

7 社会インフラの長寿命化と維持管理の効率化を目指した更新・新設に関する研究

研究機関：平成 28 年度～令和 3 年度

プログラムリーダー：道路技術研究グループ長 久保和幸

研究担当グループ：地質地盤研究グループ（土質・振動 T、施工技術 T）、道路技術研究グループ（トンネル T）、橋梁構造研究グループ、材料資源研究グループ

1. 研究の必要性

我が国の社会資本ストックは高度経済成長期などに集中的に整備されたが、今後急速に老朽化が進むことが懸念される。国際競争が熾烈さを増す中、我が国が生き残るためには、これらの社会資本ストックのサービスを中断することなく更新等を行うことが必要となる。

一方で、厳しい財政状況の中、着実に更新・新設を進めるためには、構造物の重要度に応じたメリハリのある整備が不可欠である。例えば、最重要構造物においてはできるだけ耐久性に優れるよう更新・新設を行い、将来にわたっての維持管理の負担の軽減に努めることが求められる。また管理レベルは高度でないものの手当の必要な膨大な小規模、簡易な構造等を特徴とする社会資本ストックを対象とした適切な構造・材料、設計の開発等が必要である。

このためには、各種構造物の特性を踏まえ耐久性向上や更新の効率化を実現するための設計手法や構造・材料の評価手法、あるいは維持管理負担軽減にむけて簡易な目視点検で設計手法や構造・材料の評価手法を確立するための研究が必要となる。

2. 目標とする研究開発成果

本研究開発プログラムでは、橋梁、トンネル、土構造物を主な対象として、研究の必要性を考慮し、以下の研究開発目標を設定した。

- (1) 最重要路線等において高耐久性等を発揮する構造物の設計、構造・材料等を開発・評価
- (2) サービスを中断することなく更新が可能となるような設計、構造・材料等を開発・評価
- (3) 簡易な点検で更新時期や更新必要箇所が明らかとなる設計、構造・材料等を開発・評価
- (4) プレキャスト部材等を活用する質の高い構造物の効率的構築に向けた設計・施工技術の開発

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、令和元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) 最重要路線等において高耐久性等を発揮する構造物の設計、構造・材料等を開発・評価

<橋梁関連>

鋼道路橋については、耐久性に優れたステンレス鋼を対象に鋼道路橋部材への適用性を確認するための研究を行っている。従来から用いられてきた炭素鋼とステンレス鋼とを併用する場合には、異種金属接触腐食の発生が懸念されることから、その接触面に絶縁材料を設置することを提案している。絶縁材料による電気的な絶縁の効果を確認するため、継手を模擬した小型試験体の腐食促進試験を行い、炭素鋼同士の継手と同程度にまで腐食の進行を抑制できることを確認した。

道路橋の下部構造物における設計の合理化を目的として、推定精度の低い軟弱粘性土地盤上における基礎について、設計計算モデルの見直しを行っている。軟弱粘性土地盤上の橋台杭基礎には、橋台背面盛土による偏土圧が作用するため、橋台に大変位が生じる側方移動を考慮する必要があるが、照査方法は道路橋示方書に規定されていない。そこで、橋台杭基礎の側方移動に対する照査方法の確立を目指して、遠心模型実験の再現解析及びバ

7 社会インフラの長寿命化と維持管理の効率化を目指した更新・新設に関する研究

ラメトリック解析を実施して橋台杭基礎に作用する側方流動圧を算出した結果、流動圧の最大値は盛土高等が影響することがわかった。

過酷な塩害環境で供用される新設プレストレストコンクリート橋の高耐久化に向けて、混和材の使用等によるかぶりコンクリートの塩分浸透抵抗性の向上効果を把握し、その評価技術や設計方法を確立して、塩害に対して高耐久なコンクリートを提案することを目的としている。令和元年度の検討では、全国 11 箇所のプレキャスト工場で製作したコンクリート供試体を対象として、塩分浸透抵抗性の迅速評価方法の適用性を検証した。この結果、使用材料、配合条件および養生条件等が異なる様々なコンクリートでも、非定常電気泳動試験および電気抵抗率試験により、塩分浸透抵抗性に特に優れるコンクリートを評価できることを明らかにした。

<トンネル関連>

道路トンネルの更新工事として、断面を拡大する掘削が実施されている。この場合、工事实績が少なく技術的な知見の少ない現状では、トンネルを新設する場合の基準類を参考に設計・施工されることが多いが、地山や支保構造の力学的な特性などが新設時とは異なる可能性がある。既往の研究では、トンネルの左右を均等に拡大する条件で支保構造の負担軽減の可能性があると報告されている。拡大の位置条件にはトンネルの片側を拡大する場合も考えられ、これによる施工性の向上等が期待されている。本稿では、既設トンネルと拡大トンネルの位置関係が支保構造や既設トンネルの覆工等の力学的挙動に与える影響を数値解析により検討した。

<土工構造物関連>

補強土壁の壁面のはらみだし、すなわち補強領域をとおるすべりに対して限界となる状態について検討した。具体的には、分割型の壁面材を有する補強土壁の模型実験の結果及び被害事例に基づいて、すべり発生時の最下段壁面材の傾斜度 θ と三軸圧縮試験による盛土材のせん断応力最大時のせん断ひずみから得られる限界傾斜度 θ_{cr} の関係を分析した。すべりはじめる際の θ/θ_{cr} は 1 付近が多く、1 を大きく下回るようなケースは無かった。また、高い設計水平震度で設計されたケースでは、補強領域背面に先行してすべりが生じ、この時の θ/θ_{cr} は補強領域内部に先行してすべりが生じる場合よりも大きい傾向にあった。

高耐久性等を発揮するカルバートの設計法の検討に向け、カルバートの変状の把握とその要因の分析、フォルトツリーの作成と見直しを継続し、現状の課題について整理した。その中で、偏土圧の影響については、偏土圧を作用させた場合の曲げモーメント分布の試算結果との関係から、頂版の片側に縦断方向ひびわれが偏って生じる可能性があり、特に片側の水平土圧が小さくなる場合に、事例における変状との整合性が高くなることが考えられた。また、変状事例を参考に各部材の応力度照査を試行した結果、側壁で鉄筋やコンクリートの許容応力度に対して比較的余裕があることと、水平方向の顕著なひびわれが見られないことは概ね整合するが、頂版の応力度照査と縦断方向のひびわれ発生状況は整合せず、土圧条件の見直しや要因の確認が必要と考えられた。

(2) サービスを中断することなく更新が可能となるような設計、構造・材料等を開発・評価

<トンネル関連>

既設のトンネルに変状が発生した場合の対策工の選定は、個別の変状に対して過去の経験や実績等による場合が多く、補修・補強工法の設計手法としては未確立な面が残されており、耐久性の向上や施工の簡略化なども求められている。令和元年度は、押抜き試験を実施し変形特性や耐荷特性、破壊形態等の分析を行った。また、室内での促進劣化試験と屋外での暴露試験の比較を行った。その結果、従来工法に比べ変形特性、耐荷特性、破壊形態等が異なることが明らかとなった。また、促進条件の検討では、対策工の工法によって、強度が異なることが明らかとなった。

<土工構造物関連>

補強土壁の盛土材が漏出した事例の調査結果に基づき、盛土材漏出事例の中でも数の多い壁面材と連続する構造物等との接続部に着目して、不織布の配置及び幅をパラメータとした壁高 2m の模型を用いた実験を行い、盛土材の漏出が生じる際の挙動や不織布による漏出抑制効果を調べた。その結果、壁面材が面外に一樣に変位した場合でも不織布は片側に偏って引き抜ける挙動を示した。また、面外への開きに起因した盛土材の漏出を抑制するためには、漏出の起点となる下端を補強する補助不織布を配置するよりも、幅の広い不織布を用いることが効果的であった。さらに、漏出抑制のための不織布の幅と漏出の限界となる接続部の開き量の関係を把握した。

7 社会インフラの長寿命化と維持管理の効率化を目指した更新・新設に関する研究

高耐久性等を発揮するカルバートの設計法の開発に向け、カルバートの変状事例の整理、各部材・部位の変状と道路機能との関係についての検討、フォルトツリーのまとめと見直しを行っている。その結果、進展可能性、道路機能に影響を与える可能性ともに高い変状として、活荷重や偏土圧による頂版のひびわれや、漏水を伴うコンクリート部材の変状、導水工部材の取付不良や継手部の開き・ずれの部分からの水や土砂の流入が考えられた。これらの変状について設計段階での検討、経過観察、早期の措置を行うことは、効率的な道路機能維持につながる。その中で偏土圧による頂版のひびわれについては、曲げモーメント分布の試算や応力度照査の試行の結果から、特にカルバート片側の盛土のみで緩みや変形に伴い水平土圧が小さくなる場合に進展可能性が高く、設計でも考慮する必要が生じる可能性が確認された。

(3) 簡易な点検で更新時期や更新必要箇所が明らかとなる設計、構造・材料等を開発・評価

本研究では、簡易に測定可能な量である壁面の傾斜度に基づいた補強土壁の健全性の評価法について検討した。具体的には、分割型の壁面材を有する補強土壁の模型実験の結果及び被害事例に基づいて、すべり発生時の最下段壁面材の傾斜度 θ と三軸圧縮試験による盛土材のせん断応力最大時のせん断ひずみから得られる限界傾斜度 θ_{cr} の関係性を分析した。すべりはじめる際の θ/θ_{cr} は1付近が多く、1を大きく下回るようなケースは無かった。また、高い設計水平震度で設計されたケースでは、補強領域背面に先行してすべりが生じ、この時の θ/θ_{cr} は補強領域内部に先行してすべりが生じる場合よりも大きい傾向にあった。

高耐久性等を発揮するカルバートの設計法の開発に向け、カルバートの各種変状の進展可能性と点検における着眼点について検討した。その結果、他の変状の契機となり得る変状や進展可能性の高い変状については、特徴を踏まえた経過観察と結果の記録・保存、設計・施工条件との関連づけにより、時系列的な評価や設計での配慮の必要性が考えられた。こうした変状は道路機能に影響を与える可能性も高く、変状の現れ方にも特徴があるため、重点的かつ継続的に点検を行うことは効率的な維持管理の観点からも有効と考えられた。曲げモーメント分布の試算や応力度照査の試行の結果からも、周辺盛土に緩みや変形の兆候が見られ、土圧の低下が想定される場合には、盛土の状態の変化や頂版のひびわれの進展を注意深く確認する必要性が考えられた。

(4) プレキャスト部材等を活用する質の高い構造物の効率的構築に向けた設計・施工技術の開発

本研究は、合理的にプレキャスト工法を選定する手法の開発を行うものである。令和元年度は、大型ブロック積擁壁等の躯体を梁部材として扱う場合に、ブロックの接合部において断面として見込める範囲を評価することを目的に、大型ブロック積擁壁躯体の曲げ試験を実施した。鋼製型枠を使用して大型積みブロックを製作し5分勾配で積層しても、ブロックの合端は断面として有効に機能するほどには均一かつ確実に接触していないようであり、ブロックの接合面の有効断面には胴込めコンクリートのみを考慮するのが妥当と考えられる。また、設計、施工及び維持管理におけるプレキャスト独自のメリットを活かすための製品の技術開発の今後の方向性を検討した。

プレキャスト部材のさらなる活用に向けて、プレキャスト部材の製造過程や接合部に着目し、品質の評価技術を検討している。令和元年度は、蒸気養生を用いることからプレキャスト部材で発生するリスクが高まることが懸念される劣化メカニズムの一つ、遅延エトリング生成に関する検討として、蒸気養生条件が部材内部の温度に及ぼす影響を検討した。その結果、プレキャスト部材の配合条件や蒸気養生条件等によっては遅延エトリング生成が生じる目安の温度以上になるおそれがあることを確認した。また、プレキャスト部材の外観に関する要求が高いことを踏まえ、軽微な物も含めてプレキャスト部材特有の外観変状事例を収集した。

RESEARCH ON RENEWAL AND NEW CONSTRUCTION TECHNOLOGY AIMING AT LONGER-LIFE AND EFFICIENCY OF MAINTENANCE FOR PUBLIC INFRASTRUCTURE

Research Period : FY2016-2022

Program Leader : Director of Road Technology Research Group
KUBO Kazuyuki

Research Group : Geology and Geotechnical Engineering Research Group
(Soil Mechanics and Dynamics Research, Construction Technology Research),
Road Technology Research Group (Tunnel Research),
Center for Advanced Engineering Structural Assessment and Research,
Innovative Materials and Resource Research Center

Abstract : Japan's stocks of public infrastructure were intensively improved during the period of rapid economic growth and now the increasing aging infrastructures are concerned. It is important to renew or enlarge the service life for these existing infrastructures without interrupting their service.

This research program aims to establish evaluation methods necessary for development of material and construction in order to commercialize the new technology that can adapt to society's needs. We will also propose such research results reflected in the standards of various design guidelines.

The research targets of this research program are as follows

- (1) Development and structural design methods and advanced materials the structures that exhibit high durability
- (2) Development of structural design methods and advanced materials that achieve renewal of existing infrastructures without interrupting the services
- (3) Development of structural design methods and advanced materials that suggests the optimum timing and part of the structures for strengthening and repair with simplified inspection methods
- (4) Development of effective utilization of precast concrete products for both high productivity of construction work and long term durability of concretes structures

Key Words : Bridge, Tunnel, Retaining Wall, Culvert, Durability, Design

7.1 最重要路線等において高耐久性等を発揮する構造物の設計、構造・材料等を開発・評価

7.1.1 新設橋の品質・信頼性向上方法の構築に関する研究（鋼構造）

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：上仙 靖、澤田 守、大西孝典

【要旨】

本研究では、耐久性に優れたステンレス鋼を対象として、鋼道路橋への適用性を確認するための研究を行っている。従来から用いられてきた炭素鋼とステンレス鋼を併用する場合には、異種金属接触腐食の発生が懸念されることから、鋼材の接触面に絶縁材料を設置することを提案している。令和元年度は、電気的な絶縁の効果を確認するため、継手を模擬した小型試験体の腐食促進試験を行い、また屋外暴露試験を開始した。腐食促進試験の結果、絶縁することにより炭素鋼同士の継手と同程度にまで腐食の進行を抑制できることを確認した。

キーワード：鋼道路橋、ステンレス鋼、高力ボルト摩擦接合継手、異種金属接触腐食

1. はじめに

鋼道路橋において腐食による損傷は、橋の耐荷性能を著しく低下させる要因の一つであり、これを防ぐために種々の防食方法が取られている。防食方法として一般的に用いられている塗装は、一般的な環境での耐久性は十分あるものの、海岸付近や凍結防止剤を散布する等の厳しい環境では塗膜の劣化が早い。また、耐候性鋼板も、飛来塩分の影響がある環境等では、腐食の進行の抑制を期待できる緻密なさびの生成が十分ではなく、鋼部材の断面欠損を伴う腐食が生じている事例が多く報告¹⁾されている。このようなことから、無塗装でも高い防食性を発揮し、維持管理費の削減を期待でき、かつ、使用地域を限定しない高い耐食性を有する高耐久鋼材のニーズが高まっている。

本研究では上述した背景からステンレス鋼（以下「SUS」という。）に着目した。SUSは、溶接構造用圧延鋼材等の炭素鋼と比べてコストが高いものの、腐食しやすい箇所限定して適用する等、適用箇所によってはライフサイクルコストが有利になると考えられる。一方で、炭素鋼とSUSといった異なる鋼材を組み合わせる場合、高力ボルトや溶接による接合部において湿潤状態が維持されると、両鋼材の電位差による異種金属接触腐食の発生が懸念される。この腐食を防ぐためには、適切な方法で電気的な絶縁を行う必要があるが、長期の耐久性を有した絶縁の仕様やその仕様を適用した接合部の基本特性は標準化されていない。

そこで過年度には、炭素鋼とSUSとの摩擦接合継手の接触面に絶縁材料を設置することで電気的に絶縁す

る仕様を検討し、その仕様を適用した継手のすべり耐力試験を行った。試験の結果、絶縁材料の材質によっては実橋梁に適用できる程度のすべり耐力を有することを確認した²⁾。

令和元年度は、接触面に絶縁材料を設置することによる異種金属接触腐食の抑制効果を確認するため、基礎実験として継手を模擬した小型試験体の腐食促進試験を行った。また、同条件の試験体に対して屋外暴露試験を開始した。本稿では、これら継手部の耐久性に関する試験概要と結果について報告する。

2. 試験体の条件

2.1 試験体の形状

試験体は、図-1に示すように、矩形に切断した炭素鋼（SM490Y）の中央部に直径26.5mmのボルト孔をあけたものである。ボルト孔にSUS製高力ボルトを挿入し締め付けることで、異種金属の接触を再現した。

SUS製高力ボルトは、F10Tと同程度の規格である10T-SUS（径M22）を用い、ボルトの締め付けはトルク法により設計ボルト軸力の205kNまで締め付けた。

2.2 試験ケース

本研究では、異種金属接触腐食を防ぐための電気的な絶縁として、炭素鋼とSUSとの接触面に絶縁材料を設置する方法を検討しており、接触面にフィラークレートを挟むものと、塗装を施すものがある。本試験においては、SUS製座金と炭素鋼との接触範囲に絶縁材料を設置することとした。絶縁材料は過年度のすべり耐力試験²⁾で一定のすべり耐力が得られた材料か

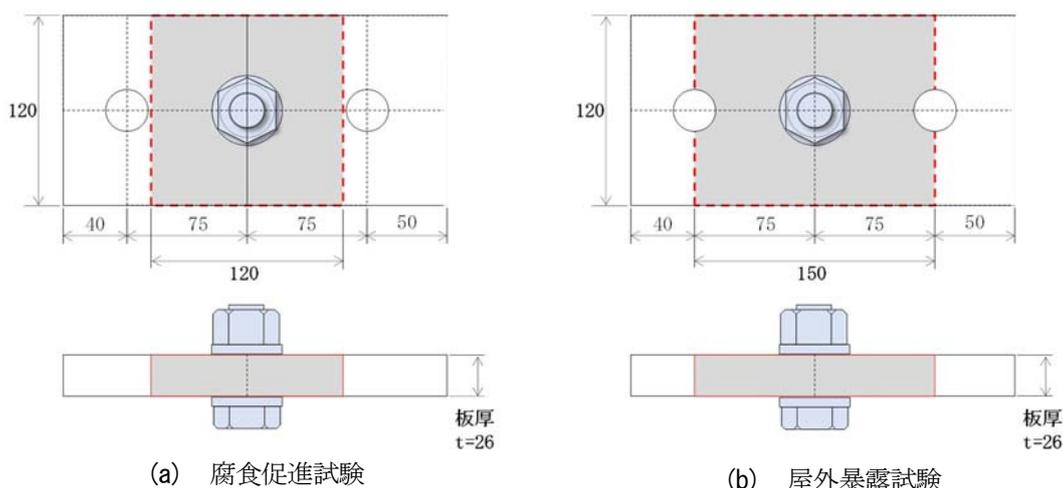


図-1 試験体の形状

表-1 試験ケースの一覧

ケース	名称	試験体記号	ボルト	絶縁材の条件	置き方
①	比較ケース1	None-F-SS	10T-SUS	絶縁材料なし	平置き
②	比較ケース2	None-V-SS	10T-SUS	絶縁材料なし	縦置き
③	比較ケース3	None-F-CS	F10T	絶縁材料なし	平置き
④	絶縁座金タイプ1	E44-F-SS	10T-SUS	エポキシ板、厚さ1mm、SUS座金と同径のΦ44	平置き
⑤		E44-V-SS	10T-SUS	エポキシ板、厚さ1mm、SUS座金と同径のΦ44	縦置き
⑥	絶縁座金タイプ2	E50-F-SS	10T-SUS	エポキシ板、厚さ1mm、SUS座金より大きい径のΦ50	平置き
⑦	絶縁座金タイプ3	E56-F-SS	10T-SUS	エポキシ板、厚さ1mm、SUS座金より大きい径のΦ56	平置き
⑧	塗装タイプ	AS-F-SS	10T-SUS	アルミナ溶射、厚さ0.3mm	平置き

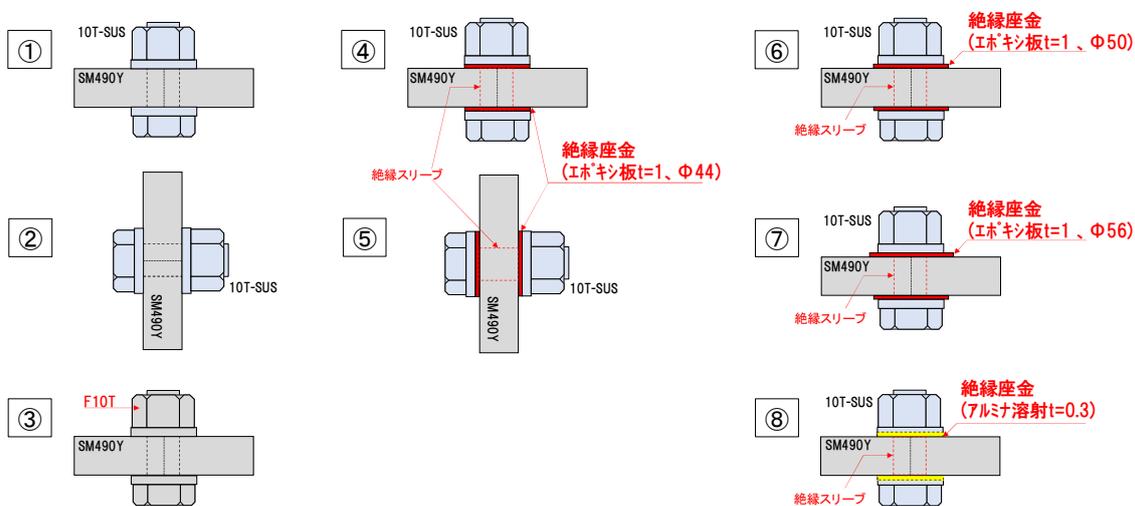


図-2 各試験ケースの試験体

ら選択し、フィラープレートとしてエポキシ樹脂板を、塗装としてアルミナ溶射を用いた。また、ボルト軸部の絶縁には、PTFE製の絶縁スリーブを用いた。

表-1及び図-2に試験ケースを示す。ケース①②は、絶縁していない試験体であり、電位差の影響を受ける試験体として設定した。ケース③は、電位差のない炭素鋼同士を組み合わせた試験体であり、比較ケースと

して設定した。ケース④～⑦は、絶縁材料に厚さ1mmのエポキシ樹脂板を用いた試験体である。エポキシ樹脂板の外径には、座金と同径のφ44、及び座金よりも大きなφ50とφ56の3種類を用い、絶縁による腐食抑制効果とともに、絶縁材料の接触面からの張出し量が接触面端部の腐食性状に及ぼす傾向を確認するために設定した。ケース⑧は、絶縁材料に厚さ0.3mmの

アルミナ溶射を用いた試験体であり、絶縁材料の種類による腐食抑制効果の違いを比較するために設定した。アルミナ溶射は座金の接触面にのみ施した。

なお、本試験では電気的な絶縁の効果を確認するため、いずれの試験体も塗装せず、試験開始前の炭素鋼板の表面はブラスト処理した状態とした。

腐食促進試験はケースごとに試験体数3体、屋外暴露試験はケースごとに試験体数1体を対象とした。

2.3 試験体の絶縁抵抗

絶縁抵抗は絶縁体の材質やその厚さ等に影響を受けるため、使用する材料によっては絶縁による腐食抑制の効果にも差があると推定される。そこで本試験では、重なる鋼板間の絶縁抵抗を指標として、使用する絶縁材料ごとに得られる腐食抑制効果を定量的に比較することを試みた。

ボルト継手のような重なる鋼板間の絶縁抵抗を計測する標準的な方法はないため、本研究においては電子機器の絶縁抵抗を計測する方法等を参考にし、テスタータイプの絶縁抵抗計により計測した。10⁶Ω (1MΩ) 以上の抵抗を得られる見込みであったため、絶縁抵抗計には超絶縁計 (HIOKI (株) 製 SM-8215) を使用した。試験体のボルトを締め付けた後、絶縁抵抗計の端子を炭素鋼と高力ボルトの頭に接触させ、鋼板間の絶縁抵抗を計測した。絶縁抵抗の計測状況を写真-1 に示す。

一般に絶縁体に流れる電流の変化は収束するまでに長時間かかるものであり、抵抗の測定規格等では便宜的に電圧印加後1分経過した時の値を1分値と称して絶縁抵抗の評価に採用している³⁾。これを参考に本試験においては、絶縁抵抗計の印加電圧を250Vとし、電圧印加後1分経過した時の計測値を絶縁抵抗とすることにした。

表-2 に試験体の絶縁抵抗の計測結果を示す。エポキシ樹脂板を絶縁材料とした試験体は、ばらつきが大きいものの、異常値を除き平均しても10³MΩ以上の絶縁抵抗が得られた。アルミナ溶射を絶縁材料とした試験体の絶縁抵抗は、平均して約3MΩであり、エポキシ樹脂板と比べて低い傾向であった。絶縁抵抗の差には材質と厚さが影響していると考えられる。

なお、絶縁していないNone-F-SS、None-V-SS、None-F-CSの絶縁抵抗は全て0.00MΩであった。

3. 腐食促進試験

3.1 試験方法

本研究では、促進腐食試験として塩水噴霧、乾燥及

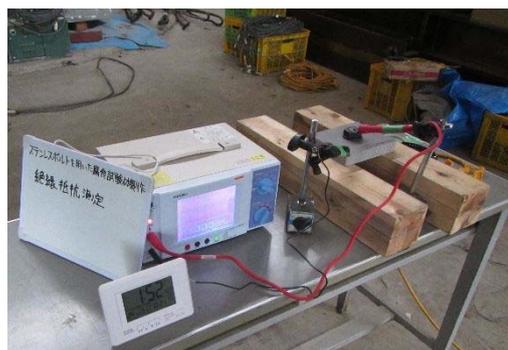


写真-1 絶縁抵抗の計測状況

表-2 絶縁抵抗の計測結果

試験体記号	No.	測定値 [MΩ]	絶縁抵抗 [MΩ]		
		1分値	平均1分値	標準偏差	変動係数
E44-F-SS	1	0.43 × 10 ²	2 × 10 ³	2 × 10 ³	1
	2	17.20 × 10 ²			
	3	0.58 × 10 ²			
	4	34.20 × 10 ²			
E44-V-SS	1	20.20 × 10 ²			
	2	1.22 × 10 ²			
	3	1.40 × 10 ²			
	4	18.30 × 10 ²			
E50-F-SS	1	25,000.00 × 10 ²			
	2	10.20 × 10 ²			
	3	17.10 × 10 ²			
	4	29.80 × 10 ²			
E56-F-SS	1	13.00 × 10 ²			
	2	41.60 × 10 ²			
	3	73.20 × 10 ²			
	4	7.41 × 10 ²			
AS-F-SS	1	3.05	3	0.3	0.1
	2	2.24			
	3	2.85			
	4	2.86			

び湿潤の条件を含んだ複合サイクル試験を行った。図-3 に示すサイクルの条件⁴⁾を計180サイクル実施した。なお、試験機内の配置場所による噴霧の偏りが腐食性状に影響しないよう、30サイクルごとに試験体の配置をローテーションさせた。

試験後には、試験体から高力ボルトを取り外し、ISO 8407⁵⁾に従って炭素鋼の腐食生成物を除去した。腐食生成物を除去した後の試験体の状況を写真-2 に示す。

3.2 計測項目

腐食性状は、式(1)に示す換算板厚減少量により評価するものとし、試験開始前及び腐食生成物除去後に炭素鋼の質量を計測した。

$$t = m / A\rho \quad (1)$$

ここで、 t は換算板厚減少量、 m は質量減少量、 A は試験体の表面積、 ρ は鋼材密度である。

また、試験開始前及び腐食生成物除去後に炭素鋼の

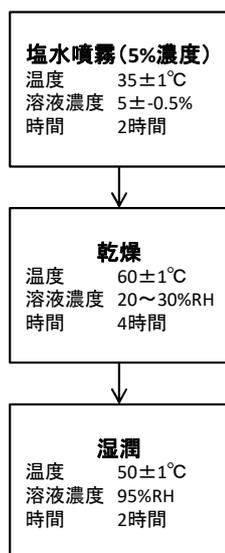


図-3 サイクル条件

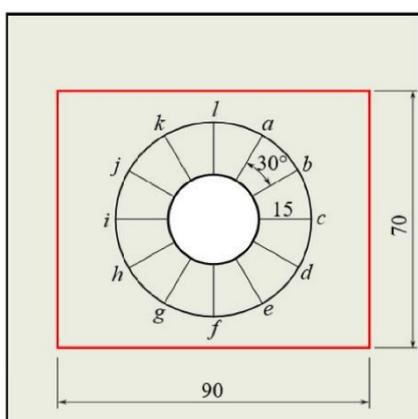


図-4 表面の観察範囲



写真-2 腐食生成物除去後の試験体

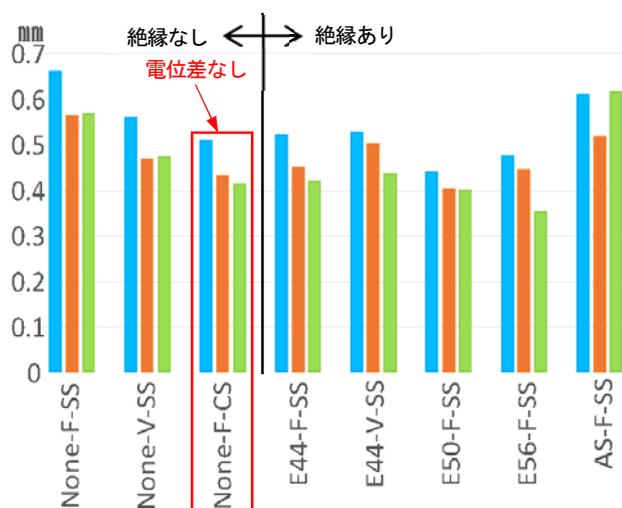


図-5 試験体ごとの換算板厚減少量

表面を3次元マイクロスコップ（キーエンス社製 VR-3000）により観察することで、定点の腐食深さ（腐食前後の表面高さの差分）を計測した。表面の観察範囲は、図-4に赤枠で示す炭素鋼の中央90mm×70mmを対象とし、腐食深さの計測位置は点aから点lまでの計12点とした。

3.3 試験結果

試験前後の炭素鋼の質量変化から換算板厚減少量を算出した結果を図-5に示す。

絶縁していないNone-F-SSの板厚換算減少量は、電位差のないNone-F-CSの1.3倍であり、電位差の影響が現れたものと考えられる。

絶縁材料にエポキシ樹脂板を使用した試験体E44-F-SS～E56-F-SSの板厚換算減少量は、電位差のないNone-F-CSと同程度となっており、絶縁による効果がみられる。また、試験体3体の平均値でみると、E44-F-SS、E50-F-SS、E56-F-SSの順に換算板厚減少量が小さく

なっており、座金に対するエポキシ樹脂板の張出し長と腐食量には関連性がみられる。座金と炭素鋼との接触面端部に滞水が生じると、電気抵抗が失われると考えられるが、絶縁材を接触面から張り出すことにより、この滞水の影響を抑えられる可能性がある。

絶縁材料にアルミナ溶射を使用したAS-F-SSの板厚換算減少量は、エポキシ樹脂板を使用したものよりも大きく、None-F-SSとほぼ同じであった。アルミナ溶射は座金の接触面にのみ施していることから、上述した接触面端部に滞水により、絶縁の効果が得られなかった可能性がある。また、AS-F-SSの絶縁抵抗は、エポキシ樹脂板を使用した試験体よりも小さく、その影響が板厚換算減少量にも相対的に現れた可能性があると考えられる。

表-3に炭素鋼板表面の腐食深さを計測した結果を示す。これらの値は、各試験体における計測位置12か所及び試験体の3体の結果を全て平均したものである。

同表より、None-F-SSの平均最大腐食深さはNone-F-CS の1.1倍、平均腐食深さは1.5倍であり、電位差による影響が見られる。E44-F-SS、E50-F-SS及びE56-F-SSを比較すると、座金に対するエポキシ樹脂板の張出し長が大きくなるに従い、平均最大腐食深さ及び平均腐食深さともに小さくなっており、板厚換算減少量と同様な傾向が見られる。特にE56-F-SSの平均最大腐食深さ及び平均腐食深さは、絶縁していないNone-F-SSの約0.5倍であり、絶縁の効果が顕著に見られる。

一方、AS-F-SS の平均最大腐食深さ及び平均腐食深さは、None-F-SS の約1.0倍および0.85倍であり、絶縁の効果はほぼ見られない。上述した接触面端部の滞水の影響により、絶縁の効果が得られなかった可能性がある。

4. 屋外暴露試験

本試験では、表-1 及び図-2 に示した各試験ケースの試験体を海岸線に接する鳴門の屋外暴露試験場に設置し、経年的な腐食状況の変化を観察することとした。

炭素鋼の表面はブラスト処理した状態であったため、暴露後1ヶ月で試験体全面に表面錆が形成された。暴露後6ヶ月の時点では、まだ各試験ケースに顕著な差異は確認されていない。暴露後1ヶ月後及び暴露後6ヶ月後の試験体の状況を写真-3に示す。

今後継続して腐食状況の経年変化を観察するとともに、腐食促進試験で得られた腐食性状との相関を確認する予定である。

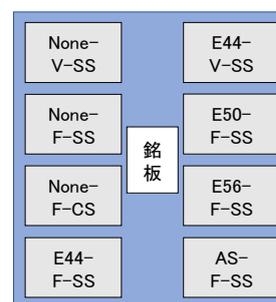
5. まとめ

本研究では、接触面に絶縁材料を設置することによる異種金属接触腐食の抑制効果を確認するため、基礎実験として継手を模擬した小型試験体の腐食促進試験を行い、その腐食性状を調べた。本試験で得られた成果は、以下の通りである。

- (1) 異種金属が接触する継手では、絶縁材料を設置しない場合、炭素鋼同士の継手よりも換算板厚減少量および腐食深さが大きい。
- (2) 異種金属が接触する継手の接触面に絶縁材料を設置すれば、電位差による影響を抑えられるが、絶縁材料の種類、厚さ、設置範囲によって効果の程度が異なる可能性がある。
- (3) 接触面に設置する絶縁材料を接触面外にまで張り出すことにより、異種金属の接触面端部に滞水が生じた場合の影響を抑えられる可能性がある。

表-3 炭素鋼板表面の腐食深さ

試験体記号	平均最大腐食深さ [μm]	平均腐食深さ [μm]
None-F-SS	515	204
None-V-SS	477	194
None-F-CS	458	136
E44-F-SS	552	192
E44-V-SS	443	157
E50-F-SS	493	134
E56-F-SS	268	96
AS-F-SS	517	174



(a) 各試験体の配置



(b) 暴露1ヶ月後



(c) 暴露6ヶ月後

写真-3 暴露試験体の状況

今後は、腐食促進試験の結果を踏まえ、異種金属が接触する摩擦接合継手部の防食仕様を検討・試験し、実橋梁に適用可能な仕様を提案する計画である。

また、過年度に行ったすべり耐力試験の結果を踏まえ、絶縁材料を設置した摩擦接合継手のすべり強度の特性値を検討、及び載荷試験や材料特性を考慮した解析により、SUS 製部材の耐荷力評価式を具体化する計画である。

このような耐久性能及び耐荷性能に関する検討により、SUS 製部材の設計方法を標準化し、SUS の鋼道路橋への適用を目指す考えである。

6. 謝辞

本研究は、土木研究所、日本鋼構造協会、日本橋梁建設協会、長岡技術科学大学、長岡工業高等専門学校、早稲田大学、本州四国連絡高速道路との共同研究「耐久性向上のための高機能鋼材の道路橋への適用に関する共同研究」の一環として実施されたものである。ここに、ご指導・ご協力頂いた共同研究者へ謝意を表します。

参考文献

- 1) 玉越隆史、横井芳輝、岡田紗也加、水口知樹、強瀬義輝：耐侯性鋼橋の外観性状によるさび状態の評価法に関する研究、国土技術政策総合研究所資料、第 828 号、155p.、2015.2
- 2) 大西孝典、村井啓太、澁谷敦、上仙靖、玉越隆史：異種金属間に絶縁材を配置した摩擦接合継手のすべり耐力、土木技術資料、vol. 61、No. 12、pp. 52-55. 2019. 12
- 3) JIS C 2139-3-2：固体電気絶縁材料の誘電特性及び抵抗特性—第 3-2 部：直流電圧印加による抵抗特性の測定—表面抵抗及び表面抵抗率、日本産業規格、2018.
- 4) (公社)自動車技術会：JASO M 609 自動車用材料腐食試験方法、自動車規格、1991.
- 5) ISO 8407：Corrosion of metals and alloys - Removal of corrosion products from corrosion test specimens、ISO、2009.

7.1 最重要路線等において高耐久性等を発揮する構造物の設計、構造、材料などを開発・評価

7.1.2 新設橋の品質・信頼性向上方法の構築に関する研究（橋梁基礎）

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：桐山孝晴、堀内智司、飯島翔一

【要旨】

道路橋の下部構造物における設計の合理化を目的として、推定精度の低い軟弱粘性土地盤上における基礎について、設計計算モデルの見直しを行っている。軟弱粘性土地盤上の橋台杭基礎には、橋台背面盛土による偏土圧が作用するため、橋台に大変位が生じる側方移動を考慮する必要があるが、照査方法は道路橋示方書に規定されていない。そこで、橋台杭基礎の側方移動に対する照査方法の確立を目指して、遠心模型実験の再現解析及びパラメトリック解析を実施して橋台杭基礎に作用する側方流動圧を算出した結果、流動圧の最大値は盛土高等が影響することがわかった。

キーワード：側方移動、軟弱粘性土地盤、橋台杭基礎、側方流動圧

1. はじめに

平成 29 年に改定された道路橋示方書には、データのばらつきなどによる不確実性の大きさに応じて部分係数が差別化される部分係数設計法が採用された。これまでの許容応力度法では安全率によって安全余裕を考慮していたが、部分係数設計法の導入により、材料強度や荷重、モデル誤差などによる不確実性を個別に設定することが可能となったため、不確実性を小さくすることでより合理的な設計が可能になった。

基礎の設計に関する不確実性の一つとして、軟弱地盤における設計計算モデルのモデル誤差が挙げられる。特に推定精度の低い軟弱粘性土地盤上の基礎について、地盤反力係数等の設計計算モデルを精度の良いものに見直すことで、大幅な合理化が見込めることが期待されている。

軟弱粘性土地盤上に構築される橋台杭基礎では、橋台背面盛土による偏土圧が作用するため、盛土直下の地盤の流動化に起因する側方移動により、大変位が発生するおそれがある。例えば、土木研究所で受けた技術相談の中で、側方移動に関する事例件数は平成 20 年から令和元年までの 12 年間で 13 件あった。道路橋の設計基準類では、側方移動判定式（I 値²⁾）で側方移動のおそれがあるかどうかを判定し、地盤改良等の側方移動対策を実施することを前提として設計が行われるのが一般的であり、側方移動によって橋台杭基礎に作用する側方流動圧（以下、流動圧という）を考慮した照査方法は道路橋示方書には規定されていない。

また、側方移動対策の一つとして、基礎によって流動圧に抗する基礎体抵抗法²⁾の概念が示されているものの、地盤変位の推定の困難さ等のために適用はほとんどされていないのが実態である。

そこで本研究では、側方移動に対する照査法を構築することを目指して、既往の遠心模型実験の再現解析を行い、その再現解析モデルを用いてパラメトリック解析を行うことで、側方移動によって橋台杭基礎に作用する側方流動圧とその影響因子について検討を行った。

なお、本研究は、新潟大学と実施している「地盤調査法の高度化等を考慮した道路橋基礎の部分係数設計法に関する研究」の一環である。

2. 実験概要

図-1 に示すように、側方移動を模した橋台杭基礎の遠心模型実験³⁾を対象とした。支持層に根入れさせた 3×5 列の杭基礎によって支持される橋台の模型を軟弱粘性土地盤上に設置し、橋台背面に砂質土地盤による盛土を構築した模型地盤を、機械施工屋内実験施設内の動的遠心力載荷実験装置により 75G の遠心力を載荷させ、橋台背面盛土による偏土圧に起因する軟弱粘性土地盤の側方移動を発生させた。杭基礎および橋台はアルミ材によって作製し、杭基礎にひずみゲージを取り付けた。

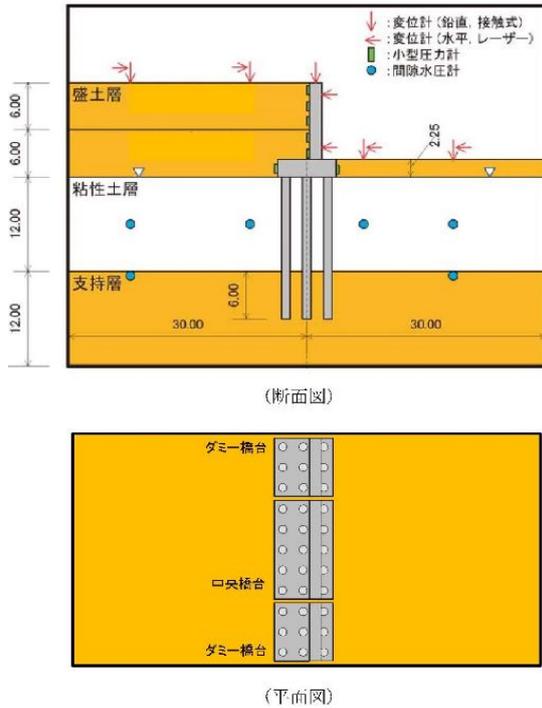


図-1 模型概要図 (実物スケール、単位 : m)

3. 再現解析

3.1 解析手法及び解析モデル

図-2 に示すように、2次元弾塑性FEM解析により再現解析を行った。解析は、地盤及び橋台をソリッド要素、杭基礎をはり要素でモデル化した。また、地盤と杭基礎との接触面はジョイント要素とし、さらに、橋台後方にジョイント要素を付加して、実験と同位置にクラックが入るように工夫した。

橋台背面盛土および支持層はモール・クーロンモデル、軟弱粘性土層は関口・太田モデルを適用した。精度向上のため、地盤定数は材料の試験結果を入力した。本解析では、粘性土のせん断特性が重要であることから、関口・太田モデルの持つ非排水せん断強度と、三軸(CD)試験より求まる非排水せん断強度が整合するように限界応力比と非可逆比を調整した。

解析モデルの側方境界は非排水条件とし、盛土や支持層は水の連成は行わずに、粘性土は上下端を排水条件とした。

3.2 解析条件

解析は、遠心模型実験の手順に合わせて、橋台及び盛土層の単位体積重量を段階的に1Gまで0.2Gピッチで漸増させて解析を実施した。なお、各段階における解析時間は、相似則を用いて遠心模型実験における遠心載荷時間と整合させた。

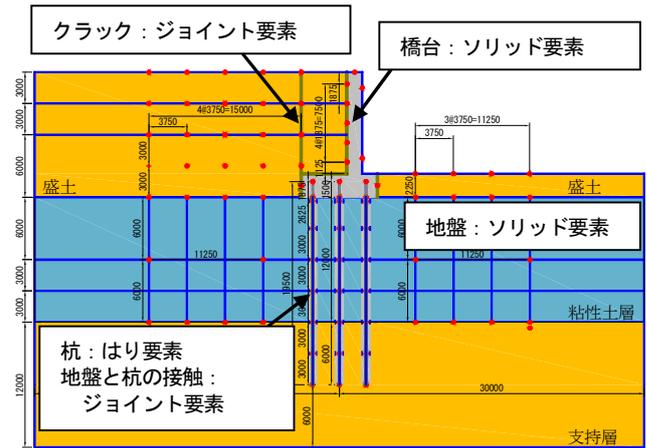


図-2 解析モデル (単位 : mm)

3.3 解析結果

杭1本あたりの曲げモーメント分布について解析結果を図-3に示す。

実験値と比較すると、左側(後列)杭、中央杭、右側(前列)杭とも、曲げモーメントのモードの傾向は良くとらえていると考えられる。杭のような細長い棒部材は、理論上、曲げモーメント分布の軸方向に対する2階微分が分布荷重に一致することから、後列杭は流動圧を受けていること、前列杭は前面側から地盤抵抗を受けていると推察される。しかし、最大曲げモーメントについては相違が見られ、前列杭は実験値よりも大きな値となった。

3.4 妥当性の確認

杭の曲げモーメントについてFEM解析結果と実験結果で相違が見られたことから、フレーム解析により、各結果の妥当性を検証した。作用(流動圧と杭頭部の変位量)に対する杭の応答(杭の曲げモーメント)を算出し、解析や実験の結果(杭の曲げモーメント)と一致するかを確認した。結果を図-4に示す。

フレーム解析(実験結果の杭頭部の変位量を入力)の結果、最大曲げモーメントは、実験結果と比較して2~5倍程度の差がみられ一致しなかった。これは、実験模型において、フーチングと杭との接合部が剛結となっていない等の可能性が考えられる。一方、フレーム解析(FEM解析結果の杭頭部の変位量を入力)の結果、最大曲げモーメントは解析結果と比較して1.1~1.2倍程度の差に収まってよく一致し、また、曲げモーメント分布も解析結果とよく一致した。以上より、FEM解析結果の妥当性が確認できたと考えられる。

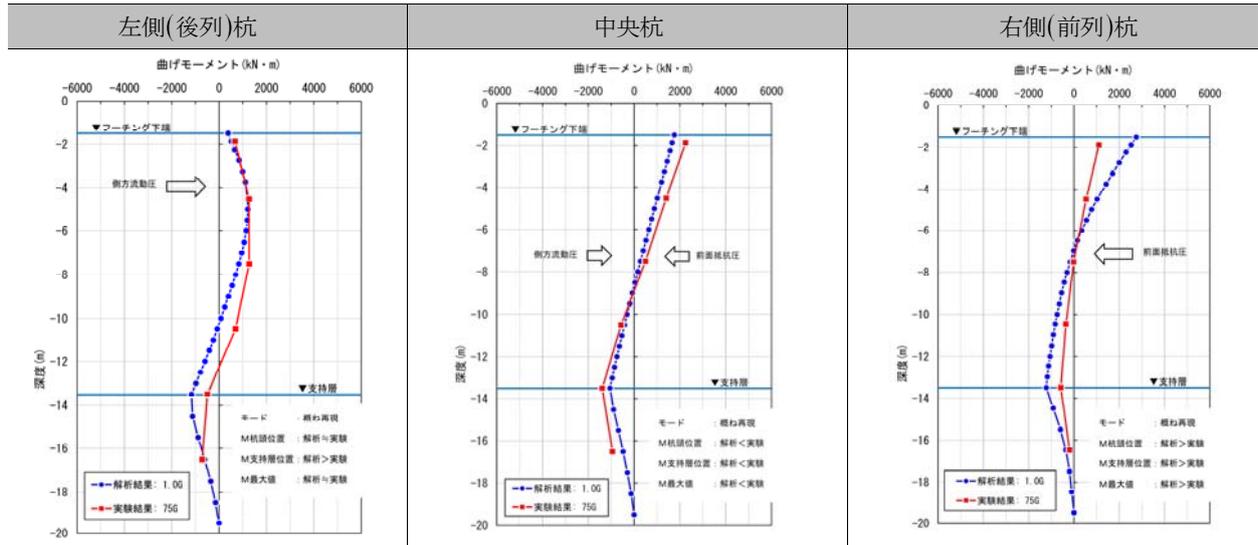


図-3 杭に作用する曲げモーメント

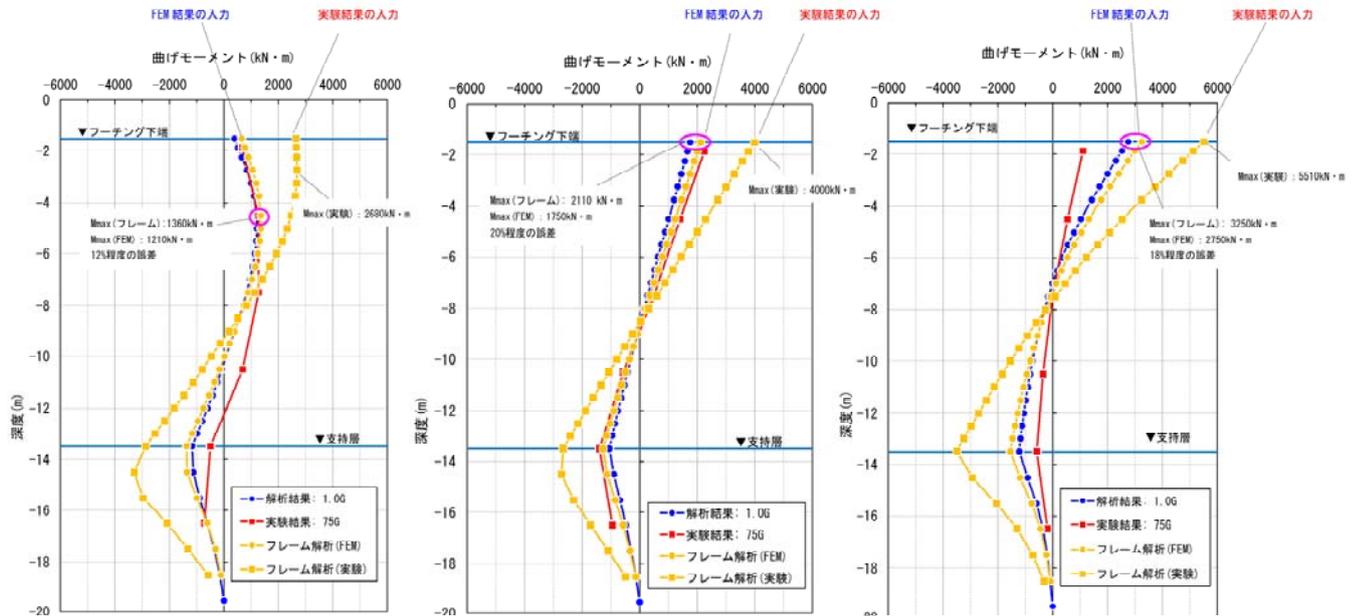
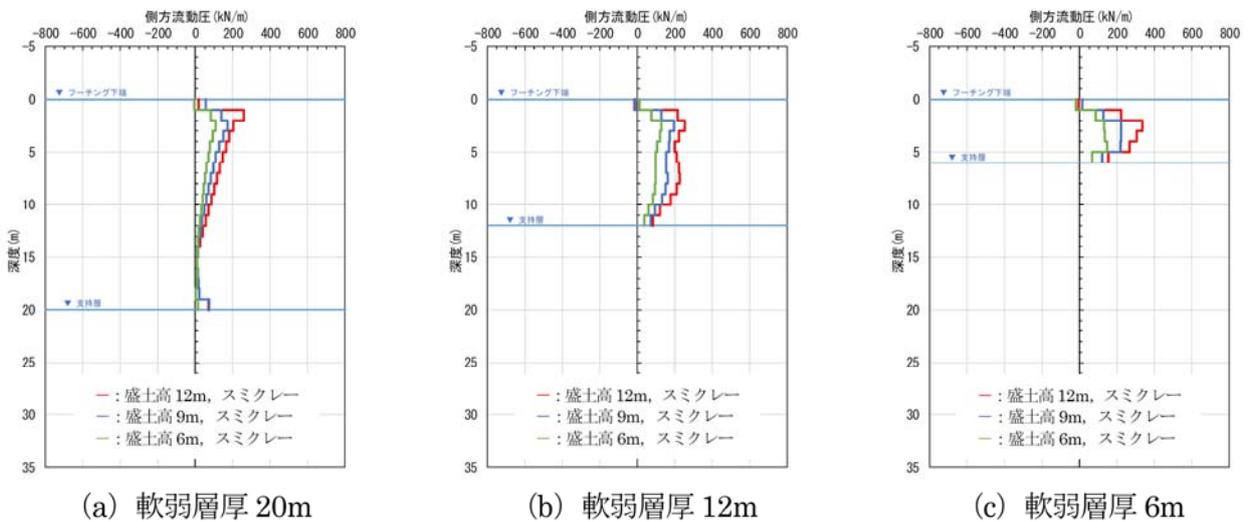


図-4 杭に作用する曲げモーメントとフレーム解析結果との比較



(a) 軟弱層厚 20m

(b) 軟弱層厚 12m

(c) 軟弱層厚 6m

図-5 軟弱層厚毎の流動圧

4. パラメトリック解析

4.1 解析条件

再現解析の解析モデルについて、杭体の材料や根入れ深さ等を実態にあわせて変更した上で、橋台背面盛土高や軟弱層厚、軟弱層の材料特性（非排水せん断強度）、杭径を変化させてパラメトリック解析（約40ケース、表-1参照）を行って流動圧を算出した。ここで、軟弱層の材料特性は、遠心模型実験の使用材料と、代表的な地盤（東京湾沖積粘性土層と大阪湾沖積粘性土層における非排水せん断強度 S_u と有効上載圧 p' の比の平均値⁴⁾から算出）の2種類とした。

表-1 解析ケース

解析条件	検討ケース
軟弱層厚	6m, 9m, 12m, 15m, 20m, 30m
橋台背面盛土高	6m, 9m, 12m
軟弱地盤の材料特性	・スミクレー ・東京湾沖積, 大阪湾沖積の平均材料
杭径	1.0m, 1.5m
杭配置	3列×5列

