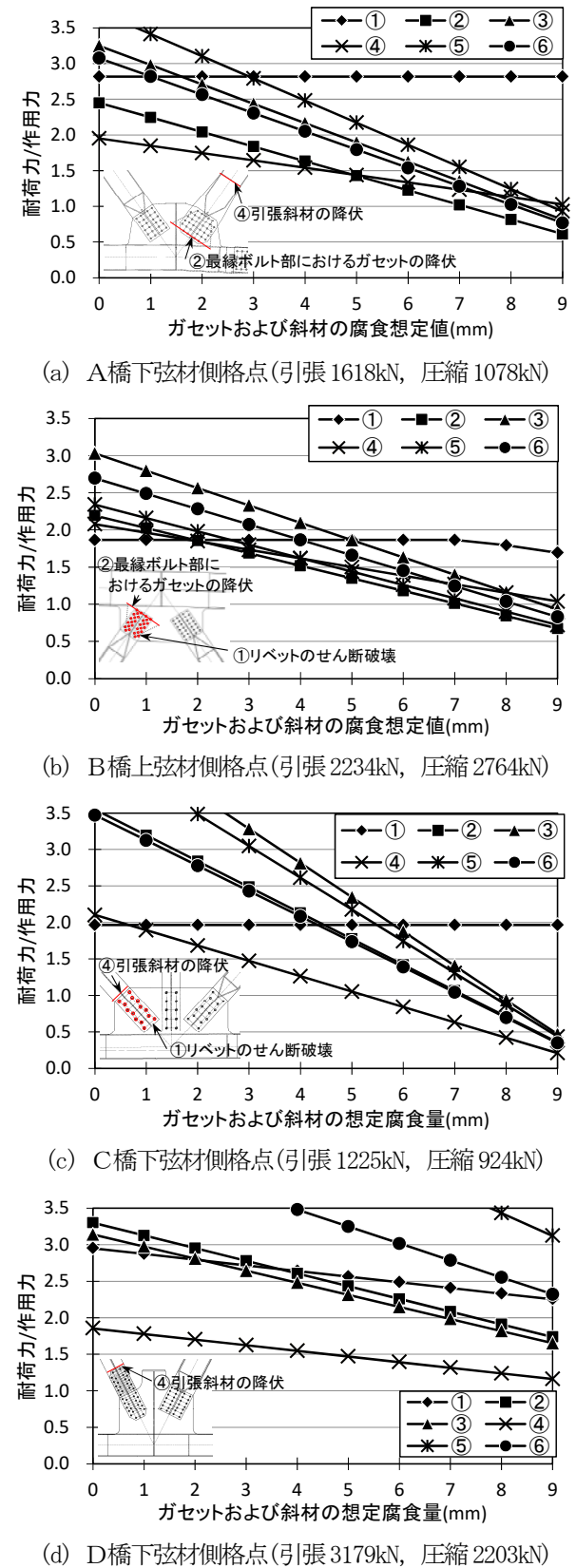


図-2.3.2 腐食を考慮した耐荷力の試算結果

全体として、①のリベットまたはボルト部の破壊と、④の斜材の降伏・破断の安全余裕とばらつきが小さく、これらがクリティカルとなるケースが多くなる結果となった。比較的新しいD橋は、他の破壊性状においてもばらつきが小さく、より合理的な設計になっていると考えられる。今回の試算では、格点部の均一腐食を考えた場合、腐食量が5mmを超えると④の斜材の降伏により安全率1.0を下回る格点部が多数みられた。

3. ガセットのフィレット部の応力集中に関する検討

3.1 解析モデル

検討は、図-3.1.1に示すガセットに対して吊材からの引張力が鉛直上向きに作用する状態を対象とした。類似条件での弦材の板厚構成とガセット板厚の関係については、文献7)の研究があるが、弦材に引張力や曲げ応力をそれぞれ作用させた場合に注目しており、弦材側の剛性や支持条件を変えて引張力を作用させる場合は条件が同じでない。また、このような作用力に対するガセット板の破壊性状にも不明な点が残されており、これらも踏まえ、ここでは、図-3.1.1の格点についてソリッド要素でモデル化した弾性FEMによる解析を行った。なお対称性を考慮して1/4モデルとした。弦材ウェブと一体となっているガセットと吊材のボルト接合範囲の節点は共有させた。また、板厚方向は4分割を基本とした。モデル化の妥当性確認のために文献1)と同載荷状態での解析を行い、結果の相違が5%以内であることを確認した。

境界条件は、弦材端部を完全拘束として、板厚算定式に用いる部材力を想定し、各モデルで同一部材力となるように引張応力を調整した。

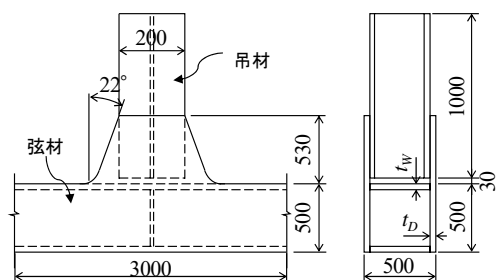


図-3.1.1 格点部の解析モデル

表-3.1.1 解析パラメータ

モデル	ガセット板厚 t_D (mm)	30	9	12	18	9
	弦材フランジ厚 t_w (mm)	9	9	12	18	18
	t_w/t_D	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
載荷面積(mm ²)		2136	2231	2217	2190	2231
載荷応力(N/mm ²)		1.03	0.98	0.99	1.00	0.98

板厚のパラメータを表-3.1.1に示す。基準とするモデルは、ガセット板厚と弦材フランジ板厚が共に18mmのモデルとした。解析にはFemap With NX Nastran 10.3.1を用いた。

3.2 解析結果

今回対象としたような単純なガセットの場合、既往の研究⁸⁾から図-3.2.1に示す仮想破断面に沿って応力が大きくなり、弱点部となることがわかっている。米国では文献9)に示されているように、仮想的な有効幅(Whitmoreの有効幅)によってガセットプレートの応力状態を評価している。

今回の検討においても上記の傾向は確認できたが、図-3.2.2のコンター図に示すようにフィレット部にも大きな応力集中が見られる。道示では、フィレット部の形状の規定を設けることで応力集中の影響を軽減している。

図-3.2.2にフィレットに沿った応力分布と板厚比 $t_w/t_D=9/9$ の応力コンターを示す。板厚比が同じであるため傾向は似て40度で最大応力となっている。一方で板厚の減少によって、応力の集中度合いが大きくなる傾向になっている。

図-3.2.3に弦材の剛性を変化させたことによる応力状態の影響を示す。ガセットの板厚を極端に増加させた板厚比 $t_w/t_D=9/30$ のモデルでは、フィレット部で多少の応力集中が見られたものの板厚比 $t_w/t_D=18/18$ と比較してほとんど見られなかった。また、弦材フランジの方を厚くさせた板厚比 $t_w/t_D=18/9$ のモデルでは、顕著な応力集中が見られた。

図-3.2.4にフィレット部の最大応力を図-3.2.1に示す箇所の平均応力で除した応力集中係数と板厚比の関係を示す。板厚比については、板厚比が小さいほど応力集中係数が大きくなる傾向になった。フィレット部の応力集中があまり見られなかったモデルであるため、基準応力の取り方の影響と考えられる。

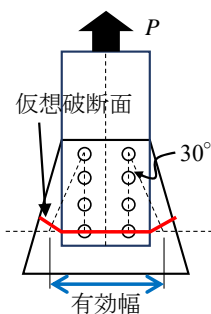


図-3.2.1 ガセットの仮想破断面⁸⁾

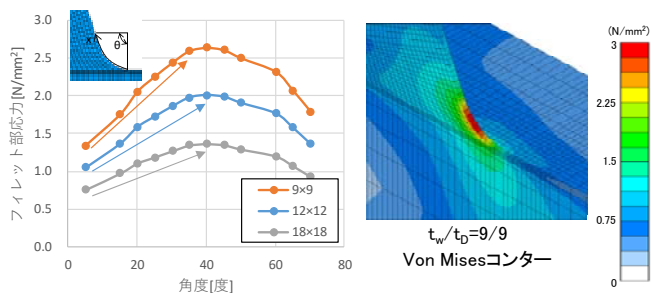


図-3.2.2 板厚を均等に減少させた場合の応力状態

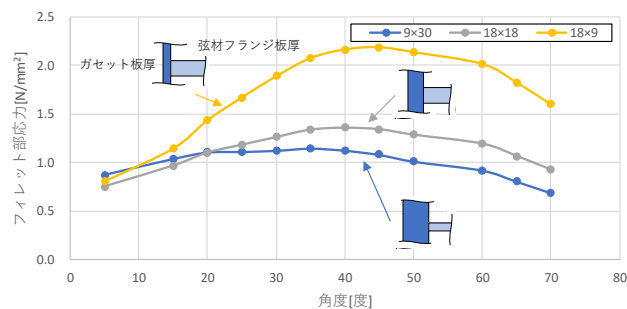


図-3.2.3 弦材の剛性変化による応力状態の影響

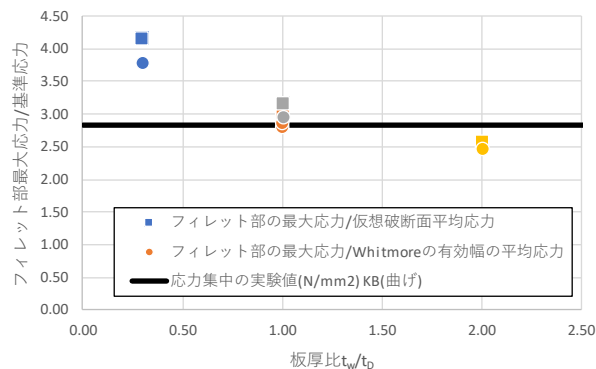


図-3.2.4 応力集中係数と板厚比の関係

4. まとめ

(1) 腐食損傷が橋の耐荷性能に与える影響の検討

既設橋4橋を対象として格点部の安全余裕の算出を行い、その比較結果を示した。今回の検討では、斜材およびその接合部での破壊が支配的となるケースが大半を占めた。ただし、これらは限られた既設橋に対して、均一腐食を仮定した場合の結果であり、実際の不均一腐食の場合は異なる結果になると思われる。今後は、格点部の载荷試験や解析結果と腐食計測結果を踏まえた検討を進め、各耐荷力評価式の妥当性および腐食欠損の評価方法を検討していくことが求められる。

(2) ガセットのフィレット部の応力集中に関する検討

今回の検討の結果、基準応力の取り方について課題が残ったが、ガセット板厚を薄くするほど、弦材フランジ板厚を厚くするほど、応力集中の度合いが大きくなる傾

向が明らかになった。鋼材強度により単純に板厚を減少させてしまうと、応力集中が大きくなり、この影響を適切に考慮する必要がある。

実際の格点部は複数の部材で構成されているため、複雑な応力状態になっているものと考えられる。今後の課題として、隣接する部材の影響やガセットの形状、接合範囲など、応力集中に影響を与えると思われるものに対する検討についても行う必要がある。さらに、この応力集中が格点部の限界状態に与える影響についても検討を行っていく必要がある。

参考文献

- 1) 笠野英行, 依田照彦: 米国ミネアポリス I35W 橋の崩壊メカニズムと格点部の損傷評価, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.2, pp.312-323, 2010.6
- 2) 永谷秀樹, 明石直光, 松田岳憲, 安田昌宏, 石井博典, 宮森雅之, 小幡泰弘, 平山博, 奥井義昭: 我国の鋼トラス橋を対象としたリダンダンシー解析の検討, 土木学会論文集 A, Vol.65, No.2, 410-425, 2009.5
- 3) 村越潤, 遠山直樹, 澤田守, 有村健太郎, 郭路, 依田照彦, 笠野英行, 野上邦栄: 腐食劣化の生じた鋼トラス橋格点部の圧縮耐荷力に着目した载荷試験, 構造工学論文集 Vol.59A, 2013.3
- 4) 山口隆司, 吉田晋侑, 橋本国太郎, 杉浦邦征: 高力ボルト摩擦接合された2面添接形式鋼トラス橋格点部の力学的挙動とその有効幅算定法に関する2,3の考察, 鋼構造論文集 第18巻第71号, 2011.9
- 5) (独)土木研究所, 首都大学東京, 早稲田大学: 共同研究報告書第456号 腐食劣化の生じた橋梁部材の耐荷性能評価手法に関する共同研究報告書—腐食劣化の生じた鋼トラス橋を活用した臨床研究報告書—, 2013.6
- 6) (独)土木研究所, 首都大学東京, 早稲田大学: 共同研究報告書第429号 腐食劣化の生じた橋梁部材の耐荷性能評価手法に関する共同研究報告書—腐食の生じた鋼トラス橋格点部のFEM解析—, 2012.1
- 7) 山本一之: トラス格点部の力学的挙動に関する研究, 東京大学学位請求論文, 1975
- 8) 小西一郎: 鋼橋 設計編 I, 丸善, 1975.3
- 9) Whitmore, R.E.: Experimental Investigation of Stresses in Gusset Plates, Bulletin No.16, Engineering Experiment Station, University of Tennessee, 1952.5

6.3 措置が必要な部位・箇所の優先度決定手法の構築

6.3.1 致命的な状態に至る可能性のある橋梁の条件の把握（2）

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：石田雅博，吉田英二，山口岳思

【要旨】

近年、既設 PC 橋において、グラウトの充填が十分に行われていない事例が報告されており、対策が進められている。シース内にグラウト未充填箇所が存在すると、雨水や塩化物イオン等がシース内に侵入する恐れがあり、ケーブルが腐食・破断する可能性がある。さらに、この状況を放置すると、落橋という重大事故に繋がる可能性もあるため、ケーブル腐食・破断の応じた場合の残存耐荷力を評価することは、既設 PC 橋の維持管理において極めて重要と言える。H28 年度は、既設 PC 橋において、主ケーブルが破断した場合における主桁の残存耐力を把握するために、グラウト未充填区間において、ケーブルが定着部付近で破断した実橋梁をモデルとした PC 箱桁供試体を製作し、曲げ載荷試験を行った。

キーワード：グラウト未充填、ケーブル破断、残存耐荷力評価

1. はじめに

近年、既設 PC 橋において、グラウトの充填が十分に行われていない事例が報告されている¹⁾。シース内にグラウト未充填箇所が存在すると、雨水や塩化物イオン等がシース内に侵入する恐れがあり、写真-1 に示すようにケーブルが腐食・破断する可能性がある。さらに、この状況を放置すると、最終的に落橋という重大事故に繋がる可能性もある。したがって、ケーブル腐食・破断の応じた場合の残存耐荷力を評価することは、既設 PC 橋の維持管理において極めて重要と言える。

ポストテンション方式の PC 橋において、シース内のグラウトは、先流れやブリーディングなどの影響で、シース曲げ上げ部付近やケーブル定着部付近が未充填である可能性が高い。このような箇所でケーブルが破断すると、ケーブルの応力が解放されるものの、グラウトが充填されている箇所でケーブルが再定着することが知られている。この場合、ケーブルの応力が解放された未定着区間ではプレストレスが損失し、その断面の耐力が低下する。一方、ケーブルが再定着した区間では、プレストレスが失われず、断面の耐力が残存する。すなわち、グラウト未充填部分でケーブルが破断した PC 桁では、部分的なプレストレスの喪失や残存が生じ、桁全体の耐荷力の評価が極めて難しい。

これまで既設 PC 橋の中で特に実績が多い T 桁型式については、単体の桁に対してケーブル破断後の耐荷力特性を評価した事例がある²⁾。しかし、上部構造としての



写真-1 既設 PC 橋における PC 鋼材の腐食・破断の事例

(下床版下面をはつり劣化部を露出させた状況)

T 桁は桁単体で挙動するのではなく、複数の桁が連結されて立体的な挙動をする。また、箱桁型式では桁単体でも桁の断面方向に変形が生じる。このような場合には、ケーブル破断等に伴うプレストレスの立体的な再配分や、ねじりやせん断といった抵抗機構が立体的に生じ、ケーブル破断が耐荷力に影響を与える影響については未解明な部分が多い。

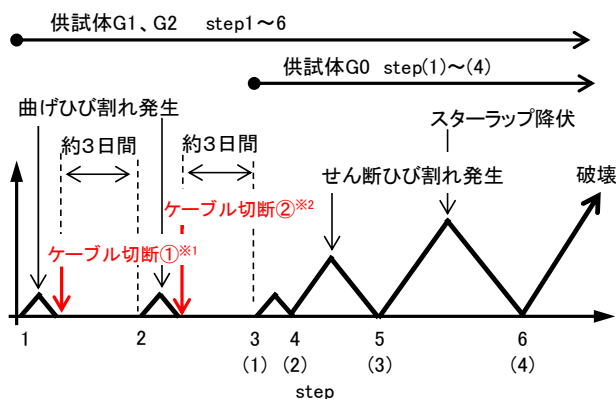
よって、本研究では、ケーブル破断が桁構造の立体的な挙動に与える影響を明確にするために、グラウト未充填区間において、ケーブルが定着部付近で破断した実橋梁をモデルとした PC 箱桁供試体を製作し、曲げ載荷試験により残存耐荷力の評価を行った。

2. 試験概要

2.1 供試体

図-1、図-2、表-1 及び写真-2 に供試体の概要を示す。

定着部付近でのケーブルの破断を模擬するために、定着部から図-1に示す仮想せん断破壊面（荷重荷点と支点から $h/2$ 点（ h ：供試体高さ）を結ぶ線）までの区間をグラウト未充填を模擬し、アンボンド処理によって再現している。アンボンド処理のケーブルは、PC 鋼より線をポリエチレンシースで被覆し、その間に潤滑剤としてグリースを詰め込んだ。また、端部定着にラムチェア（開口を確保するための治具）を設置し、その開口部でケーブルをガス切断することによって、ケーブルの破断を模擬した（写真-3 参照）。ラムチェア開口部で切断されたケーブルは、グラウト充填区間で再定着する。また、既設 PC 橋の下フランジ部ではケーブル破断による損傷事例が多いことから、供試体 G1 及び G2 については、いずれもケーブルを設置せず、下フランジ部のケーブルが破断している状況を再現している。なお、健全桁である供試体 G0 は、これらのケーブルが健全であることを想定



※1ケーブル切断①：供試体G1→3本、供試体G2→6本
 ※2ケーブル切断②：供試体G1→3本、供試体G2→6本

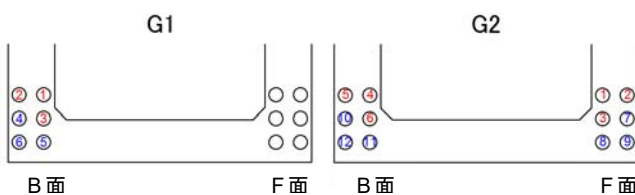
図-3 荷重ステップ



(a) 上縁定着部

(b) ウェブ

写真-3 ケーブルの切断状況



※赤字はステップ1で切断。青字はステップ2で切断

図-4 PC鋼材切断順序

している。また、コンクリートの設計基準強度は 40N/mm^2 とした。

2.3 試験方法

試験は荷重点距離間 1.5m の2点荷重により行い（図-1）、荷重点直下のコンクリートが破壊するまで静的に荷重を行った。

図-3に各供試体の荷重ステップを示す。ケーブル破断後にはケーブルの再定着が生じるが、そのときコンクリートのクリープが生じる。実験においても再定着後のクリープ現象が低減するまで無荷重状態を維持し、破断から3日後に荷重を行っている。損傷を模擬した供試体 G1、G2 においては、ケーブル破断後に繰返し荷重を行った。ケーブル切断の状況を写真-3に示す。ケーブルの切断は、2段階に分けて行っている。ケーブルの破断は、上縁定着部からシース内部への浸水が原因となり発生しやすい傾向があることから、第一段階では、上縁定着しているケーブルを供試体 G1 は片側3本、供試体 G2 は両側6本を切断し、第二段階で、桁端定着しているケーブルを供試体 G1 は片側3本、供試体 G2 は両側6本を切断している（図-4）。

3. 試験結果

図-5及び写真-4に、各供試体の荷重-変位曲線及び試験後の状況をそれぞれ示す。荷重-変位曲線より、供試体 G0、G1、G2 の順に破壊荷重が小さく、ケーブルの劣化損傷の影響を確認することができた。損傷供試体（供試体 G1、G2）は、グラウト未充填を模擬し、ケーブルが破断したことにより、健全供試体（供試体 G0）と比較して、耐力が 70% 程度まで低下することが確認された。ただし、荷重-変位曲線が線形的に増加する領域までは、健全および損傷供試体の曲げ剛性の差はほとんど生じていなかった。このことは、損傷供試体においても、曲げ剛性に影響を与える中央部でのプレストレスの損失は生じておらず、健全供試体との差が生じにくいと考えられる。実橋においても、PC 桁のケーブルが破断してプレストレスの部分的な低下が生じている場合でも、設計荷重レベルでは剛性の変化が小さく、初期剛性によるケーブル破断等の評価が難しいことが示唆される。

供試体 G1、G2 では、グラウト未充填を模擬した区間において、せん断ひび割れの発生が先行する傾向が見られた。片側のみ未充填区間を設定した供試体 G1 では、ケーブル破断後、充填及び未充填区間の境界部において、ひび割れが集中する傾向が見られた。最終的には、

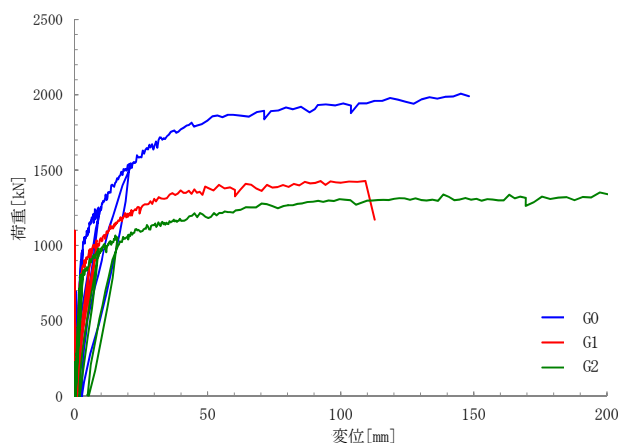
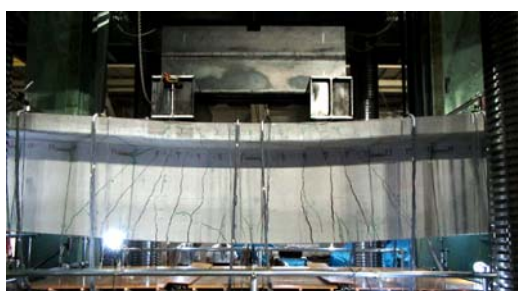


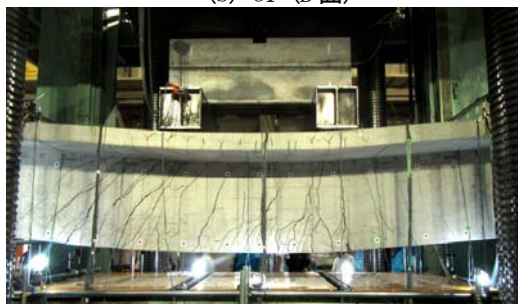
図-5 荷重-変位関係



(a) G0 (B面)



(b) G1 (B面)



(c) G2 (B面)

写真-4 試験後の状況

その損傷が進展したウェブにて、せん断破壊が発生した。一方、左右に未充填区間を設定した供試体 G2 では、ケーブル切断後、左右のウェブでひび割れが分散する傾向がみられ、最終的に、供試体 G0 と同様、荷重点付近の上縁コンクリートが圧壊した。結果的に、供試体 G2 は供試体 G1 とほぼ同等の破壊荷重を示すとともに、供試体 G0 とほぼ同程度の変形性能を示した。この結果から、箱桁の

ような立体機能を持った構造モデルにおいては、ケーブル破断箇所の特が重要であり、その破断の位置によっては荷重が再分配せず破壊が進展する可能性や、供試体 G2 のように、荷重の再分配により、高い変形性能を示す可能性があることが分かった。このことから、グラウトの未充填やケーブルの破断が生じている可能性のある桁に対する残存耐荷力の評価では、ケーブル破断の位置及びグラウト未充填箇所の情報が極めて重要であるといえる。今後は、効果的・効率的に PC 桁の内部構造を可視化する非破壊技術の開発と合わせて、残存耐荷力評価の高精度化を目指す予定である。

4. まとめ

本研究では、箱桁型式のポストテンション方式の PC 橋を模擬した 1/2 縮小モデルの健全供試体 1 体とケーブル及びグラウト未充填を模擬した供試体 2 体の合計 3 体の荷重試験を行った。その結果得られた知見について以下に示す。

- 1) 損傷を模擬した供試体は、健全供試体と比較して、耐力が70%程度まで低下することが確認された。ただし、荷重-変位曲線が線形的に増加する領域までは、健全および損傷供試体の曲げ剛性の差はほぼ生じていなかった。
- 2) 箱桁のような断面方向の分配効果を持った構造モデルにおいては、ケーブル破断箇所の特が極めて重要であり、その破断の位置によっては荷重が再分配せず破壊が進展する可能性や、荷重の再分配により高い変形性能を示す可能性があることが分かった。このことから、既設 PC 箱桁橋の維持管理においては、その点を踏まえた残存耐荷力の評価を行う必要がある。

今後は、解析により実験結果との比較検証を行い、解析手法の妥当性や耐荷力評価手法について検討を行う。

参考文献

- 1) 上東泰: PC 橋の維持管理、プレストレストコンクリート、Vol. 45、No. 1、pp. 64~71、2003
- 2) 轟俊太郎、前田友章、谷村幸裕、岡山準也: PC 鋼材破断後の PC 梁の耐荷特性、プレストレストコンクリート技術協会、第19回シンポジウム論文集、2010. 10.

