

## 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

研究期間：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を中心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、土工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 2 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、耐食性に優れた鋼材であるステンレス鋼を、道路橋の対傾構および横構へ使用することを想定した適用性の検証を行った。普通鋼とステンレス鋼の接合部の異種金属接触腐食を防ぐための適切な絶縁仕様の確立のため、絶縁材を使用した異種材料のボルト継手の性能確認をするとともに、耐久性を確認した。また、ステンレス鋼を対傾構および横構へ使用した場合の部材耐荷力について、長柱載荷実験および FEM 解析により確認した。

道路橋下部構造については、道路橋杭基礎の設計の信頼性向上に向けて、信頼性設計の考え方を取り入れて杭の軸方向押し込み支持力の推定式の見直しを行った。また、推定精度の向上が課題となっている軟弱地盤の設計計算モデルを見直し、推定精度を向上させた水平方向地盤反力係数の推定式を用いて設計を行う場合の部分係数の算出を行った。さらに、推定精度を向上させた水平方向地盤反力係数を用いて杭基礎の設計を行った場合の杭基

## 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

礎諸元に与える影響を確認することを目的として試設計を行った。検討の結果、軸方向押込み支持力の推定式の精度向上、地盤反力係数の推定式の精度向上により部分係数の増加や軟弱地盤で杭本数等の諸元が減少することなどが明らかとなり、設計の合理化が図られることを確認した。

コンクリート道路橋についても、品質等の信頼性の違いを反映できる耐久性設計手法の構築を目的に、ステンレス鉄筋のコンクリート部材への適用性確認及び塩害に対する耐久性評価に向けた評価方法の策定のための研究を実施している。ステンレス鉄筋を用いた梁部材の曲げ・せん断載荷試験や、長期暴露による腐食発生限界塩化物イオン濃度の確認、普通鉄筋との異種金属接触腐食試験等を行い、その基本的特性を明らかにした。また、厳しい塩害環境である沖縄地域の塩分量調査結果を集計し、塩害作用の最大強度を把握することで海洋からの塩害環境における塩害対策の留意点を提案した。さらに、凍結防止剤を含んだ漏水・滞水に関する構造設計上の配慮事項について現地調査を行い、凍結防止剤の影響を最小化するための適切な構造設計上の配慮事項の提案を行った。

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、混和材の使用によるかぶりコンクリートの塩化物イオン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検討した。令和2年度までの検討では、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プレキャストプレストレストコンクリート相当に低減したコンクリートでは、極めて高い塩化物イオン浸透抵抗性を有することを示した。また、このようなコンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性を迅速に評価する方法として電気抵抗率試験が適用可能なことを示した。令和3年度は、電気抵抗率試験を配合の選定および品質管理に活用するための方法を提案するとともに、これまでの成果を共同研究報告書としてとりまとめた。

### <トンネル関連>

道路トンネルの更新工事として、トンネル断面を拡大する掘削や、覆工の撤去、再構築が実施されているが、施工性が悪く、長期間の交通規制を要することや、工事費が割高となること等が課題である。また、それら課題への対応を含め、設計、施工に資する知見がほぼない状況にある。そこで、交通を極力阻害せずに既設トンネルを更新する工法を対象として、トンネル断面の拡大掘削時に新たに設置する支保構造や既設トンネルへの影響等を数値解析や現地計測で確認し、一般車走路確保のためのプロテクターが必要な延長等の留意事項を提案した。また、民間企業と共同で、要素実験等を通じた機械仕様の検討や、数値解析による一度に安定的に施工できる範囲の検討等により具体化した工法を提案した。

### <土工構造物関連>

高耐久性等を発揮する補強土壁の構造を開発することを目的に、補強土壁の新たな変状形態である重力式基礎からのすべり落ちの対策として、重力式基礎の肩と壁面材の間の余裕幅を確保する手法に着目し、その必要な値を検討した。具体的には複数の壁高、入力地震動等の条件に対して、ニューマーク法による残留変形解析を系統的に実施した。また、1995年兵庫県南部地震及び2016年熊本地震で強い地震動の作用を受けた重力式基礎上の補強土壁の被災事例に対し、観測された残留水平変位と計算で得た残留水平変位からモデル化による誤差の程度を検討した。その結果、残留水平変位のバイアス（被災事例における実測値 / 残留変形解析における計算値）を考慮し、すべり落ち対策として重力式基礎の肩と壁面材の間に必要となる余裕幅の1つの目安として0.5mを提案した。

高耐久性等を発揮するカルバートの設計法や点検作業を効率化する方法の検討に向け、カルバートの変状発生と進展状況の把握、要因の分析を行った。点検結果から、カルバートの変状として、ひびわれや継手の開き等の変状形態が確認された。変状の発生や進展の状況は変状形態によって異なり、大部分の変状は進展が見られなかった中で、水の流入のある変状やコンクリート部材の劣化につながる変状については進展が確認される場合があり、こうした変状を重点的に確認することで点検作業の効率化が期待できることを確認した。また、変状形態別に要因や素因との関係をフォルトツリーとしてまとめた。偏土圧による頂版の片側へのひびわれ集中や盛土の変形が要因と考えられる継手の開きについて、事例を参考に数値解析による現象の再現と実際の変状との比較を試みた。その結果、偏土圧の作用状況によって頂版の最大応力やその発生位置が若干変わることの他、実際のひびわれ発生には、活荷重や配筋条件、温度応力や乾燥収縮が複合的に影響していると考えられた。また、周辺盛土の変形による継手の開きについては、応答変位法により周辺盛土の変位を考慮することでカルバート縦断方向に

おける継手の変位を再現できた。

## (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。本研究では、道路トンネルに発生するうき・はく離の実態をふまえ、経済性や施工性の向上を期待して、従来から実績のある炭素繊維シートと比較して低強度の材料を用いた工法の適用性について検討を行った。材料の強度特性や繊維の構造等によっては、材料の変形特性や耐荷特性、破壊形態、耐久性等が従来の挙動と異なる可能性が考えられることから、破壊メカニズムを踏まえた耐荷力の評価に関して検討を行った。また、対策工の長期耐久性を評価するため、アルカリ水溶液への浸漬による室内促進劣化試験の検討を行った。並行して屋外暴露試験を実施し、耐荷力や破壊形態等の比較から長期耐久性手法の検討を行った。

### <土工構造物関連>

補強土壁に変状が生じることですぐさまサービスが途絶することのない構造を開発することを目的に、補強土壁において連続する構造物との接続部等の開きに起因して盛土材が漏出することを防止するために一般的に用いられる不織布に着目し、その漏出抑制効果の評価手法を検討した。地震等により盛土材の漏出した事例を概観し、検討すべき箇所として壁面材どうしの接合部及び壁面材と連続する構造物との接続部の2つを抽出した。これらの箇所を想定した壁高 2m の模型及び壁高 5.6m 相当の土被り圧を再現した模型実験により、壁面材の開きに対する不織布の挙動を確認し、盛土材漏出抑制機能が限界となる状態を調べた。さらに、実験の結果に基づいて、これら2つの箇所を対象に、開きに対する不織布の盛土材漏出抑制効果を統一的に評価できる手法を提案した。

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、カルバートの変状事例の整理をもとに、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を行った。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、重点的な経過観察、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。また、偏土圧による頂版のひびわれや盛土の変位に伴う継手の開きのように、進展可能性や道路機能への影響の程度が各種条件の組合せによって異なる変状もある。これらについては、設計での考慮や適切な施工により変状を軽減することが期待される。

## (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

簡易な点検によって補強土壁の更新必要性の目安を得るための評価手法を開発した。13 ケースの動的遠心模型実験の結果に基づいて、地震動に起因した慣性力を受ける補強土壁の平均的な応答加速度と重心位置の水平変位関係において、力学的な特性に即した限界点としてすべり始めない限界の点等を定義した。三軸圧縮試験から得られる盛土材の応力-ひずみ関係を利用して、この限界点に相当する盛土材の最大せん断ひずみを評価する手法を検討した。さらに、すべりに関する盛土材の状態を下段の壁面材の回転変位に変換する手法として、補強領域の盛土材の最大せん断ひずみと壁面材の回転変位の関係の理論解を定式化した。以上の結果に基づいて、補強土壁がすべり始めない限界の状態に関する健全度評価手法を提案した。

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、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。偏土圧や盛土の変位による変状の再現解析の結果からも、条件によっては変状が進展して道路機能に影響を与えることも想定されるが、設計で適切に考慮できる可能

性が考えられた。その他、盛土や基礎地盤に接した面の変状など点検時に確認することが困難な変状もあるが、設計時点で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。

### (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

生産性に優れたプレキャスト工法の合理的な構築手法の開発を目的としたものである。道路土工構造物に用いるプレキャスト部材を調査し、製品の多様さから通常のブロック積擁壁及び大型ブロック積擁壁を抽出した。その中でも普及が進む布積のブロック積擁壁に対し、ブロック積擁壁の既往の地震被害事例を統計的に分析し、ブロックの積み方等による被害傾向を定量的に検討した。その結果を踏まえて、確実な施工品質により、谷積よりも施工が容易な布積の場合でも同等の性能が確保されることが考えられる手法の考え方を示した。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製品の技術開発の今後の方向性を検討した。さらに、その方向性を基本とし変状事例や実際の失敗事例を整理し、これらに対応するための付加技術のポイント及び具体的な解決手段を提案した。最後に、本研究の成果を「大型ブロック積擁壁設計・施工に関する参考資料（案）」として共同研究報告書にとりまとめた。

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接合部や製造過程に着目し、品質の評価技術を検討した。平成 28～30 年度は、同一断面に機械式鉄筋継手を集中させたプレキャスト部材接合部の曲げ載荷実験の成果に基づいて「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工法ガイドライン」をとりまとめた。令和元年～3 年度は、養生中のコンクリート温度が過度に高くなると発生が懸念される遅延エトリンガイト生成（DEF）を抑制する方法の提案に向けて、蒸気養生設備に関する実態調査およびプレキャスト工場での実際の製造を再現した条件で実験を行い、蒸気養生時の留意点を提案した。

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

**Research Period** : FY2016-2021

**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** : In Japan, public infrastructures were constructed mainly in the period of rapid economic growth between the 1950s and the 1970s. Therefore, it is now important to maintain and renovate the old existing infrastructures without interrupting the traffic.

The goals of this research program are to develop new materials and construction methods to maintain and renovate the infrastructures more efficiently. It is also essential to propose new guidelines so that the developed materials and construction methods could be put in practice in this research program.

The targets of this research program are as follows;

1. Development of structural design methods and innovative materials to make the old existing infrastructures more durable
2. Development of structural design methods and innovative materials to renovate the old existing infrastructures without interrupting the traffic
3. Development of immediate inspection techniques enabling to judge appropriately when and where to be repaired
4. Development of design and construction methods of precast concrete to increase the productivity of building durable infrastructures

**Key Words** : Bridge, Tunnel, Retaining Wall, Culvert, Durability, Design and Construction methods

## 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、  
大西達也

#### 【要旨】

本研究は、耐食性に優れた鋼材であるステンレス鋼を道路橋の対傾構および横構へ使用することを想定し、その適用性を検証することを目的としている。本研究では、普通鋼とステンレス鋼の接合部の異種金属接触腐食を防ぐための適切な絶縁仕様の確立のため、絶縁材を使用した異種材料のボルト継手の性能確認をするとともに、耐久性を確認した。また、ステンレス鋼を対傾構および横構へ使用した場合の部材耐荷力について、長柱載荷実験およびFEM解析により確認した。

キーワード：鋼道路橋、ステンレス鋼、異種金属接触腐食、すべり耐力、部材耐荷力

#### 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、海岸付近や冬期に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く、劣化範囲の塗り替え塗装に要する維持管理費が課題となる。また、耐候性鋼材は、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、上述した背景から耐食性に優れた鋼材であるステンレス鋼に着目した。ステンレス鋼の土木構造物への適用については、これまで各機関で検討がなされている。ステンレス鋼は溶接構造用圧延鋼材等の炭素鋼（以下、普通鋼）と比較して材料コストが高いため、LCC上優先度の高い部位に限定して使用することが効果的と考えられる。一方で、ステンレス鋼と普通鋼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り異種金属接触腐食が生じる。そのため、異種金属接触腐食を防ぐために適切な方法で電気的な絶縁を行う必要がある。ま

た、ステンレス鋼の非線形特性や低い降伏比が、構造部位に与える影響が明らかでないといった耐荷性能に関わる課題もある。これらの理由により、橋梁分野においては基準化に至っていないのが現状である。本研究では、鋼道路橋の部材更新における、ステンレス鋼の適用性の確認を目的とし、耐荷性能および耐久性について検討を行った。

#### 2. 検討概要

鋼道路橋におけるステンレス鋼の使用実績は無いに等しいため、橋全体系に与える影響が小さいと考えられる部材から段階的に検討を進めることとした。実橋梁における腐食損傷は、伸縮部からの漏水の影響を受けやすい桁端部、塗装が薄くなりやすい二次部材や連結部の角部などに多くみられる。そこで、本研究では、構造上不可欠であり、部材単体での更新が可能な二次部材への適用を検討の第一ステップとした。適用の実用化に向けた本研究の検討フローを図-1に示す。主要な検討項目の内容について以下に記す。

##### ① 適用箇所・鋼種の選定

ステンレス鋼にも多くの種類があるが、流通性、防食性能等を比較し、SUS304 および SUS316 を選定した。適用箇所は、腐食による損傷が多く報告され、かつ部材単体で交換可能な対傾構および横構とした。

##### ② 鋼材の機械的性質の確認

ステンレス鋼の基本的な機械的性質を確認するため、引張試験、シャルピー試験、硬さ試験を実施した。

③ 絶縁仕様の選定

ステンレス鋼と普通鋼のボルト接合部における異種金属接触腐食を防止するための絶縁仕様候補として、塗装型 2 種、フィラープレート型 2 種を選定した。

④ ボルト継手の性能確認

ステンレス鋼と普通鋼の異材摩擦接合継手の継手性能を確認するため、選定した絶縁仕様でのリラクセーション試験およびすべり耐力試験を実施した。

⑤ 部材の耐荷性能の確認

ステンレス鋼を細長比パラメータの比較的大きい領域で使用した場合の耐荷性能を確認するため、ステンレス製の山形鋼や CT 鋼を用いた長柱試験を実施した。

⑥ 耐久性能の確認

絶縁材の設置による異種金属接触腐食の防止効果の確認するため、腐食促進試験及び屋外暴露試験を実施した。

これらの検討のうち、④ボルト継手の性能確認、⑤部材の耐荷性能の確認、⑥耐久性能の確認に主な検討内容を以下に示す。

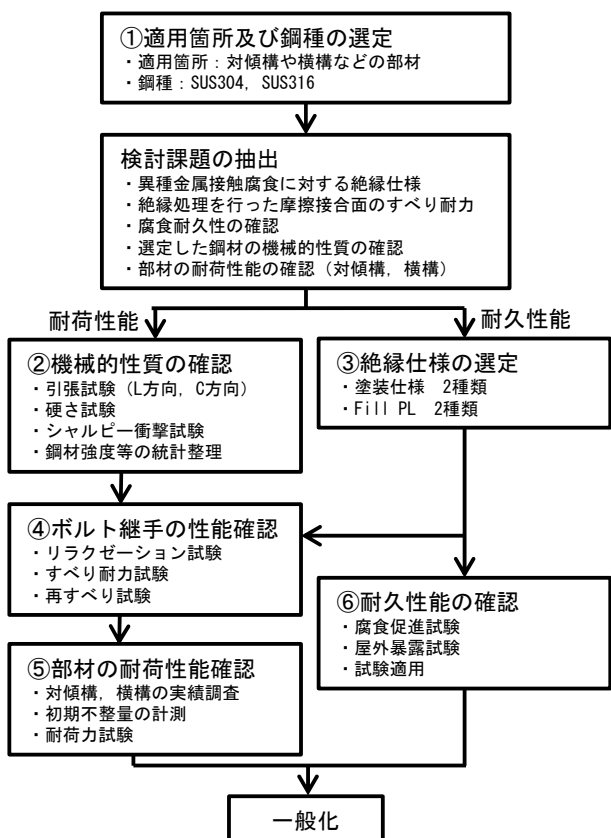


図-1 検討フロー

3. ボルト継手の性能確認

3.1 概要

ステンレス鋼と普通鋼の接合部において異種金属接触腐食を防止するためには、適切な方法で電気的な絶縁を実施する必要がある。しかし、絶縁仕様とすることで継手の性能に影響を与える可能性も考えられる。そのため、絶縁効果が期待できる仕様の候補に対してリラクセーション試験およびすべり試験を行いボルト継手の性能を検証した。

3.2 試験体および試験方法

すべり係数の評価に用いた試験体の形状を、図-2に示す。荷重の作用方向に 2 本のボルトを有する 2 面摩擦接合継手である。本研究では、対傾構や横構の部材の一部としてステンレス鋼を使用することを検討しているため、試験体の一方の母材を SS400、他方の母材を SUS316、これらを連結する連結板を SUS316 とした。試験体の摩擦接合面の処理方法については表-1 に示す W-1~W-4 を選定し、リラクセーション試験およびすべり耐力試験を行った。試験ケース W-1 と W-2 の摩擦接合面の処理方法を塗装型、試験ケース W-3 と W-4 をフィラープレート型と分類している。W-1 は、耐磨耗部品や電気絶縁部品などに用いられている表面処理方法のアルミナ溶射を連結板の接合面に行った。W-2 は、エポキシ樹脂塗料にガラスフレー

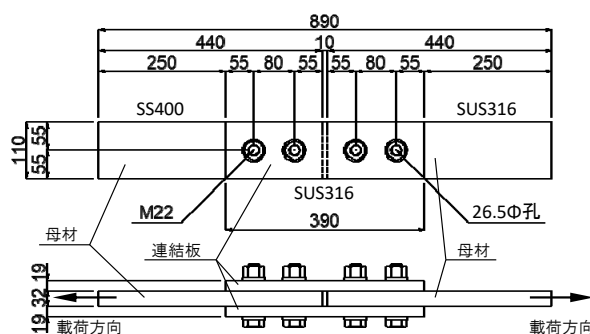


図-2 ボルト継手性能確認用試験体形状

表-1 試験ケースと摩擦接合面の処理

ケース	SS400	母材SUS316	連結板SUS316	Fill PL
W-0	無機ジンク 目標膜厚75μm	ブラスト Sa2.5	無機SUS粉末入塗料 目標膜厚75μm	なし
W-1	動力工具処理 St3	ブラスト Sa2.5	アルミナ溶射 目標膜厚300μm	なし
W-2	動力工具処理 St3	ブラスト Sa2.5	ガラスフレーク入塗料 目標膜厚175μm	なし
W-3	動力工具処理 St3	ブラスト Sa2.5	ブラスト Sa2.5	GFRP板 厚さ6mm
W-4	動力工具処理 St3	ブラスト Sa2.5	ブラスト Sa2.5	エポキシ樹脂板 厚さ1mm

クを含有させた塗装により、絶縁とすべり係数が確保できることを期待して選定した。W-3 では厚さ 6mm のガラス繊維強化プラスチック板（以下、GFRP 板）を、W-4 では厚さ 1mm のエポキシ樹脂板を、絶縁フィラープレートとして母材と連結板の間に配置したものである。W-1～W-4 の母材の摩擦接合面は、既設部材を想定して、SS400 の母材ではグラインダーによる動力工具処理とし、新設部材となる SUS316 の母材はブラスト処理とした。なお、W-4 で選定したエポキシ樹脂板は、文献 2) で検討された材料と同じである。また、試験ケース W-0 は、文献 3) に示されている普通鋼とステンレス鋼との接合における摩擦接合面の処理方法で、試験ケース W-1～W-4 と比較することを目的に実施した。試験体に用いた高力ボルトは、日本鋼構造協会規格 SSBS301 に示される構造用ステンレス鋼高力ボルト 10T-SUS(径 M22) で、設計ボルト軸力の 10% 増を目標にトルク法により締付けを行った。

### 3. 3 試験結果

試験体は各試験ケースについて 3 体製作し、このうち各 1 体の試験体でリラクセーションの計測を行った。高力ボルトの締付け直後から 71 日後におけるボルト軸力の減少量を図-3 に示す。今回の計測結果では、連結板の接合面にアルミナ溶射を行った W-1 のボルト軸力の減少量が、検討試験ケースの中で最も小さい。次にボルト軸力の減少量が小さかったのが、厚さ 1mm のエポキシ樹脂板を接合面に配置した W-4 で、ボルト軸力の減少量は 10.4～13.5% であった。最もボルト軸力の減少量が大きいののは、厚さ 6mm の GFRP 板を接合面に配置した試験ケース W-3 で、ボルト軸力の減少量は 18% 近くあり、接合面に挟んだ樹脂の厚さが影響しているものと考えられる。

すべり耐力試験は、2000kN 万能試験機を使用して引張荷重を単調に載荷した。図-4 に各試験ケースから 1 体の試験体を抽出し、荷重と母材間の変位の関係を示した。W-0 および W-1 は、最大荷重に達した後、荷重の低下とともに母材間の変位が増加した。また、W-0 と比較して W-1 の荷重の低下は急激である。一方、フィラープレート型の W-3 および W-4 は、W-0 や W-1 と比較してすべり発生荷重は低いが、すべり発生後に荷重の低下はなく、母材間の変位の増加とともに荷重も緩やかに増加する傾向がみられた。なお、連結板の接合面にガラスフレーク塗装を行った W-2 は、全ての試験体において荷重の載荷直後からすべりが生じる結果となった。表-2 に W-2 を除く各試験ケースの

すべり係数を示す。ここで、すべりの定義については、荷重と母材間の変位の関係において、母材間の変位が 0.2mm に達したときの荷重、0.2mm までに最大荷重が生じた場合はその荷重、および母材間の変位が急激に大きくなったときの荷重のうち、最小の値としている。また、すべり係数は、設計ボルト軸力 205kN を用いて算出している。W-1 のすべり係数は、3 体の平均で 0.528、最小で 0.495 であり、ケース 0 と同程度の値であった。フィラープレートを配置した W-3、4 のすべり係数は、W-1 や W-0 と比較すると低いが、3 体の平均で 0.3 以上であった。

以上の結果より、絶縁材の材質によっては実橋梁に適用できる程度の耐力を有することを確認した。

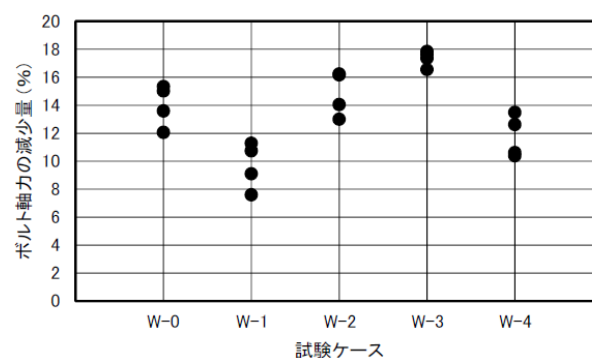


図-3 ボルト軸力の減少量

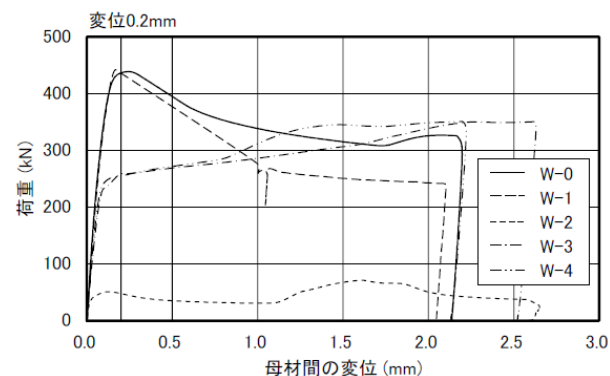


図-4 荷重と母材間の変位の関係

表-2 各試験体のすべり係数 (3 体平均)

ケース	絶縁材	すべり係数 (3体平均)
W-0	無機ステンレス粉末入塗料 (すべり係数の比較用)	0.503
W-1	アルミナ溶射	0.528
W-2	ガラスフレーク入塗料	—
W-3	GFRP板	0.346
W-4	エポキシ樹脂板	0.335



## 4. 部材の耐荷性能の確認

### 4.1 概要

ステンレス鋼を対傾構や横構などの二次部材に適用する場合、その耐荷力特性を把握する必要がある。一般に対傾構や横構は、山形鋼やCT鋼が用いられており、道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編<sup>4)</sup>(以下、道示Ⅱ)に規定される基準耐荷力曲線に基づき設計される。この基準耐荷力曲線は、宇佐美らの研究成果<sup>5)</sup>を基に定められたものである。しかし、ステンレス鋼の場合の載荷試験データおよび解析データは普通鋼と比べ不足している。そこで、ガセットプレートを有するステンレス鋼製山形断面部材の一軸載荷試験を実施した。また、ステンレス鋼製部材の耐荷力の評価法を検討するため、載荷試験の結果を道示Ⅱに規定される耐荷力曲線と比較した。

### 4.2 試験体の条件

載荷試験に用いた試験体の形状寸法を図-5に示す。試験体は対傾構を模擬したものであり、柱両端にガセットプレートを設けることで、実際の拘束条件を再現した。柱部は一般に対傾構の弦材に用いられる山形鋼であり、使用実績の多い断面諸元となるよう形状寸法を決定した。柱部とガセットプレートの連結方法については、現場での部材単体の更新を想定し、高力ボルトによる摩擦接合継手とした。本試験に用いた試験

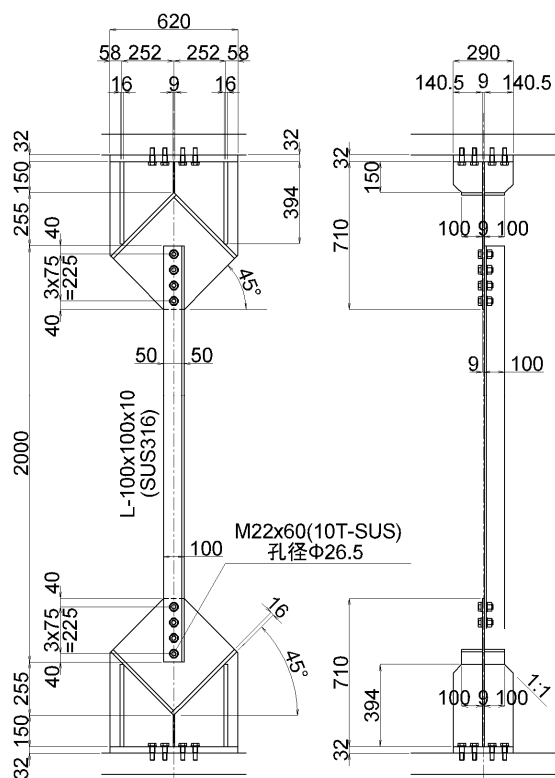


図-5 部材耐荷性能確認用試験体形状

体は2体であり、それぞれ山形鋼の鋼種がSUS316材、比較用のSS400材である。高力ボルトについては、SUS316材の試験体にはステンレス製高力ボルト10T-SUS(SUS630)、SS400材の試験体にはF10Tを用いた。ガセットプレートは既設部材と想定し、どちらの試験体においてもSM400A材を用いた。SUS316材の試験体においては、異種金属の接触面に厚さ1mmのエポキシ樹脂版を絶縁材料として設置した。

柱部に用いた鋼材の応力とひずみの関係を図-6、材料引張試験の結果を表-3にそれぞれ示す。引張試験に用いた試験片は、山形鋼の長手方向に板取りしたものであり、寸法はJIS Z 2241<sup>7)</sup>に定められた5号である。ステンレス鋼の機械的性質については、JIS G 4304<sup>8)</sup>を満足するものであった。弾性係数は普通鋼に比べてやや低いものの、他の分野において設計計算に用いる定数として定められるもの<sup>9)</sup>と同程度であった。

試験体柱部の断面諸元を表-4に示す。本表に示す細長比パラメータおよび降伏荷重は、表-3に示した材料引張試験の結果を用いて算出したものである。2つの試験体の断面形状および寸法は同じであるが、鋼材の降伏点と弾性係数の差により、細長比パラメータおよび降伏荷重に違いがある。

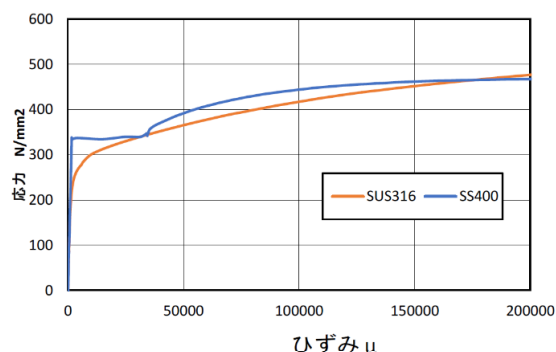


図-6 柱部に使用した鋼材の応力-ひずみ関係

表-3 材料引張試験の結果

	SUS316	SS400
降伏応力 $\sigma_{0.2}, \sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	260	333
降伏荷重 $P_{0.2}, P_y$ (kN)	495	633
引張強さ $\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	575	468
ヤング係数 E (kN/mm <sup>2</sup> )	194	201

表-4 試験体の断面諸元

	SUS316	SS400
断面積 A (mm <sup>2</sup> )	1,900	1,900
柱長さ L (mm)	2,000	2,000
細長比パラメータ $\lambda$	0.768	0.855

### 4.3 荷重方法

荷重試験は、柱端部がガセットプレートに連結された実際の拘束条件を再現するため、試験機のスイベルヘッドの回転を拘束し、試験体端部は固定支持とした。荷重方法は、地震時の繰り返し作用を考慮し、圧縮と引張を交互に3回ずつ繰り返し荷重した。圧縮方向については、最大荷重に達するまで荷重制御、最大荷重以降は変位制御による荷重とした。引張方向については、摩擦接合面でのすべりが生じないように、圧縮荷重を超えない範囲で荷重制御による荷重とした。

### 4.4 試験結果

荷重試験は、柱端部がガセットプレートに連結された実際の荷重荷重  $P$  と軸方向変位  $\delta$  の関係を図-7 に示す。なお、本図においては、圧縮側を正としている。普通鋼の最大荷重は 279kN、ステンレス鋼の最大荷重は 226kN であった。図-7 の結果をそれぞれの降伏荷重  $P_y$  およびフック則により求めた降伏変位  $\delta_y$  で無次元化し、圧縮域の包絡線を比較したものを図-8 に示す。本図より弾性域における傾きは概ね一致していることが読み取れる。最大耐力はステンレス鋼の方が若干上回っているものの、大きな差はみられない。なお、この差については、SUS316 材と SS400 材の降伏点が異なり、柱部材としての細長比パラメータが若干異なることが影響していると考えられる。

最大圧縮荷重到達時は、ステンレス鋼及び普通鋼い

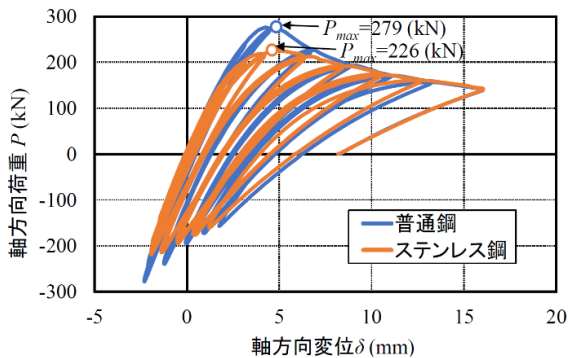


図-7 荷重-軸方向変位関係

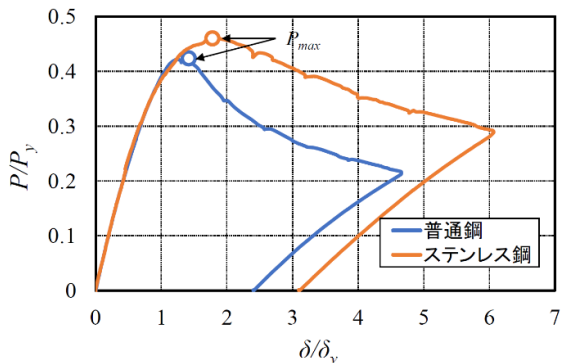


図-8 無次元化した荷重-軸方向変位関係

ずれの試験体も柱中央部の面外変位が急増し、ねじれる挙動を示した。ガセットプレートは、柱との接合部近傍で柱の変形に伴い面外に変形したが、残留変位はほとんど生じず弾性範囲での変形であった。このことから、本試験条件ではガセットプレートに局部座屈は生じず、長柱の全体座屈により最大耐力を迎えたことがわかる。また、いずれの試験体も最大耐力までの柱部の応答ひずみは小さかった。そのため、鋼材の材料特性の違いが柱の最大耐力に大きく影響しなかったものと考えられる。

一方、図-8 より最大荷重到達以降の耐力に着目すると、普通鋼よりもステンレス鋼の方が荷重の低下が緩やかであることが読み取れる。このことから、ステンレス鋼製部材の方が、普通鋼製部材よりも座屈後の靱性が優れている可能性がある。

### 4.5 基準耐力曲線と試験結果の比較

荷重試験の結果を道示Ⅱ<sup>4)</sup>に規定される基準耐力曲線と比較したものを図-9 に示す。本図には普通鋼を対象とした宇佐美らの研究成果<sup>5)</sup>も併記している。荷重試験の結果は、ステンレス鋼および普通鋼ともに基準耐力曲線の上側となった。本試験条件においては、両端にガセットプレートを有する山型断面部材について、鋼種がステンレス鋼の場合でも普通鋼の基準耐力曲線を用いて耐力を評価できる可能性があることが示された。なお、同一断面かつ同一寸法の試験体であるが、鋼材の降伏点の違いにより細長比パラメータに差があるため、最大耐力に若干の差異が生じたものと考えられる。この点については、今後解析的に検証する予定である。

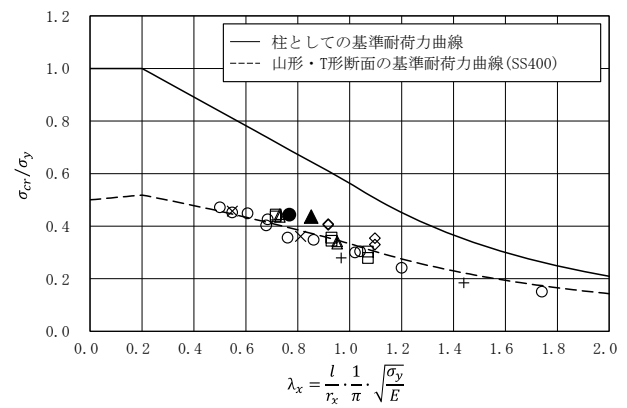
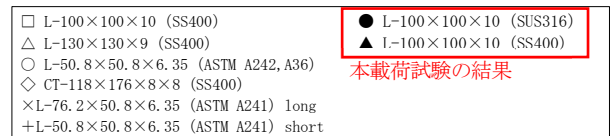


図-9 基準耐力曲線と載荷試験結果の比較

## 5. 耐久性能の確認

### 5.1 概要

ステンレス鋼材は、普通鋼よりも優れた耐久性能を有するものの、本検討対象のように普通鋼と組み合わせて使用する場合、接合部では異種金属接触腐食が生じる。そこで、絶縁仕様を施したステンレス鋼と普通鋼の接合部における耐久性能の基礎検証を目的とした腐食促進試験および屋外暴露試験を実施した。

### 5.2 腐食促進試験

#### 5.2.1 試験体形状および試験ケース

試験体は、図-10 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、ボルト孔に SUS 鋼製高力ボルトを挿入し締め付けたものであり、異種金属の接触を SUS 鋼製高力ボルトと SM 鋼板の接触面で模擬した。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 で締め付けた。表-5 及び図-11 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させた試験体であり、比較ケースとして設定した。ケース④～⑧は絶縁材を設置したケースである。絶縁方法は、ボルト継手の性能において高い絶縁抵抗値を示すとともに、摩擦接合面に設置しても一定のすべり耐力が得られるエポキシ樹脂板とアルミナ溶射の 2 種類とした。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は、座金と同径の  $\phi 44$  及び座金よりも大きな  $\phi 50$  と  $\phi 56$  の 3 種類とし、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による接触面端部の腐食性状の違いを比較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る。アルミナ溶射の範囲は座金の接触面のみである。鋼板表面での滞水時間が腐食性状に影響すると考えられるため、試験機内での

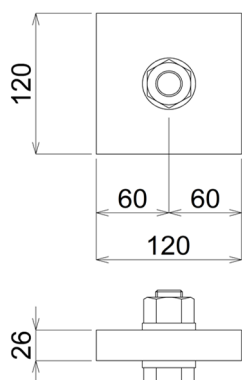


図-10 試験体の形状

表-5 試験ケースの一覧

ケース	供試体名	高力ボルト	絶縁方法	設置条件
①	None-F-SS-1 (, 2, 3)	10T-SUS	無	水平
②	None-V-SS-1 (, 2, 3)	10T-SUS	無	垂直
③	None-F-CS-1 (, 2, 3)	F10T	無	水平
④	E44-F-SS-1 (, 2, 3)	10T-SUS	エポキシ樹脂板 ( $\phi 44$ )	水平
⑤	E44-V-SS-1 (, 2, 3)	10T-SUS	エポキシ樹脂板 ( $\phi 44$ )	垂直
⑥	E50-F-SS-1 (, 2, 3)	10T-SUS	エポキシ樹脂板 ( $\phi 50$ )	水平
⑦	E56-F-SS-1 (, 2, 3)	10T-SUS	エポキシ樹脂板 ( $\phi 56$ )	水平
⑧	AS-F-SS-1 (, 2, 3)	10T-SUS	アルミナ溶射	水平

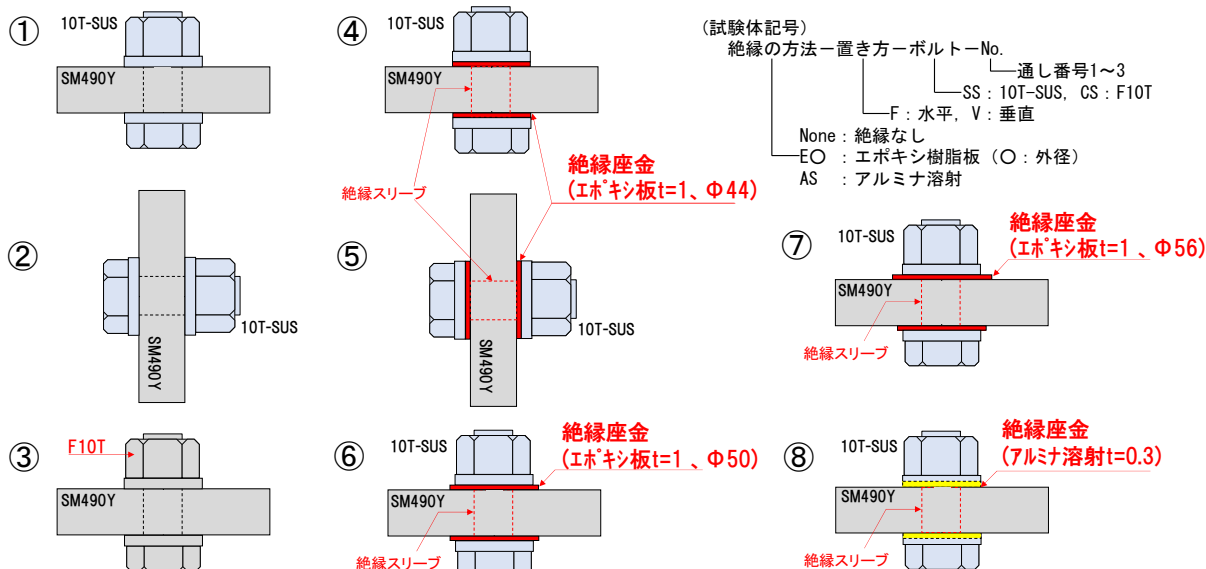


図-11 試験体の絶縁方法と置き方試験体の形状

試験体の置き方は、評価の対象面が地面に対して水平または垂直の2条件とした。試験体数は、各ケースともに3体である。なお、本試験は電氣的な絶縁の効果を確認するものであるため、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鋼面露出の状態とした。また、炭素鋼板の側面はゴムテープを貼り付け、評価の対象範囲外とした。

### 5.2.2 試験方法

促進腐食試験は、厳しい腐食環境を再現するため、塩水噴霧、乾燥及び湿潤の条件を含んだ複合サイクル試験を採用した。図-12に示す1サイクル8時間の複合サイクル<sup>10)</sup>を計180サイクル(1,440時間)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の変更を行った。試験後は、ISO 8407<sup>11)</sup>に示されている方法に従い、炭素鋼の腐食生成物を除去した。

### 5.2.3 試験結果

図-13に各試験体の板厚減少量を示す。図中の実線と値は、試験体3体の平均を示している。なお、本図に示す板厚減少量は、鋼板に腐食が様に発生したものととして算出したものである。絶縁の有無について比較すると、絶縁していないNone-F-SSの板厚減少量は、電位差のないNone-F-CSの約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の板厚減少量は、電位差のないNone-F-CSと同程度であり、絶縁による一定の効果があつたと考えられる。また、試験体3体の平均値でみると、E44-F-SSより

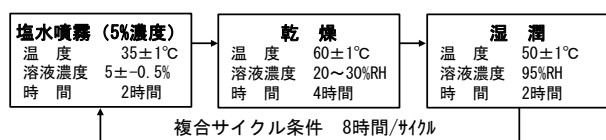


図-12 複合サイクル試験の条件

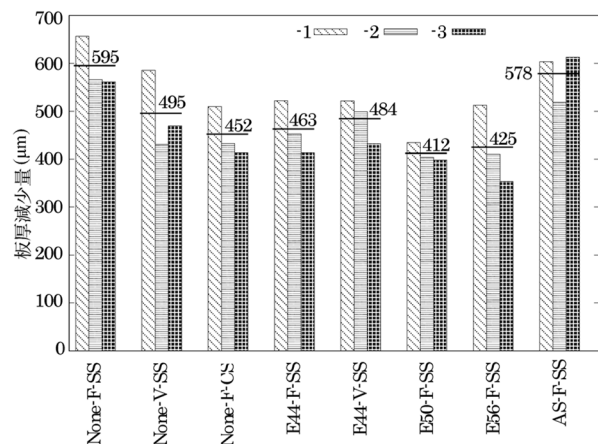


図-13 各試験体の板厚減少量

もE50-F-SSとE56-F-SSの板厚減少量は小さい。座金と炭素鋼の接触面端部に滞水が生じると、電氣的な短絡が生じると考えられるが、絶縁材料を接触面から張り出すことにより、こ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とほぼ同じである。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の滞水により、絶縁の効果が得られなかった可能性がある。

試験開始前及び腐食生成物除去後に炭素鋼板の表面を三次元マイクロスコープにより観察し、定点の腐食深さ(腐食前後の表面高さの差分)を計測した。図-14は、この計測結果のうち、座金接触部近傍の腐食断面の一例を示したものである。なお、図中の数値は観察範囲の最大腐食深さである。異種金属接触腐食が生じた場合、接触面端部から急激に腐食深さが大きくなると考えられる。そのような視点で見ると、電位差のないNone-F-CSは座金との接触面端部から緩やかに腐食深さが大きくなっている。他方、電位差のあるNone-F-SSは接触面端部から腐食深さが大きくなっており、電位差の影響が読み取れる。絶縁材料を接触面と同じ範囲に設置したE44-F-SSとAS-F-SSは、電位差のある条件と同様の傾向を示しており、絶縁材料を設置した効果がみられない。一方、接触面よりも大きなエポキシ樹脂板を設置したE50-F-SSとE56-F-SSは、電位差のない条件と同様の傾向を示してお

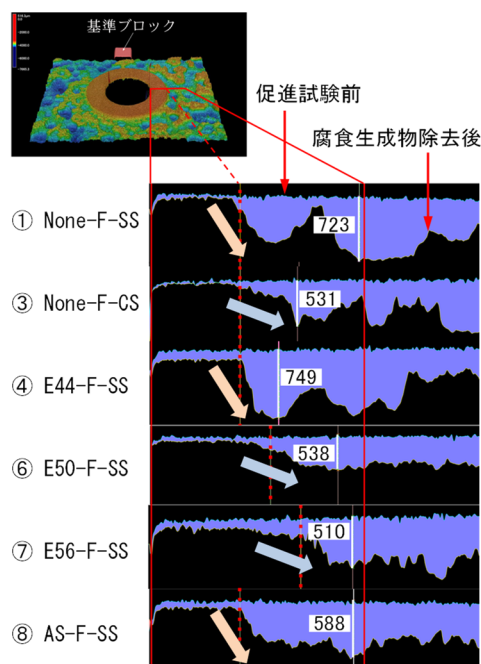


図-14 座金接触部近傍の腐食断面

り、絶縁による効果が確認された。これにより、絶縁材料を接触面から張り出すことで、接触面端部での電氣的な短絡の影響を抑えられることがわかった。

### 5.3 屋外暴露試験

#### 5.3.1 試験の目的

絶縁材の長期耐久性を判断するために、腐食促進試験により評価を行っているが、腐食促進試験は「塩水噴霧→乾燥→湿潤」という流れであり、実際に適用となる自然環境においては、塩分、水分だけでなく、紫外線をはじめとする様々な劣化要因が複合的に作用する。そのため、促進試験と並行して、腐食促進試験と自然環境における腐食の相関の把握および自然環境下における複合劣化要因の絶縁機能の耐久性への影響の把握を目的とした屋外暴露試験を実施した。

#### 5.3.2 試験方法

暴露試験の試験体は、**図-10** および**図-11** に示す腐食促進試験と同一のものとした。試験ケースにおいても**表-5**の促進試験同様としたが、各ケースにおいて試験体は1体とした。暴露試験場は、**図-15** に示す腐食環境の厳しい大鳴門橋暴露試験場（本州四国連絡高速道路（株）管理）を選定した。**写真-1** に暴露試験の設置状況を示す。暴露試験体は、JIS Z 2381<sup>12)</sup>に準拠し、



図-15 暴露試験場位置図

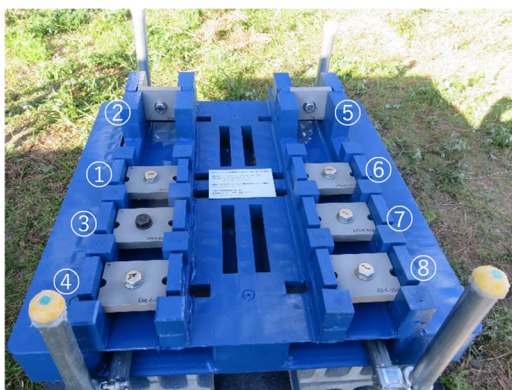


写真-1 暴露試験体設置状況

地上から 50cm の高さに設置した。

暴露試験は、2019年11月に開始し、約10年間実施する予定である。設置後半年間は毎月観察写真を撮影し、その後は、9ヶ月目、1年目、以降1回/年の頻度で外観調査を実施し変化を観察した。また、試験体採取後は促進試験同様、腐食生成物除去後に炭素鋼板の表面を三次元マイクロスコープにより観察し、定点の腐食深さ（腐食前後の表面高さの差分）を計測する。また、暴露試験期間内のある期間で環境因子である塩化物量や硫酸化物量などの測定を行う。

#### 5.3.3 暴露試験の中間評価

本研究期間内では、2年間の暴露試験を行った。腐食促進試験は概ね自然環境下の5.5年と推測され、現時点での暴露試験は、その約1/3程度に相当する。**写真-2** に2021年11月時点の暴露試験状況を示す。SUSボルトはほとんど腐食が生じていないが、炭素鋼は全面に錆が発生し腐食が進行していることが確認できる。ただし、現時点においては外観のみの観察であることから、各試験ケースにおける座金付近の明確な板厚減少の違いまでは確認ができない。今後、試験を継続していくことで腐食促進試験結果と併せて評価を実施する予定である。

### 5.4 耐久性能の確認における今後の検討内容

今回の試験は電氣的な絶縁の効果を確認するものであるため、腐食促進試験及び屋外暴露試験共に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鋼面露出の状態とした。しかし、実橋梁で使用することを想定した場合、炭素鋼板表面は塗装することが考えられる。そのため、実橋梁での使用を想定し、塗装との組合せによる防食仕様の確立を目的とした腐食促進試験及び屋外暴露試験を継続課題として検証していく予定である。

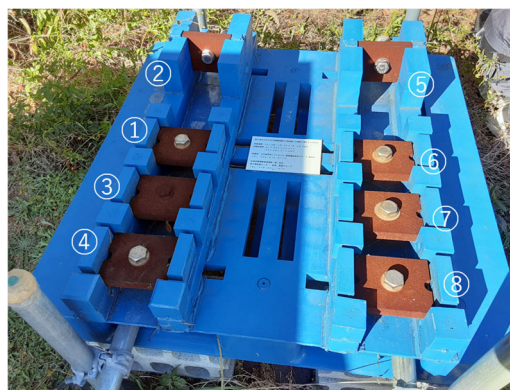


写真-2 2年経過後の暴露試験状況

## 5. まとめ

本研究では、耐食性に優れた鋼材であるステンレス鋼について、道路橋の対傾構および横構への適用性を検証した。主な検討内容および結果を以下に示す。

普通鋼とステンレス鋼の接合部の異種金属接触腐食を防ぐための適切な絶縁仕様の確立のため、絶縁材を使用した異種材料のボルト継手の性能確認を行った。その結果、絶縁材の材質によっては実橋梁に適用できる程度の耐力を有することを確認した。

ステンレス鋼を対傾構および横構へ使用した場合の部材耐荷力について、長柱載荷実験により確認した。その結果、鋼種がステンレス鋼の場合でも普通鋼の基準耐荷力曲線を用いて耐荷力を評価できる可能性があることを確認した。

絶縁仕様を施した異種金属接合部の耐久性能について、腐食促進試験および屋外暴露試験により確認した。その結果、絶縁材を接触面から張り出すことで、接触面端部での電気的な短絡が抑えられ、絶縁効果が発揮できることを確認した。なお、本研究での耐久性能の確認は、電気的な絶縁効果を確認する基礎的な検討であるが、実橋梁への使用を想定した塗装との組合せによる防食仕様を確立するため、引き続き検証を実施していく予定である。

- 8) 日本産業標準調査会：JIS G 4304 熱間圧延ステンレス鋼板及び鋼帯、日本産業規格、2015
- 9) ステンレス構造建築協会：ステンレス建築構造設計基準・同解説【第2版】、2001.5
- 10) (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
- 11) ISO 8407 : Corrosion of metals and alloys - Removal of corrosion products from corrosion test specimens, ISO, 2009
- 12) 日本産業標準調査会：JIS Z 2381 大気暴露試験方法通則、日本産業規格、2001

## 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：耐候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、2015.2
- 2) 市川篤司、長嶋文雄、山田稔、羽田政浩：絶縁性能を付与した摩擦接合継手の静的強度および疲労強度試験、土木学会論文集、第 549 号、pp.65-76、1996.10
- 3) 日本鋼構造協会：ステンレス鋼土木構造物の設計・施工指針(案)、2015.11
- 4) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋・鋼部材編、pp.135-137、2017.11
- 5) 宇佐美勉、T.V.ガランボス：2軸曲げを受ける単一山形鋼柱の強度、土木学会論文報告集、第 191 号、pp.31-44、1971.7
- 6) 宇佐美勉、福本昶士、ブレーシング材としての山形および T 形鋼部材の圧縮強度と設計、土木学会論文報告集、第 201 号、pp.43-50、1972.5
- 7) 日本産業標準調査会：JIS Z 2241 金属材料引張試験方法、日本産業規格、2011

## 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

### 7.1.2 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、藤田智弘、飯島翔一

#### 【要旨】

道路橋杭基礎の設計の信頼性向上に向けて、信頼性設計の考え方を取り入れて杭の軸方向押込み支持力の推定式の見直しを行った。また、推定精度の向上が課題となっている軟弱地盤の設計計算モデルを見直し、推定精度を向上させた水平方向地盤反力係数の推定式を用いて設計を行う場合の部分係数の算出を行った。さらに、推定精度を向上させた水平方向地盤反力係数を用いて杭基礎の設計を行った場合の杭基礎諸元に与える影響を確認することを目的として試設計を行った。検討の結果、軸方向押込み支持力の推定式の精度向上、地盤反力係数の推定式の精度向上により部分係数の増加や軟弱地盤で杭本数等の諸元が減少することなどが明らかとなり、設計の合理化が図られることを確認した。

キーワード：杭基礎、支持力推定式、水平方向地盤反力係数、試設計、設計の合理化

#### 1. はじめに

平成 29 年に改定された道路橋示方書IV下部構造編<sup>1)</sup>（以下、「H29 道示」という）では、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となった。

H29 道示の改定では、部分係数設計法の導入とあわせて、基礎では信頼性設計の考え方を取り入れた杭の軸方向押込み支持力の推定式の見直しも行った。具体的には、①支持力推定式の作成方法の標準化を行うこと、②最新のデータに基づき推定結果の偏りやばらつきを極力低減した推定式の見直しを行うことの2点を目的とし、土木研究所で収集した多数の杭の鉛直載荷試験データを用い、載荷試験結果と地盤定数から支持力推定式を作成する方法を示し、この方法に基づいて作成した推定式の推定精度を確認した。

また、今後の改定で特に推定精度の向上が課題となっている軟弱地盤の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、軟弱地盤上の基礎について設計の合理化が見込めることが期待されている。H29 道示では、地盤反力係数を求める方法として、載荷試験による場合と、推定式により求める場合

が規定されている。後者に関して、水平方向地盤反力係数の推定式（以下、「現行式」という）は、直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する地盤反力係数に載荷幅依存性を考慮したものとなっているものの、N 値が 5 以下のような軟弱地盤での推定精度が課題となっている<sup>2)</sup>。これに対して、基礎の変位レベルや地盤のひずみレベルを考慮して推定精度を向上させた水平方向地盤反力係数の推定式（提案式）が提案されている<sup>3)</sup>。しかし、実橋梁レベルではどの程度諸元が変化するのか、各照査において応答がどの程度変化するのかは検証されていない。そこで、H29 道示と同程度の安全性を有する橋梁杭基礎が設計できるように提案式を用いる場合の部分係数を算出した。また、現行式を用いた場合の試設計（以下、「現行試設計」という）と、提案式を用いた場合の試設計（以下、「提案試設計」という）をそれぞれ行い、安全余裕（応答値／制限値）の比較を行った。また、提案試設計において過度に安全余裕が生じる場合は諸元を見直す最適化設計を行い、その諸元の変化について確認した。

以降に、杭の軸方向押込み支持力と杭の水平方向地盤反力係数の推定式見直しの検討について報告する。

## 2. 杭の軸方向押込み支持力の推定式見直しの検討

### 2.1 杭の軸方向押込み支持力の極限支持力

道路橋示方書IV下部構造編（平成 24 年 3 月）<sup>4)</sup>（以下、「H24 道示」という）に定義されていた設計上の極

限支持力は杭頭変位が杭径の10%に達する時の杭頭反力であるが、従来、極限支持力の算定に必要な杭先端の極限支持力および周面摩擦力は、各々の最大抵抗力に着目して整理されていた。本検討では、杭頭変位が杭径の10%に達する時の杭先端の極限支持力 $q_d$ および周面摩擦力 $f$ に着目し、これと土質定数との関係性を評価した。

杭先端の極限支持力 $q_d$ の評価では、図-1に示すように、支持層の上端位置を設計上の杭先端位置とみなすこととし（設計上の杭先端位置より下方の周面摩擦力は先端抵抗力に含まれるものとする）、これによって、直接計測するのが困難である杭体下端の軸力の外挿の不確実性を極力排除することとした。また、既往の研究成果<sup>5)</sup>を参考に、先端抵抗力の推定に用いる平均N値の評価範囲も杭体先端から杭径の3倍下方までの範囲に見直した。

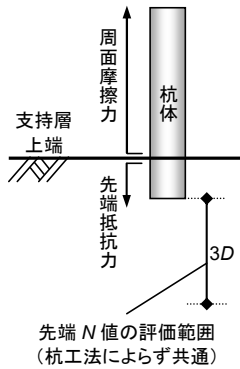


図-1 設計上の杭先端位置と先端N値の評価

## 2.2 推定式作成方法の標準化

近年杭先端の支持力推定式として一般的であるバイリニア型の支持力推定線に関して、これまで数多くの载荷試験データから人為差の少ない方法で支持力推定式を定める方法、すなわち標準化された推定式の作成方法がなかった。このため、次に示す推定式作成方法を考案した。

- ① 図-2 (a) に示すように、バイリニア型推定線はあるN値を境界とし、N値の増加に伴い強度( $q_d$ もしくは $f$ )が上昇する領域(領域1)と、N値の増加に関わらず強度が上昇しない領域(領域2)とがあるとする。
- ② 領域1の推定線の勾配は、領域1に含まれるデータの平均勾配とし、領域2の推定線は、領域2に含まれるデータの平均強度とする。
- ③ 図-2 (b) に示すように、領域1と領域2の境界N値を任意に仮定し、平均勾配(○分布)と平均強度(●分布)の分布図において○分布と●分布

の交点を強度変化点とする。ここに、○分布はN値の小さなデータから順に採用した平均勾配線上端の分布であり、●分布はN値の大きなデータから順に採用した平均強度の分布である。

例として、図-3に場所打ち杭工法砂層地盤の杭先端の極限支持力 $q_d$ 、図-4に中掘り杭工法砂質土層地盤の周面摩擦力 $f$ のバイリニア型推定線と強度変化点算定図を示す。どちらの例も、(b)図から強度変化点を定めることにより一義的にバイリニア型推定線が定まる事が確認できる。なお、図-3、図-4の例のように明確な強度変化点が得られなかった場合、杭先端の極限支持力 $q_d$ ではN値の大きな範囲(領域2)を重視して平均強度(●分布)の傾向を優先、周面摩擦力 $f$ ではN値の小さな範囲(領域1)を重視して平均勾配(○分布)の傾向を優先することにより強度変化点を定めた。

## 2.3 推定式の見直し結果

表-1、表-2に、H24道示と見直し後の支持力推定式を示す。見直し後は、全般的な傾向として、杭先端の極限支持力 $q_d$ がH24道示よりも大きめに、周面摩擦力 $f$ はH24道示よりも小さめとなっている。

図-5、図-6に、H24道示および見直し後の支持力推定式から杭頭における極限支持力の推定比(=実測値/推定値)の平均値と変動係数を示す。見直し後では、推定比の平均値(偏り)、変動係数(ばらつき)ともに低減されていることが確認できる。

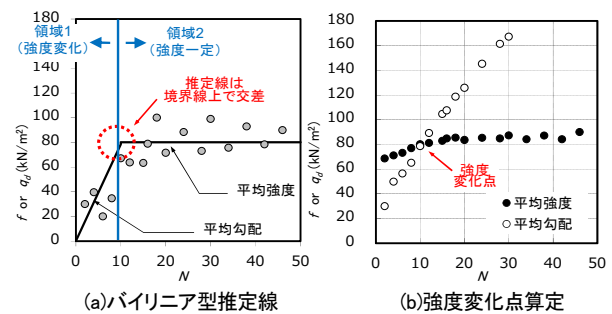


図-2 極限支持力推定線の作成例

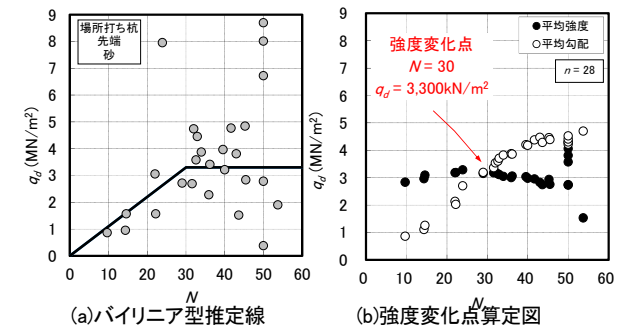


図-3 杭先端の極限支持力 $q_d$ の推定線作成例 (場所打ち杭工法、砂層)



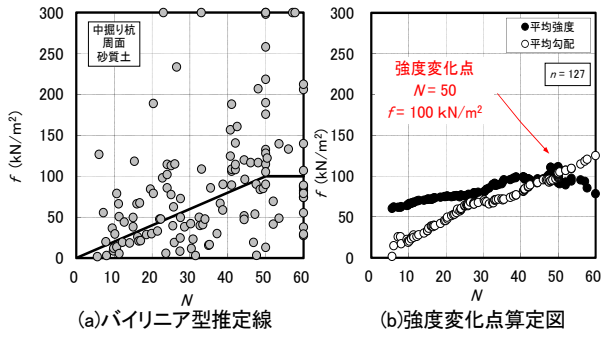


図-4 周面摩擦力度  $f$  の推定線作成例  
(中掘り杭工法、砂質土層)

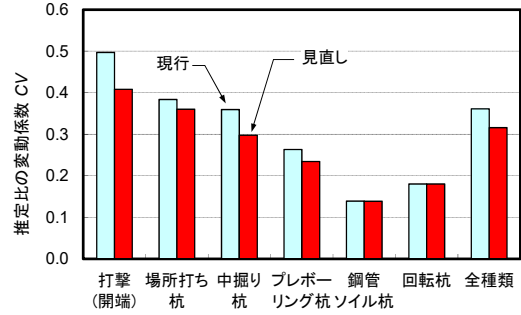


図-6 推定比の変動係数

表-1 杭先端の極限支持力度  $q_u$  ( $\text{kN/m}^2$ )

工法	先端地盤	$q_u$ の推定式	
		現行	見直し
打撃工法(開端)	粘性土	$60(L_b/D)\bar{N}$	$90\bar{N}$ ( $\leq 4,500$ )
	砂	$(\bar{N} \leq 40, L_b/D \leq 5)$	$130\bar{N}$ ( $\leq 6,500$ )
	砂れき	$L_b/D \leq 5)$	$130\bar{N}$ ( $\leq 6,500$ )
場所打ち杭工法	粘性土	$3q_{c(=60-75N)}$	$110\bar{N}$ ( $\leq 3,300$ )
	砂	3,000	$110\bar{N}$ ( $\leq 3,300$ )
	砂れき	5,000	$160\bar{N}$ ( $\leq 8,000$ )
中掘り杭工法(セメントミルク噴出搅拌)	砂	$150\bar{N}$ ( $\leq 7,500$ )	$220\bar{N}$ ( $\leq 11,000$ )
	砂れき	$200\bar{N}$ ( $\leq 10,000$ )	$250\bar{N}$ ( $\leq 12,500$ )
プレボーリング杭工法	砂	$150\bar{N}$ ( $\leq 7,500$ )	$240\bar{N}$ ( $\leq 12,000$ )
	砂れき	$200\bar{N}$ ( $\leq 10,000$ )	$300\bar{N}$ ( $\leq 15,000$ )
鋼管ソイルセメント杭工法	砂	$150\bar{N}$ ( $\leq 7,500$ )	$190\bar{N}$ ( $\leq 9,500$ )
	砂れき	$200\bar{N}$ ( $\leq 10,000$ )	$240\bar{N}$ ( $\leq 12,000$ )
回転杭工法 1.5倍径	砂	$120\bar{N}$ ( $\leq 6,000$ )	$120\bar{N}$ ( $\leq 6,000$ )
	砂れき	$130\bar{N}$ ( $\leq 6,500$ )	$130\bar{N}$ ( $\leq 6,500$ )
回転杭工法 2.0倍径	砂	$100\bar{N}$ ( $\leq 5,000$ )	$100\bar{N}$ ( $\leq 5,000$ )
	砂れき	$115\bar{N}$ ( $\leq 5,750$ )	$115\bar{N}$ ( $\leq 5,750$ )

$\bar{N}$ :  $q_u$  算定時平均  $N$  値,  $L_b$ : 支持層への根入れ長,  $D$ : 杭径,  $q_c$ : 一軸圧縮強度 ( $\text{kN/m}^2$ )

表-2 杭の周面摩擦力度  $f$  ( $\text{kN/m}^2$ )

工法	周面地盤	$f$ の推定式	
		現行	見直し
打撃工法	粘性土	$C$ 又は $10N$ ( $\leq 150$ )	$C$ 又は $6N$ ( $\leq 70$ )
	砂質土	$2N$ ( $\leq 100$ )	$5N$ ( $\leq 100$ )
場所打ち杭工法	粘性土	$C$ 又は $10N$ ( $\leq 150$ )	$C$ 又は $5N$ ( $\leq 100$ )
	砂質土	$5N$ ( $\leq 200$ )	$5N$ ( $\leq 120$ )
中掘り杭工法	粘性土	$0.8C$ 又は $8N$ ( $\leq 100$ )	$0.8C$ 又は $4N$ ( $\leq 70$ )
	砂質土	$2N$ ( $\leq 100$ )	$2N$ ( $\leq 100$ )
プレボーリング杭工法	粘性土	$C$ 又は $10N$ ( $\leq 100$ )	$C$ 又は $7N$ ( $\leq 100$ )
	砂質土	$5N$ ( $\leq 150$ )	$5N$ ( $\leq 120$ )
鋼管ソイルセメント杭工法	粘性土	$C$ 又は $10N$ ( $\leq 200$ )	$C$ 又は $10N$ ( $\leq 200$ )
	砂質土	$10N$ ( $\leq 200$ )	$9N$ ( $\leq 300$ )
回転杭工法	粘性土	$C$ 又は $10N$ ( $\leq 100$ )	$C$ 又は $10N$ ( $\leq 100$ )
	砂質土	$3N$ ( $\leq 150$ )	$3N$ ( $\leq 150$ )

$C$ : 粘性土の粘着力 ( $\text{kN/m}^2$ )

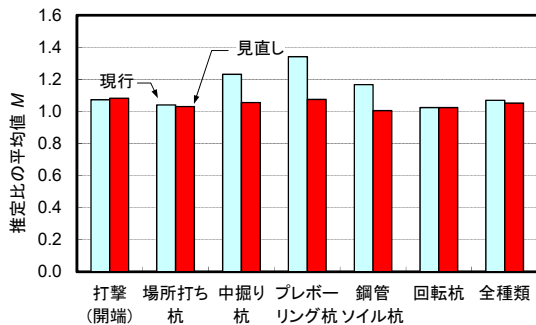


図-5 推定比の平均値(偏り)

## 2. 4 まとめ

本章では、人為差の少ない客観的な支持力推定式の作成方法を考案(標準化)したうえで、支持力推定式の見直しを行った。見直し後の支持力推定式は、H24道示の推定式に比べて推定比の偏りやばらつきが低減されることが確認できた。

## 3. 杭の水平方向地盤反力係数の推定式見直しの検討

### 3. 1 提案する水平方向地盤反力係数の推定式

杭基礎を照査する場合の計算モデルを図-7に示す。水平地盤抵抗は水平方向地盤反力係数  $k_H$  でモデル化される。杭の水平地盤反力係数の推定式(以下、「提案式」という)を式(1)に示す。提案式では現行式と比較して、式(2)に示すように地盤のひずみ依存性を考慮することで推定精度を向上している。なお、基準変形係数  $E_s$  は、式(3)~(4)を採用した<sup>6)</sup>。

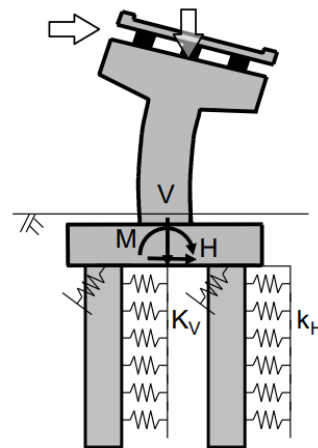


図-7 杭基礎の設計計算モデル

$$k = \lambda \alpha \nu E_1 B_e^{-1} \kappa \quad (1)$$

ここに、

$k$  : 地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$\lambda$  : 表-3 に示す基礎の施工法の違いを考慮するための補正係数

$\alpha$  : 表-3 に示す変形速度等の影響を考慮するための係数

$\nu$  : 表-3 に示す地盤の変形係数を地盤反力係数に換算するための係数

$E_1$  : 地盤反力係数を求める際に用いる基準変形係数 (kN/m<sup>2</sup>) で、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験または孔内水平載荷試験から求める場合は式(2)、N 値から求める場合は式(3)、(4)により求める<sup>4)</sup>。

$$E_1 = c E_m \left( \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_m} \right)^{-1/2} \quad (2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{砂質土 : } E_1 = 1200 N^{2/3} \zeta \\ \quad \quad \quad (\zeta = Dep^{1/2}) \end{array} \right. \quad (3)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{粘性土 : } E_1 = 4000 N^{1/2} \zeta \\ \quad \quad \quad (\zeta = 1.0) \end{array} \right. \quad (4)$$

$E_m$  : 地盤調査で得られた変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)、一軸圧縮試験または三軸圧縮試験の場合は  $E_{50}$ 、孔内水平載荷試験の場合は応力ひずみ関係が一定となった範囲の結果に基づいて求めるものとする。

$\varepsilon_1$  :  $E_1$  を求めるときの基準ひずみ (%) で、1% とする

$\varepsilon_m$  :  $E_m$  を求めるときに地盤又は供試体に生じるひずみ (%)

$B_e$  : 地盤反力係数の算出に用いる基礎の換算載荷幅 (m) で  $0.8B$

$B$  : 荷重載荷方向に直交する基礎の載荷幅 (m)。

$\kappa$  : 基礎の変位レベルに応じた補正係数で、式(5)による

$$\kappa = \left( \frac{y_{eq}}{y_1} \right)^{-1/2} \quad (5)$$

$y_{eq}$  : 着目する変位量で、 $B$  が 5m 以上の場合は 0.05m とする。 $B$  が 5m 未満の場合においては、

$$y_{eq} \geq 0.01B \text{ とする。}$$

$y_1$  : 基準変位量で、 $0.01B$  とする。

表-3 地盤反力係数の算出に用いる係数  $\lambda$ 、 $\alpha$  及び  $\nu$

係数	基礎の施工法、地盤種別	地盤反力係数の種類	
		基礎底面の鉛直方向 地盤反力係数 $k_v$	基礎前面の水平方向 地盤反力係数 $k_h$
$\lambda$	コンタクトグラウトを施す 場合	1.0	1.5
	上記以外	1.0	1.0
$\alpha$	地震の影響を含む場合	1.0	2.0
	地震の影響を含まない場合	1.0	1.0
$\nu$	砂質土・粘性土・岩	2.2	2.2

### 3. 2 部分係数の算出方法

杭基礎の設計項目の一つである杭頭水平変位の照査に用いる部分係数を算出する。H29 道示における橋脚基礎の杭頭水平変位に対する耐荷性能(限界状態 1)の照査式は、式(6)に示す。

$$d \leq d_a = \xi_1 \Phi_Y d_y \quad (6)$$

$d$  : 橋脚基礎の杭の水平変位

$d_a$  : 橋脚基礎の杭の水平変位の制限値。

$\xi_1$  : 調査・解析係数

$\Phi_Y$  : 抵抗係数

$d_y$  : 地盤から決まる杭の降伏水平変位で、杭径の 5% とする。

本検討では、上式を簡単にした式(7)を用いた。

$$d \leq d_a = \Phi d_y \quad (7)$$

$\Phi$  : 部分係数

$d_y$  : 地盤から決まる杭の降伏水平変位で、杭径の 5% とする。

杭頭水平変位の照査に用いる部分係数の算出手順を図-8 に示す。降伏水平変位と応答水平変位の確率モデルを用いて、First Order-Second Moment 法により信頼性解析を行い、信頼性指標  $\beta$  を試算し、目標信頼性指標  $\beta_T$  となるように部分係数を算出する。目標信頼性指標  $\beta_T$  は、H29 道示で設計した場合と同等の信頼性となるように  $\beta_T = 0.5$  とした。

### 3. 3 部分係数の算出結果

図-9 に杭種毎の部分係数の算出結果を示す。H29 道示の部分係数を算出したときの部分係数との比(部分係数比 =  $\Phi$  提案 /  $\Phi$  H29 道示)で整理している。いずれの杭種も部分係数比が 1.0 以上の値を示しており、設計が合理化されることがわかる。また、特に N 値が 5 以下の軟弱地盤において最も合理化の効果が大きいことがわかる。

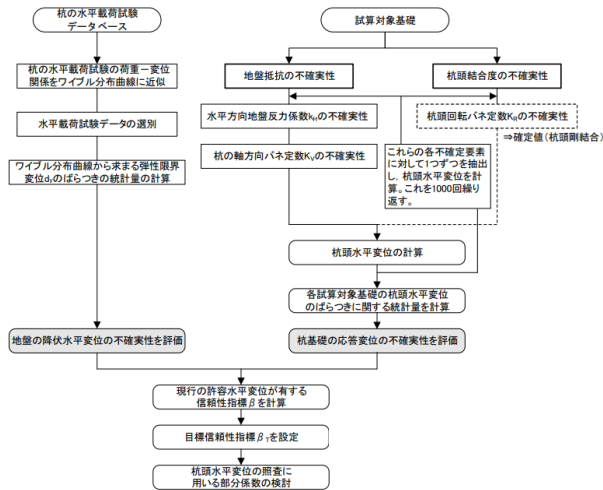


図-8 杭頭水平変位の照査に用いる部分係数算出手順

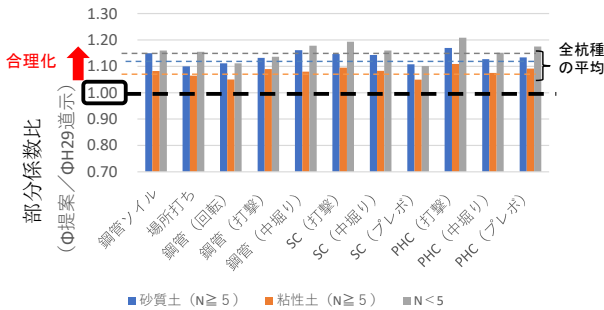


図-9 提案式による設計合理化の効果(杭頭水平変位)

### 3. 4 試設計手法

現行試設計、提案試設計、および最適化設計の設計方法について述べる。検討のフローを図-10 に示す。

現行試設計、提案試設計、および最適化設計の対象は、道路橋杭基礎の橋脚または橋台とし、杭種および杭工法の組合せは図-9 に示す 11 パターンとした。それぞれ、杭体の曲げモーメントのパターンが、軟弱な地盤を想定した杭頭部の曲げモーメントが卓越する分布(パターン 1)と、比較的硬質な地盤を想定した地中部の曲げモーメントが卓越するような分布(パターン 2)の 2 種類についてモデル化した(図-11)。

現行試設計では、H29 道示に基づいて設計を行った。設計は橋軸方向に着目し、安定照査および部材照査を行った。耐荷性能の設計における設計状況は、橋脚基礎については、永続作用支配状況および変動作用支配状況、レベル 2 地震動を考慮する設計状況とし、橋台基礎については、永続作用支配状況および変動作用支配状況とした。

提案試設計では、現行試設計で決定された諸元に対して、地盤反力係数を 3.1 に示す提案式を用いて試設計を行った。現行試設計と同様に橋軸方向の安定照査

および部材照査を行った。橋脚は、永続作用支配状況および変動作用支配状況、及び、レベル 2 地震動を考慮する設計状況において試設計を行い、橋台は、永続作用支配状況および変動作用支配状況において試設計を行った。

最適化設計では、各照査の応答値が制限値に対して過度に余裕がある場合、または、照査を満足しない場合には諸元の見直しを行い、適度な安全余裕(応答値/制限値が 1 を超過しない範囲内で 1 に近い値)となるように杭基礎の最適化を行った。

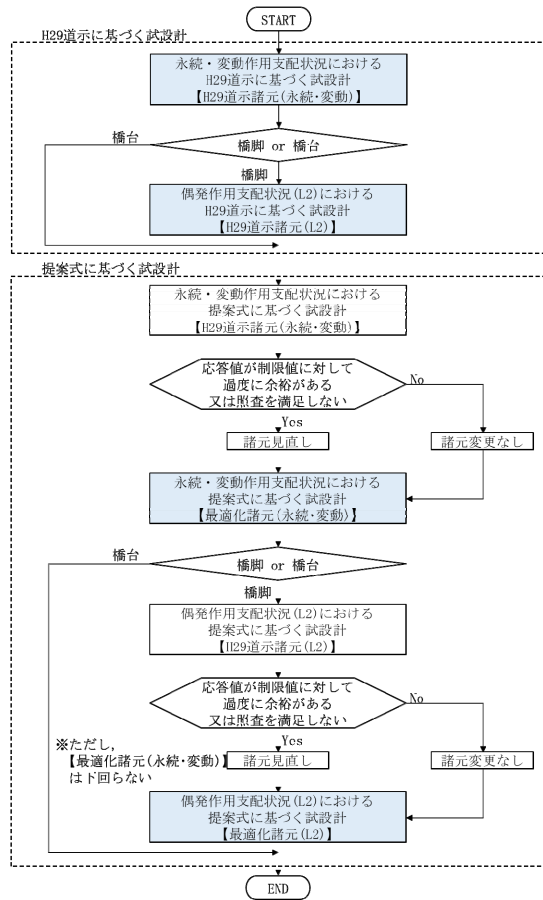
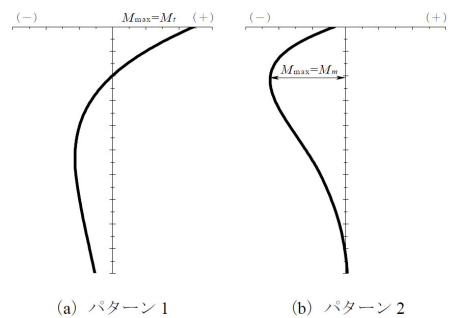


図-10 検討のフロー



※ 正負の符号は、杭頭に外力として任意の向き単位モーメントが作用したとき、杭体に生じる曲げモーメントが同一方向となることを正とする

図-11 杭体の曲げモーメント分布

### 3. 3 試設計結果

最適化設計を行った結果を図-12 から図-14 に示す。まず、永続・変動作用支配状況における試設計では、軟弱地盤のケースにおいて、基礎諸元が減少する傾向が顕著に現れている。場所打ち杭の杭本数減少の例を図-15 示す。これは、提案式によって算出された水平方向地盤反力係数  $k_H$  が現行式よりも大きな値となること が要因の一つと考えられる。次に、レベル2地震動を考慮する設計状況における試設計では、軟弱地盤のケースにおいて諸元が減少する傾向はあるものの、永続作用・変動作用支配状況における試設計の場合と比較して顕著ではなくなっている。これは、レベル2地震動を考慮する設計状況における試設計では、地盤抵抗の非線形性を考慮しており、杭頭部の水平地盤抵抗は地盤反力度の上限値で決まることから、 $k_H$  の差が顕著に現れなかったためと推察される。

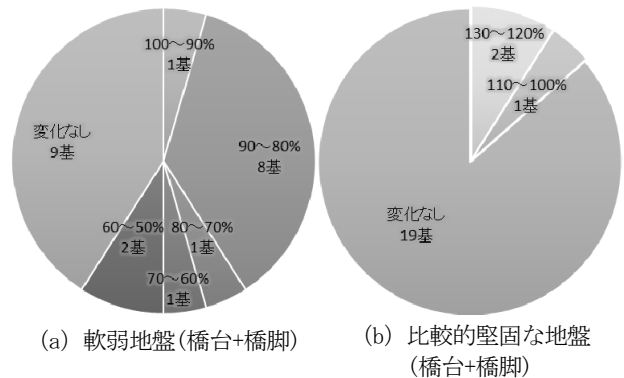


図-13 杭本数への影響(最適化諸元/H29 道示諸元)(永続・変動)

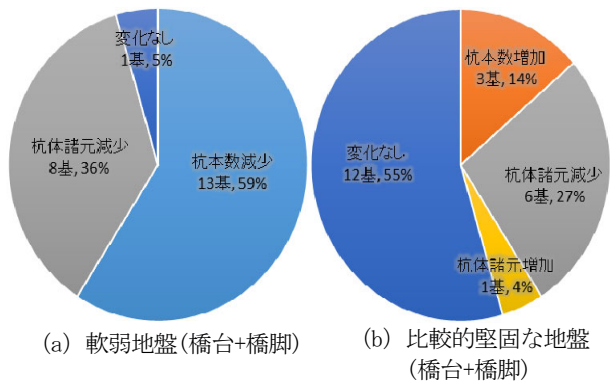


図-12 杭基礎諸元への影響(永続・変動)

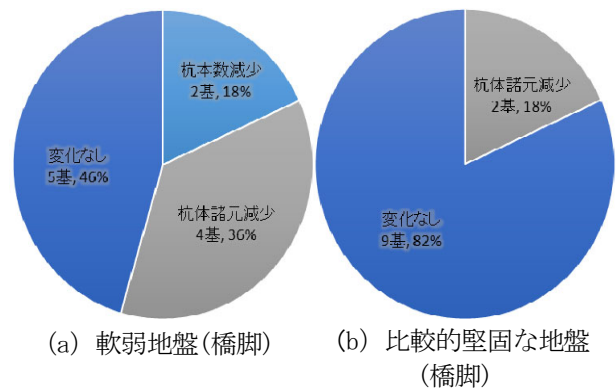


図-14 杭基礎諸元への影響(レベル2地震動)

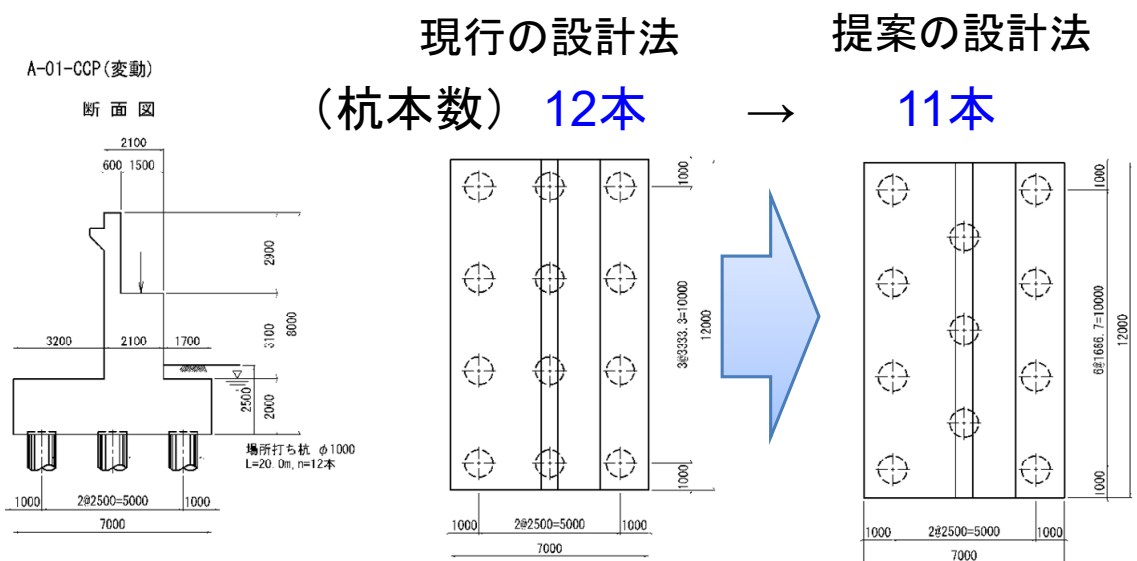


図-15 杭本数減少の例 (場所打ち杭)

### 3. 4 まとめ

本章では、推定精度を向上させた水平方向地盤反力係数を用いて H29 道示で設計した場合と同等の信頼性となるように部分係数を算出した。また、推定精度を向上させた水平方向地盤反力係数を用いて杭基礎の設計を行った場合の杭基礎諸元に与える影響を確認した。得られた主な知見を以下に示す。

- ・杭頭水平変位の照査では、いずれの杭種も H29 道示に対して部分係数が増加し、設計が合理化されることを確認した。
- ・特に N 値が 5 以下の軟弱地盤において最も合理化の効果が大きいことを確認した。
- ・最適化設計の結果、軟弱地盤のケースにおいて、杭本数が減少して合理化が図られる傾向にあることを確認した。

### 4. まとめ

軸方向押し込み支持力の推定式の精度向上、地盤反力係数の推定式の精度向上により部分係数の増加や軟弱地盤で杭本数等の諸元が減少することなどが明らかとなり、設計の合理化が図られることを確認した。軸方向押し込み支持力の推定式については、既に H29 道示に採用した。部分係数の算出については、今後、杭頭鉛直反力の照査に用いる部分係数の算出を行う必要がある。また、杭本数が減少するような軟弱地盤上の橋台では、背面盛土の偏土圧による側方移動の発生が懸念されており、今後、側方移動の定量的な評価法の検討が必要である。

#### 参考文献

- 1) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、2017
- 2) 中谷昌一、白戸真大、河野哲也、中村祐二、野村朋之、横幕清、井落久貴：性能規定体系における道路橋基礎の安定照査法に関する研究、土木研究所資料第 4136 号、2009.3
- 3) 大竹雄、七澤利明、本城勇介、河野哲也、田辺晶規：基礎の変位レベルと地盤のひずみレベルを考慮した設計用地盤反力係数の推定法、土木学会論文集 C (地圏工学)、Vol. 73、No. 4、pp. 412-428、2017
- 4) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、2012
- 5) 小椋 仁志：杭の先端支持力算定式に関する一考察 (先端平均 N 値の平均範囲を中心として)、第 45

回地盤工学シンポジウム論文集、pp. 199-204、2000. 10.

- 6) 大竹雄、七澤利明、本城勇介、河野哲也、田辺晶規：地盤調査法とひずみレベルを考慮した設計用地盤変形係数の推定法、土木学会論文集 C (地圏工学)、Vol. 73、No. 4、pp. 396-411、2017

## 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（コンクリート構造）

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、岩谷祐太、小林巧

#### 【要旨】

新設橋の品質・信頼性を向上させるためには、海洋からの飛来塩や凍結防止剤が橋梁に与える影響を適切に把握するとともに、高耐久鋼材を道路橋に適用するための検討を進めることが必要である。令和2年度までに、特に厳しい塩害環境である沖縄地域の塩害作用の最大強度や凍結防止剤が橋梁へ与える影響調査を行うとともに、ステンレス鉄筋の道路橋への適用性を確認するための各種実験を実施した。令和3年度は、せん断補強筋にステンレス鉄筋を使用した梁部材のせん断載荷試験を行った。また、凍結防止剤を含んだ漏水・滞水に関する構造設計上の配慮事項の現地調査を行い、凍結防止剤の影響を最小化するための構造設計上の配慮事項の提案を行った。  
キーワード：塩害、飛来塩分、凍結防止剤、ステンレス鉄筋、構造設計上の配慮

#### 1. はじめに

道路橋示方書・同解説Ⅲ<sup>1)</sup>（以下、道示Ⅲ）において塩害地域の新設のコンクリート道路橋では、かぶりを厚く設定し耐久性を確保する方法を標準としている。また、道示における対策区分Sなどの塩害環境が厳しい地域では、かぶりを確保する方法に加え、塗装鉄筋又はコンクリート塗装等かぶりによる方法以外の方法を併用することが規定されているが、どこまでの塩害対策を行うことで設計耐久期間100年を十分担保されるかは明示されていない。

塩害環境下において設計耐久期間100年を判断するためには、例えばフィックの拡散方程式（以下、フィック式）のような工学的に一定の信頼性が保証されている塩分浸透予測手法で遮塩性を確認することが必要である。

この確認のためには、表面塩化物イオン濃度（以下、 $C_0$ ）のような、定量的に塩害環境を把握できる指標が必要である。この指標を用いたフィック式による塩分浸透予測と、腐食しないとみなせる抵抗側の閾値（発錆限界）を設定できれば設計耐久期間100年をおおよそ評価できる。ただし、塩分量指標の設定、抵抗側の閾値それぞれに議論の余地がある。塩分量指標の設定では、コンクリート標準示方書<sup>2)</sup>で $C_0$ の最大値として飛沫帯の $13 \text{ kg/m}^3$ が示されているが、それを超える厳しい塩害環境が報告<sup>3)</sup>されており、その実態調査が必要である。

また、内陸部では凍結防止剤による塩害が報告され

ているが、道示Ⅲでは飛来塩分に対する耐久性確保に関してのみ規定されており、凍結防止剤に対する耐久性に関する規定はない。凍結防止剤に対する耐久性確保について規定していくためにも、凍結防止剤が橋梁に与える影響の実態把握が必要である。

一方、塩害対策手法の一つとして高耐久鋼材の活用が挙げられる。その例としてステンレス鉄筋（以下、SUS-SD）があるが、道路橋へ適用するためには耐荷・耐久性性能を含めた適用性の確認が必要である。

令和2年度までに、特に厳しい塩害環境である沖縄県での飛来塩分の実態調査結果を行い、塩分量指標（ $C_0$ ）の最大強度を把握するとともに、その最大強度環境下において腐食しないとみなせる可能性のある発錆限界の下限値を示した。また、SUS-SDを道路橋に適用するための各種検討を行ってきた。

令和3年度は、せん断補強筋としてSUS-SDを使用した場合の効果をせん断載荷試験により確認した。また、凍結防止剤が橋梁へ与える影響を把握するため、凍結防止剤散布橋梁の塩分量調査を実施するとともに、令和3年度は凍結防止剤の影響を最小化するための構造設計上の配慮事項について調査・検討を行った。

#### 2. 沖縄地域における塩害環境調査

##### 2.1 概要

沖縄県は道示Ⅲにおいて地域区分Aに指定され、全国の中でも特に塩害環境が厳しい地域である。土木研究所は平成21年より、沖縄地域の塩害環境下の橋梁

を100年以上にわたって供用するために、新設道路橋における耐久性設計の高度化と維持管理手法を確立するための研究を実施している。その調査の一環で主に架け替えや補修・補強工事を行う予定であった橋梁を対象に、コンクリートコアの採取を実施してきた。

本章ではそれらコア内部の塩化物イオン濃度分布を求め、その分布に対しフィック式をフィッティングさせ、 $C_0$ とみかけの拡散係数(以下、 $D_c$ )を試算した結果を報告する。

### 2.2 調査対象橋梁および架設位置

表-1 に調査対象橋梁の竣工年とコア採取数を示す。対象橋梁は表-1 の5橋である。A、B、Cは多径間の橋梁であり、複数の橋脚からコア採取を行った。一方、橋梁D、Eは単径間であり、その橋台からコアを採取した。下部工は全て普通セメントであり、コア本数は計56本である。

また、図-1 に橋梁架設位置および卓越風向を示す。A、B、C橋は離島架橋であり、D、E橋は海岸沿い(海岸線からの距離0 km)に架設されており、全て道示Ⅲにおいて対策区分Sの橋梁である。風向は5-10月に南西方向が卓越し、11-4月は北方向が卓越する。後者は季節風の影響であると推測される。

### 2.3 調査方法と分析方法

採取したコアに対し、電位差滴定法を行い、塩化物イオン濃度分布を調査した。なお、一部のコアに対してはフェノールフタレイン法による中性化深さの計測も併せて実施した。

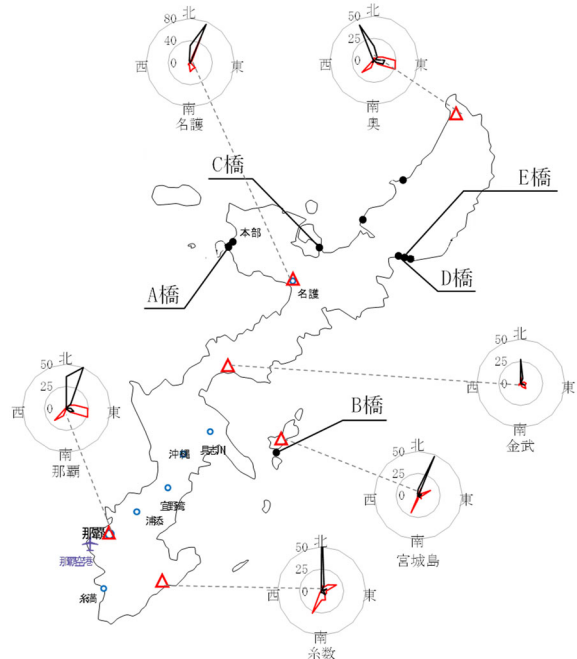
塩化物イオン濃度分布に対しフィック式をフィッティングさせ、 $C_0$ と $D_c$ を変数として試算した。なお、フィック式は以下の式(1)を用い、フィッティングは最小二乗法で行った。

$$C(x, t) - C_i = C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{0.1x}{2\sqrt{D_c t}} \right) \right\} \quad (1)$$

- $x$  : 暴露面からの距離(mm)、 $t$  : 供用期間(年)、
- $C(x, t)$  : 距離 $x$ (mm)、供用期間 $t$ (年)において測定された全塩化物イオン濃度( $\text{kg}/\text{m}^3$ )、
- $C_i$  : 初期含有全塩化物イオン濃度( $\text{kg}/\text{m}^3$ )、
- $\operatorname{erf}$  : 誤差関数、 $C_0$  : 表面塩化物イオン濃度( $\text{kg}/\text{m}^3$ )、
- $D_c$  : みかけの拡散係数( $\text{cm}^2/\text{年}$ )

表-1 調査対象橋梁の竣工年とコア採取数

橋梁	下部工竣工(年)	コア採取数(本)
A	1980	29
B	1994	19
C	1982	4
D	1974	2
E	1975	2



※気象庁の風向データを使用

図-1 橋梁架設位置および卓越風向

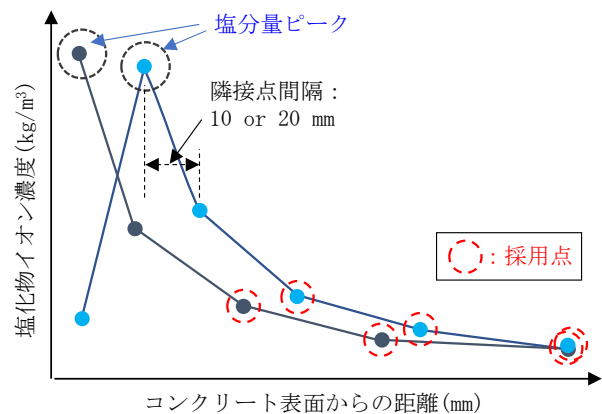


図-2 中性化深さが未知の場合に採用する全塩化物イオン濃度

また、中性化深さが既知の場合、フィッティングはコンクリート中の全塩化物イオン濃度分布に基づいた見掛けの拡散係数の算出方法<sup>5)</sup>に則り実施した。具体

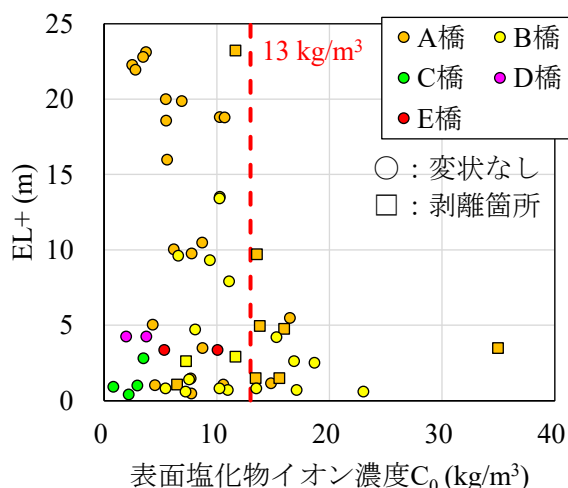


図-3 海面からの高さと同表面塩化物イオン濃度の関係

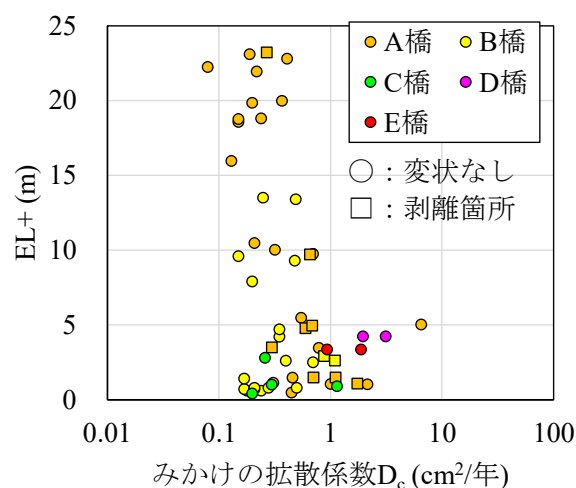


図-4 海面からの高さと同みかけの拡散係数の関係

表-2 C<sub>0</sub>およびD<sub>c</sub>の統計量一覧 (剥離箇所を除く)

	平均 $\mu$	標準偏差 $\sigma$	変動 係数	標準誤差 SE	中央値	N 数	$\mu + 1.64 \sigma$
全橋梁の C <sub>0</sub>	8.4	5.0	58.8 %	0.7	7.7	46	16.5
EL+5 m 以下での全 C <sub>0</sub>	9.2	5.8	62.8 %	1.1	7.9	26	18.7
EL+5 m 以上での全 C <sub>0</sub>	7.4	3.5	47.4 %	0.8	6.8	20	13.2
特に塩害が厳しい離島架橋 (A, B 橋) の EL+5 m 以下の C <sub>0</sub>	11.6	5.1	44.1 %	1.2	10.4	18	19.9
(参考) みかけの拡散係数 D <sub>c</sub>	0.67	1.08	160.9 %	0.16	0.32	46	2.4

※C<sub>0</sub>の単位は kg/m<sup>3</sup>、D<sub>c</sub>の単位は cm<sup>2</sup>/年

的には塩化物イオン濃度分布の内、中性化深さより 10 mm 深い領域までに位置する塩化物イオン濃度を採用せずに計算を行った。

一方、中性化深さが未知のコアに対しては、中性化の影響を考慮し、塩分量ピークから奥に向かった 2 つめの隣接点より採用し、計算を実施した。図-2 に中性化深さが未知の場合に採用する全塩化物イオン濃度を示す。本研究でのコアスライス幅は 10 又は 20 mm であるので、隣接点間隔は 10 又は 20 mm である。塩分量ピーク前後に中性化フロントが位置する可能性が高いことから、ピークから 2 つめの隣接点から採用することにより、“中性化深さ+10 mm”を満足できると考えた。

なお、コアの一部は剥離箇所から採取している。それらコアに対しても同様の計算を実施したが、後述の調査結果では剥離の有無でデータ分類している。

## 2. 4 調査結果

図-3 に海面からの高さと同表面塩化物イオン濃度の

関係を示す。図中において四角形で示した点は剥離が生じていた箇所からコア採取を行ったデータである。この図によると、A 橋と B 橋はおおよそ EL+5 m までの範囲で 13 kg/m<sup>3</sup> を超える C<sub>0</sub> が観測され、海面から遠くなるほど C<sub>0</sub> が小さくなる傾向がある。一方、C、D、E 橋は A、B 橋と比べ C<sub>0</sub> が小さい傾向がある。

図-1 と比較すると、沖縄の中でも離島架橋である A、B 橋の塩害環境が厳しい傾向にあることがわかる。一方、C 橋も離島架橋であるが南側に沖縄本島があり、南西方向の卓越風の影響を受けにくい立地であるため、塩分供給が少なく、相対的に C<sub>0</sub> が小さいと推測される。

図-4 に海面からの高さと同みかけの拡散係数の関係を示す。橋梁ごとにコンクリートの配合が異なるため単純に比較できないが、D、E 橋の D<sub>c</sub> が大きい傾向がある。また、海面に近づくほど D<sub>c</sub> が大きくなる傾向があり、これは水分供給とそれに伴う乾湿繰返しの影響であると推測される。一方、B 橋については EL+1 m 付近



表-3 計算パラメーター一覧

試算ケース		$C_0$ (kg/m <sup>3</sup> )	$C_0$ 設定根拠	$D_c$ (cm <sup>2</sup> /年)	$D_c$ 設定根拠
1	土木学会 (1)	9.0	コンクリート標準示方書[2017 設計編] <sup>2)</sup> 汀線付近の表面塩化物イオン濃度	0.50	コンクリート標準示方書 [2017 設計編] <sup>2)</sup> 普通ポルトランドセメントの 場合 $\log_{10}D_{sp}=3.0(W/C)-1.8$ (W/C=50%)
2	土木学会 (2)	13.0	コンクリート標準示方書[2017 設計編] <sup>2)</sup> 飛沫帯の表面塩化物イオン濃度		
3	土研調査 (最大強度)	20.0	今回の調査により得られた、沖縄県の厳しい塩害環境である離島架橋の EL+5 m 以下の $C_0$ の、5%フラクタイル値 19.9kg/m <sup>3</sup> を切り上げた値		

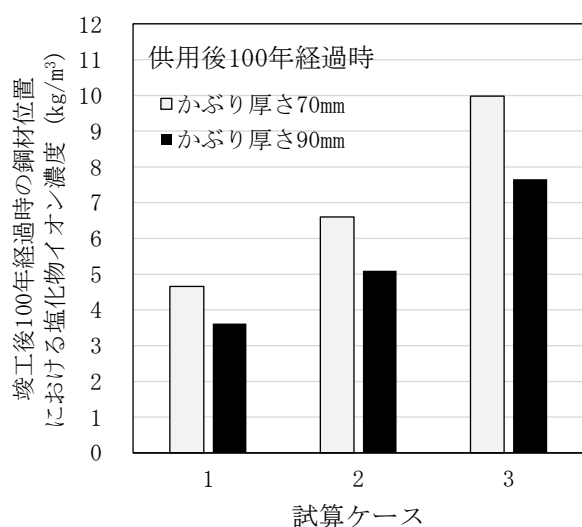


図-5 供用後 100 年経過時の鋼材位置における塩化物イオン濃度の比較

で  $D_c$  が小さくなる様子が観測された。

表-2 に  $C_0$  および  $D_c$  の統計量一覧を示す。この表は計 56 本のコアデータの内、剥離箇所を除いた 46 本のデータを整理したものである。また、EL+5 m で分類した理由として、波高や飛沫帯は立地等の影響が大きいものの、図-3 で  $C_0$  が 13 kg/m<sup>3</sup> を超えるデータが多く観測され、その影響を特に受けている領域であると推測されるためである。また、統計量については既往文献において算術平均が用いられることが多いことから比較のためにそれを使用した。

表によると全体の平均  $C_0$  が 8.4 kg/m<sup>3</sup>、5%フラクタイル値である  $\mu + 1.64 \sigma$  で 16.5 kg/m<sup>3</sup> であった。一方、特に塩害環境が厳しい離島架橋 (A, B 橋) の EL+5 m 以下の平均  $C_0$  は 11.6 kg/m<sup>3</sup>、5%フラクタイル値である  $\mu + 1.64 \sigma$  で 19.9 kg/m<sup>3</sup> であった。