4.2 解析結果

(1) 分布形状について

図-5に、代表ケースとして軟弱層厚20m、12m、6m、軟弱地盤材料スミクレー、杭径1.0mの場合の流動圧の算出結果を示す。図-5より、流動圧分布の形状は軟弱層厚の違いにより変化することがわかった。図-5(a)の場合には、フーチング下端近くで最大値を示し、深度方向に減少し、支持層よりも浅い位置でゼロの値に近づく傾向がみられた。図-5(b)の場合には、(a)と同様にフーチング下端近くで最大値を示すが、深度下方でもう一度ピークを示す形状となった。図-5(c)の場合には、(a)と同様にフーチング下端近くで最大値を示し、深度方向に減少して支持層でゼロの値に近づく傾向がみられた。

(2) 流動圧分布の最大値について

流動圧の最大値について整理したものを図-6~8に示す。図-6に示す流動圧の最大値と軟弱層厚との関係から、流動圧の最大値は軟弱層厚との相関はなく、軟弱地盤の材料特性によって概ね一定の値を取ることが確認された。図-7に示す流動圧の最大値と盛土高の関係から、盛土高は流動圧の最大値と高い相関関係があることが確認された。図-8に示す流動圧の最大値の深度と軟弱層厚の関係から、軟弱層厚にかかわらず概ね深度3mで最大値をとる傾向がみられた。

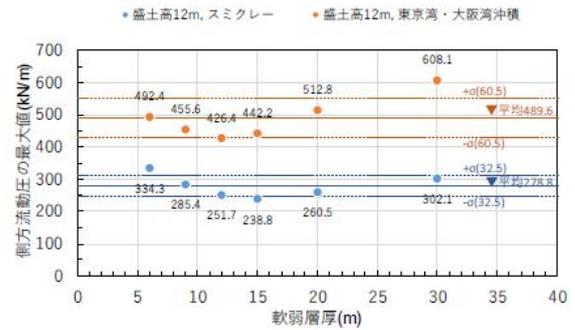


図-6 流動圧の最大値と軟弱層厚

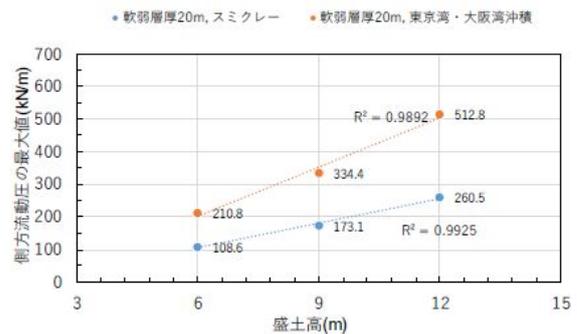


図-7 流動圧の最大値と盛土高

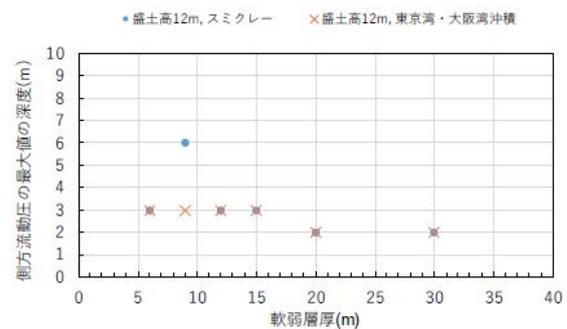


図-8 流動圧の最大値の深度と軟弱層厚

5. まとめ

本研究は、側方移動に対する照査法を構築することを目指して、既往の遠心模型実験の再現解析を行い、その再現解析モデルを用いてパラメトリック解析を行うことで、側方移動によって橋台杭基礎に作用する流動圧とその影響因子について検討を行った。

その結果、流動圧の最大値は盛土高と高い相関関係があり、軟弱地盤材料特性も影響することが確認された。また、流動圧の分布形状は、軟弱層厚により相違が見られることがわかった。

今後、側方移動に対する照査方法を提案するために、流動圧の影響因子について解明した上で、設計照査で

使用する梁バネモデルの検討を行って流動圧算定式を構築するとともに、実設計への適用性を検証する必要がある。

参考文献

- 1) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、2018
- 2) (公社)日本道路協会：杭基礎設計便覧、2015
- 3) 大城一徳、坂下学、谷本俊輔、七澤利明：軟弱地盤上の橋台基礎の健全度評価に関する実験および解析、土木技術資料、pp.44-49、2017
- 4) (公社)地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説、2019

7.1 最重要路線等において高耐久性等を発揮する構造物の設計、構造・材料等を開発・評価

7.1.3 新設橋の品質・信頼性向上方法の構築に関する研究（コンクリート橋）

担当チーム：構造物メンテナンス研究センター
研究担当者：石田雅博、大島義信、野田翼

【要旨】

塩害地域の道路橋新設、あるいは補修において、鋼材腐食の観点からステンレス鉄筋の活用が今後見込まれる。ステンレス鉄筋の使用にあたっては、部位を限定し、普通鉄筋と併用することがLCC上効果的と考えられる。しかしながら、道路橋において、ステンレス鉄筋の耐久性について基準化には至っておらず、また、異種金属接触腐食を生じさせないための絶縁仕様など不明確である。本研究では、暴露供試体を用いたステンレス鉄筋の引抜き試験や異種金属接触下の鉄筋の促進腐食試験等を実施し、ステンレス鉄筋の道路橋への適用性について検討した。

キーワード：ステンレス鉄筋、異種金属接触腐食、絶縁、エポキシ樹脂塗装鉄筋、塩害

1. はじめに

塩害地域の道路橋新設、あるいは補修において、鋼材腐食の観点から鉄筋コンクリート用ステンレス異形棒鋼（以下、ステンレス鉄筋）の活用が今後見込まれている。ステンレス鉄筋については、平成20年（2008年）にJIS規格が制定されるとともに、同年、土木学会から「ステンレス鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計施工指針（案）」（以下、土木学会指針案）が刊行されたほか、これまで様々な検討¹⁾が行われてきている。

ステンレス鉄筋は、鋼材の化学成分の違いから、SUS304-SD、SUS316-SD、SUS410-SDの3種類がJISに規定されている。土木学会指針案には、表-1に示すとおり、腐食発生限界塩化物イオン濃度の推奨値²⁾が示されている。しかし、その推奨値は主に溶液中の強制的な腐食に基づいており、実際のコンクリート中における腐食の影響は必ずしも明確でない。

また、ステンレス鉄筋の使用にあたっては、部位を限定し、普通鉄筋と併用することがLCC上効果的と考えられる。この場合、異種金属接触腐食の有無、あるいは普通鉄筋との絶縁仕様に関する課題があるほか、部材降伏や最大耐荷、それらのばらつきなどは必ずしも明確でない。

平成29年制定道路橋示方書（以下、H29道示）では、耐久性確保の方法³⁾について、表-2に示す3つの方法のいずれかに区分し設計することが求められている。ステンレス鉄筋は、表-2における方法3に区分できる可能性があるものの、以上の理由から標準的方法とし

て位置づけるまでには至っていない。

よって、本研究では、ステンレス鉄筋の道路橋への適用に関する課題のうち、腐食が生じたステンレス鉄筋のコンクリートとの付着性能、異種金属接触腐食に対する絶縁方法について検討を行った。

表-1 腐食発生限界塩化物イオン濃度の推奨値²⁾

ステンレス鉄筋の種類	腐食発生限界塩化物イオン濃度の推奨値
SUS304-SD	15 kg/m ³
SUS316-SD	24 kg/m ³
SUS410-SD	9 kg/m ³

表-2 道路橋部材の耐久性確保の方法³⁾

方法	概要
方法1	設計耐久期間内における材料の機械的性質や力学的特性等の経年変化を前提とし、これを定量的に評価した断面とすることで、その期間内における当該部材等の耐荷性能に影響を及ぼさないようにする方法
方法2	設計耐久期間内における材料の機械的性質や力学的特性等の経年変化を前提とし、当該部材等の断面には影響を及ぼさない対策の追加等の別途の手段を付加的に講じることで、その期間内における当該部材等の耐荷性能に影響を及ぼさないようにする方法
方法3	設計耐久期間内における材料の機械的性質や力学的特性等に及ぼす経年の影響が現れる可能性がないか、無視できるほど小さいものとするすることで、当該部材等の耐荷性能に影響を及ぼさないようにする方法

2. 調査方法

2.1 概要

ステンレス鉄筋3種類について、塩害環境下および普通環境下での鉄筋とコンクリートとの付着応力度の差異を確認するため、JSCE-G503 に準拠した鉄筋の引抜き試験を実施した。

2.2 試験方法

実験ケースを表-3に示す。コンクリートの内在塩化物イオン濃度を0kg/m³と25kg/m³として供試体を作成し、茨城県つくば市の(国研)土木研究所敷地内にて約1年間暴露した。供試体寸法を図-1に、使用したベースコンクリートの配合を表-4に示す。

なお、JSCE-G503では、試験を行う材齢を28日とし、材齢28日における圧縮強度を用いて付着応力度の補正を行うよう規定されている。しかし、本研究では、約1年間暴露した状態での付着応力度の評価を目的とするため、規定によらず材齢357日において引抜き試験を実施した。そのため、本試験による付着応力度の絶対値は意味を持たず、材齢28日の圧縮強度で補正する必要はない。しかし、材齢28日の圧縮強度で補正することで、少なくとも母材品質の相対的な差を考慮することができる。よって、本試験では、材齢28日における圧縮強度(CASE1~3: 47.5N/mm²、CASE4~6: 37.1N/mm²)を用いて付着応力度の補正を行っている。

2.3 試験結果

鉄筋引抜き試験前および試験後の供試体写真を図-2に、鉄筋引抜き試験で得られたすべり量が0.002D(D:鉄筋の公称直径)における付着応力度の平均値および最大荷重時の付着応力度の平均値を図-3に、各ケース1供試体を代表した付着応力度-自由端変位曲線を図-4に示す。また、塩化物イオン濃度0kg/m³の平均付着応力度を100%とした時の、塩化物イオン濃度25kg/m³の付着応力度比を表-5に示す。

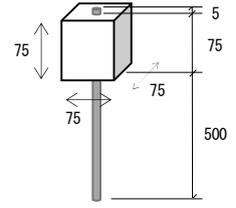
試験後に鉄筋をはつり出したところ、CASE1~5に発錆はなく、図-2に示す通り、CASE6(SUS410、塩分付加)には鉄筋表面に若干の発錆が認められた。

図-3、4および表-5によると、すべり量が0.002Dにおける付着応力度は、CASE1~3と比較し塩化物イオンを付加したCASE4~6は著しく低下し、30%程度の応力度比となった。これは、図-2に示した通り、引抜き試験前のCASE4~6の供試体全数において、コンクリートにひび割れが生じており、引抜きに対する剛性が低下したためと考えられる。また、若干の発錆が生じているSUS410と発錆が認められないSUS304及び

表-3 実験ケース

CASE※1	塩化物イオン濃度(kg/m ³)	鉄筋の種類	強度区分
CASE1	0	SUS304-SD	295B
CASE2		SUS316-SD	—※2
CASE3		SUS410-SD	295A
CASE4	25	SUS304-SD	295B
CASE5		SUS316-SD	—※2
CASE6		SUS410-SD	295A

※1 各ケースN=3(個)作成, ※2 調査の都合上JIS規格外品, 0.2%耐力250~300MPa程度



鉄筋の呼び名	公称直径(D)	付着長(4D)	非付着長(2D)	一辺の長さ
D13	12.7	50	25	75

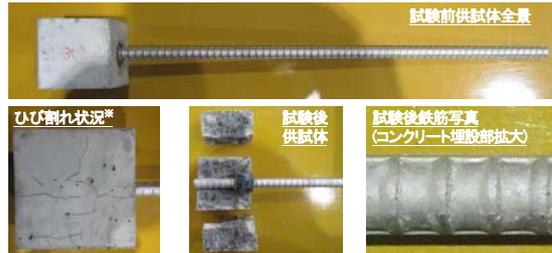
図-1 供試体寸法

表-4 ベースコンクリートの配合

水セメント比(%)	空気量(%)	細骨材率(%)	単位量(kg/m ³)				
			水※1	セメント※2	細骨材	粗骨材※3	混和剤※4(C×%)
50.0	4.5	47.2	165	330	828	968	0.9

※1 CASE4~6では塩化物イオン濃度25kg/m³となるよう塩化ナトリウムを溶解, ※2 普通ポルトランドセメント, ※3 最大寸法20mm, ※4 AE減水剤標準形(I種)

CASE4



※ひび割れ幅は0.05mm程度、写真の供試体はひび割れ部を鉛筆でマーク済み。なお、ひび割れ深さについては計測していない。

CASE6



図-2 供試体写真

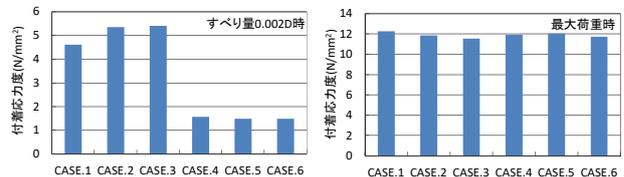


図-3 平均付着応力度

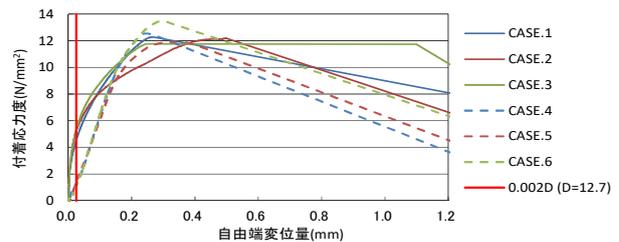


図-4 付着応力度-自由端変位曲線

表-5 引抜き試験結果

CASE	塩化物イオン濃度 (kg/m ³)	鉄筋の種類	すべり量が0.002Dにおける付着応力度比 (%)	最大荷重時の付着応力度比 (%)
CASE 1	0	SUS304	100	100
CASE 2		SUS316	100	100
CASE 3		SUS410	100	100
CASE 4	25	SUS304	34	97
CASE 5		SUS316	28	101
CASE 6		SUS410	27	102

※各値は3個の供試体の平均値を示す

SUS316 との差異がないことから、引抜きに対する剛性低下は、ステンレス鉄筋の腐食による影響ではなく、コンクリート母材の特性が変化したためと考えられる。

一方、最大荷重時の付着応力度は、CASE 4~6 とも100%前後の応力度比であり、発錆の有無にかかわらず、付着応力度の低下はなかった。これは、変形量が大きくなるものの、せん断応力による付着機構は変化しなかったためと考えられる。

3. ステンレス鉄筋と普通鉄筋の異種金属接触腐食

3.1 概要

異種金属接触腐食は、金属の電位の違いにより生じるもので、普通鉄筋とステンレス鉄筋の接触では、普通鉄筋に腐食が生じる。篠田らの研究によれば、塩化物イオン濃度が1.2kg/m³以下の条件では、異種金属接触腐食は設計上問題とならないことが確認されている⁴⁾。また、土木学会指針案においても、塩化物イオン濃度が1.2kg/m³以下の範囲では、ステンレス鉄筋は普通鉄筋の腐食反応に対してほとんど関与しないと想定されると言及し、耐久性上大きな問題にはならないとされている²⁾。また、安藤らの研究によれば、塩化物イオン濃度が9kg/m³以下の条件では、普通鉄筋とステンレス鉄筋の接触が普通鉄筋の腐食を促進させることはなかったとされる⁵⁾。

一方で、異種金属接触腐食では、接触する各々の金属の表面積の比により腐食の程度が変わることが知られており⁶⁾、異種金属が接触した場合の腐食速度と表面積には式(1)の関係があるとされる⁷⁾。これは、例えば、ステンレス製の大きな台に鉄製の小さな釘等を置いた場合に、鉄の腐食が促進される事象を説いたものである。

$$P = P_0 (1 + (A_c / A_b)) \quad (1)$$

ここで、P: 腐食速度、P₀: 金属片単独時の腐食速度、

A_c: 貴な金属の表面積、A_b: 卑な金属の表面積。

篠田らや安藤らの研究、あるいは土木学会指針案においては、この異種金属の表面積比に着目した実験や記述はなされていない。前述の通り、ステンレス鉄筋を使用する場合には、適用部位を限定し、普通鉄筋と併用することがLCC上効果的であることから、容易に補修・補強することが困難な場合の多い道路橋に適用するにあたって、異種金属の表面積比に着目した腐食促進実験を行った。

3.2 試験方法

異種金属の表面積比をパラメータとして供試体を作製し、鉄筋の腐食促進試験を実施した。実験ケースを表-6に、各供試体の配筋を図-5に、使用したコンクリートの配合を表-7に示す。供試体寸法は、□100mm×230mmとし、塩害環境下を模擬し、コンクリートの塩化物イオン濃度は1.2kg/m³とした。コンクリート中に配する鉄筋の径はD10およびD19とし、ステンレス鉄筋にはSUS304を使用、普通鉄筋との接触形態は、直交するように接触するケースと平行にラップするように接触するケースの2パターンとした。また、コンク

表-6 実験ケース

CASE	ステンレス鉄筋と普通鉄筋の接触形態	ステンレス鉄筋の総表面積 A _{SUS} (mm ²)	普通鉄筋の総表面積 A _N (mm ²)	表面積比 A _{SUS} /A _N
CASE1	直交	7,500	7,500	1.0
CASE2	直交	18,600	1,800	10.3
CASE3	直交	37,200	1,800	20.7
CASE4	ラップ	37,200	1,800	20.7

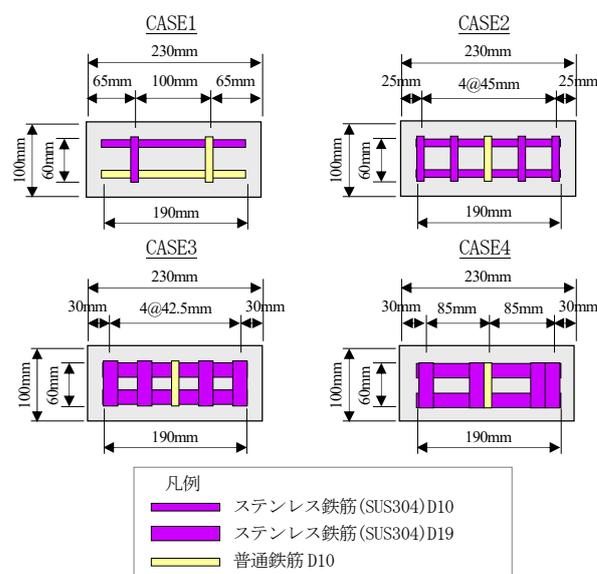


図-5 供試体配筋

リート打設後の養生方法は、JIS A 6205「鉄筋コンクリート用防せい剤」附属書 2(規定)「コンクリート中の鉄筋の促進腐食試験方法」を準用し、材齢3日で脱型、材齢7日まで乾燥しないようビニール袋に入れ養生、温度180℃・圧力1.0MPaを5時間保持するオートクレーブを2回繰り返すことで、鉄筋腐食を促進した。

3.3 試験結果

試験結果を表-8に、試験後に研り出した普通鉄筋の腐食状況を図-6に示す。なお、異種金属接触腐食はマクロセル腐食であり、接触箇所に近いほど腐食しやすい特徴を有している。しかしながら、腐食生成物から、マクロセル腐食と各金属単体で生じているマイクロセル腐食とを区別することは困難である。そのため、本実

験では、マイクロセルによる腐食量は各ケースほぼ一定であると仮定し、鉄筋に生じた全ての腐食面積を算定し、大小を比較することとした。

表-8に示す通り、CASE2の腐食面積率が最も大きく、ステンレス鉄筋と普通鉄筋の表面積比が大きくなるほど、腐食面積率が大きくなる関係にはならなかった。しかしながら、表面積比1.0であるCASE1と比較して、ステンレス鉄筋の表面積の比率が高いCASE2~4は腐食面積率が大きく、一定の傾向は認められる。これは、普通鉄筋と比してステンレス鉄筋の表面積が大きくなると、両者が接触した場合に普通鉄筋の腐食が促進される可能性を示すものである。

なお、ステンレス鉄筋と普通鉄筋の接触形態の異なる

表-7 ベースコンクリートの配合

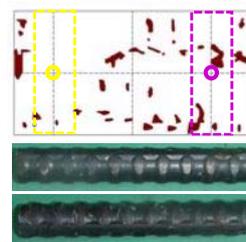
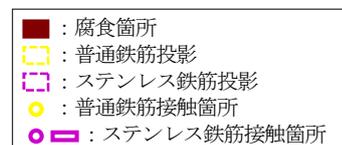
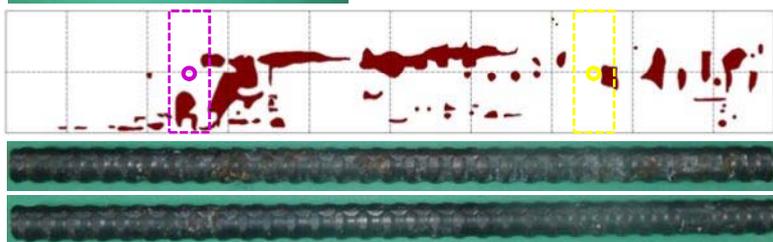
水セメント比 (%)	空気量 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)				
			水※1	セメント※2	細骨材	粗骨材※3	混和剤※4 (C×%)
50.0	4.5	47.2	165	330	828	968	1.0

※1 塩化物イオン濃度1.2kg/m³となるよう塩化ナトリウムを溶解、※2 普通ポルトランドセメント、※3 最大寸法20mm、※4 AE減水剤標準形(1種)

表-8 試験結果

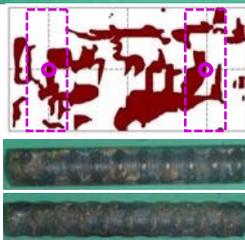
CASE	ステンレス鉄筋と普通鉄筋の接触形態	ステンレス鉄筋と普通鉄筋の表面積比	普通鉄筋の腐食面積率
CASE1	直交	1.0	9.4 % 5.1 %
CASE2	直交	10.3	30.4 %
CASE3	直交	20.7	15.9 %
CASE4	ラップ	20.7	19.9 %

CASE1

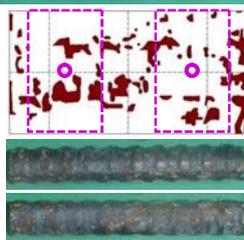


←ステンレス鉄筋接触側写真
←ステンレス鉄筋非接触側写真

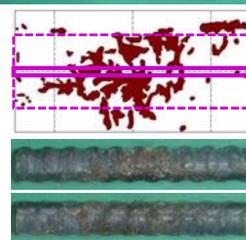
CASE2



CASE3



CASE4



←ステンレス鉄筋接触側写真
←ステンレス鉄筋非接触側写真

図-6 普通鉄筋の腐食状況

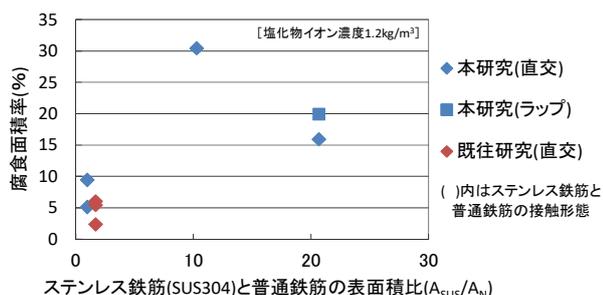


図-7 表面積比と腐食面積率の関係

るCASE3とCASE4に着目すると、CASE3の直交接触に比しCASE4のラップ接触の方が大きい腐食面積率となった。図-6からも、CASE3に比し、CASE4の腐食箇所が広がったことが確認できる。

ここで、ステンレス鉄筋と普通鉄筋の表面積比と腐食面積率の関係について、本研究にくわえて、篠田らや安藤らの研究、土木学会指針案に掲載されている異種金属接触腐食試験結果を反映した散布図を図-7に示す。なお、篠田らや安藤らの研究、土木学会指針案では、ステンレス鉄筋と普通鉄筋の表面積比に関する記載がないため、その試験方法から筆者らが推算した。また、抽出したデータは塩化物イオン濃度1.2kg/m³の条件下で、SUS304を使用したものである。

図-7によると、既往研究の成果と併せても、ステンレス鉄筋と普通鉄筋の表面積比が1.0以上となった場合に、異種金属接触腐食が促進される可能性が認められる。実施工上、ステンレス鉄筋と普通鉄筋の表面積比が1.0を超えることも十分想定されることから、現状では、容易に補修・補強することが困難な場合の多い道路橋にあって、異種金属接触腐食について対策を講じておくことが望ましいといえる。

ただし、図-6に示す通り、本実験においては、普通鉄筋について、ステンレス鉄筋との接触箇所近傍の腐食が特に激しいといった事象は明確には確認できておらず、今後さらなる検討を要する。

4. エポキシ樹脂塗装鉄筋の絶縁効果

4.1 概要

異種金属接触腐食を防止する一般的な手法として、異種金属間を絶縁する手法や異種金属間距離を大きくとる手法等が挙げられる⁸⁾。

ここで、コンクリート中に関して、普通鉄筋とステンレス鉄筋の異種金属接触腐食を防止可能な絶縁性能(電気抵抗値)については研究がなされていない。必要な絶縁性能については配管設備の分野で研究がなされ

ており、機械設備工事監理指針では管内充水前に電気抵抗値1MΩ以上の性能を有することを条件としている⁹⁾。管内充水前を本件に置き換えると、コンクリート打設前ということになる。なお、鉄やステンレスの比抵抗は10⁻⁶(Ω・m)オーダー以下、コンクリートの比抵抗は配合や含水率等により大きく異なるが概ね100(Ω・m)オーダー以上であり、異種金属間を絶縁した場合に、コンクリートを介して異種金属接触腐食が生じる可能性は低いと考えられるが、これを完全に否定できるものでもない。

また、異種金属間距離を大きくとる手法について、山手らの研究によれば、異種金属間距離を大きくすると腐食電流が指数関数的に低下するとされる¹⁰⁾。

普通鉄筋とステンレス鉄筋の異種金属接触腐食の防止対策としては、エポキシ樹脂塗装鉄筋を介して、普通鉄筋とステンレス鉄筋を継ぐことが考えられる。そこで、エポキシ樹脂塗装鉄筋の絶縁効果について、普通鉄筋とステンレス鉄筋の金属間距離にも着目した試験を行った。

4.2 試験方法

鉄筋の継ぎ方を変化させて供試体を作製し、電気抵抗値を計測した。実験ケースを表-9に、各供試体の配

表-9 実験ケース

CASE	鉄筋の種類	鉄筋の接触形態	エポキシ樹脂の損傷状況	
CASE1	普通鉄筋	ラップ	—	
CASE2	ステンレス鉄筋(SUS304)	ラップ		
CASE3	ステンレス鉄筋(SUS304) 普通鉄筋	ラップ		
CASE4	ステンレス鉄筋(SUS304) エポキシ樹脂塗装鉄筋	ラップ		
CASE5	エポキシ樹脂塗装鉄筋 普通鉄筋	ラップ		
CASE6	ステンレス鉄筋(SUS304) エポキシ樹脂塗装鉄筋 普通鉄筋	ラップ (間隔 ^{※1} : 広)	損傷無し	
CASE7		ラップ (間隔 ^{※1} : 中)		
CASE8		ラップ (間隔 ^{※1} : 狭)		
CASE9		直交 (間隔 ^{※1} : 狭)		
CASE10		直交 (間隔 ^{※1} : 広)		
CASE11		ラップ (間隔 ^{※1} : 中)		□1mm 塗装剥れ
CASE12		ラップ (間隔 ^{※1} : 中)		□3mm 塗装剥れ
CASE13		ラップ (間隔 ^{※1} : 中)		□5mm 塗装剥れ
CASE14		ラップ (間隔 ^{※1} : 中)		施工時損傷 模擬 ^{※2}

※1 ステンレス鉄筋と普通鉄筋の間隔を表す、※2 エポキシ樹脂塗装鉄筋に対し、人による踏みつけ、手からの落下、金属片(約15kg)の鉄筋への落下を行い、ピンホール程度の損傷を生じさせた

筋を図-8に、試験状況写真を図-9に示す。供試体寸法やコンクリート配合、養生・腐食促進方法は3.2節と同様である。エポキシ樹脂塗装鉄筋はJSCE-E 102「エポキシ樹脂塗装鉄筋の品質規格」に適合するものを所定の長さに切断して使用し、コンクリート中に埋設される切断面にはエポキシ樹脂によるタッチアップ処理を施した。また、鉄筋同士の結束には、芯線径 0.9mm のビニール被覆鉄線を用いた。なお、CASE11~14では、実施工時にエポキシ樹脂塗装鉄筋が損傷した場合を想定し、下地の鉄筋が露出するよう塗膜を一部剥ぎ、剥いだ箇所が普通鉄筋あるいはステンレス鉄筋と接するように配した。電気抵抗値の計測は、コンクリート打設前に1回、打設後に3回実施し、計測には、一般的な抵抗計(三和電気計器 PDM1529S、2,000MΩまで計測可能)を使用した。

4.3 試験結果

試験結果を表-10に示す。表-10に示すように、コンクリート打設前において、損傷していないエポキシ樹脂塗装鉄筋を用いたケース(CASE4~10)で、異種金属間距離に関わらず、完全に絶縁できていることが分かる。電気抵抗値 1MΩ以上の性能を有しており、エポキシ樹脂塗装鉄筋の介在による異種金属接触腐食防止効果は十分にあるといえる。

一方、コンクリート打設後は、打設直後に絶縁効果が一旦消滅し、その後CASE4、5、および普通鉄筋とステンレス鉄筋の金属間距離を最も大きくしたCASE6において電気抵抗が生じた。これは、打設直後、コンクリート中の水およびエポキシ樹脂塗装鉄筋のタッチアップ処理面を介して通電しているものと考えられ、

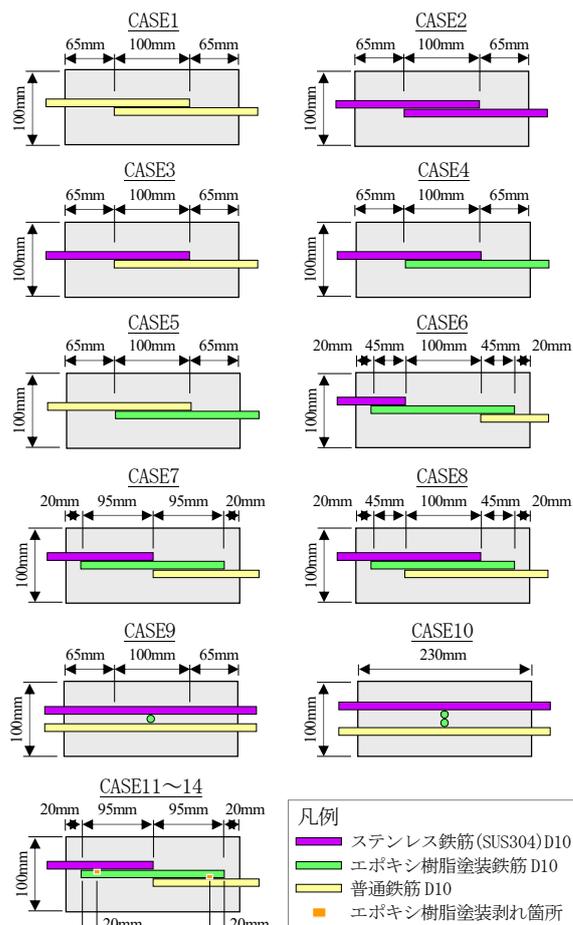


図-8 供試体配筋



図-9 試験状況写真

表-10 試験結果

CASE	鉄筋の種類※1	鉄筋の接触形態	エポ筋の損傷状況	打設前	打設後 3日	オートクレープ養生後 (打設後 14日)			打設後 70日		
				電気抵抗値 (MΩ)	電気抵抗値 (MΩ)	電気抵抗値 (MΩ)	電流※2 (μA)	表面含水率 (%)	電気抵抗値 (MΩ)	電流※2 (μA)	表面含水率 (%)
CASE1	N	ラップ	—	0	0	0	—	6.1	0	—	6.1
CASE2	S	ラップ		0	0	0	—	4.1	0	—	3.7
CASE3	S・N	ラップ		0	0	0	—	4.2	0	—	3.7
CASE4	S・E	ラップ		∞	0	0.35	1.4	4.3	0.20	2.5	3.8
CASE5	E・N	ラップ		∞	0	0.30	1.7	4.1	0.05	10.0	3.9
CASE6	S・E・N	ラップ(間隔:広)		∞	0	0	—	4.3	0.04	12.5	4.8
CASE7		ラップ(間隔:中)		∞	0	0	—	4.8	0	—	4.4
CASE8		ラップ(間隔:狭)		∞	0	0	—	4.0	0	—	4.0
CASE9		直交(間隔:狭)		∞	0	0	—	6.3	0	—	6.2
CASE10		直交(間隔:広)		∞	0	0	—	5.0	0	—	4.3
CASE11	S・E・N	ラップ(間隔:中)	□1mm 塗装剥れ	0	0	0	—	5.0	0	—	4.1
CASE12		ラップ(間隔:中)	□3mm 塗装剥れ	0	0	0	—	4.6	0	—	3.9
CASE13		ラップ(間隔:中)	□5mm 塗装剥れ	0	0	0	—	4.3	0	—	3.9
CASE14		ラップ(間隔:中)	施工時損傷模擬	0.01	0	0	—	4.5	0	—	4.1

※1 S: ステンレス鉄筋(SUS304), E: エポキシ樹脂塗装鉄筋, N: 普通鉄筋, ※2 ステンレス鉄筋と普通鉄筋の電位差を0.5Vvs. SCE としたときの電流値

コンクリートの水和が進むにつれて、コンクリート自体の電気抵抗が増したものと考えられる。この際に流れる電流は、表-10 に示す通り、1~10 μ A 程度と小さい。くわえて、配管設備の分野で考慮されている充水環境と比べて、金属の周りの電解質としてコンクリートが存在する環境で異種金属接触腐食が生じやすいということではなく、特に問題となる事象ではない。今後、コンクリートの水和が進むにつれ、さらに電気抵抗は増すものと考えられ、CASE6~10 においても電気抵抗値が計測できるものと推察される。

ただし、損傷させたエポキシ樹脂塗装鉄筋を用いた CASE11~14 では、コンクリート打設前に通電を確認しており、絶縁による異種金属接触腐食防止効果を得た場合、損傷の確認は必須である。

5. まとめ

本研究の結果から、以下の知見を得た。

(1) 塩化物イオン濃度 25kg/m³ のコンクリート中において、ステンレス鉄筋の腐食の有無に関わらず、最大付着応力度の低下はない。

(2) ステンレス鉄筋と普通鉄筋の表面積比が 1.0 以上のとき、異種金属接触腐食が促進される可能性がある。

(3) エポキシ樹脂塗装鉄筋を介して、普通鉄筋とステンレス鉄筋を継ぐことで、絶縁効果が得られ、異種金属接触腐食の抑制効果を期待できる。

参考文献

- 1) 日本鋼構造協会：ステンレス鉄筋の利用に係る技術課題と調査研究、pp.15-55、2018
- 2) 土木学会：ステンレス鉄筋を用いるコンクリート構造物の設計施工指針(案)、pp.9-12、2008
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編（平成 29 年版）、pp.87-89、2017
- 4) 篠田佳男、山路徹、河野広隆、長瀧重義：コンクリート中のステンレス鉄筋の耐食性能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol. 29、No.1、pp.1335-1340、2007
- 5) 安藤智史、河野広隆、服部篤史、石川敏之：塩化物イオン含有コンクリート中の SUS 鉄筋との接触が普通鉄筋の腐食に与える影響、コンクリート工学年次論文集、Vol. 36、No.1、pp. 1246-1251、2014
- 6) ステンレス協会：ステンレス鋼便覧 第 3 版、2007
- 7) H.H.ユーリック、R.W.レヴィー：腐食反応とその制御（第 3 版）、p.105、1989
- 8) 腐食防食協会：腐食・防食ハンドブック、2000
- 9) 公共建築協会：機械設備工事監理指針 平成 28 年版、pp.169-171、2016
- 10) 山手利博、松島俊久、中村勉、藤井哲雄、河村久和、南雲一郎：設備配管の異種金属接触腐食の防止に関する実験的研究、空気調和・衛生工学会論文集、No.99、pp.11-18、2005

7.1 最重要路線等において高耐久性等を発揮する構造物の設計、構造・材料等を開発

7.1.4 新設橋の品質・信頼性向上方法の構築に関する研究（コンクリート材料）

担当チーム：材料資源研究グループ

研究担当者：古賀裕久、中村英佑、櫻庭浩樹

【要旨】

本研究では、過酷な塩害環境で供用される新設プレストレストコンクリート橋の高耐久化に向けて、混和材の使用等によるかぶりコンクリートの塩分浸透抵抗性の向上効果を把握し、その評価技術や設計方法を確立して、塩害に対して高耐久なコンクリートを提案することを目的としている。令和元年度の検討では、全国 11 箇所のプレキャスト工場で製作したコンクリート供試体を対象として、塩分浸透抵抗性の迅速評価方法の適用性を検証した。この結果、使用材料、配合条件および養生条件等が異なる様々なコンクリートでも、非定常電気泳動試験および電気抵抗率試験により、塩分浸透抵抗性に特に優れるコンクリートを評価できることを明らかにした。

キーワード：新設橋、高耐久化、塩分浸透抵抗性、混和材、非定常電気泳動試験、電気抵抗率試験

1. はじめに

コンクリート構造物には種々の劣化メカニズムが知られているが、その中でも特に深刻な性能低下につながるものとして、塩分による鋼材腐食（塩害）がある。これに対し、過酷な塩害環境で供用されるコンクリート構造物の高耐久化を実現するための方法として、1) かぶりコンクリートの塩分浸透抵抗性の向上、2) 耐食鋼材の使用、3) 表面塗装の使用などの方法がある。これらのうち、1) は、従来とほとんど変わらないコストでも実施でき、長期的にも効果が持続すると期待されることから、本研究では、このかぶりコンクリートの塩分浸透抵抗性の向上に着目した検討を行っている。

土木研究所では、前中長期の研究で、副産物である混和材（高炉スラグ微粉末・フライアッシュ）を現場打ちプレストレストコンクリートに用いて、セメント使用量を低減した低炭素型コンクリートを検討した。その結果、混和材の使用により、低炭素化だけでなく、かぶりコンクリートの塩分浸透抵抗性も向上することを明らかにした。この技術を工場で作られるプレキャストプレストレストコンクリート（以下、PCaPC）に適用することで、水結合材比の低減により塩分浸透抵抗性がさらに向上すること、および、納品時に塩分浸透抵抗性等の品質証明が可能のため耐久性に関する信頼性を高めることが期待された。

以上の背景から、本研究では、過酷な塩害環境で供用される新設 PCaPC 橋の高耐久化に向けて、混和材の使用等によるかぶりコンクリートの塩分浸透抵抗性の向上

効果を把握し、その評価技術や設計方法を確立して、塩害に対して高耐久なコンクリートを提案することを目指して検討を行っている。

2. 本研究の検討状況と令和元年度の検討項目

本研究のこれまでの検討状況を以下にまとめる。

平成 28 年度の検討では、結合材あるいは細骨材として高炉スラグやフライアッシュを用い、塩分浸透抵抗性を高めたコンクリートを実験室で製作した。従来から採用されている浸せき試験では、その評価にきわめて長期間を要するが、電気化学的計測手法である非定常電気泳動試験¹⁾や電気抵抗率試験²⁾を活用することにより、実用的な試験期間で塩分浸透抵抗性を迅速に評価できる可能性を示した。

平成 29 年度の検討では、暴露試験や浸せき試験の結果から、高炉スラグ微粉末やフライアッシュを用いて水結合材比を PCaPC 相当に低減したコンクリートでは、その高い塩分浸透抵抗性のために、塩化物イオンの内部への浸透が停滞する可能性があることを明らかにした³⁾。また、高耐久化を実証するため、実際のプレキャスト工場（1 工場）で供試体を製作し、促進劣化試験等を開始した。

平成 30 年度の検討では、プレキャスト工場と実験室で製作したコンクリートの試験体の促進劣化試験を継続するとともに、各種非破壊試験（電気抵抗率、表面吸水、表層透気）を行った。その結果、塩分浸透抵抗性が特に高いコンクリートについては、非破壊試験のうち、電気

表-1 コンクリート配合、養生条件および圧縮強度

工場名 製造時期	記号	W/B (%)	s/a (%)	Air (%)	W (kg/m ³)	結合材の構成割合(%) B=HPC+SG6+FA			養生条件	圧縮強度 (N/mm ²)		1) 供試体共通事項 ・ブリティ製のコンクリート供試体成形型枠 を使用し円柱供試体を製造 ・混和材は、高炉スラグ微粉末6000あるいはフ ライアッシュII種を使用 2) 室内供試体 ・既報 ¹⁾ で遮塩性能の迅速評価手法の検討に用 いた供試体と同時に製造 ・恒温恒湿槽を用いて蒸気養生を模擬した温度 履歴(20°Cで3時間の前養生, 50°Cまで2時間 で昇温, 50°Cを6時間保持, 20°Cまで5時間 で降温)を付与 3) 工場供試体 ・主桁, 床版, まくらぎ, 建築部材などのPCaPC 部材に用いられるコンクリートを採取, 設計基準 強度50N/mm ² ・蒸気養生の養生を開始する時期, 温度上昇速 度, 冷却速度, 養生温度および養生時間などは 部材ごとに異なる(本検討の範囲: 前養生3~ 11h, 最高温度40~60°C, 最高温度保持時間3 ~8h), 気中養生する部材はコンクリート 打込み後の急激な乾燥を防ぐ対策を実施 ・使用材料の産地や供給元は各工場で異なる ・スラブの目標値は部材ごとに異なる(本検討 の範囲: 12~18cm)
						HPC	SG6	FA		材齢1日	材齢28日	
室内試験 2017年10月	H-S	36.0	43.8	4.5	165	100	—	—	蒸気養生(模擬)	48.7	62.6	
	SG650-S	33.0	42.0	4.5	165	50	50	—	蒸気養生(模擬)	55.5	70.5	
	FA20-S	33.0	41.4	4.5	165	80	—	20	蒸気養生(模擬)	43.4	62.4	
工場(A) 2019年7月	H-S	35.0	40.0	3.0	153	100	—	—	蒸気養生	51.6	75.8	
	SG650-S	33.0	39.0	4.5	145	50	50	—	蒸気養生	48.5	66.4	
工場(B) 2019年8月	H-S	35.4	38.8	4.5	157	100	—	—	蒸気養生	47.8	82.8	
	SG650-S	33.4	43.0	4.5	150	50	50	—	蒸気養生	45.0	65.8	
工場(C) 2019年8月	H	34.9	41.0	4.5	145	100	—	—	気中養生	56.2	65.3	
	SG650	33.7	43.0	4.5	143	50	50	—	気中養生	49.6	78.3	
工場(D) 2019年8月	H-S	36.0	44.5	4.5	150	100	—	—	蒸気養生	41.2	66.6	
	SG650-S	36.0	42.0	4.5	150	50	50	—	蒸気養生	36.1	67.4	
工場(E) 2019年10月	H-S	33.5	43.8	4.5	152	100	—	—	蒸気養生	48.1	70.3	
	SG650-S	33.0	43.8	4.5	150	50	50	—	蒸気養生	37.9	73.5	
工場(F) 2019年10月	H-S	33.5	43.8	4.5	152	100	—	—	蒸気養生	49.1	69.5	
	SG650-S	32.0	47.5	5.5	160	50	50	—	蒸気養生	42.8	67.6	
工場(G) 2019年10月	H-S	36.0	40.9	4.5	148	100	—	—	蒸気養生	45.6	58.5	
	SG650-S	35.8	41.3	4.5	146	50	50	—	蒸気養生	43.3	65.7	
工場(H) 2019年12月	H-S	36.0	44.4	4.5	163	100	—	—	蒸気養生	42.4	58.7	
	SG650-S	34.0	38.9	4.5	162	50	50	—	蒸気養生	42.8	70.8	
工場(I) 2019年12月	H-S	36.0	42.0	4.5	155	100	—	—	蒸気養生	41.6	62.8	
	SG650-S	33.3	39.5	4.5	150	50	50	—	蒸気養生	48.3	68.9	
工場(J) 2019年12月	H-S	37.4	41.0	4.5	157	100	—	—	蒸気養生	40.4	58.0	
	SG650-S	33.0	45.0	4.5	160	50	50	—	蒸気養生	42.6	69.8	
工場(K) 2019年9月	H-S	36.0	42.0	4.5	151	100	—	—	蒸気養生	40.1	56.5	
	FA15-S	33.0	41.4	4.5	151	85	—	15	蒸気養生	40.7	55.9	

抵抗率試験が適していることをプレキャスト工場(1工場)で製作した実機練りのコンクリートで確認できた。

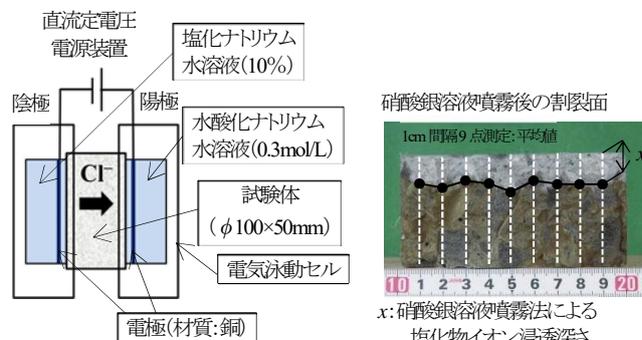
令和元年度の検討では、これまでは主として実験室で製作したコンクリートを用いて検討してきたことを踏まえ、全国11箇所のプレキャスト工場で実験練りのコンクリート供試体を製作し、非定常電気泳動試験および電気抵抗率試験の適用性を検証した。

3. 塩分浸透抵抗性迅速評価手法の適用性の検討方法

3.1 供試体

全国11箇所のプレキャスト工場から、実機練りのコンクリートを採取して蒸気養生を与えたφ100×200mmの円柱供試体(以下、工場供試体)を製作した。また、実験室で試験練りミキサを用いて、これらと圧縮強度やW/Bが同等の円柱供試体(以下、室内供試体)も製作した。コンクリートの配合、養生条件および圧縮強度を表-1に示す。

供試体の種類は、配合及び養生条件に応じた記号で表した。配合は、結合材を早強ポルトランドセメントのみとした配合(Hシリーズ)、結合材に高炉スラグ微粉末6000を用いて置換率を50%とした配合(SG650シリーズ)、フライアッシュII種を用いて置換率を20%または15%とした配合(FAシリーズ、FA20またはFA15)がある。蒸気養生を実施した供試体は、末尾に「-S」を付記した(室内試験では蒸気養生を模擬した温度履歴を付与)。供試体は材齢1日に脱型し、20°Cの水中で所定の材齢まで養生した。供試体の圧縮強度は、材齢1日および28日に測定した。



(A) 試験方法の模式図 (B) 浸透深さの測定例
図-1 非定常電気泳動試験の概略

3.2 電気抵抗率試験

電気抵抗率試験は、JSCE-G 581に準拠し、4プローブ法の測定装置(電極間隔50mm、周波数40Hz、測定可能範囲10~10000Ωm)を用いて行った。室内供試体では材齢1、14、28、91、182、365日、工場供試体では材齢1~91日の間に測定した。供試体の側面を4方向から測定し、供試体3体の平均値をJSCE-G 581の附属書に示されたセル定数を用いて、装置の仕様や供試体の形状、寸法に依存しない値に換算した。なお、供試体の含水量の変化や温度の影響を受けないように、20°Cの水中養生槽から取り出した後は速やかに表面水を拭き取り測定した。

3.3 非定常電気泳動試験

非定常電気泳動試験は、電気抵抗率試験を行った供試体から高さ方向に中央の位置から採取しφ100×50mmの供試体を用いて試験を行った。室内供試体では材齢1、14、28、91、182、365日、工場供試体では材齢91日に試験を行った。

JSCE-G 571と同様の方法で真空飽和处理を行った供

試体を電気泳動セルに設置し、通電を行って塩化物イオンを電気泳動させた (図-1 (A)、印加電圧 30V、通電時間 6、24 時間)。その後、試験体の割裂面に 0.1mol/L 硝酸銀溶液を噴霧して塩化物イオン浸透深さを測定し (図-1 (B))、式(1)から非定常電気泳動試験による塩化物イオン拡散係数 (以下、塩化物イオン拡散係数) D_{nssm} を算出した¹⁾。

$$D_{nssm} = \frac{RT}{zFE} K \quad (1)$$

ここに、 D_{nssm} : 塩化物イオン拡散係数 (m^2/s)、 R : 気体定数 ($=8.31 J/(K \cdot mol)$)、 T : 通電時の陽極側と陰極側の溶液温度の平均値(K)、 z : 塩化物イオンの電荷の絶対値 ($=1$)、 F : ファラデー定数 ($=9.65 \times 10^4 J/(V \cdot mol)$)、 E : 電位勾配(試験の開始時と終了時の両溶液間の電圧の平均値を供試体厚さ ($=0.05m$) で除した値 (V/m))、 K : 塩化物イオン浸透速度係数 (m/s) である。なお、塩化物イオン浸透速度係数 K は、通電時間 24 時間と 6 時間の塩化物イオン浸透深さの差分を通電時間の差分で除して求めた。 D_{nssm} は、室内供試体は 1 体の値、同一条件で製作した工場供試体は 3 体の平均値とした。

3. 4 浸せき試験

浸せき試験は、材齢 14 日まで水中養生した室内供試体を JSCE-G 572 に準じて加工し、材齢 19 日から濃度 3% の塩化ナトリウム水溶液を用いて行った。浸せき開始から 182、365、730 日後、暴露面から厚さ 5mm ごとに切断して試料を採取し、電位差滴定法によって塩化物イオン濃度を測定した。塩化物イオン濃度分布を Fick の拡散式に最小二乗法でフィッティングし、浸せき試験による塩化物イオンの見掛けの拡散係数 (以下、見掛けの拡散係数) D_{ap} を算出した。

4. 塩分浸透抵抗性の迅速評価手法の適用性の検討結果

4. 1 室内供試体を用いた試験

4.1.1 電気抵抗率試験および非定常電気泳動試験

各材齢の電気抵抗率試験の結果を図-2 に、非定常電気泳動試験で得られた塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} を図-3 に示す。高炉スラグ微粉末を使用した SG650-S は、H-S と比べて電気抵抗率が大きく、塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} は小さいことが確認された。一方、FA20-S の電気抵抗率は、他の配合が材齢 84 日以降は概ね一定であるのに対し、材齢 365 日まで増加する傾向が認められた。材齢 365 日時点では、FA20-S は、SG650-S よりも電気抵抗率が大きくなり、塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} も SG650-S と同程度となった。

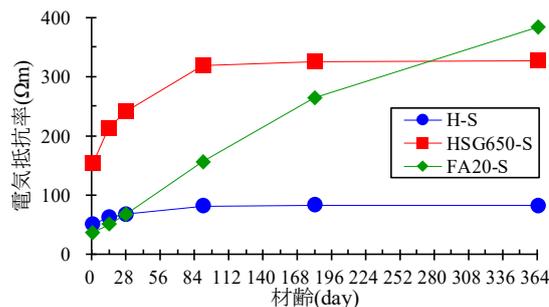


図-2 電気抵抗率

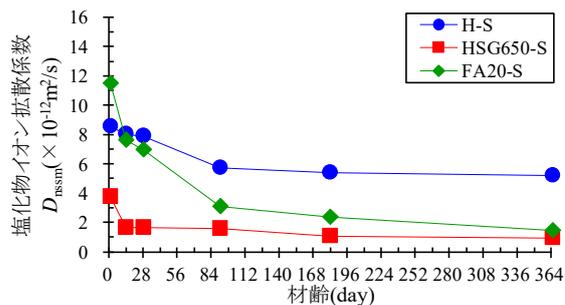


図-3 塩化物イオン拡散係数 D_{nssm}

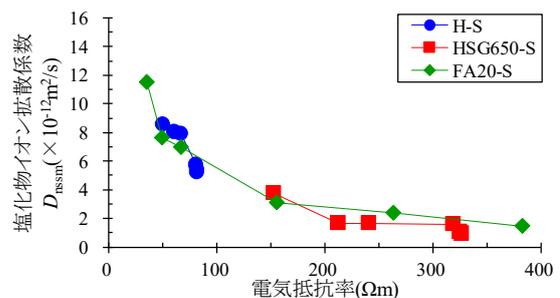


図-4 塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} と電気抵抗率の関係

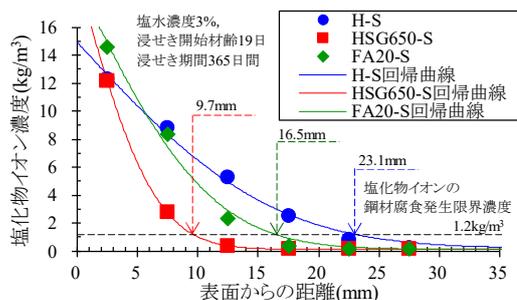


図-5 塩化物イオン濃度分布

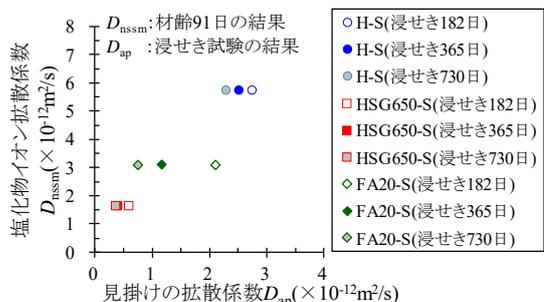


図-6 塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} と見掛けの拡散係数 D_{ap} の関係

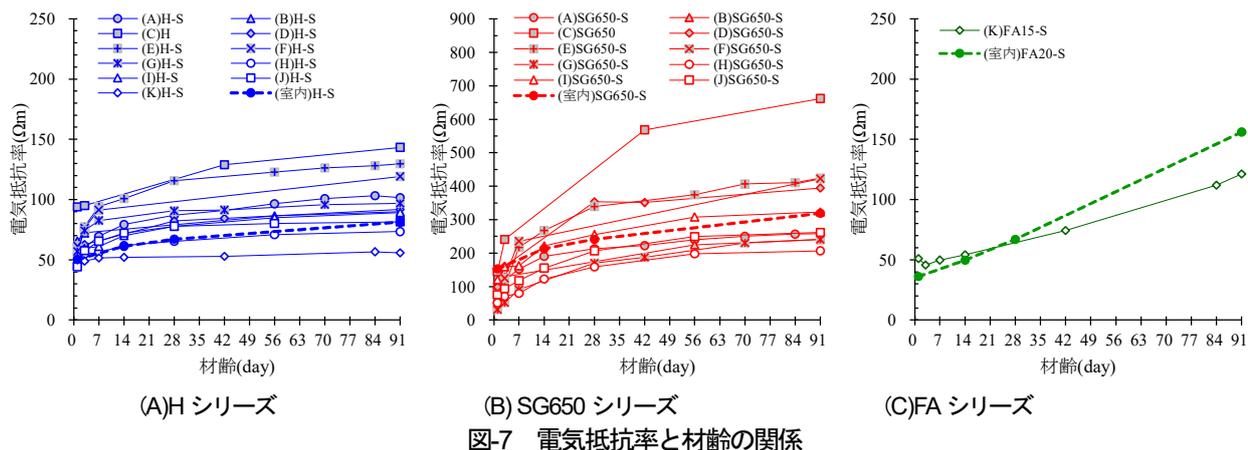


図-7 電気抵抗率と材齢の関係

塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} と電気抵抗率の関係を図-4 に示す。塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} と電気抵抗率は、過去の検討²⁾と同様に概ね反比例の関係を示した。

