

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～33 年度

プログラムリーダー：材料資源研究グループ長 渡辺博志

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

1. 研究の必要性

我が国の社会資本ストックは高度経済成長期などに集中的に整備されたが、今後急速に老朽化が進む事が懸念される。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務めることが求められる。また管理レベルは高度でないものの手当の必要な膨大な小規模、簡易な構造等を特徴とする社会資本ストックを対象とした適切な構造・材料、設計の開発等が必要である。

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

2. 目標とする研究開発成果

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

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

3. 研究の成果・取組

「2. 目標とする研究開発成果」に示した達成目標に関して、平成 29 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

鋼道路橋については、面外ガセット溶接継手および荷重非伝達型十字溶接継手について、疲労 DB に格納されているデータを用いて多変量解析を基に疲労強度に影響を及ぼす主要因を抽出し、その要因による細分化することにより、溶接継手の疲労強度等級を合理的に設定できる可能性を示した。また、橋梁の基礎については、岩盤を支持層とした実杭を用いて、段階載荷方式と連続載荷方式、急速載荷試験を実施し、これらの試験の支持力を比較することで、連続載荷方式や急速載荷試験の実務における適用性を検討した。コンクリート橋の分野では塩害耐久性の評価を適切に行うことを目的として凍結防止剤散布の影響について調査を行うとともに、かぶりコンクリートの緻密性に関する検討を行った。トンネルの更新技術に関しては、拡大掘削と新設掘削の支保構造に生じる力学的特性の違いを整理し、拡大掘削の施工方法や新たに設置される支保構造に反映するために、数値解析による検討を行った。土工構造物については、補強土壁工法に関して盛土材のこぼれ出しの事例を収集し、その原因や発生パターンについて調査するとともに、こぼれ出し前後の補強土壁の耐震性の確認を行った。また、カ

ルバートの変状の把握とその要因の分析を行い、フォルトツリーを作成して現状の課題を整理した。

(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

トンネル補修・補強工の設計にあたって対象とすべきは落荷重を推定するため、過去の点検データに基づいた分析を行うとともに、トンネル補修・補強工の力学的特性を把握するため、供試体寸法と押抜き形状等を変化させた押抜き試験を実施した。また、耐久性を正確に把握するために室内試験の開発を目的として、押し抜き試験供試体のコンパクト化、アルカリ浸漬による劣化促進条件と押し抜き性能との相関関係を検討した。

補強土壁に関しては、補強土壁の耐震性を低下させる盛土材のこぼれ出し対策について検討を行い、こぼれ出しを抑止する措置を行うことで、こぼれ出し後の耐震性のさらなる低下を防ぐことができることを明らかにした。また、カルバート工について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、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、第三者被害に至る部分についてまとめた。

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

道路擁壁工について、盛土材のこぼれ出し後の、その後のこぼれ出しの進行を防止する措置の効果を検証し、更新必要箇所を判断するために、点検で着目すべき視点について考察を行った。

また、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が異なる複数の変状が現れることが多い中で、耐久性低下、第三者被害への進展可能性や道路機能への影響が大きい変状については、経過観察、要因分析、早期の措置や設計・施工段階からの措置の方法の検討が必要であることを示した。

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

プレキャストカルバートの製品実態を調査し、断面の分割、躯体の材料、内空の寸法等を整理し、その傾向を分析した。さらに、プレキャストカルバートの変状事例を収集・整理し、カルバートに発生した変状形態と推定される変状要因を類型化し、課題点を整理した。プレキャスト擁壁については、過年度に類型化した変状形態に着目して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。

プレキャスト部材同士の組立てを想定し、同一断面に機械式継手を集中させたプレキャスト部材接合部の性状について、曲げ載荷実験を行って検討した。その結果、静的耐力および剛性については、同一断面に機械式継手を集中させた場合でも設計で想定される算定値以上であった。一方、ひび割れ性状については、配筋量が多い試験体において、同一断面に機械式継手を集中させると、設計で想定される曲げひび割れ幅よりも大きくなる場合があることが判明した。実構造物においてプレキャスト製品同士を機械式継手により接合する際的设计施工ガイドラインを作成する際の基礎資料を得ることができた。

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

Research Period : FY2016-2022

Program Leader : Director of Materials and Resources Research Group
WATANABE Hiroshi

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 Resources Research Center

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

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

The research targets of this research program are as follows

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

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

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

7.1.1 新設橋の品質・信頼性向上方法の構築に関する研究（橋梁関連：鋼構造）

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：玉越隆史、村井啓太

【要旨】

鋼構造物の疲労設計において、溶接継手の疲労設計の基となる疲労強度等級が定められている。これは、各種継手の疲労実験の結果を基にしている。その実験結果のデータを集めたデータベースがあり、その中には実験条件や溶接条件に係る種々のデータが格納されている。本研究では、このデータベースを用いて、多変量解析により、疲労強度に影響を及ぼす因子を抽出し、その因子もしくはそれら組合せによってデータを細分化することで、疲労強度等級を合理的に設定できる可能性を示した。

キーワード：溶接継手、疲労強度、データベース、多変量解析

1. はじめに

疲労設計で用いられている各継手の疲労強度等級と疲労設計曲線は、それぞれの継手の疲労試験結果の下限、あるいはそれに相当する非超過確率 97.7% の疲労強度が、設定した疲労設計曲線よりも高いことを確かめることにより設定されている。その疲労試験結果は、山田ら¹⁾が収集したものから構成される試験結果を集めたデータベース（以降「疲労 DB」と呼ぶ）を用いたものである。その後、森ら²⁾や石原ら³⁾によって疲労試験データの収集、更新がなされている。

また、例えば文献³⁾において、溶接部の形状によって疲労強度が異なることに着目し面外ガセット溶接継手を対象とし、溶接部の脚長の大きさや止端半径によって疲労強度が異なることを分析している。このように疲労 DB を効果的に分析することで疲労強度に影響を与える因子の抽出が可能であり、条件の再分類により疲労設計曲線の精度向上つながる可能性がある。

本研究では、疲労試験データが豊富な面外ガセット溶接継手及び荷重非伝達型十字溶接継手を対象として、これまでに明らかとなっている疲労強度への影響因子を踏まえつつ、疲労試験データ項目の中で疲労強度に影響を与える因子について、統計分析により再検証するとともに、データのばらつきの変化を確認した。また、その結果を踏まえて、今後疲労 DB を活用していく上で、疲労試験結果とともにデータベースに記録すべき試験条件（要因）について整理した。

2. 多変量解析による分析手法

表 - 1 に示す項目のうち、疲労強度への影響が大きい因子を見出し、その組み合わせによってデータを細分化する。本研究では、工学的に意味のある説明性を担保するため、主成分分析と重回帰分析を中心とした多変量解析によりその因子を抽出することを考えた。多変量解析による統計分析手法の流れを図 - 2 に示す。分析手法の具体的な条件等については

表 - 1 疲労試験データベースに登録されている主な項目

1. 使用材料	2. 材料規格	3. 圧延方向と荷重方向	4. 機械的性質(降伏点)
5. 機械的性質(引張強さ)	6. 機械的性質(衝撃値)	7. 機械的性質(伸び)	8. 化学成分
9. 溶接方法	10. グループ形状	11. 溶接パス数	12. 曲率半径 ρ
13. フランク角 θ	14. 脚長(主桁)	15. 脚長(ガセット)	16. 溶接材料規格
17. 溶接材の系統	18. 溶接棒・ワイヤー直径	19. 溶接姿勢	20. 溶接条件(電流)
21. 溶接条件(電圧)	22. 溶接条件(速度)	23. 入熱量	24. 予熱温度
25. 試験体寸法(幅)	26. 試験体寸法(長さ)	27. 試験体寸法(板厚)	28. ガセット寸法(板厚)
29. ガセット寸法(長さ)	30. ガセット寸法(高さ)	31. 溶接部の仕上げ条件	32. 表面処理方法
33. 熱処理方法	34. 溶接欠陥		

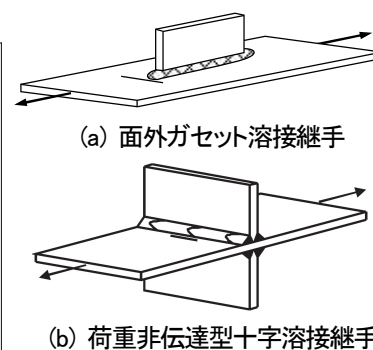


図-1 対象とした溶接継手

前年度の報告のとおりであり、ここでは詳細は省略するが、主成分分析により疲労強度に影響を及ぼす因子を抽出し、その因子の組合せのうち説明性の高い組合せについて、重回帰分析により疲労強度との相関性を確認し影響因子を提示する。なお、重回帰分析を実施する場合に多重共線性を回避するため、VIF (Variance inflation factor) による分散拡大要因評価、クラスター分析評価による項目間の相関性が高い項目の洗い出しを行い、主成分分析を実施する対象を絞り込んだ。その際に、そもそものデータの信頼性を確保するためにP値による信頼性評価も併せて実施した。

3. 分析結果

3.1 面外ガセット溶接継手

上記の統計分析により、疲労強度に影響を及ぼす要因として抽出された項目は、表-1のうち以下の6項目である。

- 項目 15 : 脚長 (ガセット)
- 項目 17 : 溶接材の系統
- 項目 20 : 溶接条件 (電流)
- 項目 23 : 入熱量
- 項目 29 : ガセット寸法 (長さ)
- 項目 31 : 溶接部の仕上げ条件

一軸引張载荷による As-welded 試験体 (31. 仕上げ条件の場合には仕上げたものも含める。) を母集団にとり、上記の 6 項目ごとに分類した疲労試験結果 (S-N 線図) を図 - 3 に示す。また図中には、最小二乗法を用いて算出した、試験データの平均線および非超過確率 97.7% の下限線を示している。なお算出に当たり、回帰直線の傾きを $m=3$ に固定している。また、回帰直線の統計値を表 - 2 に示す。

図 - 3 (b) に示す項目 31 の仕上げ条件については、200 万回疲労強度 (以下、疲労強度と呼ぶ。) の平均値で見た場合、「非仕上げ」で 20MPa 低下、「仕上げあり」で約 40MPa 上昇が生じることが確認された。疲労強度に差が出るのはこれまでの知見の通りであり、妥当な結果であると考えられる。ただし、「仕上げあり」については試験データのばらつき、すなわち標準偏差が 0.40 から 0.84 に大きくなり (表 - 2)、非超過確率 97.7% の疲労強度 (以下、非超過確率と呼ぶ。) が「非仕上げ」を下回る結果となった。これは、「仕上げあり」と一括りに分類しても、止端形状の改良や圧縮残留応力の導入など、様々な条件を含む分類となっていたと考えられ、今後、より条件の

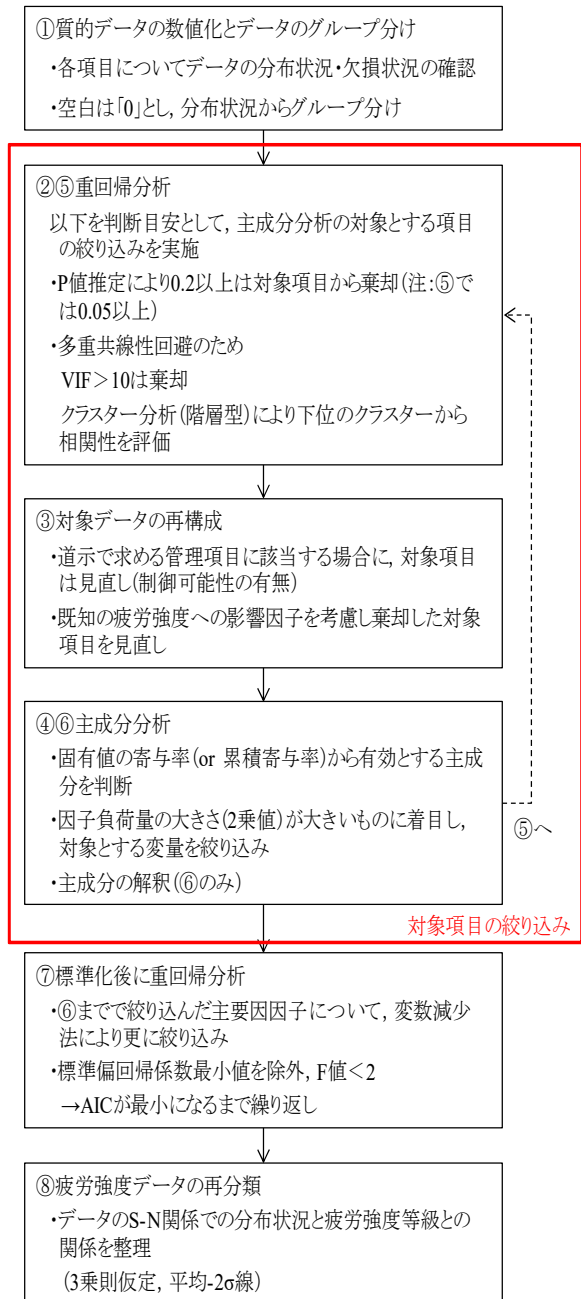


図 - 2 多変量解析の実施フロー

表 - 2 面外ガセットの分析結果

項目	項目	データ数	回帰直線の傾き	標準偏差	200万回疲労強度 (MPa)	
					平均	非超過97.7%
母集団	aswelded+仕上げ	1204	m=3	0.40	105	57
x31	非仕上げ	118	m=3	0.15	85	68
	仕上げ	230	m=3	0.84	147	40
母集団	As-welded	552	m=3	0.29	94	60
x15	脚長8mm以上	43	m=3	0.23	90	63
	脚長8mm未満	74	m=3	0.21	90	65
x17	被覆7ヶ溶接	86	m=3	0.22	91	65
	ガスシールド7ヶ溶接	141	m=3	0.30	94	59
	その他	12	m=3	0.19	93	70
x20	電流260以下	140	m=3	0.27	92	60
	電流260超	104	m=3	0.25	87	59
x23	入熱量15以下	44	m=3	0.46	110	55
	入熱量15以下	76	m=3	0.35	97	57
x29	100mm超え	292	m=3	0.28	91	59
	100mm以下	175	m=3	0.29	98	63

精査が必要であると考えられる。

図 - 3 (d) に示す項目 15 の脚長については、細分化

により両条件 (8mm 以下、8mm 超) とも、元の母集団よりもばらつきが若干低減されること (表 - 2 より、標準偏差 0.29→0.23、0.21) が確認できた。一方で、疲労強度の平均値は両条件とも同値であり、ばらつきも同等であることから、非超過確率ではほぼ同程度であった。文献³⁾において、溶接部の脚長の大きさや止端半径によって疲労強度が異なることを分析しており、今回の結果と異なる。今回の分類では 8mm を基準に 2 分割しているが、文献³⁾では「6mm 以下、6mm~10mm の 1mm 毎、及び 10mm 以上」で細かく分類していることや、回帰直線の傾きを $m = 3$ で固定していないことが、結果が異なった一つの要因と考えられる。

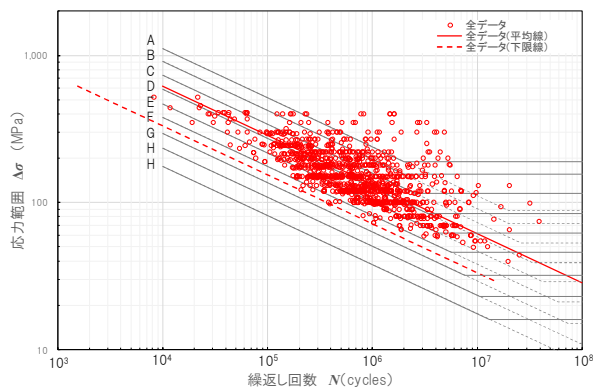
図 - 3(e) に示す項目 17 の溶接材の系統による区分については、細分化 (被覆アーク溶接系、ガスシールド溶接系、その他の 3 区分) により、元の母集団よりもばらつきが若干低減されること (表 - 2 より、標準偏差 0.29→0.22、0.30、0.19) が確認できた。なお、疲労強度の平均値は両条件ともほぼ同値であるが、ばらつきの違いにより、非超過確率で若干の差が出る結果となり、差別化が図れる可能性がある。

図 - 3(f) に示す項目 20 の溶接条件 (電流) による

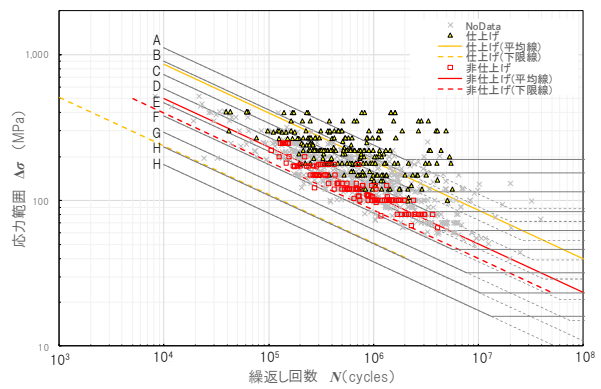
区分については、細分化 (260A 以下、260A 超) により、元の母集団よりもばらつきが若干低減されること (表 - 2 より、標準偏差 0.29→0.27、0.25) が確認できた。また、疲労強度の平均値は「260A 以下」で 2MPa 低下、「260A 超」で 7MPa 低下しており若干の差が生じたが、ばらつきの低下分と相殺して非超過確率では同等となる結果であった。

図 - 3(g) に示す項目 23 の入熱量による区分については、細分化 (15kJ/cm 以下、15kJ/cm 超) により、元の母集団と比べてばらつきが逆に大きくなる結果 (表 - 2 より、標準偏差 0.29→0.46、0.35) となった。その理由の一つとして、ばらつきが母集団と同程度であったとしても、統計量の算出に用いる対象数量がかなり少なかったこと ($n = 552$ に対して $n = 44, 76$) も一因と考えられる。一方で、疲労強度の平均値は「15kJ/cm 以下」で 16MPa 上昇、「15kJ/cm 超」で 3MPa 上昇しており差が生じたが、ばらつき分と相殺して非超過確率では同等となる結果であった。

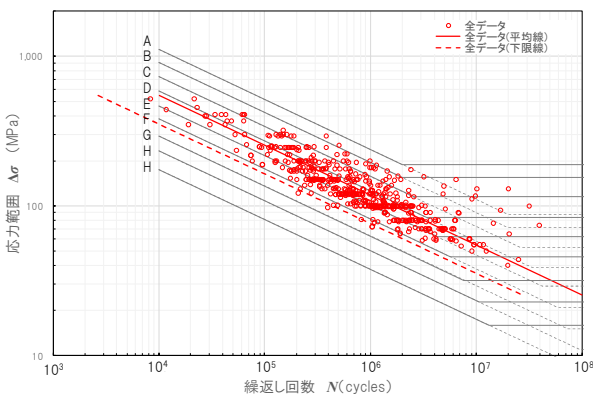
図 - 3(h) に示す項目 30 のガセット長による区分については、細分化 (100mm 以下、100mm 超) により、元の母集団と比べてばらつきがほとんど変わらなかった (表 - 2 より、標準偏差 0.29→0.28、0.29)。



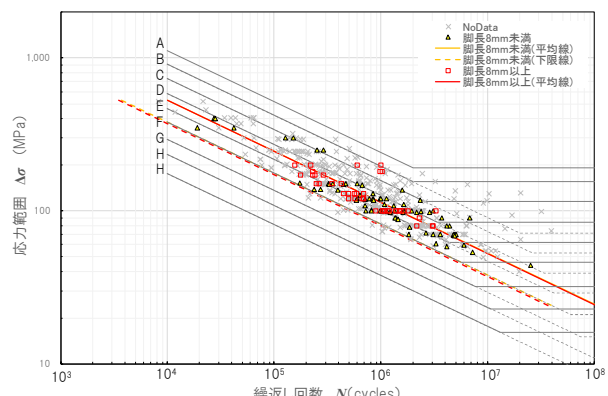
(a) 母集団 (仕上げあり、 $n=1,204$)