6.3 措置が必要な部位・箇所の優先度決定手法の構築

6.3.2 舗装マネジメントの効率化に関する研究

担当チーム：道路技術研究グループ（舗装）、
寒地保全技術研究グループ（寒地道路保全）、
地質・地盤研究グループ（特命）、材料資源研
究グループ（先端材料・高度化）

研究担当者：藪雅行、木村孝司、齋藤清志、西
崎到、稲崎富士、寺田剛、丸山記美雄、渡邊一
弘、尾西恭亮、佐々木巖、星卓見、若林由弥

【要旨】

本研究は、既設舗装を対象に維持修繕を行う際の優先度決定手法の構築に向け、新たな路面評価手法を提案すること及び非接触表面波探査手法を用いた舗装の局所的な構造評価を提案することを目的としている。平成 28 年度は、重交通道路については修繕工事前後の路面・構造調査を、軽交通道路においては路面性状データの分析を通じて路面破損の形態について分析を行った。また、非接触高周波表面波探査システムの開発に向け、S 波速度構造に基づく舗装の劣化度評価手法を提案した。

キーワード：舗装、構造破損、路面破損、実態調査、表面波探査、S 波

1. はじめに

舗装の維持修繕を行う際の優先度決定手法の構築に向け、路面特性及び構造特性の面から、既設舗装を適切に評価することが求められる。本研究では、措置が必要な部位・箇所の優先度決定手法の構築に向け、新たな路面評価手法及び局所的な構造評価手法を提案することを目的としている。

平成 28 年度は、重交通道路については修繕工事前後の路面・構造調査を、軽交通道路においては路面性状データの分析を通じて路面破損の形態について分析を行った。また、局所的な構造評価手法に関しては、非接触表面波探査手法を用いた、S 波速度構造に基づく舗装の劣化度評価手法を提案した。

2. 重交通道路における舗装の損傷実態調査

2.1 背景

平成 28 年 10 月に策定された「舗装点検要領」（以下、「点検要領」という。）においては、損傷の進行が早い道路等に分類されたアスファルト舗装について、表層の供用年数に対する使用目標年数の設定を通じ、早期に劣化した区間に対しては詳細調査を実施した上で適切な措置を選定することが求められている¹⁾。点検要領に基づくメンテナンスサイクルを運用していく上で、今後はより

一層詳細調査の重要性が増してくると考えられる。詳細調査の手法としては、FWD たわみ量調査、コア抜き調査及び開削調査が点検要領の付録に例示されているが、開削調査は交通規制面等での制約が大きく、現場実務においては FWD たわみ量調査やコア抜き調査が主体になるものと考えられる。しかしながら、それら詳細調査に基づく工法選定が、舗装の構造的健全度の回復度にどのような影響を与えるかはあまり明らかになっていない。

本研究では、コア抜き調査をもとに修繕工法を選定した修繕工事現場にて、FWD たわみ量調査を修繕工事前後で実施し、舗装の構造的健全度の回復状況に関して実態調査を行った。

2.2 調査箇所

調査箇所は、コア抜き調査結果をもとに修繕工法を選定した修繕工事現場とした。場所は、関東地方整備局管内の直轄国道（往復 2 車線）であり、平成 22 年道路交通センサス²⁾では、大型車交通量は舗装計画交通量 N6 区分に該当する道路である。線形はほぼ直線であり、工事延長は L=約 600m（上下線とも）である。

修繕工事前の舗装構成は、過去の修繕工事の設計図書の情報をもとにすると、起点側から約 430m を境に変化しているものとなっており、その舗装構成を図 2-1 に示す。いずれもアスファルト混合物層（以下、「アスコン層」と

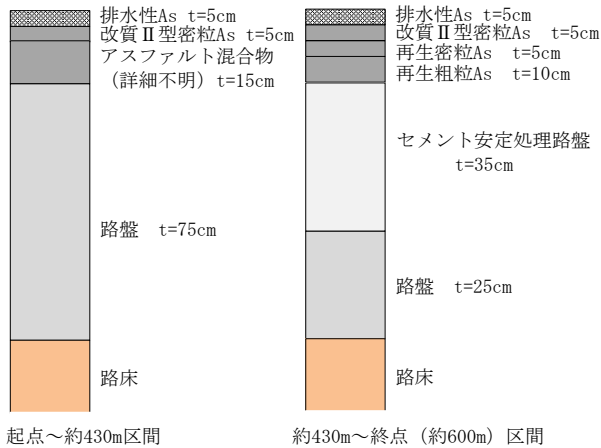


図2-1 舗装構成

いう。)厚は25cmであり、また図中の路盤は舗装構成より粒状路盤と考えられる。なお、前回修繕工事は今回修繕工事の16年前に実施しており、起点側から約430mまでは2層(t=10cm)の切削オーバーレイ、約430m以降は舗装打換え(図2-1中のセメント安定処理路盤層より上の施工)である。

2.3 現場内のコア抜き本数

当該工事現場では、工事着手前に区間内のコア抜き調

査が行われている。コア抜き調査は、道路管理者の指示の下、修繕工事受注業者が修繕前の路面の損傷状況を元に調査箇所を選定して実施し、その結果コア本数は下り車線が11本、上り車線が13本であった。

2.4 コア抜き調査結果を踏まえた修繕工法の選定

前節に示したコア抜き調査により、アスコン層内の損傷は様々であることが明らかとなった。具体的には、表層の路面側を起点としたひび割れ(トップダウンひび割れ)が中間層までにとどまっているもの、ひび割れからの雨水の浸入に起因すると想定される層間剥離を引き起こしているもの、さらに進行して中間層、基層やアスファルト安定処理層部の混合物自体が剥離を引き起こしているもの、及びアスコン層(t=25cm)を貫通しているものと様々であった。当該修繕現場では、これらの状況を踏まえ、ひび割れ深さが15cm以上入っている区間をアスファルト混合物層の全層(t=25cm)打換え、それ以外の区間を2層(t=10cm)の切削オーバーレイと修繕工法が選定された。このように、同一現場内でもアスファルト混合物層内部の損傷は様々となりうることを認識しておく必要がある。当該現場のコアの状況を図2-2に示す。なお、図中のうち、「アスコン層内部の混合物自体の剥離が進行/ひび割れがアスコン層を貫通」の写真の一部は、

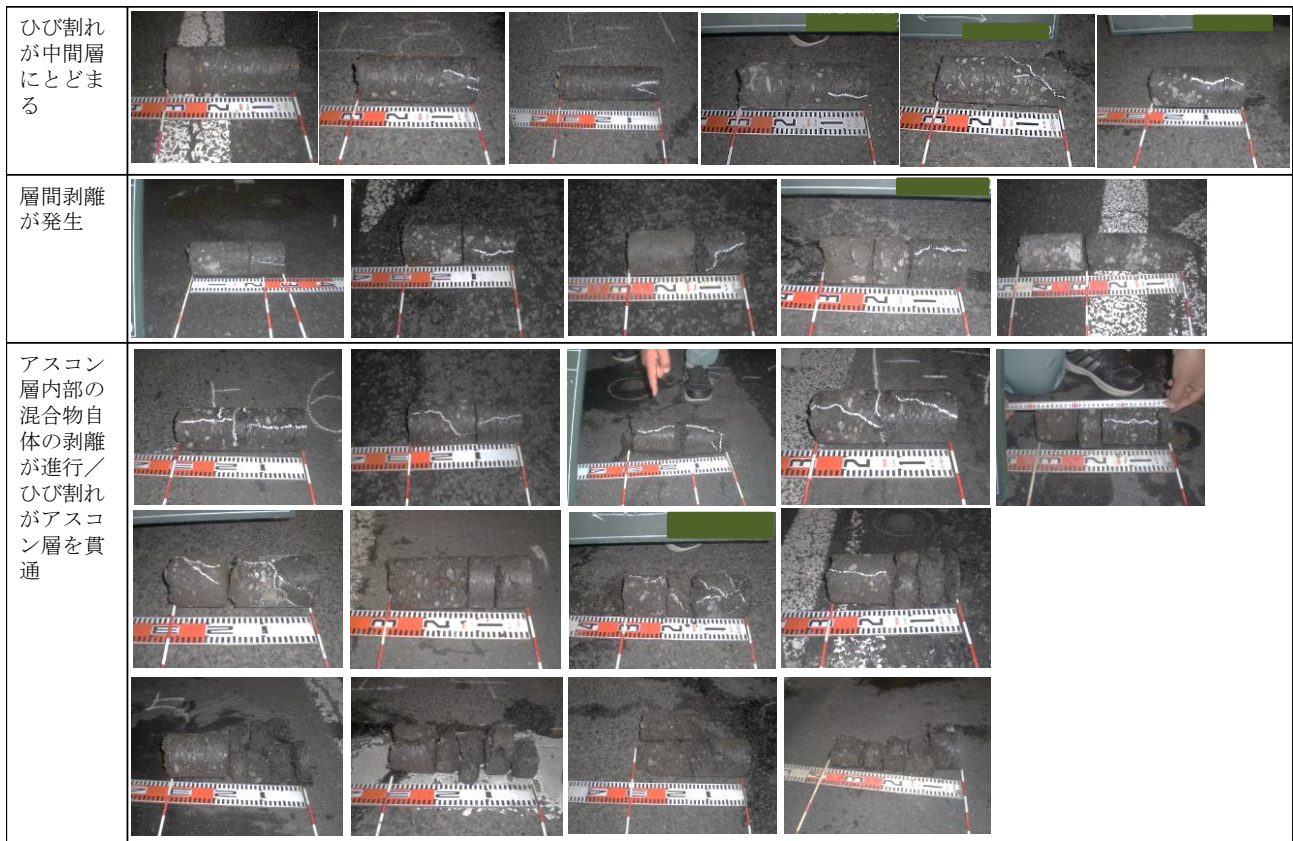


図2-2 コア抜き調査結果

表 2-1 修繕工事前の路面性状調査結果

路面性状		下り車線	上り車線
ひび割れ率 (%)	区間平均	24	31
	最大値 (10m 単位)	69	72
わだち掘れ量 (mm)	区間平均	17	17
	最大値 (10m 単位)	32	46
平坦性 (mm)	区間平均	2.8	3.1



写真 2-1 修繕工事現場の路面状況

コア側面のひび割れ部分のチョークによるトレースができていない。

2.5 修繕工事前の路面性状調査

当該修繕工事区間において、修繕前に路面性状調査を行った。その結果を表 2-1 に示す。これより、上下車線共に損傷は進行しており、また、どちらかと言えばひび

割れによる損傷が卓越した区間であることが分かる。実際の現場では、ひび割れの他車輪通過部にわだち部オーバーレイ工 (レーンパッチング) の実施箇所が点在しており、日常的な維持管理に苦慮していた様子が観察される路面状況であった。修繕前の路面の代表写真を写真 2-1 に示す。

2.6 修繕工事前後の FWD たわみ量調査

修繕工事前後において、OWP 上で起点から 20m 間隔で FWD たわみ量調査を実施した。上下車線とも、路線の起点側を測点 No. 0 とし、順に 20m 間隔で測点を振り、終点側を測点 No. 30 とした。また、FWD たわみ量については、「舗装性能評価法—必須および主要な性能指標編—」³⁾ に従い 20℃換算で補正している。

舗装の構造的健全度として、路床を含めた舗装全体の支持力を示す荷点直下の D₀ たわみ量に着目し、それをグラフ化したものを図 2-3、2-4 に示す。また、同図中には、アスコン層全層 (t=25cm) 打換えの区間を表示している。この表示以外の区間は、t=10cm の切削オーバーレイの区間である。これより、当該現場では、2.4 に示したコア抜き調査によるひび割れ深さに着目した修繕工法の選定が、舗装の構造的健全度の概ね均一なレベルへの回復に大きく寄与したことが分かる。渡邊らは、別の現場にて一律の一層切削オーバーレイを実施した場合の修繕前後の構造評価を行った結果、当該区間内の構造的健全度のバラツキは概ねそのままであったことを報告している⁴⁾。この報告と照らし合わせると、構造的健全度の回復を目的とする場合は、詳細調査を通じた適切な修繕工法の選定が効果的であることが分かる。なお、実際の修繕工事は、構造面のみならず路面機能面など様々な理

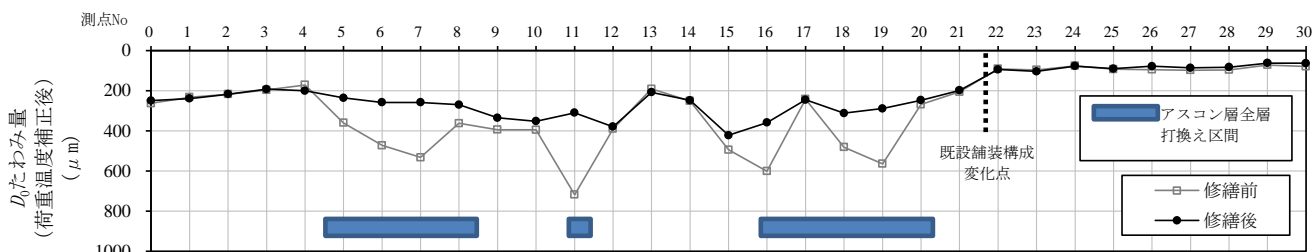


図 2-3 修繕工事施工前後の D₀ たわみ量の比較 (下り車線)

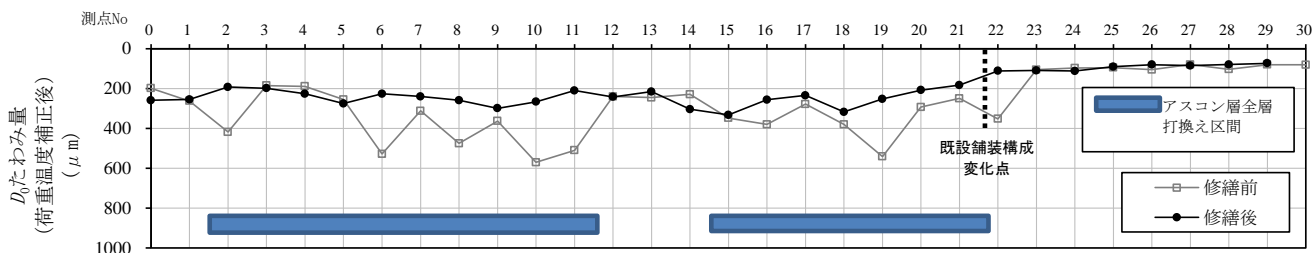


図 2-4 修繕工事施工前後の D₀ たわみ量の比較 (上り車線)

由を勘案し道路管理者が総合的な判断のもとその区間・内容を決定するものであり、本報はその是非を議論するものではないことを申し添える。

当該現場では、多数のコア抜きによるアスコン層内部の損傷確認を実施したが、現場制約条件等から全ての現場で同様の取組を実施することは困難と考えられる。今後は、非破壊で面的にアスコン層内部の損傷状況を把握する手法の検討を行っていく予定である。

3. 軽交通道路における舗装の損傷実態調査

3.1 背景

重交通道路と軽交通道路では、舗装の損傷形態に応じて点検診断時の着目点や維持管理手法が異なる可能性があるため、本研究では重交通道路と軽交通道路の損傷状況の特徴を把握する調査を行った。

3.2 調査方法

北海道内の国道約 6,500km を対象にアスファルト舗装の損傷実態を把握した。具体的には、現道の目視調査を行って、舗装管理支援システムに記録されているデータの区間毎(約 100m 単位)のひび割れ種類を判別し、どのような種類のひび割れがどのような条件の路線に多いかを調べた。判別したひび割れの種類は以下の 4 種類である。通過車両の繰返し载荷によって発生し舗装下面から上層に向かって伸びるボトムアップ型疲労ひび割れ(以下、ボトムアップひび割れ)、舗装表面から下層に向かって伸びるトップダウン型疲労ひび割れ(以下、トップダウンひび割れ)、路床内の水分が凍結して形成されるアイスレンズが成長することで生じる凍上ひび割れ、気温の上昇・下降によるアスファルト混合物の温度応力によって生じる低温ひび割れである。一つの区間に複数種類のひび割れが発生している場合には、複数種類のひび割れが発生している区間として扱った。目視調査のデータを基に、ボトムアップひび割れ、トップダウンひび割れおよび凍上ひび割れに関しては、ひび割れ率が 5.0%以上の区間数を 10km 毎にカウントして地図上に表示した。低温

ひび割れに関しては、1km 当たりの低温ひび割れ発生本数をカウントして地図上に表示した。さらに、各々のひび割れが N_4 、 N_5 、 N_6 、 N_7 交通断面のうちどのような区間に多いのかを整理した。ちなみに本研究では、 N_4 、 N_5 交通を軽交通道路区間として扱っているため留意されたい。

なお、調査は自動車専用道路を除く下り車線を対象とし、構造物区間やコンクリート舗装区間など表 3-1 に該当するデータの区間長を除外した上で集計した。これらのデータを除外した理由は、一般的なアスファルト舗装区間に比べて舗装構成や基盤条件が特殊であり、除外す

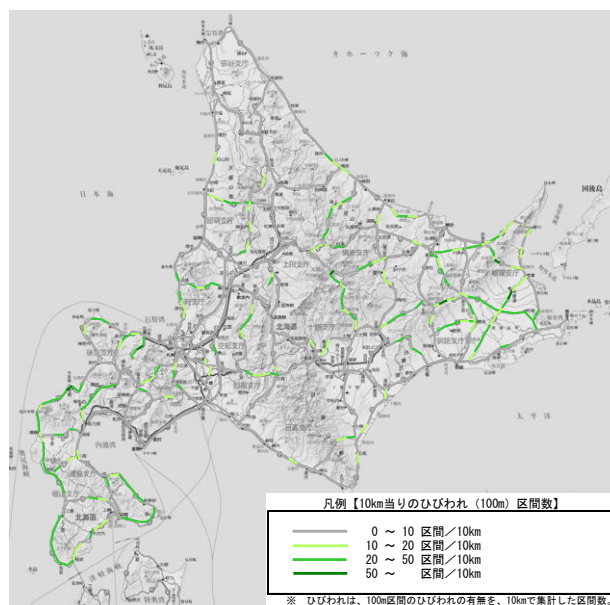


図 3-1 ボトムアップひび割れの発生分布図

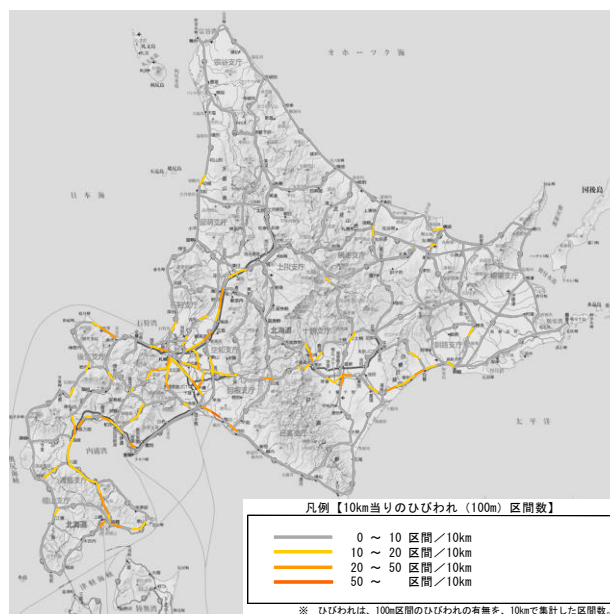


図 3-2 トップダウンひび割れの発生分布図

表 3-1 除外区間一覧 (単位 : m)

項目	延長(m)
舗装延長	6,584,198
除外区間	
① 構造物	177,348
② 最新ひび割れ率が空欄	109,396
③ 最新調査後に工事	1,331,079
④ 上り・及び自専道	152,190
⑤ 最新調査時からルート変更・通行止め	16,702
⑥ Co舗装区間	135,109
⑦ 累積大型車交通量が空欄, 舗装厚不明	127,112
舗装延長 - 除外区間	4,535,262

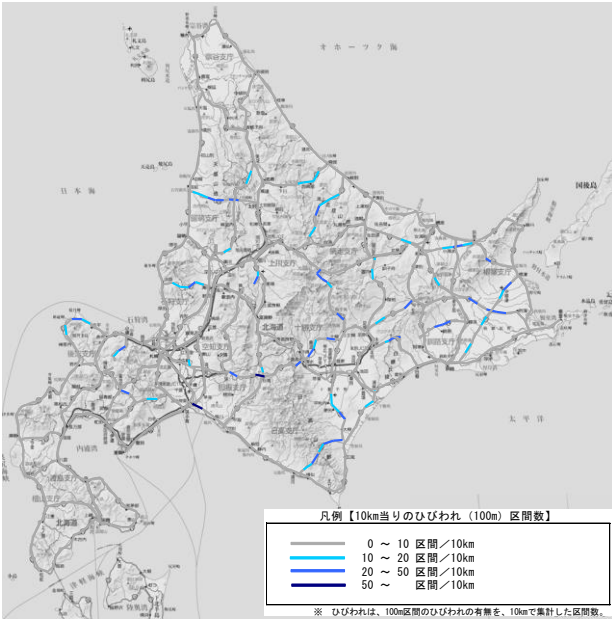


図 3-3 凍上ひび割れの発生分布図

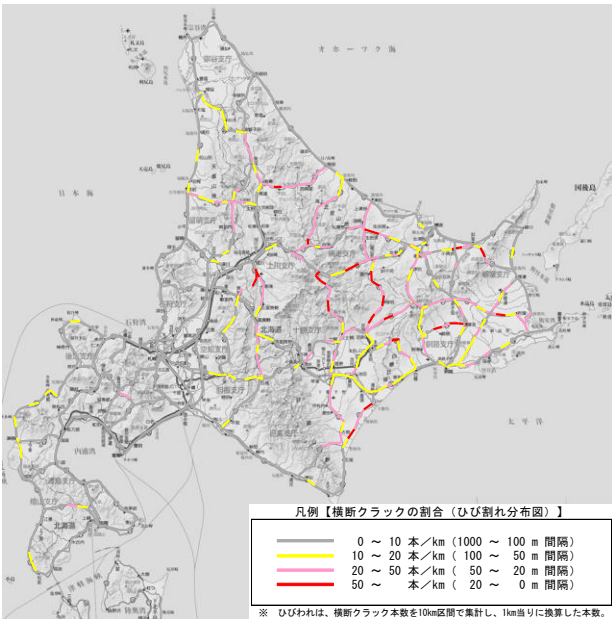


図 3-4 低温ひび割れの発生分布図

るのが妥当と考えたためである。

3.3 調査結果

図 3-1 にボトムアップひび割れの発生分布図を、図 3-2 にトップダウンひび割れの発生分布図を、図 3-3 に凍上ひび割れの発生分布図を、図 3-4 に低温ひび割れの発生分布図を示す。図 3-1 より、ボトムアップひび割れは、道内の広い範囲に発生しており、主に郊外部において多く発生していることがわかる。図 3-2 より、トップダウンひび割れは札幌近郊と札幌函館間や札幌旭川間などの幹線道路での発生が多い。図 3-3 と図 3-4 より、凍上ひ

び割れと低温ひび割れは道北地域や道東地域の内陸部に多く発生していることが分かる。

表 3-2 には各ひび割れの発生延長及び調査集計区間の延長に対する発生比率を示す。赤枠で囲んだ部分に着目すると、ボトムアップひび割れ、凍上ひび割れ、低温ひび割れは N_4 、 N_5 交通断面などの舗装厚の薄い軽交通路線に多く発生していることが分かる。一方、トップダウンひび割れは N_6 、 N_7 交通断面などの混合物層厚が厚い重交通路線に発生している傾向が見られる。軽交通路線は混合物層厚が薄いため、作用する力に対する抵抗性が小さく、様々なひび割れが発生し易いと推察される。軽交通区間では、特にボトムアップひび割れの発生区間延長が最も長く、次いで低温ひび割れ、凍上ひび割れの順であることが着目される。つまり、軽交通区間ではボトムアップひび割れに対する対処が最も多くなると理解できる。

以上のように、交通断面によってひび割れ損傷の形態は異なっている。 N_4 、 N_5 交通断面などの混合物層厚の薄い軽交通路線区間に着目すると、ボトムアップひび割れや低温ひび割れ、凍上ひび割れが発生しやすいことが確認された。 N_4 、 N_5 交通断面などの軽交通路線区間の舗装マネジメントならびに舗装維持修繕計画を考える場合には、これらの損傷形態への対処方法を検討することが大切である。特に、ボトムアップひび割れは広い範囲で発生している実態にあり、今後舗装の老朽化が進行するにつれて増加する性質のひび割れであると考えられるため、要点であるといえる。

表 3-2 各ひび割れの発生延長及び調査集計区間の延長に対する比率

交通量区分	As混合物層厚 (cm)	14cm未満	14cm以上 20cm未満	20cm以上 30cm未満	30cm以上	合計
	旧	A	B	C	D	
ひび割れ種別	現	N_4	N_5	N_6	N_7	
	調査集計区間の延長(m)	2,557,530	1,353,654	508,295	115,783	4,535,262
ボトムアップひび割れ	ひび割れ発生区間の延長 (m)	336,044	150,288	10,135	932	497,399
	調査集計区間の延長に対する発生区間比率 (%)	13.1%	11.1%	2.0%	0.8%	11.0%
トップダウンひび割れ	ひび割れ発生区間の延長 (m)	131,273	62,707	46,451	7,845	248,276
	調査集計区間の延長に対する発生区間比率 (%)	5.1%	4.6%	9.1%	6.8%	5.5%
凍上ひび割れ	ひび割れ発生区間の延長 (m)	112,752	59,233	11,036	113	183,134
	調査集計区間の延長に対する発生区間比率 (%)	4.4%	4.4%	2.2%	0.1%	4.0%
低温ひび割れ	ひび割れ発生区間の延長 (m)	229,742	105,960	13,781	995	350,478
	調査集計区間の延長に対する発生区間比率 (%)	9.0%	7.8%	2.7%	0.9%	7.7%