4.1.2 浸せき試験

浸せき試験（浸せき期間 365 日）で得られた塩化物イオン濃度分布を図-5 に示す。濃度分布が Fick の拡散式則に従うと仮定して回帰した結果から、塩化物イオン濃度が 1.2kg/m^3 に相当する表面からの距離（以下、浸透深さ）を併せて示した。浸透深さは、H-S (23mm)、FA20-S (17mm)、SG650-S (10mm) の順に大きく、結合材の種類による違いが明瞭であった。なお、FA20-S の浸透深さは、H-S と SG650-S の間に位置しており、図-2 に示した電気抵抗率の傾向と異なる。この理由として、浸せき試験は材齢 19 日から開始したため、フライアッシュのポズラン反応が顕著となる以前に塩化物イオンが浸透した影響が考えられる。

浸せき試験から算出した見掛けの拡散係数 D_{ap} と材齢 91 日の塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} の関係を図-6 に示す。浸せき 182 日ではフライアッシュを用いた配合の見掛けの拡散係数 D_{ap} がやや大きい傾向にあるが、浸せき 365 日以降では全シリーズで相関関係が認められる。これらの結果より、電気抵抗率試験および非正常電気泳動試験により、長期に亘って浸せきしたコンクリートの塩分浸透抵抗性を評価できると考えられる。

4.2 工場供試体を用いた試験

4.2.1 電気抵抗率試験

各シリーズの電気抵抗率と材齢の関係を図-7 に示す。材齢経過に伴う電気抵抗率の増加傾向は、各シリーズで概ね類似するが、同種の結合材を用いた配合であっても製作した工場によって電気抵抗率に差があることがわかった。例えば、H シリーズおよび SG650 シリーズでは、材齢 7 日以降で工場(C)の供試体の電気抵抗率が工場

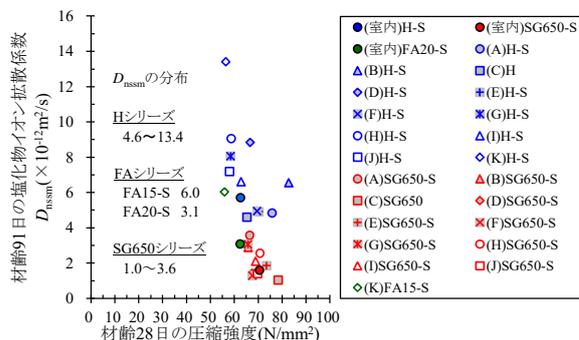


図-8 塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} と圧縮強度

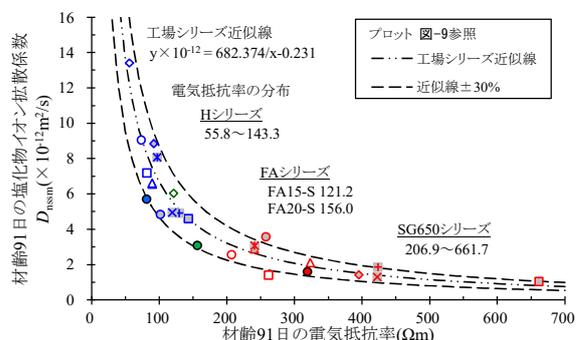


図-9 塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} と電気抵抗率

(H)の供試体の 2 倍以上を示した。FA シリーズでは、工場(K)の供試体および室内供試体の材齢初期の電気抵抗率はほぼ同じであるが、材齢経過に伴いその差は拡大した。

4.2.2 非正常電気泳動試験

材齢 91 日の塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} と材齢 28 日の圧縮強度の関係を図-8 に示す。

まず、各工場で作成したコンクリートの D_{nssm} に着目すると、H シリーズでは $5 \sim 13 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ 、SG650 シリーズでは $1 \sim 4 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ の範囲に分布した。FA シリーズでは、室内供試体で $3 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ 、工場(K)の供試体で $6 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ 程度であった。 D_{nssm} は、各シリーズで分布

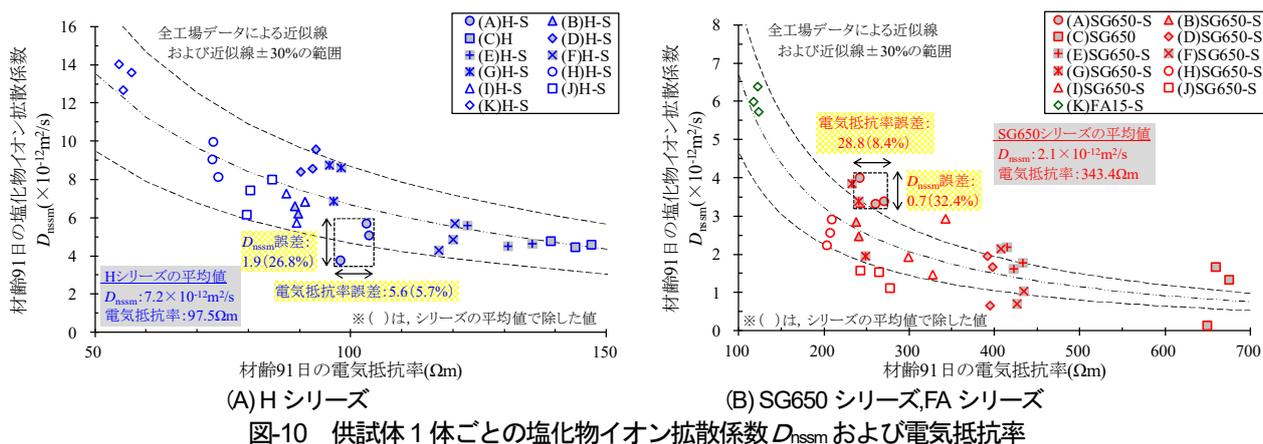


表-2 塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} および電気抵抗率の分布の範囲

試験値		Hシリーズ										
		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
D_{nssm} ($\times 10^{-12} m^2/s$)	最大値	5.7	6.8	4.8	9.6	5.6	5.7	8.7	10.0	7.3	8.0	14.0
	最小値	3.8	6.2	4.4	8.4	4.5	4.3	6.9	8.1	5.7	6.2	12.7
	最大値-最小値	1.9	0.6	0.3	1.2	1.1	1.4	1.9	1.9	1.5	1.8	1.4
	分布の範囲	26.8%	8.6%	4.4%	16.5%	15.1%	19.3%	26.4%	25.8%	21.2%	25.4%	18.8%
電気抵抗率 (Ωm)	最大値	103.5	91.0	146.9	93.1	135.4	120.4	98.1	74.1	91.1	84.7	57.2
	最小値	97.9	89.0	139.1	90.2	122.7	117.1	95.8	73.0	87.4	79.7	54.7
	最大値-最小値	5.6	2.0	7.9	2.9	12.7	3.2	2.4	1.1	3.7	5.0	2.5
	分布の範囲	5.7%	2.0%	8.1%	3.0%	13.0%	3.3%	2.4%	1.2%	3.8%	5.1%	2.5%

試験値		SG650シリーズ										FAシリーズ
		A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K
D_{nssm} ($\times 10^{-12} m^2/s$)	最大値	4.0	3.3	1.7	1.9	2.2	2.1	3.9	2.9	2.9	1.6	6.4
	最小値	3.3	2.5	0.1	0.7	1.6	0.7	2.0	2.2	1.5	1.1	5.7
	最大値-最小値	0.7	0.9	1.5	1.3	0.6	1.4	1.9	0.7	1.5	0.4	0.7
	分布の範囲	32.4%	41.9%	71.7%	61.0%	27.5%	67.8%	89.4%	31.5%	69.0%	20.7%	10.8%
電気抵抗率 (Ωm)	最大値	270.3	242.6	675.4	398.0	433.2	434.3	248.9	209.2	342.6	277.1	123.0
	最小値	241.6	237.9	649.6	392.4	414.4	407.4	232.7	203.6	299.3	243.0	117.7
	最大値-最小値	28.8	4.7	25.8	5.6	18.7	26.9	16.2	5.6	43.3	34.2	5.3
	分布の範囲	8.4%	1.4%	7.5%	1.6%	5.5%	7.8%	4.7%	1.6%	12.6%	9.9%	4.4%

※分布の範囲:最大値と最小値の差を各シリーズの平均値で除した値,各シリーズの平均値:図-10記載

する範囲が異なり、SG650 シリーズは H シリーズよりも D_{nssm} が全体的に小さいことが確認された。

材齢 28 日の圧縮強度との関係を見ると、各シリーズの中では、圧縮強度が大きいほど D_{nssm} が小さいようにも見える。しかし、同程度の圧縮強度でも D_{nssm} の分布する範囲は広く、圧縮強度から塩分浸透抵抗性を評価することは困難であると考えられる。

材齢91日の塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} と電気抵抗率の関係を図-9 に示す。同図には、これらが反比例の関係にあると仮定して回帰した近似線、および、本検討で得られた試験値が概ねその範囲内となる近似線 $\pm 30\%$ の線を示した。図全体を俯瞰すると、過去の検討結果²⁾と同様に、塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} と電気抵抗率は反比例の関係にあることが確認された。また、H シリーズと SG650 シリーズは明瞭に区別されており、高炉スラグ微粉末を使用することによる塩分浸透抵抗性の向上効果を電気抵抗率を指標として評価できたと考えられる。しかし、同程度の電気抵抗率であっても D_{nssm} には近似線から $\pm 30\%$ 程度の幅があり、各試験の誤差が影響している

可能性が考えられた。

4.3 迅速評価手法による試験値の分布

製作条件が同一である工場供試体 3 体の電気抵抗率および塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} の分布を確認するため、供試体 1 体ごとの塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} と電気抵抗率の関係を図-10 に示す。また、表-2 に、試験値の最大値と最小値の差を各シリーズの平均値で除して算出した分布の範囲を示す。

H および SG650 の両シリーズで分布の範囲が比較的大きく示された工場(A)の塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} と電気抵抗率の分布の範囲は、塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} では H-S 27%、SG650-S 33%程度、電気抵抗率では H-S 6%、SG650-S 8%程度であった。分布の範囲は、塩化物イオン拡散係数 D_{nssm} の方が電気抵抗率よりも相対的に大きく、結合材を早強ポルトランドセメントのみとする配合よりも結合材の一部に高炉スラグ微粉末を用いた配合の方が大きいことがわかる。表-2 より、他の工場についても工場(A)の結果と概ね同様の傾向が認められる。高炉スラグ微粉末の使用による分布の範囲の拡大は、電気



抵抗率よりも塩化物イオン拡散係数 D_{hssm} で顕著であることがわかった。

塩化物イオン拡散係数 D_{hssm} の分布の範囲が大きくなる理由として、 D_{hssm} の算出に必要な塩化物イオン浸透深さの測定誤差が考えられる。塩化物イオン浸透深さは、粗骨材や気泡がある箇所では変わることもあり、試験の性質上、少なからず測定誤差は生じる。

改めて割裂面の状態 (浸透深さ測定直後) を確認したところ、写真-1 に示すように、SG650 シリーズは他と比べて、硝酸銀溶液の噴霧による白色と褐色の領域の境界 (変色境界) が不明瞭であることが確認された。結合材の一部に高炉スラグ微粉末を用いた配合では試験値の分布の範囲が相対的に大きい傾向にあり (図-10 (B))、これらの測定誤差が影響した可能性が示唆された。

以上から、塩化物イオン拡散係数 D_{hssm} を指標とする場合には、供試体3体の試験結果の平均値を用いるなど適切に試験結果のばらつきを考慮する必要があると考えられる。また、浸透深さの測定誤差を踏まえると、塩化物イオン拡散係数 D_{hssm} が小さい範囲では、電気抵抗率を指標とした方が塩分浸透抵抗性の区別が明確になると考えられる。

5. まとめ

令和元年度の検討では、全国11箇所のプレキャスト工場で、材料、配合および養生方法等が異なる様々なコンクリート供試体を製作し、塩分浸透抵抗性に特に優れたコンクリートの迅速評価方法の適用性を検証した。本検討で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 全国11箇所のプレキャスト工場から採取したコンクリートの非定常電気泳動試験による塩化物イオン拡散係数と電気抵抗率の関係は、材料、配合および養生方法等にかかわらず相関性を示したことから、過去の実験室で検証した評価方法を、実際の工場で

製作されるPCaPCにも適用可能であることを確認した。

- 2) 非定常電気泳動試験による塩化物イオン拡散係数の結果を精査し、これを指標とした塩分浸透抵抗性の評価には試験結果の平均値を用いるなど適切に試験結果のばらつきを考慮する必要があることを明らかにした。
- 3) 電気抵抗率の結果を精査し、非定常電気泳動試験による塩化物イオン拡散係数よりも試験値の分布範囲が小さいことを確認した。この結果から、塩分浸透抵抗性が極めて高く、内部への浸透が停滞するようなコンクリートに対しては、電気抵抗率を指標とするとそれ以外のコンクリートとの区別が明確になることを見出した。

参考文献

- 1) 中村英佑、皆川浩、宮本慎太郎、久田真、古賀裕久、渡辺博志：通電後の塩化物イオン浸透深さを用いたコンクリートの塩分浸透抵抗性の評価、土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造)、Vol.72、No.3、pp.304-322、2016
- 2) 中村英佑、水戸健介、古賀裕久：高炉スラグやフライアッシュを用いたコンクリートの塩分浸透抵抗性の迅速評価手法、コンクリート工学年次論文集、Vol.40、No.1、pp.219-224、2018
- 3) 渡辺博志、古賀裕久、中村英佑、西崎到、佐々木巖、櫻庭浩樹、谷口秀明、鈴木雅博、青山敏幸、手塚正道、栗原勇樹：コンクリートの耐久性実証へのチャレンジ、第46回PC技術講習会、pp.1-21、2018
- 4) 水戸健介、中村英佑、鈴木雅博、古賀裕久：混和材を用いたプレキャストPC部材の耐久性に関する検討、第27回プレレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp.491-496、2018

7.1 最重要路線等において高耐久性等を発揮する構造物の設計、構造・材料等を開発・評価

7.1.5 トンネルの合理的な更新技術に関する研究

担当チーム：道路技術研究グループ（トンネル）／先端材料資源研究センター（iMaRRC）

研究担当者：日下敦、巽義知、長谷川慶彦／新田弘之、高橋啓太

【要旨】

道路トンネルの更新工事として、断面を拡大する掘削が実施されている。この場合、工事実績が少なく技術的な知見の少ない現状では、トンネルを新設する場合の基準類¹⁾を参考に設計・施工されることが多いが、地山や支保構造の力学的な特性などが新設時とは異なる可能性がある。既往の研究²⁾では、トンネルの左右を均等に拡大する条件で支保構造の負担軽減の可能性があることが報告されている。拡大の位置条件にはトンネルの片側を拡大する場合も考えられ、これによる施工性の向上等が期待されている。本稿では、既設トンネルと拡大トンネルの位置関係が支保構造や既設トンネルの覆工等の力学的挙動に与える影響を数値解析により検討した。

キーワード：トンネル、更新、拡大掘削、数値解析

1. はじめに

供用中の道路トンネルでは、不具合の発生等の状況に応じて更新工事が実施されている。例えば、大型車両のトンネル壁面への接触や歩行者の危険等が発生する比較的断面積が小さいトンネルを拡大する掘削(以下、拡大掘削)等がある(図-1)。拡大掘削においては、何もない地山に新たにトンネルを掘削(以下、新設掘削)する場合と比べ、力学的には以下のような違いがあると考えられる。

- ・拡大掘削では、既設トンネルの掘削による応力再分配が発生した後の地山を掘削する。
- ・既設トンネルの周囲を切り抜けるため、新設掘削と比較して掘削断面積が小さく掘削部の形状が異なる。
- ・切羽前方に既設トンネルが存在し、地山の变形に対する抵抗性が異なる可能性がある。等

これらの違いにより、拡大掘削時の支保工や地山の応力状態は新設掘削時と異なる可能性があるにも関わらず、工事実績が少ない現状では、拡大掘削時は既往の新設掘削に用いる基準類¹⁾を参考に設計・施工されることが多い。既往の研究²⁾では、トンネルの左右を均等に拡大(以下、両側拡大)する条件で支保構造の負担軽減の可能性があることが報告されている。一方、実際の施工では既設トンネルの片側を拡大(以下、片側拡大)することにより、施工性の向上等が期待できる可能性が考えられる。本稿では、拡大掘削において、既設トンネルと拡大トンネルの位置関係が支保構造や既設トンネルの覆工等の力学的挙動に与える影響に着目した。

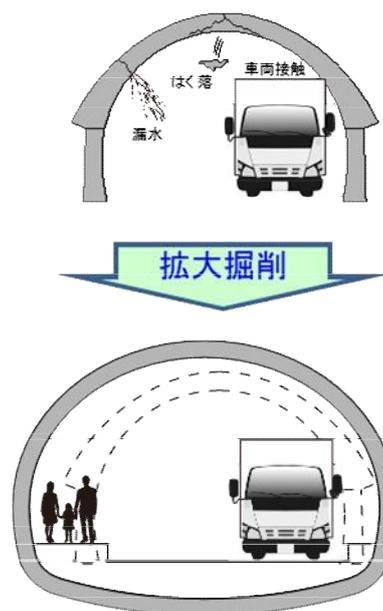


図-1 拡大掘削のイメージ図

2. 数値解析の概要

2.1 解析モデル

本解析は、半径3.4mの1.5車線断面程度の既設トンネルを半径6.0mの2車線断面に拡大する掘削について3次元有限差分法を用いて実施した。図-2に両側拡大の場合の解析モデル全体図を、図-3に両側拡大、片側拡大における解析モデル横断面図を示す。両側拡大に関しては、

左右対称の掘削を想定し半断面モデルとした。また、側圧係数は1.0とした。比較する新設掘削の断面は拡大トンネルと同一とした。構成要素は、既設トンネルは矢板工法により建設されていることを想定して支保工はモデル化せず、覆工コンクリートをシェル要素でモデル化して地山荷重を支持する設定とした。既設覆工は、初期応力として地山からの荷重を負担しているものと仮定し、

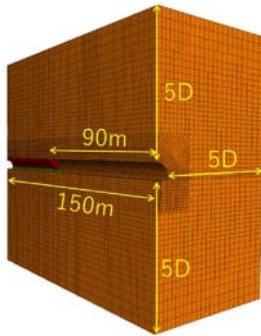


図-2 モデル全体図(両側拡大)

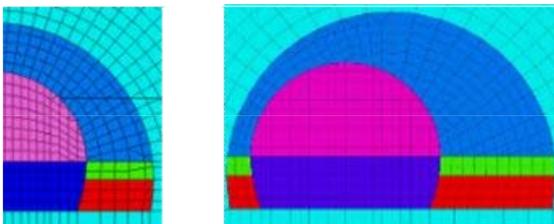


図-3 モデル横断面図

表-1 解析条件

	地山	吹付CON	鋼アーチ支保工	覆工(既設)
要素タイプ	ソリッド	シェル	ビーム	シェル
モデルタイプ	弾塑性	弾性	弾性	弾性
単位体積重量 (kN/m ³)	22	-	-	-
変形係数 (MPa)	500	19,000 (材齢考慮)	210,000	22,000
ポアソン比	0.35	0.20	0.30	0.30
粘着力c (kN/m ²)	400	-	-	-
内部摩擦角φ (°)	35	-	-	-
仕様等	-	厚さ15cm	H-125	厚さ40cm

表-2 解析ケース

CASE	地山等級	設定
弾塑性解析	1	両側拡大
	2	片側拡大
	3	新設掘削

全延長の掘削と同時に全延長の覆工を設置した。拡大トンネルは吹付コンクリートをシェル要素で、鋼アーチ支保工をビーム要素でモデル化し、ロックボルトは、数値解析において効果を確認することの困難さとモデルの簡略化の観点からモデル化していない。地山はソリッド要素でモデル化し、解析領域は拡大トンネルの掘削径Dに対して上下左右に5Dを確保し、延長は150mとして90m地点までを掘削した。境界条件は、上面を自由面、側面をローラー境界、底面を固定境界とした。

2. 2 解析条件及び解析ケース

地山等級D Iを想定した弾塑性解析(Mohr-Coulomb)を実施した。解析条件を表-1に、解析ケースを表-2に示す。支保構造は、新設掘削時に適用される標準的支保構造の目安に従い設定し、ベンチ長を2m(2掘進長分)とする補助ベンチ付き全断面工法による掘削とした。

3. 解析結果

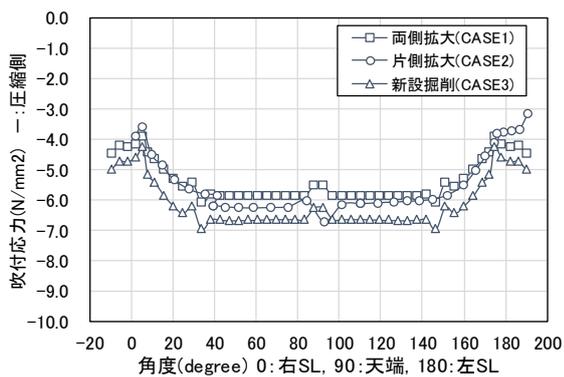
3. 1 支保工に発生する応力

図-4に各CASEにおける切羽から30m地点のトンネル周方向の吹付コンクリート応力、鋼アーチ支保工の縁応力を示す。横軸は、天端を90°とした角度で表しており、右SL部が0°、左SL部が180°となる。CASE1及びCASE3は半断面の解析のため、90°~200°までのデータは、右側断面(-20°~90°)の値を反転してプロットしている。吹付応力はどのCASEにおいても天端アーチ付近でほぼ一定の値を示している。天端部の吹付応力を比較すると、CASE3に対して、CASE1で11%程度、CASE2で9%程度小さい。天端部の鋼アーチ支保工縁応力は、CASE3に対して、CASE1で11%程度、CASE2で6%程度小さい。

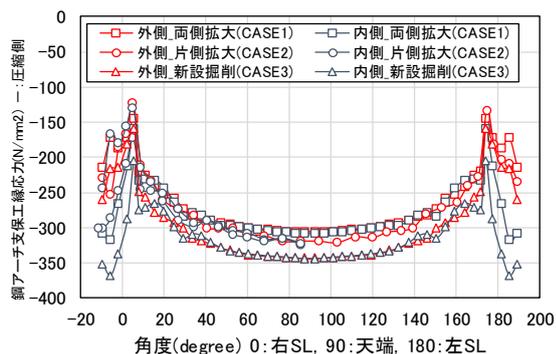
3. 2 天端沈下量、内空変位量

図-5に各CASEにおける拡大トンネルの天端沈下量、SL部の内空変位量を示す。内空変位量について、片側拡大は左右の変位量を合計した値とし、両側拡大及び新設掘削においては半断面モデルの解析のため、解析値の2倍の値を示している。天端沈下量は、両側拡大、片側拡大ともに同等の値を示しており、新設掘削と比較して5%程度小さい。内空変位量に関しても同様の傾向であり、新設掘削と比較して20~25%程度発生量が小さい。

以上より、既設トンネルの拡大において、両側拡大、片側拡大ともに支保工に発生する応力は新設掘削と比較して小さくなり、新設掘削と同じ支保構造を適用する場合には、支保構造は比較的余裕のある仕様となる可能性が示唆される。

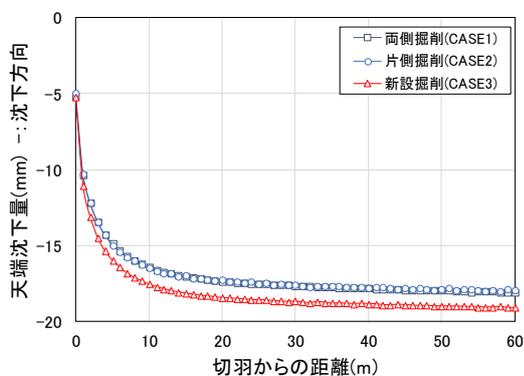


(a) 吹付コンクリート

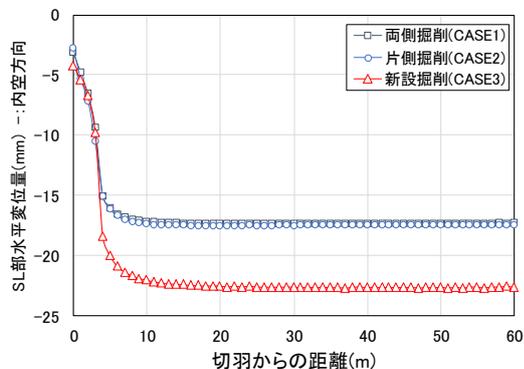


(b) 鋼アーチ支保工

図-4 切羽から30m地点の解析結果比較



(a) 天端沈下量



(b) SL部内空変位量

図-5 変位量比較

3.3 切羽直近の既設覆工に発生する応力

既設トンネル縦断方向において最も大きい断面力が発生する切羽直近における既設覆工コンクリートの周方向縁応力を図-6に示す。既設トンネルの覆工は、全圧縮状態で地山の变形に抵抗しており、縁応力は天端付近では同等の値を示しているが、側壁部から肩部(0~60°)付近にかけてCASE2の方が発生する応力が10%程度大きくなる傾向が確認できる。これより、既設トンネル側壁部から肩部において、片側拡大の方が既設覆工コンクリートに変状が発生する可能性が相対的に高くなることが考えられる。

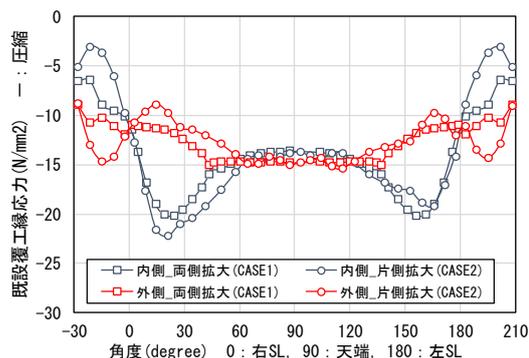


図-6 既設覆工応力

3.4 既設トンネル縦断方向の影響範囲

既設トンネル縦断方向の影響範囲を確認するため、図-7に天端部、右側壁部における既設覆工の周方向応力の縦断方向分布図を示す。右側壁部は、図-6において最も大きい応力が発生した10°付近の値を示している。さらに、表-3に拡大掘削の影響範囲外と考えられる覆工の初期応力を1.00とした場合の応力の比率を示す。切羽近傍においては、片側拡大が両側拡大と比べて応力の増加率が高いが、切羽前方5mまで離れるとほぼ同程度の比率となっている。また、両CASEにおける天端部、右側壁部の応力の比率は、ともに切羽前方10mまで離れると比率1.02~1.04となり初期応力に近い。

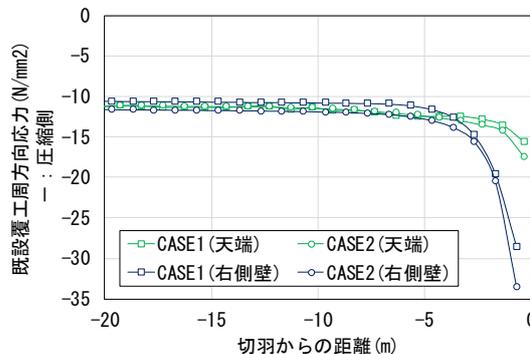


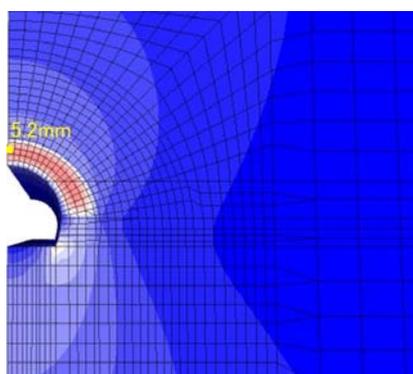
図-7 既設覆工応力(周方向)

表-3 既設覆工応力の比率

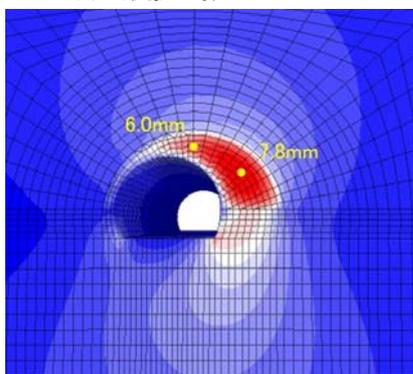
CASE	部位	既設覆工応力の比率				
		切羽からの距離 (m)				
		0	5	10	20	初期応力
1	天端	1.40	1.12	1.02	1.00	1.00
	右側壁	2.73	1.11	1.03	1.01	1.00
2	天端	1.57	1.11	1.03	1.01	1.00
	右側壁	2.92	1.13	1.04	1.01	1.00

3.5 切羽の水平変位

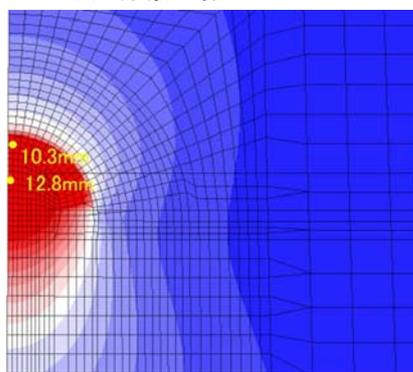
切羽における、トンネル軸方向の水平変位の分布状況を図-8に示す。



(a) 両側拡大掘削 (CASE1)



(b) 片側拡大掘削 (CASE2)



(c) 新設掘削 (CASE3)

図-8 切羽における水平変位分布

天端付近の水平変位は、両側拡大と片側拡大では新設掘削に比べてほぼ同程度減少する傾向が確認された。水平変位量の最大値を比較すると、新設掘削では中央部で12.8mmに対し、片側拡大では右側肩部で7.8mmと減少し、両側拡大では天端部で5.2mmとより減少する。両側拡大と片側拡大の切羽はともに新設掘削に比べて安定的な傾向を示す可能性が考えられ、両側拡大と片側拡大では両側拡大の方がより安定的な傾向を示す可能性が考えられる。

4. まとめ

本解析条件下では、両側拡大、片側拡大ともに新設掘削と比較して支保構造にある程度の力学的余裕がある可能性があり、支保構造の調整を検討する余地があることを確認した。切羽直近における既設覆工コンクリートの周方向縁応力については、天端付近では両側拡大と片側拡大は同等の値を示すが、側壁部から肩部(0~60°)付近にかけては片側拡大の方が発生する応力が10%程度大きくなる傾向を確認した。既設覆工の初期応力からの応力の増加率については、切羽近傍では、片側拡大は両側拡大に対して大きいのが、切羽前方5mまで離れると同程度の増加率となった。また、切羽前方10mまで離れると両側拡大、片側拡大ともに応力の増加率は5%未満となり、既設覆工応力は初期応力に近い値となった。切羽における、トンネル軸方向の水平変位については、新設掘削に比べ拡大掘削の方が小さく、両側拡大と片側拡大では両側拡大の方がより小さくなる傾向を確認した。

これらは限られた条件下での検討の一例であるが、今後は試験施工等の実測値と解析との整合を図り、解析の妥当性を確認したい。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路トンネル技術基準(構造編)・同解説、pp.125-131、2003
- 2) 小出孝明、日下敦、吉岡知哉、砂金伸治：トンネル更新時の拡大掘削における支保構造に関する解析的検討、トンネル工学報告集、第28巻、I-45、pp.1-5、2018

7.1 最重要路線等において高耐久性等を発揮する構造物の設計、構造・材料等を開発・評価

7.1.6 土工構造物の信頼性向上に向けた設計法・施工管理手法の研究（補強土壁）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（施工技術チーム）

研究担当者：宮武裕昭、澤松俊寿、小出央人、青木信哉

【要旨】

本研究では、補強土壁の壁面のはらみだし、すなわち補強領域をとおるすべりに対して限界となる状態について検討した。具体的には、分割型の壁面材を有する補強土壁の模型実験の結果及び被害事例に基づいて、すべり発生時の最下段壁面材の傾斜度 θ と三軸圧縮試験による盛土材のせん断応力最大時のせん断ひずみから得られる限界傾斜度 θ_{cr} の関係を分析した。すべりはじめる際の θ/θ_{cr} は1付近が多く、1を大きく下回るようなケースは無かった。また、高い設計水平震度で設計されたケースでは、補強領域背面に先行してすべりが生じ、この時の θ/θ_{cr} は補強領域内部に先行してすべりが生じる場合よりも大きい傾向にあった。

キーワード：補強土壁、壁面変位、すべり、限界状態

1. はじめに

道路土工構造物は、適切に設計・施工を行えば、緩やかに変形をしつつ安定を保つ構造物である。道路土工構造物の多くは、明な形で変形を考慮せず、極限状態の力の釣合いに基づく照査を行っているため、変状が発生した際の健全性を評価することが難しいのが現状である。ここで、道路土工構造物の中でも特に変形による性能への影響が大きいと考えられる分割型の壁面材を有する補強土壁に着目すると、地震等により壁面のはらみだしのようなモードの変状が確認されることがある。本研究では、補強土壁の壁面のはらみだし、すなわち補強領域をとおるすべりに対して限界となる状態について検討した。具体的には、模型実験の結果及び被害事例に基づいて、補強土壁の最下段の壁面材の回転変位量と補強土壁の内部のすべりの発生状況を関連づけて分析した。

2. 補強土壁の壁面の変位のモード

これまでの地震後等の現地調査結果に基づいて、補強土壁の変形モードを分類すると、図-1のように大別することができる。このうち、地震動により比較的大きな変形が生じたものの変形モードは、(1)はらみだしが多い傾向にある。この変形モードは、既往の模型実験結果¹⁾においても確認されており、最終的な状態として最下段の壁面材の傾斜が顕著となる特徴がある。そこで本研究では、補強土壁の状態を評価する指標として、補強土壁の最下段の壁面材の傾斜度に着目した。

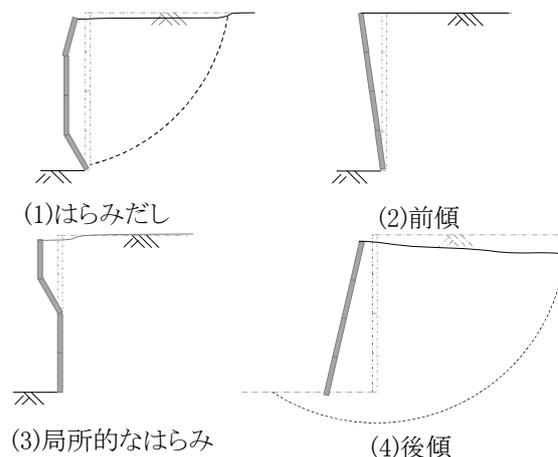


図-1 補強土壁の主な変形モード

3. 模型実験及び被害事例に基づく変形モードの分析

3.1 分析の方法

Izawa and Kuwano¹⁾は、分割型の壁面材を有する補強土壁の健全性を評価する指標として、遠心傾斜台模型実験結果に基づき、式(1)のように提案している。

$$\theta_{cr} = 1/2 \gamma_{peak} \quad (1)$$

ここに、 γ_{peak} は盛土材のせん断応力最大時のせん断ひずみ、 θ_{cr} は補強土壁にすべりが発生する時の最下段の壁面材の傾斜度である。

本研究では、多様な条件のもとで実施された既往の実験結果及び地震による被害事例のうち、最下段の壁面材の傾斜度 θ 及び盛土材の力学試験結果に関するデータを得ることのできた既往の実験等を対象に、すべり発生時の最下段壁面材の傾斜度 θ と、三軸圧縮試験による盛土

表-1 分析対象の諸元

CASE	区分	補強材	壁高 ^{※1} (m)	盛土材					地震力の条件	限界水平震度 ^{※2} k_{hcr}	備考	
				土質	γ_t (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (deg.)	γ_{peak} (%)				
1	-1 -2	遠心模型実験 (傾斜台)	7.5	豊浦砂	15.5	0	43.0	6.2	条件A	0.12	文献1)	
			7.5	珪砂5号	14.5	0	46.4	5.7		0.19		
2	-1 -2 -3 -4	遠心模型実験 (振動台)	ジオテキスタイル	8.0	珪砂7号	15.5	0	44.0	10.7	条件B	0.38	文献2),3)
				8.0	珪砂7号	14.4	0	38.0	11.9		0.29	
				8.0	珪砂7号	15.5	0	44、38 (表層2mのみ)	10.7		0.38	
				8.0	珪砂7号	15.5	0	44、38 (壁背面2mのみ)	10.7		0.38	
				7.5	珪砂7号	14.8	0	40.7	11.0		0.41	
3	-1 -2 -3	鋼製帯状 補強材	7.5	珪砂7号	14.8	0	40.7	11.0	条件C	0.55	文献4)	
			7.5	珪砂7号	14.8	0	40.7	11.0		0.30		
			7.5	珪砂7号	14.8	0	41.9	11.0		0.27		
4	実大振動台実験		6.0	SM	13.44	0	34.4	21.3	条件E	0.27		
5	被害事例		4.5-7.5	SG-F	19.3	2.03	41.7	20.3	地震動	0.22-0.23		

※1 遠心模型実験の壁高は、実大換算した値

※2 限界水平震度 k_{hcr} は、円弧すべり（全体安定検討）の安全率が1.0となる時の水平震度

表-2 分析対象の入力地震動の条件

概要			遠心加速度
条件A	疑似水平力	1deg/minで傾斜 傾斜毎に遠心加速度を上昇	遠心 (50G~)
条件B	加振	3種類の波を織り交ぜたステップ加振 ・ランダム波...固有振動数を把握する目的で、100 gal 程度の波 11回 ・地震波...神戸波 6回 ・正弦波...2Hz、最大1224galまで漸増 30波 5回	遠心 (20G)
条件C	加振	2種類の波を織り交ぜたステップ加振 ・地震波...神戸波 1回 ・正弦波...2Hz、最大1491galまで漸増 20波 9回	遠心 (20G)
条件D	加振	ステップ加振 ・正弦波...2Hz、最大800galまで漸増 20波 15回	遠心 (20G)
条件E	加振	2種類の波を織り交ぜたステップ加振 ・正弦波...2Hz、最大147galまで漸増 20波 7回 ・地震波...タフト波 2回 最大入力加速度147gal	実大 (1G)

材の γ_{peak} から得られる限界傾斜度 θ_{cr} を分析した。また、分析対象には、模型の縮尺が1/50及び1/20並びに実物大のほか、地震により実際に被害を受けた補強土壁の調査結果も含んでいる。分析対象の諸元を表-1に示す。各ケースの地震力の条件は、傾斜台により擬似的な水平力を与える場合、正弦波による加振、地震波による加振、正弦波と地震波による加振を組み合わせたものなど、様々である。遠心模型実験（振動台）と実大振動台実験の加振の方法は、ピーク加速度を漸増させるステップ加振である。詳細な入力条件を表-2に示す。各実験の詳細な条件については、参考文献を参照されたい。分析対象とした補強土壁は、補強材長、盛土材等の条件に起因して模型ごとに保有する耐震性が異なる。前述のとおり

Izawa and Kuwano¹⁾は、補強領域下部を通過するすべりと最下段の壁面材の傾斜度を関連付けている。したがって本研究では、現行の設計法^{5),6)}に基づき補強領域を通るすべりに対する安全率が1となる時の水平震度（以下「限界水平震度 k_{hcr} 」という。）を算出し、分析対象の補強土壁の耐震性を k_{hcr} で代表させた。最大加速度については、CASE1の遠心模型実験（傾斜台）は、傾斜台の傾斜角度より換算した水平震度に重力加速度を乗じた値、CASE2及びCASE3の遠心模型実験（振動台）は、入力加速度を実大換算した値、CASE5の被害事例では、最大加速度の推定式⁷⁾より求めた値を用いた。また、 k_{hcr} の算出に用いた盛土材の粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ 、 γ_{peak} については、盛土材の三軸圧縮試験結果より、またCASE3-1及び

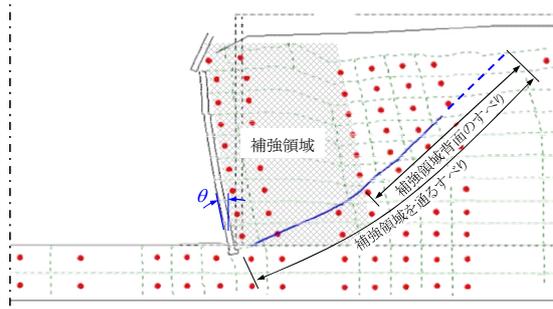


図-2 遠心模型実験における変形の形態の例(CASE3-3)

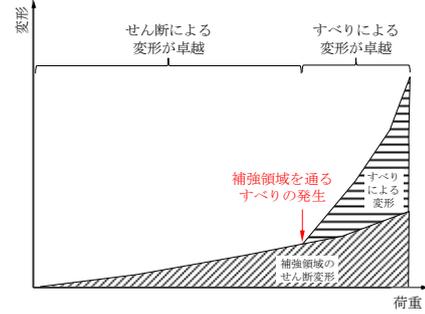


図-3 補強土壁の変形の概念図

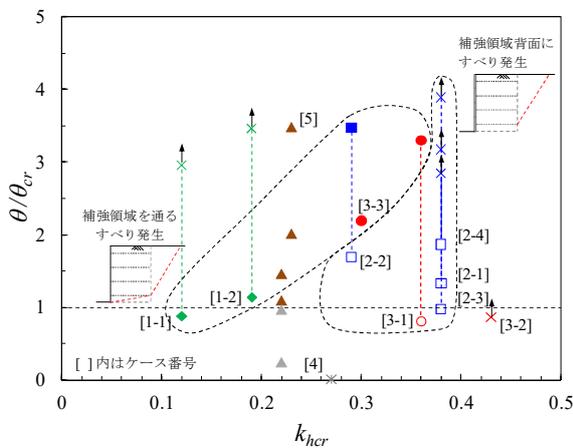


図-4 θ/θ_{cr} と k_{hcr} の関係

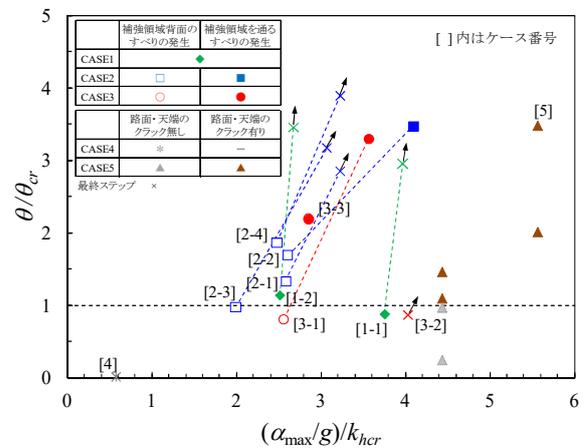


図-5 θ/θ_{cr} と $(\alpha_{max}/g)/k_{hcr}$ の関係

CASE3-2 の c 、 ϕ は、推定式⁸⁾から得た値を用いた。

3.2 分析の結果

図-2 に、補強土壁の変形形態の例として CASE3-3 の最終ステップにおける変形図を示す。赤色の矢印は画像解析で算出したの盛土材の変位ベクトルを示し、青色の点は盛土材に発生したすべり線を示す。既往の遠心模型実験によると、水平力により生じるすべりは、図-2 に示したように補強土壁の補強領域を通過すべりと補強領域の背面のすべりの2種類に大別することができる。このうち、補強領域を通過すべりについては、これが発生すると壁面の残留変位が急激に増加する傾向が確認されている。図-3 に示すように、補強土壁は、すべりが発生するまでは補強領域の単純せん断による変形が主であるが、一旦補強領域を通過すべりが発生すると、すべりによる変形が卓越することが既往の研究からも報告されている⁹⁾。そのため、ここでは補強領域を通過すべりと補強領域背面のすべりを区別して、結果を分析した。

図-4 に k_{hcr} と θ/θ_{cr} の関係を示す。図の縦軸は、すべりが発生した载荷ステップの1つ前の载荷ステップにおける最下段の壁面材の傾斜度 θ を式 (1) から求めた θ_{cr} で除した θ/θ_{cr} を示している。すなわち、式 (1) の意味するところによれば θ/θ_{cr} が 1 以上であれば補強領域を通過すべりが発生していることとなる。なお、ここではあらかじめ模型内に設置した標線のずれにより判読可能なせん断層の発生をもって、すべりの発生とした。横軸の k_{hcr} は、盛土材の材料試験結果を用いて算出した円弧すべりの安全率が 1.0 となる時の水平震度とした。図中の最終ステップは実験での最終の加振ステップを示している。図-4 より、縮小模型実験である CASE1~CASE3 では、補強領域を通過すべり又は補強領域背面のすべりのいずれかが発生した時の θ/θ_{cr} は k_{hcr} によらず 1~2 程度の範囲に分布している。その中でも 1.0 付近のものが多い傾向にあり、1 を大きく下回るようなケースは無かった。補強領域を通過すべりに着目すると、これが発生し

た時の θ/θ_{cr} は、 k_{hcr} が大きいほど大きい傾向にあるようである。分析対象としたものの中で最も小さい k_{hcr} の値(CASE1-1)は、現行の設計法¹⁰⁾に従う場合の k_{hcr} の下限値に相当する。すなわち、**図-4**によれば、現行の設計法に従えば補強領域を通る滑りが発生する時の θ/θ_{cr} は概ね1以上であるといえる。 k_{hcr} が0.3程度以上では、補強領域背面のすべりが先行して発生する傾向が認められる。

図-5に θ/θ_{cr} と $(\alpha_{max}/g)/k_{hcr}$ の関係を示す。ここで、 $(\alpha_{max}/g)/k_{hcr}$ は、入力された最大加速度 α_{max} を重力加速度 g で無次元化したうえで補強土壁の k_{hcr} で除した値であり、補強土壁の設計上の耐震性に対してどの程度の地震動が作用したかを表現している。補強領域を通るすべり又は補強領域背面のすべりが発生した時の $(\alpha_{max}/g)/k_{hcr}$ は、2.0程度以上であり、ほとんどが2.5を超えている。前述のとおり θ/θ_{cr} が1程度からすべりが発生しているものの補強土壁がすぐさま崩壊しているわけではなく、すべりの発生後も地震動の増大に従って θ/θ_{cr} が大きくなっている。分析対象とした実験では、模型が崩壊するまで載荷していないが載荷の最終ステップにおいては、少なくとも θ/θ_{cr} が2~4までは崩壊には至らない場合があることが確認できる。被害事例のCASE5については、その壁高は4.5~7.5mで、約5mの高さの嵩上げ盛土を有した構造である。 θ/θ_{cr} は0.2~3.5の範囲で分布しているが、このうち θ/θ_{cr} が1.1以上の範囲では路面に50mm以上の段差が生じていた。被害事例では補強領域内部の状態を直接的に確認することができないが、少なくとも路面に段差の生じていた箇所では、補強領域を通るすべり又は補強領域背面のすべりのいずれかのすべりが発生しているものと考えられる。また、CASE1~3と比べるとプロットの範囲が $(\alpha_{max}/g)/k_{hcr}$ の大きい側にシフトしているが、これは入力地震動の特性を α_{max} だけで代表させたことが原因であろう。

4. まとめ

分割型の壁面材を有する補強土壁の模型実験の結果及び被害事例に基づいて、すべり発生時の最下段壁面材の傾斜度 θ と三軸圧縮試験による盛土材の最大せん断ひずみ γ_{peak} から得られる限界傾斜度 θ_{cr} 及び限界水平深度 k_{hcr} により整理した。本報の範囲で得られた知見を以下に示す。

- 1) すべりはじめの θ/θ_{cr} は1付近のものが多く、1を大きく下回るようなケースは無かった。

- 2) k_{hcr} が大きいケースでは、補強領域背面に先行してすべりが生じ、この時の θ/θ_{cr} は補強領域内部に先行してすべりが生じる場合よりも大きい。

補強土壁の被害事例をさらに収集・分析し、本手法の適用性を検証する必要がある。

参考文献

- 1) Jun Izawa and Jiro Kuwano: Evaluation of extent of damage to geogrid reinforced soil walls subjected to earthquakes, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.51, No.5, pp.945-958, 2011
- 2) 藤田智弘、藪雅行、林豪人、小橋秀俊：補強土壁の壁面変形による健全性評価手法提案のための動的遠心模型実験、第46回地盤工学研究発表会、pp.1469-1470、2011
- 3) 藤田智弘、藪雅行、林豪人、小橋秀俊：補強土壁の壁面近傍の締め不足が性能に及ぼす影響の把握のための動的遠心模型実験、第46回地盤工学研究発表会、pp.1471-1472、2011
- 4) 大谷義則、石原雅規：鋼製帯状補強土壁工法の動的遠心模型実験による耐震性評価、第48回地盤工学研究発表会、pp.1519-1520、2013
- 5) 一般財団法人土木研究センター：補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル 第四回改訂版、477p、2014
- 6) 一般財団法人土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版、457p、2013
- 7) 司宏俊、翠川 三郎：断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式、日本建築学会構造系論文集、第523号、pp.63-70、1999
- 8) 公益社団法人地盤工学会：N値と $c \cdot \phi$ の活用法、201p、1998
- 9) 荒木裕行、石原雅規、梶取真一、佐々木哲也：補強土壁の動的遠心模型実験を対象とした補強領域内におけるひずみの定量化と分析、ジオシンセティックス論文集、第29巻、pp.127-134、2014
- 10) 公益社団法人日本道路協会：道路土工一擁壁工指針、342p、2012

7.1 最重要路線等において高耐久性等を発揮する構造物の設計、構造・材料等を開発・評価

7.1.7 土工構造物の信頼性向上に向けた設計法・施工管理手法の研究（カルバート）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動チーム）

研究担当者：佐々木 哲也、東 拓生、谷本 俊輔、稲垣 由紀子

【要旨】

高耐久性等を発揮するカルバートの設計法の検討に向け、カルバートの変状の把握とその要因の分析、フォルトツリーの作成と見直しを継続し、現状の課題について整理した。変状が確認された部材・部位は多岐にわたり、材料的要因（コンクリートの特性や継手部材の劣化等）が考えられる変状、構造的要因（カルバートへの外力の作用）が考えられる変状ともに見られた。構造的要因のうち偏土圧の影響については、偏土圧を作用させた場合の曲げモーメント分布の試算結果との関係から、頂版の片側に縦断方向ひびわれが偏って生じる可能性があり、特に片側の水平土圧が小さくなる場合に、事例における変状との整合性が高くなることが考えられた。また、変状事例を参考に活荷重も考慮した各部材の応力度照査を試行した結果、側壁で鉄筋やコンクリートの許容応力度に対して比較的余裕があることと、水平方向の顕著なひびわれが見られないことは概ね整合するが、頂版の応力度照査と縦断方向のひびわれ発生状況は整合せず、土圧条件の見直しや要因の確認が必要と考えられた。

キーワード：カルバート、変状、フォルトツリー、偏土圧、応力度照査

1. はじめに

高耐久性等を発揮するカルバートの設計法を検討するに当たり、カルバートで生じている変状を把握し、その要因について分析したうえで、現状の課題を整理する必要がある。

平成 28 年度より、カルバートの変状事例を収集・整理し、「樋門・樋管のコンクリート部材における点検結果評価のポイント（案）」¹⁾（平成 28 年 3 月）を参考に、変状パターンとその要因の関係を継続的に分析している。また、平成 29 年度にカルバートの変状の傾向を把握し、カルバートの各種変状形態と要因、素因の関係をフォルトツリーにまとめたが、これについても追加事例や現地調査の状況も踏まえ、妥当性の確認を継続している。平成 30 年度は、構造的要因のうち、偏土圧の作用による影響について、偏土圧を作用させた場合の曲げモーメント分布を試算し、頂版の片側へのひびわれの集中との関係を確認した。令和元年度は、事例を参考に偏土圧等を作用させた場合のカルバートの各部材の応力度を試算し、活荷重および偏土圧の影響の各部材への影響について確認した。