(b) 項目 31 : 仕上げ条件で分類

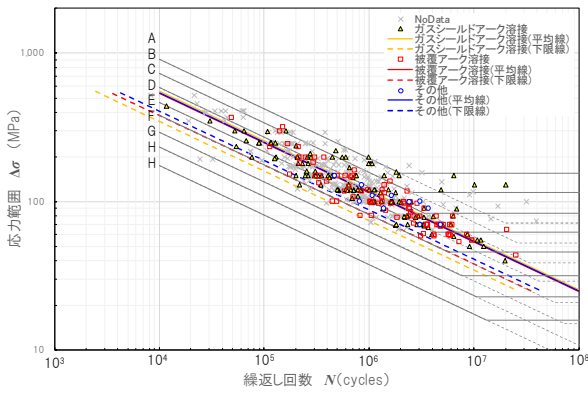


(c) 母集団 (As-welded、 $n=552$)

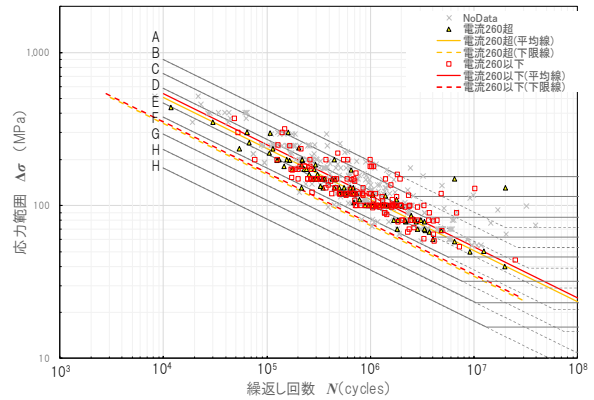


(d) 項目 15 : 脚長による分類

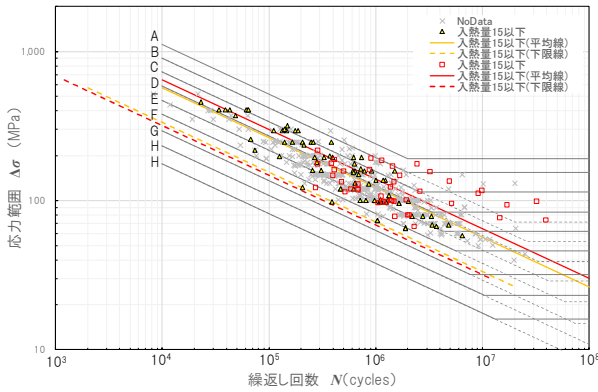
図 - 3 疲労試験データの影響要因による分類 (面外ガセット) 1/2



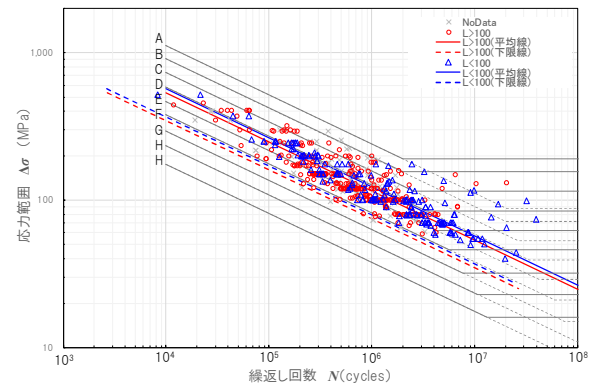
(e) 項目 17 : 溶接材の系統による分類



(f) 項目 20 : 溶接条件 (電流) による分類



(g) 項目 23 : 入熱量による分類



(h) 項目 29 : ガセット長による分類

図-3 疲労試験データの影響要因による分類 (面外ガセット) 2/2

しかし、疲労強度の平均値は「100mm 以下」で 4MPa 上昇、「100mm 超」で 3MPa 若干低下したことにより、非超過確率でも強度の差が生じることが確認された。疲労強度に差が出るのはこれまでの知見通りであり、妥当な結果であると考えられる。

3.2 荷重非伝達型十字溶接継手

上記の統計分析により、疲労強度に影響を及ぼす要因として抽出された項目は、表 - 1 のうち以下の 4 項目である。

- 項目 4 : 機械的性質 (降伏点)
- 項目 20 : 溶接条件 (電流)
- 項目 27 : 試験体寸法 (板厚)
- 項目 31 : 仕上げ条件

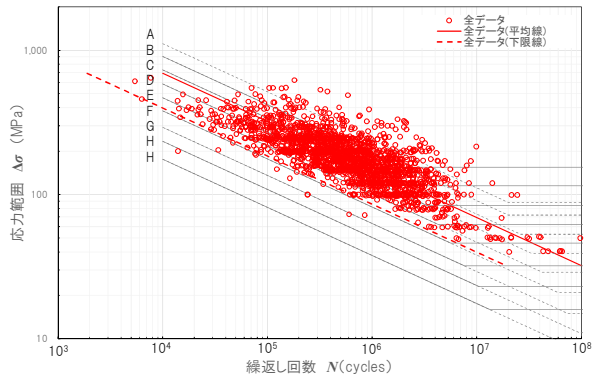
一軸引張载荷による As-welded 試験体 (31. 仕上げ条件の場合には仕上げたものも含める。) を母集団にとり、上記の 4 項目ごとに分類した疲労試験結果 (S-N 線図) を図 - 4 に示す。また図中には、最小二乗法を用いて算出した、試験データの平均線および非超過確率 97.7% の下限線を示している。なお算出に当たり、回帰直線の傾きを $m=3$ に固定している。

表 - 3 荷重非伝達型十字継手の分析結果

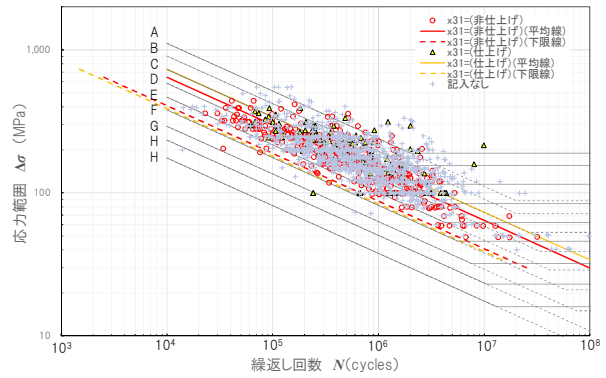
項目	条件	データ数	回帰直線の傾き	標準偏差	平均	200回疲労強度 非超過 97.7%
母集団	aswelded+仕上げ	2,040	$m=3$	0.36	118	68
x31 仕上げ条件	非仕上げ	372	$m=3$	0.30	110	70
	仕上げ	119	$m=3$	0.41	125	66
母集団	aswelded+仕上げ	1,182	$m=3$	0.30	110	69
x4 機械的性質(降伏点)	460以下	611	$m=3$	0.30	109	69
	460超	425	$m=3$	0.28	106	70
x20 溶接条件(電流)	260以下	222	$m=3$	0.35	114	66
	260超	82	$m=3$	0.30	120	76
x27 試験体寸法(板厚)	12以下	437	$m=3$	0.28	122	80
	12超	583	$m=3$	0.38	101	56

また、回帰直線の統計値を表 - 3 に示す。

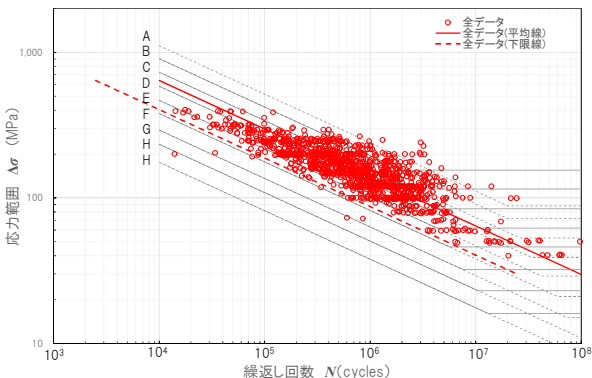
図 - 4 (b) に示す項目 31 の仕上げ条件については、疲労強度の平均値で見た場合、「非仕上げ」で 8MPa 低下、「仕上げあり」で 7MPa 上昇が生じることが確認された。疲労強度に差が出るのはこれまでの知見通りであり、妥当な結果であると考えられる。ただし、細分化により試験データのばらつきが大きくなり (表 - 3 より、標準偏差 0.36→0.41)、非超過確率が「非仕上げ」を下回る結果となった。これは、面外ガセットと同様に、「仕上げあり」と一括りに分類しても、様々な因子を含むデータになっていたと考えられ、今後、より条件の精査が必要である。



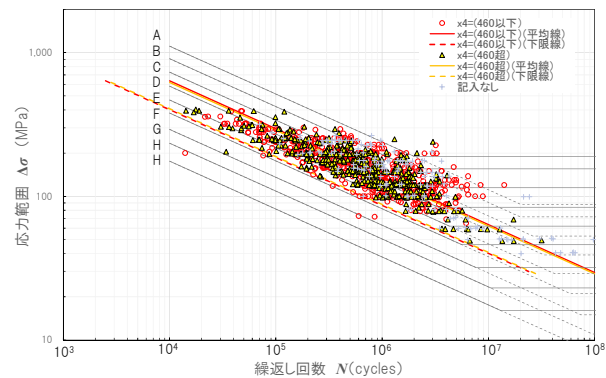
(a) 母集団 (仕上げあり、n=2,040)



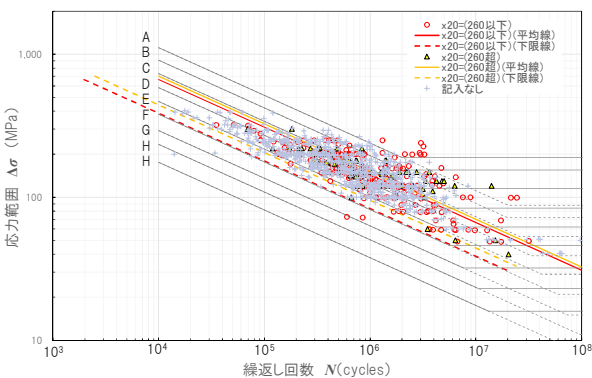
(b) 項目 31 : 仕上げ条件で分類



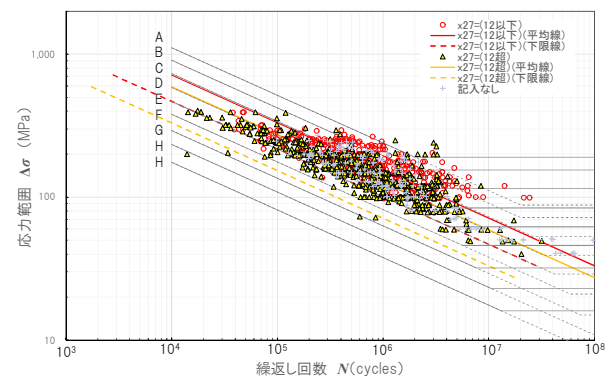
(c) 母集団 (As-welded、n=1,182)



(d) 項目 4 : 機械的性質 (降伏点)



(e) 項目 20 : 溶接条件 (電流)



(f) 項目 27 : 試験体寸法 (板厚)

図 - 4 疲労試験データの影響要因による分類 (十字継手)

図 - 4(d) に示す項目 4 の機械的性質 (降伏点) による区分については、細分化 (460MPa 以下、460MPa 超) により、元の母集団と比べてばらつきが同等または大きくなる結果 (表 - 3 より、標準偏差 0.30 → 0.35、0.30) となった。また、疲労強度の平均値は「260A 以下」で 4MPa 上昇、「260A 超」で 10MPa 上昇しており、ばらつき違いにより、非超過確率で差が出る結果となり、差別化が図れる可能性がある。

図 - 4(e) に示す項目 20 の溶接条件 (電流) による分類については、細分化 (260A 以下、260A 超) によ

り、元の母集団と比べてばらつきが同等または大きくなる結果 (表 - 3 より、標準偏差 0.30 → 0.35、0.30) となった。また、疲労強度の平均値は「260A 以下」で 4MPa 上昇、「260A 超」で 10MPa 上昇しており、ばらつき違いにより、非超過確率で差が出る結果となり、差別化が図れる可能性がある。

図 - 4(f) に示す項目 27 の試験体寸法 (板厚) による分類については、細分化 (12mm 以下、12mm 超) により、元の母集団と比べてばらつきが変化する結果 (表 - 3 より、標準偏差 0.30 → 0.28、0.38) となった。また、疲労強度の平均値は「12mm 以下」で 12MPa

上昇、「12mm 超」で9MPa 低下しており、ばらつき違いにより、非超過確率で大きく差が出る結果となり、差別化が図れることが示された。板厚が厚くなるに従い疲労強度が低下する板厚効果が生じることはこれまでの知見の通りであり、妥当な結果であると考えられる。

以上より、抽出した項目は、それぞれ既知の疲労に影響するとされている項目を多く含んでおり、引き続き検証が必要な項目があるものの、疲労DBに多変量解析を用いて統計的に影響因子を絞り込む手法が有効であることが確認できた。

4. 疲労DBに登録する疲労試験条件の整理

疲労データベースに登録された疲労試験条件は、実験者ごとに異なっており、すべての試験条件が記録されているわけではない。例えば、統計分析により抽出された項目であっても、該当項目が記録された件数は少ない場合があり、表-2に示すように、552件の母集団に対して、43件しかない場合もある。

そこで、応力範囲や繰返し回数だけでなく、疲労強度の分類上不可欠な試験条件を整理し示すことにより、標準試験方法としてデータ採取方法の統一化を図るため、最低限記録しておくべき試験条件について整理を行った。

既往の研究成果による疲労強度への影響因子は、項目 12 (曲率半径)、項目 13 (フランク角)、項目 14・15 (脚長)、項目 25 (試験体幅)、項目 27 (試験体板厚)、項目 28 (ガセット板厚)、項目 29 (ガセット長さ)、項目 31 (仕上げ条件) が挙げられる。

一方、上記の統計分析により抽出され、影響因子となりうる可能性がある項目は、項目 17 (溶接材の系統)、項目 20 (溶接条件:電流)、項目 23 (入熱量)、項目 27 (試験体寸法:板厚)、項目 29 (ガセット寸法:長さ)、項目 31 (仕上げ条件) の6項目である。

以上をまとめたものは表-4 のとおりである。統計分析による抽出項目については、検証がまだ不十分な項目もあるため、疲労強度の分類上不可欠な試験条件項目については、引き続き検討を行う予定である。

5. まとめ

本研究では、面外ガセット溶接継手および荷重非伝達型十字溶接継手について、疲労DBに格納されているデータを用いて多変量解析を基に疲労強度に影響を及ぼす主要因を抽出し、その要因による細分化

表-4 疲労DB入力必須項目 (案)

分析項目	入力項目	疲労DBの記録例		影響因子 (既往の研究)	影響因子(統計分析)		疲労DBに 記録する項目
		例1	例2		面外ガセット	荷重非伝達 十字継手	
4	機械的性質(降伏点)	444	(データなし)				○
5	機械的性質(引張強さ)	561	(データなし)				○
12	曲率半径 ρ	1.15	(データなし)	○			○
13	フランク角 θ	133.9	(データなし)	○			○
14	脚長(ガセット)	6.2	(データなし)	○	○		○
15	脚長(主桁)	6.2	(データなし)	○	○		○
17	系統	(データなし)	(データなし)		○		○
20	溶接条件(電流)	250	(データなし)		○	○	○
21	溶接条件(電圧)	29	(データなし)		○	○	○
23	入熱量	(データなし)	(データなし)		○		○
25	試験体寸法(幅)	75	180	○			○
27	試験体寸法(板厚)	11	12	○		○	○
28	ガセット寸法(板厚)	11	(データなし)	○			○
29	ガセット寸法(長さ)	100	(データなし)	○	○		○
31	仕上げ条件	(データなし)	(データなし)	○	○	○	○
32	表面処理	4ヶ所の止端部の内3ヶ所をグラインド処理		○			○

することにより、溶接継手の疲労強度等級を合理的に設定できる可能性を示した。

以下に、本研究の範囲内で得られた知見を示す。

- 1) 疲労DBに格納されている主なデータ項目を用いて、重回帰分析と主成分分析を主とした多変量解析により疲労強度に影響を及ぼす要因を抽出した結果、面外ガセット溶接継手に対して6項目、荷重非伝達型十字溶接継手に対して4項目まで絞ることができた。
- 2) 抽出した項目は、それぞれ既知の疲労に影響するとされている項目を多く含んでおり、疲労DBに多変量解析を用いて統計的に影響因子を絞り込む手法の有効性が確認できた。
- 3) 既往の研究成果や統計分析の結果を踏まえて、今後、疲労DBを活用していく上で、最低限記録しておくべき試験条件について整理を行った。

参考文献

- 1) 山田健太郎：1987年度科学研究費研究成果報告書、疲れ試験データベースの作成と疲労許容応力度の評価、1988年
- 2) 森猛、南邦明、甲弓子：JSSC 疲労設計指針の溶接継手疲労強度と強度評価法の検討、鋼構造論文集、第18巻第69号、2011年3月
- 3) 石原大作、青木康素、村越潤、森猛、館石和雄、判治剛：疲労照査の信頼性向上に向けた疲労試験データベースの活用と今後の課題、土木学会第71回年次学術講演会講演概要集、2016年9月

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

7.1.2 新設橋の品質・信頼性向上方法の構築に関する研究（橋梁基礎）

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：七澤利明，河野哲也

【要旨】

支持力推定式が確立されていない杭工法や岩などの特殊な地盤条件の下で施工された杭基礎に対して支持力を評価する上で、動的載荷試験の一つである急速載荷試験の実杭での適用性の検証を行った。岩盤に支持された中掘り鋼管杭に対して静的載荷試験と急速載荷試験を行い、両試験の結果を比較することで、急速載荷試験により得られる杭頭部の極限支持力は従来基本としていた静的載荷試験での値と概ね同等の結果が得られることを確認し、実務における適用性について明らかにした。

キーワード：杭基礎，支持力，岩盤，静的載荷試験，急速載荷試験

1. はじめに

道路橋の設計基準である道路橋示方書・同解説¹⁾では、岩盤に支持された杭の支持力に関しては、標準的な推定式を示すに至っていないため、鉛直載荷試験を実施して評価を行うのがよいとされている。杭の支持力特性を評価する鉛直載荷試験方法²⁾は、加力方法の違いから静的載荷試験と動的載荷試験に分類され、静的載荷試験は荷重保持時間の有無によって段階載荷方式と連続載荷方式があり、動的載荷試験は杭頭への荷重の作用時間に応じて急速載荷試験と衝撃載荷試験に分類される。静的載荷試験は油圧ジャッキを杭頭に設置して反力杭などの反力装置を用いて載荷することから大掛かりな載荷装置が必要となる。さらに、段階載荷方式は荷重保持を行うため、試験に要する時間は長い。一方、動的載荷試験では主に重錘を杭頭に落下させて載荷することから比較的簡易な装置で試験が実施できる。