また、ばらつきが大きいため標準誤差 SE についても計算し、それによると全体の平均  $C_0$  は 7.7~9.1

kg/m<sup>3</sup> ( $\mu - 1 \text{ SE} \sim \mu + 1 \text{ SE}$ ) の範囲にあり、特に厳しい離島架橋の EL+5 m 以下で  $C_0$  は 10.4~12.8 kg/m<sup>3</sup> の範囲にあることが明らかとなった。

以上を要約すると、コンクリート標準示方書<sup>2)</sup>の飛来塩分量から算出された  $C_0$  と、今回コアから求めた  $C_0$  の値は整合し、平均的には飛沫帯の影響が大きい部位で 13 kg/m<sup>3</sup>、汀線付近は 9 kg/m<sup>3</sup> であった。加えて、離島架橋かつ EL+5 m の領域の最大強度 (5%フラクタイル値) で 20 kg/m<sup>3</sup> の  $C_0$  が観測された。

また、 $D_c$  については橋梁ごとにコンクリートの配合が異なるため参考値であるが、コンクリート標準示方書の普通セメント (W/C=0.5) の場合と平均的には違いないことを別途確認している。

## 2.5 $C_0$ の最大強度と発錆限界の比較

厳しい塩害環境下 (沖縄) において設計耐久期間 100 年を担保でき、腐食しないとみなせる可能性のある発錆限界の下限値をフィック式により試算した。併せて普通鉄筋 (以下、SD) と SUS-SD の発錆限界とも比較した。

表-3 に計算パラメーター一覧を示す。試算は計 3 ケース実施し、 $C_i$  は 0.3 kg/m<sup>3</sup>、耐久期間 100 年、かぶり厚さ 70 mm と 90 mm とし、式 (1) を用いて試算した。

図-5 に供用後 100 年経過時の鋼材位置における塩化物イオン濃度の比較を示す。W/C が 0.5 と仮定すると、コンクリート標準示方書では SD の発錆限界は 1.9 kg/m<sup>3</sup> であり、これと図-5 を比較するとどの試算ケースにおいても SD の発錆限界を超える。

一方、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)<sup>6)</sup> (以下、SUS 指針 (案)) によると、SUS410 の発錆限界の推奨値は 9 kg/m<sup>3</sup>、SUS304 は 15 kg/m<sup>3</sup>、SUS316 は 24 kg/m<sup>3</sup> である。 $C_0$  が最も大きいケース 3 のかぶり厚さ 70 mm の場合、100 年経過時に約 10 kg/m<sup>3</sup> の塩化物イオン濃度が試算されており、SUS304 と SUS316 の発錆限界はそれよりも大きいこと

から、特に厳しい塩害環境下においても設計耐久期間 100 年を確保できる可能性があることが確認できた。

次章より、その高耐久鋼材である SUS-SD を道路橋に適用するために行った各種検討結果について述べる。

### 3. SD と SUS-SD 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、SD と SUS-SD の接触では SD 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/m<sup>3</sup> 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<sup>7)</sup>。また、SUS 指針(案)<sup>6)</sup>においても、塩化物イオン濃度が 1.2kg/m<sup>3</sup> 以下の範囲では、SUS-SD は SD 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。また、安藤らの研究によれば、塩化物イオン濃度が 9kg/m<sup>3</sup> 以下の条件では、SD と SUS-SD の接触が SD の腐食を促進させることはなかったとされる<sup>8)</sup>。

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<sup>9)</sup>、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<sup>10)</sup>。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。

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

ここで、P: 腐食速度、P<sub>0</sub>: 金属片単独時の腐食速度、A<sub>c</sub>: 貴な金属の表面積、A<sub>a</sub>: 卑な金属の表面積

篠田らや安藤らの研究、あるいは SUS 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。実施工では SD と SUS-SD を併用することが LCC 上効果的であり、SD に対して SUS-SD の表面積比が大きくなることも想定されることから、表面積比に着目した腐食促進試験を行った。

#### 3. 2 試験方法

接触する SD と SUS-SD との表面積比及び接触形態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。実験条件を表-4 に、各供試体の配筋状況を図-6 に示す。供試体寸法は、100mm×100mm×230mm とし塩害環境下を模擬し、コンクリート中に 1.2kg/m<sup>3</sup> の塩化物イオンを混入した。コンクリート中の SD は

D10 および D19 とし、SUS-SD には SUS304 を使用、SD との接触形態は、直交接触と平行接触の 2 パターンとした。また、コンク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°C・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

コンクリートからは取り出した SD から得た腐食面積算出結果を表-5 に示す。腐食面積の算出は、JIS A 6205「鉄筋コンクリート用防せい剤」附属書 2「コン

表-4 実験条件

CASE	SUS-SD と SD の接触形態	SUS-SD の 総表面積 A <sub>SUS</sub> (mm <sup>2</sup> )	SD の 総表面積 A <sub>N</sub> (mm <sup>2</sup> )	表面積比 A <sub>SUS</sub> /A <sub>N</sub>
CASE1	直交接触	7,770	7,770	1.0
CASE2	直交接触	19,418	1,939	10.0
CASE3	直交接触	40,141	1,939	21.0
CASE4	平行接触	40,141	1,939	21.0

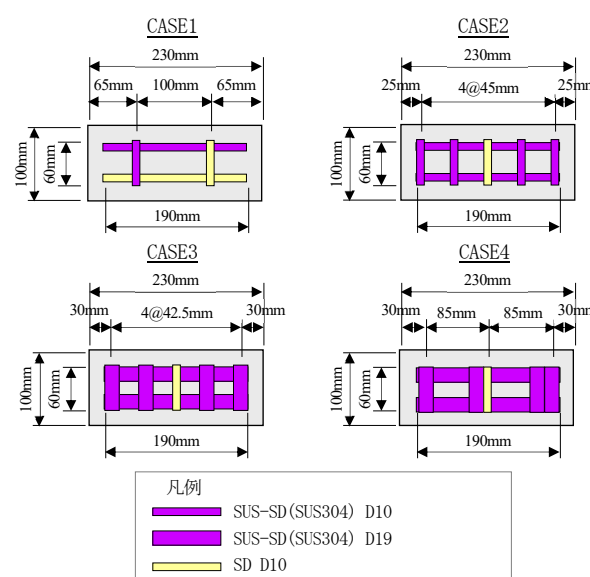


図-6 供試体配筋状況

表-5 腐食面積算出結果

CASE	SUS-SD と SD の 接触形態	表面積比 A <sub>SUS</sub> /A <sub>N</sub>	SD の 腐食面積率	CASE1 の腐食面積率に対する比
CASE1	直交接触	1.0	8.4%	—
CASE2	直交接触	10.0	29.5%	3.5
CASE3	直交接触	21.0	15.4%	1.8
CASE4	平行接触	21.0	19.3%	2.3

クリート中の鉄筋の促進腐食試験方法」に記載の方法に準拠し、鉄筋表面に透明なシートを当て腐食した部分を写しとり、写しとった腐食箇所と同寸法の図形をCADに描画することで算出した。

結果は、腐食面積率が大きい順に CASE2>CASE4>CASE3>CASE1 となり、表面積比との明確な相関は見られなかった。表面積比1.0のCASE1の腐食面積率に対する他のCASEの腐食面積率の比は、CASE2で3.5倍、CASE3・CASE4で1.8~2.3倍であった。腐食の程度を見ると、全条件とも鉄筋表面部分に変色・発錆は見られる程度で、断面欠損は見られなかった。

表面積比の増加に伴い腐食面積率もある程度増加しているものの、3.1で述べた腐食速度と表面積の関係式で試算すると、CASE1の腐食度に対してCASE2は約11倍、CASE3・CASE4は約22倍となると考えられるが、関係式による想定ほど増加していない。この原因としては、上記の関係式は異種金属の接触部分に電解液、すなわち水分が十分存在している前提であるのに対し、本実験環境はコンクリート中であり、接触部分における水分量が少なかったことで異種金属接触腐食が進行しづらかった可能性が考えられる。

以上より、SDに対するSUS-SDの表面積比の増加による異種金属接触腐食が耐荷性能に与える影響は小さいと考えられる。ただし、表面積比が10.0以上の場合、表面積比1.0に対して腐食面積率が最大3.5倍に増加しており、局所的に表面積比が著しく大きい状況が形成されると異種金属接触腐食が促進される可能性は否定できない。道示Ⅲでは内部鋼材が腐食すること自体を許容しておらず<sup>1)</sup>、道路橋へ適用する場合は耐荷性能への影響の大小に関わらず異種金属接触腐食が促進されない対策を講じる必要がある。

### 3.4. 異種金属接触腐食防止方法の検討

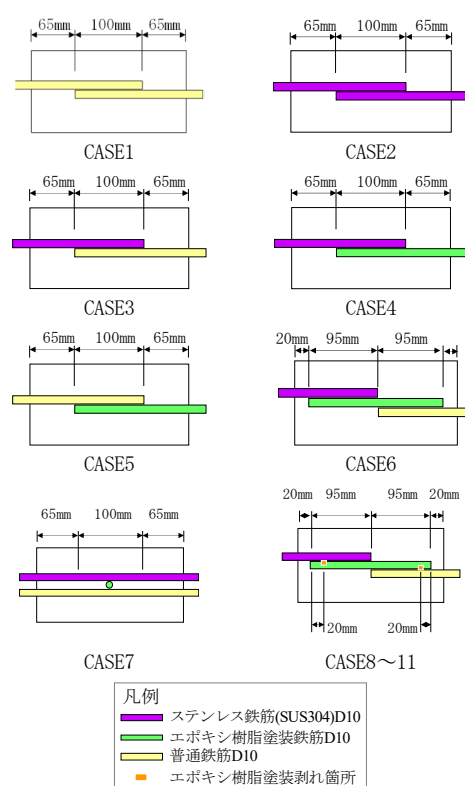
異種金属接触腐食を防止する手法としては、材料間の絶縁や腐食電位差の小さい材料の使用等いくつかの方法があるが、そのうち材料間の絶縁手法としては、接触部を非導電体である樹脂やゴムを介することで絶縁する手法が一般的に用いられており、SDとSUS-SDの間にエポキシ樹脂塗装鉄筋を介して継手を行う方法が考えられる。

そこで、SDとSUS-SDとをエポキシ樹脂塗装鉄筋を介し接続した継手を作製し、鉄筋間の電気抵抗を計測することで絶縁効果の検証を行った。

検証は、鉄筋種別及びその継手方法を変化させた継手を作製し、電圧を印加することで両端の電気抵抗値

表-6 実験ケース

CASE	使用鉄筋種別	鉄筋の接触形態	エポキシ樹脂塗装鉄筋の損傷状況	印加電圧 (V)	
CASE1	普通鉄筋	平行接触	損傷無し	250	
CASE2	ステンレス鉄筋	平行接触		250	
CASE3	ステンレス鉄筋 普通鉄筋	平行接触		250	
CASE4	ステンレス鉄筋 エポキシ樹脂塗装鉄筋	平行接触		1000	
CASE5	普通鉄筋 エポキシ樹脂塗装鉄筋	平行接触		1000	
CASE6	ステンレス鉄筋 エポキシ樹脂塗装鉄筋 普通鉄筋	平行接触		1000	
CASE7		直交接触		1000	
CASE8		平行接触		塗装剥がれ1mm×1mm	250
CASE9		平行接触		塗装剥がれ3mm×3mm	250
CASE10	平行接触	塗装剥がれ5mm×5mm		250	
CASE11	平行接触	施工時損傷模擬		500	



を計測し、電気抵抗値が計測されれば絶縁されていると判断した。実験ケースを表-6、各ケース別配筋状況を図-7に示す。使用するエポキシ樹脂塗装鉄筋はJSC-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、切断面にエポキシ樹脂を用いてタッチアップ処理を施したものを使用した。なお、CASE8~CASE11では、実施工時にエポキシ樹脂塗装鉄筋が損傷した場合の絶縁効果への影響を検証するため、エポキシ樹脂塗装鉄筋の塗膜を一部損傷させ、塗膜損傷部がSD及びSUS-SDと接するように配筋した。

表-7 電気抵抗値計測結果

CASE	使用鉄筋種別	鉄筋の接触形態	エポキシ樹脂塗装鉄筋の損傷状況	電気抵抗値 (MΩ)	
CASE1	普通鉄筋	平行接触	損傷無し	0	
CASE2	ステンレス鉄筋	平行接触		0	
CASE3	ステンレス鉄筋 普通鉄筋	平行接触		0	
CASE4	ステンレス鉄筋 エポキシ樹脂塗装鉄筋	平行接触		∞	
CASE5	普通鉄筋 エポキシ樹脂塗装鉄筋	平行接触		∞	
CASE6	ステンレス鉄筋 エポキシ樹脂塗装鉄筋 普通鉄筋	平行接触		∞	
CASE7		直交接触		∞	
CASE8		平行接触		塗装剥がれ1mm×1mm	0
CASE9		平行接触		塗装剥がれ3mm×3mm	0
CASE10		平行接触		塗装剥がれ5mm×5mm	0
CASE11		平行接触		施工時損傷模擬	0.01

### 3. 5 電気抵抗値計測結果

電気抵抗値計測結果を表-7に示す。絶縁を想定していた条件4～条件5、そしてエポキシ樹脂塗装鉄筋を介した継手である条件6～条件7は電気抵抗値が $\infty$ MΩとなっており、エポキシ樹脂塗装鉄筋を介して継手を行うことにより、鉄筋の接触形態に関わらず絶縁効果を得られることが確認できた。

一方損傷を模擬した条件8～条件11では、条件11以外は電気抵抗値を示さず、1mm×1mmの僅かな損傷でも絶縁効果が損なわれ導通してしまうことが確認できた。条件11のみ0.01MΩと抵抗値を示しているが、これは条件8～条件10と異なり鉄筋素地の露出まで至っていないためと考えられる。このように、エポキシ樹脂塗装鉄筋はわずかな損傷が生じただけで導通してしまうため、エポキシ樹脂塗装鉄筋を取り扱う際には運搬・保管・配筋・打設時等各施工段階において塗膜を損傷させないよう十分注意する必要がある。

## 4. SUS-SD を用いた RC はり部材の耐荷性能

### 4. 1 概要

SUS 指針 (案)<sup>6)</sup> で SUS304-SD を用いた RC はり部材の検討が既に行われているものの、道示Ⅲに適用させる場合には各種ばらつきや、部材としての可逆性限界、骨格曲線を制御できる鉄筋比の範囲などについての検討を行う必要がある。

それらの内、令和2年度までにSDを使用した場合との部材挙動の違いや、部材挙動が制御できる鉄筋比の範囲を曲げ載荷試験により確認した。令和3年度は、せん断補強筋としてSUS-SDを使用した場合の効果をせん断載荷試験により確認した。

表-8 曲げ試験ケース一覧

ケース	鉄筋種類	鉄筋比	主鉄筋		せん断補強筋	
			呼び名	本数(本)	呼び名	本数(本)
1	SD345	1.19	D13	3	D10	20
2		3.17	D13	8	D10	20
3	SUS304-SD345	1.19	D13	3	D10	20
4		0.89	D10	4	D10	20
5		1.78	D10	8	D10	20
6		3.17	D13	8	D10	20
7		4.89	D16	8	D10	20

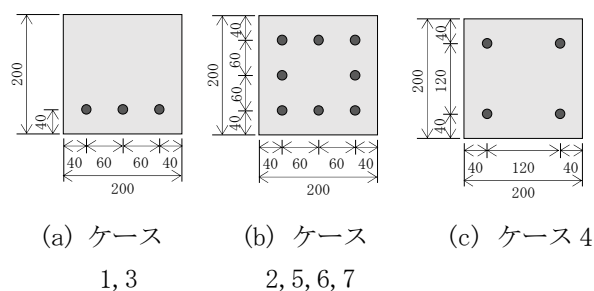


図-8 ケース別のRCはり断面

### 4. 2 試験体と4点曲げ載荷試験方法

表-8に載荷試験ケース一覧を、図-8にケース別のRCはり断面(単位:mm)を示す。SUS304-SDを使用したRCはりの耐荷性能を評価するために、鋼種と鉄筋比をパラメータとした4点曲げ載荷試験を実施した。鋼種はSDとSUS304-SDの2種であり、鉄筋比は0.89～4.89の範囲で5種類である。ここで鉄筋比とは、主筋の断面積とコンクリートの有効断面積の比である。

図-9にケース2、6の試験状況の例を示す。なお、ケース1と3の違い、ケース2と6の違いは鋼種(SD、SUS-SD)だけであり、配筋や鉄筋径は同じである。供試体断面は200mm×200mmであり、曲げ試験体の部材長2.6mに対し、支間長は1.6m、載荷点間距離は0.4mである。また、使用したコンクリートは、設計基準強度が24N/mm<sup>2</sup>、粗骨材最大寸法が20mm、空気量が3.9%、水セメント比が0.56であった。コンクリートは打設後7日の湿潤養生を行い、14日目に脱型した。

図-10に鋼材の引張試験結果例を示す。SUS304-SDはSDと比べ、小さいひずみの段階で弾性限界を迎え、明確な降伏点と降伏棚が存在せずにひずみ硬化する材料特性を有する。



すると、終局時はSDとSUS304-SDの差はないことが確認できる。降伏荷重は鋼種間で差があるデータも存在するが、これはSUS304-SDの0.2%耐力のばらつきが大きいことを別途確認しているため、その影響であると推察される。

材料特性が部材挙動に与える影響として、わずかであるが、0.2%耐力前に部材剛性が低下し、骨格曲線の折れ点が不明確になる傾向がある。0.2%耐力後はひずみ硬化の影響で部材剛性としてはSDより大きくなり、同じ荷重に対する変形量は小さくなる傾向がある。

道示Ⅲでは軸方向鉄筋をコンクリートの有効断面積の0.5%以上配置することを前提とし、脆弱な破壊とならないように制御している。本実験では、鉄筋比0.89~4.89の範囲でSUS-SDの場合でも、ひび割れ発生、鋼材降伏、圧壊の順番で部材挙動が制御できていることを確認した。

#### 4.4 せん断載荷試験方法

飛来塩分はコンクリート表面から侵入するため、主鉄筋よりも外側に位置するせん断補強筋についても高耐久化することが望まれる。そこで、せん断補強筋にSUS-SDを用いた場合の性能について、せん断載荷試験を行い確認した。

図-12にせん断載荷試験状況を、試験ケースは全てSDのケース（ケース1）、全てSUS-SDのケース（ケース3）とした。設計上のせん断耐力（せん断補強筋の降伏）は295.3 kNであり、 $a/d$ 比2.3の試験体である。使用したコンクリートは、設計基準強度が $24 \text{ N/mm}^2$ 、粗骨材最大寸法が20 mm、空気が3.5%、水セメント比が0.56であった。コンクリートは打設後7日の湿潤養生を行い、14日目に脱型した。

#### 4.5 せん断載荷試験結果

図-13にせん断載荷試験により得られた荷重-たわみ曲線を、図-14にひび割れ状況を示す。同図より曲げひび割れ発生荷重と、斜めせん断ひび割れ発生荷重については両ケースでほぼ同じであることがわかる。

設計における終局時に相当するせん断補強筋の降伏荷重は、SUS-SDを用いた場合の方が大きい。0.2%耐力を降伏とみなすSUS-SDについても完全弾塑性バイリニアを前提に設計計算を行っていることを考慮すると、実挙動としては耐力が同じであっても、せん断補強筋の降伏時前から変位が大きくなることが考えられる。しかし、実際にはSDの場合も、SUS-SDの場合も骨格曲線が重なり、その上で変位だけでなく耐力もSUS-SDの場合の方が大きくなっているため、鋼種の

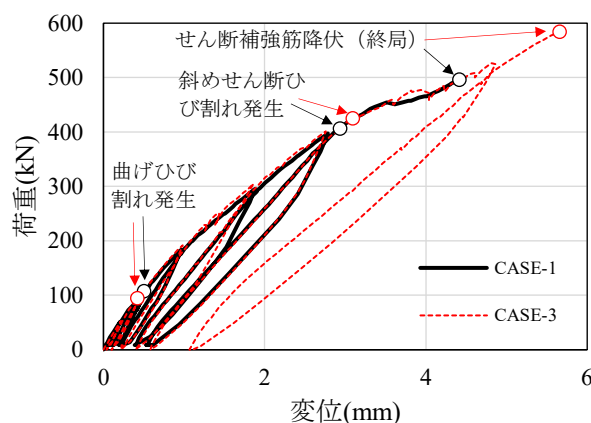


図-13 せん断載荷試験により得られた荷重-変位関係

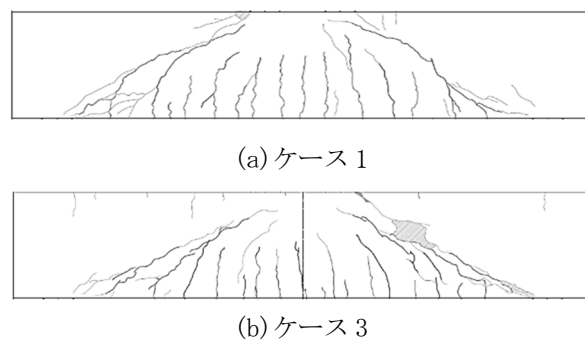


図-14 ひび割れ状況

違いよりも、せん断ひび割れの発生の仕方が挙動に与えた影響が大きかったと推測できる。

## 5. 凍結防止剤散布橋梁における塩分量調査

### 5.1 概要

凍結防止剤が橋梁に与える影響は、それを含んだ漏水・滞水に構造物が晒されているかどうかや、凍結防止剤散布量の違いによって大きく変動すると考えられる。また、同一橋梁内でも部位によって影響の程度が異なってくる可能性がある。このような違いによる橋梁への影響程度を把握するため、凍結防止剤が多量に散布されている橋梁を選定し、塩分量調査を実施した。

### 5.2 調査橋梁及び調査方法

調査橋梁概要を表-9に示す。上部工形式や凍結防止剤散布量の違いによる影響を確認するため、形式や凍結防止剤散布量の異なる橋梁を選定した。凍結防止剤散布量は、過去5ヶ年の散布量の平均値を採用している。

調査は既設構造物への影響を勘案し、コア削孔ではなくドリルを用いて、コンクリート表面からそれぞれ

10mm、30mm、50mm の位置における削孔粉を採取し、JIS A 1154 に準拠し電位差滴定法により各深さにおける全塩化物イオン濃度を測定した。さらにその結果を用いて、2.2 同様最小二乗法を用いたフィック式へのフィッティング作業を行い、表面塩化物イオン濃度を算出した。

### 5.3 調査結果

漏水跡の有無別の表面塩化物イオン濃度  $C_0$  を図-15 に示す。縦軸の  $C_0$  は、異なる部位毎に算出した  $C_0$  を橋毎に平均したものである。調査を行った全4橋とも、漏水跡がある場合はない場合に比べて  $C_0$  が大きく増加しており、漏水が構造物に大きな影響を与えていることが分かる。

次に、漏水跡がある箇所における部位別の表面塩化物イオン濃度  $C_0$  を図-16 に示す。調査橋梁数が異なるものの、 $C_0$  の平均値で見ると、張出床版下面 ( $1.26\text{kg}/\text{m}^3$ ) が最も小さく、端横桁 ( $7.95\text{kg}/\text{m}^3$ ) が最も大きな値を示した。張出床版下面は、漏水に晒されても重力によりすぐに流れ落ちるのに対し、端横桁では漏水の影響に加え、橋座面との離隔が小さく、橋座面に生じた滞水からの水跳ねにより塩分浸透が促進されたことが要因と考えられる。

この部位毎の  $C_0$  と凍結防止剤散布量との関係を示したものを図-17 に示す。これを見ると、凍結防止剤散布量と  $C_0$  に明確な相関関係は見られなかった。また、凍結防止剤散布量  $32.0\text{ (t/km/年)}$  に着目すると、同じ凍結防止剤散布量であるにも関わらず、 $C_0$  が最小  $0.7\text{kg}/\text{m}^3$  から最大  $6.4\text{kg}/\text{m}^3$  まで大きくばらつく結果となった。

以上より、凍結防止剤が橋梁に与える影響は、凍結防止剤散布量のみでは決まらず、部位や環境条件によって大きく変動することが確認された。耐久性の信頼性を確保するためには、凍結防止剤が橋梁に与える影響のばらつきを可能な限り小さくすることが重要である。そこで、令和3年度において凍結防止剤の影響を最小化するための構造設計上の配慮事項について調査・検討を行った。

## 6. 構造設計上の配慮事項に関する実態調査

### 6.1 概要

道示<sup>1)12)</sup>では、漏水・滞水に関する配慮事項として、桁端部への防水処理や橋座面への排水勾配の設置が挙げられている。しかし、必要な防水処理の範囲や排水勾配の値は明記されておらず、道路管理者毎に規定し

表-9 調査橋梁概要

橋梁名	上部工形式	架橋位置	供用年数	凍結防止剤散布量 (t/km/年)
A橋	RCT桁橋	直轄国道 (福島県)	60	21.4
B橋	RC中空床版橋	高速道路 (滋賀県)	58	32.0
C橋	PCボステンT桁橋	直轄国道 (青森県)	44	26.9
D橋	PCボステンT桁橋	高速道路 (滋賀県)	57	32.0

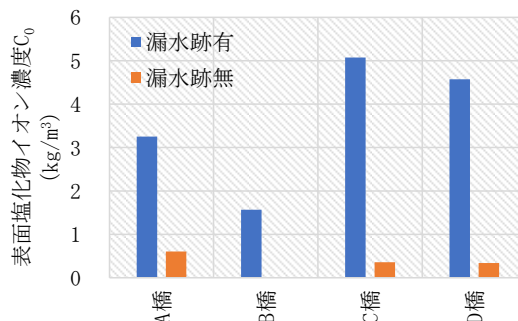


図-15 漏水跡の有無別の表面塩化物イオン濃度

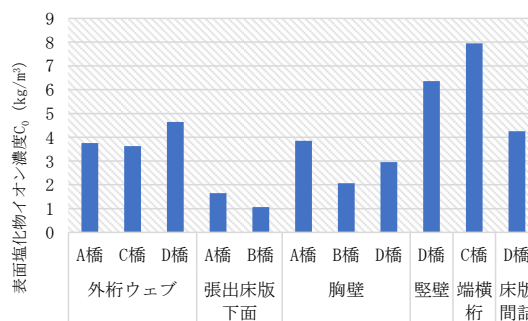


図-16 漏水跡がある箇所における部位別の表面塩化物イオン濃度



図-17 漏水跡がある箇所における凍結防止剤散布量と表面塩化物イオン濃度の関係

ているためその範囲・値にばらつきがあるのが現状である。そのため、凍結防止剤を含む漏水・滞水の影響を最小化するための適切な桁端防水範囲及び橋座面の排水勾配について調査・検討を実施した。

### 6.2 橋座面の排水勾配に関する実態調査

橋座面の排水性能は縦断勾配と表面粗さに影響を受けると想定し、既設橋梁の橋座面において実態調査を行った。調査橋梁は、関東地方に位置する高速道路橋であり、供用年数が40年を超えるA路線で9橋、7～

26年と比較的新しいB路線で18橋の計27橋で調査を実施した。縦断勾配はデジタルスケール、表面粗さは表面粗さ計を用いて計測した。計測箇所は、橋座面の左端、中央、右端の3点とした。

### 6.3 調査結果

橋座面の縦断勾配の設計値と実測した3点の平均値との関係を図-18に示す。橋台前面側に向く勾配をプラスとしている。路線別に見ると、A路線はプラス勾配側（橋台前面側）にばらついているのに対し、B路線はプラスマイナスどちら側にもばらついていた。次に、A路線における各橋梁の3点の実測値のばらつきを図-19に示す。同じ橋座面上でも、橋梁番号5、7～9では計測箇所によって勾配が逆転していた。このように同一橋座面で勾配が逆転すると、滞水が生じる原因となる。さらに各路線の3点の実測値の標準偏差をまとめたものを表-10に示す。A路線で平均0.64%、B路線で平均0.70%と建設年次によらず同等のばらつきが生じていた。以上より、橋座面に縦断勾配を施す際は、同一橋座面でも1%程度の施工誤差が生じると考えられる。

次に橋座面の表面粗さについて、B路線における計測橋梁の供用年数と橋座面の表面粗さをプロットしたものを図-20に示す。これを見ると、供用年数に比例して表面粗さが増加する傾向が確認できる。A路線でも計測したが、経年劣化により橋座面が荒れており計測上限値（160 $\mu$ m）を超過した。以上より、表面粗さの影響を考慮するためには経年劣化の影響を考慮する

必要がある。

### 6.4 コンクリート板を用いた排水性能試験

橋座面の排水性能に対する縦断勾配と表面粗さの影響を検証するため、コンクリート板を用いた排水性能試験を行った。まず、縦断勾配による影響を確認するため、二次製品の表面が平滑な鉄筋コンクリート板（以下、平滑板）上に止水テープで700mm×150mmの流水範囲を設け、平滑板の縦断勾配を0%から5%まで1%ずつ変化させながら、その流水範囲に一定量の水を流水したときに板端部から排水される水を回収・計量した。その回収水量を流水量で除することで縦断勾配毎の排水率を算出した。平滑板を写真-1に示す。

次に、表面粗さの影響を確認するため、橋座面の経年劣化を模擬したコンクリート板（以下、劣化板）を製作し、平滑板と同条件で排水性能試験を行った。経年劣化を受けた橋座面の表面粗さは、表面の凹凸が大きくても計測可能なレーザー変位計を使用して既設橋梁の橋座面の表面粗さを計測し、その平均値に近い粗さになるよう型枠に金網を貼り付け打設することで模擬した。

図-21に排水性能試験結果を示す。試験の結果、平滑板・劣化板とも1%の縦断勾配を設けることで排水性能が大幅に向上し、それ以上勾配を大きくしても排水性能に大きな差はみられないことが確認された。また、劣化板の排水率が平滑板を上回っていることから、表面粗さの違いが排水性能に与える影響は小さいと考えられる。

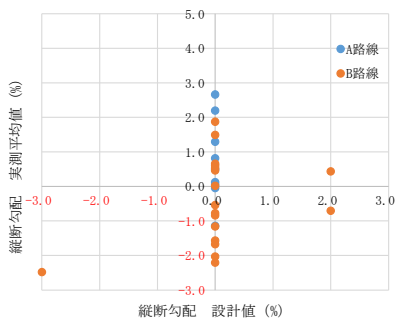


図-18 設計値と実測平均値

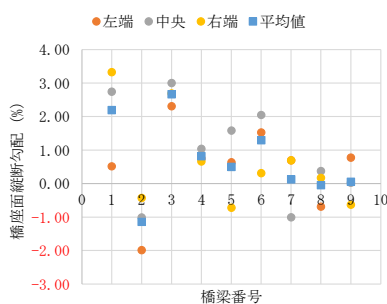


図-19 実測値のばらつき

表-10 縦断勾配実測値の標準偏差

単位：%	A路線	B路線
N数	9	18
最大値	1.21	1.34
最小値	0.16	0.06
平均値	0.64	0.70
中央値	0.64	0.68

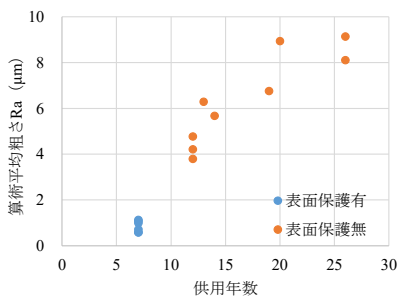


図-20 供用年数と表面粗さ

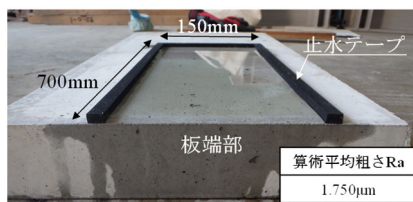


写真-1 平滑板

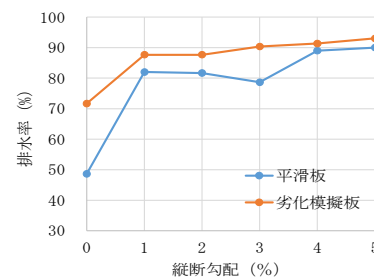


図-21 排水性能試験結果



### 6. 5 下部工の適切な構造設計上の配慮の提案

以上の結果を考慮すると、橋座面勾配を2%以上とすることで橋座面の滞水を適切に排水できると考えられる。しかし、実態調査では下部工前面や胸壁に漏水が原因と思われる変状が多数確認されており、下部工全体として耐久性が向上する配慮を行う必要がある。そこで、図-22 のような構造設計上の配慮を提案する。縦断勾配は胸壁側へ設け、胸壁直下への集水溝の設置、及び胸壁・橋座面への表面保護の実施により、下部工全体としての耐久性を向上できると考えられる。

### 6. 6 桁端部の漏水影響範囲に関する実態調査

桁端部の漏水の影響範囲は、主桁の縦断勾配によって変動すると想定し、既設橋梁の実態調査を行った。調査項目は、桁下面の縦断勾配、桁下面の付着塩化物イオン濃度、及び桁下面の桁端部からの伝い水跡延長とした。縦断勾配はデジタルスケール、付着塩化物イオン濃度は携帯型蛍光X線分析計（以下、携帯型分析計）、桁端部からの伝い水跡延長はメジャー及び目視により測定した。携帯型分析計の測定単位はppmで表示される。これを用いて、桁端部から50cm間隔で測定した。伝い水跡延長は目視で明らかに跡が確認できる橋梁においてのみ行った。

調査は6.2同様A路線及びB路線で実施し、A路線で10橋、B路線で14橋の計24橋で調査を実施した。凍結防止剤散布量は、A路線が5.9～14.4t/km・年、B路線が3.9～5.2t/km・年であった。

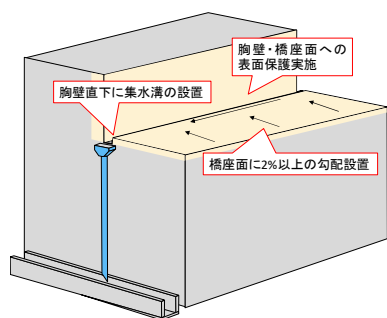


図-22 下部工の構造設計上の配慮

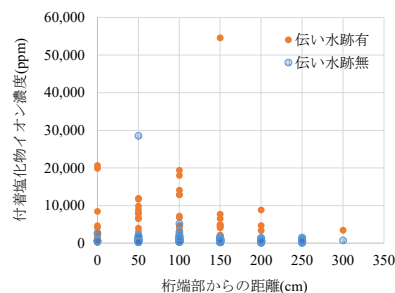


図-25 付着塩化物イオン濃度（伝い水跡の有無別）

### 6. 7 調査結果

携帯型分析計による桁下面の測定結果を図-23に示す。桁端部からの距離が50cmより離れるにつれて、付着塩化物イオン濃度が小さくなる傾向を示した。

次に、図-23を変状及び伝い水跡の有無別に色分けした結果を図-24及び図-25に示す。図-24では、10,000ppm弱の箇所では変状が確認されている一方、20,000～30,000ppmと更に大きい数値の箇所では変状は確認されず、付着表面塩化物イオン濃度の大きさと変状の有無に必ずしも相関は確認できなかった。一方図-25では、伝い水跡がある場合はない場合に比べて明らかに値が大きくなる傾向が確認された。以上より、伝い水が生じている範囲は凍結防止剤の影響を受けていると言え、伝い水が生じる範囲に対して対策を行う必要があると考えられる。

桁下面の縦断勾配と桁端部からの伝い水跡の延長の関係を図-26に示す。桁下面勾配と伝い水延長には強い相関が確認され、勾配が1%増加するにつき伝い水延長が約1m伸びるといった結果となった。縦断勾配によっては、各道路管理者が定めている表面保護範囲以上の伝い水が生じる可能性があることが確認できた。

### 6. 8 上部工の適切な構造設計上の配慮の提案

以上の結果より、凍結防止剤の影響を最小化するには縦断勾配に応じた桁端防水範囲の設定が必要であることが分かった。しかし、縦断勾配が大きい場合は防水範囲も大幅に増加することとなり、経済的ではない。そこで図-27のような構造設計上の配慮を提案する。

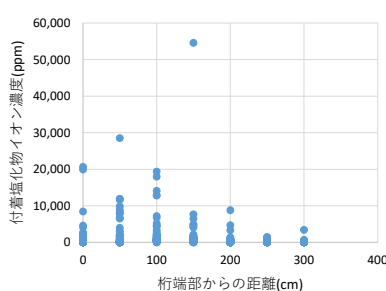


図-23 付着塩化物イオン濃度

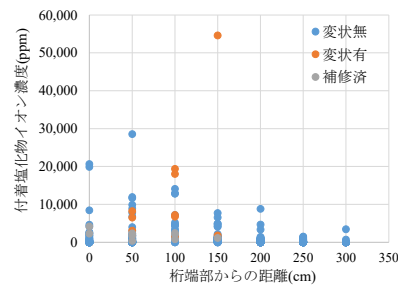


図-24 付着塩化物イオン濃度（変状の有無別）

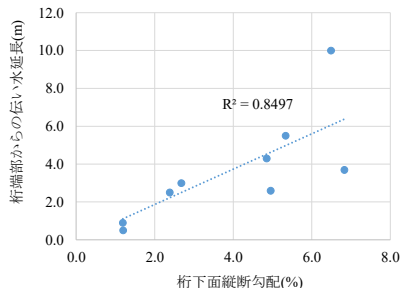


図-26 桁下面勾配と伝い水延長

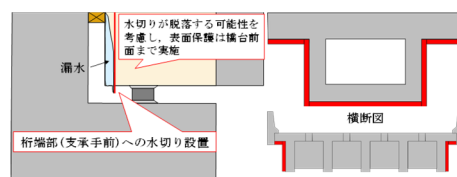


図-27 上部工の構造設計上の配慮

桁端部への水切りの設置を標準とすることで、縦断勾配の大小によらず漏水の影響を遮断することができる。なお、水切りの経年劣化による脱落の可能性を考慮し、表面保護は橋台前面まで施工したほうが望ましいと思われる。

## 7. まとめ

本研究では、新設橋の品質・信頼性の向上を目的に、飛来塩分による厳しい塩害環境である沖縄地域における塩害環境調査を行い、飛来塩分の最大強度を把握するとともに、海洋からの塩害環境における塩害対策の留意点を提案した。

また、塩害対策手法の一つである SUS-SD を道路橋に適用するために必要な各種実験を行い、令和3年度は、過年度に実施した曲げ載荷試験に加え、せん断補強筋に SUS-SD を使用したせん断載荷試験を実施した。

さらに、凍結防止剤が橋梁へ与える影響を把握するため、凍結防止剤散布橋梁における塩分量調査を実施し、令和3年度は凍結防止剤を含んだ漏水・滞水に関する構造設計上の配慮事項について現地調査を行い、その結果踏まえて凍結防止剤の影響を最小化するための適切な構造設計上の配慮事項の提案を行った。

## 謝辞

本研究は「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」の成果の一部である。また、調査の実施にあたり、沖縄県離島架橋100年耐久性プロジェクトの関係者及び各道路管理者の皆様には、多大なるご協力をいただきました。ここに謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 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、2017.11
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書、2017年制定、設計編、2018.3
- 3) 例えば山路徹、横田弘、中野松二、濱田秀則：実構造物調査及び長期暴露試験結果に基づいた港湾 RC 構造物における鉄筋腐食照査法に関する検討、土木学会論文集 E、Vol.64、No.2、pp.335-347、2008.5
- 4) 気象庁：過去の気象データ検索（沖縄県）、[https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/select/prefecture.php?prec\\_no=91&block\\_no=&year=&month=&day=&view=](https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/select/prefecture.php?prec_no=91&block_no=&year=&month=&day=&view=)。（最終閲覧日：2021年5月13日）
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書、2018年制定、規準編、2018.10
- 6) 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）、コンクリートライブラリー130、2008.9
- 7) 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.
- 8) 安藤智史、河野広隆、服部篤史、石川敏之：塩化物イオン高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.
- 9) ステンレス協会：ステンレス鋼便覧 第3版、2007.
- 10) 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.
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、IV 下部構造編、2017.11

## 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、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、混和材の使用によるかぶりコンクリートの塩化物イオン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た。令和2年度までの検討では、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プレキャストプレストレストコンクリート相当に低減したコンクリートでは、極めて高い塩化物イオン浸透抵抗性を有することを示した。また、このようなコンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性を迅速に評価する方法として電気抵抗率試験が適用可能なことを示した。令和3年度は、電気抵抗率試験を配合の選定および品質管理に活用するための方法を提案するとともに、これまでの成果を共同研究報告書としてとりまとめた。

キーワード：コンクリート橋、高耐久化、塩化物イオン浸透抵抗性、混和材、電気抵抗率試験、品質管理

#### 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、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化物イオン浸透抵抗性の向上、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化物イオン浸透抵抗性の向上に着目した検討を行った。

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、二酸化炭素の排出量を削減できるだけでなく、かぶりコンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性を向上させる効果も高いことを明らかにした。この技術を工場で製作さ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化物イオン浸透抵抗性がさらに向上すること、および、納品時に塩化物イオン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化物イオン浸透抵抗性の向上効果を把握し、その評価技術を確立して、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した。

令和2年度までの検討では、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、その高い塩化物イオン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（図-1）。また、このようなコンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性を迅速に評価する方法として電気抵抗率試験が適していること示し、電気抵抗率に基づいて塩化物イオン浸透抵抗性を区分する方法を提案した。

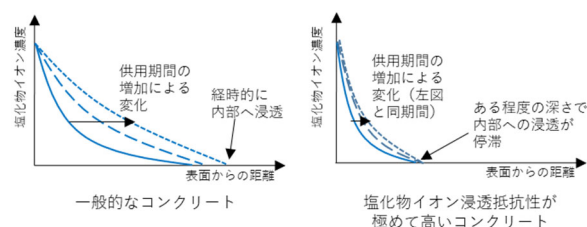


図-1 本研究で着目する塩化物イオンの挙動

令和3年度の検討では、電気抵抗率試験を配合の選定および品質管理に活用することを想定し、国内2か所の

表-1 養生条件ならびにコンクリートの配合と圧縮強度

養生条件 (実験シリーズ)	供試体 表記	W/B (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )					圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )			
			W	B = HPC + SG4 + SG6 + FA					S	G	
				HPC	SG4	SG6	FA				
水中養生 シリーズ	H36	36	165	458	—	—	—	721	968	材齢 28 日	
	H36SG430			321	138 (30%)	—	—	712		65.3	
	H36SG650			229	—	229 (50%)	—	707		60.5	
	H36FA20			367	—	—	92 (20%)	696		69.4	
蒸気養生 シリーズ	H36-S	36		458	—	—	—	721		60.6	62.6
	H33SG430-S	33		350	150 (30%)	—	—	712		64.7	
	H33SG650-S			250	—	250 (50%)	—	707		70.5	
	H33FA20-S			400	—	—	100 (20%)	696		62.4	

水中養生シリーズ W: 上水道水(茨城県つくば市), HPC: 早強ポルトランドセメント(密度 3.14 g/cm<sup>3</sup>, 比表面積 4480 cm<sup>2</sup>/g), SG4: 高炉スラグ微粉末 4000(密度 2.89 g/cm<sup>3</sup>, 比表面積 4350 cm<sup>2</sup>/g, せつこう添加(SO<sub>3</sub>換算 2%), SG6: 高炉スラグ微粉末 6000(密度 2.91 g/cm<sup>3</sup>, 比表面積 6210 cm<sup>2</sup>/g, せつこう添加(SO<sub>3</sub>換算 3%), FA: フライアッシュ II 種(密度 2.35 g/cm<sup>3</sup>, 比表面積 4330 cm<sup>2</sup>/g), S: 細骨材(静岡県掛川産産砂, 密度 2.56 g/cm<sup>3</sup>, 吸水率 2.23%), G: 粗骨材(茨城県笠間産砕石 6 号(密度 2.67 g/cm<sup>3</sup>, 吸水率 0.43%, 硬質砂岩)と同 5 号(密度 2.67 g/cm<sup>3</sup>, 吸水率 0.46%, 硬質砂岩)を均等に混合), 化学混和剤: 高性能減水剤と空気連行剤を使用  
蒸気養生シリーズ HPC: 早強ポルトランドセメント(密度 3.14 g/cm<sup>3</sup>, 比表面積 4680 cm<sup>2</sup>/g), 比表面積 4530 cm<sup>2</sup>/g, せつこう添加(SO<sub>3</sub>換算 2%), SG6: 高炉スラグ微粉末 6000(密度 2.91 g/cm<sup>3</sup>, 比表面積 5940 cm<sup>2</sup>/g, せつこう添加(SO<sub>3</sub>換算 3%), FA: フライアッシュ II 種(密度 2.25 g/cm<sup>3</sup>, 比表面積 4010 cm<sup>2</sup>/g), そのほかは水中養生シリーズと同一

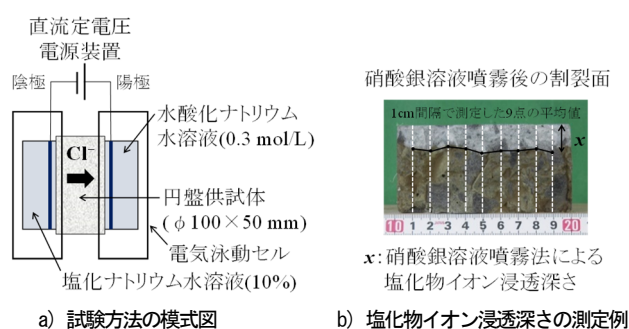


図-2 非定常電気泳動試験の概要

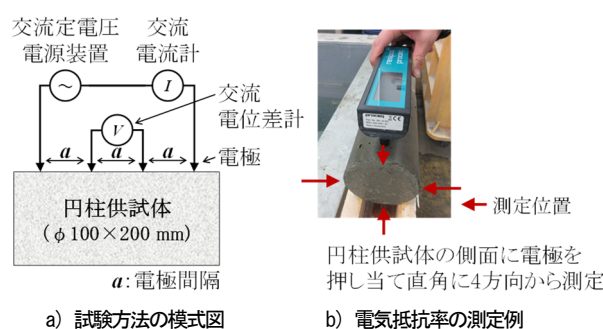


図-3 電気抵抗率試験の概要

プレキャスト工場で、複数の打込み日で製造されたコンクリートを用いて繰返し製造における電気抵抗率の測定結果のばらつきを検討した。この検討結果も踏まえて、電気抵抗率試験を活用した配合の選定および品質管理の方法を提案した。

## 2. 塩化物イオン浸透抵抗性が極めて高いコンクリートの評価に用いたデータ

本章では、塩化物イオン浸透抵抗性が極めて高いコンクリートの条件とその評価に用いた浸せき試験、非定常電気泳動試験および電気抵抗率試験の方法及びデータについて説明する。

### 2.1 コンクリート

実験には、配合と養生条件が異なる合計 8 種類の円柱供試体 (φ100×200mm) を用いた (表-1)。

配合は、水結合材比を 33% または 36% とし、結合材を早強ポルトランドセメント単味の場合 (H)、H の一部を高炉スラグ微粉末 (高炉スラグ微粉末 6000 : SG6、高炉スラグ微粉末 4000 : SG4) あるいはフライアッシュ II 種 (FA2) で置換した場合の 4 種類とした。

養生条件は、コンクリート打込み翌日に脱型し、試験材齢まで水中養生したもの (以下、水中養生シリーズ)、コンクリート打込み後から温度と湿度をプログラム制御可能な養生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 時間維持、20°C まで 5 時間で降温) を与えたのちに脱型し、試験材齢まで 20°C で水中養生したもの (以下、蒸気養生シリーズ) の 2 種類がある。

供試体の表記は、「H33SG650-S」のように、セメントの種類、水結合材比 (33%、36%)、混和材の種類 (SG4、SG6、FA2) と置換率 (20%、30%、50%) を組み合わせで表し、蒸気養生シリーズには末尾に「-S」を付記した。いずれの配合も材齢 28 日の圧縮強度は、60~70N/mm<sup>2</sup> 程度であった。

### 2.2 浸せき試験の方法

各種類の供試体 1 体の両端面から約 25mm 部分を切断除去し、高さ 150mm 程度に成形した。コンクリート打込み側の円形面以外をエポキシ樹脂塗料でシールしたのち、濃度 3% の塩化ナトリウム水溶液に浸せきした。浸せき期間は、水中養生シリーズの供試体は 1097 日、蒸気養生シ

表-2 各試験実施時の材齢

試験の種類	実験シリーズ	材齢(日)														
		91	101-106	133, 140	182	180-189	201, 202	223, 230	365	372-385	408, 415	730	749, 750	758-765	773, 780	1140, 1143
浸せき試験	水中養生			●				▲			■				◆	×
	蒸気養生						▲			■			◆			
非定常電気泳動試験	水中養生		●			▲				■				◆		
	蒸気養生		●			▲				■						
電気抵抗率試験	水中養生	○			△				□			◇				
	蒸気養生	○			△				□							

浸せき試験における浸せきの期間 ●:浸せき90日, ▲:浸せき180日, ■:浸せき365日, ◆:浸せき730日, ×:浸せき1097日

リーズの供試体は 730 日までとした。その後、表面から厚さ 5 mm ごとに試料を採取して JISA 1154 の電位差測定法によって塩化物イオン濃度を測定し、濃度分布を最小二乗法により式(1)にフィッティングして見掛けの拡散係数  $D_{ap}$  を算出した。

$$C(x, t) = C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left( \frac{x}{2\sqrt{D_{ap}t}} \right) \right\} + C_i \quad (1)$$

ここで、 $C(x, t)$ :  $x$ 位置の  $t$ における塩化物イオン濃度 ( $\text{kg/m}^3$ )、 $x$ : コンクリート表面からの距離 (m)、 $t$ : 試験期間 (s)、 $C_0$ : コンクリート表面の塩化物イオン濃度 ( $\text{kg/m}^3$ )、 $C_i$ : 初期含有塩化物イオン濃度 ( $\text{kg/m}^3$ )、 $D_{ap}$ : 見掛けの拡散係数 ( $\text{m}^2/\text{s}$ )、 $\operatorname{erf}$ : 誤差関数である。

### 2.3 非定常電気泳動試験の方法

各種類の円柱供試体 1 体の中央から厚さ 50 mm の円盤供試体を 2 個ずつ切断し、真空飽和処理を行った。電気泳動セルに円盤供試体を設置し、印加電圧を 30V として円盤供試体に塩化物イオンを電気泳動させた (図-2 a))。通電時間は 6 時間と 24 時間とした。その後、円盤供試体の割断面に 0.1 mol/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-2 b))、式(2)を用いて塩化物イオン拡散係数  $D_{hssm}$  を算出した<sup>1)</sup>。

$$D_{hssm} = \frac{RT}{zFE} K \quad (2)$$

ここに、 $D_{hssm}$ : 塩化物イオン拡散係数 ( $\text{m}^2/\text{s}$ )、 $R$ : 気体定数 ( $=8.31 \text{ J}/(\text{K}\cdot\text{mol})$ )、 $T$ : 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 ( $=9.65 \times 10^4 \text{ J}/(\text{V}\cdot\text{mol})$ )、 $E$ : 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 ( $=0.05\text{m}$ ) で除した値 ( $\text{V}/\text{m}$ ))、 $K$ : 塩化物イオン浸透速度係数 ( $\text{m}/\text{s}$ ) 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。

### 2.4 電気抵抗率試験の方法

電気抵抗率の測定は、水中養生シリーズは各 2 体、蒸気

養生シリーズは各 3 体の供試体を用い、JSCE-G 581 B 法に準拠して行った。測定装置には、電極間隔 50 mm、周波数 40 Hz、測定範囲 10~10000  $\Omega\text{m}$  のものを用いた。測定は、電極を供試体側面に押し当て、互いに直角をなす 4 方向から行った (図-3)。測定値は、JSCE-G 581 附属書 1 に記載されているセル定数を用いて、供試体の形状や寸法、電極の配置間隔に依存しない値に換算した。電気抵抗率の評価には、換算後の値を平均した値を用いた。

### 2.5 各試験における供試体の材齢

各試験実施時の材齢を表-2 に示す。浸せき試験は、水中養生と蒸気養生シリーズでわずかに試験材齢が異なっているが、本稿では、浸せき日数で整理した。浸せき試験と非定常電気泳動試験または電気抵抗率試験の結果を比較する際には、最も近い材齢の結果を用いた。非定常電気泳動試験を行う供試体は、同時期に行った電気抵抗率試験と同じ時点で水中養生を終了した。その後、供試体の切断などの試験準備を行い、表-2 の材齢で通電を行って、塩化物イオン浸透深さを測定した。

## 3. 塩化物イオン浸透抵抗性が極めて高いコンクリートの評価指標の検討

本章では、まず、従来から行われている浸せき試験の結果から塩化物イオン浸透抵抗性が極めて高いコンクリートを評価し、次に迅速評価試験である非定常電気泳動試験と電気抵抗率試験の結果を比較することで、塩化物イオンの浸透が停滞するようなコンクリートを分類するための評価指標を検討した。

### 3.1 浸せき試験

塩化物イオン濃度分布の例を図-4 に示す。H36 では、経時的に塩化物イオンが内部に浸透していることが確認された。H36SG430 では、H36 と比較すると内部への塩化物イオンの浸透が抑制されているが、浸せき期間を通して経時的に塩化物イオンが浸透していると考えられる。一方、H36SG650 と H36FA220 では、塩化物イオンの内部への浸透が、浸せき期間 365 日以降は明確ではなく、停

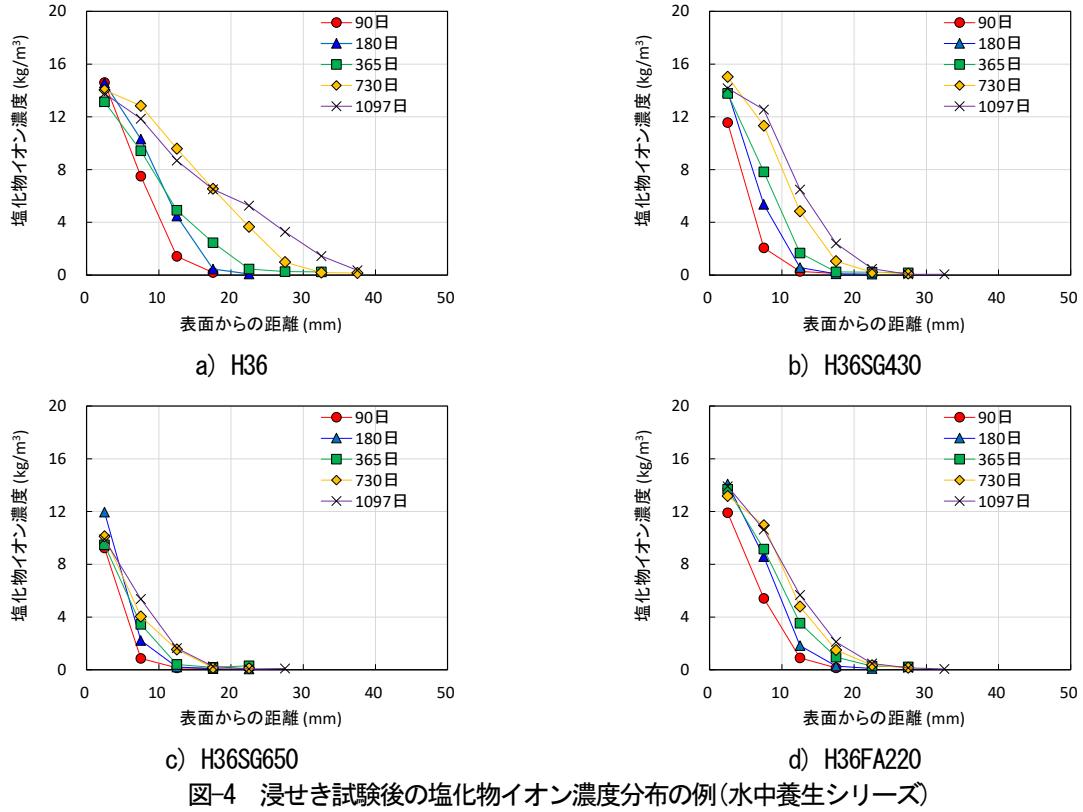


図-4 浸せき試験後の塩化物イオン濃度分布の例(水中養生シリーズ)

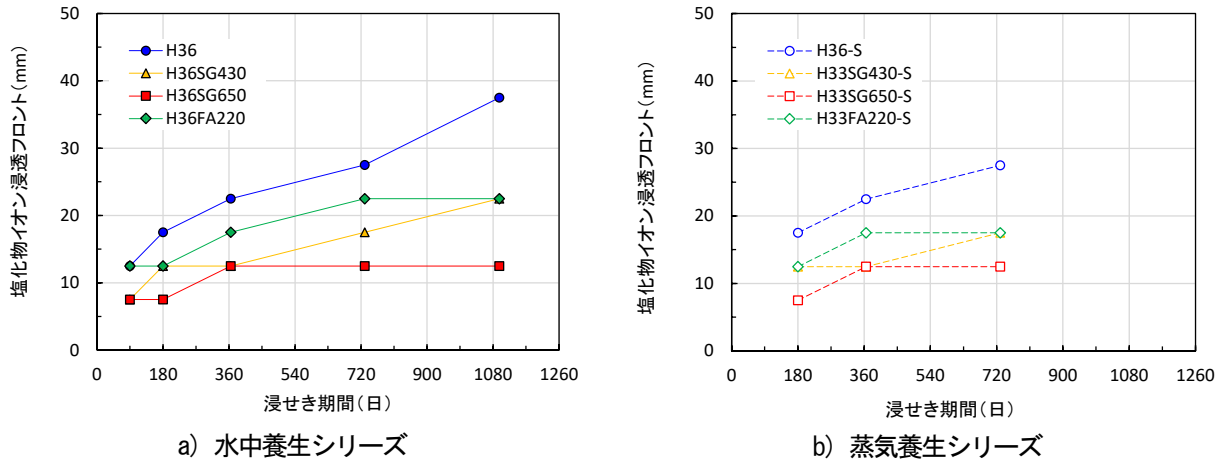


図-5 浸せき試験中の塩化物イオン浸透フロントの経時変化

滞しているように見える。

塩化物イオン浸透フロントの経時変化を図-5 に示す。ここで、塩化物イオン浸透フロントは、塩化物イオン濃度が  $0.3\text{kg/m}^3$  を超えた試料の midpoint までの距離と定義した。これは、分析した試料の初期含有塩化物イオン濃度が  $0.15\text{kg/m}^3$  程度であったことを考慮し、 $0.3\text{kg/m}^3$  を基準とすることで塩化物イオンが外部から浸透しているかどうかを判断できると考えたためである。試料の midpoint までの距離は、たとえば、表面からの距離  $5\sim 10\text{mm}$  の範囲から採取した試料の場合は  $7.5\text{mm}$  ( $=5\text{mm}+2.5\text{mm}$ ) となる。

H36、H36-S、H36SG430、H33SG430-S では、経時

的に塩化物イオン浸透フロントが増加しているのに対し、H36SG650、H33SG650-S、H36FA220、H33FA220-S では、浸せき 365 日以降に、塩化物イオン浸透フロントが停滞した。このことから、後者のグループは、塩化物イオン浸透抵抗性が極めて高いと考えられる。H36FA220 と H33FA220-S の塩化物イオン浸透フロントが、H36SG430 と H33SG430-S の場合と同程度まで達した理由は、ポズラン反応が顕著になって空隙構造が密になるまでに時間を要したためと推察される。なお、蒸気養生シリーズの H33FA220-S の方が、H36FA220 と比較して早期に停滞する傾向があった。

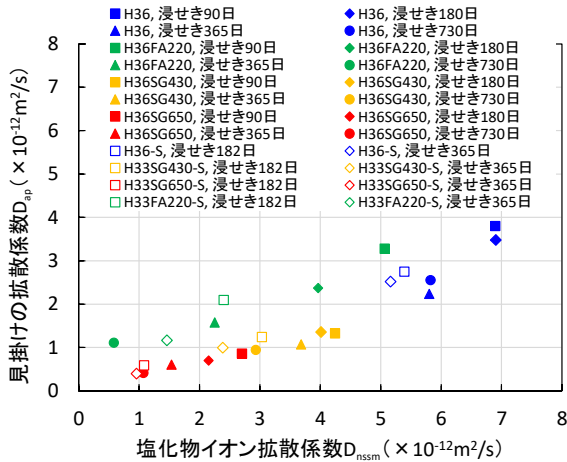


図-6 見掛けの拡散係数  $D_{ap}$  と塩化物イオン拡散係数  $D_{nssm}$

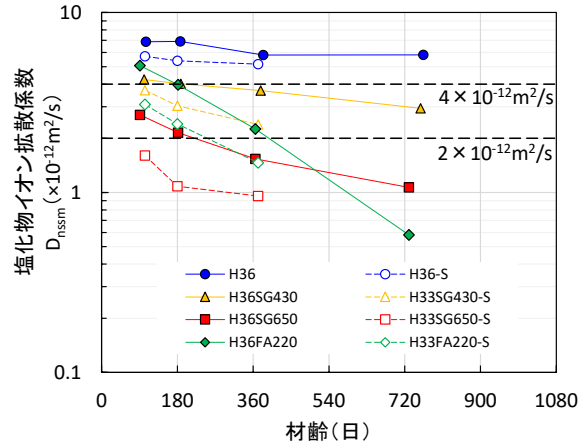


図-7 塩化物イオン拡散係数  $D_{nssm}$

### 3. 2 浸せき試験と非定常電気泳動試験

浸せき試験から得られた見掛けの拡散係数  $D_{ap}$  と非定常電気泳動試験から得られた塩化物イオン拡散係数  $D_{nssm}$  を図-6 に示す。全体の傾向として、見掛けの拡散係数  $D_{ap}$  と塩化物イオン拡散係数  $D_{nssm}$  は相関関係にあることを確認できる。

浸せき試験で塩化物イオンの浸透が停滞した H36SG650、H33SG650-S は、他の供試体よりも見掛けの拡散係数  $D_{ap}$  が小さい値を示した。一方、同様に塩化物イオンの浸透が停滞した H36FA220、H33FA220-S では、H36SG650、H33SG650-S よりも見掛けの拡散係数が大きかった。これは、浸せき試験の開始材齢が 20 または 50 日であり、ポゾラン反応が顕著になる以前に塩化物イオンが浸透した影響で、見掛け上、拡散係数が大きくなったためと考えられる。

塩化物イオン拡散係数  $D_{nssm}$  を図-7 に示す。浸せき 365 日以降に塩化物イオンの浸透が停滞したことも踏まえて、塩化物イオン浸透抵抗性を分類すると、1) 早強ポルトランドセメント単味の場合、2) 高炉スラグ微粉末 4000 を置換率 30% で用いた場合、3) 高炉スラグ微粉末 6000 を置換率 50% またはフライアッシュを置換率 20% で用いた場合となり、1)~3) は、 $4 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$  と  $2 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$  を閾値としておおよそ区分することができた。

### 3. 3 浸せき試験と電気抵抗率試験

見掛けの拡散係数  $D_{ap}$  と電気抵抗率の関係を図-8 に示す。また、図中には、反比例の関係を仮定し、最小二乗法により得られた近似曲線も示す。ただし、3.2 で述べたとおり、フライアッシュを用いた場合は、見掛けの拡散係数  $D_{ap}$  がほかの混和材を用いた場合と比較して大きいことを考慮して、近似曲線を算出する際には除外した。

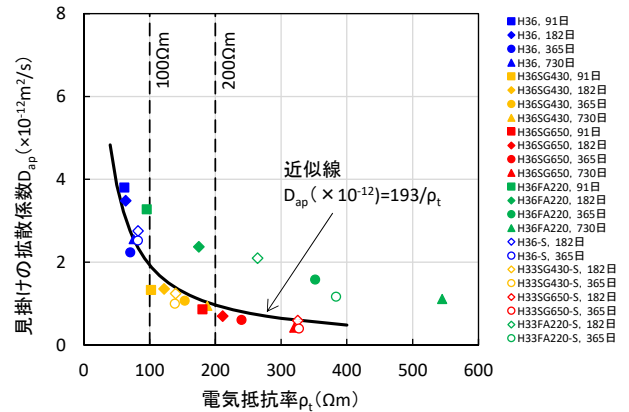


図-8 見掛けの拡散係数  $D_{ap}$  と電気抵抗率  $\rho_t$  の関係

全体的な傾向として、供試体の種類や材齢に関わらず、両試験結果は、既往研究で確認されているとおりの概ね反比例の関係であることを確認できる<sup>2)</sup>。浸せき 365 日以降に塩化物イオンの浸透が停滞したことも踏まえて、電気抵抗率を用いて塩化物イオン浸透抵抗性を分類すると、1) 早強ポルトランドセメント単味の場合、2) 高炉スラグ微粉末 4000 を置換率 30% で用いた場合、3) 高炉スラグ微粉末 6000 を置換率 50% またはフライアッシュを置換率 20% で用いた場合となり、1)~3) は、100  $\Omega\text{m}$  と 200  $\Omega\text{m}$  を閾値としておおよそ区分することができた。なお、塩化物イオン浸透の停滞が見られた材齢時点の電気抵抗率は、H36SG650、H33SG650-S、H36FA220 および H33FA220-S でそれぞれ、240、327、545 および 383  $\Omega\text{m}$  であり、いずれも 200  $\Omega\text{m}$  を超える値を示した。

### 3. 4 実環境における塩化物イオン浸透挙動と電気抵抗率の対応

ここで、浸せき 365 日以降の試験結果を踏まえ、電気抵抗率が 100  $\Omega\text{m}$  程度のコンクリートの見掛けの拡散係数を図-8 中の近似式から求めると、 $D_{ap}$  は  $2 \times 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$  程

表-3 プレストレストコンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性の分類

塩分浸透抵抗性の区分	塩分浸透抵抗性の指標		結合材の例 (水結合材比: 32%~40%)	塩分浸透抵抗性の詳細
	非正常電気泳動試験による塩化物イオン拡散係数( $\times 10^{-12}m^2/s$ )	電気抵抗率( $\Omega m$ )		
区分1 従来からPC部材に用いられているコンクリート	4<	<100	早強ポルトランドセメント単味	塩害の最も厳しい環境では、100年間で表面から70mmの位置の鋼材腐食発生限界濃度の塩分が浸透することが避けられない。
区分2 区分1に比べ塩分浸透抵抗性が高いコンクリート	2~4	100~200	早強ポルトランドセメント+高炉スラグ微粉末4000(置換率30%)	塩害が最も厳しい環境でもかぶり70mmあれば、鋼材の腐食を抑制することが期待される。
区分3 区分2より塩分浸透抵抗性が高く、塩分の浸透の停滞が期待されるコンクリート	<2	200<	早強ポルトランドセメント+高炉スラグ微粉末6000(置換率50%) 早強ポルトランドセメント+フライアッシュII種(置換率20%)	塩水浸せき試験および暴露試験で、塩分の浸透が表層で停滞することが確認されている。

度となる。

浸せき試験で得られる見掛けの拡散係数は、コンクリート中の含水率の違いなどの条件に起因して、屋外暴露試験などで得られる実環境での見掛けの拡散係数よりも大きくなることが知られている。既往研究<sup>3)</sup>を参考に、波しぶきが直接かからない条件での新潟県および沖縄県の海岸線を想定し、その違いを補正すると、実環境での見掛けの拡散係数は、前述の浸せきによる見掛けの拡散係数 $D_{ap}=2 \times 10^{-12}m^2/s$ に対して $D_{ap}=0.4 \times 10^{-12}m^2/s$ 程度になると推定される。

実環境における見掛けの拡散係数 $D_{ap}=0.4 \times 10^{-12}m^2/s$ 、既往研究<sup>4)</sup>に基づいて設定した表面塩化物イオン濃度 $C_0=6.3kg/m^3$ (塩害環境が厳しい沖縄県の海岸線で波しぶきは直接かからない条件を想定)、初期含有塩化物イオン濃度 $C=0.3kg/m^3$ の条件で、式(1)により、100年後の塩化物イオン濃度分布を求めると、かぶり70mm位置で腐食発生限界塩化物イオン濃度 $1.2kg/m^3$ 以下となる。

したがって、電気抵抗率100 $\Omega m$ 以上となり、従来のプレストレストコンクリートよりも電気抵抗率が大きい配合に区分される場合は、塩害環境が厳しい沖縄県の海岸線でも、波しぶきが直接かからない条件においては、100年間で鋼材腐食は発生しないと考えられる。

### 3.5 塩化物イオン浸透抵抗性の分類

塩化物イオン拡散係数 $D_{nssm}$ または電気抵抗率を指標として塩化物イオン浸透抵抗性を分類した結果を表-3に示す。浸せき試験における塩化物イオン浸透挙動と、非正常電気泳動試験または電気抵抗率試験の結果を関連付けて整理することで、3種類の区分に分類できた。ただし、区分3のフライアッシュを置換率20%で用いた配合の場合には、一般にポゾラン反応が顕著になるまでに時間を要するため、電気抵抗率の増加も遅いことに留意が必要である。

電気抵抗率試験は結果を得るために要する期間が短い

ため、材料や配合等が異なる複数のコンクリートを同一日に測定し、その塩化物イオン浸透抵抗性を比較評価することに有効である。したがって、表-3に示すような指標を用いることで、コンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性を評価し、配合の選定および品質管理が可能になると考えられる。

### 4. 実製品への電気抵抗率試験の適用方法の検討

電気抵抗率を用いてコンクリートの配合の選定および品質管理を行う場合、電気抵抗率の測定結果のばらつきを適切に把握することが重要である。まず、国内2工場で、複数の打込み日で製造されたコンクリート供試体を用いて繰返し製造における電気抵抗率の測定結果のばらつきについて検討した結果を示す。次に、この検討結果も踏まえて、電気抵抗率試験を活用した配合の選定および品質管理の方法を示す。

#### 4.1 電気抵抗率のばらつきの検討方法

供試体を製作した2工場のコンクリートの配合を表-4に示す。これらの配合は、各工場でPCaPC部材の製造に用いられている設計基準強度50N/mm<sup>2</sup>の配合である。電気抵抗率試験および圧縮強度試験用に $\phi 100 \times 200mm$ の円柱供試体を1日あたり3体製作した。コンクリートは各工場において、連続した3日間で打込んだ。電気抵抗率試験用の供試体の養生条件は、製品と同一の蒸気養生ののち、材齢1日で脱型し、所定の材齢まで水温20℃で水中養生とした。圧縮強度試験用の供試体の養生条件は、製品と同一条件の蒸気養生ののち、材齢1日で脱型し、室温20℃の試験室内で気中養生とした。電気抵抗率の測定は、検討1と同様の方法で材齢7、14、28日に行った。

#### 4.2 検討の結果

材齢7、14、28日における電気抵抗率および圧縮強度の変動係数を図-9に示す。変動係数の算出には、連続す



表-4 電気抵抗率のばらつきを検討に用いたコンクリートの配合

工場名	供試体記号	水結合材比 (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )		
				W	B = HPC + SG6	
					HPC	SG6
A 工場	H38.0	38.0	42.0	153	403(100%)	—
	H33.0SG650	33.0	42.0	145	220(50%)	220(50%)
B 工場	H36.0	36.0	42.0	155	431(100%)	—
	H33.3SG650	33.3	39.5	150	225(50%)	225(50%)

※HPC: 早強ポルトランドセメント(A 工場: 密度 3.14g/cm<sup>3</sup>、比表面積 4470cm<sup>2</sup>/g、B 工場: 密度 3.14g/cm<sup>3</sup>、比表面積 4350cm<sup>2</sup>/g)

※SG6: 高炉スラグ微粉末 6000(A 工場: 密度 2.91g/cm<sup>3</sup>、比表面積 6460cm<sup>2</sup>/g、B 工場: 密度 2.91g/cm<sup>3</sup>、比表面積 6010cm<sup>2</sup>/g)

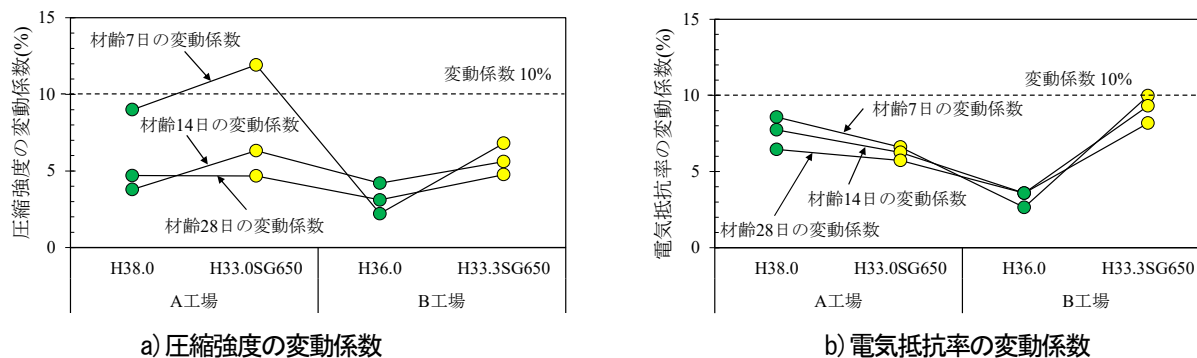


図-9 圧縮強度と電気抵抗率の変動係数

る 3 日間で製作したコンクリート供試体 9 体の平均値および標準偏差を用いた。図-9 から、電気抵抗率および圧縮強度の変動係数は早強ポルトランドセメント単味および高炉スラグ微粉末 6000 を用いたコンクリートともに約 10% 以内であり、本検討の範囲内ではコンクリートの電気抵抗率の変動係数は、圧縮強度とほぼ同程度と考えられる。図-10 に B 工場の H33.3SG650 の電気抵抗率の分布を示す。図中には、材齢 91 日の供試体 3 体の電気抵抗率 (4 点/供試体×3 体/日×3 日=36 点) の分布を示している。また、正規性の確認のため、Shapiro-Wilk 検定で検定を行った。同図には、Shapiro-Wilk 検定で算出される検定統計量 W と p 値を併記した。p 値が 0.01 以上の場合、99%信頼区間において正規分布であるといえる。B 工場の H36.0 および A 工場の結果においても p 値は概ね 0.01 以上であった。この結果から、複数の打込み日で製造されたコンクリートの電気抵抗率は概ね正規分布に従うことを確認した。

#### 4.3 電気抵抗率を活用した配合の選定

これまでの検討結果および表-3 に示す塩分浸透抵抗性の分類を参考として、電気抵抗率を用いたコンクリートの配合の選定方法を提案する。

まず、対象とするプレキャスト PCaPC 部材 (製品) に要求する性能から表-3 を参考に電気抵抗率の指標値を選定する。次に、前述のとおり、電気抵抗率の測定結果の変動は概ね正規分布に従い、その変動係数は約 10%であることを考慮して、指標値よりも大きい目標値を設定する。

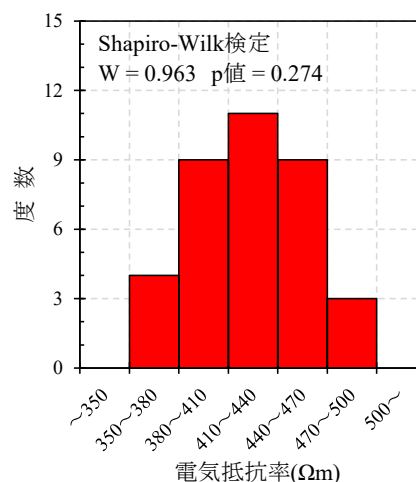


図-10 電気抵抗率の分布

その上で、製品に用いるコンクリートの電気抵抗率を出荷予定材齢までの複数の材齢で測定し、測定値が目標値に到達していることを確認して、配合を決定する。この際、製品出荷時の品質管理の参考とするため、製品出荷後の材齢でも電気抵抗率を測定しておくことが望ましい。ただし、フライアッシュを用いる場合には、フライアッシュの効果が十分に発揮される前に厳しい塩害環境に曝されるおそれもあることから、この点に留意して配合を選定する必要がある。

#### 4.4 電気抵抗率を活用した品質管理の方法

前節で提案した配合の選定方法により選定されたコンクリートを用いた製品は、出荷前の段階で電気抵抗率を測定することで、計画・設計段階で想定した性能を有してい

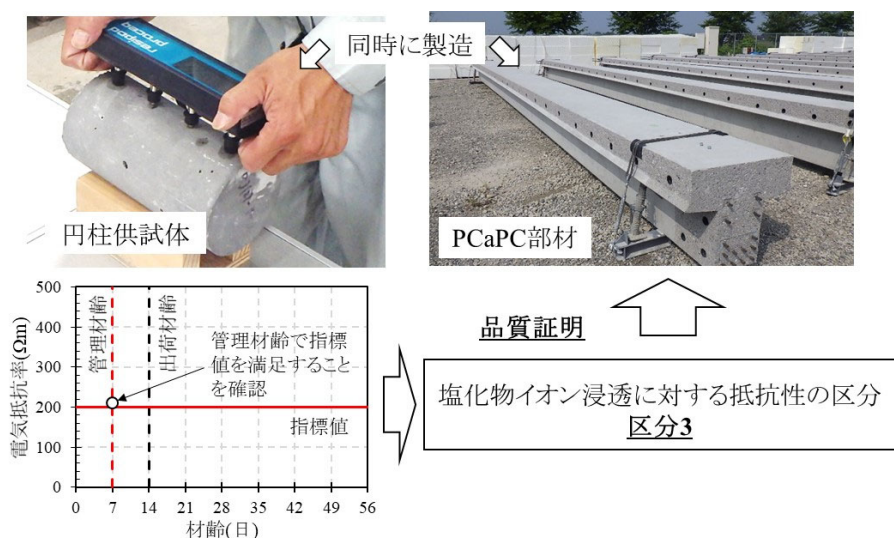


図-11 電気抵抗率を活用した品質管理方法

ることを確認することもできる。

品質管理の方法を図-11に示す。製品と同時に製作した供試体を用いて、製品の出荷前の適切な材齢で電気抵抗率を測定する。配合の選定の際に設定した電気抵抗率の指標値を上回る値となっているかを確認することにより、塩分浸透抵抗性の程度を評価する。なお、この手法は早強ポルトランドセメント単味あるいは高炉スラグ微粉末を用いた配合を対象としている。これは、前述のとおりフライアッシュを用いた場合には、その効果の発現が材齢91日程度以降であることから、PCaPC部材の一般的な出荷のタイミングでは、評価が困難であると考えられるためである。

本方法により、塩化物イオン浸透抵抗性の評価結果を付与した上で、PCaPC部材を出荷することが可能となると考えられる。

## 5. まとめ

本研究では、塩化物イオン浸透抵抗性を迅速に評価できる電気抵抗率試験を用いて、混和材を用いたコンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性を区分する指標を示した。また、電気抵抗率試験を配合の選定および品質管理に活用するための方法を提案するとともに、これまでの成果を共同研究報告書としてとりまとめた。以下に、本研究で得られた知見を示す。

1. 約3年間の浸せき試験の結果から、高炉スラグ微粉末またはフライアッシュを用いた場合、浸せき365日以降に塩化物イオンの浸透が停滞する場があることを確認した。また、見掛けの拡散係数 $D_{ap}$ と電気抵抗率の結果から、電気抵抗率と実環境における

塩化物イオンの浸透挙動の関係を整理した。

2. 電気抵抗率の指標値を定めることで、塩化物イオンの浸透が停滞するような抵抗性が極めて高いコンクリートと従来からPCaPC部材に用いられているコンクリートを区別できることを示した。
3. 電気抵抗率試験を活用してコンクリートの配合の選定および品質管理を行うことを想定し、国内2工場、複数の打込み日で製造されたコンクリートの電気抵抗率のばらつきを検討した。本検討の範囲内では、コンクリートの電気抵抗率の変動係数は圧縮強度とほぼ同程度と考えられること、および、正規分布に従うことを確認した。
4. 電気抵抗率のばらつきの検討結果も踏まえ、PCaPC製品出荷時の材齢において、電気抵抗率が提案した指標値を満たすための配合の選定方法を示した。また、配合の選定の際に設定した電気抵抗率の指標値を上回る値となっているかを確認することにより、塩化物イオン浸透抵抗性の程度を管理する方法を示した。

共同研究報告書にとりまとめた塩化物イオン浸透抵抗性の品質管理方法等の活用により、混和材を用いたコンクリートを用いて製造されるPCaPC部材の耐久性向上が期待される。

## 参考文献

- 1) 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遮塩性能の迅速評価手法、コンクリート工学年次論文集、Vol.40、No.2、pp.219-224、2018
- 2) 皆川浩、久田真、榎原彩野、齊藤佑貴、市川聖芳、井上浩男：

## 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

コンクリートの電気抵抗率と塩化物イオンの見掛けの拡散係数との関係に関する基礎的研究、土木学会論文集 E、Vol.66、No.1、pp.119-131、2010

- 3) 皆川浩、中村英佑、藤井隆史、綾野克紀：大気環境下における塩化物イオンの見掛けの拡散係数の設定に関する一考察、

コンクリート工学年次論文集、Vol.41、No.1、pp.767-772、2019.7

- 4) 土木研究所：ミニマムメンテナンス PC 橋の開発に関する共同研究報告書（Ⅱ）ーコンクリート道路橋の必要かぶりに関する検討ー、No.258、pp.20-25、2001.3

## 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、島袋智尋

#### 【要旨】

古い道路トンネルが増加してきており、中には断面が小さく建築限界に余裕のないトンネルや、老朽化の進行により変状が発生しているトンネルがある。対応策に、断面を拡大する掘削や、覆工の撤去、再構築等の大規模な更新が必要となるが、施工性が悪く、長期間の交通規制を要することや、工事費が割高となること等が課題である。また、それら課題への対応を含め、設計、施工に資する知見がほぼない状況にある。そこで、トンネルの大規模な更新に関し、設計、施工時に考慮すべき事項について検討するとともに、民間企業と共同で、交通を極力阻害せず可能とする具体の工法を開発した。本稿では、各工法で共通する検討内容と結果について述べる。

キーワード：トンネル、更新、拡大掘削、覆工切削、数値解析、室内実験

#### 1. はじめに

国内の道路トンネルは2020年3月末時点で箇所数約1万1千箇所、総延長約5千kmに達している<sup>1)</sup>。建設後50年以上経過したトンネルの数は同時点で約22%であるのに対し、10年後には約36%に増加する見通しである<sup>2)</sup>。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、歩道や路肩が狭いトンネルが存在している。また、老朽化が進行したトンネルでは覆工に外力によるひび割れや、うき、はく離、はく落、漏水等の変状が生じることや、道路に盤膨れが生じる等、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、状況に応じて、図-1のような既設トンネルの断面を拡大する掘削（以降、拡大掘削）や、老朽化した覆工の撤去、再構築、およびインバートの追加設置等の大規模な更新が必要となる。この際、迂回路がない場合には、供用中のトンネル内に防護工を設け、一般車両の通行を確保しながらの施工となるが、狭い作業空間で施工性が悪く、長期間の交通規制が必要となること、トンネル全線に防護工を設置すること等により工事費が割高となること等が課題となっている。また、工事实績が少なく、それら課題への対応を含め、設計、施工に資する技術的な知見がほとんどない状況にある。

そこで、本研究では、上記のようなトンネルの大規模な更新に関し、設計、施工時に考慮すべき事項について

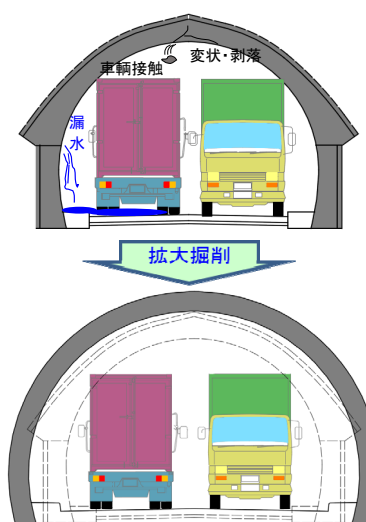


図-1 拡大掘削のイメージ

検討するとともに、民間企業との共同研究により、交通を極力阻害せず可能とする具体の工法を開発してきた。本稿では、各種更新時において、各工法に共通する検討内容と結果について述べる。

## 2. 拡大掘削時における支保構造への影響の検討

### 2.1 検討概要

拡大掘削は、工事实績が少なく技術的な知見の少ない現状では、既往の何もない地山に新たにトンネルを掘削（以降、新設掘削）する場合に用いる基準類を参考に設計・施工されることが多い。しかし、拡大掘削では、新

表-1 解析条件

(地山等級)	地山				吹付けコンクリート				鋼アーチ支保工				覆工コンクリート(既設トンネル)			
	CI	CII	DI	DII	CI	CII	DI	DII	CI	CII	DI	DII	CI	CII	DI	DII
要素タイプ	ソリッド				シェル				ビーム				シェル			
モデルタイプ	弾性/弾塑性				弾性				弾性				弾性			
単位体積重量(kN/m <sup>3</sup> )	24	23	22	21	—				—				—			
弾性係数(MPa)	2,000	1,000	500	150	19,000(材齢を考慮)				—	210,000	210,000	210,000	22,000	22,000	22,000	22,000
ポアソン比	0.30	0.30	0.35	0.35	0.20	0.20	0.20	0.20	—	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
厚さ(cm) 等	—	—	—	—	10	10	15	20	—	H-125@1.2m	H-125@1.0m	H-150@1.0m	40	40	40	40
断面積(m <sup>2</sup> )	—	—	—	—	0.1	0.1	0.15	0.2	—	2.50.E-03	3.00.E-03	3.96.E-03	4.00.E-01	4.00.E-01	4.00.E-01	4.00.E-01
断面二次モーメント y方向(m <sup>4</sup> )	—	—	—	—	—	—	—	—	—	6.99.E-06	8.39.E-06	1.62.E-05	5.33.E-03	5.33.E-03	5.33.E-03	5.33.E-03

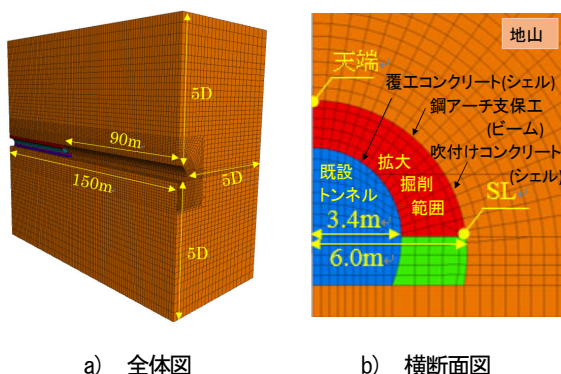


図-2 解析モデル

表-2 解析ケース

CASE	掘削条件	掘削方法	地山等級	掘進長(m)	CASE	掘削条件	掘削方法	地山等級	掘進長(m)
弾性解析	新設掘削	補助ベンチ付き全断面掘削	CI	1.5	弾塑性解析	新設掘削	補助ベンチ付き全断面掘削	CII	1.2
			CII	1.2				DI	1.0
			DI	1.0				CII	1.2
	拡大掘削		拡大掘削	CII		1.2		DI	1.0
				DI		1.0		CII	1.2
				DI		1.0		DI	1.0
			拡大掘削(掘進長延伸)	CI		2.0		DI	1.2
				CII		1.5		DI	1.2
				DI		1.2		DI	1.2

設掘削と比べ、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拓げるため、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、地山の変形に対する抵抗性が異なる可能性がある。等

これらにより、新たに設置する支保構造に生じる変位や応力が異なる可能性がある。そこで、本研究では、数値解析と室内実験により、拡大掘削時における支保構造への影響を検討した。

## 2.2 数値解析による拡大掘削時における支保構造への影響の検討

### 2.2.1 概要

数値解析による検討では、まず、図-1のような既設トンネルの両側を左右均等に切り拓げるケースを想定した拡大掘削時と、同断面を一度に掘削する新設掘削時とで、トンネル縦断方向の地山や既設トンネル、新たに設置する支保構造の力学的な状態を比較した。加えて、施工の効率化や経済性の向上を期待して、拡大掘削において一掘進長を延伸する場合について合わせて比較した。

### 2.2.2 数値解析の概要

#### (1) 解析モデル

数値解析は3次元有限差分法によるものとした。両側を左右均等に切り拓げるケースを想定しており、左右対称のため、モデルは半断面モデルとした。トンネルの規模は過去の施工事例を参考にして、図-2に示すように、既設トンネルを半径3.4mの1.5車線断面、拡大トンネルを半径6.0mの2車線歩道付き断面とした。また、比較する新設掘削のトンネル断面は拡大掘削のトンネル断面と同一とした。既設トンネルは矢板工法により構築されたものを想定し、1次支保工はモデル化せず、厚さ40cmの覆工コンクリートをシェル要素(面形状で体積を有さないが、設定する剛性に基づいて計算処理される要素)でモデル化して、地山荷重を支持する設定とした。拡大掘削の1次支保工については吹付け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(線形状で体積を有さないが、設定する剛性に基づいて計算処理される要素)でモデル化し、ロックボルトはモデル化していない。地山は、拡大時の掘削径Dに対して上下左右に5D、延長150mをソリッド要素(3次元の立体形状の要素)でモデル化し、90m地点までを掘削した。境界条件は、底面は全方向に対して移動を許さず、側面は面上においてのみ移動を許し、上面は全方向に移動を許す設定とした。

## (2) 解析条件

解析条件を表-1に示す。地山は硬岩(地山等級 C I)から比較的脆弱な軟岩(地山等級 D II)までを対象とし、地山等級 C I、C II、D I で弾性解析を、地山等級 C II、D I、D II で弾塑性解析を実施した。支保構造は、道路トンネル技術基準(構造編)・同解説<sup>3)</sup>に示される標準的支保構造の組み合わせの目安に従い、各地山等級毎に設定した。掘削工法については、比較のため新設掘削、拡大掘削ともに補助ベンチ付き全断面掘削工法で統一した。既設トンネルについては、1ステップで全区間を掘削すると同時に覆工コンクリートを設置する条件とした。

## (3) 解析ケース

解析ケースには、表-2に示すとおり、各地山等級毎に新設掘削と既設トンネルの拡大掘削に加え、拡大掘削において一掘進長を延伸するケースを設けて、力学的な状態を比較した。

## 2.2.3 数値解析の結果

## (1) 拡大後の新たな支保構造の力学的な状態

拡大後の新たな支保構造における力学的な状態について、表-3に切羽から30m離れた位置の天端沈下量、SL(上半断面と下半断面の境界ライン、図-2参照)位置の水平変位量および天端位置の吹付けコンクリート軸力を抽出し、数値を比較した。表中には、比較のために新設掘削を1.0として拡大掘削および拡大掘削で一掘進長を延伸した場合(以降、拡大掘削(延伸))の比率を示した。また、図-3に、地山等級 D I の弾性解析におけるトンネル縦断方向の変位分布状況を示した。

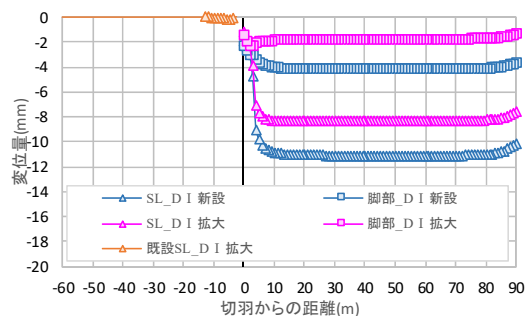
結果として、地山等級による若干のばらつきはあるものの拡大掘削では新設掘削よりも発生する沈下量が4~13%、水平変位量が23~27%、吹付けコンクリートの軸力で4~26%小さいことが確認された。これにより、拡大掘削では新設掘削と比較して支保構造の負担が低減していることが示唆された。また、地山が軟らかくなるに従って差が縮まる傾向が確認された。

また、拡大掘削(延伸)では拡大掘削よりも発生する沈下量、水平変位量とともに0~3%大きくなった。一方で、吹付けコンクリートの軸力は D II において2%大きい、C I ~ D I では逆に4~9%小さくなるなど、傾向は確認されなかった。

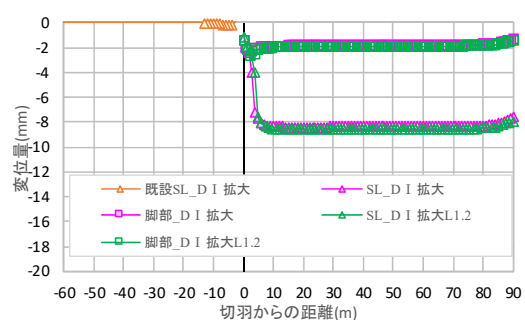
これらの比較の結果からは、拡大掘削において新設掘削の支保構造を適用している現状では、支保構造は比較的余裕のある仕様になっている可能性が示唆される。また、この余裕について、一掘進長を20~30%延伸する程度の影響では失われることは無く、力学的な安定は確保

表-3 切羽から30m離れた位置の解析結果

CASE	地山等級	設定	掘進長(m)	沈下量		水平変位量		吹付けコンクリート軸力	
				天端		SL		天端	
				値(mm)	比率	値(mm)	比率	値(kN)	比率
弾性解析	C I	新設	1.5	-6.0	1.00	-3.4	1.00	-232	1.00
		拡大		-5.2	0.87	-2.5	0.74	-172	0.74
		拡大延伸	2.0	-5.2	0.87	-2.5	0.74	-150	0.65
弾塑性解析	C II	新設	1.2	-10.6	1.00	-6.1	1.00	-409	1.00
		拡大		-9.8	0.92	-4.5	0.74	-332	0.81
		拡大延伸	1.5	-9.9	0.93	-4.6	0.75	-303	0.74
弾性解析	D I	新設	1.0	-18.1	1.00	-11.1	1.00	-901	1.00
		拡大		-17.3	0.96	-8.4	0.76	-803	0.89
		拡大延伸	1.2	-17.7	0.98	-8.6	0.77	-762	0.85
弾塑性解析	D II	新設	1.0	-18.7	1.00	-11.8	1.00	-937	1.00
		拡大		-17.7	0.95	-9.1	0.77	-829	0.88
		拡大延伸	1.2	-18.2	0.97	-9.4	0.80	-790	0.84
	D II	新設	1.0	-47.8	1.00	-23.2	1.00	-1124	1.00
		拡大		-45.8	0.96	-23.6	0.73	-1080	0.96
		拡大延伸	1.2	-47.3	0.99	-24.6	0.76	-1098	0.98



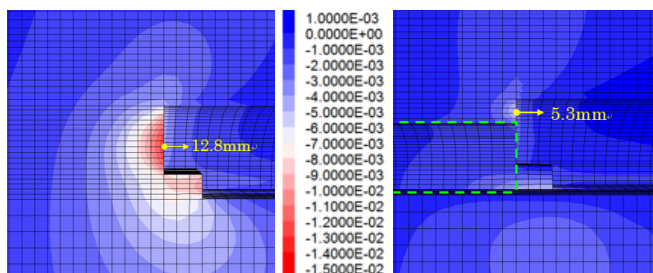
a) D I の新設掘削(CASE3)と拡大掘削(CASE6)



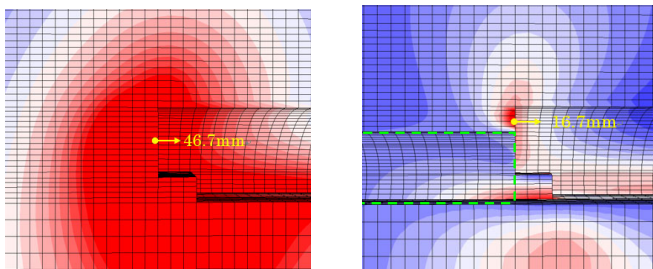
b) D I の拡大掘削(CASE6)と拡大掘削(延伸)(CASE9)

図-3 新たな支保構造に発生する変位分布図

されることが推定される。そのため、一掘進長の延伸が拡大掘削における設計、施工の合理化に繋がる1つの選択肢となる可能性が考えられる。一方で、地山等級 D II に相当する脆弱な地山状態においては、この余裕は確実にとはいえず、実際に一掘進長を延伸する際には、切羽観察や計測工などにより地山状況を把握した上で慎重に実施する必要がある。



a) D Iの新設掘削(CASE11)と拡大掘削(CASE14)の比較



b) D IIの新設掘削(CASE12)と拡大掘削(CASE15)の比較

図-4 切羽前方地山の変位分布状況

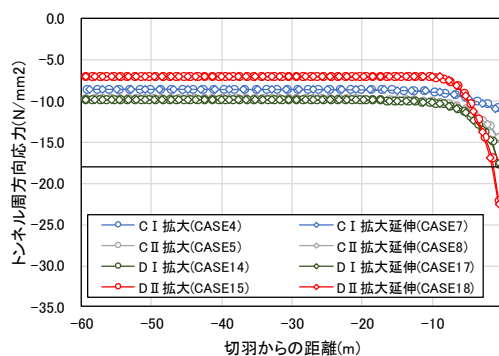
(2) 切羽前方地山および既設トンネルの力学的な状態に関する比較

新設掘削と拡大掘削における、切羽前方地山の力学的な状態について、トンネル軸方向の水平変位の分布状況を図-4に示す。ここでは、新設掘削と比較して拡大掘削における地山の変形量や変形の範囲が縮小している状況が確認された。縮小の程度について、CASE毎に水平変位量の最大値を比較すると、拡大掘削では新設掘削と比較して概ね半減している。拡大掘削時の切羽は、より安定的な傾向を示す可能性が考えられる。

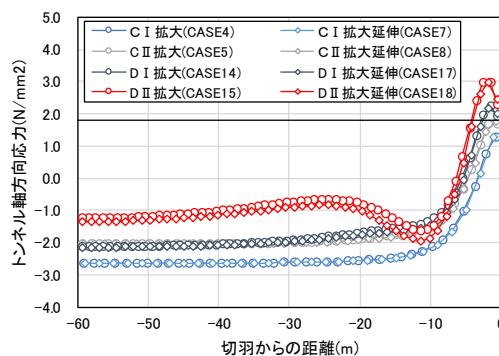
このような差が生じる要因の1つと考えられる既設トンネルの抵抗性に関して、既設トンネル自体の力学的な状態から確認する。表-4より、既設トンネルの天端の沈下量は総じて1mm未満と微小であり、また、地山等級による明確な差が確認できなかったことから、既設トンネルのある一定の抵抗により、地山の硬軟等の状態に起因する変形量の差を縮小している可能性が考えられる。この抵抗に関して、図-5に示す既設トンネル天端でのトンネル周方向とトンネル軸方向の応力分布図を分析すると、切羽からの離れが10m程度の範囲に顕著な応力変化が確認された。トンネル周方向では地山の变形に対して、既設トンネルはアーチ構造として抵抗するため、全圧縮状態のまま応力が増加している。既設トンネルのコンクリート強度を20N/mm<sup>2</sup>前後であると仮定すると、D II地山においては、切羽直近で圧縮破壊に至るレベルとなる。一方、トンネル軸方向では、地山が切羽側に押し出される変形に対して、既設トンネルは引張抵抗を示しており切羽からの離れが7m程度の位置から引張応力

表-4 既設トンネルの天端に発生する沈下量

CASE	地山等級	設定	掘進長(m)	沈下量(mm) ※ ()内は定常値を1.00とした場合の比率						
				切羽からの距離 (D:掘削径=12m)						
				0	-1D	-2D	-3D	-4D	定常値	
4	C I	拡大	1.5	-0.85 (14.2)	-0.17 (2.83)	-0.11 (1.83)	-0.08 (1.33)	-0.06 (1.00)	-0.06 (1.00)	
		拡大延伸	2.0	-0.87	-0.18	-0.11	-0.07	-0.06	-0.06	
5	C II	拡大	1.2	-0.81 (10.1)	-0.28 (3.50)	-0.16 (2.00)	-0.11 (1.38)	-0.08 (1.00)	-0.08 (1.00)	
		拡大延伸	1.5	-0.77	-0.24	-0.16	-0.11	-0.07	-0.07	
14	D I	拡大	1.0	-0.95 (7.92)	-0.40 (3.33)	-0.30 (2.50)	-0.20 (1.67)	-0.14 (1.17)	-0.12 (1.00)	
		拡大延伸	1.2	-0.96	-0.43	-0.32	-0.22	-0.15	-0.13	
15	D II	拡大	1.0	0.18 (-)	-0.78 (1.70)	-1.10 (2.39)	-0.70 (1.52)	-0.50 (1.09)	-0.46 (1.00)	
		拡大延伸	1.2	0.29	-0.72	-1.07	-0.65	-0.45	-0.40	



a) 既設トンネル天端のトンネル周方向応力



b) 既設トンネル天端のトンネル軸方向応力

図-5 既設トンネルの応力分布状況

状態となっている。実際のコンクリートでは、ひび割れなどの発生により引張抵抗を失うことが想定されるため、今回の解析条件ではトンネル軸方向の抵抗力は過大に評価されている。これらの結果からは、既設トンネルの覆工が地山の变形に対して鉛直・水平方向に抵抗することにより、既設トンネルの覆工自体に変状が発生する可能性が示唆された。

### 2.2.4 まとめ

本解析条件下では、拡大掘削において新設掘削と同様の支保工を適用する場合には、支保構造に比較的余裕があること、拡大掘削時の切羽は新設掘削時と比較して安

定的となる可能性が示唆された。更に、一掘進長の延伸が拡大掘削における施工の効率化や経済性を含めた支保構造の最適化に資する選択肢の1つになる可能性が確認された。また、拡大掘削時の既設トンネルの力学的な状態としては、切羽から1Dの範囲で構造的に不安定となる可能性があり、活線施工時には防護工が必要であることが示唆された。なお、防護工の必要範囲については、4.で述べる振動の影響も考慮する必要がある。

## 2.3 数値解析による拡大掘削の断面位置に関する検討

### 2.3.1 概要

前節では、既設トンネルの両側を左右均等に切抜げる(以下、両側拡大)条件で検討したが、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。そこで、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、数値解析により検討した。

### 2.3.2 数値解析の概要

#### (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-6に両側拡大の場合の解析モデル全体図を、図-7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、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、鋼アーチ支保工を梁要素でモデル化し、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) 解析条件及び解析ケース

地山等級DIを想定した弾塑性解析(Mohr-Coulomb)を実施した。解析ケースを表-5に、解析条件を表-6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