2. カルバートの変状に関する事例整理

カルバートの変状事例について、カルバート毎に以下の項目について確認、整理した。各項目の確認は、資料からの読み取りまたは類推を基本とした。微地形区分は、防災

科学技術研究所の J-SHIS²⁾（地震ハザードステーション）マップ上で確認した。斜角や土かぶり不明な一部の事例では、Google Earth 上での判別も用いた。

- 1) 構造物名
- 2) 施設種別
- 3) 所在地の緯度・経度
- 4) 微地形区分
- 5) 構造形式
- 6) 形状
- 7) 内空断面寸法
- 8) 全長
- 9) 土かぶり
- 10) 斜角
- 11) 上部道路盛土ののり面勾配
- 12) 補強土壁上の盛土への該当の有無
- 13) カルバート坑口の構造
- 14) 基礎形式
- 15) 基礎地盤の改良状況
- 16) 設計法
- 17) 変状に対する措置の有無
- 18) 変状の進展可能性
- 19) 供用開始時期
- 20) 変状
- 21) 設計・施工上注意を要する立地条件への該当の有無

22) 変状の要因

対象とした変状事例は、平成28年度に110事例、平成29年度に20事例、平成30年度に40事例、令和元年度に90事例で、それぞれ以下のとおりである。

(平成28年度対象事例)

- ・過去の技術相談案件から9事例
- ・「シェッド、大型カルバート等定期点検要領」(平成26年6月)³⁾⁴⁾に基づく定期点検(以下、定期点検)で判定区分Ⅲ(早期措置段階)以上が報告された101事例

(101事例の内訳)

国土交通省・平成26年度：21事例

国土交通省・平成27年度：23事例

地方自治体・平成27年度：57事例

(平成29年度対象事例)

- ・国土交通省・平成28年度の定期点検で判定区分Ⅲ以上が報告された20事例

(平成30年度対象事例)

- ・平成29年度の定期点検で判定区分Ⅲ(早期措置段階)以上が報告された40事例(うち、国土交通省：27事例、地方自治体：13事例)

(令和元年度対象事例)

- ・平成30年度の定期点検で判定区分Ⅲ(早期措置段階)以上が報告された20事例(うち、国土交通省：20事例、地方自治体：70事例)

定期点検結果⁵⁾の事例は、平成26年度から平成30年度の定期点検で判定区分Ⅲ(早期措置段階)以上が報告された中から、点検調書上の情報量が極端に少ないものを除いたものである。判定区分Ⅲ以上の全体数に対する対象事例数(対象とした事例数/判定区分Ⅲ以上の構造物の全体数)は、国土交通省・平成26年度、国土交通省・平成27年度、地方公共団体・平成27年度、国土交通省・平成28年度、国土交通省・平成29年度、地方公共団体・平成29年度、国土交通省・平成30年度、地方公共団体・平成30年度でそれぞれ、21/22、23/45、57/77、20/25、27/29、13/47、20/30、70/78で、平成26年度から30年度の定期点検1巡目の点検結果について概ねの傾向は捉えることが可能と考えられた。

3. 分析対象のカルバートの主要諸元

まず、令和元年度までに対象とした260のカルバートの主要諸元の分布について図-1に示す。図-1の各グラフ上の数値は、“該当件数、全体に占める割合(%)”で示している。

構造形式(図-1(a))では、場所打ちボックスカルバート

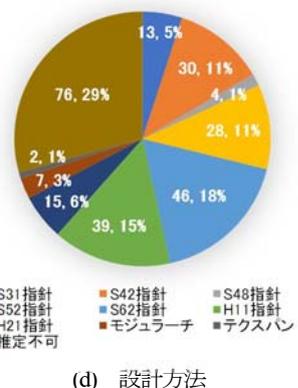
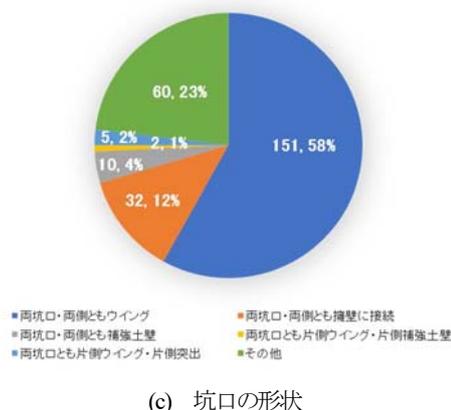
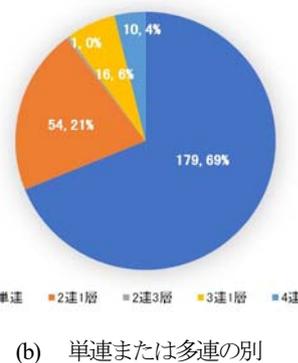
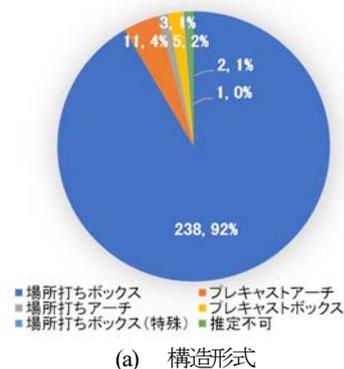


図-1 対象事例の主要諸元 (その1)

トが92%と大部分を占めていた。次にプレキャストアーチカルバートが多く、他にはプレキャストボックスカルバートや場所打ちアーチカルバートがあった。特殊な構造としては、底版がなく露頭した岩に直接RC部材でボックスを構築しているものもあった。単連または多連の別(図-1(b))では、単連が69%、2連1層が21%でこれらが90%を占めた。3連1層や4連1層のものも見られており、アンダーパスや道路横断カルバートとして、上下線方向にそれぞれ車道と歩道が設けられ、上下線や車道と歩道の間が中壁または中柱で区切られたものであった。

坑口形状(図-1(c))については、両坑口とも両側にウイングがあるものが58%、両坑口とも両側が擁壁に接続しているものが12%で、これらのいずれかのもので70%程度を占めた。

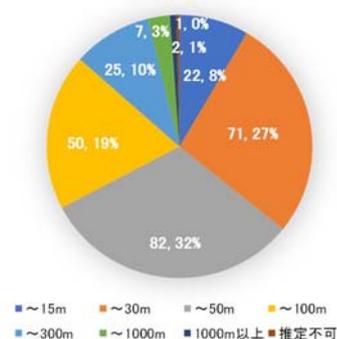
設計法(図-1(d))は、カルバートの設計に関する指針やマニュアル類で、当該カルバートの設計で参照したと推定されるものについてまとめている。供用開始年度等が不明なため「推定不可」としたものが全体の29%を占めるが、その多くは資料中の写真の様子からも、古い構造物で建設や供用開始当時の情報が残っていないものと考えられた。ヒンジ式アーチカルバートのような近年開発された工法のものについては独自のマニュアル、それ以外については、設計当時の最新の道路土工指針に基づいていると考えられる。最も古い昭和31年11月の「道路土工指針」から平成22年3月発刊で現行の「道路土工カルバート工指針(平成21年度版)」まで幅広く分布しており、比較的新しい構造物にも変状が見られる。

延長(図-1(e))については、15m以上50m未満が59%を占めた。場所打ちボックスカルバートでは一般に継手間隔は10~15m程度であり、1、2箇所程度の継手を有する事例が多かった。300mを超える長いものもあるが、多くがアンダーパスであった。

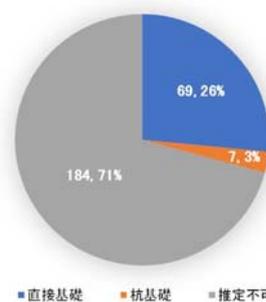
基礎形式(図-1(f))では、点検調書等から読み取りや推定できたものは全体の29%であったが、その中の大部分が直接基礎であった。

土かぶり(図-1(g))は、「カルバート上面から路面までの高さ」として、「道路土工カルバート工指針(平成21年度版)」⁶⁾でも定義され、カルバートの設計上重要な指標となる。対象事例の範囲では0.5m以上3m未満が64%を占めたが、0.5mに満たないものから10m以上まで幅広く分布した。

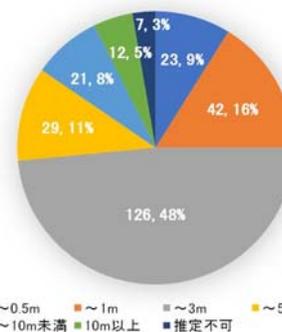
斜角(図-1(h))は、カルバートと上部道路の中心軸が交わった時の鋭角の大きさで、両者が直交すれば90°、



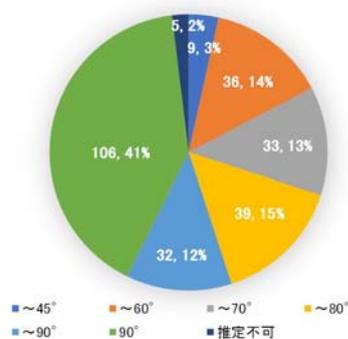
(e) 延長



(f) 基礎形式



(g) 土かぶり



(h) 斜角

図-1 対象事例の主要諸元 (その2)

平行になれば0°となる。一般に直交する(斜角90°)のが構造上望ましいが、小さな斜角で交わらざるを得ない場合もあり、その際に偏土圧の影響を受けることがある。全体の41%は斜角が90°であったが、それよりも小さな斜角のものが57%あり、45°に満たない小さなものも見られた。

4. 変状とその要因の傾向

対象事例の範囲では、耐久性低下や利用者被害が懸念される事例はあったが、即座にカルバート内空や上部道路の機能を損なうような事例はなかった。

多く見られた変状を順に並べると表-1 のようになる。表-1 の件数および割合は、令和元年度までに対象とした計260のカルバートのうち、各変状が確認された件数および割合であり、1つのカルバートで複数の変状が同時に見られていることがほとんどである。頂版と側壁の両方にひびわれが見られたものが多く、継手部材の劣化・破損、コンクリートの剥離や鉄筋露出、遊離石灰等も多く見られている。

また、カルバートの設計・施工上注意を要する立地条件、推定される変状要因について、表-2、表-3に該当が多い順に示す。表-2、表-3の件数および割合も、対象とした260のカルバートのうち、各事項に該当する件数および割合である。1つのカルバートで複数の事項に該当する場合は、それぞれの事項の件数に含まれている。

表-2の立地条件への該当は、点検調書や技術相談資料上に記載の情報から確認したほか、これらに情報がなく以下のように推定したものも含む。

- ・斜角：Google Earth 上での判別、点検調書の変状図に示されたカルバート坑口の形状をもとに推定

- ・寒冷地：所在地が(公社)雪センターのHPの積雪寒冷地域の地図⁷⁾または国土交通省北陸雪害対策技術センターの「雪国 日本」に示される「日本の積雪寒冷地域」⁸⁾で寒冷地に該当することの確認。対象事例の範囲では、北海道、東北地方、北陸地方のほか、山梨県、長野県で該当があった。

- ・土かぶり：点検調書の写真やGoogle Earthの標高からの類推

- ・塩害の影響地域に該当：所在地が「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」⁹⁾、¹⁰⁾および「道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋・コンクリート部材編」¹¹⁾、¹²⁾の塩害の影響地域に含まれることの確認

表-3の推定される変状要因は、点検調書や技術相談資料の記載や写真・図面等から以下のように分類した。その

ため、必ずしも正確な要因ではない可能性もあるが、ここでは大まかな傾向を分析する目的で整理した。

- ・コンクリート材料に起因する要因：コンクリートの強度発現機構や材料特性に起因する変状(温度応力ひびわれ、乾燥収縮ひびわれ)、鉄筋かぶり不足が考えられる変状(コンクリートのうき・剥離・鉄筋露出等)、コンクリート打設不良と考えられる変状(ジャンカ、打継ぎ目の不良等)など

- ・継手部材の経年劣化：継手部材に経年劣化と考えられる変色や傷が見られたもの

- ・活荷重の影響：カルバート頂版の中央部に縦断方向のひびわれが多数見られたもので、土かぶりが概ね2.5m以下のもの

- ・盛土の変形：継手部やウイング取付部の開き・ずれからカルバートブロックやウイングの変位が疑われるもの、上部道路面に亀裂や段差の見られたものなど

表-1 確認された変状形態と該当割合

変状形態	該当件数(割合)
頂版のひびわれ	215 (82.7%)
側壁のひびわれ	185 (71.2%)
頂版の剥離・鉄筋露出	140 (53.8%)
頂版の漏水・遊離石灰	131 (50.4%)
ウイングのひびわれ・剥離	122 (46.9%)
側壁の漏水・遊離石灰	118 (45.4%)
継手部材の劣化・破損	116 (44.6%)
側壁の剥離・鉄筋露出	115 (44.2%)
錆汁	83 (31.9%)
継手部の開き・ずれ	62 (23.8%)
内空道路の亀裂・段差	61 (23.5%)
カルバート内空への土砂の流入・水溜り	56 (21.5%)
継手部のずれ(水平方向)	48 (18.5%)
カルバートブロックの水平変位	37 (14.2%)
排水施設の不具合	35 (13.5%)
土砂の堆積	33 (12.7%)
カルバートブロックの不同沈下	32 (12.3%)
カルバートブロック間の段差	21 (8.1%)
継手部のずれ(鉛直方向)	19 (7.3%)
上部道路の亀裂・段差	17 (6.5%)
ウイング取付部の開き	12 (4.6%)
ウイングの水平変位	11 (4.2%)
頂版・側壁の傾斜	7 (2.7%)
ウイングの鉛直変位	3 (1.2%)

表-2 設計・施工上注意を要する立地条件

立地条件	該当件数(割合)
斜角(90度未満)	149 (57.3%)
軟弱地盤	129 (49.6%)
寒冷地	114 (43.8%)
集水地	95 (36.5%)
傾斜地盤	86 (33.1%)
塩害影響地域	21 (8.1%)
土かぶりが0.5m未満または10m超	19 (7.3%)

表-3 推定される変状要因

材料・施工条件	該当件数 (割合)
コンクリート材料に起因する要因	252 (96.9%)
継手部材の経年劣化	106 (40.8%)
活荷重の影響	77 (29.6%)
盛土の変形	64 (24.6%)
基礎地盤の沈下	51 (19.6%)
偏土圧の影響	33 (12.7%)
塩分の飛来	29 (11.2%)
上載土圧の影響	18 (6.9%)
凍上	10 (3.8%)
洗掘	5 (1.9%)

- ・基礎地盤沈下: 継手部を境とした頂版や内空道路面の段差から基礎地盤沈下が疑われるものや、カルバート沈下量観測の結果基礎地盤沈下が確認されたもの
- ・偏土圧の影響: カルバート片側に集中して縦断方向のひびわれが見られたもの
- ・塩分の飛来: 塩害の影響地域に該当するもの他、内空道路面に凍結防止剤を使用していることが想定されるカルバートで、内空の附属物の鋼材の腐食が見られ、飛来塩分の影響を受けたことが考えられるもの
- ・上載土圧の影響: カルバート頂版の中央部に縦断方向のひびわれが多数見られたもので、土かぶりが概ね7m以上のもの
- ・凍上: 寒冷地で上部道路面全体にわたり幅の大きなひびわれが見られたもの
- ・洗掘: 水路カルバート坑口付近の基礎地盤が水の流れて侵食され、底版直下に空洞が広がったもの

立地条件については、表-2より、1つのカルバートで複数の条件に該当する場合もあるが、過半数が何らかの注意を要する条件であったことがわかる。

変状要因については、表-3より、9割以上のカルバートでコンクリート材料に起因する要因での変状が見られた。これに次いで、継手部材の経年劣化、活荷重や盛土の変形が要因の変状が見られたカルバートが多かった。

5. 各部材・各部位の変状と要因

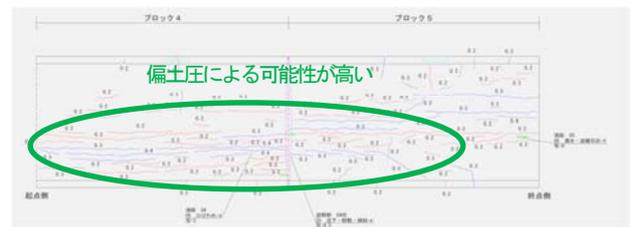
部材や部位毎に主に以下のような変状が見られた。それぞれ、点検調書や技術相談資料にある写真やスケッチ等から確認される特徴、推定される要因、当該変状が多く見られた条件（立地、供用開始時期等）の関係を整理する。

5.1 頂版のひびわれ

カルバート頂版のひびわれについては、①カルバート中央付近に比較的狭い間隔で見られる縦断方向のひびわれ、②中央付近であってもカルバート横断方向も含め不規則に見られるひびわれ、③坑口付近に見られるひびわれが多かった（図-2(a)および写真-1）。



(a) 上載荷重によるひびわれおよび乾燥収縮または温度応力によるひびわれ



(b) 横断方向片側に集中したひびわれ
図-2 頂版のひびわれの例



(a) 上載荷重によると考えられる軸方向ひびわれ
(本写真は活荷重による例)



(b) 乾燥収縮によると考えられる不規則なひびわれ
写真-1 頂版のひびわれの例

①については上載荷重の影響が考えられた。①が見られた事例では、概ね土かぶりが2.5m以下または7m以上であった。土かぶりが7m以上の一部の事例を除き、カルバートの上部は道路となっていた。土かぶりが2.5m以下の事例では主に活荷重、土かぶりが7m以上の事例では主に上載土圧の影響が考えられる。

②および③については、乾燥収縮や温度応力が主な要因と考えられるものであり、ほぼ全てのカルバートで見られた。

その他、斜角が90度未満のカルバート、上部道路と直交していてもカルバート坑口の形状が対称形でないカルバート等では、ひびわれがカルバートの片側に集中しているのが見られた(図-2(b))。これについては、偏土圧が影響していると考えられる。

頂版には上述のように特徴の異なる複数のひびわれが同時に生じていることも多く、発生要因の適切な推定が必要である。

5.2 側壁のひびわれ

側壁のひびわれについては、底板から立ち上がる、または頂版から下に向かう鉛直ひびわれで、数10cmないし2~3m程度の間隔で発生したものが多かった(写真-2および図-3)。これらは、温度応力または乾燥収縮によるひびわれと考えられた。

一方、少数ではあるが、水平方向や斜め方向に入るひびわれが確認された事例や、局所的に幅や長さの大きなひびわれが見られた事例もあった。水平方向のひびわれはコー

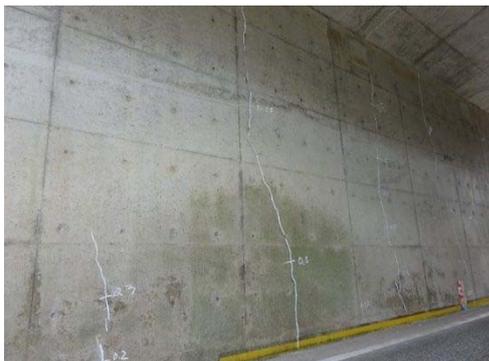


写真-2 側壁の鉛直方向ひびわれの例

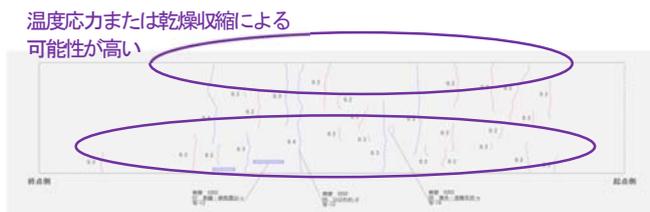


図-3 側壁のひびわれの例

ルドジョイント、斜め方向のひびわれは不同沈下が要因と考えられた。局所的で大きなひびわれについては、ひびわれの方向や長さ等の特徴も事例毎に異なり、施工不良や供用後に衝突等の荷重を受けることがなかったか個別に確認が必要と考えられる。

側壁のひびわれは、温度応力や乾燥収縮のようなコンクリートの材料特性に起因するものか、施工条件や供用後に受けた荷重によるものかで、部材やカルバートの耐久性への影響が異なると考えられるため、発生要因の適切な推定が必要である。

5.3 ウイングのひびわれ

ウイングのひびわれでは、亀甲状で茶褐色の変色があるもの(写真-3(a))や不規則で変色のないもの(写真-3(b))が多く見られた。それぞれ、アルカリ骨材反応、乾燥収縮が主な要因と考えられる。



(a) アルカリ骨材反応によるひびわれ



(b) 乾燥収縮によるひびわれ

写真-3 ウイングのひびわれの例

5.4 材料劣化に伴うコンクリート部材の変状

頂版、側壁、ウイングのコンクリート部材において、コンクリートのうき・剥離や鉄筋露出、錆汁が生じて、利用者被害防止の観点からも措置を要する状態が見られた(写真-4(a), (b))。これらは、鉄筋かぶりの不足で鉄筋が空気や水に触れて腐食・膨張し、コンクリートが押し出される



(a) コンクリートのうき・剥離および鉄筋露出



(a) 継手部材の劣化と漏水



(b) 錆汁



(b) 継手部からの土砂の流入



(c) 遊離石灰



(c) 炭酸カルシウムが浮き出た例

写真-4 コンクリート自体の変状の例

ことや、車両の衝突等によるコンクリート面の欠損に伴って生じていると考えられる。その他、漏水や遊離石灰も見られた (写真-4(c))。

こうしたコンクリート部材の変状は、ひびわれから派生したものや、5.5に後述する継手部の変状から進展したもの、つまり、変状した継手部からの常時や多量の漏水の影響で、遊離石灰、うきや剥離が生じたものもあった。ひびわれや継手部の変状が、うき・剥離、鉄筋腐食等、利用者被害や耐荷力不足のおそれがある状態へ進展することがないか、経過観察が必要である。

5.5 カルバート継手部の変状

継手部の変状も多く見られた。写真-5(a)のように、継手



(d) 頂版継手部の氷柱

写真-5 継手部からの水や土砂の流入の例

部に用いられる止水材の破損やそこからの漏水として確認されることが多かった。破損した継手部から土砂の流入が見られる事例もあった（写真-5(b)）。漏水とともに炭酸カルシウムと考えられる白い塊が継手部付近に浮き出見え、点検調書上で「遊離石灰」と報告された事例も多かった（写真-5(c)）。継手部からの漏水の著しい寒冷地のカルバートにおいては、冬季に漏水が凍結して大きな氷柱を生じた例も見られた（写真-5(d)）。



(a) 止水材の劣化・破損および水の流出



(b) カルバートとウイングの表面の段差



(c) 盛土とウイングの隙間

写真-6 ウイング取付部の変状の例

漏水の他には、継手部の両側での頂版や側壁の段差、継手部の開きが見られ、段差や開きの大きさが空間的に偏っている場合もあった。

このように継手部の変状の現れ方は多様であるが、大きくは部材の劣化・破損のみのも、継手部の開き・ずれを伴うものに分けられる。前者の要因には止水材の経年劣化が考えられる。対象事例の範囲でも、経年劣化による変状が見られたのは供用開始年の新しいものでも2006年頃と10年以上が経過し、継手部について補修歴がないと考えられるものであった。後者の要因としては、基礎地盤の沈下やそれに伴うカルバートブロックの沈下、盛土の変形に伴うカルバートブロックの変位などが考えられた。

5.6 ウイング取付部の変状

事例数としては少ないが、ウイング取付部の変状も確認された。ウイングがカルバートに取り付けられる部分における止水材の劣化・破損、そこからの水や土砂の流出として確認される場合（写真-6(a)）や、ウイングとカルバートの面の段差として確認される場合（写真-6(b)）があった。その他、盛土への取付部に隙間を生じている場合（写真-6(c)）もあった。

これらの変状は5.5に示した継手部の変状とも類似しており、止水材の劣化・破損のみの場合には止水材の経年劣化が考えられる。一方、取付部のずれ・開きを伴う場合は、基礎地盤の沈下やそれに伴うウイングの沈下、盛土の変形に伴うウイングの変位などが考えられた。

5.7 排水施設の不具合

排水施設の不具合として、カルバートブロック間等に設けられた導水工の破損による漏水（写真-7(a)）、排水溝への土砂の詰まり（写真-7(b)）が見られた。

導水工の破損には、部材の経年劣化や供用後に受けた衝突等の荷重により損傷や変形したと考えられるものが見られた。また、継手部材と同様にカルバートブロック間に設けられる場合も多いため、取付が適切でなかった、あるいはカルバートブロックの沈下や変位に追従できなかったと考えられる部分から漏水が見られた事例もあった。導水工前後のカルバートブロックの沈下や変位に伴う漏水の要因としては、基礎地盤の沈下や盛土の変形が考えられた。

排水溝の詰まりを生じる土砂は、継手部の開きからの流入や導水工からの漏水に混じって流入するほか、坑口付近で侵食された土砂が風などによって流入し、長期的に堆積していると考えられた。



(a) 導水工の破損による漏水



(b) 排水溝の土砂詰まり

写真-7 排水施設の不具合

5. 8 底版の変状

底版の変状は、道路カルバートであれば舗装により保護されて変状しない、あるいは目視できないことにより、施工時の荷重によるひびわれ発生が判明した場合等を除けば報告されることはほとんどないと考えられる。

ただし、対象事例のうち4事例ではあるが、水路カルバートにおいて、カルバート直下の基礎地盤が洗掘を受け、空洞となっている事例（写真-8）が見られた。



写真-8 底版直下の洗掘による空洞

5. 9 内空道路路面の変状

内空道路路面の主な変状は舗装面の亀裂・段差であったが、大きく分けて継手位置に沿って内空道路横断方向に生じたもの、内空道路路面全体に生じたもの、局部的、不規則に生じたものが見られた。

継手位置に沿ったものについては、カルバートブロックの沈下や変位に追随して生じたと考えられた（写真-9(a)）。この要因として、盛土の変形や基礎地盤の沈下が考えられる。

全体に生じたものについては、凍結融解が要因と考えられた（写真-9(b)）。舗装面の亀裂と併せて、凍結融解に備えて内空道路路面に散布される凍結防止剤の塩分により、照明器具等の付属物の取付部が腐食しているのが見られる場合もあり、利用者被害防止の観点からも注意を要すると考えられた。

局部的、不規則なものについては、舗装材の劣化によるものと考えられた。



(a) 継手位置に沿った亀裂・段差



(b) 凍結融解によると考えられる亀裂

写真-9 内空道路路面の亀裂・段差

5. 10 上部道路路面の変状

上部道路路面の主な変状も舗装面の亀裂・段差であったが、大きく分けて上部道路を横断するようにカルバートと盛土の境界に沿って生じたもの(写真-10(a))、上部道路縦断方向も含めて幅の広い亀裂が生じたもの(写真-10(b))、局所的、不規則に生じたものが見られた。

カルバートと盛土の境界に沿うものは、盛土の不同沈下により発生したことが考えられる。寒冷地において縦断方向等に幅の広い亀裂が生じたものは凍上による影響と考えられる。局所的、不規則なもの、舗装材の劣化によると考えられる。



(a) カルバートと盛土の境界に沿った亀裂



(b) 上部道路縦断方向も含む亀裂

写真-10 上部道路路面の亀裂・段差

5. 11 新形式のカルバートの変状

ヒンジ式アーチカルバートのような新形式のカルバートでは、大部分を占める場所打ちボックスカルバートとは異なる変状が見られた。写真-11(a)は、ヒンジ部を有するプレキャストアーチカルバートの側壁に無数のひびわれが生じた例である。温度応力ひびわれや乾燥収縮ひびわれ(写真-2、図-3)とは、発生状況が明らかに異なる。斜角に伴う偏土圧により側壁のアーチに曲げが生じたもの

と考えられる。

また、写真-11(b)は、アーチ頂部付近のウイングに鉛直方向に幅・長さの大きなひびわれが入った例である。ウイングのひびわれで多く見られた乾燥収縮やアルカリ骨材反応によると考えられるひびわれ(写真-3)とは異なり、構造形式に特有の応力条件等が要因になったとも考えられる。

新形式のカルバートでは、多数のブロックが連結や接合された箇所が多く、盛土の変形や基礎地盤の沈下の影響を受けて開きや段差の発生、隣接するブロック同士が引き合い欠損の発生も想定される。内空への水や土砂の流入、ブロックの強度不足等への進展可能性がある変状の起こりやすい箇所が多いといえるので、見逃さず、適切な措置につなげる必要が考えられる。

供用開始年が2000年以降のものが多く比較的新しい構造形式のため事例が少ないが、今後注意すべき変状の1つになると考えられる。



(a) ヒンジ式アーチカルバート側壁のひびわれの例



(b) ヒンジ式アーチカルバートウイングのひびわれの例

写真-11 新形式カルバートの変状の例

6. カルバート変状に関するフォルトツリー (変状までの部分)

平成 29 年度にカルバートの各種変状形態と要因、素因の関係をまとめたフォルトツリーを作成したが、その後も変状事例分析の対象事例追加を踏まえ、妥当性の確認を行った。以下に示す各フォルトツリーは、この結果を反映したもので、定期点検 1 巡目を通した状況を概ね踏まえたものといえる。

5. ままでカルバートの部材別・部位別の各種変状と考えられる要因を整理した結果をもとに、カルバートに関するフォルトツリーを検討している。

ここでのフォルトツリーでは、図-4 のように、素因を背景に、各種変状の要因となる作用や現象が起こり、変状が発生、進展した場合の機能への影響に至るまでの経路を整理した。各部材・部位の変状が進展しても、耐久性低下や利用者被害は懸念されるが、必ずしも機能喪失には至らない場合も考えられる。一方、変状の種類によっては、耐久性低下・利用者被害・機能喪失が同時に発生することも、直接または耐久性低下や利用者被害を生じ得る状態を経て機能喪失に至ることも考えられる (図-4)。

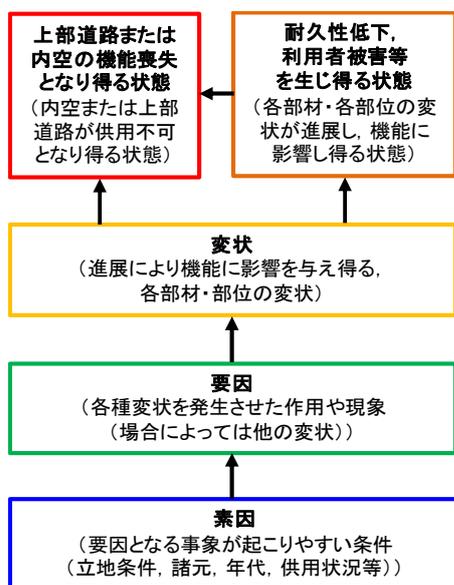


図-4 フォルトツリーイメージ

以下、フォルトツリー全体のうち、各変状に至るまでの経路 (素因—要因—変状) の部分を整理した。なお、ここでの変状の要因や素因は、対象事例において推定できた範囲のものである。

6.1 コンクリート部材のひびわれ

5.1 より、頂版のひびわれの要因としては、主に、乾

燥収縮、温度応力、活荷重、上載土圧、偏土圧が考えられる。

乾燥収縮、温度応力は、コンクリートの強度発現機構上生じるものである。活荷重および上載土圧によるひびわれは土かぶりの影響を受け、それぞれ 2.5m 以下、7m 以上において生じやすかった。活荷重によるひびわれは、上部道路の交通量や施工中の荷重の影響も受けると考えられる。

土かぶり 2.5m 以下のカルバートの中でも、比較的土かぶりが薄く、上部道路の交通量が昼夜 12 時間自動車類交通量 10,000 台、大型車混入率 20% を超えるような条件に設置されたカルバートでは、ひびわれの本数も多く、開口幅が 1mm 前後のひびわれも含まれる傾向であった。

偏土圧が疑われるひびわれは、斜角を有する、または坑口形状が非対称な立地条件で見られた。偏土圧が疑われた 33 事例のうち 30 事例、つまり 90.9% が斜角を有しており、斜角を有する割合は全 260 事例中の斜角を有する割合 (57.3%) に比べて約 1.6 倍となった。

また、偏土圧が疑われた 33 事例のうち 19 事例、つまり 57.6% が傾斜地盤に設置されており、全 170 事例中の傾斜地盤に設置される割合 (33.1%) に比べると多かった。

5.2 より、側壁のひびわれの要因として偏土圧や不同沈下が考えられる事例も若干あったが、ほとんどは乾燥収縮または温度応力によるものであると考えられる。これらはコンクリートの強度発現機構によるものである。

5.3 より、ウイングのひびわれの要因の多くは、乾燥収縮やアルカリ骨材反応であり、コンクリートの強度発現機構や打設条件によるものである。

これらは、対象としたカルバート変状事例において主に見られたひびわれとその発生要因・素因のパターンであり、コンクリート構造物としては他のパターンも想定して点検する必要が考えられる。例えば、不同沈下、凍害、コールドジョイント、施工時の荷重等によるひびわれも想定される。また、偏土圧によるひびわれは、必ずしも頂版のみに現れるのではなく、片側の側壁にひびわれ本数が多くなる形で現れることなども想定される。

そこで、頂版・側壁・ウイングの各コンクリート部材のひびわれについて、変状経路をまとめたフォルトツリーは図-5 のようなものが想定される。ひびわれは、カルバートが偏土圧や盛土の変形のような外力を受ける構造的要因で発生する場合と、コンクリートの強度発現機構や打設不良のような材料的要因で発生する場合があり、図-5 ではこれらを分けて示した。

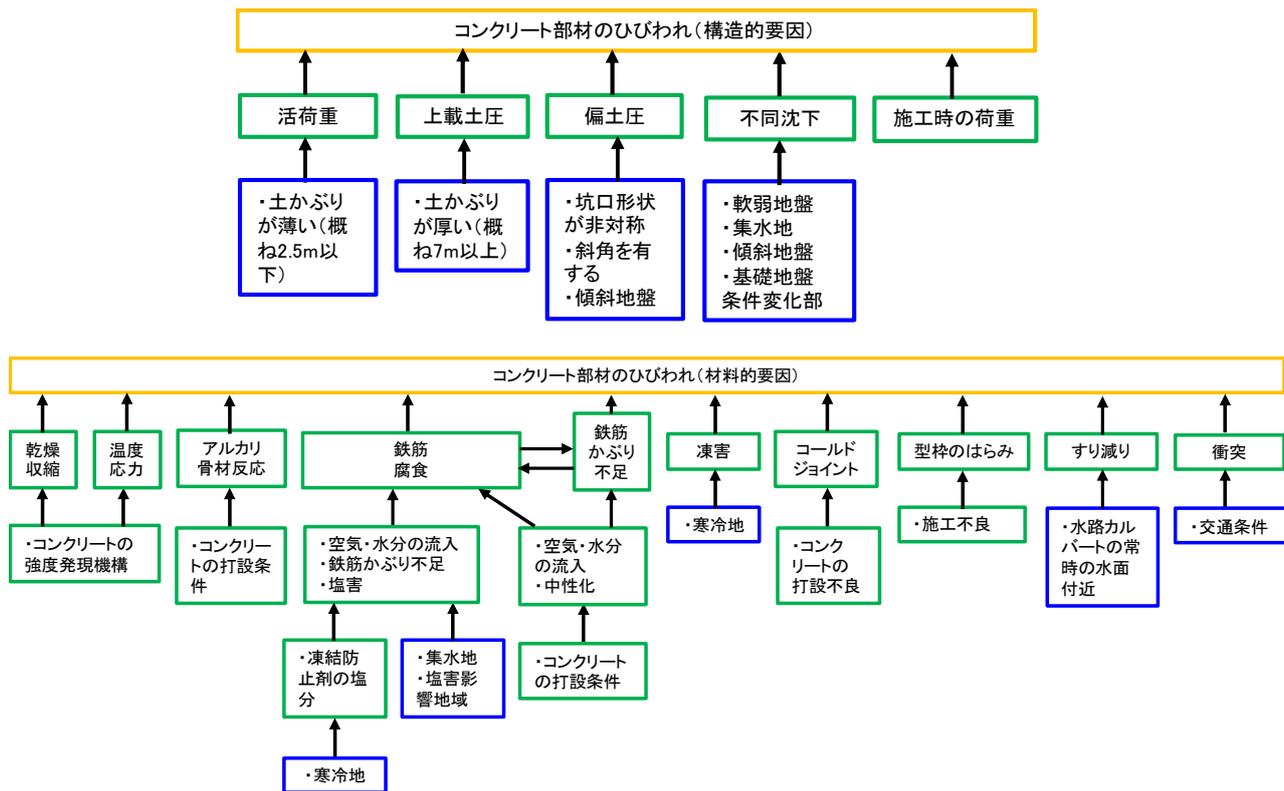


図-5 コンクリート部材ひびわれへの経路

6. 2 材料劣化に伴うコンクリート部材の変状

5. 4 より、頂版、側壁、ウイングの各コンクリート部材において、ひびわれ以外に見られた漏水、遊離石灰、欠損、うき、剥離、鉄筋露出、錆汁等の各種変状の要因には、コンクリートの打設不良、衝突、鉄筋かぶり不足、鉄筋腐食等が考えられた。これらの各種変状やその要因と考えられる事象は、コンクリートが水に触れやすい環境において促進されると考えられる。

頂版または側壁の漏水・遊離石灰、剥離・鉄筋露出が見られた事例のうち集水地に立地する割合は、表-4 に示すとおり、全体での割合に比べて高い。集水地に設置されることでコンクリート部材の変状が進展しやすくなると考えられる。

表-4 コンクリート部材の変状と集水地への該当状況

コンクリート部材の変状	集水地への該当 (変状ありの事例中)	集水地への該当 (全体)
頂版の漏水	(53/131) =40.5%	(95/260) =36.5%
側壁の漏水	(55/118) =46.6%	
頂版の剥離	(57/140) =40.7%	
側壁の剥離	(42/115) =36.5%	

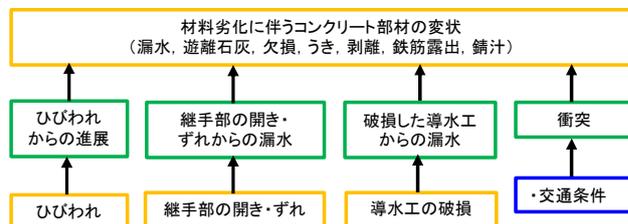


図-6 コンクリート部材の変状への経路

その他、コンクリート部材の変状がひびわれや継手部の変状、破損した導水工からの漏水を契機に進展した事例も見られるので、これらが発生しやすい条件もコンクリート部材変状の素因になると考えられる。

以上より、変状経路は図-6 のように整理される。

6. 3 カルバート継手部の変状

5. 5 より、継手部の変状には経年劣化による止水部材の劣化・破損のみのものと、開き・ずれを伴い、盛土の変形や基礎地盤の沈下が要因と考えられるものがあった。

後者が生じやすい立地条件としては、軟弱地盤、集水地、傾斜地盤が想定された。そこで、軟弱地盤、集水地、傾斜地盤に立地する割合について、盛土の変形や基礎地盤の沈下が考えられた事例に対する割合と、全体での割合を表-

5 のとおり比較した。その結果、盛土の変形や基礎地盤の沈下が考えられる場合に限定すると、軟弱地盤および集水地に立地する割合が高くなるが、傾斜地盤に立地する割合は高くならなかった。軟弱地盤や集水地では盛土の変形や基礎地盤の沈下が起こりやすくなると考えられる。

その他、少数ではあるが、カルバート縦断方向や横断方向で支持地盤までの厚さにばらつきがあるなど、基礎地盤条件の変化により不同沈下が生じたと考えられる事例もあった。

以上より、変状経路は図-7 のように整理される。

表-5 軟弱地盤等に立地する割合

	軟弱地盤	集水地	傾斜地盤
盛土の変形が疑われる 65 事例中	40/65 =61.5%	32/65 =49.2%	25/65 =38.5%
基礎地盤の沈下が疑われる 51 事例中	35/51 =68.6%	23/51 =45.1%	13/51 =25.5%
全 170 事例中	129/260 =49.6%	95/260 =36.5%	86/260 =33.1%

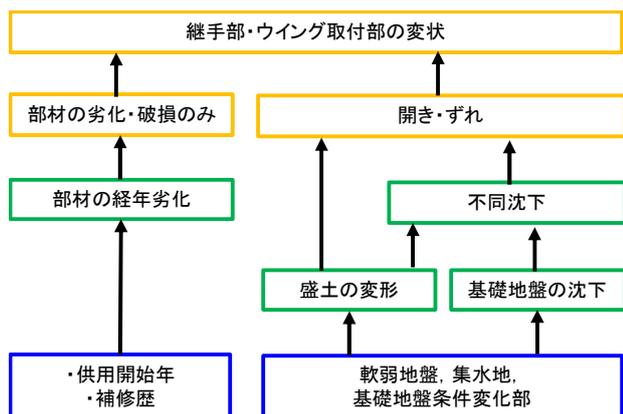


図-7 継手部の変状への経路

6. 4 ウイング取付部の変状

5. 6 より、ウイング取付部の変状は継手部の変状と類似しており、開き・ずれがカルバートブロック間ではなく、カルバートや盛土とウイングの間で生じた状況といえる。

要因として、盛土の変形や基礎地盤の沈下が考えられ、

6. 3 で前述のとおり、軟弱地盤や集水地、基礎地盤条件の変化部に該当しやすい。そのため、変状経路はカルバート継手部 (図-7) と同様に整理される。

6. 5 排水施設の不具合

5. 7 より、排水施設の不具合には、カルバートブロック間に設けられた導水工からの漏水で、経年劣化や衝突を受けたことによる部材の破損によるもの、取付不良のもの、軟弱地盤や集水地での盛土の変形や基礎地盤の沈下が要

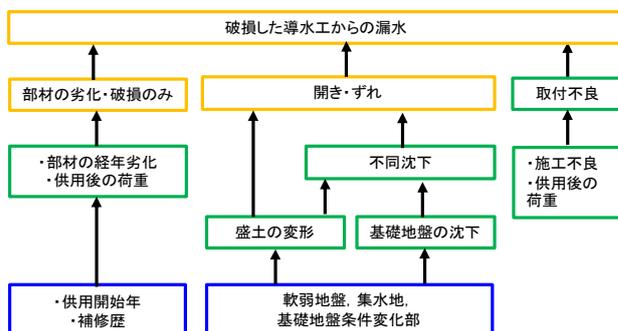
因と考えられるものがあつた。また、継手部の開きやずれによる隙間から流入した水や土砂、カルバート付近で侵食された土砂が風等により流入して溜まり、排水溝が詰まったものがあつた。そのため、変状経路は図-8 のように整理される。

6. 6 底版直下の空洞発生

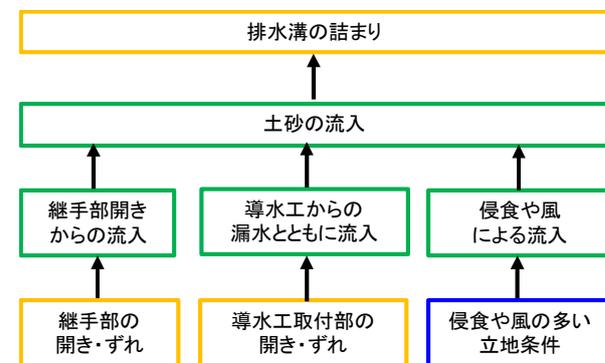
5. 8 に示した、水路カルバート坑口付近の基礎地盤が洗掘を受け、底版直下に空洞ができた 5 事例は全て集水地に立地し、うち 3 事例は傾斜地盤の立地していた。対象事例の範囲では水路としての供用を含むカルバートは 28 事例あつたが、そのうち集水地のものが 27 事例 (96.4%)、傾斜地盤のものが 13 事例 (46.4%) であつた。集水地や傾斜地盤に立地する割合が、全 260 事例に対する割合 (集水地: 36.5%、傾斜地盤: 33.1%) に比べると高い。水路カルバートがその目的から集水地や傾斜地盤といった、洗掘を受けやすい立地条件となる傾向にあつたと考えられる。

また、対象とした 260 事例中では該当がなかつたが、不同沈下によって底版直下に空洞が発生することも考えられる。

以上を踏まえ、変状経路は図-9 のように整理される。



(a) 導水工の破損による漏水への経路



(b) 排水溝の詰まりへの経路

図-8 排水施設の不具合への経路

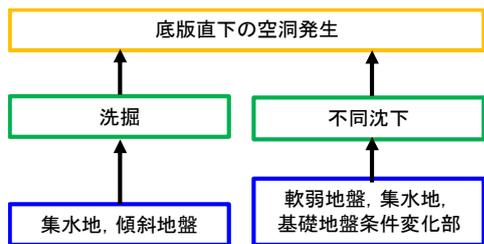


図-9 底板直下の空洞発生への経路

6. 7 内空道路路面の変状

5. 9 より、継手位置に沿った内空道路路面の亀裂は、盛土の変形や基礎地盤の沈下を要因とした継手部の開き・ずれによるもので、軟弱地盤や集水地で発生しやすいと考えられる。凍結融解による亀裂は寒冷地において、舗装材の劣化による亀裂は内空の交通等、供用状況に応じて生じると考えられるため、変状経路は図-10のように整理される。

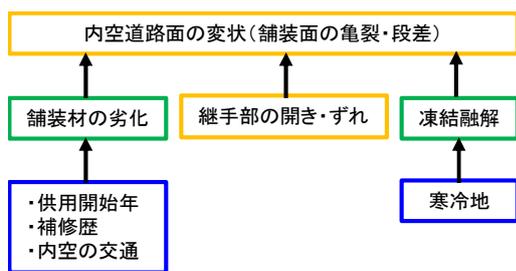


図-10 内空道路路面の変状発生への経路

6. 8 上部道路路面の変状

5. 10 に示した、背面盛土の沈下によると考えられる上部道路路面の亀裂は軟弱地盤や集水地、凍上によると考えられる亀裂は寒冷地で発生しやすいと考えられる。舗装材の劣化による亀裂は上部道路の交通等、供用状況に応じて生

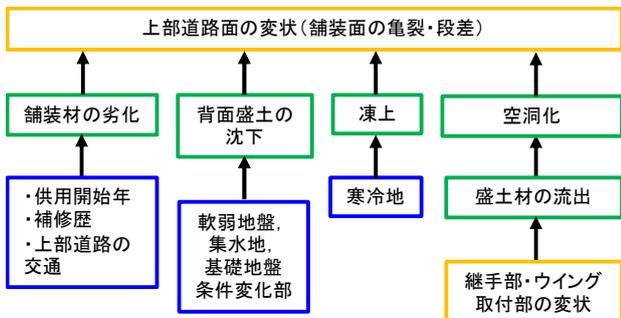


図-11 上部道路路面の変状発生への経路

じると考えられる。これらの他、継手部やウイング取付部が開いた隙間からの盛土材流出が進んで盛土内が空洞化した場合にも、上部道路路面の亀裂発生が想定される。以上より、変状経路は図-11のように整理される。

7. 偏土圧がカルバートのひびわれに与える影響

カルバートの変状事例について整理する中で、5. 1 および 6. 1 でも述べたとおり、頂版の片側に集中した縦断方向ひびわれも比較的多く見られた。こうした事例では、斜角を有する場合や、坑口付近の盛土の形状が非対称である場合など、周辺地盤からカルバートに作用する土圧の分布が非対称となる偏土圧による影響が現れたと考えられた。そこで、偏土圧による影響を確認するため、周辺盛土の形状とひびわれの集中する位置との関係について整理を試みた。

7. 1 縦断方向ひびわれの集中と坑口の形状

頂版の片側に縦断方向ひびわれの集中が見られた事例は、主に斜角を有するカルバートであった。斜角を有するカルバートにおける坑口の形状は、主に上部道路中心線方向と平行となっている形状(図-12)、斜角が小さく、かつ土かぶりが厚く片側坑口が盛土のり面から突出している形状(図-13)が見られた。

前者の場合、坑口付近の頂版の先端が鋭角である側に縦断方向ひびわれが集中する傾向であった(図-12)。カルバート本体が斜角を有し左右対称ではないことや、ウイング形状の違いによる左右の水平土圧の違い等が影響している可能性が考えられる。後者の場合、カルバート横断面で見ると、上部道路盛土のり面下の左右の側壁の位置で土かぶり差が生じる。土かぶりが大きくなる側の頂版(図-13の上側)に、縦断方向ひびわれの若干の集中が見られた(図-13)。

一方、両者とも側壁のひびわれは主に温度応力や乾燥収縮によるものと考えられ、両側の側壁で特徴的な違いは見られなかった。

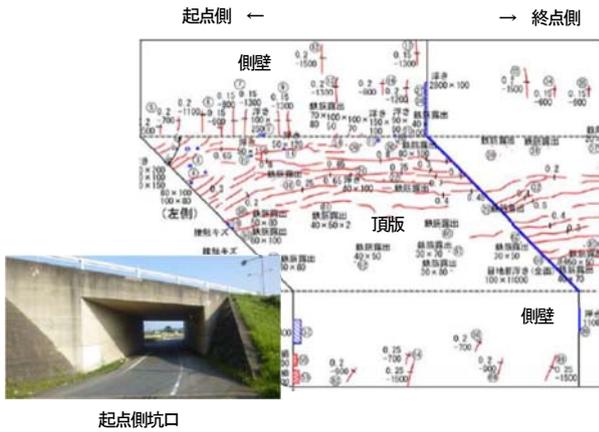
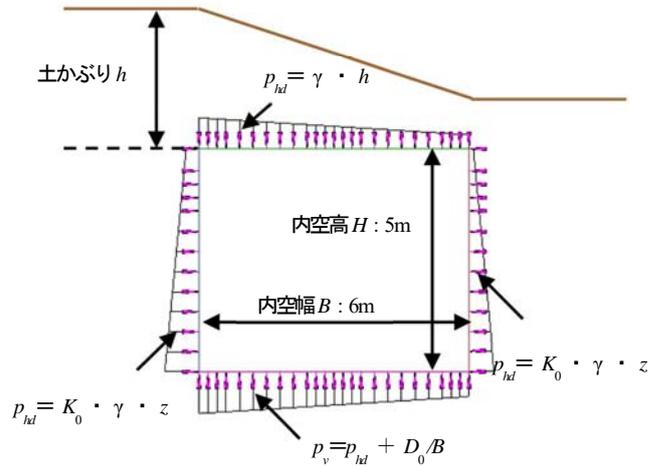


図-12 斜角を有するカルバート（上部道路中心線と平行な形状）



p_{hd} : 上載土による鉛直土圧 (kN/m²)

γ : 土の単位体積重量

p_{hd} : 地表面からの深さ z における水平土圧 (kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数

p_v : 底版反力 (kN/m²)

D_0 : 底版を除くカルバート単位長さ当たりの重量 (kN/m)

図-14 非対称な土圧分布

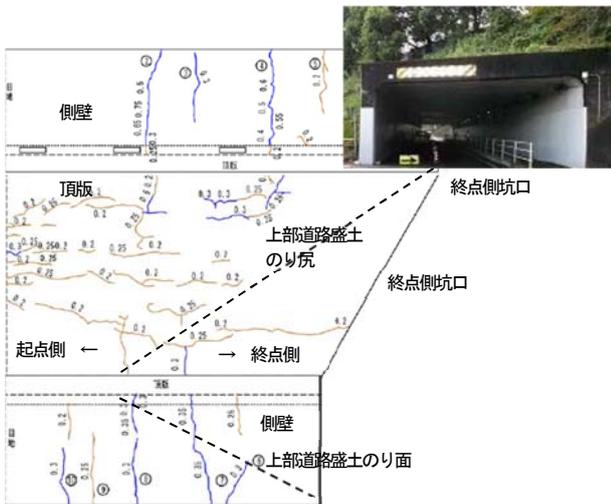


図-13 斜角を有するカルバート（片側坑口が突出した形状）

7.2 断面力分布とひびわれの集中の関係

7.1 より、カルバート頂版の片側に縦断方向ひびわれが集中する状況では、カルバート本体が非対称である影響の他、カルバートの左右で土かぶりや裏込めの範囲が異なり、カルバートに作用する土圧が非対称であることが影響している可能性が考えられた。

そこで、一般的なボックスカルバートの両側で土かぶりや静止土圧係数が異なる状況を想定し、簡易な試算で求めた各部材に作用する曲げモーメント分布と、7.1 の事例でひびわれの集中した位置との関係を確認した。

表-6 試算で考慮した諸元

土の単位体積重量	19kN/m ³ (砂質土)
鉄筋コンクリートの単位体積重量	24.5kN/m ³
頂版厚	0.5m
側壁厚	0.6m
底版厚	0.7m

試算では、内空幅 6m、内空高 5m の一連ボックスカルバートを例に、表-6 に示す諸元を考慮して各部材に生じる曲げモーメントの分布を求めた。断面両側の土かぶりおよび静止土圧係数が等しく、周辺盛土からの荷重分布が対称である場合を基本に、断面の両側で土かぶりや静止土圧係数が異なることにより図-14 の例のように周辺盛土からの荷重分布が非対称となる場合を想定して、各部材に生じる曲げモーメント分布の相対的な違いに着目した。曲げモーメントはカルバート内空側に引張を生じさせる方向を正とした。

左右両側とも土かぶり 3m の場合を基本に右側の土かぶりのみ 2m、1m、0m と低くなる条件、左右両側とも土かぶり 1m、静止土圧係数 0.5 の場合を基本として右側のみ静止土圧係数を 0.3、0.7、1.0 と変えた条件で試算した。本来は上部道路の活荷重の影響も受けるが、ここでは周辺盛土による荷重による影響に着目したため、考慮していない。