4. S波速度構造に基づく舗装の劣化度評価手法

4.1 高周波表面波探査による舗装S波速度構造把握

舗装の表面に打撃振動を与えると、舗装構成部材中を弾性波動が伝播する。伝播する弾性波動のうち、表層部を選択的に伝播する表面波を測定して舗装の物性構造を2次元断面として可視画像化する方法が表面波探査である。舗装構造調査に利用されてきているFWDも、同様に打撃時の弾性波振動を測定し、その測定データから静荷重負荷時のたわみ量を推定している。表面波探査法の一つであるという点では類似した手法である。ただしFWDが測定する振動の周波数帯域が数100Hz程度以下であるのに対し、開発対象とする手法は数10Hz~数kHzの高周波数帯域の表面波を測定する。そこで本手法を高周波表面波探査と称している¹⁾。舗装は最表層部にせん断剛性が最も大きいアスファルト混合物層（アスコン層）が存在し、通常は輪荷重を分散させるため下方ほどせん断剛性が小さくなるという特徴的な構造を有しているが、高周波表面波探査はこのような最表層の剛性の高い層が存在する一般的な舗装構造でも適用可能である。またアスコン層や上下層路盤を伝播する表面波は、数100Hz~数kHzの周波数帯域が卓越する。逆にこの周波数帯域の表面波を測定することで舗装の物性構造を推定する。

図4-1に高周波表面波探査記録からの舗装構造解析手順を例示する⁵⁾。同図左上が測定記録である。2.4mのアレイ区間に10cm間隔で加速度センサを並べ、舗装表面を小型ハンマーで打撃したときの振動を計測する。このアレイ内を3ms程度で伝播する優勢な表面波が捉えられている。この時間-距離領域の記録を、周波数-位相速度領域に変換することで表面波分散曲線（同図左下）が求められる。この分散曲線には、100Hzから5kHz程度の周波数帯域において、表面波の位相速度が周波数によって変化する現象、すなわち表面波分散が鮮明に捉えられている。この分散特性に着目し、逆解析によって1次元S波速度構造を求める（同図右）。この逆解析を測線に沿って逐次繰り返すことによって2次元のS波速度構造断面を構築する。この図には、厚さ8cm程度のアスコン層に対応した高速度層が再現されていること、下位にはS波速度が800m/sから300m/s程度の上下部路盤層が分布する。路床・地盤部のS波速度は200m/s程度であり、N値に換算すると6-8程度の柔らかい盛土材料・地盤が分布していると推定することができる。

4.2 非接触型高周波表面波計測システムの開発

高周波数帯域の振動を測定できる加速度センサアレイ

を路面に稠密に展開し、舗装を伝播する高周波表面波を観測することによって舗装の物性構造を推定できることがわかった。しかし加速度センサを用いる場合、舗装路面へセンサを固着することが必須条件となり、路上での作業区間の設定と安全性確保のために通行規制を必要とするという欠点があった。そこで、非接触で移動が容易な表面波測定システムを試作し^{6,7)}、その機能を検証する比較検証実験を実施した。

測定方法の概念図を図4-2に示す⁷⁾。舗装路の表面をハンマー等で打撃すると、実体波とともに表面波が励起され、舗装表面を伝播する。この表面波によって舗装表面が振動すると、その一部が空気中に漏洩する。これは漏えい表面波と称される波動で、超音波工学分野では広く計測産業に利用されている。舗装伝播表面波は、舗装構造によって速度分散性を有しているため、漏えい表面波にもそれが反映される。そこでセンサを舗装面と平行に多数並べるアレイ配置で漏洩表面波を計測するように工夫した。図4-3に試作した非接触型高周波表面波測定装置試作システムの構成を示す⁶⁾。本システムはホイール付きのフレームに懸架されており、路上を容易に牽引し、移動計測が可能である。非接触型のセンサアレイは防音函体に収納されており、振源から直接空中を伝播する打撃音を極力低減させるよう設計されている。なお、移動時には防音函体を上昇させ、測定時には下降させて路面と密着させる昇降装置が取り付けられている。測定地点における作業時間は、防音函体の昇降、振源の操作

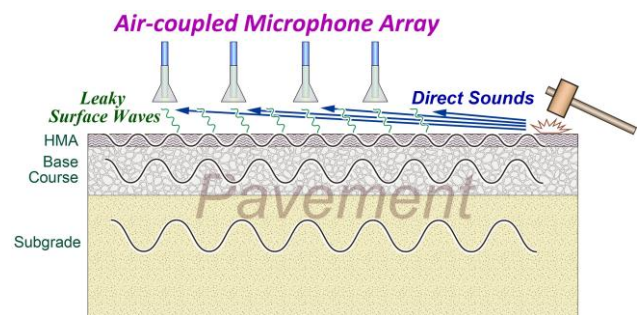


図4-2 非接触型高周波表面波計測の概念図⁶⁾

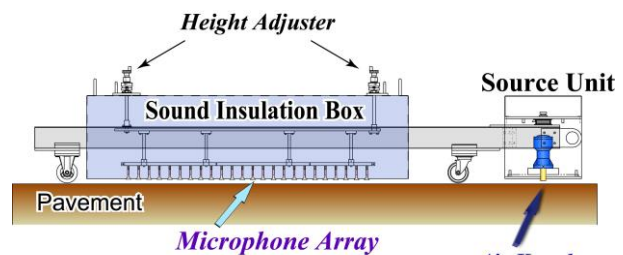


図4-3 非接触舗装路物性計測システムの構成図⁶⁾

およびデータ取得を含め、検証実験段階では5秒程度であった。

4.3 高周波表面波探査の実舗装路での適用検証

熊本地震で120gal程度の強震動を受け、その後の豪雨によって高盛土の一部が崩壊した自動車専用道路において、残存部の舗装の内部物性を把握することを目的として高周波表面波探査を実施した。路面には滑落崖と平行に長さ25m程度の東側落ちのクラックが発生していた。このクラックを挟むように5本の測線を設定し、2次元のS波速度構造を再構成した。

測線配置および各測線のS波速度構造断面を図4-4に示す。調査区間の舗装は、15cmのアスコン層と合計23cmの路盤層で構成され、その下位は客土材で盛り立てられていることがわかっていた。S波断面においても、表層にアスコン層および路盤層が高速度層として明瞭に捉えられている。層厚はほぼ一定であり、同時に実施した地中レーダ(GPR)探査の結果と整合的であった。またクラックを横断するT_02測線断面には、交差部で路床部のS波速度が周囲より小さくなっており、クラックの下方進展を捉えていると推定できる。なお当該区間はこの路盤面での調査後に一部開削され、当該クラックがほぼ

鉛直に1.3m下方まで進展していることが確認されている。また盛土崩壊とは反対側の路線下の路床層が、相対的に低いS波速度を呈していた。盛土施工時の不均一性の影響が示唆される。

4.4 S波速度を示標とした優先度の評価手順の検討

現位置で、舗装内部の物性構造を2次元あるいは3次元的に把握することが可能な原位置調査手法としては、別紙で報告するGPRのほか、MWDを含めた振動計測手法が最も有効であり、かつ技術的ハードルも低い。舗装伝播振動のうち、S波速度は地盤の動的解析にも広く用いられており。また液状化等の非線形地盤応答時にも、それに対応した速度値を示すことが知られている⁷⁾。ただし現時点ではS波速度値を利用した舗装の健全度示標は構築されていない。今後室内実験での比較データの取得、FWD、MWD等の他の原位置調査データとの対応性検討を進め、S波速度を用いた舗装健全度示標の提案を行なう予定である。

5. まとめ

重交通道路に該当する、関東地方整備局管内の直轄国道において、コア抜き調査結果をもとにした修繕工法の

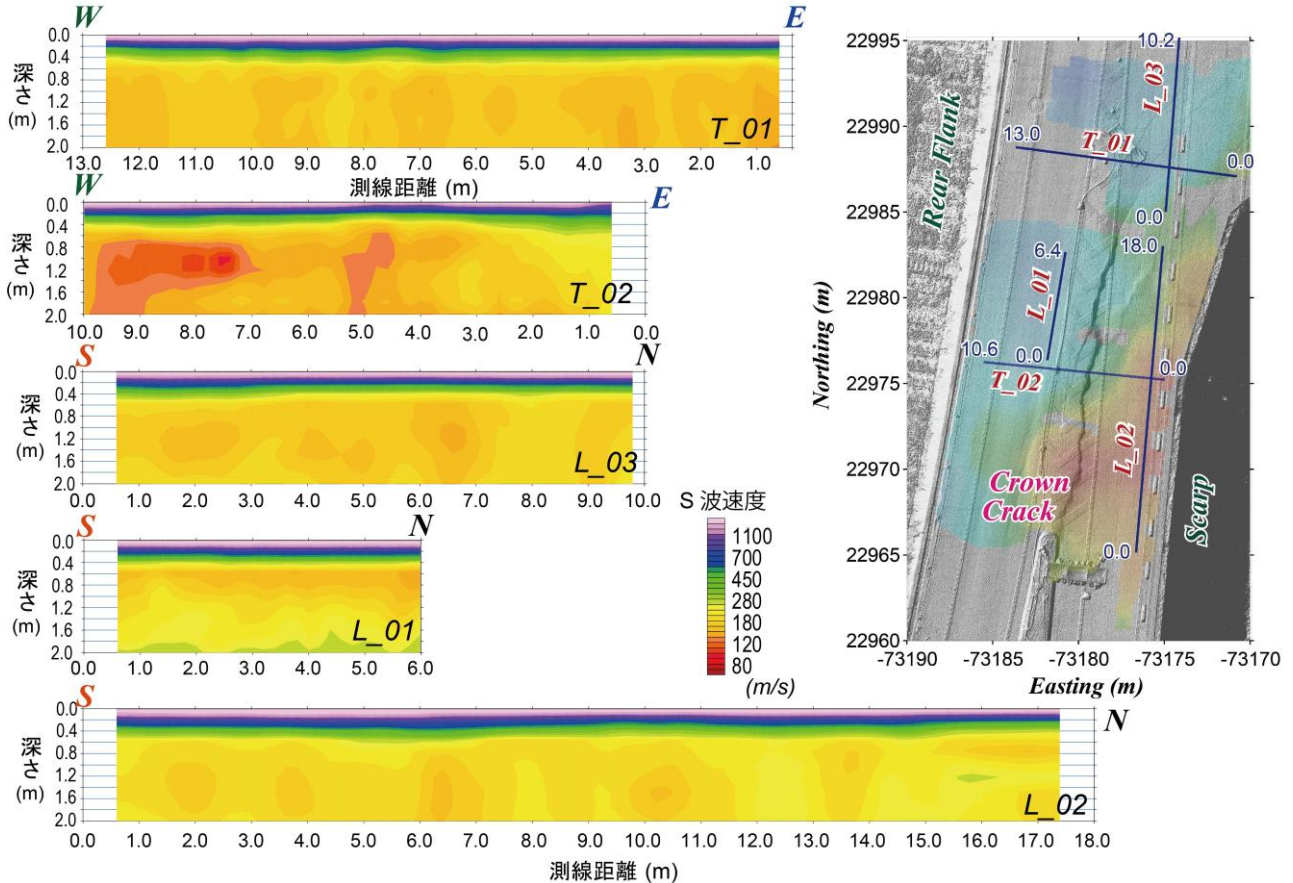


図4-4 高周波表面波探査による変状発生舗装路面の探査結果

選定が、舗装の構造的健全度の概ね均一なレベルへの回復に寄与したことを明らかにした。点検要領に基づく舗装のメンテナンスサイクルにおいては、損傷の進行が早い道路等における早期劣化区間について、詳細調査の実施を通じた適切な措置が求められるが、本調査結果により詳細調査としてコア抜きによる舗装の内部損傷の把握の重要性を示唆するものとなった。

また、路面性状データの分析を通じ、舗装断面によってひび割れ損傷の形態は異なっており、アスコン層の薄い軽交通道路においては、ボトムアップひび割れや低温ひび割れ、凍上ひび割れが発生しやすいことが確認された。舗装のメンテナンスサイクルにおける適切な措置の選定にあたっては、損傷原因を究明・推定することが重要であり、軽交通道路特有のこれらの損傷形態の整理がメンテナンスサイクル上の適切な措置を選定する上で有効な情報となると考えている。

さらに、高周波数成分に着目した表面波探査によって、舗装内部の物性構造を詳細に把握できること、S波速度構造から舗装内部の不均質構造や変形範囲を推定することが可能であることを実証した。

今後、引き続き舗装の損傷の実態調査を継続すると共に、非破壊調査による舗装の内部損傷の検出手法の検討等を行う予定である。また、非接触型高周波表面波計測システムに関しても、計測効率の向上、高S/N信号の取得、舗装構成部材の物性試験等による比較検証を実施する予定である。

なお、重交通道路の損傷実態調査は、(公社)日本道路協会舗装委員会舗装設計施工小委員会の活動の一環で実施したものであり、また道路管理者及び修繕工事施工業者の多大なるご協力の下実施したものである。ここに記

して関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 武藤聡、久保和幸、藪雅行：「舗装点検要領」の策定について、舗装、Vol.52、No.1、pp.11-15、2017.1
- 2) 国土交通省道路局：平成22年度全国道路・街路交通情勢調査
- 3) (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編一、2013.4
- 4) 渡邊一弘、増戸洋幸、篠塚政則、上島壯：短い測定間隔による修繕前後の構造評価結果、土木学会論文集E1(舗装工学)、Vol.72、No.3、pp.177-185、2016.12
- 5) 稲崎富士、青池邦夫、今村杉夫、林 宏一 (2015)：高周波表面波分散特性を利用した舗装の物性構造調査、第50回地盤工学研究発表会講演概要集、195-196.
- 6) Inazaki, T., Aoike, K., Kita, T., and Hayashi, K., (2014): High-frequency surface wave measurement for the pavement structural analysis, *Proceedings of the 27th Annual Symposium of the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems (SAGEEP 2014)*, 7p.
- 7) 稲崎富士 (2016)：2011年東北地方太平洋沖地震による河川堤防・表層地盤のS波速度構造の変化、高周波表面波分散特性を利用した舗装の物性構造調査、日本地震学会2016年秋季大会予稿集、155.

6.3 措置が必要な部位・箇所の優先度決定手法の構築

6.3.3 先端的維持管理技術による土木機械設備マネジメントに関する研究

担当チーム：技術推進本部（先端技術チーム）

研究担当者：藤野健一、梶田洋規、中島淳一、伊藤圭

【要旨】

土木施設に導入されている各種の土木機械設備は、河川・道路において非常に重要な役割を果たしているが、施設数の増大、老朽化の進行、限られた維持管理予算の相反する条件下で、より適切なライフサイクルマネジメントの導入が進められている。

しかしながら近年、想定を超える天災による被災や、これまで重要と思われていなかった部品の故障により土木機械設備の機能喪失が見られることから、機能回復時間等を考慮した信頼性評価と機器や部品レベルでの重要度判断や保全方法の最適化を検討し、それらの総合的なマネジメント手法を確立する必要がある。

本研究では、国民の生命、財産を守る上で不可欠な土木機械設備の確実な機能発揮を目指し、土木機械設備の効率的・効果的な維持管理に関する手法について提案するものである。

平成29年度は、当チームがこれまで実施してきた河川ポンプ設備を中心とした土木機械設備のストックマネジメントに関する研究結果を基に、機械設備の運用・機能回復期間・整備体制等によるリスク回避の定量化方法を検討を実施した。

キーワード：土木機械設備、維持管理、ストックマネジメント、リスク回避

1. はじめに

土木研究所においては、これまで土木機械設備の効率的・効果的な維持管理の実現を目的として、信頼性評価手法及び関連する複数の施設における社会的な影響度と設備の健全度の総合評価手法、また「非」常用設備への状態監視技術に係る研究を実施し、効果的な更新や整備の計画立案に寄与してきたところである。

土木機械設備の信頼性評価において、故障等のリスクや故障時の機能回復の遅速も有力な要素となるが、これまでこれらを盛り込んだ評価手法が確立されていない。そのため、機器・部品の重要度判断や保全方法の選定にあたり現実と乖離した結果となることがあることから、これらを含めた総合的な信頼性評価手法の確立とマネジメントについて検討する必要がある。

今年度は、信頼性評価手法を用い、機械設備の運用・機能回復期間・整備体制等によるリスク回避の定量化方法を検討した。

2. 研究実施内容

本研究では、土木機械設備についてより効率的・効果的な土木機械設備の設計及び維持管理に関する手法の提案に資する、以下の研究に取り組んでいる。

- ・故障リスク等を考慮した設備ストックマネジメント手

法の検討

3. 研究の基本方針

これまで土木機械設備の信頼性評価に関する研究において、故障等のリスクや故障時の機能回復の遅速を盛り込んだ評価手法の確立は行われていない。このため、機器・部品の重要度判断や保全方法の選定において、管理実態と乖離することがある。

したがって、故障等のリスクや機能回復の遅速を考慮した信頼性評価とマネジメント手法の確立と、各設備に最適な保全方法の選定手法の検討を行い、基準化に向けての技術資料を策定し提案する必要がある。

これらを実現するにあたって、以下の項目に着目し研究を進める。

- (1) 機械設備の運用、機能回復期間、整備体制等によるリスク回避の定量化方法検討
 - ・故障等のリスク、機能回復の遅速に関するデータ収集及び機能回復難易度、機能補完方針の検討
 - ・災害時に弱点となる設備構造の抽出及びFTA等の信頼性評価手法を活用した弱点克服の検討
 - ・設備構造における弱点を考慮した土木機械設備に最適な信頼性評価手法の提案に向けた課題整理
 - ・抽出された弱点となる機器部品の共有化の可能性、

有効性検討及び技術的課題の抽出

- ・信頼性評価手法を活用したリスク回避の定量化手法の検討
- (2) モデルケースによる定量的評価シミュレーションと設備管理実態の比較検討
- ・信頼性評価手法を活用したリスク回避の定量化シミュレーション
 - ・設備管理実態比較による課題の抽出と対応策検討
 - ・河川GISモデルを用いた浸水被害比較でのリスク回避度合いの評価
- (3) 故障リスク等による機能損失を考慮したストックマネジメント手法の検討
- ・整備・更新の優先度決定への取り込み検討
 - ・複数施設での適応性評価
 - ・手法としてとりまとめ

4. 研究内容（リスク回避の定量化方法の検討）

研究に着手するにあたり、機械設備における危機管理を考える。危機管理には、「リスクマネジメント」と「クライシスマネジメント」の概念がある。

一般に前者は危機の発生前の予防に対する分析・評価・対策等であり、後者は危機の発生後の対処に対する分析・評価・対策等といえる。

これまで機械設備の維持管理については、機能停止もしくは機能低下といった危機に対し、予防保全的な方向（リスクマネジメント）での検討が行われている。

しかしながら、実際に危機が発生した場合の機能回復の遅速等の課題に対するマネジメント手法については、あまり検討されていないのが実状である。

そこで、機械設備のリスクマネジメント及びクライシスマネジメントに関する既存文献より、維持管理に関するリスク評価及びリスク回避、損失低減等に関する事例を収集・整理した。

① リスクマネジメント

機械設備の維持管理におけるリスクマネジメントの事例では、リスクマトリクスを使用した事例が多く、「発生頻度」と「影響度」でリスク量を評価している。また発生頻度と影響度により、施設間や機械部品等の多項目のリスク量を比較し定量的評価として使われる例もある。

このため、施設や危機・部品レベルでマトリクスにプロットすることにより、リスク量に伴う優先度比較は可能と推察される。

また、FMEA(Failure Mode and Effects Analysis: 故障モード影響解析)の従来の評価要素(当チーム提案の

評価要素例では、システムへの影響度、発見の容易性、故障発生頻度)に新たな追加要素を組み入れ評価する例もあり、土木機械設備のリスク評価を行うにあたりFMEAを活用することは有効と考えられる。

② クライシスマネジメント

事業継続計画(BCP: Business Continuity Plan)で用いられる復旧曲線は、障害発生後における事業の復旧レベル(影響レベルの低減)と復旧時間により評価するものである。土木機械設備の被災や故障発生後の評価に適用する場合、復旧曲線は故障の程度、予備品の有無や設備台数により変わることになるが、故障事例からの細やかな情報収集が可能であれば、復旧レベルを設定することができ取り入れることができるものと考えられる。

また設計～運転等までの階層毎に故障に至るまでの経緯を解析する手法として階層的故障分類法¹⁾がある。特に様々な故障原因が複雑に関係する複合故障に適している。土木機械設備においては、単発的な機器故障による機能停止が多いが、複合的な故障事例があれば取り入れることも考えられる。

以上の結果を踏まえ、信頼性評価手法を活用したリスク評価方法が有効と考え、今年度はこれを主として検討を進める。

1) 故障等のリスク、機能回復の遅速に関するデータ収集及び機能回復難易度、機能補完方性の検討

(1) 機能回復難易度・機能補完性の分析

国土交通省管理の排水ポンプ設備の故障事例(約300件)を収集し、機器別に復旧までの所要時間及び機器補完性(代替、予備品による対応性)を比較的一般的と考えられる中規模排水機場ポンプ設備(機器個数:308個)を基に分析した。

機能回復難易度は、復旧までの所要時間を構成機器ごとに分析し、4段階にレベル分けした。しきい値の設定は、構成機器部品の相対的な判断も必要なことから、復旧までの所要時間により図-1に示すとおり順位付けし、設定した。

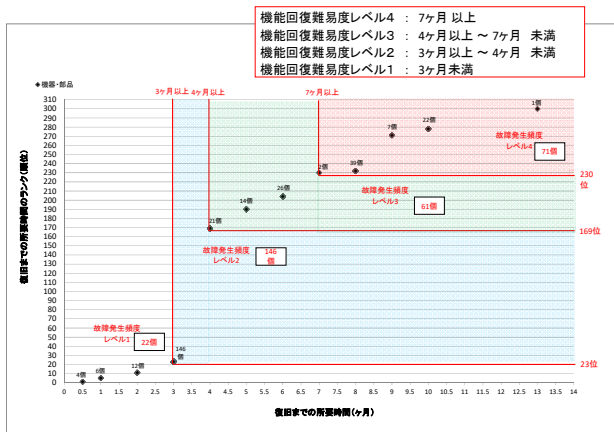


図-1 機能回復難易度レベル区分

また、機器補完性は「河川ポンプ設備点検・整備・更新マニュアル(案)平成27年3月」³⁾に示されている構成機器・部品別に、故障実績より考えられる補完性及び実際に行った補完を基に、表-1 のとおり4段階に設定し整理した。

表-1 機能補完性レベル区分

No.	レベル分け	保管方法	内容
1	レベル1	二重化・代替で対応	予備機があるもの、バックアップがあるもの
2	レベル2	予備品による対応(軽)	機械工事共通仕様書(案)に定められた予備品であり予備品への交換が容易であるもの、または応急処置・応急対応が可能なもの
3	レベル3	予備品による対応(重)	一般的に各排水機場に余備品として保管されており、予備品への交換が可能なもの
4	レベル4	なし	予備品がなく、修理に時間を要するもの

(2) FMEA 解析手法を活用した機能回復指標

前述の結果を基に比較的設置数が多いと考えられる表-2 に示す中規模程度の排水機場をモデルとして、FMEA 解析結果を基とした機器構成別の機能回復指標を算出し、設備機能を回復するうえでの弱点の抽出を図った。

表-2 K排水機場基本仕様

ポンプ基数	2基
ポンプ形式	立軸斜流ポンプ
吐出量(m ³ /s)	7.5
口径(mm)	1,800
主原動機形式	ディーゼル機関
主原動機出力(kw)	530
(PS)	(720)

なお、機能回復指標は下式によるものとした。
 機能回復指標 = √(機能回復難易度 × 機能補完性)
 算出した機能回復指標の例を表-3 に示す。

表-3 FMEA を活用した機能回復指標の評価(一例)

機器区分	部品名	信頼性評価				機能回復指標					
		シミュレーションへの影響度	故障モード発生頻度の推定	故障発生頻度	故障発生率	復旧までの所要時間	修理内容	備品保有状況	補完方法	機能補完性	機能回復指標
本体	ベンド(ケーシング)	4	1	1	1.8	約10ヶ月	取替	4	なし	4	4.8
	羽根車	4	3	4	3.8	約10ヶ月	取替	4	なし	4	4.8
インペラ	羽根車ナット	4	3	1	2.8	約10ヶ月	取替	3	なし	4	3.8
	軸継手	4	3	4	3.8	約10ヶ月	取替	4	なし	4	4.8
主軸及び軸受	グランドバルベ	4	2	4	3.8	約10ヶ月	取替	3	予備品	3	2.4

※機能回復指標 = √(機能回復難易度 × 機能補完性)

求めた施設全体における機能回復指標の平均は2.9で、弱点と評価する指標を3.0以上とすると構成機器部品302個中120個が相当となった。全体的には、系統機器設備、操作制御設備、電源設備は低く、これは予備機や予備品が多いことが考えられる。逆に弱点となった機器部品は、部品の中でも予備品にできない大型の機器部品や、汎用性が低く複雑なものとなった。代表的なものを下記に示す。

- ・大型機器部品：主ポンプ(バルマウス、ケーシング、羽根車) エンジン(シリンダヘッド、クランク軸、過給器等)等
- ・汎用性が低い機器部品：主ポンプ(水中軸受け)、エンジン(ピストン、燃料噴射弁)、減速機(軸受)等

以上の結果から、今回求めた機能回復指標による機能回復に対する弱点評価は、概ね実態に近いものと考えられる。

なお、復旧までの所要時間はモデルとしたポンプ設備メーカーへのヒアリングによるものであるが、調達状況やメーカーの違い、故障状況により復旧時間が異なることもあり得る。また故障データ(約300件)に基づく分析によるものであるが、故障情報が少ないため分類が困難なものもあり、故障情報の積み重ねが重要である。さらに今回の分析では弱点となった機器部品数が多いものとなったため、新たな評価項目の追加や評価の細分化(4段階以上)により、弱点の絞り込みが必要と考えられる。