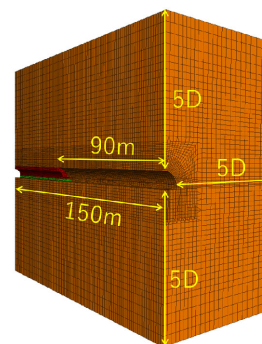


図-6 モデル全体図(両側拡大)

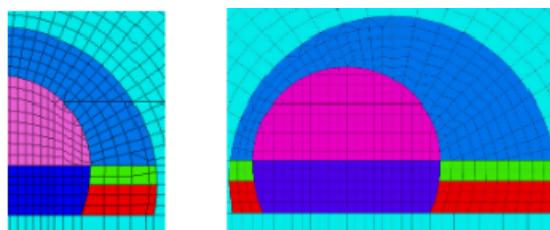


図-7 モデル横断面図

表-5 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	梁	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 <sup>3</sup> )	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 <sup>2</sup> )	400	-	-	-
内部摩擦角φ (°)	35	-	-	-
仕様等	-	厚さ15cm	H-125	厚さ40cm

表-6 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

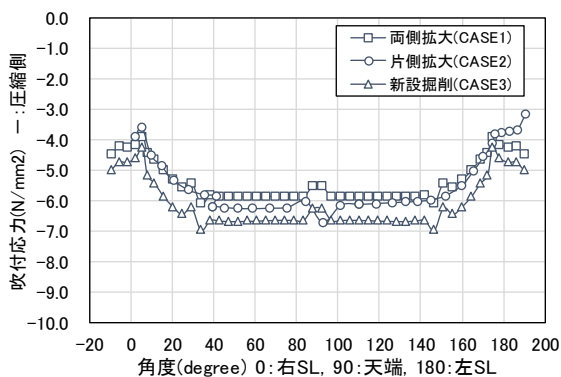
造の目安に従い設定し、ベンチ長を2m(2掘進長分)とする補助ベンチ付き全断面工法による掘削とした。

### 2.3.3 解析結果

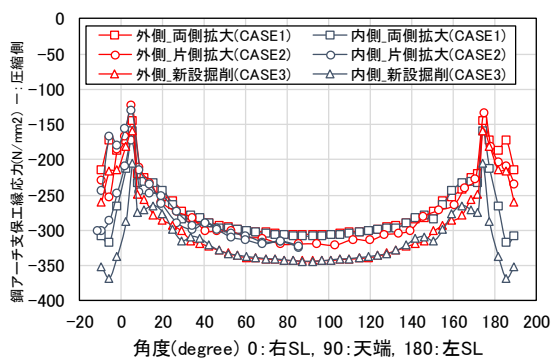
#### (1) 支保工に発生する応力

図-8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けコンクリート応力、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



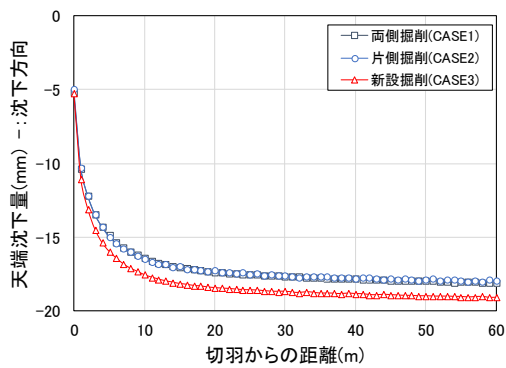


(a) 吹付コンクリート

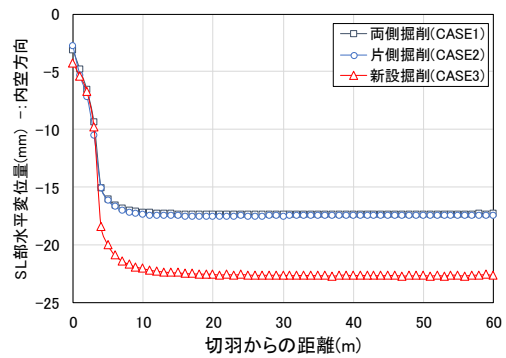


(b) 鋼アーチ支保工

図-8 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-9 変位量比較

おり、右SL部が0°、左SL部が180°となる。CASE1と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、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、CASE1で11%程度、CASE2で6%程度小さい。

(2) 天端沈下量、内空変位量

図-9に各CASEにおける拡大トンネルの天端沈下量と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。内空変位量につい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。

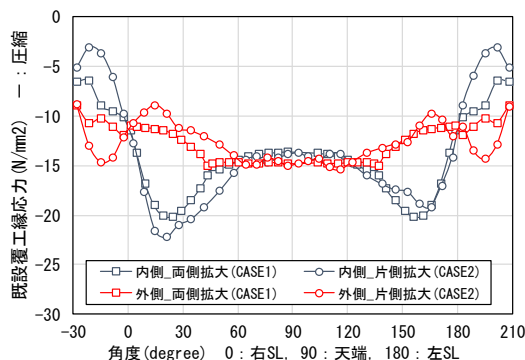


図-10 既設覆工応力

(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-10に示す。既設トンネルの覆工は、全圧縮状態で地山の変形に抵抗しており、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。

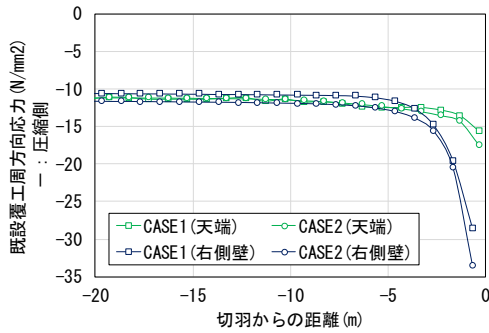


図-11 既設覆工応力(周方向)

表-7 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)				初期応力
		0	5	10	20	
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

(4) 既設トンネル縦断方向の影響範囲

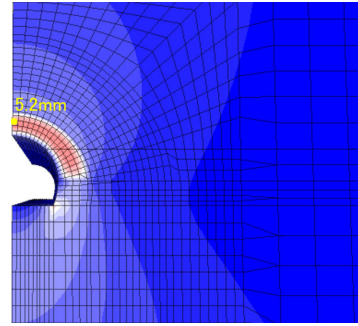
既設トンネル縦断方向の影響範囲を確認するため、図-11 に天端部、右側壁部における既設覆工の周方向応力の縦断方向分布図を示す。右側壁部は、図-10 において最も大きい応力が発生した 10°付近の値を示している。さらに、表-7 に拡大掘削の影響範囲外と考えられる覆工の初期応力を 1.00 とした場合の応力の比率を示す。切羽近傍においては、片側拡大が両側拡大と比べて応力の増加率が高いが、切羽前方 5m まで離れるとほぼ同程度の比率となっている。また、両 CASE における天端部、右側壁部の応力の比率は、ともに切羽前方 10m まで離れると比率 1.02~1.04 となり初期応力に近い値を示している。

(5) 切羽の水平変位

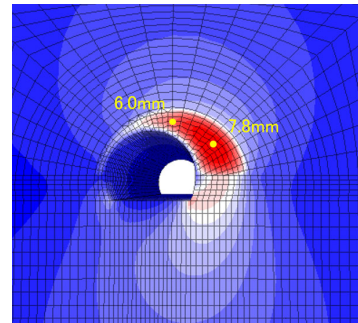
切羽における、トンネル軸方向の水平変位の分布状況を図-12 に示す。天端付近の水平変位は、両側拡大と片側拡大では新設掘削に比べてほぼ同程度減少する傾向が確認された。水平変位量の最大値を比較すると、新設掘削では中央部で 12.8mm に対し、片側拡大では右側肩部で 7.8mm と減少し、両側拡大では天端部で 5.2mm とより減少する。両側拡大と片側拡大の切羽はともに新設掘削に比べて安定的な傾向を示す可能性が考えられ、両側拡大と片側拡大では両側拡大の方がより安定的な傾向を示す可能性が考えられる。

2.3.4 まとめ

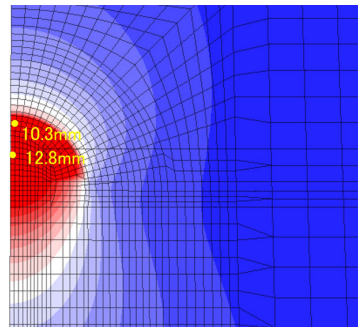
本解析条件下では、両側拡大、片側拡大ともに 2.2 と同様、新設掘削と比較して支保構造にある程度の力学的



(a) 両側拡大掘削 (CASE1)



(b) 片側拡大掘削 (CASE2)



(c) 新設掘削 (CASE3)

図-12 切羽における水平変位分布

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ですが、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。

## 2.4 室内実験による拡大掘削時における支保構造への影響の検討

### 2.4.1 概要

2.2 では、数値解析により、拡大掘削では、新設掘削に比べて新たに設置するトンネルの支保構造に生じる変位や応力が小さくなる傾向を確認している。これを実現場で検証するには、拡大掘削と新設掘削を同一の地山条件で比較する必要があるが、地山は不均質であることが多く困難である。そこで、拡大掘削時の周辺地山の挙動に関する基礎的な検討として、拡大掘削と新設掘削を模擬した室内実験を行い比較検証した。

### 2.4.2 室内実験の概要

#### (1) 概要

本実験では、2次元载荷装置を用い、貧配合モルタルで作成した模擬地山を同一の载荷条件下で拡大掘削と新設掘削をそれぞれ模擬した室内実験を行い、掘削時の周辺地山の挙動を比較検証した。

#### (2) 2次元载荷装置概要、掘削手順

写真-1、図-13 に本研究で用いた2次元载荷装置を示す。2次元载荷装置は、鋼材により縦1210mm、横1210mm、深さ300mmの大きさの直方体の空間が形成されており、図-14 に示すような鋼製の剛性の高い蓋を固定することで、その空間を密閉することができる。また、図-13 の上方と左方の壁は可動壁とすることができ、それぞれ3個の油圧ジャッキにより载荷できる。

蓋の中心部には、模擬地山を掘削するための $\phi 300\text{mm}$ の円孔を設けている。円孔は、蓋と同厚 $\phi 300\text{mm}$ の鉄板を付けた $\phi 360$ の円蓋をボルト固定することで密閉できる構造としている。さらに、円蓋の中央には、拡大掘削における2段階の掘削を実施するため、 $\phi 180\text{mm}$ の円孔を設け、その円孔は同厚 $\phi 180\text{mm}$ の鉄板を付けた $\phi 240\text{mm}$ の円蓋をボルト固定することで密閉できる構造としている(写真-2)。

掘削手順は、図-15 に示すように、拡大掘削は $\phi 180\text{mm}$ の円孔で掘削した後、 $\phi 300\text{mm}$ の円孔で掘削し、新設掘削は $\phi 300\text{mm}$ の円孔で一度に掘削した。なお、模擬地山の掘削は、円孔内をエアピックでほぐし、



写真-1 2次元载荷装置

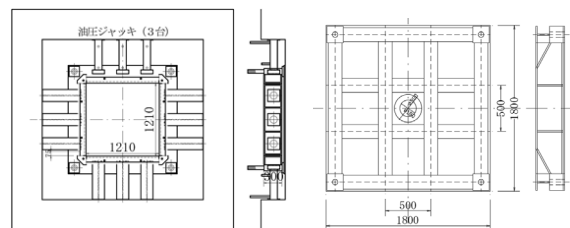
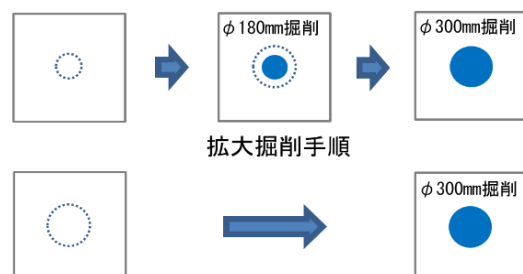


図-13 2次元载荷装置概要図 図-14 2次元载荷装置の蓋



写真-2 掘削部の円蓋



新設掘削手順  
図-15 掘削手順



写真-3  $\phi 300$ 掘削状況

円孔の形状に合わせてスコップで削り取る方法とし、掘削面を可能な限り水平に保ちながら掘り下げた(写真-3)。

#### (3) 载荷条件

载荷条件は表-8 に示す3組を設定した。

Case0-1 と Case0-2 の载荷条件 (以降、载荷条件(A)) は、上方の1方向から、1ジャッキあたり20kN、合計60kNで载荷し、他の3面は固定とした。この载荷条件では、左右の側壁面の反力は約1kNとなり、つまり、側圧係数が約0の条件となる。

Case1-1 と Case1-2 の载荷条件 (以降、载荷条件(B)) は、上方の1方向から、1ジャッキあたり66.6kN、合計200kNで载荷し、他の3面は固定とした。この载荷

表-8 荷条件、実験時圧縮強度

ケース名	荷条件	実験日における 地山材料の圧縮強度
Case0-1 (拡大掘削)	荷条件(A) 上方より60kN	0.68 N/mm <sup>2</sup>
Case0-2 (新設掘削)		0.63 N/mm <sup>2</sup>
Case1-1 (拡大掘削)	荷条件(B) 上方より200kN	0.63 N/mm <sup>2</sup>
Case1-2 (新設掘削)		0.61 N/mm <sup>2</sup>
Case2-1 (拡大掘削)	荷条件(C) 上方と左方より それぞれ150kN	0.61 N/mm <sup>2</sup>
Case2-2 (新設掘削)		0.67 N/mm <sup>2</sup>

表-9 貧配合モルタルの配合

W/C	セメント (kg)	水 (kg)	砂 (kg)
1.407	75.0	105.5	1000.0

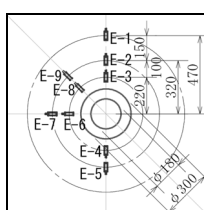


図-16 ひずみ計の配置

条件では、上方の荷重と下方の反力の平均値と左右の反力の平均値との比がCase1-1は1:0.18、Case1-2は1:0.22であったため、側圧係数が約0.2の条件となる。

Case2-1とCase2-2の荷条件(以降、荷条件(C))は、上方と左方の2方向から、それぞれ1ジャッキあたり50kN、合計150kNで荷し、他の2面は固定とした。この荷条件では、上下方向と左右方向が同一の荷重であるため、側圧係数が約1の条件となる。

#### (4) 模擬地山に使用する材料

模擬地山は、表-9に示す貧配合モルタルで作成した。同配合は、掘削の作業性を考慮し目標強度が0.6N/mm<sup>2</sup>、その発現が打設日から3日程度となるよう設定している。各ケースの実験時における強度管理用円柱供試体の圧縮強度は表-8の通りである。

#### (5) 測定項目と測定方法

測定項目は模擬地山のひずみとし、外径φ20mm、長さL=54mm、容量±5000μひずみ、見かけの弾性係数40N/mm<sup>2</sup>のひずみ計(KM-50F)により測定した。ひずみ計は図-16に示すように縦、横、斜め45°の測線上に計9個(E-1～E-9)配置した。配置は、掘削中心から220mm、320mm、および上方のみ470mmの位置(φ300の掘削面から70mm、170mm、320mmの位置)にひずみ計の中心を合わせた。また、設置深さは、中央の深さ150mmの位置とした。

### 2.4.3 室内実験の結果

表-10(1)～(3)に各ケースの掘削過程におけるひずみの測定結果を示す。なお、掘削開始時の測定値は各ケース、最初の円蓋を開けた時点のものとした。同表( )内には、掘削開始時の測定値を100%とした圧縮ひずみの割合を記している。図-17に圧縮ひずみの割合のグラフを示す。

本研究では、各掘削、各測点における圧縮ひずみの割合の減少量を、解放された圧縮ひずみの割合と捉え、拡大掘削と新規掘削で比較検討した。表-11、図-18に拡大掘削におけるφ180とφ300の各掘削で解放された圧縮ひずみの割合、および拡大掘削と新規掘削における掘削開始からφ300掘削完了までの掘削全体を通じて解放された圧縮ひずみの割合を示す。

なお、表-10(1)～(3)、表-11内網掛け部分の測点は、拡大掘削、または新規掘削のひずみの値が、掘削開始以前にひずみ計の容量(±5000μ)を超え、ひずみ計が損傷した可能性があるため、本検討からは除外した。

#### (1) 掘削全体を通じて解放された圧縮ひずみの割合

掘削開始からφ300掘削完了までの掘削全体を通じて解放された圧縮ひずみの割合について考察する。

上下測線において、表-11、図-18より、荷条件(A)では、E-1、E-2、E-4、E-5は、拡大掘削と新規掘削でそれぞれ、E-1が5%と8%、E-4が80%と72%、E-5が50%と54%と概ね同程度であった。E-3は拡大掘削で44%に対し、新規掘削で77%となり、拡大掘削の方が明確に小さくなっていた。

今回実施の荷条件(B)ではE-3、E-4は、拡大掘削と新規掘削でそれぞれ、E-3が34%と32%、E-4が51%と63%と概ね同程度であった。

また、荷条件(C)ではE-1、E-2、E-3、E-5は、拡大掘削と新規掘削でそれぞれ、E-1が6%と4%、E-2が1%と3%、E-3が39%と31%、E-5が13%と12%と概ね同程度であった。E-4は拡大掘削で36%に対し、新規掘削で104%となり、拡大掘削の方が明確に小さくなった。

斜め測線、左右測線においては、明確な傾向が見られなかった。荷条件(A)、荷条件(B)は左右が固定されており、初期ひずみが小さくなるのが原因と考えられる。なお、荷条件(C)は、今回、拡大掘削の方で計測不能となり、比較検証できなかった。しかし、表-10より、新規掘削において、中心からの距離が220mmのE-6、E-8は掘削後の圧縮ひずみの割合がそれぞれ57%、58%であり、同距離のE-3の69%と概ね近く、上下測線と同様の比較ができる可能性は考えられた。

表-10 ひずみ測定結果

(1) 载荷条件(A) (上方より 60kN)

側線	位置	中心からの距離(mm)	測点	ひずみ(μ)				
				Case0-1(拡大)			Case0-2(新設)	
				掘削開始	掘削完了	掘削完了	掘削開始	掘削完了
上下	上部	470	E-1	-198 (100%)	-194 (98%)	-188 (95%)	-180 (100%)	-165 (92%)
			E-2	-114 (100%)	-97 (85%)	-73 (64%)	-106 (100%)	-63 (59%)
			E-3	-118 (100%)	-84 (71%)	-66 (56%)	-117 (100%)	-27 (23%)
	下部	220	E-4	-84 (100%)	-38 (45%)	-17 (20%)	-109 (100%)	-30 (28%)
			E-5	-88 (100%)	-71 (81%)	-44 (50%)	-82 (100%)	-38 (46%)
			E-6	-2 (100%)	-18 (900%)	-22 (1100%)	4 (100%)	-7 (-175%)
左右	近	220	-1 (100%)	-6 (600%)	-10 (1000%)	3 (100%)	-12 (-400%)	
	遠	320	-17 (100%)	-27 (159%)	-46 (271%)	-40 (100%)	-11 (28%)	
斜め	近	220	-5 (100%)	-6 (120%)	-11 (220%)	-35 (100%)	-18 (51%)	
	遠	320						

(2) 载荷条件(B) (上方より 200kN)

側線	位置	中心からの距離(mm)	測点	ひずみ(μ)				
				Case1-1(拡大)			Case1-2(新設)	
				掘削開始	掘削完了	掘削完了	掘削開始	掘削完了
上下	上部	470	E-1	-9527 (100%)	-9566 (100%)	-9552 (100%)	-9209 (100%)	-9147 (99%)
			E-2	-6383 (100%)	-6286 (98%)	-5964 (93%)	-10719 (100%)	-10860 (101%)
			E-3	-3781 (100%)	-3417 (90%)	-2486 (66%)	-4278 (100%)	-2906 (68%)
	下部	220	E-4	-2205 (100%)	-1798 (82%)	-1087 (49%)	-4979 (100%)	-1862 (37%)
			E-5	-4815 (100%)	-4641 (96%)	-4279 (89%)	-5780 (100%)	-5232 (91%)
			E-6	110 (100%)	-77 (-70%)	232 (211%)	-902 (100%)	-35 (4%)
左右	近	220	279 (100%)	78 (28%)	-178 (-64%)	-295 (100%)	-431 (146%)	
	遠	320	-1175 (100%)	-638 (54%)	145 (-12%)	-1850 (100%)	-27 (1%)	
斜め	近	220	165 (100%)	202 (122%)	604 (366%)	-9135 (100%)	-9485 (104%)	
	遠	320						

(3) 载荷条件(C) (上方、左方より各 150kN)

側線	位置	中心からの距離(mm)	測点	ひずみ(μ)				
				Case2-1(拡大)			Case2-2(新設)	
				掘削開始	掘削完了	掘削完了	掘削開始	掘削完了
上下	上部	470	E-1	-1918 (100%)	-1898 (99%)	-1797 (94%)	-1529 (100%)	-1592 (104%)
			E-2	-2895 (100%)	-2955 (102%)	-2861 (99%)	-733 (100%)	-753 (103%)
			E-3	-2750 (100%)	-2598 (94%)	-1686 (61%)	-847 (100%)	-586 (69%)
	下部	220	E-4	-2624 (100%)	-2364 (90%)	-1681 (64%)	-347 (100%)	13 (-4%)
			E-5	-1037 (100%)	-996 (96%)	-898 (87%)	-420 (100%)	-368 (88%)
			E-6	-8659 (100%)	-8466 (98%)	-5574 (64%)	-953 (100%)	-539 (57%)
左右	近	220	-6070 (100%)	-5939 (98%)	-5364 (88%)	-1506 (100%)	-1380 (92%)	
	遠	320	-6652 (100%)	-6507 (98%)	-2351 (35%)	-776 (100%)	-453 (58%)	
斜め	近	220	-5133 (100%)	-5078 (99%)	-4822 (94%)	-867 (100%)	-755 (87%)	
	遠	320						

以上より、掘削全体を通じて解放された圧縮ひずみの割合は、拡大掘削と新設掘削は概ね同程度であることが確認された。

(2) 拡大掘削時に解放された圧縮ひずみの割合

拡大掘削と新設掘削におけるφ300mmの掘削で解放されたひずみの割合について考察する。

载荷条件(A)では、2段階の掘削を行う拡大掘削では、表-11、図-18より、例えばE-4ではφ180mmの掘削で55%の圧縮ひずみが解放され、そこからφ300mmの掘削では25%の圧縮ひずみが解放されている。これに対し新設掘削のφ300mmの掘削では一度に72%の圧縮ひずみが解放されている。掘削全体を通じて解放された圧縮ひずみの割合は上述の通り、同程度であるが、拡大掘削時を想定したφ300mmの掘削のみに着目すると新設掘削でφ300mmを一度に掘削するよりも解放された圧縮ひずみの割合は小さいと言える。

载荷条件(B)では、拡大掘削において、例えばE-4ではφ180mmの掘削で18%の圧縮ひずみが解放され、そこからφ300mmの掘削では33%の圧縮ひずみが解放されている。これに対し新設掘削のφ300mmの掘削では一度に63%の圧縮ひずみが解放されており、载荷条件(A)の結果と同様と言える。

载荷条件(C)では、新設掘削で値の大きいE-4を除き、拡大掘削のφ300mmの掘削と新設掘削のφ300mmの掘削で解放された圧縮ひずみは概ね同程度であった。φ180mmの掘削での圧縮ひずみの解放が小さく、明確な差が出なかったと考えられる。

以上より、拡大掘削時を想定したφ300mmの掘削で解放される圧縮ひずみの割合は、新設掘削でφ300mmを一度に掘削するよりも小さいことが確認された。

2.4.4 室内実験まとめ

本実験では、拡大掘削時に解放される周辺地山の圧縮ひずみの割合は、新設掘削で一度に掘削するよりも小さいことが確認された。これは素掘りの条件下での結果ではあるが、支保工に発生する変位や応力の大きさは基本的に地山のひずみの大きさと比例する関係にあるため、2.2の数値解析結果で示唆される拡大掘削において新たに設置するトンネルの支保構造に生じる変位や応力が新設掘削時よりも小さくなる傾向と概ね一致していると考えられる。

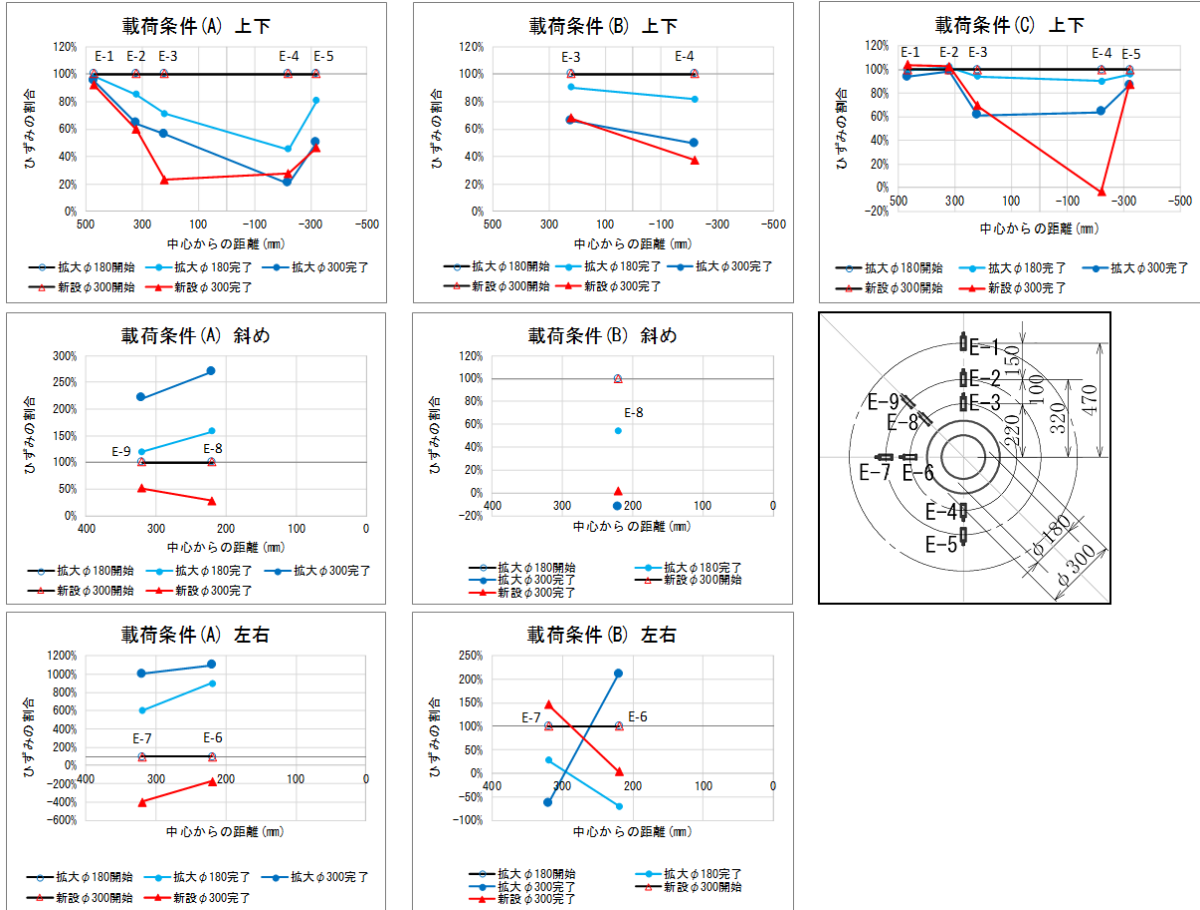
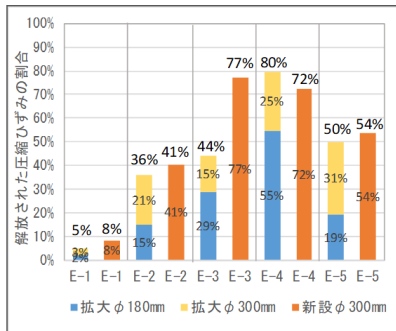


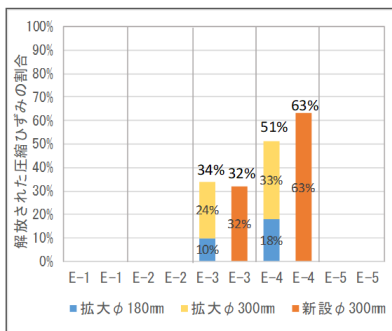
図-17 圧縮ひずみの割合

表-11 解放された圧縮ひずみの割合

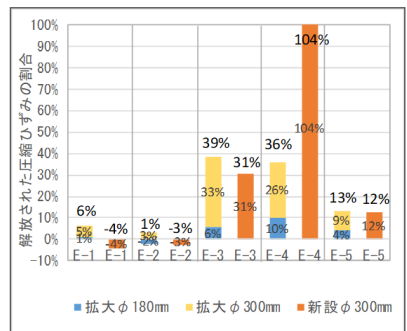
側線	位置	中心からの距離 (mm)	測点	載荷条件(A)			載荷条件(B)				載荷条件(C)				
				拡大掘削 Case0-1			新設掘削 Case0-2	拡大掘削 Case1-1			新設掘削 Case1-2	拡大掘削 Case2-1		新設掘削 Case2-2	
				φ 180	φ 300	掘削全体	φ 300 (掘削全体)	φ 180	φ 300	掘削全体	φ 300 (掘削全体)	φ 180	φ 300	掘削全体	φ 300 (掘削全体)
上下	上部	470	E-1	2%	3%	5%	8%	-	-	-	-	1%	5%	6%	-4%
		320	E-2	15%	21%	36%	41%	-	-	-	-	-2%	3%	1%	-3%
		220	E-3	29%	15%	44%	77%	10%	24%	34%	32%	6%	33%	39%	31%
	下部	-220	E-4	55%	25%	80%	72%	18%	33%	51%	63%	10%	26%	36%	104%
		-320	E-5	19%	31%	50%	54%	-	-	-	-	4%	9%	13%	12%
左右	近	220	E-6	-800%	-200%	-1000%	275%	170%	-281%	-111%	96%	-	-	-	-
	遠	320	E-7	-500%	-400%	-900%	500%	72%	92%	164%	-46%	-	-	-	-
斜め	近	220	E-8	-59%	-112%	-171%	73%	46%	66%	112%	99%	-	-	-	-
	遠	320	E-9	-20%	-100%	-120%	49%	-	-	-	-	-	-	-	-



(1) 載荷条件(A)



(2) 載荷条件(B)



(3) 載荷条件(C)

図-18 解放された圧縮ひずみの割合 (E-1~E-5)

### 3. 覆工撤去時における周囲の覆工への影響検討

#### 3.1 検討概要

覆工を撤去する方法には、切削する方法がある。切削の実施にあたって、切削後の残存部分の安定性に関する検討や、活線施工時の防護工範囲設定等のために切削範囲外の覆工への影響を検討する必要がある。また、この方法を効率的に進めるためには、一度の切削延長を延ばすことが考えられるが、切削延長の違いが切削範囲や周辺の覆工へ及ぼす影響についても検討する必要がある。そこで、矢板工法により建設されたトンネルの覆工を切削する場合において、一度の切削延長が切削後の残存部分や切削範囲外の覆工に与える影響について、3次元数値解析により検討した。

#### 3.2 数値解析の概要

##### 3.2.1 解析モデル

本解析では、矢板工法にて建設された内空半径 5.0m の 2 車線トンネルにおける既設覆工の切削について 3次元有限差分法にて解析した。図-19 に解析モデル全体図およびトンネルの横断面図を示す。モデルは左右対称を想定して半断面モデルとした。構成要素は、矢板工法にて建設されていることを想定して、鋼アーチ支保工はモデル化せず、厚さ 60cm の覆工コンクリートをソリッド要素でモデル化し、地山荷重を支持するものとした。覆工のメッシュサイズは、周方向に 50cm 程度、厚さ方向に 10cm、縦断方向に 50cm とした。覆工は、初期応力として地山からの荷重を負担していると仮定し、全延長の掘削と同時に全延長の覆工を設置することとした。地山はソリッド要素でモデル化し、解析領域は掘削径 D に対して上下左右に 5D を確保し、延長は 100m とした。境界条件は、上面を自由面、左右をローラー境界、底面を固定境界とした。また、側圧係数は 1.0 とした。

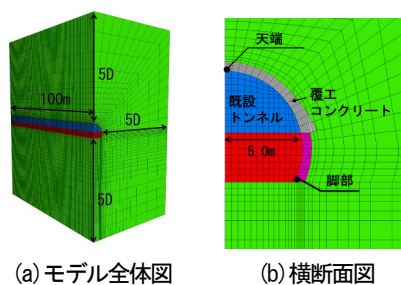


図-19 解析モデル

##### 3.2.2 解析条件および解析ステップ

地山等級 D I を想定した弾性解析を実施した。解析条件を表-12 に示す。覆工の切削延長は、表-13 に示すとおり 5m、10m、30m、50m の 4 ケースとし、切削位置はモデル中央部とした (図-20 参照)。切削厚さは、全ケー

スにおいて覆工表面から 30cm とし、覆工切削にあたっては、切削対象とする覆工を一括で削除した。

#### 3.3 数値解析の結果

##### 3.3.1 切削範囲中央部での影響

図-21 に各ケースの切削範囲中央部 (モデルの 50m 地点) における覆工の表面、内部、地山側の周方向応力分布を示す。横軸は、天端部を 90°とした角度で表しており、SL 部が 0°となる。初期応力の分布を見ると、覆工は全圧縮状態であり、表面における脚部の応力が最も大きな値を示す。一方、肩部から天端部 (30°~90°) にかけては、各部位ではほぼ一定の値を示している。図-22 に切削延長別における切削後の残存部分の覆工応力と初期応力の比較を示す。図中の (a) は覆工内部における切削延長別の応力分布、(b) は地山側における切削延長別の応力分布を示す。覆工内部においては、脚部の応力が大きく増加する。一方、肩部から天端にかけては、概ね一定の割合で応力が増加していることがわかる。(b) に示す地山側における応力分布でも同様の傾向が確認でき、脚部における応力の変化は比較的大きいが、その他の部位に関しては概ね一定の割合で応力が増加している。

(a) に示す覆工内部は、切削を行った場合に残存する部分であり、切削後に応力の最大値を示す位置となる。そのため、以降は (a) 覆工内部に着目した結果を示す。

表-12 解析条件

	要素タイプ	モデルタイプ	単位体積重量 (kN/m <sup>2</sup> )	変形係数 (MPa)	ポアソン比	仕様等
地山	ソリッド	弾性	22	500	0.35	
覆工	ソリッド	弾性	23	22,000	0.20	t=60cm

表-13 解析ケース

ケース	既設覆工厚 (cm)	切削厚 (cm)	覆工切削延長 L (m)
ケース1	60	30	5
ケース2			10
ケース3			30
ケース4			50

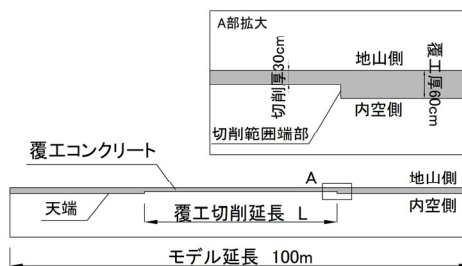


図-20 切削位置 (縦断面図)

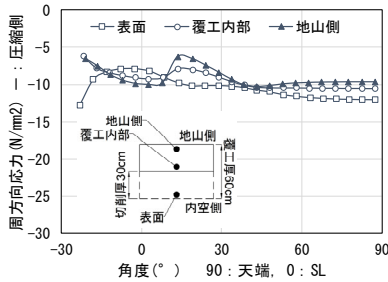
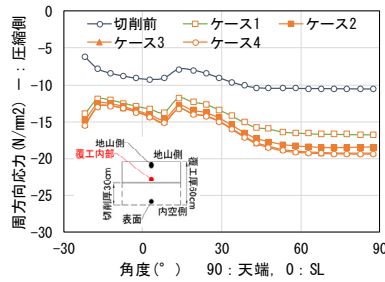
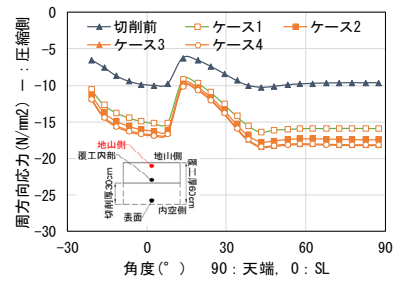


図-21 切削範囲中央部の初期応力



(a) 覆工内部



(b) 地山側

図-22 切削範囲中央部における残存覆工の応力比較

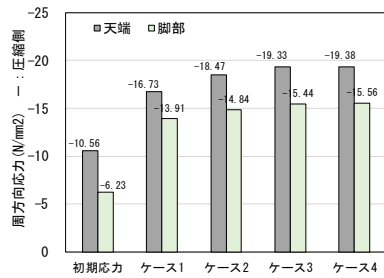
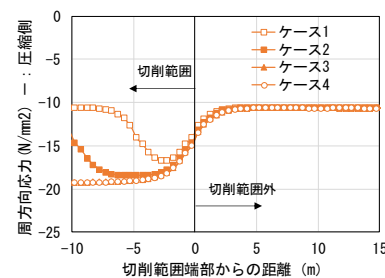
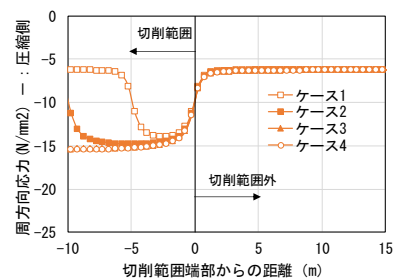


図-23 周方向応力の比較 (覆工内部)



(a) 天端



(b) 脚部

図-24 周方向応力の縦断方向分布 (覆工内部)

図-23 に天端、脚部における切削前後の覆工内部の周方向応力の値を示す。天端部では初期応力が  $10.56\text{N/mm}^2$  に対し、ケース1で  $16.73\text{N/mm}^2$ 、ケース4で  $19.38\text{N/mm}^2$ 、脚部では、初期応力が  $6.23\text{N/mm}^2$  に対し、ケース1で  $13.91\text{N/mm}^2$ 、ケース4で  $15.56\text{N/mm}^2$  となる。天端、脚部ともに切削延長が短いほど初期応力に対する応力増加は小さくなる。また、切削延長が長くなると、切削延長の違いによる増加応力の差は小さくなる傾向にある。

### 3.3.2 トンネル縦断方向への影響

覆工切削延長の違いによるトンネル縦断方向への影響を確認するため、図-24 に天端、脚部における周方向応力の縦断方向分布を示す。横軸は切削範囲端部を0とした縦断方向の距離を表している。天端部における縦断方向の影響として、切削範囲端部付近で応力の増加が見られるが、切削範囲外への影響範囲は5m未満となっている。また、切削範囲内においても応力の増加は切削範囲端部から5m程度で概ね収束している。いずれにおいても切削延長の違いによる影響範囲の差は確認できず、全ケースで同等の結果となっている。脚部においても切削延長の違いによる影響範囲の差は確認できず、切削範囲端部からの影響範囲は天端部よりも小さい結果となった。

### 3.3.3 数値解析まとめ

本研究における解析条件下では、切削後の残存部分の応力は、いずれのケースにおいても初期応力に比べて増加し、切削延長が短いほどその割合は小さいことを確認

した。また、切削範囲前後の覆工への影響範囲は概ね5m未満であり、切削延長の違いによる影響範囲への大きな差はないことを確認した。この結果は、限られた条件下での一例であるが、切削時の覆工の応力変化を基にした場合の防護工範囲設定に資する基礎的な情報が得られたと考える。なお、防護工範囲設定時に考慮すべき更新時の影響としては、振動の影響も考えられる。振動の影響の観点から防護工の必要範囲を検討した結果については次章で述べる。

## 4. 更新時の防護工必要範囲の検討

### 4.1 検討概要

トンネル更新時において、迂回路がない場合には、車両を通しながらの活線施工となるが、通行車両の安全を確保するために必要なプロテクタによる工事費の増大が1つの課題である。プロテクタ費用の低減には、設置範囲を工事の影響範囲に限定することが考えられるが、影響範囲の検討に資する知見がほとんどないのが現状である。そこで、更新工事の影響範囲を振動の観点から把握することを目的として、トンネル断面を拡大する更新工事<sup>4)</sup>と、覆工を撤去、再構築する更新工事<sup>5)</sup>で得た計測結果から、既設覆工に与える振動について考察した。

### 4.2 振動計測概要

計測はA、Bの2トンネルで実施した。Aトンネルは幅員約5m、内空断面積約30m<sup>2</sup>で、矢板工法で施工された。計測は、当該トンネルの断面を幅員8.75m、内空



断面積 62m<sup>2</sup> に NATM で拡大する更新工事の施工時に実施した<sup>4)</sup>

(図-25)。施工位置から計測位置付近の地質は砂岩であり、支保パターンはD I-bであった。掘削はブレイカーで掘進距離 1m に合わせて既設覆工を撤去した後、既設トンネルの周囲を切り広げ(図-26、写真-4)、新設トンネルの鋼アーチ支保工、吹付けコンクリート、ロックボルトを順次設置していた。振動の計測は、既設覆工の SL の位置に振動速度計を設置し(図-25、図-26)、計測位置から 18m、16m、15m での掘削、鋼アーチ支保工、および吹付けコンクリート施工時の振動速度を計測した。

B トンネルは幅約 12.3m、内空断面積約 76 m<sup>2</sup> で、NATM で施工された。計測は当該トンネル覆工更新時において覆工を撤去する際に実施した。施工位置から計測位置付近の地質は砂岩であり、支保パターンはC II-bであった。覆工の撤去はブレイカーで行った。振動の計測は、覆工の天端と左右 SL の高さに振動速度計を設置し、計測位置から 2~3m での覆工の撤去時の振動速度を計測した(図-27、図-28)。なお、両トンネルともに当該工事期間中は迂回路が確保できたため、坑内を一般車通行止めとして施工していた。

#### 4.3 振動計測結果

図-29 に A トンネルにおける振動速度の計測結果の内、比較的大きい値が出た掘削時の結果を、図-30 に振動速度の最大値を示す。図-29、図-30 より、計測位置から 18m、16m、15m での掘削時、振動速度はそれぞれ最大 1.211kine、1.215kine、1.214kine となった。これは、覆工コンクリートの状態が「材質劣化により、浮き、はく落が生じ、コンクリート塊が落下するおそれのある」場合の振動速度の許容値とされる 2kine<sup>5)</sup> より小さく、切羽が 15m 手前に近付くまでに、覆工にうき、はく落が生じるような振動の影響はなかったことが考えられる。図-31 に B トンネルにおける振動速度の計測結果の内、最大値が出た天端~左肩部の覆工撤去時の結果を示す。

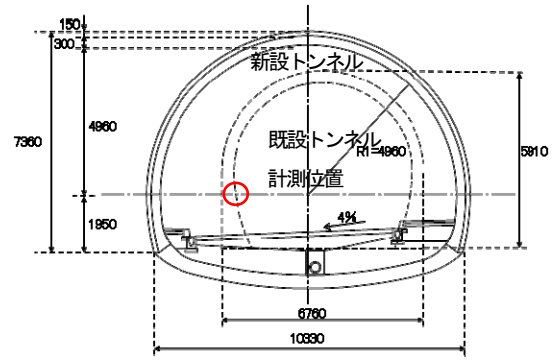


図-25 A トンネルの計測位置図

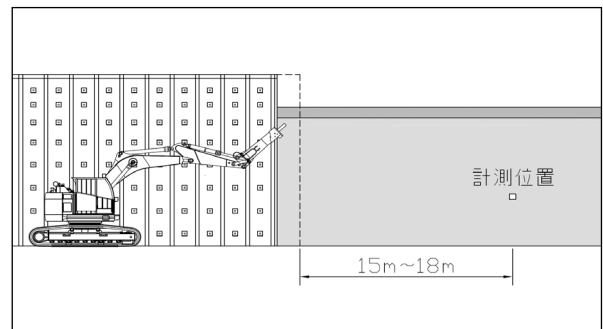


図-26 掘削、計測概要図 (A トンネル)

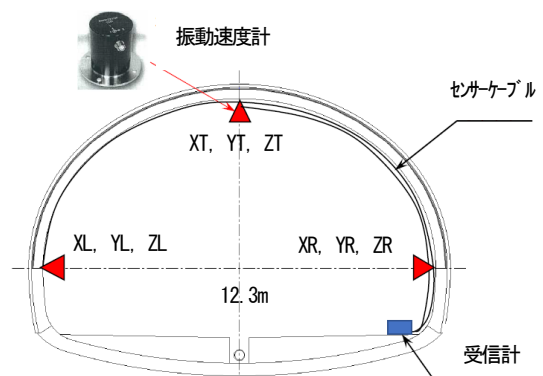


図-27 B トンネルの計測位置図



写真-4 掘削、計測状況 (A トンネル)

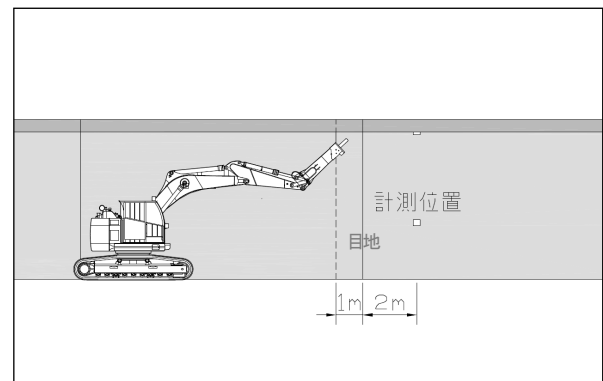


図-28 覆工撤去概略図 (B トンネル)

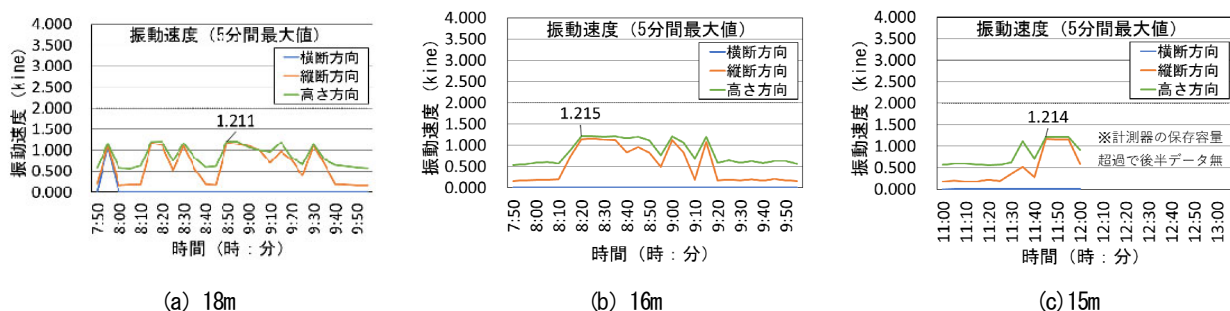


図-29 振動速度の計測結果 (A トンネル)

図-31 より、計測位置から2~3mでの覆工撤去時、振動速度は天端部において最大4.0kineとなった。

A、B トンネルにおける、計測位置から施工位置までの距離と振動速度の関係と、それらの関係から、振動速度は距離に反比例すると仮定して近似曲線を求めると図-32の通りとなる。図-32より、今回の計測結果からは、計測位置から概ね10m程度以上離れた位置での施工時には、振動速度は許容値とされる2kineより小さくなると推察される。

#### 4. 4 振動計測まとめ

ブレーカーを使用しての掘削(覆工撤去)時、当該工事のように通行止めをし、振動に特別な配慮を求められない状況下での施工でも、切羽が15m手前に近づくまでにおいては、振動速度は許容値とされる2kine以下となり、既設覆工に浮き、はく落が生じるような振動の影響は認められなかった。一方、計測位置から3mでの施工時は4.0kineと許容値とされる2kineを超える結果となった。また、両結果から、計測位置から施工位置までの距離と振動速度の関係の近似曲線を求めた。3~15mでの計測データが得られていないことや、背面空洞の影響や地山の良否の影響が考慮できていない等、限られた条件下ではあるが、プロテクタの設置が必要な範囲の検討に資するデータが得られたと考える。なお、工事の影響には、3.で述べた掘削に伴う地山や既設覆工の応力解放による既設覆工への影響等も考えられるため、プロテクタの設置延長についてはそれらの影響を含めて総合的に検討する必要がある。

#### 5. まとめ

本研究では、既設トンネルの断面を拡げる拡大掘削や、老朽化した覆工の撤去、再構築などの大規模な更新時において、設計、施工時に考慮すべき事項について検討した。主な検討内容と結果を以下に示す。

2.では、拡大掘削時における支保構造への影響につい

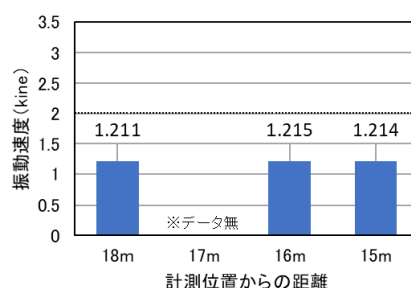


図-30 振動速度の最大値 (A トンネル)

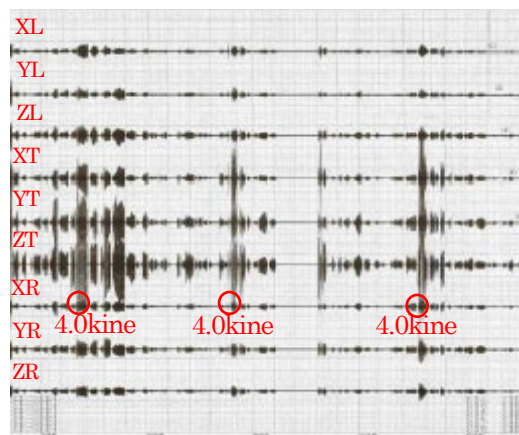


図-31 振動速度の計測結果 (B トンネル)

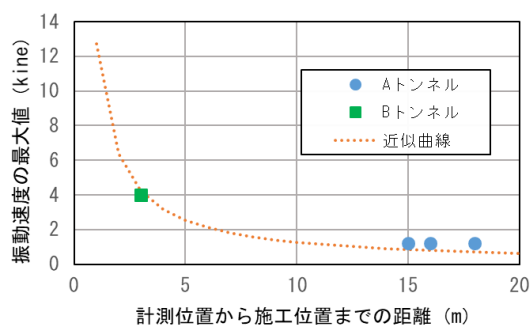


図-32 距離と振動速度の関係

て、数値解析と室内実験により検討した。  
数値解析による検討では、拡大掘削において、何も無い地山に新たにトンネルを掘削する新設掘削と同様の支

保工を適用する場合には、支保構造に比較的余裕があること、拡大掘削時の切羽は新設掘削時と比較して安定的となる可能性があること、一掘進長の延伸が拡大掘削における施工の効率化や経済性を含めた支保構造の最適化に資する選択肢の1つになる可能性があることを確認した。また、拡大掘削において、既設トンネルの両側を左右均等に切広げる両側拡大と片側を拡大する片側拡大の解析結果からは、本解析条件下では、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や、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、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等を確認した。

室内実験による検討では、拡大掘削時に解放される周辺地山の圧縮ひずみの割合は、新設掘削で一度に掘削するよりも小さくなること等を確認した。円形の素掘り条件下での結果ではあるが、上記の数値解析結果で示唆される、拡大掘削において新たに設置するトンネルの支保構造に生じる変位や応力が新設掘削よりも小さくなる傾向と概ね一致していると考えられた。

3. では、覆工撤去時における周囲の覆工への影響について、トンネルの覆工を切削する場合において、切削後の残存部分や切削範囲外の覆工に与える影響について、3次元数値解析により検討した。その結果、本研究の解析条件下においては、切削範囲前後の覆工への影響範囲は概ね5m未満であること等を確認した。

4. では、更新時の防護工必要範囲について、振動の観点から検討した。現地計測結果から、更新時の振動速度は、切羽が15m手前に近づくまでにおいては、覆工コンクリートの状態が「材質劣化により、浮き、はく落が生じ、コンクリート塊が落下するおそれのある」場合の許容値とされる2kine<sup>9</sup>より小さいこと、計測位置から3mでの施工時は許容値とされる2kineを超えること等を確認した。また、両結果から、計測位置から施工位置までの距離と振動速度の関係の近似曲線を求めた。3~15mでの計測データが得られていないことや、背面空洞の影響や地山の良否の影響が考慮できていない等、限られた条件下ではあるが、プロテクタの設置が必要な範囲の検討に資するデータが得られたと考える。

以上の研究成果は、既設トンネルの各種更新時の設計、施工の検討に各工法に共通して資するものとする。ただし、限られた条件下での結果であり、また、実際の更

新時においては、対象トンネルの地山条件、健全度など更新工事に重要な影響を与える個別の要素がある。更新時の設計、施工においては、実際の現場条件に合わせて総合的に検討する必要がある。

#### 参考文献

- 1) 国土交通省道路局：道路統計年報2021、2021
- 2) 国土交通省道路局：道路メンテナンス年報 2020年9月、2020
- 3) 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
- 4) 高橋裕之、高山慎介、廣松直人、巽義知、伊藤和生、三幣亮：既設トンネル断面拡幅掘削時の地山挙動計測結果事例、トンネル工学報告集 第30巻、I-20、2020.11
- 5) NEXCO：設計要領第三集トンネル保全編（6）トンネル近接施工、p.3-7、2016.8

## 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：間瀬利明、澤松俊寿、小出央人、須田悠尽

#### 【要旨】

平成 28 年熊本地震で大きな被害を受けた補強土壁 1 事例に対して変状メカニズム及び要因を分析した。その結果、この事例では新たな変状形態である重力式基礎からの補強土壁のすべり落ちが疑われた。重力式基礎からのすべり落ちの対策として、重力式基礎の肩と壁面材の間の余裕幅を確保する手法に着目し、その必要な値を検討した。具体的には、複数の壁高、入力地震動等の条件に対して、ニューマーク法による残留変形解析を実施した。さらに、当該被災事例と 1995 年兵庫県南部地震での被災事例に対し、観測された残留水平変位と計算で得た残留水平変位からモデル化による誤差の程度を検討した。その結果、すべり落ち対策として重力式基礎の肩部と壁面材の間に必要となる余裕幅の 1 つの目安として 0.5 m を提案した。

キーワード：補強土壁、熊本地震、重力式基礎、すべり落ち、ニューマーク法

#### 1. はじめに

道路をはじめとする構造物の延長の大半を占める土工構造物は、被災した場合にも復旧が容易であると考えられてきたが、近年土工構造物の大型化や新しい形式の導入により、被災時に復旧が容易でないものも増えている。

土工構造物の設計は極限平衡法に基づく静的解析を基本としており、変形を陽な形で考慮していない。そのため、重要度の高い土工構造物、新形式の土工構造物、変形が生じた土工構造物等の性能評価を適切に行うことができず、信頼性の高い土工構造物の構築、適切な新形式構築等の導入やメンテナンスサイクルの確立の支障となっている。

土工構造物の信頼性向上、新形式構造の適切な導入、メンテナンスサイクルの確立に向け、道路土工構造物の変形を考慮した性能評価手法を構築する必要がある。特に、中でも補強土壁は、従来型のコンクリート擁壁と比較してより柔軟な特性を有するため、変形を考慮した補強土壁の性能評価手法の開発が重要である。

本報告では、平成 28 年熊本地震で震度 5 強以上を観測した地域における 871 件の補強土壁の中から大きな被害を受けた 1 事例を抽出し、変状メカニズム及び変状要因を分析した。具体的には、現地調査に基づく変状の形態に応じた試験、シミュレーション解析等を実施して、変状メカニズム等を推定した。その結果、これまでに考慮されていない新たな変状形態として、重力式基礎からの補強土壁のすべり落ちが疑われた。すべり落ちは致命的な状態に直結するため、これを回避するための対策を

検討した。具体的には、系統的な条件に対して補強土壁のつま先に生じる滑動変位を試算し、数値解析・被災事例との比較を通して、重力式基礎の肩部に必要な余裕幅を検討した。

#### 2. 平成 28 年熊本地震での補強土壁の変状の分析

##### 2.1 熊本地震の概要

2016 年 4 月 16 日に、熊本県益城町を震源にマグニチュード 7.3 の地震が発生した。最大震度は震度 7 を記録した。最大加速度は、熊本県大津町の強振観測所にて 1791gal（三成分合成）を記録した。図-1 に熊本地震の地表面最大加速度分布<sup>1)</sup>を示す。2017 年 12 月 14 日の内閣府での発表<sup>2)</sup>では、死者 249 名、負傷者 2790 名、8674 棟の家屋が倒壊した。斜面崩壊等の道路構造物の被害は、主に熊本県、大分県、宮崎県の震度 5 以上が記録された地域に集中していた。93 箇所の国道及び県道が通行止めとなった。

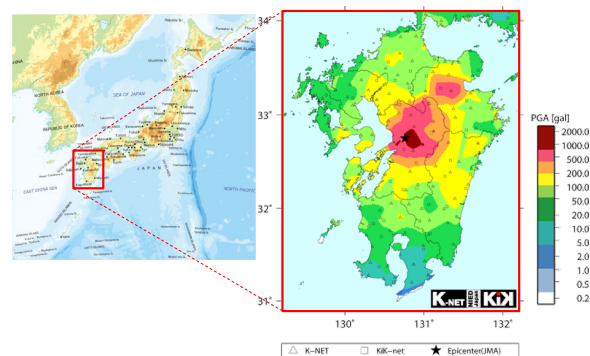


図-1 地表面最大加速度分布<sup>1)</sup>

## 2.2 補強土壁の調査

### 2.2.1 補強土壁の被災の概要

道路土工—擁壁工指針<sup>3)</sup>に記載されている代表的な構造形式の補強土壁に着目し、2016年熊本地震で震度5強以上を観測した地域における871件の補強土壁を調査対象とした。補強土壁の損傷の程度は、図-2に示すように道路土工構造物技術基準<sup>4)</sup>を参考に、3つのレベルに分類した。調査の結果を図-3に示す。補強土壁の98.4%は損傷なし、または被害小と評価され、高い耐震性を示していた。一方、3件(0.3%)は被害大と評価され、道路機能も損失する結果となった。このうち2件については、基礎地盤を含む全体的なすべりにより補強土壁が損傷を受けたものであったため、これ以外の残りの事例に対して詳細な調査を行った。

### 2.2.2 現地調査

#### (1) 補強土壁の概要

調査対象とした補強土壁は、延長160m、最高壁高8.5m、嵩上げ盛土7.0mを有していた。補強土壁の壁面材の基礎部にはコンクリート製の重力式基礎が用いられており、前面側が河川となっている。壁面は重力式基礎に乗っているため、根入れはなされていなかった。布田川断層帯から1.5km離れた場所に位置しており、2.4km離れた最寄りの強振観測所では、補強土壁の壁面の法線方向に最大加速度1253 cm/s<sup>2</sup>を観測した。

#### (2) 崩壊部

2車線道路の1車線が延長約160mのうち約40mにわたり崩壊し、路面に数メートルの段差が発生していた。図-4は崩壊部の横断面図である。崩壊部において、露出している部材を目視した範囲では補強材や補強材と壁面材の接続部の破断は認められなかった。また、重力式基礎の変位や傾斜等は認められなかった。

#### (3) 残存部

残存部においても変状が認められる箇所があり、その変形を定量的に評価するために、様々な調査を行った。具体的には、道路上面の高さ、壁の水平変位、滑動変位、最下段壁面材の傾斜度を測定した。図-5は補強土壁の壁面の方角と各調査の結果を示す。図-5(a)~(d)より、崩壊部の付近で変形が著しいことは明確である。以下に、変状の程度が著しかった範囲についてその状況を示す。

##### a) はらみ出し

図-6に崩壊部近傍の残存部の壁面の状況とレーザー距離計で測定した壁面の水平変位分布を示す。この図では壁面下端をDH=0と仮定して、水平変位DHを示している。壁面に著しいはらみ出しが生じており、水平変位量

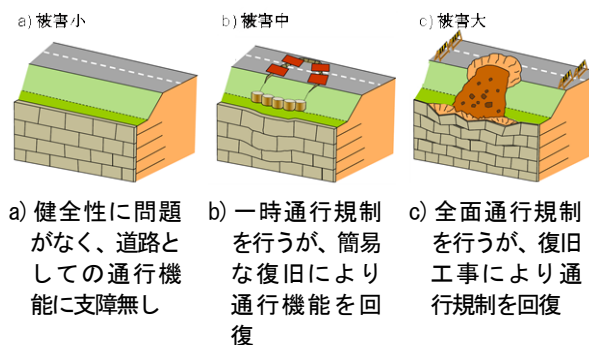


図-2 道路土工構造物技術基準<sup>4)</sup>の要求性能に関する考え方

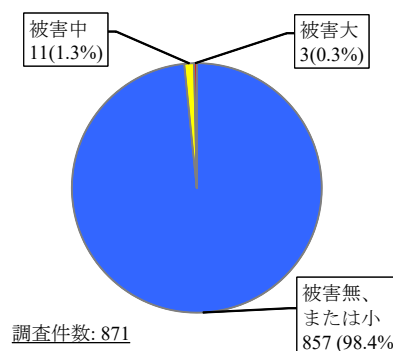


図-3 2016年熊本地震における補強土壁の被災状況(871件)

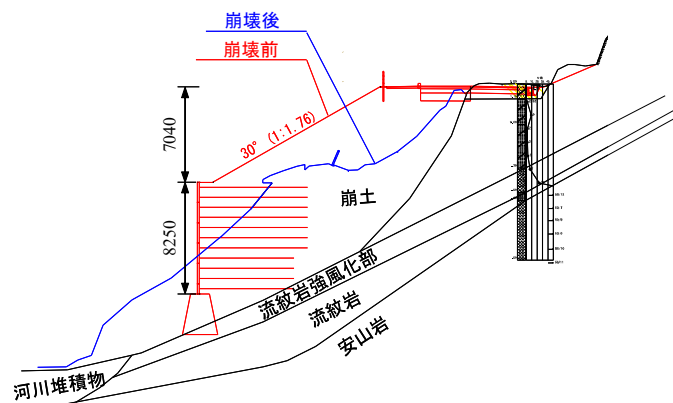
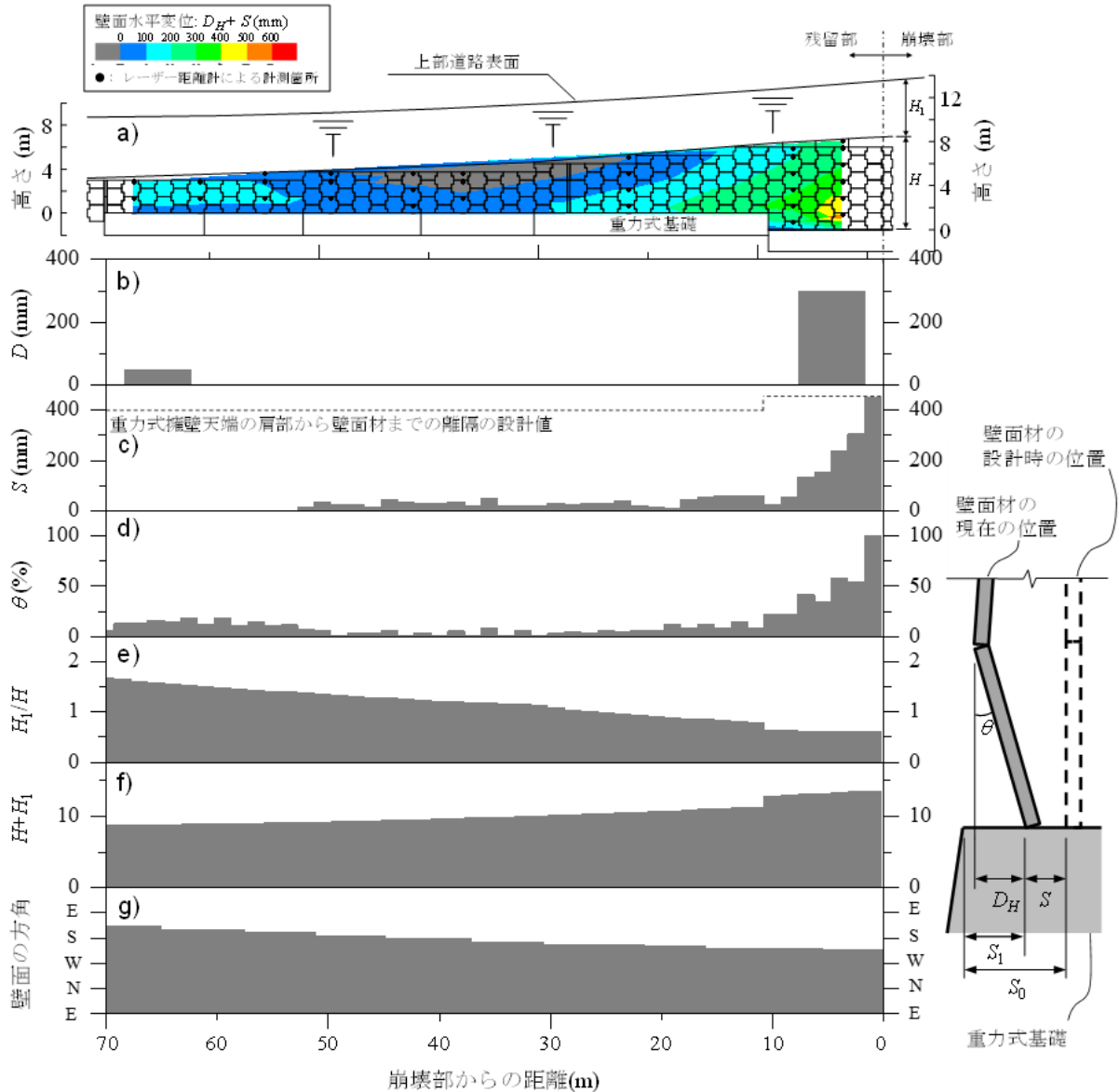


図-4 崩壊部の断面図

は最大で48.4cm(壁高と水平変位の比DH/H=5.9%)、最下段壁面材の傾斜度は35度であった。左右の隣り合う壁面材間の目地の詰まり及び壁面材の損傷が認められた一方で、壁面材間がずれるような変形は卓越しておらず、盛土材のこぼれ出しは認められなかった。

##### b) 水の状況

本事例は重力式基礎の上に設置されたものである。図-6に示したとおり、壁面の著しいはらみ出しが認められ



- $D$  : 上部道路の段差量  
 $D_H$  : 壁面の水平変位量  
 $S$  : 最下段壁面材の滑動量で  $S_0 - S_1$   
 $S_0$  : 重力式基礎天端の肩部から壁面材までの離隔の設計値  
 $S_1$  : 現在の重力式基礎天端の肩部から壁面材までの離隔
- $H$  : 壁高  
 $H_1$  : 嵩上げ盛土高  
 $\theta$  : 最下段壁面材の壁面傾斜度

図-5 補強土壁の診断図

た崩壊部近傍においては重力式基礎に水抜き孔が設置されていない。一方で、はらみ出しが小さい又は変状が認められない範囲では水抜き孔が設置されており、この範囲では重力式基礎の天端は比較的乾燥していた。ただし、補強土壁撤去時の崩壊部背面切土の調査では、切土からの湧水等は認められなかったことから、崩壊における水の影響は小さかったものと考えられる。

c) 滑動

図-5 c) の滑動変位  $S$  は、重力式基礎天端の肩部から壁

面材までの設計値  $S_0$  から、現在の肩部から壁面材までの離隔  $S_1$  を差し引いて求めた。崩壊部に近づくにつれて離隔  $S_1$  が狭くなっており、崩壊範囲端部から 2 m の位置では 20 cm であった。変状の認められない箇所の離隔が約 40 cm であったことから、地震動により補強土壁が前面側に滑動したものと考えられる。0~2 m の範囲は調査実施の安全を考慮して計測していないが、崩壊箇所では補強土壁が滑動により重力式基礎からすべり落ちた可能性も考えられる。なお、他の箇所も含め、問題となるよう

な重力式基礎の傾斜や滑動（根入れ地盤の変状）は認められない。

### 2.2.3 盛土材の物理的特性及び力学的特性

現地から採取した補強土壁の盛土材を対象に、物理的特性試験及び力学的特性試験を実施した。採取した盛土材は、崩壊部の異なる2箇所（試料A、試料B）から採取した。室内試験結果を図-7に示す。

物理的特性試験の試験結果は、2試料に多少のばらつきを有するものの概ね同等の値を得ている。また、細粒分含有率は13.6%、8.8%であり、補強土壁の基準に適合した材料が使用されていた。土質材料の工学的分類は、試料Aが細粒分混じり礫質砂、試料Bは細粒分混じり砂質礫であった。

力学的特性試験については、異なる供試体密度の三軸圧縮(CD)試験を実施した。供試体密度は、当時の補強土壁の施工管理基準値<sup>4)</sup>である締固め度90%以上を目安としたものを基準に、85%、90%、95%及び100%を目標に試験を実施した。なお、現地調査においては、補強土壁の補強領域部の密度試験は実施していない。

三軸圧縮(CD)試験供試体の締固め度とせん断低抵抗角の関係を図-8に示す。せん断抵抗角は締固め度90%を目標とした試験結果で41.7°、44.0°であり、補強土壁に適した良質な盛土材が用いられていた事が確認された。また、締固め度を施工管理基準値より低い85%を目標とした試験においても、40.2°の結果を得ており、設計上の仮定値である30°を上回る結果を得た。ただし、本試料においては、締固め密度の違いによるせん断抵抗への影響は、設定した締固め度の範囲内においては明確には表れず、数値の違いはばらつきによるものと考えられる。

なお、採取した試料は砂分及び礫分を多く含む土質であり、粘着力を有しない土であった。

### 2.2.4 補強材の引抜き特性

補強材の引抜き抵抗特性を把握するために、現地調査において採取した補強土壁の盛土材を用いて補強材の土中引抜き試験を実施した。

#### a) 試験方法

図-9に土中引抜き試験機の概略図を示す。引抜き試験装置は土槽、引き抜きのための加力装置（スクリージャッキ）から構成されており、土槽の上蓋に設置されたエアバックを用いて空気圧により上載圧を載荷することができる。土槽の内寸は横1000mm、奥行き600mm、高さ400mmである。引抜き試験は次のような手順で行なった。引抜き試験装置の土槽内において、所定の締固め度 $\mu$ となるように仕上がり厚さを50mmで管理しながら

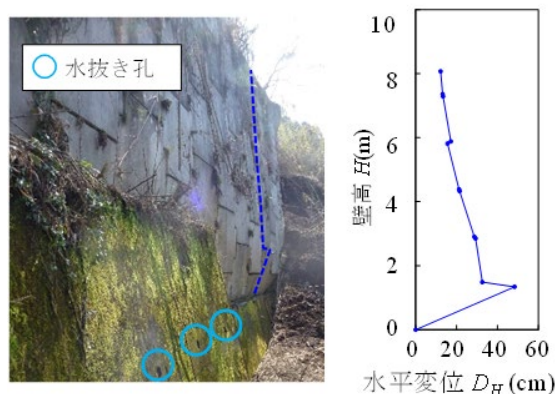


図-6 残留部におけるはらみだし状況

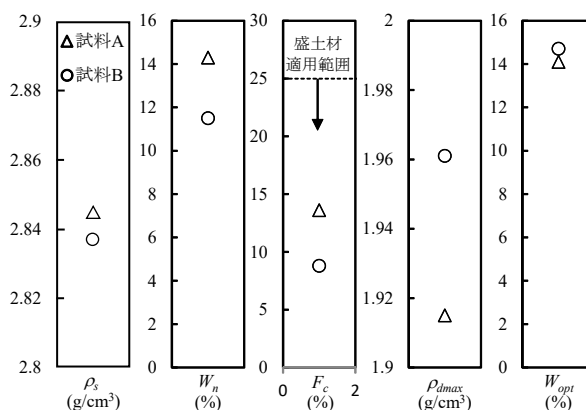


図-7 土の物理的・締固め特性試験結果

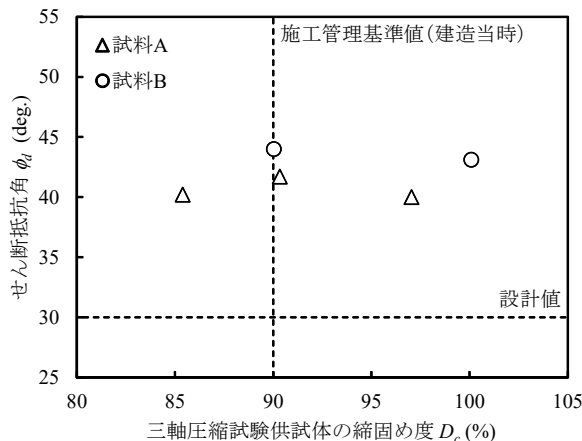


図-8 せん断抵抗角と締固め度の関係

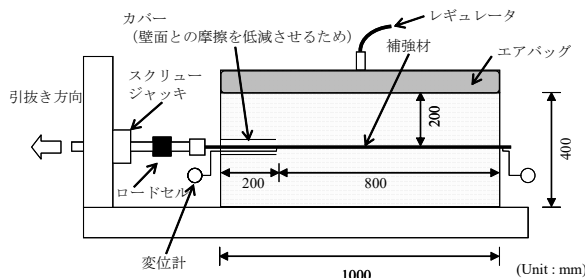


図-9 土中引抜き試験機の概略図

らタンパーで締め固めて地盤を作製した。地盤の作製中に、所定の位置に補強材およびカバーを設置し(図-10)、補強材と加力装置を連結した。その後、土槽に上蓋を設置して所定の上載圧を載荷し、加力装置により補強材を引き抜いた。荷重計および変位計により補強材の引抜き荷重および引抜き変位を測定した。引抜きは変位制御で行い、載荷速度は1mm/minとした。大変位までの引抜き特性を把握するために、約300mmまで引き抜いた。締固め度 $D_c$ は90%とし、上載圧は30、60、120及び180kN/m<sup>2</sup>の4ケースとした。

#### b) 試験結果

図-11に引抜き荷重と引抜き変位の関係を示している。引抜きの初期では、引抜き変位の増加とともに引抜き荷重も増加し、30mmから40mmのあたりでピーク荷重を迎えた。その後、引抜き変位の増加とともに徐々に引抜き荷重は低下し、ほぼ一定の残留荷重に収束する傾向にあった。

図-12は拘束圧から換算した土被り厚さと見かけの摩擦係数の関係である。ここで、見かけの摩擦係数は引抜き荷重を拘束圧と補強材の表面積で除した値であり、引抜き荷重の最大値をピーク時、引抜き変位量150mm時を残留時の値として表記した。見かけの摩擦係数は土被り厚さに対して一定ではなく、土被り厚さが小さいほど大きな値を示している。これは既往の試験結果<sup>6)</sup>と同様のものである。また黒の破線で示した設計値<sup>6)</sup>を上回る摩擦係数を得ている。残留時について見かけの摩擦係数はピーク時の約半分に低下した。

### 2.3 シミュレーション解析

#### 2.3.1 解析の方法

これまでの地震後等の現地調査の結果に基づき補強土壁の変形形態を大きく分類すると、補強材の引抜け等により補強領域がせん断変形し壁面が前傾する形態、内部にすべりが発生して壁面がはらみ出す形態、壁面が局所的にはらみ出す形態、基礎地盤を含む全体的なすべりにより壁面が後傾する形態<sup>7)</sup>等がある。本事例では、壁面の変位分布及び道路路面の損傷状況から、補強領域内部にすべりが発生し、はらみだしが発生したと推定された。そのため、本解析では円弧すべりを仮定したニューマーク法<sup>8)</sup>による残留変形解析を実施した。

ニューマーク法は、すべり土塊が剛体ですべり面における応力-ひずみ関係が剛塑性性と仮定して地震時のすべり土塊の滑動変位量を計算する方法である。円弧すべりの計算式については、道路土工-盛土工指針<sup>9)</sup>に基づいて修正フェレニウス法とし、補強材の引抜き抵抗力は、



図-10 土中引抜き試験機 (補強材設置状況)

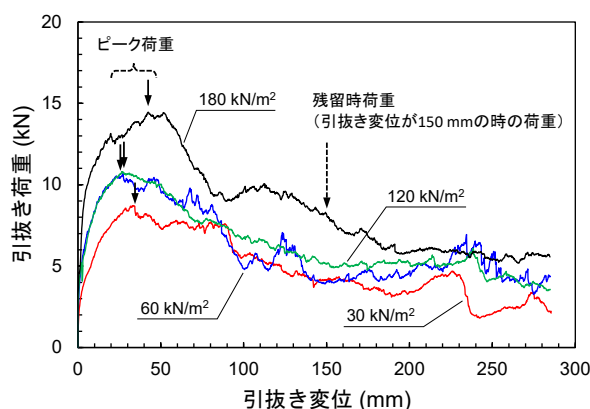


図-11 引抜き荷重と引抜き変位

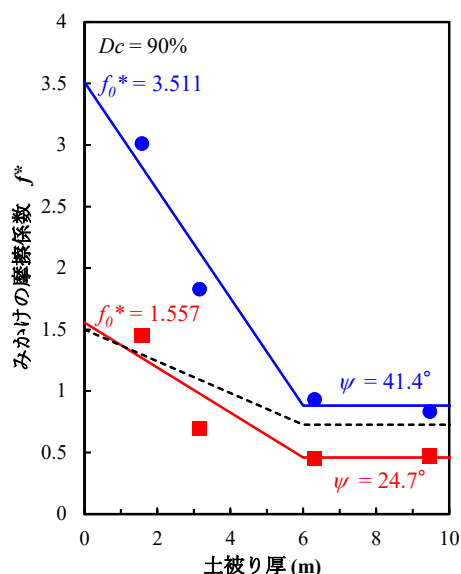


図-12 土被り厚と見かけの摩擦係数

補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工指針<sup>6)</sup>に基づいて考慮した。補強材の引抜き抵抗力は、補強材が破断するか、引き抜けるまで抵抗モーメントに考慮した。なお、円弧すべりについては、重力式基礎に変状が認められなかったことから重力式基礎より下面でのすべりは考慮しなかった。盛土材のピーク強度、盛土材と補強材の



ピーク摩擦係数を用いて臨界円弧を検索し、降伏震度を計算した。地震波を入力し、降伏震度に相当する加速度が入力された時に、瞬間的に残留強度、残留摩擦係数まで低下させ、残留変位量を計算した。

解析は図-13に示すように崩壊部 (CaseL、壁高  $H=8.25$  m)、著しいはらみ出しの認められた崩壊部近傍の残存部 (CaseM、 $H=7.50$  m) 及び崩壊部から約50mの位置ではらみ出しが軽微であった残存部 (CaseM、 $H=3.75$  m) の3断面を対象とした。なお、設計図書は入手できなかったことから現地調査の結果及び近隣の同年代の補強土壁の設計図書を基に復元設計を行った。設計水平震度は、 $k_h = 0.13$  とし、当時の指針<sup>5)</sup>に則り復元を行った。

### 2.3.2 解析のパラメータ

表-1に解析で用いた盛土材、補強材のパラメータを示す。盛土材の強度定数はピーク強度と残留強度の2つを設定した。ピーク強度の強度定数 ( $\phi_{peak}$ 、 $c_{peak}$ ) には三軸圧縮 (CD) 試験の結果を用い、残留強度 ( $\phi_{res}$ 、 $c_{res}$ ) には既往の研究<sup>10)</sup>を参考に設定した。

図-12に解析で用いた見かけの摩擦係数と土被り厚の関係を示している。補強材の摩擦抵抗は、補強材の土中引抜き試験で得たピーク及び残留強度を拘束圧に対してそれぞれバイリニアでモデル化した摩擦係数を用いた。ピーク強度から残留強度への減少は50%程度の低減であった。

図-14に入力加速度を示す。入力加速度は、補強土壁から2.4km離れた場所に位置する最寄りの強震動観測所の観測波<sup>11)</sup>を用いた。なお、補強土壁の設置箇所と強震動観測所の工学的基盤層から地盤までの最大速度の増幅率<sup>12)</sup>は1.2~1.4程度で同程度の値であった。また、補強土壁と強震動観測所の推定震度<sup>1)</sup>も等しかった。入力加速度は上記観測波のNSおよびEW方向のデータを、壁面法線方向に座標変換することで用いた。CaseL、Mは最大加速度1253gal、CaseSでは955galであり、非常に大きな地震動である。

解析ケースを表-2に示す。本事例では、現場復旧工事の都合上、現地調査において補強土壁の補強領域部の密度試験を実施できていないため、条件設定においては当時の施工管理基準値である締固め度90%以上を参考に、それぞれ3つのパラメータを設定した。パラメータ1として、試料Aの三軸圧縮(CD)試験供試体の締固め度  $D_c = 90.3\%$  の試験結果、 $\phi_{peak} = 41.7^\circ$  ( $\tan \phi_{peak} = 0.891$ ) を設定した。パラメータ2として、試料Bの三軸圧縮(CD)試験供試体の締固め度  $D_c = 90.3\%$  の試験結果、 $\phi_{peak} = 44.0^\circ$  ( $\tan \phi_{peak} = 0.966$ ) を設定した。なお、この値は

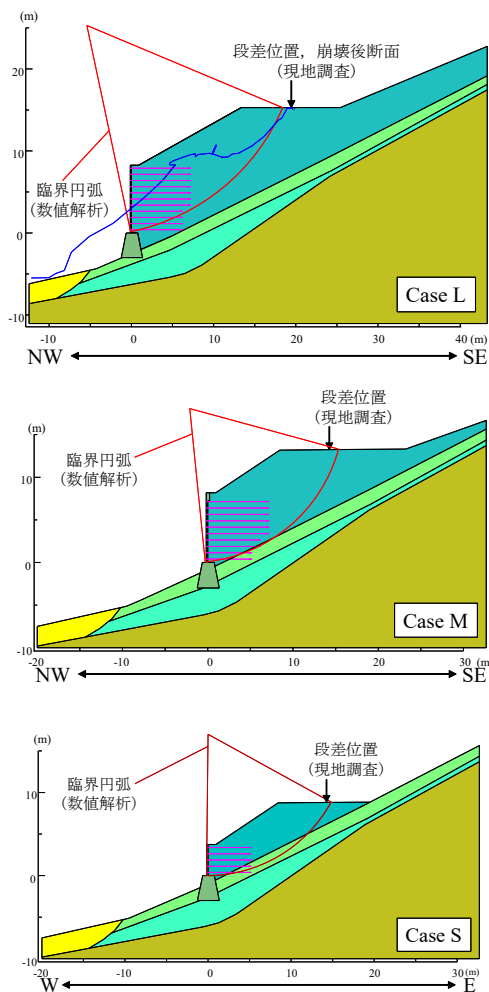


図-13 解析モデル

表-1 ニューマーク解析に用いたパラメータ

項目		入力値
盛土材	せん断抵抗角	単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> ) 19.6
	ピーク強度 $\phi_{peak}$ (deg.)	ピーク強度 $\phi_{peak}$ (deg.) 41.7, 44.0, 40.0
		残留強度 $\phi_{res}$ (deg.) 33.8, 35.9, 32.9
補強材	見かけの摩擦係数 ( $z=0$ m)	ピーク摩擦係数 $f_{0,peak}^*$ — 3.511
		残留摩擦係数 $f_{0,res}^*$ — 1.557
	見かけの摩擦係数 ( $z=6$ m)	ピーク摩擦係数 $\psi_{peak}$ (deg.) 41.4
		残留摩擦係数 $\psi_{res}$ (deg.) 24.7
	幅 $W$ (mm)	60
	厚さ $T$ (mm)	5
破断強度 $\sigma$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	

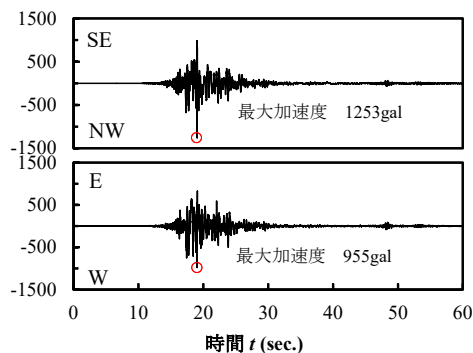


図-14 入力加速度

採取土の一連の三軸圧縮(CD)試験結果の中で、最も高い数値である。パラメータ3として、採取土の一連の三軸圧縮(CD)試験結果の中で、最も低い数値である $\phi_{peak} = 40.0^\circ$  ( $\tan \phi_{peak} = 0.839$ )を設定した。

2.4 解析結果

図-13に臨界円弧の形状と、上部道路における段差およびクラック発生位置を示している。臨界円弧は、現地調査で得た実際の段差およびクラック発生位置と比較すると、大きく離れていない距離にあると考える。

図-15に壁面の水平変位分布の例として、Case M1の結果を実測の水平変位と比較して示す。ニューマーク法による解析ではすべり土塊は剛体を仮定していることから、壁面の水平変位は壁高に対して線形の分布となる。実際の壁面材の下端部には重力式基礎との摩擦があり、壁面材間にはヒンジに近い構造となっていると考えられる。最下段の壁面材は前傾が顕著となっているが、壁面の下端部を除くと解析値と実測値の変位分布は調和的である。したがって、本事例においては壁面の水平変位においてすべりによる変位が卓越しているものと考えられる。これより解析により実際の挙動の傾向を再現できていると判断し、以後は補強領域のつま先の水平変位量について議論する。

図-16にCase M1における各断面の残留変位の時刻歴を一例として示している。入力加速度は17.3秒付近で降伏震度に達し、17秒~25秒で残留変位が累積している。入力地震波は17.3秒付近でSEからNW方向、およびEからW方向(補強土壁の主働方向)へ458~674galの加速度が作用しており、Case L、Case Sの断面においても同様の時刻周辺で降伏震度に到達した。

図-17に補強土壁つま先の残留水平変位の解析値と実測値の関係を示す。解析値は、概ね実測値と大きく乖離のない範囲で一致しており、補強土壁の被災状況とニューマーク法による解析結果の大小関係は概ね一致する傾向を示した。Case Lの断面は、実際には完全に崩壊しており、実測値が得られていないため解析値との比較はできない。壁高や壁面の方角等、条件も類似しており、崩壊部との距離も近かったCase Mでは、パラメータ1で最も実測値と解析値が近い値を得た。Case L1の結果では、1087mm(壁高と水平変位の比 $d_H/H = 13.2\%$ )であった。また、パラメータを変えた場合の残留変形量への影響は、壁高の高い程影響度合いが大きく、壁高の小さい程影響が小さい事がわかる。これは、臨界円弧の形状、すべり線の長さの影響によるものと考えられる。

表-2 解析ケース

Case	被害	パラメータ	盛土材の強度定数		見かけの摩擦係数			実測水平変位 $D_H + S$ (mm)	
			ピーク強度	残留強度	ピーク強度		残留強度		
			$\phi_{peak}$ (deg)	$\phi_{res}$ (deg)	$f_0^* peak$ (deg)	$\psi_{peak}$ (deg)	$f_0^* res$ (deg)		$\psi_{res}$ (deg)
Case L1	大	1	41.7	33.8	3.511	41.4	1.577	24.7	測定不能
Case L2		2	44.0	35.9					
Case L3		3	40.0	32.9					
Case M1	中	1	41.7	33.8	3.511	41.4	1.577	24.7	724 = 240 + 484
Case M2		2	44.0	35.9					
Case M3		3	40.0	32.9					
Case S1	小	1	41.7	33.8	3.511	41.4	1.577	24.7	73 = 0 + 73
Case S2		2	44.0	35.9					
Case S3		3	40.0	32.9					

$D_H$  : 壁面のはらみだしの最大水平変位で、レーザー距離計より得た  
 $S$  : 壁面材の水平滑動量で、初期距離から現在の距離を差し引いて得た

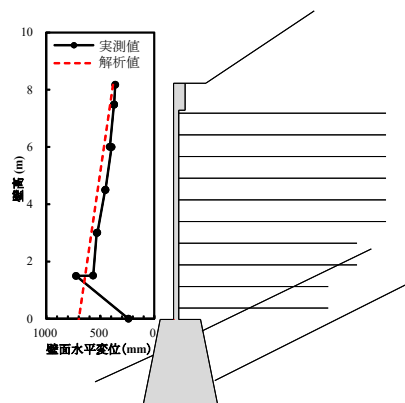


図-15 解析値と実測値の比較 (Case M1)

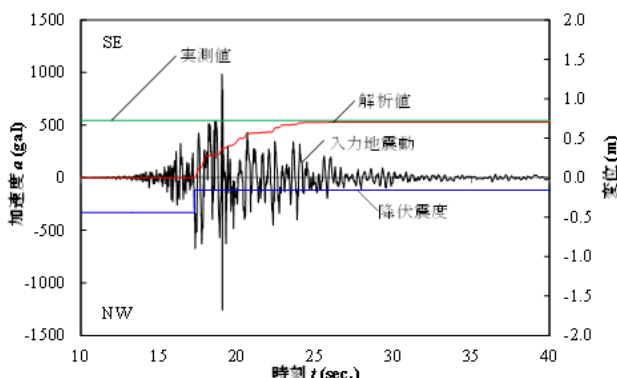


図-16 時刻歴変位の結果(Case M1)

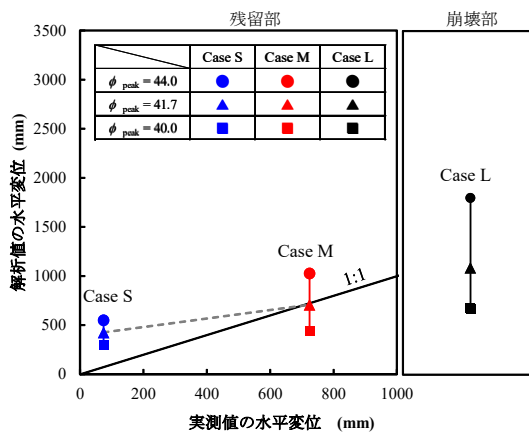


図-17 解析値と実測値の水平変位の比較

表-3 現地調査、室内試験及びシミュレーション解析結果まとめ

項目	現地調査	室内試験	シミュレーション解析
地震の影響	2.4km離れた最寄りの強振観測所で、壁面の法線方向に最大1253gal	—	[地震動として入力]
水の影響	復旧時の調査では崩壊部背面地山に湧水を認めず	—	—
基礎地盤	補強土壁周辺の基礎地盤に隆起などの変状を認めず	—	—
周辺地形	斜面の全体すべりの痕跡などは認めず	—	—
壁面の変形モード	はらみだしモード	—	—
壁面の 残留変形 ・ 滑動	残留部	滑動量+残留水平変位 724mm 重力式基礎上で240mm滑動、 重力式基礎からの壁面の滑り落ちは無し 残留水平変位は不明	壁つま先の残留水平変位で 約 700mm (Case M1)
	崩壊部	重力式基礎天端の肩部から壁面までの 離隔が、崩壊部に近づくにつれて狭い	壁つま先の残留水平変位で 約 1100mm (Case L1)
壁面材	残留部では曲げひび割れ	—	—
補強材	残留部/崩壊部境界の断面において 補強材の破断を認めず	—	—
盛土材	—	設計値以上のせん断抵抗角 および盛土材適用範囲内の 細粒分含有率を確認	[盛土材のパラメータとして入力]
土のこぼれ出し	残留部では認めず	—	—
盛土材と補強材の摩擦	—	設計値以上の摩擦係数を確認	[ピーク残留の摩擦係数を バイリニアでモデル化]
重力式基礎	変状を認めず	—	[重力式基礎に深にすべり線を通さない] [シミュレーション解析の入力条件として使用]

## 2.5 変状要因の分析

本被害事例での現地調査、室内試験、およびシミュレーション解析の結果を表-3に示す。

現地調査および室内試験の結果、補強土壁が崩壊する直接的な要因は確認されなかった。これより、非常に大きな地震動の作用が補強土壁の崩壊の主な要因であることが考えられる。

補強土壁の被害状況は、残留部においてははらみだし変形モードによる最大約 500 mm の水平変位が発生した。崩壊部付近の壁面では、最下段パネルの傾きが 50%程度となる大変形が発生したにもかかわらず、粘り強く変形に追従していた。また、壁面材および壁面材どうしの接合部は、盛土材の漏出抑制機能を保持していた。これは、補強土壁の補強メカニズムにおいて、盛土材の漏出抑制は重要な事項であることに鑑みれば、有意な知見であると考えられる。

崩壊部の付近では、崩壊部に近づくにつれて滑動変位量の増加が認められた。この事実より、崩壊部では地震動による影響によって重力式基礎から壁面材がすべり落ちた可能性が考えられる。また、ニューマーク法によるシミュレーション解析結果では、崩壊部において約 1100 mm の残留水平変位量が発生し、この変位に達するまでに崩壊に至ったものと考えられる。この変位は、変状が認められなかった箇所の重力式擁壁天端肩部から壁面までの設計離隔(450 mm)より大きい。前述のとおり残留部では崩壊部に近づくにつれ離隔が狭くなっていることから

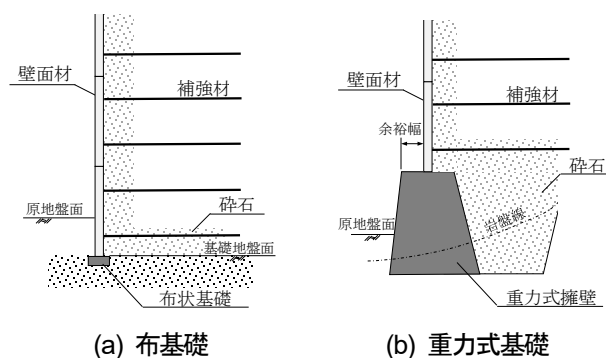


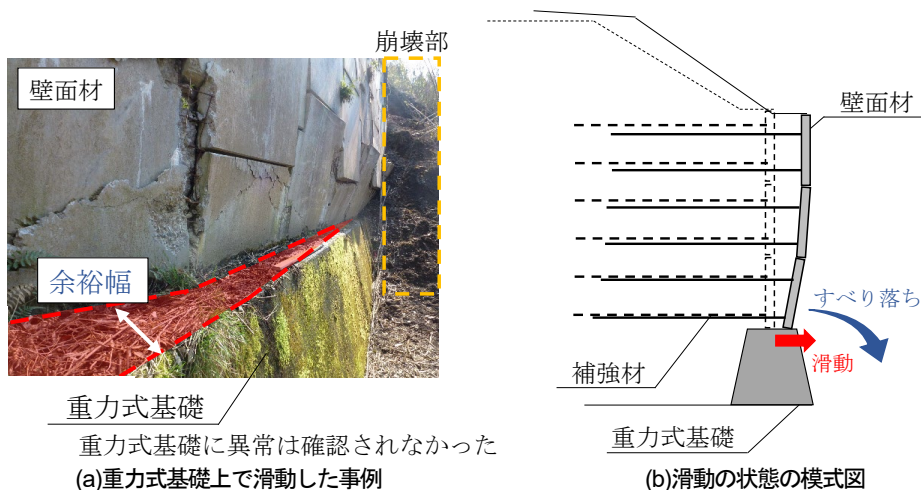
図-18 補強土壁の壁面材の基礎の例

も、補強土壁が重力式基礎からすべり落ちた可能性は否定できない。壁面材がすべり落ちた場合、盛土材の漏出とともに補強土壁の補強メカニズムが失われ致命的な損傷を招くと考えられる。そのため、重力式基礎からのすべり落ちに対する対策を検討していく必要がある。

## 3. 重力式基礎からの補強土壁のすべり落ち対策

### 3.1 概要

補強土壁の壁面材の基礎<sup>3)</sup>としては、支持層が比較的浅い位置にある場合には図-18(a)の布基礎が多く用いられる。山岳部で特に深いV字谷等の場合には、平坦な基礎地盤面を確保し、壁面材等からの荷重を崩積土等の軟弱な土層を避けて岩盤等の支持層に伝達するために、図



重力式基礎に異常は確認されなかった  
(a)重力式基礎上で滑動した事例

(b)滑動の状態の模式図

図-19 重力式基礎からのすべり落ちが疑われる事例

-18 (b)の重力式基礎が用いられる場合がある。重力式基礎を用いた場合には、重力式擁壁と補強土壁からなる混合擁壁となり、地震時には個々の擁壁としての挙動とは異なると考えられる。3章で述べたとおり、2016年熊本地震では重力式基礎上の補強土壁が強い地震動によって滑動し、すべり落ちた可能性のある事例が認められた。重力式基礎から補強土壁がすべり落ちた場合、特に重力式基礎が用いられやすい山岳地等においては代替路がない場合が多くあるため、道路機能に重大な影響を与えることから、何らかの対策を講じる必要があると考えられる。そのため本章では、重力式基礎からの補強土壁のすべり落ちに着目し、すべり落ち対策手法について検討した。

### 3.2 重力式基礎等からの補強土壁のすべり落ち対策の検討

本章では、重力式基礎からの補強土壁のすべり落ち対策として重力式基礎の肩と壁面材の間の余裕幅を確保する手法に着目し、必要な余裕幅の大きさを設定するために、複数の壁高と入力地震動の条件に対して、ニューマーク法による残留変形解析を系統的に実施した。また、2016年熊本地震及び1995年兵庫県南部地震において強い地震動の作用を受けた重力式基礎上における補強土壁の被災事例に対し、観測された残留水平変位と計算で得た残留水平変位からモデル化による誤差（以下「モデル化誤差」という。）を算出した。これらの結果を考慮して、すべり落ち対策として重力式基礎の肩部と壁面材の間に必要となる余裕幅を設定した。

#### 3.2.1 すべり落ち対策手法の検討

図-19 に示した事例の補強土壁の挙動を踏まえて、補

表-4 すべり落ち対策の例

	①余裕幅の確保	②突起の付与
メリット	<ul style="list-style-type: none"> <li>構造が単純かつ、基礎形状が従来と大きく変わらない。</li> <li>施工性に長けている。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>抵抗機構が明確である。</li> </ul>
デメリット	<ul style="list-style-type: none"> <li>余裕幅の大きさによっては、重力式基礎の基礎及び掘削量が大きくなる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>突起と重力式基礎が一体となるように施工する必要がある。</li> <li>突起が抵抗した場合の他の部材への影響が不明瞭</li> </ul>
課題	<ul style="list-style-type: none"> <li>必要な余裕幅の設定</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>突起への作用の設定</li> <li>他部材への影響の回避</li> </ul>
概要図	<p>十分な余裕幅</p>	<p>突起の付与</p>

強土壁が滑動し、重力式基礎からすべり落ちるモードに着目し、その対策手法について検討した。ここで、対策することにより極力、従来の重力式基礎と形状及び寸法が変わらないような手法としては、大きく分けて2つが考えられる(表-4)。1つ目は補強土壁が滑動してもすべり落ちないように、重力式基礎の肩と壁面材の間の余裕幅を大きくとるものである。構造が単純かつ従来と基礎形状が大きく変わらず、また施工性に長けている。ただし、必要な余裕幅の大きさによっては重力式基礎の規模及び掘削量が従来よりも大きくなる。さらに設計において、必要となる余裕幅を適切に設定することが求められる。2つ目は、補強土壁の滑動に対する抵抗力を付与するために、重力式基礎の天端に突起を設けるものである。抵抗機構が比較的明確な反面、重力式基礎本体と突起が

一体となるように施工する必要があること、突起が補強土壁の滑動に抵抗した場合に、壁面材等の他の部材に損傷を誘発するおそれがあるが、その影響が不明瞭なこと等が問題点として考えられる。

ここで、道路擁壁の根入れの役割に基づいて、すべり落ち対策を検討する。布基礎の場合には、通常、補強土壁の壁面材は根入れされるが、重力式基礎及び置換えコンクリートの場合には補強土壁の壁面材は根入れされないこととなる。道路土工—擁壁工指針<sup>3)</sup>では、直接基礎の擁壁の根入れ深さについては、「将来予想される地盤の洗掘や掘削の影響を考慮し、適切な根入れ深さを確保する。」こととされている。すなわち、擁壁の支持層が長期にわたり安定して存在し、必要な強度及び剛性を発揮するために、直接基礎の擁壁の根入れ深さに相当する地盤には、支持層を保護できるように長期にわたり安定して存在することが要求されていると解することができる。このことに照らせば、重力式基礎等の場合には、重力式基礎等が長期にわたり、あり続ければよく、重力式基礎等の天端において補強土壁の滑動に対して水平抵抗力を付与しなくてもよいと考えることができる。

したがって、ここでは重力式基礎の肩と壁面材の間の余裕幅を大きくとる手法に着目した。

### 3.2.2 水平滑動変位と余裕幅に関する数値解析

重力式基礎の肩と壁面材の間の余裕幅を大きくとる手法において、どの程度の大きさの余裕幅が必要となるかを把握するために、嵩上げ盛土を含めた盛土高及び壁高と壁高の比（以下「壁高比」という。）の条件を段階的に変更した系統的な補強土壁の試設計断面に対して、地震時に補強土壁の滑動によって生じる水平方向の変位（以下「水平滑動変位」という。）を算出した。さらに、重力式基礎が用いられていた補強土壁で強い地震動を受けたものの中から、定量的な変位の調査結果が入手できた事例についても解析し、解析結果と変状事例を比較することで、解析結果の妥当性を評価するとともに、必要な余裕幅を設定した。なお、参考までに、補強土壁の滑動時に作用する水平力を算出し、必要となる突起の抵抗力についても算出した。

#### (1) 解析方法

本解析では、道路における補強土壁の設計<sup>3)</sup>に準拠し、円弧すべりを仮定したニューマーク法による残留変形解析を行った。

円弧すべりの計算には、道路土工—盛土工指針<sup>9)</sup>に基づき、修正フェレニウス法を用いた。なお、重力式基礎は岩盤等の堅固な地盤に支持させることを前提とし、こ

表-5 解析条件

盛土高 $H$	5、10、15、20 m
嵩上げ盛土高比 $n$	0.5、0.75、1.0
設計水平震度 $k_h$	0.15
盛土材	単位体積重量 $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ 粘着力 $c = 10 \text{ kN/m}^2$ せん断抵抗角 $\phi = 30^\circ$
入力地震動	レベル2地震動 タイプ1 (9波) レベル2地震動 タイプ2 (9波) 2016年熊本地震 長陽庁舎 (1波) (計19波)