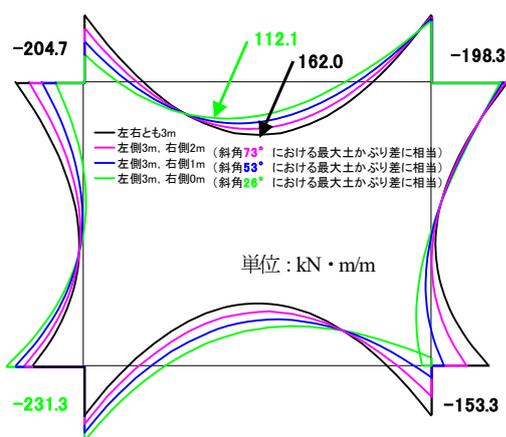


図-15 右側の土かぶりによる曲げモーメント分布の違い

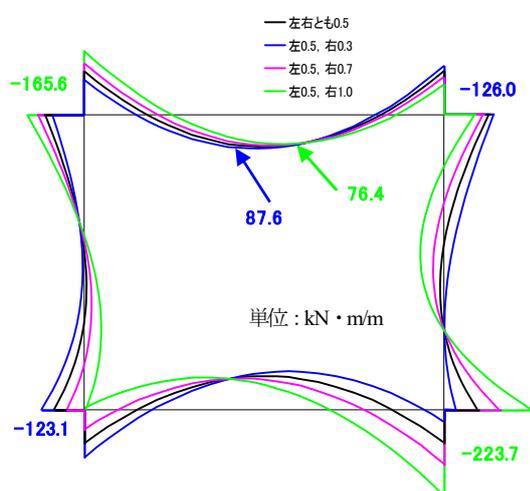


図-16 右側の水平土圧係数による曲げモーメント分布の違い

左右とも土かぶりが3mある状態から右側の土かぶりが低くなるほど、頂版の正の曲げモーメントが最大となる位置は土かぶりの高い左側へずれた(図-15)。一方、曲げモーメントの最大値は右側の土かぶりが低く、上載土圧が小さくなるのに伴い、小さくなっている。また、側壁では、右側の土かぶりによらず、多くの範囲で負の曲げモーメントが生じ、右側の土かぶりが小さくなると、右側壁の下部で曲げモーメントが大きくなった。図-13の事例で頂版に縦断方向ひびわれが集中したのも土かぶりが高い方に寄っており、曲げモーメントが最大となる位置については概ね整合しているものの、曲げモーメントの増減の傾向については整合していない。

左右とも土かぶりが1mで左側の静止土圧係数が0.5の場合の頂版の正の曲げモーメントが最大となる位置は、右側の静止土圧係数を0.5より大きくすると右側、小さくすると左側と、相対的に水平土圧の大きい側へずれた(図-

16)。一方、頂版の曲げモーメントの最大値は、右側の静止土圧係数が小さく、水平土圧が小さくなるのに伴い大きくなった。側壁では、右側の静止土圧係数によらず多くの部分で負の曲げモーメントとなり、静止土圧係数を0.5より大きくした場合に曲げモーメントが大きくなった。図-12の事例では、頂版の縦断方向のひびわれは頂版先端が鋭角となる側に集中し、側壁にはひびわれは見られなかったが、この状況と整合するのは、片側の静止土圧係数を小さくした場合となった。

以上より、盛土形状の違いや、ウイング形状の違い等による左右の水平土圧の違いによって、頂版の片側に縦断方向ひびわれが偏って生じる可能性があり、特に片側の水平土圧が小さくなる場合に、事例における変状との整合性が高かったことが推察される。

8. カルバートの各部材の応力状態

7.の試算では定性的であるが、偏土圧を受けるカルバートでひびわれの集中する位置と曲げモーメントの分布の関係が示された。また、図-17に示すように、斜角を有するカルバートの延長には、左右対称な土圧が作用する横断面のほか、左右のウイング形状の違いにより左右非対称な水平土圧が作用する横断面、片側坑口が突出して左右で土かぶり差が生じて異なる上載土圧が作用する横断面のように、偏土圧を受ける断面も存在する。

しかし、設計では最も土かぶりの大きな断面において左右対称な土圧が作用する条件で断面設計が行われ、その断面がカルバート延長にわたり適用されることが多く、設計上偏土圧の影響は考慮されているとは限らない。

そこで、偏土圧の影響を考慮した場合の各部材の鉄筋やコンクリートに生じる応力度について照査を試みた。照査に当たっては、断面寸法や配筋は斜角を有する実際のカルバートを参考とし、荷重としては死荷重や土圧のほか活荷重も考慮した。

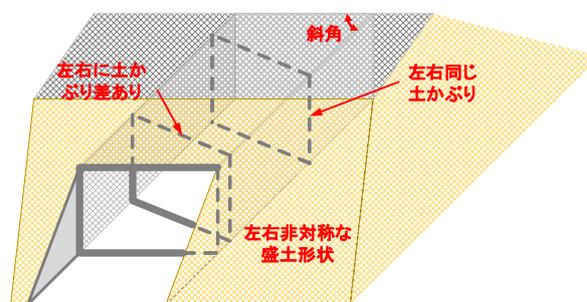


図-17 斜角を有するカルバートの断面

8. 1 照査条件および方法

8.1.1 参考事例

参考事例は斜角（カルバートと上部道路の中心軸が交わった時の鋭角の大きさ）が 50° 未満で、カルバートにおける坑口の形状が上部道路中心線方向と平行な形状のカルバートである（図-18）。当該カルバートは土かぶり高が 0.5m 未満、内空高が 4.5m 程度、両坑口の内空幅は、9.5m 程度のものであった。

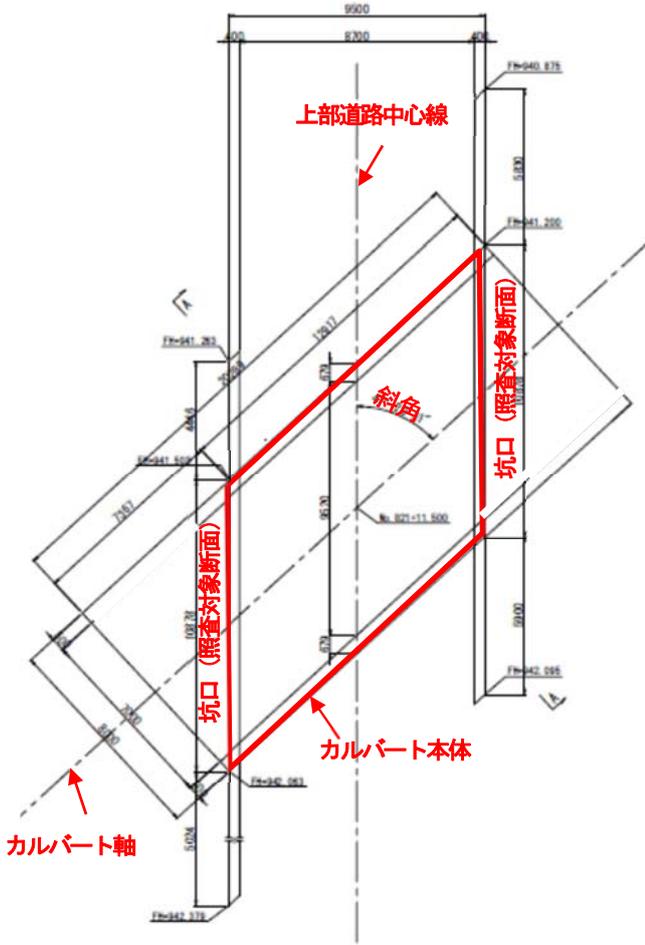


図-18 参考事例としたカルバートの形状

配筋は図-19 に示すとおりで、頂版や底版では横断面照査における軸方向鉄筋が坑口や上部道路と平行、つまり側壁とは斜角 θ で交わるように配筋されていた。そこで、断

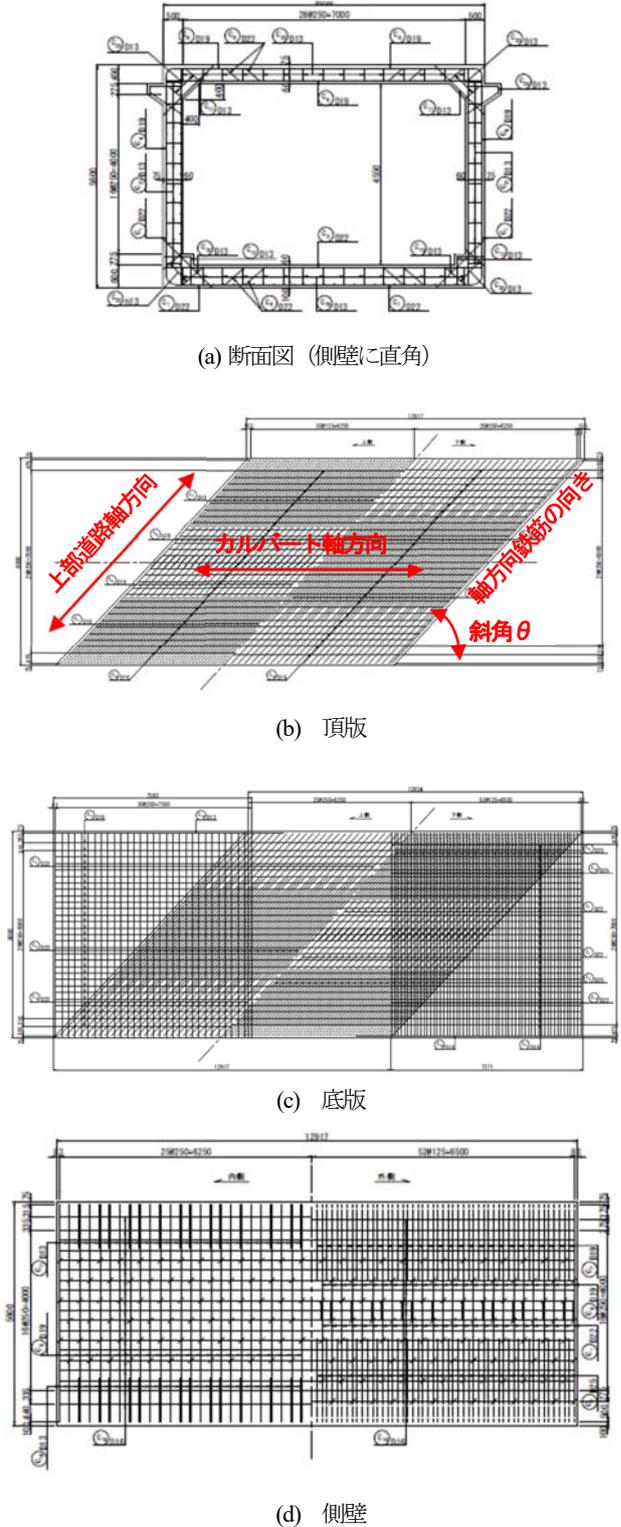


図-19 参考事例の配筋図

面照査において、軸方向鉄筋間隔は図-19 に示すカルバート軸方向の鉄筋間隔に $\sin \theta$ を乗じたものとした。

なお、建設年度から、昭和42年(1967年)の道路土工指針に基づき設計されたと推定される。

8.1.2 荷重の考慮

土かぶりには 0.39m で一定と仮定し、各種荷重の載荷方法、使用材料や許容応力度は、現行の設計指針である「道路土工—カルバート工指針(平成21年度版)」⁶⁾(以下、現行指針)に準拠した。なお、活荷重の載荷方法は平成11年(1999年)3月の指針以降変更となっている。

カルバートの断面力を計算する際、現行指針を踏まえ、荷重の組合せを図-20 に示す3通りとした。活荷重が後輪荷重のみ頂版中央に載荷されるパターン1(図-20(a))、頂版への輪荷重は載荷せず、両側壁に活荷重による水平土圧として $10K_0 \text{ kN/m}^2$ を載荷するパターン2(図-20(b))、後輪荷重と前輪荷重が全分布幅で頂版に載荷さするパターン3(図-20(c))でそれぞれ断面力を計算した。

8.1.3 照査方法

図-20 に示す荷重の組合せに対して、曲げモーメントの分布を求めた。これらの断面力が生じる時の鉄筋およびコンクリートの曲げ応力度を許容応力度と比較した。頂版、側壁、底版の各部材における照査は、ハンチの付け根の位置や、ハンチのない部分のうち正または負の断面力が最も大きくなる位置などで行った。照査に当たり、断面力は各荷重の組合せにおける照査位置での断面力の中から、最も大きな値を採用した。

また、応力度は以下の仮定のもと計算した。

- 軸ひずみが中立軸からの距離に比例
- 鉄筋とコンクリートのヤング係数比が15
- コンクリートの引張応力度は無視

鉄筋の許容引張応力度は SD295A 相当の $\sigma_{sa} = 160 \text{ N/mm}^2$ とした。コンクリートの許容応力度は設計基準強度 21 N/mm^2 に対応して、許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 7.0 \text{ N/mm}^2$ を用いた。その他、許容応力度や照査方法に関する詳細は現行指針に準拠した。

8.1.4 照査ケース

照査は、坑口に平行で内空幅が 9.5m 程度の断面を対象に、左右対称な水平土圧が作用するケース1、偏土圧が作用する例としてケース2を行った(表-7)。カルバート設計時には通常、左右両側の側壁には静止土圧係数 K_0 を 0.5 とした水平土圧を載荷するため、ケース1では左右両側の静止土圧係数を 0.5 とした。これに対し、ケース2では右側のみ静止土圧係数を 1.0 とすることで左右非対称な水平土圧を載荷した。

- w_{d1} : 頂版に作用する死荷重
= 頂版死荷重 + 上載土による鉛直土圧
- P_{n1} : 後輪荷重
= $2 \times 100 \text{ (kN)} \times (1+0.3) / 2.75 \text{ (m)} = 94.5 \text{ kN/m}$
- P_{n2} : 前輪荷重
= $2 \times 25 \text{ (kN)} \times (1+0.3) / 2.75 \text{ (m)} = 23.6 \text{ kN/m}$
- p_{v1} : 後輪荷重による鉛直土圧 = $P_{n1} / (2h+0.2) \text{ (kN/m}^2)$
- p_{v2} : 後輪荷重による鉛直土圧 = $P_{n2} / (2h+0.2) \text{ (kN/m}^2)$
- p_{hd} : カルバート側方の土による水平土圧
= $K_0 \times \gamma \times \text{地表面からの深さ} \text{ (kN/m}^2)$
- K_0 : 静止土圧係数

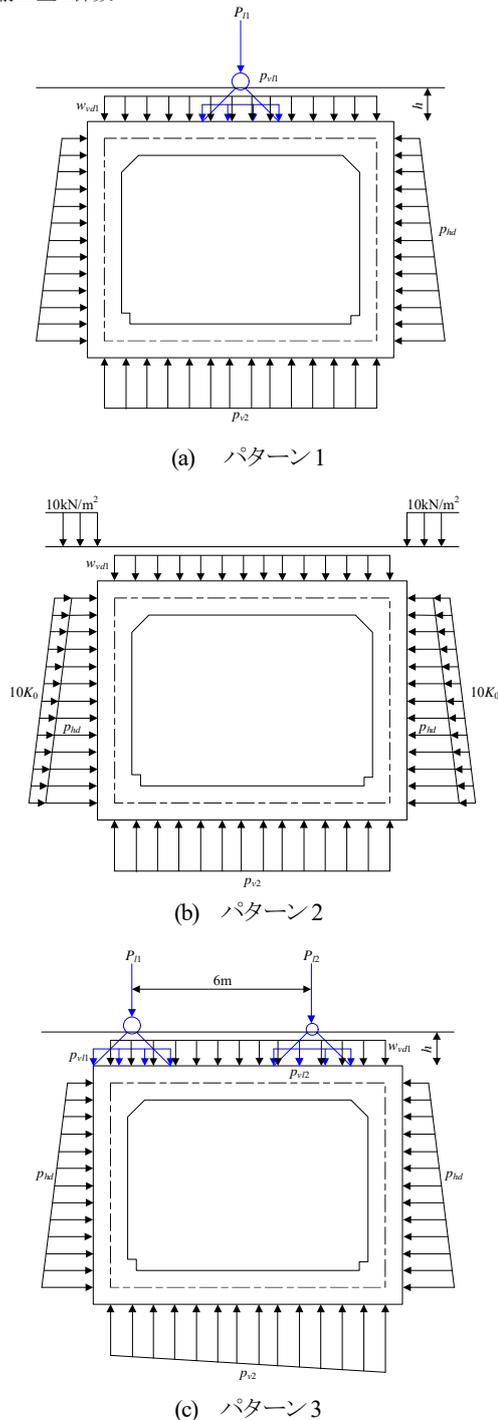


図-20 荷重の組合せ

表-7 調査実施ケース

	内空幅 (m)	右側静止土圧 係数 K_0	偏土圧の有無
ケース1	9.5	0.5	なし
ケース2	9.5	1.0	あり

8.2 計算結果

8.2.1 断面力分布

内空側に引張を生じさせるモーメントを正とし、各ケースの曲げモーメント図を図-21に示す。曲げモーメント図の各図中のプロットは当該位置における断面力で、図-20に示した3パターンの各荷重の組合せに対して計算した中から絶対値が最大となる値を代表してプロットしたものである。プロットの色は荷重の組合せパターンであり、赤がパターン1、黄色がパターン2、青がパターン3で断面力が最大となったことを示している。また、応力度照査

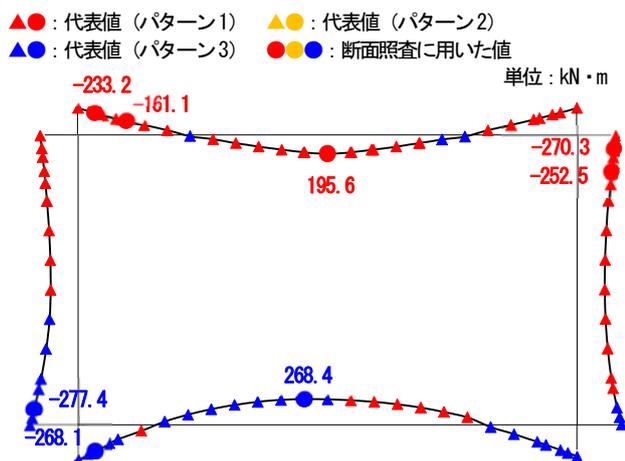
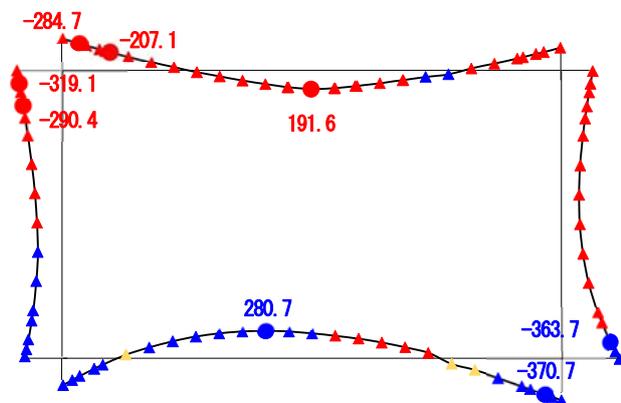
(a) ケース1 (左右とも $K_0=0.5$ 、偏土圧なし)(b) ケース2 (右側のみ $K_0=1.0$ 、偏土圧あり)

図-21 曲げモーメント図

の対象とした箇所は●、それ以外の箇所は▲で示している。

負の曲げモーメントについては、右側の静止土圧係数を1.0としたケース2では、左右両側とも静止土圧係数が0.5のケース1に比べ、水平土圧が大きくなる右側の側壁だけでなく全体的に大きくなり、各部材に生じる曲げ応力が大きくなることが想定される結果であった。

ケース1、ケース2ともに、頂版の正の曲げモーメントは中央で最大となり、側壁の曲げモーメントは全体で負の曲げモーメントとなった。右側の静止土圧係数が大きく、水平土圧の大きなケース2の方が頂版の曲げモーメントの最大値が小さくなった点では7.の試算と傾向が合っているが、値としては大きな差が見られない。

8.2.2 応力度照査

各ケースで行った曲げ応力度照査の結果を表-8に示す。

曲げ応力度照査は、ケース1では各照査位置で満足したが、右側の静止土圧係数が $K_0=1.0$ より大きな水平土圧が作用するケース2では頂版端部やハンチ始点、底版端部で満足しなかった。参考事例のカルバートでは頂版に活荷重や偏土圧の影響と考えられる縦断方向のひびわれが多数見られた一方、側壁では主に乾燥収縮によると考えられる鉛直方向のひびわれが見られた程度であり、水平方向の顕著なひびわれは見られなかった。

側壁については、応力度照査で鉄筋やコンクリートの許容応力度に対して比較的余裕があることと、水平方向の顕著なひびわれが見られない状況は概ね整合すると考えられる。一方、事例においては頂版の縦断方向ひびわれが見られるが、今回の解析では端部付近において応力度が大きくなっており整合していない。

今後、土圧の条件等について見直すとともに、より多くの事例をもとに試算を行い、こうした要因を確認し、斜角や偏土圧の影響を適切に考慮した設計法の検討につなげたい。

表-8 曲げ応力度照査結果

(a) ケース1 (左右とも $K_0=0.5$ 、偏土圧なし)

		頂版			底板		側壁		
		端部	ハンチ始点	中間部	端部	中間部	下端部	ハンチ始点	上端部
		外側	外側	内側	外側	内側	外側	外側	外側
		パターン1	パターン1	パターン1	パターン3	パターン3	パターン3	パターン1	パターン1
断面力	曲げモーメント(kN・m)	233.2	161.1	195.6	268.1	268.4	324.8	252.5	270.3
	軸力(kN)	48.3	48.3	48.3	124.6	124.6	277.4	154.6	147.9
断面寸法	部材幅(mm)	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材高(mm)	631	450	450	713	600	762	679	812
	有効高(mm)	556	375	390	613	540	660	577	710
引張鉄筋	かぶり(mm)	75	75	60	100	60	102	102	102
	鉄筋量 A_s (cm^2)	31.14	31.14	36.61	48.58	42.08	48.58	31.14	31.14
		D19・92mm ピッチ	D19・92mm ピッチ	D22・184mm ピッチ+D19・ 184mmピッチ	D25・184mm ピッチ+D22・ 184mmピッチ	D22・92mm ピッチ	D25・184mm ピッチ+D22・ 184mmピッチ	D19・92mm ピッチ	D19・92mm ピッチ
圧縮鉄筋	かぶり(mm)	241	60	75	173	100	164	81	214
	鉄筋量 A_c (cm^2)	15.57	15.57	15.57	21.04	21.04	15.57	15.57	15.57
		D19・184mm ピッチ	D19・184mm ピッチ	D19・184mm ピッチ	D22・184mm ピッチ	D22・184mm ピッチ	D19・184mm ピッチ	D19・184mm ピッチ	D19・184mm ピッチ
曲げ応力度照査 (N/mm^2)	コンクリート	5.2<7.0	6.1<7.0	6.8<7.0	4.3<5.25	5.2<7.0	4.7<5.25	4.9<7.0	4.0<7.0
	鉄筋	142<160	151<160	153<160	92<160	123<160	91<160	133<160	114<160

(b) ケース2 (右側のみ $K_0=1.0$ 、偏土圧あり)

		頂版			底板		側壁		
		端部	ハンチ始点	中間部	端部	中間部	下端部	ハンチ始点	上端部
		外側	外側	内側	外側	内側	外側	外側	外側
		パターン1	パターン1	パターン1	パターン3	パターン3	パターン3	パターン1	パターン1
断面力	曲げモーメント(kN・m)	284.7	207.1	191.6	370.7	280.7	363.7	290.4	319.1
	軸力(kN)	75.2	75.2	75.2	245.8	160.1	183.1	164.5	157.9
断面寸法	部材幅(mm)	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000	1000
	部材高(mm)	631	450	450	713	600	762	679	812
	有効高(mm)	556	375	390	613	540	660	577	710
引張鉄筋	かぶり(mm)	75	75	60	100	60	102	102	102
	鉄筋量 A_s (cm^2)	31.14	31.14	36.61	48.58	42.08	48.58	31.14	31.14
		D19・92mm ピッチ	D19・92mm ピッチ	D22・184mm ピッチ+D19・ 184mmピッチ	D25・184mm ピッチ+D22・ 184mmピッチ	D22・92mm ピッチ	D25・184mm ピッチ+D22・ 184mmピッチ	D19・92mm ピッチ	D19・92mm ピッチ
圧縮鉄筋	かぶり(mm)	241	60	75	173	100	164	81	214
	鉄筋量 A_c (cm^2)	15.57	15.57	15.57	21.04	21.04	15.57	15.57	15.57
		D19・184mm ピッチ	D19・184mm ピッチ	D19・184mm ピッチ	D22・184mm ピッチ	D22・184mm ピッチ	D19・184mm ピッチ	D19・184mm ピッチ	D19・184mm ピッチ
曲げ応力度照査 (N/mm^2)	コンクリート	6.4<7.0	7.9>7.0	6.7<7.0	5.9>5.25	5.5<7.0	5.1<5.25	5.6<7.0	4.7<7.0
	鉄筋	171>160	191>160	146<160	121<160	125<160	113<160	156<160	137<160

9. まとめ

過去の技術相談案件、「シェッド・大型カルバート等定期点検要領」に基づく定期点検結果で確認されたカルバートの変状について、技術相談資料や点検調書の情報をもとに変状やその要因、立地条件との関連について整理し、各変状に至る経路（フォルトツリー）をまとめた。事例整理やフォルトツリーの内容については、事例が追加されるごとに、妥当性の確認や表現の見直しも継続してきた。

変状が確認されているカルバートは、建設時期が古いものから新しいものまでであるが、半分以上がカルバートの設計・施工上注意を要する立地条件に建設されていた。特に、軟弱地盤や集水地に建設されたカルバートでは、基礎地盤の沈下や盛土の変形を要因とする変状が起りやすくなり、その範囲も多岐にわたるので注意を要すると考えられた。

変状が確認された部材・部位は、頂版・側壁・ウイングの各コンクリート部材のほか、継手部、排水施設、内空道路路面、上部道路路面まで多岐にわたった。

変状の中でも、温度応力や乾燥収縮によるひびわれ、遊離石灰等、コンクリートの強度発現機構や材料特性に起因する変状や、鉄筋露出、頂版や側壁のうき・剥離等、鉄筋かぶりに起因する変状のように、コンクリート材料に起因するもののほか、継手部材の経年劣化のような材料的要因での変状も多く見られた。遊離石灰やうき・剥離、鉄筋露出のように水に触れると促進される変状は、集水地で多く見られる傾向にあったが、それ以外の変状については、特定の条件によらず発生する可能性が考えられる。

一方、ひびわれでも上載土圧や上部道路の活荷重によると考えられるもののほか偏土圧によると考えられるもの、基礎地盤の沈下や盛土の変形に伴うカルバートブロック

の沈下や変位に起因すると考えられる各種変状（継手部やウイング取付部の変状、カルバートブロック間に設置された導水工の破損、内空道路面や上部道路面の亀裂等）のように、カルバートに作用した外力による構造的要因での変状も見られた。

令和元年度までに対象とした260のカルバートの中で、材料的要因のみ、構造的要因のみ、これら両方の要因で変状が生じたと考えられたのは、それぞれ、93件（35.8%）、6件（2.3%）、162件（62.3%）であった。

外見が似た変状でも、要因を適切に推定する必要性が確認された。例えば、継手部や導水工の変状に関しては、部材の経年劣化のみの材料的要因のものから、外力を受けて部材が破損した構造的要因のものまであり、要因の把握と措置を適切に行わないと土砂や水の流入にも進展し得るので、注意を要すると考えられる。舗装面の亀裂や段差についても、カルバートや盛土の沈下を伴うものと、局所的な舗装材の劣化では、措置の内容も大きく変わると考えられる。進展可能性が高い、進展した場合の影響が大きいなど、注意を要する変状を適切に把握する必要がある。

例えば、活荷重によると考えられる頂版のひびわれについては、土かぶり薄く、上部道路の交通量が多い場合は、進展の可能性が高いと考えられる。偏土圧によるひびわれについても、特定の部分に集中して現れ、進展の可能性が高いと考えられる。

また、事例数としては少ないが、水路カルバートで基礎地盤が洗掘されて底版直下に空洞が進展した事例や、比較的新しい構造形式のカルバートで場所打ちボックスカルバートとは異なるひびわれが多く見られた事例もあり、今後注意すべきと考えられた。

これらの変状のうち、偏土圧による影響については、カルバート横断面に左右非対称な土圧を作用させて断面力分布を試算した。その結果、カルバート内空側に引張を生じさせる曲げモーメントが大きくなる部分と、偏土圧によると考えられるひびわれの集中した位置は概ね整合することを確認した。

令和元年度は、偏土圧によると考えられる変状の見られた斜角の小さなカルバートを参考に、「道路土工—カルバート工指針（平成21年度版）」に基づき断面照査を試みた。その結果、側壁については、応力度照査で鉄筋やコンクリートの許容応力度に対して比較的余裕があることと、

水平方向の顕著なひびわれが見られない状況は概ね整合すると考えられた。一方、事例では頂版でも偏土圧の影響が考えられる場合に縦断方向ひびわれが見られるが、これについては今回の解析結果と整合していない。

こうした要因の確認とともに、今後は、基礎地盤の沈下や盛土の変形による変状についても、事例をもとにした数値解析等で、実際に発生し得る状態や進展可能性等の確認を行い、それらを踏まえたカルバートの設計手法に反映させたい。

参考文献

- 1) (国研) 土木研究所先端材料資源研究センター：樋門・樋管のコンクリート部材における点検結果評価のポイント(案)、25p.、2016
- 2) (国研) 防災科学技術研究所：J-SHIS 地震ハザードステーション、<http://www.j-shis.bosai.go.jp/googleearth>
- 3) 国土交通省 道路局：シェッド・大型カルバート等定期点検要領、61p.、2014
- 4) 国土交通省 道路局 国道・防災課：シェッド、大型カルバート等定期点検要領、23p.、2014
- 5) 国土交通省：道路メンテナンス年報、http://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/yobohozen_maint_index.html
- 6) (社) 日本道路協会：道路土工—カルバート工指針（平成21年度版）、347p.、2010
- 7) (公社) 雪センター：積雪寒冷地域、http://www.yukicenter.or.jp/activity/menu_01_02.html
- 8) 国土交通省北陸雪害対策技術センター：日本の積雪寒冷地域、雪国 日本 http://www.hrr.mlit.go.jp/hokugi/file/snow_center/Snow_ountry_Japan.pdf
- 9) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、634p.、2012
- 10) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、569p.、2017
- 11) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋・コンクリート部材編、364p.、2012
- 12) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋・コンクリート部材編、404p.、2017

7.2 サービスを中断することなく更新が可能となるような設計、構造・材料等を開発評価

7.2.1 トンネルの合理的な更新技術に関する研究

担当チーム:道路技術研究グループ(トンネル)/先端材料資源研究センター(iMaRRC)

研究担当者:日下敦、森本智/新田弘之、高橋啓太

【要旨】

既設のトンネルに変状が発生した場合の対策工の選定は、個別の変状に対して過去の経験や実績等による場合が多く、補修・補強工法の設計手法としては未確立な面が残されている。また、トンネルの補修・補強を実施する際には長時間の交通規制を伴うため、社会的コストへの影響を最小限に抑えるために補修・補強工の耐久性の向上や施工の簡略化なども求められている。令和元年度は、従来から適用実績が多い炭素繊維と比較して低強度の繊維を用いて、網状に形成したシート系当て板工の耐力評価に関する基礎資料を得ることを目的として、押抜き試験を実施し変形特性や耐荷特性、破壊形態等の分析を行った。また、はく落防止対策工の長期的な耐久性を評価する促進劣化試験の確立に向け、促進条件の検討を目的に、室内での促進劣化試験と屋外での暴露試験の比較を行った。その結果、従来工法に比べ変形特性、耐荷特性、破壊形態等が異なることが明らかとなり、また、網状シートのような繊維の編込み構造を有するシートでは繊維それぞれの破壊形態が異なり、このような破壊形態を示すシートに対して、シートの仕様によっては単位繊維強度に着目することによりシート耐力を評価できる可能性が示唆された。促進条件の検討では、対策工の工法によって、強度が異なることが明らかとなった。屋外暴露試験はまだ1年であるものの、工法によっては室内促進と屋外暴露で強度の低下傾向が近いものもあり、促進条件を設定できる可能性が示唆された。

キーワード:インフラ、道路トンネル、維持管理、長寿命化、更新、補修・補強

1. はじめに

国内の道路トンネルは2013年4月には箇所数10,200、総延長4,100kmに達し、供用後30年以上経過したトンネルは約60%存在している。このような状況のなか、道路トンネル定期点検要領^{1), 2)}に基づいた点検による既往の点検結果の分析によれば、早急に補修・補強といった対策が必要なトンネル(健全性がⅢまたはⅣ相当)は全体の3割以上存在する報告³⁾もある。

また、建設年代の古いトンネルの中には、断面が小さく建築限界に余裕がないトンネルや、歩道や路肩が狭隘なトンネルが存在するとともに、老朽化が進行したトンネルでは外力によるひび割れやうき、はく離、はく落、さらに漏水等の変状が多数存在し、利用者被害の発生が課題となっている。このようなトンネルで用地の制約等により新規にトンネルを建設することができない場合は、防水化が可能となる覆工の打替、インパット設置等を含めた大規模な更新が必要となっている。

今後、このような対応を要するトンネルが増加する傾向にあると考えられるが、更新やトンネルの断面に対する補修・補強工法の設計手法は、個別の変状に対

して過去の経験や実績等による場合が多く、未確立な面が残されている。さらに、変状発生要因別に適切な対策工法を選定するためには高度な知識と経験が必要であるとともに、補修・補強を実施する際には長時間の交通規制を伴うため、社会的コストへの影響を最小限に抑えるために補修・補強工の耐久性の向上や施工の簡略化なども求められている。

本研究では、より効果の高い、施工性や維持管理性に優れた、新たな補修・補強工法の提案に対する要請に応えることを目的に、それらに優れたトンネルの補修・補強工法の開発を行うものである。令和元年度は、従来から適用実績が多い炭素繊維と比較して低強度の繊維を用いて、網状に形成したシート系当て板工の耐力評価に関する基礎資料を得ることを目的として、押抜き試験を実施し変形特性や耐荷特性、破壊形態等の分析を行った。また、はく落防止対策工の長期耐久性評価として促進劣化試験の確立に向け、促進条件の検討を目的に、室内促進劣化試験と屋外暴露試験の比較を行った。さらに、共同研究で開発した対策工の試験施工から約1年が経過したため、状態観察を行った。

2. 交通を妨げることなく、補修・補強が可能となるようなトンネルの設計・施工法、および材料の開発・評価

2.1 実験・解析による補修・補強工法に求められる強度や力学的メカニズムの解明

山岳トンネル工法（いわゆる NATM）により建設された道路トンネルに発生するうき・はく離の面積は、 0.2m^2 以下の小規模のことが多いことが報告⁴⁾されている。はく落防止対策工の開発においては、対象とするはく落塊の規模を限定して適切に設定し、従来の変状対策工と比較して低強度の材料を用いることにより、経済性や施工性等の向上が期待される。一方、使用する材料の強度特性や繊維の構造等によっては、変形特性や耐荷特性、破壊形態等について従来工法とは異なる可能性が考えられる。

従来から適用実績が多い炭素繊維と比較して低強度の繊維を用いて、網状に形成したシート系当て板工の耐力評価に関する基礎資料を得ることを目的として、押抜き試験を実施した。本稿では、変形特性や耐荷特性、破壊形態等の分析、および、単位繊維荷重に着目したシート耐力の評価方法について分析した結果を報告する。

2.1.1 試験方法

押抜き試験は、はく落塊を模した押抜き部を設けたコンクリート供試体（押抜き部は5mm厚の型枠を設けて打設しコンクリート供試体とは接していない）の上面に、はく落防止対策工を設置し、下側から油圧ジャッキを用いて変位制御により载荷した（図-1、写真-1）。試験条件は円形の押抜き部の直径（押抜き径： ϕ ）を2種類設定し、Case. 1は $\phi 500\text{mm}$ 、Case. 2は $\phi 100\text{mm}$ とした（図-2）。载荷速度は、変位置量2mmまでは $0.2\text{mm}/\text{min}$ とし、変位置量2mm以降は $1.0\text{mm}/\text{min}$ とした。

本実験で用いたはく落防止対策工は、繊維が3方向4層に網状に積層（図-3）され、繊維をアクリル樹脂でラミネートした構造を有している（以下、「網状シート」と称する）。網状シートの材料特性を表-1に示す。施工工程はコンクリート供試体の下地処理後、接着剤を塗布し、網状シートを貼付する3工程で完了する（写真-2）。計測項目は押抜き部の荷重（押抜き荷重： P (kN)）と押抜き部の変位（押抜き変位： δ (mm)）とした。

観察は網状シートのはく離状態等について変位置量が2mm増加する毎に2分間で行い、その間には変位置量を保持した。

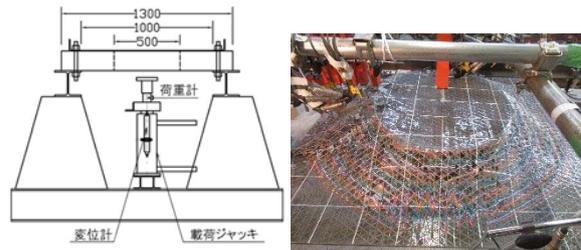
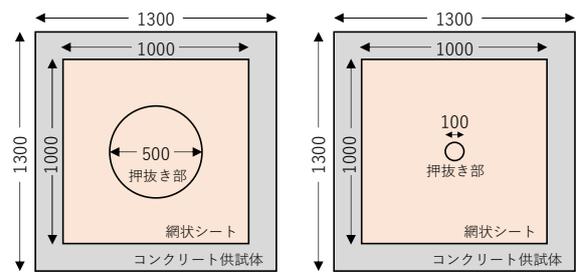


図-1 試験治具

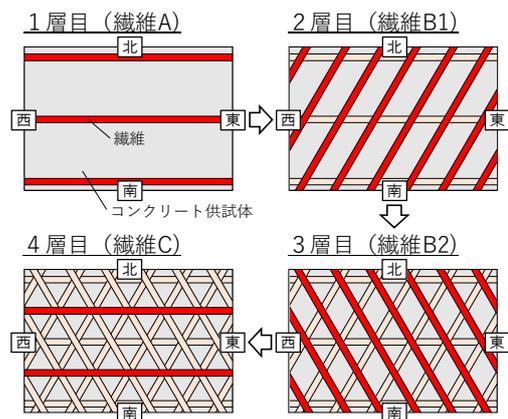
写真-1 試験状況



(a) Case. 1

(b) Case. 2

図-2 各ケースの供試体寸法（単位：mm）



※繊維シートはアクリル樹脂でラミネートされている

図-3 繊維シートの編込み構造



写真-2 網状シートの貼付け状況

表-1 網状シート

網状シート	繊維目付 (g/m^2)	設計厚さ (mm)	引張強度 (N/mm^2)	引張弾性率 (N/mm^2)
規格値	150	0.35	34.7	452.6
含浸・接着樹脂	エポキシ樹脂	曲げ強さ (JIS K7171)	引張強さ (JIS K7161)	引張せん断強さ (JIS K6850)
		40.0N/ mm^2	30.0N/ mm^2	10.0N/ mm^2

2.1.2 試験結果

(1) 荷重と変位関係と破壊形態

押抜き変位と荷重の関係を図-4 (Case. 1)、図-5 (Case. 2) にそれぞれ示す。これらの図には有効繊維本数と網状シートの挙動を4つの段階に区分してあわせて示す。有効繊維本数とは、押抜き部と供試体をつなぎ、耐力として有効に機能している繊維の本数であり、目視観察により破断を確認した場合はその本数を減じた。網状シートの挙動の段階とは、【段階1】は載荷開始から繊維と接着材のはく離を確認するまでの段階、【段階2】は繊維と接着剤が一体となつてはく離している段階、【段階3】は繊維がはく離している段階、【段階4】は荷重が大きく低下し実験を終了するまでの段階とした(写真-3)。

Case. 1における押抜き変位と荷重の関係(図-4)は、段階1で最大荷重値を示したがこの値は押抜き部と供試体の隙間に接着剤が流入したためと考えられることから考察からは除外する。段階2での荷重値は4.0kNから上昇し6.0kNで最大値となった。これは、接着剤の塗膜厚が均一でなくムラが発生してしまい部分的に多く塗布されていた箇所において繊維と接着剤が一体となって抵抗したためと考えられる。段階3での荷重値は、押抜き変位の増加に伴い荷重は微増あるいは横ばいとなった。網状シートの挙動を確認すると、変位量が55mmで一部の繊維の破断が押抜き部の近傍や繊維の中間等で確認され、変位量が92mmで一部の繊維が端部まではく離し、変位量が110mmで多くの繊維が端部まではく離し試験を終了した。Case. 2においても図-5に示すとおり、概ね同様の結果となった。

網状シートの特徴として、押抜き変位量の増加により繊維が独立して挙動する変形特性を示し、はく離が進展しても荷重の変化は限定的となる耐荷特性を示した。また、破壊形態は表-2に示すとおり、繊維の部分的な破断が確認され、その位置は押抜き部の近傍や繊維の中間等であった(破壊①)。また、一部の繊維は先行してはく離が進展(破壊②)する形態を示した。これらの挙動は、炭素繊維を用いた従来工法とは異なる結果となった。既往の研究⁵⁾では、変位量の増加に伴い、炭素繊維シートのはく離が概ね均等に進展し、荷重が増加していく挙動が確認されており、その耐力は単位はく離強さ(押抜き荷重/はく離周长)から算定できることが示されていることから、網状シートと破壊形態が従来工法と異なっているといえる。

(2) 単位はく離強さによる評価

図-6に単位はく離強さと変位の関係を示す。図-4、図-5より、押抜き径の大きさによって最大荷重が異なっており、また、図-6をみると、両ケースとも変位の増加とともに単位はく離強さが減少する傾向に加え、押抜き径の大きさによって単位はく離強さの値が異なる結果となった。これは、網状シートの破壊形態が従来工法と異なるためであると考えられ、従来工法と同様に単位はく離強さを用いてシート耐力を評価することが難しいことがわかった。さらに、網状シートの破壊形態は、繊維の編込み構造によっても異なると想定

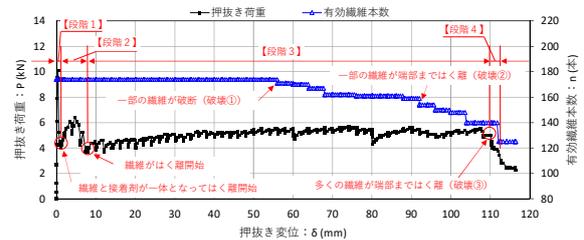


図-4 押抜き変位 - 荷重等の関係 (φ 500mm)

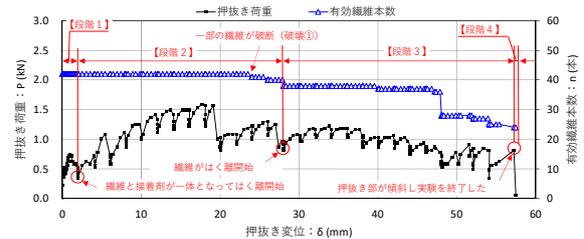


図-5 押抜き変位-荷重等の関係 (φ 100mm)



写真-3 はく離状況 (左: 段階2、右: 段階3)

表-2 破壊形態

破壊① 一部の繊維が破断	破壊② 一部の繊維が端部まではく離	破壊③ 多くの繊維が端部まではく離

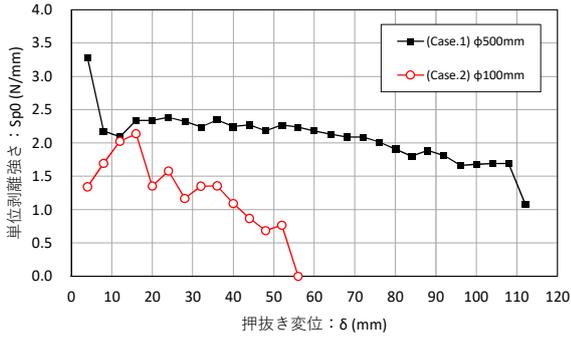


図-6 単位はく離強さと変位関係

されることから、従来工法と異なる新たなシート耐力の評価方法について検討するため、繊維の編み構造の違いによる破壊形態について分析した。

(3) 繊維の編み構造の違いによる破壊形態

図-3 に示す繊維 A~C それぞれの剥離を、図-7 に示すはく離 A~C と定義し、それぞれのはく離長さ（押抜き圧子境界から繊維はく離先端位置までの距離）を算定することで、各繊維のはく離挙動を分析した。以下に図-7 におけるはく離 A~C の設定について詳述する。

- 【はく離 A】①層目（繊維 A）の横断方向のはく離長さ（東方向、西方向）の平均はく離長さ
- 【はく離 B】②、③層目（繊維 B）の縦断方向のはく離長さ（南方向、北方向）の平均はく離長さ
- 【はく離 C】④層目（繊維 C）の横断方向のはく離長さ（東方向、西方向）の平均はく離長さ

図-8 にはく離長さを示す。Case. 1 では、繊維 A の破断に伴いはく離 A の進行が止まり、その後、はく離 C が進行して繊維 C が端部はく離、やや遅れてはく離 B が進行した。Case. 2 では、繊維 A, B の破断が生じ、それぞれはく離 A, B の進行が止まるが、はく離 C は試験終了まで進行した。また、いずれのケースも、はく離 C > はく離 B > はく離 A の順ではく離長さおよびはく離の進行度合いが大きく、繊維 C は破断に至らなかった。

以上より、各繊維が独立した挙動を示し、編み構造の違いによって破壊形態が異なることがわかった。

(4) 単位繊維荷重によるシート耐力評価

上記のような破壊形態より、各繊維が独立して挙動し荷重を受け持つことから、繊維強度×繊維本数でシート耐力を評価できると考え、単位繊維荷重（押抜き荷重 P/有効繊維本数 n）を算出して各ケースで比較を行った。ここで、有効繊維本数は前述したとおり、押抜き部と供試体をつなぐ繊維の本数であり、1 本破断あるいは端部はく離するごとにマイナス 1 本とな

る。すなわち、耐荷力として有効に機能している繊維の本数である。

図-9 に単位繊維荷重と変位関係を示す。繊維のみはく離進展する区間では、いずれのケースも概ね 20~35 N/本で推移しており単位はく離強さの結果（図-6）とは異なりケース間で大きく差が生じていない結果となった。以上より、シートの仕様によっては単位繊維強度に着目することによりシート耐力を評価できる可能性が示唆された。

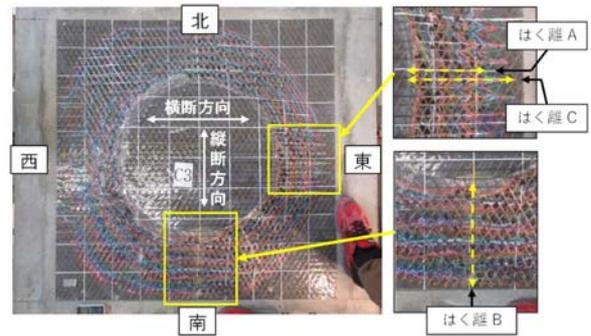
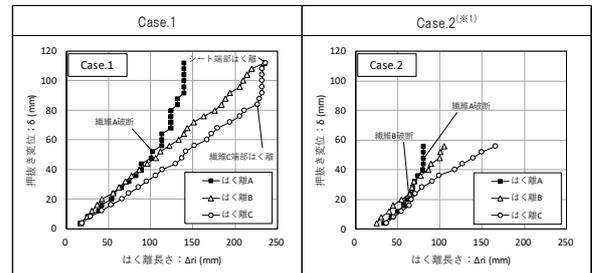


図-7 はく離の設定



※1: 押抜き圧子が傾き、供試体に接触した時点で試験を終了した。

図-8 はく離長さ

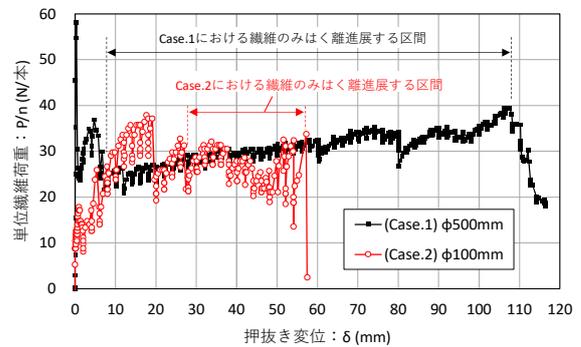


図-9 単位繊維荷重と変位関係

2.2 実験・解析による補修・補強に求められる革新的材料のメカニズム解明

道路トンネルにおける変状対策は、ひび割れなどの変状が顕著に現れている箇所に対して、補修・補強の必要性や施工規模を過去の事例や経験に基づき検討し、対症的に実施している⁶⁾。道路トンネルに発生するうき・はく離のはく落防止対策工（以下、「対策工」と称する）の設計手法については、未解明な設計荷重や力学的なメカニズムのもと、個々の変状に対し経験や実績などで対処しており、その効果の持続性や耐久性についても実績から判断せざるを得ない状況にある。老朽化した道路トンネルを中長期的に維持していくためには、施工する対策工の長期的な耐久性を把握しておく必要があり、その評価方法の確立が望まれる。

そこで本稿では、道路トンネル対策工の長期的な耐久性を評価する促進劣化試験方法の確立に向け、促進条件の検討として、対策工を用いた室内での促進劣化試験と屋外での暴露試験を行い、両試験を比較検討したので報告する。また、共同研究で開発を進めている対策工の既設トンネル（旧宇津トンネル）での試験施工から約1年が経過し、その経過観察を行ったので状況を報告する。

2.2.1 試験方法

(1) 供試体の作製

供試体の形状を図-10に示す。供試体には、コンクリート2次製品として入手が容易なJIS A 5371に規定する舗装用コンクリート平板（寸法：300×300×60mm）を用いた。中央部をコアドリルを用いてφ100mmの円形状にカットしていき、貫通はさせず、平板の厚さに対して5mm残存する加工とした。対策工は平板の表面全体（コア部の残存側）に施工した。今回試験に使用した対策工は、施工性や維持管理性の改善を目的として検討中のタイプの異なる5種類（A、B、C、DおよびE）を用いた。5種類の対策工の諸元を表-3に示す。

(2) 長期耐久性試験の概要

1) 室内促進劣化試験

室内促進劣化試験は、図-11に示すように一定の温湿度に制御した恒温恒湿槽内で、飽和酸化カルシウム水溶液（以下、「アルカリ水」と称する）中に(1)で作製した供試体を半浸漬した状態で実施した。アルカリ水を使用する理由は、一般的なトンネル環境下では紫外線による影響はほとんどなく、高温にもさらされないと考え、対策工に対する劣化因子は主に水分と考えられた。予備試験において、水とアルカリ水の浸漬

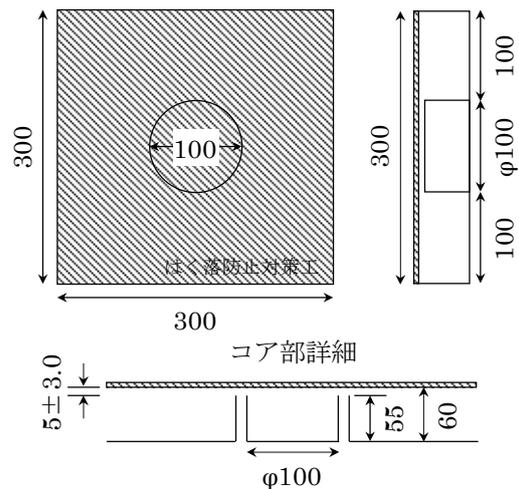


図-10 供試体の形状（単位：mm）

表-3 対策工の諸元

工法	材料の構成	成分	塗布量(kg/m ²)
A	下含浸	エポキシ樹脂	0.4
	連続繊維シート	ガラスクロス	—
	上含浸	エポキシ樹脂	0.2
B	プライマー	エポキシ樹脂	0.1
	中塗り	ウレアウレタン樹脂	0.8
	連続繊維シート	ビニロン製ネット	—
C	上塗り	アクリルウレタン樹脂	0.12
	プライマー	ウレタン樹脂	0.12
	中塗り	ウレタン樹脂	0.6
D	連続繊維シート	PE製ネット・不織布併用	—
	フィラー	エポキシ系ポリマーセメントモルタル	1.0
	プライマー	エポキシ樹脂系水性ウレタン	0.04
E	中塗り	ウレタン/ウレア樹脂系塗料	1.4
	上塗り	ポリウレタン樹脂塗料	0.12
	プライマー	エポキシ樹脂	0.15
E	中塗り	エマルジョン樹脂塗料	1.5
	連続繊維シート	ポリエチレンメッシュ	—
	上塗り	シリコン系塗料	0.15



図-11 室内促進劣化試験の状況

表-4 室内促進劣化試験での促進条件

試験温度	湿度	試験期間
20℃	90%	0,7,14,28,56日
40℃		(60℃に関しては0,7日のみ)
60℃		

試験を行った結果、アルカリ水での浸漬の方が促進効果が高かったため、コンクリート浸出水を想定したアルカリ水浸漬試験を行うことにした。今回の室内促進劣化試験で設定した促進条件（試験温度および湿度、浸漬期間）を表-4に示す。

2) 屋外暴露試験

屋外暴露試験は、(1)で作製した供試体を図-12に示すように既設トンネル（廃道）内の側壁に立て掛ける形で実施した。10年分の供試体を暴露しており、本稿では、1年間暴露した供試体を持ち帰った。暴露期間中の温度および湿度については、温度・湿度データロガーで常時測定した。

(3) 耐荷力の試験方法

(1)、(2)において、長期耐久性試験を終えた供試体の耐荷力を試験した。試験方法は、土木学会規準「コンクリート片のはく落防止に適用する表面被覆材の押抜き試験方法（JSCE-K533-2013）」⁷⁾に準拠した。本来この規準は、鉄筋コンクリート構造物にはく落防止対策が実施されていることを想定しており、トンネルでの覆工コンクリートのはく落対策は想定していない。しかし、現状では、多くの対策工法において、この規格である押し抜き性能1.5kNを満たすような条件を基準として用いている。