2) 災害時に弱点となる設備構造の抽出及びFTA等の信頼性評価手法を活用した弱点克服の検討

設備構造の弱点抽出にあたっては、FTA(Fault Tree Analysis: 故障木解析)を用いる手法が有効である。しかしながら、河川用ポンプ設備において設備更新により大幅な仕様変更を行った場合など、従前のトップ事象を「排水機能低下」とした設備全体評価による信頼性評価では実際に運用する場合でのリスク評価を表せていないものと思われる。このため、以下の2点においてリス

ク低減効果を検討した。

(1) 大幅な仕様変更によるリスク回避の比較評価

表-4 に示す排水機場は設備更新において、ポンプ台数を3台から10台に増やすことよりリスク分散を図り全機能停止に至る可能性を低くしたものである。

表-4 仕様変更した排水機場例

施設名	区分	主仕様
〇排水機場	更新前	立軸斜流ポンプ：3台 総排水量：3.3 m ³ /s×3台
	更新後	コラム式水中モータポンプ：1.0 m ³ /s×10台

「排水機能低下」をトップ事象とした FTA は、機能を100%維持する確率を示している。FTA の性格上、100%機能維持をトップ事象とした場合では一般に構成要素が多ければ多いほど故障の可能性のある機器が多くなるため、システム全体としては信頼性が低くなる傾向にある。しかしながら、全機能停止に至るリスク自体は、同機能の要素（この場合、排水ポンプ）を複数用意することで低減（リスク分散）を図ることができるため、これを評価する必要がある。

このリスク低減効果を、FTA を用い定量評価する方法を検討する。FTA を実施するにあたっては、更新前後それぞれについてトップ事象を「ポンプ機能停止台数別」として故障発生確率を算出し、比較分析する。

分析にあたっては、図-2 に示す「排水機能低下アンアベイラビリティ」ではなく、対象をポンプ系のみとした「既定台数ポンプ機能停止アンアベイラビリティ」で行った。これはシステム全体を評価する「排水機能低下」の場合、施設全体の評価となり全てのポンプ台数が機能停止する場合の確立がきわめて小さくなり、電源設備等の他設備の故障率に収束するため、リスク分散を示す評価が得られないためである。



図-2 FTA (故障木)

図-3 は、「規定台数ポンプ機能停止アンアベイラビリティ」と比較しやすくするため排水能力として「稼働台数=排水量 (%)」で表したものである。

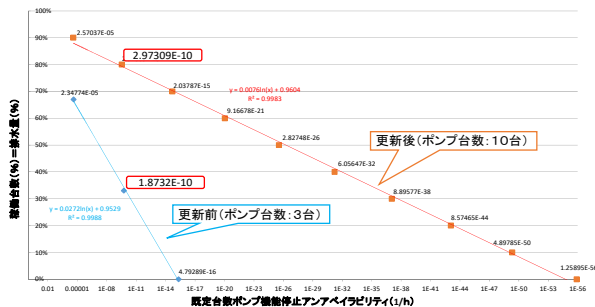


図-3 規定台数ポンプ機能停止アンアベイラビリティ比較

図-3 から、更新後の「2.97E-10」と更新前の「1.83E-10」は近似のアンアベイラビリティであるが、更新後では「80%」の排水が可能であるのに比べ、更新前では「33%」しか排水できないことが分かる。また更新前に比べ更新後では近似線の傾きが緩やかであることが分かる。

以上のことから、リスク分散の評価は稼働台数とアンアベイラビリティにより定量的に評価が可能と考えられる。

(2) 信頼性向上検討を図った場合のリスク回避の比較評価

過年度の「土木機械設備のストックマネジメントに関する研究」⁴⁾において、設備の信頼性の確保・向上を考慮し、経済的な予防保全や技術改善、冗長化を図るモデルを表-2 に示す排水機場について、経済性を評価している。

上記モデルは、FMEA・FTA を活用して表-5 に示す判別方法により機能不全に対する寄与度が大きい機器を抽出し改善させた場合に設定したものであり、改善例を表-6 に示す。なお、改善実施判定は、(ウ) > (イ) > (ア) の順で優先設定とし重複しないものとしている。

表-5 判別方法及び故障率の設定

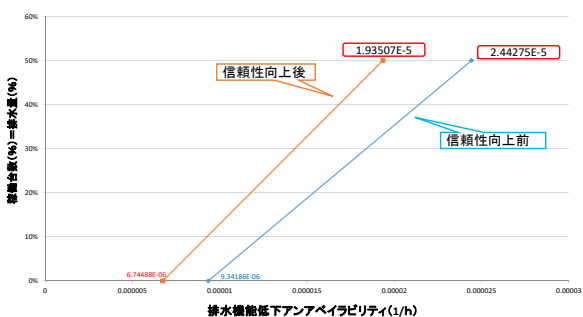
分類	判別方法	故障率の設定(仮定)
(ア) 予防保全対象機器	河川用ポンプ設備点検・整備・更新マニュアル(案)(H27.3)により「予防保全機器」と「事後保全機器」の区分けにより判別	従前故障率と同
(イ) 技術改善対象機器	技術改善を行うことにより、上記(ア)より信頼性が向上する機器	従前故障率×3/4 【(ア)の(ウ)の中間値】
(ウ) 安全管理対象機器	二重化、保護装置の追加又は予備品の設置により、上(イ)より信頼性が向上する機器	従前故障率×1/2 【二重化等のため従前故障率の半分と仮定】

表一六 寄与度の大きい機器・部品の分類表 (抜粋)

設備区分	機器区分	部品名	故障等級 (致命度)順位	(7)	(4)	(9)
操作制御設備	補助機器装置PLC盤	PLC	1	○	○	×
主ポンプ設備	インペラ	羽根車	2	○	○	×
主ポンプ設備	主軸及び軸受	軸継手	3	○	○	×
主原動機	機関本体関係	吸・排気弁	4	○	×	○
主原動機	機関本体関係	ピストン	5	○	×	×
主原動機	機関本体関係	ピストンリング	6	○	×	×
主原動機	機関本体関係	ピストンピン	7	○	×	×
主原動機	冷却装置	インタークーラ	8	○	×	×
吐出弁	吐出弁	本体	9	○	×	×
系統機器設備	燃料系統	配管	10	○	×	○

上記モデルにおいて、予防保全や技術改善、冗長化を図った場合、ライフサイクルコストの低減や延命化が見込まれる結果を得ているが、リスク低減効果についても評価する必要がある。

評価方法は、前項(1)と同様に FTA に基づくアンアベイラビリティの評価によるものとしたが、排水ポンプ台数が同数であるため施設全体の評価として「排水機能低下アンアベイラビリティ」により比較評価する。



図一四 排水機能低下アンアベイラビリティ比較

図一四は、「排水機能低下アンアベイラビリティ」と「稼働台数 (%)」で表したものであるが、排水量 50% (1台運転時) において「信頼性向上前」より「信頼性向上後」でアンアベイラビリティが 20%低下 (20%信頼性向上) となっている。なお、前項(1)と同様に排水ポンプ系のみでの評価では大きな差が出ないことから、共通設備である系統機器設備の影響が大きいと考えられる。

FTA からミニマルカットセットを求めると、表-7のとおり、機能停止台数が1台のポンプ設備にミニマルカットセットがあるが、機能停止台数が全台数 (2台) となると、ポンプ設備の故障率が下がるため系統機器設備にミニマルカットセットが変化している。

表一七 ミニマルカットセット

検討モデル	No.	ミニマルカットセット	ミニマルカットセット故障率	機能停止台数
信頼性向上後	1-1	排水機能低下-1号主ポンプ設備故障-主ポンプ設備故障-主ポンプ機構-駆動設備故障-主エンジン機能喪失-主エンジン本体部不良-回転部不良-過給機故障	5.01E-07	1台
	1-2	排水機能低下-系統機器故障-始動条件成立後の始動失敗-系統機器故障による主ポンプ設備始動失敗-燃料系統故障による主ポンプ始動失敗-燃料配管不良-配管故障【信頼性向上(ウ)】	2.24E-07	2台
信頼性向上後	2-1	排水機能低下-1号主ポンプ設備故障-主ポンプ設備故障-主ポンプ機構-駆動設備故障-主エンジン機能喪失-主エンジン本体部不良-回転部不良-クランク軸部故障-クランク軸部不良-ピストン不動作-始動システム不良-本体始動空気系統不良-始動弁不動作-差止弁故障	6.33E-07	1台
	2-2	排水機能低下-系統機器故障-系統機器故障-始動条件成立後の始動失敗-系統機器故障による主ポンプ設備始動失敗-燃料系統故障による主ポンプ始動失敗-燃料配管不良-配管故障	4.48E-07	2台

また、機能停止台数が1台の場合、信頼性向上前のミ

ニマルカットセットは塞止弁であるが、信頼性向上後は塞止弁の予備品有りとしていることから、予備品等が無く故障率が高い過給機がミニマルカットセットとなった。機能停止全台数の場合は、両方とも燃料配管がミニマルカットセットになっており、配管故障が弱点であることが分かる。もともと燃料配管の故障率が高いことが関係していると考えられる。

以上のとおり、設備構造の弱点を抽出するには、ミニマルカットセットを求めることが有効と考えるが、この弱点に対する定量的評価は今後検討していく必要がある。

また、今回は同施設で仕様の異なる場合での比較評価を行ったが、異なる施設間でのリスク比較を同様な方法で行えるか、引き続き検討が必要である。

3) 設備構造における弱点を考慮した土木機械設備に最適な信頼性評価手法の提案に向けた課題整理

信頼性評価を用いた手法においては、前述でも記載したとおり、現時点ではいくつか課題があり、整理すると以下のとおりである。

① FMEAの活用

- ・実態に即した評価項目の設定 (機能回復難易度、機能補完性+α)
- ・設備種別 (ポンプ、ゲート等) に応じた適切な評価点設定 (評点の細分化)

② FTA

- ・異なる施設間の比較方法
- ・設備構造の弱点特定を図るための定量化方法

③ その他

- ・FMEA/FTA 結果に基づく総合的なリスク回避の定量化指標の設定

5. まとめ

1) リスク回避の定量化方法の検討

FMEA を活用した方法では、機能回復難易度・機能補完性による機能回復指標による個々の機器・部品のリスク評価を図り、弱点抽出を行った結果、概ね実態に近い評価ができたものとする。しかしながら、評価精度としては十分とは言えないと考えられるため、故障情報の積み重ねや評価項目の追加、評点の細分化等により精度を高めるとともに、弱点の絞り込みが可能なようにする必要がある。

また FTA を活用した方法では、仕様の異なる2施設に

ついて比較評価を行い、リスク分散効果等を評価できることを確認した。あわせて、ミニマルカットセットを求めることにより、弱点を抽出することができたが、定量化は今後の課題であり、また異なる施設間での比較方法についても検討を進めていく必要がある。

3) 今後の課題

リスク評価の定量化方法については、具体化を図るため前述のそれぞれの課題を踏まえ、FMEA/FTA を用い総合的に評価する方法の検討を進める必要がある。今年度は、河川用ポンプ設備を主として検討を進めたが、河川用ゲート等の他設備についても拡大する必要がある。

また、河川GISモデルを用いた浸水被害シミュレーションによるリスク回避度合い等の評価も加えて進める必要があると考えている。

参考文献

- 1) 萩原正哉：階層的故障分類法による設備保全状況の共有化—事故や故障防止を目的とした設備の評価と改善の方策、一、名古屋工業大学学術機関リポジトリ、平成23年10月
- 3) 国土交通省：河川ポンプ設備点検・整備・更新マニュアル（案）、平成27年3月
- 4) 藤野健一 他：土木機械設備のストックマネジメントに関する研究、土木研究所、平成28年6月

6.4 既往事象・現場条件に対応した最適な維持修繕手法、構造・材料の開発

6.4.1 既設橋の合理的な性能評価手法および補修・補強方法に関する研究

担当チーム：材料資源研究グループ

研究担当者：西崎到、佐々木巖、櫻庭浩樹

【要旨】

本研究では、既設コンクリート橋の長寿命化に向けて、コンクリート橋の代表的な補修工法の一つである表面保護工法の設計方法を高度化し補修の効果や信頼性を向上させることを目的としている。平成 28 年度の検討では、表面保護工法の塗布部位が、鉄筋の腐食抑制効果に及ぼす影響を検討した。その結果、塗布部位の違いによってコンクリート内部の環境が異なり、塗布部位が鉄筋の腐食抑制効果に影響を及ぼすことを明らかにした。また、実大断面を有する供試体を用いてこれらの効果を検証するための暴露試験を開始し、供試体内の含水状態の分布を把握した。

キーワード：既設コンクリート橋、補修、表面保護工法、塗布部位、鉄筋腐食

1. はじめに

表面保護工法は、表面被覆材や表面含浸材をコンクリート構造物の表面に塗布して遮蔽層を形成することにより、劣化因子の浸入を抑制する工法である。表面保護工法は、劣化因子が浸入する可能性がある全ての面に施工することが望ましいとされている¹⁾。しかし、塩分を含んだ水が浸入する部位や湿潤状態が保持される部位などや、劣化機構により乾燥状態を維持したい部位等には、表面保護工法の適用が好ましくない場合もあると推察される。また、既設構造物の場合は、土中やほかの部材との干渉などにより表面保護工法の適用が困難な場合もある。さらには、塗布材料には様々なものがあり、環境条件に応じた使い分けの考え方は確立されていない。

本研究では、表面保護工法の塗布部位の選定方法および塗布材料の使い分けの考え方を確立し、表面保護工法の設計を高度化させることで、表面保護工法の補修効果や信頼性を向上させることを目的としている。調査の視点として、まず鉄筋の腐食環境をとりあげているが、ASR や凍害などの対策にも応用が期待できる。

今年度は、表面保護工法の塗布部位が異なる鉄筋コンクリート供試体の促進劣化サイクル試験と屋外暴露試験、ならびに、実大断面の桁供試体によるコンクリートの分環境変化を検討した結果を報告する。

2. 塗布部位の異なるコンクリート供試体による試験

2. 1 試験方法

2. 1. 1 供試体

基材コンクリートの配合を表-1 に示す。初期塩化物イオン量の影響を検討するために、全塩化物イオン量が 0 kg/m^3 、あるいは 2.4 kg/m^3 となるように、 $150 \times 150 \times 500 \text{ mm}$ でかぶり 30 mm の供試体を作製した。図-1 に供試体の概要図、表-2 に塗布部位を示す。塗布材料には、表-3 に示す標準的なエポキシ樹脂系の塗装を用いた。供試体の名称は、例えば“E3”のように、塗布材料と塗布部位の数で表した。塗布材料の記号は、基準供試体を R、表面被覆材を E とした。塗布面は仕様の記号の後に数字表記し、供試体の鉄筋軸方向の面における塗布部位の数とした。なお、E3 と E4 の供試体は鉄筋軸方向の両側端面に表面被覆材を塗布し、その他の供試体は片側端面にのみ塗布した。

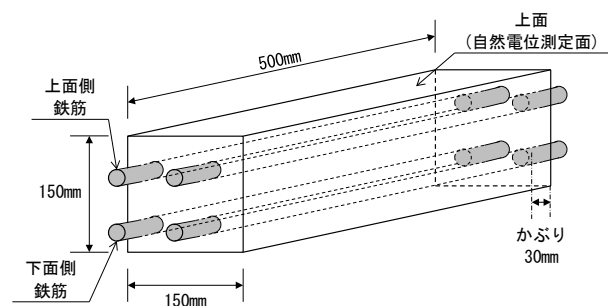


図-1 供試体の概要図

表-1 基材コンクリートの配合

W/C (%)	単位量 (kg/m ³)				
	水	セメント	細骨材	粗骨材	混和材
55	160	299	858	968	4.19

初期塩化物イオン量 0kg/m³、2.4kg/m³、セメント 普通ポルトランドセメント、最大粗骨材寸法 20mm、スランプ 8cm、空気量 4.5%

表-2 供試体の種類

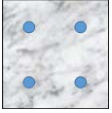



種別	鉄筋軸方向の断面における塗布部位(太線部)	
R	なし	
E2	両側面	
E3	上面を除く 3 面	
E4	上下面、両側面	

表-3 使用した表面被覆材料の仕様

構成材料の 名称	主成分	塗布量 (kg/m ³)	目標膜厚 (μm)
プライマー	エポキシ	0.10	—
パテ	エポキシ	0.50	—
中塗り	エポキシ	0.20	110
上塗り	アクリルウレタン	0.12	30

2. 1. 2 促進劣化サイクル試験

促進劣化サイクル試験は、初期塩化物イオン量 0kg/m³の供試体を用いて実施した。試験には、環境温湿度の制御および塩水散布が可能な設備を用いた。試験条件は、3%NaCl 水溶液の散布を 0.5hr、40°C90%RH を 5.5hr、60°C30%RH を 6hr と設定し、1 サイクルを 12hr とした。促進劣化サイクル試験は、鉄筋の腐食によるひび割れの発生状況を考慮し、440 サイクルで終了した。

測定項目は、全塩化物イオン量、鉄筋の自然電位および腐食減量とした。全塩化物イオン量の分析は JCI-SC4 (硬化コンクリート中に含まれる塩分の分析方法) に準拠して行った。供試体の上面中央部から直径 26mm のコンクリートコアを乾式方法にて採取し、供試体の上面から板厚 2~3cm のスライス片に切断して測定試料とした。

鉄筋の自然電位は、照合電極に銀塩化銀電極を用いて、上面側、下面側 1 本ずつの計 2 本 (以下、上部鉄筋と下部鉄筋) を対象とし、供試体の上面から測定した。測定箇所は、供試体上面の鉄筋軸方向 (L=500mm) を約 83mm 間隔で等分した 5 点とした。自然電位の測定値は、照合電極の温度依存性を考慮して飽和硫酸銅 (CSE) 基準に換算し、ASTM の基準に従って腐食状態を判定した。鉄筋の腐食減量は、上部鉄筋と下部鉄筋の計 2 本を対象とし、JCI-SC1 に準じて行った。

2. 1. 3 屋外暴露試験

(1) つくばにおける試験

供試体内部の含水状態を確認することを目的として、飛来塩分の影響を受けない茨城県つくば市の屋外で暴露試験を行った。試験対象の供試体は、初期塩分量 0kg/m³ の R、E3、E4 とした。

含水状態を確認するため、供試体の上面側および下面側の左右鉄筋間のコンクリート電気抵抗を測定した。測定には、ポテンショ-ガルバナスタットと FRA (周波数特性分析器) を用いた。測定は、交流インピーダンス法により、電圧 30mV、周波数 100kHz から 500mHz の交流波を印加して行い、得られた液抵抗成分を鉄筋間の電気抵抗 (以下、電気抵抗と称す) とした。屋外暴露は、暴露期間 161 日まで計 8 回電気抵抗を測定した。なお、屋外暴露開始直前まで、供試体は常温の室内に静置した。

(2) 大宜味における試験

飛来塩分の影響を受ける環境での供試体の腐食挙動を検討するために、沖縄県大宜味村の海岸に位置する暴露試験場で暴露試験を実施した。

大宜味での屋外暴露は初期塩分 2.4kg/m³の供試体を対象とし、暴露供試体の調査は計 6 回実施した。調査項目は、供試体の自然電位、電気抵抗、分極抵抗である。自然電位の測定は促進劣化サイクル試験と同様に実施し、電気抵抗はつくば屋外暴露での測定と同様に実施した。分極抵抗は、電気抵抗の測定と同じ機器を用い、照合電極を銀塩化銀電極、対極を測定対象鉄筋以外のもう一方の上面側鉄筋と下面側鉄筋を短絡させて実施した。測定は交流インピーダンス法により行い、電圧 10mV、周波数 100kHz から 0.1mHz の交流波を印加した。測定された見かけの分極抵抗から鉄筋の腐食電流密度を算出した。

2. 2 試験結果および考察

2. 2. 1 促進劣化サイクル試験

鉄筋の自然電位と腐食減量の測定結果を図-2 に示す。自然電位について、上面側鉄筋に着目すると、一般的に

腐食判定基準によれば、Rは90%以上腐食ありの判定領域、E2とE3は不確定の判定領域であった。下面側鉄筋はRとE2は90%以上腐食ありの判定領域、E3は90%以上腐食なしの判定領域であった。また、腐食減量を測定した結果も同様の傾向が示され、上面側、下面側ともに腐食減量の小さいものから $E3 < E2 < R$ という順列となった。

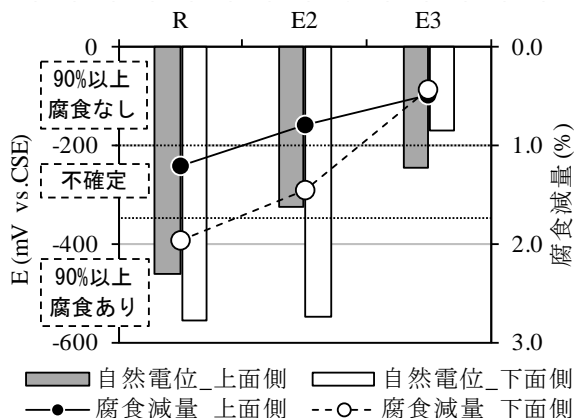


図-2 440サイクル終了時の自然電位

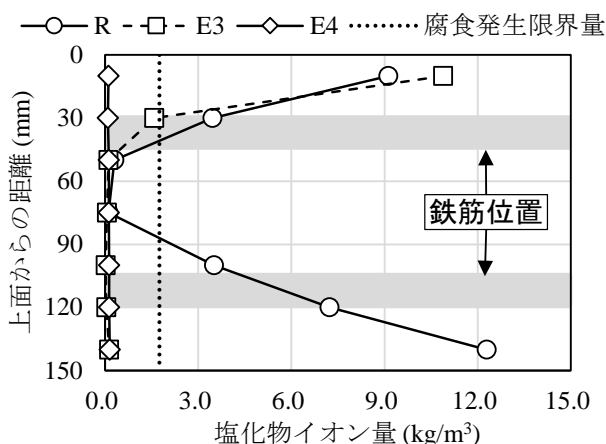


図-3 440サイクル終了時の塩化物イオン量分布

次に、供試体の塩化物イオン量測定結果を図-3に示す。図にはコンクリート標準示方書設計編(2012年)の普通ポルトランドセメントの腐食発生限界量算定式から求めた腐食発生限界量(1.75kg/m³)も併せて示す。E4は全面被覆されているため、全ての範囲でほぼ0kg/m³であった。一方、Rは供試体上面から40mmまでの範囲、および90mmから150mm(下面から60mm)までの範囲で腐食発生限界量を上回った。E3は上面から20mmまでの範囲は腐食発生限界量を上回ったが、20~40mmの範囲で1.6kg/m³となり、これ以外の範囲はほぼ0kg/m³であった。さらに、E3はRに比べて、上面付近(0~20mm)の範囲では塩化物イオン量が多かったものの、上面側鉄筋位置に相当する20~40mmの範囲ではRよ

りも少なかった。これらの結果は、自然電位測定の腐食判定結果と一致している。

以上の結果から、表面被覆材による塗布部位の違いが内部への塩分進入挙動に影響を与え、鉄筋位置に応じて腐食抑制効果に差異を生じることが確認された。

2. 2. 2 屋外暴露試験

(1) 飛来塩分の影響を受けない環境での暴露

暴露に伴う鉄筋間の電気抵抗の変化を図-4に示す。図中には平均湿度として測定日と測定日5日前までの日平均湿度の平均値、および日降水量を合わせて示す。屋外暴露による供試体内部の水分分布の変化を確認するため、暴露前に供試体を相対湿度20~40%の室内で静置し、含水率が低い状態から暴露を開始した。

暴露開始直後から、RとE3は、電気抵抗が低下した。一方、E4はほぼ一定の値を示した。RとE3の電気抵抗の低下は、暴露開始時の湿度や降水の影響によるものと推察される。E4は露出部がないため水分の影響を受けにくいと、他の供試体と比較して、電気抵抗は変化していない。RとE3はコンクリートの露出部があるため、大気中の水分の影響を受けてコンクリート内部の含水量が増加して、電気抵抗が小さくなっている。Rの上面側、下面側、およびE3の上面側は、およそ14日で電気抵抗の急激な低下が収束したが、E3の下面側はおよそ40日まで収束せず、その後も緩やかに低下した。また、暴露からおよそ150日後の電気抵抗を比較すると、上面側についてはRとE3はほぼ同じ値を示したが、下面側では若干異なり、E3の方が抵抗は大きかった。

以上より、下面側の電気抵抗および暴露に伴う変化がRとE3で異なる結果であったため、塗膜で周囲を覆われているE3の下面側鉄筋付近の内部環境は異なることが示唆された。

(2) 飛来塩分環境下での暴露

自然電位の測定結果を図-5に示す。E3下面側鉄筋は90%以上腐食なしの判定領域となり、その他は不確定の判定領域であった。また、自然電位が貴なものから、E3下面側>E3上面側≒E2上面側>E2下面側≒R上面側≒R下面側の順列となった。

鉄筋の分極抵抗測定より算出した腐食電流密度の結果を図-6に示す。また、腐食電流密度から判定される一般的な腐食速度の判定基準を併せて示す。腐食電流密度の測定は、暴露およそ900日後とおよそ1000日後に実施した。900日後に測定したRとE3の腐食電流密度を比較すると、上面側、下面側鉄筋ともにRの方が大きく、特に下面側で違いが顕著であった。次に1000日後に測

定した E3 と E2 とを比較すると、上面側鉄筋はほぼ同じであったが、下面側鉄筋に違いが見られ、E2 の方が大きかった。また、両測定日に共通して測定した E3 の結果から、900 日後に比べて、1000 日後の方が腐食電流密度は大きいことが分かる。これらを踏まえて考えると、下面側鉄筋では腐食電流密度の差が顕著に表れており、腐食の小さいものから順に、 $E3 < R \approx E2$ と考えることができる。この順列は自然電位の測定結果と一致している。