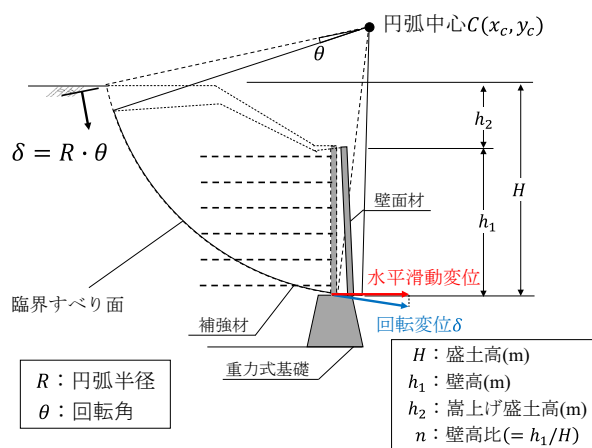


図-20 解析断面概要図

ここでは重力式基礎上における補強土壁の滑動モードのみを対象として、重力式基礎自体の移動、傾倒、重力式基礎より下方を通るすべりは考慮していない。

#### (2) 解析条件

表-5は解析条件の一覧である。解析に用いた補強土壁の横断面は、図-20に示すように、盛土高 $H =$  壁高 $h_1 +$  嵩上げ盛土高 $h_2$ と定義し、盛土高 $H$ 及び壁高比 $n (= h_1/H)$ が異なる12断面とした。各断面の設計計算では安全側の結果を得るために、地震動の作用に対する照査をレベル1地震動に対して実施し、かつ一般的に重力式基礎が適用される下限の地盤条件としてその地盤種別にII種地盤を想定し、設計水平震度を $k_h = 0.15$ とした。

盛土材は、道路の補強土壁に一般に用いられる砂質土を想定し、その強度定数は、締固め度 $D_c = 95\%$ で締固めた砂質土の力学試験結果を参考に、工学的判断を加え安全側に評価した値として設定した（図-21）。

入力加速度には、道路橋示方書・同解説V耐震設計編<sup>14)</sup>のレベル2地震動（タイプI及びタイプII、計18波）及び上述した2016年熊本地震の入力加速度（図-14）を加えた計19波を用いた。したがって、断面と入力地震動の異なる228ケース（12断面×19波）について計算し

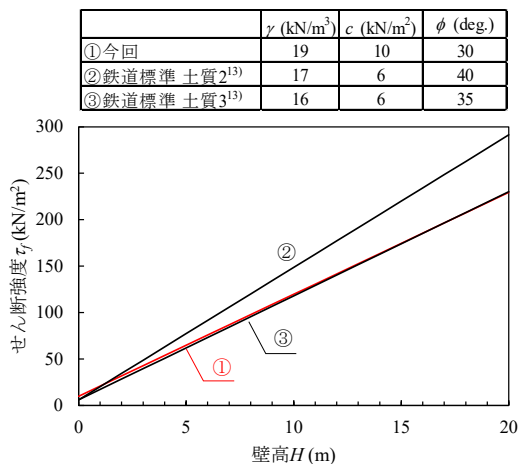


図-21 盛土のせん断強度

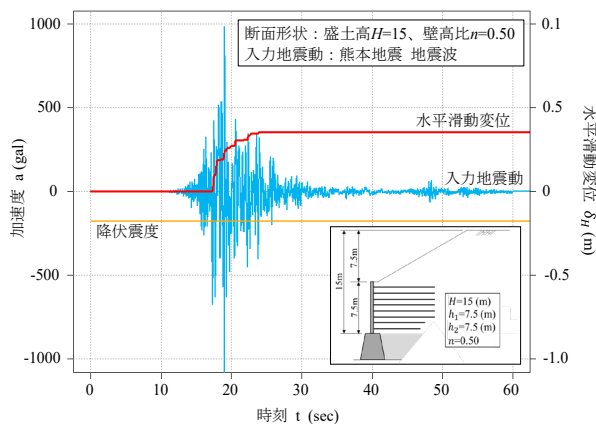


図-22 ニューマーク法による水平滑動変位算出結果  
(盛土高: 15 m、入力地震動: 熊本地震 地震波)

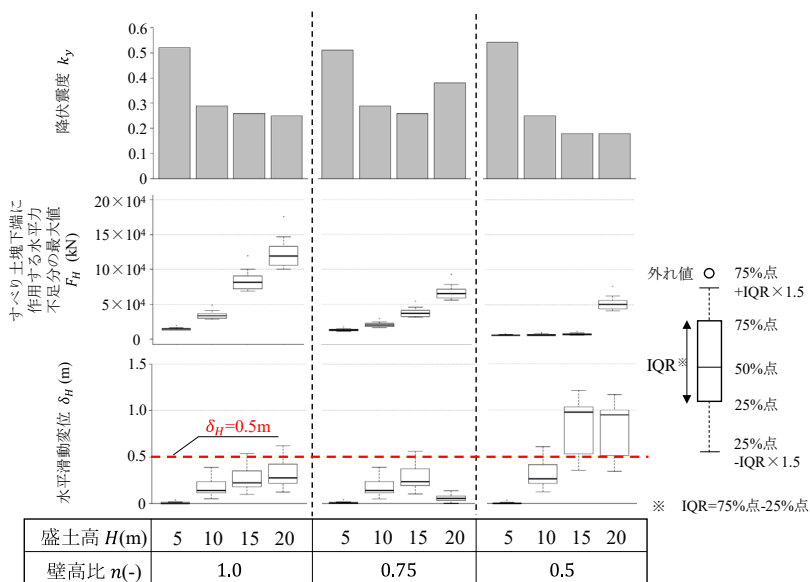


図-23 設計断面形状に応じた降伏震度とすべり土塊下端に作用する水平力及び水平滑動変位の関係

た。

(3) 解析結果

図-22 は、計算結果の一例として、盛土高  $H=15$  (m)、壁高比  $n=0.50$  の試設計断面に対して、熊本地震で観測された地震動を入力加速度として与えた時のニューマーク法による水平滑動変位の時刻歴を示したものである。青線が入力地震動の加速度、橙線が降伏震度、赤線が水平滑動変位を示し、水平滑動変位は、円弧すべりの回転変位を補強土壁つま先での水平方向の変位に換算し、算出している。この条件では、17~25 sec に水平滑動変位が増加し、最終的に 0.35 m 程度変位していることが分かる。

図-23 は補強土壁の断面形状に応じた降伏震度とニューマーク法によって算出した水平力不足分の最大値及び水平滑動変位の関係である。図-23 上段には降伏震度を、中段及び下段にはそれぞれニューマーク法から求めたすべり土塊下端に作用する水平力不足分の最大値  $F_H$  と水平滑動変位  $\delta_H$  のボックスプロットを示している。ボックスプロットのボックス上下の端部はそれぞれ75%点及び25%点を、ボックス内の実線は50%点を示している。盛土高  $H$  が大きい程又は壁高比  $n$  が小さい程、つまり嵩上げ盛土を有し規模が大きい断面形状である程、降伏震度  $k_y$  は小さくなった。また、すべり土塊下端に作用

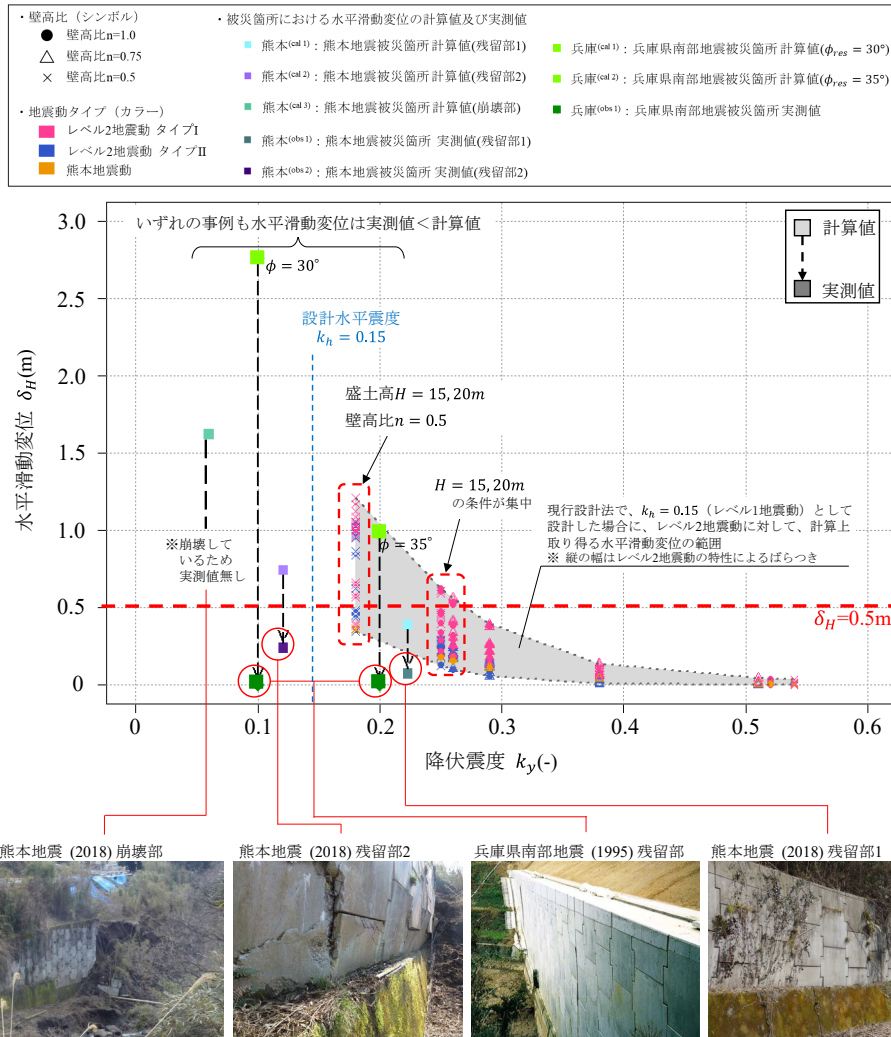


図-24 降伏震度と水平滑動変位の関係

する水平力の最大値及び水平滑動変位は、降伏震度  $k_y$  が小さくなるほど大きくなる傾向が得られた。水平力の不足分の最大値  $F_H$  に関しては、最低でも 3000 kN もの大きな荷重が作用することから、重力式基礎天端に突起等の滑動抵抗力を付与する対策 (表-4) は、現実的ではないことが分かる。

図-24 には降伏震度  $k_y$  と水平滑動変位  $\delta_H$  の関係を示す。ニューマーク法で計算した水平滑動変位  $\delta_H$  (以後、特段の断りなく計算値という場合にはこれを意味する。)は凡例のとおり、壁高比毎にシンボルを、地震動毎に色をそれぞれ変えて示している。また、計算値のプロットの範囲をグレーのハッチングで示したが、これは  $k_h = 0.15$  (レベル1地震動) で設計した場合に、この解析で設定したレベル2地震動に対して計算上とりうる降伏震度  $k_y$  と水平滑動変位  $\delta_H$  の範囲を表している。また、ベンチマークとして、重力式基礎が用いられていた補強土壁で強い地

震動を受けたものの中から、定量的な変位の調査結果が入手できた 2016 年熊本地震及び 1995 年兵庫県南部地震<sup>15)</sup> の事例について、3 か所で実測された残留水平滑動変位も合わせてプロットした。矢印でつながれた四角のプロットは、これらの事例の計算値と実測値の比較を示している。2016 年熊本地震では、2 章で取り上げた当該補強土の残存部 2 か所及び崩壊部(図-13)における計算値 (図-24 の熊本(cal 1)、熊本(cal 2)及び熊本(cal 3)) と実測値 (図-24 の熊本(obs 1)、熊本(obs 2)) を比較した。崩壊部では、補強土壁の崩壊により水平滑動変位の実測値を得ることができないため、計算値のみ (図-24 の熊本(cal 3)) をプロットしている。1995 年兵庫県南部地震では、強い地震動は受けたものの補強土壁の滑動は確認されなかった (水平滑動変位の実測値は 0) 箇所の計算値 (図-24 兵庫(cal 1)及び兵庫(cal 2)) と実測値 (図-24 の兵庫(obs 1)) を比較した。なお、当該補強土壁における盛土材の

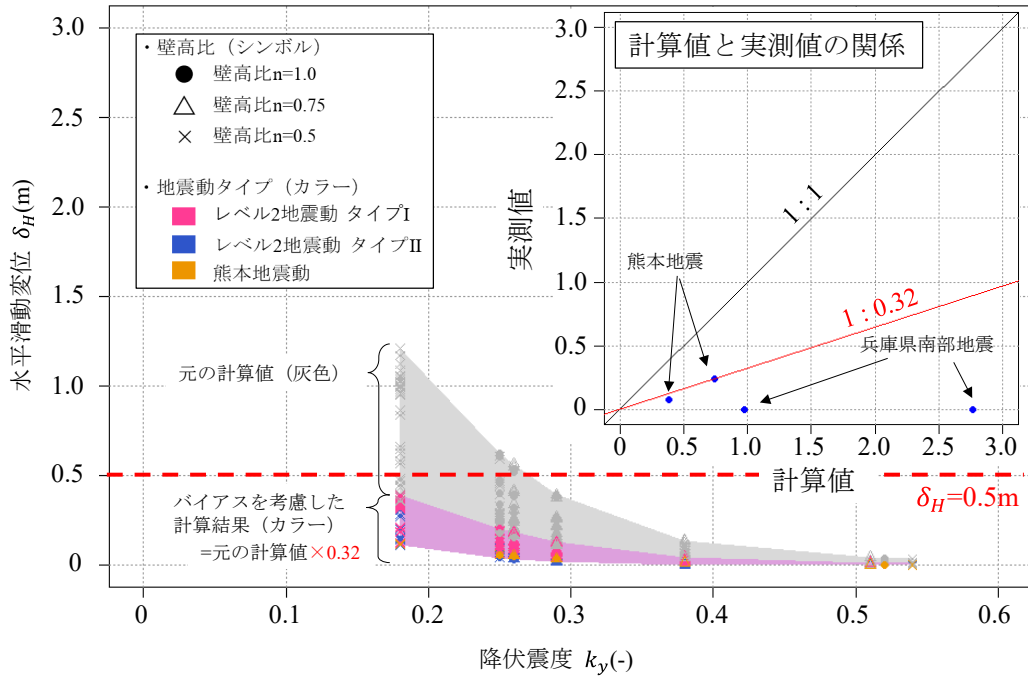


図-25 バイアスで補正した水平滑動変位 (バイアス0.32で補正した場合)

土質試験結果が収集できず、盛土材の強度定数が不明であったため、ここでは便宜的に土の単位体積重量及び粘着力をそれぞれ、 $\gamma=19.0$  (g/cm<sup>3</sup>)、 $c=10$  (kN/m<sup>2</sup>)と仮定し、土のせん断抵抗角は2種類 ( $\phi=30^\circ$ 、 $35^\circ$ ) で、計算値を算出している。試設計断面における計算値のプロットでは、降伏震度は最小でも  $k_y=0.18$  となった。また、計算値及び計算値のばらつきは降伏震度  $k_y=0.30$  以下で増加する傾向がみられた。さらに、降伏震度  $k_y=0.30$  以下のプロット群に着目すると、水平滑動変位  $\delta_H$  が大きい図-24の赤の破線で囲まれたプロット群はいずれも盛土高  $H=15$ 、 $20$  (m) の条件が集中しており、中でも壁高比  $n=0.50$  の条件は水平滑動変位が最も大きくなっている。一方、被災事例における計算値と実測値のプロットに着目すると、すべてにおいて実測値が計算値を大幅に下回っており、概ね実測値は計算値の半分程度以下となっている。また、実測値は試設計断面における計算値の95%非超過範囲の下限値を下回っていることから、ニューマーク法における計算値は過度に安全側に評価する傾向があり、実測値及び計算値のバイアス (実測値 / 計算値) は非常に大きいことが判断できる。このバイアスはニューマーク法におけるモデル化誤差に起因していると考えられる。ニューマーク法では、盛土材の強度定数の感度が高く、バイアスが大きくなった原因の一つであると予想される。

図-25には、降伏震度  $k_y$  とバイアスで補正した試設計

断面における計算値をプロットしている。ここでは、バイアスは熊本地震における被災事例の計算値と実測値の比 (バイアスは0.32)、計算値の補正值は、元の計算値にバイアス0.32を乗じた値と定義し、このバイアスを考慮すれば、水平滑動変位の分布は、元の計算値 (灰色) から補正值 (カラー) となる。すなわち、設計水平震度  $k_h=0.15$  で設計していれば、水平滑動変位は全てのケースで0.5 m以下となる。

### 3.3 すべり落ち対策としての余裕幅の提案

前節の検討結果に基づけば、重力式基礎等を適用する際に、補強土壁が滑動してもすべり落ちないように重力式基礎の肩と壁面材の間の余裕幅を大きくとる対策を講じる場合の必要な余裕幅の値は、少なくとも次の①から③のすべてを満足する場合には、0.5 mが1つの目安となると考えられる。

- ① 補強土壁に先行して重力式基礎が不安定化することがないよう、重力式基礎を岩盤等の硬固な地盤に確実に支持させる。
- ② 補強土壁の盛土材には砂質土相当以上の材料を使用し、これを入念に締め固める。
- ③ 道路土工—擁壁工指針に従って、補強土壁の内的安定及び外的安定について地震時の照査を満足する。

## 4. まとめ

- (1) 平成28年熊本地震で被害を受けた補強土壁の変状の



### メカニズムについて

平成 28 年熊本地震で被害を受けた補強土壁について、現地調査と室内試験を実施し変状要因を分析した。2 章の検討の範囲で得られた知見を以下に示す。

- ・ 湧水による影響や、盛土材不良等が明確に崩壊に繋がったような要因は確認されなかった。
- ・ 変形の著しい残留部では崩壊部に近づくにつれ重力式基礎肩部と壁面の離隔が狭くなっていくことが確認された。
- ・ ニューマーク法によるシミュレーション解析の結果は、実測の壁面変位量と大きく異なる範囲で整合していた。
- ・ 著しいはらみ出しの認められた崩壊部近傍の残存部の結果の傾向を崩壊部に単純に当てはめると、約 1100mm の残留水平変位となり、この変位に至るまでに崩壊が発生したものと推定される。
- ・ また、現地調査結果、および解析結果より、重力式基礎から根入れのなされていない補強土壁部がすべり落ちた可能性が示唆された。

### (2) 重力式基礎からの補強土壁のすべり落ち対策について

重力式基礎上における補強土壁の地震動の作用に対するすべり落ち対策手法として、重力式基礎の肩部と壁面材の間に十分な余裕幅を確保する手法に着目した。具体の余裕幅の設定にあたっては、盛土高等の条件を段階的に変更した系統的な試設計断面及び被災事例に対して円弧すべりを仮定したニューマーク法による補強土壁の水平滑動変位を算出し、必要となる余裕幅を検討した。3 章の検討の範囲で得られた知見を以下に示す。

- ・ ニューマーク法から求めたすべり土塊下端に作用する水平力不足分の最大値  $F_H$  は、3000 kN を上回る荷重が作用する解析結果を得たことから、重力式基礎天端に突起等の滑動抵抗力を付与する対策は、現実的ではない可能性があることが示された。
- ・ 盛土高  $H$  が大きい程又は壁高比  $n$  が小さい程、降伏震度  $k_y$  は小さくなり、水平滑動変位  $\delta_H$  及びその地震動特性によるばらつきは大きくなった。また、その傾向は降伏震度  $k_y = 0.30$  以下で顕著になった。
- ・ 2016 年熊本地震及び 1995 年兵庫県南部地震で被災した重力式基礎上の補強土壁を取り上げ、計算値と実測値を比較した結果、いずれの実測値も計算値を大幅に下回る結果が得られ、計算値は過度に安全側に評価する結果が得られた。
- ・ 熊本地震の被災事例を参考に、バイアスを 0.32 とす

ると、全てのケースにおいて水平滑動変位は 0.5 m 以下となることから、本解析の前提条件を満足すれば、すべり落ち対策として重力式基礎の肩部と壁面材の間に必要となる余裕幅は、0.5 m が目安となると考えられる。ただし、その場合には、少なくとも次の①～③が前提となる

- ① 補強土壁に先行して重力式基礎が不安定化することがないように、重力式基礎を岩盤等の硬固な地盤に確実に支持させる。
- ② 補強土壁の盛土材には砂質土相当以上の材料を使用し、これを入念に締め固める。
- ③ 道路土工一擁壁工指針に従って、補強土壁の内的安定及び外的安定について地震時の照査を満足する。

### 謝辞

本研究の実施にあたり、熊本県北広域本部阿蘇地域振興局、一般社団法人日本テールアルメ協会、多数アンカー式補強土壁協会及びジオテキスタイル補強土工法普及委員会にはデータをご提供頂いた。ここに感謝の意を表す。

### 参考文献

- 1) 地震ハザードステーション J-SHIS Map (<http://www.j-shis.bosai.go.jp>) : 防災科学技術研究所
- 2) 平成 28 年 (2016 年) 熊本県熊本地方を震源とする地震に係る被害状況等について (2017) : 内閣府
- 3) 公益社団法人日本道路協会 : 道路土工一擁壁工指針、2012
- 4) 道路土工構造物技術基準 : 国土交通省 HP (<http://www.mlit.go.jp/road/sign/kijyun/bunya02.html>)、2020/3/18 アクセス
- 5) 一般社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 2 回改訂版、1999
- 6) 一般社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 4 回改訂版、2014
- 7) 佐藤登、澤松俊寿、新田武彦、宮武裕昭 : 壁面変位による補強土壁の健全性評価に関する一考察、第 73 回土木学会年次学術講演会概要集、pp.931-932、2017
- 8) 堀井克己、館山勝、内田吉彦、古関潤一、龍岡文夫 : ニューマーク法による鉄道盛土の地震時滑動変位予測、第 32 回地盤工学研究発表会概要集、pp.1895-1896、1997
- 9) 公益社団法人日本道路協会 : 道路土工一盛土工指針、2010
- 10) 佐伯宗大、大窪克己、浜崎智洋、北村佳則、稲垣太浩、濱野雅裕、龍岡文夫 (2004) : 高速道路盛土の大規模地震時

## 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

- の耐震性検討（その1）～盛土材のせん断強度の検討～、  
第39回地盤工学研究発表会概要集 pp.1759-1760
- 11) 地震情報 (<http://www.jma.go.jp/en/quake/>) : 気象庁
- 12) 自然災害情報室(<http://www.j-risq.bosai.go.jp/>) : 防災科学技術研究所
- 13) 鉄道総合技術研究所 : 鉄道構造物等設計標準・同解説一土  
構造物[平成25年改編]、pp.56-58、2013
- 14) 公益社団法人日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説V耐震設計編、2017
- 15) 兵庫県南部地震テールアルメ盛土調査報告書、一般社団法人日本テールアルメ協会 HP  
(<http://www.japan-ta.com/tecdoc.html>)、2020/3/18 アクセス

## 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や点検作業を効率化する方法の検討に向け、カルバートの変状発生と進展状況の把握、要因の分析を行った。点検結果から、カルバートの変状として、ひびわれや継手の開き等の変状形態が確認された。変状の発生や進展の状況は変状形態によって異なり、大部分の変状は進展が見られなかった中で、水の流入のある変状やコンクリート部材の劣化につながる変状については進展が確認される場合があり、こうした変状を重点的に確認することで点検作業の効率化が期待できることを確認した。また、変状形態別に要因や素因との関係をフォルトツリーとしてまとめた。偏土圧による頂版の片側へのひびわれ集中や盛土の変形が要因と考えられる継手の開きについて、事例を参考に数値解析による現象の再現と実際の変状との比較を試みた。その結果、偏土圧の作用状況によって頂版の最大応力やその発生位置が若干変わることの他、実際のひびわれ発生には、活荷重や配筋条件、温度応力や乾燥収縮が複合的に影響していると考えられた。また、周辺盛土の変形による継手の開きについては、応答変位法により周辺盛土の変位を考慮することでカルバート縦断方向における継手の変位を再現できた。

キーワード：カルバート、変状、偏土圧、応力度照査、3次元ひびわれ解析、盛土の変位、継手の開き

#### 1. はじめに

高耐久性等を発揮するカルバートの設計法や点検作業を効率化する方法を検討するに当たり、カルバートにおける変状の発生や進展の状況を把握し、その要因について分析したうえで、現状の課題への対応に反映する必要がある。

そこで、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）」<sup>1)</sup>を参考に、変状形態や変状の進展状況とその要因を分析するとともに、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。カルバートの変状事例は、「シェッド、大型カルバート等定期点検要領」<sup>2), 3), 4), 5)</sup>に基づく定期点検結果を対象とした。

また、カルバートに変状を生じさせる構造的要因のうち、偏土圧の作用による影響、盛土の変形による影響について、事例を参考に試算を行い検討した。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。また、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による各部材への影響について確認した。さらに、3次元ひびわれ解析を行い、偏土圧や配筋の違いにより生じ得る頂版のひびわれ発生状

況の違いについても確認した。盛土の変形による影響については、事例を参考に、継手の開きについて縦断方向の試算を行って再現を試み、周辺盛土やカルバートに生じる現象について評価するとともに、計算方法の適用性について確認した。

#### 2. カルバートの変状発生・進展状況に関する事例分析

##### 2.1 対象事例および事例整理方法

変状事例の整理・分析は、国が管理する大型カルバートについて「シェッド、大型カルバート等定期点検要領」（国土交通省）<sup>2), 3), 4), 5)</sup>に基づき、令和2年度までに実施された定期点検結果を対象に行った。定期点検は平成26年度から始まり、対象のカルバートに対して5年に1度の頻度で行われる。このため、平成26年度から平成30年度の5年間（1巡目）で対象の全カルバートに対して定期点検が実施され、令和元年度からは、2巡目の定期点検が開始されている。点検対象の各カルバートについて4段階で判定区分が報告されるが、最も厳しい判定区分Ⅳ（緊急措置段階）が報告された事例はない<sup>6)</sup>。

2.2から2.4では、平成26年度から平成30年度の1巡目に実施され、判定区分Ⅲ（早期措置段階）が報告された事例のうち、点検調書上の情報等から変状要因が推定可

能な事例を対象に、変状発生の傾向、各種変状の特徴について整理・分析を行った。1 巡目の定期点検結果について、判定区分Ⅲ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の構造物の全体数)を示すと以下のとおりで、定期点検 1 巡目の点検結果について概ねの傾向を捉えることが可能と考えられた。

平成 26 年度 : 20/22

平成 27 年度 : 45/45

平成 28 年度 : 20/20

平成 29 年度 : 27/29

平成 30 年度 : 20/30

1 巡目全体 : 132/146

これらの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、点検調書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-SHIS<sup>7)</sup>(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

2. 5 では、国土交通省所管で 1 巡目と 2 巡目の 2 回の定期点検が行われ、2 回のうち少なくとも 1 回の点検において判定区分Ⅲ(早期措置段階)が報告されたカルバートに着目した。この条件に該当するカルバートが全体で 87

事例ある中から、2 回分の点検記録の情報が得られた 74 事例を対象にしており、2 巡目の 2 年目までの傾向は概ね捉えることができると考えられる。2 巡目の最初の 2 年間(令和元年度から令和 2 年度)に実施された定期点検結果と、1 巡目(平成 26 年度から平成 30 年度まで)に実施された結果との比較により、変状の進展状況を整理した。

## 2. 2 対象のカルバートの主要諸元

まず、1 巡目の定期点検で判定区分Ⅲが報告され、変状発生の傾向の整理・分析対象とした 132 のカルバートの主要諸元の傾向について図-1 に示す。図-1 の各グラフ上の数値は、該当件数と対象事例 132 事例中での該当割合(%)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が 90%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。

単連または多連の別(図-1(b))では、単連が 67%、2 連 1 層が 29%で合わせて 96%を占めた。3 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や歩道が設けられ、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 61%、掘割構造に接続するものが 19%、擁壁に接続するものが 8%と、これらのいずれかのもので 90%近くを占めた。掘割構造に接続するものはアンダーパスとして用いられるものであった。

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 24%を占めるが、その多くは点検調書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 65%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。100m を超える長いものもあるが、多く

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

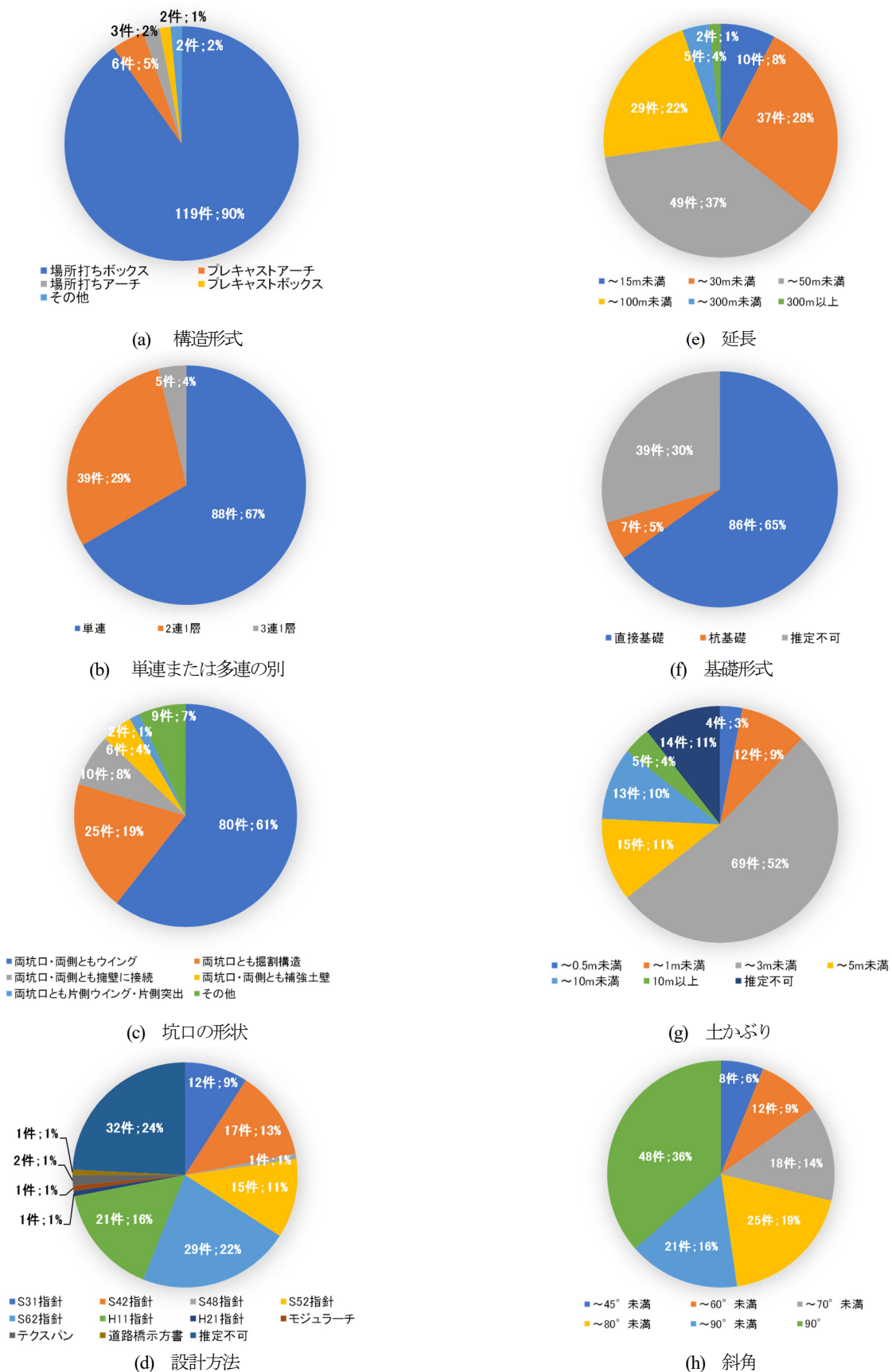


図-1 対象事例の主要諸元

がアンダーパスであった。

基礎形式(図-1(f))では、点検調書等から読取りや推定できたものは全体の70%であったが、その中の90%以上が直接基礎(置換え含む)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)」<sup>9)</sup>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61%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°、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36%は斜角が90°であったが、それよりも小さな斜角のものが64%あり、45°に満たない小さなものも見られた。

### 2.3 変状形態とその要因の傾向

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。

多く見られた変状形態を順に並べると表-1のようになる。表-1の件数および割合は、対象とした計132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132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、点検調書上に記載の情報から確認したほか、情報がなく以下のように推定したものを含む。

- ・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<sup>9)</sup>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」<sup>10)</sup>で寒冷地に該当することの確認。対象事例の範囲では、

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	128 (96.7%)
側壁のひびわれ	127 (96.2%)
頂版の剥離・鉄筋露出	98 (74.2%)
頂版の漏水・遊離石灰	88 (66.7%)
側壁の剥離・鉄筋露出	85 (64.4%)
側壁の漏水・遊離石灰	79 (59.8%)
ウイングのひびわれ・剥離	70 (53.0%)
継手部材の劣化・破損	62 (47.0%)
錆汁	49 (37.1%)
内空道路の亀裂・段差	37 (28.0%)
カルバート内空への土砂の流入・水溜り	36 (27.3%)
継手部の開き・ずれ	33 (25.0%)
排水施設の不具合	27 (20.5%)
継手部のずれ(水平方向)	26 (19.7%)
土砂の堆積	26 (19.7%)
カルバートブロックの不同沈下	16 (12.1%)
カルバートブロックの水平変位	15 (11.4%)
上部道路の亀裂・段差	10 (7.6%)
カルバートブロック間の段差	9 (6.8%)
継手部のずれ(鉛直方向)	8 (6.1%)
ウイング取付部の開き	6 (4.5%)
ウイングの水平変位	5 (3.8%)
頂版・側壁の傾斜	3 (2.3%)
ウイングの鉛直変位	2 (1.5%)

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)	84 (63.6%)
軟弱地盤	80 (60.6%)
集水地	45 (34.1%)
寒冷地	43 (32.6%)
傾斜地盤	30 (22.7%)
塩害影響地域	12 (9.1%)
土かぶりが0.5m未満または10m超	7 (5.3%)

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	130 (98.5%)
上載荷重の影響	81 (61.4%)
継手部材の経年劣化	56 (42.4%)
盛土の変形	31 (23.5%)
基礎地盤の沈下	28 (21.2%)
偏土圧の影響	24 (18.2%)
塩分の飛来	15 (11.4%)
凍上	8 (6.1%)
洗掘	3 (2.3%)

北海道、東北地方、北陸地方のほか、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」<sup>11)・12)</sup>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」<sup>13)・14)</sup>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、点検調査の記載や写真・図面等から以下のように分類した。そのため、詳細な調査に戻つた正確な要因ではないが、ここでは大まかな傾向を分析する目的での概略の推定をもとに整理した。

・コンクリート材料に起因する要因：温度応力ひびわれ、乾燥収縮ひびわれ、コンクリートのうき・剥離・鉄筋露出、ジャンカ、打継ぎ目の不良等、コンクリートの強度発現機構や材料特性、材料自体の劣化、施工条件等に起因する変状がみられたもの

・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

・上載荷重の影響：頂版に乾燥収縮ひびわれとは異なる縦断方向ひびわれが複数見られ、上部からの荷重の影響が考えられたもの

・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

・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

・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で、上載荷重の影響と重複しているものがほとんどであった。

・塩分の飛来：塩害の影響地域に該当するものの他、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

・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。整理対象とした各カルバートの頂版および側壁のひびわれの主要因を表-4に整理した。頂版や側壁には発生要因の異なる複数のひびわれが見られることが多いが、表-4では、各カルバートの頂版・側壁のひびわれそれぞれについて、主たる要因を1つずつ推定した結果で示している。頂版、側壁とも乾燥収縮または温度応力がひびわれ発生の主要因と推定される事例が多い。頂版については、荷重の影響が主要因と推定される事例も多く、その場合は活荷重や上載土圧のような上載荷重が要因と考えられる。

表-4 頂版および側壁のひびわれの主要因

## (a) 頂版

推定される主要因	該当件数 (割合)
荷重の影響	55 (41.7%)
乾燥収縮または温度応力	52 (39.4%)
材料劣化	14 (10.6%)
鉄筋腐食	2 (1.5%)
不同沈下	1 (0.8%)
アルカリ骨材反応	1 (0.8%)
不明またはひびわれの報告なし	7 (5.3%)

## (b) 側壁

推定される主要因	該当件数 (割合)
乾燥収縮または温度応力	96 (72.7%)
材料劣化	18 (13.6%)
荷重の影響	8 (6.1%)
鉄筋腐食	1 (0.8%)
不同沈下	1 (0.8%)
アルカリ骨材反応	1 (0.8%)
不明またはひびわれの報告なし	7 (5.3%)

## 2.4 各部材・各部位における変状とその要因

事例整理の対象としたカルバートでは、その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、点検調査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）の関係を整理した。

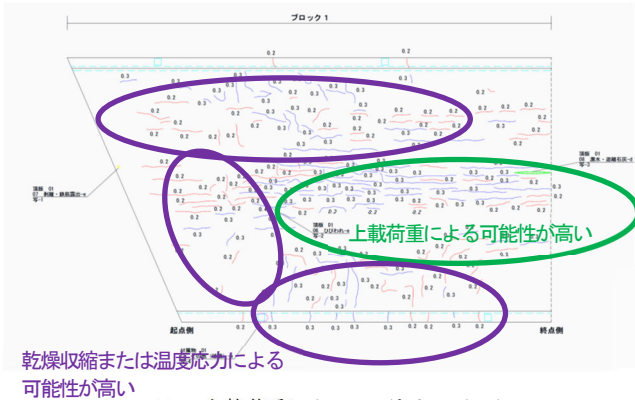
## 2.4.1 頂版のひびわれ

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）。

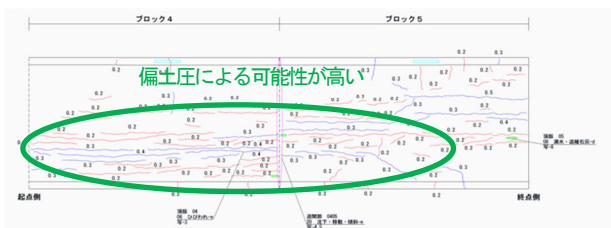
①については上載荷重の影響が考えられた。①が見られた事例では、概ね土かぶりが2.5m以下または7m以上であった。土かぶりが7m以上の一部の事例を除き、カルバートの上部は道路となっていた。土かぶりが2.5m以下の事例では主に活荷重、土かぶりが7m以上の事例では主に上載土圧の影響が考えられる。

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。

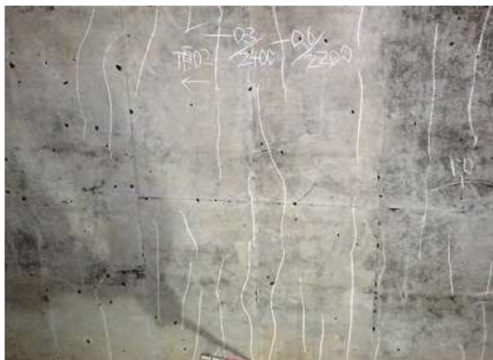
その他、斜角が90度未満のカルバート、上部道路と直交していてもカルバート坑口の形状が対称形でないカルバート等では、ひびわれがカルバートの片側に集中しているのが見られた（図-2(b)）。これについては、偏土圧が影響していると考えられる。



(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) 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

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。

### 2.4.2 側壁のひびわれ

側壁のひびわれについては、底版から立ち上がる、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。



写真-2 側壁の鉛直方向ひびわれの例

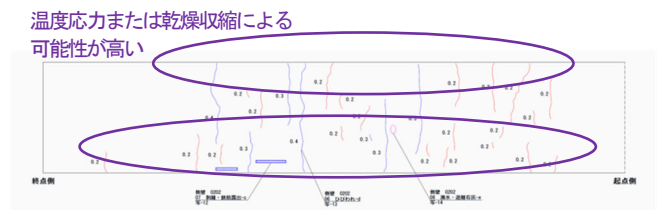


図-3 側壁のひびわれの例



### 2.4.3 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

### 2.4.4 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、2.4.5 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。



(a) コンクリートのうき・剥離および鉄筋露出



(b) 錆汁

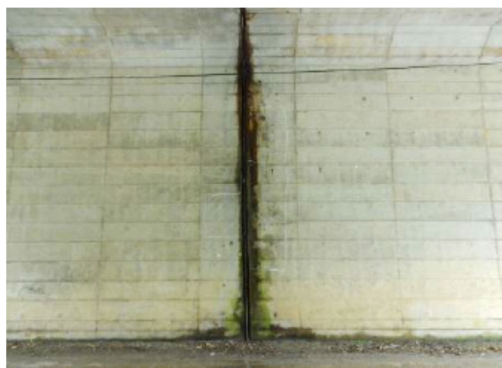


(c) 遊離石灰

写真-4 コンクリート自体の変状の例

### 2.4.5 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ている見え、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



(a) 継手部材の劣化と漏水



(b) 継手部からの土砂の流入



(c) 炭酸カルシウムが浮き出た例



(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

じた例も見られた (写真-5(d))。

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・破損のみのものと、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。

#### 2.4.6 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2.4.5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。

#### 2.4.7 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。



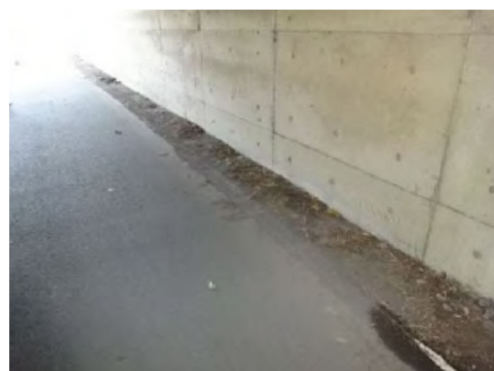
(a) 止水材の劣化・破損および水の流出



(a) 導水工の破損による漏水



(b) カルバートとウイングの表面の段差



(b) 排水溝の土砂詰まり



(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



写真-8 底版直下の洗掘による空洞

写真-7 排水施設の不具合

#### 2.4.8 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3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。

#### 2.4.9 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や坑口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、局所的、不規則に生じたものが見られた。

継手位置や坑口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



(a) 継手位置に沿った亀裂・段差



(b) 凍結融解によると思われる亀裂

写真-9 内空道路面の亀裂・段差

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。

局所的、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。

#### 2.4.10 上部道路面の変状

上部道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



(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 上部道路面の亀裂・段差

えられる。局所的、不規則なものは、舗装材の劣化によるものと考えられる。

#### 2.4.11 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一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

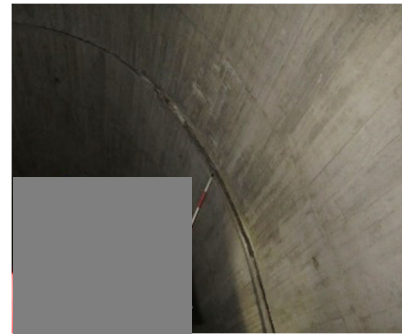
## 2.5 カルバートの変状の進展状況

国土交通省所管で1巡目と2巡目の2回の定期点検が行われ、2回のうち少なくとも1回の点検において判定区分Ⅲ(早期措置段階)が報告されたカルバート74事例(2.1)に着目し、2巡目と1巡目の点検結果を比較し、1巡目に見られた変状の進展や、2巡目に新たに確認された変状について整理した。

2巡目の点検記録における記載やスケッチによる1巡目との違いの有無や違いの内容に関する記録、同一箇所に関する写真やスケッチで1巡目のものと2巡目のものの対比から、変状の進展や新たな確認の状況を整理した。その結果、進展が少ない変状と、進展や新規発生の見られた変状があった。

### 2.5.1 進展が少ない変状

継手の開き・ずれに関しては、1巡目の点検において今回の対象事例のうち14事例(18.9%)で報告されているが、その中で2巡目の点検までの5年程度の間には有意な進展が見られた事例はなかった。このことは、2巡目の点検記録における記載のほか、写真-12のように同一の継手に

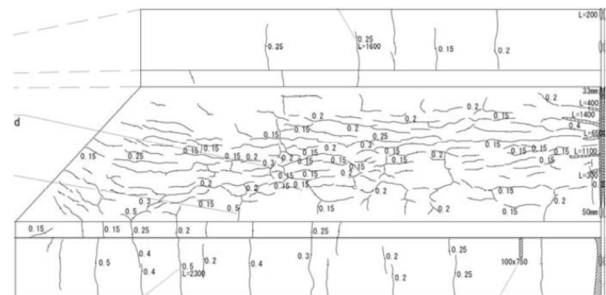


(a) 1巡目点検時

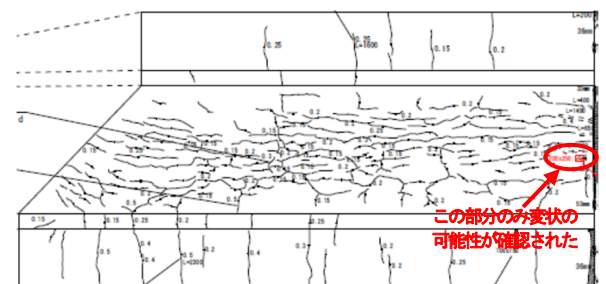


(b) 2巡目点検時

写真-12 同一箇所における継手の開きの対比の例



(a) 1巡目点検時



(b) 2巡目点検時

図-4 同一部材におけるひびわれ確認状況の対比の例

関する1巡目と2巡目の写真の対比から確認されており、継手のずれや周辺のコンクリートの劣化状況に違いが見られない。継手の開きが報告された14事例のうち建設年代が明らかになっているものとしては、昭和30年代から平成22年のものまでである。変状は建設後の比較的初期の間に発生し、その後進展がなかったと推察される。

コンクリートのひびわれも、1巡目の点検においてほぼ全ての事例で見られたが、2巡目の点検までに明らかな進展や新規発生は見られていないことが、ひびわれのスケッチより確認できる。図-4の例のように同一部材のスケッチでほとんど違いのないものが1巡目と2巡目の両方の点検結果に示されていたほか、2巡目のひびわれ確認状況について、1巡目から記録されていたひびわれと1巡目で記録漏れのあったひびわれが色分けで示されている事例も見られた。

このような、進展や新規発生がほとんど見られない変状に関しては、今後点検作業の効率化が期待できると考えられる。

### 2.5.2 進展や新規発生が見られた変状

天候によらずカルバート内空に水たまりや常に湿った箇所ができるような水の流入が、2巡目の点検において対象事例74事例のうち、39事例(52.7%)で報告されている。このうち14事例(18.9%)では1巡目の点検時から水の流入が報告されており、写真-13の例のように同一箇所でも継続的に見られた事例のほか、2巡目の点検で1巡目と異なる箇所からの水の流入が報告された事例もあった。2巡目に初めて水の流入が報告された事例は25事例(33.8%)あり、図-5の例のような伝い水が新たに生じたものや、漏水の範囲が広がったものがあった。

2巡目の点検で水の流入が確認されている39事例の3分の1に当たる13事例は集水地と考えられる立地であった。また、集水地以外でも、図-5の例のように土かぶりの薄いカルバートの頂版に生じた漏水箇所を通過して上部道路からの排水が流入し、伝い水として報告された事例があった。これらのように、カルバートの周囲から水が供給されやすい条件では、内空への継続的な水の流入や新たな水の流入が発生することが想定される。流入した水や空気が鉄筋に触れ、鉄筋が腐食・膨張してコンクリートが押し出されることにより、コンクリートが剥離し、利用者被害や耐久性低下に至ることも想定される。同様の状況は、写真-14の例のように車両が衝突してコンクリート部材の欠損が生じた場合にも想定される。

特に周辺から水が供給されやすい立地や車両の衝突の頻度が多いカルバートの点検においては、利用者被害や耐

久性低下を防ぐ観点から、水の流入やコンクリート部材の劣化につながる変状が新たに発生していないか重点的に点検する必要があると考えられる。

その他、カルバート内空の排水桝の詰まり、内空道路の舗装の劣化、補修箇所周辺の変状が2巡目に新たに報告される事例も見られた。これらについても、水の流入やコンクリート部材の劣化を防止する観点から、同様に注意を要すると考えられる。



(a) 1巡目点検時



(b) 2巡目点検時

写真-13 遊間部からの継続した漏水の例



図-5 坑口付近頂版への伝い水の例



(a) 1 巡目点検時



(b) 2 巡目点検時

写真-14 新たな欠損発生例

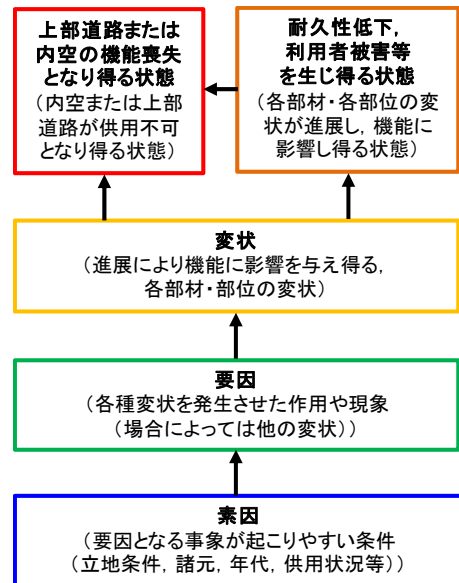


図-6 フォルトツリーイメージ

### 3. カルバート変状に関するフォルトツリー (変状と要因・素因の関係)

#### 3.1 フォルトツリー概要

前述の 2.3 および 2.4 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、図-6 に示すようなカルバートに関するフォルトツリーを検討した。

図-6 のフォルトツリーは、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て示すものである。各部分材・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。

本章では、このフォルトツリー全体のうち、各種変状に至るまでの要因・素因との関係について整理し、3.2 において各種変状別に(素因→要因→変状)の経路としてまとめた。なお、ここでの変状の要因や素因は、2.3 および 2.4 の事例整理において推定できた範囲のものである。

### 3.2 各種変状と要因・素因の関係

#### 3.2.1 コンクリート部材のひびわれ

2.4.1 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、上載荷重(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 24 事例のうち 22 事例、つまり 91.7% が斜角を有しており、斜角を有する割合は全 132 事例中の斜角を有する割合(63.6%) に比べて約 1.4 倍となった。

また、偏土圧が疑われた 24 事例のうち 13 事例、つまり 54.2% が傾斜地盤に設置されており、全 132 事例中の傾斜地盤に設置される割合(22.7%) に比べて約 2.4 倍となった。

2.4.2 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。

2.4.3 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-7 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ます、図-7 ではこれらを分けて示した。

### 3.2.2 材料劣化に伴うコンクリート部材の変状

2.4.4 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-5 に示すとおり、全体での割合に比べて高い傾向となった。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-5 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	(31/88) = 35.2%	(45/132) = 34.1%
側壁の漏水	(33/79) = 41.8%	
頂版の剥離	(35/98) = 35.7%	
側壁の剥離	(28/85) = 32.9%	

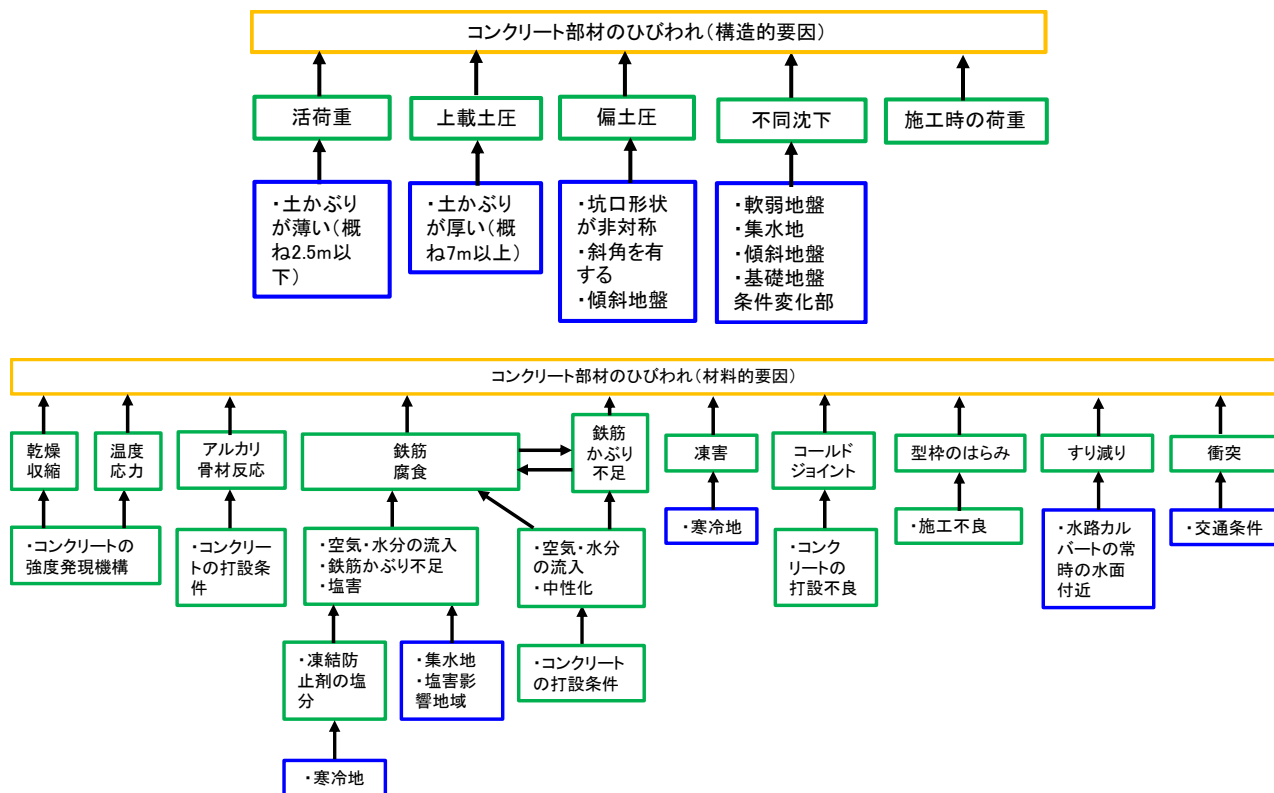


図-7 コンクリート部材ひびわれへの経路



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-8 のように整理される。

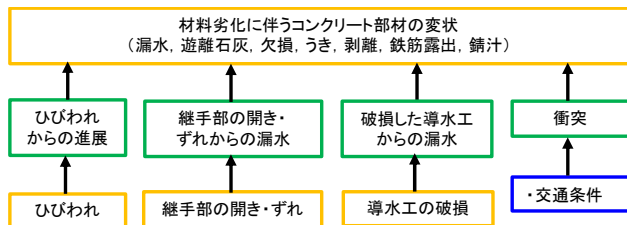


図-8 コンクリート部材の変状への経路

### 3.2.3 カルバート継手部の変状

2.4.5 より、継手部の変状には経年劣化による止水部材  
の劣化・破損のもの、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つた。

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-  
6 のとおり比較した。その結果、盛土の変形や基礎地盤の

表-6 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 31 事例中	22/31 =71.0%	17/31 =54.8%	10/31 =32.3%
基礎地盤の沈下が疑わ れる 28 事例中	19/28 =67.9%	13/28 =46.4%	7/28 =25.0%
全 132 事例中	80/132 =60.6%	45/132 =34.1%	30/132 =22.7%

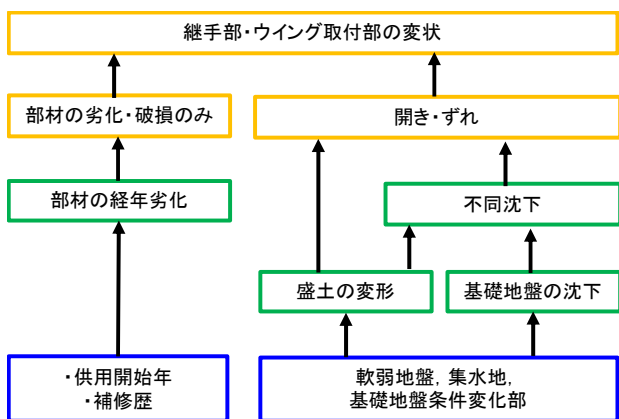


図-9 継手部の変状への経路

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  
あつた。

以上より、変状経路は図-9 のように整理される。

### 3.2.4 ウイング取付部の変状

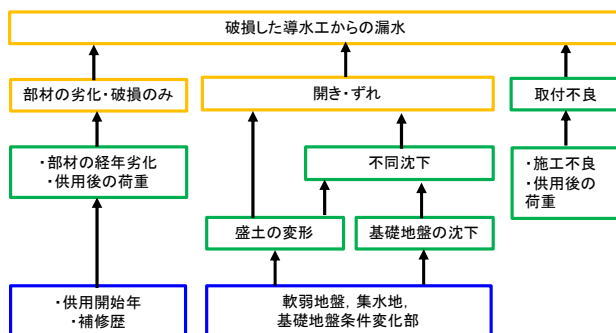
2.4.6 より、ウイング取付部の変状は継手部の変状と類  
似しており、開き・ずれがカルバートブロック間ではなく、  
カルバートや盛土とウイングの間で生じた状況といえる。

要因として、盛土の変形や基礎地盤の沈下が考えられ、

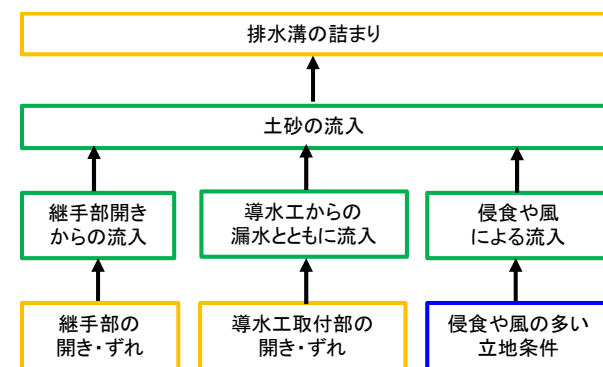
3.2.3 で前述のとおり、軟弱地盤や集水地、基礎地盤条件  
の変化部に該当しやすい。そのため、変状経路はカルバー  
ト継手部 (図-9) と同様に整理される。

### 3.2.5 排水施設の不具合

2.4.7 より、排水施設の不具合には、カルバートブロッ



(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-10 排水施設の不具合への経路

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った。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った。そのため、変状経路は図-10のように整理される。

### 3.2.6 底版直下の空洞発生

2.4.8 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3事例は全て集水地に立地し、うち1事例は傾斜地盤に立地していた。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21事例あったが、全て集水地に立地していた。傾斜地盤のものが9事例(42.9%)であった。集水地や傾斜地盤に立地する割合が、全132事例に対する割合(集水地:34.1%、傾斜地盤:22.7%)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ったと考えられる。

また、対象とした132事例中では該当がなかったが、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-11のように整理される。

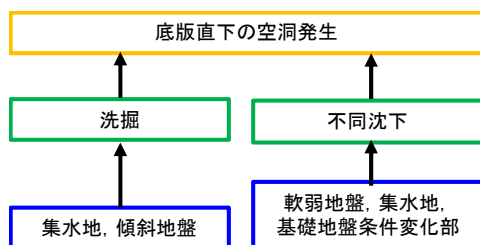


図-11 底版直下の空洞発生への経路

### 3.2.7 内空道路面の変状

2.4.9 より、継手位置に沿った内空道路面の亀裂は、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-12のように整理される。

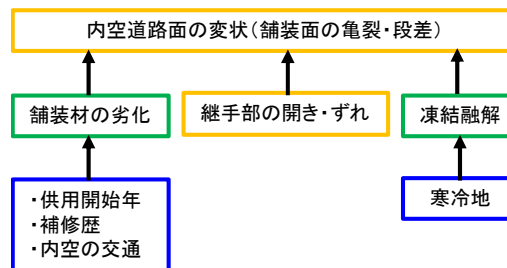


図-12 内空道路面の変状発生への経路

### 3.2.8 上部道路面の変状

2.4.10 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、上部道路面の亀裂発生が想定される。以上より、変状経路は図-13のように整理される。

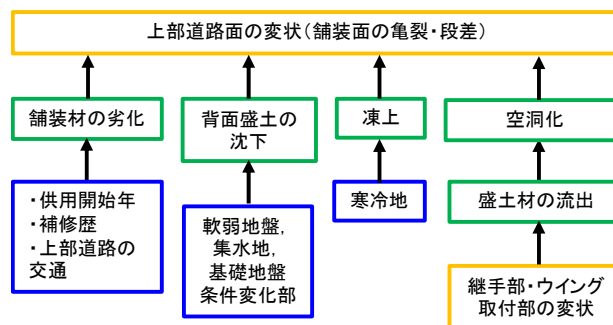


図-13 上部道路面の変状発生への経路

## 4. 偏土圧の影響に関する解析的検討

### 4.1 偏土圧の影響が考えられる頂版のひびわれ

カルバートの変状事例について整理する中で、2.4.1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、以下に示す各種試算を通じて、偏土圧がカルバートのひびわれ発生状況に与える影響について確認した。

### 4.2 偏土圧と頂版のひびわれ集中の関係

まず、変状事例において偏土圧によると考えられる頂版のひびわれ集中が見られた位置と、偏土圧を考慮した場合のカルバート横断面の曲げモーメント分布の関係を整理

することにより、偏土圧とひびわれ集中の関係を定性的に整理した。

### 4.2.1 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-14)、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-15)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-14)。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-15の上側)に、縦断方向ひびわれの若干の集中が見られた(図-15)。

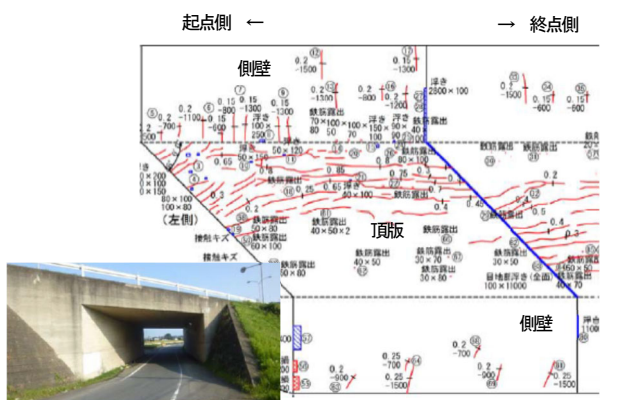


図-14 斜角を有するカルバート(上部道路中心線と平行な形状)

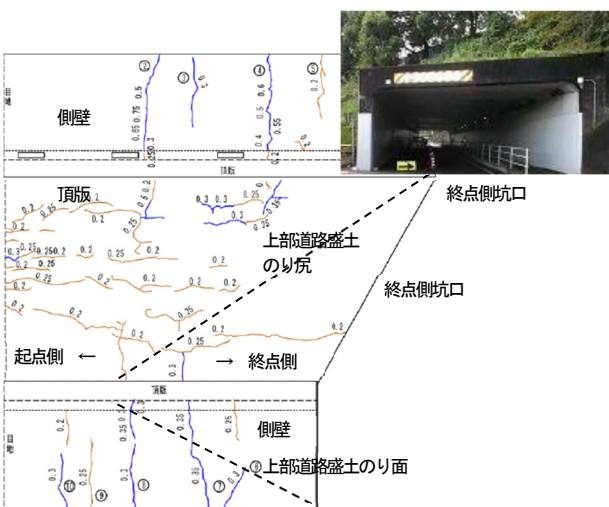


図-15 斜角を有するカルバート(片側坑口が突出した形状)

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。

### 4.2.2 断面力分布とひびわれの集中の関係

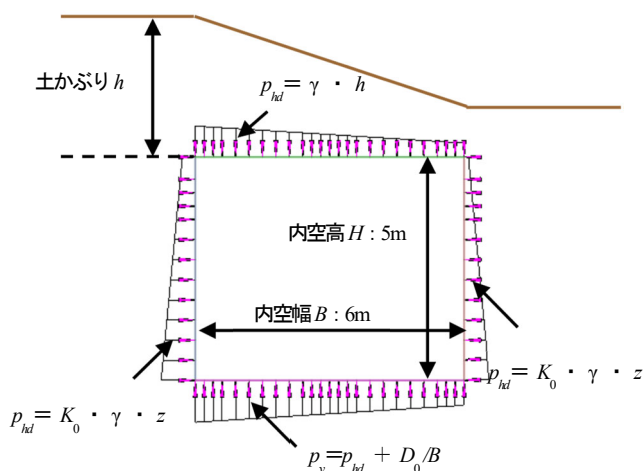
4.2.1 より、カルバート頂版の片側に縦断方向ひびわれが集中する状況では、カルバート本体が非対称である影響の他、カルバートの左右で土かぶりや裏込めの範囲が異なり、カルバートに作用する土圧が非対称であることが影響している可能性が考えられた。

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、4.2.1 の事例でひびわれの集中した位置との関係を確認した。

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-7 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土圧係数が等しく、周辺盛土からの荷重分布が対称で

表-7 試算で考慮した諸元

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



$p_{vd}$ : 上載土による鉛直土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\gamma$ : 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/m<sup>2</sup>)

$K_0$ : 土圧係数

$p_v$ : 底板反力 (kN/m<sup>2</sup>)

$D_0$ : 底板を除くカルバート単位長さ当たりの重量 (kN/m)

図-16 非対称な土圧分布

ある場合を基本に、断面の両側で土かぶりや土圧係数が異なることにより図-16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、土圧係数0.5の場合を基本として右側のみ土圧係数を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。

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-17)。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

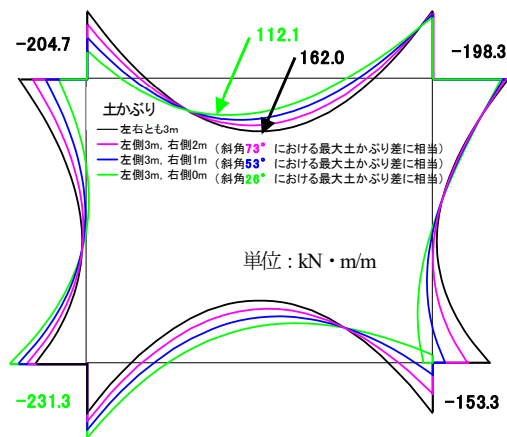


図-17 右側の土かぶりによる曲げモーメント分布の違い

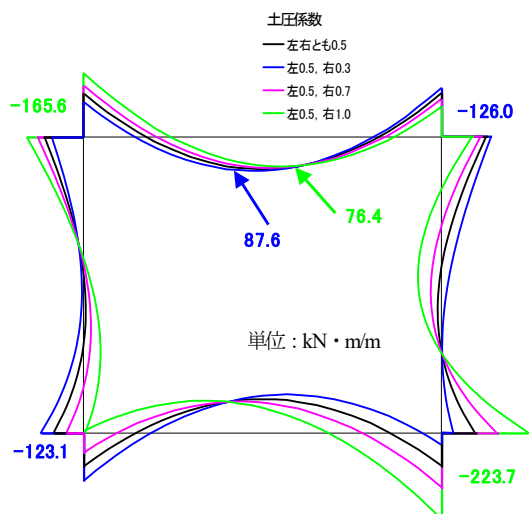


図-18 右側の土圧係数による曲げモーメント分布の違い

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、右側壁の下部で正の曲げモーメントが生じた。図-15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-18)。一方、頂版の曲げモーメントの最大値は、右側の土圧係数が小さく、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-14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。

#### 4.3 偏土圧の影響を受けたカルバート各部材の断面照査

4.2.2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-19に示すように、斜角を有するカルバートの場合には、左右対称な土圧が作用する横断面もあるが、左右非対称な水平土圧が作用する可能性がある場合や、左右で土かぶり差が生じる場合のように、偏土圧を受ける横断面も存在する。

しかし、現行の設計では最も土かぶりが大きくなる断面において左右対称な土圧を作用させて断面設計が行われ、その条件がカルバート縦断方向全体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。

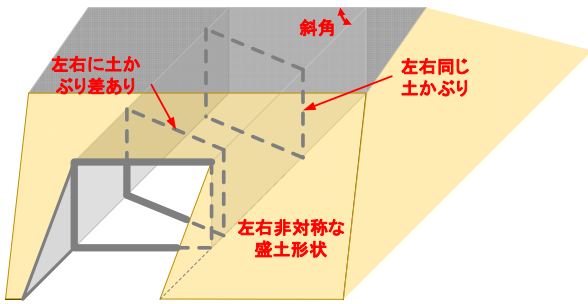
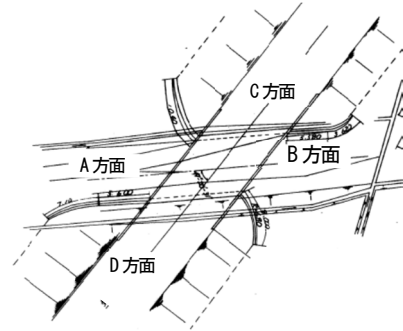


図-19 斜角を有するカルバートの断面



(a) 平面図 (全体)

#### 4.3.1 参考事例のカルバート

参考事例は斜角（カルバートと上部道路の中心軸が交った時の鋭角の大きさ）が  $50^\circ$  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-20）。当該カルバートは建設年度から、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、土かぶりが0.5m未満、内空高が4.5m程度、両坑口の内空幅は9.5m程度である。

配筋は図-21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 $\theta$ で交わるように配筋されていた。そのため、主筋方向で照査した。

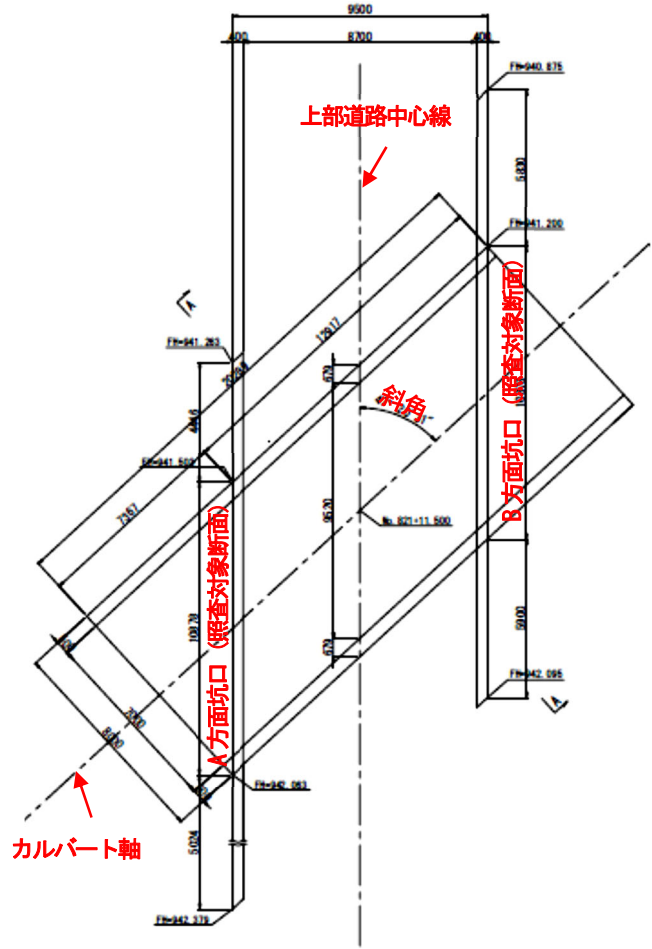
#### 4.3.2 断面照査方法

照査は、坑口に平行で内空幅が9.5m程度の断面を対象に、主筋方向で行った。カルバート横断面の曲げモーメントの分布を求め、照査対象とした位置における断面力に対する鉄筋およびコンクリートの曲げ応力度を以下の仮定のもとで算出し、これを許容応力度と比較した。

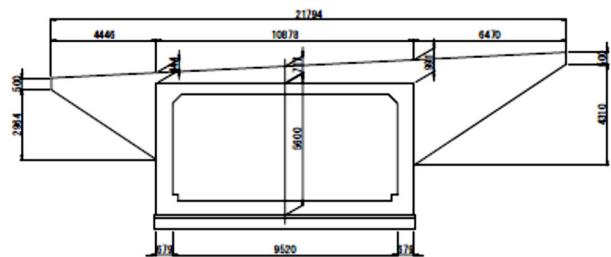
- ・軸ひずみが中立軸からの距離に比例
- ・鉄筋とコンクリートのヤング係数比が15
- ・コンクリートの引張応力度は無視

鉄筋の許容引張応力度はSD295A相当の $\sigma_{sr} = 160\text{N/mm}^2$ とした。コンクリートの許容応力度は設計基準強度 $21\text{N/mm}^2$ に対応して、許容曲げ圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 7.0\text{N/mm}^2$ とした。

その他、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）」<sup>8)</sup>（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。



(b) 平面図 (カルバート本体のみ)



(c) 正面図 (A方面坑口)

図-20 参考事例としたカルバートの形状

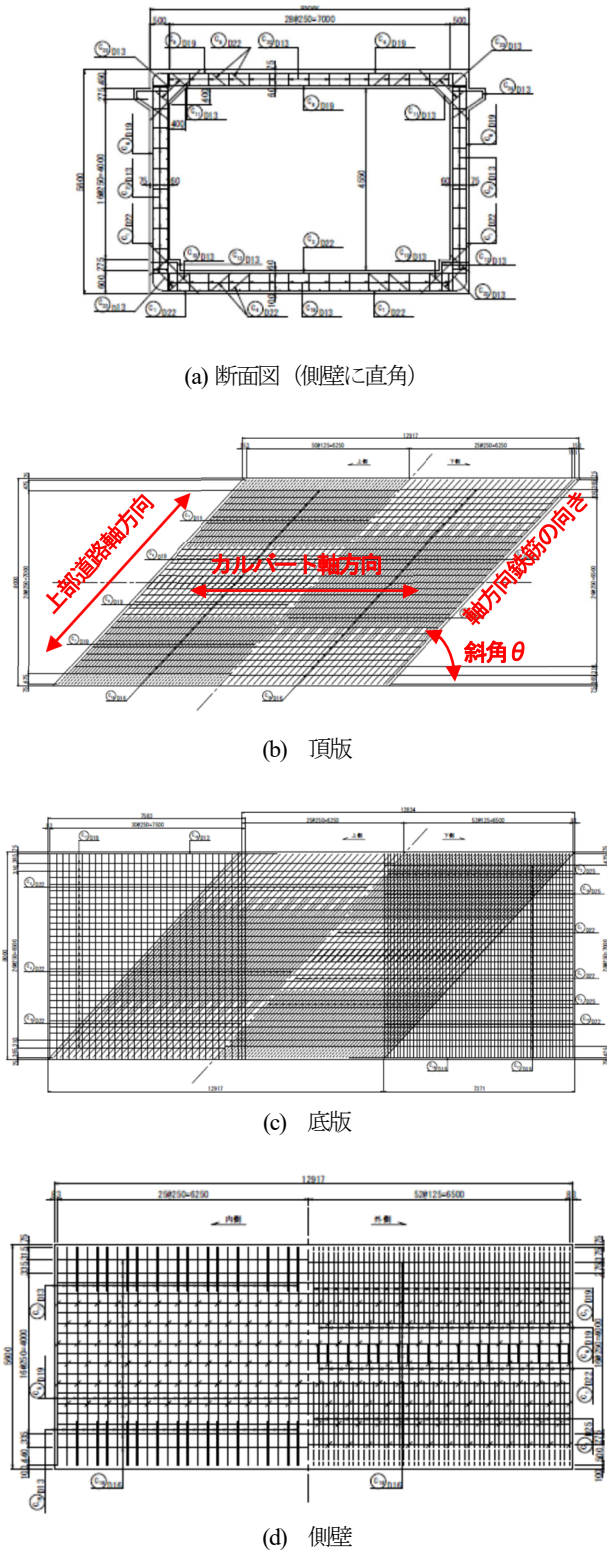


図-21 参考事例の配筋図

### 4.3.3 照査実施ケース

参考事例のカルバートでは、上部道路に5%程度の縦断勾配があるため、カルバート左右の土かぶりに差がある。また、A 方面坑口では全体として B 方面坑口に比べて土かぶりが0.2m 程度ずつ厚い。そこで、照査ではカルバート横断面左右や、カルバート縦断方向での土かぶりの違いを踏まえ、各方面の坑口の土かぶりは図-22 に示すように考慮した。

活荷重は、現行指針に準拠し、後輪荷重中心が頂版中央に来る位置(図-23)で作用させるケースを基本とした。そのうえで、活荷重の作用位置を偏土圧との組み合わせで頂版の正の曲げモーメントの最大値として不利になる位置にずらしたケースでも照査を実施した。また、偏土圧による影響と活荷重による影響の別を確認するため活荷重を作用させないケースでも照査を実施した。

土圧係数は指針では左右両側とも0.5 とされるが、盛土に緩みや変形が生じた場合を想定し、図-20(a)の盛土の形状より緩みが生じやすいと考えられた側を0.3 としたケースでも照査した。A 方面、B 方面ともに、図-22 の左側の土圧係数を0.3 とした。

以上のように活荷重の载荷条件および土圧係数を変え、表-8 に示すケースで照査を行った。

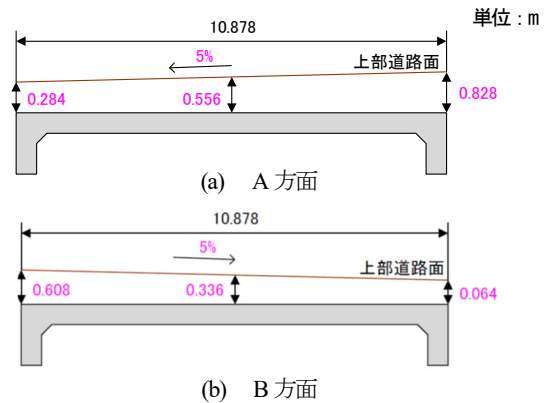


図-22 坑口形状と土かぶり

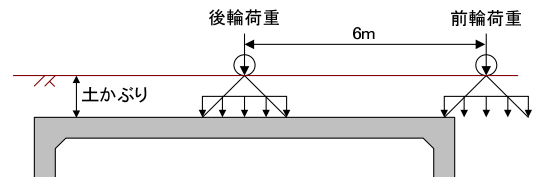


図-23 活荷重の载荷位置(後輪荷重の中心が頂版中央)

表-8 照査ケース

ケース	坑口	土圧係数	活荷重の载荷条件	
A-1	A 方面	左右とも 0.5	後輪荷重の中心が頂版中央	
A-2			不利な位置 (後輪荷重の中心を頂版中央から右へ0.1mずらす)	
A-3			载荷なし	
A-4			左0.3、 右0.5	不利な位置 (後輪荷重の中心を頂版中央から右へ0.2mずらす)
A-5			载荷なし	
B-1	B 方面	左右とも 0.5	後輪荷重の中心が頂版中央	
B-2			不利な位置 (後輪荷重の中心を頂版中央から左へ0.1mずらす)	
B-3			载荷なし	
B-4			左0.3、 右0.5	不利な位置 (後輪荷重の中心を頂版中央から左へ0.1mずらす)
B-5			载荷なし	

4.3.4 断面力分布

活荷重载荷の有無別に、A 方面、B 方面について表-8 の各ケースにおける曲げモーメント分布を示すと、図-24 および図-25 のとおりとなる。曲げモーメント分布は、カルバート内空側に引張を生じさせる方向を正としている。図中の数値は、各部材端部の曲げモーメントおよび頂版の正の曲げモーメントの最大値を、当該ケースの線と同じ色で示したもので、単位は  $\text{kN} \cdot \text{m}$  である。図-24 では活荷重を载荷したケースのうち、左右とも土圧係数が 0.5 で、後輪荷重の中心が頂版中央に来るように活荷重を载荷したケース（現行指針の方法で照査したケース）と左側の土圧係数を 0.3 とし、かつ不利となる位置に活荷重を载荷したケースについて示している。A 方面、B 方面ともに活荷重を载荷したケース同士、载荷しないケース同士では曲げモーメント分布にほとんど違いが見られなかった（図-24 および図-25）。活荷重を载荷した場合（図-24）には、活荷重を载荷しない場合（図-25）に比べ、頂版や側壁上部の曲げモーメントが 2 倍程度となり、活荷重の影響が大きいたことが確認された。

現行指針の方法で照査した場合でも、図-24 に示すとおり、A 方面、B 方面ともに曲げモーメントの分布が非対称となった。これらは、カルバート左右で土かぶりの差があるため、鉛直土圧および水平土圧の分布が左右非対称となることによる。土圧係数が左右とも 0.5 で活荷重の载荷がない場合も、A 方面（ケース A-3）、B 方面（ケース B-3）ともに左右の土かぶり差により左右非対称な曲げモーメント分布となった。

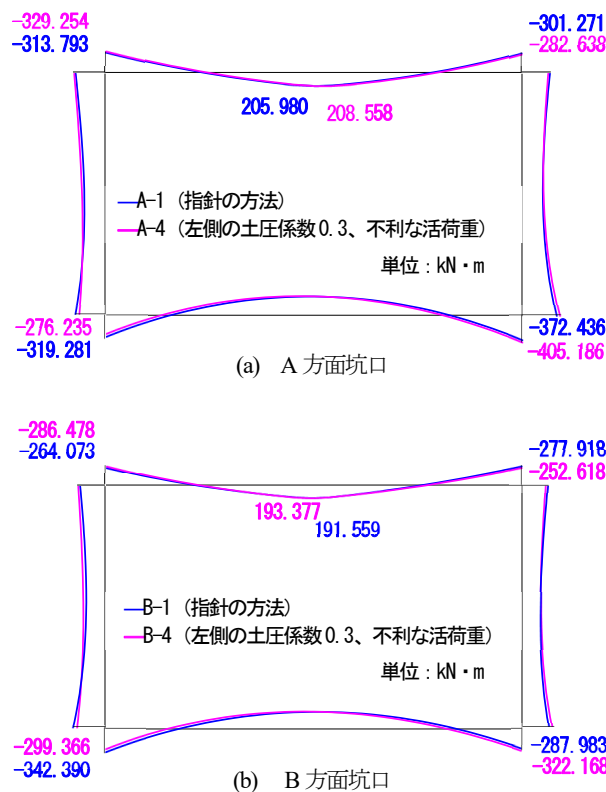


図-24 曲げモーメント分布（活荷重载荷あり）

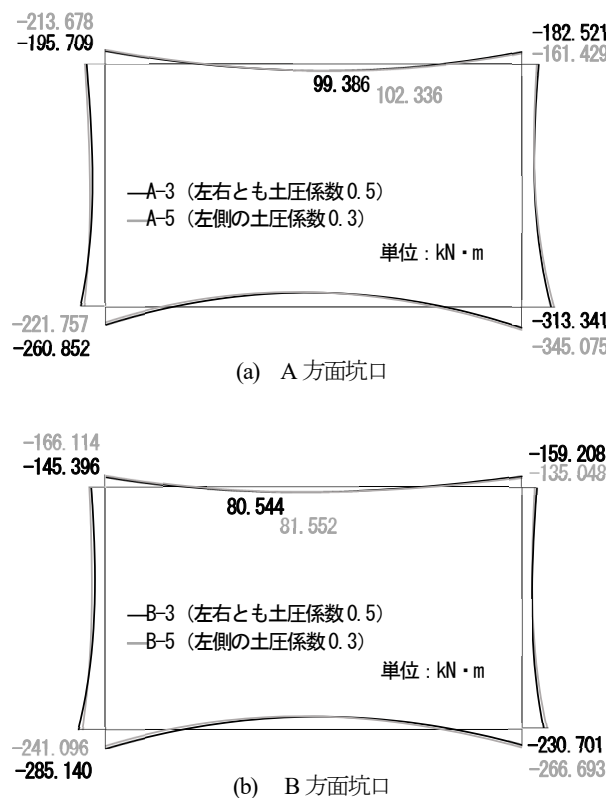


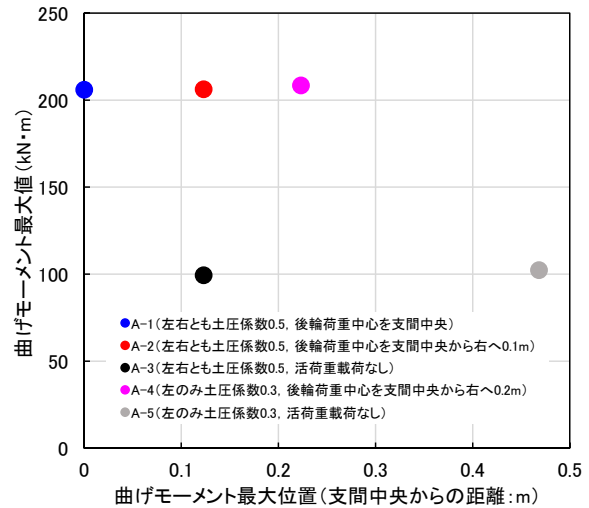
図-25 曲げモーメント分布（活荷重载荷なし）

左右の土圧係数を変えた場合、A 方面では図-24(a)および図-25(a)より、左側で土かぶりが低く、かつ土圧係数が小さいことにより、左右の水平土圧に差が生じたことで曲げモーメント分布には左右非対称性が見られた。B 方面でも図-24(b)および図-25(b)より、曲げモーメント分布に左右非対称性は見られたが、A 方面に比べて左右の曲げモーメント分布の偏りは少なかった。A 方面では土圧係数、土かぶりともに左側で小さいのに対し、B 方面では土圧係数は左側、土かぶりは右側と反対側で小さくなっているため、左右の水平土圧の差が少なくなったことによると考えられる。

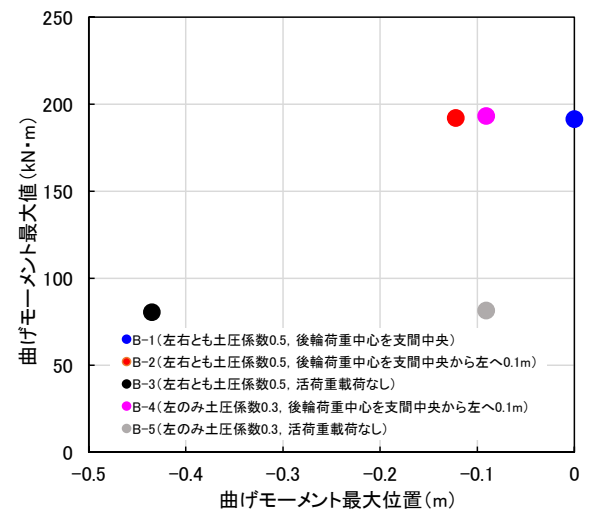
次に、頂版に着目し、各ケースの正の曲げモーメントの最大値とそれが確認された位置の関係を図-26 に示す。

A 方面では図-26(a)より、ケース A-1 とケース A-2 に比べてケース A-4、ケース A-3 に比べてケース A-5 の方が、頂版中央より右にずれた位置で正の曲げモーメントが最大値となり、若干ではあるが、値も大きい。活荷重載荷の有無によらず、土圧係数が左 0.3、右 0.5 となった場合、正の曲げモーメントが最大となる位置が相対的に水平土圧の大きな右側へ 0.1~0.3m 程度ずれた。また、ケース A-2 やケース A-4 では偏土圧と同時に載荷した時に頂版の正の曲げモーメントの最大値が最も大きくなる位置で活荷重を載荷したが、後輪荷重の中心が頂版中央に来るように載荷したケース A-1 と比べ、頂版の正の曲げモーメントの最大値が発生する位置がずれ、曲げモーメントの最大値が若干増えた。

B 方面では図-26(b)より、ケース B-1 に比べてケース B-2 やケース B-4 で頂版中央より左に 0.1m 程度ずれた位置で正の曲げモーメントが最大値となる。ケース B-2 およびケース B-4 ではいずれも不利な位置で活荷重を載荷しているが、左側の土圧係数を 0.3 としたケース B-4 では、ケース B-2 に比べて正の曲げモーメントの最大値が若干大きくなり、最大値となる位置もずれた。また、ケース B-3 で正の曲げモーメントが最大となった位置は頂版中央から 0.5m 近く左、ケース B-5 では 0.1m 程度左にずれた。活荷重を載荷しない場合、土圧係数が左右とも 0.5 である方が、正の曲げモーメントが最大となる位置の頂版中央からのずれが大きい結果である。これは、B 方面坑口では左側で土かぶりが大きいいため、左側の土圧係数が 0.5 の場合に左右の水平土圧の差が大きくなったことによる。正の曲げモーメントの最大値は、左のみ土圧係数を 0.3 としたケース B-5 の方が若干大きくなった。



(a) A 方面坑口



(b) B 方面坑口

図-26 頂版の正の曲げモーメント最大値とその発生位置

A 方面では B 方面に比べて全体的に土かぶりが厚いため、多くの部分で曲げモーメントの値も大きくなる傾向であった。正の曲げモーメントが最大となる位置は、A 方面、B 方面とも活荷重の載荷がない条件、つまり偏土圧のみ考慮した条件では、左側の土圧係数が 0.3 になると土圧係数が 0.5 である右側に 0.3m 程度移動した。活荷重を考慮した場合、特に B 方面では左側の土圧係数が 0.3 になっても正の曲げモーメントが最大となる位置の移動が少なく抑えられた。曲げモーメントの分布には偏土圧よりも活荷重による影響が大きかったことと併せ、土かぶり、土圧係数ともに右側で大きくなる A 方面に比べて、B 方面では土かぶりは左側、土圧係数は右側と異なる側で大きくなり、A 方面に比べて左右の水平土圧の差が小さく、偏土圧の影



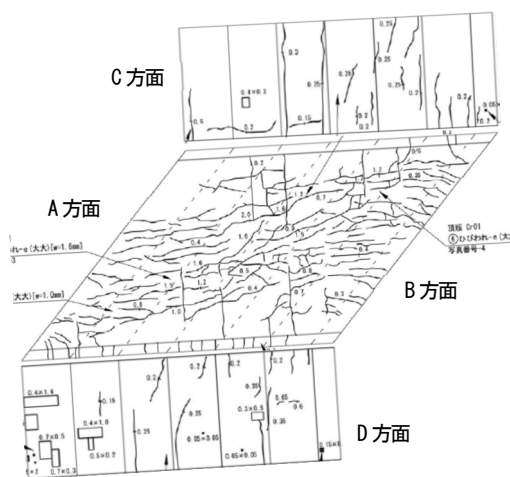


図-27 検討事例におけるひびわれ発生状況

響が抑えられた。

なお、側壁に関してはいずれのケースにおいても全体にわたり負の曲げモーメントとなり、内空側では圧縮が優位となった。図-27のように、検討事例の側壁には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った状況とは概ね整合すると考えられる。

#### 4.3.5 応力度照査

方面別に、現行指針の方法で照査したケースおよび頂版の正の曲げモーメントが最大となったケース、つまりA方面ではケースA-1とケースA-4、B方面ではケースB-1とケースB-4で4.3.2に示す方法で照査を行った結果を表-9に示す。

頂版の内空側に対しては、土かぶりが多いA方面のケースA-1、ケースA-4では、鉄筋・コンクリートともに今回設定した許容応力度に対して若干の超過が見られたが、全体的に土かぶりが低く曲げモーメントも小さいB方面のケースB-1、ケースB-4では許容応力度に対する超過は見られなかった。ケースA-1とA-4の比較、ケースB-1とB-4の比較では、いずれの方面でも左側の水平土圧係数を変え、不利な活荷重を載荷した場合の方が、現行指針の方法で照査した場合に比べて若干厳しい結果となったが、照査結果に大きな違いはなかった。コンクリートの設計基準強度や鉄筋の引張強さが最低の条件に対しては、偏土圧や活荷重を不利な条件で考慮した場合に許容応力度に対して若干余裕がなくなる可能性も考えられた。

#### 4.4 偏土圧の影響を受けたカルバートの3次元ひびわれ解析

4.3では斜角を有する実際のカルバートを参考に偏土圧を考慮し、カルバート横断面での各部材の応力度照査を試みたところ、不利となる偏土圧や活荷重の条件が存在し、頂版の曲げモーメントが最大となる位置が変わることは確認された。

しかし、図-27に示すとおり、実際の頂版の縦断方向ひびわれは、坑口幅員方向中央付近の正の曲げモーメントが最大となり、応力度照査でも余裕の少ない位置以外でも多数見られ、その要因には、横断面照査で再現することが困難な事象が含まれている可能性が考えられた。実際には活荷重がカルバート縦断方向に一様ではないことや、頂版と

表-9 頂版の曲げ応力度照査結果

		A-1	A-4	B-1	B-4
土圧係数		左右とも0.5	左0.3、右0.5	左右とも0.5	左0.3、右0.5
活荷重		指針の活荷重	不利な活荷重	指針の活荷重	不利な活荷重
断面力	曲げモーメント(kN・m)	206	208.6	191.6	193.4
	軸力(kN)	53.2	42.8	46.1	34.4
断面寸法	部材幅(mm)	1000			
	部材高(mm)	450			
	有効高(mm)	390			
引張鉄筋	かぶり(mm)	60			
	鉄筋量 $A_s$ ( $\text{cm}^2$ )	36.61			
		D22・184mmピッチ+D19・184mmピッチ			
圧縮鉄筋	かぶり(mm)	75			
	鉄筋量 $A_c$ ( $\text{cm}^2$ )	15.57			
		D19・184mmピッチ			
曲げ応力度照査 ( $\text{N}/\text{mm}^2$ )	コンクリート	7.1 > 7.0	7.2 > 7.0	6.6 < 7.0	6.7 < 7.0
	鉄筋	161 > 160	164 > 160	150 < 160	153 < 160

底版の主筋が側壁に対して斜めに配筋されていたことの影響が想定された。

そこで、4.3の検討と同じカルバートの事例をもとに、3次元でのひびわれ解析を行った。

#### 4.4.1 3次元ひびわれ解析

4.3.1で示したカルバートについて、コンクリートを3次元非線形ソリッド要素、鉄筋を埋込み鉄筋要素としてモデル化し、3次元ひびわれ解析を行った。コンクリートのひびわれのモデル化には、「コンクリート標準示方書【設計編】」<sup>15)</sup>を参考に分散ひびわれモデルを用いた。コンクリートの引張側と圧縮側の非線形特性、鉄筋の応力ひずみ関係も、コンクリート標準示方書を参考に設定した。

3次元ひびわれ解析において、死荷重は解析モデルに重力加速度を作用させて考慮した。活荷重は、カルバート坑口の幅員中心からC方面寄りに0.1mの位置に荷重の中心が来るよう、カルバート縦断方向に道路橋示方書のT荷重を載荷した(図-28)。

解析は、実際の盛土形状を踏まえた偏土圧の影響、頂版と底版の主鉄筋の配筋方向による影響を見るため、土圧係数の設定と、頂版および底版の配筋を変え、表-10に示す4ケースで実施した。

土圧は、頂版へは実際の土かぶりに応じた鉛直土圧、側壁へは水平土圧を作用させた。水平土圧を作用させる際、土圧係数は0.5を基本としたが、図-20(a)に示す盛土形状を踏まえ、偏土圧として図-29のように上部道路中心軸を境にA方面側とB方面側、カルバートの左右で水平土圧係数が異なる部分を設定したケースでも解析を行った。

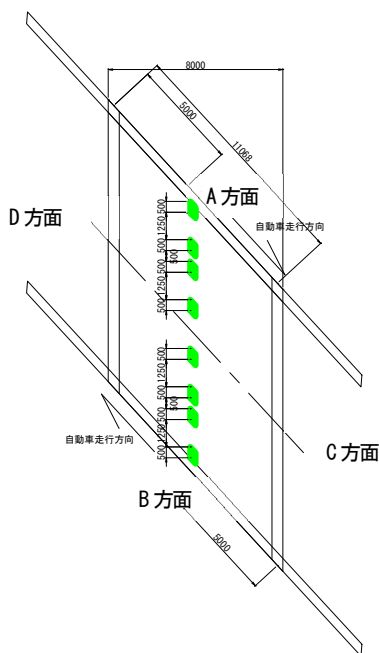


図-28 3次元ひびわれ解析時の活荷重載荷状況

表-10 3次元ひびわれ解析ケース

解析ケース	水平土圧 (土圧係数の設定)	頂版および底版の 主鉄筋の方向
ケース1	全て土圧係数0.5	斜め方向のみ (実際の配筋)
ケース2	土圧係数0.3の領域を含む	斜め方向のみ (実際の配筋)
ケース3	全て土圧係数0.5	側壁に直角+斜め方向 (現行指針通り)
ケース4	土圧係数0.3の領域を含む	側壁に直角+斜め方向 (現行指針通り)

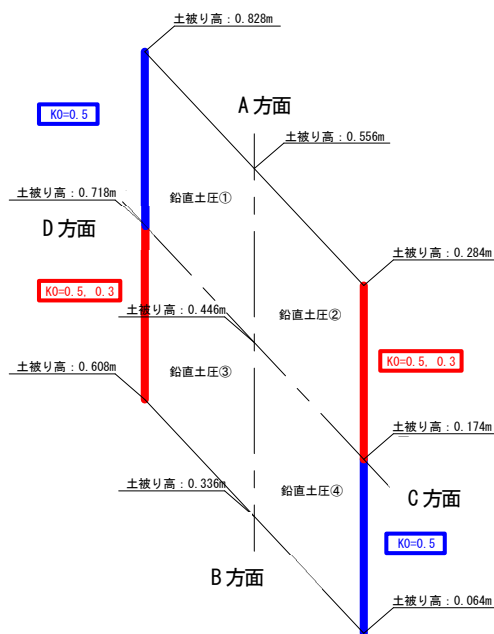


図-29 土圧の設定に考慮した土圧係数および土かぶり

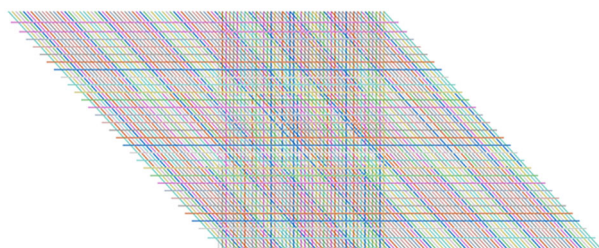


図-30 現行指針における頂版の配筋  
(側壁に直角方向および斜め方向に主鉄筋を配筋)

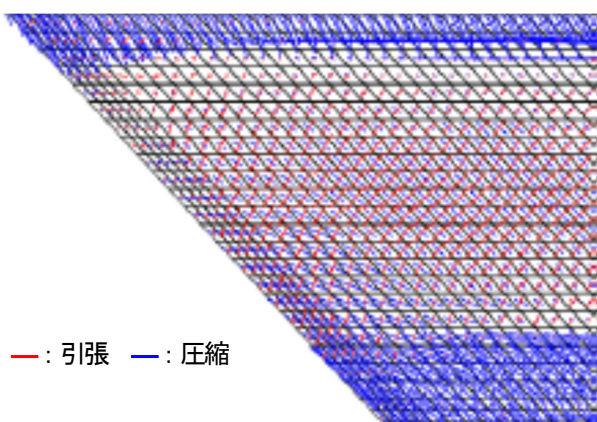
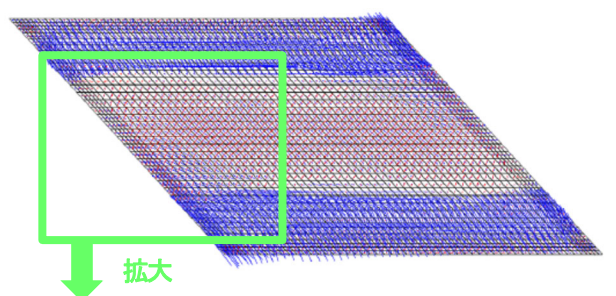
頂版および底版の配筋は、図-21(b)のように全ての主鉄筋が斜めに配筋されているケースと、現行指針に基づき、図-30のように側壁に直角な主鉄筋と斜めに配筋する主筋を併用するケースで解析を行った。

#### 4.4.2 解析で想定されるひびわれ発生状況

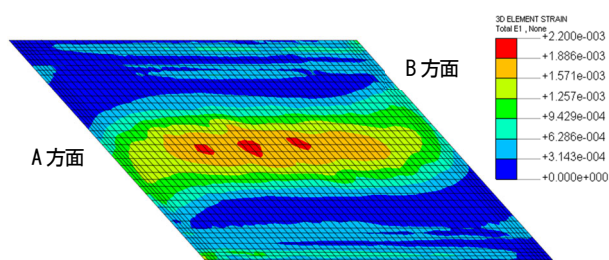
コンクリートのひびわれのモデル化には分散ひびわれモデルを用いたが、これは、要素内で複数発生したひびわ

れの影響が当該要素内に均一に分散されることを前提としたものである。また、ひびわれの方向は主たるひびわれが発生した時の主引張応力に直交する方向とし、ひびわれ開口変位を要素の平均的なひずみとして扱う。分散ひびわれモデルのこうした性質から、コンクリートのひびわれ発生時には、ひびわれに直角な方向に引張側の主ひずみが大きくなる。そこで、ここでは相対的なひびわれ発生のしやすさとして、解析による引張側の主ひずみ分布を求め、実際のひびわれ発生状況と比較した。

基本ケースに当たる表-10のケース1（土圧係数が全て0.5、主鉄筋が斜め方向のみ）を例に、主ひずみ分布を図-31に示す。図-31(a)は主応力のベクトル分布で示しているが、頂版の中央付近で平行四辺形をした頂版の鋭角同士を結ぶ線に直角な方向のベクトルが見られる。このことから、



(a) 主応力ベクトル



(b) 引張側の主ひずみ分布

図-31 主ひずみの発生状況（ケース1）

頂版の中央付近では、頂版の鋭角同士を結ぶ方向のひびわれが発生しやすいと想定される。図-31(b)は3方向で合成した主ひずみの大きさの分布を示しており、頂版中央付近などで相対的に主ひずみが大きく、ひびわれが発生しやすいと想定される結果となっている。

実際の頂版の内空側のひびわれ発生状況は図-27に示したとおりであり、頂版の鋭角同士を結ぶ対角線方向に多数の縦断方向ひびわれが発生している。そのため、図-31から頂版中央付近で頂版の鋭角同士を結ぶ方向のひびわれが発生しやすいと想定される状況とは整合している。一方、頂版の角が鋭角となる坑口付近では、図-27ではひびわれが多数見られるが、図-31(b)では主ひずみが相対的に小さく、ひびわれが発生しにくい評価となり、必ずしも実際のひびわれの発生のしやすさを再現できていないと考えられる。

#### 4.4.3 ひびわれ発生への活荷重の影響

4.4.2で述べたように、解析では頂版の中央付近で主ひずみが大きく、ひびわれが発生しやすいと考えられる結果となったが、頂版の中央付近に活荷重が図-28のように線状の集中荷重として載荷されていた影響が考えられる。