試験状況を図-13に示す。試験時の温度は、 $23 \pm 2^\circ\text{C}$ に設定し、荷重は、まず1mm/minの速度で供試体コアの残存部分が破壊するまで荷重し、破壊後は、5mm/minの速度で荷重し続け、最大荷重を測定した。

2.2.2 試験結果

タイプの異なる5種類の対策工を用いて、屋外暴露試験と室内促進劣化試験をそれぞれ実施し、耐荷力（最大荷重）を押し抜き試験で測定した。

図-14に、室内促進劣化した供試体（ 40°C 、56日間）と屋外暴露した供試体（1年間）の外観変化（ここでは、A、BおよびC）を示す。

供試体Aでは、室内促進において、 40°C で56日間行うと対策工の表面全体に膨れが生じていた。屋外暴露したものについては、膨れや割れなどの変状は見られなかった。供試体Bは、室内促進では、膨れや割れなどの変状は見られず、屋外暴露したものについても同様であった。最後に、供試体Cについては、室内促進では、膨れや割れなどの変状は見られなかったが、屋外暴露したものにおいては白い斑点が生じていた。

屋外暴露試験を行っているトンネル環境中の温度および湿度の測定結果を図-15に示す。季節による温度変化があり、8月頃は約 $20^\circ\text{C} \sim 25^\circ\text{C}$ 、1月-3月頃は約



図-12 屋外暴露試験の状況

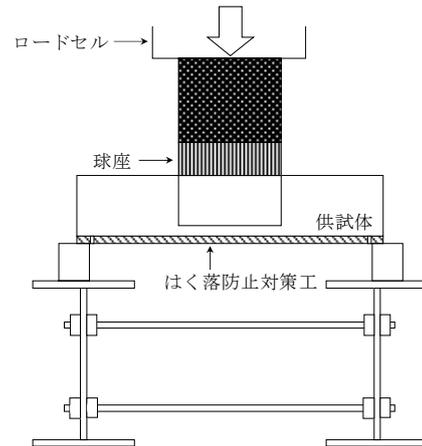


図-13 押し抜き試験

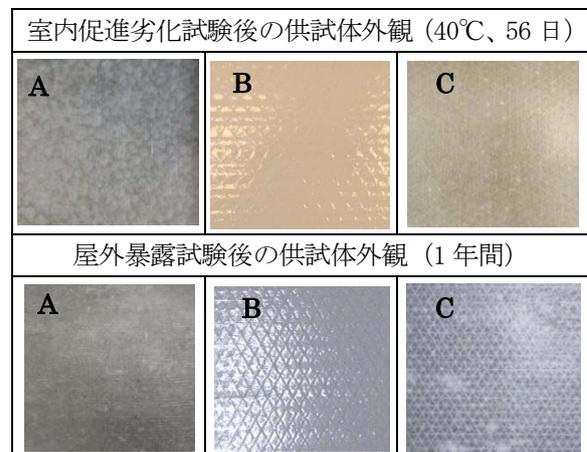


図-14 室内促進と屋外暴露後の供試体外観

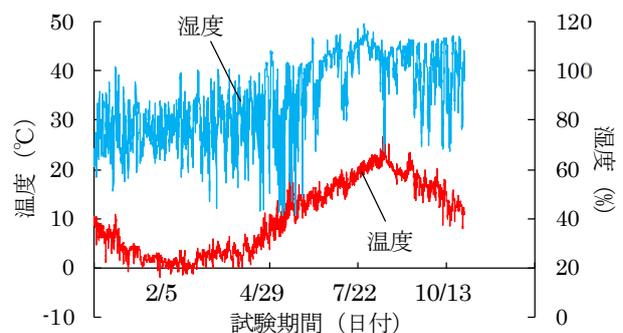


図-15 屋外暴露環境中の温度および湿度

0°C～5°Cであった。湿度は、60%～80%であった。

室内促進及び屋外暴露を終えた供試体（A、B、C、D およびE）の押抜き試験結果を図-16に示す。

供試体Aは、室内促進において温度に関わらず、7日で最大荷重が1/2程度低下した。40°Cについては、7日以降も低下し続け、56日で1/5程度まで低下した。屋外暴露においても、最大荷重が1/2程度まで低下する結果となった。供試体Bは、室内促進において温度に関わらず、最大荷重の低下はほとんど見られなかった。屋外暴露においては、最大荷重が初期値から僅かに増加した。供試体Cは、室内促進の20°C、40°Cでは、最大荷重の低下はほとんど見られなかった。しかし、60°Cについては、7日で1/5程度低下した。屋外暴露においても、最大荷重が1/5程度低下する結果となった。供試体Dは、室内促進において20°Cで28日まで試験すると最大荷重が増加し、40°Cにおいても14日まで試験したものは増加していた。その後、20°C、40°Cともに最大荷重が減少傾向に転じた。屋外暴露においては、最大荷重が1割程度減少した。供試体Eは、室内促進の20°C、40°Cでは同じような低下傾向にあり、56日で最大荷重が1/3程度低下した。60°Cについては、7日で1/2程度まで低下し、温度の違いによる低下傾向に差が見られた。屋外暴露においても、最大荷重が1/3程度低下していた。

以上の結果を踏まえ、室内促進と屋外暴露を比較すると、供試体A、CおよびEでは、屋外暴露1年と、60°C室内促進7日の変化の傾向が近くなった。また、供試体Bにおいては、屋外暴露1年が微増しているものの、その変化は小さく、室内促進との差は小さかった。一方、供試体Dについては、屋外と室内で同傾向となる条件は見出されておらず、今後室内促進期間を延長してからの判断が必要と考えられた。

2.2.3 既設トンネルでの試験施工（約1年経過）

共同研究で開発を進めている道路トンネルの対策工について、既設トンネル（廃道）を利用した実環境下での試験施工を行ってから約1年が経過したこともあり、状態を観察した。観察した際の対策工（工法A、B、D、E）の状況を図-17に示す。図中の左上写真Aでは、対策工表面に膨れや割れなどの変状は見られなかった。また右上写真Bにおいても、多少の汚れだけで同様であった。左下写真Dも対策工表面の汚れだけで変状は確認されなかった。一方、右下写真Eの対策工表面には、膨れが生じているのが確認された。膨れの原因としては、背面からの水の供給が考えられた。

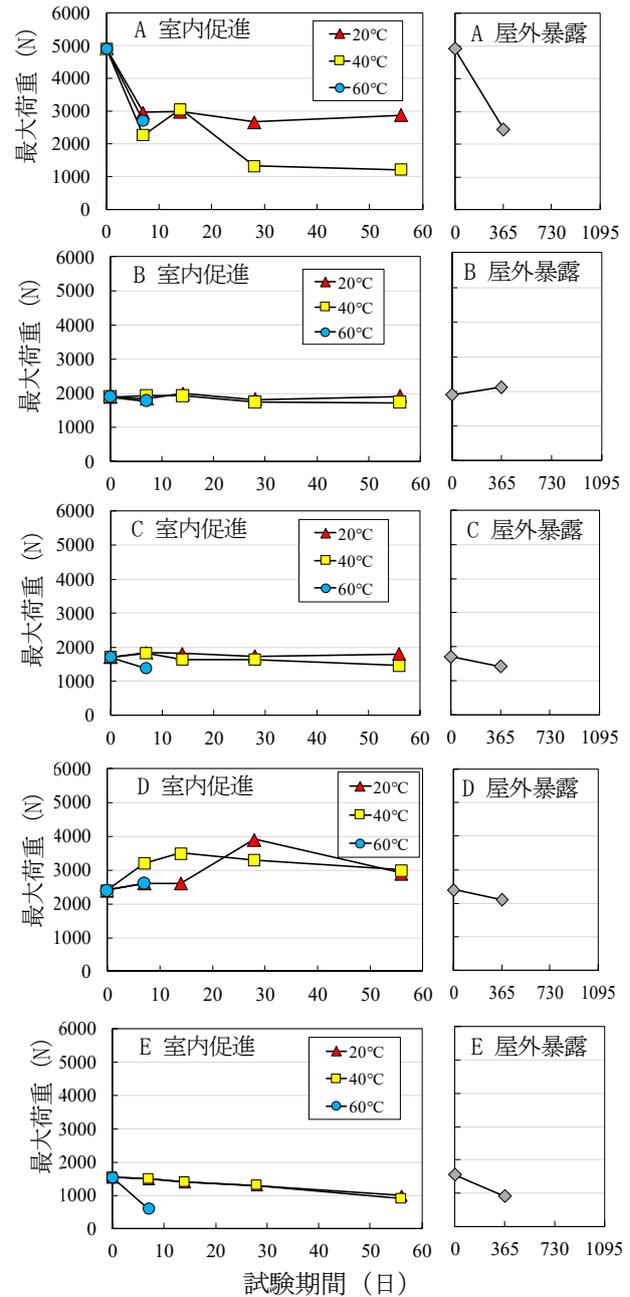


図-16 各供試体の押抜き試験結果

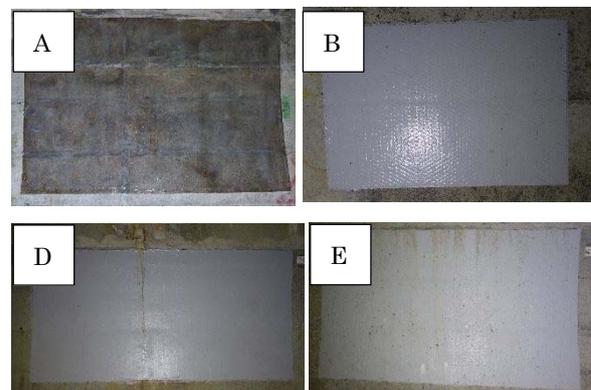


図-17 対策工の状態（約1年経過）

3. まとめと今後の課題

3.1 実験・解析による補修・補強工法に求められる強度や力学的メカニズムの解明

従来工法と比較し低強度の繊維を用いたシート系当て板工の耐力を評価することを目的に押抜き実験を実施した結果、令和元年度に得られた成果は以下のとおりであった。

- ・低強度の繊維を用いたシート系当て板工は、低強度の繊維を用いたシート系当て板工は、従来工法と比べ変形特性、耐荷特性、破壊形態等が異なることが明らかとなった。
- ・接着剤の塗膜厚が均一でなくムラが発生した場合は、はく離の挙動が異なるため、施工の際の塗膜厚管理が重要である。
- ・網状シートのような繊維の編込み構造を有するシートでは、各層の繊維が独立した挙動を示し、繊維それぞれの破壊形態が異なる。このような破壊形態を示すシートに対して、シートの仕様によっては単位繊維強度に着目することによりシート耐力を評価できる可能性が示唆された。

今後は、トンネル合理的な補修・補強工の設計方法の確立とともに、施工性・維持管理性の優れた技術の改良・開発および評価について検討していく必要があると考えられる。

3.2 実験・解析による補修・補強に求められる革新的材料のメカニズム解明

促進劣化試験の確立に向けた促進条件の検討を目的に、工法の異なる5種類のはく落防止対策工を用いて室内での促進劣化試験と屋外での暴露試験を行い、押抜き試験を実施した結果、令和元年度に得られた成果は以下のとおりであった。

- ・はく落防止対策工の工法によって、室内促進劣化試験による強度低下が異なることが明らかとなった。
- ・室内での促進劣化試験と屋外での暴露試験の比較では、供試体A、CおよびEは屋外暴露1年と、60℃室内促進7日の変化の傾向が近くなった。
- ・共同研究で開発を進めているはく落防止対策工の試験施工から約1年が経過したため、状態観察もを行い、工法によっては、対策工表面に膨れが生じているものもあった。原因としては背面からの水の供給が考えられた。

今後は、屋外での暴露試験を継続し、データ収集を行っていくとともに、屋外暴露での劣化要因を推定する。さらに、適切な促進条件を検討しつつ、促進劣化

試験の確立を目指す。

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、2019
- 2) 国土交通省道路局国道・技術課：道路トンネル定期点検要領、2019
- 3) 国土交通省道路局：道路メンテナンス年報【参考資料2】、2016
http://www.mlit.go.jp/policy/shingikai/road01_sg_000312.html (参照日 2017年6月)
- 4) 森本智、日下敦、吉岡和哉、長谷川慶彦：NATMにより建設された道路トンネルにおける材質劣化に起因する変状の実態、土木技術資料、第61-4巻、pp.24-27、2019
- 5) 石村利明、真下英人、箱石安彦：既設トンネルのはく落防止対策工の耐力評価に関する一考察、土木学会トンネル工学報告集、第14巻、pp.325-330、2004
- 6) TCS研究会：FRPによるトンネル覆工剥落対策マニュアル、2003
- 7) 土木学会：2018年制定コンクリート標準示方書【規準編】「コンクリート片のはく落防止に適用する表面被覆材の押抜き試験方法(JSCE-K 533-2013)」、pp.479-482、2018

7.2 サービスを中断することなく更新が可能となるような設計、構造・材料等を開発・評価

7.2.2 土工構造物の信頼性向上に向けた設計法・施工管理手法の研究（補強土壁）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（施工技術チーム）

研究担当者：宮武裕昭、澤松俊寿、小出央人、青木信哉

【要旨】

補強土壁の盛土材が漏出した事例の調査結果に基づき、盛土材漏出事例の中でも数の多い壁面材と連続する構造物等との接続部に着目して、不織布の配置及び幅をパラメータとした壁高 2m の模型を用いた実験を行い、盛土材の漏出が生じる際の挙動や不織布による漏出抑制効果を調べた。その結果、壁面材が面外に一様に変位した場合でも不織布は片側に偏って引き抜ける挙動を示した。また、面外への開きに起因した盛土材の漏出を抑制するためには、漏出の起点となる下端を補強する補助不織布を配置するよりも、幅の広い不織布を用いることが効果的であった。さらに、漏出抑制のための不織布の幅と漏出の限界となる接続部の開き量の関係を把握した。

キーワード：補強土壁、盛土材、変状、不織布

1. はじめに

補強土壁は、盛土材、補強材及び壁面材が相互に拘束され一体となって安定するものである。そのため、盛土材の漏出はその量によっては補強土壁のメカニズムが損なわれ、安定性に大きく影響を与える。補強土壁としての構造を維持するためには、壁面材と連続する構造物等との接続部及び壁面材相互の接合部は、補強土壁等の変位及び変形に対して盛土材の漏出を生じさせずに追従できる構造とする必要がある。盛土材の漏出を抑制するための構造としては、壁面材の背面に不織布を設置することが多いが、壁面材と連続する構造物等との接続部及び壁面材相互の接合部にずれ及び開きが生じた際の不織布の挙動は必ずしも明らかにはなっていない。そこで本研究では、補強土壁の盛土材が漏出した事例の調査結果に基づき、壁面材と連続する構造物等との接続部に着目して、不織布の配置及び幅をパラメータとした壁高 2m の模型を用いた実験により、盛土材の漏出が生じる際の挙動や不織布による漏出抑制効果を調べた。

2. 盛土材の漏出事例

盛土材の漏出に関する既往の分析結果¹⁾及び事例調査（図-1）によると、漏出した事例の数は限定的であるものの図-2 に示すように、①壁面材と連続する構造物等との接続部からの漏出、②壁面材相互の接合部からの漏出に分類できる。①壁面材と連続する構造物等との接続部では、地震等により壁面のはらみ出しや構造物から離れる向きに壁面材が変位することによって、壁面材と構



図-1 a) 壁面材と連続する構造物等との接続部からの漏出、b) 壁面材相互の接合部からの漏出

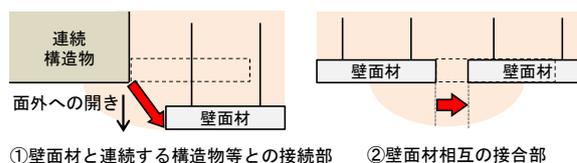


図-2 盛土材漏出のパターン

造物との間に開きが生じ、盛土材が漏出していた。②壁面材相互の接合部では、地震等により壁面材が水平方向に開くことによって、盛土材が漏出していた。本研究では、事例数がより多かった①壁面材と連続する構造物等との接続部に着目して実験を実施した。

3. 盛土材漏出抑制実験

3.1 実験概要

壁面材と連続する構造物等との接続部等では、盛土材の漏出を抑制するために、不織布が多く用いられている。本研究では、盛土材の漏出が生じる際の挙動や不織布による漏出抑制効果を調べることを目的に、①壁面材と連

拡大図

平面図

側面図

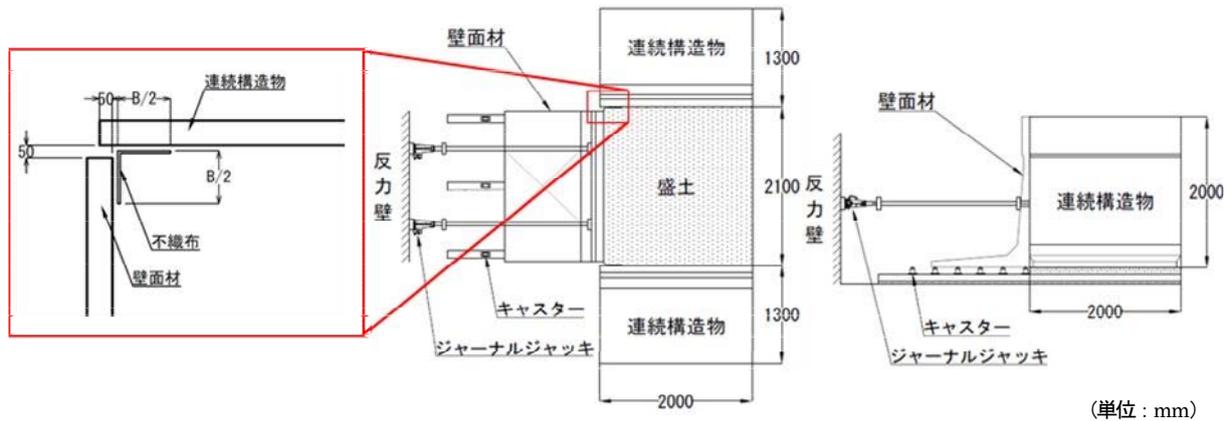


図-3 実験模型の概要

続する構造物等との接続部における壁面材の面外（補強土壁前面側）への開きを模擬した模型を用いた実験を行った。実験模型の概要を図-3に示す。実験模型は、幅2.0m×高さ2.0mのL型擁壁により、補強土壁の壁面材及び連続する構造物を模擬した。以下、補強土壁の壁面材を模擬したL型擁壁を壁面材、連続する構造物を模擬したL型擁壁を連続構造物と称する。壁面材の底面にはあらかじめキャスターを設置した。壁面材は、反力ビームとジャーナルジャッキを介して反力壁に支持させた。壁面材と連続構造物との接続部には50mmの隙間を設け、かつ、壁面材背面を連続構造物の端部から盛土側50mmの位置に配置した。実験に用いた不織布の特性を表-1に示す。不織布の選定にあたり、盛土材の漏出抑制のために用いられている不織布の実態を調査し、不織布の寸法・強度が中間的なものを選定した。不織布は、接続部の隙間から盛土材が漏出しないように、折り目が鉛直となるように中央で折り、両構造物に接するように設置した。また、底面からの盛土材の漏出を抑制するために、不織布下端を盛土側に210mm折り込んだ。盛土は川砂を用いて空中落下法により、相対密度 Dr が65%となるように構築した。使用した川砂の土性値を表-2に示す。なお、本実験では、壁面材の移動に起因した不織布の挙動に着目していることから、補強材は設置していない。壁面材を支持したジャーナルジャッキを緩めることで、壁面材の面外への開きを模擬した。壁面材の移動は、盛土材の漏出が確認されるまで10mm/minの変位制御で行った。壁面材側と連続構造物側の不織布の引抜け量を把握するため、底面から高さ0.5m、1.0m、1.5mの箇所（それぞれを、下部、中部、上部と称する）の不織布の両側に計測用のターゲットを設置し、その変位量を読み

表-1 不織布の特性

材料	ポリエステル連続長繊維不織布
重さ (g/m ²)	400
厚さ (mm)	4
引張強度 (N/5cm)	タテ 60、ヨコ 60
引張伸度 (%)	タテ 245、ヨコ 245

表-2 盛土材の特性

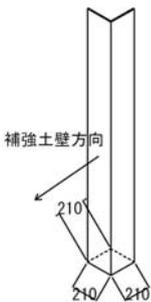
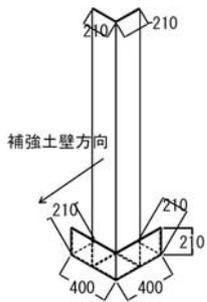
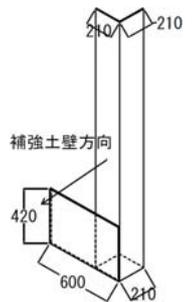
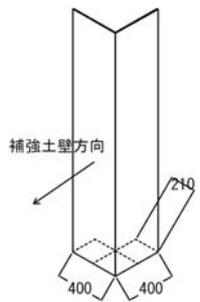
せん断抵抗角 ϕ_u (°)	39.9
粘着力 c_d (kN/m ²)	4.5
平均粒径 D_{50} (mm)	0.35
細粒分含有率 F_c (%)	5.5

取ることで引抜け量を計測した。

3.2 実験ケース

本実験では、不織布の設置方法と幅をパラメータとした4ケースの実験を行った。実験ケースの概要を表-3に示す。CASE1～3では、幅420mmの不織布を用いた。また、CASE2、CASE3では、後述するとおり、CASE1で漏出の起点となった壁面材底面の不織布端部を補うために、寸法の小さい不織布を別途配置した。CASE2では、幅800mm×高さ420mmの補助不織布を両構造物及び底面に接するように不織布の外側（構造物側）に配置した。CASE3では、補助不織布が面外への開きに追従できるよう、幅600mm×高さ420mmの補助不織布を壁面材に接するように不織布の内側（盛土材側）に配置した。CASE4では、不織布の幅に着目して幅800mmの不織布を用いた。

表-3 実験ケース

ケース名	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4
不織布の幅	420 mm	420 mm	420 mm	800 mm
不織布の配置				

3.3 実験結果

盛土材の漏出確認時の模型の状況の例として、CASE4 について図-4 a)、b)に示す(図中の点線は、不織布の中央の位置を示す)。壁面材の移動に伴い、不織布がずり落ちる挙動が確認された。その際、両壁面から均等に引き抜けるのではなく、一方に集中して引き抜ける挙動を確認した。同時に壁面材近傍の盛土天端の沈下も確認した。不織布の引抜け量の例として、CASE4 の計測結果を図-5 に示す。図中の1:1の直線に近似するほど、不織布が両側の面から均等に引き抜けていることを意味するが、図-5 の結果はどちらかに偏って引き抜けていることを示す。上端においては連続構造物側、下端においては壁面材側に偏って引き抜けた。片側に偏って引き抜けていることから、安全側に考えると開口に対して配置した不織布の幅の半分しか漏出抑制効果を期待できないことを示している。実験終了後に、不織布の状態を確認するため、不織布を固定しながら盛土材を撤去した。盛土材撤去後の不織布の状態を図-4 c)に示す(図中の点線は、不織布底面部の最初の位置を示す)。不織布底面部は、最初に配置した位置からほとんど動いていなかった。盛土材の漏出は、壁面材底面の不織布端部で発生し、ある程度盛土材が漏出すると急速に進展した。以上より、盛土材の漏出は、壁面材の移動に起因して壁面材底面付近の不織布が引き抜け、不織布に作用する土圧による張力に対して壁面材と不織布の間の摩擦抵抗力が不足することで発生したと考えられる。

各ケースで用いた不織布の幅と盛土材漏出時の壁面材の移動量の関係を図-6 に示す。幅 420mm の不織布を使用した CASE1~3 では、移動量がそれぞれ 170mm、140mm、180mm で盛土材が漏出した。CASE2、3 では漏

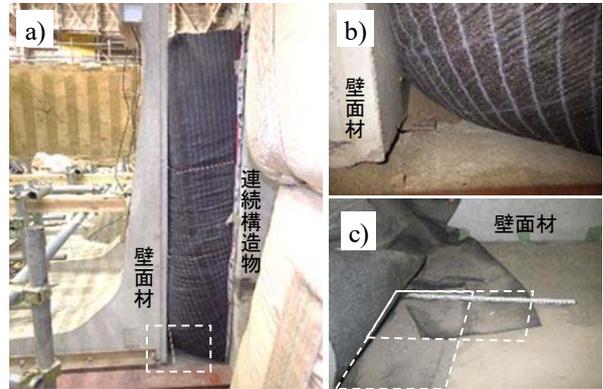


図-4 a) 盛土材漏出確認時における模型の状況、b) 盛土材漏出の状況 (a) 内の四角の拡大、c) 盛土材撤去後の不織布の状況

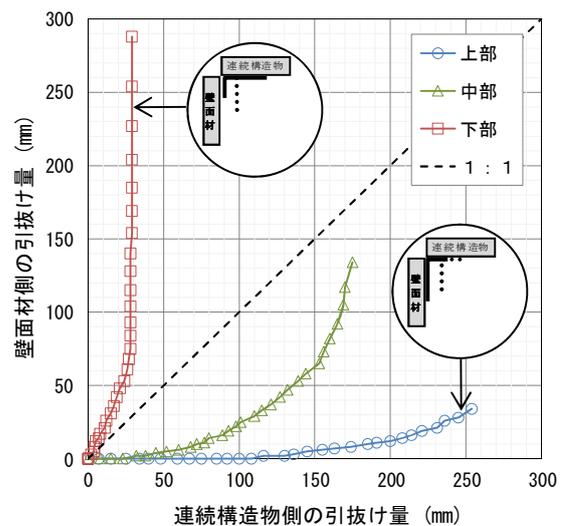


図-5 不織布の引抜け量 (CASE4)

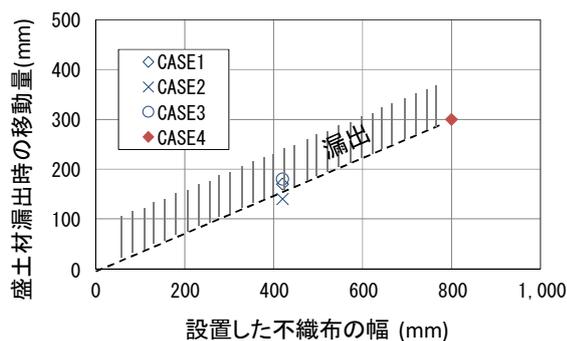


図6 不織布幅と盛土材漏出までの壁面材の移動量の関係

出の抑制のために不織布底面部付近に補助的な不織布を設置したが、壁面材の移動に追従してずり落ちる挙動を示し、これにより鉛直方向の敷設長が短くなったため、移動量を大きくするほどの効果は認められなかった。一方、約2倍の幅の幅800mmの不織布を用いたCASE4では、300mmの移動量まで盛土材の漏出が発生しなかった。

5. まとめ

補強土壁の盛土材が漏出した事例の調査結果に基づき、盛土材漏出事例の中でも数の多い壁面材と連続する構造物等との接続部に着目して、不織布の配置及び幅をパラメータとした壁高2mの模型を用いた実験を行い、盛土材の漏出が生じる際の挙動や不織布による漏出抑制効果

を調べた。本実験の範囲で得られた知見を以下に示す。

- 1) 壁面材が面外に一様に変位した場合でも、不織布は片側に偏って引き抜ける挙動を示した。安全側に考えると、開口に対して配置した不織布の幅の半分しか漏出抑制効果を見込めないと考えられるため、これを考慮して漏出抑制措置を講じる必要がある。
- 2) 盛土材は、壁面材底面の不織布端部から漏出した。
- 3) 面外への開きに起因した盛土材の漏出を抑制するためには、幅の大きな不織布を用いることが効果的である。本実験における条件では、幅800mmの不織布で、約300mmの面外への開きに対して盛土材の漏出を抑制した。
- 4) 漏出抑制のための不織布の幅と漏出の限界となる接続部の開き量の関係を把握した。

今後は、壁面材と連続する構造物等との接続部等における盛土材の漏出抑制構造の設計法について検討する予定である。

参考文献

- 1) T.Nitta, H. Miyatake, T. Sawamatsu, N. Sato and T Fujita : Inclined model experiment on performance of reinforced soil wall with leakage of backfill material, Proceedings of the 7th-China-Japan Geotechnical Symposium, CD-ROM, 2018.3

7.2 サービスを中断することなく更新が可能となるような設計、構造・材料等を開発評価

7.2.3 土工構造物の信頼性向上に向けた設計法・施工管理手法の研究（カルバート）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動チーム）

研究担当者：佐々木 哲也、東 拓生、谷本 俊輔、稲垣 由紀子

【要旨】

高耐久性等を発揮するカルバートの設計法の開発に向け、カルバートの変状事例の整理、各部材・部位の変状と道路機能との関係についての検討、フォルトツリーのまとめと見直しを行っている。その結果、進展可能性、道路機能に影響を与える可能性ともに高い変状として、活荷重や偏土圧による頂版のひびわれや、漏水を伴うコンクリート部材の変状、導水工部材の取付不良や継手部の開き・ずれの部分からの水や土砂の流入が考えられた。これらの変状について設計段階での検討、経過観察、早期の措置を行うことは、効率的な道路機能維持につながる。その中で偏土圧による頂版のひびわれについては、曲げモーメント分布の試算や応力度照査の試行の結果から、特にカルバート片側の盛土のみで緩みや変形に伴い水平土圧が小さくなる場合に進展可能性が高く、設計でも考慮する必要が生じる可能性が確認された。

キーワード：カルバート、変状、フォルトツリー、進展可能性、道路機能

1. はじめに

7.1.7 では、平成 28 年度よりカルバートの部材別・部位別に変状やその要因、素因を整理し、変状への経路についてまとめてきた結果を示したが、本節では各種変状の進展がカルバート内空や上部道路の道路機能に与える影響について整理している。

これを踏まえて平成 30 年度は、平成 29 年度に検討したフォルトツリーのうち、部材別・部位別の変状から道路機能の喪失や耐久性低下、利用者被害に至る部分について見直しを行うとともに、部材別・部位別の変状形態・進行程度と、道路機能の関係について整理した。

2. カルバートの変状の進展が道路機能に与える影響

令和元年度までに事例整理の対象とした計 260 体のカルバートは主に、「シェッド、大型カルバート等定期点検要領」¹⁾に基づき定期点検の結果、判定区分がⅢ（早期措置段階）以上と報告されたものである。7.1.7 に示したこれらのカルバートの各部材・各部位で見られた変状の進展が道路機能に与え得る影響について以下に示す。なお、現状で道路機能に影響を生じている事例はなく、以下は変状が進展した場合に想定される最悪の状況として示している。

2.1 頂版のひびわれ

7.1.7 に示したとおり、頂版には、乾燥収縮、上載土圧、

活荷重、偏土圧等、要因の異なる多数のひびわれが同時に生じることが多いが、個々のひびわれ自体は、幅や深さ、長さが小さなもので進展しない間は、内空の道路機能に特段の支障を及ぼさないと考えられる。また、乾燥収縮によるひびわれのように、コンクリートの強度発現機構や材料特性として生じるひびわれも、幅や深さが著しく大きくなることや、漏水や錆汁を伴う状態への進展がなければ、特段の支障はないと考えられる。

一方で、単独や少数のひびわれ、乾燥収縮によるひびわれでも、幅や深さが大きくなると、鉄筋が大気や水分に触れて腐食し、耐久性の低下につながる事が考えられる。また、多数のひびわれが生じ、例えば写真-1 の例のように亀甲状となった場合などは、ひびわれの深さが増すと、



写真-1 亀甲状のひびわれの例

コンクリートのうき・剥離が生じ、コンクリート片が落下して利用者被害に至るおそれがある。さらに、コンクリートの剥離後に露出した鉄筋が腐食すると、頂版の部材としての強度も損なわれる可能性がある。このように、頂版のひびわれの進展が放置されると、耐久性低下だけでなく利用者被害や頂版の耐力不足のおそれから、主に内空道路が通行不可となることで道路機能の喪失に至ることが想定される。

そのため、頂版の各ひびわれに関しては、カルバート完成当時からの進展状況に着目する必要がある。また、予防保全の観点から、ひびわれ幅や深さに応じての補修が望ましい。ひびわれが進展してもコンクリートのうきが生じる前であれば、比較的幅や深さの大きいひびわれへの注入等の措置が想定される。この場合は、限定的な範囲の一時的な通行止めで対応可能と考えられる。写真-2 の例では、内空道路2車線のうち1車線を通行可として、頂版のひびわれへの注入を行っている。コンクリート片の剥離から鉄筋の腐食、頂版の強度不足へと進展するほど、措置のため通行止めにする範囲や時間も増え、内空道路の機能に及ぼす支障も大きくなる。

頂版のひびわれのうち進展可能性の高いものとしては、上部道路の活荷重による頂版のひびわれが考えられる。カルバート中央付近に複数の縦断方向のひびわれが比較的狭い間隔で集中的に生じることが多く、偏土圧の影響も受ける場合はこうしたひびわれが片側に寄って発生することが考えられる。活荷重の繰り返しでの荷重を受け続け、ひびわれの幅や深さが増す可能性が高い。定期点検の判定区分がⅢ（早期措置段階）のカルバートでは5年以内に適切な措置が求められるが、措置が行われるまでの間にも、各ひびわれの状態が進展することや、付近に発生した他のひびわれと接続して亀甲状に近づくことも想定される。

頂版の耐力不足の措置では、内空道路の通行止めを要する範囲や時間が増えるだけでなく、措置を行う期間中の活荷重の影響を避けるために上部道路の通行止めを要する状況も想定され、内空、上部道路ともに道路機能に大きく支障を及ぼすことになる。土かぶりが薄い（概ね2.5m以下）、かつ上部道路の交通量が元来多いあるいは上部道路の拡幅等により増加した場合は、活荷重の影響を受けやすいと考えられるので、上部道路の交通の変化とともに、頂版のひびわれの進展は注意深く観察・記録・保存され続ける必要があるといえる。

また、7.1.7の変状事例の整理で対象とした170事例のうち、活荷重による可能性が考えられる頂版のひびわれが発生しているカルバートは48事例あったが、そのうち少



写真-2 ひびわれ補修の例

なくとも23事例が1999年以前に供用が開始されたものであった。設計時の活荷重は、平成11年（1999年）3月の「道路土工—カルバート工指針」³⁾以降はT-25が用いられているが、それより前の道路土工指針（例えば4）ではT-20が用いられ、より小さな荷重で設計されており、相対的に耐力が低く、ひびわれが発生しやすくなっている可能性もあるので、十分な頻度での観察や記録が必要と考えられる。

その他、偏土圧によるひびわれは、カルバートの片側に寄って発生するなど、特定の位置に集中する傾向がある。こうしたひびわれが進展するとカルバートの頂版の特定の部位に弱点箇所を生じる一方、ひびわれの発生する部位は限定される。斜角が小さい、坑口の両側が非対称な構造など、偏土圧を受けることが想定されるカルバートでは、偏土圧の作用、偏土圧によるひびわれが生じる位置を適切に予測・評価することで、効率的な措置を実施して、内空や上部道路の道路機能に与える支障を少なく抑えることが可能と考えられる。7.1.7でもカルバート横断面への土圧分布が左右非対称な状況を想定した試算の結果、頂版の曲げモーメントが最大となる位置と、偏土圧の影響により頂版のひびわれが集中する位置は、概ね整合するものと考えられた。このように安全性等を評価のうえ、評価結果に応じて措置を行っていくことが考えられる。

2.2 側壁のひびわれ

側壁のひびわれの多くは乾燥収縮または温度応力によるものと考えられるものであり、開口幅は0.2～0.5mm程度であった。これらはコンクリートの強度発現機構や材料特性として生じるもので、進展がなければ、利用者被害や耐力不足に至ることや、短期間で著しく耐久性を低下させる可能性は低いと考えられる。

一方、少数であるが、偏土圧や不同沈下が疑われるひび

われや、局所的で幅や長さの大きなひびわれが見られることもある。偏土圧による場合は、片方の側壁にひびわれの本数が集中する。不同沈下による場合は、斜め方向のひびわれとなる。局所的に大きなひびわれが見られる場合は、方向や長さ、発生位置等の特徴が当該カルバート毎に異なるが、施工不良や供用後に衝突を受けたこと等が疑われるとともに、耐久性を低下させ、漏水やうきが生じる契機、構造上の弱点箇所になりやすい。進展があり、それが放置された場合は、耐久性低下だけでなく、コンクリートの剥離による利用者被害や耐荷力不足のおそれから道路が通行不可となることで道路機能の喪失に至ることが想定される。しかし、予防保全の観点での補修では、限定的な範囲の一時的な通行止めで対応可能と考えられるので、施工状況やひびわれ発生の経緯が確認されるとともに、予防保全のための措置や、進展の観察・記録・保存が適切に実施される必要がある。

2.3 ウイングのひびわれ

ウイングのひびわれには乾燥収縮やアルカリ骨材反応によると考えられるものが多い。乾燥収縮によるひびわれで進展がなければ特段の支障はないと考えられる。

一方、アルカリ骨材反応によるひびわれが進展した場合には、凍害や化学的侵食への耐久性が弱くなり、鉄筋腐食に至る可能性が高くなるので、錆汁の状況等を通して進展状況の観察は必要と考えられる。

また、写真-3の例のようにウイングのコンクリート打継不良の部分と考えられる部分やその周辺から水が流入して鉄筋が腐食し、錆汁が出る場合にも、立地条件等による水の流入のしやすさや、錆汁発生の持続性の確認は必要と考えられる。



写真-3 ウイング打継不良部からの錆汁

2.4 材料劣化に伴うコンクリート部材の変状

頂版や側壁、ウイングの各コンクリート部材においては、

ひびわれの進展や、衝突等によると考えられる欠損（写真-4）、継手部の開きや導水工の破損による漏水（写真-5）を契機に、コンクリートのうき・剥離・鉄筋露出に至ることがある。また、ひびわれからの漏水や遊離石灰が見られることがある。これらの進展が放置されると、耐久性低下だけでなく、コンクリート片の落下による利用者被害や、鉄筋が腐食してコンクリート部材としての強度を確保できなくなることで、内空道路の安全な通行に支障をきたし、



写真-4 コンクリート欠損の例



写真-5 導水工からの漏水を契機にした変状の進展の例



写真-6 うき・剥離のたたき落とし後の様子の例

道路機能喪失に至るおそれがある。また、各部材の耐荷力が不足し、カルバートやウイングが崩壊した場合には、盛土もそれに追従して変形や崩壊に至り、上部道路の機能喪失に至るおそれもある。特に、集水地に立地するなどにより、量が多く持続的な漏水を伴う場合、措置を行うまでの間にも、周辺の部材が水分を受けて劣化しやすいと考えられるため、発見後早期の措置が望まれる。

措置としては、変状が生じている部分のコンクリート片のたたき落とし（写真-6）やモルタル吹付け、漏水対策等が想定され、早期の措置であれば、限定的な範囲の一時的な通行止めで対応可能と考えられる。この時、措置をした箇所が新たな変状の契機とならないよう、モルタル吹き付け等では補修跡にうきが生じないように施工、漏水対策では措置後の経過観察等が必要である。

2. 5 継手部の変状

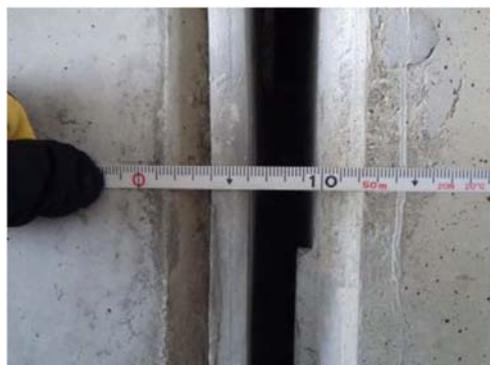
継手部の変状には、部材の経年劣化のみで他の各種変状を伴わないものと開き・ずれを伴うもの（写真-7）があり、前者であれば進展可能性も高くないと考えられる。一方、後者の場合、開口幅やカルバートブロック間の段差が大きくなり続けると、内空道路面に著しい段差が生じて道路機能の喪失に至るおそれがある。また、カルバートブロック間の隙間から内空に土砂や水が流入するようになり、その量が増えたまま放置されると、内空の湛水や土砂による閉塞に至り、道路機能の喪失に至るおそれがある。寒冷地のカルバートでは、流入する水が大きな氷柱となり、落下して利用者被害を生じることも想定される。事例整理の対象とした範囲では、道路機能喪失は報告されていないが、カルバートブロック間の隙間や段差は、大きなもので隣接するカルバートブロックの部材表面間の距離で10cm程度であった。

こうした状況ではカルバート背面の盛土も緩みや変形が進行していると考えられるため、上部道路でも、盛土の沈下や崩壊、盛土の空洞化による陥没に伴い路面に著しい亀裂や段差が生じ、道路機能の喪失に至るおそれがある。

これを防ぐため、継手部の開き・ずれの要因と考えられる基礎地盤の沈下、盛土の変形等が、一時的なものか、継続し得るものかの判断とそれに応じた方法や程度の措置が必要である。その際、継手部の開き・ずれの空間的分布や周辺の地形から、各ブロックや全体としての変位や沈下の状況、今後想定される荷重の作用の変化を総合的に踏まえた判断が必要である。

基礎地盤の沈下や盛土の変形が一時的なものか判断されれば、継手部の止水等の補修で対応可能と考えられる（写真-8）。軟弱地盤や集水地に設置されているなどで継

続し得るものであれば、基礎地盤やカルバートブロックの沈下量、盛土の変形量を継続的に観測のうえ、収束が見られた時点でカルバートブロック間や上部道路または内空道路の路面の段差を擦り付けることが想定される。こうした対応は、限定的な範囲の一時的な通行止めで可能と考えられる。写真-8の例は、定期点検で5cm程度の継手部の開きが報告され、経過観察後に止水されたものと考えられる。当該カルバートは、軟弱地盤に立地していたことや、盛土が集水しやすかったことから、内空への水や土砂の流



(a) 開き



(b) 鉛直方向の段差



(c) 水平方向の段差

写真-7 継手部の開き・ずれを伴う変状の例

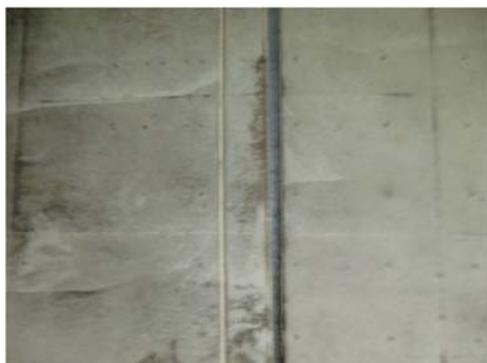


写真-8 開いた継手部の止水の例

入が懸念され、早期に補修したものと考えられる。収束が見込めない場合は、沈下の促進や継続的な沈下を見越した措置が必要となるが、カルバートが追従可能な沈下量にも限りがある。また、カルバートの施工前であれば、プレロードや内空断面の余裕確保、上げ越し等をするが、供用開始後では、これらのための用地や内空断面の確保が難しい。仮に空間を確保できても、通行止めが必要な範囲や時間が増え、道路機能に与える支障が大きい。そのため、継続的な基礎地盤の沈下や盛土の変形については、軟弱地盤の厚さや分布、集水しやすい箇所、措置の方法も含め、設計の段階で十分に検討する必要があるといえる。

2.6 ウイング取付部の変状

ウイング取付部の変状にも、止水材の経年劣化のみで進展可能性の高くないものと、盛土の変形や基礎地盤の沈下に伴いカルバートや盛土との間にずれ・開きが生じているものがある。後者の場合は、ウイングとカルバートや盛土との間の開きや段差が大きくなると、ウイングとカルバートや盛土との間に生じた隙間から土砂や水の流出が見られることがある。土砂や水の流出が増え続ける場合には、盛土が緩みや変形により、沈下や崩壊、空洞化に伴う陥没に至り、上部道路の路面に著しい亀裂や段差を生じ、道路機能が喪失されるおそれがある。

事例整理の対象とした範囲では、ウイングとカルバートや盛土の間に生じた段差は、大きなもので5~10cm程度であったが、道路機能への影響は報告されていない。こうしたカルバートの多くで延長が概ね30mを超えており、盛土量全体に対して、ウイングとの間に生じた隙間や段差の影響は大きなものではなかったことが考えられる。ただし、延長が短いカルバートで、盛土内部の緩みや変形も進んでいる場合は、ウイング取付部の変状による影響も大きくなることが考えられる。

これを防ぐため、カルバートブロック間の開き・ずれに対する場合と同様、要因となった基礎地盤の沈下や盛土の

変形の継続可能性の判断とそれに応じた方法や程度の措置や設計上の配慮が必要である。

2.7 排水施設の不具合

排水施設の不具合が放置されたまま進展すると、カルバート内空への漏水が著しくなることや内空に流入する雨水や地下水の排水が悪くなることで、写真-9のように天候と関係なく内空に水溜りができるだけでなく、湛水、緩みや変形の進んだ盛土の崩壊、空洞化による上部道路の陥没が生じて、道路機能の喪失に至るおそれがある。道路機能喪失は事例整理の対象とした範囲では報告されていないが、盛土の状態によっては豪雨や地震を契機に起こることも考えられる。

これを防ぐため、カルバートブロック間に設けられた導水工の損傷に対しては、2.5および2.6に述べた継手部やウイング取付部の変状と同様の考え方で、措置や設計上の配慮が必要である。また、排水溝の詰まりに対しては、排水溝の清掃も考えられる。



写真-9 内空の水たまり

2.8 底版直下の空洞発生

7.1.7に示したとおり、底版に関する変状としては水路カルバートの基礎地盤の洗掘や不同沈下により、底版直下に空洞ができ、数10cmに及ぶ場合もある(写真-10)。空洞が進展してカルバートの傾斜や空洞への盛土材の吸出しが起こった場合、盛土が崩壊して上部道路面に著しい亀裂や段差が生じ、道路機能が喪失されるおそれがある。

水路カルバートの洗掘の事例数は少ないが、20~60cm程度の空洞が発生していた。これらのカルバートはいずれも土かぶり2~5m程度を有し、道路の下を横断していたが、道路機能への影響は報告されていない。少なくとも半数が供用開始から40年以上経過しており、長期にわたる洗掘で底版直下の空洞が大きくなっているものの、カルバートが周辺の盛土に拘束され、著しい沈下や傾斜には

至っていない状況が考えられる。土かぶりが小さく、盛土によるカルバートの拘束が不十分な場合はカルバートの沈下や傾斜が起こりやすくなることが考えられる。また、豪雨や地震を契機に盛土材の吸出しが起こり、道路機能の喪失に至る可能性も考えられる。水路として供用される部分を含むカルバートは、その目的から常時流水の作用を受けていることや、集水地や傾斜地盤に設置される場合も多いことから、設計および施工の段階で現場条件を踏まえた洗掘防止の検討が必要といえる。道路カルバートでも、軟弱地盤や集水地、基礎地盤条件変化部に設置される場合、不同沈下の程度や継続期間の想定を踏まえた検討が必要となる。



写真-10 底版直下の洗掘の例

2. 9 内空道路路面の変状

内空道路路面の亀裂・段差には、発生する位置や方向によって多様な要因が考えられ、発生要因毎に進展可能性や必要な措置も異なる。土かぶりの小さなカルバートであれば、亀裂から流入した水分がカルバート本体に到達して、コンクリート部材を劣化させる可能性も考えられるが、局所的に表れ、舗装材の劣化のみが要因であれば、道路機能の喪失や利用者被害への進展可能性は低いと考えられる。

寒冷地で凍結融解が要因のものであれば、路面全体で進展する。凍結融解への対策として凍結防止剤が散布されるが、凍結防止剤に含まれる塩分によりコンクリート部材中の鉄筋や内空の附属物の鋼製部材が腐食し、附属物等が落下して利用者被害を発生させるおそれもあるため、凍結防止剤は塩分による影響を考慮のうえ適切に使用する必要がある。

カルバートブロックの不同沈下や相対変位に伴い継手部に沿って発生した亀裂・段差については、進展が放置されると、内空道路路面の著しい段差等による道路機能喪失に

至るおそれがある。事例整理の対象とした範囲では、目視可能な程度の亀裂や開口幅で1mmを超える亀裂が見られた事例はあったが、隣接するカルバートブロック間ほどの段差は報告されていない。構造上、内空道路路面の大きな亀裂や段差は現れにくいと考えられるが、継手部の変状と同様の考え方で適切な措置が必要と考えられる。

2. 10 上部道路路面の変状

上部道路路面の亀裂・段差の発生にも多様な要因が考えられ、発生要因毎に進展可能性や必要な措置も異なる。局所的に舗装の劣化のみが要因の場合、道路機能の喪失や利用者被害への進展可能性は低いと考えられる。

一方、寒冷地における凍上が起こると、開口幅や長さの大きな亀裂の発生や、路床・路盤の支持力低下が生じ、道路機能の喪失に至るおそれがある。凍上に対しては、設計・施工の段階においてはカルバート頂版上部や側壁背面を非凍上性の材料で置き換える措置、あるいは板状断熱材で被覆する措置が考えられる。供用開始後では、カルバート内空を板状断熱材で被覆する措置が考えられるが、内空における被覆の剥離により凍上対策の効果が得られないことや利用者被害が起こらないよう、被覆材は内空のコンクリート部材面に確実に付着させる必要がある。

また、カルバートと盛土の境に沿って上部道路横断方向に発生するひびわれは、カルバートと盛土の不同沈下に伴うものと考えられ、進展が放置されると、盛土の崩壊や路面の著しい段差が生じて道路機能喪失に至るおそれがある。さらに、開きの生じた継手部やウイング取付部から盛土材が流出し続けると、盛土内が空洞化し、上部道路路面が陥没して道路機能喪失に至るおそれがある。道路機能喪失は事例整理の対象とした範囲では報告されていないが、盛土の状態によっては豪雨や地震を契機に起こることも考えられる。

これらについては、2. 5 で前述した継手部の開き・ずれに対する場合と同様の考え方で盛土の変形に対する措置が必要である。

3. カルバート変状に関するフォルトツリー（変状から道路機能の喪失等まで）

2. ままでカルバートの部材別・部位別に各種変状と耐久性低下、利用者被害への進展可能性や道路機能への影響について整理した結果をもとに、引き続きカルバートに関するフォルトツリーを検討する。

ここでのフォルトツリーでは、カルバートの機能への影響に至るまでの経路を素因－要因－変状－機能喪失等を生じ得る状態の一連で示している。各部材・部位の変状が

進展しても、耐久性低下や利用者被害は懸念されるが、必ずしも機能喪失には至らない場合もあると考えられる。一方、変状の種類によっては、耐久性低下・利用者被害・機能喪失が同時に発生することも、直接または耐久性低下や利用者被害を生じ得る状態を経て機能喪失に至ることも考えられる(図-1)。

フォルトツリーの中で、変状-機能喪失等を生じ得る状態については2.の内容をもとに、図-2のように整理できると考えられる。変状以前の部分、つまり素因-要因-変状の経路については、7.1.7で示したので、図-2はその先につながる部分に当たる。

比較的軽微で進展していないコンクリート部材のひびわれのみであれば、耐久性低下に至る可能性はあるが、即座に利用者被害や機能喪失に至る可能性は低い。ひびわれでも進展が著しい場合や材料劣化に伴う変状が発生している場合には、耐久性低下だけでなく利用者被害や耐荷力不足に伴う機能喪失に至る可能性もある。継手部等、コンクリート部材以外の変状が耐久性低下や利用者被害を生

じ得る状態まで進展すると、機能喪失も起こり得る。また、盛土の崩壊は、各部の変状を契機に生じて機能喪失を生じさせるとともに、盛土の変形を要因とする他の変状を二次的に発生させると考えられる。そのため、盛土の崩壊に至らないような設計・施工段階での配慮や維持管理が必要といえる。

4. 道路機能への影響を考慮した各種変状への対応

3.で各種変状が進展し続けた場合の道路機能への影響についてフォルトツリー形式でまとめたが、機能喪失に至るまでの経路は多様であり、点検や措置を要する変状の種類も多い。一方、事例整理の対象とした260事例の範囲では、現状で機能喪失は報告されていない。

こうした状況から、変状の進展可能性だけでなく道路機能に影響が生じる可能性も考慮し、機能喪失に至りやすい経路に着目することが、設計・施工上の適切な配慮や効率的な維持管理につながると考えられる。

そこで、相対的ではあるが、図-2のフォルトツリーに示される各種変状の進展可能性および道路機能に影響を与える可能性を整理し、表-1にまとめた。進展可能性については、変状の状態や程度が進行する可能性の高さを想定して示している。道路機能に影響を与える可能性は、変状事例整理の状況も踏まえ、実際に影響が生じる可能性の高さを想定して示している。常時でも道路機能に影響を与える可能性が高いものは「高」、変状は進展していても道路機能に影響が生じる可能性は常時では低く、豪雨や地震を契機に高くなると考えられるものを「中」、直接道路機能に影響を与える可能性が低いものを「低」としている。なお、表-1中で「条件による」としたものは、個別の条件次第で変状の進展可能性や道路機能に影響が生じる可能性が変わり、総合的な判断を要することが考えられるものである。