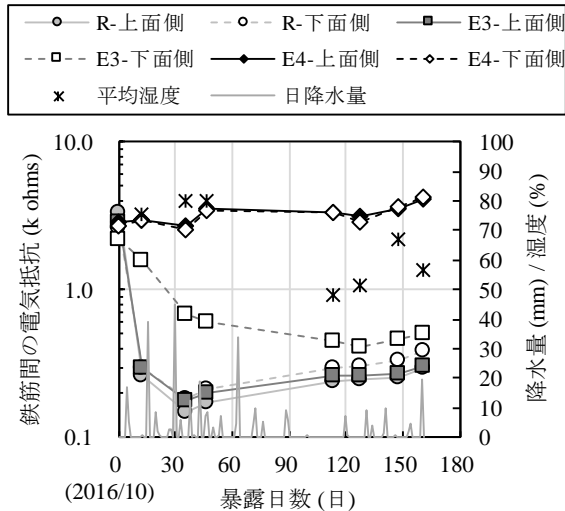


図-4 暴露に伴う鉄筋間の電気抵抗の変化

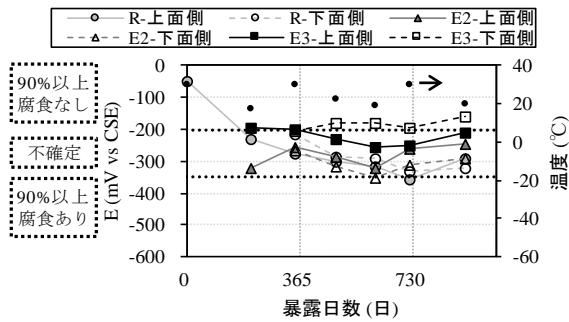


図-5 鉄筋の自然電位測定結果

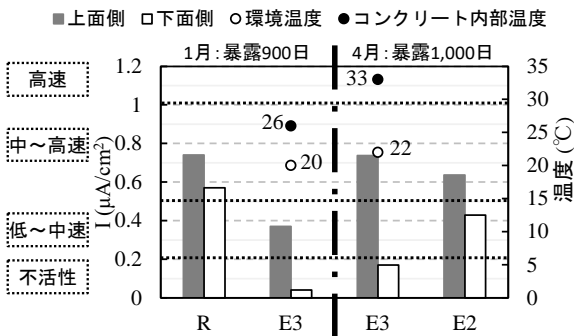


図-6 鉄筋の腐食電流密度の比較

これらの結果から、表面被覆材の塗布部位の違いにより鉄筋の腐食抑制効果に相違がみられ、 $E3 > E2 \approx R$ の順列に腐食抑制効果が高いことが確認された。

3. 実大断面を有する供試体の屋外暴露試験

鉄筋コンクリート供試体を用いた促進劣化サイクル試験および屋外暴露試験より、塗布部位によりコンクリート内部の環境が異なり、鉄筋の腐食抑制効果に影響を及ぼすことが確認された。この効果を実大規模の部材で検証するため、JISA 5373 道路橋用橋げたを模擬した供試体 (T 形断面) を製作し、屋外暴露試験を開始した。ここでは、供試体の概要と暴露初期の測定結果を示す。



図-7 実大断面を有する供試体の設置状況

表-4 コンクリートの配合

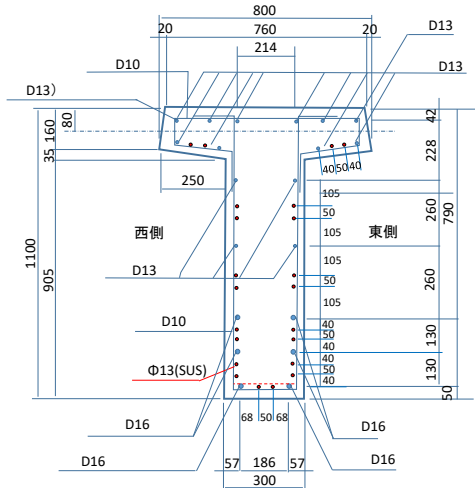
W/C (%)	単位量 (kg/m ³)				
	水	セメント	細骨材	粗骨材	混和材
40.5	181	447	668	991	4.02

セメント：普通ポルトランドセメント、最大粗骨材寸法 20mm、スランブ 13cm、空気量 3.7%

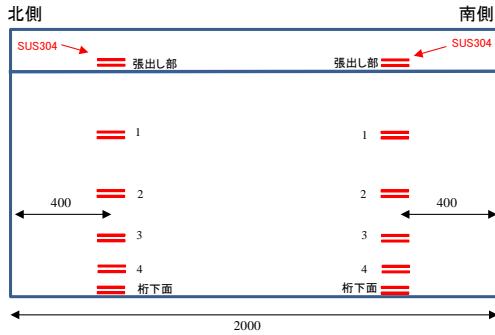
3.1 試験方法

供試体の設置状況を図-7 に、コンクリートの配合を表-4 に示す。供試体は合計 4 体製作し、茨城県つくば市の屋外暴露場に 2017 年 2 月に設置した。

この桁供試体では、コンクリートの水分量により電気伝導性が変化することを利用して、電気抵抗を測定することにより含水状態の分布を把握する。供試体の両端部から 400mm の位置に、直径 13mm、長さ 100mm のステンレス鋼材 (SUS304) を、2 本 1 組で鉄筋等と電氣的に絶縁して 11 箇所 (22 本) ずつ、図-8 のように各供試体の北側と南側にコンクリート打設時に埋設した。電気抵抗は、周波数を 1kHz に設定した LCR メータを用いて測定した。また、電気抵抗の測定結果との比較のため、コンクリート表層の水分量の測定に一般に使用されている、高周波容量式水分計による測定も行った。この水分計は、コンクリート表面に電極を押し当て、表層数 cm の領域における高周波容量から水分量を推定するものである。



(a) 断面図



(b) 側面図

図-8 ステンレス鋼材埋設位置 (寸法: mm)

3.2 測定結果

供試体の北側に配置したステンレス鋼材間の電気伝導率の測定結果の一例を図-9に示す。図より、張出部の電気伝導率が大きい傾向にあることがわかる。コンクリート中の水分が多いほど電気伝導率は大きくなると考えられることから、張出部は比較的高い含水状態にあるものとみられる。また、測定日によって、電気伝導率の分布が異なることが確認される。

ステンレス鋼材間の電気伝導率の経時変化を、気象庁つくば館野における降水量と併せて図-10に示す。図より、ある程度降水が続くと数日間は電気伝導率が高くなることが密な計測頻度の期間でみられ、これは供試体内部の含水状態が高くなるためと推察される。電気伝導率の序列は、張出部>ウェブ>桁下面であり、測定期間内でその傾向は変わらないことが確認された。

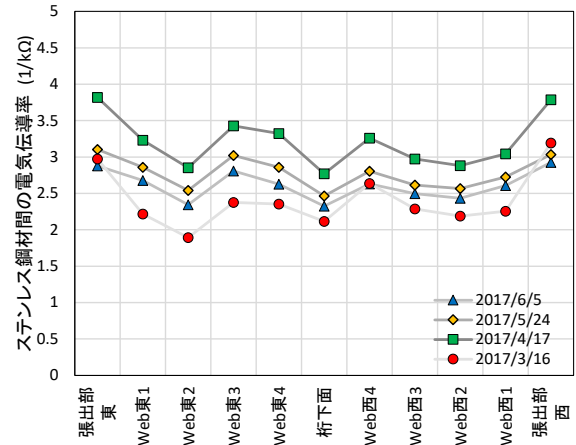


図-9 ステンレス鋼材間の電気伝導率の分布

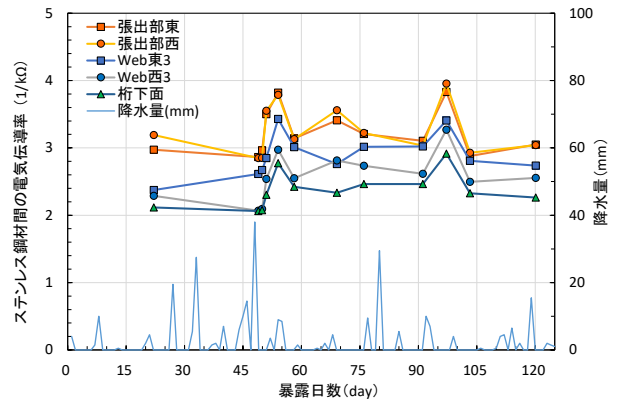


図-10 ステンレス鋼材間の電気伝導率と降水量

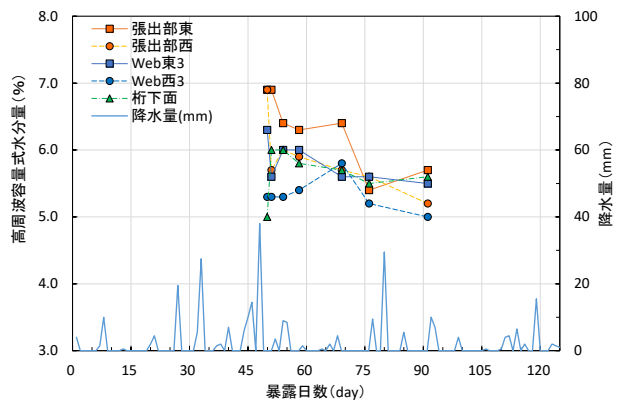


図-11 高周波容量式水分計による水分量と降水量

次に、高周波容量式水分計による水分量の経時変化を図-11に示す。測定期間では徐々に水分量が低下していく傾向にある。水分量の序列は、電気伝導率の測定結果のように明確ではない。測定対象深さも異なるため、この方法で本研究での供試体の含水状態の分布や経時変化の傾向を把握することは困難であると思われる。

4. まとめ

H28年度の検討で得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 鉄筋コンクリート供試体を用いた促進劣化サイクル試験および屋外暴露試験の結果から、表面保護工の塗布部位が異なることによって、コンクリート内部の環境が変化し、鉄筋の腐食環境に影響を及ぼすことを確認した。鉄筋の腐食抑制効果は、上面から水分や塩分が浸入する本試験では、底面が被覆されているほうが腐食抑制効果が高いことが確認された。
- (2) 実大T形断面を有する供試体を用いた屋外暴露試験では、測定部位によって電気伝導率が異なり、張出部の含水状態が高い傾向にあることが確認された。また、各

測定部位における電気伝導率(電気抵抗)は降雨の影響を受けること、その序列は一定していることなどが確認された。

次年度以降、含水状態の観測を連続自動化するなどしてより詳細な変化を把握するとともに、実大T形断面を有する供試体で表面保護工の塗布部位の影響や材料の使い分け等について検討していきたい。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリートライブラリー119 表面保護工法設計施工指針(案)、2005

6.4 既往事象・現場条件に対応した最適な維持修繕手法の構築、構造・材料の開発・評価

6.4.2 舗装マネジメントの効率化に関する研究

担当チーム：道路技術研究グループ（舗装）、
寒地保全技術研究グループ（寒地道路保全）、
地質・地盤研究グループ（特命）、材料資源研
究グループ（先端材料・高度化）

研究担当者：藪雅行、木村孝司、齋藤清志、西
崎到、稲崎富士、寺田剛、丸山記美雄、渡邊一
弘、尾西恭亮、佐々木巖、星卓見、若林由弥

【要旨】

本研究は、多様な交通条件、気象条件下で供用されている舗装を対象に、それら現場条件に応じた適切な維持修繕手法に関する検討を通じ、重交通道路及び軽交通道路の舗装の長寿命化・延命化手法を提案することを目的としている。平成 28 年度は、予防保全の観点から維持工法に着目し、維持工法が主たる工法である軽交通道路の破損特性と維持工法に用いられる材料の基礎物性について調査分析を行った。その結果、アスファルト舗装では表面から 1cm 以内の材料劣化が顕著であり、そこからのひび割れに起因して破損が進展することを明らかにしたほか、汎用的な維持工法の材料の用途や基礎物性（適用条件、仕様材料、材料特性等）を整理した。

キーワード：舗装、表面機能、路面破損、構造破損、材料劣化、実態調査

1. はじめに

本研究では、多様な交通条件、気象条件下で供用されている舗装を対象に、それら現場条件に応じた適切な維持修繕手法に関する検討を通じ、舗装の長寿命化・延命化手法を提案することを目的としている。多様な管理レベル下にあることが多い軽交通道路の舗装については、その管理レベルに対応した路面の維持工法と材料が求められる。そのためは、損傷の実態、特に損傷要因を把握し対策を選定することが必要である。

平成 28 年度は、予防保全の観点から維持工法に着目し、維持工法が主たる工法である軽交通道路の破損特性の整理、舗装表面の材料劣化状況の評価、維持工法に用いられる材料の用途や基礎物性について調査分析を行った。なお本研究では、N5 交通以下の道路を軽交通道路としている。

2. 軽交通道路の管理と破損特性

2.1 舗装の診断区分と措置

平成 28 年 10 月に策定された「舗装点検要領」（以下、「点検要領」という。）において、アスファルト舗装では表層の供用年数に対する使用目標年数を設定し、これを通じて表層の供用年数と損傷レベルに応じた適切な措置

の実施により長寿命化をはかってゆくことになっている。軽交通道路等の多くは、損傷の進行が緩やかな道路等に分類（C,D）され、表層を使い続ける目標期間の設定は各道路管理者に求められていないが、道路特性を踏まえて管理基準を設定し、点検と診断を行って、適切な措置を講ずることとされている¹⁾。

舗装の点検と診断においては、管理基準に照らした劣化の程度に応じた診断区分が、Ⅰ健全、Ⅱ表面機能保持段階、Ⅲ修繕段階に区分されている。これを受けて、舗装点検必携では使用目標年数と診断区分の対応を図 4-1 のように整理している²⁾。

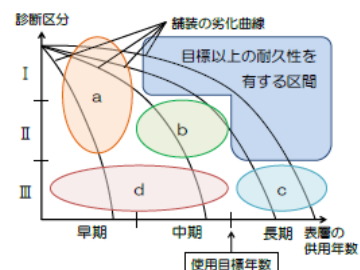


図 4-1 使用目標年数と診断区分のイメージ²⁾

舗装構造が比較的単純で舗装厚が薄い軽交通道路では、図中の措置の区分 c と d では表層を更新する場合が多く、必要に応じ路盤改良の要否を検討することとなる。この

ため適確な点検と診断が必要となるものの、措置としての修繕工事には技術的な課題は多くない。

一方、区分 a と b では、表面処理やクラックシーリングといった維持工法が主体になる。しかしながら、維持材料工法の選定方法や判断基準が体系的に定まっているとは言えず、表層がどの程度延命されるのかもあまり明らかになっていない。点検要領に基づくメンテナンスサイクルを運用していく上で、今後はより一層、措置としての路面の維持工法の効果的な使用の重要性が増してくると考えられる。

2.2 表面の損傷形態と劣化要因

表層機能の保全による舗装の長寿命化・延命化は、表層の機能である快適な路面の保持と路盤の保護の持続によって達成される。これを阻む要因は、舗装表面の材料劣化と、ひび割れ等の不連続箇所からの水の浸透に大別される。ポットホールや段差などの即応せざるを得ない損傷や、放置しうる損傷もあるものの、破損進行が問題となる損傷として、ひび割れへの対応は重要である。

舗装のひび割れには、通過車両の繰返し载荷で舗装下面から発生し上層に向かって伸びるボトムアップ型疲労ひび割れ（以下、ボトムアップひび割れ）、舗装表面から下層に向かって伸びるトップダウン型疲労ひび割れ（以下、トップダウンひび割れ）、凍上ひび割れ、温度応力ひび割れがある。

ボトムアップひび割れは、重ね梁としての舗装版の曲げ疲労破壊であり、舗装の構造設計の基本となる損傷形態である。路面に現れたひび割れは版を貫通しており、下層に水が浸透し剥離を生じるほか支持層である路盤の損傷を促進することとなる。

トップダウンひび割れは、表面の変形抵抗性が乏しい場合にタイヤ近傍の引張ひずみで生じるといわれており、特に劣化によるアスファルトの硬化が指摘されている。路面は日射を直接受けるため、紫外線や温度上昇に伴う酸化劣化が進みやすい。表面の微細ひび割れや剥離による疲労性状の低下も過年度の研究課題で確認されている³⁾。

軽交通道路における損傷の進行要因として、水の浸入と表面付近の材料劣化が二つの大きな形態であり、その状況把握と抑制のための維持工法が重要となる。

3. 舗装表面の材料劣化の調査

表層機能保持において表面付近の材料劣化を正確に把握することが必要であるため、試験舗装工区の材料を用いて深さ方向のアスファルト劣化を調べた。

3.1 国道 50 号下館試験舗装

国道 50 号線下館 BP ではカーボンブラックによるアスファルト舗装の耐久性評価を行っており⁴⁾、この採取表層材を用いて、舗装表面からの深さ方向に細かくスライスしてアスファルト劣化を調べた。当該舗装は平成 26 年 3 月に新設工事として施工され、本年度に供用 3 年後の試験を行った。使用材料は表 4-1 に示すとおりである。なお、舗装厚などの面から試験未実施の箇所があるほか、歩道工区の 1 年後は 20mm スライスで試験した。

表 4-1 試験舗装工区の表層材料

工区	混合物の種類	As量	空隙率	アスファルトの種類
車道	密粒度アスファルト混合物(13)[75]	5.4%	—	ポリマー改質Ⅱ型
歩道	開粒度アスファルト混合物(13)[50]	4.5%	12%以上	ストレートアスファルト 60~80

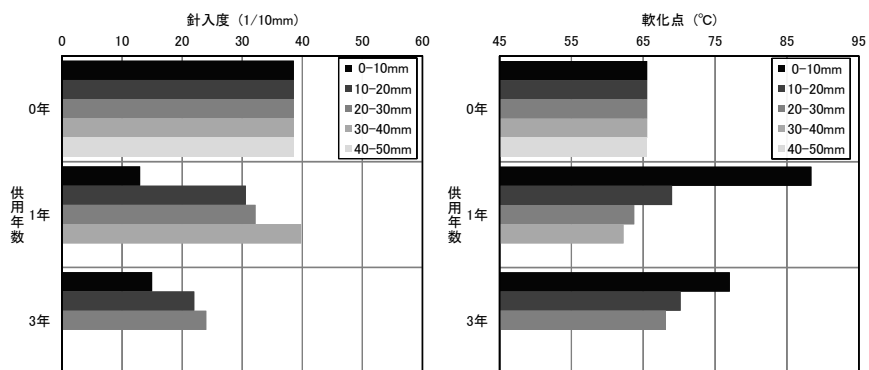


図 4-2 表面深さ方向の劣化状況(車道密粒)

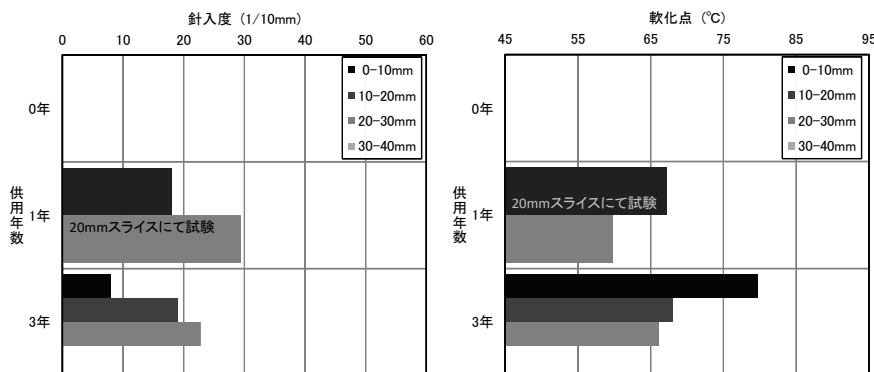


図 4-3 表面深さ方向の劣化状況(歩道開粒)

図4-2と図4-3に試験結果を示す。車道部の改質密粒混合物では、表層深部では新設当初の針入度および軟化点を示しているのに対し、表面に近づくほど劣化度が大きくなり、表面1cmだけをみると針入度は20未満で軟化点もかなり高く、アスファルトの劣化が著しいことがわかる。歩道部は0年(練落とし材)のアスファルト試験が未実施であるが、使用アスファルト級から針入度50強程度であるとみられ、開粒度であり劣化は車道よりもさらに早いとみられる。アスファルトの劣化は供用年数とともに進行するが、表面付近ではその進行は急激なことがこれらの結果からわかる。その理由としては、紫外線および酸化による劣化が挙げられる。表面部の締固め状態にもよるが深部では酸素に触れる機会も相対的に少ないため、材料劣化の条件は表面付近で顕著に厳しい。

これまでの研究では表層5cmを一体として材料評価することがほとんどであったが、今回、深さ方向に細かく分割して経年変化を調べたところ、表面付近の劣化条件が特に厳しいことがわかった。これは、耐候性に優れた表面処理材料等で路面を保護すれば、舗装の耐久性を大幅に向上でき得ることを示唆する。

3.2 東京都道青梅試験舗装

土木研究所では、東京都土木技術支援・人材育成セン

ターおよび(一社)日本アスファルト合材協会の三者で高針入度のアスファルトの舗装への適用性を検証するための共同研究として青梅市内の東京都道での試験舗装を平成26年4月に施工した⁵⁾。今回、供用2.5年後および暴露1年後の再取材のアスファルト劣化度評価試験を前項と同様に行った。ここでは使用材料のうち表4-2に示す、通常の再生アスファルト混合物および新規アスファルト混合物の試験結果を述べる。

表4-2 試験舗装工区の表層材料

工区	混合物の種類	再生骨材(%)	新材(%)	新アスファルトの種類	再生用添加剤量(%)
①	再生密粒度アスファルト混合物(13)[75]	60	40	ストレートアスファルト40~60	旧アスファルトに対し8.0
④	新規密粒度アスファルト混合物(13)[75]	-	100	ストレートアスファルト40~60	-

図4-4と図4-5に試験結果を示す。劣化傾向は定性的には前項と同様であるが、再生混合物と新規混合物ではその進行速度が異なり、再生混合物の方が劣化は早いことがわかる。特に再生混合物の表面1cmだけをみると針入度は10未満で軟化点も異常に高く、アスファルトの劣化が著しい。表面付近ではその進行が急激であることはこの結果からも裏付けられる。

当該試験舗装では、同じアスファルト混合物を用いた供試体を、東京都土木技術支援・人材育成センター(江東区)の屋上で暴露している。約1年間後に回収した供試体の結果を図中に示しているが深さ方向に材料を一括して試験しており、再生と新規ともに、0年や2.5年供用後の深部と同程度の値を示した。表面近傍では劣化が進行していると推測されるが、表層全体を混合して試験してしまうと表面部分の劣化は評価しにくい。

トップダウンひび割れの主因はアスファルトの劣化硬化とみられることから、表層全体の平均品質でなく最表面の劣化に注目して、ひび割れ発生を抑制する予防保全や発生初期の処置が重要であるといえる。

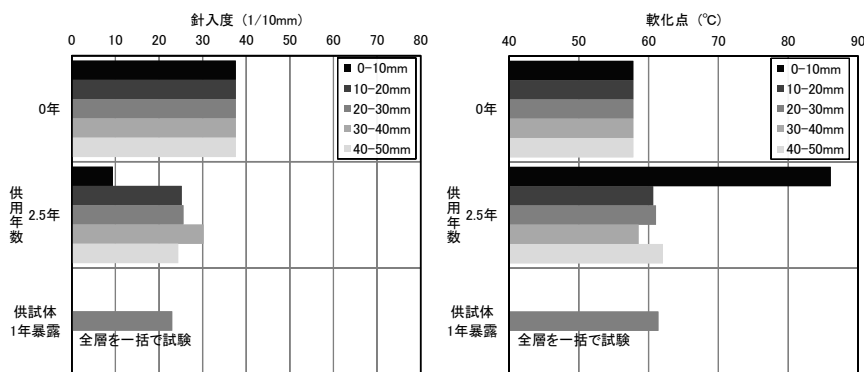


図4-4 表面深さ方向の劣化状況(再生合材)

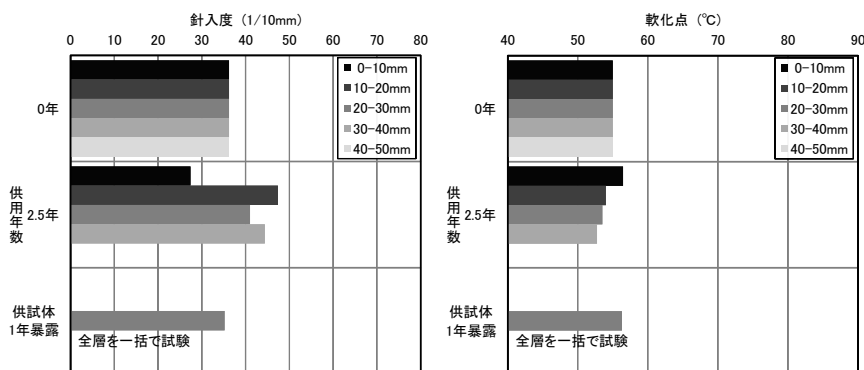


図4-5 表面深さ方向の劣化状況(新規合材)

6.4 既往事象・現場条件に対応した最適な維持修繕手法の構築、材料の開発・評価

6.4.3 先端的維持管理技術による土木機械設備マネジメントに関する研究

担当チーム：技術推進本部（先端技術チーム）

研究担当者：藤野健一、梶田洋規、中島淳一、伊藤圭

【要旨】

土木施設に導入されている各種の土木機械設備は、河川・道路において非常に重要な役割を果たしているが、施設数の増大、老朽化の進行、限られた維持管理予算の相反する条件下で、より適切なライフサイクルマネジメントの導入が進められている。

しかしながら近年、想定を超える天災による被災や、これまで重要と思われていなかった部品の故障により土木機械設備の機能喪失が見られることから、施設の健全性評価や早期機能回復のために点検診断・維持管理の容易な設備構造も検討する必要がある。