そこで、ケース1を例に、カルバートの死荷重のみ（Step1）、カルバートに土圧が作用（Step2）、カルバートに土圧と上部道路の活荷重が作用（Step3）の各ステップにおける主ひずみ分布を求めた。各ステップにおける主ひずみ分布を図-32に示す。

活荷重を作用させたStep3（図-32(c)）では全体的に、活荷重を作用させないStep1およびStep2（図-32(a)および図-32(b)）に比べて主ひずみが大きい結果となり、活荷重がひびわれの発生しやすさに与えた影響は大きいと考えられる。特に、線状の集中荷重として活荷重を作用させた頂版の中央付近ではStep3とStep1およびStep2との主ひずみの差が大きく、活荷重の衝撃によりひびわれが発生しやすくなったと考えられる。

実際の活荷重は集中荷重が上部道路の軸方向（坑口に平行な方向）に移動しながら載荷されるため、カルバート縦断方向の中央付近では活荷重の移動によりひびわれが発生する範囲は本結果よりも広がると考えられる。一方、坑口付近には活荷重が載荷されないため、図-28で坑口付近に見られたひびわれは、活荷重以外の要因で発生したものと考えられる。

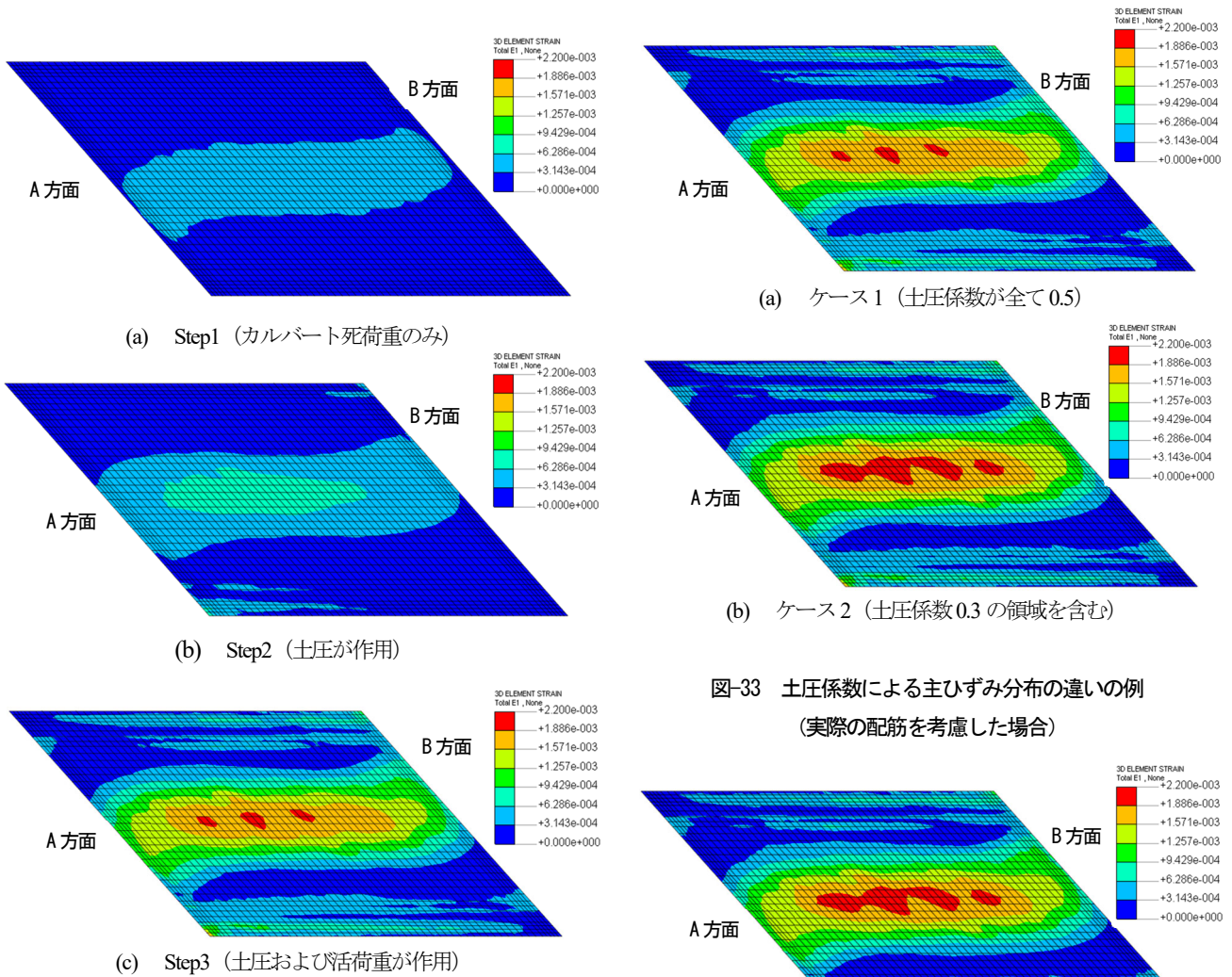


図-32 各荷重ステップの主ひずみ分布の例 (ケース1)

#### 4.4.4 偏土圧の影響

土圧係数を全て0.5としたケース1と、配筋が同じで土圧係数0.3の領域を設定したケース2を例に、頂版下面(内空側)の主ひずみ分布を図-33に示す。

図-33で、ケース1とケース2の主ひずみ分布の傾向に大きな違いは見られないが、全体的にケース2の方がケース1に比べて主ひずみが若干大きく、ひびわれが発生しやすいと考えられる傾向となった。

左右の一方の土圧係数を0.3としたことで、頂版の内空側が若干不利となる傾向が見られた点では、4.3の応力度照査とも整合した。

#### 4.4.5 配筋による影響

土圧係数が0.3の領域を設定したケース2(実際の配筋)とケース4(現行指針の配筋)を例に、図-34に頂版下面の主ひずみ分布を示す。

図-34より、ケース2では頂版中央付近で主ひずみが大

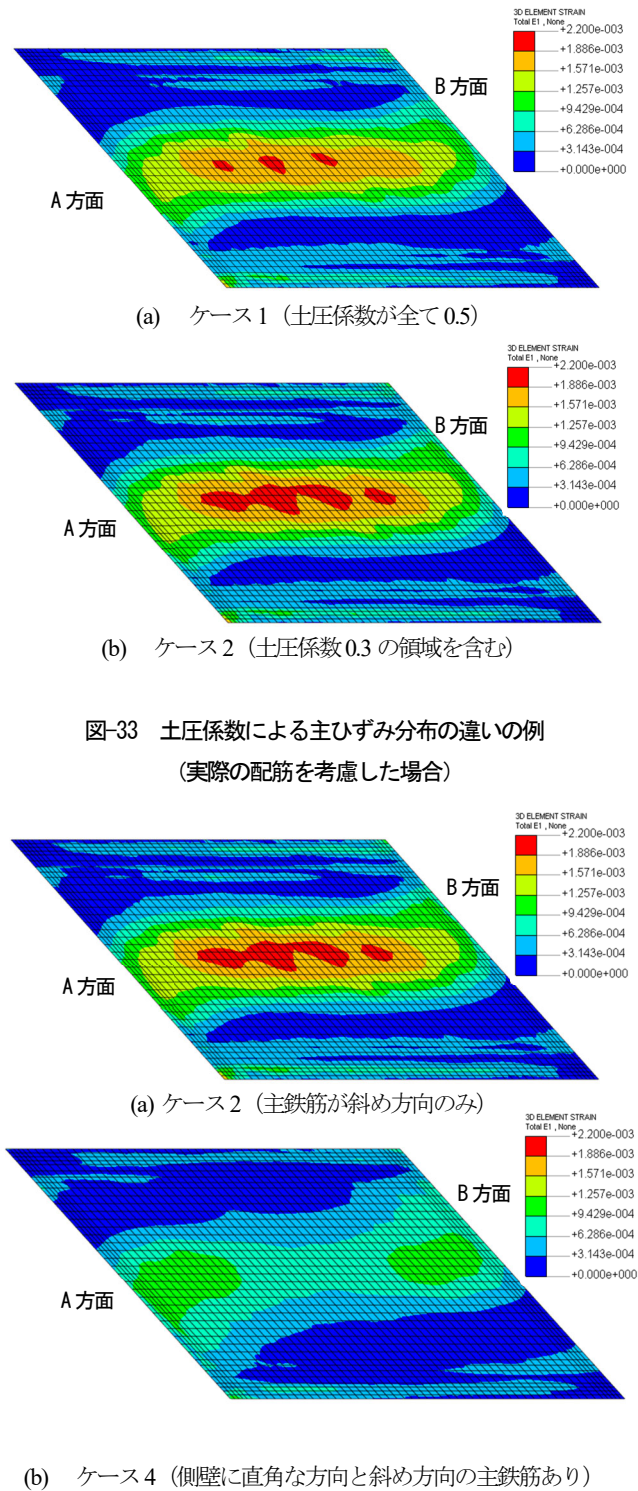


図-33 土圧係数による主ひずみ分布の違いの例 (実際の配筋を考慮した場合)

図-34 配筋による主ひずみ分布の違いの例 (土圧係数0.3の領域を含む場合)

きいのに対し、ケース4では坑口付近で主ひずみが大きい分布となった。また、ケース4ではケース2に比べて全体的に主ひずみが小さくなり、ひびわれが発生しにくいと考えられる傾向であった。

ケース 2 では頂版および底版の主鉄筋が全て側壁に対して斜めに配筋されているのに対し、ケース 4 では、側壁に直角な方向および斜め方向に配筋されている。ケース 4 の頂版中央部付近では、斜め方向の主鉄筋だけでなく、側壁に直角な主鉄筋も引張荷重に抵抗したことで、ひびわれが発生しにくくなったと考えられる。なお、土圧係数が全て 0.5 のケース 1 (実際の配筋) とケース 3 (現行指針の配筋) の比較でも、配筋の違いによる同様の傾向が見られた。

#### 4.4.6 各種要因が頂版のひびわれ発生に与える影響

4. 3 で断面照査を行ったカルバートを対象に 3 次元ひびわれ解析を行い、主ひずみ分布により頂版のひびわれの発生のしやすさの評価を試みるとともに、実際のひびわれ発生状況と比較した。その結果、頂版の中で主ひずみが大きくひびわれが発生しやすいと評価された領域と実際にひびわれが集中した領域は必ずしも一致せず、活荷重の載荷状況が解析と実際では異なることが要因の 1 つとして考えられた。

3 次元ひびわれ解析は、土圧係数の設定によりカルバート左右および縦断方向で水平土圧を変えたケース、活荷重載荷の有無、頂版および底版の主鉄筋の配筋が異なるケースで実施し、各ケースの解析結果を比較した。その結果、活荷重の載荷に伴い、頂版のひびわれが発生しやすくなることが確認された。また、土圧係数を小さくする領域を設けたケースでは、盛土全体で土圧係数が一定のケースに比べ、頂版全体として主ひずみが大きくなり、偏土圧が作用することでひびわれが発生しやすくなると考えられた。さらに、活荷重および偏土圧を考慮しつつ頂版および底版の主鉄筋を側壁に直角な方向にも配筋したケース、斜め方向のみに配筋したケースで解析を実施したところ、前者のケースでは頂版中央付近ではなく坑口付近で主ひずみが大きくなり、実際のひびわれの分布とも異なっていた。主鉄筋の配筋の違いにより、引張荷重への抵抗も変わり、ひびわれ発生状況にも違いが生じると考えられる。一方、対象としたカルバートでは、坑口付近にも多数のひびわれが発生しているが、これが発生しやすい状況については上述の 3 次元ひびわれ解析で再現できなかった。

以上のように、3 次元ひびわれ解析を通して、斜角を有するカルバート頂版のひびわれ発生状況には、活荷重、偏土圧、主鉄筋の配筋の他、今回再現できなかった乾燥収縮や温度応力のような各種要因が複合的に影響していると考えられた。

## 5. 盛土や基礎地盤の変位が継手の開きに与える影響の評価法の検討

カルバートの変状事例について整理する中で、2. 4 および 3. 2 でも述べたとおり、継手の開きやすれも比較的多く見られた。こうした変状は軟弱地盤や集水地に立地しているカルバートで多く見られ、盛土の変形や基礎地盤の沈下の影響を受けたと考えられる。また、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る不同沈下の影響を受けたとも考えられる。

盛土の変形や基礎地盤の沈下、不同沈下がカルバートに与える影響についての設計での考慮の有無や、考慮している場合の具体的な手法は、事例毎に異なり、明確にはなっていない。

そこで、盛土の変形や基礎地盤の沈下、不同沈下の影響を設計に考慮する方法の検討に向け、継手の開きが見られたカルバートを例に、盛土や基礎地盤の挙動の影響を受けて継手が開いた状況について、現地周辺の地質調査を行うとともに、縦断方向の変形解析により再現を試みた。

### 5. 1 検討事例

検討事例は、道路の下を通る場所打ちボックスカルバートで、内空幅、内空高さともに「道路土工—カルバート工指針 (平成 21 年度版)」<sup>8)</sup>でいう従来型ボックスカルバートの範囲内の寸法のものである。土かぶり厚は 3m 程度、斜角はほぼ 90 度で、上部道路と直行する。対象とするボックスカルバートは、山地側から平地側に向かって縦断方向に長さ 10m 程度のブロック 3 体で構成され、ブロック間の継手 2 箇所を有する (図-35)。山地側の 2 体のブロック (以下、「既設ブロック」) が先に建設された後、平地側の 1 体のブロック (以下、「新設ブロック」) が建設され、拡幅盛土がされている。

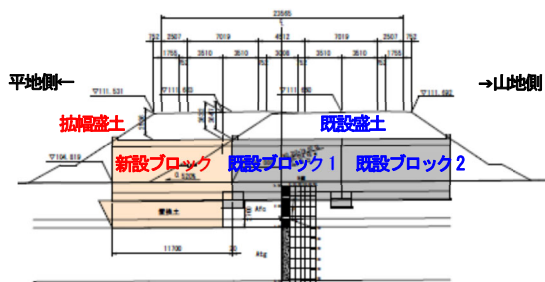
このカルバートには被災履歴はないが、新設ブロックと既設ブロックの間の継手では、常時の作用による影響としては比較的大きな開きが生じた。継手の開きの幅は鉛直上方に向かうほど大きくなる傾向があるが、新設ブロックと既設ブロックの側壁面や頂版面の段差は見られていない。こうした状況から、新設ブロックが平地側で沈み込むような挙動をしたことが考えられた。

### 5. 2 現地の地質調査

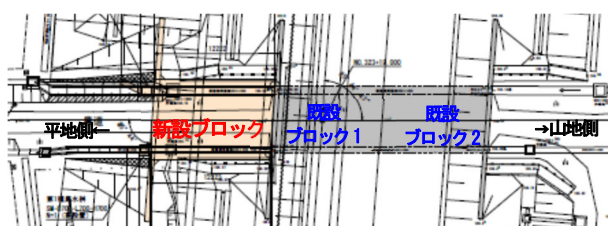
既設ブロックが建設された当時のボーリング調査の結果、図-35(a)に示されたボーリング柱状図が得られ、これを基に、既設ブロック直下および新設ブロック直下の置換えが行われたと推定される。

仮に、カルバート縦断方向で軟弱粘土層の厚さが異なり、

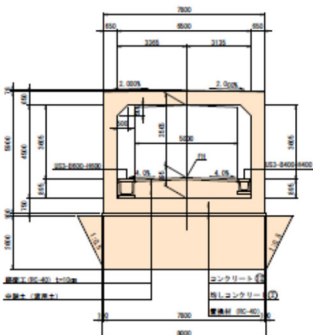
新設ブロック直下で既設ブロック直下よりも軟弱粘土層が厚い場合は、新設ブロックが平地側で沈み込むような沈下も想定される。



(a) 側面図



(b) 側面図



(c) 断面図

図-35 参考事例

そこで、新設ブロックの挙動を正確に把握するため、新設ブロックの坑口付近で標準貫入試験、新設ブロックおよび既設ブロック 2 の坑口付近でスウェーデン式サウンディング試験を行った。これらの調査結果と図-35(a)に示される既存のボーリング柱状図をもとに、ブロック直下の置換え前の地盤条件が図-36 のように推定された。

軟弱粘土層の厚さは新設ブロック坑口に向かって薄くなり、より浅い位置で砂礫層に到達すると考えられる結果であった。今回実施した標準貫入試験では軟弱粘土層、砂礫層ともに既存のボーリングデータに比べて  $N$  値が小さな結果であったが、新設ブロック直下の置換え厚さの不足はなく、それにより新設ブロックが沈下した可能性は低いと考えられる。

### 5.3 カルバート縦断方向の試算

5.1 の事例について、構造諸元と 5.2 の地質調査結果を参考に、弾性床上の梁モデル、応答変位法に準じた方法で解析モデルを作成して縦断方向の試算を行い、継手の開きの状況の再現を試みた。

#### 5.3.1 弾性床上の梁としての縦断方向の試算

##### (1) 弾性床上の梁モデル

5.1 の事例について、構造諸元と 5.2 の地質調査結果を参考に弾性床上の梁としてモデル化し、縦断方向の試算を行って継手の開きの再現を試みた。

数値解析モデルは、縦断方向に新設ブロックと既設ブロックが並んだ骨組みモデルとし、2 箇所の継手部分はいずれもピン結合とした。荷重は、カルバートブロックの自重、盛土による上載土圧、揚圧力を考慮した (図-37)。

新設ブロック下と既設ブロック下の地盤ばねは、平成 24 年の「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」<sup>11)</sup> の多層系地盤として換算した  $N$  値から地盤反力係数を求める手法により設定した。多層系地盤として  $N$  値を換算するに当たり、地表面から 2.7m までは新設ブロック直下、既設

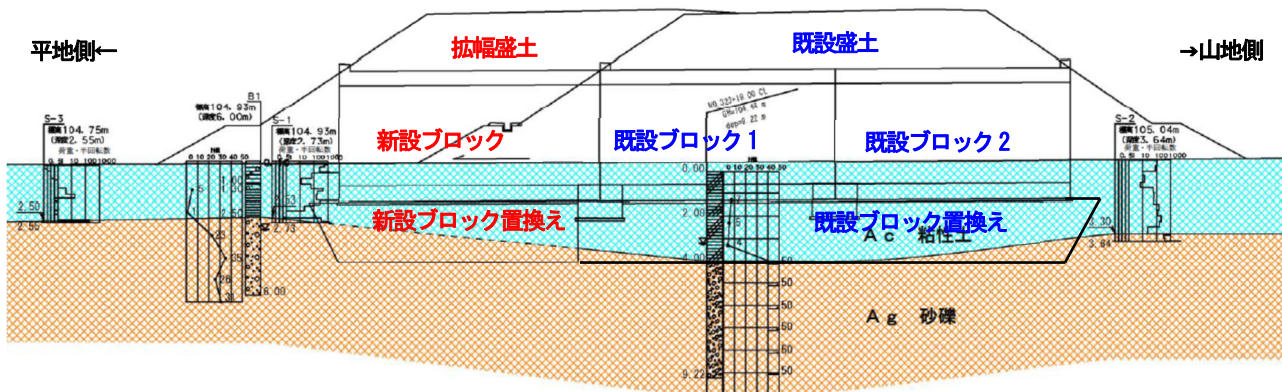


図-36 カルバート直下の置換え前の地盤条件 (推定)

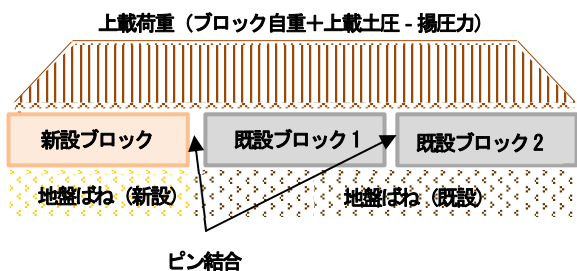


図-37 カルバート縦断方向のモデル化

ブロック直下ともに  $N$  値 40 相当の置換え土を想定した。置換え土の下は、新設ブロック下で  $N$  値 30 相当、既設ブロック下で  $N$  値 50 相当が続くことを想定した。

(2) 試算結果

ブロック毎に両端部の沈下量を求め、図-38 に示すように両端部における沈下量の差から回転角を算出した結果は、表-11 のとおりであった。

新設ブロックの回転角は  $-0.00752\text{mrad}$  と負の値となり、坑口側が持ち上がる回転をする結果となり、新設ブロックが坑口に向かって沈み込むような実際の挙動とは異なっている。また、継手の上方が大きく開く状況を再現するには、各ブロックの回転角が全て正で、新設ブロック > 既設ブロック 1 > 既設ブロック 2 の順に大きくなる必要があるが、この条件を満たしていない。

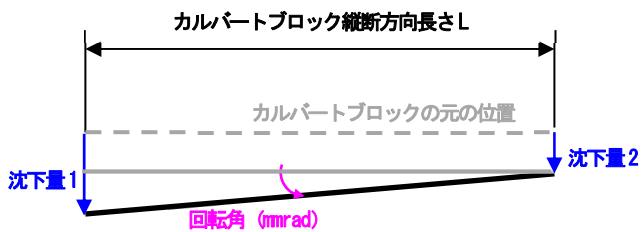


図-38 ブロックの回転角

表-11 各位置の変位とブロックの回転角

	新設 ブロック 坑口	継手 (新設- 既設 1)	継手 (既設 1- 既設 2)	既設 ブロック 坑口
沈下量 (mm)	3.284	3.372	2.685	1.974
沈下量差 (mm)	-0.088	0.687	0.711	
縦断方向 長さ (mm)	新設ブロック	既設 ブロック 1	既設ブロック 2	
	11,700	10,550	10,550	
回転角 (mrad)	-0.00752	0.06512	0.06739	

上載荷重と地盤ばねのみ考慮した今回の計算方法では、新設ブロックと既設ブロック 1 の間の継手のみ上部ほど大きく開いた状況は、再現できなかった。新設ブロックと既設ブロックの直下の地盤条件が大きく変わらず、実際には新設ブロックが前後区間の盛土の沈下に引き込まれる挙動をしたことが考えられた。

5.3.2 応答変位法に準じた縦断方向の試算

(1) 解析方法

5.3.1 での試算結果から、カルバートの挙動や継手の開きを再現するには、カルバート前後区間の盛土の変形を考慮したモデルでの計算が必要と考えられた。そのため、5.1 の事例について、耐震設計で広く実施される応答変位法での方法を参考に継手の開きの再現を試みた。すなわち、盛土の変位を求める解析と、地盤ばねを介して盛土の変位量をカルバートの梁モデルに入力し、継手の開きを求める解析の 2 段階で解析を行った。

(2) 自重変形解析により盛土の変位量を求める解析

5.1 の事例の構造諸元と 5.2 の地質調査結果をもとに、基礎地盤と盛土、そこにカルバートを有する断面(図-39)について 2 次元自重変形解析を行った。カルバート部は、剛性を盛土部分と同等、重量は内空を考慮した換算重量とした。

2 次元自重変形解析によるカルバート側壁中央および底面部(底板下面)、上面部(頂版上面)の変位は図-40 のとおりとなった。両断面とも、各部の鉛直および水平の変位量は高さにより異なり、特に新設ブロックの坑口に近づくほど違いが顕著に見られた。

(3) 応答変位法により継手の開きを求める解析

(2) で求めた変位をカルバートモデルに入力し、継手の開きを求めた。モデルは、カルバートを梁要素、継手部分はフリーとし、周辺地盤とカルバート頂版、側壁、底板の鉛直方向およびせん断方向がばね要素で接続されたモデルとした。カルバートの梁モデルは、カルバート図心位置に全体の断面剛性を持たせた。継手部は二重節点として、節点同士が接合しないものとした。地盤ばね(面直方向およびせん断方向)は、せん断方向はバイリニア、底板の面直方向は線形ばねとして与えた。頂版の面直方向については盛土の変位量に関係なく、上載土圧を常に作用させたいので、カルバート周辺地盤の沈下に伴う鉛直土圧の増加を考慮して上載土圧(土の単位体積重量×土かぶり)の 0.2 倍を上限とするバイリニアとした。ばね定数は盛土の  $N$  値を 15 とし、「道路橋示方書 IV 下部構造編」<sup>11)</sup>を参考に設定した。

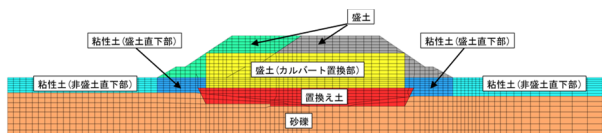


図-39 2次元自重変形解析を行った断面

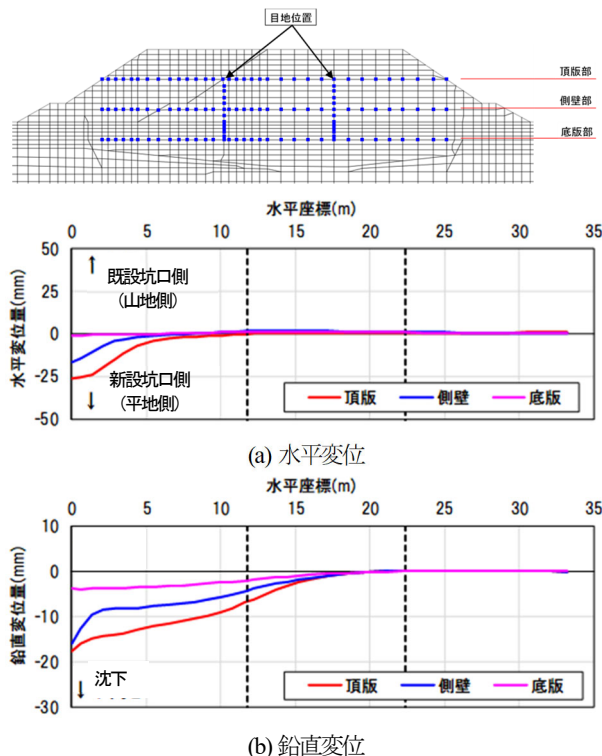


図-40 2次元自重変形解析による各部の変位量

(2)より、カルバート側壁中央および底面部(底版下面)、上面部(頂版上面)で変位量に違いが見られるため、位置毎に地盤ばねを介して変位量を入力した。すなわち、側壁では側壁中央の変位量、底面部および上面部はそれぞれ、底版下面、頂版上面の変位量を入力した。

二重節点とした新設ブロックと既設ブロックの間の継手部の各節点の変位とそれらから求めた相対変位量を表-12にまとめた。鉛直変位は沈下を負、水平変位は新設ブロック坑口側へ移動する変位を負の数値として表している。二重節点とした継手部の2つの節点の相対変位は、水平方向が上面部(頂版上面)で2.74mm、底面部(底版下面)で3.14mmとなった。鉛直方向の相対変位はいずれも1.18mmであった。対象事例で確認されている継手の開きが数cmであったのに比べると、水平方向の相対変位が小さく、解析の方が継手の開きを小さく評価したことになるが、盛土の変位を考慮することで、新設ブロックが坑口で沈み込むような挙動は再現できた。

表-12 継手位置節点の変位量

	変位 (mm)		継手位置における相対変位 (mm)	
	水平	鉛直	水平	鉛直
新設側上面部	-2.82	-4.01	2.74	1.18
既設側上面部	-0.08	-2.82		
新設側底面部	-1.61	-4.01	3.14	1.18
既設側底面部	1.53	-2.82		

## 6. まとめ

国が管理するカルバートの「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をもとに、カルバートの変状形態と進展状況について事例整理・分析を行った。その結果は、変状形態別に要因、素因との関係としてフォルトツリーにまとめた。また、変状事例として比較的多く報告されている偏土圧による頂版のひびわれ集中、盛土の変形に伴う継手の開きについては、事例をもとに数値解析での再現を試み、現象についての評価、計算方法の適用性の確認を行った。

その主な知見は以下のとおりであり、点検作業の効率化、偏土圧や盛土の変形を考慮したカルバートの設計手法に反映させる予定である。

- ・1体のカルバートの中でも、変状は頂版・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、内空道路面、上部道路面まで多岐にわたる部材・部位で確認されている。

- ・カルバートの変状は、外見が似た変状でも要因がそれぞれ異なり、適切な措置のためには、要因を適切に推定する必要がある。

- ・同一のカルバートにおける定期点検1巡目と2巡目の点検結果の比較では、変状の進展や新規発生が見られた事例は限られた。その中で、水の流入やコンクリートの劣化につながる変状については進展が見られる場合があり、こうした変状の重点的な点検により、今後の点検作業の効率化が期待できると考えられる。

- ・カルバートの建設時期によらず、要因となる事象やそれが起こりやすい立地条件などの素因があれば、変状が発生し得る。これらの関係はフォルトツリーに整理した。

- ・カルバート横断面に偏土圧を作用させて断面力分布を試算した結果、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、変状事例で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した。

- ・偏土圧によると考えられる頂版のひびわれ集中の見られた斜角の小さなカルバートを例に、現行の設計指針に基づき、左右の土かぶり差や土圧係数の違いによる偏土圧を



考慮して断面照査を試みた結果、左右の水平土圧の差によって頂版の最大応力やその発生位置が若干変わった。

・上記のカルバートについて3次元ひびわれ解析を行った結果、頂版のひびわれ集中には、偏土圧、活荷重、配筋が複合的に影響していると考えられた。また、実際に生じているひびわれには、3次元ひびわれ解析で再現できなかった乾燥収縮や温度応力も要因になったと考えられる。

・継手の開きが見られたカルバートを例に、現地の地質調査結果を踏まえ、カルバート縦断方向の試算を行った。自重変形解析により盛土の変位量を求め、これをカルバートの梁モデルに入力する方法であれば、継手の開きとしては実際よりも小さくなったが、新設されたブロックが坑口で沈み込む傾向は再現できた。カルバートの挙動の評価において、盛土の変形の考慮の必要性が確認された。

### 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、147p.、2019
- 3) 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、221p.、2019
- 4) 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
- 5) 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
- 6) 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](http://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/yobohozen_maint_index.html)
- 7) (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>
- 8) (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
- 9) (公社) 雪センター：積雪寒冷地域、[http://www.yukicenter.or.jp/activity/menu\\_01\\_02.html](http://www.yukicenter.or.jp/activity/menu_01_02.html)
- 10) 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\\_くにcountry\\_Japan.pdf](http://www.hrr.mlit.go.jp/hokugi/file/snow_center/Snow_くにcountry_Japan.pdf)
- 11) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、634p.、2012
- 12) (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
- 13) (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
- 14) (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
- 15) (公社) 土木学会：2017年制定コンクリート標準示方書【設計編】、679p.、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

### 7.2.1 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、島袋智尋

#### 【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、道路トンネルに発生するうき・はく離の実態をふまえ、経済性や施工性の向上を期待して、従来から実績のある炭素繊維シートと比較して低強度の材料を用いた工法の適用性について検討を行った。材料の強度特性や繊維の構造等によっては、材料の変形特性や耐荷特性、破壊形態、耐久性等が従来の挙動と異なる可能性が考えられることから、破壊メカニズムを踏まえた耐荷力の評価に関して検討を行った。また、対策工の長期耐久性を評価するため、アルカリ水溶液への浸漬による室内促進劣化試験の検討を行った。並行して屋外暴露試験を実施し、耐荷力や破壊形態等の比較から長期耐久性手法の検討を行った。

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約1.1万箇所あり、建設後50年を経過したトンネルの割合は、2021年現在で約23%、10年後には約37%に増加するとされる<sup>1)</sup>。このような状況のなか、道路トンネル定期点検要領<sup>2)、3)</sup>に基づいた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割程度存在することが報告<sup>1)</sup>されている。

また、建設年代の古いトンネルの中には老朽化が進行し、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、利用者被害の抑制が課題となっている。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、トンネル覆工に対する補修・補強工法の設計手法は、現状においては個別の変状に対して経験や実績等により対応するケースが多く、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・補強工の施工性や耐久性の向上なども求められている。

本研究は、これらを踏まえ、経済性や施工性に優れた新たなトンネル補修・補強工法の適用性について検討を行うものである。具体的には、トンネルの変状実態及びはく落対策工の現状を整理したうえで、新たな

はく落対策工法の耐荷力の評価手法について検討した。また、様々な材料が有する劣化特性などを踏まえた長期耐久性の評価手法についても検討した。前者については主としてトンネルチームにて担当し、その結果を2～4章に、後者については主としてiMaRRCにて担当し、5～8章に述べる。

#### 2. 道路トンネルに発生するうき・はく離の実態

はく落対策工の適用にあたっては、はく落のおそれがあるうき・はく離の発生部位や形状・寸法等を踏まえ適切に設定することが重要となる。

本章では、点検結果を分析することにより、うき・はく離の発生部位及び面積の実態について把握した。また、その結果をふまえ、面積に応じた設計はく落塊荷重を算出した。

##### 2.1 うき・はく離の実態の分析

矢板工法により施工されたトンネルは建設から十分経過しており補修工の適用が進んでいると考え、今後、はく落対策工の適用が見込まれる山岳トンネル工法(いわゆるNATM)により施工されたトンネルを対象とした。対象トンネルは平成15年から平成26年頃にかけて建設された22トンネルで、総延長は約19.7km、覆工の総スパン数は1,927スパンであった。

はく落塊の分析は、対象トンネルにおける既往の点検記録から、材質劣化に起因するうき・はく離の発生

量、発生部位、面積について整理した。本分析においては、**図-1**に示すように発生部位を「目地沿い」、「ひび割れ沿い」、「その他」に区分した。目地沿いは横断目地から 50cm の範囲に発生したもの、ひび割れ沿いはひび割れに沿って発生したもの、その他はそれ以外の箇所に発生したものとした。なお、本分析においては、地山条件が低土被り部や断層・破碎帯の付近等、外力の作用が懸念される区間については対象から除外している。

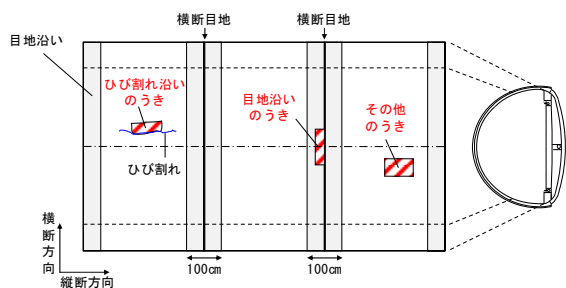


図-1 発生部位の設定

## 2.2 うき・はく離の分析結果

### 2.2.1 発生部位

**図-2**にうき・はく離の発生部位と発生割合を示す。うき・はく離の発生部位は目地沿いが 1,288 箇所 (62%) と最も多く、次いで、その他が 410 箇所 (20%)、ひび割れ沿いが 368 箇所 (18%) であった。

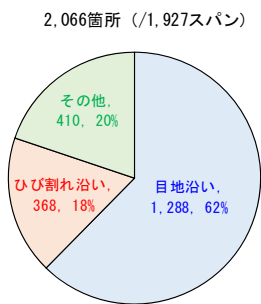


図-2 発生部位と発生割合

### 2.2.2 面積

**図-3**にうき・はく離の面積、**写真-1**にうきはく離の事例を示す。目地沿いでは 0.1m<sup>2</sup>未達が 95%、0.2m<sup>2</sup>未達が 98%を占め、ひび割れ沿いでは 0.1m<sup>2</sup>未達が 96%、0.2m<sup>2</sup>未達が 97%を占めている。目地沿い (**写真-1**の(a)) やひび割れ沿い (**写真-1**の(b)) のうき・はく離はともに小さいものが多いことがわかる。

一方、その他では 0.1m<sup>2</sup>未達が 78%、0.2m<sup>2</sup>未達が 84%を占めており、目地沿い・ひび割れ沿いに比べて大きいものが多い傾向にある。その他のうき・はく離

の特徴として、覆工表面の薄層が覆工本体から分離した変状 (**写真-1**の(c)) や、覆工表面に変色があり打音異常が確認された変状が確認された。また、覆工の健全部と外見上の違いが不明瞭であり、打音異常のある変状 (**写真-1**の(d)) も確認された。これらの変状は全体の 2 割程度の割合を占めており、寸法が大きいものや、目視による確認ができず打音を要するものも含まれていることから、点検及び措置の際に留意すべき変状となる。

なお、維持管理便覧<sup>4)</sup> (以下、便覧) では、はく落対策工の選定の目安において、変状面積は 0.5m<sup>2</sup>程度を最小区分としており、本分析の結果ではそれよりも小さいものが多い結果となった。

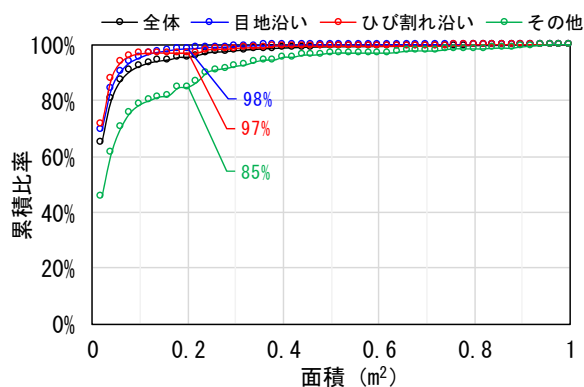


図-3 面積の累積比率

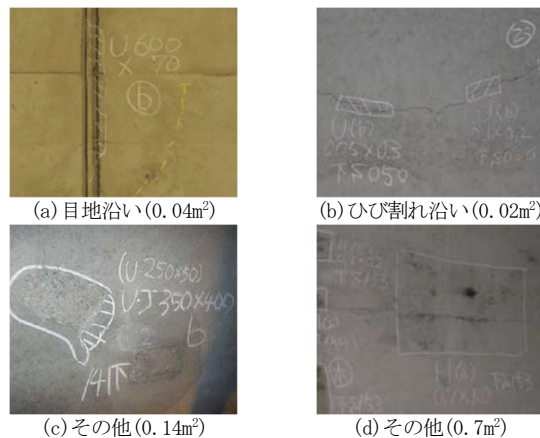


写真-1 うき・はく離の事例

## 2.3 実態を考慮した設計はく落塊荷重の設定

2.2.2 の結果を踏まえ山岳トンネル工法により施工されたトンネルにおけるうき・はく離の実態を考慮した設計に用いるはく落塊荷重について算出する。ここでは、うき・はく離の面積に、覆工厚と単位体積重量を乗じて算出することとした。覆工厚は山岳トンネル工法を想定し 300mm、単位体積重量は 22.5kN/m<sup>3</sup>と仮定した場合、設計はく落塊荷重は、面積が 0.1m<sup>2</sup>では

0.68kN、0.2m<sup>2</sup>では1.35kN、0.5m<sup>2</sup>では3.4kNとなる。

### 3. はく落対策工法の現状

覆工コンクリートにうき・はく離が確認された場合、コンクリート片の落下等により利用者に対して影響が生じないように、変状等の状態を踏まえてはく落対策を実施することとなる。

本章では、従来から実績のあるはく落対策工について示すとともに、近年、経済性や施工性の向上を期待して、従来から実績のある炭素繊維シートと比較して低強度の材料や異なる構造とした工法について調査した結果を示す。

#### 3.1 はく落対策工

はく落対策工には金網工やネット工、形鋼系・パネル系・シート系の当て板工等があり、これらの適用にあたっては変状の状態や発生部位、変状規模等を考慮して選定することとなる。便覧では、はく落対策工としてシート系の当て板工を適用する場合の選定の目安として、変状面積0.5m<sup>2</sup>~4m<sup>2</sup>程度の変状規模の場合は炭素繊維シート（クロスメッシュ、200g/m<sup>2</sup>目付）を用いた工法を想定している。本工法は適用実績が多く、また、文献5)により耐荷力の評価方法が既に示されており、押抜き試験の結果、変位の増加に応じてシートがはく離進展し荷重が増加する場合は、単位はく離強さにはく離周長を乗じた値を耐荷力として評価できる<sup>5)</sup>としている。図-4に炭素繊維シートを用いた工法の構造の例を示す。

なお、便覧では、炭素繊維シートより低強度のものを用いる場合は、変状規模に応じて個別に検討を要するとしている。

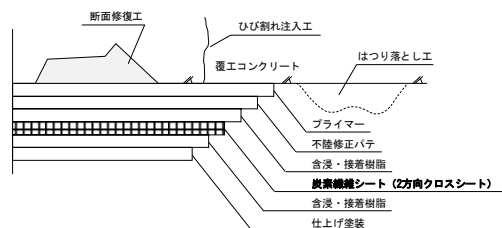


図-4 炭素繊維シートを用いた工法の構造の例

#### 3.2 はく落対策に 응용が期待される工法

はく落対策工の選定にあたっては、変状状態に応じた耐荷力の評価に加えて、交通条件、経済性や施工性、耐久性等についても考慮することとなる。例えば、交通量が多いトンネルや代替ルートが確保できないトンネルでは短期間の車線規制で施工が可能となる工法が求められる。

ここでは、経済性や施工性の向上を期待して、炭素繊維シートとは異なる材料を用いた工法を対象に、樹脂メーカーや施工会社等からのヒアリング、カタログ・文献等の情報をもとに事例調査を行った。

事例調査の結果、はく落対策に 응용が期待される工法の例を表-1に整理した。炭素繊維シートとは異なる材料を用いた工法として、道路トンネルで実用されている工法を発展させたもの、他の構造物で培われた工法をトンネルの環境条件を踏まえて改良したもの、異分野から転用された技術を活用したものなどがあつた。例えば、アクリル等の樹脂材料を単独で用いる工法では、少ない工程で施工が可能となり工期短縮が期待される。繊維シートと樹脂材料を組み合わせた工法では、炭素繊維シートと比較して安価な繊維を用いることで経済性を高めた工法、光硬化型樹脂の採用により養生時間を短縮することで工期短縮する工法、繊維と樹脂を多層構造としてあらかじめ製作し現場での貼付作業を省力化する工法などがあつた。これらの工法では、炭素繊維シートを用いた工法と比較して、経済性や施工性の向上が期待される。

表-1 はく落対策に 응용が期待される工法の例

分類	使用材料	概要	期待される効果
樹脂接着工法	アクリル樹脂 エポキシ樹脂 ウレタン樹脂 等	樹脂材料単独の構造による工法	小規模なはく落対策として少ない工程で工期短縮効果が期待される。
省工程型繊維樹脂接着工法	紫外線硬化型樹脂 多層シート樹脂	硬化時間が短い接着材料または多層構造シート等による工法	施工性の向上効果が期待される。
高耐久初工法	FRP ネット ポリエチレンフィルム	導水フィルムとFRPネットを組合せた工法	漏水による劣化が抑制され耐久性向上効果が期待される。

#### 3.3 耐久性の検証

はく落対策工の耐久性は、変状の発生要因、坑内環境等により影響を受けることが想定される。とくに、炭素繊維シートと比較して引張強度が低い材料を用いた場合は耐久性が低下することにより破断等の発生が懸念される。

ここでは、はく落対策工の耐久性に影響を与える要因等を把握する事を目的に、炭素繊維シートと比較して引張強度が低い材料を用いた工法を対象として、設置目的、変状の発生要因について調査を実施した。対象トンネルの概要を表-2に示す。対象トンネルは、矢板工法により建設された2車線の道路トンネルで、Aトンネルは昭和60年、Bトンネルは昭和49年に完成している。変状実態の調査は、対象トンネルに関する既往の施工時の関連資料、定期点検結果について分析することにより行った。

表-2 補修工の変状調査

トンネル名称	トンネルの完成年	補修工の施工年	主な材料
A	昭和 60	平成 15	ビニロン繊維
B	昭和 49	平成 13	ガラス繊維

### (1) A トンネルにおけるはく落対策工の変状

A トンネルにおいては、坑口付近のスパンにおいてトンネル天端付近に縦断方向のひび割れが確認されたため、平成 15 年にビニロン繊維を材料とした工法が施工された。その後、平成 19 年の目視調査においてシートの破断が確認されている（写真-2）。当該ひび割れは当該スパンと前後のスパンにも連続していることから、外力の作用によるひび割れ幅の拡大が想定される。また、坑口付近のスパンであることから外気温の影響を受けやすく、季節変動によるコンクリートの膨張収縮によりひび割れ幅が変動を繰り返したことが想定される。破断が発生した要因として、これらのひび割れの挙動により耐久性が低下したことによる影響が可能性として考えられる。

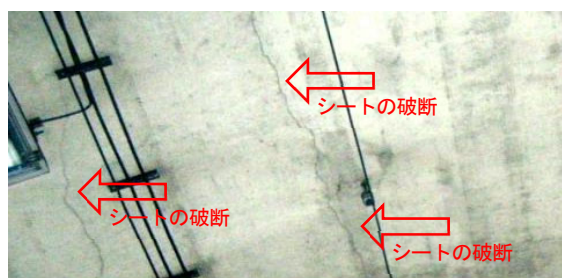
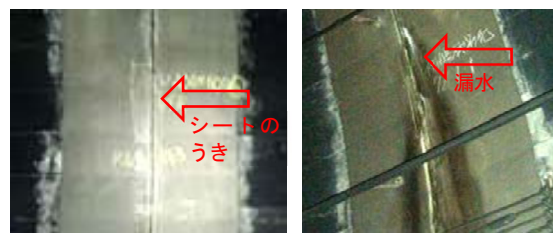


写真-2 対策工の変状事例（ビニロン繊維）

### (2) B トンネルにおけるはく落対策工の変状

B トンネルにおいては、横断目地部にうき・はく離が確認されたため、平成 13 年にガラス繊維を材料とした工法が施工された。その後、平成 26 年の目視調査においてシートのうき（写真-3 の(a)）や、目地からの漏水（写真-3 の(b)）が確認された。シートのうきが発生した要因として、既設覆工との付着力の低下による影響が可能性として考えられる。漏水が発生した要因として、漏水に対する止水対策の効果が低下したことによる影響が可能性として考えられる。以上のことから、便覧で想定している炭素繊維シートと比較して低強度の材料を用いることで、経済性や施工性の向上が期待される一方、その適用にあたっては、変状の状態や坑内環境等に留意する必要があることが明らかとなった。



(a) うきの発生

(b) 漏水の発生

写真-3 対策工の変状事例（ガラス繊維）

## 4. 経済性・施工性に優れた新たなはく落対策工法の力学的メカニズム

本章では、炭素繊維シートと比較して低強度の材料を用いた工法について、荷重-変位特性や破壊メカニズムを考慮した耐荷力の評価方法について検討した。

### 4.1 各工法の特徴

今回の検討に用いた対策工は従来から適用実績が多い炭素繊維シートを用いた工法（Case1）に加え、炭素繊維シートと比較して引張強度が低く、ヤング率が小さい材料として、Case2 ではガラス繊維、Case3 ではオレフィン系繊維、Case4 ではウレタン系樹脂を用いた工法を選定した。試験ケースと使用材料・特性を表-3 に示す。Case2 はガラス繊維をアクリル樹脂で接着する工法（NAV-G 工法）である。Case3 は図-5 に示すようにオレフィン系繊維を 3 方向 4 層に網状に積層しアクリル樹脂でラミネートした構造（網状シート）である。施工工程はコンクリート表面の下地処理後、接着剤を塗布、網状シートを貼付する 3 工程となる（写真-4 の(a)）。Case4 はウレタン系樹脂を単独で使用した構造である。施工工程はコンクリート表面の下地処理後、プライマーを塗布し、樹脂材料をローラーにて塗布する 3 工程となる（写真-4 の(b)）。

表-3 使用材料・特性

	Case1	Case2	Case3	Case4
材料	炭素繊維	ガラス繊維	オレフィン系繊維	ウレタン系樹脂
引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	4,124	3,430	35	40
ヤング率 (N/mm <sup>2</sup> )	262,000	72,500	409	14.2
繊維目付 (g/m <sup>2</sup> )	207	203	150	-

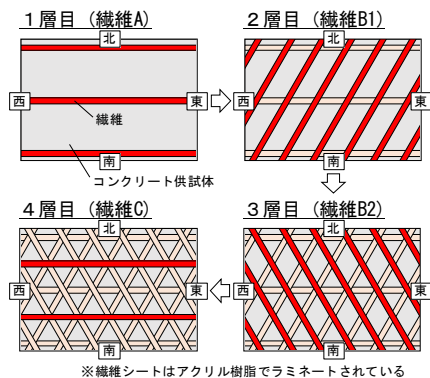
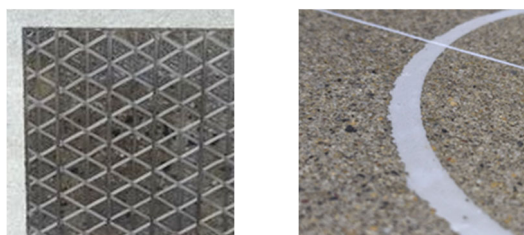


図-5 網状シートの編み構造



(a) Case3 (b) Case4

写真-4 貼付け状況

#### 4.2 押抜き試験

押抜き試験は、コンクリート供試体に対策工を設置し、はく落塊を模した押抜き部を変位制御で載荷する方法により実施した。計測項目は、押抜き部の変位（変位(mm)）、抵抗荷重（荷重(kN)）とした。また、シートのはく離周長を目視観察により把握した。なお、Case3は繊維が単独で挙動したため、各繊維のはく離端部を結んだ長さをはく離周長とした。各ケースともに押抜き部の形状は円形で、Case1は直径200mm、Case2・Case3・Case4は直径500mmとした。試験状況を図-6に示す。

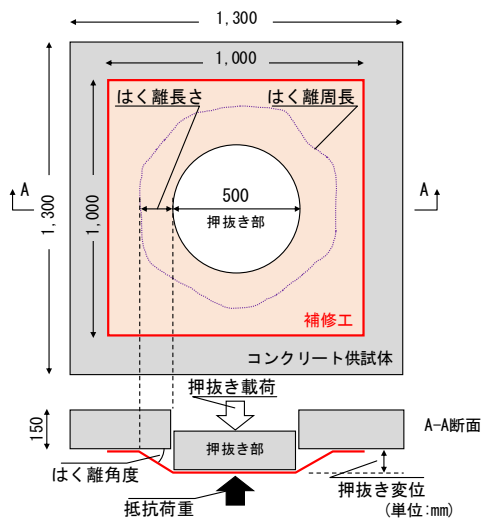


図-6 試験状況

#### 4.3 試験結果

##### 4.3.1 荷重と変位の関係

図-7に变位と荷重の関係、図-8に荷重とシートのはく離周長の関係を示す。Case1及びCase2では変位の増加に伴い荷重が増加するとともにシートのはく離周長も増加した。一方、Case3では変位の増加に伴い荷重は微増あるいは横ばいとなりシートのはく離周長の増加はCase1及びCase2と比べて少なかった。Case4ではCase3同様に変位の増加に伴い荷重は微増あるいは横ばいとなりシートのはく離周長の増加はほぼ見られなかった。

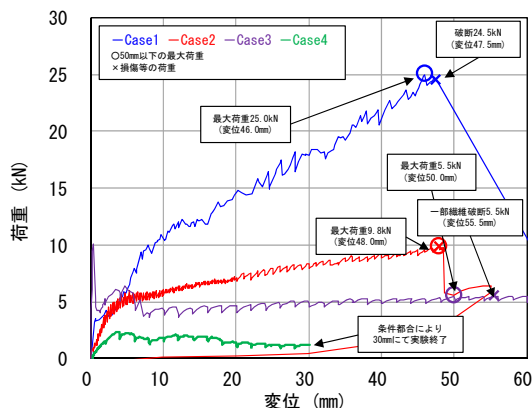


図-7 荷重と変位

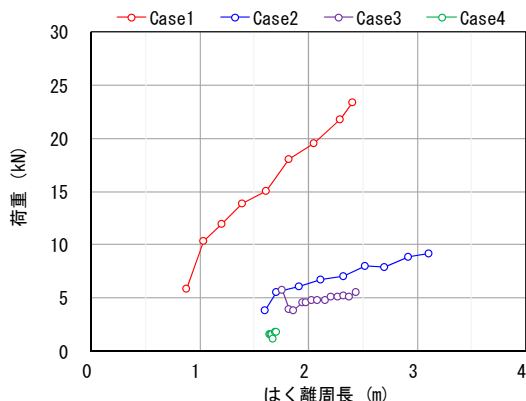


図-8 荷重と はく離周長

図-9に試験終了時の状況を示す。シートに破断が生じた状態を「破断」、シートのはく離が進展し供試体端部まで達した状態を「端部はく離」、有効繊維に破断が生じた状態を「有効繊維破断」と定義した。Case1では荷重24.5kNにて破断が確認され、その後荷重は著しく低下した。Case2では破断は確認されず、荷重9.8kNにて端部はく離したため試験を終了した。Case3では一部の繊維が先行してはく離後、荷重5.5kNにて有効繊維破断した。Case4では荷重2.0kNにて破断が確認され、その後荷重は徐々に低下した。

	Case1	Case2
状況写真		
破壊形態	破断	端部はく離
状態	シートの引張応力が引張強度を上回り大部分に破断が生じた状態	シートはく離が進展し供試体端部まで達した状態
特徴	荷重は著しく低下し破断直前に最大荷重となる場合が多い	供試体寸法を大きくすることで試験を継続できる場合が多い
	Case3	Case4
状況写真		
破壊形態	有効繊維破断	破断
状態	有効繊維の引張応力が引張強度を上回り有効繊維に破断が生じた状態	シートの引張応力が引張強度を上回り破断が生じた状態
特徴	有効繊維破断後他の繊維に引張応力が転換され全体で荷重を維持する	破断後荷重は増加せず一定で推移し最終的には破断が拡大する

図-9 試験終了時の状況

ここで、Case1で破断が生じた要因を考察する。図-10に荷重とシートに発生したひずみの関係を示す。ひずみは押抜き部外縁から100mmの位置に設置したひずみゲージにより把握した。シートのひずみは、荷重12.0kNでひずみゲージ付近のシートがはく離して引張りひずみが発生し、荷重25.0kNでは18,027 $\mu\epsilon$ となった。この値は表-3に示した引張強度とヤング率から算出した降伏が推定されるひずみ15,740 $\mu\epsilon$ を上回っていることから、シートの引張強度を超過する応力が作用したため破断に至ったと考えられる。

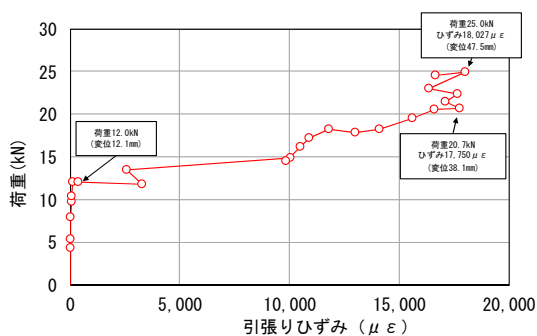


図-10 荷重とシートのひずみ (Case1)

以上の結果から、各ケースにおける荷重と変位の関係及び破壊形態は様々であった。Case1及びCase2では、変位の増加に応じて荷重及びはく離周長が増加する挙動であったことから、単位はく離長さによる評価が可能<sup>5)</sup>となる一方、シートの引張強度を超過する応

力が作用し破断が生じた場合は荷重の上限値を設定する必要がある。また、Case3及びCase4では変位の増加に対して、荷重が微増となる挙動や、荷重が微増ではなく離周長が微増となる挙動となったことから、破壊メカニズムを考慮した新たな方法による耐荷力の評価が必要となる。

#### 4.4 新たなはく離対策工法の破壊メカニズム

ここでは、変位の増加に応じて荷重及びはく離周長が増加する挙動が見られなかったCase3及びCase4を対象に、破壊メカニズムを考慮した耐荷力の評価方法について検討する。

##### 4.4.1 網状構造 (Case3) の破壊メカニズム

###### (1) 荷重と変位の関係及び破壊形態

押抜き変位と荷重の関係 (図-7Case3の再掲) に有効繊維本数をあわせて図-11に示す。有効繊維本数とは押抜き部と供試体をつないで耐力として有効に機能している繊維の本数とし、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。図に示した挙動の段階とは、【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っ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 (図-12)。

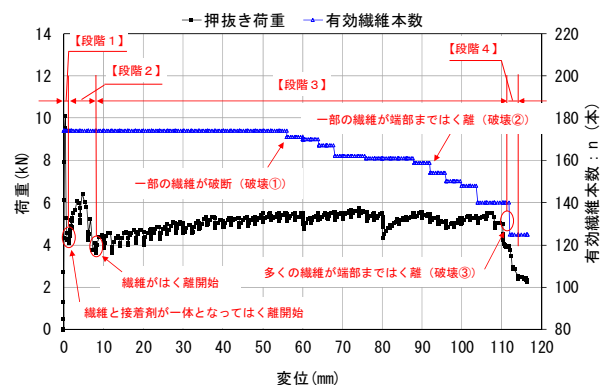


図-11 押抜き変位 - 荷重等の関係

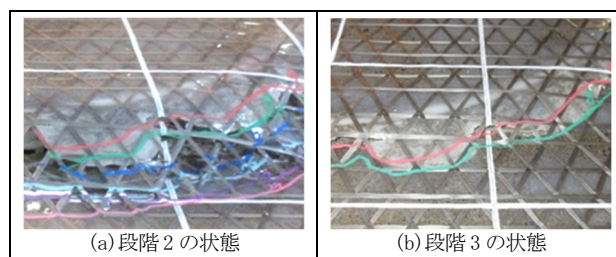


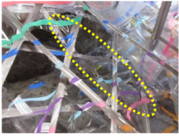
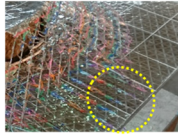
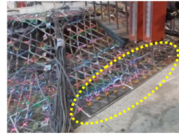

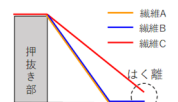
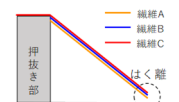
図-12 はく離状況 (左: 段階2、右: 段階3)

押抜き変位と荷重の関係 (図-11) 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。

網状シートの荷重と変位の関係の特徴として、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特性を示した。また、破壊形態は表-4 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。これらの破壊時の挙動は、炭素繊維シートを用いた工法<sup>5)</sup>と異なる結果となった。

表-4 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
		
		

(2) 繊維の編込み構造の違いによる破壊形態

繊維の編込み構造の違いによる破壊形態について分析する。図-5 に示す繊維 A~C それぞれのはく離を、図-13 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-13 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-14 に押抜き変位とはく離長さの関係を示す。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。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。

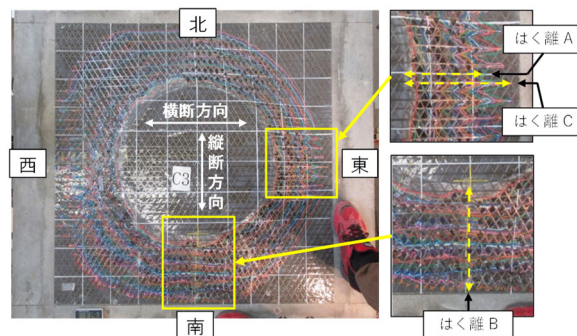


図-13 はく離の設定

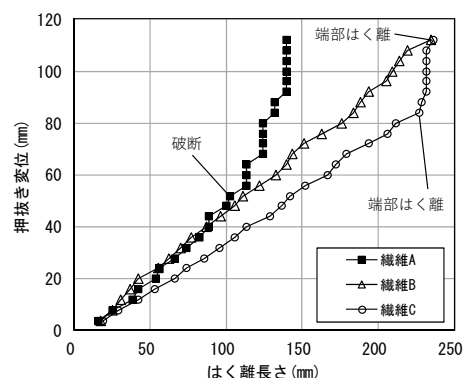


図-14 変位とはく離長さの関係

このように、変位の増加に対して各繊維が独立して挙動し、図-11 に示したように変位が増加しても有効繊維本数は変わらないため、荷重はあまり増加しないと考えられる。

(3) 耐力の算出

1) 単位はく離強さによる耐力の算出

図-15 に単位はく離強さと変位の関係を示す。変位の増加とともに単位はく離強さが減少する傾向が確認できる。これは、(2) で示したとおり網状シートの破壊形態は、従来工法と異なり各繊維が独立した挙動を示すため、従来工法と同様に単位はく離強さにより耐力を評価することは難しい。

2) 単位繊維荷重による耐力の算出

網状シートでは、各繊維が独立して挙動し荷重を受け持つことを踏まえ、単位繊維強度×繊維本数で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  $n$ ) を算出した。

図-16 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 20～35N/本で推移しており、単位繊維荷重に着目することにより耐荷力を評価できる可能性が示唆された。

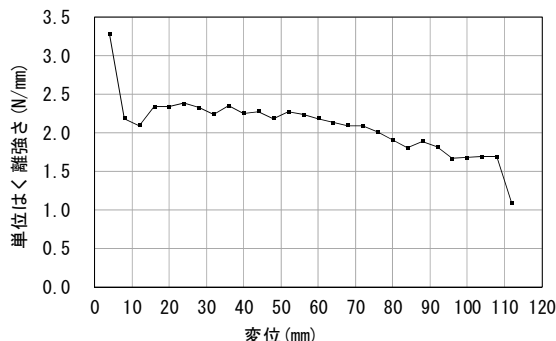


図-15 単位はく離強さと変位の関係

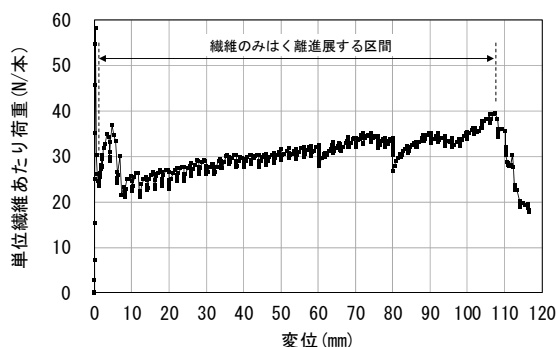


図-16 単位繊維荷重と変位の関係

### 3) 有効繊維本数の算出

有効繊維本数は押抜き部と供試体をつなぎ耐荷力として有効に機能する繊維の本数であり、設計で用いる有効繊維本数は対象とするはく落塊をつなぐ繊維の本数とする。有効繊維本数ははく落塊の形状や大きさによって異なり、繊維方向を考慮したはく落塊の投影長さ、繊維間隔、繊維方向数(図-17)を考慮して、次式のように算出する。

有効繊維本数 = (はく落塊投影長さ) / (繊維間隔) × (繊維方向数) × 2

例えば、Case3 の場合、はく落塊投影長さは 500mm (押抜き部の直径)、繊維間隔 20mm、繊維方向数 3 であるため、有効繊維本数は以下のように算出できる。

有効繊維本数 =  $500 / 20 \times 3 \times 2 = 150$  本

以上のことから、炭素繊維シートと比較して引張強度が低くヤング率が小さい材料を用いた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、各層の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は、単位繊維

強さに有効繊維本数を乗じることで耐荷力を算出し、想定はく落塊荷重に対する照査を行う方法が有効である。

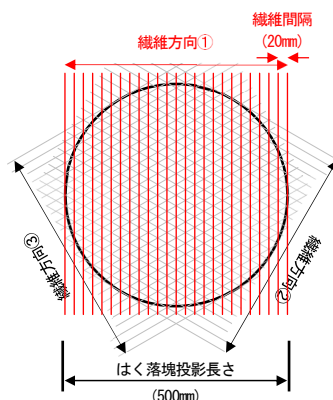


図-17 繊維方向の法線方向うき・はく離長さ

### 4.4.2 樹脂塗布型構造 (Case4) の破壊メカニズム

Case4 では変位の増加に応じたはく離周長の増加はほぼ見られなかったため、押抜き部の寸法による影響を考慮するため、Case4-2 として円形 ( $\phi 100$ mm)、Case4-3 として菱形 (対角線の長さは  $210\text{mm} \times 75\text{mm}$ ) のケースを追加して試験を行った。表-5 試験ケースを示す。

表-5 試験ケース

ケース名	供試体寸法 (mm)	押抜き形状・寸法 (mm)	押抜き周長 (mm)
Case4	$1,300 \times 1,300$	円形 ( $\phi 500$ )	1,570
Case4-2	$600 \times 400$	円形 ( $\phi 100$ )	314
Case4-3	$600 \times 400$	菱形 ( $210 \times 75$ )	504

#### (1) 荷重と変位の関係及び破壊形態

図-18 に変位と荷重の関係、図-19 に対策工の破断状況を示す。いずれのケースも初期段階で最大荷重値を示し、その後変位の増加とともに荷重が低下した。破断は荷重低下前後で確認され、荷重はその後増加することなく一定で推移し、最終的には破断が拡大して実験が終了した。なお、Case4 に関しては、変位 30mm 以降にて押抜き部の傾きが生じ、それに伴う周辺孔壁との摩擦による荷重の増加傾向が確認されたため、本報文中では変位 30mm までを考察対象とした。

#### (2) 耐荷力の算出

図-20 にはく離周長と荷重の関係を示す。いずれのケースも、はく離周長の増加に伴う荷重の増加は限定的であった。いずれのケースもはく離周長の増加に伴う荷重の増加傾向は見られず、炭素繊維シートを用いた工法のような単位はく離強さによる耐荷力評価は適

用できないことが確認された。

図-21 に押抜き周長と最大荷重値の関係を示す。これより、押抜き周長と最大荷重値は比例関係にあることがわかる。これは、樹脂塗布型シート工法の耐荷力が材料と供試体の接着面積に依存するためと考えられる。

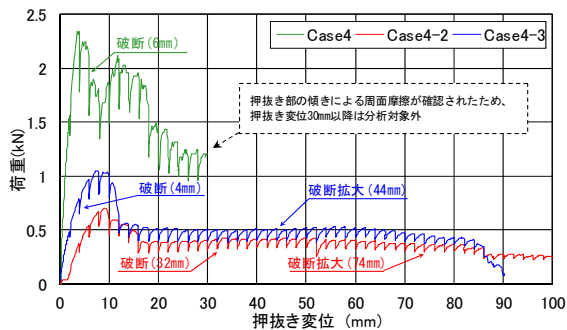


図-18 変位と荷重

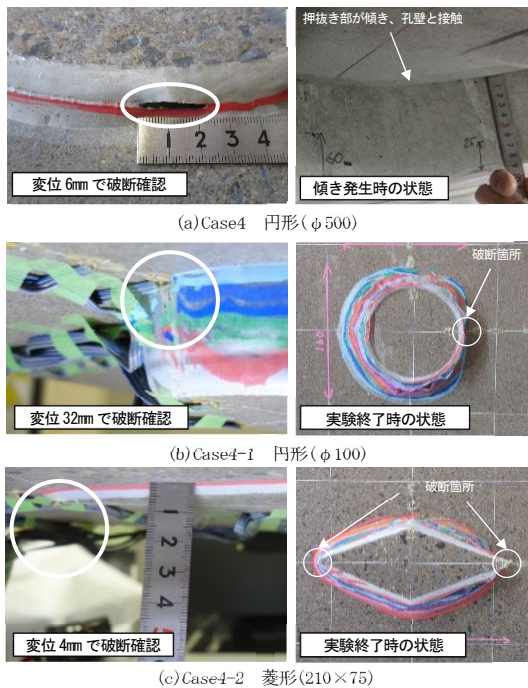


図-19 対策工の破断状況

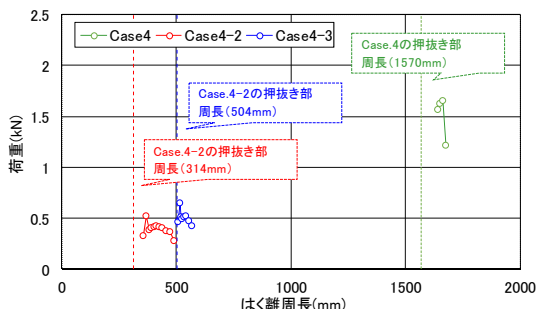


図-20 はく離周長と荷重

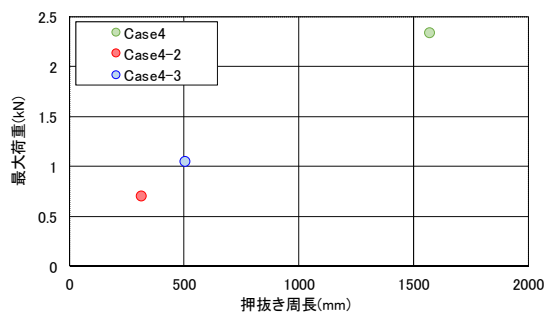


図-21 押抜き周長と最大荷重値

以上のことから、樹脂を単独で使用した構造の場合ではく離周長の増加に伴う荷重の増加傾向が見られない場合、複数の押抜き周長による試験を行い周長に応じた最大荷重値を耐荷力として算出し、想定はく離荷重に対する照査を行う方法が有効である。

#### 4.5 耐荷力の評価

押抜き試験から得られる荷重-変位特性及び破壊形態を考慮して、荷重とシートのはく離周長の関係及び荷重の上限値を算出し、はく離荷重と比較することで耐荷力を評価する。

##### 4.5.1 荷重とシートのはく離周長

Case1 及び Case2 のように変位の増加に応じて荷重が増加し、シートのはく離が面的に挙動する場合、はく離周長に応じた耐荷力は、図-8 の傾き ((荷重) / (はく離周長))、すなわち「単位はく離強さ」により評価できる<sup>5)</sup>。

Case3 のように変位の増加に応じて各繊維が独立して挙動する場合、4.4.1 (3) で示したように、単位繊維強さに有効繊維本数を乗じて算出する「単位繊維強さ」により評価する。単位繊維強さをを用いた耐荷力は、単位繊維強さ (N/本) に有効繊維本数 (本) を乗じて算出した。このとき、耐荷力とは、有効繊維本数に応じた耐荷力となるが、有効繊維本数はうき・はく離の周長が大きいほど多くなるため、うき・はく離周長が大きいほど耐荷力は大きくなる。

Case4 のように、はく離周長の増加に伴う荷重の増加傾向が見られない場合、複数の押抜き周長による試験を行い、各周長に応じた最大荷重値を耐荷力とした。

##### 4.5.2 荷重の上限値

上記を踏まえ、従来の単位はく離強さによる評価とは異なる耐荷特性を有する工法ではその特性に応じて荷重の上限値を定める必要があるため、破断、端部はく離、変位を考慮して設定した。

(1) 破断または有効繊維破断による上限値

破断が確認された場合、荷重は著しく低下し破断直前に最大荷重となる。破断による耐力の上限値は、Case1 では破断が確認される直前の 25.0kN、Case2 では破断は確認されず、Case3 では有効繊維破断が確認された 5.5kN となる。

(2) 端部はく離による上限値

端部はく離が確認された Case2 では 9.8kN が上限値となる。より大きい供試体寸法とすることで最大荷重は大きくなることが考えられるが、確認できた最大荷重を耐力の上限値とした。

(3) 変位に対する上限値

実現場では覆工表面と建築限界の限られた空間においてはく落塊を保持する必要があるため、変位の進行に対する上限値を設けることとし、ここでは試験での変位 50mm とした。変位に対する耐力の上限値は、Case1 では 25.0kN(46mm)、Case2 では 9.8kN(48mm)、Case3 では 5.5kN(50mm) となった。

4.5.3 はく落塊荷重の算出

はく落塊荷重 (kN) は、はく落塊の形状は正方形と仮定しはく落塊周長を基に、うき・はく離の面積 (m<sup>2</sup>)、覆工巻厚 (m)、コンクリートの単位体積重量 ( $\gamma_c=23\text{kN/m}^3$ ) を乗じることで算出した。ここでは覆工巻厚は 0.3m と仮定した。

4.5.4 耐力の照査

図-22 にうき・はく離周長 L(m) に応じた各ケースの耐力 Pr (kN)、はく落塊荷重 Pa (kN) の関係を示す。耐力の照査は 4.5.1、4.5.2 で算出したシートのはく離周長に応じた耐力 Pr と、4.5.3 で算出したはく落塊荷重 Pa を比較することで耐力の照査が可能となる。例えば、対象とするうき・はく離の周長が 2m と仮定した場合、はく落塊荷重 Pa は 2.2kN であるのに対して、耐力 Pr は Case1 では 19.4kN (Pr/Pa=8.8)、Case2 では 6.1kN (Pr/Pa=2.7)、Case3 では 5.2kN (Pr/Pa=2.3) となり、想定するうき・はく離に対して各工法ともに耐力を有すると評価できる。

5. はく落対策工の長期耐久性に関する検討

3. で示したように現行のトンネルのはく落防止工法は (1) シート、メッシュ、クロスなどの繊維を樹脂で接着する繊維接着工法と (2) 金属や FRP などのパネルをアンカーボルトで固定する当て板工、(3) 金属や FRP でできた格子や網をアンカーボルトで固定するネット工法に大別される (表-6)<sup>6)</sup>。その中でも繊維接着工法においては、化学繊維、ガラス繊維、樹脂接着剤など

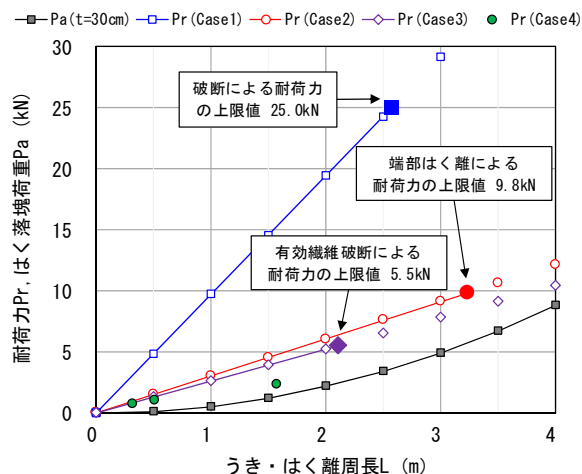


図-22 耐力とはく落塊荷重の関係

表-6 トンネルのはく落防止工法

	概要	使用材料
繊維接着工法	連続繊維シートや二軸、三軸繊維を樹脂で接着硬化する。	化学繊維、ガラス繊維、樹脂接着剤、ポリマーセメントモルタル
当て板工法	鋼板や FRP の板をアンカーボルトで固定する。	鋼板、FRP 板、アンカーボルト
ネット工法	金網や樹脂製のメッシュ、ネット等をアンカーボルトで固定する。	金網、樹脂製メッシュ、ネット、アンカーボルト

様々な材料を使用しており、従来から適用実績が多い炭素繊維と比較して低強度の材料が多く、また長期耐久性への知見が少ない。

5.1 はく落対策工の試験法

メーカー各社が用いている試験規格値は橋梁用に提案された土木学会規準「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 (案)」(JSCE-K 533-2010) をベースとした高速道路会社等の試験である。

JSCE-K 533-2010<sup>7)</sup>では“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ることを想定している。(中略)鉄筋コンクリート中の鋼材が劣化外力を受けて腐食し、鋼材の腐食膨張圧によってコンクリート表面と鋼材の間にあるかぶりコンクリートが落下することをいう。よって、無筋構造物、例えばトンネル構造物の覆工コンクリートのはく落対策は想定していない。”とあるが、多くのはく落防止工法では、この規格である押抜き性能 1.5 kN (変位 10 mm 以上、寒冷地仕様含む場合試験温度は-30℃、23℃、

50°C) を満たすような条件を規準条件として用いている。

高速道路会社のトンネル用試験方法には「小片はく落対策工」としてコンクリート小片、あるいはそれ以上のコンクリート片、はく落面積などによって、押抜き性能を 0.7 kN、0.8 kN、1.1 kN (それぞれ変位 50 mm 以下) などに分類した規定も存在し、延焼性・自己消火性、発生ガスの安全性などトンネルでの火災を想定した項目が設定されている。耐久性の項目としては、付着強さ、ひび割れ抵抗性、塩化物イオン透過性など、既存のコンクリート塗装や被覆材関連の規準類を踏襲して設定されているが、トンネル環境下におけるコンクリート片のはく落に対して長期耐久性を評価する方法としては未確立である。

トンネル環境における暴露試験方法や長期耐久性と関連の取れる室内での促進劣化試験などについて、体系的な報告は検討されていない。本研究では、長期耐久性を評価する簡易な試験方法について検討した。

## 6. 長期耐久性試験の予備検討

### 6.1 アルカリ耐久性と耐荷性能の検討

こういった状況で、トンネル環境における長期耐久性についての評価試験を検討すべく、現状の耐久性試験と耐荷性能試験を組み合わせた実験を行うことから研究を開始した。

一般的なトンネル環境では昼夜の温度変化や乾湿の差は小さいものと考えられているため、はく落防止工に対する環境負荷は主にコンクリートから染み出すアルカリ水溶液によるものと想定される。鋼道路橋塗装防食便覧のコンクリート塗装材料の品質試験方法や高速道路会社のはく落防止の耐久性能試験方法を参考に、高アルカリ浸漬したはく落防止工に対し、JSCE-K 533-2010 に準じた押抜き試験を実施し、高アルカリ浸漬を経た耐荷性能を把握した。押抜きの際のコンクリート／樹脂・繊維のはく離の様子と接着界面の状態を比較するとともに、コンクリート界面の接着剤樹脂の赤外分光分析を行い、アルカリ水溶液の浸入による化学構造の変化を解析し、今後収集を開始する既設のはく落防止工から得られる暴露サンプルとの比較材料として整理した。

一方で、トンネルのはく落防止工の耐久性試験項目は湿潤接着強さあるいは温冷繰り返し接着強さによって評価している。コンクリートのはく落防止工に対するアルカリ耐久性の項目として、高速道路会社の橋梁に対するはく落防止の耐久性能試験方法、例えば

NEXCO 試験法 425 などがある。NEXCO 試験法 425 や鋼道路橋防食便覧コンクリート塗装材料の品質試験方法における耐アルカリ性試験では、両試験法とも外観の調査やひび割れ追従性、付着試験でアルカリへの耐久性を評価している。しかし、長期性能評価としては、はく落塊への耐荷性能も評価することが必要である。

一般的なトンネル環境では昼夜の温度変化や乾湿の差は小さいものと考えられるため、はく落防止工に対する環境負荷は主にコンクリートから染み出すアルカリ水溶液によるものと想定される。アルカリ水溶液に長時間晒されると仮定すれば、長期耐久性を評価するための促進試験として高アルカリ水溶液中暴露とその後の耐荷力試験が必要であると考えた。

流通しているはく落防止工の耐荷性能は「コンクリート標準示方書[規準編] 土木学会規準および関連規準 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(案) JSCE-K 533-2010」とこれに準じた高速道路会社が規定する試験法を満たすことを謳っているものがほとんどである。この試験法では施工対象の試験板として、JIS A 5372 附属書 E に規定する上ぶた式 U 形側溝の 1 種呼び名 300 (400×600×60 mm) に対し、中央部にφ100 mm の形状で 5 mm 残してコア抜きをした供試体を用いている。

この供試体を用いてアルカリ浸漬する場合、現場条件を考慮すると施工面を上向きにした半浸漬とする必要があるため、床面積が大きくなる。温度条件を設定するためには恒温室に上記アルカリ溶液に半浸漬した供試体を入れた容器を並べることになる。30 kg を超える重量物であるため、容器を積み重ねるのは危険であり、恒温室を専有する面積や、人件費の面から現実的な試験法とは言えない。

以上から、本研究ではトンネル環境を想定した促進試験案を提案するために、長期アルカリ浸漬と耐荷力の両方を評価できるように押抜き供試体の小型化を検討し、選定した供試体で一連の条件のアルカリ浸漬後の押抜き性能評価等を実施した。

#### 6.1.1 供試体に用いた材料

市販の代表的な繊維接着工法をトンネル用、橋梁用問わず 5 工法選定した。はく落防止工は橋梁用の工法が先行して開発されており、今後はトンネル用に応用展開されることが見込まれ、基本的な性能を広く検討するためである。材料の構成を表-7 に示す。繊維とコンクリートを接合する接着剤の特長については以下のとおりである。プライマーや中塗りに用いられるエポキシ樹脂は接着性、機械的強度、耐薬品性に優れ、硬

表-7 供試体に使用した材料

記号	A	B	C	D	E
プライマー	エポキシ樹脂	エポキシ樹脂	エポキシ樹脂	エポキシ樹脂	変性アクリル樹脂
中塗り	エポキシ樹脂	エポキシ樹脂	エポキシ樹脂	エポキシ樹脂	変性アクリル樹脂
繊維	2軸ビニロン繊維	ラミネート	2軸ビニロン繊維	アラミドメッシュ	2軸ナイロンクロス
トップコート	ポリウレタン樹脂	-	ポリウレタン樹脂	アクリルウレタン樹脂	-

化収縮が小さく、硬化剤にアミン系硬化剤を用いる場合はアルカリ耐久性が高いためコンクリートの接着によく用いられる。同じくプライマーや中塗りに用いられる変性アクリル樹脂は接着性、耐候性、耐薬品性を向上させたアクリル樹脂で、低温でも施工性がよく、迅速に硬化するため工期短縮が期待できる。

次にシート、メッシュ、クロスとして使用されている繊維について述べる。ビニロン繊維はアルカリへの耐性と耐候性も高く、コストが安いためコンクリート補強用に用いられている。ナイロン繊維は強靱なアミド結合を有する合成高分子からなり、耐久性、耐候性、耐薬品性に優れ多分野で使用されている。アラミド繊維はナイロン同様にアミド結合を有し、脂肪族高分子であるナイロンよりもさらに強固な芳香族主鎖を有する。耐候性、耐薬品性にも優れる高機能繊維である。

また、トップコートとして用いられているウレタン、アクリルウレタン樹脂はどちらもポリオールとイソシアネートの反応で硬化するウレタン結合をもつ樹脂である。耐候性、耐薬品性に優れており、柔らかい材質のため変状が生じた時に追従して塗膜表面にひび割れが生じにくい特長をもつ。

### 6.1.2 供試体

調査を行った供試体諸元及び数量は表-8 に示すとおりである。供試体は「コンクリート標準示方書[規準編] 土木学会規準および関連規準 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 (案) JSCE-K 533-2010」に準じて施工した。試験体用基板には、JIS A 5372 附属書 E に規定する上ぶた式 U 形側溝の 1 種呼び名 300 (400×600×60 mm) に対し、中央部に  $\phi 100$  mm の形状で 5 mm 残してコア抜きをした市販の供試体を用いた。5 種類の供試体それぞれ 6 体ずつ、計 30 体を作製し、うち 3 体 1 セットで 5 種類 15 体を気相で 30 日養生し、残り 3 体 1 セット 5 種類 15 体は JIS K 6848-1 の 4. (試験の一般条件) に示す状態で、密閉容器中で水酸化カルシウム飽和溶液 (JIS K 8575 に規定する水酸化カルシウム (試薬) を用いる) に水浸させ、30 日間保持した。供試体は実際

の環境でのアルカリ水浸入を想定し、はく落防止工を上向きに容器に入れ、コンクリートの高さの半分まで水酸化カルシウム飽和水溶液で満たした半浸水の状態を保った。

表-8 供試体数量一覧

	気中養生	アルカリ浸漬	耐力試験
数量	15 体	15 体	30 体

### 6.1.3 押抜き試験

JSCE-K 533-2010 に準じて実施した。供試体をスパン 450±5 mm にて支点上にセットし、コア中央部に鉛直、均等に荷重がかかるように球座を挟んで載荷した (図-23)。載荷はまず 1 mm/min の速度でコア部のコンクリートが破壊するまで載荷した。その後、5 mm/min で載荷し、最大荷重を測定した。最大荷重測定後、最大荷重に対して 50%程度まで荷重が低下したら試験終了とした。なお、10、20、30 mm の各変位において、載荷を一時中止し、はく離範囲を試験体にマーキングするとともに、写真記録をした。最大変位についても記録し、はく落防止工の特長として整理した。押抜き試験後の供試体について、はく離した部分を切り抜き、コンクリートとはく落防止工の接着界面の様子を観察した。



図-23 押抜き試験の様子

### 6.1.4 耐力の評価

試験で得られた荷重と変位ストロークのデータよ

り、荷重-変位曲線を作図した(図-24)。荷重-変位曲線より、変位が10 mm以上における最大荷重をそれぞれ求めた。

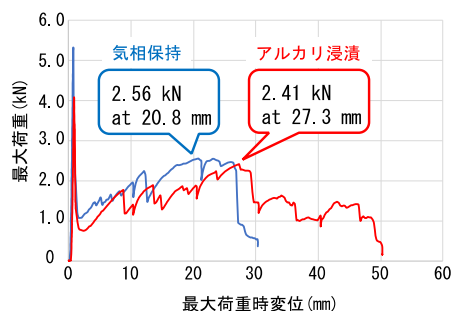


図-24 最大荷重と最大荷重時変位の関係の例 (B)

荷重時変位も様々な値となっている。

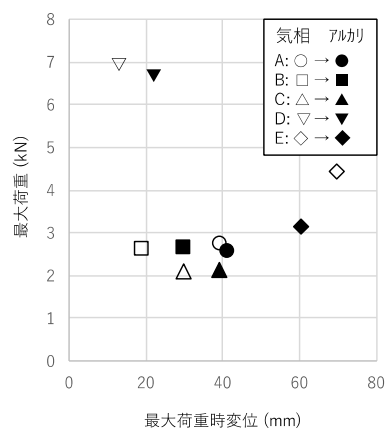


図-25 最大荷重と最大荷重時変位の関係

### 6.1.5 赤外分光分析

赤外分光分析は、有機化合物の中の炭素同士や、炭素-酸素、炭素-水素などの化学結合の様々な振動による光の吸収が、赤外領域に現れることを利用した化学分析手法である。試料の赤外線(波数 600-4000  $\text{cm}^{-1}$  程度)吸収スペクトルから、樹脂の種類や劣化の有無に関する情報が得られる<sup>8)</sup>。今回は、押抜き試験後のコンクリート近傍の接着剤樹脂をサンプルに赤外分光分析を行い、アルカリ浸漬による接着剤樹脂の化学構造の変化について調べた。接着剤の表面や内部へのアルカリの浸入を計測するために減衰全反射(ATR)法を用いた。ATR法は球状のダイヤモンドやゲルマニウム製のクリスタルを試料と接触させ、クリスタル内部を通る赤外線をクリスタルと試料の界面で全反射させた時の反射スペクトルを測定する方法であり、対象表面の微小領域を非破壊で分析することができる。

アルカリ耐久性と耐荷性能の検討結果と考察

### 6.1.6 押抜き試験結果と目視観察

5工法の押抜き試験結果を表-9と表-10に示す。また、得られた最大荷重と最大荷重時変位について、工法ごとに平均値を算出し、グラフ化したものが図-25になる。高速道路会社の規定では10 mm以上の変位において1.5 kN以上の押抜き性能が求められている。今回の30体の供試体の押抜き試験結果では、すべて

同じ工法の最大荷重と最大荷重時変位の数値に気相保持とアルカリ浸漬の2つの条件でどのような違いがあるかを調べたところ、アルカリ浸漬によって最大荷重時変位は増大、最大荷重は低下する傾向にあった。一部での工法では、はく離面積が増大したり(B)、最大荷重時変位が低下し、最大荷重の低下が比較的大きい工法(E)も確認された。押抜き試験前ほどの工法、条件においても外観に大きな違いはなかったが、押抜き試験をしてみると、アルカリ浸漬の影響でトップコートがもろくなり、はがれやすくなっているものもあった(C)。押抜き試験後に供試体のはく離防止工とコンクリートの界面を観察した。最大荷重変位とはく離面積が増大したBについて、アルカリ浸漬によって増大したはく離面積は、樹脂とコンクリート界面の層間のはく離部であるように観察された(図-26、図-27)。最大荷重が低下したEにおいては、はく離した面積はほぼ同等であったが、界面の状態に違いが見られた。気相保持条件ではコンクリート表面に樹脂が残ったまま、繊維と樹脂の間で層間剥離が生じていたが、アルカリ浸漬条件では逆に樹脂は繊維と接着された状態でコンクリートと樹脂で凝集破壊と層間剥離が生じていた(図-28、図-29)。押抜き試験の様子からはく離防止

表-9 気相30日保持後の押抜き試験の結果

工法	A			B			C			D			E		
最大荷重(kN)	2.56	2.77	3.00	2.56	2.54	2.77	2.06	2.19	2.08	6.70	5.89	8.34	4.40	4.26	4.62
最大荷重時変位(mm)	27.8	42.6	47.5	20.8	22.2	14.4	25.1	27.9	37.1	15.5	11.1	11.3	67.8	69.1	72.4

表-10 アルカリ浸漬30日保持後の押抜き試験の結果

工法	A			B			C			D			E		
最大荷重(kN)	2.50	2.56	2.67	2.41	2.90	2.69	2.74	1.73	1.97	6.25	7.62	6.25	3.01	2.92	3.48
最大荷重時変位(mm)	47.2	29.9	46.1	27.3	28.2	33.8	45.4	46.1	26.1	19.7	28.6	17.5	60	56.4	65.1

に対する赤外分光分析は、様々な材料に対して行われてきているが、置かれる環境によって劣化因子やメカニズムが異なり、促進試験の条件設定は暴露試験サンプルとの照会と相関の考察が必須である。今回は飽和水酸化カルシウム水溶液への半浸水 30 日によって樹脂の赤外分光スペクトルにどのような変化が起こるかを把握した。

プライマーと中塗りでエポキシ樹脂を用いている B 等はアルカリ浸漬による赤外スペクトルの明確な変化はなかった。コンクリート用のアミン硬化型エポキシ樹脂は過酸化物硬化型エポキシとは異なり、加水分解

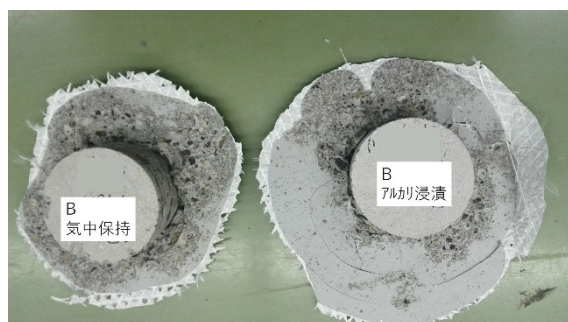


図-26 押抜き試験後のコアの例 (B)

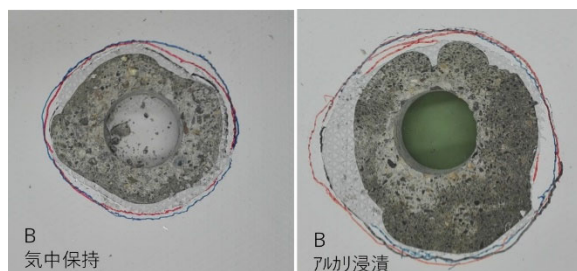


図-27 押抜き試験後の供試体の例 (B)

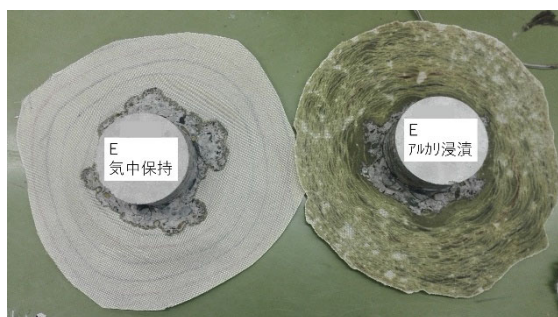


図-28 押抜き試験後のコアの例 (E)



図-29 押抜き試験後の供試体の例 (E)

が生じやすい置換基を持たずアルカリ耐性が高いことが知られており、アルカリ浸漬によって  $1505\text{ cm}^{-1}$  のアミド結合由来のピークの変化や、新たなピークの発生などは見られなかった (図-30)。

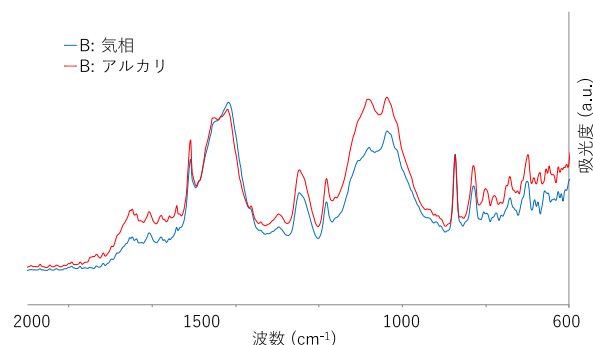


図-30 赤外分光スペクトルの一例 (B)

一方、プライマーと中塗りで変性アクリル樹脂を用いている E は多数のエステル結合を有すると考えられるため<sup>9)</sup>、カルボニル基由来の  $1723\text{ cm}^{-1}$  がシャープに変化していく他、 $\text{-C-O-C-}$  の伸縮振動に対応する  $1154\text{ cm}^{-1}$ 、 $1272\text{ cm}^{-1}$ 、同様に  $\text{-C-O-}$  の伸縮振動に対応する  $1095\text{ cm}^{-1}$ 、あるいは  $\text{C-H}$  変角振動などに対応すると考えられる  $1417\text{ cm}^{-1}$  や  $875\text{ cm}^{-1}$ 、 $695\text{ cm}^{-1}$  などが現れ、逆に  $\text{C-C}$  の骨格振動が現れる  $765\text{ cm}^{-1}$  は吸光度が減少するなど化学構造に変化が生じていることが示された (図-31)。計測サンプルは、図-31 左上図に示すような繊維と樹脂が接合した状態であるため、深さ方向に樹脂を切り出して ATR 法で分光計測を試みた。コンクリートと接触していた面を (1)、表面を削って得られ

表-11 押抜き供試体寸法検討

供試体1	供試体2	供試体3	供試体4
コンクリート平板 (JIS規格製品) 約12 kg	U形ふた, 呼び名1種 150 (JIS規格製品) 約10 kg	U形ふた, 呼び名1種 180 (JIS規格製品) 約14 kg	鉄筋コンクリート組立堀構成材 (JIS規格製品)を半分に切断 約9 kg

た面(2)、最外層の(3)と気相のサンプルを比較した。アルカリが侵入するコンクリート表面に近い方から樹脂の表面、気相で保持したサンプルへとスペクトルの変化に傾向が現れていることが示された。得られたスペクトルの吸光度について、アルカリ浸漬に影響された変化が大きいピークと変化が少ない、あるいは減少するピークの比をとることで劣化評価のための指標としていく。現場で経年劣化した実際のサンプルと比較することで、室内試験と暴露試験の結果の相関関係を探索する計画である。また、今後はコンクリート-樹脂-繊維-樹脂に渡って、断面の顕微赤外分光分析による分布や、EPMA などを用いたアルカリの浸透度、元素分析熱分析などを組み合わせた化学分析を更に検討する必要がある。

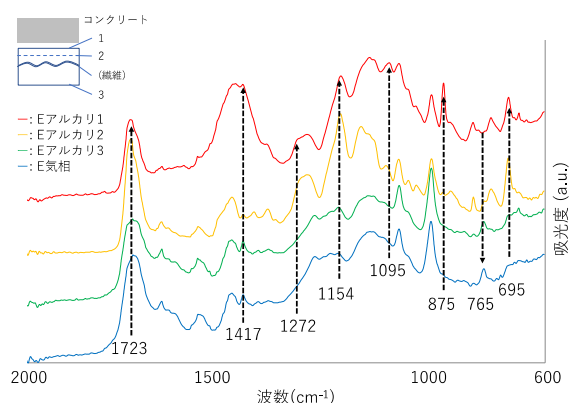


図-31 赤外分光スペクトルの一例 (E)

## 6.2 押抜き供試体の寸法検討

### 6.2.1 押抜き試験と目視観察

JSCE-K 533-2010 に準じた押抜き試験が実施できるような市販のコンクリート二次製品について検討した。各コンクリート板の中央にφ50 mm で5 mm 残した状態でコアを穿孔して試験板とし、これに対してはく落防止工を施工して押抜き試験に用いる供試体として作製した (n=3)。各コンクリート供試体の寸法については表-11 に示す。また、各試験板に対して施工したはく落対策工の諸元を表-12 に示す。供試体を施工面が支持体に触れないスパンで支点上にセットし、コア中央部に鉛直、均等に荷重がかかるように球座を挟んで載荷した。載荷はまず 1 mm/min の速度でコア部のコンクリートが破壊するまで載荷した。その後、5 mm/min で載荷し、最大荷重を測定した。最大荷重測定後、最大荷重に対して 50%程度まで荷重が低下したら試験終了とした。なお、10、20 mm の各変位において、載荷を一時中止し、はく落範囲を試験体にマーキングした。最大変位についても記録し、はく落防止工の特徴として整理した。

表-12 はく落防止工の諸元

	材料の構成	成分	塗布量 (kg/m <sup>2</sup> )
A工法	プライマー	2液エポキシ樹脂	0.15
	中塗り	2液エポキシ樹脂	1
	連続繊維シート	特殊ラミネートシート	
	上塗り	なし	
B工法	プライマー	なし	
	中塗り	2液エポキシ樹脂	1.4
	連続繊維シート	なし	
	上塗り	なし	



## 6.2.2 押抜き試験供試体寸法の検討結果

5つの試験板候補に対して最も一般的なはく落対策工である繊維シート接着タイプのはく落対策工（以下A工法）を施工した供試体（押抜き試験後）を図-32に示す。

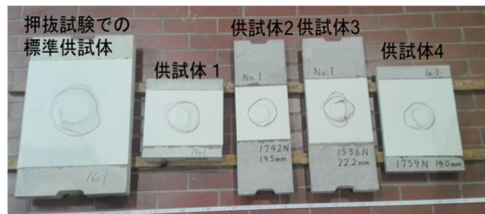


図-32 供試体の寸法検討

押抜き試験供試体の施工面積は、標準供試体と比べて1/2から1/4程度である。押抜き試験では、はく落防止工の耐荷力が失われるメカニズムとして、(1) コアが押し出されることで接着面がはく離力と引張せん断力を受けてコンクリートから剥がれる、(2) 押抜きコアの端部を起点としたはく落防止工材料自身が破壊する、といった2種類が想定される。

供試体を小型化することで施工面積が小さくなるが、コアの径を小さくすることで(1)の挙動に対応できる。一方でコアの径が小さくなると同じ荷重がかかった場合の材料への応力は増大し、(2)の破壊が生じやすくなることが予想できる。

はく落防止工の耐荷重設計では、硬い材料を用いて、材料破壊するまで荷重を受け止める考え方（比較的 maximum 荷重が大きく、変位が小さい）と、柔らかい材料を用いて、材料自身が伸びることで荷重を材料だけでなく、コンクリート面との接着力を利用して受け止める考え方（比較的 maximum 荷重は小さいが、変位が大きい）に大別される。この2つの挙動を小型化した供試体で評価するため、硬い繊維シート接着タイプのA工法と柔らかい樹脂接着タイプのB工法で試験し、材料の破壊挙動とはく離の挙動の両方を観測できるか検討した。

押抜き試験結果を表-13に示す。供試体荷重変位曲線の例を図-33に示す。供試体1から4では押抜きコアの直径を半分にする事で材料にかかる圧力は4倍になり、変位を取れる距離が半分程度になっており、はく落防止工の試験条件としては現行法よりも厳しい条件となる。A工法は図-33の荷重変位曲線から、施工面積の異なる供試体1から4のどの場合においても標準供試体と変位は大きく変わらず、材料破壊によって最大荷重が得られた。荷重値の妥当性については別途押抜き径の条件を振ることで検討する必要がある

が、今回の条件でも荷重と変位の挙動からJSCE-K533-2010と同等の比較試験は可能であると考えた。

表-13 供試体ごとの押抜き試験結果

供試体	1	2	3	4	土木学会標準
平均最大荷重 (kN)	1.65	1.68	1.66	1.77	2.95
平均最大荷重時変位 (mm)	11.5	12.6	16	12.5	14.4
平均最大荷重/ 平均最大荷重時変位	0.14	0.13	0.1	0.14	0.2

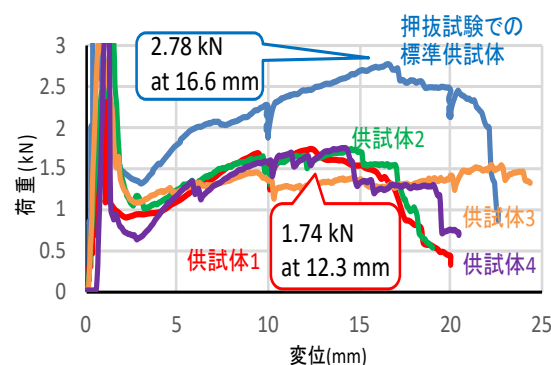


図-33 供試体毎の荷重変位曲線の例

B工法についても同様に小型の供試体を用いて荷重を保持できるかどうかを検討した。今回は供試体1について、標準供試体と比較した結果を表-14に、荷重変位曲線を図-34に示す。

表-14 小型体と標準供試体の押抜き試験結果

供試体	1	土木学会標準
平均最大荷重 (kN)	1.1	2.8
平均最大荷重時変位 (mm)	21.8	46.6
平均最大荷重/ 平均最大荷重時変位	0.05	0.06

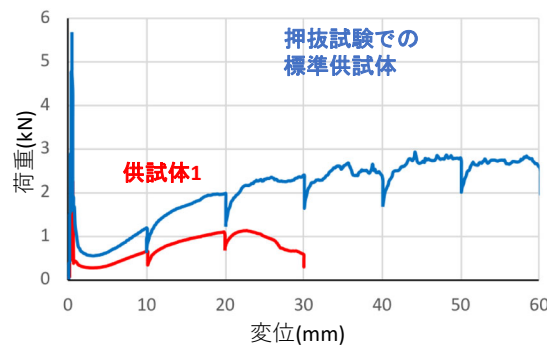


図-34 供試体毎の荷重変位曲線の例

繊維シート接着タイプのA工法と同様に最大荷重は低下し、変位が約半分の20 mm程度となったが、最大荷重と変位の比(はく離強さに準じる)は同等であり、樹脂接着タイプの材料の特徴である最大荷重は比較的小さく、変位は大きい性能は保持された。

JSCE-K 533-2010 で定められているのは変位10 mm以上を保持すること、並びに、想定されるはく落塊を保持できることである。この試験値設定の考え方は“鋼材の腐食膨張によって生じるコンクリート表面の変位が10 mm程度発生しても、はく落しようとするコンクリートを保持できること、および、変位を過度に拘束せず、点検時の変状発見を容易にする性能も具備していることを確認する必要がある”ことと、“1.5 kNの耐荷重値は表面被覆材がコンクリート面に貼り付けられることを考慮して安全率3と考えると、およそ50 kgの質量のコンクリート片のはく落を防止する性能とみなせる”ことを根拠としている。