道路橋示方書に規定される支持力推定式は、上記の鉛直載荷試験方法のうち、段階載荷方式によって評価された結果に基づくものである。そのため、岩盤に支持される杭の支持力特性を評価するための載荷試験においても、基本的には段階載荷方式を行う必要があるが、多大な手間がかかる。そのため、設計実務において岩盤に支持された杭の支持力を評価する際には、安全側の結果を与えると思われる砂れきを支持層とする場合の支持力推定式を準用するなどの方法がとられ、載荷試験が実施されることはまれである。しかし、岩盤に支持された杭の支持力は、一般には砂れきに支持された杭の支持力よりも大きくなると考えられる。そこで、段階載荷方式よりも簡易に実施できる連続載荷方式や急速載荷試験により支持力特性を評価するこ

とができれば、より合理的な設計が可能になると期待される。

連続載荷方式や急速載荷試験により支持力を評価するためには、段階載荷方式により評価される支持力と比較する必要がある。しかしながら、段階載荷方式と連続載荷方式や急速載荷試験で得られた支持力を比較した事例は少なく、極限支持力まで比較し評価した事例はない。そこで、岩盤を支持層とした実杭を用いて、段階載荷方式と連続載荷方式、急速載荷試験を実施し、これらの試験の支持力を比較することで、連続載荷方式や急速載荷試験の実務における適用性を検討することとした。

2. 試験概要

2.1 試験杭の仕様と土質柱状図

表-1 に試験杭の仕様を、図-1 に試験杭近傍の土質柱状図及び試験杭の根入れ図を示す。試験杭はダウンザホールハンマ工法により施工された中掘り鋼管杭で、杭先端から上方 1.0D 区間にコンクリートを打設し閉塞した。支持層はN値 50 以上のCL・CM級の弱風化岩層である。なお、試験杭は杭先端に十分な荷重が伝達するようにGL-9.85～23.0mの風化岩層の区間には載荷時の摩擦力を小さくする摩擦低減材を杭表面に塗布した。静的載荷試験は杭施工 28 日後に行い、段階載荷方式を完了後に続けて連続載荷方式を実施した。急速載荷試験は静的載荷試験完了後 3 ヶ

表-1 試験杭の仕様

杭径D (mm)	杭長 (m)	鋼管厚 (mm)	材質
800	23.8	14	SM560

月後に実施した。

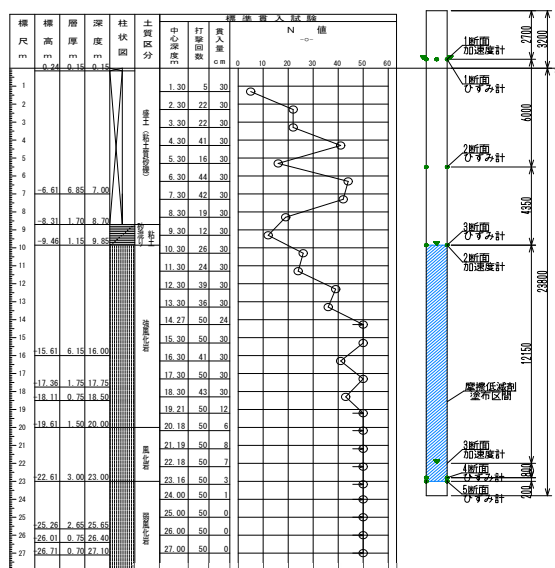


図-1 土質柱状図と杭の根入れ図

2.2 静的載荷試験

静的載荷試験は油圧ジャッキと載荷桁と反力杭 4 本を用いた反力方式とし、最大荷重 $P_{max}=15,000\text{kN}$ に対し十分に安全な試験装置を準備した。静的載荷試験の計測項目を表-2 に示す。試験杭は杭頭部と杭先端の 2 箇所の変位計測を行った。また各反力杭に変位計を 1 点設置して引抜変位を管理した。杭の支持力特性を求めるため、図-1 に示す位置の試験杭の杭体表面にひずみ計を設置し周面摩擦力と先端支持力を分離して求めた。

載荷方法を図-2 に示す。段階載荷方式は 6 サイクル 11 段階の多サイクルで 15,000kN まで載荷を実施した。連続載荷方式は段階載荷方式が終了した直後に、載荷荷重速度一定 (40kN/sec 程度) に保ちながら荷重保持を実施せずに 15,000kN まで載荷した。

表-2 静的載荷試験の計測項目

杭頭荷重	1 点
杭頭変位	4 点
杭先端変位	1 点
ひずみ計	5 断面

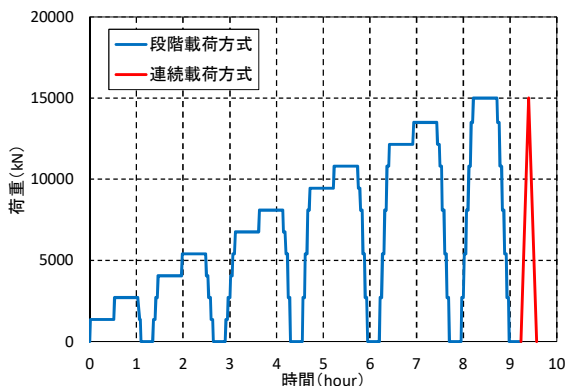


図-2 静的載荷試験における載荷

2.3 急速載荷試験

急速載荷試験は質量 44t の重錘と軟クッションを用いて重錘落下方式で実施し、装置は質量 44t の重錘を最大 4.0m から落下させることができる構造である。計測装置は杭頭のロードセル、非接触型光学式変位計、PDA システム、データロガーで構成されている。急速載荷試験の計測項目を表-3 に示す。加速度計は圧電タイプを用い、図-1 に示すように杭頭と杭中間部と杭先端部の 3 断面に設置した。杭頭変位は試験杭から 10m 以上離れた位置に光学式変位計を設置し計測した。

軟クッションは相対載荷時間 T_r を 7 で計画し、縦波 (5, 120m/s) が杭体中を約 7 回往復出来る時間を確保するように設計した。また軟クッションが鋼床上に置かれていると仮定した時に、重錘が軟クッションに接してから離れるまでの時間が上記載荷時間を満足できるようにバネ定数を 102, 577kN/m と設定した。

載荷方法を図-3 に示す。重錘の落下高さを 7 段階で変える多サイクル方式とし、サイクルごとに杭頭の荷重と変位の関係を確認しながら試験を実施した。

表-3 急速載荷試験の計測項目

杭頭荷重	1 点
杭頭変位	1 点
加速度計	3 断面
ひずみ計	5 断面

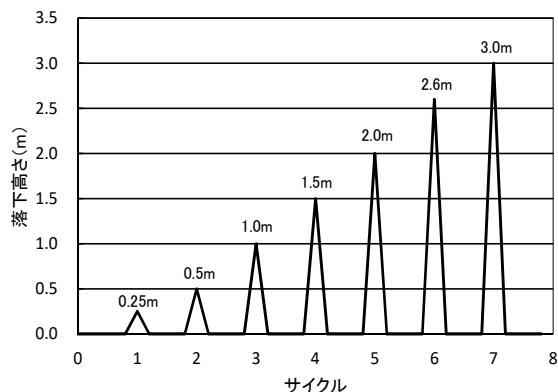


図-3 急速載荷試験における載荷方法

3. 試験結果

3.1 静的載荷試験の結果

静的載荷試験での杭頭荷重-杭頭変位関係を図-4 に示す。段階載荷方式及び連続載荷方式では杭頭で 15,000kN まで載荷したが、明確な極限支持力は確認されなかった。そこで、図-4 にワイブル曲線により近似した結果も併せて示す。段階載荷方式でのワイブル曲線による近似は、30 分間の荷重保持後の値に基づいて行った。ワイブル曲線による極限支持力は杭頭変位が杭径の 10% (80mm) に達し

た時の値であり、段階荷重方式で16,198kN、連続荷重方式で16,876kNであった。また、段階荷重方式が終了した時点で、杭頭には20.57mmの残留変位が生じていた。

3.2 急速荷重試験の結果

急速荷重試験の結果は参考文献²⁾に基づき除荷点法により整理した。急速荷重試験での杭頭荷重-杭頭変位関係を図-5に示す。除荷点法は杭を一質点系としてモデル化するものであるが、表-4に示すように、本試験においては杭頭と杭中間(3断面)、杭先端(5断面)の加速度の値に有意な差があることから、一質点系として挙動していないと推定された。そこで、本研究では慣性力を求める際の加速度の値を、①加速度を考慮しない、②杭頭の加速度を用いる場合、③3断面に設置した加速度の平均値を用いる場合の3通りで計算した。その結果、図-5に示すように、③の方法が最も段階荷重方式の結果との整合性がよいことから、本研究では③の方法により算出される加速度を用いて慣性力を求めることとした。

上記の方法で求めた荷重変位関係をワイブル曲線で近似した結果を図-6に示す。杭頭変位が杭径の10%(80mm)に達した時の極限支持力は16,876kNであった。また、連続荷重方式が終了した時点で、杭頭には22.31mmの残留変位が生じていた。

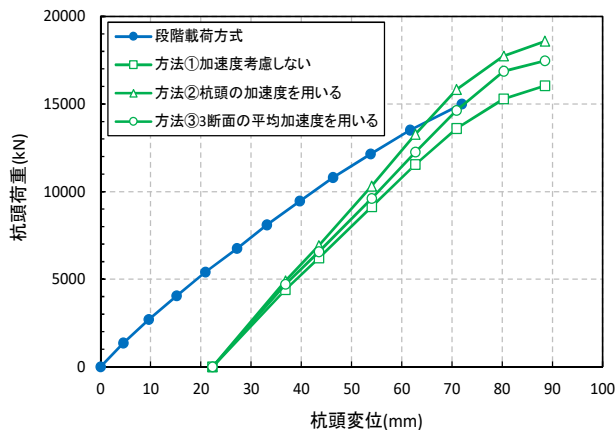


図-5 急速荷重試験(方法①~③)での杭頭荷重-杭頭変位の関係

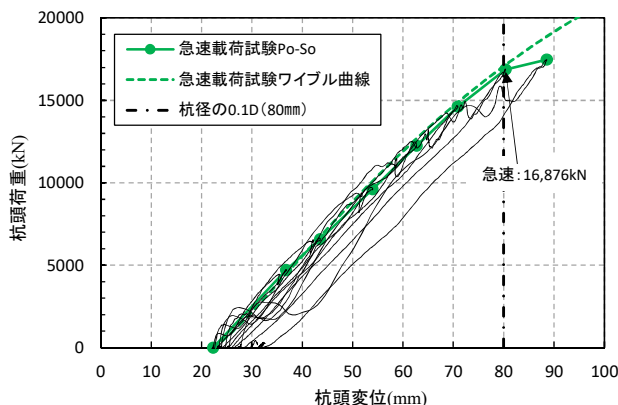


図-6 急速荷重試験(方法③)での杭頭荷重-杭頭変位の関係

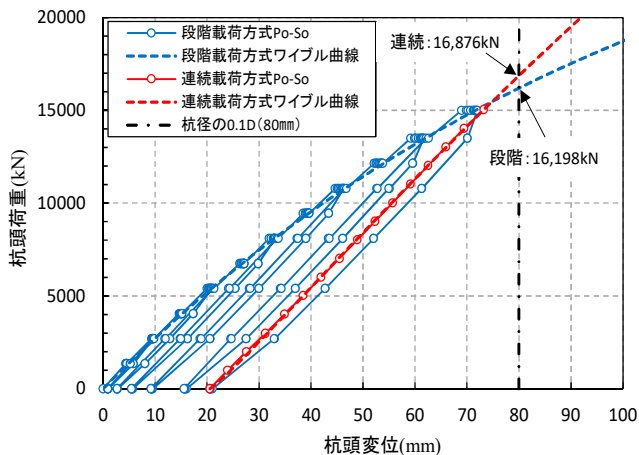


図-4 静的荷重試験での杭頭荷重-杭頭変位の関係

表-4 重錘落下高さ毎の加速度

落下回数	落下高さ (m)	杭頭 加速度 m/sec ²	3断面 加速度 m/sec ²	5断面 加速度 m/sec ²	3断面/ 杭頭 %	5断面/ 杭頭 %
1	0.3	-72	-44	-4	61.1	5.6
2	0.5	-101	-50	-10	49.5	9.9
3	1.0	-168	-53	-39	31.5	23.2
4	1.5	-249	-61	-60	24.5	24.1
5	2.0	-278	-148	-56	53.2	20.1
6	2.6	-350	-208	-120	59.4	34.3
7	3.0	-351	-206	-157	58.7	44.7

4. 静的荷重試験と急速荷重試験の比較

4.1 杭頭部での荷重変位について

図-7、図-8に杭頭での荷重変位関係を示す。急速荷重試験で得られた荷重-変位関係の勾配は、段階荷重方式での最終荷重サイクル(6サイクル目)と連続荷重方式での荷重-変位関係の勾配とよく一致した。これらの試験において近似したワイブル曲線から推定される極限支持力と、急速荷重試験から推定される極限支持力を表-5に示す。ここで、極限支持力は、道路橋示方書・同解説¹⁾にて定義されているように、杭頭変位が杭径の10%に達した時を上限として定めている。なお、連続荷重方式においては、試験前に段階荷重方式を行っているため、試験開始時に既に20.57mmの残留変位が生じ、急速荷重試験においては、試験前に静的荷重試験を行っているため、試験開始時に既に22.31mmの残留変位が生じている。極限支持力を杭径の10%の変位が生じている時を上限として評価する上で、試験前に生じていた残留変位の扱いは悩ましいが、本報告では、次の方法により評価した。段階荷重方式については、荷重保持を実施した全サイクルの荷重-変位関係を近似したワイブル曲線において杭頭変位が杭頭の10%に達した時の値とし、連続荷重方式と急速荷重試験については、

試験開始時の残留変位も考慮した杭頭変位が杭頭の 10% に達した時(連続荷重方式と急速荷重試験による変位が約 60mm に達した時)の値とした。求めた段階荷重方式と連続荷重方式と急速荷重試験の杭頭部における極限支持力の値はよく一致していることが分かる。

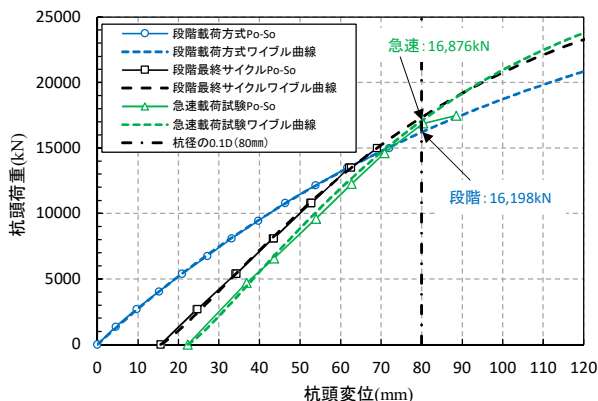


図-7 杭頭荷重—杭頭変位の関係(段階荷重及び急速荷重)

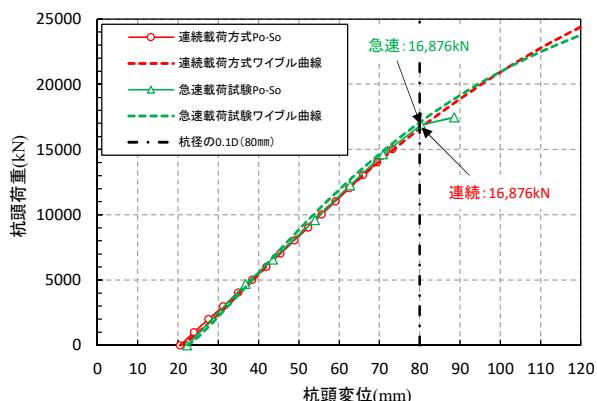


図-8 杭頭荷重—杭頭変位の関係(連続荷重及び急速荷重)

表-5 各試験で得られた極限支持力 (kN)

段階 荷重方式	連続 荷重方式	急速 荷重試験	段階/ 急速	連続/ 急速
16,198	16,876	16,876	0.96	1.00

4.2 周面摩擦力度分布について

図-9 に各試験において杭頭荷重 15,000kN 時の周面摩擦力度分布を示す。周面摩擦力度は杭の各断面に設置したひずみ計の軸力差より算出している。杭頭から 9.85m の区間では段階荷重方式に比べて連続荷重方式及び急速荷重試験は周面摩擦力度が小さい値となった。これはこの区間が粘土質砂礫(N≒20)の盛土層であるため、段階荷重方式の試験後に地盤の回復が見られなかったことと、荷重履歴による影響を受けた影響と考えられる。GL-9.85~23.0m の区間では摩擦低減材を杭表面に塗布しているものの、深度方向の周面摩擦力度分布を比較すると、段階荷重方式、連続荷重方式、急速荷重試験の順で大きな周面摩擦力度が得られている。これは静的摩擦力と急速摩擦力による違いと考え

られる。段階荷重方式は最大荷重で保持し、連続荷重方式は最大荷重まで 347sec で静的に荷重してすぐに除荷している。これに対し急速荷重試験は相対荷重時間 $T_r=7$ で設計荷重時間は 0.072sec と非常に短い。この時間差の影響で周面摩擦力度に差を生じたと考えられる。加えて、急速荷重試験については計測方法の限界により、杭先端との荷重分配が適切にできていないことが考えられる。

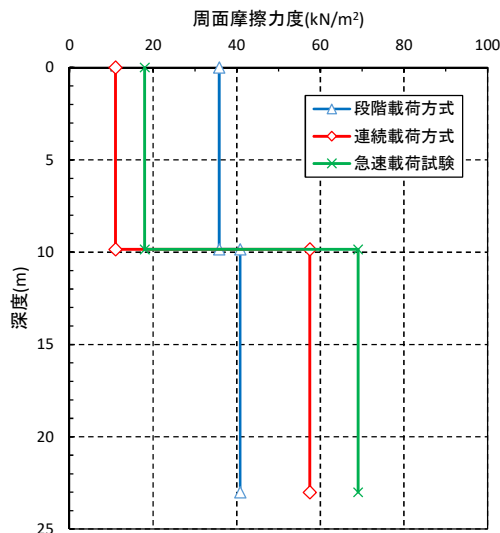


図-9 杭頭荷重 15,000kN 時の周面摩擦力度分布

4.3 杭先端部での荷重変位について

図-10 に杭先端荷重—杭先端変位関係を示す。ここで、杭先端荷重は鋼管先端から 1D (0.8m) 上方位置(図-1:ひずみ計の 5 断面位置)で計測された軸力とし、杭先端変位は段階荷重方式及び連続荷重方式においてはダイヤルゲージにて直接変位を計測した。一方、急速荷重試験では杭に設置した加速度計(図-1:加速度計の 3 断面位置)の 2 階積分で間接的に算出した。なお、各試験による杭先端部での残留変位の扱いについては、各試験前に生じていた変位も考慮している。図-9 から段階荷重方式と連続荷重方式においては荷重保持による影響で、荷重—変位の関係の勾配に違いはあるが、杭頭荷重 15,000kN 時の杭先端荷重(段階: 12,755kN, 連続: 11,939kN)と杭先端変位(段階: 21.68mm, 連続: 22.48 mm)は概ね同じ値となった。急速荷重試験においては杭頭荷重 15,000kN 時の杭先端荷重(急速: 11,883kN)は段階荷重方式と連続荷重方式と比べて概ね同じ値であるが、杭先端変位(急速: 28.4 mm)は段階荷重方式と連続荷重方式に対して 6 mm 程度の差が生じていた。これは、急速荷重試験における杭先端変位の算出方法によって誤差が生じたものと考えられる。

図-11 に急速荷重試験開始前の残留変位 14.73 mm を初期値(零)とした杭先端荷重—杭先端変位関係を示す。杭先端変位が 8 mm 付近までは段階荷重方式と急速荷重試験の