本研究では、国民の生命、財産を守る上で不可欠な土木機械設備の確実な機能発揮を目指し、土木機械設備の効率的・効果的な設計に関する手法について提案するものである。

平成29年度は、当チームがこれまで実施してきた河川ポンプ設備を中心とした土木機械設備のストックマネジメントに関する研究結果を基に、点検診断が容易な設備構造を検討するため設備構造及び点検技術の実態調査を実施した。

キーワード：土木機械設備、維持管理、ストックマネジメント

1. はじめに

土木研究所においては、これまで土木機械設備の効率的・効果的な維持管理の実現を目的として、信頼性評価手法及び関連する複数の施設における社会的な影響度と設備の健全度の総合評価手法、また「非」常用設備への状態監視技術に係る研究を実施し、効果的な更新や整備の計画立案に寄与してきたところである。

土木機械設備の状態監視技術に関する研究成果は国土交通省の「河川用ポンプ設備状態監視ガイドライン（案）」¹⁾にその知見が反映されているが、設備構造が障害となり十分に適用できない事例がある。このため設備構造と状態監視技術を含めた点検手法、整備方法との融和を図る必要がある。

今年度は、点検診断が容易な設備構造を検討するため設備構造及び点検技術の実態調査を実施した。

2. 研究実施内容

本研究では、土木機械設備についてより効果的・効率的な土木機械設備の設計及び維持管理に関する手法の提案に資する、以下の研究に取り組んでいる。

- ・点検診断の容易な設備構造の設計・改良手法の構築

3. 研究の基本方針

土木機械設備の状態監視技術については、これまで

研究を進めており、国土交通省のガイドラインに知見が反映されるなど一定の成果を上げている。しかしながら、既存設備においては、設備構造が障害となり点検診断技術が十分に適用できない事例がある。

このため、設備構造と状態監視技術を含めた点検手法、整備方法との融和を図り、点検診断、維持管理の容易な設備構造を検討し、設計の考え方や既存設備の改良を盛り込んだ基準化へ向けての技術資料を策定し提案する必要がある。

これらを実現するにあたって、以下の項目に着目し研究を進める。

- (1) 設備構造等実態及び活用すべき点検技術の調査
 - ・設備構造及び点検技術の実態調査
 - ・点検診断技術と設備構造の適合性検討、評価
- (2) 点検・診断しやすい設備構造の検討
 - ・河川ポンプ設備における設備構造の具体化検討
 - ・既設ポンプ設備による検証
 - ・点検診断しやすい設備構造の評価・整理
- (3) 既存設備の改良手法に関する検討
 - ・既存設備への改良手法検討
- (4) 点検診断の容易な設備構造の設計・改良手法の構築
 - ・手法としてとりまとめ

4. 研究内容（設備構造等の実態及び活用すべき点検技術の実態調査）

1) 状態監視対象の点検実態の把握

「非」常用設備である土木機械設備の点検診断が容易な設備構造を検討するにあたって、上下水道・工場等のポンプや回転機器を対象として常用設備における点検実態を調査した。調査は、診断機器メーカーや診断業務を行っている業者に対しヒアリング等により行い、調査結果は表-1に示すとおりである。

表-1 常用設備の状態監視実態調査結果

No.	対象機器	状態監視項目(計測項目)	計測箇所	計測方法	設置方法・設置時の問題点	
1	上下水道ポンプ	振動	軸受、ケーシング本体、主軸、電動機	ポータブル常設オンラインセンサ	常設監視又は、定期的	フラット葉が無くボール及び常設センサの設置ができない。設置ベースが無くセンサを立てて行う。設置できない場合がある。
2	温度	軸受	ポータブル常設オンラインセンサ	常設監視又は、定期的	ポータブル式のものは特に問題なし。電動機と一体的な場合は、フラット葉が無い場合や設置スペースが無い等の構造的問題で設置できない場合がある。	
3	工場のポンプ設備	振動、圧力、流量、水位、電圧	軸受、本体	即時計測点検ポータブル常設オンラインセンサ	常設監視又は、定期的	設置スペースが無くセンサを計測箇所にあてたり、設置できない場合がある。 コスト的な問題により、設置できない場合がある。
4	振動	軸受、本体	ポータブル常設オンラインセンサ	常設監視	アルミ系材質等でマグネット式が通らない場合もある。フラット葉が無くボール及び常設センサの設置ができない。設置ベースが無くセンサを立てて行う。設置できない場合がある。	
5	軸振動	主軸	常設オンラインセンサ	常設監視	主軸、グランドでは重要設備のほとんどが軸振動を測定。主軸が露出しておらず測定できない場合がある。	
6	周波数分析	軸受	ポータブル常設オンラインセンサ	常設監視	アルミ系材質等でマグネット式が通らない場合もある。フラット葉が無くボール及び常設センサの設置ができない。設置ベースが無くセンサを立てて行う。設置できない場合がある。	
7	工場設備の回転機器	温度	軸受、本体等	ポータブル常設オンラインセンサ	常設監視又は、定期的	電動機には温度センサーが取り付けられているが、問題は無い。
8	AE	軸受、本体等	ポータブル常設オンラインセンサ	常設監視	フラット葉が無くボール及び常設センサの設置ができない。設置ベースが無くセンサを立てて行う。設置できない場合がある。コストが高く、設置条件が他に比べ厳しい。	
9	電流周波数	電動機	ポータブル	定期的	電動機に特化した計測であるため大きな問題はない。	
10	潤滑油分析	潤滑油	アロググラフ一点SOAP法	必要に応じ	特に問題はない。	

上下水道ポンプ設備の状態監視の実態は、待機系設備である排水ポンプと現状においては大きな差はない状況であった。上下水道ポンプ設備では、主に振動、温度で状態監視を行っており、計測箇所は軸受である。計測機器はポータブル式が多く、施設によっては常設のセンサーの場合もあるとの結果であった。

工場設備等の常用設備においては、設備の停止や故障による損害が直結することや設備・機器の停止により事故が起こる可能性があり、以前から状態監視に力を入れている。ただし、故障、停止した場合の損害費用と状態監視及び維持管理に掛かるコストのバランスが重要になることから、設備の重要度毎に状態監視や維持管理のレベルを分けており、重要となった設備・機器については、常設のセンサーやオンラインセンサ等を使用し状態監視を行っているとのことであった。特に重要な回転機器では常設センサーによる軸振動による状態監視が多く使われており、通常とは異なる挙動が現れた場合に周波数分析等の詳細な分析を行っている模様である。

設備構造上の問題点としては、センサーは後付が多く、センサーの設置を考えた構造の物は少なく、適切な振動計測に必要な取付方法や取付箇所への設置が困難な場合があるとのことであった。このため、「非」常用設備である河川用ポンプ設備と状況としては同様と考えられる。一方、この構造的な問題点に対する設備改良等の対策事

例は、現時点では把握できない結果となった。

2) 点検診断における設備構造の課題の整理

上項の実態調査結果を基に、河川用ポンプ設備に適用する場合の課題と対応策案を設備構造に即し整理した。なお、現時点で河川用ポンプ設備において有効性が確認されている状態監視の点検診断の項目としては、主に「振動」及び「潤滑油分析」であるが、劣化状況等を直接確認するため「内視鏡」による診断も有効であるため、これらに絞り表-2に示すとおり整理した。

表-2 河川用ポンプ設備における設備構造の課題

測定項目	測定対象	測定方法	測定箇所	測定における問題	対応策案
振動	原動機(ディーゼル)	振動加速度	出力軸上軸封部またはエンジンマウントボルト上部	設置箇所が平坦でない場合がある	接地面の平坦加工
	原動機(ガスタービン)	振動加速度	エンジン側部	熱によりマグネット磁化劣化	ねじ固定箇所の設置
	減速機	振動加速度	軸受上部	曲面部が多い	接地面の平坦加工
	主ポンプ	振動変位	主軸露出部	設置箇所が狭い(作業しづらい)、アーム設置箇所が限定される) マグネットアームが固定できない(非鉄)	常設化
潤滑油	原動機	潤滑油分析	給油口またはレベルゲージ	油面が低い場合採取できないがある	採油口の増設
	減速機	潤滑油分析	ラインフィルタ	給油口等の構造によりサンプリングチューブが挿入できない	採油口構造の改良
			油室	油室が深い	採取用バルブの増設
	内視鏡	主ポンプ(縦軸)	画像確認	ポンプ点検口	点検口がない場合がある

今後、AE（アコースティックエミッション）や吐出圧力等の「非」常用設備に対する状態監視の適応が確認できれば、これらについても課題等を確認していく必要がある。

3) 状態監視におけるビッグデータ活用検討

従来、機械設備の点検では、点検技術者の五感や経験則による部分が大きく、これにより故障予兆をつかむ事例が多くあった。この点検技術者の五感や経験則を人に替りビッグデータを活用することにより、異常または異常にも未だ満たない”いつもと違う”を発見できる可能性が考えられる。

また、データ群よりその機器劣化予測等を行いメンテナンスや交換の時期を決定する材料にもなり、時間計画で行っていた保全を状態監視保全に移行することにより、細かな維持管理ができると同時に、無駄なメンテナンス、機器部品の交換を削減しコストの削減が図られると考えられる。

このため、排水機場を対象としたビッグデータの活用を想定した場合の問題点を前述と同様にヒアリングを行い、表-3のとおり整理した。

表-3 ビッグデータ活用における課題

No.	課題点の分類	現状の特機系設備における解析時の問題点	備考
1	計測時・記録時の課題	計測時の運転条件について記録されていないことが多い	
2	計測時・記録時の課題	点検データの記録用紙が統一されておらず、データの整理分類が煩雑である	計測データの管理についての課題と同一
3	計測時・記録時の課題	各施設で計測箇所、計測項目、計測方法、計測機器が統一されておらず、計測時の条件のバラつきが大きい	
4	計測データの管理についての課題	計測データの記録が不十分である。計測値がデータ化されていない。	
5	計測データの管理についての課題	点検データの記録用紙が統一されておらず、データの整理分類が煩雑である	計測時・記録時の課題と同一
7	計測データの管理についての課題	故障時、異常時、又は故障(異常)発見時の計測データが足りない	
8	計測データの解析に関する課題	実運転自体が少ないことから、実運転中のデータが少ないと考えられる。	
9	計測データの解析に関する課題	各機器の故障に結びつく計測値との因果関係について、解明されていない部分が多い	

現時点では、ビッグデータを使った機械設備の診断サービスを行っている企業は少ないが、近年ニーズは高まってきている模様である。

ビッグデータ解析を活用した機械設備の診断では、故障予兆の早期発見が見込まれ、突発的な故障、機能の低下、停止を防止することが可能と考えられる。また、劣化寿命や故障率の算出により設備・機器の寿命(耐用年数)や故障率上昇の予測に合わせて修繕保全計画を策定することが可能となる。よって、全国の排水機場の計測データをビッグデータとして活用し解析することにより、効果的かつ効率的な維持管理が可能であると考えられる。

しかしながら、待機系設備の排水機場では、実運転の頻度は少なく、管理運転も月1回程度であり運転条件も多少異なりデータ量も少ない。また現状では、計測箇所、計測方法や計測データ管理方法が施設や点検業者等により異なることからデータ間の差異が大きいことが考えられる。このため、故障時や健全時等の様々な計測データを適切に計測し管理すること、計測値、運転条件と故障、異常の因果関係を明確にすることが必要と考えられる。

5. まとめ

1) 設備構造等の実態及び活用すべき点検技術の実態調査

点検・診断しやすい設備構造を検討するにあたって、常用設備における点検診断の実態調査を行ったが、点検診断項目及びこれに対する設備構造の課題は「非」常用設備である河川用ポンプ設備と大きく変わらない状況であった。この調査結果を参考に、現在河川用ポンプ設備で導入されている振動診断、潤滑油診断に内視鏡診断を加え、河川用ポンプ設備における設備構造の課題と対応策案を整理した。

また、機器劣化予測の精度向上に期待できるビッグデータの適用を想定した課題を調査し整理した。なお、ビ

ッグデータ化を図るにあたっては、待機系設備のため実運転の頻度が少ないことによるデータ量の少なさや、管理されている計測データ間の差異が大きいことが大きな課題と考えられる。

2) 今後の課題

点検診断の容易な設備構造については、より対応策の具体化を図るため、実機による効果検証などを行い、効果的な設計・改良手法の構築に向けた検討を進める。

参考文献

- 1) 国土交通省：河川用ポンプ設備状態監視ガイドライン(案)、平成27年1月

6.4 既往事象・現場条件に対応した最適な維持修繕手法、構造・材料の開発

6.4.4 先端的維持管理技術による管理用施設マネジメントに関する研究（1）

担当チーム：材料資源研究グループ（先端材料・高度化）

研究担当者：西崎 到、富山禎仁

【要旨】

コンクリート内部におけるあと施工アンカーの長期的な挙動については、十分に解明されておらず、信頼性の高い耐久性評価手法などの知見が得られていないのが現状である。そこで本研究では、道路トンネル内の附属物の設置等に用いられるあと施工アンカーを主な対象として、各種の環境条件があと施工アンカーの耐力や破壊モードに与える影響を解明し、その評価手法を構築することを目的として検討している。平成 28 年度は、接着系あと施工アンカーを対象として、湿潤なコンクリート内部でアンカーに持続荷重が作用する場合の挙動について検討した。また、コンクリートのアルカリ成分によるアンカー接着剤への影響を把握するため、水酸化カリウム水溶液への浸せきによるアンカー接着剤の経時変化を評価した。

キーワード：接着系あと施工アンカー、アルカリ、持続荷重、接着強さ、押抜試験、クリープ試験

1. はじめに

あと施工アンカーは比較的容易に定着が可能なおから、土木構造物においても、橋梁の耐震補強や河川構造物等の既設構造物の補強、附属物の取り付けなどの用途で、既に数多く使われていると共に、今後も需要が見込まれる。しかし、コンクリート内部におけるこれらの長期的な挙動については、十分に解明されておらず、信頼性の高い耐久性評価手法などの知見が得られていないのが現状である。このため、土木用途におけるあと施工アンカーの適切な設計・施工・維持管理法は確立しておらず、基準類も存在していない状況にある。

そこで本研究では、道路トンネル内の附属物の設置等に用いられるあと施工アンカーを主な対象として、各種の環境条件があと施工アンカーの耐力や破壊モードに与える影響を解明し、その評価手法を構築することを目的として検討している。

平成 28 年度は、接着系あと施工アンカーを対象として、湿潤なコンクリート内部でアンカーに持続荷重が作用する場合の挙動について検討した。また、コンクリートのアルカリ成分によるアンカー接着剤への影響を把握するため、水酸化カリウム水溶液への浸せきによるアンカー接着剤の経時変化を評価した。

2. 湿潤環境下での持続荷重の影響に関する実験

2.1 概要

接着系あと施工アンカーに持続的な荷重が長時間作用

する場合の耐力は、最大耐力に比べて明らかに低下することが知られている。しかしながら、これらのデータは十分に蓄積されておらず、適切な設計が行えないのが現状である。特に、母材であるコンクリートに発生したひび割れなどに起因し、コンクリート/アンカーの接着面に水が滞留するような場合、持続荷重と水分との複合的な作用により接着系アンカーの耐久性が低下することが懸念されるが、その挙動については明らかにされていない。

そこで、接着系あと施工アンカーを施工したコンクリート供試体を水中に浸せきし、この状態でアンカーに持続荷重を負荷するクリープ試験を行い、湿潤環境下における接着系アンカーのクリープ挙動について検討した。

2.2 実験方法

2.2.1 実験材料

市販されている不飽和ポリエステル樹脂系のアンカー種類を選び、試験に供した（表 2-1）。製品はガラス製のカプセルに接着剤（主剤、硬化剤）と骨材が封入されたタイプであり、これをドリル孔に挿入し回転・打撃を与えて施工する。試験片の母材となるコンクリート（φ154 × 150 mm）は、硬質塩化ビニル管を型枠にして打設した。水セメント比は 70%、材齢 28 日目の圧縮強度は約 23 MPa である（表 2-2）。このコンクリート円柱に、上記の接着系アンカーをメーカーの指定する方法（削孔径 14.5 mm、削孔長 100mm）で打設し、これを供試体と

した (図 2-1)。

2.2.2 実験装置

クリープ試験機は、ロードセルによる荷重検出とサーボモータ駆動による張力ロッドの制御とを組み合わせ

表 2-1 クリープ試験に用いた接着系あと施工アンカーの寸法と強度 (製造メーカーの技術資料より)

アンカーのタイプ	接着剤脚脂	外径 (mm)	長さ (mm)	アンカー筋	ドリル径 (mm)	削孔長 (mm)	最大引張荷重 (kN)	付着強さ* (MPa)
カプセル方式 回転・打撃型	不飽和 ポリエステル	13	100	M12	14.5	100	57.4	17.3

※ 有効付着長 (削孔長-カット部長) により算出

表 2-2 母材コンクリートの配合

水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)				混和剤 A	混和剤 B
		水	セメント	細骨材	粗骨材		
70	47	163	23.3	87.4	1001	セメント× 0.25%	セメント× 0.003%

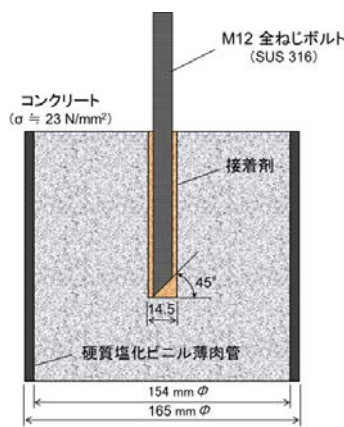


図 2-1 供試体の概略図

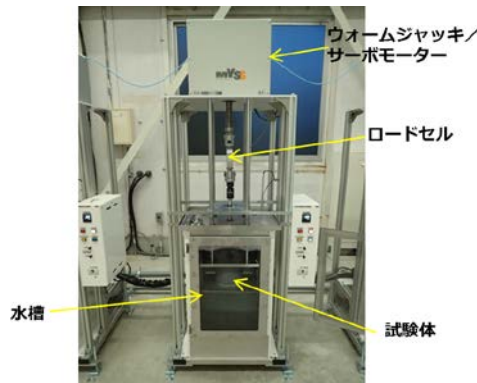


図 2-2 クリープ試験機の概観

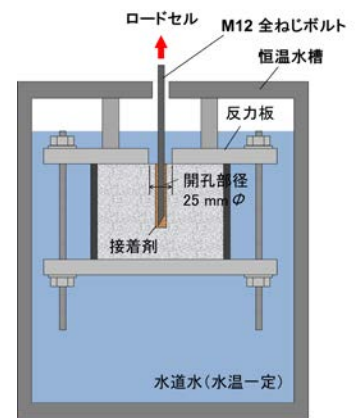


図 2-3 浸せきクリープ試験の模式図

ものである (図 2-2)。最大荷重は 50 kN、ウォームジャッキのストロークは 100 mm となっている。この試験機には恒温水槽が備わっており、常温～70℃の範囲で、供試体を一定水温の水中に浸せきしつつ、引張クリープ試験を行うことができる (図 2-3)。

2.2.3 実験方法

予備試験において万能試験機を用いアンカーの最大引張荷重を求めたところ、49.7 kN であった。そこでクリープ試験においては、最大引張荷重の 80% (39.8 kN)、70% (34.8 kN)、60% (29.8 kN) の 3 水準の引張荷重を持続的にアンカーに負荷し、この時のアンカーの変位を測定した。試験機の張力ロッドの変位をアンカーの変位とみなし、これを自動記録した。試験は、供試体を無負荷で所定の水温の水中に 1 週間浸せきした後に開始した。クリープ試験開始時には、およそ 60 秒で目標の荷重に達するよう徐々に載荷し、供試体への衝撃を回避した。浸せき水は層内で十分に攪拌されており、水温は 25℃～65℃の範囲で設定した値に保たれている。比較と

して、供試体を室温 (20～35℃程度、温度制御なし) 大気中に設置した状態でのクリープ試験も行った。

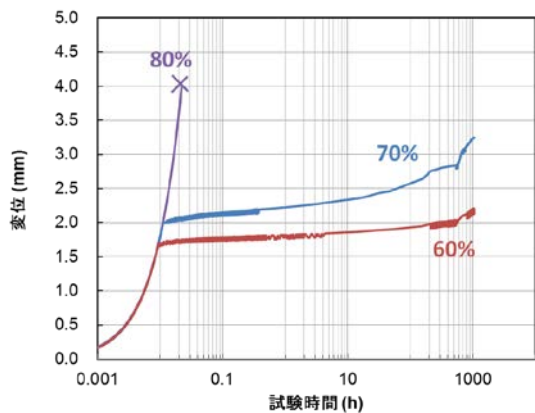
2.3 実験結果と考察

接着系アンカーのクリープ試験の途中経過として、アンカーの変位の経時変化を図 2-4 に示す。負荷する荷重の増大に伴いアンカーのクリープ変形は速くなり、最大荷重の 80% を負荷した試験水準では、試験開始から数分のうちに引抜破壊 (付着切れ) に至り、試験が終了した。最大荷重の 80% のケースでは、供試体により破壊までの時間に若干の差異があったものの、水中と大気中で明確な違いは認められなかった。

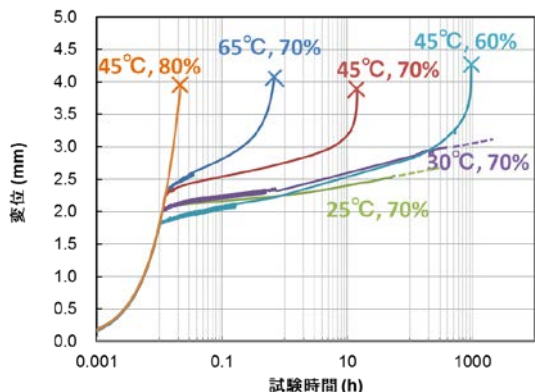
水中に浸せきし、最大引張荷重の 70% を負荷したケースを比較すると、水温の上昇に伴いクリープ変形が早くなり、65℃では試験開始から 5 時間程度、45℃では 15 時間程度で破壊に至った。一方で、30℃、25℃のケースでは 1000 時間以降もクリープ変形の手は緩やかであり、まだ破断には至っていない。

大気中で最大引張荷重の 70% を負荷した結果と、同程

度の温度 (25°Cおよび30°C) で水中で荷重を負荷した結果とを比較すると、载荷の初期に生じた変位は水中が大気中よりも大きく、また変位の経時変化は水中の方がやや早い結果となった。



(a) 室温大気中



(b) 水中

図 2-4 持続荷重下でのアンカー変位の経時変化

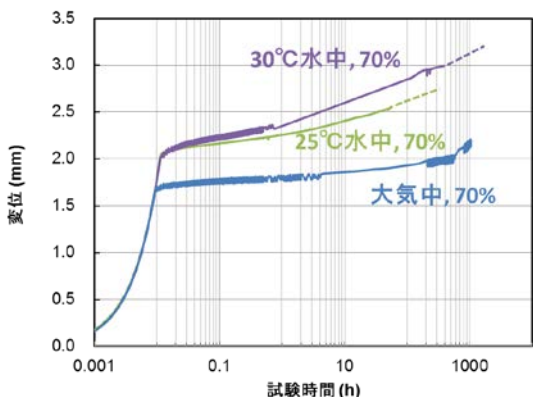
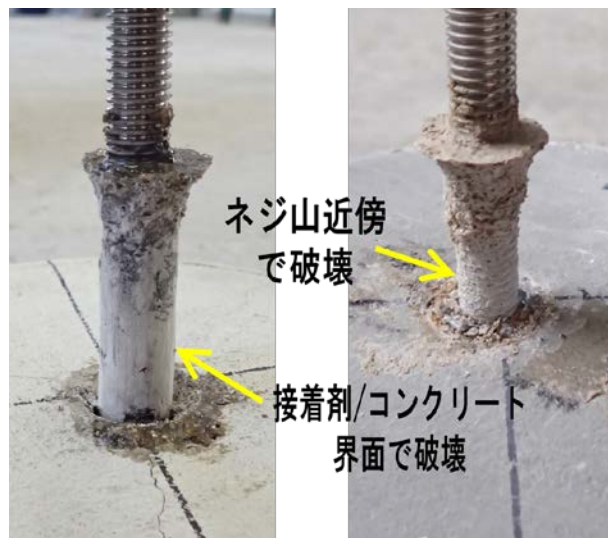


図 2-5 持続荷重下でのアンカー変位の経時変化

最大引張荷重の 80% を負荷し、破壊に至った供試体の写真を図 2-6 に示す。大気中で試験を行ったケースでは、アンカー接着剤とコンクリートの界面で破壊が生じてい

るのに対し、45°C の水中で試験したケースではボルトのねじ山近傍で破壊が生じており、アンカー接着剤の大部分がコンクリートに付着したままである様子が観察された。このような破壊形態は、水中に浸せきクリーブ破壊に至った他のケースでも見られた。このことから、母材コンクリートが湿潤状態にある場合と、そうでない場合とで、持続荷重による接着系アンカーの破壊に至るまでの機構や、破壊モードが異なることが推察される。



(a) 室温大気中 (b) 45°C 水中

図 2-6 クリーブ試験により破壊後の接着系アンカーの概観

45°C の水中で载荷した実験ケースでは、最大引張荷重の 80%、70%、60% 負荷のいずれの水準においても、破断に至った。そこで、負荷した荷重と破断に至るまでの時間の対数との関係をグラフに表すと、これらは直線で近似できることが明らかとなった (図 2-7)。近似直線を外挿し破断時間 100 年の場合の荷重を求めたところ、23.9 MPa となった。すなわち計算上では、最大荷重の 48% 以下の負荷であれば、持続荷重に対し 100 年間の耐久性が確保できることが示唆された。