4.1 変状毎の進展可能性と道路機能に影響が生じる可能性

表-1より変状毎に進展可能性と道路機能に影響を与える可能性の組み合わせが異なる。この組合せに応じて、それぞれ以下のような対応が考えられる。

1) 進展可能性・道路機能に影響を与える可能性ともに高い変状

設計での考慮や、経過観察、早期の措置が特に必要と考えられる。

2) 進展可能性は高いが、道路機能に影響を与える可能性が「中」の変状

変状の進展が即座に道路機能に影響を生じる可能性は

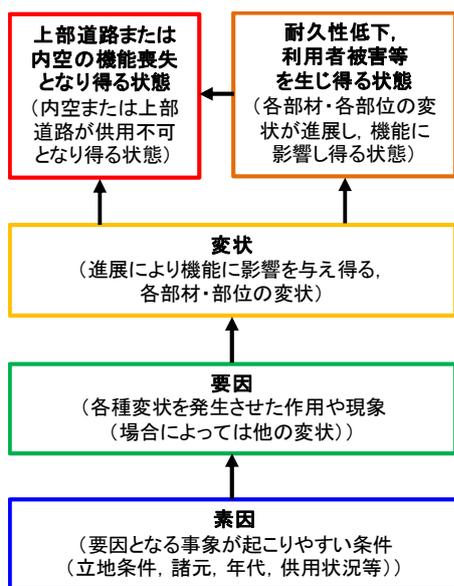


図-1 フォルトツリーイメージ

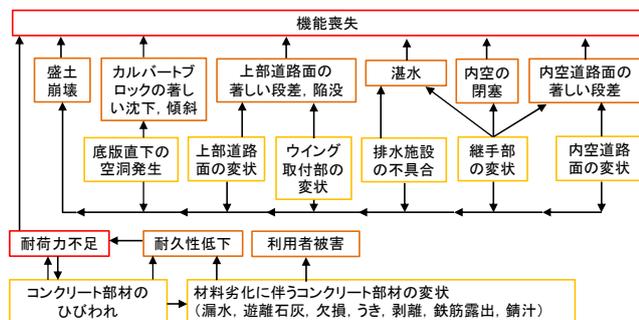


図-2 各部材・部位の変状と道路機能喪失に至る状態の関係

表-1 変状の進展可能性および道路機能に影響を生じる可能性

変状	進展可能性	道路機能に影響を与える可能性	
コンクリート部材のひびわれ	乾燥収縮または温度応力によるひびわれ	低	低
	活荷重によるひびわれ	高	高(部材の耐久性低下・耐荷力不足)
	上載土圧によるひびわれ	低	低
	偏土圧によるひびわれ	条件による	条件による
	不同沈下によるひびわれ	条件による	条件による
	アルカリ骨材反応によるひびわれ	条件による	条件による
	施工不良によるひびわれ	条件による	条件による
	衝突によるひびわれ	条件による	条件による
材料劣化に伴うコンクリート部材の変状(漏水、遊離石灰、欠損、うき、剥離、鉄筋露出、錆)	漏水を伴う変状	高	高(部材の耐久性低下・耐荷力不足)
	漏水を伴わない変状	条件による	条件による
底版直下の空洞発生	洗掘による底版直下の空洞	高	中(豪雨や地震に伴う盛土崩壊)
	不同沈下による底版直下の空洞	条件による	中(豪雨や地震に伴う盛土崩壊)
上部道路路面の変状	局所的な舗装の劣化	低	低
	凍上による亀裂	条件による	高(路床・路盤の支持力不足)
	カルバートと盛土の不同沈下による亀裂	条件による	高(上部道路路面の著しい段差、陥没、盛土の崩壊)
ウイング取付部の変状	止水材の経年劣化のみ	低	低
	ウイング取付部における隙間・段差の発生、水や土砂の流出	高	中(豪雨や地震に伴う盛土崩壊、上部道路路面の陥没)
排水施設の不具合	導水工部材の経年劣化のみ	低	低
	導水工部材の取付不良、そこからの漏水	高	高(部材の耐久性低下・耐荷力不足、盛土崩壊、上部道路路面の陥没)
	排水溝の詰まり	条件による	低
継手部の変状	継手部材の経年劣化のみ	低	低
	基礎地盤の沈下や盛土の変形による開き・ずれ、そこからの水や土砂の流入	高	高(部材の耐久性低下・耐荷力不足、盛土崩壊、上部道路路面の陥没、内空の閉塞)
内空道路路面の変状	局所的な舗装の劣化	低	低
	凍結融解による亀裂	低	低
	継手部に沿った亀裂・段差	条件による	条件による

低い、豪雨や地震の後には状態を確認することが望ましいと考えられる。

3) 進展可能性・道路機能に影響を与える可能性も低い変状

耐久性低下の可能性がある場合の軽微な補修程度の対応が考えられる。

4) 進展可能性・道路機能に影響を与える可能性の少なくとも一方に「条件による」が含まれる変状

施工条件、立地条件、供用状況を踏まえて進展可能性を推定し、それに応じた対応が必要と考えられる。逆に、適切な施工や維持管理により、進展や道路機能への影響を抑制や軽減することも期待できる。例えば、凍上による上部道路の亀裂であれば、凍上対策により進展を抑え、道路機能への影響を軽減することも期待できる。

4.2 重点的な対応を要する変状

各種変状の進展可能性と道路機能に影響を与える可能

性を考慮すると、特に4.1の1)に当たる変状に対しては重点的な対応が必要である。活荷重によるひびわれ、漏水を伴うコンクリート部材の変状、盛土の変形や基礎地盤の沈下に伴う導水工部材の取付不良や継手部の開き・ずれの部分からの水や土砂の流入がこれに相当すると考えられる。変状の進展可能性も高いが、常時においても部材の耐久性低下や耐荷力不足による道路機能喪失が生じる可能性が高いと考えられるので、進展状況の把握と早期の措置による進展の抑制が必要と考えられる。

これらの変状に次いで重点的な対応を要するのが、4.1の2)に当たる変状で、洗掘による底版直下の空洞や、盛土の変形や基礎地盤の沈下によるウイング取付部における隙間・段差の発生、水や土砂の流出がこれに相当すると考えられる。常時で道路機能に影響を与える可能性は低くても、空洞や隙間・段差の寸法は比較的大きく、盛土の緩みや変形の状況によっては豪雨や地震を契機に盛土崩

壊やそれに伴う機能喪失に至る可能性は考えられるため、豪雨や地震の前後での盛土や上部道路、カルバートの状態の変化に着目する必要があると考えられる。

4. 1 の3) または4) に当たるその他の変状については、適切な施工や耐久性低下に備えた補修により、進展や道路機能への影響を抑えることが可能と考えられる。

4. 3 偏土圧による頂版ひびわれへの影響の検証

重点的な対応が必要なカルバートの変状の1つとして偏土圧によるひびわれがあるが、ここでは、偏土圧を考慮して各部材の応力度照査を行い、偏土圧によるひびわれへの影響を検証した。

7.1.7 の 7. 2 では偏土圧が作用する場合の曲げモーメント分布の試算を行い、片側の水平土圧を固定して、反対側の水平土圧を変化させた場合、反対側の水平土圧を小さくするほど、頂版における正の曲げモーメント（内空側に引張を生じさせるモーメント）の最大値が大きくなることが確認された。7.1.7 の 8. では、頂版に偏土圧によると考えられる縦断方向ひびわれが多数生じたカルバートを例にカルバートの断面照査を試み、事例で水平方向の顕著なひびわれが見られなかった側壁の応力度照査では、鉄筋やコンクリートの許容応力度に対して比較的余裕があることが確認された。片側の水平土圧を大きくして偏土圧を作用させた場合も、全体の曲げモーメントは増加したが、側壁の応力度照査の結果に大きな影響はなかった。

以上のことから、側壁については偏土圧の影響により変状が進展する可能性は低い、頂版については片側のみ水平土圧が小さくなるような偏土圧が生じた場合に、頂版の曲げ応力が大きくなり、ひびわれが進展しやすいと考えられる。例えば、周辺盛土に緩みや変形が生じ、土圧が低下するような状況に当たり、こうした影響を設計でも考慮する必要が生じる可能性が考えられた。

5. まとめ

定期点検で判定区分Ⅲ（早期措置段階）以上が報告されたカルバートを主な対象として、カルバートの部材別・部位別の変状形態やその要因・進展可能性について引き続き整理し、平成 29 年度にまとめたフォルトツリーの見直しを行った。平成 30 年度は部材別・部位別の変状の進展可能性と道路機能に影響を与える可能性の関係について整理した。令和元年度は、変状の見られたカルバートの構造諸元を踏まえて断面照査を試行し、設計上考慮が必要な事項について検証した。

即座に内空や上部道路が通行不能となって道路機能を喪失させるような事例はなかった。しかし、進展可能性が

あり、進展が放置されると利用者被害、耐久性低下や道路機能の喪失に至る可能性のある変状を含むカルバートも多く見られた。

各種変状のうち、進展可能性が高いことが想定されるのとしては、盛土の変形や基礎地盤の沈下を要因とする継手部の開き・ずれ、カルバートブロック間に設置された導水工の破損、継手位置や盛土とカルバートの境目に沿って生じる路面の亀裂・段差のほか、上部道路の活荷重や偏土圧を発生要因とする頂版のひびわれが考えられた。これらが進展し続けた場合には、安全性や供用性の維持に支障をきたす状態に至り、道路機能に影響する可能性がある。また、凍結融解や凍上による路面の亀裂や、水路カルバートの基礎地盤の洗掘も、事例数としては比較的少ないが、進展可能性の大きな変状と考えられた。

これらの変状が見られても常時ならば即座には道路機能の喪失に至らないが、変状の度合いが進展するほど、措置のために通行止めを要する範囲や時間が増えることが想定されるので、早期の措置を行うのが効率的と考えられる。

盛土の変形や基礎地盤の沈下を要因とする変状は、継手部や内空道路・上部道路の路面、導水工など広範囲に現れる。軟弱地盤や集水地に設置されるカルバートでは、盛土の変形や基礎地盤の沈下の継続性や措置の方法についても設計段階から十分な検討が必要と考えられる。

1 つのカルバートで発生要因の異なる複数の変状が確認されることがほとんどであるため、進展可能性や道路機能に影響が生じる可能性が高い変状について重点的に設計段階での検討、経過観察や要因分析、早期の措置を行うことが効率的な道路機能の維持には有効と考えられる。各種変状について、進展可能性と道路機能に影響を生じる可能性を整理したところ、活荷重によるひびわれや、漏水を伴うコンクリートの変状、盛土の変形や基礎地盤の沈下に伴う導水工部材の取付不良や継手部の開き・ずれの部分からの水や土砂の流入については、常時においても道路機能に影響が生じる可能性が高いと考えられ、特に重点的な対応が必要と考えられる。また、洗掘による底版直下の空洞や、盛土の変形や基礎地盤の沈下によるウイング取付部における隙間・段差の発生、水や土砂の流出については、豪雨や地震を契機に道路機能に影響が生じる可能性は考えられ、特に豪雨や地震の前後での状態の確認を要すると考えられる。

偏土圧を作用させた場合の曲げモーメント分布の試算、偏土圧による変状が生じたカルバートの構造諸元を踏まえた応力度照査の試行の結果から、特に片側の盛土のみで

緩みや変形に伴い水平土圧が小さくなる場合については、頂版のひびわれの進展可能性が高く、設計での考慮の必要が生じる可能性が考えられた。

進展可能性や道路機能に影響を生じる可能性の高い変状については、数値解析事例を増やし、変状が進展しやすい条件を明らかにして、設計や健全性評価の手法に反映させたい。

参考文献

- 1) 国土交通省 道路局：シェッド・大型カルバート等定期点検要領、61p、2014
- 2) 国土交通省 道路局 国道・防災課：シェッド、大型カルバート等定期点検要領、23p、2014
- 3) (社)日本道路協会：道路土工—カルバート工指針、242p、1999
- 4) (社)日本道路協会：道路土工—擁壁・カルバート・仮設構造物工指針、308p、1987

7.3 簡易な点検で更新時期や更新必要箇所が明らかとなる設計、構造・材料等を開発・評価

7.3.1 土工構造物の信頼性向上に向けた設計法・施工管理手法の研究（補強土壁）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（施工技術チーム）

研究担当者：宮武裕昭、澤松俊寿、小出央人、青木信哉

【要旨】

本研究では、簡易に測定可能な量である壁面の傾斜度に基づいた補強土壁の健全性の評価法について検討した。具体的には、分割型の壁面材を有する補強土壁の模型実験の結果及び被害事例に基づいて、すべり発生時の最下段壁面材の傾斜度 θ と三軸圧縮試験による盛土材のせん断応力最大時のせん断ひずみから得られる限界傾斜度 θ_{cr} の関係性を分析した。すべりはじめる際の θ/θ_{cr} は1付近が多く、1を大きく下回るようなケースは無かった。また、高い設計水平震度で設計されたケースでは、補強領域背面に先行してすべりが生じ、この時の θ/θ_{cr} は補強領域内部に先行してすべりが生じる場合よりも大きい傾向にあった。

キーワード：補強土壁、壁面変位、すべり、健全度評価

1. はじめに

道路土工構造物は、適切に設計・施工を行えば、緩やかに変形をしつつ安定を保つ構造物である。道路土工構造物の多くは、明な形で変形を考慮せず、極限状態の力の釣合いに基づく照査を行っているため、変状が発生した際の健全性を評価することが難しいのが現状である。ここで、道路土工構造物の中でも特に変形による性能への影響が大きいと考えられる分割型の壁面材を有する補強土壁に着目すると、地震等により壁面がはらみだすようなモードの変状が確認されることがある。本研究では、簡易に測定可能な量である壁面の傾斜度に基づいた補強土壁の健全性の評価法について検討した。具体的には、模型実験の結果及び被害事例に基づいて、補強土壁の最下段の壁面材の回転変位量と補強土壁の内部のすべりの発生状況を関連づけて分析した。

2. 補強土壁の壁面の変位のモード

これまでの地震後等の現地調査結果に基づいて、補強土壁の変形モードを分類すると、図-1のように大別することができる。このうち、地震動により比較的大きな変形が生じたものの変形モードは、(1)はらみだしが多い傾向にある。この変形モードは、既往の模型実験結果¹⁾においても確認されており、最終的な状態として最下段の壁面材の傾斜が顕著となる特徴がある。そこで本研究では、補強土壁の状態を評価する指標として、補強土壁の最下段の壁面材の傾斜度に着目した。

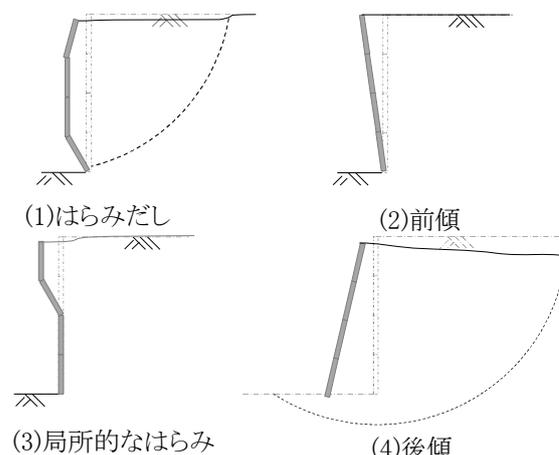


図-1 補強土壁の主な変形モード

3. 模型実験及び被害事例に基づく変形モードの分析

3.1 分析の方法

Izawa and Kuwano¹⁾は、分割型の壁面材を有する補強土壁の健全性を評価する指標として、遠心傾斜台模型実験結果に基づき、式(1)のように提案している。

$$\theta_{cr} = 1/2 \gamma_{peak} \quad (1)$$

ここに、 γ_{peak} は盛土材のせん断応力最大時のせん断ひずみ、 θ_{cr} は補強土壁にすべりが発生する時の最下段の壁面材の傾斜度である。

本研究では、多様な条件のもとで実施された既往の実験結果及び地震による被害事例のうち、最下段の壁面材の傾斜度 θ 及び盛土材の力学試験結果に関するデータを得ることのできた既往の実験等を対象に、すべり発生時の最下段壁面材の傾斜度 θ と、三軸圧縮試験による盛土

表-1 分析対象の諸元

CASE	区分	補強材	壁高 ^{※1} (m)	盛土材					地震力の条件	限界水平震度 ^{※2} k_{hcr}	備考	
				土質	γ_t (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (deg.)	γ_{peak} (%)				
1	-1 -2	遠心模型実験 (傾斜台)	7.5	豊浦砂	15.5	0	43.0	6.2	条件A	0.12	文献1)	
			7.5	珪砂5号	14.5	0	46.4	5.7		0.19		
2	-1 -2 -3 -4	遠心模型実験 (振動台)	ジオテキスタイル	8.0	珪砂7号	15.5	0	44.0	10.7	条件B	0.38	文献2),3)
				8.0	珪砂7号	14.4	0	38.0	11.9		0.29	
				8.0	珪砂7号	15.5	0	44, 38 (表層2mのみ)	10.7		0.38	
				8.0	珪砂7号	15.5	0	44, 38 (壁背面2mのみ)	10.7		0.38	
3	-1 -2 -3	鋼製帯状 補強材	7.5	珪砂7号	14.8	0	40.7	11.0	条件C	0.41	文献4)	
			7.5	珪砂7号	14.8	0	40.7	11.0		0.55		
			7.5	珪砂7号	14.8	0	41.9	11.0		0.30		
4	実大振動台実験		6.0	SM	13.44	0	34.4	21.3	条件E	0.27		
5	被害事例		4.5-7.5	SG-F	19.3	2.03	41.7	20.3	地震動	0.22-0.23		

※1 遠心模型実験の壁高は、実大換算した値

※2 限界水平震度 k_{hcr} は、円弧すべり（全体安定検討）の安全率が1.0となる時の水平震度

表-2 分析対象の入力地震動の条件

概要			遠心加速度
条件A	疑似水平力	1deg/minで傾斜 傾斜毎に遠心加速度を上昇	遠心 (50G~)
条件B	加振	3種類の波を織り交ぜたステップ加振 ・ランダム波...固有振動数を把握する目的で、100 gal 程度の波 11回 ・地震波...神戸波 6回 ・正弦波...2Hz、最大1224galまで漸増 30波 5回	遠心 (20G)
条件C	加振	2種類の波を織り交ぜたステップ加振 ・地震波...神戸波 1回 ・正弦波...2Hz、最大1491galまで漸増 20波 9回	遠心 (20G)
条件D	加振	ステップ加振 ・正弦波...2Hz、最大800galまで漸増 20波 15回	遠心 (20G)
条件E	加振	2種類の波を織り交ぜたステップ加振 ・正弦波...2Hz、最大147galまで漸増 20波 7回 ・地震波...タフト波 2回 最大入力加速度147gal	実大 (1G)

材の γ_{peak} から得られる限界傾斜度 θ_{cr} を分析した。また、分析対象には、模型の縮尺が1/50及び1/20並びに実物大のほか、地震により実際に被害を受けた補強土壁の調査結果も含んでいる。分析対象の諸元を表-1に示す。各ケースの地震力の条件は、傾斜台により擬似的な水平力を与える場合、正弦波による加振、地震波による加振、正弦波と地震波による加振を組み合わせたものなど、様々である。遠心模型実験（振動台）と実大振動台実験の加振の方法は、ピーク加速度を漸増させるステップ加振である。詳細な入力条件を表-2に示す。各実験の詳細な条件については、参考文献を参照されたい。分析対象とした補強土壁は、補強材長、盛土材等の条件に起因して模型ごとに保有する耐震性が異なる。前述のとおり

Izawa and Kuwano¹⁾は、補強領域下部を通過するすべりと最下段の壁面材の傾斜度を関連付けている。したがって本研究では、現行の設計法^{5), 6)}に基づき補強領域を通るすべりに対する安全率が1となる時の水平震度（以下「限界水平震度 k_{hcr} 」という。）を算出し、分析対象の補強土壁の耐震性を k_{hcr} で代表させた。最大加速度については、CASE1の遠心模型実験（傾斜台）は、傾斜台の傾斜角度より換算した水平震度に重力加速度を乗じた値、CASE2及びCASE3の遠心模型実験（振動台）は、入力加速度を実大換算した値、CASE5の被害事例では、最大加速度の推定式⁷⁾より求めた値を用いた。また、 k_{hcr} の算出に用いた盛土材の粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ 、 γ_{peak} については、盛土材の三軸圧縮試験結果より、またCASE3-1及び

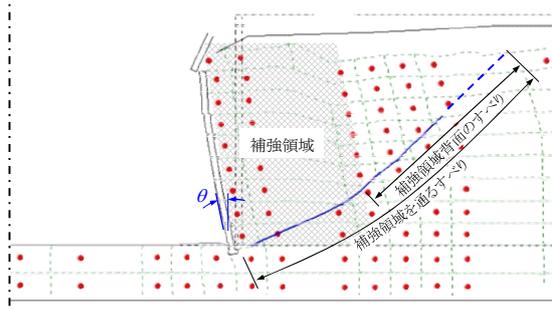


図-2 遠心模型実験における変形の形態の例(CASE3-3)

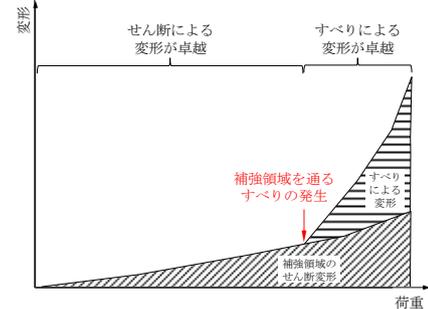


図-3 補強土壁の変形の概念図

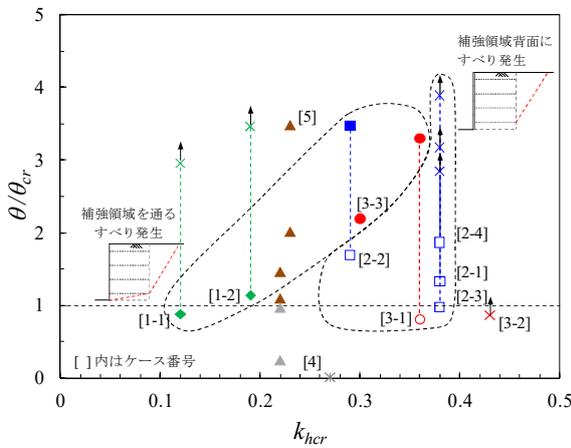


図-4 θ / θ_{cr} と k_{hcr} の関係

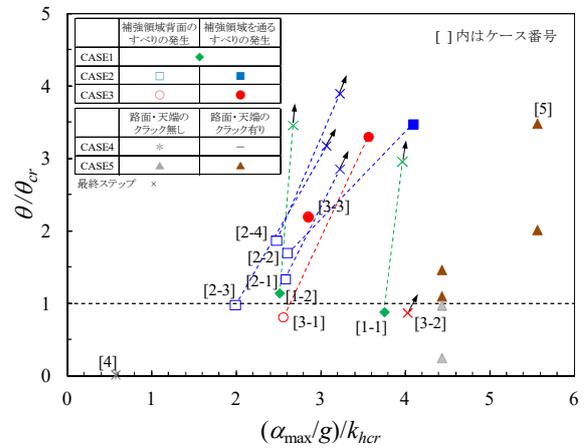


図-5 θ / θ_{cr} と $(\alpha_{max}/g)/k_{hcr}$ の関係

CASE3-2 の c 、 ϕ は、推定式⁸⁾から得た値を用いた。

3.2 分析の結果

図-2 に、補強土壁の変形形態の例として CASE3-3 の最終ステップにおける変形図を示す。赤色の矢印は画像解析で算出したの盛土材の変位ベクトルを示し、青色の点は盛土材に発生したすべり線を示す。既往の遠心模型実験によると、水平力により生じるすべりは、図-2 に示したように補強土壁の補強領域を通るすべりと補強領域の背面のすべりの2種類に大別することができる。このうち、補強領域を通るすべりについては、これが発生すると壁面の残留変位が急激に増加する傾向が確認されている。図-3 に示すように、補強土壁は、すべりが発生するまでは補強領域の単純せん断による変形が主であるが、一旦補強領域を通るすべりが発生すると、すべりによる変形が卓越することが既往の研究からも報告されている⁹⁾。そのため、ここでは補強領域を通るすべりと補強領域背面のすべりを区別して、結果を分析した。

図-4 に k_{hcr} と θ / θ_{cr} の関係を示す。図の縦軸は、すべりが発生した载荷ステップの1つ前の载荷ステップにおける最下段の壁面材の傾斜度 θ を式 (1) から求めた θ_{cr} で除した θ / θ_{cr} を示している。すなわち、式 (1) の意味するところによれば θ / θ_{cr} が 1 以上であれば補強領域を通るすべりが発生していることとなる。なお、ここではあらかじめ模型内に設置した標線のずれにより判読可能なせん断層の発生をもって、すべりの発生とした。横軸の k_{hcr} は、盛土材の材料試験結果を用いて算出した円弧すべりの安全率が 1.0 となるときの水平震度とした。図中の最終ステップは実験での最終の加振ステップを示している。図-4 より、縮小模型実験である CASE1~CASE3 では、補強領域を通るすべり又は補強領域背面のすべりのいずれかが発生した時の θ / θ_{cr} は k_{hcr} によらず 1~2 程度の範囲に分布している。その中でも 1.0 付近のものが多い傾向にあり、1 を大きく下回るようなケースはなかった。補強領域を通るすべりに着目すると、これが発生し

た時の θ/θ_{cr} は、 k_{hcr} が大きいほど大きい傾向にあるようである。分析対象としたものの中で最も小さい k_{hcr} の値(CASE1-1)は、現行の設計法¹⁰⁾に従う場合の k_{hcr} の下限値に相当する。すなわち、**図-4**によれば、現行の設計法に従えば補強領域を通る滑りが発生する時の θ/θ_{cr} は概ね1以上であるといえる。 k_{hcr} が0.3程度以上では、補強領域背面のすべりが先行して発生する傾向が認められる。

図-5に θ/θ_{cr} と $(\alpha_{max}/g)/k_{hcr}$ の関係を示す。ここで、 $(\alpha_{max}/g)/k_{hcr}$ は、入力された最大加速度 α_{max} を重力加速度 g で無次元化したうえで補強土壁の k_{hcr} で除した値であり、補強土壁の設計上の耐震性に対してどの程度の地震動が作用したかを表現している。補強領域を通るすべり又は補強領域背面のすべりが発生した時の $(\alpha_{max}/g)/k_{hcr}$ は、2.0程度以上であり、ほとんどが2.5を超えている。前述のとおり θ/θ_{cr} が1程度からすべりが発生しているものの補強土壁がすぐさま崩壊しているわけではなく、すべりの発生後も地震動の増大に従って θ/θ_{cr} が大きくなっている。分析対象とした実験では、模型が崩壊するまで載荷していないが載荷の最終ステップにおいては、少なくとも θ/θ_{cr} が2~4までは崩壊には至らない場合があることが確認できる。被害事例のCASE5については、その壁高は4.5~7.5mで、約5mの高さの嵩上げ盛土を有した構造である。 θ/θ_{cr} は0.2~3.5の範囲で分布しているが、このうち θ/θ_{cr} が1.1以上の範囲では路面に50mm以上の段差が生じていた。被害事例では補強領域内部の状態を直接的に確認することができないが、少なくとも路面に段差の生じていた箇所では、補強領域を通るすべり又は補強領域背面のすべりのいずれかのすべりが発生しているものと考えられる。また、CASE1~3と比べるとプロットの範囲が $(\alpha_{max}/g)/k_{hcr}$ の大きい側にシフトしているが、これは入力地震動の特性を α_{max} だけで代表させたことが原因であろう。

4. まとめ

分割型の壁面材を有する補強土壁の模型実験の結果及び被害事例に基づいて、すべり発生時の最下段壁面材の傾斜度 θ と三軸圧縮試験による盛土材の最大せん断ひずみ γ_{peak} から得られる限界傾斜度 θ_{cr} 及び限界水平深度 k_{hcr} により整理した。本報の範囲で得られた知見を以下に示す。

- 1) すべりはじめの θ/θ_{cr} は1付近のものが多く、1を大きく下回るようなケースは無かった。

- 2) k_{hcr} が大きいケースでは、補強領域背面に先行してすべりが生じ、この時の θ/θ_{cr} は補強領域内部に先行してすべりが生じる場合よりも大きい。

補強土壁の被害事例をさらに収集・分析し、本手法の適用性を検証する必要がある。

参考文献

- 1) Jun Izawa and Jiro Kuwano: Evaluation of extent of damage to geogrid reinforced soil walls subjected to earthquakes, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.51, No.5, pp.945-958, 2011
- 2) 藤田智弘、藪雅行、林豪人、小橋秀俊：補強土壁の壁面変形による健全性評価手法提案のための動的遠心模型実験、第46回地盤工学研究発表会、pp.1469-1470、2011
- 3) 藤田智弘、藪雅行、林豪人、小橋秀俊：補強土壁の壁面近傍の締め不足が性能に及ぼす影響の把握のための動的遠心模型実験、第46回地盤工学研究発表会、pp.1471-1472、2011
- 4) 大谷義則、石原雅規：鋼製帯状補強土壁工法の動的遠心模型実験による耐震性評価、第48回地盤工学研究発表会、pp.1519-1520、2013
- 5) 一般財団法人土木研究センター：補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル 第四回改訂版、477p、2014
- 6) 一般財団法人土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第二回改訂版、457p、2013
- 7) 司宏俊、翠川 三郎：断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式、日本建築学会構造系論文集、第523号、pp.63-70、1999
- 8) 公益社団法人地盤工学会：N値と $c \cdot \phi$ の活用法、201p、1998
- 9) 荒木裕行、石原雅規、梶取真一、佐々木哲也：補強土壁の動的遠心模型実験を対象とした補強領域内におけるひずみの定量化と分析、ジオシンセティックス論文集、第29巻、pp.127-134、2014
- 10) 公益社団法人日本道路協会：道路土工一擁壁工指針、342p、2012

7.3 簡易な点検で更新時期や更新必要箇所が明らかとなる設計、構造・材料等を開発・評価

7.3.2 土工構造物の信頼性向上に向けた設計法・施工管理手法の研究（カルバート）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動チーム）

研究担当者：佐々木 哲也、東 拓生、谷本 俊輔、稲垣 由紀子

【要旨】

高耐久性等を発揮するカルバートの設計法の開発に向け、カルバートの各種変状の進展可能性と点検における着眼点について検討した。その結果、他の変状の契機となり得る変状や進展可能性の高い変状については、特徴を踏まえた経過観察と結果の記録・保存、設計・施工条件との関連づけにより、時系列的な評価や設計での配慮の必要性が考えられた。こうした変状は道路機能に影響を与える可能性も高く、変状の現れ方にも特徴があるため、重点的かつ継続的に点検を行うことは効率的な維持管理の観点からも有効と考えられた。曲げモーメント分布の試算や応力度照査の試行の結果からも、周辺盛土に緩みや変形の兆候が見られ、土圧の低下が想定される場合には、盛土の状態の変化や頂版のひびわれの進展を注意深く確認する必要性が考えられた。

キーワード：カルバート、変状、点検、耐荷力低下、盛土崩壊

1. はじめに

7.1.7 で整理したカルバートの部材別・部位別の変状の進展可能性や道路機能に与え得る影響について、7.2.3 にまとめている。1つのカルバートにおいて、発生要因や進展可能性、進展した場合の道路機能への影響、影響を与える可能性が異なる複数の変状が現れることが多いため、点検・記録・措置が必要な部材や部位も多い。

本節では、部材別・部位別に点検における着眼点を整理しているが、平成30年度は、より効率的な維持管理を行う観点から、重点的に点検や措置を行う項目について整理した。

2. 各部材・各部位の点検における着眼点

7.1.7 および 7.2.3 でまとめた道路機能に影響を与える変状について点検を実施する際の着眼点を以下に示す。

2.1 頂版のひびわれ

頂版には全体にわたり、発生要因や進展可能性の異なる多数のひびわれが同時に発生することが多く、各ひびわれの発生要因を適切に把握する必要がある。

頂版には、上載土圧、活荷重、偏土圧、乾燥収縮によるひびわれが生じるが、発生位置やひびわれの方向もそれぞれ異なる。上載土圧、活荷重、偏土圧によるひびわれは、カルバート縦断方向の中央付近に複数の縦断方向のひびわれとして発生する。上載土圧によるひびわれは土かぶりが厚い場合（概ね7m以上）、活荷重によるひびわれは土

かぶりが薄い場合（概ね2.5m以下）に生じる。偏土圧によるひびわれは、斜角が小さい場合やカルバートと上部道路が直交しても坑口の形状が非対称の場合に生じやすく、上載土圧や活荷重によるひびわれがカルバートの片側に集中して発生する。乾燥収縮によるひびわれは、方向も不規則で頂版全体にわたって発生する。

この中で、活荷重によるひびわれは進展可能性が高い場合があると考えられる。活荷重は、頂版のうち上部道路車線の直下に当たる部分に繰り返して曲げ応力を与える。そのため、過大な活荷重を受けた頂版では、カルバート軸方向中央付近に、狭い間隔で密集して軸方向のひびわれが多数生じることがある。上部道路が供用され続ける限り、頂版は活荷重を受け、ひびわれの幅や深さが大きくなる可能性が高いと考えられる。特に、土かぶりが薄く、上部道路の交通量が多い場合はその傾向が顕著になると考えられる。また、1999年3月の「道路土工—カルバート工指針」よりも前の道路土工指針（例えば2）に基づき設計されたカルバートは、現行指針に比べて小さな活荷重で設計されている場合があるため、相対的に過大な負荷を受けて、ひびわれが進展しやすくなっている可能性も考えられる。

偏土圧によるひびわれについては、カルバート片側に集中して発生し、特定の位置に弱点箇所を生じる可能性がある。

各種要因による単独のひびわれが即座に道路機能の支

障となることはないが、ひびわれの幅や深さ、長さが大きくなった場合や、複数のひびわれが交わって亀甲状となった場合には、コンクリートが剥離することや鉄筋が大气や水分に触れて腐食することも想定される。

このように耐久性低下や他の変状にも進展し得るひびわれについて、カルバート完成時より毎回の点検において発生位置、幅、深さ、本数などを交通量とともに適切に記録・保存し、点検結果を時系列的に把握して適切な措置につなげる必要がある。

2. 2 側壁のひびわれ

側壁に発生するひびわれは、主に乾燥収縮または温度応力によると考えられるものであり、底板から立ち上る、または頂版から下方に向かう鉛直方向のひびわれが数 10cm ないし 2~3m 程度の間隔で見られる。

その他、偏土圧の影響が考えられる場合には、片方の側壁にひびわれ本数が集中することがある。不同沈下が疑われる場合、斜め方向のひびわれが見られる場合がある。コールドジョイントが疑われる水平方向に長いひびわれが見られる場合がある。また、ひびわれの特徴や発生位置に明確な傾向はないが、施工不良や供用後の衝突を受けたことが疑われる、より幅や長さが大きなひびわれが見られる場合もある。

施工不良や衝突が疑われる大きなひびわれや、乾燥収縮または温度応力によるひびわれでも幅や深さが増した場合、鉄筋が大气や水分に触れて腐食し、耐久性や部材強度の低下に至るおそれがある。特に、ひびわれからの漏水や遊離石灰が見られ、錆汁も混じるような場合、鉄筋の腐食が進行している可能性が高い。

そこで、カルバート完成時より毎回の点検では、特に幅や深さが増したひびわれ、ひびわれからの漏水、乾燥収縮や温度応力以外の要因が考えられるひびわれ等については観察・記録・保存し、発生や進展の時系列的な把握や要因の判断をして適切な措置につなげる必要がある。

2. 3 ウイングのひびわれ

ウイングに発生するひびわれは、亀甲状でひびわれ付近に錆汁の跡が見られるアルカリ骨材反応によるものか、乾燥収縮によると考えられるものがほとんどである。乾燥収縮によるひびわれに対しては、頂版や側壁のひびわれと同様の対応が考えられる。

アルカリ骨材反応は、コンクリートの細孔溶液中の水酸化アルカリと骨材中の鉱物が反応して生成物ができる際の膨張でコンクリートにひびわれが発生するものであるが、鉄筋の破断、凍害や化学的侵食への耐性低下の可能性はある。反応自体は比較的時間をかけて進むので、カル

バート完成時からのひびわれの進展や耐久性への影響について時系列的に把握のうえ、適切な措置につなげる必要がある。

事例数としては少ないが、ウイングのコンクリート打継不良の部分やその周辺から水が流入して鉄筋が腐食し、打継不良部から錆汁が出る場合もある。水の流入のしやすさや鉄筋の腐食の進行の速さは立地条件等により異なると考えられるので、経過観察と記録により把握のうえ、適切な措置につなげる必要がある。

2. 4 材料劣化に伴うコンクリート部材の変状

頂版・側壁・ウイングの各コンクリート部材において、ひびわれや欠損、打継目の不良部、開いた継手部付近や破損した導水工付近にうき・剥離、鉄筋露出、漏水、遊離石灰、錆汁等が見られる場合がある（写真-1）。こうした変状が見られる場合、コンクリート片の落下による利用者被害や鉄筋腐食による部材の強度低下が懸念される。

なお、変状の進展に要する時間は個々のカルバートや変状箇所毎に異なると考えられる。変状事例の整理においても、当該部材の健全性の区分がⅢ（早期措置段階）と判断されるような顕著な剥離や鉄筋露出が見られているのは概ね供用開始から 10 年以上が経過したカルバートであった。一方、健全性の区分でⅢと判断されるには至らないような剥離や鉄筋露出の有無・進行の程度は、必ずしも供用開始からの経過年数に比例するとはいえない状況であった。

漏水が見られる場合には供用開始からの経過年数によらず変状が進展しやすいと考えられる。集水地でコンクリートを貫通するひびわれがある、継手部の変状に伴って発生した隙間や導水工からの漏水があるなどにより常時コンクリートへの水の供給があり、遊離石灰や錆汁も伴うような場合には、止水の措置を行って変状の進展や耐久性の低下を抑える必要があると考えられる。

カルバート完成当時より毎回の点検では、進展が懸念されるひびわれ、漏水が懸念される箇所や既に漏水が見られる箇所、漏水の程度、止水対策の履歴、措置後の状況を記録してコンクリートへの水の流入や止水対策の状況について把握し、適切な措置につなげる必要がある。コンクリートのうき・剥離、鉄筋露出についても進展の経緯が記録され、進展速度を踏まえた措置が必要と考えられる。

2. 5 継手部の変状

継手部の変状は、継手部材の破損を契機に確認されることが多いと考えられる。継手部材の経年劣化のみによる破損で他の変状を伴わなければ、継手部の早期の補修により変状の進展可能性は低くなると考えられる。

一方、継手部のずれ・開きを伴う場合、盛土の変形や基礎地盤の沈下によるカルバートブロックの不同沈下や相対変位が生じている可能性があり、その進行状況によっても、変状の進展可能性は異なる。

盛土の変形や基礎地盤の沈下が継続する場合、継手部が破損してできた隙間から内空への土砂や水の流入、継手部を境とした内空道路面の亀裂や段差が発生することが考えられる。これらが長期的に、あるいは地震や豪雨を契機として急激に進展した場合、内空道路および上部道路の機能に支障をきたすことが考えられる。また、継手部を補修

しても、そこから同様な変状が再発する可能性も残る（写真-2）。

そこで、点検では継手部の変状が開き・ずれを伴ったものであるかどうか、要因となる盛土の変形や基礎地盤の沈下の継続可能性について着目する必要がある。例えば、水の継続的な流入が目立つ場合等は、継続可能性が高いと考えられる。また、カルバートの各ブロックや全体の挙動、現地の地盤条件・地形条件とともに、変状の発生と進展、補修歴、補修後の状況について時系列的に把握のうえ、適切な経過観察や措置につなげる必要がある。



(a) 貫通ひびわれや打継目からの発生が考えられる漏水



(d) 導水工付近の剥離・鉄筋露出



(b) 欠損部からの発生が考えられる漏水



(e) 水分が流入したコンクリートの例



(c) 継手部付近のうき



(f) 氷柱状の遊離石灰の例

写真-1 進展したコンクリート変状の例



写真-2 補修後の継手部からの漏水の例

2.6 ウイング取付部の変状

ウイング取付部の変状は、取付部の部材の破損、取付部の開き・段差、土砂や水の流出を契機に確認されることが考えられる。取付部材の破損が経年劣化のみで他の変状を伴わなければ、早期の補修により変状の進展可能性は低くなると考えられる。一方、開きや段差を伴う場合、盛土の変形や基礎地盤の沈下により、ウイングが相対変位や不同沈下を生じていることが考えられる。土砂や水の流出の継続的な流出が目立つ場合には、変状の進展や盛土の緩みの可能性が考えられる。

そこで、点検では取付部の変状が開き・段差を伴ったものであるかどうか、要因となる盛土の変形や基礎地盤の沈下の継続可能性について着目する必要がある。また、現地の地盤条件・地形条件とともに、変状の発生と進展について時系列的に把握のうえ、適切な経過観察や措置につなげる必要がある。

2.7 排水施設の不具合

排水施設の不具合としては、導水工からの漏水、排水溝の詰まりが考えられる。特に、カルバートブロック間に設けられた導水工からの漏水には注意を要する。

継手部の変状と同様、カルバートブロック間の不同沈下や相対変位に伴う部材の破損により漏水している場合、盛土の変形や基礎地盤の沈下が進行している可能性がある。補修しても同じ箇所から漏水が再発し、周辺のコンクリートの鉄筋を腐食させて、耐久性や耐荷力を低下させる可能性もある。

そこで、点検では、漏水の程度、盛土の変形や基礎地盤の沈下の持続可能性について着目する必要がある。また、現地の地盤条件・地形条件とともに、導水工破損の発生と漏水の進展、補修歴、補修後の状況について時系列的に把握のうえ、適切な経過観察や措置につなげる必要がある。排水溝の詰まりについては、適宜清掃し、排水機能を維持

させる必要が考えられる。

2.8 底版の変状

点検において確認される底版に関する変状としては、水路カルバートの坑口付近の基礎地盤が洗掘され、底版直下に空洞が発生するものや、不同沈下により発生して内空道路面の亀裂や段差として確認されるものが想定されるが、補修してその状態を維持することが困難と考えられる。また、カルバートの傾斜や盛土の崩壊への進展可能性も考えられる。

カルバート完成時より点検では、底版直下の空洞の大きさ、カルバートの顕著な傾斜の有無や程度について内空の流量や路面の状態とともに記録し、空洞やカルバート傾斜の発生や進展について時系列的に把握する必要がある。その結果や現地の地盤条件・地形条件を踏まえ、適切な時期での措置につなげる必要がある。

2.9 内空道路路面の変状

内空道路路面の亀裂・段差には、局所的に舗装材が劣化したのみで進展可能性の低いものを除けば、継手部に沿うものと、凍結融解により全体に生じるものが考えられる。

継手部に沿うものは、継手部の開き・ずれと同様、進展可能性と、内空道路の通行上支障となる大きな亀裂や段差の有無に着目する必要がある。

内空道路路面全体に生じ、凍結融解によると考えられる亀裂に対しては、凍結防止剤の散布や定期的な舗装の打替えの措置が行われる。一方で、凍結防止剤に含まれる塩分により内空の附属物の鋼製部材が腐食し、利用者被害が懸念される事例もある(写真-3)。点検では、舗装面の状態だけでなく、凍結防止剤の塩分の影響が疑われる鋼製部材や鉄筋の腐食の有無についても確認・記録されるのが望ましい。

これらの結果や補修歴をカルバート完成時より毎回の点検で適切に記録・保存し、舗装面の亀裂や段差の発生や



写真-3 照明器具の腐食の例

関連する変状の進展を時系列的に把握するとともに、補修の効果を確認しながら、適切な方法や時期での措置につなげていく必要がある。

2. 10 上部道路路面の変状

上部道路路面の亀裂・段差には、局所的に舗装材が劣化したのみで進展可能性の低いものを除けば、カルバートと盛土の境に沿うものと、凍上により幅や長さの大きなひびわれが全体に生じるものが考えられる。上部道路の亀裂・段差と併せて継手部やウイング取付部からの盛土材の流出がある場合は、上部道路直下に空洞が発生している可能性がある。

カルバートと盛土の境に沿うものは、カルバートと盛土の不同沈下を伴ったもので、進展可能性に着目する必要がある。

凍上によるものについては、上部道路の通行上支障となる大きな亀裂や段差の有無に着目する必要がある。

盛土材の流出がある場合は、その持続性や量から、上部道路直下に陥没を生じさせるような大きな空洞に進展する可能性に着目する必要がある。

これらの結果や補修歴をカルバート完成時より毎回の点検で適切に記録・保存し、舗装面の亀裂や段差の発生や変状の進展を時系列的に把握するとともに、補修の効果を確認しながら、適切な方法や時期での措置につなげていく必要がある。なお、上部道路の変状に関しては、7.1.7の変状事例整理で対象とした260事例のうち大部分の事例で確認実施や変状の有無に関する情報が点検調書等から読み取れなかった。上部道路の変状は、盛土の沈下や変形が影響していることが多く、進展した場合の道路機能への影響も大きい。平成31年2月の「シェッド、大型カルバート定期点検要領」改訂においても、内空道路とは別に上部道路についても状態を確認するよう示されたところであり、今後の点検と結果の記録・保存が望ましいと考えられる。

2. 11 盛土や基礎地盤に接している面の変状

頂版や側壁でも盛土に接している面、底版の基礎地盤に接している面は、地震時にひびわれ等の変状が生じることが想定されるが、この部分の点検は困難である。

このため、作用する荷重を適切に想定し、これに対して、十分な強度を持たせた設計が必要である。

2. 12 施工時の荷重による変状

施工時に重機等により供用後に比べて大きな上載荷重が加わる場合や、施工不良によると疑われる変状やその進展可能性については、供用後では原因の推定が困難であり、経過観察により必要な措置を行うことになると考

えられる。

このため、施工時の荷重条件や完成時点でのひびわれ等の変状を確認するとともに記録を残し、維持管理に引き継ぐ必要があると考えられる。

3. 重点的な点検が有効と考えられる変状

カルバートの点検では、2. で示したとおり、各部位に、発生要因や進展可能性の異なる複数の変状が同時に確認されることが多いため、状態の確認・記録・措置が必要な項目も多い。7.2.3でも整理したとおり、道路機能に影響を及ぼす可能性の高い変状に重点を置いて点検を行うのが効率的と考えられる。

そこで、道路機能に影響が生じる時に想定される状況の中で、影響の大きさや起こる可能性の高さから点検の重要度が高いと考えられる順に、着目すべき変状との関係を表-1に整理した。各種変状の進展可能性も併せて示した。

部材の耐久性低下・耐荷力不足や常時における盛土崩壊、上部道路路面の陥没は道路機能への影響が大きい。これらの状態に至るまでに、活荷重によるひびわれや、漏水を伴うコンクリート部材の変状、基礎地盤の沈下や盛土の変形による継手部の開き・ずれ、土砂の流入等の進展があることが想定される。これらの変状は2.でも示したとおり外見的に特徴があるため点検しやすいこと、進展可能性が高いことから、点検の頻度を増やすことや連続での観測により、変状の進展を時系列的に把握しやすいと考えられる。

変状形態によっては、施工条件、立地条件、供用状況等の条件によって進展可能性や道路機能への影響が大きく異なり、定期的な点検により変状の進行程度を確認したうえで、個別の条件を踏まえた対応が必要と考えられる場合がある。例えば、偏土圧によるひびわれはカルバートに作用する土圧分布によって、施工不良や衝突によるコンクリートのひびわれは施工状況や部材が受けた荷重によって進展可能性や道路機能への影響も変わると考えられる。

道路機能に影響を与える可能性が低い変状は、ほとんどが乾燥収縮または温度応力によるコンクリート部材のひびわれや、継手部材の経年劣化等、材料的要因で進展可能性も低いと考えられる変状である。

以上のように、変状の現れ方に特徴のある変状については、進展可能性、道路機能に影響を与える可能性ともに高く確認しやすい傾向であることから、重点的かつ継続的に点検を行い、変状の進行程度を確認することは効率的な道路機能の維持に有効であると考えられる。

表-1 点検・措置における変状形態別の重要度

重要度	道路機能に影響が生じる時に想定される状況	進展が道路機能に影響を与え得る変状形態		進展可能性
		部位	変状形態	
高 ↑	部材の耐久性低下・耐荷力不足	頂版	活荷重によるひびわれ	高
		コンクリート部材全般	漏水を伴う部材の変状	高
		継手部	基礎地盤の沈下や盛土の変形による開き・ずれ、水や土砂の流入	高
		導水工部材	基礎地盤の沈下や盛土の変形による取付不良、漏水	高
	常時における盛土崩壊、上部道路面の陥没	継手部	基礎地盤の沈下や盛土の変形による開き・ずれ、水や土砂の流入	高
		導水工部材	基礎地盤の沈下や盛土の変形による取付不良、漏水	高
		上部道路面	カルバートと盛土の不同沈下による亀裂	条件による
	内空の閉塞	継手部	基礎地盤の沈下や盛土の変形による開き・ずれ、水や土砂の流入	高
	豪雨や地震に伴う盛土崩壊、上部道路面の陥没	ウイング取付部	隙間・段差の発生、水や土砂の流出	高
		底版直下	洗掘による底版直下の空洞	高
	上部道路の路床・路盤の支持力不足	上部道路面	凍上による亀裂	条件による
	道路機能に影響が生じる場合の状況は条件による	内空道路面	継手部に沿った亀裂・段差	条件による
		頂版・側壁	偏土圧によるひびわれ	条件による
		側壁	不同沈下によるひびわれ	条件による
ウイング		アルカリ骨材反応によるひびわれ	条件による	
コンクリート部材全般		施工不良によるひびわれ	条件による	
コンクリート部材全般		衝突によるひびわれ	条件による	
コンクリート部材全般		漏水を伴わない変状	条件による	
道路機能に影響が生じる可能性が低い	排水溝	排水溝の詰まり	条件による	
	コンクリート部材全般	乾燥収縮または温度応力によるひびわれ	低	
	頂版	上載土圧によるひびわれ	低	
	上部道路面	局所的な舗装の劣化	低	
	ウイング取付部	止水材の経年劣化	低	
	導水工	導水工部材の経年劣化	低	
	継手部	継手部材の経年劣化	低	
	内空道路面	局所的な舗装の劣化	低	
	内空道路面	継手部に沿った亀裂・段差	低	
低 ↓				

4. 応力度照査による検証

変状の進展可能性があり、点検でも時系列的な変化等を重点的に確認する必要性が考えられる変状の1つに偏土圧によるひびわれがある。ここでは、カルバートの応力度照査の試行により偏土圧の影響を検討した。

7.1.7 の 7. 2 では偏土圧が作用する場合の曲げモーメント分布の試算を行い、片側の水平土圧を固定して、反対側の水平土圧を変化させた場合、反対側の水平土圧を小さくするほど、頂版における正の曲げモーメント（内空側に引張を生じさせるモーメント）の最大値が大きくなることが確認された。7.1.7 の 8. では、頂版に活荷重や偏土圧によると考えられる縦断方向ひびわれが多数生じたカルバートを例にカルバートの断面照査を試み、事例で水平方

向の顕著なひびわれが見られなかった側壁の応力度照査では、鉄筋やコンクリートの許容応力度に対して比較的余裕があることが確認された。片側の水平土圧を大きくして偏土圧を作用させた場合も、全体の曲げモーメントは増加したが、側壁の応力度照査の結果に大きな影響はなかった。

以上のことから、側壁については偏土圧の影響により変状が進展する可能性は低い、頂版については片側のみ水平土圧が小さくなる偏土圧が生じた場合に、頂版の曲げ応力が大きくなり、ひびわれが進展しやすいと考えられる。例えば、周辺盛土に緩みや変形の兆候が見られ、土圧の低下が想定される場合は、点検においても盛土の状態の変化やカルバート頂版のひびわれの進展を注意深く確認する必要が考えられる。

5. まとめ

カルバートの部材別・部位別に点検時の着眼点や設計時の留意点について整理した結果、以下のことが考えられた。

頂版・側壁・ウイングの各コンクリート部材では、特に活荷重による頂版のひびわれのように進展可能性の高い場合があると考えられる変状、偏土圧によるひびわれのように特定の位置に弱点箇所を生じ得る変状については、設計で想定した以上の過大な荷重の作用がないかの確認、経過観察が必要である。また、それ以外のひびわれも含めて、うき・剥離・鉄筋露出等に進展し得るものがないか、利用者被害防止の観点から確認と早期の措置が必要である。特に、集水地でひびわれが貫通して漏水すると、鉄筋が腐食しやすくなり、耐久性や耐荷力の低下につながるので注意を要する。

盛土の変形や基礎地盤の沈下は、継手部、ウイング取付部、カルバートブロック間に設けられた導水工、内空道路、上部道路等、多くの部位の変状の要因となる。盛土の変形や基礎地盤の沈下が要因と考えられる変状が見られた場合には、他の部材や部位における変状、二次的に生じる変状についても注意深く確認する必要がある。措置を行う場合、当該現場における盛土の変形や基礎地盤の沈下の継続可能性に応じた方法が求められるが、空間確保上の制約等から、実施可能な方法にも限りがある。そのため、供用開始後には極力生じさせないように設計・施工段階で配慮が必要で、軟弱地盤や集水地に建設される場合は特に注意を要する。

水路カルバート底版直下の洗掘、凍結融解による内空道路路面の亀裂、凍上による上部道路の亀裂・段差については、供用後に要因となる作用を常時・繰返し受けて発生し、変状が放置されて進展した時の道路機能への影響が大きいため、定期的な措置が必要と考えられる。そのため、カルバート完成時より毎回の点検において、変状の発生と措置、措置後の状況について記録、保存して、時系列的に把握することは、適切な方法や時期での措置

につながると思われる。併せて、集水地、傾斜地盤、寒冷地等の変状が発生しやすい立地条件を踏まえ、設計・施工段階での配慮が望ましいと考えられる。

カルバートの点検時に確認可能な各部材・部位に現れる変状に対しても、供用開始後に措置を行う際の方法に制約がある、変状の要因となる事象が常時・繰返し作用するため再度の措置が必要になり得るなどから、供用後の措置だけでは限界があり、立地条件等を踏まえた設計・施工の段階での配慮も必要と考えられる。