荷重—変位の関係の勾配はほぼ一致していたが、それ以降の杭先端変位では荷重—変位の関係の勾配に差が生じていた。杭先端変位 20 mm 時での杭先端荷重を比較すると段階荷方式で 12, 371kN、急速荷試験で 15, 748kN であり、急速荷試験と段階荷試験の比率は 1.27 となった。これは表-5 で示した杭頭部での極限支持力での結果と比べる大きな差が生じている。これは急速荷試験特有の計測方法（杭先端変位の算出方法）や動的成分による影響といった計測方法の精度や限界が要因となり、結果として先端支持力と周面摩擦力を適切に分離できなかったものと考えられる。

などで支持力特性（杭先端支持力など）を把握する手段として適用することは困難であり、計測方法など今後解決すべき課題があることがわかった。

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. 11.
- 2) (社) 地盤工学会：杭の鉛直荷試験方法・同解説第一回改定版、2002. 5

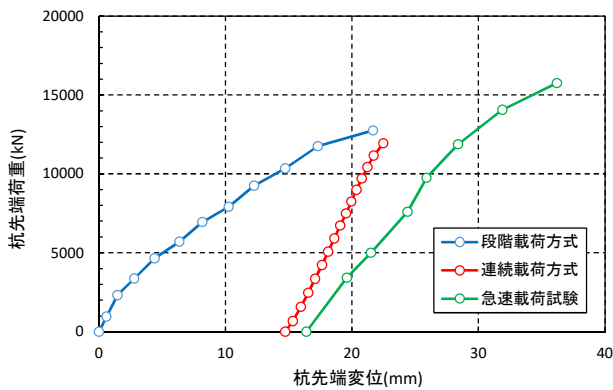


図-10 杭先端荷重—杭先端変位の関係

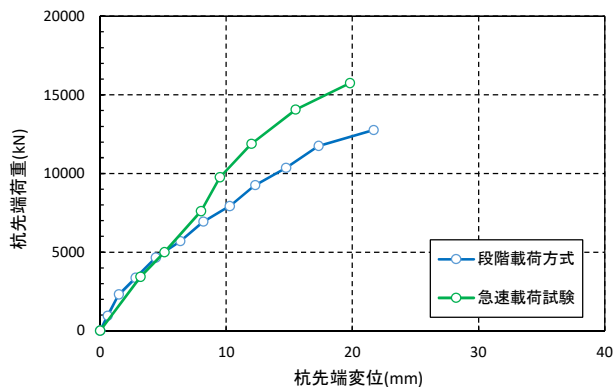


図-11 杭先端荷重—杭先端変位の関係(急速荷試験：初期値)

5. まとめ

岩盤を支持層としたダウンザホールハンマ工法により施工された中掘り鋼管杭を用いて静的荷試験と急速荷試験を実施し、得られた支持力を比較することで、急速荷試験の実務における適用性を検討した。杭頭で評価される極限支持力に関しては、急速荷試験を用いた場合にも静的荷試験と同等とみなして評価してよいと考えられる。このことから、例えば特殊な岩盤条件の下で施工された杭が設計で推定した杭頭部の支持力を満足するかどうかを確認する試験として適用することが考えられる。

一方で、支持力推定式が確立されていない杭工法の開発

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

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

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：石田雅博、大島義信、野田翼

【要旨】

一般にコンクリート構造物では、かぶりコンクリートにより鋼材を保護することが行われている。そのため、かぶりコンクリートの物質浸入抵抗性を向上させることで、コンクリート内部の鋼材の腐食を防止し、コンクリート部材の耐久性を向上させることができる。しかし、一般に外来塩分の影響は、ばらつきが大きく、また、凍結防止剤の散布による塩分浸入により、かぶりコンクリートの品質向上の効果について有意となるための環境条件が明確でない。よって、本研究では、かぶりコンクリートによる物質浸入抵抗性の差異を評価するための基準として、環境条件の一つである塩分供給の経路を明確にするとともに、環境要因としての塩化物イオン量の上限値と考える水準を定めることを目的としている。今年度は、特に凍結防止剤の散布による実橋の塩害の実態把握を目的として、中国地方の橋梁において、塩分調査について整理・分析し結果を取りまとめた。

キーワード：表面塩分量調査、塩害、かぶりコンクリート

1. はじめに

一般にコンクリート構造物では、かぶりコンクリートにより鋼材を保護することが行われる。すなわち、かぶりコンクリートは、海などから飛来しコンクリート表面に付着する塩分を遮断し、飛来塩分がコンクリート内部へ浸透することに抵抗する大きな役割を果たしている。このかぶりコンクリートの物質浸入抵抗性を向上させることで、コンクリート内部の鋼材の腐食を防止し、コンクリート部材の耐久性を向上させることができる。しかし、環境負荷としての飛来塩分の予測は、大まかな仮定により行われており、必ずしも推定精度が高くない。また、地域や構造物の部位によっても飛来塩分量が大きく異なっており、地域区分を大きく3つに区分した場合の大まかな標準値として飛来塩分量が与られている¹⁾。

一方で、コンクリートの表面品質などを向上させることで、コンクリート表面からの塩分浸透の抵抗性を高め、内部鋼材の腐食に対する耐久性を向上させることができる。しかし、現在の設計においては、飛来塩分量のばらつきが大きく、また塩分浸透に対する予測モデルにもいくつかの仮定が含まれていることから、コンクリートの物質浸入抵抗性の差異がかぶりの設定において有意な差として表れにくい。しかし、少なくともコンクリートの品質改善によって確実に耐久性が向上することから、このような品質による違いが的確に反映できる塩分浸透の予測方法や、塩分の進入経路の想定確度、さらには想定

しうる塩化物イオン量の最大値を定めることが求められている。また、標準的なかぶりコンクリートの設定により、内部鋼材の防食機能が100年間維持されることが期待されている。しかし、実際に設計された橋梁において、設計で想定された状況がどの程度実際の状況と乖離しているのか明確でない。よって、本研究では、かぶりコンクリートによる物質浸入抵抗性の違いが設計上適切に反映されるよう、塩分供給の経路を明確にするとともに、塩化物イオン量の最大値を定める適切なモデルを設定することを目的としている。今年度は、特に凍結防止剤の散布による実橋の塩害の実態把握を目的として、中国地方の橋梁において、塩分調査を行った。

2. 凍結防止剤による塩害状況調査

2.1 調査目的

予防保全に向けた確に塩害対策を行うためにはコンクリート内部への塩分浸透メカニズムの把握が必要と考えられる。凍結防止剤の散布による実橋への影響は不明確な部分が多く、塩分の浸透経路の実態把握が不可欠である。本調査は、冬期雪氷期間中に凍結防止剤を多く散布し、海岸から飛来塩分の影響がない橋梁を対象として、塩分の分布状況調査を実施した。

2.2 調査対象橋梁

調査対象橋梁の一覧を表-1に示す。調査対象橋梁は、A橋、B橋、C橋の3橋で実施した。対象橋梁は、1975

年供用で、年間1、300t程度の凍結防止剤を散布する路線に位置している。

表-1 調査対象橋梁

番号	橋梁名	路線名	橋梁形式	架設年度
1	A橋	中国自動車道	ポステンI桁	1975
2	B橋	中国自動車道	プレテンI桁	1975
3	C橋	中国自動車道	ポステンI桁	1975



写真-1 全景写真 (A橋)



写真-2 全景写真 (B橋)



写真-3 全景写真 (C橋)

2.3 凍結防止材による塩害劣化状況

調査対象橋梁における、塩害による劣化状況確認を行った。

A橋においては、伸縮装置からの漏水による水しみがあり、塩分を含んだ漏水により、桁端部横桁の鉄筋腐食および露出が確認された。また上下線間の中分の隙間から水の浸入跡が確認された。

B橋においては、伸縮装置からの漏水および上下線間の中分の隙間からの漏水および張り出し箇所での水シミが確認された。また、下部工への漏水により鉄筋腐食をよび露出が確認された。

C橋では、伸縮装置からの漏水および鋼製支承の腐食が確認された。また、上下線間の中分の隙間からの漏水および張り出し箇所での水シミが確認された。水切り箇所における、鉄筋腐食および露出が確認された。



(a) 桁端横桁部



(b) 桁端部水シミ跡

写真-4 劣化状況 (A橋)

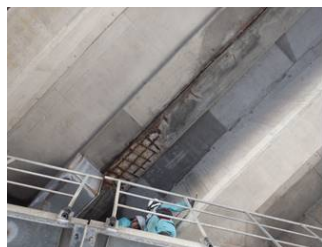


(a) 中分水シミ跡



(b) 下部工

写真-5 全景写真 (B橋)



(a) 中分部水シミ跡



(b) 桁端部および支承

写真-6 全景写真 (C橋)

2.4 塩化物イオン量等に関する調査

調査対象橋梁における、凍結防止剤の散布による影響調査のために下記項目の調査を実施した。

①表面塩分量の分布調査

桁、張り出し床版、下部工などのコンクリート面に対して、ガーゼふき取り法(1箇所0.5m×0.5m)により表面塩分量の調査を行う²⁾。塩分付着量の測定方法として北川式塩素イオン検知管により、白色の着色したところまでの目盛り(塩素イオンのppm濃度)を読み取る。なお、採取方法(面積:0.25m²、試料液量:150cc)で採

取を行った場合、測定値の ppm 濃度の数値が、m2 当りの塩分付着量(mg)を示す数値となる。図-2 に表面塩分量の調査箇所例 (C 橋) を示す。写真-10 に測定実施状況を示す。

②塩分浸透調査・中性化深さ調査

桁、張り出し床版、下部工などのコンクリート面に対して、ドリル削孔粉の試料を採取し、深部方向の塩分浸透量(塩化物イオン濃度)及び中性化深さについて調査する。なお、塩分浸透調査に関する採取試料は、調査部位・箇所を目安に深さ方向3断面程度、採取する量は各深さ毎に20g(10g×2回として使用)以上とし、中性化深さ調査に関しては、(1)の調査部位で2箇所程度を目安に実施する。また、採取の際に鉄筋切断等を防止するために電磁誘導法または電磁波レーダー法などによる鉄筋位置及びかぶり調査を行うものとする。

塩化物イオン量については、JIS A 1154「硬化コンクリート中に含まれる塩化物イオンの試験方法」に準じて行い全塩化物イオン量を算出するものとする。また、中性化深さについては、JIS A 1152「コンクリートの中性化深さの測定方法」に準じてコンクリートの中性化深さを測定するものとする。写真-11 にドリル法による測定状況を示す。

③浸水シミの分布調査

桁、張り出し床版、下部工などのコンクリート面に対して、浸水シミの跡を調査し、分布図を作成する。凍結防止剤の含んだ水の浸水箇所の塩分付着が多いと想定されることから、浸水シミ分布調査の結果によって、浸水箇所やその境界部に重点をおいて表面塩分量等の調査箇所を決定する。

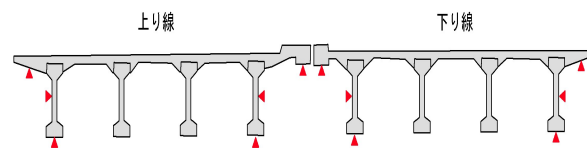
④表層透気試験

表層透気試験(Torrent法)により、表層透気係数の測定を行う。この試験は、ダブルチャンバーの吸引によってコンクリート表層を真空状態にし、その後吸引を停止し、チャンバー内の気圧が回復するまでの時間から一次元方向の表層透気係数 kT ($\times 10^{-16}m^2$) を算出する手法である。写真-12 に測定状況の写真を示す。また、表-2 は、表層透気係数によりコンクリート構造物の表面の密実性や緻密性の状態を「優」、「良」、「一般」、「劣」及び「極劣」の5段階にグレーディングしたものである。

表-2 表層透気係数によるグレーディングの目安³⁾

透気係数 kT ($\times 10^{-16}m^2$)	優	良	一般	劣	極劣
	0.001~0.01	0.01~0.1	0.1~1	1~10	10~100

上部工



下部工

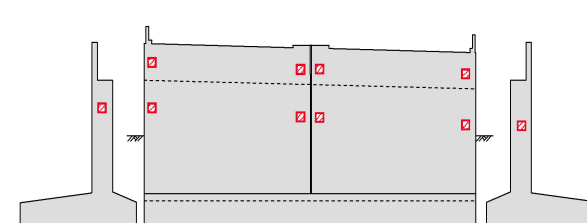


図-2 表面塩分量の分布調査箇所例 (C 橋)



写真-10 測定状況 (ガーゼふき取り法)



写真-11 測定状況 (ドリル法による測定)



写真-12 測定状況 (表面透気試験)

2.5 調査結果比較

A橋におけるガーゼ拭き取りの結果を写真-13に示す。主桁に付着した塩分量を測定したが、ウェブで $11\text{mg}/\text{m}^2$ および下フランジで $5\text{mg}/\text{m}^2$ となり、凍結防止剤の飛散による影響による表面の付着塩分も考えられたが、今回の調査においては飛散による影響は少ないと考えられる。この傾向は各調査橋梁において同様の傾向となった。桁端部張り出し部および橋台パラペットの伸縮装置からの漏水跡が確認できる箇所においては、表面の付着塩分量が $200\text{mg}/\text{m}^2$ となり、漏水による影響が大きいことがわかった。同様に橋台における測定箇所においては橋梁の縦横断勾配によって排水および伸縮装置からの漏水が集まりやすい箇所において表面塩分量の測定値が高い傾向となった。

写真-14 に中性化深さ測定結果の写真を示す。ガーゼ法による付着塩分量の数値が高い箇所や、浸水シミが大きい箇所において測定したが、当該箇所においては、中性化深さ 0.0mm となり、表面付着塩分量と浸水シミによる影響は見られなかった。

写真-15 に、表層透気試験の測定結果を示す。表面付着塩分量も少なく、外観確認でも健全部においての透気係数の測定結果は 0.0084KT と表面の密実性や緻密性は良好と判断できる。表面付着塩分量が多く、浸水シミの後がある箇所での透気係数は大きくなる傾向となった。このことから、表層透気試験により凍結防止剤による影響度評価ができると考えられる。

3. まとめ

本研究では、かぶりコンクリートの物質浸入抵抗性を適切に評価するための水準として、実際の塩化物イオンによる負荷の程度を把握することを目的に調査を行った。今年度は、実橋梁における凍結防止剤の散布に伴う塩分量の分布調査を行った。その結果、路面からの凍結防止剤の飛散による構造物への影響は比較的小さいが、伸縮装置等からの漏水による桁端部および橋台への影響が大きいことがわかった。このことから、伸縮装置箇所の漏水対策および橋台および橋座部における排水設計が耐久性向上に寄与すると考えられる。現在、海洋環境に位置する橋梁における飛来塩分の影響度調査についても行っている。凍結防止剤からの影響と合わせて実態把握を今後も行っていく予定である。



写真-13 付着塩分量分布 (A橋)



写真-14 中性化試験結果



写真-15 表層透気試験結果

謝辞: 西日本高速道路(株)福崎高速道路事務所には、現場提供および、本調査にご協力いただき感謝いたします。

参考文献

- 1) 日本道路協会：日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III. コンクリート橋編 2017. 11
- 2) 日本道路協会：鋼道路橋塗装・防食便覧、2007. 12
- 3) 国土交通省 東北地方整備局：コンクリート構造物の品質確保の手引き(案)(橋脚、橋台、函渠、擁壁編)、2015. 12

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

担当チーム：材料資源研究グループ

研究担当者：古賀裕久、中村英佑、加藤祐哉、
櫻庭浩樹

【要旨】

本研究では、新設プレストレストコンクリート橋の高耐久化に向けて、混和材の使用等によるかぶりコンクリートの遮塩性能の向上効果を把握し、遮塩性能の評価技術や耐久設計の方法を確立することを目的として検討を行っている。平成 29 年度の検討では、過去の暴露試験や新たに開始した浸せき試験の結果を整理し、混和材の使用や水結合材比の低減によって極めて緻密にしたコンクリートでは、塩化物イオン浸透がある深さで停止する可能性があることを明らかにした。また、プレキャスト工場で製作した試験体の耐久性試験を行い、高炉スラグ微粉末の使用によって遮塩性能を向上できること、蒸気養生後の水中養生の実施によって遮塩性能や中性化に対する抵抗性、スケーリングに対する抵抗性を向上できることを明らかにした。

キーワード：新設橋、高耐久化、遮塩性能、塩化物イオン浸透停滞現象、混和材、養生方法

1. はじめに

新設プレストレストコンクリート橋の高耐久化を実現するための方法の一つとして、かぶりコンクリートの遮塩性能を向上させるために、コンクリートを構成する結合材の一部に高炉スラグ微粉末やフライアッシュ等の混和材を用いる方法が注目されている。高炉スラグ微粉末やフライアッシュを使用して遮塩性能を高めたコンクリートの実用化を進めるためには、遮塩性能の向上効果を明確に把握すること、遮塩性能を迅速かつ簡便に確認できる評価技術を整備すること、さらには、新設プレストレストコンクリート橋の品質管理や検査での評価技術の活用方法と耐久設計の方法を確立することが必要である。

そこで、本研究では、新設プレストレストコンクリート橋の高耐久化の実現に向けて、高炉スラグ微粉末やフライアッシュの使用によるコンクリートの遮塩性能の向上効果を把握するとともに、遮塩性能の評価技術や耐久設計の方法を確立することを目的として検討を行っている。

2. H29 年度の検討の目的

前年度の検討では、コンクリートを構成する結合材あるいは細骨材として高炉スラグやフライアッシュを用いたコンクリートにおいて、電気化学的計測手法である非定常・電気流動試験や電気抵抗率試験を活用することによって遮塩性能を適切に評価できること、従来から採用されている浸せき試験と比較して迅速かつ簡便に遮塩性能を評価できることなどを明らかにしたり。

このことを踏まえて、平成 29 年度の検討では、混和材

の使用や水結合材比の低減によって極めて緻密にしたコンクリートの遮塩性能の向上効果とその特徴を明らかにするために、過去の暴露試験や新たに開始した浸せき試験の結果を整理した。また、実際にプレキャスト工場で製造される部材の耐久性を明らかにするために、混和材の使用有無や養生方法の異なる試験体の耐久性試験を行い、コンクリートの遮塩性能の向上効果を把握するとともに、中性化とスケーリングに対する抵抗性についても検討した。

3. 暴露試験結果の再整理による検討

混和材の使用や水結合材比の低減によって極めて緻密にしたコンクリートの遮塩性能の向上効果とその特徴を実環境で得られた実験データを用いて明らかにするために、過去の暴露試験の結果を再整理した。

3.1 暴露試験の方法

今回分析した暴露試験は、塩害地域である新潟県の沿岸部で行われたものである^{2,3)}。試験体の暴露状況を写真-1、コンクリートの配合と基礎物性を表-1 に示す。早強ポルトランドセメントのみを用いたコンクリート(H30、H40、H55)と早強ポルトランドセメントの 50%を高炉スラグ微粉末 6000 で置換したコンクリート(B30、B40、B55)の 2 種類を対象として、前者では暴露 1、2、3、5、10、14 年後、後者では暴露 2、5、10 年後にコンクリートの塩化物イオン濃度を測定している。試験体の形状は、前者では 900×900×300 mm の壁状、後者では 100×100×400 mm の角柱である。水結合材比は、どちらのコンクリートも、30、40、55%の 3 種類である。