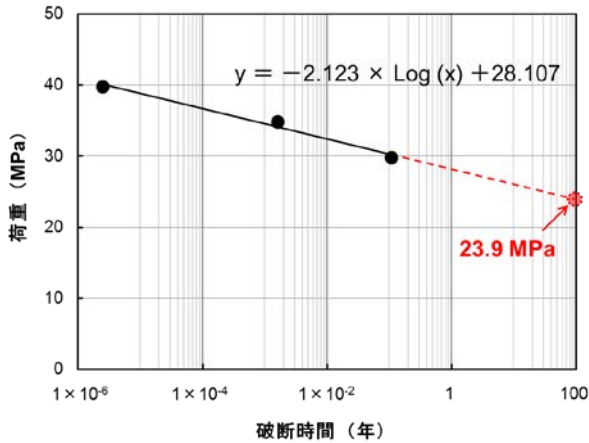


図 2-7 45°C水中で载荷した場合の荷重と破断時間との関係

多くの高分子材料は粘弾性を有しているために、時間依存性と温度依存性との間に相関関係があり、高温、長時間領域の現象と低温、短時間領域の現象とが同じであることが実験的に把握されている。すなわち、種々の温度環境下で測定されたクリープ曲線を時間軸に沿って水平移動させると、非常に広い時間範囲にわたるクリープ曲線(マスターカーブ)が得られることが知られており、これを時間-温度換算則と称している²⁾。任意の測定温度 T' において物理時間 t で観察された現象と同じ現象を基準温度 T_0 において、(1) 式で表される換算時間 t' で観察することができる。

$$\log a_{T_0}(t) = \log t - \log t' \quad (1)$$

ここで、 $\log a_{T_0}(t)$ は時間-温度移動因子(シフトファクター)であり、測定温度 T と基準温度 T_0 によって決まるものである。

図 2-8 は、最大引張荷重の 70% を負荷した実験ケースについて、各温度条件下で得られた実験データから、基準温度を 25°C として時間-温度換算則によってマスターカーブを作成した結果を示している。この結果から、25°C の湿潤環境下において最大引張荷重の 70% を負荷した場合、およそ 10000 時間(400 日)程度で破断に達することが予測される。

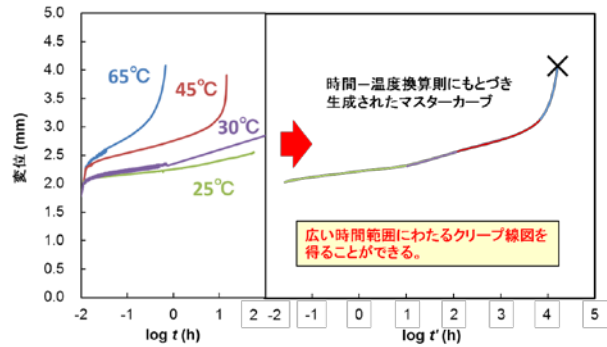


図 2-8 クリープ変形曲線のマスターカーブ(最大引張荷重の 70% の負荷、基準温度 25°C)

マスターカーブを作成する際の、各温度条件下でのクリープ変形曲線のシフト量、すなわち $\log a_{T_0}(t)$ (シフトファクター) と、温度の逆数との関係を図 2-9 に示す。図中の直線はシフトファクターをアレニウス式((2)式)で近似したものである。

$$\log a_{T_0}(t) = \frac{\Delta H}{2.303R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_0} \right) \quad (2)$$

ここで、

- ΔH : 活性化エネルギー (kJ/mol)
- R : 一般ガス定数 8.314×10^{-3} (kJ/K · mol)
- T : 測定温度 (K)
- T_0 : 基準温度 (K)

以上の結果から、実験に用いた接着系あと施工アンカーの湿潤環境下でのクリープ現象は時間-温度換算則が適用できることが明らかとなり、活性化エネルギー ΔH はおよそ 192.7 kJ/mol であることが示された。

同様の手法を利用することにより、各種条件の持続荷重が作用する場合の、接着系あと施工アンカーの寿命予測が可能になるものと考えられる。今後、水温や荷重レベルをさらに変えた実験を行うことでデータを充実させ、信頼性の高い寿命予測に繋げていきたい。

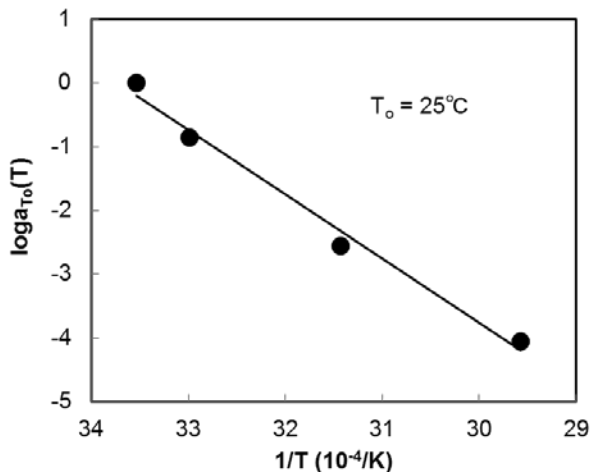


図 2-9 シフトファクターと温度との関係

3. アルカリの影響に関する実験

3.1 概要

コンクリート内部の高アルカリ環境下における接着系あと施工アンカーの長期的な挙動については十分に解明されていないのが現状であり、さらなるデータの充実が必要である。このため、接着系アンカーの試験方法の一つである ACI 355.4-11³⁾を参考に、アンカー接着剤のアルカリによる劣化機構や劣化の評価方法について検討している^{4), 5)}。当該規格で規定されている接着系アンカーの耐アルカリ性評価方法では、アンカーを打設したコンクリート円柱を所定の厚さにスライスした試験片を用いる。水酸化カリウム水溶液浸せき前後の試験片の押抜試験を実施し、得られたアンカー接着剤とコンクリートとの接着強さを劣化の指標とするものである。

3.2 実験方法

3.2.1 実験材料

接着系アンカーは、製品の形態や施工方法、使用されている接着剤樹脂の種類等が異なるさまざまな製品が市販されている⁶⁾。これらの中から、ガラス製カプセルに接着剤（主剤、硬化剤）と骨材とが封入された「カプセル方式」の製品を4種類用いた。これらは、カプセルをドリルで削孔した孔に挿入した後、回転・打撃を与えて施工する「回転・打撃型」3種類（不飽和ポリエステル樹脂、ビニルエステル樹脂、ビニルウレタン樹脂と、ハンマー等でボルトを打込むことでガラスカプセルを破碎し施工する「打込み型」1種類（不飽和ポリエステル樹脂）である。実験に用いた接着系アンカーの製品規格における寸法、強度を表 3-1 に示す。

試験片の母材となるコンクリートは、「2.2.1 実験材

料」と同じものを用いた。材齢約 15 週の母材コンクリート上面中央に、製造メーカーが指定する径、長さの孔をハンマードリルで設けてアンカーのカプセルを挿入し、製品 A、B、C については先端を斜め 45° にカットした全ねじボルト（M12）を挿入しながらカプセルに回転・打撃を与え、製品 D については先端が平らな全ねじボルト（M12）にハンマーで打撃を与えながら挿入し、施工した。アンカーの接着剤が完全に硬化した後、コンクリート円柱を水平方向に型枠ごとスライスし、これを試験片とした。試験片はコンクリート円柱の上面近傍を避け、1 体につき 3 枚ずつ採取した。試験片の厚さについて ACI 355.4-11 では 1 3/16 ± 1/8 インチ（27～33.3 mm）と規定しているが、本研究ではやや薄い 25 mm で試験した。接着系アンカー打設後のコンクリート断面と、試験片採取方法の概略を図 3-1 に示す。

3.2.2 実験方法

作製した試験片は、プラスチック製水槽に満たした KOH 水溶液中に浸せきした。浸せき開始時の母材コンクリートの材齢はおよそ 20 週である。水酸化カリウム（KOH）水溶液の濃度は約 1 mol/L で pH 13.2～13.5 程度となるように調製し、液温は恒温恒湿室内で 20°C あるいは 40°C 一定で保持した。試験片は、互いに 30 mm 程度の間隔を保つよう、水槽中に立てて静置した。浸せき試験時の試験片設置状況を図 3-2 に示す。

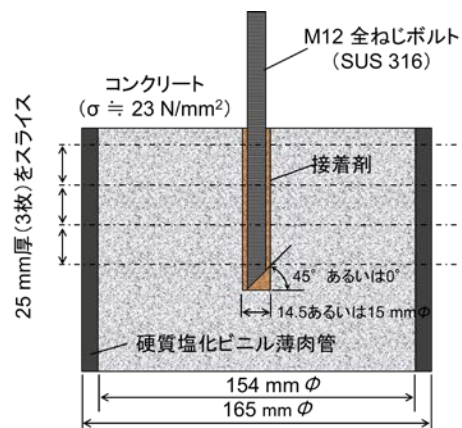


図 3-1 接着系アンカー打設後のコンクリート断面と試験片採取方法の概略



図 3-2 浸せき試験時の試験片設置状況

表 3-1 アルカリ浸せき試験に用いた接着系あと施工アンカーの寸法と強度（製造メーカーの技術資料より）

製品種別	アンカーのタイプ	接着剤樹脂※1	外径 (mm)	長さ (mm)	アンカー筋	ドリル径 (mm)	削孔長 (mm)	最大引張荷重 (kN)	付着強さ※2 (MPa)
A	カプセル方式 回転・打撃型	UP	13	100	M12※3	14.5	100	57.4	17.3
B	カプセル方式 回転・打撃型	VE	12.7	100	M12※3	14.5	100	73.1	22.0
C	カプセル方式 回転・打撃型	VU	13.1	127	M12※3	14	110	54.2	14.7
D	カプセル方式 打込み型	UP	13	102	M12※4	15	110	52.7	12.7

※1: UP/不飽和ポリエステル樹脂、VE/ビニルエステル樹脂、VU/ビニルウレタン樹脂 ※2: 有効付着長（削孔長－カット部長）により算出

※3: SUS304 全ねじボルト 先端斜め45°カット ※4: SUS304 全ねじボルト 先端斜めカットなし

$$\tau_{dur,i} = \frac{N_{u,i}}{\pi d_a h_{sl}} \quad (1)$$

所定の時間が経過した時点で試験片を取り出し、軽く水洗した後、押抜試験を実施した。押抜試験は、試験片取り出し後から1時間以内に実施した。ACI 355.4-11の規定に準拠し、20℃、湿度60%RHの空气中に暴露した試験片についても同様に評価した。スライス試験片の数量は、一水準あたり10枚とした。実験を行ったケースを表3-2に示す。

表 3-2 実験を行ったケース

製品種別	KOH水溶液 (pH 13.2~13.5) 浸せき		20℃、60%RH
	40℃	20℃	大気中
A	○	○	○
B	○	—	—
C	○	—	—
D	○	—	—

押抜試験の概略図を図3-3に示す。押抜試験は、厚さ25mmの鋼製反力板で試験片の底面全面を支持し、直径8mmの治具により、試験片上面よりボルト中心に荷重を加えることにより行った。反力板の開孔部の直径は16mmとした。押抜試験には万能試験機を用い、試験速度は1mm/min.で行った。破壊に至るまでの最大荷重から、式(1)により接着強さを求めた。

ここに $\tau_{dur,i}$: 接着強さ (MPa)、 $N_{u,i}$: 最大荷重 (N)、 d_a : アンカー径 (mm)、 h_{sl} : 試験片厚さ (mm)

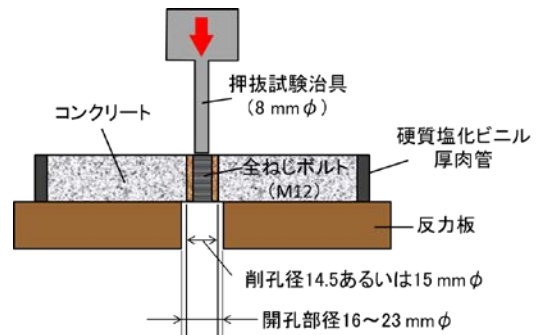


図 3-3 スライス試験片による押抜試験の概略図

3.2.3 赤外線分光分析

赤外線分光分析は、有機化合物の中の炭素同士や、炭素－酸素、炭素－水素などの化学結合の様々な振動による光の吸収が、赤外線域に現れることを利用した化学分析手法である。試料の赤外線（波長800～4000 cm^{-1} 程度）吸収スペクトルから、樹脂の種類や劣化の有無に関する情報が得られる⁷⁾。そこで、押抜試験後の接着剤の表面近傍（接着剤表面から深さ数10 μm 程度までの範囲）から採取した少量の微粉状のサンプルについて赤外線分光

分析を行い、薬液浸せき前後における接着剤の化学構造の変化について調べた。

接着剤から得られる微粉状のサンプルには樹脂分と骨材分とが混合しているため、光学顕微鏡で観察しながら、樹脂分と思われる粒子のみを選別し、これをコンプレッションセルで加圧圧縮することで赤外顕微鏡を用いた透過スペクトルの測定を行った。

3.3 実験結果と考察

接着剤（樹脂）の種類や施工方法の異なる4種の接着系あと施工アンカーについて、40℃のKOH水溶液に浸せきした時の、接着強さの経時変化を図3-4に示す。これらの結果は、押抜試験によって得られたものである。

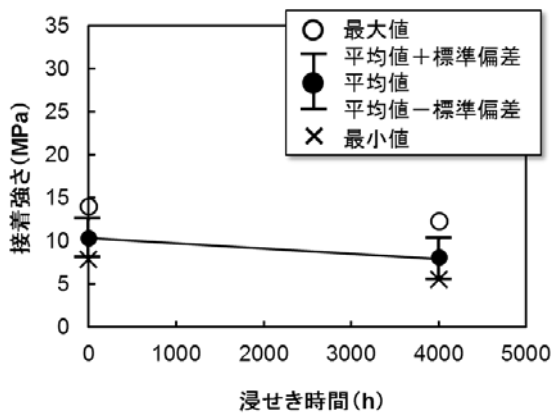
いずれの実験ケースにおいても、母材コンクリートには肉眼で確認できるひび割れは生じなかった。浸せきの有無にかかわらずデータのばらつきは大きく、変動係数は製品A、B、C、Dの順にそれぞれ23%、18%、37%、13%となった。いずれの製品においても、浸せきによる破壊モードの変化に明確な傾向は認められなかった。接着強さの平均値に着目すると、4000時間浸せき後には、

製品Bを除きいずれもわずかながら低下が見られた。

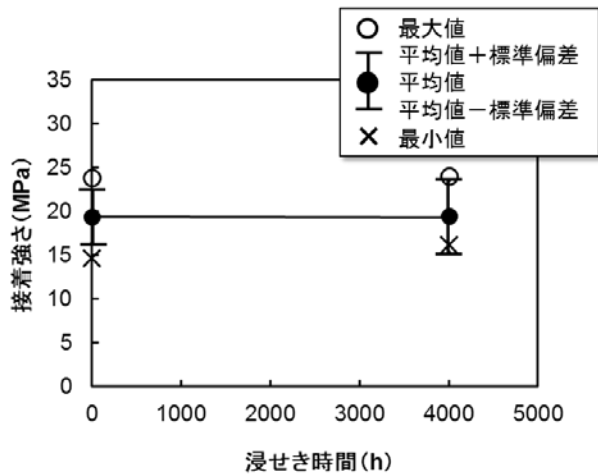
そこで、浸せき前と4000時間浸せき後の平均値について、有意水準5%でF検定およびt検定を行ったところ、製品Aは有意差あり、製品B、C、Dについては有意差は無いとの結果が得られた。

KOH水溶液浸せきによるアンカー接着剤の劣化の有無を調べるため、押抜試験後の接着剤破断面表面近傍の樹脂について、赤外顕微鏡による化学構造分析を行った。その結果、製品Aを除くいずれの製品も、アルカリ浸せきの前後で明確な赤外吸収スペクトルの変化は認められなかった。以上の結果を踏まえると、製品B、C、Dについては、実験を行った範囲内ではアルカリによる劣化は生じていないものと推察される。

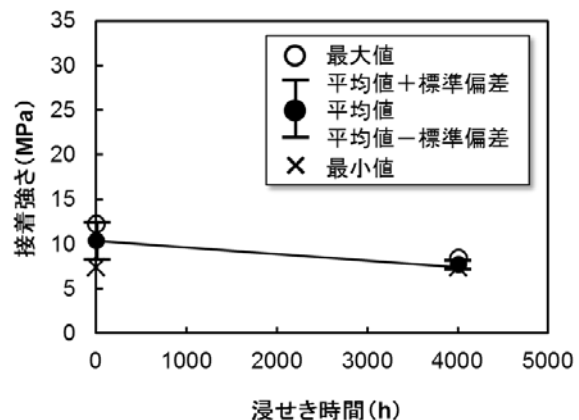
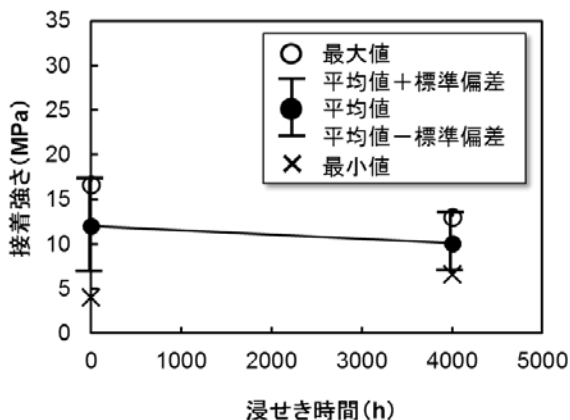
一方、製品AについてはKOH水溶液浸せき前後において、化学構造の変化を示す赤外吸収スペクトルの変化が認められた。図3-5は20℃、60%RHの気中または40℃のKOH水溶液中で2000時間経過後の、接着剤表面の赤外吸収スペクトルを示している。いずれのスペクトルにおいても1730 cm^{-1} 付近に、エステル結合の強い吸収ピークが認められる。これは、不飽和ポリエステル樹脂



(a) 製品A



(b) 製品B



(c) 製品 C

(d) 製品 D

図 3-4 接着系あと施工アンカーの接着強さの経時変化 (40°C、pH13.2 水酸化カリウム水溶液浸せき)

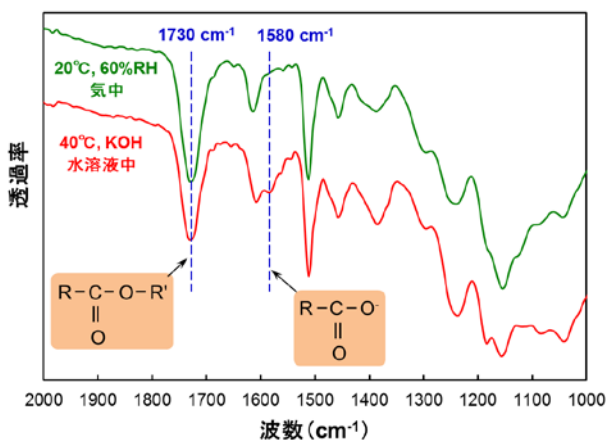


図 3-5 接着剤表面の典型的な赤外吸収スペクトル (2000 時間経過後)

のスペクトルの特徴の一つである。40°Cに浸せきした接着剤のスペクトルでは、1730 cm⁻¹付近の吸収がやや弱まり、1580 cm⁻¹付近に新たな吸収ピークの出現の兆候が認められた。既往の研究などから、不飽和ポリエステル樹脂に含まれるエステル結合がアルカリ存在下で加水分解しカルボン酸塩を生じた場合に、同様の赤外吸収スペクトルの変化を示すことが明らかとなっている^{8,9)}。すなわち、図 3-5 で示したスペクトルの変化から、40°Cの KOH 水溶液に浸せきしたことにより、接着剤表面近傍の樹脂が加水分解を生じていることが示唆された。

そこで、さらに長時間浸せきした場合の挙動を把握するために、製品 A について浸せきを継続することとした。図 3-6 はアルカリ浸せきを 8000 時間まで継続したときの、製品 A の接着強さの経時変化を示している。浸せき 8000 時間後においても、接着強さの低下は認められなかった。

既往の知見^{8,9)}などから、加水分解が進行するほど 1580 cm⁻¹付近のピークは強くなり、逆に 1730 cm⁻¹付近の吸収は弱まるものと考えられるため、これらの 2 つの吸収ピークの比を指標として利用し、製品 A について浸

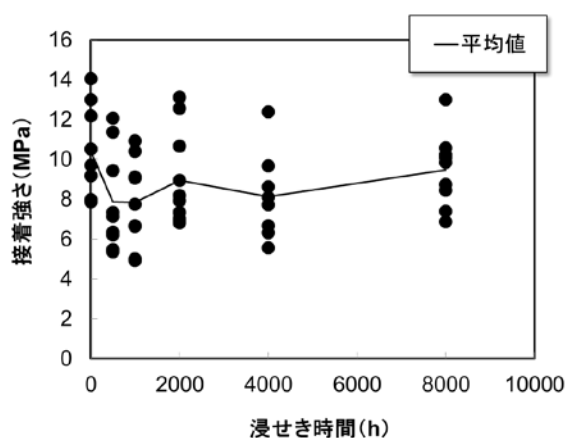


図 3-6 製品 A における接着強さの経時変化 (40°C、pH13.2 水酸化カリウム水溶液浸せき)

せきによる加水分解の程度を評価することにした。方法は以下のとおりである¹⁰⁾。

- スペクトルを吸光度に換算して解析する。
- 1580 cm⁻¹付近および 1730 cm⁻¹付近の吸収ピークそれぞれについて、ベースラインからピークトップまでの高さを求める。ベースラインは各吸収ピークの高波数側/低波数側の 2 点のピーク立ち上がり部を結ぶ直線とする (図 3-7)。なお、1580 cm⁻¹付近に明確な吸収ピークを持たない試料については、1580 cm⁻¹における吸光度とベースラインとの差をピーク高さとする。
- 上記で求められる 1580 cm⁻¹付近/1730 cm⁻¹付近の吸収ピーク高さの比が当該スペクトルの加水分解度合いの指標となる。(1580 cm⁻¹/1730 cm⁻¹比が大きいほど加水分解が進んでいることとなる。)

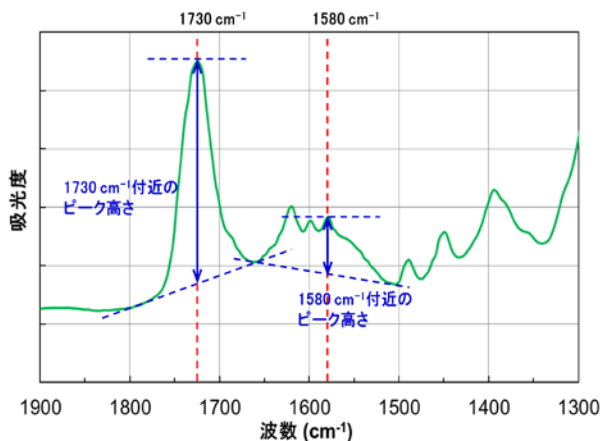
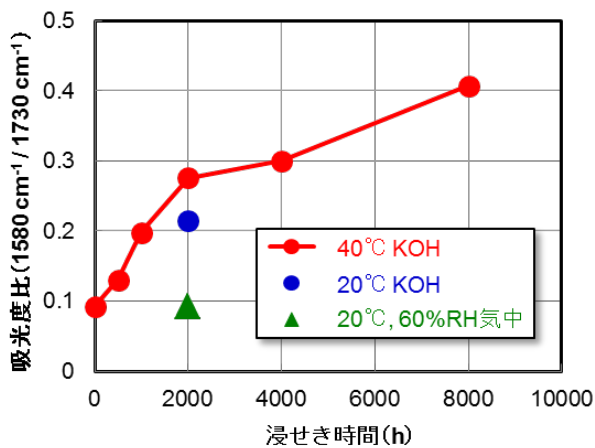


図 3-7 赤外吸収スペクトルにおけるピーク高さの求め方

赤外吸収スペクトルの解析結果を図 3-8 に示す。それぞれのデータは、押抜試験後における接着剤表面の任意の 3 か所から試料を採取してスペクトル測定を行い、解析して得られた結果の平均値を示している。40℃の KOH 水溶液に浸せきした場合の吸光度比（1580 cm⁻¹ 付近 / 1730 cm⁻¹）の経時変化に着目すると、浸せき時間の増加に伴い、吸光度比も増加していることがわかる。すなわち、浸せき時間の増加に伴って、樹脂の加水分解の程度が進行する傾向にあることが明らかとなった。2000 時間経過時点の吸光度比について比較すると、20℃浸せきよりも 40℃浸せきの方が大きいことから、環境液の温度が高い方がより促進的に加水分解が進行しているものと考えられる。20℃、60%RH 気中に暴露した試験片については、2000 時間後においても初期とほぼ同程度の吸光度であることから、加水分解は生じていないものと推察される。40℃の KOH 水溶液では 8000 時間後においても吸光度比は上昇傾向にあると考えられることから、引き続き浸せきを継続し、さらに長期のデータを取得していきたい。

図 3-8 赤外吸収スペクトルにおける吸光度比の経時変化（1580 cm⁻¹付近 / 1730 cm⁻¹付近）

4. まとめ

本研究では、道路トンネル内の附属物の設置等に用いられるあと施工アンカーを主な対象として、各種の環境条件があと施工アンカーの耐力や破壊モードに与える影響を解明し、その評価手法を構築することを目的として検討している。平成 28 年度は、接着系あと施工アンカーを対象として、湿潤なコンクリート内部でアンカーに持

続荷重が作用する場合の挙動について検討した。また、コンクリートのアルカリ成分によるアンカー接着剤への影響を把握するため、水酸化カリウム水溶液への浸せきによるアンカー接着剤の経時変化を評価した。

湿潤環境下でのクリープ試験の結果、実験に用いた接着系あと施工アンカーのクリープ現象は時間—温度換算則が適用できることが明らかとなり、高温、短時間の実験結果から低温、長時間の寿命予測ができる可能性が示された。この実験については、今後、水温や荷重レベルをさらに変えてデータを充実させ、信頼性の高い寿命予測に繋げていきたいと考えている。

一方、水酸化カリウム水溶液中での浸せき試験では、実験に供した一部の製品で、強度低下を伴うアンカー接着剤の化学的劣化が認められた。また、劣化の指標として、赤外吸収スペクトルの吸光度比を利用できる可能性が示された。この実験については、今後、さらに長期間のデータを取得し、接着系あと施工アンカーのアルカリによる劣化機構の解明と、その評価手法の構築に繋げていきたい。

参考文献

- 1) R. A. Cook, E. P. Douglas and T. M. Davis, "Adhesive Anchors in Concrete Under Sustained Loading Conditions", NCHRP Report 639, Transportation Research Board, 2009
- 2) 国尾 武, M. L. Williams, 日本機械学会誌, 68. p. 83, 1965
- 3) ACI 355.4-11: Qualification of Post-Installed Adhesive Anchors in Concrete and Commentary, 2011
- 4) 富山禎仁, 西崎 到: 接着系あと施工アンカーの耐アルカリ性評価方法に関する検討, 土木学会論文集 A1, Vol. 72, No. 5, pp. 46-55, 2016
- 5) 富山禎仁, 西崎 到: 接着系あと施工アンカーの耐アルカリ性評価方法に関する検討, 複合・合成構造の活用に関するシンポジウム講演集, 第 11 回, pp. 296-303, 2015.
- 6) 日本建築あと施工アンカー協会: あと施工アンカー技術資料 第 7 版, 66 p., 2009.
- 7) 泉 美治, 小川政彌, 加藤俊二, 塩川二郎, 芝 哲夫: 機器分析のてびき 第 2 版, pp. 1-23, 化学同人, 1996.
- 8) Chin, J. W., Aouadi, K., Haight, M. R., Hughes, W. L. and Nguyen, T.: Effects of water, salt solution and simulated concrete pore solution on the properties of composite matrix resins used in civil engineering applications, Polymer Composites, Vol. 22, Issue 2, pp. 282-298, 2001.