さらに、盛土や基礎地盤に接した面の変状、施工時の荷重による変状については、点検時に確認することが困難であり、極力生じさせない配慮をするとともに、施工条件や完成時の変状に関して記録を残し、供用開始後の維持管理に引き継ぐ必要があると考えられる。

カルバートの点検では、点検・記録・措置が必要な項目も多いが、変状の現れ方に特徴のある変状は、進展可能性、道路機能に影響を与える可能性も高い傾向で、重点的かつ継続的に点検を行うことは、効率的な道路機能の維持に有効であると考えられる。

偏土圧を作用させた場合の曲げモーメント分布の試算、活荷重や偏土圧による変状が生じたカルバートの構造諸元を踏まえた応力度照査の試行の結果から、周辺盛土に緩みや変形の兆候が見られ、土圧の低下が想定される場合は、盛土の状態の変化や頂版のひびわれの進展を注意深く確認する必要が考えられる。

進展可能性や道路機能に影響を生じる可能性の高い変状については、数値解析事例を増やし、変状が進展しやすい条件を明らかにして、点検手法にも反映させたい。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路土工—カルバート工指針、347p、1999
- 2) (社)日本道路協会：道路土工—擁壁・カルバート・仮設構造物工指針、308p、1987

7.4 プレキャスト部材等を活用する質の高い構造物の効率的構築に向けた設計・施工技術の開発

7.4.1 プレキャスト部材の有効活用方法の研究（土工構造物）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（施工技術チーム）

研究担当者：宮武裕昭、澤松俊寿

【要旨】

本研究は合理的にプレキャスト工法を選定する手法の開発を行うものである。令和元年度は、大型ブロック積擁壁等の躯体を梁部材として扱う場合に、ブロックの接合部において断面として見込める範囲を評価することを目的に、大型ブロック積擁壁躯体の曲げ試験を実施した。鋼製型枠を使用して大型積みブロックを製作し5分勾配で積層しても、ブロックの合端は断面として有効に機能するほどには均一かつ確実に接触していないようであり、ブロックの接合面の有効断面には胴込めコンクリートのみを考慮するのが妥当と考えられる。また、設計、施工及び維持管理におけるプレキャスト独自のメリットを活かすための製品の技術開発の今後の方向性を検討した。

キーワード：大型ブロック積擁壁、接合部、曲げ試験、機能向上

1. はじめに

我が国では建設技能労働者等が減少しており、国土交通省では平成28年を生産性革命元年と位置付けて建設現場の生産性向上、省力化に資する技術の検討を進めている。その手法の一つとしてプレキャスト部材を活用し現場でのコンクリート工を効率化することが考えられている¹⁾。擁壁、カルバート等の道路土工構造物においても、施工性の向上、コスト縮減、環境への配慮、各種現場条件への対応等の観点からプレキャスト工法を始めとした数多くの新たな技術が開発・提案され、現場で適用されてきている。一方で、プレキャスト工法はその種類が極めて多様であるため、個別の現場条件に応じて最も合理的な工法を慎重に選定する必要があるが、現状では大型ブロックを含むプレキャスト擁壁に関する技術指針類の内容は十分とは言えず、生産性向上を後押ししていくためにはこれらを早急に整備していく必要がある。

本研究は、合理的にプレキャスト工法を選定していくための手法の開発を行うものである。平成28年度は道路に用いるプレキャスト工法の中でも種類が多様な擁壁を対象として製品の実態を調査し、その構造的特徴を分類・整理した。また、大型ブロック積擁壁をはじめとしたプレキャスト擁壁の変状事例を収集・調査し、変状の形態を5つに分類した。平成29年度はプレキャストカルバートの製品実態を調査し、断面の分割、躯体の材料、内空の寸法等を整理し、その傾向を分析した。さらに、プレキャストカルバートの変状事例を収集・整理し、カルバートに発生した変状形態と推定される変状要因を類

型化し、課題点を整理した。プレキャスト擁壁については、平成28年度に類型化した変状形態に着目して静的な水平力を与える傾斜土槽模型実験及びFEM解析を実施し、変状のメカニズムを調べた。平成30年度は、大型ブロック積擁壁の積みブロックの積み方及びブロックどうしの接合部（以下「接合部」という。）の構造に応じた一体性の評価のために、間知ブロックを用いて谷積み及び布積みとしたブロック積擁壁供試体の4点曲げ試験を実施した。また、変状の発生傾向の高い、空積構造の大型ブロック積擁壁のブロック間の接合条件に着目した非線形動的FEM解析を実施した。

令和元年度は、大型ブロック積擁壁等の躯体を梁部材として考えた場合に、大型積みブロックの接合部において断面として見込める範囲を評価することを目的に、胴込めコンクリート打設時の大型積みブロックの姿勢（5分勾配、水平）の違いによるブロックどうしの接触の状態に着目し、大型ブロック積擁壁躯体の曲げ試験を実施した。また、設計、施工及び維持管理におけるプレキャスト独自のメリットを活かすための今後の製品の技術開発の方向性を検討した。

本報告書の内容は、国立研究開発法人土木研究所が公益社団法人全国土木コンクリートブロック協会と共同で実施している「大型ブロック積擁壁の設計・施工・維持管理の高度化に関する共同研究（平成30年～令和2年度）」の成果の一部である。

表1 試験ケース、コンクリートの材料強度及び最大曲げモーメント

供試体	製作 方法	コンクリートの材料試験結果						梁供試体試験結果		
		圧縮強度 (N/mm ²)		曲げ強度 (N/mm ²)		弾性係数 (*10 ⁴ N/mm ²)		ひび割れ曲げ モーメント	曲げ応力 (N/mm ²) ³	
		ブロック*1	胴Co ²	ブロック*1	胴Co ²	ブロック*1	胴Co ²	M _{crE} (kN・m)		
N-H-1	無筋コンクリート	水平	—	28.1	—	4.19	—	2.08	54.6	2.67
B-V-1	大型ブロック	5分	31.2	28.9	NA	NA	2.38	2.26	38.3	1.88
B-V-2	積擁壁供試体	勾配	31.9	29.8	4.86	3.61	2.29	2.19	38.7	1.89
B-H-1	大型ブロック	水平	31.2	28.9	NA	NA	2.38	2.26	39.1	1.91
B-H-2	積擁壁供試体		31.9	29.8	4.86	3.61	2.29	2.19	42.0	2.06

*1:大型積みブロック、*2:胴込めコンクリート、*3:全断面有効で算出(幅1,000mm, 高さ350mm)

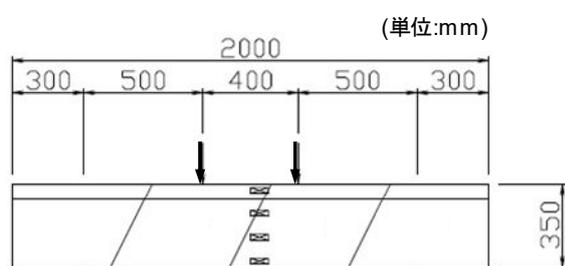


図1 供試体

耐力の関係を明らかにするには至っていないようである。平成30年度は、間知ブロックを用いて谷積み及び布積みとしたブロック積擁壁供試体の4点曲げ試験を実施し、ブロックの積み方に応じた破壊メカニズム等に関する知見を得た。

本章では、大型ブロック積擁壁の躯体を梁部材として考えた場合に、大型積みブロックの接合部において断面として見定める範囲を評価することを目的に、胴込めコンクリート打設時の大型積みブロックの姿勢(5分勾配、水平)の違いによるブロックどうしの接触の状態に着目し、大型ブロック積擁壁躯体の曲げ試験を実施した。なお、試験の実施に当たっては、コンクリートの材料特性を用いて試験結果の妥当性を確認するため、胴込めコンクリートの打継ぎ面を作らないように試験体を製作した。そのため、得られた結果に関しては、構造上の弱点となりやすいコンクリートの打継ぎ面など施工条件や施工方法による躯体の状態が考慮されていないことに留意されたい。

2.2 載荷試験の方法

ここでは、製作した供試体、試験ケース、試験装置、載荷方法及び計測項目について示す。

2.2.1 供試体及び試験ケース

表1は試験ケース、図1は供試体の概要図である。供試体は大型積みブロック用いた供試体(以下「大型ブロック積擁壁供試体」という。)及びベンチマークのためにブロックを使用せず胴込めコンクリートのみとした供試体(以下「無筋コンクリート供試体」という。)の2種類とした。供試体の形状は梁状であり、その寸法は断面高さ、すなわち控長を実物と同様の350mmとし、載荷装置の能力を踏まえて断面幅1,000mm及び長さ2,000mmとした。

大型積みブロックの模型は、図2(a)に示すとおりJISA

2. ブロック積擁壁躯体の曲げ破壊特性

2.1 概要

過年度に実施したプレキャスト製品の実態調査結果によると、新技術情報提供システム(NETIS)でプレキャスト擁壁として登録されている製品のうち約70%が大型ブロック積擁壁に分類され、これらはブロックの大きさ、接合部の構造、使用する現場打ちコンクリートの量等が極めて多様であった²⁾。大型ブロック積擁壁には控長35cmの通常のブロック積擁壁の代替として用いるものから、数メートルの控長のブロックを用いてブロック間の結合を強固にしてもたれ式擁壁とするもの等がある。そのほか、コンクリートブロックを用いた重力式擁壁、片持ち梁式擁壁等も開発されている。このような構造の擁壁の部材の安全性は、接合部に大きく影響され、接合部の一体性の程度を評価するための技術開発が必要である。ブロック積擁壁等に関する既往の調査研究は、石積(例えば3)~7)、間知ブロック(例えば8)~10)及び大型ブロック擁壁(例えば11)の擁壁躯体と背面地盤を含めた全体系の地震時挙動に関するものがほとんどで、その中でも空積を対象としたものが多いようである。とりわけ、現場打ちコンクリートを使用する練積のブロック積擁壁で、ブロックの積み方や接合部の構造に着目した研究事例は福岡ら^{12),13)}の研究しか見当たらないが、ブロックの積み方と擁壁躯体の

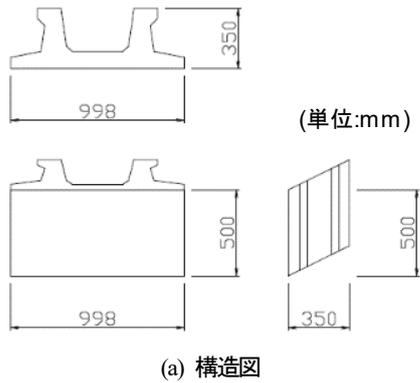


図2 大型積みブロック

5371 附属書 D の形状例を参考に、控長が 350 mm で 5 分勾配で水平積みとなる形状とした。一般的な大型積みブロックの製作工程を再現するために、図 2(b)のように鋼製型枠を使用して工場製作した。大型ブロック積擁壁供試体は、胴込めコンクリート打設時の大型積みブロックの姿勢を実験変数とした。すなわち、図 3 のように大型積みブロックの姿勢によって、ブロックどうしの接触の程度を制御することを意図している。5 分勾配の場合は実際の施工を想定しており、ブロックの自重により接合部においていくらかの接触が想定される条件である。水平の場合は、接合部において自重による接触がない条件である。5 分勾配又は水平に大型積みブロックを設置した後、塗装合板により胴込めコンクリートの打設のための型枠として、供試体の外形を組み立てた。その後、胴込めコンクリートを打設して、パイプレータで締め固めた。道路土工—擁壁工指針¹⁴⁾では胴込めコンクリートの設計基準強度は 18 N/mm² 以上とされているが、道路のブロック積擁壁の胴込めとして使用されているコンクリートの実態を踏まえ、本実験では胴込めコンクリートの呼び強度を 21 とした。粗骨材の最大寸法は 20 mm とした。

試験の数量は、無筋コンクリート供試体は 1 体、その他のケースは 2 体ずつとした。

供試体の載荷日材齢において、大型積みブロック及び

胴込めコンクリートの圧縮強度試験及び曲げ強度試験を実施した。

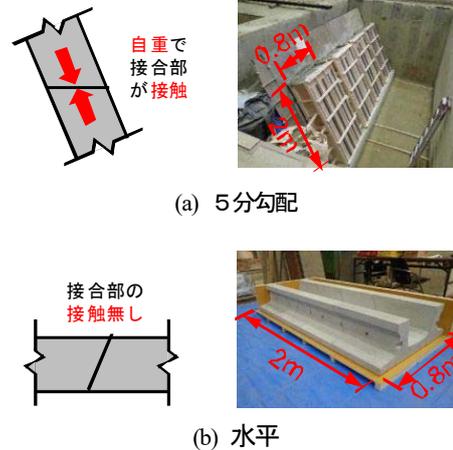


図3 供試体の製作方法



図4 実験のセットアップ

2.2.2 試験装置及び載荷方法

図 4 は実験のセットアップである。図 1 に示したように等曲げモーメント区間を 400 mm、せん断スパンを 500 mm とした 4 点曲げとした。等曲げモーメント区間の寸法は、接合部が等曲げモーメント区間に収まるように設計した。鉛直荷重載荷点及び支点には丸鋼を設置した。油圧ジャッキにより鉛直荷重を載荷した。載荷プログラムは単調載荷として、供試体が破壊するまで静的に載荷した。

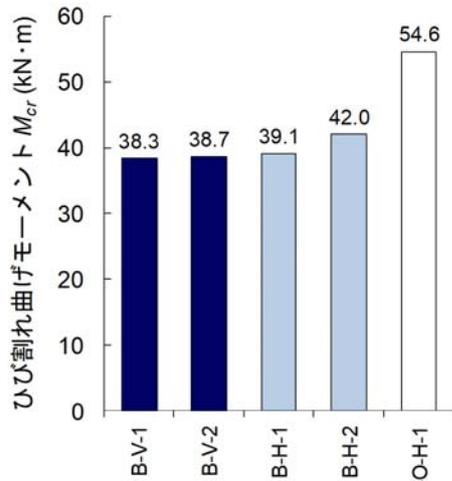
載荷方向は、擁壁の背面側が引張となる曲げモーメントが載荷されるようにした。

2.2.3 計測方法

ロードセルにより載荷荷重を、変位計により載荷点変位をそれぞれ測定した。図 3 のように等曲げモーメント区間の中央付近で供試体側面にひずみゲージを 4 点設置し、曲げひずみを測定した。

2.3 載荷試験の結果

すべての試験において、等曲げモーメント区間内の接合部において曲げひび割れが発生し、供試体が脆性的に

図5 ひび割れ曲げモーメント M_{cr}

破壊した。載荷荷重—載荷点変位関係は線形的で、概ね $0.2\text{ mm} \sim 0.25\text{ mm}$ の変位で破壊した。図5には試験で得られたひび割れ曲げモーメント M_{cr} を示す。ここで、使用した供試体は無筋構造であることから、試験における最大曲げモーメントをひび割れ曲げモーメントとして扱っている。また、表1にはこのひび割れ曲げモーメント M_{cr} を用いて断面の高さを 350 mm とした場合の曲げ強度の一覧を示した。図5によると、大型ブロック積擁壁供試体において、供試体の製作の方法を水平及び5分勾配としても、有意な差は認められないようである。

図6は、5分勾配のケースにおける供試体の前面側、すなわち載荷試験において圧縮側となる面における接合部の様子を示したものである。供試体を観察したところ、ブロックの接合面には薄いカードが入る程度の隙間があり、明らかに密着していないようであった。

2.4 考察

載荷試験の結果、大型ブロック積擁壁供試体はいずれも接合部で破壊した。最大曲げモーメント、すなわちひび割れ曲げモーメントは、胴込めコンクリート打設時の大型積みブロックの姿勢によらず同程度であった。供試体を観察したところ、5分勾配で製作した供試体において、ブロックの接合面には隙間が認められた。ブロックどうしは明らかに接触しておらず、これがひび割れ曲げモーメントが同程度であった要因と考えられる。本試験では、大型積みブロック模型は、一般的な大型積みブロックの製作工程を再現するために、鋼製型枠を使用して製作した。しかしながら、そのような製作方法によったとしても、ブロックの製作精度、ブロック据付け時の施工精度、据付け時のブロックの重心等の影響により、断面として有効に機能するほどには接合部は均一かつ

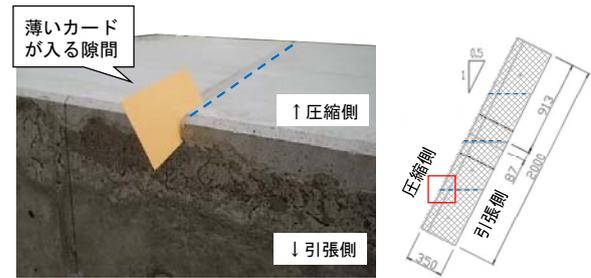


図6 ブロックの合端の状態

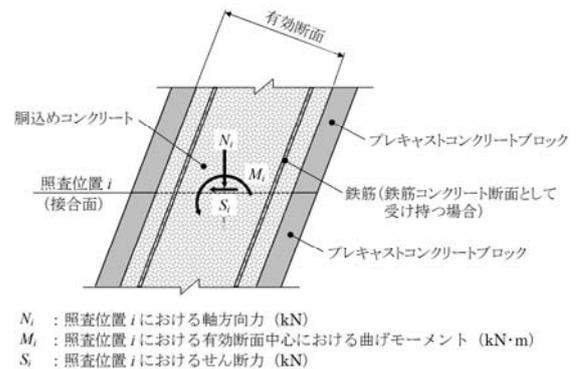


図7 接合部の照査（接合方法に胴込めコンクリート及び鉄筋を用いた場合の例）

確実に接触していないということのようである。

大型ブロック積擁壁等のコンクリートブロックを接合する構造の擁壁は、ブロックが接合後に一体で挙動する梁部材としてみなせるように、接合部に生じる断面力に対し構造上必要な強度を確保することが求められる。そのために、ブロックの接合面において擁壁を梁部材と考えて部材の安全性の照査を行うが、載荷試験の結果を踏まえると、安全側に評価するためには有効断面は図7のように胴込めコンクリートのみを考慮するのが妥当と考えられる。すなわち、

- 1) 曲げモーメント及び軸方向力の作用に対しては、接合部において胴込めコンクリートのみを用いる場合には無筋コンクリート断面として、また、胴込めコンクリート及び鉄筋を用いる場合には、胴込めコンクリートを有効断面とする鉄筋コンクリート断面として受け持つものとする。
- 2) せん断力の作用に対しては、接合面における胴込めコンクリートが受け持つものと考え、接合面のコンクリートブロックどうしの摩擦による分担は期待しない。

なお、コンクリートブロックを断面に見込む場合には、接合部をマッチキャスト等のコンクリートブロックど

うしが確実に一体化される構造としたうえで、実験等により接合面においてブロックが部材断面として有効に機能することを確認しておくのが良いと考えられる。

3. プレキャスト部材の機能向上に資する付加技術開発の方向性検討

3.1 概要

大型ブロック積擁壁を含むプレキャスト部材は、単純なコスト比較では現場打ちコンクリートと比べて必ずしもメリットがでるものではなく、施工、維持管理等の段階において活かすことのできるプレキャストならではの良さを強調していく必要があると考えられる。そのためには、現状の技術に加え、現場ニーズに即した機能向上に対応できる付加技術の方向性を整理し、これに基づいて製品の技術開発が促進されることが効率的と考えられる。

本章では、冒頭で述べた共同研究において、プレキャスト部材の機能向上のための付加技術の開発の方向性について議論した現時点の結果を述べるものである。

3.2 付加技術の開発の方向性の例

道路土工構造物を新設又は改築する場合の一般的技術基準である道路土工構造物技術基準¹⁹⁾では、道路土工構造物に関する基本的事項として「道路土工構造物の新設又は改築にあたっては、使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、施工品質の確保、維持管理の確実性及び容易さ、環境との調和並びに経済性を考慮しなければならない。」とされている。本検討においても、この基本的事項を意識した。また、どの段階で、誰に対して活かすことのできる技術とするか、といった「段階」と「対象者」に着目した。「段階」に関しては、基本的事項を考慮したうえで、設計、施工及び維持管理に分類し、「対象者」に関しては、道路管理者、コンサルタント、施工者及び道路利用者を想定した。さらに人口減少及び高齢化による技術者不足を踏まえると、技術者の経験に応じて支援に必要な技術も異なってくるものと考えられることから、対象者をさらに、共通、経験豊富及び経験浅に細分した。表2は、このような分類をマトリクスで表し、これに関連業団体内でのアンケート等をおして機能向上の方向性を議論した現時点の結果に基づいた例を示したものである。例えば、施工段階での経験の浅い施工者に対する機能向上の方向性としては、適切な施工管理を支援する構造のブロックの開発があげられる。2章で述べた通り、コンクリートブロックを用いた構造の擁壁の部材の安全性は、接合部に大きく影響される。したがっ

て、そのような位置に施工目地を設けないように配慮すると、胴込めコンクリートを打ち継ぐ位置は、ブロックの接合面でない位置とすることが適当である。このような施工管理が適切になされるように、ブロックの内側に適切な高さでの胴込めコンクリートの打止め管理を促す目印を付与(即席カップめんのカップ内側に表記された、お湯を注ぎ入れる高さの目安の線に類したもの)した構造としていくことが合理的と考えられる。また、維持管理段階での点検を実施するであろうコンサルタントに対する機能向上の方向性の例としては、点検を容易に実施できるように、足場工等を容易に取り付けられるようにあらかじめ配慮した構造のブロックとすることなどがあげられる。

なお表2は、今後議論を深め、具体のイメージ等を検討していく予定であり、あくまでも現時点の例を示したものであることに留意されたい。

4. まとめ

本報では、大型ブロック積擁壁の躯体を梁部材として考えた場合に、ブロックどうしの接合部において断面として見込める範囲を評価することを目的に、大型ブロック積擁壁躯体の曲げ試験を実施した。また、設計、施工及び維持管理におけるプレキャスト独自のメリットを活かすための今後の技術開発の方向性を検討した。本報の範囲で得られた知見を以下に示す。

- 1) 載荷試験の結果、大型ブロック積擁壁は胴込めコンクリート打設時の大型積みブロックの姿勢(水平、5分勾配)によらずいずれもブロックどうしの接合面で破壊し、ひび割れ曲げモーメントは同程度であった。
- 2) 接合部を目視観察したところ、5分勾配で製作した供試体においてブロックの接合面には隙間が認められた。大型積みブロック模型を鋼製型枠を使用して製作したとしても、ブロックの製作精度、ブロック据付け時の施工精度、据付け時のブロックの重心等の影響により、断面として有効に機能するほどには接合部は均一かつ確実に接触することは期待しがたい。
- 3) 壁を梁部材と考えた場合のブロックの接合面における部材の安全性の照査では、胴込めコンクリートのみを有効断面として考慮するのが妥当と考えられる。
- 4) プレキャスト部材の機能向上に資する付加技術について、設計、施工及び維持管理の「段階」と、道路管理者、コンサルタント、施工者及び道路利用者並

表2 機能向上の方向性 (例)

段階 対象者		設計	施工	維持管理
道路 管理 者	共通	●設計の容易さ及び設計ミスの抑制 ◆ライフサイクルコストの最小化 ▼景観への配慮	■資材調達の手続きの円滑化 (製品・資材の運搬経路 情報提供支援) ■施工管理の合理化 (検査の簡略化)	▲現地において基礎情報取得が可能なブ ロック構造 (擁壁基本構造、製品基本情報)
	経験 豊富	◆計画製造等による製品コスト削減		▲3次元測量等の実施の容易さに配慮した ブロック構造
	経験 浅	●設計の容易さ及び設計ミスの抑制		▲PCa 製品特有の点検項目
コン サ ル タ ン ト	共通	●設計の容易さ及び設計ミスの抑制		▲体系化した変状、補修・補強事例の提供 ▲変位、傾斜等の定量的測定が容易なブロッ ク構造 ▲足場工等が取付け可能なブロック
	経験 豊富	▼景観への配慮	■施工計画の高度化による手戻りの縮減	
	経験 浅	●設計の容易さ及び設計ミスの抑制	■施工品質の確保 (現場打と PCa の施工工程の違いによる手 戻りの縮減)	▲PCa 製品特有の点検項目の体系化
施 工 者	共通		■足場工等が取付け可能なブロック ■現場打と PCa の施工工程の違いによる手 戻りの縮減	
	経験 豊富		■施工計画の高度化による手戻りの縮減	
	経験 浅	■人材・人手不足への対処 (現場条件に応じ た効率化例の提供)	■適切な施工管理を支援する構造のブロッ ク ■人材・人手不足への対処 (オールプレキャ スト化)	
道路 利用者	▼環境との調和 ●構造上問題のない変状での不要な不安感 の解消	▼周辺地域への配慮	●構造上問題のない変状での不要な不安感 の解消	

●：使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、■：施工品質の確保、▲：維持管理の確実性及び容易さ、▼：環境との調和、◆：経済性

びに経験に応じて細分した「対象者」ごとに、付加技術の開発の方向性を検討し、一例を示した。今後議論を深め、具体的なイメージ等を検討していく予定である。

参考文献

- 1) 神鳥博俊：コンクリート構造物の生産性向上について (プレキャスト活用による生産性向上)、建設マネジメント技術、8月号、pp.19-22、2015
- 2) 澤松俊寿、宮武裕昭：道路土工におけるプレキャスト擁壁の構造的特徴、第72回土木学会年次学術講演会講演概要集 (CD-ROM)、III-427、pp.853-854、2017
- 3) 太田直之、杉山友康、岡田勝也、鳥井原誠、山本彰、山田祐樹：間知石による石積壁の地震時変形メカニズムに関する実験的研究、土木学会論文集F、第62巻、2号、pp.213-225、2006
- 4) 田中邦熙、新谷洋二、山田清臣：石垣断面解析にFEMを適用するための問詰部の考え方と解析事例、土木史研究、第18号、pp.491-501、1998
- 5) 太田直之、杉山友康、岡田勝也、布川修、鳥井原誠、山本彰、山田祐樹：正弦波で加振した石積壁の変形挙動に対する静的解析法の適用、土木学会論文集F、第65巻、3号、pp.346-355、2009
- 6) 村上友基、沼田宗純、目黒公郎：2次元拡張個別要素法による石垣構造物の地震動応答解析、土木学会論文集A1 (構造・地震工学)、第70巻、4号、pp.I_506-I_512、2014
- 7) 酒井久和、山地智仁、小川悟史：不連続変形法に基づく2001年芸予地震時の石積み擁壁の崩壊シミュレーション、土木学会論文集A1 (構造・地震工学)、第65巻、1号、pp.575-580、2009
- 8) 佐藤誠、橋本隆雄、池本敏和、宮島昌克：地震時における間知ブロック積擁壁の安定性に関する実験的研究、土木学会中部支部研究発表会、I-047、pp.93-94、2010
- 9) 池本敏和、森雅士、宮島昌克、橋本隆雄、村田晶：振動台

7 社会インフラの長寿命化と維持管理の効率化を目指した更新・新設に関する研究

- を用いた間知ブロック積み擁壁の振動特性と破壊機構に関する実験的研究、土木学会論文集、第 67 巻、2 号、pp.107-112、2011
- 10) 平出務、御子柴正、三上和久：空積みブロック宅地擁壁の地震時挙動と簡易補強法に関する研究、日本地震工学シンポジウム論文集（CD-ROM）、pp.3-10、2010
- 11) 原洋介、長嶋文雄、竹田岳史：ブロック擁壁-砂地盤連成系の擬似立体個別要素解析手法、地震工学研究発表会、第 27 巻、pp.196-196、2003
- 12) 福岡正巳、杉木六郎、今村芳徳、戸田晴彦：コンクリートブロック積みのモデル強度試験研究（その 1）、東京理科大学工学部土木工学科、50 p.、1979
- 13) 福岡正巳、今村芳徳：コンクリートブロック積みのモデル強度試験研究（その 2）、東京理科大学工学部土木工学科、33 p.、1980
- 14) 日本道路協会：道路土工-擁壁工指針、342 p.、2012
- 15) 国土交通省：道路土工構造物技術基準、2015
(<http://www.mlit.go.jp/road/sign/kijyun/bunya02.html>)

7.4 プレキャスト部材等を活用する質の高い構造物の効率的構築に向けた設計・施工技術の開発

7.4.2 プレキャスト部材の有効活用方法の研究

担当チーム：材料資源研究グループ

研究担当者：古賀裕久、中村英佑、櫻庭浩樹

【要旨】

本研究では、プレキャスト部材のさらなる活用に向けて、プレキャスト部材の製造過程や接合部に着目し、品質の評価技術を検討している。令和元年度は、蒸気養生を用いることからプレキャスト部材で発生するリスクが高まることが懸念される劣化メカニズムの一つ、遅延エトリンタイト生成に関する検討として、蒸気養生条件が部材内部の温度に及ぼす影響を検討した。その結果、プレキャスト部材の配合条件や蒸気養生条件等によっては遅延エトリンタイト生成が生じる目安の温度以上になるおそれがあることを確認した。また、プレキャスト部材の外観に関する要求が高いことを踏まえ、軽微な物も含めてプレキャスト部材特有の外観変状事例を収集した。

キーワード：プレキャスト部材、蒸気養生、遅延エトリンタイト生成、外観変状、耐久性

1. はじめに

プレキャスト部材（以下、PCa 部材）は、製品工場や現場ヤードにおいて製造するため天候の影響を受けにくく、安定して製造できることなどから、生産性の向上や構造物の長寿命化に資する技術として期待されている。しかし、現状の技術規準類は現場打ちコンクリートを主体に整備されているおり、PCa 部材の設計や製造・施工については、必ずしも明確でない点がある。PCa 部材を有効に活用していくためには、次の課題の解決が必要と考えている。

1) PCa 部材の製造は、蒸気養生が用いられるなど、現場打ちコンクリートにはない特徴がある。これが PCa 部材の品質や不具合に及ぼす影響を確認し、受け入れ検査の考え方を整理する必要がある。

2) PCa 部材を用いて一定規模以上の構造物を構築する場合、PCa 部材同士または PCa 部材と現場打ちコンクリート部材との接合部が必要となる。また、施工条件等の要因から鉄筋継手位置が一断面に集中するいわゆる全数継手になるため、接合部の品質の確保が重要となる。

以上の背景から、平成 28 年度は、PCa 部材の製造過程が品質に与える影響について、既往研究等から調査を行い、これまでに得られた知見の整理と課題の抽出を行った。

平成 29 年度は、PCa 部材の接合部における鉄筋継手として機械式鉄筋継手を用いる場合の留意事項に関する検証実験等の計画を作成して検討を開始し、一部のケースについて実験結果をとりまとめた。

平成 30 年度は、平成 29 年度に開始した実験を継続し、得られた知見に基づいて「プレキャストコンクリート構

造物に適用する機械式鉄筋継手法ガイドライン」をとりまとめた²⁾。このガイドラインは、コンクリート生産性向上検討協議会を通じて周知された。

令和元年度は、蒸気養生を用いて製造される PCa 部材で発生するおそれがあり、耐久性への影響が深刻になり得る遅延エトリンタイト生成（以下、DEF）に関する基礎的な検討を行った。また、プレキャスト部材の外観に関する要求が高いことを踏まえ、軽微な物も含めて、プレキャスト部材特有の外観変状事例を収集した。

2. DEF の発生条件と蒸気養生規定の整理

2.1 DEF の概要

DEF は、硬化後のコンクリートにおいてエトリンタイトが生じて膨張し、コンクリートにひび割れが生じる劣化である。エトリンタイトは、コンクリートの硬化過程で生成される物質であり、特殊なものではない。また、コンクリートが十分硬化する前にエトリンタイトが生成しても、変状の原因とはならない。

しかし、蒸気養生などによって、コンクリートの内部が、ある一定以上の高温になると硬化過程で生成されたエトリンタイトが分解されるおそれがある。分解されたエトリンタイトは、コンクリートが硬化した後の水分供給等の条件によっては、再生成して膨張する場合がある。この際の膨張は、類似の劣化であるアルカリシリカ反応による膨張よりも顕著に大きいことが知られており、DEF が発生すると深刻な劣化状態に至ることが懸念される。

PCa 部材は、蒸気養生を用いて製造されるため、その

表-1 蒸気養生方法に関する規定

団体	前養生	昇温速度	最高温度	降温
国土交通省 ⁷⁾	2h 以上	15°C/h 以下	65°C以下	—
道路協会 ⁸⁾	2h 以上	15°C/h 以下	65°C以下	—
土木学会 ⁹⁾	2~3h 以上	20°C/h 以下	65°C以下	徐々に
プレストレスト・コンクリート 建設業協会 ¹⁰⁾	3h 以上	15°C/h 以下	65°C以下	—

※表中の温度は、雰囲気温度である。

管理が適切でないと部材内部が高温になるおそれがある。現時点では、DEF の発生事例の報告は多くないが、今後、PCa 部材の活用に向けて、その発生リスクを検討する必要があると考えられる。これを踏まえ、以降の節では、DEF の発生条件および蒸気養生方法に関する規定を整理した。

2. 2 DEF の発生条件

DEF の発生事例は、比較的寸法の小さい側溝等の PCa 部材で報告されている³⁾。これまでの研究で、DEF が発生する条件としては、①コンクリートの温度が 70°C 以上となる場合、②硫酸塩・アルミネート相が十分に含まれたセメントを使用した場合、③アルカリ量が多い場合、④ 20°C 程度の常温で水分が供給される環境下に置かれる場合、の各条件が重なる場合に DEF が発生する可能性が高い⁴⁾ ことが分かってきている。

①については、表-1 に示すように最高温度 65°C 以下とすることが規定されているが、3000mm×800mm×640mm の試験桁を 60±5°C の設定で蒸気養生を行った場合、コンクリート内部の温度は最大で 80°C を超えたとの報告がある⁵⁾。そのため、コンクリート内部の温度を適切に管理する方法が必要と考えられる。

②については、早強ポルトランドセメントや白色ポルトランドセメントは比較的 DEF が生じやすく、中庸熟、高炉 B 種、フライアッシュ B 種は DEF が生じにくいことが報告されている⁶⁾。DEF を避ける観点では、早強ポルトランドセメントが用いられている PCa 部材に混和材を添加することも有効と考えられる。

③については、アルカリ量の規制値などは明確になっていないのが現状である。④については、後養生に湿潤養生を行うことは耐久性向上に重要であること、水分の供給されやすい場所で供用される可能性もあることなどから、これ以外の対策で DEF 対策を行う必要があると考えられる。

2. 3 蒸気養生方法に関する規定

PCa 部材の製造過程では、常圧蒸気養生が一般的に行われている。ここでは、国内の主な団体による蒸気養生時の雰囲気温度に関する規定を比較する(表-1)。

JIS A 5364:2016 (プレキャストコンクリート製品一材

料及び製造方法の通則) では、「脱型時に有害なひび割れ、剥離、変形等がなく、品質を満足する結果が得られる方法」と規定されており、具体的な条件については記述されていない。

国土交通省関東地方整備局が制定した関東地方整備局土木工事共通仕様書⁷⁾ および道路協会が発行している道路橋示方書⁸⁾ では、コンクリートの打込み後 2 時間以上経過(前養生)してから蒸気養生を開始し、温度上昇は 15°C/h 以下、養生中の温度は 65°C 以下とすることが規定されている。

土木学会が発行しているコンクリート標準示方書[施工編]⁹⁾ では、蒸気養生の設定は次のように定めていることが多いことを示している：前養生は 2~3 時間、昇温速度は 20°C/h 以下、最高温度は 65°C、降温時は徐々に温度を下げる。

プレストレスト・コンクリート建設業協会が発行している設計・製造便覧¹⁰⁾では、蒸気養生の開始はコンクリート練混ぜ後 3 時間以上経過後、温度上昇は 15°C/h 以下、最高温度は 65°C 以下とするのが望ましいとしている。

いずれも、前養生は 2~3 時間、昇温速度は 15~20°C/h 以下と急な温度上昇としない、最高温度は 65°C 以下と高くし過ぎないように規定されており、降温も徐々に行う方が良いとされている。

なお、既往研究では、前養生、昇温速度および降温の条件によっては、コンクリートの表面に、微細ひび割れが生じることを示している¹¹⁾。これらの条件では、前養生、降温、昇温速度の順に影響が大きいことが報告されている。前養生については、前養生時間が短いと硬化前のペーストと骨材との膨張量の差が大きくなり、ひび割れが生じることが述べられている。降温については、急激に温度が低下すると、コンクリートの中心と表面とのひずみ差や鉄筋の拘束の影響で、ひび割れが生じることが述べられている。昇温速度については、ある程度硬化が進行しているため、前養生ほど影響は大きくないことが述べられている。よって、DEF の発生の目安になる最高温度以外の項目についても、蒸気養生条件によっては、ひび割れが生じて耐久性に影響を及ぼすおそれがあることに留意が必要である。

3. 蒸気養生条件がPCa 部材内部の温度に及ぼす影響

本章では、前章での DEF の発生条件と蒸気養生条件の整理を踏まえて、PCa 部材を対象に蒸気養生を考慮した熱伝導解析を行い、蒸気養生条件が PCa 部材内部の温度に及ぼす影響を検討した。

3.1 検討方法

コンクリートの熱伝導解析を行うためには、発熱量を適切に考慮する必要がある。発熱量を考慮する方法としては、断熱状態におかれたコンクリートの温度上昇量を実験的に求め、実験結果に基づいた数式(以下、断熱温度上昇式)を用いる方法が一般的である。断熱温度上昇式は、マスコンクリートのひび割れ制御指針 2016 (以下、ひび割れ指針) 等で提案されている⁴⁾。しかし、提案されている断熱温度上昇式は、現場打ちを想定したものであり、蒸気養生による水和反応の促進効果は考慮されていない。

断熱温度上昇式に、蒸気養生の影響を考慮する方法として、断熱温度上昇特性に関する要素試験を行って断熱温度上昇式のパラメータを定める方法¹²⁾や、PCa 部材の測定温度と近くなるようにパラメータを仮定する方法¹³⁾が報告されている。前者の方法では、要素試験の範囲内であれば、PCa 部材内部の温度を精度よく再現できることが示されている¹²⁾。

そこで、本報では、既往研究¹²⁾で提案されている蒸気養生を考慮した断熱温度上昇式を用いて、蒸気養生条件が、PCa 部材内部の温度に及ぼす影響を検討した。

検討対象は、既往研究¹²⁾と同様にプレテンション T 桁 (JIS 桁) とし、桁高は 1100mm とした。コンクリートは、設計基準強度 50N/mm²、W/C36%、単位セメント量 428kg/m³ (早強ポルトランドセメント) とした。

なお、2.2 節で上述したとおり、DEF は側溝等の比較的寸法の小さい PCa 部材で報告されている³⁾。しかし、報告されている事例の配合条件における蒸気養生を考慮した断熱温度上昇特性は現時点で明確ではないため、本報ではまずプレテンション T 桁を対象に試算を行った。これ以外の配合における断熱温度上昇特性は、今後実験的に求める予定である。

断熱温度上昇式は、既往研究¹²⁾のとおり、ひび割れ指針で提案している式(1)を基本とし、断熱温度上昇速度係数 γ と温度上昇速度係数 S を蒸気養生の影響を考慮したものを用いた。

$$Q = Q_{\infty} [1 - \exp\{-\gamma(t - t_0)^S\}] \quad (1)$$

ここに、断熱温度上昇量 (°C)、 t : 材齢 (日)、 Q_{∞} : 終局断熱温度上昇量 (°C)、 t_0 : 発熱開始材齢 (日)、 γ : 断熱温

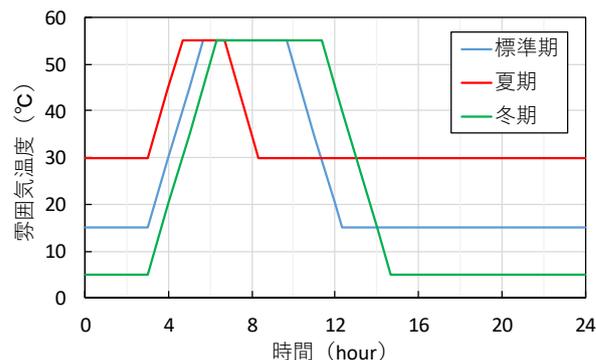


図-1 蒸気養生の設定

度上昇速度係数、 S : 温度上昇速度係数

終局断熱温度上昇量 Q_{∞} と発熱開始材齢 t_0 は、ひび割れ指針で提案されている、単位セメント量と打込み温度を関数とした式から算出した。

断熱温度上昇速度係数 γ と温度上昇速度係数 S は、既往研究で提案されている式(2)、式(3)を用いた¹²⁾。

$$\gamma = 16.861 \exp(0.0319T_a) \quad (2)$$

$$S = 3.1 \quad (3)$$

ここに、 T_a : 打込み温度 (°C)

コンクリートの特性は、ひび割れ指針の参考値を使用し、熱伝導率 2.7W/m°C、比熱 1.15kJ/kg°C、密度 2400kg/m³ とした。打込み温度は、蒸気養生温度に 5°C を加えた値を仮定した。熱伝達面のコンクリート打込み面および鋼製型枠の熱伝達率は、それぞれ 14W/m²°C とした。

蒸気養生の蒸気養生温度は、表-1 の規定およびプレキャストメーカーへのヒアリングによる蒸気養生の実態を参考に、図-1 のように標準期、夏期、冬期を設定した。それぞれの打ち込み温度は、20°C、35°C、10°C である。PC 桁を製造するプレキャストメーカーへのヒアリングの結果、最高温度の設定は 55°C 以下であり、夏期に脱型強度が十分に確保できる場合には、蒸気養生は実施しないとの回答を得た。図-1 に示した夏期の設定は、蒸気養生開始時の打ち込み温度が 35°C で、蒸気養生の実施は過剰となることを想定して設定したものである。

熱伝導解析には、数値解析ソフトウェアである ASTEA-MACS を使用し、境界条件が部材軸方向に同一であることを考慮して、2次元での解析とした。また、部材断面の中央で線対称であることを考慮し、中央部を断熱境界として部材断面の半分を解析対象とした。なお、3次元で解析しても、同一の結果が得られることは確認した。

3.2 検討結果と考察

2.2 節で上述したとおり、DEF が生じる目安のコンク

リート温度は 70°C以上とされているため、この温度に着目して結果を述べる。

標準期の蒸気養生設定における最大温度時の温度分布を図-2に示す。断面の中央部の温度が高くなり、上フランジの下方付近で最大 67°C程度を示した。

最大の温度を示した節点における温度履歴を図-3に示す。また、標準期の解析において、式(2)、式(3)を使用せずに、一般的な断熱温度上昇式を用いた場合の結果も併せて示す。

結果として、蒸気養生により部材内部の温度が過剰になることを想定した夏期では、部材内部温度が 80°Cを超えた。ただし、この温度は部材断面中央部の結果であり、DEFの発生条件である水分供給の影響が穏やかな部位であるため、この部位での発生リスクは小さいと推察される。

標準期の解析において、蒸気養生の効果を考慮しない断熱温度上昇式を用いた場合には、最大温度が 20°C以上異なった。単純に雰囲気温度を蒸気養生の設定にのみでは、部材内部の温度は顕著に異なることを確認できた。

最大温度を示した位置のウェブ水平方向における部材内部の温度分布を図-4に示す。夏期の場合には、部材表面付近でも 70°C以上を示した。このことから、プレテンションT桁において、夏期の雰囲気温度と蒸気養生条件によっては、DEFが発生する条件の目安となるコンクリート内部の温度が 70°C以上となるおそれがあると考えられる。

今後は、他の PCa 部材として、ボックスカルバートや擁壁等を対象として同様に検討し、配合、部材寸法および蒸気養生条件等が PCa 部材内部の温度に及ぼす影響を検討したい。また、蒸気養生の実態として、蒸気養生に用いられる熱源の種類、熱源付近の局所的な高温部の影響等について把握したい。

4. プレキャスト部材の外観変状事例

プレキャストコンクリートの表面品質への要求が高いことが指摘されており¹⁴⁾、例えば、耐久性への影響が軽微なごく表層の網目状の模様などに対しても補修する場合がある。このような要求があること理由としては、プレキャスト製品特有の外観変状についての知見が必ずしも十分ではないことが考えられる。

このような背景から、各地のプレキャストコンクリート工場に対して、外観変状の発生状況についてヒアリングを行って調査を開始した。本稿では、現時点までに得られた事例の分類といくつかの事例を紹介する。

図-5に外観変状の分類を示す。製造後の保管状況に関する変状が 14 件、製造条件に関する変状が 20 件であっ

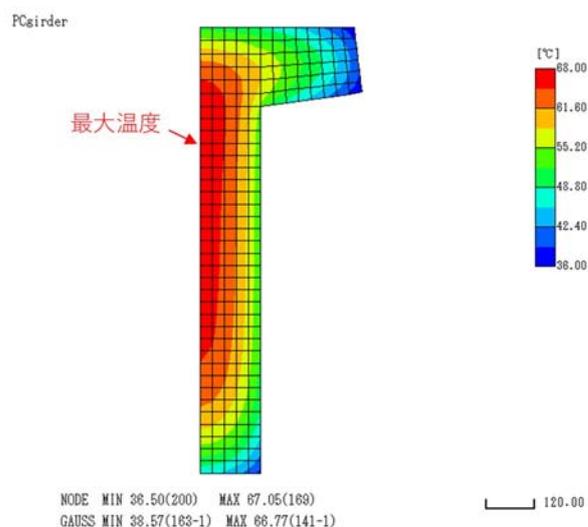


図-2 最大温度時の温度分布（標準期）

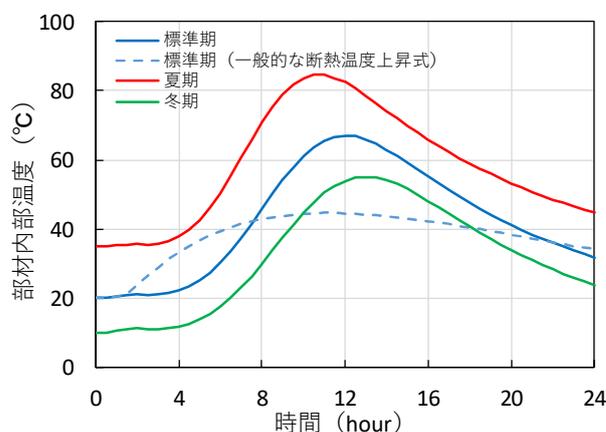


図-3 部材内部の温度履歴

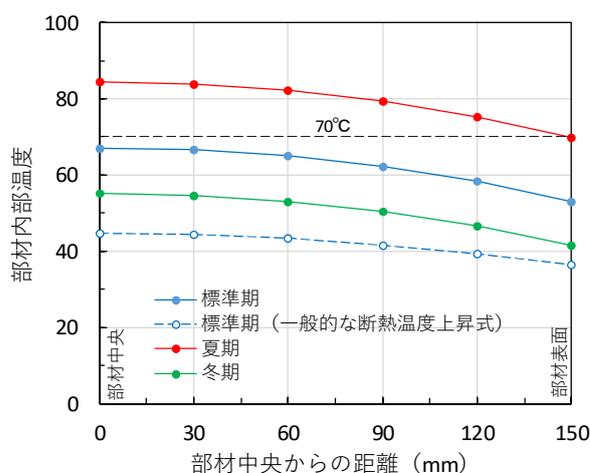


図-4 部材内部の温度分布

た。

製造後の保管状況に関する変状として、例えば、集積用台木による変色（集積条件）、エフロレッセンスの発生や雨掛かりによる汚れ（硬化後の環境条件）、などが報告された。

製造後の保管状況に関する変状の例として、集積用台木による変色事例を写真-1に示す。部材の積み保管の際に、濡れた台木などの緩衝材を使用したため、台木をおいた部分が継続的に湿潤状態となって部分的に養生条件が異なるコンクリートとなり、当該箇所が黒く見えた事例である。また、類似の事例として、部材の段積み保管の際に、比較的新鮮な台木を使用したことにより、台木に含まれていた木汁が染み出してコンクリート表面に付着した場合もある。

製造条件に起因する変状として、カーボンを含んだ骨材の使用による黒ずみや、黄鉄鋼を含む骨材の使用によるさび汁の発生（材料）、棒状バイブレータの挿入跡（締固め）、部材表面全体でのレイトランスの発生や水中養生に用いた水の成分による変色（養生）などが報告された。

製造条件に起因する変状の例として、水路内面ハンチ部が黒く変色した事例を写真-2に示す。カーボンを含んだ碎石細骨材を使用することにより発生したものである。

写真-2の事例を対象として調査したものではないが、ある既往研究では、石灰岩と粘板岩で構成される碎石中に黒色の物質が含まれており、その約5%にカーボンが含まれていたこと、未燃カーボンを多く含むフライアッシュのように、化学混和剤の種類によっては空気連行性能などに影響を与え、フレッシュ時の空気量が低下するおそれがあることが報告されている¹⁵⁾。また、カーボンの混入により、エントレインドエアの経時的な安定性が低下し、硬化後の空気量が不十分になって耐凍害性に劣るおそれがあることも指摘されている¹⁵⁾。このような材料が使用される場合は、それを考慮した適切な配合検討がなされている必要があると考えられる。今後、このような観点で、外観変状が耐久性に及ぼす影響を精査する予定である。

5. まとめ

令和元年度は、蒸気養生を用いて製造されるPCa部材で発生するおそれがあるDEFに関する基礎的な検討として、蒸気養生条件がPCa部材内部の温度に及ぼす影響を検討した。また、プレキャスト部材の外観に関する要求が高いことを踏まえ、軽微なものも含めて、プレキャスト部材特有の外観変状事例を収集した。以下に、本報のまとめを示す。

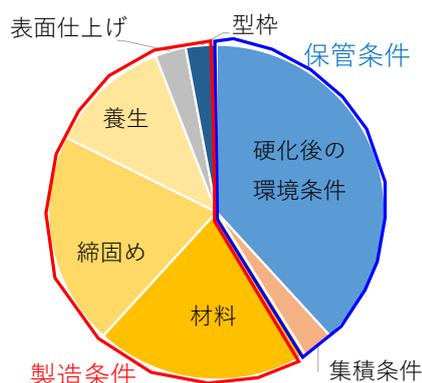


図-5 外観変状の分類



写真-1 台木の設置による変色事例



写真-2 水路内面ハンチ部の黒い変色事例

- 1) プレテンションT桁を対象に、蒸気養生条件が部材内部の温度に及ぼす影響を検討した結果、夏期を想定した雰囲気温度で、過剰な蒸気養生を実施した場合には、部材表面付近でDEFが発生する条件の目安となる70℃以上になり得ることを示した。今後は、DEFのリスクを把握するために、配合、部材寸法、雰囲気温度および蒸気養生条件等が部材内部の温度に及ぼす影響を検討する予定である。

- 2) プレキャスト部材の外観変状事例の収集を開始し、大別すると、製造後の保管状況に関する変状、製造条件に関する変状があることを確認した。今後、外観変状が耐久性に及ぼす影響について、検討していく予定である。

参考文献

- 1) 櫻庭浩樹、古賀裕久、高松芳徳、井上幸一：同一断面に機械式継手を用いたプレキャスト部材接合部の曲げ挙動に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.41、2019
- 2) コンクリート生産性向上検討協議会：プレキャストコンクリート構造物に適用する機械式鉄筋継手工法ガイドライン、
<http://www.mlit.go.jp/tec/i-con-concrete.html>
- 3) 例えば、藤兼雅和・中原浩慈・仲村哲男：エトリングaitの遅延生成(DEF)によるコンクリート製品の劣化に関する報告、土木技術資料、Vol.51、No.11、pp.38-41、2009
- 4) (公社)日本コンクリート工学会：マスコンクリートのひび割れ制御指針2016、2016
- 5) 富山潤・大城武・伊良波繁雄・木戸俊朗：エポキシ樹脂被覆PC鋼より線を用いたプレテンションPC桁の耐荷性能に関する試験研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.30、No.3、pp.523-528、2008
- 6) 福田峻也・羽原俊祐・小山田哲也・藤原忠司：DEF膨張に及ぼすセメント、骨材、硫酸塩の影響、セメント・コンクリート論文集、No.61、pp.358-363、2007
- 7) 国土交通省関東地方整備局：土木工事共通仕様書、第3編、p.3-24、2020
- 8) 公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説、IIIコンクリート橋・コンクリート部材編、pp.376-382、2017
- 9) 公益社団法人土木学会：コンクリート標準示方書、施工編、pp.355~356、2012
- 10) 例えば、社団法人プレストレスト・コンクリート建設業協会：道路橋用橋げた設計・製造便覧、p.128、2004
- 11) 大塚浩司、庄谷征美、小関憲一、阿波稔：コンクリートの蒸気養生課程で発生する表面微細ひび割れの性状に関する研究、土木学会論文集、No.520、V-28、pp.143-155、1995
- 12) 中村敏之、北澤利春、前田道孝、東洋輔：蒸気養生で製造されるコンクリートの温度上昇特性、プレストレストコンクリートコンクリート工学会第22回シンポジウム論文集、pp.183-188、2013
- 13) 斎藤寛泰、小澤満津雄、坂口裕紀、森本博昭：蒸気養生を行ったプレキャストコンクリート部材の初期応力に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.33、No.1、pp.443-448、2011
- 14) 伊達重之：建設工事へのプレキャスト製品活用の現状、建設機械施工、Vol.71、No.9、pp.25-36、2012
- 15) 袴田豊、藤原忠司、小山田哲也、川代すが子：コンクリートの耐凍害性に及ぼす砕砂中のカーボンの影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.28、No.1、pp.869-874、2006