写真-1 暴露試験の実施状況

表-1 暴露試験に用いたコンクリートの配合と基礎物性

No.	セメント種類	水結合材比 (%)	単位量(kg/m ³)					スランプ (cm)	空気量 (%)
			水	セメント	高炉スラグ微粉末 6000	細骨材	粗骨材		
H30	早強	30	150	500	—	669	1031	23.0	6.0
H40	早強	40	173	433	—	669	1031	18.5	6.0
H55	早強	55	196	356	—	669	1031	23.0	4.5
B30	早強	30	150	250	250 (50%)	671	1023	20.5	3.6
B40	早強	40	173	217	216 (50%)	671	1023	12.0	3.8
B55	早強	55	196	178	178 (50%)	674	1023	11.0	3.5

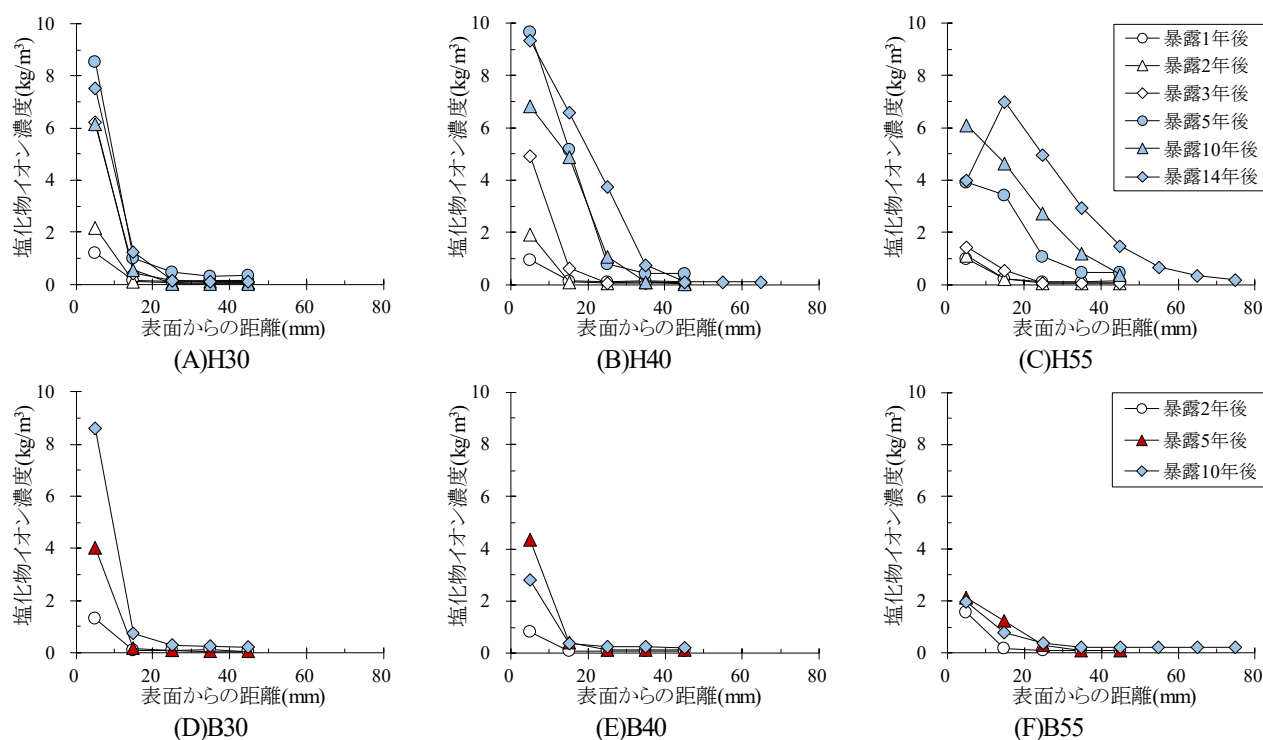


図-1 暴露試験から得られた塩化物イオン濃度分布

3. 2 実験結果

暴露試験から得られた塩化物イオン濃度分布を図-1に示す。いずれも試験体の海側の表面から採取した試料での測定結果である。

早強ポルトランドセメントのみを用いた試験体に着目すると、水結合材比が小さいほど塩化物イオンの浸透深さ

が小さくなったことがわかる。また、高炉スラグ微粉末を用いた試験体に着目すると、早強ポルトランドセメントのみを用いた試験体と比較して、暴露期間や水結合材比が同一の場合には、塩化物イオンの浸透深さや浸透量が小さくなったことがわかる。高炉スラグ微粉末の使用によって、遮塩性能が向上したためと考えられる。

次に、塩化物イオン濃度分布の経時変化に着目すると、H30、B30、B40 では、暴露期間を長くしても、塩化物イオンの浸透深さがほとんど変化していなかったことがわかる。すなわち、いずれの試験体においても、塩化物イオンの浸透は、表面から 20 mm までの範囲に限定されており、暴露期間を長くしても表面から 10~20 mm の範囲の塩化物イオン濃度が同程度に留まっていた。既往研究⁹⁾によると、フライアッシュを用いたコンクリートでは、塩化物イオン濃度分布に経時的な変化がほとんど生じておらず、塩化物イオンの浸透がある時点から停滞していた可能性があることが指摘されている。図-1 の結果によると、早強ポルトランドセメントを用いた場合では水結合材比を 30%とした場合、高炉スラグ微粉末を用いた場合では水結合材比を 40%以下とした場合に、塩化物イオンの浸透深さが経時的にほとんど変化しておらず、塩化物イオン浸透がある時点で停止した可能性があると考えられる。ここでは掲載を省略するが、塩害環境である沖縄と新潟で行っている別の暴露試験の結果⁹⁾でも、図-1 の結果と同様に塩化物イオン浸透が停止する現象が確認されている。

なお、早強ポルトランドセメントのみを用いて水結合材比を 55%とした H55 の暴露 14 年度の結果では、表面から 10 mm までの塩化物イオン濃度が表面から 10~20 mm の範囲の塩化物イオン濃度よりも小さくなった。コンクリート表層の中性化に伴う塩化物イオンの未中性化領域への再拡散が生じたためと考えられる。このような傾向は水結合材比を 40%以下とした H30 や H40 では認められず、中性化を抑制できていた。このため、水結合材比の低減によって、中性化に伴う塩化物イオンの未中性化領域への再拡散を抑制できると考えられる。

3. 3 まとめと今後の検討

コンクリートへの塩化物イオンの浸透は、一般に拡散現象として説明されており、緻密なコンクリートでも長時間が経過すると少しずつ塩化物イオンが内部に浸透すると考えられている。しかし、過去の暴露試験結果を再整理したところ、特に水結合材比が小さく緻密なコンクリートでは、塩化物イオンの浸透深さが経時的にほとんど変化しておらず、塩化物イオンの浸透がある時点で停止した可能性があることがわかった。塩化物イオンの浸透が停止する配合の目安は、早強ポルトランドセメントのみを用いたコンクリートの場合は水結合材比 30%程度以下、高炉スラグ微粉末で早強ポルトランドセメントの一部を置換したコンクリートの場合は水結合材比 40%程度以下であった。

なお、早強ポルトランドセメントのみを用いた試験体については暴露 14 年後以降、高炉スラグ微粉末を用いた試

験体については暴露 10 年後以降も暴露試験を継続しているため、実験データを更に蓄積し、長期的な塩化物イオン浸透の停滞現象の実現性を検討する予定である。

4. 浸せき試験による検討

前章の暴露試験で見られた塩化物イオン浸透の停滞現象の再現性や条件を明らかにするために、プレキャスト部材を想定して、低水結合材比とし、かつ、混和材を用いたコンクリートの浸せき試験を行った。

4. 1 実験方法

浸せき試験に用いたコンクリートの配合と基礎物性を表-2 に示す。早強ポルトランドセメントのみを用いたコンクリート(H)に加えて、早強ポルトランドセメントの 30%を高炉スラグ微粉末 4000 で置換したコンクリート(B430)、早強ポルトランドセメントの 50%を高炉スラグ微粉末 6000 で置換したコンクリート(B650)、早強ポルトランドセメントの 20%をフライアッシュ II 種で置換したコンクリート(F20)の 4 種類を対象として、JSCE-G 572-2013 に準拠して浸せき試験を行った。ただし、浸せきに用いた塩化ナトリウム水溶液の濃度を 3%、浸せきの期間を 90、180、365 日の 3 種類とした。浸せき後、コンクリート表面から厚さ 5 mm で試料を採取し、JISA 1154:2012 の電位差滴定法に準拠して塩化物イオン濃度を測定した。

また、遮塩性能を迅速かつ簡便に評価できる試験方法として、前年度から検討を行っている電気抵抗率試験¹⁾の適用性について検討するために、浸せき試験に用いた供試体と同時に製作した円柱供試体(φ100×200 mm)で電気抵抗率を測定した。測定には、AASHTO T 358 に準拠した 4 プローブ法の装置(電極間隔 50 mm, 周波数 40 Hz, 測定範囲 10~10 000 Ωm)を用いた。4 プローブ法による電気抵抗率の測定値は供試体の形状や寸法、電極の配置間隔の影響を受けるため、本稿では、既往研究⁹⁾で提案されているセル定数を用いて換算した結果を電気抵抗率とした。

4. 2 実験結果

浸せき試験から得られた塩化物イオン濃度分布を図-2 に示す。前章の暴露試験の期間と比較して、浸せき試験の期間は短いため、塩化物イオン浸透の停滞現象を明確に確認することはできなかった。ただし、高炉スラグ微粉末を用いた B430 と B650 では表面から 10~15 mm の範囲、フライアッシュを用いた F20 では表面から 15~20 mm の範囲において、塩化物イオン濃度の経時的な増加の程度が早強ポルトランドセメントのみを用いた H よりも小さくなった。このため、これらの混和材を用いたコンクリートでは、長期的には塩化物イオン浸透の停滞現象が生じる可

表-2 浸せき試験に用いたコンクリートの配合と基礎物性

No.	セメント種類	水結合材比 (%)	単用量(kg/m ³)							スランプ (cm)	空気量 (%)
			水	セメント	高炉スラグ微粉末 4000	高炉スラグ微粉末 6000	フライアッシュ II種	細骨材	粗骨材		
H	早強	36	165	458	—	—	—	721	968	12.0	5.3
B430	早強	36	165	321	138 (30%)	—	—	712	968	10.0	5.9
B650	早強	36	165	229	—	229 (50%)	—	701	968	12.0	5.0
F20	早強	36	165	367	—	—	92 (20%)	696	968	8.0	4.8

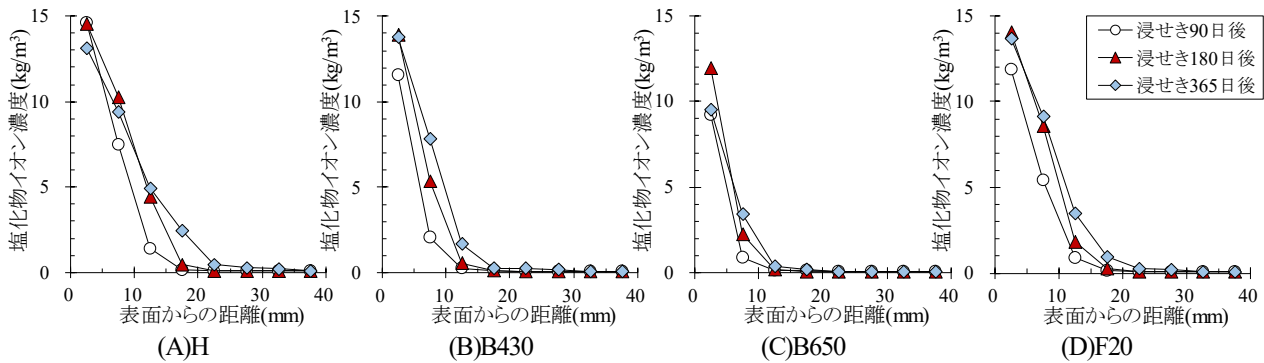


図-2 浸せき試験から得られた塩化物イオン濃度分布

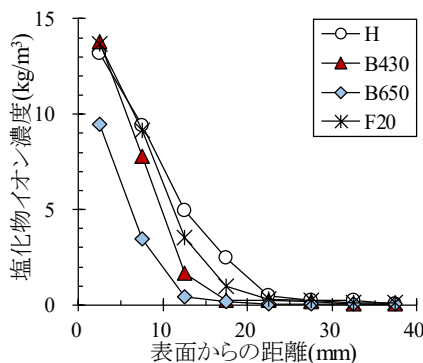


図-3 塩化物イオン濃度分布の比較

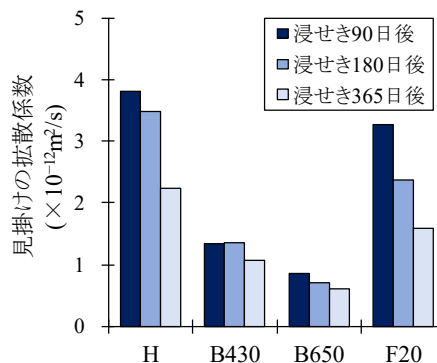


図-4 塩化物イオンの見掛けの拡散係数

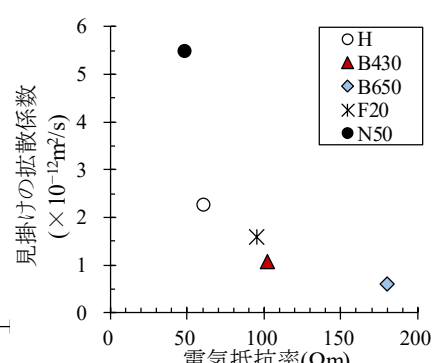


図-5 見掛けの拡散係数と電気抵抗率

能性があること、また、早強ポルトランドセメントのみを用いたコンクリートよりも塩化物イオン浸透の停滞現象が早期に再現される可能性があることが推察される。

次に、浸せき 365 日後の塩化物イオン濃度分布の比較を図-3、図-2 の塩化物イオン濃度分布から式(1)によって求めた塩化物イオンの見掛けの拡散係数を図-4 に示す。

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

ここで、 x : 表面からの距離(m)、 t : 試験期間(s)、 $C(x, t)$: 距離 x と試験期間 t での塩化物イオン濃度(kg/m³)、 C_0 : 供試体表面の塩化物イオン濃度(kg/m³)、 C_i : 初期含有塩化物イオン濃度(kg/m³)、 D_{ap} : 塩化物イオンの見掛けの拡散係数(m²/s)、 erf : 誤差関数である。

図-3 によると、混和材を用いたコンクリートは、早強ポ

ルトランドセメントのみを用いたコンクリートよりも塩化物イオン浸透が抑制されていた。その結果、図-4 のように、混和材を用いたコンクリートは、見掛けの拡散係数が早強ポルトランドセメントのみを用いたコンクリートよりも小さくなった。また、浸せき期間を長くするほど見掛けの拡散係数が小さくなる傾向にあり、低水結合材比としたコンクリート、あるいは、混和材を用いたコンクリートの遮塩性能は経時的に向上することがわかる。このことから、水結合材比の低減や混和材の使用によって極めて緻密にしたコンクリートでは、長期的に塩化物イオン浸透の停滞現象が生じる可能性があることが示唆される。

塩化物イオンの見掛けの拡散係数と電気抵抗率の関係を図-5 に示す。ここでは、見掛けの拡散係数として浸せき 365 日後の結果、電気抵抗率として材齢 91 日の結果を示

表-3 プレキャスト工場で作成した試験体のコンクリートの配合と基礎物性

No.	セメント種類	水結合材比 (%)	単体量(kg/m ³)					スランプ (cm)	空気量 (%)	材齢 28 日 圧縮強度 (N/mm ²)
			水	セメント	高炉スラグ微粉末 6000	細骨材	粗骨材			
H-S	早強	36	152	422	—	753	1024	13.0	3.4	74.8
B-S	早強	33	150	227	227 (50%)	766	972	11.0	4.0	75.1

※圧縮強度は標準養生を行った円柱供試体(φ100×200 mm)での測定結果である。



(A)コンクリート打込み (B)蒸気養生 (C)水中養生 (D)気中養生

写真-2 試験体の製作状況

表-4 養生方法

No.	養生方法
D	蒸気養生後、材齢 1 日に脱型し、気中養生を実施
W3	蒸気養生後、材齢 1 日に脱型し、材齢 3 日まで水中養生を行い、気中養生を実施
W7	蒸気養生後、材齢 1 日に脱型し、材齢 7 日まで水中養生を行い、気中養生を実施
W14	蒸気養生後、材齢 1 日に脱型し、材齢 14 日まで水中養生を行い、気中養生を実施

※蒸気養生：注水から約4時間の前養生を行い、45℃まで2時間で昇温し、45℃で5時間保持した後、自然冷却

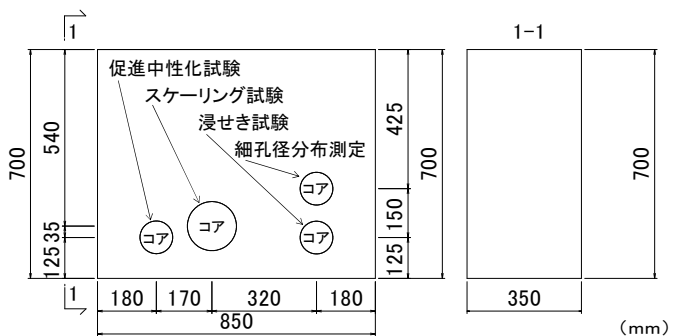


図-6 試験体の形状

した。また、比較のために、水結合材比を50%として普通ポルトランドセメントのみを用いたコンクリートでの結果をN50として併記した。この結果によると、電気抵抗率の測定結果が小さいほど、見掛けの拡散係数も小さくなる傾向にあった。前年度の検討¹⁾では、非常常・電気泳動試験から得られる塩化物イオン拡散係数と電気抵抗率に相関性が認められることを確認したが、浸せき試験から得られる見掛けの拡散係数と電気抵抗率にも同様の関係が成立する可能性があると考えられる。電気抵抗率試験を活用することによって、水結合材比の低減や混和材の使用によって極めて緻密にしたコンクリートでも迅速かつ簡便に遮塩性能を評価できる可能性がある。今後、更に実験データを蓄積することによって、電気抵抗率試験を活用した遮塩性能の評価方法について検討を進める予定である。

4.3 まとめと今後の検討

新たに浸せき試験を行った結果、浸せき365日後までの時点では塩化物イオン浸透の停滞現象を明確に確認するには至らなかったが、混和材の使用によって塩化物イオン浸透を抑制できること、低水結合材比としたコンクリート、

あるいは、混和材を用いたコンクリートの遮塩性能は経時的に向上し、長期的には塩化物イオン浸透の停滞現象が生じる可能性があることがわかった。

本章で紹介した浸せき試験については、浸せき365日後以降も継続しているため、長期的な実験データを蓄積する予定である。また、平成29年度から、プレキャスト工場で作成される部材を模擬し、打込み後に蒸気養生を模擬した温度履歴を与えたコンクリートを対象とした浸せき試験も開始したため、この実験データも蓄積して遮塩性能の長期的な推移や評価方法について検討する予定である。

5. プレキャスト工場で作成した試験体による検討

プレキャスト製品の高耐久化を実現するための方法として、混和材の使用や蒸気養生後の水中養生の実施等の取り組みが行われているが、これらによって得られる耐久性の向上効果は十分には明確にされていない。そこで、混和材の使用有無や養生方法の異なる試験体をプレキャスト工場で作成し、浸せき試験、促進中性化試験、スケーリング試験を行った。