- 9) 富山禎仁, 久保内昌敏, 仙北谷英貴, 津田 健: 高分子系材料の腐食検知をめざした赤外線透過ファイバセンサの特性評価, 強化プラスチック, Vol. 49, No. 6, pp. 258-264, 2003.
- 10) トンネル天井板の落下事故に関する調査・検討委員会: トンネル天井板の落下事故に関する調査・検討委員会報告書, pp. 29-30, 2013.

6.4 既往事象・現場条件に対応した最適な維持修繕手法、構造・材料の開発

6.4.4 先端的維持管理技術による管理用施設マネジメントに関する研究 (2)

担当チーム:材料資源研究グループ(汎用材料)

研究担当者:古賀裕久、中村英佑

【要旨】

本研究では、道路トンネル内の附属物の設置等に使用される金属系あと施工アンカーを主な対象として、設計及び施工、維持管理の合理的な方法を提案することを目的としている。平成28年度の検討では、金属系あと施工アンカーの引張耐力に関する基礎的知見を得るために、試験時の支点間隔や母材コンクリートのひび割れ発生状況の異なる試験体の引張試験を行った。この結果、コーン状破壊時の引張耐力を適切に求めるためには支点間隔をアンカー埋込み長さの4倍以上にする必要があること、アンカー設置位置のひび割れ幅が大きいほど引張耐力が低下すること、アンカー周囲のコーン状破壊部にひび割れがあると引張耐力が低下すること等を明らかにした。キーワード:金属系あと施工アンカー、引張耐力、ひび割れ、コーン状破壊

1. はじめに

あと施工アンカーは構造物の補修や補強、附属物の取付け等に幅広く使用されており、あと施工アンカーを使用した構造物を安全に供用していくためには、あと施工アンカーの耐荷力の評価方法や施工時の留意点、信頼性の高い点検方法等を確立しておく必要がある。このため、あと施工アンカーの設計及び施工、維持管理に関する指針類の作成が国内外で進められているが、土木分野では十分な知見がなく、更なる実験データの蓄積や検討が必要とされている。

本研究では、道路トンネル内の附属物の設置等に用いられる金属系あと施工アンカーを主な対象として、設計及び施工、維持管理の合理的な方法を提案することを目的として検討を行っている。

平成28年度の検討では、金属系あと施工アンカーの引張耐力の評価方法を検討し、母材コンクリートのひび割れが耐荷性能に与える影響を把握するために、引張試験時の支点間隔や母材コンクリートのひび割れ発生状況の異なる試験体の引張試験を行った。

2. 実験方法

2.1 使用材料

母材コンクリートに使用したコンクリートの配合、フレッシュ性状、圧縮強度を表-1に示す。コンクリート打込み後、材齢7日まで母材コンクリートの湿潤養生を行った。その後、材齢28日以降において、実験棟内の床に静置した母材コンクリートに対して下向きにハンマー

ドリルを使用して円形孔(穿孔径22mm、穿孔深さ68mm)を穿孔し、ブラシと集塵機で孔内を清掃した後に金属系あと施工アンカー(以下、アンカーという)を設置した。アンカーには、道路トンネル内の附属物の設置等に用いられているスリーブ打込み式の金属系あと施工アンカー(ねじの呼びM16、埋込み長さ(スリーブ長さ)60mm、外径21.7mm、ステンレス製)を用いた。

2.2 実験パラメータ

実験パラメータと試験体の概要を表-2に示す。実験パラメータは、1)引張試験時の支点間隔、2)母材コンクリートのひび割れ幅、3)母材コンクリートのひび割れ位置の計3種類である。

試験体の形状を図-1に示す。引張試験時の支点間隔を実験パラメータとしたA1~A5試験体では、所定の直径の円形孔を有する反力板(鋼板、厚さ19mm)を試験体表面に設置することによって、支点間隔をアンカー埋込み長さ(l_c)の0.5~6倍に変化させて引張試験を行った。

ひび割れ幅を実験パラメータとしたB試験体では、ひび割れ幅の目標値を1)0.2mm以下(0.1~0.2mm)、2)0.5mm前後(0.3~0.7mm)、3)1.0mm前後(0.9~1.1mm)の計3種類として、ひび割れの直上にアンカーを設置した。一方、ひび割れ位置を実験パラメータとしたC試験体では、ひび割れ幅の目標値を1.5mm前後(1.3~1.5mm)として、図-2に示すように、ひび割れ部からアンカー設置位置までの距離を1)0mm(B試験体と同様にひび割れの直上にアンカーを設置)、2)30mm(0.5 l_c)、3)60mm(1 l_c)の計3種類とした。

表-1 コンクリートの配合、フレッシュ性状、圧縮強度

水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量(kg/m ³)					スランプ (cm)	空気量 (%)	引張試験時圧縮強度 (N/mm ²)
		水	普通ポルトランドセメント	細骨材	粗骨材	混和剤			
57.0	43.8	159	279	810	1068	3.0	6.5	4.0	33.8

表-2 実験パラメータと試験体の概要

実験パラメータ	試験体名	試験体寸法 (mm)			穿孔径 (mm)	埋込み長さ l_e (mm)	支点間隔 (mm)	ひび割れ幅目標値	ひび割れ部からアンカーまでの距離 (mm)	試験体数	1試験体当たりの実験数	実験数
		縦	横	高さ								
支点間隔	A1	1250	1250	300	22	60	30 ($0.5l_e$)	—	—	1	2	2
	A2	1250	1250	300			120 ($2l_e$)			1	4	4
	A3	830	1520	300			240 ($4l_e$)			2	2	4
	A4	830	1520	300			300 ($5l_e$)			2	2	4
	A5	830	1520	300			360 ($6l_e$)			2	2	4
ひび割れ幅	B	830	1690	300	22	60	0.2 mm以下	0 (直上)	6	1	6	6
							0.5 mm前後			1	6	
							1.0 mm前後			1	6	
ひび割れ位置	C	830	1690	300	22	60	1.5 mm前後	0 (直上)	6	1	6	6
								30 ($0.5l_e$)		1	6	
								60 ($1l_e$)		1	6	

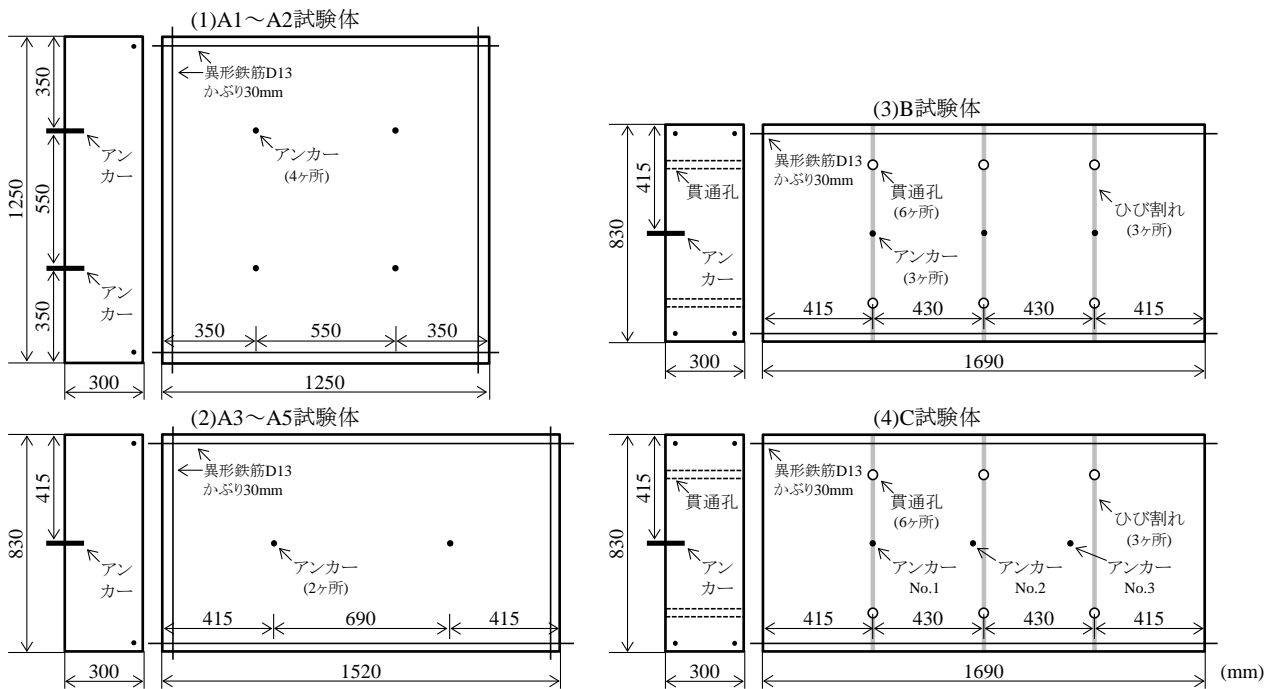


図-1 試験体の形状

B 試験体と C 試験体では、ひび割れの幅と位置を制御するために、母材コンクリートに事前に設けた貫通孔(直径 32 mm)にくさびを挿入してひび割れを導入した。まず、2ヶ所の貫通孔にくさびを均等に挿入し、試験体表面で微細なひび割れの発生を確認した時点でくさびを抜き取り、ひび割れを一旦閉じた。B 試験体ではひび割れ部の直上がアンカー設置位置となるように、C 試験体ではひび割れ部からアンカー設置位置までが所定の距離と

なるように円形孔を穿孔し、アンカーを設置した。アンカー設置後、くさびを再び2ヶ所の貫通孔に均等に挿入してひび割れ幅を徐々に大きくし、目標のひび割れ幅となった時点で貫通孔周囲のひび割れに釘を挿入してひび割れを固定した。その後、アンカー設置位置の付近の2ヶ所でひび割れ幅をクラックゲージで測定し、ひび割れ幅が目標値の範囲内にあることを確認した。

2.3 引張試験

引張試験の実施状況を図-3に示す。引張試験では、載荷速度を約3 kN/sとし、アンカーに作用する引張荷重をロードセル、試験体表面から約30 mmの位置でのアンカーの変位を変位計で測定した。

3. 実験結果

3.1 引張試験時の支点間隔の影響

引張試験時の支点間隔を変化させた場合の支点間隔と引張耐力の関係を図-4、コーン状破壊の例を図-5に示す。図-4では、引張耐力の実測値に加えて、支点間隔ごとに求めた引張耐力の平均値、文献2)を参考に式(1)によって求めたコーン状破壊耐力 T_c の計算値も併記した。

$$T_c = K_1 \alpha A_c \sqrt{f'_c} \quad (1)$$

ここで、 K_1 : 使用期間の長さの影響を表す係数 (=1)、 α : あと施工アンカーの種類を表す係数 (=0.31)、 A_c : 母材コンクリートのコーン状破壊面の有効水平投影面積 (= $\pi l_e (l_e + D_a)$)、 l_e : 有効埋込み長さ (=60 mm)、 D_a : アンカー本体の外径 (=21.7 mm)、 f'_c : 母材コンクリートの圧縮強度 (=33.8 N/mm²、表-1 参照) である。

支点間隔をアンカー埋込み長さの0.5~4倍にすると、引張耐力は支点間隔を大きくするほど低下した。しかし、支点間隔をアンカー埋込み長さの4~6倍にすると、引張耐力は支点間隔の違いにかかわらず同程度となった。また、引張耐力の実測値は、支点間隔の違いにかかわらず、式(1)の計算値を上回った。一方、破壊モードは、支点間隔をアンカー埋込み長さの0.5倍にするとアンカーの破断となり、支点間隔をアンカー埋込み長さの2~6倍にすると図-5のような母材コンクリートのコーン状破壊となった。これらのことを踏まえると、ここで使用したアンカーのコーン状破壊時の引張耐力を適切に求めるためには、支点間隔を少なくともアンカー埋込み長さの4倍以上にする必要があると考えられる。なお、この支点間隔の推奨値は、過去に行った接着系あと施工アンカーの実験結果³⁾から得られたものと同様であった。

次に、コーン状破壊部の形状に着目すると、支点間隔を大きくするほどコーン状破壊部の上面の寸法が大きくなったことがわかる。支点間隔を大きくすると、アンカー周囲において反力板によって拘束されないコンクリートの範囲が広くなり、コーン状破壊部の上面の寸法が大きくなったと考えられる。しかし、前述したように支点間隔をアンカー埋込み長さの4倍から6倍にしても引張耐力は同程度で推移したことを踏まえると、アンカー設置位置からアンカー埋込み長さの4倍以上離れた部分のコーン状破壊部の引張耐力への貢献度は大きくなかったと推察される。

3.2 母材コンクリートのひび割れ幅の影響

母材コンクリートのひび割れ幅を変化させた場合のひび割れ幅と引張耐力の関係を図-6、荷重-変位曲線の例

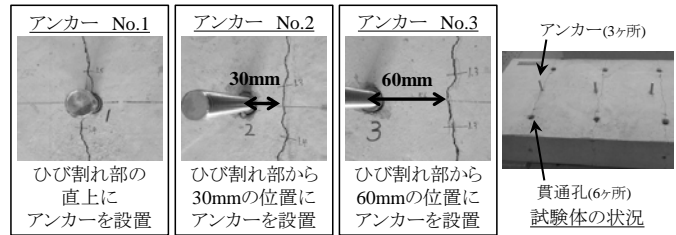


図-2 C試験体のひび割れの発生状況

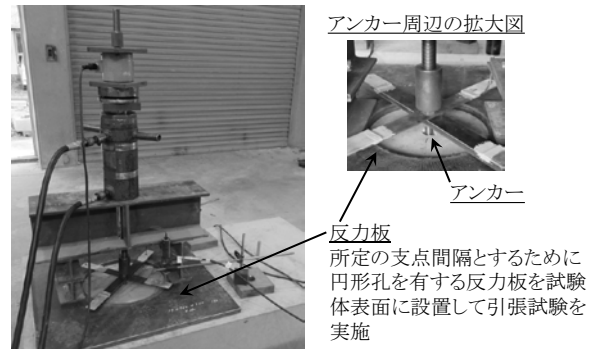


図-3 引張試験の実施状況

を図-7、ひび割れ幅と最大荷重時の変位の関係を図-8に示す。図-6と図-8では、ひび割れ幅0 mmの結果はひび割れない試験体での結果を示しており、これらの平均値も併記した。

ひび割れ幅と引張耐力の関係に着目すると、ばらつきは認められるが、アンカー設置位置にひび割れがある試験体では、ひび割れ幅が大きい試験体ほど引張耐力が低下する傾向にあったことがわかる。特にひび割れ幅が1.5 mm程度の試験体で引張耐力の低下の程度が大きく、ひび割れない試験体の引張耐力の平均値の約60%にまで低下することがあった。次に、荷重-変位曲線と最大荷重時の変位に着目すると、ひび割れ幅が大きい試験体ほど引張試験時の荷重-変位曲線の剛性が低く、最大荷重時の変位が大きくなったことがわかる。図-9に例示した破壊状況によると、ひび割れ幅0.2 mm以下でひび割れ幅が小さい試験体ではひび割れの両側でコーン状破壊が発生したが、ひび割れ幅1.0 mm前後や1.5 mm前後のようにひび割れ幅が比較的大きい試験体ではひび割れの片側のみでコーン状破壊が進展することが多くみられた。ここではスリーブ打込み式の金属系あと施工アンカーを使用しており、ひび割れ幅が大きい試験体ではアンカー先端のスリーブが母材コンクリートの円形孔の孔壁に適切に定着されなかったためにコーン状破壊がひび割れの片側のみで進展し、この結果として引張耐力や剛性が低下したと考えられる。

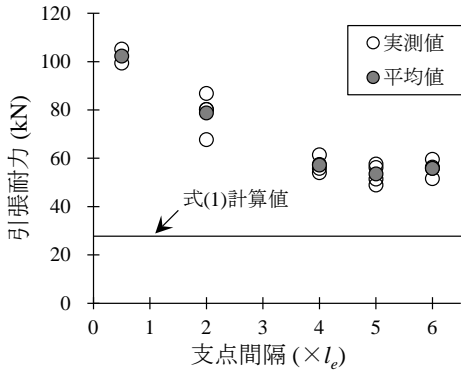


図-4 支点間隔と引張耐力

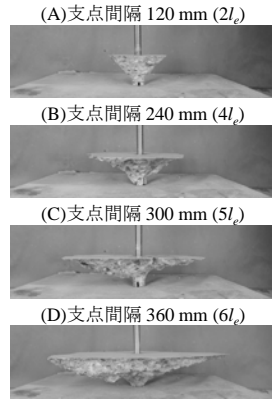


図-5 コーン状破壊の例

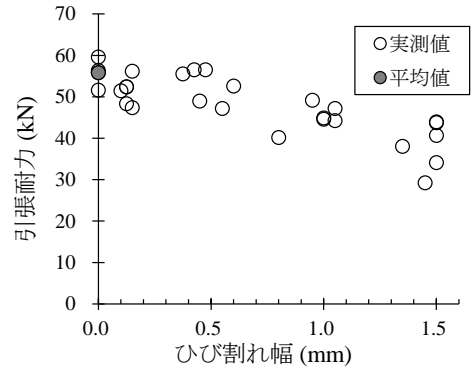


図-6 ひび割れ幅と引張耐力

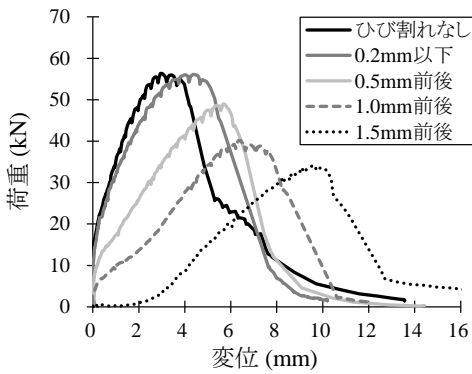


図-7 荷重-変位曲線の例

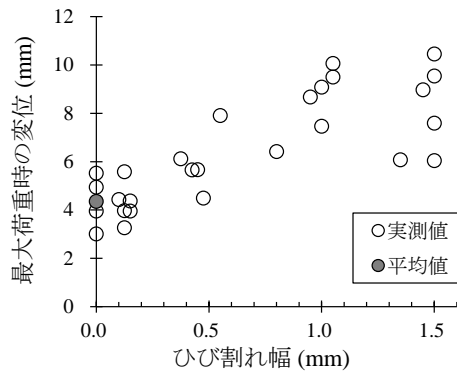


図-8 ひび割れ幅と最大荷重時の変位

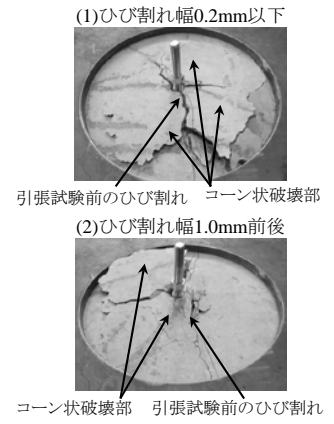


図-9 破壊状況の例

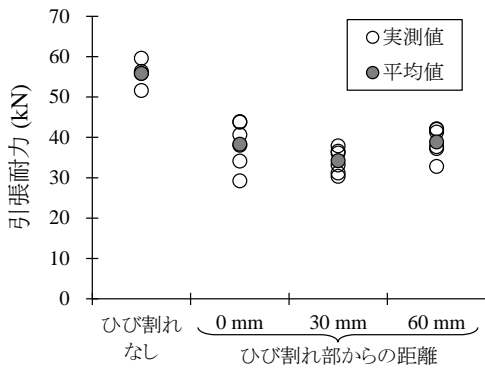


図-10 ひび割れ位置と引張耐力

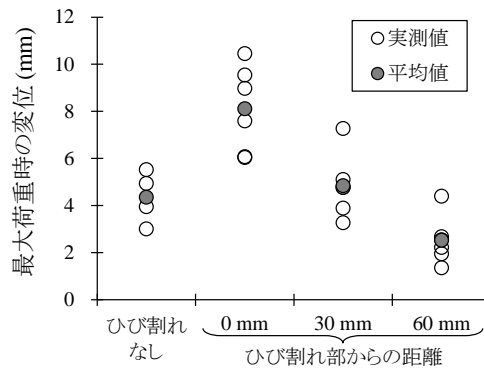


図-11 ひび割れ位置と最大荷重時の変位

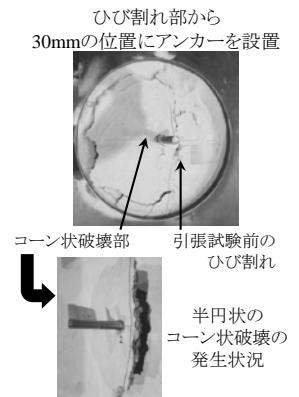


図-12 破壊状況の例

3.3 母材コンクリートのひび割れ位置の影響

母材コンクリートのひび割れ位置を変化させた場合の引張耐力を図-10、最大荷重時の変位を図-11に示す。図-10と図-11では、各条件での実測値に加えて、平均値も示した。

ひび割れ位置と引張耐力の関係に着目すると、ひび割れない試験体と比較して、ひび割れのある試験体では、ひび割れ部からアンカーまでの距離の違いにかかわらず、引張耐力が低下したことがわかる。前述したようにアンカー設置位置にひび割れがある試験体では引張耐力が低下する傾向にあったが、ここでの結果によるとアンカー

周囲のコーン状破壊部の範囲内にひび割れがある試験体においてもコーン状破壊時の引張耐力が低下したことがわかる。アンカー設置位置の周囲のコーン状破壊部の範囲内にひび割れがある試験体では、ひび割れによってコーン状破壊部にあらかじめ損傷が生じていたために、前掲した図-5のような円状ではなく、図-12に例示したような半円状のコーン状破壊が生じ、この結果として引張耐力が低下したと考えられる。

一方、ひび割れ位置と最大荷重時の変位の関係に着目すると、ひび割れ部からアンカーまでの距離が30mmあるいは60mmの試験体の最大荷重時の変位は、ひび割れ

の直上にアンカーを設置した試験体の最大荷重時の変位よりも小さくなった。前述したように、アンカー設置位置にひび割れがある場合には、アンカー先端のスリーブが母材コンクリートの円形孔の孔壁に適切に定着されなかったために引張荷重作用時の拔出し量が多くなり最大荷重時の変位が大きくなったと考えられた。しかし、アンカー設置位置とひび割れ部が隣れている場合には、アンカー先端のスリーブによる母材コンクリートの円形孔の孔壁との定着が阻害されることがなかったために引張荷重作用時の拔出し量がひび割れのない場合と同様となり、最大荷重時の変位が小さくなったと考えられる。

4. まとめ

本研究では、道路トンネル内の附属物の設置等に使用される金属系あと施工アンカーを主な対象として、設計及び施工、維持管理の合理的な方法を提案することを目的として検討を行っている。平成28年度の検討では、金属系あと施工アンカーの引張耐力の評価方法を検討し、母材コンクリートのひび割れが耐荷性能に与える影響を把握するために、引張試験時の支点間隔や母材コンクリートのひび割れ発生状況の異なる試験体の引張試験を行った。

平成28年度の検討で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 金属系あと施工アンカーの引張耐力と破壊モードは引張試験時の支点間隔によって変化するため、コーン状破壊時の引張耐力を正確に求めるためには引張試験時の支点間隔をアンカー埋込み長さの4倍以上にする必要があることがわかった。
- 2) アンカー設置位置にひび割れがある場合、ひび割れ幅が大きいほど引張耐力が低下し、荷重-変位曲線の剛性が低下して最大荷重時の変位が大きくなることがわかった。
- 3) アンカー設置位置の周囲のコーン状破壊部にひび割れがある場合、ひび割れによってコーン状破壊部にあらかじめ損傷が生じているために引張耐力が低下することがわかった。

参考文献

- 1) 日本建築あと施工アンカー協会：あと施工アンカー標準試験法・同解説、pp.18-23、1987
- 2) 土木学会：コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工指針（案）、pp.37-52、2016
- 3) 川上明大、中村英佑、渡辺博志：非拘束引張試験における接着系あと施工アンカーの耐荷挙動、コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集、Vol.15、pp.185-188、2015