本報告で検討しているコンクリートはく落はトンネル内の小片であることから1 kN程度の最大荷重のものであるため、供試体1を用いた場合でも評価に用いることは可能であると考えた。よって、検討した供試体のなかで(1)寸法が小さく浸漬用のケース設定が現実的、(2)12 kg程度で作業員一人でも取り扱う負担が少ない、(3)コンクリート二次製品として安価に流通しているなどの理由から供試体1の寸法を次項のアルカリ浸漬後の押抜き試験に用いる供試体に採用した。高速道路会社ではトンネルの小片はく落に対する押抜き試験方法を別途規定しているが、コアは完全に穿孔し、シーラントやスポンジで固定するなどの方法はアルカリ浸漬の評価への影響が懸念されたため、今回は採用していない。

### 6.3 アルカリ浸漬の押抜き耐荷力への影響

6.3.2の検討結果に基づき、供試体寸法は300 mm×300 mm×60 mmとし、中央にφ50 mmで5 mm残した状態でコアを穿孔したものを準備し、これに対してはく落防止工を施工して以下の実験に用いる供試体として作製した。

供試体は、飽和水酸化カルシウム水溶液に半浸漬させた状態で20℃、40℃の恒温恒湿室内で静置した。浸漬期間は1週間、2週間、4週間とし、浸漬前の初期条件と合わせて4条件とした。これら供試体のアルカリ浸漬後に押抜き試験をすることでアルカリ水への耐久性を評価した。押抜き試験の方法は6.3.1と同様にJSCE-K 533-2010に準じて実施した。

#### 6.3.1 耐荷力の評価方法

押抜き試験で得られた荷重と変位ストロークのデータより、荷重-変位曲線を作図した。荷重-変位曲線より、供試体が破壊したあとののはく落対策工の最大荷重をそれぞれ求めた。

#### 6.3.2 赤外分光分析

押抜き試験後のコンクリート近傍の接着剤樹脂をサンプルに赤外分光分析を行い、アルカリ浸漬による接着剤樹脂の化学構造の変化について調べた。接着剤の表面や内部へのアルカリの浸入を計測するために減衰全反射(ATR)法を用いた。

### 6.4 アルカリ浸漬の押抜き耐荷力への影響の結果

#### 6.4.1 アルカリ浸漬後の目視観察と耐荷力

浸漬状況を図-35に、目視観察結果の例を図-36にそれぞれ示す。図-35に示すように供試体は施工面上に向けて飽和水酸化カルシウム水溶液に半浸漬させた。温度条件は20℃と40℃を選択した。図-36は変状が目視された2週間目の様子であるが、A工法は40℃において一部膨れが生じた。B工法は20℃、40℃とも複数の膨れが生じている。

アルカリ浸漬後の供試体を押抜き試験に供した。アルカリ浸漬による押抜き最大荷重の経時変化を図-37に、最大荷重/最大変位の経時変化を図-38に示す。

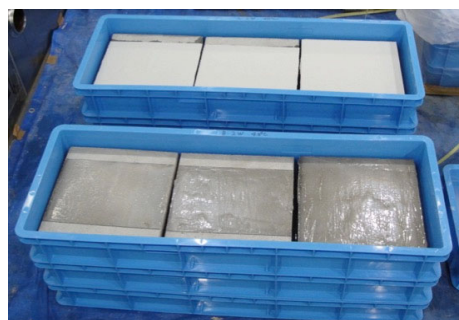


図-35 アルカリ浸漬状況

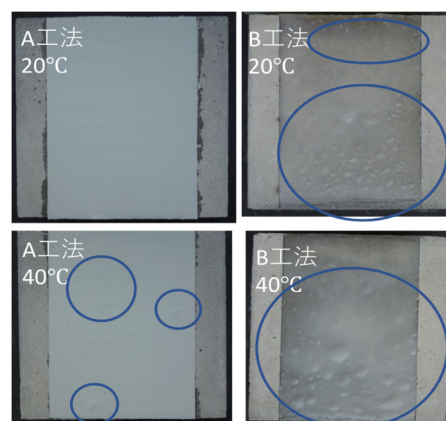


図-36 アルカリ浸漬2週間目の様子

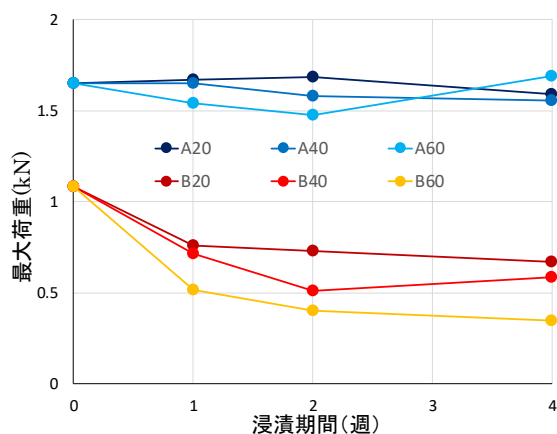


図-37 アルカリ浸漬による最大荷重

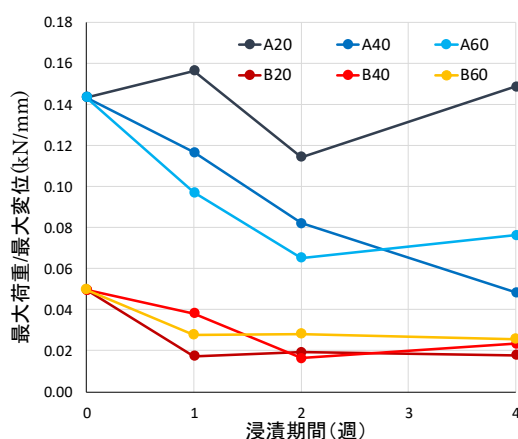


図-38 アルカリ浸漬による荷重/変位

### (1) A 工法

A 工法は初期値として平均最大荷重 1.65 kN、変位 11.5 mm、荷重/変位 0.14 である。健全時の押抜きでは、はく離は小さく、材料が破壊されることで試験が終了した。十分な接着力が発揮され、材料の破断が最大荷重点になっている。アルカリ浸漬中の材料表面を目視観察すると、20℃では膨れはなかった。一方、40℃、60℃では浸漬 2 週目で供試体に膨れが生じていた。図-37 より A 工法のアルカリ浸漬後の最大荷重は、20℃においては 4 週間経過しても破壊形態の変化はなく、押抜き試験結果も初期値と同等の耐荷重性能を示した。一方、40℃、60℃では、初期値と比較して耐荷重が低下し、初期には見られなかった接着面でははく離が生じた。浸漬 4 週目では全ての供試体に膨れが生じ、押抜き試験での破壊形態はどれもはく離であった。アルカリ浸漬と温度が影響したのは材料劣化よりも接着力の方が顕著であることを示した。はく離したサンプルは最大荷重が低下し、最大変位は増大した。はく離のあった接着面を観察したところプライマーと接着剤の

界面における層間剥離、一部凝集破壊であった。

図-38 では最大荷重を最大変位で割った値を経時変化にてプロットしたもので、破壊時の最大荷重が小さくなる、あるいは破壊時にはく離が大きくなるなどの場合に値が小さくなる。A 工法は、アルカリ浸漬しても最大荷重の変化が小さかったが、最大荷重/最大変位の変化は大きくなった。これはアルカリ浸漬によりはく離しやすくなったためと考えられる。

### (2) B 工法

B 工法は初期値として平均最大荷重 1.1 kN、変位 21.8 mm、荷重/変位 0.05 である。健全時の押抜き試験でははく離距離が大きく、A 工法と同様に材料が破壊されることで試験が終了した。アルカリ浸漬中の材料表面を目視観察すると、20℃であっても浸漬 2 週間で既に膨れが生じており、40℃、60℃では浸漬 1 週間で膨れが生じた。図-37 のとおり 20℃で耐荷重の低下が見られた。また、浸漬 1 週間から 4 週間まではすべての供試体で破壊モードがはく離によるものであった。

40℃、60℃においても耐荷重の低下が見られ、浸漬 1 週間から 4 週間までほとんどの供試体で破壊モードが材料破壊によるものであった。アルカリ浸漬によって接着力の低下が示唆され、更に温度によって材料劣化が促進されたことが示されている。

図-38 において、どの温度においても最大荷重/最大変位の低下が見られ、供試体の膨れによるはく離が生じたことによるものであると考えられた。しかし、温度による差は小さく荷重と変位がともに小さくなったためと考えられた。

アルカリ水による劣化の傾向は比較的大きく、初期値の半分程度の耐荷力に低下したのもあった。プライマーの役割であるコンクリートとの接着能力が A 工法と比較して低いいため、膨れが生じることで押抜き試験時のはく離や材料自体の強度低下を引き起こしたのもと考えられる。プライマーを用いないため 1 工程で施工が終了し、工期が短くて済むが、耐荷力は比較的小さいことが特徴とされているが、アルカリ水に対する影響が大きいことが示された。

このように繊維の入った A 工法では最大荷重/最大変位でアルカリ浸漬の影響を捉えやすく、繊維のない B 工法では最大荷重でその影響を捉えやすかった。

### 6.4.2 赤外分光分析結果

一連の温度条件における飽和水酸化カルシウム水溶液への半浸漬によって A、B 工法の樹脂サンプルから得られた赤外分光スペクトルにどのような変化が起こるかを把握した。

プライマーと中塗りでエポキシ樹脂を用いている A 工法はアルカリ浸漬による赤外スペクトルの明確な変化はなかった。コンクリート用のアミン硬化型エポキシ樹脂は過酸化合物硬化型エポキシとは異なり、加水分解が生じやすい置換基を持たずアルカリ耐性が高いことが知られており、アルカリ浸漬によって  $1505\text{ cm}^{-1}$  のアミド結合由来のピークの変化や、新たなピークの発生などは見られなかった (図-39)。

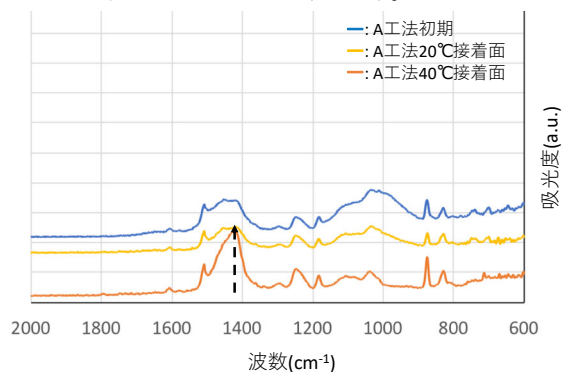


図-39 A工法の IR スペクトル例

一方、プライマーを用いず、1層で耐荷重を保持する必要がある B 工法では A 工法と同じエポキシ樹脂であるが、やや粘度が高くグリース状であるため、一度に膜厚を稼ぐことができ、厚みによって耐荷力を向上させていると考えられる。アルカリ浸漬していない初期値と 2 週間アルカリ浸漬した供試体のコンクリート接着面、さらに表面の赤外スペクトルを計測した。アルカリ浸漬した供試体の接着面では A 工法には見られないグリース状にするための添加剤由来と考えられる  $1740\text{ cm}^{-1}$  のピークがアルカリ浸漬によって失われていく様子が観測された。これは同種のエポキシ接着剤を用いている A 工法には見られないピークであり、グリース状にするための添加剤由来であることが考えられ、アルカリによって化学構造に変化が生じていることが示された (図-40)。

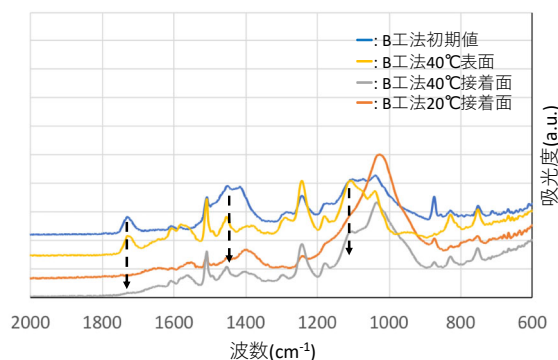


図-40 B工法の IR スペクトル例

アルカリが侵入するコンクリート表面に近い方から樹脂の表面、気相で養生したサンプルへとスペクトルの変化に傾向が現れていることが示された。

## 6.5 引き剥がし試験及び付着試験による検討

### 6.5.1 アルカリ浸漬の引き剥がし及び付着への影響

押抜き試験は、はく落防止工の有効な評価方法であるが、背面からの荷重が必要で供試体が大きく、現場では行えないなど、課題もある。そこで、比較的小規模に行える試験方法も必要である。そこで新たに評価試験を検討するにあたり、引き剥がし試験と付着試験を実施した。供試体寸法は  $300\text{ mm} \times 300\text{ mm} \times 60\text{ mm}$  とし、これに対して表-12 に示すはく落防止工を施工して、6.4 と同様なアルカリ浸漬を行った。

#### (1) 引き剥がし試験方法<sup>7)</sup>

アルカリ浸漬後、引き剥がし試験用に供試体の加工を行った。供試体の加工状況を図-41 (①、②) に示す。

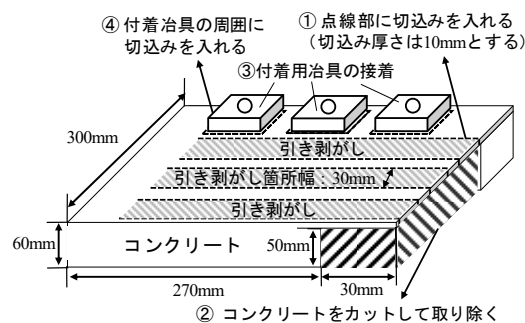


図-41 引き剥がし及び付着試験の供試体加工状況

引き剥がし試験装置は原則として、JIS B 7721 により、試験速度は  $100\text{ mm/分}$  を基準とした。加工した供試体を図-42 に示す要領で万能試験機に設置し、供試体を引き剥がす部位の中心部分にチャックが位置するように固定させた。コンクリートをカットして取り除いた掴み部に長さ  $600\text{ mm}$  のテープ又はワイヤーを取り付け  $90^\circ$  方向に引張荷重をかけ試験した。供試体を固定しているため、 $104.5^\circ \sim 75.5^\circ$  の範囲で引張方向は変化する。供試体端部の掴み部を挟む器具及びチャックは、 $30\text{ mm}$  以上の幅がある器具とし、引き剥がし部全体に均一に応力がかかるようにした。

#### (2) 付着試験方法

(1) と同様にアルカリ浸漬後、付着試験用に供試体の加工を行った。供試体の加工状況を図-41 (③、④) に示す。付着試験は、加工した供試体を図-43 に示す要領で万能試験機に設置し、供試体の表面に接着した

付着用治具に、引張り用の治具を取り付け90°方向に引張荷重をかけ試験した。引張り速度は0.7 mm/分とした。



図-42 引き剥がし試験の例



図-43 付着試験の例

### 6.5.2 耐荷力の評価方法

#### (1) 押抜き試験による評価

押抜き試験で得られた荷重と変位ストロークのデータより、荷重-変位曲線を作図した。荷重-変位曲線より、供試体が破壊したあとののはく落対策工の最大荷重をそれぞれ求めた。

#### (2) 引き剥がし試験による評価

引き剥がし試験で得た荷重の測定データより、JIS K 6274 波状曲線の解析 3.4 D 法（うねり曲線）に則り、平均的な引き剥がし荷重をアルカリ浸漬の条件ごとに求めた。また、上記で求めた荷重を引き剥がし面積で割った値（引き剥がし強度）も求めた。これらで求めた値を経時変化として作図した。

#### (3) 付着試験による評価

付着試験により得られた引張り最大荷重の測定データより、最大引張荷重を接着面積で割った値（最大接着強度）をアルカリ浸漬の条件ごとに求めた。(2)と同様に、求めた値を経時変化として作図した。

### 6.6 アルカリ浸漬の引き剥がし及び付着試験結果

新たな評価試験の検討として実施した、引き剥がし試験と付着試験の結果を以下に示す。

#### 6.6.1 引き剥がし試験結果

アルカリ浸漬後の供試体を引き剥がし試験に供した。アルカリ浸漬による引き剥がし荷重の経時変化を図-44に、引き剥がし強度の経時変化を図-45に示す。

A 工法では、図-44 に示すようにアルカリ浸漬による引き剥がし荷重の経時変化は小さく、異なる温度条件下においても、荷重の経時変化に違いが見られなかった。図-45 の引き剥がし強度においても同様であった。

B 工法でも、図-44、図-45 に示すようにアルカリ浸漬の影響を捉えるのは難しかった。また、40℃においては、試験途中で引き剥がし部位が折れてしまう供試体があり、平均荷重を算出することができなかった。引き剥がし試験については、さらに長期の変化を見て、評価試験として使えるのか見極めたい。

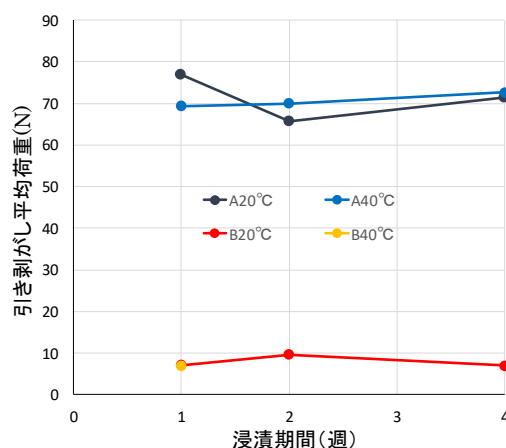


図-44 アルカリ浸漬による引き剥がし荷重の変化

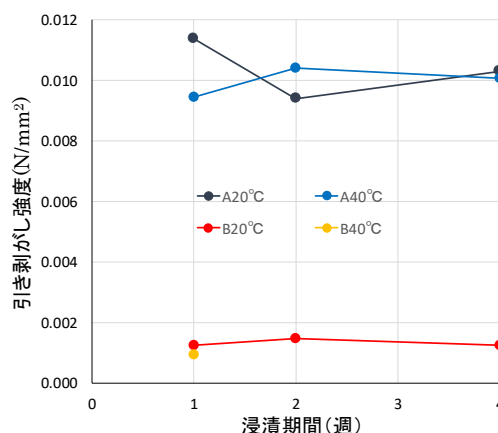


図-45 アルカリ浸漬による引張強度の経時変化

6.6.2 付着試験結果

アルカリ浸漬後の供試体を付着試験に供した。アルカリ浸漬による接着強度の経時変化をプロットしたものを図-46 に示す。

A 工法では、接着強度が 0.42~2.71N/mm<sup>2</sup>であった。図-46 よりアルカリ浸漬による接着強度の経時変化は一部の浸漬条件を除いて、強度に低下が見られた。

B 工法では、接着強度が 1.25~3.36N/mm<sup>2</sup>であった。図-46 よりアルカリ浸漬による接着強度の経時変化は全ての浸漬条件において、強度の低下が見られた。

押抜き試験では、A 工法と B 工法の最大荷重に大きな差があったにもかかわらず、付着試験では接着強度の差が小さかった。したがって今後、押抜き試験との関係をさらに検討していく。

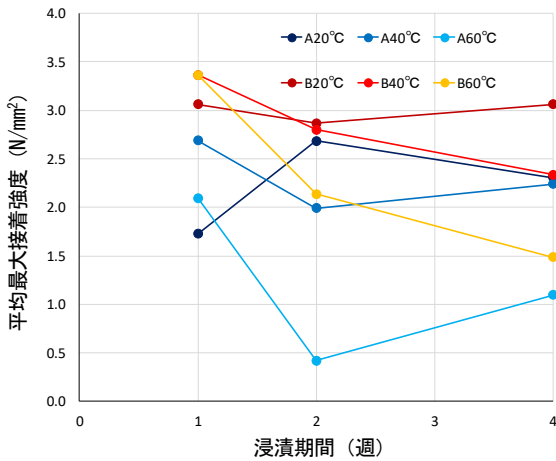


図-46 アルカリ浸漬による接着強度の経時変化

7. 室内試験及び屋外試験による長期耐久性の検討①

道路トンネルはく落対策工の長期的な耐久性を評価する促進劣化試験法の確立に向け、対策工を施工した供試体を用いて、室内での促進劣化試験と屋外での暴露試験を行い、相関について比較検討した。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（廃道、旧宇津トンネル）での試験施工箇所の経過観察について報告する。

7.1 試験方法

7.1.1 供試体の作製

供試体の形状を図-47 に示す。コンクリート平板は 6.4 に準じた。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 5 種類（工法 A、B、C、D および E）を用いた。5 種類の対策工の諸元を表-15 に示す。

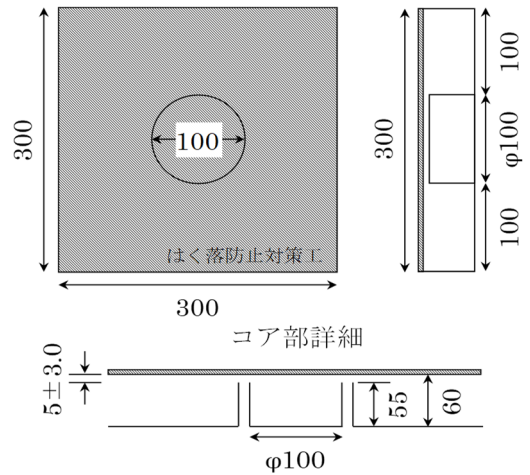


図-47 供試体の形状（単位：mm）

表-15 対策工の諸元

工法	材料の構成	成分	塗布量(kg/m <sup>2</sup> )
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
	中塗り	ウレタン/ウレア樹脂系塗料	1.4
E	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
	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

7.1.2 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、6.4 と同様の方法に準じ（図-48）、一定の温湿度に制御した恒温恒湿槽内で、7.1.1 で作製した供試体を飽和水酸化カルシウム水溶液中に半浸漬した状態で実施した。促進条件（試験温度および湿度、浸漬期間）を表-16 に示す。



図-48 室内促進劣化試験の状況

表-16 室内促進劣化試験での促進条件

温度	湿度	浸漬期間
20℃	90%	0、7、14、28、56 日
40℃		
60℃		

## (2) 屋外暴露試験

供試体の屋外暴露試験は、7.1.1 で作製した供試体を図-49 に示すように既設トンネル（廃道、旧宇津トンネル、所在地：山形県西置賜郡飯豊町）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、本報告では、2 年分暴露した結果を示す。また、旧宇津トンネル内壁面に対する試験施工状況を図-50 に示す。ここでは、共同研究で開発中の工法を試験施工した。暴露期間中の温度および湿度については、トンネル内の複数個所で温度・湿度データロガーを用いて常時測定した。

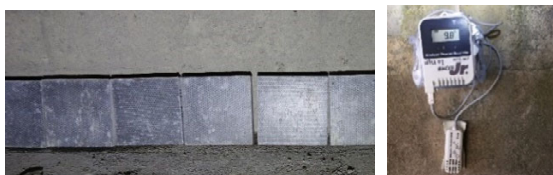


図-49 屋外暴露試験の状況

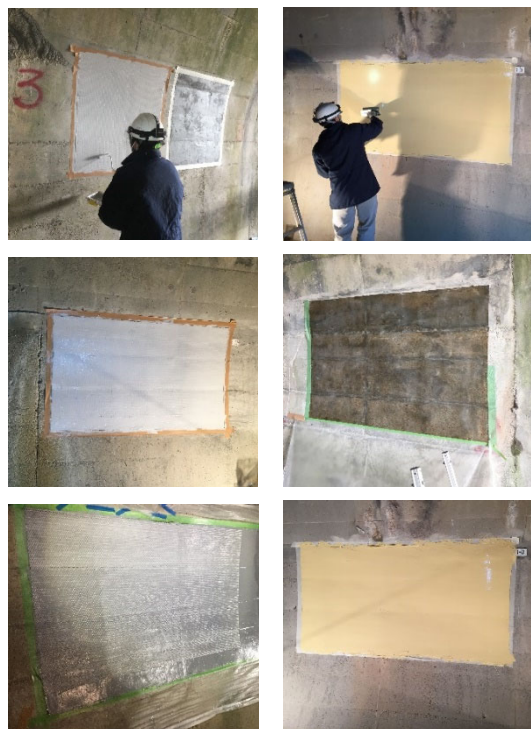


図-50 はく落防止工の試験施工状況

## (3) 耐荷力の試験方法

室内促進劣化および屋外暴露を経た供試体の耐荷力を試験した。試験方法は、同様に土木学会規準「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)」<sup>7)</sup> に準拠した。

## 7.2 試験結果

### 7.2.1 供試体の外観変化

供試体外観変化の例として表-17 に、室内促進劣化試験の供試体 (40℃、56 日間) と屋外暴露試験の供試体 (1、2 年間) の外観写真を示す。

表-17 室内促進と屋外暴露後の供試体外観

工法	室内促進劣化試験 (40℃、56 日経過)	屋外暴露試験 (1 年経過)	屋外暴露試験 (2 年経過)
A			
B			
C			
D			
E			

工法 A では、室内促進において、40℃で 56 日間行うと対策工の表面全体に膨れが生じていた。屋外暴露したのものについては、膨れや割れなどの変状は見られなかった。工法 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。工法 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。工法 D 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汚れが生じていた。最後に、工法 E については、室内促進では、対

策工の表面全体に膨れが生じていた。屋外暴露については、汚れが生じていた。

### 7.2.2 トンネル内の気温・湿度変化

屋外暴露試験を行っているトンネル環境中の気温および湿度について述べる。夏季は約20℃～25℃、冬季は約0℃～5℃となり、日光は当たらないが季節による気温変化が見られた。また、湿度は、平均湿度は80%であった。

### 7.2.3 押抜き試験<sup>10)・11)</sup>

室内促進及び屋外暴露を終えた供試体（工法 A、B、C、D および E）の押抜き試験結果を図-51 に示す。

工法 A、C、E は、室内促進および屋外暴露ともに最大荷重は低下傾向を示した。一方で、工法 B は屋外暴露で最大荷重がやや増加し、工法 D は室内促進および屋外暴露ともに増加するという傾向を示した。この結果から、対策工の材料がエポキシ系、ウレタン系、繊維の有無によって最大荷重の変化傾向が異なることが分かった。

つづいて、室内促進と屋外暴露の結果を比較すると、多くの工法で屋外暴露2年の最大荷重が、室内促進の浸漬期間14日の値と同等となった。そのため、室内促進劣化期間14日の最大荷重から、屋外暴露2年目の最大荷重が予測できる可能性が示唆される。

以上より、室内促進により現場での劣化をある程度予測でき、促進試験条件と目標荷重を設定することで、対策工の長期耐久性が評価できると考えられた。今後も屋外暴露のデータを収集し、より信頼性の高い評価方法にする予定である。

### 7.2.4 既設トンネルでの試験施工（約2年経過）

既設トンネル（廃道）を利用した実環境下での試験施工について、2年目の状態観測結果を図-52 に示す。工法 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。また工法 B においても、多少の汚れだけで同様であった。工法 C において、膨れや割れは確認されなかったが、1年目よりも施工表面の白濁が進行していた。工法 D において、対策工表面の汚れだけで変状は確認されなかった。一方、工法 E の対策工表面には、1年目よりも膨れと汚れが進行していることが確認された。

## 8. 室内試験及び屋外試験による長期耐久性の検討②

7. までの検討では試験時間の短い土木学会規準（JSCE-K533-2013）<sup>7)</sup> に準じて押抜き試験による耐荷力を評価してきた。一方、トンネル用試験法としては NEXCO 試験法 734「トンネルはく落防止用繊維シート接

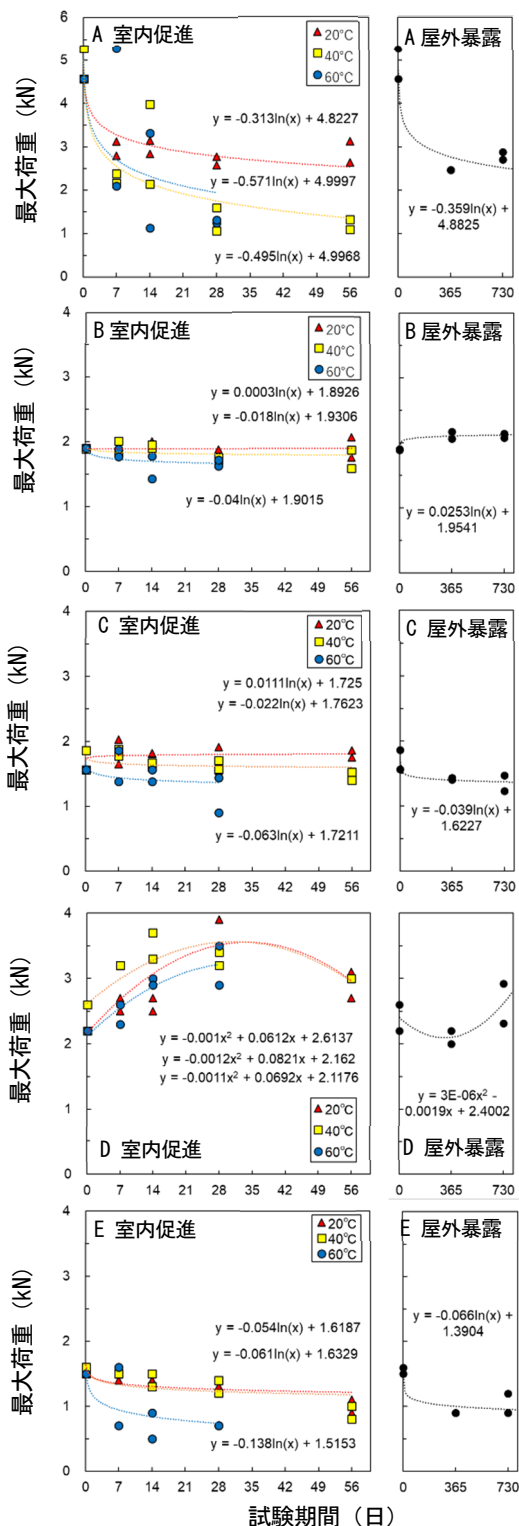


図-51 各供試体の押抜き試験結果

着工の押し抜き試験方法」<sup>12)</sup>があるが、JSCE とは荷重時間などに違いがある。両者の耐荷力に大きな違いがないことが多いが、材料によっては耐荷力や破壊形態に差が見られることがあったため、ここでは NEXCO 試験法 734 で耐荷力を評価した。



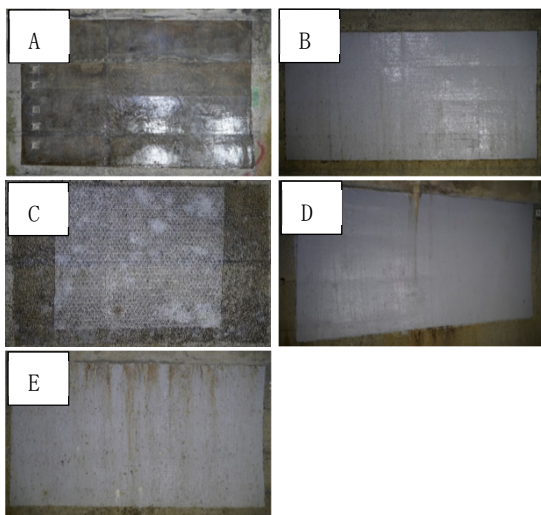


図-52 対策工の状態 (約2年経過)

8.1 試験方法

8.1.1 供試体の作製

供試体の形状を図-53 に示す。コンクリート平板の押抜き部 (コア部) を一度くりぬき、シーリング材を用いてコア部を平板に固定した。その後、対策工を平板の表面全体に施工した。試験に用いた対策工の諸元を表-18 に示す。

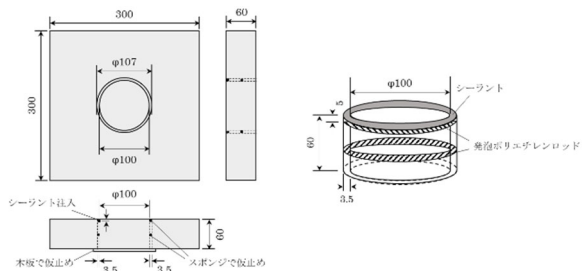


図-53 供試体の形状

表-18 対策工の諸元

工法	材料の構成	材料	塗布量 (kg/m <sup>2</sup> )
I	プライマー	なし	なし
	下含浸	エポキシ樹脂	0.4
	連続繊維シート	ガラスクロス	
II	上含浸	エポキシ樹脂	0.2
	プライマー	1液形エポキシ樹脂	0.1
	接着剤	2液形特殊編成シリコーン樹脂	0.5
III	連続繊維シート	ビニロン繊維 (2軸)	
	接着剤	2液形特殊編成シリコーン樹脂	0.7
	プライマー	1液形溶剤形ウレタン樹脂	0.1
IV	接着剤	1液形水性形ウレタン樹脂	0.2
	接着剤	1液形水性形ウレタン樹脂	0.2
	プライマー	エポキシ樹脂系水性ウレタンプライマー	0.2
V	含浸樹脂接着剤	ウレタン/ウレア樹脂系塗料	1.0
	含浸樹脂接着剤	ウレタン/ウレア樹脂系塗料	1.0
	含浸樹脂接着剤	ジオポリマー	0.5
VI	連続繊維シート	ビニロンメッシュ3層基材 (3軸)	
	含浸樹脂接着剤	ジオポリマー	
	強化剤	硬化促進剤	0.1
VII	接着剤	エポキシ樹脂 (主剤) + 変性脂肪族ポリアミン (硬化剤)	0.6
	連続繊維シート (1/3)	アクリル樹脂	
	連続繊維シート (2/3)	オレフィン系樹脂繊維 (3軸)	
	連続繊維シート (3/3)	アクリル樹脂	
	塗布材	変性アクリル樹脂 (硬化剤+促進剤)	

8.1.2 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、6.4 と同様の方法に準じ、一定の温湿度に制御した恒温恒湿槽内で、8.1.1 で作製した供試体を飽和水酸化カルシウム水溶液に半浸漬した状態で実施した。促進条件 (試験温度および湿度、浸漬期間) を表-19 に示す。

表-19 室内促進劣化試験での促進条件

温度	湿度	浸漬期間
20℃	90%	0、7、14、28、56、84日
40℃		
60℃		

(2) 屋外暴露試験

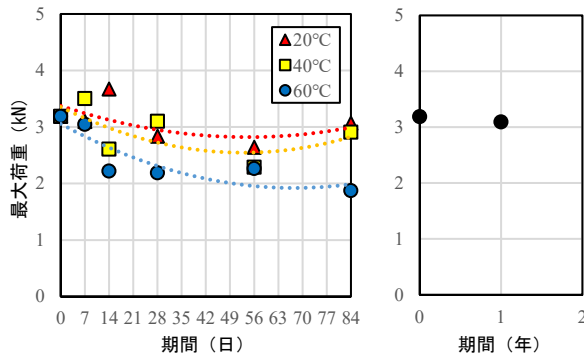
屋外暴露試験は7.1.1 と同様に、既設トンネル (廃道、旧宇津トンネル、所在地: 山形県西置賜郡飯豊町) 内に静置する形で実施した。

(3) 耐荷力の試験方法

室内促進劣化および屋外暴露を経た供試体の耐荷力を試験した。試験方法は、NEXCO 試験法 734<sup>(2)</sup> に準拠した。

8.2 試験結果

図-54 に室内促進劣化と屋外暴露の結果を示す。工法 I、V、VII ともに室内促進劣化試験の最大荷重は減少傾向にあった。一方で、屋外暴露試験1年目は工法 I、V で横ばいであったが、工法 VII は僅かに増加した。工法 VII は、繊維を持たず樹脂のみの工法であるため、時間とともに樹脂が硬化していると考えられた。7.での検討と試験条件が少し異なるが、1年目までの結果の傾向は同様と考えられた。今後も屋外暴露のデータを収集し、トンネルはく落防止工の長期耐久性において、より信頼性の高い評価方法にする予定である。



(工法 I)

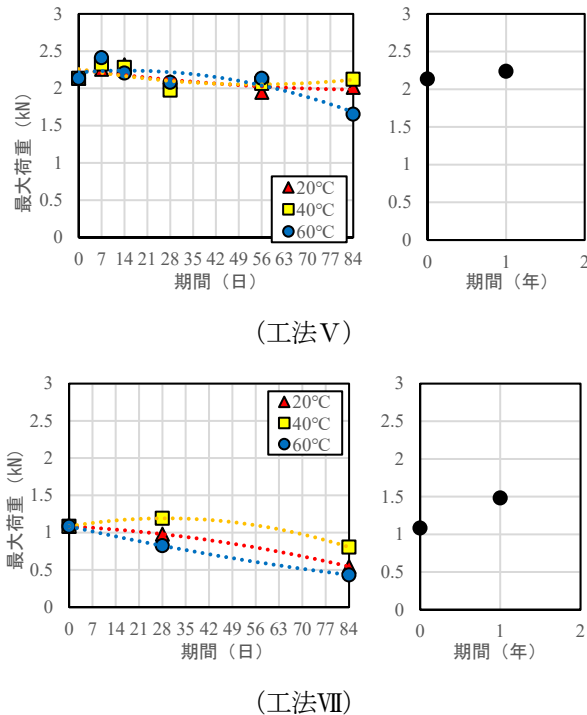


図-54 室内促進と屋外暴露の結果  
(左：室内促進劣化試験、右：屋外暴露試験)

### 9. まとめ

本研究では、経済性や施工性、耐久性に優れた、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った。

本研究で得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- 1) うき・はく離の実態を分析した結果、0.2m<sup>2</sup>未満のものが8割以上を占めており比較的小さいものが多い。便覧でははく落対策工としてシート系の当て板工を適用する場合の選定の目安において、0.5m<sup>2</sup>程度を最小区分として炭素繊維シートを用いた工法を想定しており、変状実態を踏まえてはく落塊の規模に応じた新たな材料を用いた工法を選定することにより、経済性や施工性の向上が期待できる。
- 2) 従来から実績のある炭素繊維シートと比較して低強度の材料を用いた新たな工法の耐久性について検証した結果、外力の作用等によるひび割れ幅の拡大や、既設覆工との付着力の低下等により耐久性が低下し、変状対策工自体に変状が生じた事例が確認された。新たな工法を選定する際は、変状の状態や坑内環境等を踏まえて耐久性を検証したうえで適用の可否を判断する必要がある。

- 3) 新たな工法の力学的メカニズムを把握するため押抜き試験により検証した結果、従来から実績のある炭素繊維シートを用いた工法では変位の増加に応じて荷重及びはく離周長が増加する挙動を示したのに対し、新たな工法では変位の増加に対して、荷重が微増となる挙動や、荷重が微増ではく離周長が微増となる挙動となったことから、破壊メカニズムを考慮した新たな方法による耐荷力の評価が必要となることが明らかとなった。
- 4) 変位の増加に応じて荷重及びはく離周長が増加する挙動の場合、単位はく離強さによる評価が可能となるが、シートの引張強度を超過する応力が作用し破断が生じた場合は荷重の上限値を設定する必要がある。
- 5) 炭素繊維シートと比較して引張強度が低く、ヤング率が小さい材料を用いた繊維の編込み構造を有する工法では、各層の繊維が独立した挙動を示し、各層の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は、単位繊維強さに有効繊維本数を乗じることで耐荷力を算出し、想定はく落塊荷重に対する照査を行う方法が有効である。
- 6) 樹脂を単独で使用した構造を有する工法ではく離周長の増加に伴う荷重の増加傾向が見られない場合、複数の押抜き周長による試験を行うことにより、周長に応じた最大荷重値を耐荷力として算出し、想定はく落塊荷重に対する照査を行う方法が有効である。
- 7) はく落防止工を施工した供試体をアルカリ水溶液に浸漬した結果、最大荷重時変位は増大、最大荷重は低下する傾向にあった。そのため、アルカリ水溶液の浸漬がはく落防止工の劣化を進めることがわかった。
- 8) 試験方法普及のため、供試体寸法の有効性を実験して、市販のコンクリート二次製品を用いることが可能であることが示唆された。
- 9) 押し抜き試験と接着面の赤外分光分析によって評価し、アルカリ浸漬と温度条件によって劣化促進効果が得られたことが示された。
- 10) 接着力と材料劣化の2つの要因を分けて評価する必要が考えられたため、接着力を検証する新たな試験として、引き剥がし試験と付着試験を実施し、付着試験においてはアルカリ浸漬による影響を捉えることができた。
- 11) 対策工の工法（エポキシ系、ウレタン系、繊維

の有無)によって、最大荷重の変化傾向が異なることが明らかとなった。

- 12) 室内促進試験 14 日の最大荷重から屋外暴露 2 年目の最大荷重が予測できることが示唆された。
- 13) トンネル用として提案されている試験条件によっても、室内促進劣化試験と屋外暴露試験試験の相関性はあるものと考えられ、今後暴露試験のデータを収集することにより、より信頼性の高い耐久性評価方法になるものと考えられた。

#### 参考文献

- 1) 国土交通省道路局：道路メンテナンス年報（令和 2 年度・二巡目）、令和 3 年 9 月
- 2) 国土交通省道路局：道路トンネル定期点検要領、平成 31 年 2 月
- 3) 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、平成 31 年 3 月
- 4) （公社）日本道路協会：道路トンネル維持管理便覧【本工編】、令和 2 年 8 月
- 5) 真下英人、石村利明、箱石安彦：既設トンネル覆工のはく落防止対策工の耐荷力に関する研究報告書、土木研究所資料第 4004 号、2006.3
- 6) 角湯克典、真下英人：トンネルの変状対策工の選定手法、土木技術資料、51、14-17、2006
- 7) コンクリート委員会・規準関連小委員会：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（案）（JSCE-K 533-2010）」の制定、土木学会論文集 E2（材料・コンクリート構造）、68、1-8、2012
- 8) 泉美治、小川政彌、加藤俊二、塩川二郎、芝哲夫：機器分析の手引 第 2 版、1-23、化学同人、1996
- 9) 須賀泰彰、西沢義人、植村徇郎：熱硬化性アクリル樹脂塗料の現状と赤外線吸収分析の応用、色材協会誌、38、441-450、1965
- 10) 島袋智尋、新田弘之、辻本仁、瘡師英利、宮田敦士：トンネルはく落防止工に関する促進劣化試験の検討、第 34 回日本道路会議、2021
- 11) 森本智、日下敦、島袋智尋、新田弘之：新たなトンネル補修工の耐荷力特性と劣化特性、土木技術資料、63-12、24-27、2021
- 12) （株）高速道路総合技術研究所：NEXCO 試験法 第 7 編 トンネル関係試験方法、50-51、平成 29 年 7 月

## 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：間瀬利明、澤松俊寿、小出央人、須田悠尽

#### 【要旨】

本研究では、補強土壁において連続する構造物との接続部等の開きに起因して盛土材が漏出することを防止する目的で一般的に用いられる不織布に着目し、その漏出抑制効果の評価手法を検討した。地震等により盛土材の漏出した事例を概観し、検討すべき箇所として壁面材どうしの接合部及び壁面材と連続する構造物との接続部の2つを抽出した。これらの箇所を想定した壁高2mの模型及び壁高5.6m相当の土被り圧を再現した模型実験により、壁面材の開きに対する不織布の挙動を確認し、盛土材漏出抑制機能が限界となる状態を調べた。さらに、実験の結果に基づいて、これら2つの箇所を対象に、開きに対する不織布の盛土材漏出抑制効果を統一的に評価できる手法を提案した。

キーワード：補強土壁、盛土材の漏出、不織布、評価手法

#### 1. はじめに

補強土壁は、図-1(a)のような構造でもって盛土材、補強材及び壁面材どうしが力を伝達しあうことで一体となって安定するものである。したがって、補強土壁の変位や変形に起因して盛土材が漏出（図-1(b)）すると、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を損ない、安定性に大きく影響を与える。このような状態を回避するために、壁面材どうしの接合部や壁面材と連続する構造物との接続部（以下、「連続構造物接続部」という。）からの盛土材の漏出を防ぐために、壁面材の背面には不織布が設置されることが多い。一方で、壁面材どうしの接合部や連続構造物接続部にずれ又は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。そのため、地震等によってずれ又は開きが生じた場合に、継続して使用できるか否かなどの判断を可能としていくための技術開発のニーズは高い。

本研究ではこのような背景から、補強土壁の盛土材の漏出に着目し、壁面材どうしの接合部や連続構造物接続部において盛土材の漏出抑制のために一般的に用いられている不織布の漏出抑制効果を評価する手法を開発するものである。

2章では、補強土壁において盛土材が漏出した事例を収集し、漏出の発生傾向を把握するとともに、盛土材の漏出につながる開口の発生位置を類型化した。類型化した開口の発生位置ごとに漏出のメカニズムを考

察し、盛土材の漏出を抑制できる構造とするための対応方針を整理した。

3章では、連続構造物接続部からの盛土材の漏出に着目して、不織布の配置及び寸法をパラメータとした壁高2.0mの模型を用いた実験を実施し、盛土材の漏

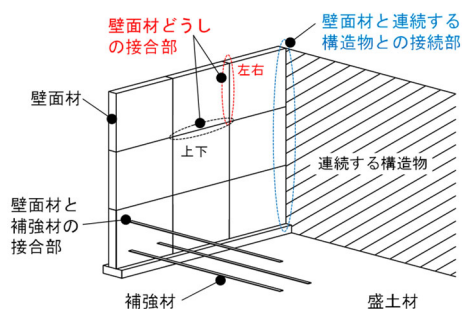


図-1(a) 補強土壁の構造



図-1(b) 盛土材の漏出の事例（左：連続構造物接続部、右：壁面材どうしの接合部）

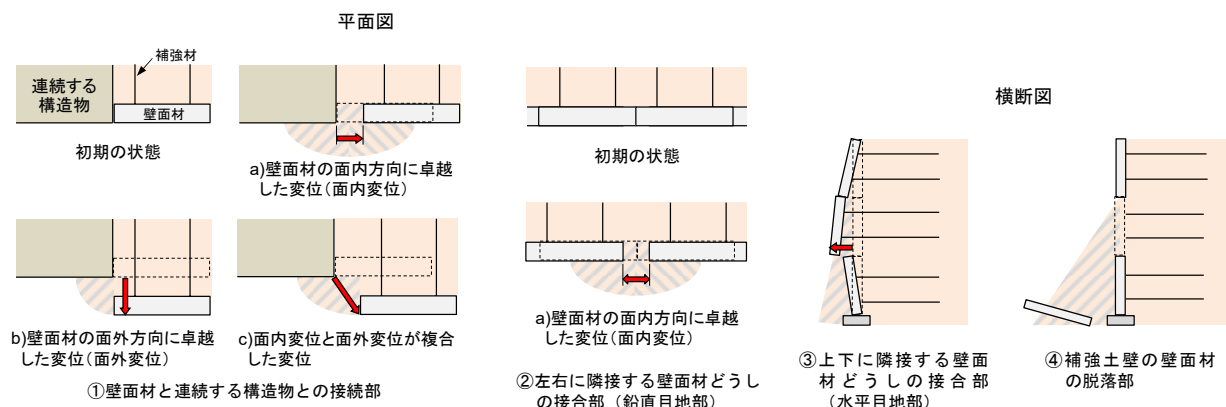


図-2 盛土材の漏出の形態

出を抑制するためには幅の大きな不織布が効果的であることを調べた。

4章では、壁面材どうしの接合部からの盛土材の漏出に着目して、盛土材の漏出抑制として設置する不織布の機能を、壁高 5.6m 相当の土被り圧を再現した模型実験により、不織布の幅及び剛性並びに壁面材の表面の粗度をパラメータとして、壁面材の開きに対する不織布の挙動を確認し、盛土材漏出抑制機能が限界となる状態を調べた。

5章では、3章及び4章で得られた知見に基づいて、①連続構造物接続部及び②左右に隣接する壁面材どうしの接合部について、両者の開きに対する不織布の盛土材漏出抑制効果を統一的に評価できる手法を提案した。さらに、変状事例に対して提案した手法を適用し、その妥当性を検証した。

## 2. 補強土壁の盛土材の漏出形態

ここでは、補強土壁における盛土材の漏出に関する問題点を明らかにする。具体的には、盛土材が漏出する形態、原因等を把握することを目的に、盛土材の漏出事例を収集した。収集した事例のうち、漏出の規模の大きいものや道路の機能に何らかの影響を与えた事例について、変状の概要、盛土材の漏出が生じた原因、壁面の変位のパターン及び規模並びに漏出後の対応を整理した。ここで、漏出の規模の大きいものとは、ごく少量の盛土材の細粒分が流出したような事例を除いたものである。すべての事例において壁面材の変位又は損傷により開口が発生し、これによって盛土材の漏出が生じていたことを確認した。その結果によれば開口の発生位置は図-2のように、①連続構造物接続部、

②左右に隣接する壁面材どうしの接合部(鉛直目地部)、③上下に隣接する壁面材どうしの接合部(水平目地部)及び④補強土壁の壁面材の脱落部の4つに類型化できる。以下に、それぞれの開口の発生位置ごとの漏出のメカニズムと対応方針について考察する。

### ①連続構造物接続部

最も事例の数が多かったのがこの形態であった。その理由は、地震時等における補強土壁と連続する構造物との挙動の違いにより、開きが発生しやすいたことが原因であると考えられる。さらに、開きの発生メカニズムもほかの開口位置に比較すると複雑で、a)壁面材の面内方向に卓越した変位(面内変位)、b)壁面材の面外方向に卓越した変位(面外変位)及びc)面内変位と面外変位が複合した変位の3種類が確認された。当該箇所では、補強土壁及び連続する構造物自体がそれぞれ継続して使用できる程度の変位・変形であっても盛土材の漏出が発生し得る。さらに、連続構造物との接続部であり、盛土材の漏出が発生した場合には路面の段差の発生へと進展するおそれがあることから、当該箇所の開きに対して盛土材の漏出抑制機能が確保されている必要があると考えられる。

### ②左右に隣接する壁面材どうしの接合部(鉛直目地部)

左右に隣接する壁面材どうしの接合部では、主に基礎地盤の沈下、不安定化等に起因したa)壁面材の面内方向に卓越した変位(面内変位)により開きが発生している。当該箇所の開きについては、補強土壁自体が継続して使用できる程度の変位・変形であっても、盛土材の漏出が発生し得る。そのため、当該箇所の開きに対して盛土材の漏出抑制機能が確保されている必要があると考えられる。

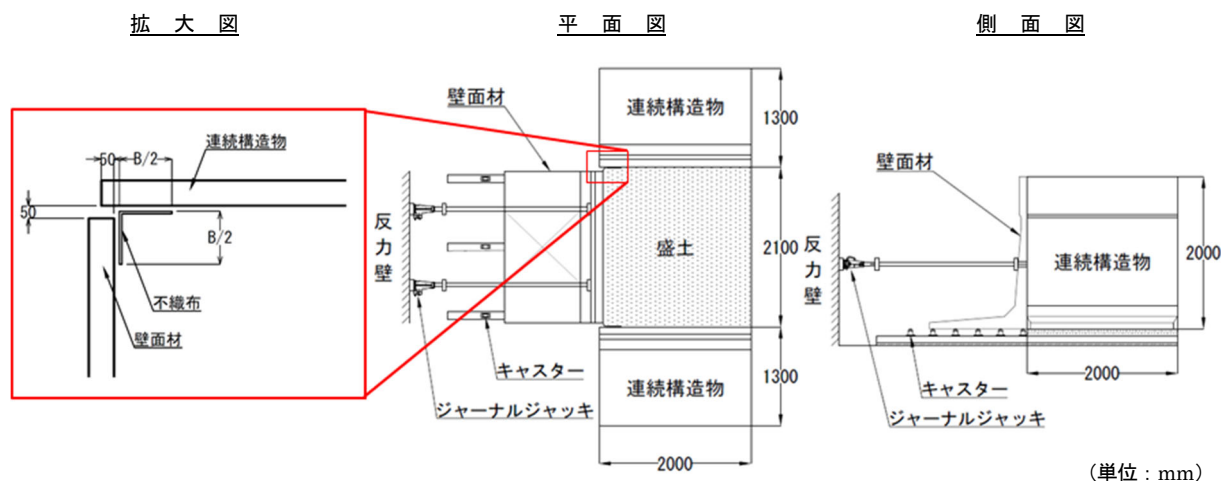


図-3 実験模型の概要

## ③上下に隣接する壁面材どうしの接合部(水平目地部)

上下に隣接する壁面材どうしの接合部では、補強領域におけるすべりに起因した b) 壁面材の面外方向に卓越した変位(面外変位)により開きが発生している。したがってすべりに対する安定が確保されていれば、通常は問題にはならないと考えられる。さらに、上下に隣接する壁面材どうしの接合部を突き合わせた構造となっていれば、通常は盛土材漏出に対して問題とならないと考えられる。

## ④補強土壁の壁面材の脱落部

この形態では、壁面材と補強材の接合部等の破断により壁面材が脱落し、開口が発生している。そのため、破断に対する部材の安全性が確保されていれば、通常は問題にはならないと考えられる。

補強土壁の盛土材の漏出を抑制するためには、③及び④のように、従来の照査を確実に実施し、壁面材と補強材の間の接合部の部材の安全性や補強領域を通るすべりに対する安定が確保されるようにするほか、①及び②のように、連続構造物接続部及び壁面材どうしの接合部において、開きに対して盛土材が漏出しない構造にしていく必要がある。とりわけ①及び②については、盛土材の漏出抑制のために壁面材の背面に不織布を設置することが多いが、ずれ及び開き並びにこれらの組合せに対して不織布がどのように挙動し、漏出抑制効果がどのように発揮されるかは必ずしも明らかにはなっていない。

このため、本研究では①連続構造物接続部については3章で、②壁面材どうしの接合部については4章で、それぞれ模型実験を実施し、開き等に対する不織布の

挙動の特性を調べた。

## 3. 連続構造物接続部における不織布の盛土材漏出抑制効果に関する模型実験

## 3.1 実験方法

## 3.1.1 実験装置及び載荷方法

連続構造物接続部等では、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連続構造物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トを設置した。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。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。盛土は空中落下法により、相対密度 $D_r$ が65%となるように構築した。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。

### 3.1.2 使用材料

#### (1) 盛土材

盛土材には、川砂を使用した。川砂の特性を表-1 に示す。盛土材の漏出が発生しやすいようにその含水の程度を気乾状態とした。また、ホッパーを用いて空中落下法により盛土を構築する際に、極力大きな間隙比が得られるように落下高さを設定した。その結果、盛土の相対密度  $D_r$  は 65% 程度を得た。

#### (2) 不織布

実験に用いた不織布の特性を表-2 に示す。実験に使用した不織布については、実際に補強土壁の盛土材漏出抑制に使用されている複数の不織布の実態を調査し、その寸法及び強度が中間的なものを選定した。

### 3.1.3 計測方法

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（以下、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。

### 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

表-1 盛土材の特性

土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.687
平均粒径 $D_{50}$ (mm)	0.35
細粒分含有率 $F_c$ (%)	5.5
最大間隙比 $e_{max}$ (-)	0.930
最大間隙比 $e_{min}$ (-)	0.560
せん断抵抗角 $\phi_u$ (°)	39.9
粘着力 $c_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	4.5

表-2 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 <sup>2</sup> )	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-3 実験ケース（連続構造物接続部）

	Case1	Case2	Case3	Case4
不織布の幅	420 mm	420 mm	420 mm	800 mm
不織布の配置				

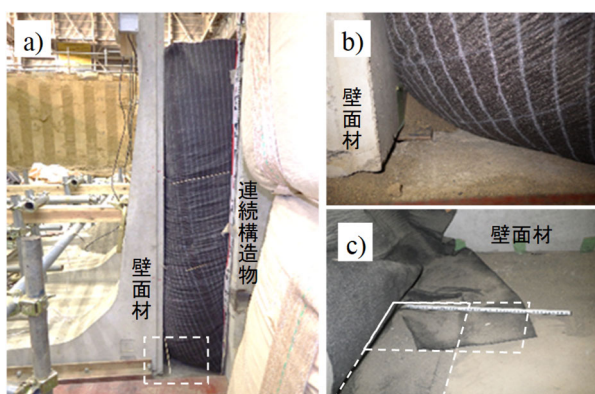


図-4 a) 盛土材漏出確認時における模型の状況、  
b) 盛土材漏出の状況 (a) 四角内の拡大)、  
c) 盛土材撤去後の不織布の状況

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、安全側にと考えると開き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、不織布の下端部で発生し、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、壁面材の移動に追随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

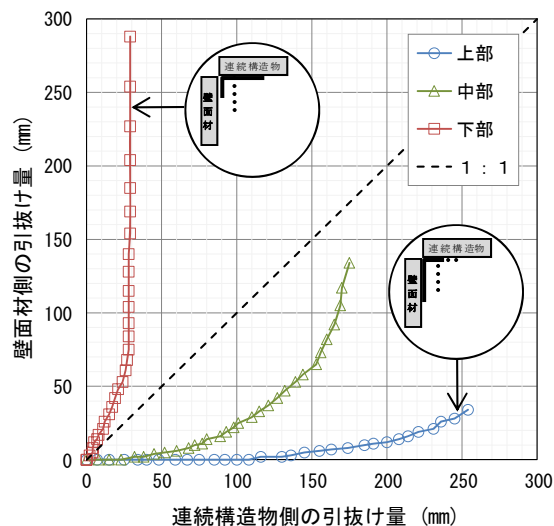


図-5 不織布の引抜け量 (Case4)

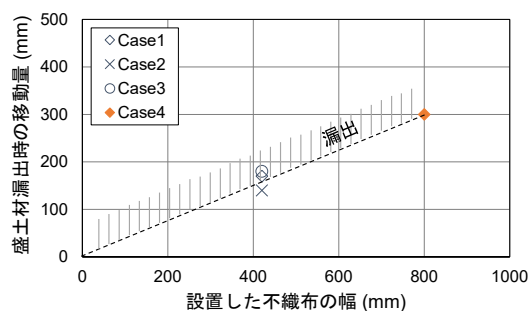


図-6 不織布幅と盛土材漏出までの壁面材の移動量の関係

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。

#### 4. 壁面材どうしの接合部における不織布の盛土材漏出抑制効果に関する模型実験

壁面材どうしの接合部においても、連続構造物接続部と同様に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。ここでは、壁面材どうしの接合部において、接合部の開きに起因して盛土材が漏出す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、壁面材どうしの接合部における壁面材の開き (図-2 の②a) を模擬した模型実験を実施した。

##### 4.1 実験方法

##### 4.1.1 実験装置及び载荷方法

壁面材どうしの接合部における壁面材の開きを模



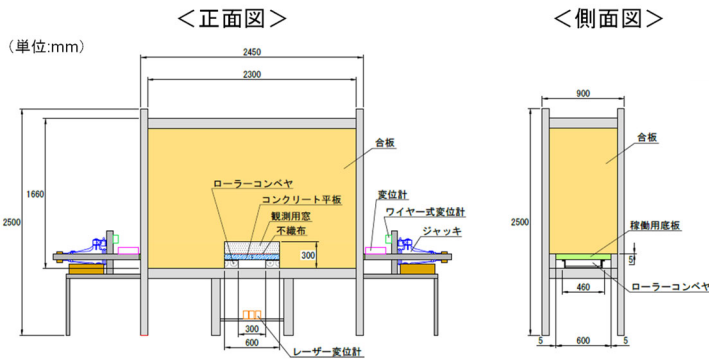


図-7 実験装置の概要図

擬することができる実験装置を作製した。図-7に実験装置の概要図をそれぞれ示す。実験装置は、底の開いた幅2.30m×奥行0.75m×高さ1.60mの土槽、その底面部に設置した壁面材を模擬した2枚のコンクリート平板とそれを移動させるためのジャッキからなる。この2枚のコンクリート平板により補強土壁の壁面材どうしの接合部を再現した。以下、このコンクリート平板を「壁面材」と称する。後述のとおり、この実験装置には壁面材を水平方向に移動させる機構を備えており、これにより任意の量の壁面材面内方向の接合部の開きを導入することができる。

通常、壁面は鉛直又は鉛直に近い勾配であるが、図-8に示すとおりこの実験では水平、すなわち壁面材の前面を鉛直下向きになる状態とした。これは、実験において極力大きな土被り圧を作用させることを目的に、壁面材の背面に作用する土圧に、通常の水平方向又は水平に近い方向に代わって鉛直方向の土圧を用いるためである。すなわち、この実験装置において壁面材背面に作用する土圧は、実験装置で土被り1.5mとした場合、壁面が鉛直な場合の深さ5.6mの位置の壁面材背面に作用するランキンの主動土圧に相当する(盛土材のせん断抵抗角を表-1に示した値とした場合)。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、補強土壁の補強材は設置していない。

#### 4.1.2 使用材料

##### (1) 盛土材

盛土材は、3章と同様とした。

##### (2) 不織布

不織布は、3章と同様とした。

#### 4.1.3 計測方法

壁面材どうしの接合部の開きに対する不織布の挙動を調べるために、盛土材の漏出が確認されるまで壁

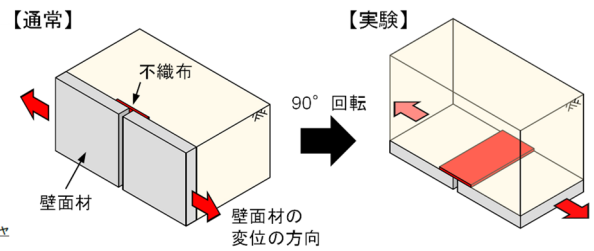


図-8 実験における壁面材の向き

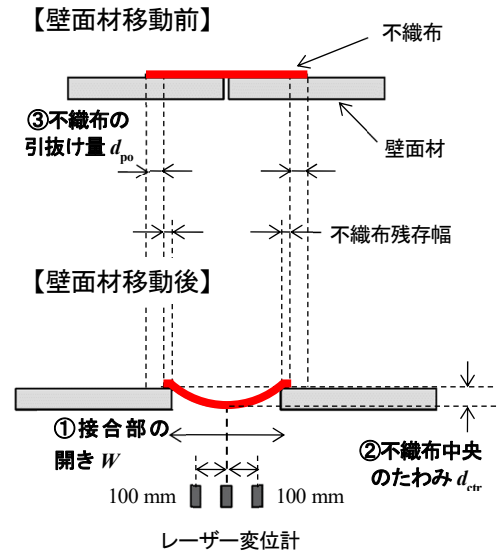


図-9 計測方法の概要図

面材を片側10mm/minの載荷速さで両側同時に移動させ、図-9に示すように、①接合部の開き $W$ 、②不織布中央のたわみ $d_{cr}$ 、③不織布の引抜け量 $d_{po}$ を計測した。

#### 4.2 実験ケース

不織布の幅及び土被り厚、不織布の粗度、剛性をパラメータとして、7ケースの実験を行った。表-4に実験ケースの概要を、図-10に不織布の配置の概要図を示す。なお、実験装置の構造上の制約から、壁面材を所定の方向に移動させるためにガイドを設けたが、このガイドによって不織布の盛土材の漏出抑制機能に影響を与えることはこの実験では意図していない。そのため、挙動を評価する範囲の不織布に対するガイドの影響を回避するために、影響の緩和区間として補助不織布を設置した。この補助不織布に対して、評価のために用いる不織布を主不織布と呼ぶこととする。

また、主不織布と補助不織布がラップする幅はすべてのケースで75mmに固定した。

表-4 実験ケース（壁面材どうしの接合部）

	主不織布幅 (mm)	土被り圧 (kN/m <sup>2</sup> )	不織布表面の状態 [摩擦係数]	不織布 の枚数	概要
Case1	300	22.1	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	1	実験装置の検証のため、補助不織布を 100mm、検証区間を 400mm
Case2	300	22.1	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	1	基本ケース
Case3	300	22.1	上面:盛土材 下面:不織布[0.23]	1	主不織布と壁面材の間の摩擦抵抗を小さくした
Case4	500	22.1	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	1	主不織布幅を大きくした
Case5	300	9.6	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	1	土被り圧を小さくした
Case6	300	22.1	上面:盛土材 下面:コテ仕上げ[0.55]	2	不織布を 2 枚重ねし、剛性を強くした
Case7	300	22.1	上面:不織布[0.23] 下面:不織布[0.23]	1	主不織布の両面に不織布を設置するとともに、主不織布が引き抜けやすくなるよう主不織布上面の不織布を中央で分割した

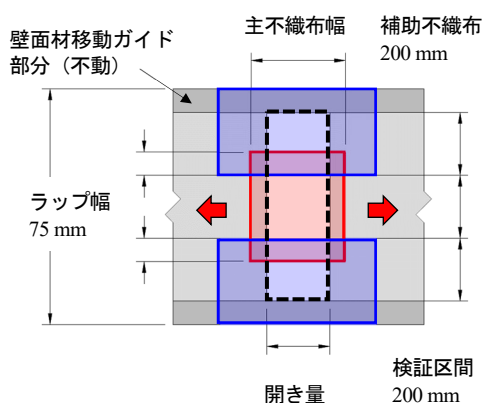


図-10 不織布の配置の概要図

実験模型の構造上の制約からやむを得ず設置している補助不織布が、盛土材漏出抑制に影響を与えていないとみなせる幅を把握するために、Case1 では補助不織布幅:100 mm、検証区間 400 mm とし、Case2 では補助不織布幅:200 mm、検証区間 200 mm として比較を行った。比較の結果、Case2 の補助不織布幅、検証区間を基本ケースとして設定した。

Case3 では壁面材背面が仕上げ方法や経年等によりその粗度が変わることから、壁面材の粗度を意図的に下げることを条件とした。具体的には、壁面材の摩擦抵抗を極力下げるために、壁面材の表面に主不織布とは別の不織布を接着材で貼り付けることで摩擦抵抗の軽減を図った。なお、本ケースの実施に先立ち、「不織布-コンクリート（コテ仕上げ）」と「不織布-不織布」の摩擦特性の確認を行った。表-4 に摩擦係数を示す。Case3 における主不織布に働く摩擦抵抗力は他のケー

スの半分程度である。

Case4 では、不織布幅が盛土材漏出抑制に与える影響を確認するために、主不織布幅を 500 mm とした。

Case5 では、土被り圧を変えた場合の不織布の盛土材漏出抑制機能への影響を確認した。具体的には、他のケースの土被り圧が 22.1 kN/m<sup>2</sup> のところ、約 4 割の 9.6 kN/m<sup>2</sup> とした。

Case6 では、不織布の剛性の違いによる影響を確認するために、主不織布を 2 枚重ねとした。

Case7 では、不織布の粗度を軽減した影響を確認するため、主不織布の両面に不織布を設置した。さらに、主不織布が引抜けやすくなるよう、主不織布の上面に設置した不織布を中央で分割した。

#### 4.3 実験結果

図-11 に計測した接合部の開き  $W$  と不織布中央のたわみ  $d_{ctr}$  の関係を示す。ここで、盛土材が漏出する直前を盛土材漏出限界点と定義し、この点を表す物理量の添え字に“ $u$ ”を付すこととする。したがって、盛土材漏出限界点に相当するときの接合部の開きを  $W_u$ 、不織布中央のたわみを  $d_{u-ctr}$  で表す。

##### 4.3.1 土被り圧、剛性、粗度の影響

土被り圧、剛性、粗度の影響を確認するために条件を設定したが、不織布の盛土材漏出抑制機能に有意な差異は確認されなかった。本実験の条件の範囲では、これらの影響は無視して扱うことができると考えられる。

##### 4.3.2 盛土材漏出機能が限界となる状態

実験では、接合部の開き  $W$  が盛土材漏出限界点に近付くにつれて不織布中央のたわみ量が急増しているこ

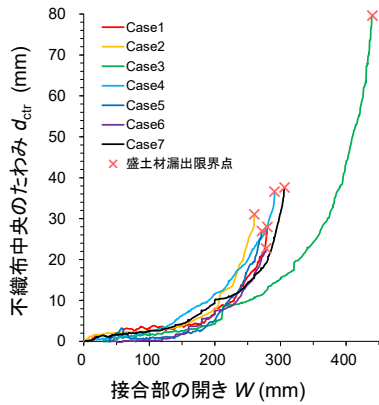


図-11 接合部の開き  $W$  と不織布中央のたわみ  $d_{ctr}$  の関係

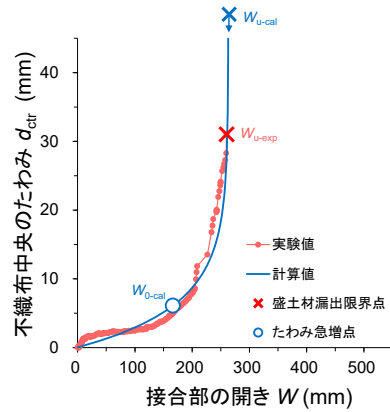


図-12 接合部の開き  $W$  と不織布中央のたわみ  $d_{ctr}$  の関係 (Case2における実験値とワイブル分布曲線式による計算値の比較)

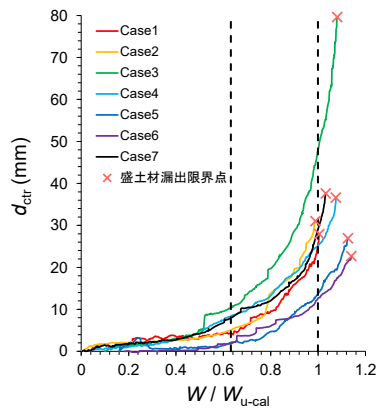


図-13 盛土材漏出限界点の開き  $W_{u-cal}$  で正規化した開き  $W$  と不織布中央のたわみ  $d_{ctr}$  の関係

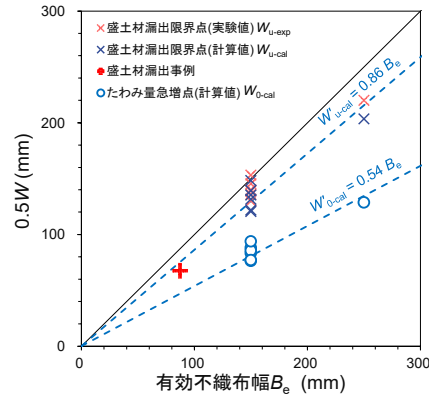


図-14 有効不織布幅  $B_e$  と接合部の開き  $W$  の関係

とが確認された。不織布の両端は、どちらかに偏ることなくほぼ均等に引き抜けた。たわみが増加いったん盛土材が漏出すると、一気に不織布が抜け落ちることが確認された。また、ここで、接合部の開き量  $W$  の増加に対する不織布中央のたわみ量  $d_{ctr}$  の増加が大きく変化している点をたわみ量急増点”0”とすれば、この点までは不織布の挙動は安定していると考えることができる。このため、この点を工学的に定義する手段として、ワイブル曲線式<sup>1)</sup>によるフィッティングを試みた。以下にワイブル分布曲線式を示す。

$$\frac{W}{W_{u-cal}} = 1 - \exp \left[ - \left( \frac{d_{ctr}}{d_{0-cal}} \right)^m \right] \quad (1)$$

ここに、 $W_{u-cal}$  : ワイブル分布曲線式により推定した盛土材漏出限界点の接合部の開き量、 $d_{0-cal}$  : ワイブル分布曲線式により推定したたわみ量急増点のたわみ量、 $m$  : 曲線の曲がり具合を示す変位指数である。本検討で

は変位指数  $m$  を 1 とし、 $W_{u-cal}$  及び  $d_{0-cal}$  を実験値より最小二乗法で推定した。

図-12 に Case2 を例に、接合部の開き  $W$  と不織布中央のたわみ  $d_{ctr}$  の関係について、実験値とワイブル分布曲線式による計算値を比較した結果を示す。

図-13 にワイブル分布曲線式より求めた  $W_{u-cal}$  で正規化した接合部の開き  $W$  と不織布中央のたわみ  $d_{ctr}$  の関係を示す。 $W_u/W_{u-cal}$  が 0.99~1.14 の範囲にあることから、 $W_{u-cal}$  は実験値に対して概ね安全側の結果を与える。ここで、 $W_u/W_{u-cal} = 0.63$  は、ワイブル分布曲線の曲がり具合を示す指数  $m$  を 1 としたときに一義的に決まる値である。いずれのケースも、 $W/W_{u-cal}$  が 0.63 付近までは接合部の開きに対して不織布中央のたわみ  $d_{ctr}$  は線形で安定して挙動しているが、これを超えると  $d_{ctr}$  が急増し始めていると捉えることができる。このことから、盛土材漏出限界点” $u$ ”に対応する開き  $W_{u-cal}$  の 0.63

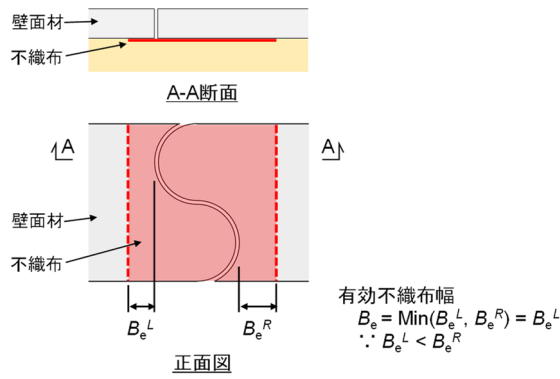


図-15 有効不織布幅  $B_e$  の考え方

倍をたわみ量急増点”0”としても支障はないと考えられる。

図-14 に有効不織布幅と盛土材漏出限界点とたわみ量急増点に対応する開きの関係を示す。さらに、変状事例との比較のため、壁面材どうしの接合部の開きにより盛土材が漏出した事例(図-1(b))の計測結果もプロットした。なお、変状事例の補強土壁では壁面材どうしの接合部と不織布端部の位置関係が一樣でないため、この影響を考慮するために図-15 のように不織布の端部と接合部までの距離の最小値を有効不織布幅  $B_e$  と定義した。この定義に従えば、実験での有効不織布幅  $B_e$  は設置した不織布の幅の半分に相当する。図-14 では、有効不織布幅  $B_e$  との対応を得るために、縦軸は片側の壁面材あたりの開きとして  $0.5W (=W')$  で表記した。図-13 より盛土材漏出限界点” $u$ ”における接合部の開き  $W_{u-cal}$  及びたわみ量急増点”0”の接合部の開き  $W_{0-cal}$  を有効不織布幅  $B_e$  の1次関数で表すと、以下のとおりとなる。

$$0.5W_{u-cal} = W'_{u-cal} = 0.86 B_e \quad (2a)$$

$$0.5W_{0-cal} = W'_{0-cal} = 0.54 B_e \quad (2b)$$

式(1)及び(2)を用いれば、任意の有効不織布幅  $B_e$  に対して盛土材漏出限界点及びたわみ急増点の接合部の開きを得ることができる。そのため、設計において想定する壁面材どうしの接合部の開き  $W$  が与えられれば、必要となる不織布幅を設定することができるほか、補強土壁の点検において盛土材漏出機能に基づいた壁面材どうしの接合部の健全性の評価にも活用できるものと考えられる。

### 5. 連続構造物接続部及び壁面材どうしの接合部における不織布の盛土材漏出抑制効果の評価手法

ここでは、3章及び4章の結果に基づいて、連続構造物接続部及び壁面材どうしの接合部における不織布の盛土材漏出抑制効果を統一的に評価する手法について検討する。4章では、開きに対して不織布の機能が限界となる状態としてたわみ量急増点と盛土材漏出限界点を定義し、そのときの開きを有効不織布幅  $B_e$  から求める実験式(式(2))を提案した。ここでも、基本的にはこの考え方に基づくことにする。

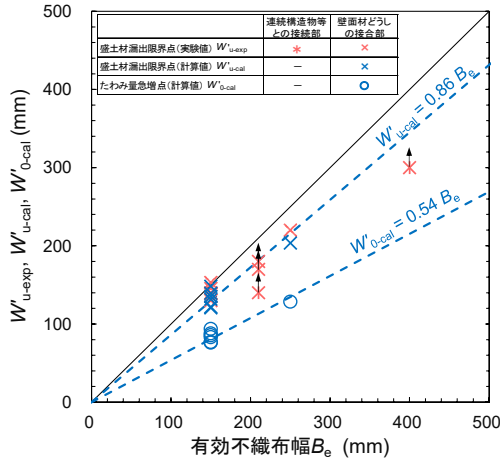
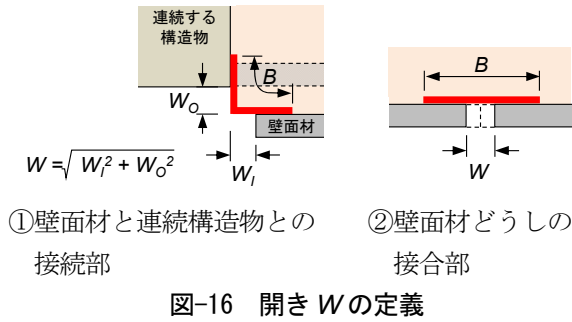
式(2)では開きと有効不織布幅  $B_e$  の関係を扱うが、連続構造物接続部及び壁面材どうしの接合部では、その開きの形態を異にするほか3章及び4章で示したとおり不織布の挙動も異なることから、これらを考慮する必要がある。まず、有効不織布幅  $B_e$  については、3章の結果によれば、連続構造物接続部では壁面材が面外に一樣に変位した場合でも、不織布は片側に偏って引き抜ける挙動を示した。安全側に考えれば、配置した不織布の幅の半分しか開きに対する漏出抑制効果を見込めないと考えられる。対して壁面材どうしの接合部では、不織布の両端部はいずれかに偏るようなことなくほぼ均等に引き抜けた。さらに、壁面材どうしの接合部における壁面材の一樣でない形状の影響は、図-15 のように扱うことができることから、これらを考慮すれば連続構造物接続部及び壁面材どうしの接合部における有効不織布幅  $B_e$  は次式のとおり表される。

$$B_e = \begin{cases} \text{均等に配置していれば } 0.5B \\ \text{①連続構造物接続部} \\ \text{図-15 による。} \\ \text{②壁面材どうしの接合部} \end{cases} \quad (3)$$

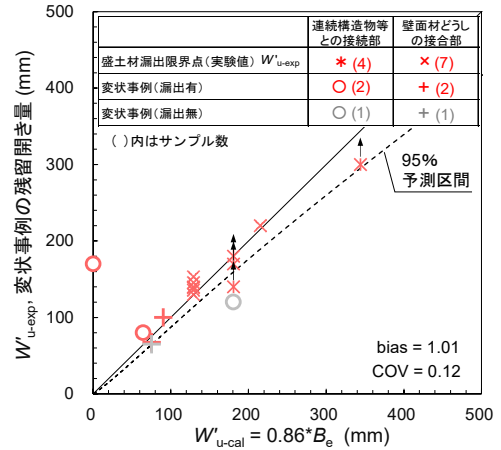
次に開きについては、連続構造物接続部については図-2 の①(a)~c)の形態を考慮する必要があることから、図-16 のように定義するのがよいと考えられる。さらに、有効不織布幅  $B_e$  が不織布の一端を対象としたものであることとの対応を図るために、開きについても不織布の一端が分担する開き  $W$  として、次式のとおりとする。

$$W = \begin{cases} W & \text{①連続構造物接続部} \\ 0.5W & \text{②壁面材どうしの接合部} \end{cases} \quad (4)$$

このようにして定義した有効不織布幅  $B_e$  と不織布の一端が分担する開き  $W$  を式(2)に代入する。



3章及び4章の実験結果について、有効不織布幅  $B_e$  と不織布の一端が分担する開き  $W'$  の関係を示せば図-17 のようである。ここで、連続構造物接続部を想定した実験(3章)では、盛土材は不織布の下端部から漏出した。一方で、補強土壁は通常根入れされており、根入れ深さが十分に確保されていけば不織布の下端部で開口が生じたとしても、すぐさま盛土材が漏出するようなことはないものと考えられる。したがって、下端部以外から盛土材が漏出するための開きとしては実験よりも大きな値が見込まれることから、図-17ではこれを上向きの矢印で示した。図-17には、 $W'_{u-exp}$ 、 $W'_{u-cal}$  及び  $W'_{0-cal}$  を示しているが、連続構造物接続部を想定した実験(3章)では、4章の実験に比べて壁面材の移動方向と不織布のたわみの形状の関係が複雑で、不織布のたわみを正確に測定することが困難であった。そのため、図-7のように接合部の開きと不織布中央のたわみの関係を式(1)のワイブル分布曲線式によってフィッティングできないことから、3章の実験については図-17には  $W'_{u-exp}$  の結果のみを示している。 $W'_{u-exp}$



に着目すれば、連続構造物接続部及び壁面材どうしの接合部は、有効不織布幅  $B_e$  に対するトレンドは概ね同様であり、 $0.86 B_e$  の直線の周辺に分布していることが分かる。つまり、有効不織布幅  $B_e$  と不織布の一端が分担する開き  $W'$  を式(3)及び式(4)のように扱うことによって、連続構造物接続部及び壁面材どうしの接合部の不織布の挙動を統一的に評価することができると考えられる。

つぎに、これらの実験結果に対する式(2a)の精度を検証する。図-18は  $W'_{u-cal}$  と  $W'_{u-exp}$  の関係を示したものである。両者の比に関するバイアス(bias)は1.01、変動係数は0.12であった。また、両者の相関係数は0.96程度と高い値を有しており、概ね1対1の対応が見られた。したがって式(2a)によって盛土材漏出点における開きを精度よく評価できていると考えられる。

さらに、式(2a)の妥当性を確認するために、地震によって連続構造物接続部及び壁面材どうしの接合部において開きが生じた事例についても図-18にプロットした。サンプル数は、それぞれ盛土材が漏出した事例が2事例ずつ、漏出していない事例が1事例ずつである。開きは、現地調査時の残留値を示したことから、盛土材が漏出した事例ではこの開きよりも小さな開きが発生した時点で盛土材が漏出したことになる。図より、変状事例についても盛土材の漏出の有無をよく説明できているものと考えられる。

$W'_{u-cal}$  による評価することに対する安全余裕の目安を得るために、盛土材漏出限界点の実験値  $W'_{u-exp}$  に関する95%予測区間を算出した。有効不織布幅  $B_e$  及び盛土材漏出限界点の実験値  $W'_{u-exp}$  は、0以上の値をとるため、対数正規分布を仮定した回帰分析( $0.86 B_e$  及び

$W'_{u-exp}$  についてそれぞれ自然対数を取り誤差が正規分布と仮定した回帰分析を行った後、その結果を正規空間に戻した)を実施した。なお、95%予測区間は次式で算出した。

$$\hat{A}x \pm t(N-2, \alpha) \sqrt{1 + \frac{1}{N} + \frac{(x-\bar{x})^2}{S_{xx}}} \hat{V}_e \quad (5)$$

ここに、 $\hat{A}$ は  $W'_{u-cal}$  及び  $W'_{u-exp}$  の回帰係数(傾き)、 $t(N-2, \alpha)$ は自由度  $N-2$  の  $t$  分布における信頼度  $1-\alpha$  の  $t$  値を示している。 $\alpha$ は優位水準を示しており本検討では 95%とした。 $N$ は標本数、 $\bar{x}$ 、 $S_{xx}$ 及び $\hat{V}_e$ はそれぞれ標本平均、標本分散及び誤差分散である。

以上の結果を照査式の形で改めて整理すれば次のとおりである。盛土材漏出限界点の開き及びたわみ急増点の開きをそれぞれ  $W'_{u}$  および  $W'_{0}$  として表示すれば、式(5)で表される。なお  $W$  の添え字のカンマは、不織布の一端が分担する開きであることを意味する。

$$W'_{u} = 0.86 B_e \quad (5a)$$

$$W'_{0} = 0.54 B_e \quad (5b)$$

$W'_{u}$  は盛土材漏出限界点の開き、 $W'_{0}$  はたわみ急増点の開き、 $B_e$  は有効不織布幅である。なお、有効不織布幅  $B_e$  は連続構造物接続部及び壁面材どうしの接合部ごとに、式(3)のようにとる。

想定する開き  $W$  に対して、 $W'_{u}$  及び  $W'_{0}$  が下回らないことを照査するが、これを式で示せば次のとおりである。

$$W < W'_{u} / F_s, \quad W < W'_{0} / F_s \quad (6)$$

ここに、 $F_s$  はモデル、データに対する当てはめに起因する誤差等を考慮した安全率である。いくつかの補強土壁工法を概観して得た有効不織布幅  $B_e$  の範囲が概ね 100~300mm であったことに鑑みると、図-18 によればその有効不織布幅  $B_e$  の範囲において本実験の結果から得られた 95%予測区間を包含する  $F_s$  の値は 1.15 程度である。また、 $W$  は連続構造物接続部及び壁面材どうしの接合部ごとに、式(4)のようにとる。

これらの関係を用いれば、任意の有効不織布幅  $B_e$  に対して盛土材漏出限界点及びたわみ急増点の接合部の開きを得ることができる。つまり、想定される開きに対して盛土材漏出抑制のために必要となる不織布幅を設計することや、点検における盛土材漏出機能の状態の判定が可能となる。

## 6. まとめ

### (1) 補強土壁の盛土材の漏出形態について

補強土壁において盛土材が漏出した事例を収集し、

盛土材の漏出につながる開口の発生位置、漏出のメカニズム及び以上を考慮した対応の方針を整理した。以下に、本検討の範囲で得られた知見を示す。

- 盛土材の漏出につながる開口の発生位置は、①連続構造物接続部、②左右に隣接する壁面材どうしの接合部(鉛直目地部)、③上下に隣接する壁面材どうしの接合部(水平目地部)及び④補強土壁の壁面材の脱落部の4つに類型化できる
- ③及び④については、すべりによる不安定化や部材の損傷が原因であったことから、従来の照査を確実に実施し、壁面材と補強材の間の接合部の部材の安全性や補強領域を通るすべりに対する安定が確保されるようにする必要がある。
- ①及び②については、開きに対して盛土材が漏出しない構造にしていく必要がある。通常、盛土材の漏出抑制のために壁面材の背面に不織布を設置することが多いが、ずれ及び開き並びにこれらの組合せに対して不織布がどのように挙動し、漏出抑制効果がどのように発揮されるかは必ずしも明らかにはなっていない。これについては、3章及び4章において織布の挙動の特性を調べた。

### (2) 連続構造物接続部における不織布の盛土材漏出抑制効果について

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連続構造物接続部に着目した模型実験を行った。実験では壁高 2m の模型で不織布の配置及び幅をパラメータとし、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。以下に、本検討の範囲で得られた知見を示す。

- 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、開き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。
- 盛土材は、不織布の下端部から漏出した。
- 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、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。

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。

### (3) 壁面材どうしの接合部における不織布の盛土材漏出抑制効果

補強土壁の壁面材どうしの接合部に着目して、盛土材の漏出抑制として設置する不織布の機能を、壁高 5.6 m 相当の土被り圧を再現した模型実験により、不織布の幅及び壁面材の剛性、粗度をパラメータとして、壁面材の開きに対する不織布の挙動を確認し、盛土材漏出抑制機能が限界となる状態を調べた。以下に、本検討の範囲で得られた知見を示す。

- 土被り圧、剛性、粗度の影響を確認するために条件を設定したが、本実験の条件の範囲では不織布の盛土材漏出抑制機能に有意な差異は確認されなかった。
- たわみ急増点の接合部の開き  $W_{0-cal}$  を超えると、不織布中央のたわみ  $d_{cr}$  は急増し、盛土材漏出限界点の接合部の開き  $W_u$  に達すると一気に盛土材が漏出する。
- ワイブル分布曲線式から求める盛土材漏出限界点の接合部の開き  $W_{u-cal}$  は、実験値に対して安全側の結果を与える。
- $W_u/W_{u-cal}$  が 0.63 付近までは接合部の開きに対して不織布中央のたわみ  $d_{cr}$  は線形で安定して挙動しており、また実験値  $W_u$  に対して盛土材漏出限界点“ $u$ ”の 0.63 倍をたわみ急増点“ $0$ ”として求めても概ね支障はないと考えられる。
- 有効不織布幅  $B_e$  に対し、盛土材漏出限界点及びたわみ急増点の接合部の開きは、それぞれ、 $0.5W_{u-cal} = 0.86B_e$ 、 $0.5W_{0-cal} = 0.54B_e$  の関係が確認された。

### (4) 不織布の盛土材漏出抑制効果の評価手法について

3 章及び 4 章の結果に基づいて、連続構造物接続部及び壁面材どうしの接合部における不織布の盛土材漏出抑制効果を統一的に評価する手法を提案した。以下に、5 章の検討の範囲で得られた知見を示す。

- 評価手法は、4 章で示したたわみ急増点と盛土材漏出限界点に対応する開きを有効不織布幅  $B_e$  から求める実験式をベースにした。
- 連続構造物接続部及び壁面材どうしの接合部における開きの形態及び不織布の挙動を考慮して、有効不織布幅  $B_e$  及び開き  $W'$  を設定する方法を示した。
- 3 章及び 4 章の実験結果に対して評価式の精度を検証した結果、両者の比に関するバイアス (bias) は 1.01、変動係数は 0.12 であった。また、両者の相関係数は 0.96 程度と高い値を有しており、概ね 1:1 の対応が見られたことから盛土材漏出点における開きを精度よく評価できていると考えられる。
- さらに、評価式の妥当性を確認するために、地震によって連続構造物接続部及び壁面材どうしの接合部において開きが生じた 6 事例と比較した結果、これらの事例の盛土材の漏出の有無をよく説明できた。
- 以上の結果を照査式の形で整理した。これらの関係を用いれば、任意の有効不織布幅  $B_e$  に対して盛土材漏出限界点及びたわみ急増点の接合部の開きを得ることができる。つまり、想定される開きに対して盛土材漏出抑制のために必要となる不織布幅を設計することや、点検における盛土材漏出機能の状態の判定が可能となる。

### 参考文献

- 1) 中谷昌一、白戸真大、井落久貴、松井謙二：水平力を受ける杭の弾性限界状態に関する研究、土木学会論文集 C (地圏工学)、Vol.64、No.3、pp.612-628、2008

## 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をもとに、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を行った。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、重点的な経過観察、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。また、偏土圧による頂版のひびわれや盛土の変位に伴う継手の開きのように、進展可能性や道路機能への影響の程度が各種条件の組合せによって異なる変状もある。これらについては、設計での考慮や適切な施工により変状を軽減することが期待される。

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、変状事例をもとに、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た。

これを踏まえ、7.1.7 で述べ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、利用者被害に至る経路についてまとめるとともに、部材別・部位別の各変状形態の進展可能性と、道路機能に与える影響の大きさの関係と併せ、点検や設計において配慮が必要な事項について整理した。

#### 2. カルバートの各種変状の進展が道路機能に与える影響と点検・設計において配慮が必要な事項

7.1.7 で変状事例整理の対象とした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、点検や設計において配慮が必要な事項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、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荷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





写真-1 亀甲状のひびわれの例

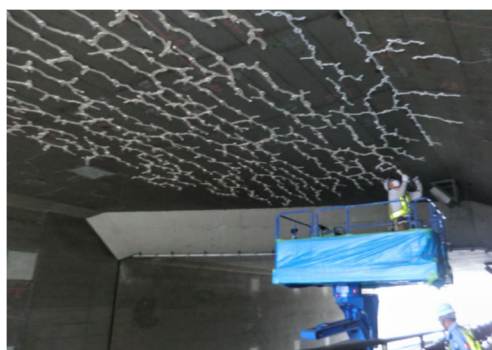


写真-2 ひび割れ補修の例

る前であれば、比較的幅や深さの大きな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に対応可能と考えられる。写真-2 は地方自治体の管理するカルバートの例であるが、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載荷を受け続け、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。

頂版の耐荷力不足の措置では、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。

特に、土被りが薄い（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交通量が増加した場合は、活荷重の影響を受けやすくなると考えられるので、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132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73事例あったが、そのうち少なくとも34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」<sup>1)</sup>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2）ではT-20が用いられ、より小さな荷重で設計されており、相対的に耐荷力が低く、ひびわれが発生しやすくなっている可能性もあるので、上部道路の交通量の変化に応じて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。また、同一のカルバートでも、縦断方向上の位置や側方の盛土の状態、活荷重の作用状況によっては、偏土圧に対して不利となる場合があることも確認された。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、利用者被害や耐荷力不足に至る可能性や、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。

「シェッド、大型カルバート等定期点検要領」<sup>3)、4)、5)、6)</sup>に基づく定期点検 2 巡目の 2 年目までの点検結果と 1 巡目の点検結果を比較しても、側壁のひびわれに関して顕著な進展が確認された事例はなかった。

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。

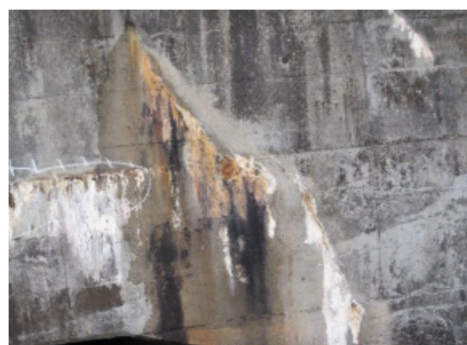
また、写真-3 の例のようにウイングのコンクリート打継不良の部分と考えられる部分やその周辺から水が流入して鉄筋が腐食し、錆汁が出る場合にも、立地条件等による水の流入のしやすさや、錆汁発生の経過の確認は必要と考えられる。

### 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



(a) ウイング全体



(b) 錆汁箇所の拡大

写真-3 ウイング打継不良部からの錆汁

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、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。

定期点検 2 巡目の 2 年目までの点検結果と 1 巡目の点検結果の比較によると、漏水や遊離石灰、剥離の範囲に拡大が見られる事例もある一方、状態に特段の変化が見られないものもあり、変状の進展の有無や程度はカルバート毎、箇所毎に異なっていた。例えば、上部道路や周辺盛土からの排水が流入するようなカルバートで、水が流入した付近では漏水等の変状の進展が見られた。

事例から見ても、集水地に立地するなどにより、水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のおそれがあると考えられるため、発見後早期の措置が望まれる。

応急措置としては、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、恒久的な措置としては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、たたき落としとしては大気や水分に触れやすくなっ



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・剥離のたき落とし後の様子の例

た鉄筋の腐食防止、モルタル吹き付け等では補修部分やその周辺にうきが生じないような施工、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。

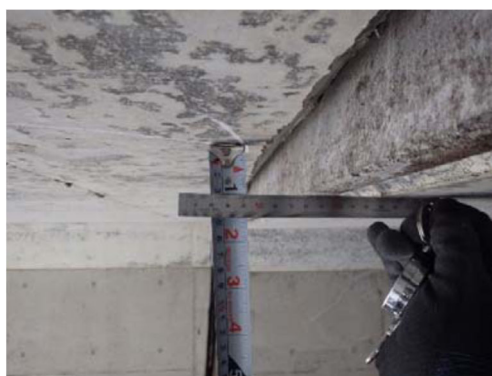
定期点検2巡目の2年目までの点検結果と1巡目の点検結果の比較の範囲では、基礎地盤の沈下や盛土の変形が要因と考えられる場合でも、継手の開きやずれに顕著な進展が見られた事例はなかった。多くの場合は基礎地盤の沈下や盛土の変形が施工後の初期の段階で生じたものだったと考えられる。

基礎地盤の沈下や盛土の変形が一時的なものとして判断されれば、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



(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

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、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。

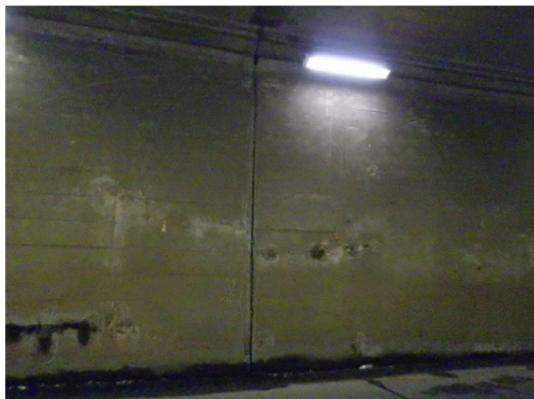


写真-9 内空の水たまり

## 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。供用開始から50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



写真-10 底版直下の洗掘の例

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考えられる。

## 2.9 内空道路面の変状

内空道路面の亀裂・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。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 上部道路面の変状

上部道路面の亀裂・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で述べた継手部の開き・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。

平成31年3月の「シェッド、大型カルバート等定期点検要領」改定で上部道路の状態の点検についても明記されたことに伴い、令和元年度以降の定期点検でも上部道路の変状が新たに確認された事例があった。初めて確認される変状でも、1巡目の点検以前に既に現れていた可能性もあり、周辺部分の状態等を踏まえ、上部道路の変状が進展する速さやその後の進展可能性を想定し、経過観察や措置の方法や条件の検討に反映させることは、点検作業の効率化につながると考えられる。

### 3. カルバート変状に関するフォルトツリー(変状の進展と道路機能への影響の関係)

2. 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、図-1に示すようなカルバートに関するフォルトツリーを検討した。

図-1のフォルトツリーは、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て示すものである。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。

本章では、2.の内容をもとに、このフォルトツリー全体のうち、変状が進展して機能喪失等を生じ得る状態までの経路を、図-2のように整理した。

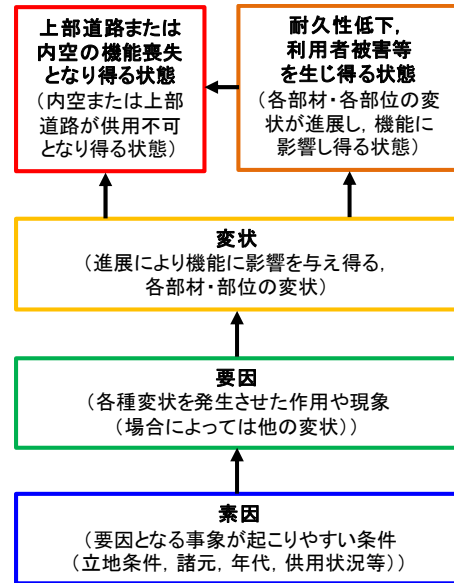


図-1 フォルトツリーイメージ

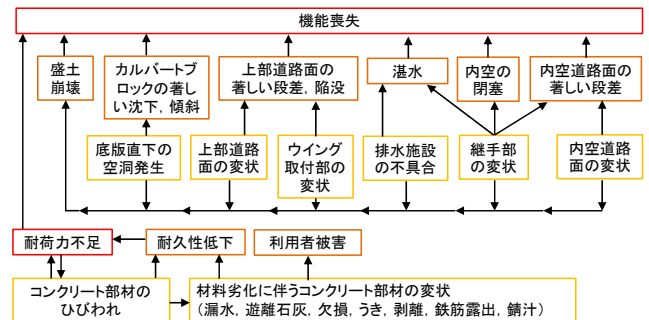


図-2 各部材・部位の変状と道路機能喪失に至る状態の関係

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。

定期点検2巡目の2年目までの点検結果と1巡目の点検結果の比較の限りでは、変状が進展し、機能喪失に至るような事例は見当たらなかった。一方、即座に耐久性低下や利用者被害に至るようなものではなかったが、立地条件

等によっては、材料劣化に伴うコンクリート部材の変状の進展は見られている。変状が発生しても、現状の定期点検の周期である5年程度の間に耐久性低下や利用者被害、機能喪失が確認される可能性は低いと考えられるが、進展中の変状については、耐久性低下や利用者被害を生じ得る状態とこうした状態に至る時期を想定しながら点検や措置を行う必要があるといえる。

#### 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、7.1.7 で事例整理を行った範囲では、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、定期点検2巡目の2年目までの点検結果と1巡目の点検結果の比較の状況も踏まえ、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

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
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、錆汁)	衝突によるひびわれ	条件による	条件による
	漏水を伴う変状	高	高(部材の耐久性低下・耐荷力不足)
底版直下の空洞発生	漏水を伴わない変状	条件による	条件による
	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)
上部道路路面の変状	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)
	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)
ウイング取付部の変状	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)
	止水材の経年劣化のみ	低	低
排水施設の不具合	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)
	導水工部材の経年劣化のみ	低	低
継手部の変状	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
内空道路路面の変状	継手部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

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に応じた対応

表-1 に示すとお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。

#### 4.3 適切な設計・施工や維持管理による対応が考えられる変状

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。7.1.7の事例整理では、偏土圧や盛土の変形によると考えられる現状も比較的多く報告されており、事例を参考に再現解析を行った結果を踏まえ、考えられる対応策について示す。

##### 4.3.1 偏土圧によるひびわれ

事例を参考に、偏土圧を考慮した応力度照査や3次元ひびわれ解析を行ったところ、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、変状事例で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した。

曲げモーメントが最大となる位置や曲げモーメントの最大値は、カルバート左右の土かぶりや土圧係数の違いによって変わり、片側の水平土圧を固定した場合、反対側の水平土圧を小さくするほど、曲げモーメントの最大値は大きくなり、曲げモーメントが最大となる位置は、相対的に水平土圧の大きい側に移動する。また、応力度照査でも曲げモーメントが大きくなった影響が若干見られた。

盛土が緩んだ場合など、カルバート左右の水平土圧の差によっては、頂版に作用する応力が大きくなり、ひびわれが進展しやすくなると考えられる。

また、3次元ひびわれ解析の結果、頂版のひびわれの発生のしやすさには偏土圧と併せ、活荷重や配筋、解析で再現できない温度応力や乾燥収縮も影響していると考えられた。そのため、偏土圧による変状の進展や道路機能の影響を検討するに当たっては、これらの複合的な要因も考慮する必要性が考えられる。

##### 4.3.2 周辺盛土や基礎地盤の挙動による影響の検証

事例を参考に、現地の地質調査結果を踏まえ、カルバート縦断方向の試算により、継手の開きの再現を試みた。継手が開き、新設されたブロックが坑口に向かって沈み込む傾向であったが、弾性床土上の梁でモデル化し、鉛直荷重と地盤ばねを考慮したのみではこうした傾向を再現できなかった。一方、自重変形解析により盛土の変位量を求め、これをカルバートの梁モデルに入力する方法であれば、継手の開きとしては実際よりも小さくなったが、新設ブロッ



クが坑口に向かって沈み込む傾向は再現できた。継手の開きのように、盛土や基礎地盤の影響が考えられる変状に対しては、周辺の盛土の変位を適切に把握し、評価に反映させる必要性が考えられる。

## 5. まとめ

国が管理するカルバートで、定期点検で判定区分Ⅲ（早期措置段階）が報告されたカルバートを対象として、カルバートの部材別・部位別の変状形態やその進展可能性・道路機能に与える影響、点検や設計において配慮が必要な事項について整理した。各種変状が進展して道路機能に影響を与えるまでの経路については、フォルトツリーにまとめた。

変状形態や各種変状が現れる部材・部位によって、進展可能性・道路機能に与える影響が異なるため、進展可能性が高く、道路機能に与える影響も大きな変状について重点的に対応する必要が考えられる。