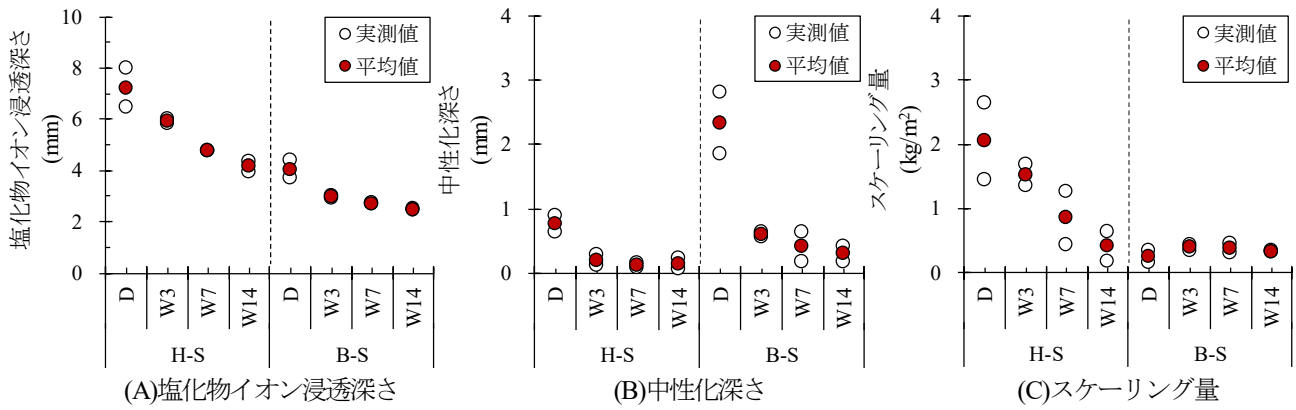


図-7 浸せき試験、促進中性化試験、スケーリング試験の結果

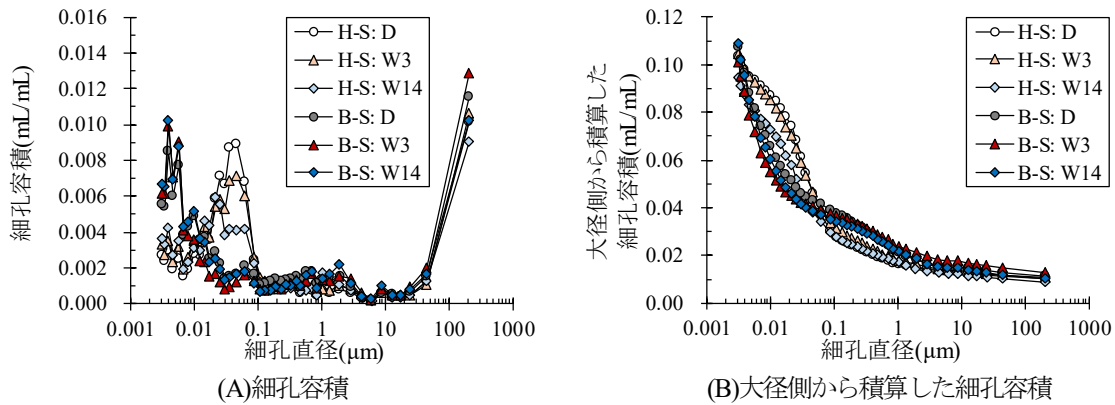


図-8 細孔径分布の測定結果

5. 1 実験方法

プレキャスト工場で製作した試験体のコンクリートの配合と基礎物性を表-3 に示す。早強ポルトランドセメントのみを用いたコンクリート(H-S)、早強ポルトランドセメントの50%を高炉スラグ微粉末6000で置換したコンクリート(B-S)の2種類の試験体を製作した。圧縮強度を同程度とするために、水結合材比については、H-Sでは36%、B-Sでは33%とした。

試験体の製作状況を写真-2、養生方法を表-4、試験体の形状を図-6 に示す。蒸気養生後の水中養生の効果を検討するために、4種類の養生方法で試験体を製作した。すなわち、蒸気養生後から気中養生を行った「D」、蒸気養生後に材齢3、7、14日まで水中養生を行った後に気中養生を行った「W3、W7、W14」である。水中養生ではプレキャスト工場に併設された屋外の養生水槽に試験体を静置し、気中養生ではプレキャスト工場の建物内に試験体を静置した。どちらも温度管理が行われていない環境であった。試験体の形状は、700×850×350 mmの壁状である。

材齢38日以降に、試験体から直径100 mmあるいは直径150 mmのコアを採取し、浸せき試験、促進中性化試験、スケーリング試験を行った。いずれの試験においても、コアの両端部を長さ75 mmで切断し、型枠側のコア表面を

試験面とした。浸せき試験では、試験面以外をエポキシ樹脂塗料でシールし、濃度10%の塩化ナトリウム水溶液に6週間浸せきした後、硝酸銀溶液噴霧法によって塩化物イオン浸透深さを測定した。促進中性化試験では、試験面以外をエポキシ樹脂塗料でシールし、二酸化炭素濃度5%の促進中性化槽に8週間静置した後、フェノールフタレイン溶液噴霧法によって中性化深さを測定した。スケーリング試験では、試験面に深さ3 mmとなるように濃度3%の塩化ナトリウム水溶液を溜め、冷凍庫での保管と実験室内での保管による凍結融解を50サイクル繰り返した後、質量減少量を測定してスケーリング量とした。

また、高炉スラグ微粉末の使用や蒸気養生後の水中養生の実施がコンクリートの硬化体の細孔構造に与える影響を明らかにし、耐久性試験の結果との関係を検討するために、養生方法「D、W3、W14」の試験体から採取したコアの型枠側の表面を厚さ5 mm程度で切断し、水銀圧入法によって細孔径分布を測定した。

5. 2 実験結果

浸せき試験、促進中性化試験、スケーリング試験の結果を図-7 に示す。まず、早強ポルトランドセメントのみを用いたH-Sと高炉スラグ微粉末を用いたB-Sを比較すると、前章までに得られた知見と同様に、高炉スラグ微粉末の使

用によって塩化物イオン浸透深さが小さくなり、遮塩性能が向上したことがわかる。また、B-Sでは、H-Sと比較して、中性化深さが大きく、スケーリング量が小さくなる傾向にあった。

次に、養生方法の違いに着目すると、データに若干のばらつきは認められるが、蒸気養生後に水中養生を行うこと、水中養生の期間を長くすることによって、塩化物イオン浸透深さ、中性化深さ、スケーリング量が小さくなる傾向にあったことがわかる。特に、H-Sでは塩化物イオン浸透深さとスケーリング量、B-Sでは中性化深さが小さくなった。前述したように、高炉スラグ微粉末の使用は中性化に対する抵抗性を低下させたが、B-Sでの蒸気養生後の水中養生の実施は中性化に対する抵抗性をH-Sと同程度まで改善する効果があった。

また、細孔径分布の測定結果を図-8に示す。まず、H-SとB-Sの細孔径分布を比較すると、細孔直径が0.01 μmよりも小さい範囲ではB-Sの細孔容積が多く、細孔直径が0.01~0.1 μmの範囲ではH-Sの細孔容積が多いことがわかる。すなわち、高炉スラグ微粉末の使用によって空隙構造が緻密になったと考えられる。前述したように、B-Sでは、H-Sと比較して、塩化物イオン浸透深さやスケーリング量が小さくなる傾向にあったが、この一因として、高炉スラグ微粉末の使用によって空隙構造が緻密になり、塩化物イオンや水の浸透が抑制されたことが考えられる。次に、養生方法の違いに着目すると、B-Sでは養生方法の違いによる差は明確ではなかったが、H-Sでは蒸気養生後に水中養生を行うこと、その水中養生の期間を長くすることによって、細孔直径が0.01~0.1 μmの範囲の細孔容積が少なくなる傾向にあった。H-Sでは蒸気養生後に水中養生を行うことや水中養生の期間を長くすることによって空隙構造が緻密になり、塩化物イオン浸透深さとスケーリング量の減少がB-Sよりも明確に現れたと考えられる。

5.3 まとめと今後の検討

プレキャスト工場で作成した試験体の耐久性試験を行った結果、高炉スラグ微粉末の使用によって遮塩性能が向上すること、蒸気養生後の水中養生の実施によって、高炉スラグ微粉末の使用有無にかかわらず、遮塩性能や中性化に対する抵抗性、スケーリングに対する抵抗性を向上させることがわかった。

本章で紹介した結果は高炉スラグ微粉末を用いた試験体での実験結果であるため、今後、他の混和材を用いた試験体でも同様の検討を行う予定である。また、混和材の使用有無や蒸気養生後の水中養生の実施による遮塩性能の向上効果を確認できる評価技術を確認するために、表層透

気係数や表面吸水試験、電気抵抗率試験等の代表的な表層非破壊試験の適用性について検討を行う予定である。

6. まとめ

本研究では、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、高炉スラグ微粉末やフライアッシュの使用によるコンクリートの遮塩性能の向上効果を適切に把握し、遮塩性能の評価技術や耐久設計の方法を確立することを目的として検討を行っている。

平成29年度の検討では、混和材の使用や水結合材比の低減によって極めて緻密化したコンクリートの遮塩性能の向上効果とその特徴を明らかにするために、過去の暴露試験や新たに開始した浸せき試験の結果を整理した。また、実際にプレキャスト工場で製造される部材の遮塩性能を明らかにするために、混和材の使用有無や養生方法の異なる試験体の耐久性試験を行った。平成29年度の検討で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 過去の暴露試験結果を再整理した結果、早強ポルトランドセメントのみを用いて低水結合材比としたコンクリートや高炉スラグ微粉末を用いたコンクリートでは、塩化物イオンの浸透深さの経時的な変化がほとんど生じておらず、塩化物イオンの浸透がある時点で停止していた可能性があることを明らかにした。
- 2) 浸せき試験を365日まで行った結果、塩化物イオン浸透の停滞現象を明確に確認するには至らなかったが、混和材の使用によって塩化物イオン浸透を抑制できること、低水結合材比としたコンクリート、あるいは、混和材を用いたコンクリートでは遮塩性能が経時的に向上して長期的には塩化物イオン浸透の停滞現象が生じる可能性があることを明らかにした。
- 3) プレキャスト工場で作成した試験体で耐久性試験を行った結果、高炉スラグ微粉末の使用によって遮塩性能が向上すること、蒸気養生後の水中養生の実施によって、高炉スラグ微粉末の使用有無にかかわらず、遮塩性能や中性化に対する抵抗性、スケーリングに対する抵抗性を向上できることを明らかにした。

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、2018
- 2) 谷口秀明、渡辺博志、手塚正道、藤田学：塩害暴露試験によるコンクリートの塩分浸透性の評価—その1：早強ポルトランドセメントを用いたコンクリート—、プレストレストコン

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

- クリート、Vol.54、No.5、pp.38-43、2012
- 3) 谷口秀明、渡辺博志、手塚正道、藤田学：塩害暴露試験によるコンクリートの塩分浸透性の評価—その2：高炉スラグ微粉末を用いたコンクリート—、Vol.55、No.1、pp.45-51、2013
 - 4) 高橋佑弥、井上翔、秋山仁志、岸利治：実構造物中のフライアッシュコンクリートへの塩分浸透性状と調査時材齢の影響に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.32、No.1、pp.803-808、2010
 - 5) 栗原勇樹、中村英佑、鈴木雅博、古賀裕久：混和材を用いたコンクリートの実環境下での強度と耐久性に関する検討、第25回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp.405-408、2016
 - 6) 皆川浩、駒井道哉、藤田亮、宮本慎太郎、久田真：4プローブ法をコンクリート供試体に適用した時のセル定数の数値解析による算定とその検証、コンクリート構造物の補修、補強、アップグレード論文報告集、Vol.17、pp.447-452、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

7.1.5 トンネルに関する研究（トンネルの合理的な更新技術に関する研究（1））

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，小出孝明，森本智／新田弘之，百武壮

【要旨】

トンネルを更新する場合には、施工時の地山や支保構造の力学的な特性などの設計の前提条件が新設時とは異なる可能性がある。しかしながら、現時点までトンネルの大規模な更新工事の実績は限られているため、特殊な工事として対応しており、トンネルを新設する場合の基準などをもとに個別の条件に合わせて実施されていることが多い。一方で、トンネルの老朽化は進行していくことから、今後もトンネルを更新する工事は増加していくことが想定される。そのため、種々の工事の特徴を適切に評価して、計画や設計、施工に反映し、安全性や施工性、耐久性などの要求性能と同時に経済性を確保できる合理的な更新技術を確認する必要があると考える。これについて、今年度は数値解析による検討を行い、トンネル更新時の支保構造の力学的な特性やトンネル更新時の施工が周辺に与える影響などを確認した。

キーワード：トンネル，更新，拡大掘削，掘進長，数値解析

1. はじめに

古い道路トンネルの中には、断面積が比較的小さいものが存在しており、交通渋滞や歩行者用のスペースの不足、大型車両のトンネル壁面への接触など、様々な不具合の原因になっている。そのため、このような状況を解消する目的から、既設トンネルの断面を拡大する掘削（以降、拡大掘削）などによりトンネルを更新する事例¹⁾がある（図-1）。これらの事例は、実績が少ない特殊な工事となるため、新たに設置するトンネル構造の多くは、トンネルを新設する掘削（以降、新設掘削）の基準²⁾に従

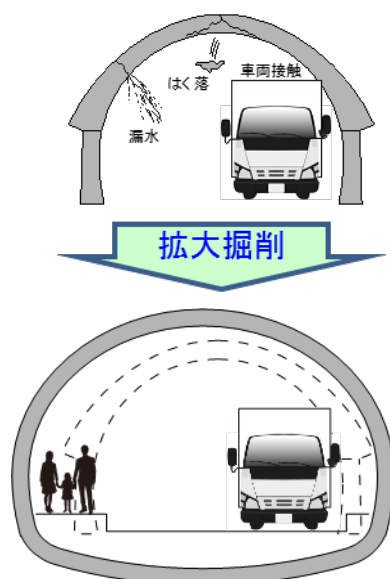


図-1 拡大掘削のイメージ図

いながら、個別の条件に合わせて決定されている。しかしながら、拡大掘削では新設掘削との間に、下記のような力学的な条件の違いが存在する。

- ・既設トンネルの掘削時に周辺地山の応力の再配分が発生している。
- ・新設掘削と比較して掘削断面積が小さいとともに掘削部の形状が異なる場合がある。
- ・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。

そのため、本研究では、まず、このような力学的な条件の相違により拡大掘削と新設掘削の支保構造に生じる力学的特性の違いを整理し、拡大掘削の施工方法や新たに設置される支保構造に反映するために、数値解析による検討を行った。

2. 拡大掘削時の支保構造の力学的特性に関する数値解析による検討の目的

昨年度の研究では、2次元弾性モデルの有限要素法による数値解析を行い、拡大掘削時の変位は、新設掘削と比べて0.40～0.68倍程度に半減し、拡大掘削時の吹付けコンクリートの軸力は新設時に対して更新時は0.8～0.9倍程度に縮小し、拡大掘削と新設掘削の間に力学的な差が存在することが確認された。しかしながら、2次元数値解析による分析では、掘削による切羽前方の地山や既設トンネルへの影響、掘進長を延伸した場合の影響など

の、トンネル縦断方向の力学的な状態に関して得られる情報が不足するため、これらの差の有意性について、詳細な分析を行うまでには至らなかった。そこで、今年度は3次元弾性モデルの有限差分法による数値解析を行い、更にトンネル縦断方向の地山や既設トンネル、拡大掘削時に新たに設置する支保構造の力学的な状態を確認し、掘進長の延伸の可能性など、支保構造の合理化に資する具体的な調整方法に関する検討を行った。また、拡大掘削による既設トンネルへの影響などを確認し、活線施工時のプロテクターの設置範囲の目安など、施工方法の合理化に資する検討も行った。

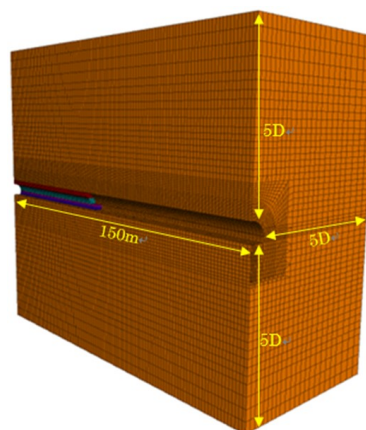
3. 数値解析の概要

3.1 解析モデル

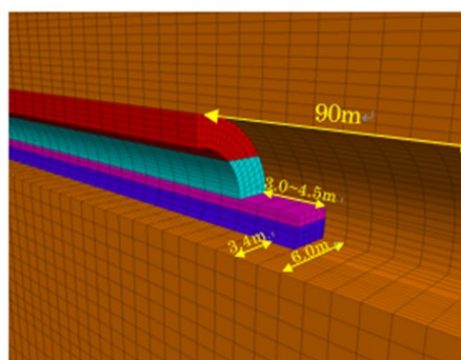
解析モデルは、主に過去の拡大掘削の施工事例を参考に設定した。図-2に示すとおり、既設トンネルは1.5車線断面の場合が多いため半径を3.4mに、拡大掘削後に新たに構築されるトンネルは2車線に歩道が付く断面を採用する事例が多いため半径を6.0mとし、左右対称の掘削を想定して半断面モデルとした。また、比較検討のために、新設掘削のトンネル断面は拡大掘削後に新たに構築されるトンネル断面と同一とした。次に、構成要素について、既設トンネルは矢板工法による構築とし、1次支保工はモデル化せず、厚さ40cmの覆工コンクリートをシェル要素でモデル化して地山荷重を支持する設定とした。また、拡大後に新たに構築するトンネルは吹付けコンクリートをシェル要素でモデル化し、ロックボルトはモデル化しない。地山はソリッド要素でモデル化し、解析領域はトンネル掘削径Dに対して上下左右に5Dを確保し、モデルの延長は150mとして90m地点までを掘削する。最後に、境界条件については、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。

3.2 解析条件

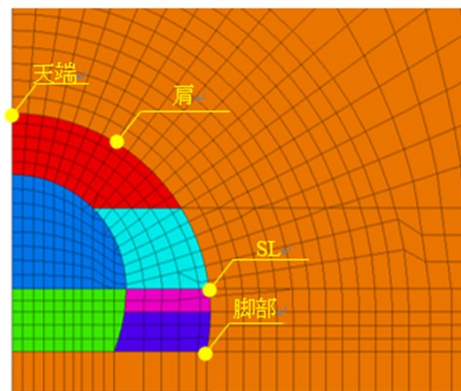
主な解析条件については表-1のとおりとした。地山は地山等級CI, CII, DIを対象とした。また、支保部材



(a) モデル全体図



(b) 切羽部拡大図



(c) 横断面図

図-2 解析モデル図

表-1 解析条件

要素タイプ	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	CI	CII	DI	CI	CII	DI	CI	CII	DI
モデルタイプ	ソリッド			シェル			ビーム			シェル		
弾性係数 (Mpa)	2,000	1,000	500	19,000(材齢を考慮)			—	210,000	210,000	22,000	22,000	22,000
ポアソン比	0.30	0.30	0.35	0.20	0.20	0.20	—	0.30	0.30	0.30	0.30	0.30
厚さ (cm)	—	—	—	10	10	15	—	—	—	40	40	40
断面積 (m ²)	—	—	—	0.1	0.1	0.15	—	2.50.E-03	3.00.E-03	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 ⁴)	—	—	—	—	—	—	—	6.99.E-06	8.39.E-06	5.33.E-03	5.33.E-03	5.33.E-03

表-2 標準的な支保構造の組み合わせの目安

地山等級	支保パターン	標準掘進長 (m)	ロックボルト			鋼アーチ支保工			吹付け厚 (cm)	覆工厚		変形余裕量 (cm)	掘削工法	
			長さ (m)	施工間隔		施工範囲	上半部種類	下半部種類		建込間隔 (m)	アーチ側壁 (cm)			インパート (cm)
				周方向 (m)	延長方向 (m)									
B	B	2.0	3.0	1.5	2.0	上半 120°	-	-	-	5	30	0	0	補助ベンチ付き全断面工法または上半半断面工法
C I	C I	1.5	3.0	1.5	1.5	上半	-	-	-	10	30	(40)	0	
C II	C II-a	1.2	3.0	1.5	1.2	上・下半	-	-	-	10	30	(40)	0	
	C II-b						H-125	-	1.2					
D I	D I-a	1.0	3.0	1.2	1.0	上・下半	H-125	H-125	1.0	15	30	45	0	
	D I-b	1.0	4.0				1.0							
D II	D II	1.0以下	4.0	1.2	1.0以下	上・下半	H-150	H-150	1.0以下	20	30	50	10	

表-3 解析ケース

CASE	掘削条件	掘削方法	掘進長	地山等級
1	新設掘削	補助ベンチ付き全断面掘削	1.5	CI
2			1.2	CII
3			1.0	DI
4	拡大掘削		1.5	CI
5			1.2	CII
6			1.0	DI
7	拡大掘削 (掘進長延伸)		2.0	CI
8			1.5	CII
9			1.2	DI

の条件として、吹付けコンクリートの設計基準強度を18Mpaとした。また、材齢による弾性係数の変化を考慮し、掘削サイクルを8時間として、掘削ステップごとの材齢強度に応じた弾性係数を適用した。材齢による弾性係数の変化の算定については、淡路ら³⁾が用いる方法に従った。また、トンネル支保構造は、表-2に示す道路トンネル技術基準の標準的な支保構造の組み合わせの目安に従い、各地山等級で設定した。掘削工法については、比較のために新設掘削、拡大掘削ともに、ベンチ長を3掘進長分とする補助ベンチ付き全断面掘削工法に統一した。また、既設トンネルの掘削については、1ステップで全区間を掘削することとし、掘削と同時に覆工コンクリートを設置する条件とした。

3.3 解析ケース

本解析では、表-3に示すとおり、既設トンネルを拡大掘削するケースと何も無い地山に新たにトンネルを建設する新設掘削のケースを設けて各地山等級毎に力学的な特性を比較した。ここで、拡大掘削時に新たに構築されるトンネル断面と新設掘削で構築されるトンネル断面は同一のものとした。また、拡大掘削における掘進長を延伸するケースを設けて比較検討した。

4. 数値解析の結果

4.1 トンネル支保構造における力学的挙動の比較

数値解析の結果について、表-4に各CASEの切羽から30m離れた位置の天端位置の沈下量、SL位置の水平変位量および天端位置の吹付コンクリート軸力を抽出して示した。また、地山等級ごとに新設掘削と拡大掘削および拡大掘削と拡大掘削で掘進長を延伸する場合（以降、拡大掘削(延伸)）との解析値の比率を示した。更に、図-3には新設掘削と拡大掘削、拡大掘削と拡大掘削(延伸)の解析結果を地山等級別に比較するグラフ形式で示した。

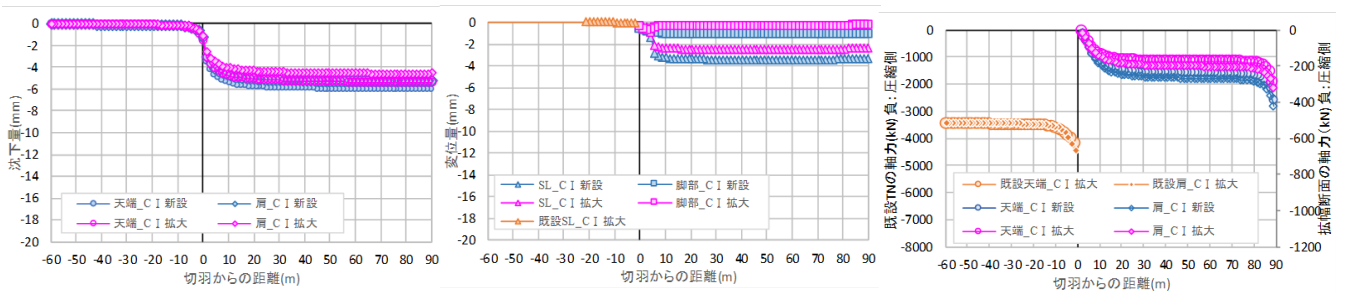
まず、新設掘削と拡大掘削の結果を比較する。地山等級CIにおいては、拡大掘削では新設掘削と比較して、

表-4 切羽から30m離れた位置の解析結果の比較

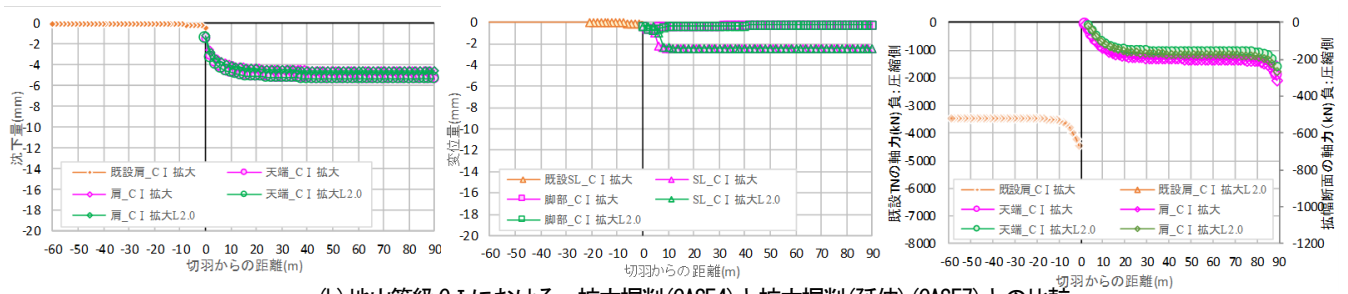
CASE	地山等級	設定	掘進長(m)	沈下量		水平変位量				吹付けコンクリート軸力	
				天端		SL		脚部		天端	
				値(mm)	比率	値(mm)	比率	値(mm)	比率	値(kN)	比率
1	CI	新設	1.5	-6.0	1.00	-3.4	1.00	-1.1	1.00	-232	1.00
4		拡大	1.2	-5.2	0.87	-2.5	0.74	-0.3	0.27	-172	0.74
7		拡大延伸	2.0	-5.2	0.87	-2.5	0.74	-0.3	0.27	-150	0.65
2	CII	新設	1.2	-10.6	1.00	-6.1	1.00	-1.8	1.00	-409	1.00
5		拡大	1.0	-9.8	0.92	-4.5	0.74	-0.5	0.28	-332	0.81
8		拡大延伸	1.5	-9.9	0.93	-4.6	0.75	-0.6	0.33	-303	0.74
3	DI	新設	1.0	-18.1	1.00	-11.1	1.00	-4.2	1.00	-901	1.00
6		拡大	0.8	-17.3	0.96	-8.4	0.76	-1.8	0.43	-803	0.89
9		拡大延伸	1.2	-17.7	0.98	-8.6	0.77	-1.9	0.45	-762	0.85

沈下量で13%、水平変位量で26~73%、吹付けコンクリート軸力で26%、発生量が小さい。地山等級CIIにおいては、沈下量で8%、水平変位量で26~72%、吹付けコンクリート軸力で19%、発生量が小さい。地山等級DIにおいては、沈下量で4%、水平変位量で24~57%、吹付けコンクリート軸力で19%、発生量が小さい。これらの結果から、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確認された。また、地山が軟らかくなるに従って負担の低減率が小さくなる傾向が見られた。

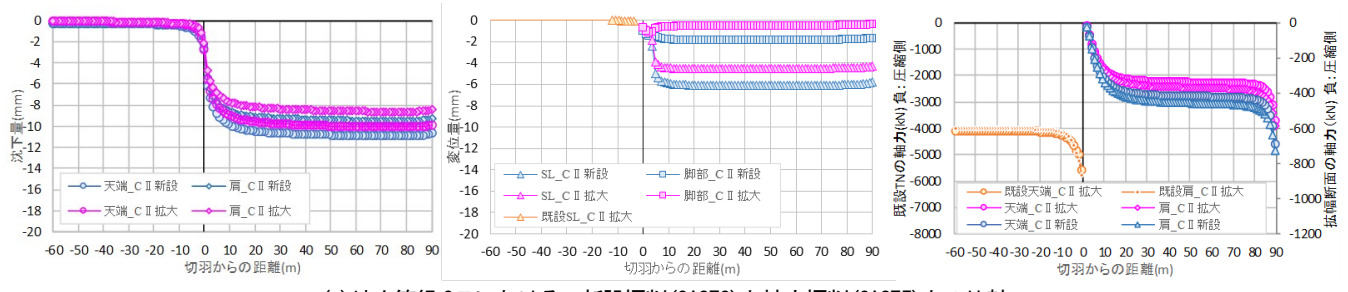
次に、拡大掘削と拡大掘削(延伸)の結果を比較すると、掘進長を延伸したことにより、沈下量は0~2%程度増加した。水平変位量はCIIの脚部で20%程度の突出した増加があるものの、総じて0~5%程度の増加に収まっている。また、吹付けコンクリート軸力は5~13%減少した。これらの差は前述した拡大掘削と新設掘削との間の差と比較すれば小さいと考えられる。これらの比較の結果から、拡大掘削に新設掘削の支保構造を適用している現状では、支保構造は比較的余裕のある仕様になっていることが推定される。これについては、1つの調整の可能性として、掘進長を延伸する解析を行った結果、掘進長を20~30%長くすることにより支保構造に生じる影響は、拡大掘削の力学的条件の特徴により発生している余裕の範囲内にあり、掘進長を延伸した場合にも力学的な安定が確保さ



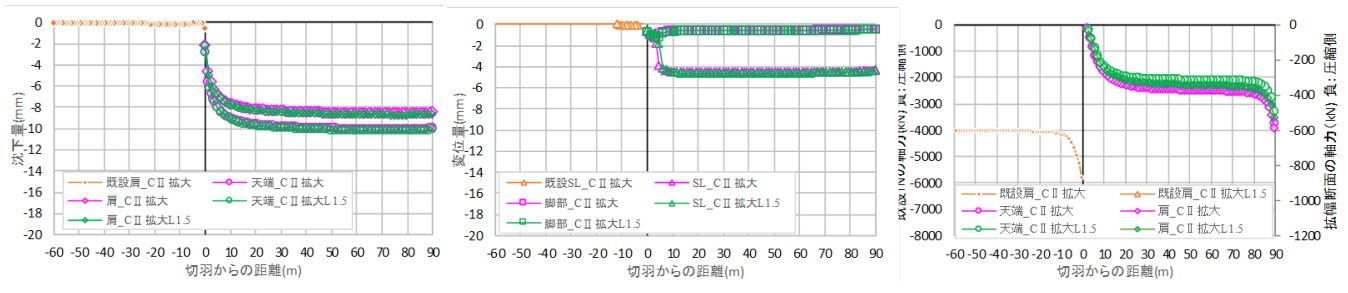
(a) 地山等級C Iにおける、新設掘削(CASE1)と拡大掘削(CASE4)との比較



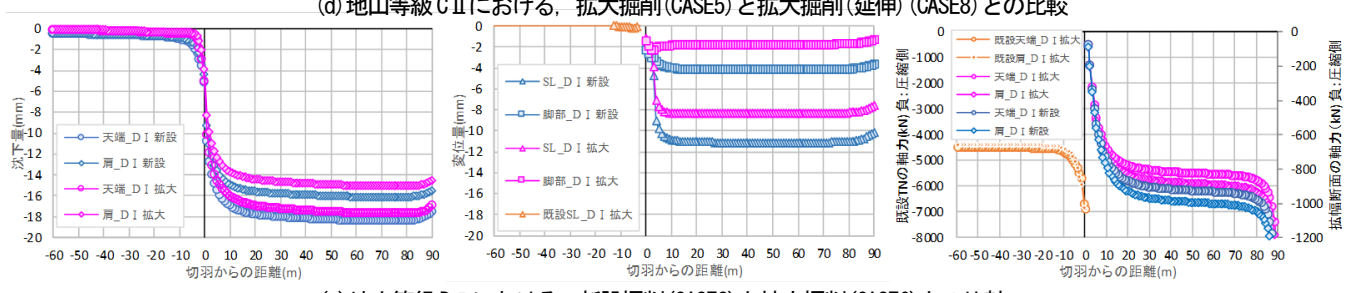
(b) 地山等級C Iにおける、拡大掘削(CASE4)と拡大掘削(延伸)(CASE7)との比較



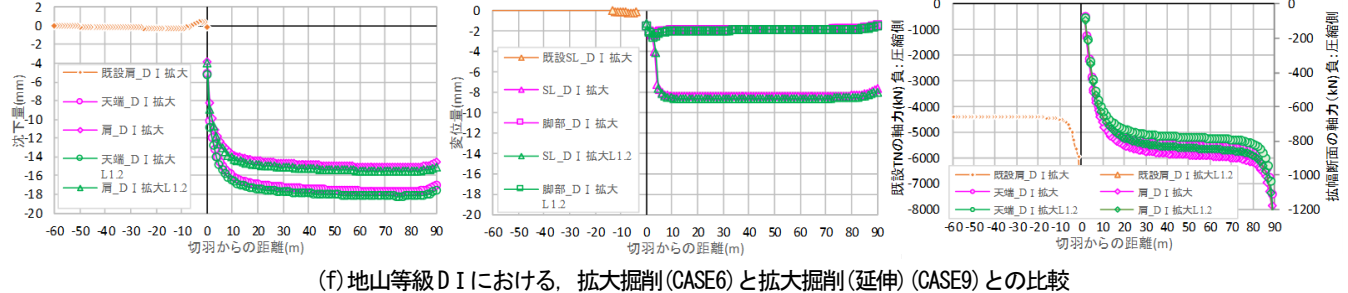
(c) 地山等級C IIにおける、新設掘削(CASE2)と拡大掘削(CASE5)との比較



(d) 地山等級C IIにおける、拡大掘削(CASE5)と拡大掘削(延伸)(CASE8)との比較



(e) 地山等級D Iにおける、新設掘削(CASE3)と拡大掘削(CASE6)との比較



(f) 地山等級D Iにおける、拡大掘削(CASE6)と拡大掘削(延伸)(CASE9)との比較

図-3 解析結果の比較

れることが示唆された。

4.2 切羽前方地山および既設トンネルの力学的挙動に関する比較

各 CASE において既設トンネルの天端に発生する軸力を抽出し、表-5 に示す。また、拡大掘削の影響の範囲外と判断される一定した値を定常値とし、これを 1.00 とした場合の比率をそれぞれ示した。拡大掘削の影響により既設トンネルの軸力が顕著に増大している範囲を掘削径を D として表すと、全ての CASE において 1D 以内であることが確認された。また、地山等級や掘進長の延伸などによる軸力の変動は微小であった。一方で、発生する軸力の大きさや増加率は、地山が軟らかくなるにつれ増加しているため、特に活線施工を計画する場合には、既設トンネルの状態の確認や防護工の設置範囲や設計強度などの仕様について、事前に確認および検討することが重要になると考えられる。

次に、既設トンネルについて、表-6 に各 CASE の天端変位を抽出して示す。発生している変位は総じて 1mm 未満と微小であり、また、地山等級による違いや掘進長の延伸などによる違いは認められなかった。この結果からは、拡大掘削時の切羽前方地山では、既設トンネルのある一定の抵抗性により、地山の硬軟に起因する掘削時の地山の变形量の差が縮小されている可能性が示唆される。これについては、掘削時の地山の安定に寄与することが推定される。

前方地山の力学的な挙動について、図-4 にトンネル縦断方向の水平変位の分布を示す。これによれば、地山が軟らかくなるにつれて変形量や変形の範囲が増加する割合は、拡大掘削では新設掘削と比較して縮小されている状況を確認できる。切羽の鏡面の押し出し方向の水平変位の最大値に着目すると、地山等級ごとに多少のばらつきは見られるものの、拡大掘削では新設掘削と比較して、概ね半減していることが確認された。

以上の検討結果をまとめると、拡大掘削時の既設トンネルへの影響は切羽から 1D 程度の範囲で顕著であるため、防護工の設置範囲については少なくとも 1D 以上を確保することが必要となる。また、拡大掘削においては、新設掘削と比較して切羽が安定する傾向が示唆される。更に、掘進長を 20~30%程度延伸した場合にも、その影響は限定的であり、地山の力学的な状態は安定していることが推定される。

5 まとめと今後の課題

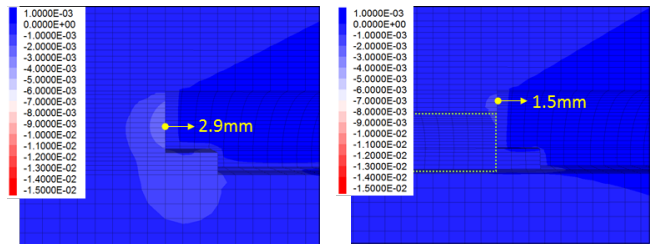
3 次元数値解析による検討により、拡大掘削に新設掘

表-5 既設トンネルの天端に発生する軸力の比較

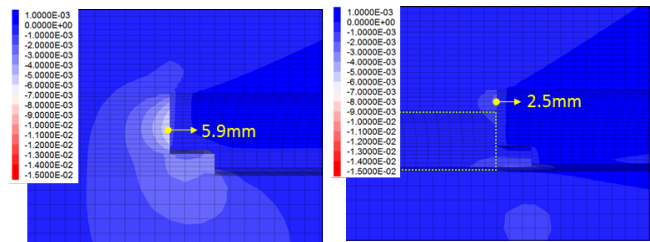
CASE	地山等級	設定	掘進長(m)	軸力(kN) ※ ()内は定常値を1.00とした場合の比率					
				切羽からの距離 (D:掘削径=12m)					
				0	-1D	-2D	-3D	-4D	定常値
4	C I	拡大	1.5	-4208 (1.20)	-3567 (1.00)	-3517 (1.00)	-3508 (1.00)	-3505 (1.00)	-3505 (1.00)
		拡大延伸	2.0	-4248	-3567	-3517	-3508	-3505	-3505
5	C II	拡大	1.2	-5559 (1.36)	-4180 (1.02)	-4118 (1.00)	-4106 (1.00)	-4103 (1.00)	-4101 (1.00)
		拡大延伸	1.5	-5539	-4178	-4118	-4106	-4103	-4102
6	D I	拡大	1.0	-6872 (1.53)	-4572 (1.01)	-4507 (1.00)	-4496 (1.00)	-4491 (1.00)	-4490 (1.00)
		拡大延伸	1.2	-6632	-4572	-4503	-4496	-4491	-4490

表-6 既設トンネルの天端に発生する沈下量の比較

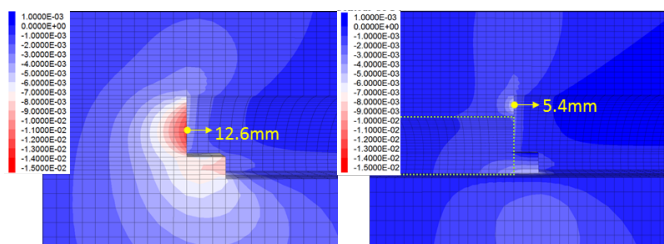
CASE	地山等級	設定	掘進長(m)	沈下量(mm) ※ ()内は定常値を1.00とした場合の比率					
				切羽からの距離 (D:掘削径=12m)					
				0	-1D	-2D	-3D	-4D	定常値
4	C I	拡大	1.5	-0.85 (14.2)	-0.17 (2.83)	-0.11 (1.83)	-0.08 (1.33)	-0.06 (1.00)	-0.06 (1.00)
		拡大延伸	2.0	-0.87	-0.18	-0.11	-0.07	-0.06	-0.06
5	C II	拡大	1.2	-0.81 (10.1)	-0.28 (3.50)	-0.16 (2.00)	-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
6	D I	拡大	1.0	-0.89 (8.9)	-0.37 (3.70)	-0.28 (2.80)	-0.18 (1.80)	-0.12 (1.20)	-0.1 (1.00)
		拡大延伸	1.2	-0.93	-0.41	-0.31	-0.21	-0.14	-0.12



(a) 地山等級 C I における、新設掘削(CASE1)と拡大掘削(CASE4)との比較



(b) 地山等級 C II における、新設掘削(CASE2)と拡大掘削(CASE5)との比較



(c) 地山等級 D I における、新設掘削(CASE3)と拡大掘削(CASE6)との比較

図-4 トンネル掘削時の切羽前方地山の変位分布状況の比較

削と同様の支保工を適用する場合には、支保構造にはある一定の力学的な余裕が存在することが確認され、掘進長を 20~30%程度延伸するなどの方法により、支保構造や施工の合理性を向上させる余地がある可能性が示唆された。また、切羽前方地山や既設トンネルの力学的な挙動について、拡大掘削時の切羽は新設掘削時と比較して安定的である可能性や既設トンネルへの影響の程度が確認できた。これについては、活線施工時の施工方法や防護工などの検討に資する基礎的な情報となる。

今後は試験施工や施工事例などの実測値を収集し、解析との整合を確認しながら、引き続き検討を進めていきたい。また、弾塑性モデルの解析により、軟質な地山における塑性化領域の評価を含めた検討を実施する予定で

ある。

参考文献

- 1) 例えば、鈴木昌信, 神寄一夫, 横田雄二郎: 国道 127 号丑山トンネル拡幅工事, 土木技術 pp.23-30, 1997.
- 2) 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.
- 3) 淡路動太, 砂金伸治, 日下敦, 河田皓介: 支保剛性の材齢変化を考慮した山岳トンネル支保工の力学的挙動に関する一考察, 土木学会年次学術講演会論文集 pp.437-438, 2014.