重点的な対応が必要と考えられる変状としては、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があり、重点的な点検により、点検作業の効率化が期待できると考えられる。

その他、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変状、偏土圧や盛土の変位による変状のように、個別の条件により変状の進展可能性や道路機能への影響が変わると考えられる変状があり、設計で適切に考慮することで、道路機能への影響の軽減が期待できると考えられる。

これらについて整理した結果は設計や健全度評価の手法に反映させる予定である。

## 参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路土工—カルバート工指針、242p、平成11年3月
- 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、昭和62年5月
- 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、147p、平成31年3月
- 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、221p、平成31年3月
- 5) 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、平成26年6月
- 6) 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、平成26年6月

## 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：間瀬利明、澤松俊寿、小出央人、須田悠尽

#### 【要旨】

本報告は、簡易な点検によって補強土壁の更新必要性の目安を得るための評価手法について検討した結果を述べるものである。11 ケースの動的遠心模型実験の結果に基づいて、地震動に起因した慣性力を受ける補強土壁に関する平均的な応答加速度と重心位置の変位の関係上において、力学的な特性に即した限界点としてすべり始めない限界の点等を工学的に定義した。三軸圧縮試験から得られる盛土材の応力-ひずみ関係を利用してこの限界点に対応する盛土材の最大せん断ひずみを評価する手法を検討した。さらに、すべりに関する盛土材の状態を下段の壁面材の回転変位に変換する手法として、補強領域の盛土材の最大せん断ひずみと壁面材の回転変位の関係の理論解を定式化した。以上の結果に基づいて、補強土壁がすべり始めない限界点に関する健全度評価手法を提案した。

キーワード：補強土壁、限界状態、健全度評価

#### 1. はじめに

道路の延長の大半を占める土工構造物は、地震、豪雨等によって崩壊等の変状が発生しても復旧が容易であると考えられてきた。一方で、近年では構造物の大型化や新形式構造の導入により、必ずしも被災後の復旧が容易でないものも増えている。また、土工構造物の設計は極限平衡法に基づいた安定計算等により行われることが多く、その場合には明らかな形での変形の考慮がなされていない。道路土工構造物等の維持管理では、応用理学的、工学的に高度な知識を有する専門技術者が、その健全性や措置の必要性の評価を行ってきたのが実態である。一方で、建設業に関連する技術者は減少傾向にあり、したがって専門技術者に限定されず一定の技術を有する者においても、点検結果に基づいて健全性を評価していけるようになることが求められる。そのため、膨大な数の道路土工構造物を効率的に更新していくために、変形が生じた道路土工構造物の状態を簡易な目視点検等によって評価可能な手法を確立していく必要がある。

ここで、分割型壁面材を有する補強土壁（以下、単に「補強土壁」という。）は、限られた用地・低コスト・高い施工性で急勾配な盛土のり面を建設する工法としてのニーズが高く、道路擁壁の中でも広く適用されている<sup>1)</sup>。一方では、構造が比較的複雑で、山岳部等の厳しい地形で適用されがちであるともいえることから、変状した場合の復旧の容易性という観点では、優先的に取り組んで行くべき構造物ともいえる。この理由から本研究では、補強土壁

に着目する。

これまでに、補強土壁の変形シミュレーションに関する様々な研究開発が行われてきた<sup>2)~6)</sup>。これらの研究では、地震動に対する応答としての変形を予測することに主眼が置かれている。健全度の評価を行う場合には、補強土壁の状態を評価するためのなんらかの閾値が必要となり、さらにその閾値が実用を考慮して容易に測定可能な物理量であると便利であるが、これを意識した研究事例は意外と少ない。このような、容易に測定可能な物理量に基づいた補強土壁の健全度の評価という観点で行われた研究としては、Izawa and Kuwano<sup>7)</sup>の研究がある。Izawa and Kuwano<sup>7)</sup>は、地震動を受けた分割型壁面材を用いたジオテキスタイル補強土壁の損傷の程度を評価する手法を検討した。この研究では、遠心傾斜台模型実験及び遠心振動台実験の結果に基づいて水平力を受ける補強土壁の盛土材にせん断層（以下「すべり線」という。）が発生したときの下部壁面材の傾きと、盛土材の三軸圧縮試験から得られる軸差応力最大時の最大せん断ひずみの関係を検討し、両者の間に相関があるとしている。

本研究は、Izawa and Kuwano<sup>7)</sup>の手法の考え方を基盤として、11 ケースの動的遠心模型実験の結果に基づいて補強土壁がすべりに関して限界となる状態に対する健全度の評価手法について検討したものである。Izawa and Kuwano<sup>7)</sup>と異なる主な点は、補強土壁のすべりに関して補強土壁のすべりに関する挙動を性能曲線という観点から観察し、すべりに関して限界となる状態を工学的に定

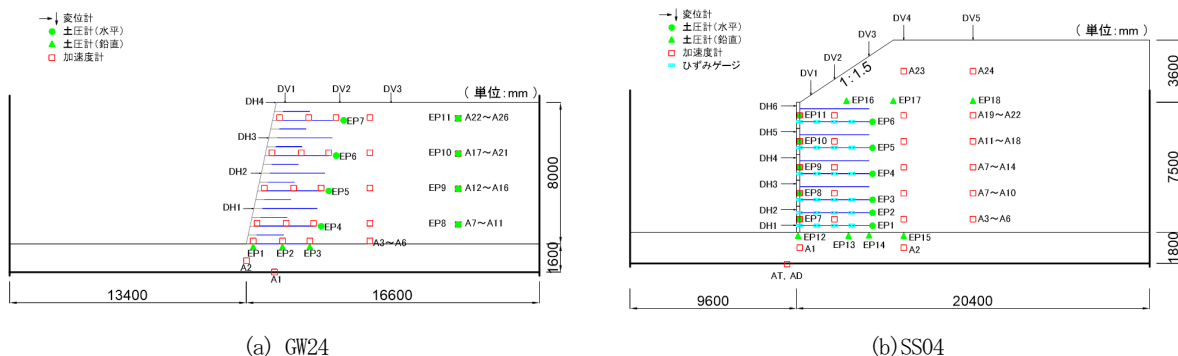


図-1 模型の概要図 (例としてGW24及びSS04を表記)

表-1 盛土材の物理特性及び力学特性

	土粒子 の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	細粒分 含有率 $F_c$ (%)	均等係数 $U_c$ (-)	平均粒径 $D_{50}$ (mm)	最大乾燥 密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	最小乾燥 密度 $\rho_{dmin}$ (g/cm <sup>3</sup> )	せん断 抵抗角 $\phi_d$ (deg.)	粘着力 $c_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	三軸圧縮試 験時の条件
珪砂7号	2.635	1.4	1.46	0.166	1.612	1.262	41.7	6.6	$D_r = 80\%$
豊浦砂	2.643	0.4	1.53	0.165	1.645	1.337	36.1	2.7	$D_r = 50\%$
GB*	2.485	0.2	1.38	0.162	1.586	1.450	31.0	-1.6	$D_r = 80\%$
GB*+珪砂7号	2.560	-	-	-	1.603	1.357	35.5	3.4	$D_r = 80\%$

\* GB : ガラスビーズ

義し、さらにこれをより多様な条件の補強材や盛土材を使用した場合について検証し、より普遍的に活用できるようにしようとしたことにある。

3章では、遠心模型実験の結果に基づいて補強土壁のすべりに関する挙動を性能曲線という観点から観察することで、補強土壁がすべりに関して限界となる状態を工学的に定義した。さらには、これを定量的に評価するモデルを検討した。言い換えれば、すべりに対する補強土壁の内部の状態の評価手法を明らかにするものである。

4章では、3章で明らかにした補強土壁の内部の状態の評価手法を、補強土壁の健全度評価に活用できるようにするために、内部の状態を点検において容易に把握することが可能な工学的指標として下段の壁面材の回転変位に変換する手法を検討した。言い換えれば、内部の状態と表面の状態を関連付ける手法を明らかにするものである。

最後に、5章では以上の結果に基づいて補強土壁のすべりに対する健全性評価手法を提案した。

## 2. 遠心模型実験の方法

本章では、3章及び4章の検討において使用する動的

遠心模型実験について、その方法を述べる。

### 2.1 実験の概要

実験には、有効回転半径が6.6mで振動台を備えた遠心力載荷試験装置を用いた。20 Gの遠心力場において、実大換算で幅が30m、高さが10m、奥行きが6mの剛土槽を使用した。以後、模型寸法、計測結果等の物理量は実大換算で表記する。

図-1は模型の概要図である。後述するとおり11ケースの実験のうち、代表的な条件であるGW24及びSS04のケースについて例示した。壁高等の幾何条件は、補強土壁のプロポーシヨンの実績を考慮して代表的な値を設定した。

### 2.2 使用材料

以下に、模型に使用した盛土材、壁面材及び補強材の概要について示す。

#### 2.2.1 盛土材

表-1には、模型に使用した盛土材の特性を示す。盛土材は5種類で、ガラスビーズ (以下「GB」という。) には不二ガラス社製のFGB、#100が用いられている。GB+珪砂7号は、GB及び珪砂7号を乾燥質量比で1:1で混合したものである。図-2には、珪砂の三軸圧縮(CD)試験で

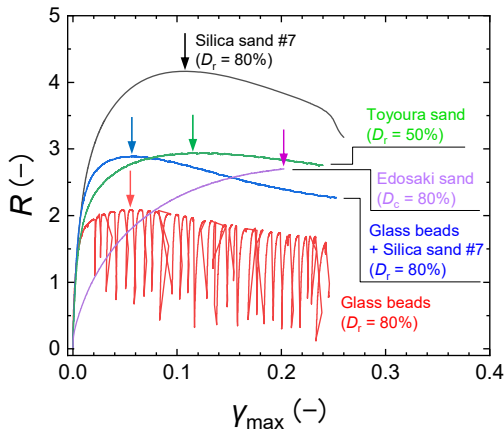


図2 盛土材の最大せん断ひずみ $\gamma_{max}$ と主応力比 $R$ の関係

得た主応力比 $R$ と最大せん断ひずみ $\gamma_{max}$ の関係を示す。主応力比 $R$ と最大せん断ひずみ $\gamma_{max}$ は式(1)で与えられる。

$$R = \sigma'_1 / \sigma'_3 \quad (1a)$$

$$\gamma_{max} = 1.5\varepsilon_a - 0.5\varepsilon_v \quad (1b)$$

ここに、 $R$ は主応力比、 $\sigma'_1$ は最大主応力、 $\sigma'_3$ は最小主応力、 $\gamma_{max}$ は最大せん断ひずみ、 $\varepsilon_a$ は軸ひずみ、 $\varepsilon_v$ は体積ひずみである。

### 2.2.2 壁面材、補強材

壁面材は、鉄筋コンクリート製(以下「RC製」という。)のパネル及び鋼製枠の2種類とし、いずれも原型は一般的な構造及び寸法のことを想定している。模型の材料はアルミ製とし、RC製のパネルを想定した模型(以下「RC壁面材模型」という。)は厚さ150mm程度の原型と曲げ剛性が等価となるように厚さを調整した。正面から見た形状は、一辺の模型寸法が約75mmの正方形である。鋼製枠模型の断面図を図-3に示す。鋼製枠模型は、原型の曲げ剛性が低いために、これと等価な曲げ剛性を確保した模型を製作することが困難であったことから、加工が可能な範囲で極力薄いアルミ板を使用して模型を製作した。一般的な鋼製枠壁面材は、補強土壁縦断方向に壁面材をいくらかラップさせることから、これを表現するために模型は奥行方向には分割していない。

補強材には、面状及び帯状の2種類を使用した。表-2は補強材の特性の一覧である。補強材の材料は、面状補強材には高密度ポリエチレン(HDPE)製ジオグリッドを、帯状補強材にはリン青銅を使用した。補強材の軸剛性が原型と極力等価となるように、断面の寸法を設定した。帯状補強材については、表面の状態を調整することで摩擦抵抗が異なる2種類を製作した。1つはリン青銅板の素地

表-2 補強材の特性

材料	形状	剛性 $Et$ (* $10^3$ kN/m)
GG-A	ジオグリッド 縦10mm×横10mm*	1.15 - 1.38
GG-B	ジオグリッド 縦14mm×横7mm*	1.90
SS	リン青銅 幅5mm×厚さ0.2mm	61.7 - 65.8

\*目合い(模型スケール)

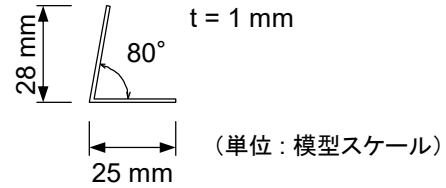


図-3 鋼製枠模型の断面図

のままの滑面としたものであり、もう1つはリン青銅の表面に接着材で珪砂7号を貼り付けた状態のものである。

補強材の引張剛性を把握するために、補強材の引張試験を実施した。荷重は、供試体の長手方向を重力方向とし、複数の重錘を用いて荷重を漸増させることで実施した。荷重による供試体の伸びを、レーザー変位計及びひずみゲージで測定した。補強材の剛性は、帯状補強材の場合にはひずみゲージの測定結果より求めた。面状補強材の場合には、その形状が複雑であることから平均的な剛性を得るためにレーザー変位計で得た約200mmの範囲の伸びによって、引張ひずみ2%程度までの接線剛性として求めた。

### 2.3 模型作製の手順

模型の作製手順は次のとおりである。模型スケールで内寸が幅1500mm、奥行300mm及び高さ500mmの剛土槽の内部に、図-1のように補強土壁模型を製作した。基礎地盤は、いずれのケースにおいてもその材料には珪砂7号を使用し、相対密度 $D_r$ が95%程度となるように模型スケールで厚さ20mmごとに密度管理しながら突き固めて製作した。補強領域、背面地盤及び嵩上げ盛土については、所定の相対密度となるように空中落下法により製作した。所定の高さに補強材及び壁面材並びに計測機器を設置し、模型が完成するまでこれを繰り返した。

### 2.4 加震プログラム

入力地震動については、その波形を2Hzの正弦波とした20波を1つの荷重ステップとした。なお、この20波

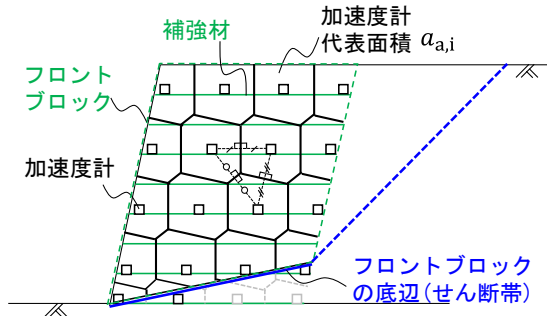


図4 加速度計が代表する面積(ポロノイ分割)

の立上りと余波にそれぞれ10波ずつのエンベロープを加えた。载荷ステップごとの振幅は、最初のステップについては $100 \text{ cm/s}^2$ とし、その後は補強土壁模型が終局的な状態となるまで $50 \text{ cm/s}^2$ ずつ漸増させた。

## 2.5 計測方法と実験結果の評価方法

### 2.5.1 計測項目

図-1のように変位計、土圧計、加速度計及びひずみゲージを設置し、壁面の水平変位及び天端の鉛直変位、壁面材及び補強領域の周囲に作用する土圧、盛土材の加速度並びに補強材のひずみを測定した。また、土槽のガラス面側の盛土材に設置した標点に対して画像解析を行い、変位を算出した。以下に、本研究で特に着目している物理量の計測方法及び算出方法について示す。

### 2.5.2 フロントブロックの平均応答(水平)加速度

力に関する補強領域の応答を代表させる指標として、補強領域に生じたすべり線より上の部分(以下「フロントブロック」という。)の平均的な応答加速度を算出した。図-4は、フロントブロックの平均応答加速度の算出方法の概要図である。実験において補強領域に生じるすべり線が目視で明らかに判別できる場合は、これをフロントブロックの底辺とした。すべり線が明確に判別できない場合については、画像解析から算出した最大せん断ひずみのコンター図によって、最大せん断ひずみが集中している範囲をフロントブロックの底辺とした。

盛土材の中に設置したそれぞれの加速度計がフロントブロック内において代表する面積をポロノイ分割により定義した。それぞれの加速度計で得た水平加速度の応答値を代表する面積の大きさに応じて重みづけた値(以下「面積加重平均」という。)を式(2)によって算出し、これをフロントブロックの平均応答加速度とした。

$$A_{\text{Have}} = \frac{\sum(A_{\text{H},i} \cdot a_{a,i})}{\sum a_{a,i}} \quad (2)$$

ここに、 $A_{\text{Have}}$ はフロントブロックの平均応答加速度、 $A_{\text{H},i}$

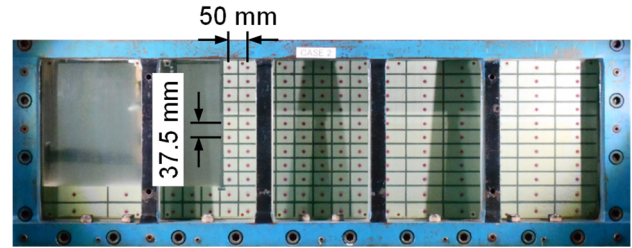


図-5 補強土壁模型(SS05の例)

は*i*番目の加速度計による水平方向の応答加速度、 $a_i$ は*i*番目の加速度計が代表する面積である。

### 2.5.3 フロントブロックの重心位置の水平変位

変位に関する補強領域の応答を代表させる指標として、フロントブロックの重心位置の高さにおける壁面の水平変位 $D_{\text{HG}}$ を算出した。フロントブロックの重心位置は、図-4に示したフロントブロックの形状から幾何的に算出した。後述のとおり、フロントブロックでは単純せん断変形とすべり線位置でのすべり変位が卓越したことから、このような変位及び変形の形態においては重心位置の水平変位は壁面の水平変位にある程度等しいと考えることができる。したがって、ここでは重心位置の水平変位をその高さにおける壁面の水平変位で代用し、壁面において重心位置をまたいで上下に設置された2つの変位計の計測結果から、重心位置の高さと変位計の位置関係を考慮して線形で補間し、算出した。

### 2.5.4 盛土材のひずみ

盛土材の変形を把握するために、図-5に示すように土槽ガラス面側に標線及び標点を配した。その間隔は、模型ごとに補強材の配置等の条件を考慮したうえで、縦横それぞれ約 $40 \sim 50 \text{ mm}$ とした。高速度カメラで撮影した画像を使用し、この標点に対して画像解析(PTV: Particle Tracking Velocimetry)を行うことで座標を求めた。四角形4節点要素を用いて最初の载荷ステップの開始直前と各载荷ステップの振動応答ピーク時についてひずみを算出した。さらに、図-4に示したフロントブロックの底辺に生じる平均的な最大せん断ひずみの大きさを求めるために、フロントブロックの底辺をまたぐ要素を対象に、次式により最大せん断ひずみの面積加重平均を算出した。

$$\gamma_{\text{max}} = \frac{\sum(\gamma_{\text{max},i} \cdot a_{s,i})}{\sum a_{s,i}} \quad (3)$$

ここに、 $A_{\text{H},i}$ はフロントブロックの底辺をまたぐ要素のうち*i*番目の要素の最大せん断ひずみ、 $a_{s,i}$ は*i*番目の要素の面積、 $\gamma_{\text{max},i}$ は*i*番目の要素の最大せん断ひずみである。

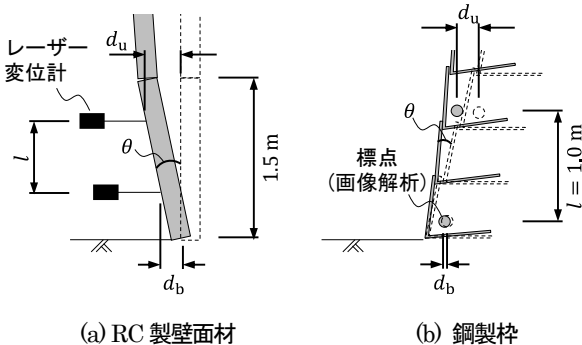
### 2.5.5 下段の壁面材の回転変位

本研究では、Izawa and Kuwano<sup>7)</sup>を参考に、外観から取

得できる補強領域の状態の物理指標として、下段の壁面材の回転変位に着目した。図-6 は下端の壁面材の回転変位を算出するための水平変位の計測方法を示したものである。RC 製壁面材模型の場合にはレーザー変位計によって、鋼製枠模型の場合には標点の画像解析によって、2点の水平変位の計測結果から式(4)により壁面材の回転変位を算出した。

$$\theta = \frac{d_u - d_b}{l} \quad (4)$$

ここに、 $\theta$  は下段の壁面材の回転変位、 $d_u$ 及び $d_b$ は水平変位、 $l$ は2点間の鉛直距離である。ここで、RC 製壁面材模型においては、図のように高さ1.5mの最下段の壁面材の回転変位によって下段の壁面材の回転変位を代表させている。鋼製枠模型の場合には、壁面材1つの高さ寸法がRC 製壁面材模型よりも小さいことから、RC 製壁面材模型と同程度の高さの範囲の回転変位を代表できるように、



(a) RC 製壁面材 (b) 鋼製枠  
図-6 下段の壁面材の回転変位 $\theta$ の計測方法

図-6 (b)に示す位置の標点の水平変位でもって回転変位を算出した。

## 2.6 実験ケース

表-3 は実験ケースの一覧である。盛土材、補強材の材料、長さ及び間隔をパラメータとした全13ケースについて実施した。GW20～GW31については文献8)の実験結果を使用しており、実験ケースの名称は文献8)のそれと整合させている。また表-3には、諸定数に材料試験結果を使用し、道路土工一擁壁工指針<sup>9)</sup>に基づいて算出した補強領域を通るすべり、滑動及び転倒並びに実験で使用した補強材と類似の抵抗特性を用いた補強土壁工法の設計・施工マニュアル<sup>9)10)</sup>に従って算出した補強材の引抜けに対する応答値を制限値との比として示している。本研究では、補強領域を通るすべりに着目していることから、これが遠心力載荷試験装置に搭載した振動台の載荷能力の範囲内で確実に生じるよう、設計計算上補強材の引抜けがほかの照査項目に先行して制限値を満足しなくなるように設定し、かつその制限値を現行の設計よりも小さめの値とした。このため、模型の補強材の長さは実際の補強土壁の補強材の長さよりもいくぶん短い。

## 3. 補強土壁のすべりに関する状態の限界点とその評価手法

本章では、動的遠心模型実験の結果に基づいて、補強土壁のすべりに関する変状の進展の特徴を概観したのちに、補強土壁のすべりに関する挙動を性能曲線という観点から観察することで、補強土壁がすべり始めない限界の状態及びすべりによって崩壊しない限界の状態を工学的に定義する。さらには、このうち前者のすべり始めない限界

表-3 実験ケース一覧

名称	盛土		補強材			備考	
	材料	密度 $D_r$ 締固め度 $D_c$	材料*	長さ $L$ (m)	間隔 (m) 鉛直 $S_v$ 水平 $S_h$		
GW20	珪砂7号	$D_r = 80.0\%$	GG-A	6.0	1.0	面状	文献8)
GW21	珪砂7号	$D_r = 80.0\%$	GG-A	2.3	1.0	面状	文献8)
GW24	GB	$D_r = 82.0\%$	GG-A	3.1	1.0	面状	文献8)
GW25	GB+珪砂7号	$D_r = 78.8\%$	GG-A	3.1	1.0	面状	文献8)
GW27	豊浦砂	$D_r = 47.8\%$	GG-A	3.1	1.0	面状	文献8)
GW29	珪砂7号	$D_r = 76.3\%$	GG-B	3.1	1.0	面状	文献8)
GW31	珪砂7号	$D_r = 77.5\%$	GG-A	3.1	1.0	面状	文献8)
SS03	珪砂7号	$D_r = 80.0\%$	SS	4.0	0.75	0.75	
SS04	珪砂7号	$D_r = 80.1\%$	SS	4.0	0.75	0.75	
SS05	珪砂7号	$D_r = 79.3\%$	SS	4.0	0.75	0.75	
SS06	珪砂7号	$D_r = 79.5\%$	SS	4.0	0.75	0.75	

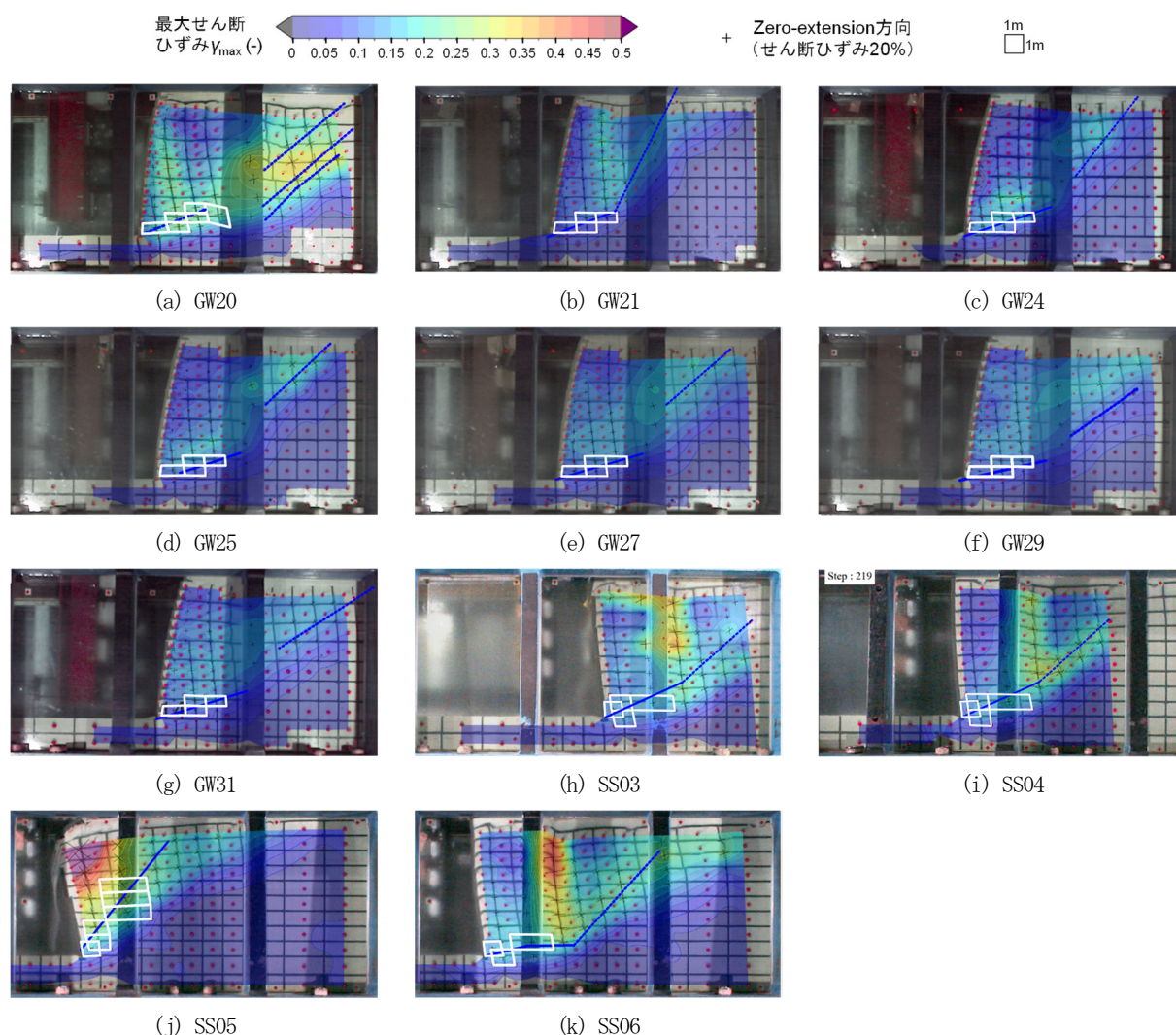


図-7 フロントブロックにせん断層が確認された時点（S点）の最大せん断ひずみコンター図

の状態を盛土材の力学試験結果と関連づけてモデル化し、定量的に評価する手法を検討する。

### 3.1 補強土壁のすべりに関する変状の進展

図-7 は、高速度カメラの画像に基づいて目視によって補強領域にすべり線を確認した時点の最大せん断ひずみ  $\gamma_{max}$  の分布及びすべり線の位置を示したものである。なお、GW20 については補強領域に明瞭なすべり線が認められなかったことから、後述する A 点のタイミングを対象に 2.5.2 の方法によって特定したフロントブロックの底辺の位置をすべり線の代わりに示している。荒木ら<sup>4)</sup>によれば、地震時に補強土壁の補強領域に生じる変形は、I せん断変形、II 伸長変形、III すべり変形によって構成され、このうち II の割合はごく小さく、特に変形の初期には I が主体であるがいったんすべりが生じると III が優勢となる。本実験においても引抜き抵抗力が相対的に低い

補強材を用いた SS05 を除けば概ね同様な傾向が認められた。すなわち、補強領域のせん断変形が進行した後、まず補強領域の背面にすべり線（図-7 中の青破線）が生じ、これが GW20 及び SS05 を除いて下段の補強材をまたいで補強領域を通るすべり（図-7 中の青実線）に進展した。いわゆる 2 楔形のすべり<sup>11)</sup>である。外形上は天端の沈下のほか壁面のはらみ出しが生じた。はらみ出しの形状は Izawa and Kuwano<sup>7)</sup>や荒木ら<sup>4)</sup>のそれに類似しており、壁面材の回転変位は下段ほど大きい傾向にあった。

SS05 は、引抜き抵抗力が相対的に低い補強材を用いたケースであるが、この場合には図-7 (k) のとおり 2 楔形ではなく 1 本の直線状のすべり線が生じた。他のケースに比べて補強領域内の盛土材の最大せん断ひずみは大きく、加えて実験終了後に目視で観察したところ壁面材どうしの接合部のずれが顕著であった。この状態が進展すれば、

盛土材の漏出や壁面材の脱落へ進展することが予想され、したがって複数の壁面材が共同して盛土材を支持するためには、補強領域の盛土材に生じる変形を一定の範囲にとどめる必要がある。

なお、これらの実験においては補強材に発生したひずみは事前に実施した補強材の引張試験で得た弾性限界の範囲にあり、壁面材についてもこれ自体の著しい変形等は発生していなかった。

### 3.2 荷重変位曲線上の限界点の評価

ここでは、補強土壁がすべりに関してどのような抵抗の特性を示すのかということを経験曲線という観点から観察したうえで、補強土壁がすべりに関して限界となる状態を定義する。

#### 3.2.1 性能曲線

補強土壁のすべりに関する健全度を評価するためには、その挙動の限界点を設定し、これを目安とすることが合理的である。挙動の限界を定めるためには、まず、作用の影響が増大するにつれて補強土壁の状態（応答）がどのように変化していくのかを連続的に把握する必要がある。この作用と応答の関係は、性能曲線と呼ばれる場合がある。文献12)では、土工構造物の性能曲線を表す物理指標（X軸、Y軸）として「荷重」と「変位・変形」の模試図が示されており、荷重のより具体的な物理指標として最大加速度、変位・変形のより具体的な物理指標として天端の沈下量が例示されている。文献12)のように、補強土壁の状態を表す指標を天端の沈下量等の構造物（例えば道路等）の機能面から定まる指標として設定することも考えられるが、ここではより力学的な面から即した指標で表すことを検討する。3.1の結果によれば、水平力を受ける補強土壁の状態については、最初は補強領域のせん断変形が主体であるが、いったんすべりが生じるとすべり線におけるすべり変形が卓越する。したがってこのような状態の連続的な変化を表現するためには、補強土壁の挙動をフロントブロックの水平方向の挙動として代表させればよいと考えられる。したがって、フロントブロックの水平方向の作用と応答の関係は、それぞれ平均応答加速度と重心位置の水平変位として代表することとし、2.5.2及び2.5.3によって算出した。なお、重心位置の水平変位については2.5.3で述べた理由から重心位置の高さにおける壁面の水平変位で代用した。図-8はフロントブロックの重心位置高さの壁面水平変位—平均応答加速度関係であり、履歴曲線を灰色線で、フロントブロックが主働状態にあるとき（図の縦軸の正側）の包絡線を黒線で示している。以後、この包絡線を性能曲線ということとする。なお、変

位計のレンジオーバーや欠測が生じた範囲については、盛土材に設置した標点を画像解析して変位を求めることで性能曲線を補間した。性能曲線に着目すれば、最初は平均加速度の増加に対して水平変位も漸増するが、あるところから水平変位の増加に対する平均加速度の増加は緩慢になり、最後には水平変位だけが増加する傾向にあった。SS06等では最後には平均加速度が低下した。なお、試験装置を保護する目的から、多くのケースで補強土壁模型が完全に崩壊するまでは載荷していないため、すべてのケースでSS06のような挙動が確認できているわけではない。以上のような性能曲線の傾向の模試図を描けば、図-9のとおりである。

次に、この性能曲線に基づいたすべりに関する状態の限界点を工学的に設定する。ここでいう限界点は、いわゆる限界状態設計法における限界状態を工学的指標で表したものと基本的には同義である。限界状態設計法は国内外の様々な構造物の技術基準類において導入されている。例えば、道路土工構造物技術基準・同解説<sup>13)</sup>では、盛土を例に挙げれば性能1の限界状態はA「盛土の力学特性に大きな変化が生じず、かつ路面から要求される変位にとどまる限界の状態」、性能3の限界状態はB「隣接する施設等へ甚大な影響を与えるような過大な変形や損傷が生じない限界の状態」と定義されている。道路橋示方書・同解説<sup>14)</sup>では、下部構造を構成する部材等の限界状態の一部を例示すれば、A「部材等の挙動が可逆性を有する限界の状態（限界状態1）」やB「部材等の挙動が可逆性を失うものの、耐荷力を完全には失わない限界の状態（限界状態3）」と定義されている。また文献12)においては、荷重と変位・変形により表現される性能曲線において、A 残留変位・変形が生じ始める点、B 残留変位・変形が著しく増大する（崩壊する）点の概念が示されている。

これらを参考にして、力学的な特性に即した状態として補強土壁のすべりに関する限界点を考察する。

#### 3.2.2 すべり始めない限界点（A点）

粒状体である土には、鉄やコンクリートと違い本質的に弾性範囲というものがない。また、補強土壁等の土工構造物は、建設後から緩やかに変形しつつ安定を保つことで目的とする構造物としての用に供されている。このようなことに鑑みれば、不具合の累積である塑性変位が急増し始める点として、図-9のA点を設定するという方法が考えられる。工学的には、A点までの範囲であれば補強土壁の力学的な特性に大きな変化は生じておらず、この程度の変位や変形は構造的にも機能的にも支障のないものと考えられる。A点の状態をすべりに関



する現象において解釈すれば、すべり始めない限界の状態と言える。

### 3.2.3 すべりによって崩壊しない限界点 (B点)

図-9のB点は、安定して荷重に抵抗できる限界の点で

ある。補強土壁の力学的な特性は初期の状態から変化しているが、崩壊等の致命的な状態には至っていない。B点の状態をすべりに関する現象において解釈すれば、すべりによって崩壊しない限界の状態と言える。

A : すべり始めない限界の点

C : 実験終了時点

B : すべりによって崩壊しない限界の点

S : 目視によってせん断層が確認された時点

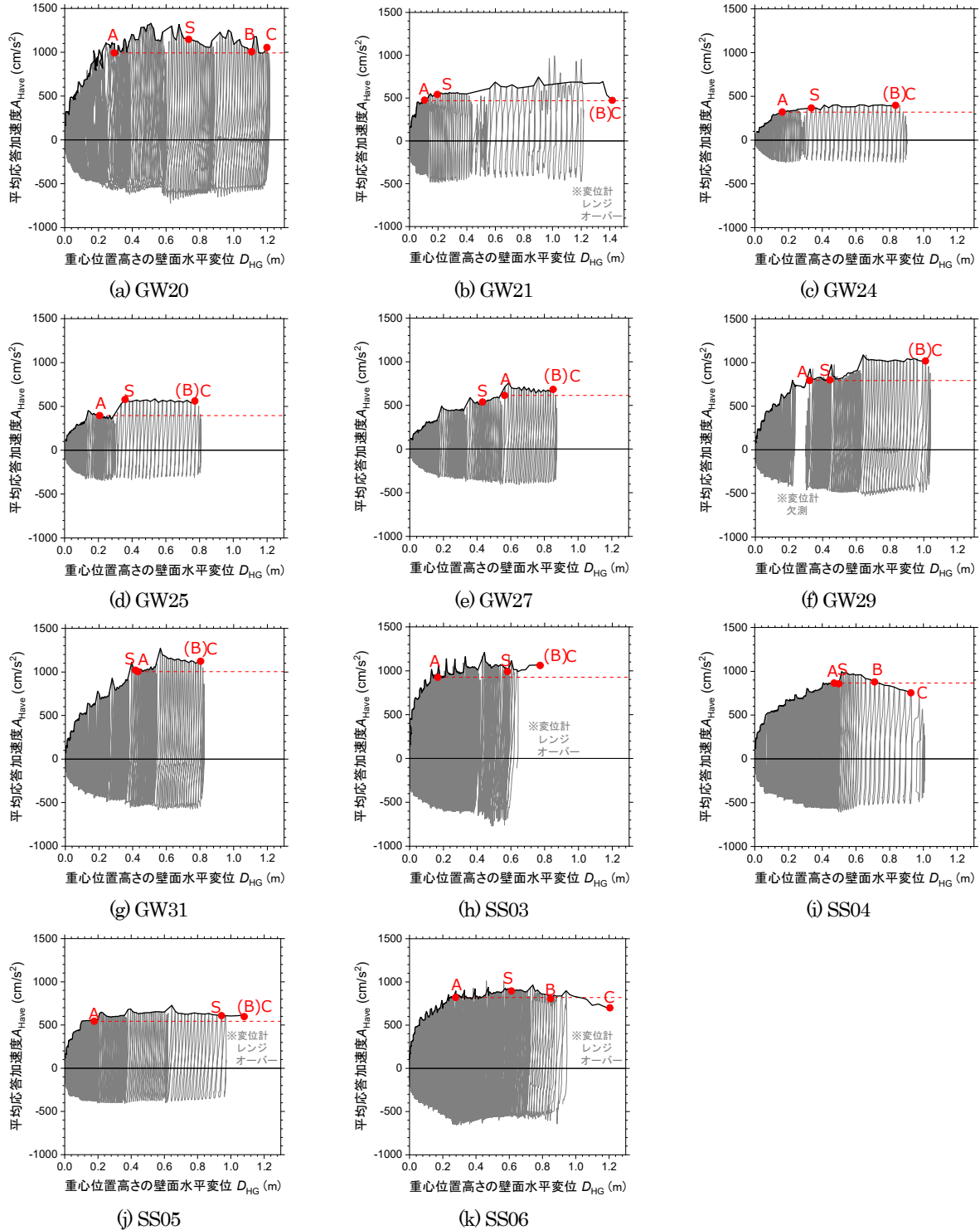


図-8 フロントブロックの重心位置高さの壁面水平変位—平均応答加速度関係

### 3.2.4 A点及びB点の評価方法

性能曲線上においてA点及びB点を定量的に評価する手法を考える。まずA点についてであるが、A点を荷重-変位曲線の初期勾配から2次勾配へ移行する点と考えれば、この点を見つける手段としては、荷重-変位曲線を観察し変位が急増する点を見つけ出す方法がある。例えば、圧密試験において圧密降伏応力を特定する方法がこれにあたる。本研究でも、この方法によってA点を評価することとした。具体的には、図-11のように平均加速度と水平変位の関係のグラフを両対数軸で表記し、性能曲線に沿った2本の直線の交点を読み取って、これをA点とした。

次にB点については、例えばGW20のように図-8で性能曲線上の明瞭な形状の変化点を捉えにくく、客観的に特定することが困難なケースがある。したがって評価の客観性を確保するために、A点を通るX軸と並行な線と性能曲線が交わる点をB点とすることとした。ただし、実験では装置の安全の確保に配慮し、補強土壁模型が完全に崩壊するまでは載荷されていないケースが多い。したがって、上述した設定方法によってB点を求めることができない場合には、実験終了時点(以下「C点」という。)をもってB点とした。なお、このように扱うことによ

て、真のB点の変位よりも小さな変位として評価することになることから、補強土壁の状態としては安全側に評価していることになる。

以上のようにして求めたA点及びB点のほか、フロントブロックにすべり線が目視により確認された時点(以下「S点」という。)及びC点を図-8に示した。同図によれば、S点はA点に対応していないケースも散見される。図-10は、フロントブロックの平均応答加速度及びフロントブロックの重心位置の水平変位について、A点とS点の関係をそれぞれ比べたものである。ここに、図中のbiasは平均、COVは変動係数を表す。図から明らかなように、平均応答加速度についてはS点とA点はよく対応しているが、水平変位についてはA点はS点の0.63倍程度しかなく、ばらつきも大きい。つまり、すべり線が目視で確認された時点は必ずしも性能曲線の限界点に対応しているとは限らず、その場合にはS点でもってA点とすることは適当でないようである。図-8においてA点とB点のそれぞれに到達するタイミングを比べれば、A点とB点に同時に到達するようなことはなく、必ずA点の後にB点に到達していた。つまり補強土壁のすべりに関し

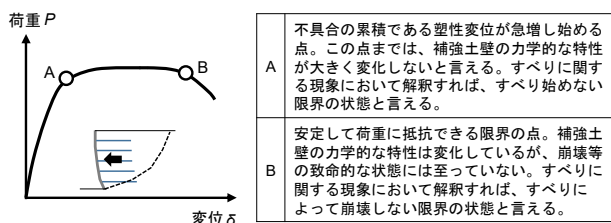


図-9 水平力を受ける補強土壁の荷重-変位関係(性能曲線)の模式図

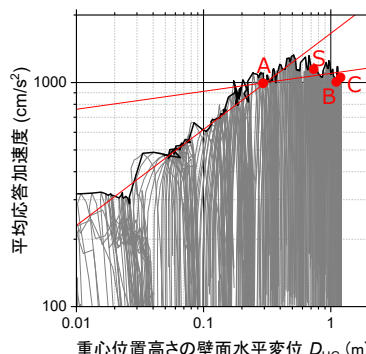
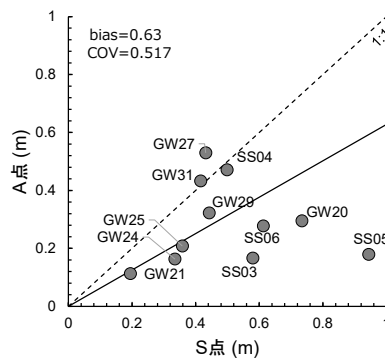
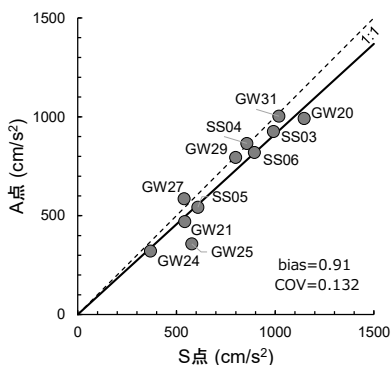


図-11 A点の特定の方法(図-8を両対数軸で表記)



(a) フロントブロックの平均応答加速度

(b) フロントブロックの重心位置の水平変位

図-10 フロントブロックの挙動におけるA点とS点の比較

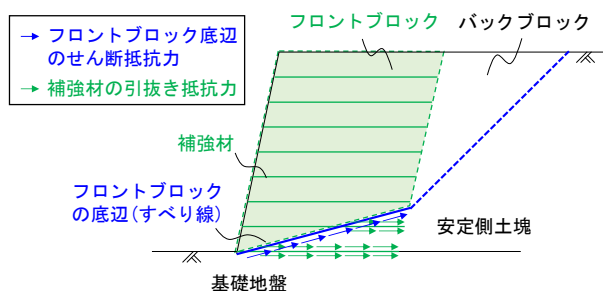


図-12 フロントブロックのすべりに関する抵抗要素

ては、塑性変位の急増が始まる（A 点に到達）と同時に荷重に抵抗できなくなる、というような状態にはならないということである。

### 3.3 すべり始めない限界点（A 点）におけるすべり線周辺の盛土材のひずみの評価

3.2 では、補強土壁のすべりに関する変状の進展の観察結果に基づいて、水平力を受ける補強土壁の挙動をフロントブロックの水平方向の挙動として代表させた。さらに、フロントブロックの重心位置の水平変位と平均加速度の関係で表した性能曲線上において、力学的な特性に即した限界点である A 点及び B 点を定義し、これを定量的に評価した。ここでは、フロントブロックのすべりにおいて作用に抵抗する要素（以下「抵抗要素」という。）について考察し、フロントブロックの底辺の盛土材のせん断抵抗力に着目する。そして、フロントブロックの挙動の限界点と盛土材のせん断ひずみの挙動の限界点を関連づけたうえで、A 点における盛土材のせん断ひずみを評価する手法を検討する。ここで、A 点に着目した理由は次のとおりである。B 点は相当に変形した状態で、このような状態に至ることは従来の経験に鑑みれば稀である。したがって、1 章で述べたように膨大な数の道路土工構造物を効率的に更新していくために、変形が生じた道路土工構造物の状態を簡易な目視点検等によって評価可能な手法を確立していくという目的に照らせば、A 点に関する健全性評価手法を開発するということが十分に有用であると考えられるためである。

#### 3.3.1 フロントブロックのすべりに関する抵抗要素

図-12 は、補強土壁のすべりに関する変状の観察結果に基づいて、補強土壁を含む盛土のすべりを模式図として示したものである。すなわち、補強土壁を含む盛土のすべりの形状はいわゆる 2 楔型であり、ここでは 2 楔の前方を構成する範囲をフロントブロック、後方を構成する範囲をバックブロック<sup>7)</sup>と言う。バックブロックは、フロン

トブロックにとっての背面地盤であり、フロントブロックによって支持されていると考えることができる。このような考え方に立てば、設計では通常バックブロックはフロントブロックに対する荷重として扱われ、そのような荷重に対するフロントブロックの状態を評価することになる。ここで、フロントブロックの底辺（すべり線）は、下段のいくつかの補強材をまたいでいる。フロントブロックへの作用に対して抵抗要素となり得るのは、フロントブロックとその周辺の構成要素との関係から①フロントブロック底辺における安定側土塊からの反力（盛土材のせん断抵抗力）、②フロントブロック底辺をまたぐ補強材を介した安定側土塊からの反力（補強材の引抜き抵抗力）及び③壁面材の下端における基礎地盤からの反力（壁面材底面のせん断地盤反力）である。②については、例えば図-12 のような形態で 1～2 本の補強材をまたぐすべりの場合には、全すべり抵抗力に占める②の割合は一般にわずかである。③については、この実験では分割型の壁面材を用いており、壁面材どうしの接合部は RC 製壁面材模型では単に突き合せただけ、鋼製枠模型では壁面材どうしをずらして設置（セットバック方式<sup>9)</sup>）していることから、壁面材どうしの接合部において伝達されている断面力はわずかであると考えられる。以上のことから、フロントブロックのすべりに関する抵抗要素として①フロントブロック底辺における安定側土塊からの反力（盛土材のせん断抵抗力）に関連する応答に着目する。

#### 3.3.2 フロントブロックの応答加速度—すべり線周辺の盛土材のひずみ

図-13 は、加振中の振動応答のピーク時におけるフロントブロックの底辺となるすべり線をまたぐ要素（図-7 の白枠）の最大せん断ひずみと応答加速度の関係である。図中に実線で示した面積荷重平均の算出方法は、式(3)のとおりである。また、図-13 には図-8 で特定した A 点及び B 点のほか、C 点及び S 点を併記している。

図-13 と図-8 の性能曲線の形状を比べれば、曲線の形状や A 点及び B 点との位置関係を含めて両者は酷似している。したがって、図-12 のような形状をしたすべりに関するフロントブロックの状態は、フロントブロック底辺の盛土材の状態として代表でき、また A 点及び B 点の状態もまた同様に代表できると考えられる。

#### 3.3.3 すべり始めない限界の点（A 点）の盛土材の最大せん断ひずみの評価モデル

ここでは A 点における盛土材のせん断ひずみを評価する手法を検討する。具体的には、遠心模型実験の結果と盛土材の力学試験結果を関連づけて、その相関関係を分析

A : すべり始めない限界の点

C : 実験終了時点

B : すべりによって崩壊しない限界の点

S : 目視によってせん断層が確認された時点

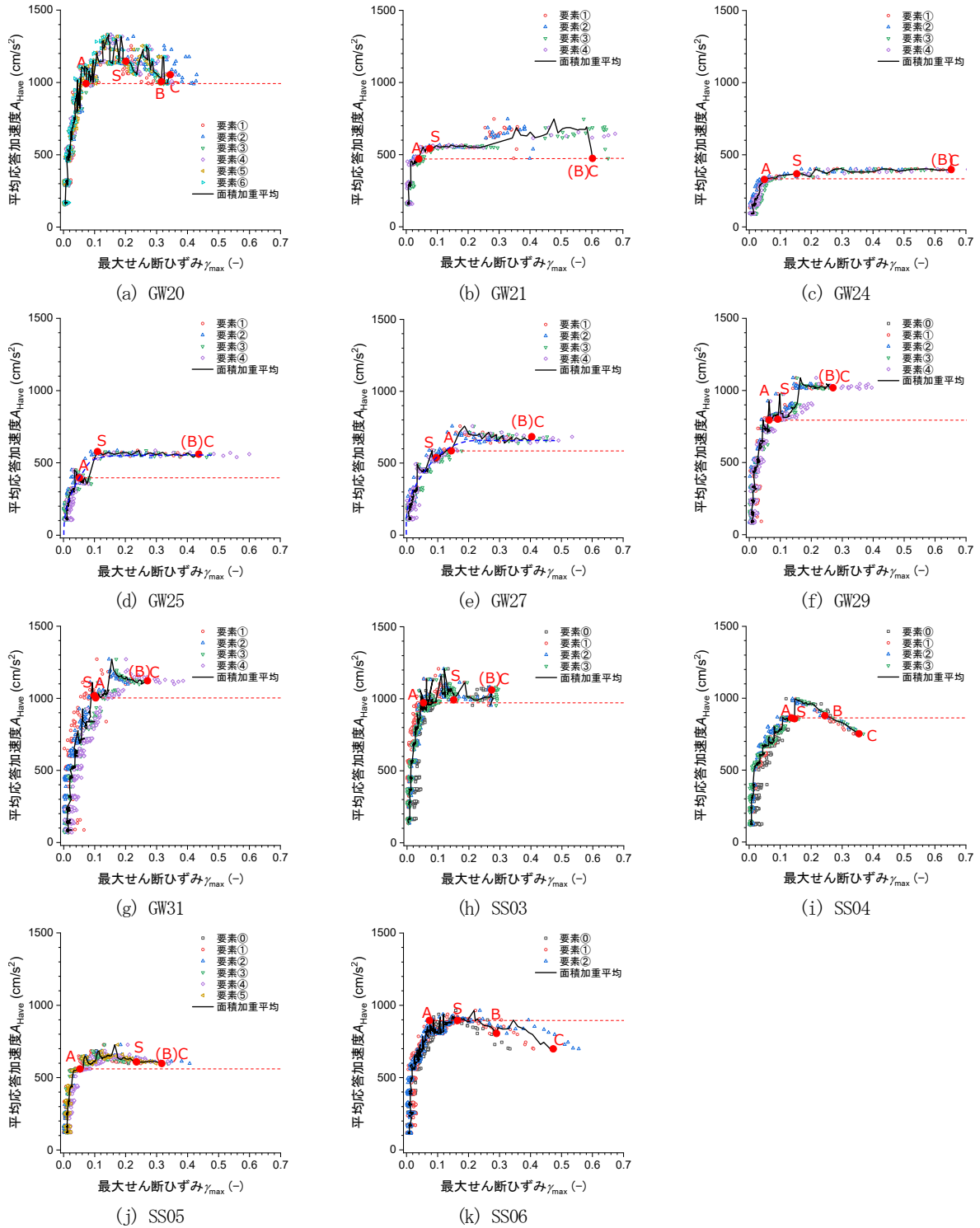


図-13 フロントブロックの底辺をまたぐ要素の最大せん断ひずみー平均応答加速度関係

する。盛土材のせん断特性を得るための力学試験には様々なものがあるが、本研究では実務における汎用性を考慮して三軸圧縮試験の結果を基に検討した。図-2 は三

軸圧縮試験(CD)で得た盛土材の主応力比 $R$ と最大せん断ひずみ $\gamma_{max}$ の関係である。「塑性変位が急増し始める点」という A 点の定義に鑑みれば、すべりが進行的に発生す

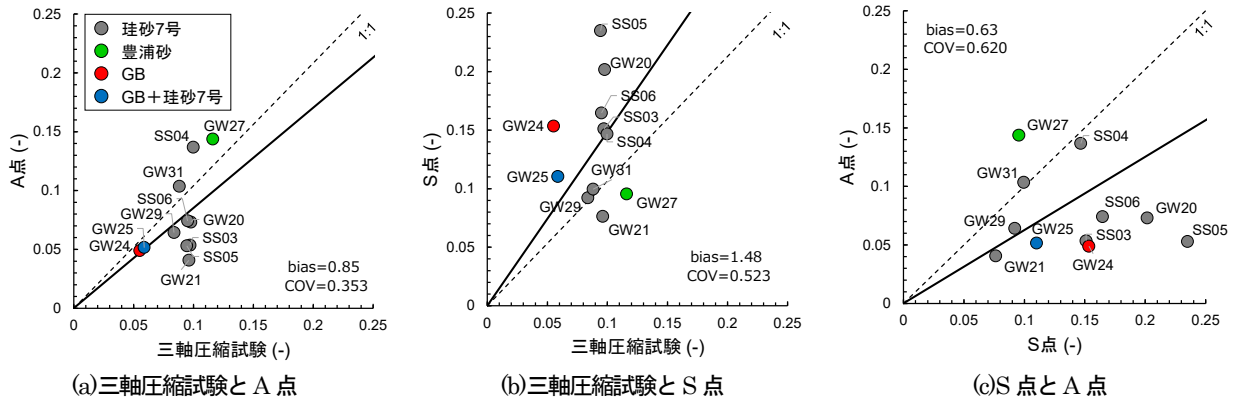


図-14 フロントブロックの底辺の盛土材のひずみと三軸圧縮試験結果の比較

るということを考慮すると、フロントブロック底辺の周辺の盛土材は局所的には主応力比 $R$ が最大となるときに近い水準のひずみが生じていると考えられる。このことから、連続した主応力比 $R$ と最大せん断ひずみ $\gamma_{max}$ の関係を代表する点として、主応力比 $R$ が最大の時の最大せん断ひずみ $\gamma_{max}^{TC}|_{q_{max}}$  (図-2の矢印の位置のひずみ)に着目した。図-14(a)は、図-2に示した三軸圧縮試験で得た主応力比 $R$ が最大の時の最大せん断ひずみ $\gamma_{max}^{TC}|_{q_{max}}$ と、図-13で得たA点の最大せん断ひずみ $\gamma_{max}^{MSE}|_A$ の関係である。なお、それぞれの記号の上付き文字は、三軸圧縮試験の英語表記 (Triaxial Compression test) と補強土壁の英語表記 (Mechanically Stabilized Earth wall) の頭文字をそれぞれ付したものである。図-14(b)及び(c)には、比較のためにS点とこれらの関係についても図示した。図-14(a)より、A点と三軸圧縮試験の関係は  $bias$  が 0.85、 $COV$  が 0.353であった。A点の最大せん断ひずみ $\gamma_{max}^{MSE}|_A$ は、フロントブロックの底辺における平均的な最大せん断ひずみと考えることができるが、その値は平均的には $\gamma_{max}^{TC}|_{q_{max}}$ より15%ほど小さい値ということのようである。図-14(b)S点と三軸圧縮試験及び図-14(c)A点とS点の関係については、いずれも相関が低いようである。

以上の結果より、フロントブロックのすべりに関するA点の状態は、フロントブロック底辺の盛土材のA点に対応する状態として代表でき、さらにA点での盛土材の最大せん断ひずみ $\gamma_{max}^{CMT}|_A$ は、三軸圧縮試験で得た主応力比 $R$ が最大の時の最大せん断ひずみ $\gamma_{max}^{TC}|_{q_{max}}$ によって評価できると考えられる。

#### 4. すべりに関する盛土材の状態を壁面材の回転変位に換算する手法

補強土壁のすべりに関する状態がどのようなか(例えばA

点に達しているか否か) ということを外観から評価できるようにすることを目的に、補強領域の盛土材の状態を下段の壁面材の回転変位に変換する手法を検討した。ここでは、自立式山留擁壁を対象として裏込め土のひずみと壁面の回転変位の関係を定式化した既往の研究<sup>15)</sup>を補強土壁に拡張し、フロントブロック底辺の盛土材の最大せん断ひずみと下段の壁面材の回転変位の関係の理論解を導出した。さらに遠心模型実験の結果と比較して、理論解の妥当性を評価した。

#### 4.1 自立式山留擁壁の裏込め土のひずみと壁面の回転変位に関する既往の研究

Bransby and Milligan<sup>15)</sup>は、自立式山留め擁壁が変形した際の裏込め土のひずみを予測するために、壁面の回転変位と裏込め土の最大せん断ひずみの関係の理論解を導出した。以下に、その方法を概説する。理論解の導出において、自立式山留壁の模型実験の結果に基づき図-15の可容速度場(以下、単に「速度場」という。)が仮定されている。この速度場では、ランキンの主働領域内の主応力の方向と一致するように主応力増分の方向が鉛直と仮定されている。したがって、速度場のひずみの特性曲線( $\alpha$ 線、 $\beta$ 線)は、鉛直とそれぞれ $45^\circ - v/2$ の角度をなす。ここでひずみの特性曲線は、伸び縮みの生じていない方向 (Zero-extension 方向) を連ねた線である。ダイレイタンシー角 $v$ の値はこの速度場において一定で、線分ABの下側の地盤は常に剛と仮定されている。このように仮定された速度場に基づいて、壁面の回転変位 $\theta$ と裏込め土の最大せん断ひずみ増分 $\delta\gamma_{max}$ の関係が、次式のように示されている。なお、ひずみ場の理論については文献16)に詳しい。

$$\delta\gamma_{max} = 2\theta \sec v \quad (5)$$

#### 4.2 補強土壁のフロントブロックのひずみと壁面材の

回転変位の関係の定式化

上記の考え方を補強土壁のフロントブロックに拡張する。フロントブロックの速度場は、遠心模型実験で観察された補強領域を通るすべり線及び Zero-extension 方向を参考に、図-16(a)のように仮定した。すなわち、 $\beta$  特性曲線の方法はすべり線の方法（水平から $\alpha_F$ だけ回転した方向）、 $\alpha$  特性曲線の方法は $\beta$  特性曲線から反時計回りに $90^\circ - \nu$  回転した方向である。

次に、仮定した速度場における盛土材の最大せん断ひずみ増分 $\delta\gamma_{xy}$ を算出する。図-16(b)に示すように、鉛直距離 $\delta H$ の間隔を持つ2つの $\beta$ 特性曲線 EF 及び CD の間の領域を考える。壁面が $\theta$  だけ回転変位したときの、E 点に対する C 点の速度を $\delta V$ とする。フロントブロック内の領域では、速度 $V$ の方向は $\alpha$ 特性曲線(CEはその中の1つ)に直交することから、 $x$  軸及び $y$  軸に関して領域 CDFE のひずみは次式で与えられる。

$$\delta\varepsilon_x = 0 \tag{6a}$$

$$\delta\varepsilon_y = -\frac{\delta V \sin \nu}{\delta H \cos \alpha_F} \tag{6b}$$

$$\delta\gamma_{xy} = \frac{\delta V \cos \nu}{\delta H \cos \alpha_F} \tag{6c}$$

$\theta$ が微小な場合には、次式が成立する。

$$\theta \cong \frac{\delta V}{\delta H} \cos(\alpha_F - \nu) \tag{7}$$

式(7)より、式(6b)及び式(6c)はそれぞれ式(8a)及び式(8b)のように表すことができる。

$$\delta\varepsilon_y = -\frac{\sin \nu}{\cos \alpha_F \cos(\alpha_F - \nu)} \theta \tag{8a}$$

$$\delta\gamma_{xy} = \frac{\cos \nu}{\cos \alpha_F \cos(\alpha_F - \nu)} \theta \tag{8b}$$

ここで、モールのひずみ円によれば、最大せん断ひずみ増分(工学ひずみ)  $\delta\gamma_{\max}$ は次式で表される。

$$\delta\gamma_{\max} = \delta\varepsilon_1 - \delta\varepsilon_3 \tag{9a}$$

$$\delta\varepsilon_1 = \frac{1}{2}(\delta\varepsilon_x + \delta\varepsilon_y) + \sqrt{\frac{1}{4}(\delta\varepsilon_x - \delta\varepsilon_y)^2 + \left(\frac{\delta\gamma_{xy}}{2}\right)^2} \tag{9b}$$

$$\delta\varepsilon_3 = \frac{1}{2}(\delta\varepsilon_x + \delta\varepsilon_y) - \sqrt{\frac{1}{4}(\delta\varepsilon_x - \delta\varepsilon_y)^2 + \left(\frac{\delta\gamma_{xy}}{2}\right)^2} \tag{9c}$$

したがって、式(6a)及び式(8)を式(9)に代入すれば、最大

$V$ : 全速度

$V_\alpha, V_\beta$ : Zero-extension line の方向に沿った速度成分

$\nu$ : ダイレイタンシー角

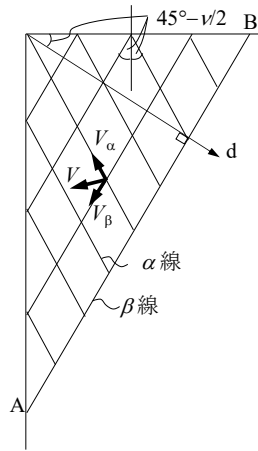
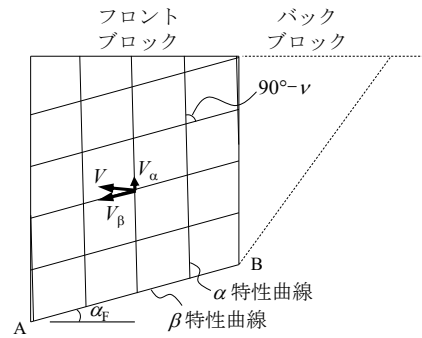
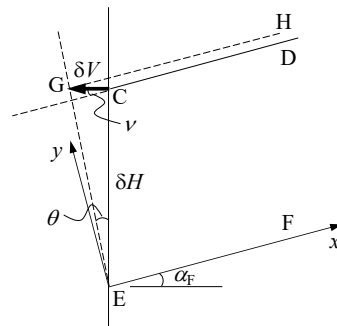


図-15 自立式山留め擁壁の速度場 (Bransby and Milligan) 15)



(a) 仮定した速度場



(b)  $\alpha$  特性曲線と $\beta$ 特性曲線により分割される1つの要素の速度場

図-16 補強土壁の補強領域(フロントブロック)の速度場

せん断ひずみ増分 $\delta\gamma_{\max}$ は次式で与えられる。

$$\delta\gamma_{\max} = \frac{1}{\cos \alpha_F \cos(\alpha_F - \nu)} \theta \tag{10}$$

ゆえに、壁面材の回転変位 $\theta$ と盛土材の最大せん断ひずみ増分 $\delta\gamma_{max}$ の関係を式(11a)のように定義したときの係数 $C_1$ の理論解は、式(11b)のとおりである。

$$\theta = C_1 \delta\gamma_{max} \quad (11a)$$

$$C_1 = \cos \alpha_F \cos(\alpha_F - \nu) \quad (11b)$$

$C_1$ は、仮定された速度場（破壊メカニズム）において、盛土材の最大せん断ひずみ（内部の変形）を壁面材の回転変位（外形上の変位）に変換する係数である。

ここで、Bransby and Milligan<sup>15)</sup>が仮定した速度場においては、壁面の回転変位 $\theta$ と盛土材の最大せん断ひずみ $\gamma_{max}$ の関係は式(5)である。式(11a)の定義にしたがって式を変形すれば、Bransby and Milligan<sup>15)</sup>が仮定した速度場の $C_1$ は次式のとおりである。

$$C_1 = \frac{1}{2} \cos \nu \quad (12)$$

図-15では $\beta$ 特性曲線が水平となす角度 $\alpha_F$ は $45^\circ + \nu/2$ と仮定されているから、これを式(11b)に代入すれば式(12)と一致する。

ダイレイタンシー角 $\nu$ はこの速度場において一定と仮定していることから、式(11b)によれば $C_1$ の値は定数となる。したがって、式(11a)よりある $\beta$ 特性曲線上ではいずれの点でも最大せん断ひずみ増分 $\delta\gamma_{max}$ の値は等しく、かつその大きさは $\beta$ 特性曲線が壁面と交わる点における壁面の回転変位増分によってのみ定まる。図-16(a)から、特性曲線の方法は変形中において一定と仮定しているため、最大せん断ひずみ増分 $\delta\gamma_{max}$ の総和として得られる最大せん断ひずみ $\gamma_{max}$ は、同様に初期の位置からの壁の回転角度 $\theta$ により定まる。式(11b)から得られる $C_1$ を、幅広い範囲の $\alpha_F$ に対して描けば図-17のようになる。式(11b)は $\alpha_F$ のほかダイレイタンシー角 $\nu$ にも依存するが、2次元で

の土要素のダイレイタンシー角は、粘着力を無視すれば次式で表すことができる<sup>16)</sup>。

$$\sin \nu = \frac{R - K}{R + K} \quad (13a)$$

$$\sin \phi_{mob} = \frac{R - 1}{R + 1}, \quad R = \frac{\sigma'_1}{\sigma'_3} \quad (13b)$$

ここに、 $\sigma'_1$ は最大主応力、 $\sigma'_3$ は最小主応力、 $K$ は $\sigma'_3$ や密度及び土の内部構造にあまりよらない定数で平面ひずみ状態では通常2~4くらいの値、 $\phi_{mob}$ は動員された摩擦角である。 $\phi_{mob}$ が $25^\circ \sim 45^\circ$ 程度の場合には式(13b)から $R$ は2.5~6になるので、したがってダイレイタンシー角 $\nu$ は式(13a)より $5^\circ \sim 30^\circ$ 程度の範囲となる。また、遠心模型実

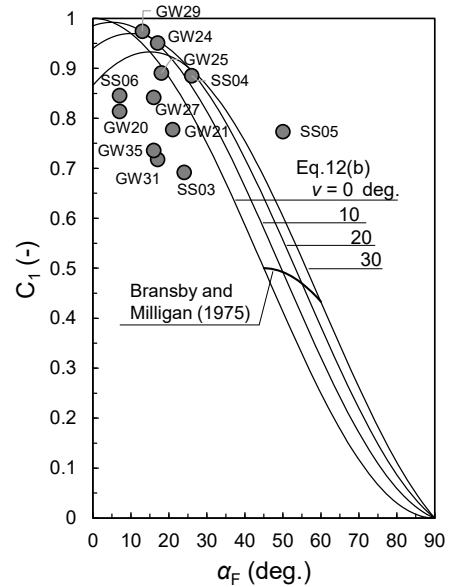


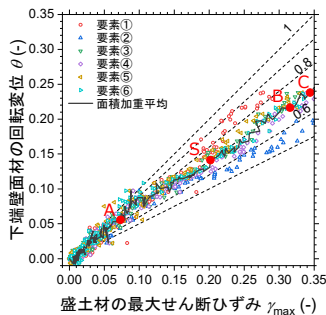
図-17  $\alpha_F$ と $C_1$ の関係

A : すべり始めない限界の点

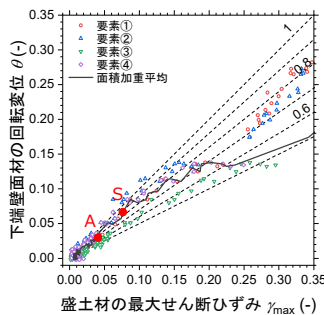
C : 実験終了時点

B : すべりによって崩壊しない限界の点

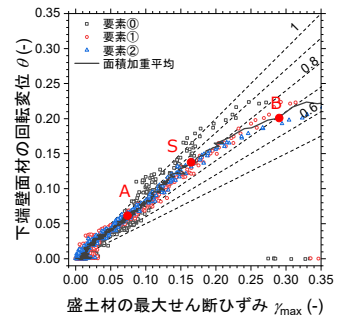
S : 目視によってせん断層が確認された時点



(a) GW20



(b) GW21



(c) SS06

図-18 フロントブロックの底辺をまたぐ要素の最大せん断ひずみ-最下壁面材の回転変位関係 (例)

験の結果によれば、 $\alpha_F$ は15°から25°程度の範囲であったことから、式(11b)によれば $C_1$ は概ね0.9程度の値をとる。図には Bransby and Milligan<sup>15)</sup>が仮定した速度場の条件に対して計算した $C_1$ をプロットしているが、その値はおおよそ0.45~0.5である。 $C_1$ の物理的な意味は、盛土材に単位あたりの最大せん断ひずみ $\gamma_{max}$ が発生した場合に壁面がどれだけ回転変位するかということである。つまり、山留式擁壁のような形式の擁壁に比べて、補強土壁の場合には発生している最大せん断ひずみ $\gamma_{max}$ の値が同じでも壁面がより傾くということである。言い換えれば、同じだけ壁面が傾いていても、補強土壁の方が発生している最大せん断ひずみ $\gamma_{max}$ が小さいということになる。

### 4.3 下段の壁面材の回転変位—すべり線のひずみ

ここでは、4.2で定式化したフロントブロック底辺の盛土材の最大せん断ひずみと壁面材の回転変位の関係の理論解の妥当性を検証した。検証には3章に示した動的遠心模型実験の結果を使用し、式(11a)の定義に基づいたときに遠心模型実験から得られる $C_1$ と式(11b)から得られる $C_1$ の理論解を比較し、その精度を評価した。

まず、遠心模型実験における $C_1$ の実測値を算出する。式(11a)の定義から、壁面材の回転変位 $\theta$ をフロントブロック底辺の盛土材の最大せん断ひずみ $\gamma_{max}$ で除せば $C_1$ の値が求まる。フロントブロック底辺の盛土材の最大せん断ひずみ $\gamma_{max}$ には、図-13の値を使用した。壁面材の回転変位 $\theta$ については、2.5.5に示した方法によりRC製壁面材模型のケースでは最下段の壁面材の値を算出した。鋼製枠模型の場合には、RC製壁面材模型1つと同じ高さの範囲となるように、高さ1.5m程度の範囲の平均的な回転変位を算出した。図-18は、このようにして求めた $\gamma_{max}$ と $\theta$ の関係である。いずれのケースにおいてもその関係の傾向は類似していたことから、ここでは壁面材に鋼製枠模型を用いたケースのうち補強材が長い条件のGW20と短い条件のGW21、及びRC製壁面材模型を用いたSS06の結果を例示した。図より、いずれのケースにおいても $\gamma_{max}$ と $\theta$ の関係は初期には概ね線形であるが、A点を超えていくらかしてから非線形性が強まり、 $\gamma_{max}$ の増分の方が大きくなる傾向にあった。壁面材の回転変位は、補強領域の盛土材の単純せん断とすべり線周辺での盛土材のひずみの局所化に伴うすべり変位が複合された結果として生じており、いったんひずみの局所化が卓越し始めると $\gamma_{max}$ と $\theta$ の間の関係の非線形性が強まるということと考えられる。すなわち、少なくともA点までの範囲では $C_1$ を定数として扱うことができるが、これを超えると $\gamma_{max}$ と $\theta$ の間の関係の非線形性を考慮して $C_1$ を扱う必要があるということ

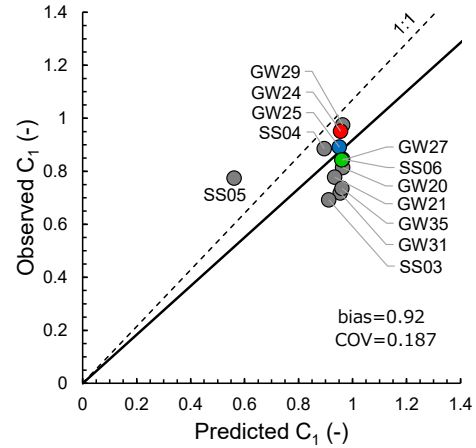


図-19  $C_1$ の精度の評価

である。このような非線形性を精度よく考慮することは現時点の知見では困難と考えられることから、ここでは $\gamma_{max}$ と $\theta$ の関係が安定して線形で推移している範囲について、 $\theta$ を $\gamma_{max}$ で除したうえで平均的な $C_1$ を求めた。得られた $C_1$ と遠心模型実験におけるフロントブロック底辺の水平からの角度 $\alpha_F$ の関係を図-17に示した。図より、遠心模型実験で得た $C_1$ の値は補強土壁の場合には0.7~1.0程度であった。理論解は遠心模型実験結果よりもやや大きめであるものの、トレンドは概ね一致していた。図-19は、 $C_1$ の理論解の精度を評価するために、遠心模型実験で得た $C_1$ を縦軸に、式(11b)によって算出した $C_1$ の理論値を横軸にとって比較したものである。ここに、ダイレイタンシー角 $\nu$ は $\phi/2$ として算出した。その結果、理論解は実験結果をやや過小に評価しているものの、実験結果をよく表現できていると判断できる。

### 5. 補強土壁がすべり始めない限界点(A点)に対する健全性の評価手法の提案

3章では補強土壁のすべりに関する状態を定量的に評価する手法を検討し、4章では補強領域の盛土材の状態を壁面材の回転変位に変換する手法を検討した。ここではすべり始めない限界点を対象に健全性評価手法を提案する。なお、ここで示す式中使用する記号については、すでに前出しているものもあるが、改めて記号の説明を表記した。

まず、式(11a)より補強土壁がすべり始めない限界の点(A点)におけるフロントブロック底辺の状態を表せば次式のとおりである。

$$\theta|_A = C_1 \cdot \gamma_{max}^{MSE}|_A \quad (14)$$



ここに、 $\theta|_A$ はA点における壁面材の回転変位、 $\gamma_{max}^{MSE}|_A$ は、フロントブロック底辺の最大せん断ひずみである。上式を図-14(a)のA点に関するフロントブロックの底辺の盛土材のひずみ $\gamma_{max}^{MSE}|_A$ と三軸圧縮試験結果 $\gamma_{max}^{TC}|_{qmax}$ の比を含むように変形すれば、次式のとおりである。

$$\begin{aligned} \theta|_A &= C_1 \cdot \frac{\gamma_{max}^{MSE}|_A}{\gamma_{max}^{TC}|_{qmax}} \gamma_{max}^{TC}|_{qmax} \\ &= C_1 \cdot C_2 \cdot \gamma_{max}^{TC}|_{qmax} \end{aligned} \quad (15)$$

ここに、 $\gamma_{max}^{TC}|_{qmax}$ は三軸圧縮試験で得た主応力比 $R$ が最大の時の最大せん断ひずみ、 $C_1$ はフロントブロック底辺の盛土材の最大せん断ひずみを下段の壁面材の回転変位に変換する係数で式(11b)による。 $C_2$ はフロントブロック底辺の盛土材の最大せん断ひずみと三軸圧縮試験で得た主応力比 $R$ が最大の時の最大せん断ひずみを関連づける係数で、両者の変換によって生じる誤差を考慮し図-14(a)より0.85と設定した。式(15)の意味するところは、補強土壁がすべり始めるという補強土壁のシステムとしてのある状態(A点)を、係数 $C_2$ によって三軸圧縮試験結果と関連付け、さらに係数 $C_1$ によって壁面材の回転変位に変換するということである。このようにすることによって、三軸圧縮試験という汎用的な力学試験の結果を用いてA点という限界点の状態が設定され、さらには点検において外観から容易に把握できる物理量との関連付けがなされる。

次に式(15)の予測精度を検証する。図-20は、遠心模型実験で得たA点における壁面材の回転変位(観測値)を縦軸に、これに対応する条件について式(15)によって算出した壁面材の回転変位(予測値)を横軸にとったものである。予測値に対する観測値の**bias**は0.93、**COV**は0.375であった。式(15)により予測することに対する安全余裕の目安を得るために、図-20について95%予測区間を算出した。 $\theta|_A$ は0以上の値をとるため、対数正規分布を仮定した回帰分析を実施し図中に一点鎖線で示した。95%予測区間の形状は非線形であるが、仮に本実験の $\theta|_A$ 範囲に対して安全率 $F_s$ として評価すれば1.67程度の値となった。これを照査式の形で示せば次式のとおりである。

$$\theta < \frac{1}{F_s} \cdot \theta|_A \quad (16)$$

ここに、 $\theta$ は下段の壁面材の回転変位であり、維持管理では点検時に計測した値である。 $F_s$ はモデル、データに対するあてはめ等に起因する誤差を考慮した安全率である。補強土壁がすべり始めているか否かの評価においては、最下段の壁面材の回転変位 $\theta$ を測定し、これと $1/F_s \cdot \theta|_A$ を比べることで補強土壁のすべりに関する健全性の目安

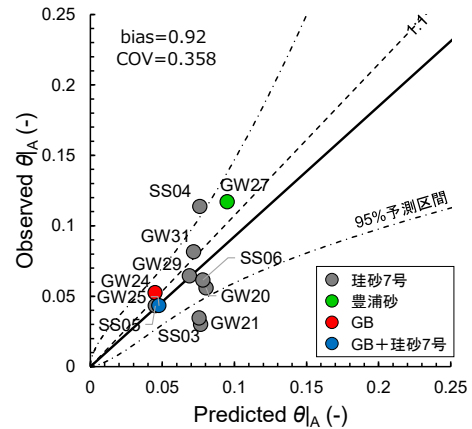


図-20 A点における壁面材の回転変位 $\theta|_A$ の予測値と実験値の関係

を得ることができる。

本手法の主な留意事項及び適用条件を整理すれば、次のとおりである。

- 部材の破壊が生じていないこと。補強材の破断等の部材の破壊がすべりに先行して生じた状態は対象としていない。
  - 壁面のはらみ出しは、補強領域のつま先を通るすべりに起因したものであること。壁面の変位がこれと異なるメカニズムによって生じたものである場合には、基本的には適用することができないものと考えられる。
  - 壁面材の回転変位 $\theta$ は、下端より高さ1.5m程度の範囲の平均的な値を計測すること。
  - 本手法の開発に用いた実験の供試体の条件の範囲を適用範囲とすれば、以下のとおりである。
    - 補強材の引抜き抵抗の機構は摩擦抵抗に期待したものであること。摩擦抵抗に期待した機構以外の機構の補強材においても、引抜き抵抗力が確保されていれば、速度場の考え方は基本的には成立するものと考えられるものの、本研究では摩擦抵抗以外の機構の補強材の場合の挙動を検証するには至っていない。
    - 盛土材は粗粒土であること。分析の対象とした遠心模型実験は粗粒土を対象としたものであることから、少なくとも粘性土、固結に期待する安定処理土等の本研究で対象としていない材料については、別途検証する必要がある。
    - 壁高、補強材の長さ等の条件が表-3に示した程度の条件の範囲であること。
- なお、本研究で提案した手法は、理想的な条件で実施し

た遠心模型実験結果に基づいたものである。したがって、実用上の有効性については引続き評価していく必要があり、そのためには提案した手法を変状事例に対して適用し、データを蓄積していかなければならない。

また、本研究ではすべり始めない限界点 (A 点) を評価する手法については、一定の成果を得たものと考えているが、すべりによって崩壊しない限界点 (B 点) を評価するには至っていないことから、引続きデータの蓄積が必要である。

## 6. まとめ

本研究の範囲で得られた知見を示すと次のとおりである。

- ・遠心模型実験の結果によれば、すべりに関する補強土壁の変状は、補強領域のせん断変形が進行した後、まず補強領域の背面にすべり線が生じ、下段の補強材をまたいで補強領域を通るすべりに進展し、いわゆる 2 楔形のすべり線が形成された。外形上は天端の沈下のほか、壁面のはらみ出しが生じた。はらみ出しに起因した壁面材の回転変位は、下段ほど大きい傾向にあった。
- ・水平力を受ける補強土壁の挙動をフロントブロックの水平方向の挙動として代表させ、フロントブロックの重心位置の水平変位と平均加速度の関係からなる性能曲線上において、力学的な特性に即した限界点としてすべり始めない限界点 (A 点) 及びすべりによって崩壊しない限界点 (B 点) を定義した。
- ・フロントブロックのすべりに関する抵抗要素について考察したうえで、フロントブロック底辺の盛土材のせん断抵抗力に着目し、A 点に対応する盛土材の最大せん断ひずみを評価するモデルを検討した。
- ・すべりに関する盛土材の最大せん断ひずみの状態を壁面材の回転変位に変換する手法として、動的遠心模型実験結果から確認された破壊メカニズムに基づいて可容速度場を設定し変位の適合条件を満足するよう求解することで、補強領域の最大せん断ひずみと壁面材の回転変位の関係の理論解を定式化した。この理論解は、動的遠心模型実験の結果とよく対応した。
- ・以上の結果に基づいて、補強土壁がすべり始めない限界点に関する健全度評価手法を整理した。すなわち、補強土壁がすべり始めるというシステムとしての状態 (A 点) を係数  $C_2$  によって三軸圧縮試験結果と関連付けること

で求め、さらにこれを係数  $C_1$  によって下部の壁面材の回転変位  $\theta|_A$  に変換する。この  $\theta|_A$  と補強土壁の点検で測定した下部の壁面材の回転変位を比べることで、健全性の目安を得るものである。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路土工－擁壁工指針、丸善出版、2012
- 2) 中島進、古関潤一、渡辺健治、舘山勝：補強土擁壁の地震時変位量計算手法の構築及び実被害事例への適用、ジオシンセティックス論文集、Vol.23、pp.201-208、2008
- 3) 許晋碩、澁谷啓、ジャンミンズ：ジオテキスタイル補強土壁における変上トラブルの原因と対策工に関する数値解析的研究、Vol.23、pp.19-26、2011
- 4) 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
- 5) 国立研究開発法人土木研究所：補強領域内のせん断変形に着目した補強土壁の地震時変形量の計算法に関する検討、土木研究所資料第 4336 号、2016
- 6) 野々山栄人、宮田喜壽、Richard J. Bathurst：SPH 法による補強土壁の変形・損傷・破壊解析法、土木学会論文集 A2 (応用力学)、Vol. 77、No. 1、pp.35-45、2021
- 7) 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
- 8) 国立研究開発法人土木研究所：補強土壁の耐震性に関する動的遠心模型実験、土木研究所資料第 4335 号、2016
- 9) 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、2013
- 10) 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 4 回改訂版、2014
- 11) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説一土留め構造物、丸善出版、2012
- 12) 性能設計・土工技術検討会：土工構造物における性能設計の実務と展望、pp.116-121、丸善出版、2021
- 13) 日本道路協会：道路土工構造物技術基準・同解説、2017
- 14) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、丸善出版、2017
- 15) Bransby, P. L. and Milligan, G. W. E.: Soil deformations near cantilever sheet pile walls, geotechnique, Vol. 25, No.2, pp. 175-195, 1975
- 16) 龍岡文夫、浜田英治：鉄筋による砂斜面の補強法に関する室内実験[II]－補強材の長さの影響－、生産研究、36 巻、11 号、pp.13-16、1984.11

## 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、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。偏土圧や盛土の変位による変状の再現解析の結果からも、条件によっては変状が進展して道路機能に影響を与えることも想定されるが、設計で適切に考慮できる可能性が考えられた。その他、盛土や基礎地盤に接した面の変状など点検時に確認することが困難な変状もあるが、設計時点で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。

キーワード：カルバート、変状、点検、記録、維持管理、設計法

#### 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 にまとめたが、本節では、部材別・部位別に点検における着眼点を整理した。

また、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く、点検・記録・措置が必要な部材や部位も多いため、重点的に点検や措置を行う項目について整理した。

さらに、7.1.7 で事例をもとに行った再現解析を踏まえ、偏土圧や盛土の変位による変状による道路機能への影響に注意を要する条件について整理した。

#### 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気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、底版から立ち上る、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、鉄筋が大気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もある。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。

「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 2 巡目の 2 年目まで（令和元年度および令和 2 年度）と 1 巡目（平成 30 年度以前）の点検結果を比較しても、漏水や遊離石灰の範囲の拡大が報告された事例があった。

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。

カルバート完成時より毎回の点検では、進展が懸念され



(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

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・破損のみで

他の変状を伴わなければ、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伴い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、その進展状況によっても、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

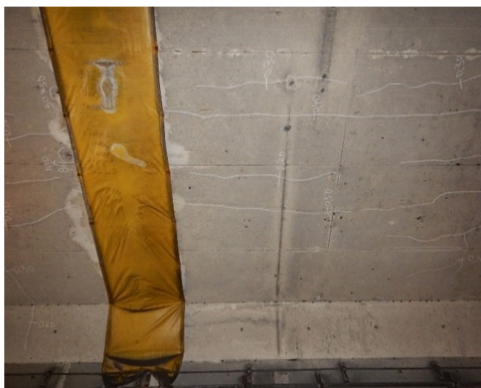


写真-2 補修後の継手部からの漏水の例

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、そこから再び漏水が生じるなど、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。

## 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たとことが考えられ、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 上部道路面の変状

上部道路面の亀裂・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132事例のうち大部分の事例で確認の実施や変状の有無に関する情報が点検調書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3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、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ことに伴い、令和元年度以降の定期点検2巡目においては、上部道路の変状について新たに報告される事例も見られた。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。

定期点検2巡目の2年目までの点検結果と1巡目の点検結果を比較した範囲では、顕著な変状の進展が見られた事例はなかったが、立地条件によっては、漏水や遊離石灰の範囲が拡大した事例が見られた。これらの変状は進展し

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 ↓				

た場合に利用者被害に至る可能性もあるため、重点的な点検が必要と考えられる。

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。

### 3.1 偏土圧によるひびわれの確認の必要性

偏土圧によるひびわれは、変状の進展可能性は条件によるが、比較的多く報告される変状であり、点検でも時系列的な変化等を確認する必要性が考えられる。ここでは、7.1.7で行った試算結果をもとに、偏土圧の影響について示す。

7.1.7の4.2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4.3では、左右の土かぶりの違いも考慮した偏土圧を作用させ、土かぶりの薄い側と土圧係数の小さい側が一致する、つまり左右の水平土圧の差が大きい場合、頂版の正の曲げモーメントの最大値が大きくなり、相対的に不利な結果となった。

7.1.7の4.4では、カルバート左右および縦断方向で土圧係数を変え、さらに主鉄筋の配筋を変えて3次元ひびわれ解析を行った結果、頂版のひびわれの発生のしやすさが異なると想定される結果を得た。主鉄筋が斜角を有するカルバートの坑口に平行な斜め方向のみの場合、側壁に直角な主鉄筋を併用した場合と比べ、ひびわれが発生しやすいと想定される結果で、両者でひびわれが発生しやすい位置の分布も異なった。一方、実際には3次元ひびわれ解析で再現できないひびわれも見られ、偏土圧や配筋、活荷重の他、温度応力や乾燥収縮が複合的に影響していると考えられた。

以上のことから、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、左右の水平土圧の差が大きくなる場合に、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。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で、主鉄筋が側壁に対して斜め方向に配筋されているのみの場合は一層、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について注意深く確認する必要があると考えられる。

### 3.2 盛土の沈下による影響の検証

基礎地盤の沈下や盛土の変形に伴う変状も、進展の程度によっては道路機能に影響を及ぼす。7.1.7での検討結果をもとに、盛土の変位の影響について示す。

継手の開きが生じたカルバートに対し、7.1.7の5.2で実施した現地の地質調査を踏まえ、5.3において縦断方向の試算を行ったところ、弾性床上の梁でモデル化し、上載荷重と地盤ばねの考慮のみでは、新設されたブロックが坑口で沈み込む実際の状況が再現できなかった。一方、自重変形解析により盛土の変位量を求め、これをカルバートの梁モデルに入力する方法であれば、継手の開きとしては

実際よりも小さくなったが、新設ブロックが坑口へ向かって沈み込む傾向は再現でき、カルバートの挙動の評価において、周辺の盛土の変形や、これらが持続的であるかの考慮が必要と考えられる。

## 4. 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とともに、重点的な点検が必要と考えられる変状について整理した。

カルバートの変状は、進展速度や道路機能への影響も変状形態や立地条件により異なるため、進展速度が速く、道路機能に影響を与える可能性の高い変状に対し重点を置くことで、点検作業の効率化が期待できる。一方、視認しやすい変状の中にも、施工条件等の要因で一時的に発生したもので、その後は長期間にわたり進展がないと考えられるものもある。記録を蓄積し、同一箇所の同一の変状の進展の有無や速さを把握することは、点検作業の重点化・効率化に資すると期待できる。

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。例えば、偏土圧や盛土の変形による変状については、設計により適切に考慮できると考えられる。

盛土や基礎地盤に接した面の変状など、点検時に確認することが困難な位置に生じる変状は、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。

カルバートの変状に関する以上の整理・分析の結果は、点検手法や設計手法にも反映させ、進展しやすい変状や道路機能に影響を与える可能性の高い変状について重点を置いた効率的な点検手法、供用後に維持管理しやすいカルバートの設計法に反映する予定である。

## 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、平成11年3月
- 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、昭和62年5月

## 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：間瀬利明、澤松俊寿、小出央人

#### 【要旨】

本研究は、生産性に優れたプレキャスト工法の合理的な構築手法の開発を目指したものである。道路土工構造物に用いるプレキャスト部材の中でも多様な種類のある通常のブロック積擁壁及び大型ブロック積擁壁を対象に、道路擁壁としての性能を確保したうえで、現場条件に応じて施工性及び維持管理性に優れた製品が活用されるよう、大型ブロック積擁壁等の構造の評価手法を検討した。また、大型ブロック積擁壁等の機能向上に資する付加技術を検討した。これらの成果を「大型ブロック積擁壁設計・施工の手引き（案）」として共同研究報告書にとりまとめた。

キーワード：大型ブロック積擁壁、ブロックの積み方、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。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はじ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積擁壁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、生産性に優れたプレキャスト工法の合理的な構築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、その構造的特徴にもとづいて分類し、積みブロックの形状、寸法等について定量的に整理した。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、設計上の課題点を整理した。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、ブロックの積み方（谷積及び布積）及び曲げモーメントの方向（擁壁前面が引張又は圧縮）に応じたブロックどうしの接合部の破壊の特性を把握した。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、空積の大型ブロック積み擁壁を適用する場合の留意点を整理した。令和元年度は、胴入れ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、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提案した。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。令和 2 年度は、ブロック積擁壁の既往の地震被害事例を統計的に分析し、ブロックの積み方等による被害傾向を定量的に検討した。その結果を踏まえて、胴入れコンクリートの施工品質の確保により、谷積よりも施工が容易な布積の場合でも同

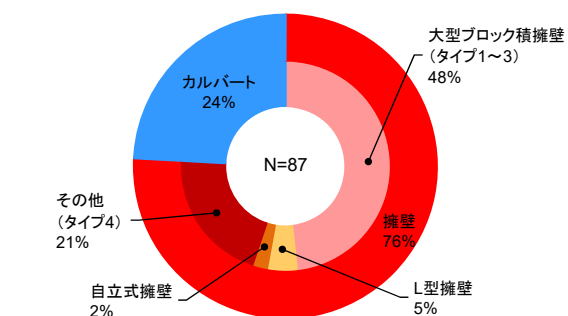


図-1(a) プレキャスト工法における擁壁及びカルバートの割合

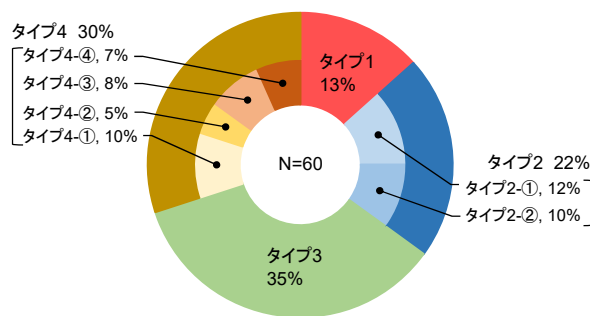


図-1(b) タイプ1~4の割合

等の性能が確保されると考えられる手法の考え方を示した。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製品の技術開発の今後の方向性を検討した。さらに、その方向性を基本とし変状事例や実際の失敗事例を整理し、これらに対応するための付加技術のポイント及び具体的な解決手段を提案した。以降に、これらのうち主な成果を詳述する。

## 2. ブロック積擁壁の安定、部材耐力等に関する既往の研究

ブロック積擁壁等に関する既往の調査研究は、石積み例えば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（胴込めコンクリートを設けない構造）を対象としたものが多いようである。

とりわけ練積（胴込めコンクリートを設ける構造）のブロック積擁壁で、ブロックの積み方やブロック間の接合構造に着目した研究事例は、福岡ら<sup>12)</sup>、<sup>13)</sup>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耐力の関係性を明らかにするには至っていないようである。

## 3. ブロック積擁壁等の構造的特徴の調査

本章では、本研究の基礎資料として、大型ブロック積擁壁をはじめプレキャスト擁壁製品の開発動向を把握するために、道路の擁壁に使用されるプレキャスト製品の実態を概略的に調査し、構造的な特徴を整理した。さらに、積みブロックの控長を35cmのまま大型化したブロック積擁壁<sup>2)</sup>（以下「タイプ1-②」という。）については、国内の製品に関する情報を可能な限り網羅的に収集し、ブロックの形状、寸法等の特徴について定量的に整理した。なお、本調査は個別の工法の評価を目的としたものではない。

## 3.1 プレキャスト擁壁製品の開発動向の実態調査

### 3.1.1 製品情報の収集方法

ここでは、プレキャスト擁壁製品の新技术の開発動向を把握することを目的とし、したがって新技术情報提供システム（以下「NETIS」という。）の情報を活用して、道路に用いるプレキャスト擁壁として登録されている工法を抽出することを基本とした。抽出した工法に対して工法の技術資料等を基に工法概要、構造、使用材料、施工方法等を調べた。

### 3.1.2 調査の結果

#### (1) プレキャスト擁壁及びカルバートの割合

NETIS でプレキャスト擁壁及びカルバートとして登録されているものを検索した結果、87件が該当した。

図-1(a)に抽出した擁壁及びカルバートの割合を示す。擁壁が76%に対してカルバートは24%であり、擁壁の種類が多いことが分かる。さらに擁壁においても、大型ブロック積み擁壁が48%で最も多く、L型擁壁が5%、自立式の擁壁が2%、その他が21%であった。大型ブロック積み擁壁及びその他の全ては、道路横断面内で分割されたコンクリートブロック等の部材を積み上げる形式であり、輸送の制約を受けず高い壁高の擁壁を構築することができることから、新技术の開発が活発であることが類推される。

#### (2) プレキャスト擁壁の構造的分類

ここでは、プレキャスト製品の中でも多数を占めた擁壁に着目した。NETISにおいてプレキャスト擁壁として登録されていたものは66件あった。このうち、自立式擁壁及びL型擁壁については数がわずかであったことから、これらを除く60件に着目し構造的な特徴を整理し分類した。分類は表-1に示すとおり、大型ブロック積擁壁については、擁壁工指針<sup>2)</sup>におけるブロック積擁壁の分類に基づき、練積、控長及びブロック間の結合構造に応じてタイプ1-②~タイプ3に分類した。その他については、

表-1 プレキャスト擁壁の分類の方法

	タイプ	概要	分類の条件				
			練積み	控長 35cm 以上	ブロック間の結合構造		
					ずれ止め 突起等	胴込 Co	中詰め Co 又はRCによ る一体化
ブロック積 擁壁等 <sup>※1</sup>	1-②	積みブロックの控長を35cmのまま大型化したブロック積擁壁	○	—	○	○	○
	2-①	控長を大きくした練積み構造の大型ブロック積擁壁	○	○	○	○	—
	2-②	控長を大きくした空積み構造の大型ブロック積擁壁	—	○	○	—	—
	3	ブロック間の結合を強固にしたもたれ式擁壁に準じた構造	○	○	—	—	○
その他	4-①	特殊形状のコンクリート部材を用いた構造	/				
	4-②	タイ材と控え部材を用いた構造					
	4-③	直壁					
	4-④	ジオシンセティクスセルを積層した構造					

※1：道路土工—擁壁工指針の通常のブロック積擁壁及び大型ブロック積擁壁に該当する構造又はこれに類似した構造

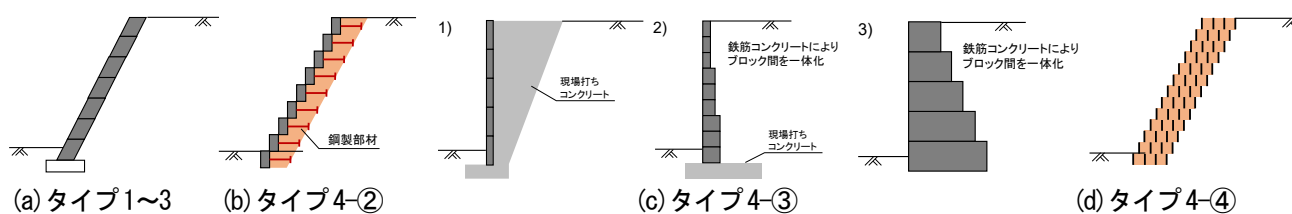


図-2 各タイプの標準的な横断面図

その構造的特徴からタイプ 4-①～4-④の4種類に分類した。分類した結果のうち、タイプごとの内訳を

図-1 (b)に、各タイプの代表的な横断面図を図-2に示す。

#### 1) タイプ 1-②～タイプ 3 (大型ブロック積擁壁)

ブロックの材料はコンクリートがほとんどであるが、自然石を用いるものがあった。

空積であるタイプ 2-②では、ブロックどうしの接合部のずれ止めにコンクリートの突起を用いるものがほとんどであった。突起の形状・寸法は工法によって異なり、位置も壁面の前面側、中央又は後方側と様々であった。また、ボルトによりブロック同士を接合するものがあった。なお、タイプ 2-②以外の多くにも突起が設けられていた。施工上のブロックの位置決めのためと考えられる。また、タイプ 2-②では、裏込め材(砕石)を省略し、代わりに排水マットを用いるものがあった。タイプ 3では、前面と背面のコンクリート板等を鋼製の棒材で連結したものがあつた。

#### 2) タイプ 4-① (その他)

直方体でないコンクリート部材を空積で複雑に組み合わせた状態で積み上げて擁壁状に構築する工法があつた。いくつかの製品では、コンクリート部材の間に中詰め材

として砕石や現地発生土が用いられている。

#### 3) タイプ 4-② (その他)

コンクリートブロック等の背面側に鋼製のタイ材と控え部材を設置し、コンクリートブロックと控え部材の間に砕石や現地発生土を充填し、この領域を擁壁状に構築するものである。

#### 4) タイプ 4-③ (その他)

コンクリートブロックを用いて直壁を構築するものである。図-2 (c)のうち、1)のように板状のコンクリートブロックを前面側の型枠に利用し、現場打ちコンクリートと一体化させて逆台形型の重力式擁壁又はもたれ式擁壁状に構築するもの、2)のように鉄筋コンクリートにより中詰めして逆T型擁壁状に構築するもの、3)のようにコンクリートブロックを積み上げて重力式擁壁状に構築するものなどがある。

#### 5) タイプ 4-④ (その他)

図-2 (d)のように円筒や角筒状のジオシンセティクスを平面的に連続して設置し、その内部に中詰め材として現地発生土や砕石を入れたものを積み上げたものである。

### (3) プレキャスト擁壁の構造的特徴の統計分析

図-3には、タイプ 1-②～4のプレキャスト擁壁の構造

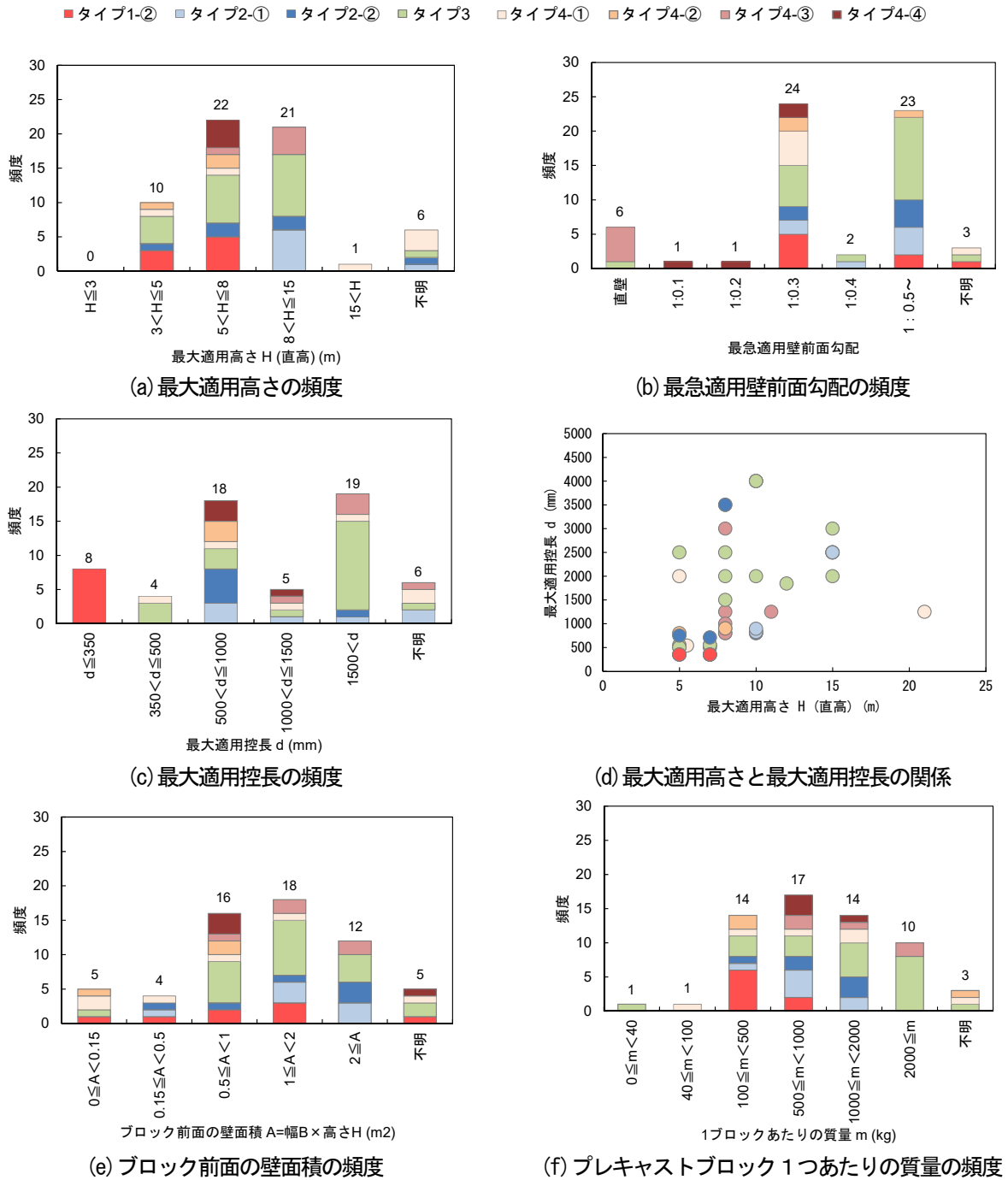


図-3 構造諸量の集計結果

的特徴について、その諸量を統計的に整理した結果を示す。なお、構造的特徴の整理にあたっては、適用高さ等の定量的な諸量を各工法の技術資料等から読み取り、具体的な記載がなかったものについては不明とした。

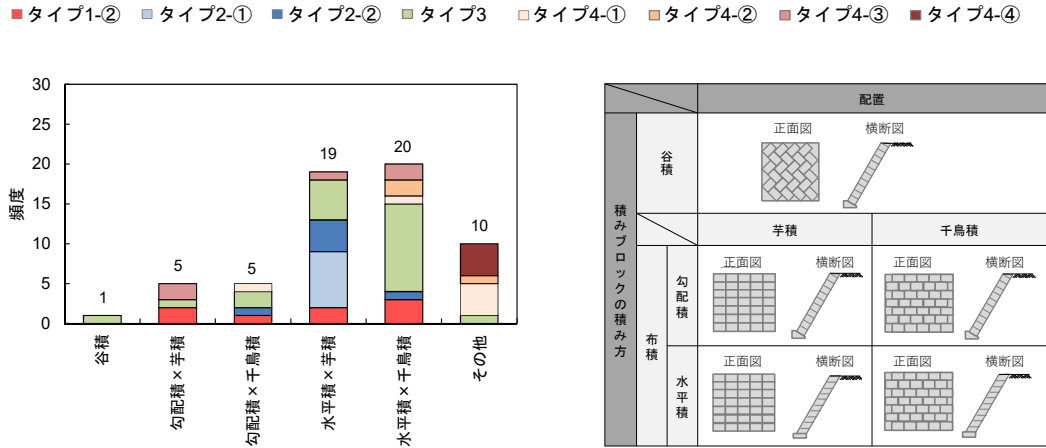
1) 最大適用高さ  $H$

図-3 (a)には、最大適用高さの頻度を示す。ここで、最大適用高さは技術資料等に記載された適用範囲の上限

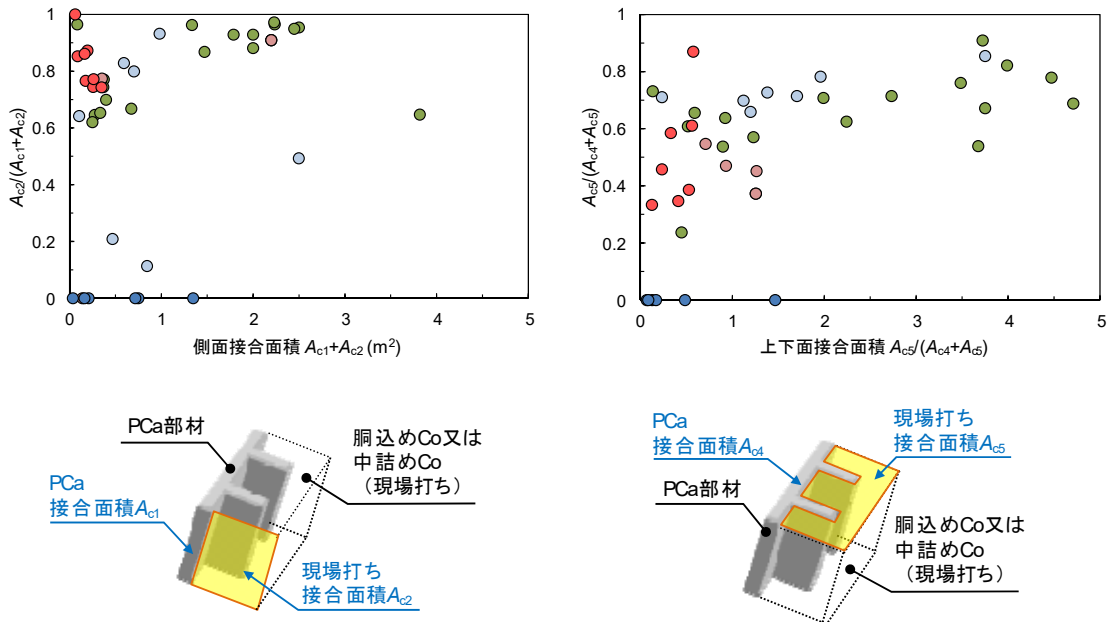
値とした。最大適用高さ  $H$ は  $5\text{ m} < H \leq 8\text{ m}$ が最も多く、 $8\text{ m} < H$ は全体の約37% (22件)であり15 mを上回るものもあった。

2) 最急適用壁前面勾配

図-3 (b)には、最急適用壁前面勾配の頻度を示す。ここで、最急適用壁前面勾配は技術資料等に記載された適用範囲の上限値とした。最急適用壁前面勾配については、



(g) ブロック配置の頻度



(h) 左右に隣接するブロックどうしの接合部において胴込めコンクリートの占める割合 (i) 上下に隣接するブロックどうしの接合部において胴込めコンクリートの占める割合

図-3 構造諸量の集計結果 (続き)

1:0.3 及び 1:0.5~が約 4 割ずつ (24 件, 22 件) であった。タイプ 4 では 1:0.1 及び 1:0.2 のものもあった。

3) 最大適用控長  $d$

図-3 (c) には、最大適用控長の頻度を示す。ここで、最大適用控長は技術資料等に記載された適用範囲の上限値とした。控長は  $500 \text{ mm} < d \leq 1000 \text{ mm}$  及び  $1500 \text{ mm} < d$  が約 3 割ずつであり、特に  $1500 \text{ mm} < d$  のほとんどがタイプ 3 であった。また、タイプ 2-②の約 83% (5 件) が  $500 \text{ mm} < d \leq 1000 \text{ mm}$  であった。

図-3 (d) は、最大適用高さ

と最大適用控長との関係を示したものである。最大適用高が高くなるほど最大適用控長も大きくなる傾向が認められる。

4) ブロック前面の壁面積  $A$

図-3 (e) には、ブロック前面の壁面積の頻度を示す。 $0.5 \text{ m}^2 \leq A$  (一般的な間知ブロックの面積  $0.13 \text{ m}^2$  程度の約 4 倍) のものが 77% (46 件) を占めた。 $1 \text{ m}^2 \leq A < 2 \text{ m}^2$  (同約 8~15 倍) が最も多く、最大で  $3 \text{ m}^2$  程度 (同約 23 倍) のものもあった。

5) プレキャストブロック 1 つあたりの質量  $m$

図-3 (f) には、プレキャストブロック 1 つあたりの質

量の頻度を示す。100 kg ≤ m (一般的な間知ブロックの質量 40 kg 程度の約 4 倍) のものが約 9 割 (55 件) を占めた。500 kg ≤ m < 1,000 kg (同約 13~25 倍) が最も多く、最大で 4,000 kg (約 100 倍) のものもあった。

#### 6) ブロック配置

図-3 (g) には、ブロック配置の頻度を示す。配置の分類は図中の凡例のとおり、通常ブロック積擁壁の積み方である谷積並びに横断の配置に関しては布積及び水平積、正面の配置に関しては芋積及び千鳥積である。ブロックの配置については、水平積が最も多く 65% (55 件)、布積が 17%、谷積は 2% である。水平積が多いのは、施工時のブロックの安定を確保するためであると考えられる。布積及び水平積においては、芋積及び千鳥積が約半数ずつとなっている。タイプ 2-①の全て (7 件) 及びタイプ 2-②の 67% (4 件) が、水平積で芋積である。また、タイプ 3 のうち 53% (11 件) が、水平積で千鳥積、24% (5 件) が、水平積で芋積であった。

#### 7) ブロック側面の接合面積

図-3 (h) は、ブロック側面の接合面積  $A_{c1}+A_{c2}$  と接合面積のうち、現場打ちの面積が占める割合  $A_{c2}/(A_{c1}+A_{c2})$  の関係を示す。面積の定義は、図中の凡例のとおりである。ブロック側面の接合面積  $A_{c1}+A_{c2}$  は概ね 2.5 m<sup>2</sup> までの範囲にあり、最大で 4 m<sup>2</sup> 程度のものもあった。空積であるタイプ 2-②においては、1.5 m<sup>2</sup> までの範囲にあった。現場打ちの面積が占める割合  $A_{c2}/(A_{c1}+A_{c2})$  は、概ね 0.6~1 の範囲にあり、タイプ 2-①では、0.1~0.2 程度のもも認められた。大略的に、 $A_{c1}+A_{c2}$  が大きいほど現場打ちの面積が占める割合  $A_{c2}/(A_{c1}+A_{c2})$  も大きくなっており、正の相関が認められる。これは、接合面積が大きくなってもプレキャスト部材の接合面積はそれほど変わらないことを示している。タイプ 1-②では、図中の左上にプロットが集中しており、側面の接合面積に着目すると製品ごとにあまり差がないと解釈できる。一方で、タイプ 2-①はプロットの範囲が比較的広範であり製品ごとに特徴が異なる。

側面部においては、突起もしくはかみ合わせ構造が付いている製品は、全体の 1 割弱程度であった。

#### 8) ブロック上下面の接合面積

図-3 (i) は、ブロック上下面の接合面積  $A_{c4}+A_{c5}$  と接合面積のうち現場打ちの面積が占める割合  $A_{c5}/(A_{c4}+A_{c5})$  の関係を示す。面積の定義は、図中の凡例のとおりである。

ブロック上下面の接合面積  $A_{c4}+A_{c5}$  は、概ね 5 m<sup>2</sup> までの範囲にあった。空積であるタイプ 2-②においては、0

~1.5 m<sup>2</sup> 程度の範囲にあった。タイプ 2-②を除くと現場打ちの面積が占める割合  $A_{c5}/(A_{c4}+A_{c5})$  は、0.2~0.9 の範囲にあった。タイプ 1-②では、 $A_{c4}+A_{c5}$  の範囲は 0.5 m<sup>2</sup> 程度までなのに対し、 $A_{c5}/(A_{c4}+A_{c5})$  は、0.3~0.9 と広い範囲に分布しており製品ごとに大きく異なる。一方で、タイプ 2-①及びタイプ 3 は、 $A_{c4}+A_{c5}$  の範囲は広いものの、多くは 0.5~0.8 の範囲にある。タイプ 1-②と比較すると製品ごとの差は、小さいようである。

上下面の接合として鉄筋が配筋されているものは、全体の 2 割程度であり、上下面部において、突起もしくはかみ合わせ構造が付いているものは、全体の 6 割弱であった。

#### (4) プレキャスト擁壁の構造的特徴の統計分析

本調査の方法によって調べた限りでは、NETIS においてはプレキャスト擁壁として登録されているものには、図-2 に示したようなものがあった。また、図-3 に示したように適用できるとしている高さや勾配の範囲も極めて多様であった。以下に、調査によって得られた範囲の情報から、次章以降の検討で着目すべきポイントやプレキャスト擁壁を適用するうえでの留意点を整理する。

- ・擁壁工指針<sup>2)</sup>において示されている、又はコンクリート擁壁の設計において想定されている構造若しくはそれに近い構造としては、タイプ 1-②~タイプ 3、タイプ 4-③があげられる。控長 35 cm の通常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り、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た。図-3 (g) によれば、いずれのタイプも積みブロックの積み方は布積であった。このような擁壁の躯体を無筋コンクリート又は鉄筋コンクリート部材と考えた場合の部材の安全性は、ブロックどうしの接合部に大きく影響され、接合部の一体性を評価するための技術開発が必要である。練積の構造については 7 章において検討し、空積の構造については 6 章において検討する。
- ・図-3 (i) によると、タイプ 1-②については、上下に隣接するブロックどうしの接合部において胴込めコンクリートが占める割合が 0.3~0.9 であり、ほかのタイプのそれに比べて広い。擁壁工指針<sup>2)</sup>においては、タイプ 1-②はタイプ 1-①と並列に位置づけられていることから、タイプ 1-②の実態をさらに詳しく調べ、タイプ 1-①と比較する必要がある。これについては、5 章において検討する。

- ・主たる材料に、コンクリートだけでなく樹脂等が使用されているものもあった。例えばブロック積擁壁の代替として適用する場合には、コンクリートと同等の耐久性が確保されているかという観点で、材料の耐久性を確認しておく必要があると考えられる。
- ・タイプ2-②の中には、裏込め材（碎石）を省略し代わりに排水マットを用いるものがあった。一方で、擁壁工指針<sup>2)</sup>では「ブロック積擁壁等はその構造の安定上、裏込め材に割栗石や碎石を用いることを前提としているため、その代替として透水マットを用いてはならない。」とされており、ブロック積擁壁等の構造の安定において裏込め材に期待される機能が、別のなんらかの手段等によって満足されているかを確認する必要があると考えられる。
- ・タイプ4①、4②及び4④のような構造に関しては、擁壁工指針<sup>2)</sup>でいうところのコンクリート擁壁には該当しないものと考えられ、本研究においても対象としない。このような擁壁については、道路土工構造物技術基準<sup>14)</sup>の設計における基本的事項に従い、その設計は理論的で、妥当性を有する方法や実験等による検証がなされた方法、これまでの経験・実績から妥当とみなせる方法等、適切な知見に基づいて行う必要がある。なお、タイプ4③についてはブロック積擁壁ではないものの、そのブロックどうしの接合部の評価については、5章における検討結果は活用できるものと考えられる。

#### 4. ブロック積擁壁等の変状実態の調査・分析

本章では、5章から7章における検討の基礎資料とすることを目的に、ブロック積擁壁等の変状事例を収集・分析し、これを参考にして設計において考慮すべきブロック積擁壁の状態を整理した。また、通常のブロック積（石積）擁壁<sup>2)</sup>（以下「タイプ1-①」という場合にはこれを指す。）及びタイプ1-②については、近年の地震における変状事例を統計的に整理し、ブロックの積み方と被害の発生確率の関係を分析した。

##### 4.1. ブロック積擁壁等の変状形態の分析

本節では、考慮すべき擁壁の状態を整理することを目的に、ブロック積擁壁等のプレキャスト擁壁の変状事例を収集し、躯体の一体性に起因した変状に着目して、その変状形態を分析した。

###### 4.1.1. 調査の方法

ブロック積擁壁等の変状形態の分析には、蓄積した既往の現地調査等の結果、研究期間内において発生した地

震等に対する現地調査結果等に基づいて可能な限り収集した変状事例を使用した。結果として、次に示す地震及び豪雨による変状事例が収集された。

- ・平成16年(2004年)新潟県中越地震
- ・平成19年(2007年)新潟県中越沖地震
- ・平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震
- ・平成28年(2016年)熊本地震
- ・平成30年(2018年)北海道胆振東部地震
- ・令和3年2月13日23時08分頃の福島県沖の地震
- ・平成30年7月豪雨

##### 4.1.2. 調査の結果

収集した変状事例を基に、躯体の一体性に起因した変状に着目してその形態を分類したが、変状形態の傾向は練積と空積で異なった。

練積の擁壁について確認された変状形態は、擁壁のひび割れ、移動、倒れ、目地の異常（ずれ、開き等）等の従来からコンクリート擁壁において確認されている変状形態<sup>2)</sup>と同様であり、特徴的な形態の変状は認められなかった。

これに対して空積の擁壁では、表-2のように特徴的な変状が認められた。A-1は上下のブロック間でずれが生じるモードであり、ブロック間の接合部の強度を確認する必要がある。A-2は上下のブロック間の荷重伝達によりブロックの控え材が破壊するモードである。個々のブロックの耐力を確認する必要がある。多くの擁壁はブロックどうしが一体化されたものであるが、A-3は擁壁躯体の剛性が低い構造の場合であり、常時においても壁面にはらみ出しが発生することがある。擁壁躯体の剛性を確認する必要がある。いずれもプレキャスト擁壁を選定するうえで着目すべき重要な項目であるが、特にA-1～A-3は、構造物の安全性に直結する事項と考えられる。

図-4は、3章で実施した製品実態調査結果に基づいて、上下に隣接するブロックどうしの接合部において、胴込めコンクリートの占める割合－控長の関係を示したものである。同図には、A-1～A-3に分類されたプレキャスト擁壁の変状事例についても同様にプロットしている。変状事例については擁壁の直高、背面地盤、荷重等の条件が様々であることから、図-4で単純に比較することは必ずしも適切とは言えないが、図-4からは、控長の小さい空積の擁壁で変状が発生しやすい傾向にあることが見て取れる。空積の擁壁の変状メカニズムについては、6章で詳しく検討する。



## 5. 控長を 35cm のまま大型化したブロック積擁壁の構造及び施工の留意事項の検討

### 5.1. 概要

道路土工一擁壁工指針<sup>2)</sup>では、通常ブロック積擁壁の積みブロックの積み方は、「原則として胴込めコンクリートを設ける練積で、水平方向の目地が直線とならない谷積等」とすることとされている。これは、従来から用いられている間知ブロックや間知石を用いた通常ブロック積（石積）擁壁における経験に基づいたものであると考えられ、「積みブロックの控長を 35cm のまま大型化したブロック積擁壁」にも該当するものである。一方で、控長を 35cm のまま大型化した積みブロックについては、既往の製品実態調査によると、調査したすべての製品が布積であった。大型化した積みブロックを使用することは、その高い施工性によって道路土工の生産性の向上につながることから、布積とした場合においても、間知ブロックを用いた谷積のブロック積擁壁と同等以上の性能が確保されると考えられる構造や施工品質を明らかにする必要性は高い。このような背景に対して、本章では地震による既往の変状事例の調査結果を基に、通常ブロック積擁壁（控長 35cm）の状態をマクロ的に整理し、整理した擁壁の状態別の変状割合を定量的に算出した。さらに、その結果を踏まえて、間知ブロックを用いた谷積のブロック積擁壁と同等以上の性能を確保するために必要と考えられる積みブロックの構造及び胴込めコンクリートの施工方法を検討した。

### 5.2. 統計分析の方法

変状事例の統計分析には、これまでに（国研）土木研究所及び（公社）全国土木コンクリートブロック協会が蓄積した地震後のブロック積擁壁の既往調査結果及び本研究期間内に実施した現地調査結果を用いた。この検討では、震度 5 以上が観測された地域における間知ブロックを用いた谷積のブロック積擁壁及び控長を 35cm のまま大型化したブロックを布積としたブロック積擁壁を対象とした。

まず、擁壁工指針の擁壁の限界状態 1～3（表-3）を基準として、擁壁の状態を①健全、②修復可能、③修復不可及び④倒壊に区分した。擁壁の状態の区分に当たっては、個別の事例で措置に関する情報があるものについてはその情報に基づいて区分した。措置の情報が無い事例については、個別の変状事例に対してブロック積擁壁に関する熟練技術者によって措置を推測（以下「措置に基づいた区分」という。）し、これによって擁壁の状態を区分した。図-5 に、このようにして区分した変状事例に

表-2 PCa 擁壁の変状形態の例

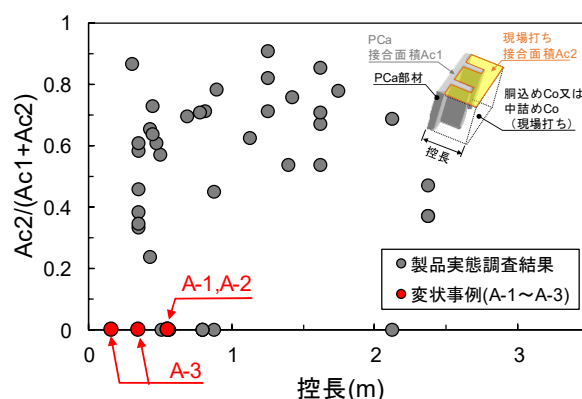
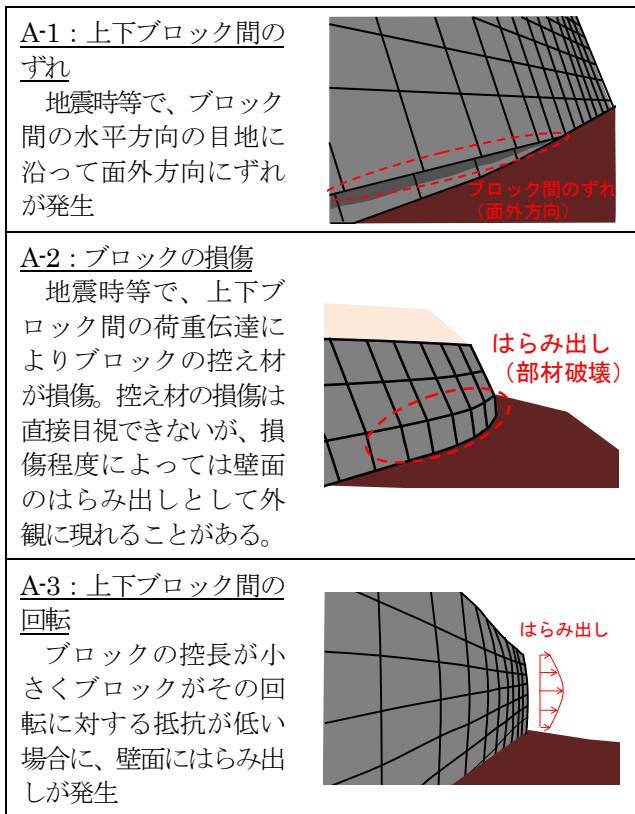



図-4 上下ブロックどうしの接合面のうち現場打ちコンクリートが占める割合と控長の関係

表-3 擁壁の要求性能に対する限界状態と照査項目(例)

要求性能	擁壁の限界状態
性能1	想定する作用によって生じる擁壁の変形・損傷が、擁壁の機能を確保し得る限界の状態
性能2	想定する作用によって生じる擁壁の変形・損傷が、修復を容易に行い得る限界の状態
性能3	想定する作用によって生じる擁壁の変形・損傷が、隣接する施設等への甚大な影響を防止し得る限界の状態

	限界状態 1	限界状態 2	限界状態 3
	①健全	②修復可能	③修復不可
		④倒壊	
	軽微な鉛直ひび割れ  目地の開きなど  軽微な傾倒  笠石の脱落  表面の欠け  	折損  傾倒  幅の広い鉛直ひび割れ  水平ひび割れ  はらみだし  	倒壊（空積）  倒壊（空積）  倒壊（練積）  倒壊（練積） 

※限界状態は擁壁自体の状態だけを対象とし、擁壁工指針に基づいた。

図-5 変状事例に対する擁壁の状態の区分（例）

対する擁壁の状態の例を示す。主な変状形態として、ブロック間の目地の開き、ひび割れ、傾倒、はらみだし等が確認された。ひび割れ、傾倒等のうち軽微なものに関しては性能2の限界状態（以下「限界状態2」という。）2にとどまるが、変状程度が大きいひび割れ、傾倒、はらみだし等になると損傷の修復が困難となり、限界状態2を満足しないケースが多くなる傾向が得られた。

次に、図-5のように区分した擁壁の状態毎の震度別変状割合を定量的に求めるために、2値回帰分析を行った。ここで、擁壁の変状は擁壁の部材損傷のみを対象とし、嵩上げ盛土の変状等は取り扱わないこととした。本報では取り扱いの容易さからロジスティック回帰分析を用いた。使用したデータは、変状形態が不明なもの及び間知ブロックを布積としたブロック積擁壁を除外した92の事例である。ロジスティック回帰式を次式に示す。

$$p(x) = 1 / (1 + \exp(-(b_0 + b_1 x))) \quad (1)$$

ここに、 $p(x)$ は擁壁の変状割合、 $x$ は震度、 $b_0$ 及び $b_1$ は回帰係数である。今回、躯体底面の水平滑動変位、回転変位等の量的データの収集が一部に限られていたこと、入手が容易でマクロ的に変状割合を算出することを考慮し、回帰分析の目的変数は擁壁の変状の有無（あり：1、なし：0）、説明変数は震度とした。

### 5.3. 統計分析の結果

ロジスティック回帰分析による変状割合の結果を図-6

に示す。図-6の下段には、ロジスティック回帰結果を擁壁の状態（②③④）毎に色を変えて示している。実線が回帰曲線であり、その周囲には95%信頼区間を合わせて示している。回帰分析の結果、いずれの擁壁の状態でも震度が大きくなるにつれて変状の割合は増加しているが、擁壁の状態によって回帰曲線の傾きが異なることが分かる。同じ震度における変状割合は、④倒壊、③修復不可、②修復可能の順に大きい。これは、本分析に使用した事例が構造物の損傷に関する一般的な特徴と整合したといえると考えられる。すなわち、擁壁工指針の限界状態と個別の変状事例の状態が概ね一致しており、前述の“措置に基づいた区分”が妥当であったことを意味している。ただし、地震後の現地調査では変状した擁壁に着目されるケースが多く、今回使用したデータは既存のブロック積擁壁群の母集団を代表していない可能性が高いため、あくまで変状割合は②修復可能、③修復不可及び④倒壊の間の相対値と捉えて解釈すべきであることに留意されたい。

次に、図-6の上段には、部材の損傷が認められた擁壁の状態（②③④の内訳）を“間知ブロックを用いた谷積のブロック積擁壁”と“控長を35cmのまま大型化したブロックを布積としたブロック積擁壁”についてそれぞれ示している。両者のサンプル数にはやや偏りはあるものの練積という条件においては、間知ブロックを谷積にし

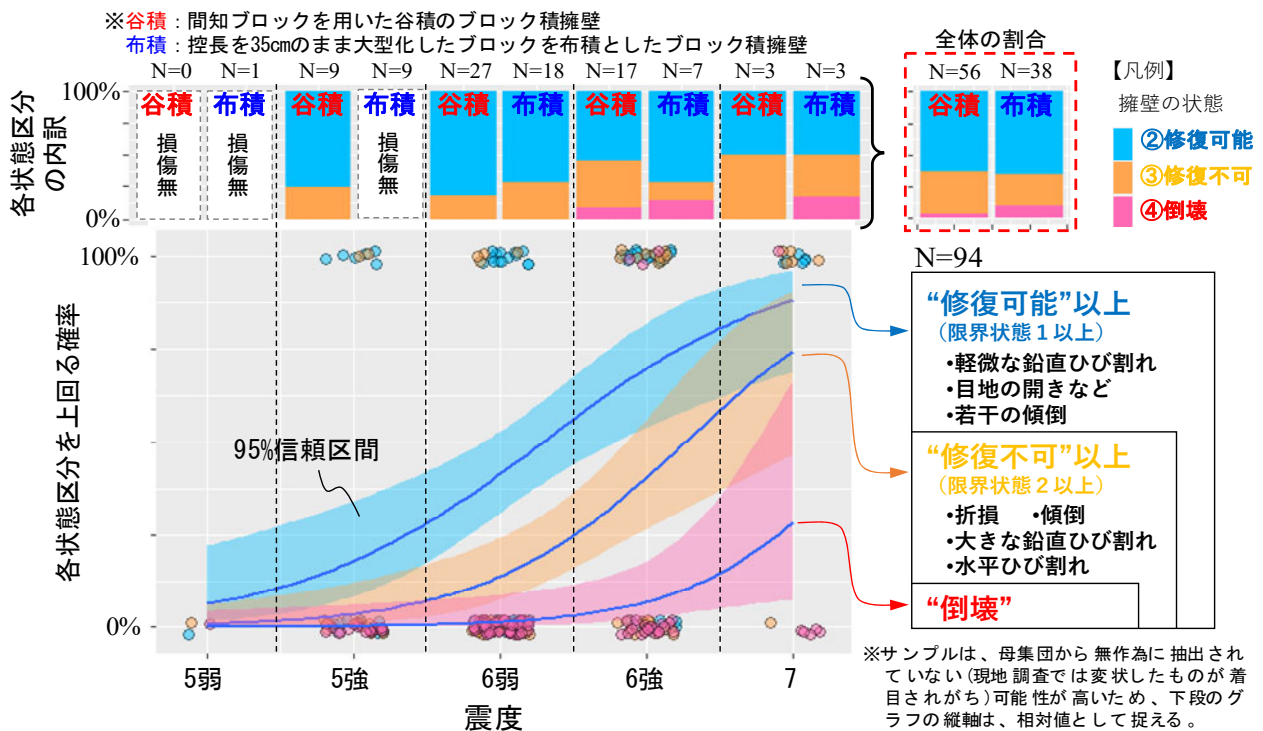


図-6 変状実態のロジスティック回帰分析結果

た場合と控長を35cmのまま大型化したブロックを布積にした場合において、両者の変状傾向に有意な差は認められなかった。すなわち、ブロック積擁壁の躯体の一体性を確保するためには、適切に胴込めコンクリートが灑されていることが重要であるといえる。

なお、間知ブロックを布積としたブロック積擁壁については、本検討において対象としていないことに留意されたい。また、今回の分析ではサンプル数が必ずしも十分とは言えないこと、またサンプルの抽出にバラツキがみられるため、今後の現地計測データをさらに蓄積していくことが必要である。

#### 5.4. 考察

擁壁工指針<sup>2)</sup>では、“積みブロックの控長を35cmのまま大型化したブロック積擁壁”の積みブロックの積み方は、「原則として胴込めコンクリートを設ける練積で、水平方向の目地が直線とならない谷積等」とすることとされている。これは、通常のブロック積(石積)擁壁の経験に基づいて定められたものと考えられる。

一方で、前節の最近の地震による被災事例を統計的に分析した結果によると、練積という条件の限りにおいては、間知ブロックを谷積にした場合と、控長を35cmのまま大型化したブロックを布積にした場合において、両者の変状傾向に有意な差は認められなかった。控長を35cmのまま大型化したブロックについては、製品実態の市場

調査をした結果、積みブロックと胴込めコンクリートの一体性の確保のためにシェアホール、返し、背面板等が設けられている。さらに、市場製品のほとんどは、間知ブロックを谷積にする場合と同程度の量の胴込めコンクリートが用いられている。このような構造とすることによって、間知ブロックを谷積にした場合と同等以上の積みブロックどうしの一体性が確保されていたものと考えられる。つまり、ブロック積擁壁の躯体の一体性を確保するためには、ブロックが胴込めコンクリートと一体化しやすい形状であることのほか、適切に胴込めコンクリートが灑されていることが重要であり、したがって、控長を35cmのまま大型化したブロックを布積にする場合においても、間知ブロックを谷積とした場合と同等の“量と品質”の胴込めコンクリートが求められる。また、胴込めコンクリートの確実な品質の確保を容易とするために、積みブロックの構造及び胴込めコンクリートの打設方法は、次のような考え方によって行うのがよいと考えられる。

- i) 胴込めコンクリートの充填不足のおそれの少ない形状の積みブロックを使用する(図-7)。
- ii) 積みブロックどうしの接合部と胴込めコンクリートの打継ぎ面の高さがそろわないようにする(図-8)。
- iii) 開口部が大きくかつ胴込め部の空間の

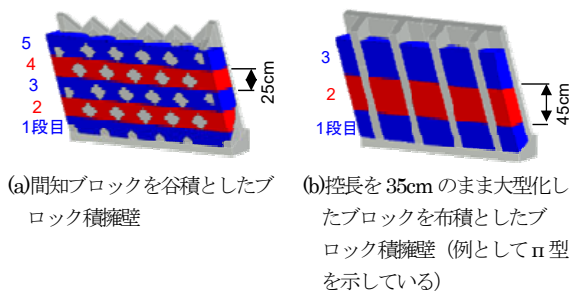


図-7 胴込めコンクリートの形状

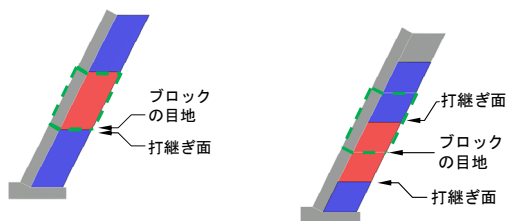


図-8 ブロックどうしの目地と打継ぎ面の関係

形状が単純な積みブロックを使用することで、胴込めコンクリートの充填不足の回避が容易となると考えられる。ii)については、ブロックどうしの接合部の位置を考慮して胴込めコンクリート打継ぎ面の高さを適切に管理すれば、打継ぎ面の影響が低減され、確実な施工品質を確保することができると思われる。

なお、本節の内容は、前節の変状実態調査の結果に基づいたものである。さらには、ブロックは胴込めコンクリートと一体化しやすいように配慮された形状であることが前提となると考えられる。上記のi)及びii)は、このようなことを念頭においたうえで最低限留意すべきと考えられる事項を示したものであり、個別製品の適用にあたっては、このことを踏まえて判断する必要がある。また、間知ブロックを布積とした通常のブロック積擁壁については、本章の検討において対象としていないことに留意する必要がある。

### 6. 空積のブロック積擁壁の変状メカニズムの検討

4章のブロック積擁壁等の変状事例の調査結果によると、現場打ちコンクリートを使用しない、いわゆる空積の構造において地震時を含めて変状の発生傾向が高く、変状の形態としてはブロック接合部のずれ、ブロックの損傷等の発生が認められた。本章では、空積の大型ブロック積擁壁の地震時挙動を把握することを目的に、ブロッ

表-4 解析パラメータ

		背面地盤	基礎地盤	埋戻し土	ブロック	パラメータの出典
想定したN値	$N$	5	30	10	—	参考文献2)
構成則		修正R-O	修正R-O	修正R-O	線形弾性	参考文献15)
単位体積重量	$\gamma$ $\text{kN/m}^3$	18	25	20	19	参考文献2)
粘着力	$c$ $\text{kN/m}^2$	0	5000	0	—	参考文献2)
せん断抵抗角	$\phi$ $\text{deg}$	25	35	35	—	参考文献2)
初期せん断弾性係数	$G_0$ $\text{kN/m}^2$	47,451	2,549,291	81,480	9,615,385	参考文献16)
ポアソン比	$\nu$	0.37	0.3	0.3	0.3	—
基準ひずみ	$\gamma_r$	0.000619	0.001961	0.000043	—	参考文献17)
最大減衰定数	$h_{max}$	0.2	0.2	0.2	—	参考文献17)
ジョイント要素 (Joint s-c)						
軸剛性	$k_n$ $\text{kN/m}^2$	$2.60 \times 10^6$	$1.33 \times 10^8$	$4.24 \times 10^6$	—	参考文献18)
せん断剛性	$k_t$ $\text{kN/m}^2$	$1.00 \times 10^6$	$1.00 \times 10^8$	$1.00 \times 10^6$	—	参考文献2)
摩擦係数	$\mu$	0.222	0.6	0.315	—	参考文献2)
低減係数	$\alpha$	0.0001	0.0001	0.0001	—	—
ジョイント要素 (Joint c-c)						
軸剛性	$k_n$ $\text{kN/m}^2$	—	—	—	$5.00 \times 10^8$	参考文献18)
せん断剛性	$k_t$ $\text{kN/m}^2$	—	—	—	$2.02 \times 10^8$	参考文献2)
摩擦係数	$\mu$	—	—	—	0.5	参考文献19)
低減係数	$\alpha$	—	—	—	0.0001	—
ジョイント要素 (Joint c-c (突起部))						
軸剛性	$k_n$ $\text{kN/m}^2$	—	—	—	$5.00 \times 10^8$	参考文献18)
せん断剛性	$k_t$ $\text{kN/m}^2$	—	—	—	$1.29 \times 10^8$	参考文献20)

ク間の接合構造に着目して非線形動的FEM解析を実施した。具体的には、接合部に突起が無い空積、接合部に突起がある空積及び練積の場合について、ブロックの挙動及び背面地盤の挙動の観点から比較した。

### 6.1. FEM 解析の方法

解析モデル及びパラメータを図-9 及び表-4 にそれぞれ示す。空積の大型ブロック積擁壁の変状事例及び擁壁工指針<sup>2)</sup>を参考に擁壁躯体は、直高  $H$  が7m、控長が0.75m、前面勾配が1:0.5とした。背面地盤はN値が5の盛土、基礎地盤のN値は30を想定した。擁壁は、路盤を想定した埋戻し土により0.5mの根入れをした。

ブロックは、ブロック間の接合構造に着目し①突起の無い空積(以下「空積(突起無)」という。)、②突起の有る空積(以下「空積(突起有)」という。)及び③練積の3種類を想定した。非線形ジョイント要素によりブロック間及びブロックと地盤の間のずれ及び剥離を表現した。地盤及びブロック要素の構成則は、それぞれ修正Ramberg-Osgoodモデル(修正R-Oモデル)<sup>16)</sup>及び線形弾性とした。ジョイント要素のずれ及び剥離は、Coulombの破壊基準に基づいた。空積(突起無)には、ブロック間に摩擦を表現するバイリニア型のジョイント要素を用いた。空積(突起有)には、空積(突起無)の摩擦を表現するジョイント要素に加え、突起のせん断抵抗を表現する線形のジョイント要素を挿入した。突起は過去の大型ブロック積擁壁の製品実態調査結果を踏まえて、ブロック中央部に約170mm四方の突起が奥行き1mあたり2つある場合を想定し、そのせん断剛性は突起のせん断試験結果<sup>20)</sup>を参考に設定した。練積はブロックどうしの

接合面を設けずに躯体を一体とした。ここで、図-9 (a) に示した点Aと点Bは、ブロック間の接合構造の違いに対する背面地盤の挙動を評価するために着目した節点である。点Aは、擁壁の移動等により不安定化する背面地盤の挙動を代表させることを意図した点で、試行くさび

法により求まるすべり線上における擁壁直高  $H$  の  $1/2$  に相当する位置とした。点Bは、擁壁の影響を受けない条件の地盤の挙動を代表させることを意図した点で、点Aと同じ高さで擁壁から十分に離れた位置とした。

入力加速度は周波数が  $2\text{ Hz}$  の正弦波とし、ピーク加速度を  $1$  波毎に  $100\text{ cm/s}^2$  ずつ漸増して最大  $500\text{ cm/s}^2$  まで載荷した。動的解析時の境界条件には、粘性ダンパーを用いた。

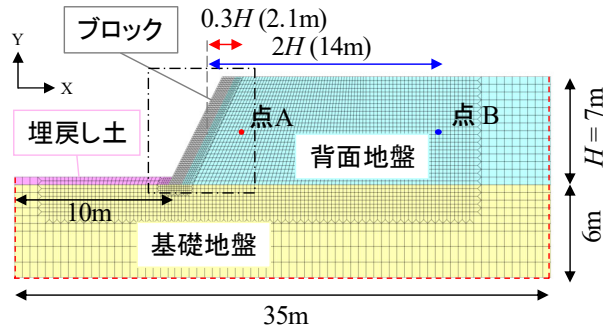
## 6.2. FEM 解析の結果

### (1) 応答最大時の変位分布

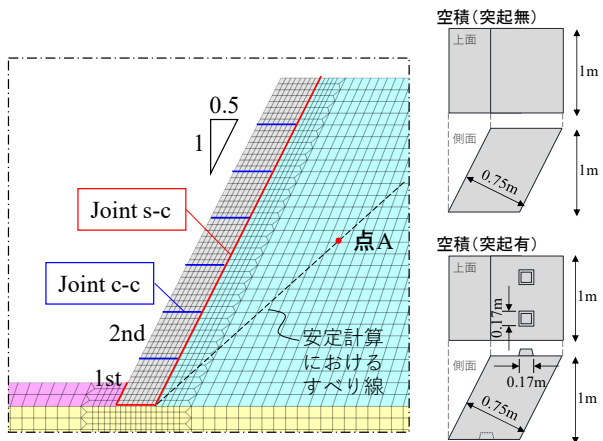
図-10 には、最大応答時の変位分布を示す。空積（突起無）では、1、2段目のブロック間のずれが卓越し、4章に示した変状事例の損傷の状態と同様の傾向であった。また、空積（突起有）及び練積と比べて擁壁天端の変位が約  $1.3$  倍大きい。練積は、空積（突起無）とは異なり躯体の前傾が卓越した。なお、練積は地震応答中に擁壁躯体に発生した引張応力の最大値は、コンクリートの許容曲げ引張応力度 ( $0.3\text{ N/mm}^2$ )<sup>2)</sup> 以下であった。空積（突起有）は、空積（突起無）と比べて全体的に変位が小さくなっており、練積に近い傾向を示した。

### (2) 背面地盤のせん断ひずみ $\gamma$ -せん断応力 $\tau$

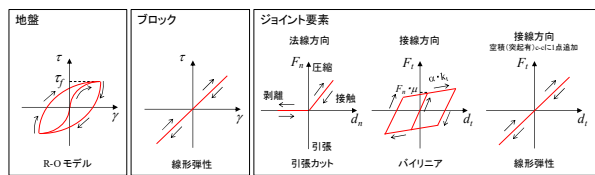
図-11 は、図-9 に示した点Aの位置の背面地盤の  $\tau$ - $\gamma$  の履歴である。 $\gamma$ の符号は擁壁前面側へのせん断変形を正とした。なお、図中の矢印は  $500\text{ cm/s}^2$  載荷時の正側及び負側のピークを示したものである。 $\gamma$ - $\tau$ の履歴曲線は、空積（突起無）及び空積（突起有）ではひずみの正側にシフト（擁壁前面方向へ変位）しているのに対し、練積は負側にシフト（擁壁背面方向へ変位）している。また、 $\gamma$ の最大値は練積が  $3.3 \times 10^{-3}$ 、空積（突起無）が  $5.7 \times 10^{-3}$ 、空積（突起有）が  $3.9 \times 10^{-3}$  であり、練積に対して空積（突起無）は約  $1.7$  倍、空積（突起有）は約  $1.2$  倍のひずみが生じている。すなわち、練積の場合には擁壁躯体が背面地盤にもたれる方向への挙動が卓越する一方で、空積の場合には前面側への挙動、換言する



(a)モデル全体

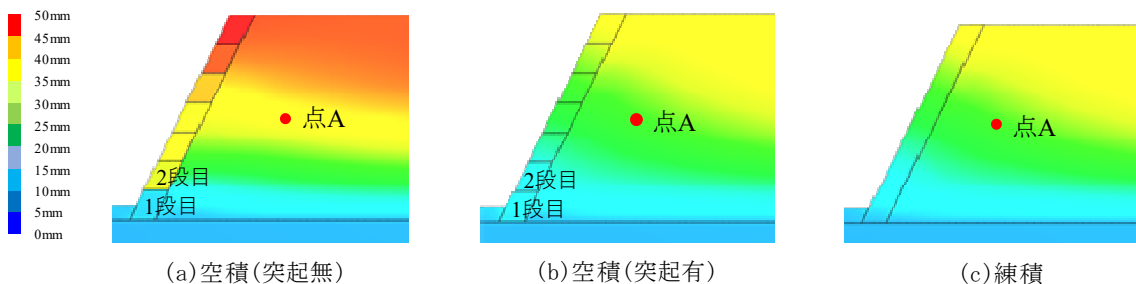


(b)擁壁周辺



(c)構成則

図-9 解析モデル



(a)空積 (突起無)

(b)空積 (突起有)

(c)練積

図-10 応答最大時の変位分布 (1倍表示)

と擁壁が不安定になる方向への挙動が卓越している。さらに、空積（突起有）の場合には突起によりブロック間のせん断力を伝達してずれを抑制しているものの、曲げモーメントが伝達できないため、擁壁としての土を留める機能は練積よりも劣っているものと考えられる。

(3) 空積のブロック間の挙動

図-12 に下から1、2段目のブロック間の相対回転角 $\theta$ —相対水平変位 $d_s$  関係、 $\theta$ の時刻歴を示す。空積（突起無）は、地震応答中に $\theta$ 及び $d_s$ が増減を繰り返す複雑な挙動を示している。空積（突起有）は、突起により $d_s$ はほぼゼロであるが、図-12 (b)によると $\theta$ は正負に交番し2段目のブロックがロッキングしている。応答中のほとんどの時間で $\theta$ の値は、正すなわち2段目のブロックがかかとで立った状態が継続している。4章の変状事例においても、かかと立ちしたことが要因と疑われるブロッ

クの損傷が確認されている。したがって、特に薄肉の板を組み合わせた構造等のブロックにおいては、ブロックがかかと立ちした状況の荷重条件で部材の安全性の照査が必要と考えられる。

6.3. 本章のまとめ

- 大型ブロック積擁壁の非線形動的 FEM 解析の結果によると、突起の無い空積の大型ブロック積擁壁は、地震応答中にブロック間でずれと相対的な回転を繰り返す複雑な挙動を示す。特に、1、2段目のブロック間のずれが顕著であり、これは変状事例の損傷形態に対応する。
- ブロックどうしの接合部にせん断力を伝達できる突起を設けることで背面地盤の変形量は小さくなる。ただし、ブロックどうしの接合部において曲げモーメントが伝達できないことから、練積に比べると背面地盤を支持する機能に劣る。
- 突起があっても、ロッキングによりブロックがかかと立ち及びつま先立ちした状態となる。変状事例を踏まえると、かかと立ち等した状況の荷重条件でブロックの部材の安全性照査を行う必要があると考えられる。

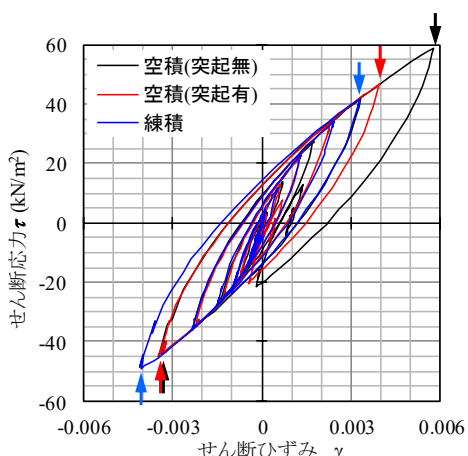


図-11 背面地盤（図-10の点A）の $\tau$ — $\gamma$ 関係（図中の矢印は500gal 載荷時の正側及び負側のピーク）

7. ブロックどうしの接合部に関する載荷試験

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。なお、本節の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

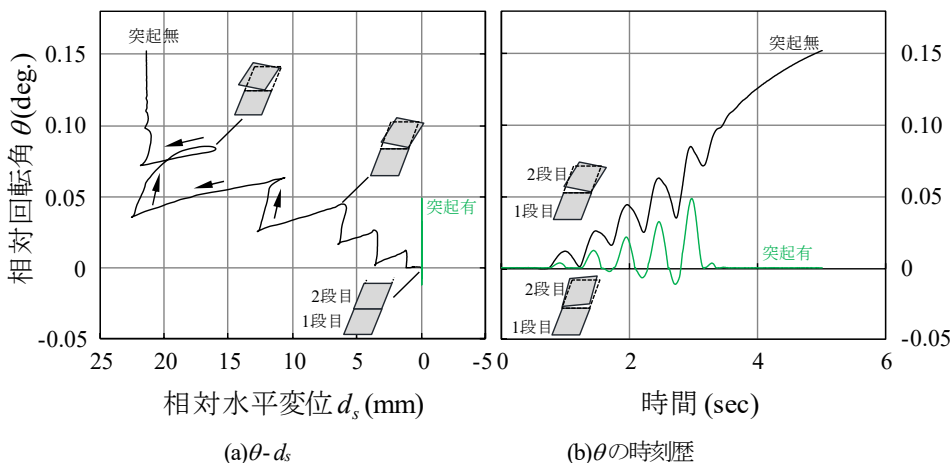


図-12 1、2段目ブロック間の挙動

表-5 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	胴込め Co打 設姿勢	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 <sup>2</sup> )		曲げ強度 (N/mm <sup>2</sup> )		弾性係数 (*10 <sup>4</sup> N/mm <sup>2</sup> )		$M_c^{*3}$ (kN・m)	$\sigma_c^{*4}$ (N/mm <sup>2</sup> )	
		ブロック*1	胴Co*2	ブロック*1	胴Co*2	ブロック*1	胴Co*2			
O-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:ひび割れ曲げモーメント、\*4: $M_c$ 時の曲げ応力で、全断面有効として算出(幅1,000mm,高さ350mm)

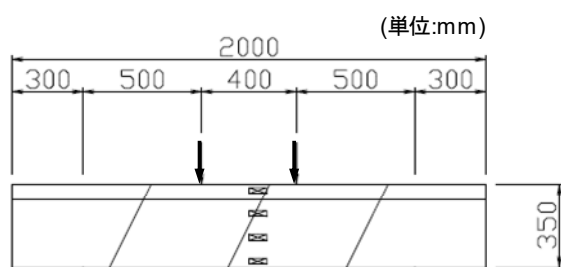
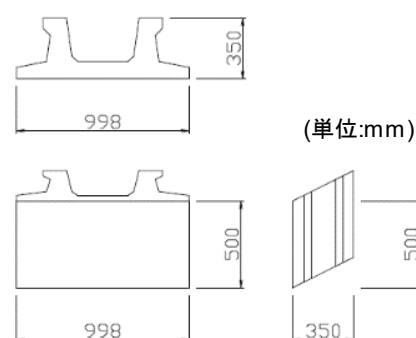


図-13 供試体



(a) 構造図

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が必要である。

### 7.1. 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。

#### 7.1.1. 供試体及び試験ケース

表-5 は試験ケース、図-13 は供試体の概要図である。供試体は、大型積みブロックを用いた供試体(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350 mmとし、載荷装置の能力を踏まえて断面幅1,000 mm及び長さ2,000 mmとした。

大型積みブロックの模型は、図-14 (a)に示すとおりJISA 5371 附属書Dの形状例を参考に、控長が350 mmで、5分勾配としたときに水平積となる形状とした。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-14 (b)のように鋼製型枠を使用して工場製作した。積



(b) 製作状況(鋼製型枠を使用)

図-14 大型積みブロック

みブロックは、ブロックどうしの接合面が型枠面となるように、擁壁の背面側をコテ均し面として打設した。

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-15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、バイブレータで締め固めた。擁壁工指針<sup>2)</sup>では胴込めコンクリートの設計基準強度は18 N/mm<sup>2</sup>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。供試体の荷重日材齢において、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 (JISA 1108) 及び曲げ強度試験 (JISA 1106) を実施した。

### 7.1.2. 試験装置及び荷荷方法

図-16は実験のセットアップである。図-13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荷荷した。荷荷プログラムは、単調荷荷として供試体が破壊するまで静的に荷荷した。荷荷方向は、擁壁の背面側が引張となる曲げモーメントが荷荷されるようにした。

### 7.1.3. 計測方法

ロードセルにより荷荷荷重を、変位計により荷荷点変位をそれぞれ測定した。図-13のように等曲げモーメント区間の中央付近の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。

## 7.2. 荷荷試験の結果

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、供試体が脆性的に破壊した。荷荷荷重-荷荷点変位関係は線形的で、概ね0.2 mm~0.25 mmの変位で破壊した。図-17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-5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-17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-18は、5分勾配のケースにおける供試体の前面側、

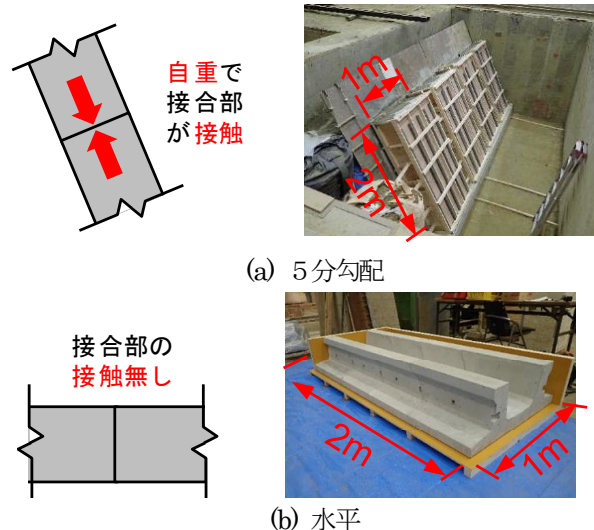


図-15 供試体の製作方法



図-16 実験のセットアップ

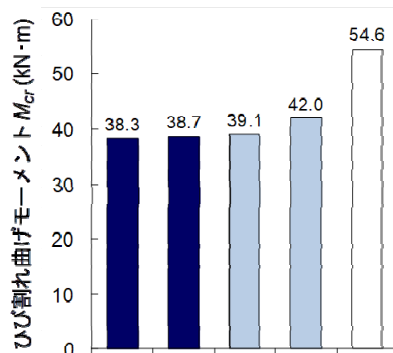


図-17 ひび割れ曲げモーメント  $M_{cr}$

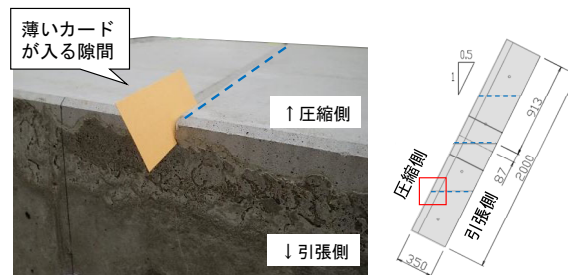


図-18 ブロックの合端の状態



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隙間があり、明らかに密着していないようであった。

### 7.3. 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、これは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、接合部は均一かつ確実に接触していないと考えられる。

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、有効断面を図-19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、

- i) 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、胴込めコンクリートを有効断面とする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。

- ii) 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。

## 8. プレキャスト部材の機能向上に資する付加技術の検討

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得るものではなく、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。

ここでは、変状実態及び製品の運用実態から、施工性、維持管理性等の向上に資する付加技術の方向性、及びこれに基づいて施工、維持管理等で実践すべきと考えられる具体的な付加技術や留意事項を検討した。

### 8.1. 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

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<sup>14)</sup>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

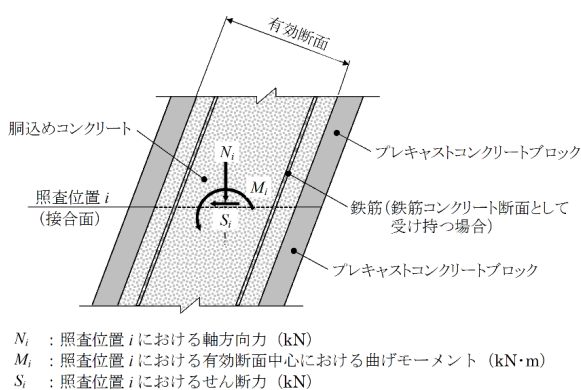


図-19 接合部の照査 (接合方法に胴込めコンクリート及び鉄筋を用いた場合の例)

表-6 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（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縮減		▲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			▲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		■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

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-6は、このような分類をマトリクスで表し、これに関連業界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結果を示したものである。

この表は、今後、製品開発者が、技術開発を行ううえで配慮すべき基本的な方向性として活用されることを意図したものである。

## 8.2. 具体的な付加技術等の検討

次に、表-6を基本的な方向性とし、施工、維持管理等で実践すべきと考えられる具体的な機能向上の付加技術や留意事項を検討した。

検討にあたっては、その結果を実行性の高いものとするために、大型ブロック積擁壁の変状実態及び積みブロック製品の運用実態を調査し、検討を行ううえでの基礎情報として活用した。

まず、施工に関する事項については、大型ブロック積擁壁等の建設工事の事例における施設管理者、設計者、施工者等からの好評の声（好事例）や、実際の失敗事例を収集した。収集の方法は、全国土木コンクリートブロック協会の実務者とのブレインストーミング及び協会員へのアンケート調査によった。アンケート等の結果から、失敗事例に対する原因分析が必要なものにはこれを行い、付加技術のポイント及び具体的な解決手段を整理した。次に、維持管理については、変状実態、点検精度の実情等を考慮し、同様にブレインストーミングをおして維持管理性向上のポイントを検討し、これを提案した。

表-7には、施工に関する事項を取り上げ、施工における好事例及び失敗事例、付加技術のポイント及び具体的な付加技術を、大型ブロック積擁壁の施工工程ごとに整理した結果のうちその一例を示す。

ここに示したような事項は、製品の開発者は製品開発の着眼点として、施設管理者等は製品を選定するうえでのコスト以外のポイントとして、施工者は施工の留意点と

表-7 施工に関する付加技術（例）

	現場の声（好事例又は失敗事例）等	付加技術のポイント	付加技術（解決手段）の例
製造～ 検査	・製造時のコンクリート打設面が、上段の積みブロックの設置面となる製品について、外形寸法はJISの許容誤差の範囲内だったが、製品のコンクリート打設面のコテならしの精度について改善要求があった。	・積みブロックは、上段のブロックが良好に設置できる構造とする。	・打設面が上段ブロックの設置面となる製品について、コテならし面の平面度の程度を具体的に示しておく。
	・意匠面の厘木等の跡について、改善するよう改善要求があった。	・積みブロックの製造に当たっては、外観を損なわないように留意する。	・意匠面が汚れないような具体的な堆積方法を示しておく。
運搬	・運搬時に意匠面を下にして積んでいたため、施工時に反転するなど、現場で余計な手間と危険を伴った。	・運搬時の積みブロック等の積み方は、現場作業を考慮したものとする。	・できる限り現場での作業を考慮した荷姿とする。
	・積み込み、荷卸し時に製品の破損・欠けが生じ、返品となった。	・積み込み、荷卸し時に製品の破損・欠けが生じないように慎重に行う。	
仮置き	・積みブロック単体の安定性が悪く、仮置きヤードにおいて段積みできなかつたため、想定以上の広さの仮置きヤードが必要になった。	・積みブロックの仮置きは、積みブロックの安定が確保された状態となるように行う。	・仮置き時の安定性も考慮して、堆積方法を具体的に示しておく。 ・仮置きヤードが狭小な場合などでは、限られたスペースにおいて必要な数の積みブロックが仮置きできるように、積みブロック自体の安定性が高い積みブロック製品を採用することも検討する。
	・最初に使う積みブロックを遠くに仮置きしたので、スムーズに積み上げられなかつた。	・仮置き時の荷下ろしに当たっては、積みブロック等の組立て積層が容易となるように、積みブロック等の積層の順序を考慮する。	
組立て	・水平積の製品を使用したのが、組立時の積みブロックの安定を確保しやすかつた。	・積みブロックの組立ては、安全かつ組立て時の安定が確保された状態となるように行う。	・施工工程を考慮したうえで、積みブロック単体においてもその安定が計算等により確認された製品を使用する。 ・積みブロック単体で安定が確保されない場合には、パイプサポート等により支持する。
	・勾配積のブロック積擁壁を施工する際に、積層時の積みブロックの安定が確保されておらず、積みブロックが倒れた。	・勾配等の出来高の確実な確保の方法とその容易さを考慮する。	・微調整できるように、パール用の切り欠きを付ける。 ・突起や目印による施工ガイドを設ける。
	・きつい曲線部を施工した際に、上下のブロックどうしの接合部の突起が干渉して設置しづらかつた。	・勾配等の出来高の確実な確保の方法とその容易さを考慮する。	・製品の適用が可能な施工条件の範囲を明示する。
打設	・胴込めコンクリートの充填不足のおそれの少ない形状の積みブロックを使用する（2.3節のi)より）。	・胴込コンクリート等を確実に打設し、及び締固める方法とその容易さを考慮する。	・開口部を大きくする。 ・コンクリートが積みブロックの隙間から漏れないような工夫（具体案を記載）
	・積みブロックどうしの接合部と胴込めコンクリートの打継ぎ面の高さがそろわないようにする（2.3節のii)より）。	・胴込コンクリート等の打継ぎ面の高さ管理の方法とその容易さを考慮する。	・積みブロックの内側に、打継ぎ位置の印をつけておく。
検査	・擬石模様の場合に、積みブロックの法線をどこで取ってよいか分からなかつた。	・積みブロックは、勾配等の出来形の検査が容易な構造とする。	・積みブロックどうしの位置関係を確認しやすいように、意匠面の端部等にフラットな面を作っておく。

してなど、大型ブロック積擁壁を建設するうえでの一連のプロセスにおいて活用されることで、安全かつ施工品質が確保された構造物の建設や、手戻りの縮減に繋がることが期待される。

## 9. 成果の普及に向けて

以上の内容を含む本研究の成果を共同研究報告書としてとりまとめたるとともに、大型ブロック積擁壁等の設計及び施工の実務において特に参考となると考えられる

方法、留意事項等を整理し、ブロック積擁壁の設計・施工に関する参考資料（案）としてとりまとめた。

## 10. まとめ

本研究で得られた成果を、要約すると次のとおりである。

### (1) ブロック積擁壁等の構造的特徴

3章では、NETISに登録されていた60のプレキャスト擁壁製品を抽出し、構造の特徴に基づいて、ブロック

積擁壁については擁壁工指針で区分される3タイプに、これ以外については4タイプに類型化した。さらに、適用高さ、前面勾配、積みブロック1個の寸法及び積みブロックの積み方の傾向を統計的に整理した。また、主たる材料に樹脂等が使用されている製品、裏込め材(碎石)を省略し代わりに排水マットを用いる製品、及び部材の構造の特性がブロック積擁壁とは根本的に異なる製品については、擁壁工指針等の考え方に照らして、適用上の留意点を示した。

さらに、タイプ1-②(積みブロックの控長を35cmのまま大型化したブロック積擁壁)については、NETISに登録されていた製品以外を含めた39の製品について詳しく調べた。その結果、同タイプの積みブロックの形状には、 $\pi$ 型、背面板型及び通し鉄筋型があるが、このうち $\pi$ 型と背面板型が大部分を占めること、積みブロックと胴込めコンクリートの一体性確保に寄与していると考えられる構造としては、大まかには、シェアホール、返し及び背面板の3種類があることを確認した。また、タイプ1-②の積みブロック1個の高さ、面寸法及び胴込めコンクリート比の範囲は、タイプ1-①のそれと比べると、それぞれ2倍以上、4倍以上及び同程度であることを確認した。

## (2) ブロック積擁壁の変状実態

4章では、ブロック積擁壁等の複数の変状事例を基に、躯体の一体性に起因した変状に着目してその形態を分類した。練積の擁壁については特徴的な形態の変状は認められなかったが、空積の擁壁では、①上下のブロックどうしの接合部でずれるモード、②上下のブロックどうしの接合部における鉛直力の伝達によりブロックの控え材が破壊するモード、③壁面がはらみ出すモードの3つの特徴的な変状を確認した。これらの変状のメカニズムについては4章で検討した。

## (3) 控長35cmのまま大型化したブロック積擁壁(布積)の設計及び施工の留意事項

5章では、控長を35cmのまま大型化したブロックを布積としたブロック積擁壁と、間知ブロックを用いた谷積のブロック積擁壁について、既往の地震において震度5以上が観測された地域における92の事例を抽出し、擁壁工指針の限界状態を基準に擁壁の状態を区分して、これと震度との関係を統計的に分析した。その結果、練積という条件においては両者の変状傾向の間に有意な差は無いことを確認した。すなわち、適切に胴込めコンクリートが配されているということが重要であり、これを踏まえて5章では、胴込めコンクリートの確実な品質の確保

を容易とするための積みブロックの構造及び胴込めコンクリートの打設方法の考え方を検討した。

## (4) 空積の大型ブロック積擁壁の留意事項

6章では、空積の大型ブロック積擁壁に関する傾斜土槽模型実験及びFEM解析から、突起の無い空積の大型ブロック積擁壁は、地震応答中に積みブロック間でずれと相対的な回転を繰り返す複雑な挙動を示し、接合部でずれる変形状態が擁壁の不安定化につながることを確認した。ブロックどうしの接合部にせん断力を伝達できる突起を設けることで地震による背面地盤の変形量は小さくなるが、ブロックどうしの接合部において曲げモーメントが伝達できないことから、練積に比べると背面地盤を支持する土を留める機能に劣ることを確認した。さらに、突起があってもロッキングによりブロックがかかと立ち及びつま先立ちした状態となる。この傾向は、ブロックの単位体積重量及び控長が小さいほど顕著である。変状事例を踏まえると、かかと立ち等した状況の荷重条件でブロックの部材の安全性照査を行う必要があると考えられる。

## (5) 練積の大型ブロック積擁壁の部材照査における有効断面の考え方

7章では、複数のブロック積擁壁躯体の供試体の4点曲げ試験の結果に基づいて、積みブロックの構造や積みブロックどうしの接触の条件に着目し、ブロック積擁壁躯体の破壊の特性すなわちひび割れ発生時の挙動を確認した。これに基づいて、ブロック積擁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よいことを提案した。

また、3章での結果を受けて胴込めコンクリートの確実な品質の確保を容易とするための方法を検討した。ブロック積工の標準的な手順及び積みブロックの製品実態に鑑みれば、i)胴込めコンクリートの充填不足のおそれの少ない形状の積みブロックを使用する、ii)積みブロックどうしの接合部と胴込めコンクリートの打継ぎ面の高さがそろわないようにするのが良いと考えられる。

## (6) 大型ブロック積擁壁等の機能向上に資する付加技術

8章では、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整理した。整理した方向性に基づいて、施工、維持管理等で実践すべきと考えられる具体的な機能向上の付加技術や留意事項を検討した。施工について

は、実際の失敗事例等を基にこれらを回避するための付加技術のポイント及び具体的な解決手段を整理した。維持管理については、変状実態、点検精度の実情等を考慮し、擁壁の状態をできる限り定量的に観察することを確実かつ容易にするためのブロックの構造上の工夫について整理した。

以上の本研究の成果を共同研究報告書としてとりまとめるとともに、この報告書の実務における使いやすさを考慮して「大型ブロック積擁壁設計・施工の手引き(案)」を作成した。

## 謝辞

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た「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。関係各位には多大なるご協力をいただいた。ここに感謝の意を表す。

## 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) 社団法人日本道路協会：道路土工—擁壁工指針、2012.7
- 3) 太田直之、杉山友康、岡田勝也、鳥井原誠、山本章、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を適用するための間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、山本章、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F6(安全問題)、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)、P53-SAT-1、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、0325、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)、東京理科大学理工学部土木工学科、50p.、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)、東京理科大学理工学部土木工学科、33p.、1980
- 14) 日本道路協会：道路土工構造物技術基準・同解説、2017
- 15) 伊藤忠テクノソリューションズ：Soil plus 2017 Dynamic manual、pp.2-22-2-31、2017
- 16) T. Imai, K. Tonouchi：Correlation of N-Value with S-wave Velocity and Shear Modulus, Proceedings of the 2nd ESOPT, pp. 67-72, 1982
- 17) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計編、pp.256-264、2012
- 18) 鶴飼恵三、蔡飛：新版地盤FEM解析入門、pp.124-126、2013
- 19) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説(上巻)、pp.522-523、2018
- 20) 香取慶一：コンクリート接合部のせん断力伝達機構に及ぼす表面形状の影響、東京工業大学報告番号乙第3356号、325p.、1999

## 7.4.2 プレキャスト部材の有効活用方法の研究（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、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接合部や製造過程に着目し、品質の評価技術を検討している。平成 28～30 年度は、同一断面に機械式鉄筋継手を集中させたプレキャスト部材接合部の曲げ載荷実験の成果に基づいて「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工法ガイドライン」をとりまとめた。令和元年～3 年度は、養生中のコンクリート温度が過度に高くなると発生が懸念される遅延エトリングイト生成（DEF）を抑制する方法の提案に向けて、蒸気養生設備に関する実態調査およびプレキャスト工場で実際の製造を再現した条件で実験を行い、蒸気養生時の留意点を提案した。

キーワード：プレキャスト部材、機械式鉄筋継手、同一断面、蒸気養生、遅延エトリングイト生成

### 1. はじめに

プレキャスト部材（以下「PCa 部材」という。）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、現状では、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ため、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（写真-1）。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。

2) 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、製造時の留意点として整理する必要がある。

以上の背景から、平成 28～30 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を行い、実験から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工法ガイドライン」<sup>2)</sup>の案を作成した。

令和元年～3 年度は、コンクリート温度が過度に高くなることで発生が懸念される遅延エトリングイト生成（以下、DEF）の抑制に向けて、蒸気養生設備の実態調査を行った。また、実態調査の結果を踏まえて、実際の製造条件を再現した蒸気養生実験を行い、DEF 抑制に向けた養生時の留意点を提案した。



写真-1 機械式鉄筋継手を用いた PCa 部材同士の接合例

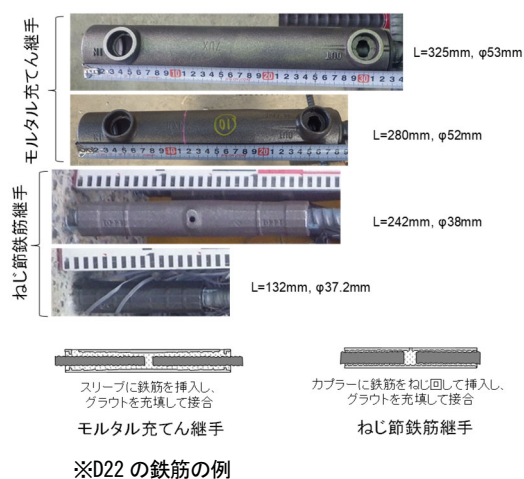


図-1 機械式鉄筋継手の例

## 2. 機械式鉄筋継手を用いた曲げ載荷実験の概要

### 2.1 機械式鉄筋継手

鉄筋コンクリート部材に機械式鉄筋継手による接合部

がある場合でも、継手がない場合と耐荷性状が大きく変わらない条件を検討するため、曲げ載荷試験を計画した。まず、PCa 部材の接合部に用いられる機械式鉄筋継手について、ヒアリング調査を行った。その結果、PCa 部材同士の接合部ではモルタル充てん継手、PCa 部材と現場打ちコンクリートの接合部では、ねじ節鉄筋継手が使用される場合が多いことが確認された。モルタル充てん継手とねじ節鉄筋継手の例を図-1 に示す。

部材としての曲げ載荷試験を実施する前に、機械式鉄筋継手単体の試験を実施し、複数の継手の性能を比較した。その結果、広く供給されている機械式鉄筋継手単体の性能は、土木学会「鉄筋定着・継手指針 2020 年版」<sup>3)</sup> でいう SA 級または A 級に相当するもので、継手単体の強度及び剛性については、継手がない場合と同等以上であった。ただし、継手単体の力学的性能が高いものは外径や長さが大きくなっている場合があり、これらはひび割れ性状に影響を及ぼすことも考えられることから、本試験では継手の外径や長さの異なるものを選定した。

### 2.2 試験体

試験体は、機械式鉄筋継手を用いて 2 つの RC 部材を接合したものと継手のない一体のものを製作し、両者の挙動を比較した。機械式鉄筋継手を用いた試験体の配筋状況の例を図-2、機械式継手の配置状況の例を写真-2 に示す。

試験体は、機械式鉄筋継手の種類および配筋量（鉄筋中心間隔）、桁高等が異なるもの製作してこれらの影響を確認した。本稿では、表-1 に示すものについて紹介する。なお、表-1 に示す鉄筋中心間隔は、配筋量を変化させて設定しており、鉄筋中心間隔が狭い場合は引張鉄筋比が大きい。試験体の桁高（400mm）、鉄筋中心間隔（160mm）は、標準的なプレキャストボックスカルバート部材のものを参考に設定した。

### 2.3 載荷条件と測定位置

載荷方法は、図-3 に示すように、4 点曲げ載荷とした。載荷状況の例を写真-3 に示す。

ひずみとたわみの測定位置の概要を図-4 に示す。機械式鉄筋継手を配置した接合部周辺の 4 断面を設定し、引張鉄筋ひずみ、圧縮縁コンクリートひずみを測定した。機械式鉄筋継手を用いない試験体も同様な位置でひずみを測定した。たわみは、スパン中央の下面に変位計を設置して測定した。また、曲げひび割れ幅を測定するため、図-5 に示すように、パイ型変位計を等曲げモーメント区間に 5 点設置した。

載荷サイクルの例を図-6 に示す。まず、ひび割れが発

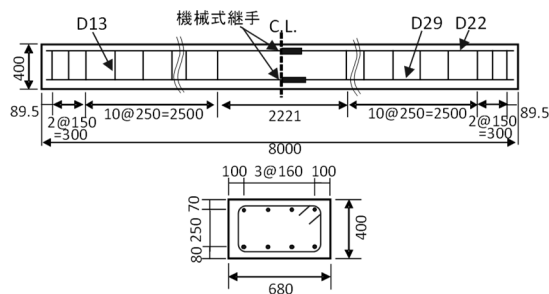


図-2 機械式鉄筋継手を用いた試験体の配筋状況例



写真-2 機械式鉄筋継手の配置状況例

表-1 試験体の条件

No.	機械式鉄筋継手の種類	鉄筋中心間隔 (mm)	引張鉄筋比 (%)
1	継手なし(竹節鉄筋)	90	1.8
2	継手なし(竹節鉄筋)	160	1.2
3	M1(竹節鉄筋), SA 級	90	1.8
4		160	1.2
5	M2(ねじ節鉄筋), A 級	160	1.2
6	B1(ねじ節鉄筋), A 級	90	1.8
7		160	1.2
8	B2(ねじ節鉄筋), A 級	160	1.2

※鉄筋はSD345、等級は土木学会「鉄筋定着・継手指針 2020 年版」<sup>3)</sup>による。

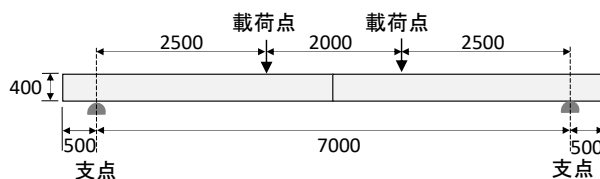


図-3 載荷方法の例



写真-3 載荷状況の例

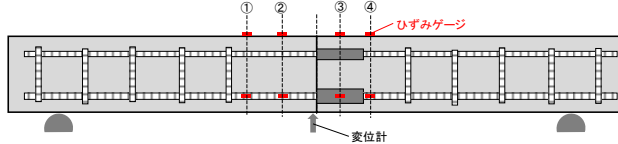


図-4 ひずみとたわみの測定位置の概要

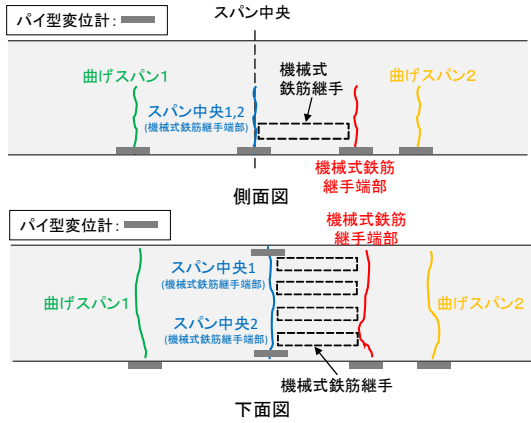


図-5 曲げひび割れ幅の測定位置の概要

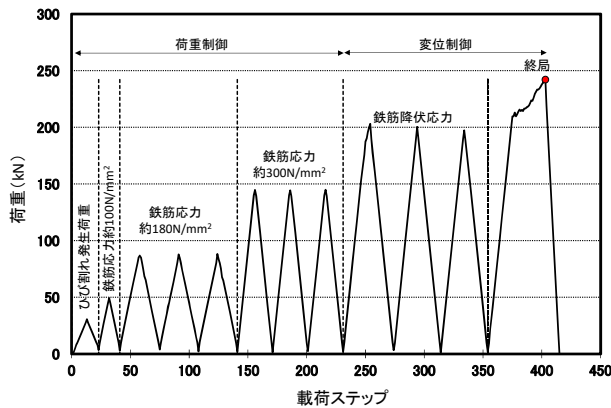
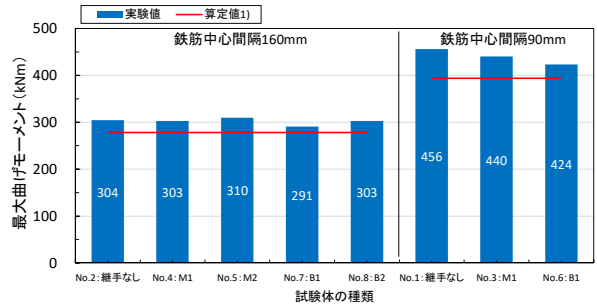


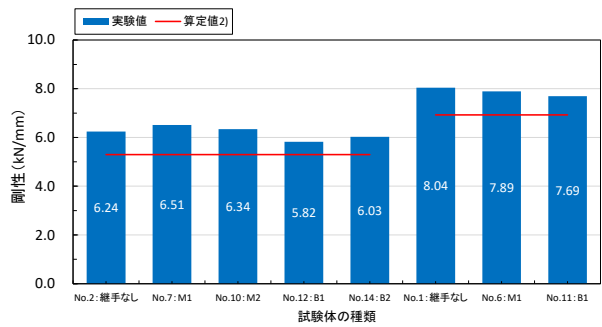
図-6 荷重サイクルの例

生するまで荷重して除荷し、その後、いずれかのひずみの測定位置で鉄筋応力が  $100\text{N/mm}^2$  に達するまで荷重して除荷した。鉄筋応力は、荷重中に測定した鉄筋ひずみに弾性係数 ( $200\text{kN/mm}^2$ ) を乗じて推定した。次に、鉄筋応力が  $180\text{N/mm}^2$  に達するまで荷重して除荷することを3回繰り返した。鉄筋応力が  $300\text{N/mm}^2$  および降伏応力の場合も同様とした。これらの鉄筋応力は、道路土工カルバート工指針において剛性カルバートの設計に用いられる許容応力等を参考に設定した<sup>4)</sup>。なお、各鉄筋応力の目標値と測定値の差は、 $10\text{N/mm}^2$  程度であった。



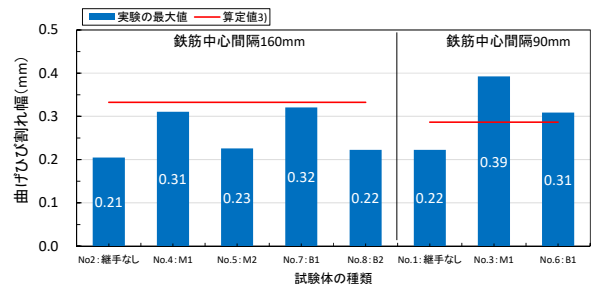
※算定値1): 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋・コンクリート部材編に準拠して算定した破壊抵抗曲げモーメントの特性値<sup>5)</sup>

図-7 最大曲げモーメント



※算定値2): 2017年制定コンクリート標準示方書 [設計編] に示される換算断面二次モーメントを用いて算定<sup>6)</sup>

図-8 剛性



※算定値3): 2017年制定コンクリート標準示方書 [設計編] に示される曲げひび割れ幅算定式により算定<sup>6)</sup>

図-9 鉄筋応力が  $180\text{N/mm}^2$  時の曲げひび割れ幅

### 3. 曲げ荷重実験の結果

#### 3.1 静的耐力

最大曲げモーメントを図-7に示す。機械式鉄筋継手の有無や鉄筋中心間隔に関わらず、いずれの試験体も算定値1)を上回る最大曲げモーメントを有することを確認した。

#### 3.2 剛性

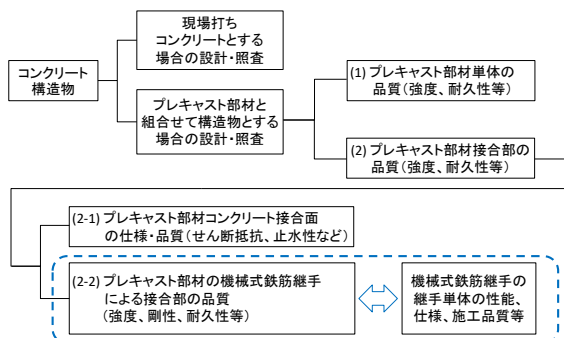
剛性を図-8に示す。剛性は荷重レベルにより異なるが、一例として、鉄筋降伏応力相当の荷重1サイクル目における荷重とスパン中央たわみの傾きから求められる値に着目して整理した。その結果、試験体の条件によらず、実験結果は算定値2)と同等以上であることを確認した。



表-2 各鉄筋応力での算定値3)との比較の例

試験体の種類		鉄筋応力 (N/mm <sup>2</sup> )		
		100	180	300
鉄筋中心 間隔 160mm	No.2 : 鉄筋 継手なし	○	○	○
	No.4 : M1	○	○	○
	No.5 : M2	○	○	○
	No.7 : B1	○	○	○
	No.8 : B2	○	○	○
鉄筋中心 間隔 90mm	No.1 : 鉄筋 継手なし	○	○	○
	No.3 : M1	○	×	×
	No.6 : B1	○	○	×

※○：算定値程度以下の曲げひび割れ幅  
 ×：算定値を大きく上回る曲げひび割れ幅



ガイドラインの主な記述の範囲(機械式鉄筋継手を同一断面に用いた場合の、破壊抵抗曲げモーメント、曲げモーメント作用下の剛性、ひび割れ性状)

図-10 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の着眼点

### 3.3 ひび割れ性状

鉄筋応力が 180N/mm<sup>2</sup> 時の曲げひび割れ幅を図-9 に示す。ひび割れ性状について、鉄筋中心間隔が 160mm の場合の試験体では、継手の有無による明確な違いは認められなかった。一方、配筋量が大きい鉄筋中心間隔が 90mm の場合、試験体 No.3、6 で、算定値3)よりもひび割れ幅が大きくなる場合があることを確認した。

また、鉄筋応力が異なる載荷段階で算定値3)と比較した結果を表-2 に示す。試験体 No.3、6 以外は、いずれの鉄筋応力においても、算定値3)と同程度以下のひび割れ幅であった。

## 4. 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の概要

### 4.1 着眼点と構成

プレキャストコンクリート構造物に適用する機械式鉄

第1章 総則	
第2章 機械式鉄筋継手を用いる場合の設計における留意事項	参考資料1 機械式鉄筋継手工法を用いたプレキャスト部材の曲げ載荷実験 参考資料2 曲げ載荷実験に用いた機械式鉄筋継手単体の性能
第3章 機械式鉄筋継手を用いる場合の施工及び検査における留意事項	参考資料3 各施工段階での確認及び記録事項の例 参考資料4 各施工段階での検査事項の例
第4章 記録	

図-11 ガイドラインの目次構成

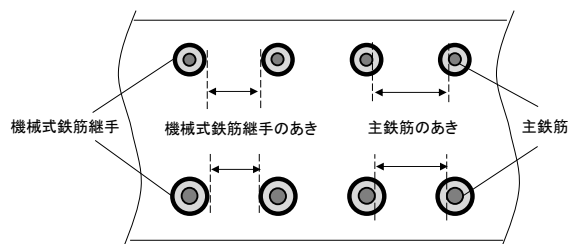


図-12 機械式鉄筋継手のあきの概要

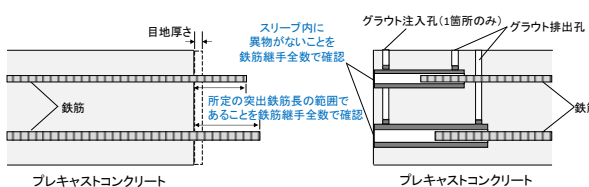


図-13 プレキャスト部材の据付け前の確認事項例(モルタル充てん継手の例)

表-3 プレキャスト部材の据付け前の検査事項例(モルタル充てん継手の例)

項目	頻度	判定基準
鉄筋継手部の鉄筋の表面及びひび端部の状態	鉄筋継手全数	不具合がないこと(鉄筋端部に切断バリ、切断ノロなどがなく)
スリーブ内の状態	鉄筋継手全数	異物がなく清浄であること
注入孔、排出孔の状態	鉄筋継手全数	詰まりがなく清浄であること
スリーブの位置	鉄筋継手全数	設計図書に記載された位置であること
鉄筋の挿入長さ	鉄筋継手全数	規定の長さの範囲であること

筋継手工法ガイドライン<sup>2)</sup>には、PCa 部材の機械式鉄筋継手による接合部の品質のうち、特に破壊抵抗曲げモーメント、曲げモーメント作用下の剛性、ひび割れ性状に着目し、設計、施工および検査を行う際の留意事項が記述されてい

る(図-10)。その目次構成は、図-11の通りである。第2章の作成に際して実施された実験、第3章の施工および検査に必要な事項の調査結果が、参考資料1~4としてまとめられている。

#### 4.2 機械式鉄筋継手の品質について

検討に用いた機械式鉄筋継手は、土木学会「鉄筋定着・継手指針2020年版」<sup>3)</sup>に示されるSA級とA級であり(表-1)、また、機械式鉄筋継手単体の性能についてヒアリング調査を行った結果、弾性域正負繰返し試験時のすべり量については、SA級とA級の共通の規格値である「0.3mm以下」よりもかなり小さい試験結果が得られる場合がほとんどで、今回試験に用いた継手は0.15mm未満であった。そこで、曲げ載荷試験で検証された範囲を明確にするために、SA級またはA級に相当し、かつ、すべり量は0.15mm未満の継手を使用していることが前提であることが示されている。

#### 4.3 設計における留意事項

本稿の3章で示した曲げ載荷実験の結果では、鉄筋の中心間隔を狭くすると、曲げひび割れ幅が大きくなり、ひび割れの分散性に劣るおそれがあることが示唆された。このため、接合部の設計にあたっては、機械式鉄筋継手単体の品質だけではなく、機械式鉄筋継手を一断面に集中して用いる場合のあき(図-12)について、一般的な場合よりも大きくする必要があることなどが示されている。

#### 4.4 施工および検査における留意事項

ヒアリング調査等から、機械式鉄筋継手の品質を確保するための、施工の確認事項および検査事項の具体例がとりまとめられている。

施工の確認事項として、例えばプレキャスト部材の据え付け前の段階(図-13)では、スリーブ内に異物がないこと、所定の突出鉄筋長の範囲であること等を鉄筋継手全数で確認することが示されている。また、これに対応する検査事項例は表-3のように示されている。

### 5. DEFの概要と蒸気養生設備の実態調査

#### 5.1 DEFの概要

プレキャスト製品は、蒸気養生を用いて製造されるものが多いが、その際の温度管理が適切でないで養生中のコンクリート温度が高くなり、遅延エトリンタイト生成(以下、DEF)によって劣化するおそれがある<sup>7)</sup>。

蒸気養生に関しては、雰囲気温度の昇温速度および最高温度等が道路橋示方書コンクリート橋・コンクリート部材編<sup>9)</sup>等に規定されている。また、蒸気吹出口付近で局所的に高温になることなどに対する一般的な留意点はコンク

リート標準示方書[施工編]に示されている<sup>8)</sup>。しかし、蒸気養生中の雰囲気温度を管理する方法や蒸気吹出口付近での局所的な高温の影響を避ける方法などについて具体的には示されていない。

以上のような背景から、蒸気養生設備の実態調査および実際の製造を再現した条件で蒸気養生実験を行ってDEFを抑制するための温度管理に関する留意点を検討した。



写真-4 DEFによって劣化した側溝の事例<sup>7)</sup>

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。DEFによって劣化した側溝の事例<sup>7)</sup>を写真-4に示す。

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、養生中にコンクリートの内部が高温になると水和反応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可能性がある。このため、「遅延」エトリンタイト生成と呼ばれている。

コンクリートが十分硬化した後にエトリンタイトが生成すると、その膨張圧で周囲の組織を破壊する。この際の膨張量は、膨張性という点で類似した劣化であるアルカリシリカ反応による膨張量よりも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。

ただし、ひび割れが生じるほどの顕著な膨張に至るのは、コンクリート温度が70℃以上の履歴を受けた場合とされている<sup>9)</sup>。このため、コンクリート温度を適切に制御すればDEFによる劣化を抑制できると考えられる。

#### 5.2 蒸気養生設備の実態調査

蒸気養生設備の実態を把握するため、道路用プレキャストコンクリート製品などを製造している約90社の工場に

対して書面調査を行った。

蒸気養生設備の種類(図-14)は、専用設備(区画)がある場合とシート養生の場合があるため、これらを区別して調査した。調査項目は、1) 蒸気吹出口の設置状況、2) 蒸気吹出口から型枠までの距離、3) 雰囲気温度の測定位置、の3項目とした。

蒸気養生の専用設備(区画)がある場合の蒸気吹出口の配置例を図-15に示す。蒸気吹出口が1箇所の場合と蒸気が分散して吹き出す仕様の場合があった。蒸気吹出口から型枠までの距離は、200mm以上確保している場合が90%以上であった。雰囲気温度の測定位置を図-16 a)に示す。図中の括弧内の数値は回答件数である。雰囲気温度の測定位置は、合計7種類、奥壁中央部で測定する場合が最も多かった。

シート養生の場合の蒸気吹出口の設置位置は、型枠外側に設置する場合と型枠内側に設置する場合があり(図-16 b))、前者の方が多かった。蒸気吹出口から型枠までの距離は、200mm以上確保している場合が80%以上であった。雰囲気温度の測定位置を図-16 b)に示す。図中の括弧内の数値は回答件数である。雰囲気温度の測定位置は、合計6種類、型枠外側の側面中央部で測定する場合が最も多かった。

以上の調査結果を踏まえ、雰囲気温度の測定位置の違いの影響および蒸気吹出口から型枠までの距離が及ぼす影響を実験で確認することとした。

## 6. 蒸気養生時の留意点の提案に向けたプレキャスト工場での実験

### 6.1 実験の概要

5.2の調査結果を踏まえて、プレキャスト工場において、蒸気養生中の雰囲気温度およびコンクリート温度に関する実験を行った。

試験体はボックスカルバートとし、設計基準強度40N/mm<sup>2</sup>、内空1300mmおよび内空1500mmのものを用いた。ボックスカルバートの数量は、実際の製造を想定し、蒸気養生設備の容量に入る最大の2体とした。

### 6.2 蒸気養生設備の仕様と試験体配置

専用設備の仕様とボックスカルバート試験体の配置を図-17、設備の正面写真を写真-5に示す。なお、型枠は、ボックスカルバートを縦にした形状である。

この設備は、テント状の折り畳み式のものであり、今回の調査では専用設備に分類したが、設備の構造上はシート養生に近いものである。

蒸気吹出口は、各ボックスカルバート試験体の両脇に配

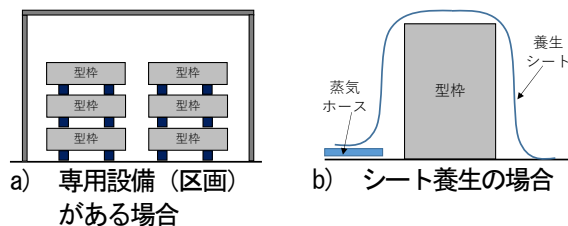


図-14 蒸気養生設備の種類

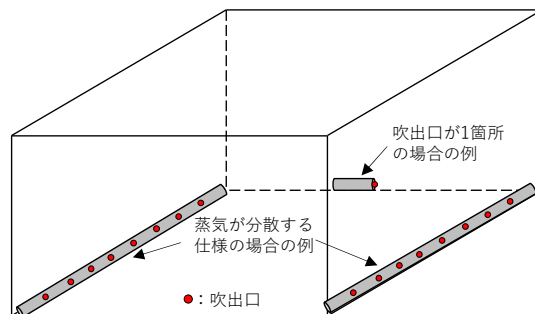
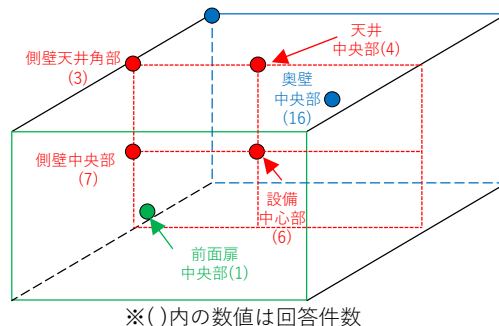
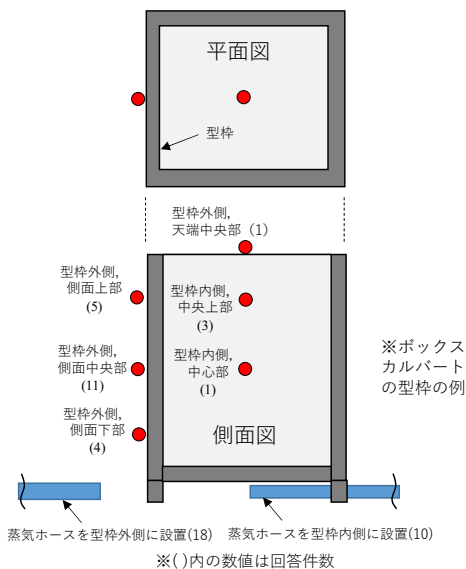


図-15 蒸気養生設備における蒸気吹出口の配置例



a) 蒸気養生の専用設備(区画)がある場合



b) シート養生の場合

図-16 雰囲気温度の測定位置

置した。蒸気吹出口は、蒸気が分散して吹き出すように、50mm ピッチの直径 10mm の穴を配置したものである。この工場の通常の製造では蒸気吹出口から型枠までの距離を 400~500mm 確保しているが、本実験では、図-17 に示すように、0mm (型枠に接触)、100mm、300mm、500mm の 4 種類とし、蒸気吹出口から型枠までの距離がコンクリート温度に及ぼす影響を確認した。

### 6.3 温度の測定位置と蒸気養生条件

雰囲気温度の測定位置は、図-16 a) の 7 種類に床面中央を加えた 8 箇所および図-17 の奥側に配置したボックスカルバート試験体近傍の 4 箇所 (図-18)、合計 12 箇所とした。なお、このうち左側側壁中央付近で測定した雰囲気温度から蒸気を制御した。

ボックスカルバート試験体のコンクリート温度の測定位置を図-19 に示す。コンクリート温度は、各試験体の蒸気吹出口に面している部位に熱電対を配置して測定した。熱電対を配置した断面は、試験体中央部と試験体下部であり、後者は蒸気吹出口の位置に対応させた。また、熱電対の位置は、試験体の表面から 30mm とした。

蒸気養生条件は、前置き 3h 以上、昇温速度 15°C/h、最高温度 65°C、最高温度保持時間 5h とした。なお、実験目的から、最高温度は通常実施している温度よりも高く設定した。

### 6.4 蒸気養生実験の結果と考察

雰囲気温度の測定結果を図-20 に示す。蒸気吹出口よりも低い位置である床面中央部を除き、雰囲気温度に大きな差異は確認されなかった。蒸気吹出口からある程度高い位置で雰囲気温度を測定すれば、養生設備内の代表値を測定できると考えられる。

ボックスカルバート試験体のコンクリート温度の測定結果を図-21 に示す。なお、測定は製品の外側表面から 30mm の位置で行っている。図-19 に示す高さ方向で中央の位置 (図-21 a) では、蒸気吹出口から型枠までの距離の影響は認められなかった。これに対し、蒸気吹出口と同じ高さである下部 (図-19 参照) の位置 (図-21 b) では、蒸気吹出口から型枠までの距離が 0mm および 100mm の場合、特に雰囲気温度の昇温中に、コンクリート温度が高い結果を示した。一方、蒸気吹出口から型枠までの距離が 300mm および 500mm の場合は、図-21 a) の中央部での測定結果と同程度で蒸気吹出口の影響が認められなかった。

以上から、本実験のように、蒸気が分散して吹き出す仕様の場合には、蒸気吹出口から型枠までの距離を 300mm 以上確保すれば、蒸気吹出口近傍のコンクリート温度が局所的に高くなることを防止できると考えられる。

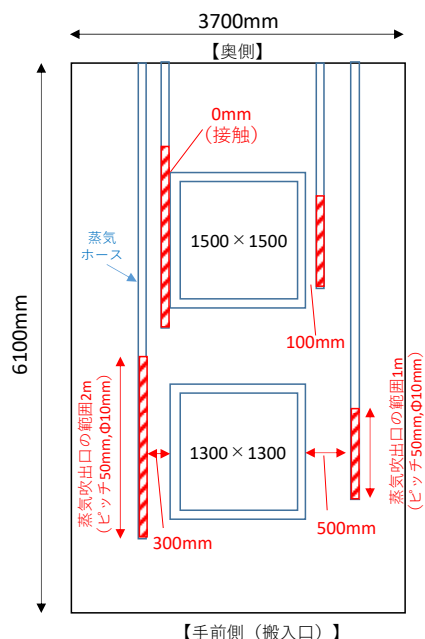


図-17 蒸気養生設備の仕様と試験体の配置



写真-5 蒸気養生設備の正面写真

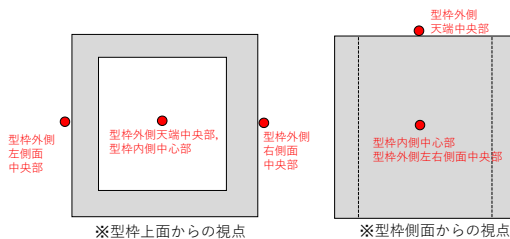


図-18 試験体近傍の雰囲気温度測定位置

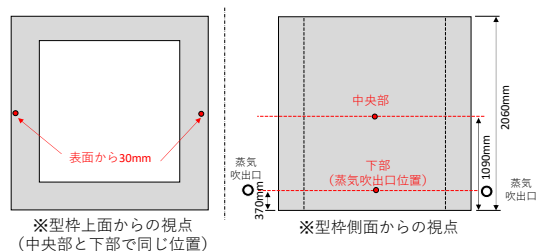


図-19 試験体のコンクリート温度測定位置

ボックスカルバート試験体のコンクリート温度の昇温速度を図-22に示す。昇温速度は、30分間ごとのコンクリート温度の増減から求めた。蒸気吹出口から型枠までの距離0mm および100mm の場合は、300mm および500mm の場合と比べて昇温速度が大きく、かつ、早くピークに到達することが確認できる。これらの結果からも、蒸気吹出口から型枠までの距離を適切に確保することが重要と考えられる。

7. まとめ

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を行い、その成果から「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」の案を作成した。

このガイドラインは、PCa 部材から構築される構造物に機械式鉄筋継手工法を適用する際の参考図書として国土交通省から地方整備局等に通知されるとともに、コンクリート生産性向上検討協議会から広く周知された<sup>2)</sup>。このガイドラインの活用により、機械式鉄筋継手工法の設計、施工および検査が適切に実施され、PCa 部材がさらに有効に活用されることが期待される。

また、養生中のコンクリート温度が過度に高くなると発生が懸念される遅延エトリングタイト生成 (DEF) を抑制する方法の提案に向けて、蒸気養生設備に関する実態調査およびプレキャスト工場で実際の製造を再現した条件で実験を行った。その成果を共同研究報告書としてとりまとめ、蒸気養生時の留意点を提案した。

蒸気養生時の留意点としては、蒸気を制御するための温度の測定位置、蒸気吹出口から型枠まで確保する距離などを示した。この知見をプレキャスト製品の製造者が活用することで、DEF の抑制につながることを期待される。

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) 土木学会：鉄筋定着・継手指針 [2020年版]、pp.33-40、2020
- 4) 日本道路協会：道路土工カルバート工指針、pp.48-95、2010
- 5) 日本道路橋協会：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.42-53、pp.54-157、pp.376-382、2017

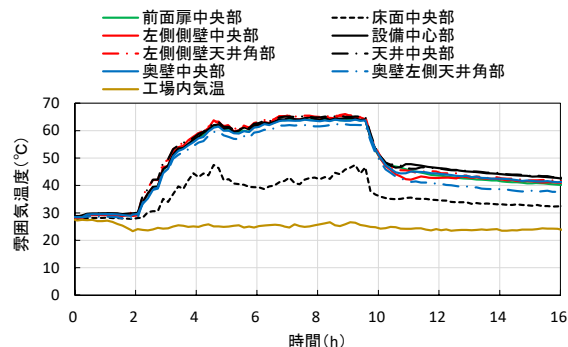
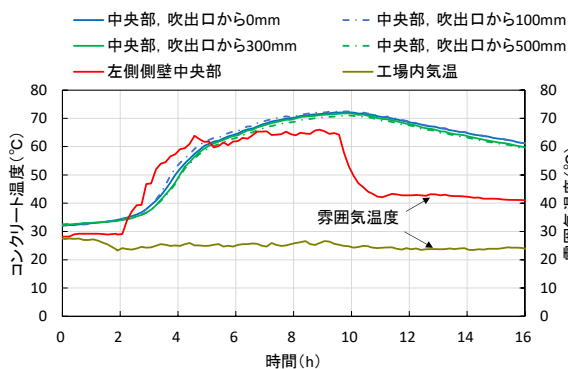
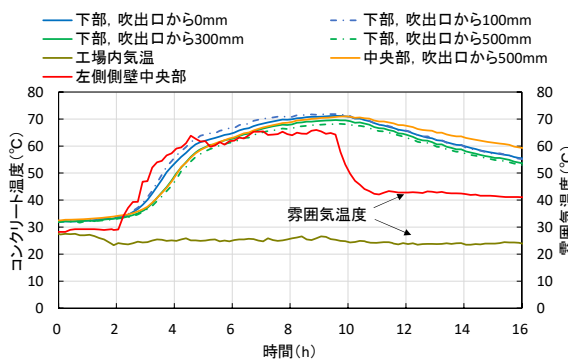


図-20 蒸気養生設備における霧囲気温度



a) 中央部での測定結果



b) 下部での測定結果

図-21 ボックスカルバート試験体のコンクリート温度

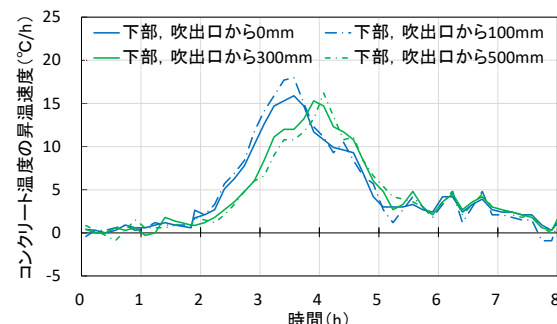


図-22 ボックスカルバート試験体のコンクリート昇温速度 (表面から30mm位置)

## 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

- 6) 土木学会：2017年制定 コンクリート標準示方書【設計編】、pp.231-241、2018
- 7) 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
- 8) 土木学会：2017年制定コンクリート標準示方書【施工編】、pp.366-367、2017
- 9) (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、pp.20-25、pp.133-136、2016