7.1.6 土工構造物に関する研究（補強土壁）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（施工技術チーム）

研究担当者：宮武裕昭、藤田智弘、佐藤登、新田武彦

【要旨】

現行の土工構造物の設計においては静的な安定検討を基本としており変形を直接的には考慮していない。そのため、重要度の高い土工構造物、新形式の土工構造物や変形が生じた土工構造物等の性能を適切に評価することができず、信頼性の高い土工構造物の構築、適切な新形式構造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。このような問題に対応していくためには、土工構造物の変形を考慮した性能評価手法や変形が生じた土工構造物のマネジメント手法を確立する必要がある。本報告では、土工構造物にとって致命的となる変状発生形態、変状発生後の性能低下の度合い、及び変状発生後に有効だと考えられる措置の効果を明らかにすることを目的に、特に変形による性能への影響が大きいと考えられる補強土壁を対象として既往の変形事例の分析と模型実験を実施した。具体的には、補強土壁にとって致命的と考えている盛土材のこぼれ出しの事例を収集して、こぼれ出しを起こす原因やこぼれだしの発生パターン等を調べた。また、補強土壁の小型模型を土槽内に構築し、強制的に盛土材をこぼれ出させた後に、土槽を傾斜させて模型に疑似的な地震力を加えることで、こぼれ出し前後の補強土壁の耐震性の確認を行った。さらに、盛土材のこぼれ出し後の、その後のこぼれ出しの進行を防止する措置の効果を検証した。本報では、最重要路線等において、補強土壁が高耐久性を発揮するために今後検討が必要な内容について考察を行った。

キーワード：補強土壁、変状、耐震性、傾斜実験

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静的な安定検討を基本としており、変形を直接的には考慮していない。一方で、土工構造物は、使用する材料や地盤条件等が極めて多岐にわたるため、設計・施工において相当の不確実性を考慮せざるをえず、作用と応答も不明確な部分が多いことからある程度の変形を許容せざるを得ない。

そのため、重要度の高い土工構造物、新形式の土工構造物や変形が生じた土工構造物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、適切な新形式構造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。

このため、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や変形が生じた土工構造物のマネジメント手法を確立する必要がある。

本研究では、土工構造物のうち変形が性能に与える影

響が特に大きいと考えられる補強土壁を取り上げ、次の3つを達成目標としている。

- ① 既往の変形事例の分析を通じて、変状形態、変状要因及び許容しうる変形の程度を明らかにする。
- ② 構造形式、使用材料等の構造物の要素に応じて、基礎地盤や周辺盛土の変形が性能に与える影響を評価する手法を提案することで、新設土工構造物の設計及び変形が生じた既設道路土工構造物の性能の評価の基盤とする。
- ③ 変形が生じた道路土工構造物の性能評価手法を元に適切な点検・評価・対応手法を体系化した維持管理手法を提案する。

補強土壁は、盛土材のこぼれだし（写真1）が生じなければ、他の土工構造物と同様、崩壊の初期の段階では嵩上げ盛土部や路面上のクラック等の軽微な変状が生じ、その後それらが緩やかに拡大しながら崩壊にいたると考えている¹⁾。そこで、本年度の研究は、補強土壁にとって致命的と考えている盛土材のこぼれ出しに着目し、以下の内容について実施した。

上記の達成目標の①について、補強土壁で盛土材がこぼれ出した事例を収集し、変状形態や定量的な変形度合いを整理した。具体的には、国内のこぼれ出しが発生し

た補強土壁のうち、こぼれ出し規模の大きいものや上部道路の機能に何らかの影響を与えた9事例について、変状の概要、こぼれ出しの原因、壁面変形パターン、変形の規模やこぼれ出し後の対応を整理した。

上記の達成目標の②について、補強土壁の模型実験により、盛土材のこぼれ出し前後の補強土壁の耐震性の比較を行った。具体的には、補強土壁の小型模型を土槽内に作製して、強制的に盛土材をこぼれ出させた後に土槽を傾斜させて、模型に疑似的な地震力を加えることで、こぼれ出し前後の補強土壁の耐震性を確認した。

上記の達成目標の③について、前述の模型実験の続いて、盛土材のこぼれ出し後の措置の効果を検証した。具体的には、盛土材のこぼれ出し後にこぼれ出しを抑止する措置を行った補強土壁の耐震性を確認した。

2. 補強土壁の盛土材のこぼれだし形態

補強土壁で盛土材がこぼれだす原因等を把握することを目的に、こぼれだし事例を収集した。そのうち、こぼれだし規模の大きいものや上部道路の機能に何らかの影響を与えた9事例について、変状の概要、盛土材のこぼれ出しが生じた原因、壁面変形パターン、変形の規模やこぼれ出し後の対応を表1の通り整理した。表1に示す通り、9つの全ての事例において壁面の変形又は損傷による開口が発生していたことを確認した。また、盛土材のこぼれだしが生じた開口位置は、補強土壁と連続する構造物との境界部、補強土壁面の水平目地部、補強土壁の壁面材の脱落部に分類できる(図1)。それらの開口位置の中で最も多いのは、境界部であった。境界部で盛土材のこぼれだしが多いのは、地震等による補強土壁と連続する構造物との挙動の違いにより、境界部に開口が発

生することが原因であると考えられる。また、挙動の違いによる境界部の開口発生パターンについては、補強土壁面の面内方向の相対変位(以下、面内変位)による開口、補強土壁面の面外方向の相対変位(以下、面外変位)による開口、面内変位と面外変位の複合(以下、複合変位)による開口に分類される。変形の規模に関しては、詳細な開口幅は不明なものも多いが、壁面材が脱落した事例を除いても、最大で800mmの開口幅が観測された事例もあった。盛土材のこぼれ出し後の対応では、盛土材の充填や補強土壁の再構築等も行われていた。これらの対応は、補強土壁の立地条件次第では道路の通行止めなどを伴うものである。

補強土壁の盛土材のこぼれ出しへの対策としては、大きく分けてこぼれ出しを未然に防止することとこぼれ出し後に適切な措置を行うことが考えられる。本事例分析により、こぼれ出しを未然に防止するためには、壁面材の脱落が生じない機構とするとともに、境界部、水平目地部において、面内変位、面外変位、複合変位等のあらゆる壁面変位パターンに対しても開口部が生じない機構とすることも検討する必要があることが明らかとなった。



写真1 盛土材のこぼれ出し状況

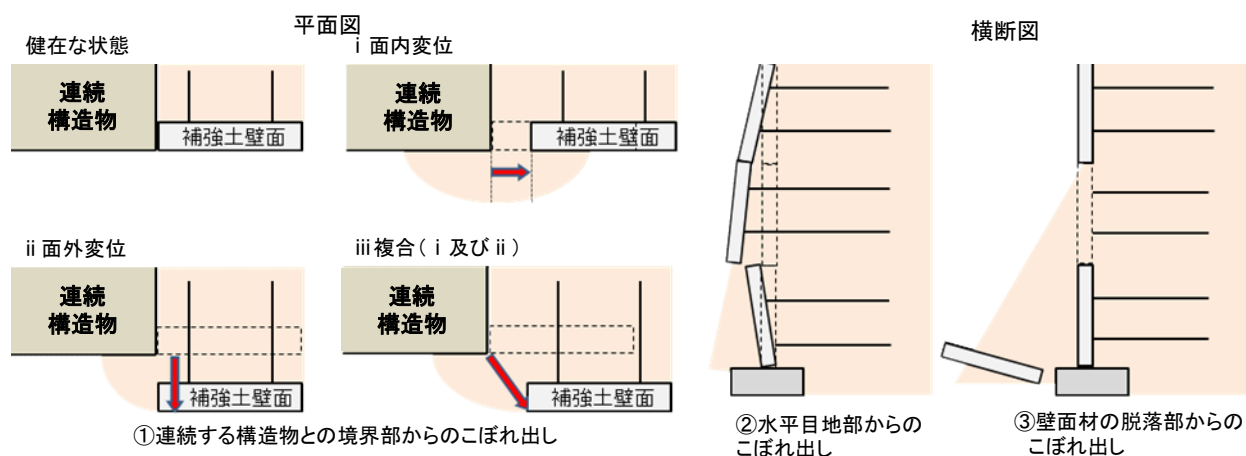


図1 盛土材のこぼれだしパターン

表1 盛土材のこぼれだし事例の概要

	変状の概要	こぼれ出しの原因	壁面変形パターン	備考
事例1	壁面のはらみ	補強土壁と隣接構造物との取合部の開口	面外変位	開口幅：120mm（最大） 対応：大型土のう積
事例2	壁面のはらみ 壁面材のクラック 盛土天端の沈下	補強土壁と隣接構造物との取合部の開口	面外変位	開口幅：800mm（最大） 対応：押え盛土、盛土材充填
事例3	壁面のはらみ	補強土壁と隣接構造物との取合部の開口	面内変位	開口幅：不明 対応：撤去・再構築
事例4	壁面のはらみ	補強土壁と隣接構造物との取合部の開口	面内変位	開口幅：不明 対応：不明
事例5	壁面のはらみ 盛土天端の沈下 端部調整金具の脱落	補強土壁と隣接構造物との取合部の開口	複合変位	開口幅：70mm（最大） 対応：盛土材充填
事例6	壁面の傾斜 壁面材間のズレ	補強土壁面の水平目地部の開口	面外変位（ズレ）	開口幅：不明 対応：雨水浸入防止養生
事例7	壁面の傾斜 壁面材間のズレ	補強土壁面の水平目地部の開口	面外変位（ズレ）	開口幅：不明 対応：雨水浸入防止養生
事例8	壁面材の角欠け 基礎の洗掘	補強土壁面の水平目地部の開口	面外変位（ズレ）	開口幅：不明 対応：洗掘部補修
事例9	壁面材の脱落	補強土壁の壁面材の脱落部の開口	面外変位（脱落）	開口幅：1,500mm 以上 対応：撤去・再構築

3. 盛土材のこぼれ出しが生じた補強土壁の耐震性及びこぼれ出し後の措置の効果の検証

盛土材のこぼれ出しが生じた補強土壁の耐震性及びこぼれ出し後の措置の効果を検証することを目的に、模型実験を実施した。

3.1. 補強土壁の模型概要

本実験では、土槽内に壁高 800mm、長さ 1,650mm、奥行き 530mm の補強土壁の小型模型を作製した。壁面材に見立てた高さ 200mm、奥行き 490mm のアルミ製パネルに L 型の金具を取り付けて、そこに補強材をボルトで固定し補強土壁の模型を作製した。図 2 に模型寸法及び計測機器の設置位置を示す。補強材は一方方向ジオグリッド (HDPE、基準強度 50.0kN/m) のストランドを間引くことで剛性を 1/5 程度にしたものを使用した。基礎地盤及び盛土の使用材料は豊浦砂とした。本模型は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²⁾に基づいて設計し、基礎部は相対密度 D_r を 100%、盛土部は相対密度 D_r を 80% に突き固めた。設計計算上の安全率は設計水平震度 k_h が約 0.4 の全体安定検討で $F_s=1.0$ となる。本実験の計測項目は図 2 に示す位置にて、壁面材に設置した変位計により壁面の水平変位、各段の補強材に

設置したひずみゲージにより補強材に発生するひずみを計測した。

3.2. 盛土材のこぼれ出しの発生機構と評価手法

本実験における盛土材のこぼれ出し再現方法を図 1 及び写真 2 に示す。前述の事例分析の結果から、こぼれ出しが発生した開口位置は、連続した構造物との境界部であることが多い傾向にあることが分かっている。ただし、連続した構造物との境界部からの盛土材のこぼれ出しは、厳密には 3 次元的な影響があるので複雑な現象である。このことから、本実験では現象を単純化するため

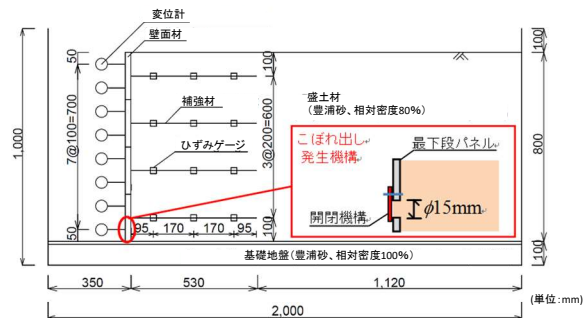


図2 模型寸法及び計測機器の設置位置

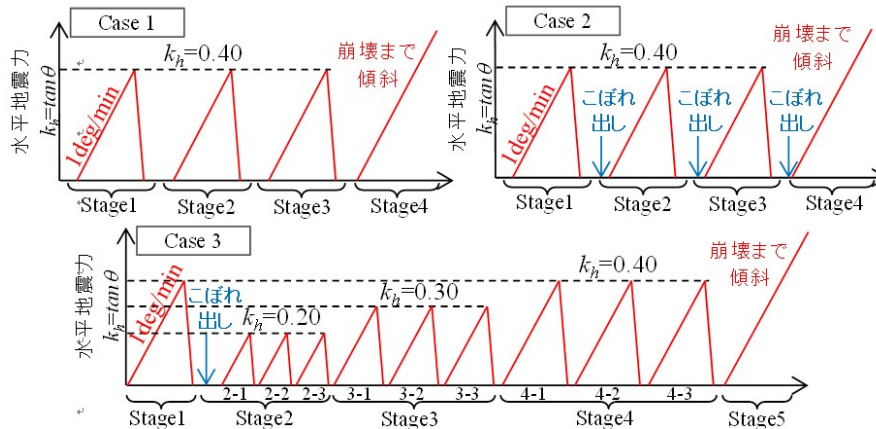


図3 実験ケース及び土槽傾斜パターン

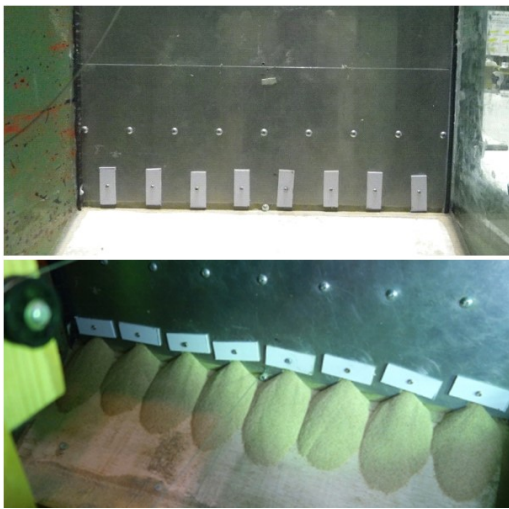


写真2 盛土材のこぼれ出し発生機構

に、模型の奥行き方向に一樣なこぼれ出しを発生させることとした。模型最下段パネル下部において強制的にこぼれ出しを発生させるために、直径 $\phi 15\text{mm}$ の孔を水平方向に等間隔で計8箇所設けた。さらに、この孔に開閉機構を設けることにより開口によるこぼれ出しの発生、開口部の閉塞によるこぼれ出し後の措置の再現が行えるようにした。なお、こぼれ出し量については、こぼれ出し率 $\eta = V_f / V_r$ を定義し評価した。ここに、 η はこぼれ出し率、 V_f はこぼれ出した盛土材重量(g)、 V_r は補強領域内の盛土材重量(g)である。

3.3. 载荷方法および実験ケース

本実験では、地震力を模擬した水平力 k_h (以下、「水平地震力 k_h 」という) を補強土壁の模型に加えるため土槽を傾斜させた。水平地震力 k_h と土槽の傾斜角 θ (deg) との関係は $k_h = \tan \theta$ となる。なお、土槽の傾斜速度は 1deg/min とし、クリープ変形を確認するため 1deg 毎に1分間保持させた。設定した傾斜角に達した後、模型を $\theta = 0\text{deg}$ ま

で戻した。

実験ケース及び土槽傾斜パターンを図3に示す。Case1はこぼれ出しが発生しない健全な状態、Case2はこぼれ出しが発生し、その後こぼれ出しに対する抑止措置を行わない状態、Case3は盛土材のこぼれ出しが発生し、その後こぼれ出しの抑止措置を行う状態を想定した。

3.4. 実験の結果と考察

壁面の変位の計測結果、補強材のひずみの計測結果及びこぼれ出し率の算出結果を以下に示す。

各ケースにおける各ステージの同じ水平地震力に対する壁面の水平変位と補強材のひずみを図4に示す。ひずみについては、各ケースの実験開始前の値でオフセットした。

図4(a)よりCase1においてStage1での最大傾斜時の壁面の水平変位は、最上段の壁面部分が最大値となり 2.4mm であった。その後、Stage3までは各ステージでの土槽の傾斜を繰り返しても壁面の水平変位は増加しなかった。全体的な壁面の変位モードは一樣な前傾のモードであった。また、補強材のひずみもStage3までは各ステージの傾斜を繰り返してもほぼ変化はなく、下から3段目の補強材における値を例示すると壁際で 211μ 、補強材中間部で 316μ 、補強材端末部(壁から最も離れた位置をいう)で 360μ となった。

図4(b)はCase2の結果及び土槽のガラス面から観測したこぼれ出しによる盛土材の流動範囲とStage4にて発生したすべり線をプロットした。こぼれ出しの流動範囲は上部に行くにつれて、その範囲が広がることを確認した。また、すべり線は補強領域を通過する形で発生した。Stage1の $k_h = 0.4$ の変位量は壁面最上段部分が最大値で、 1.9mm の変位となりCase1とほぼ同じ変位量であったが、こぼれ出しを発生させたStage2における変位量は壁面最

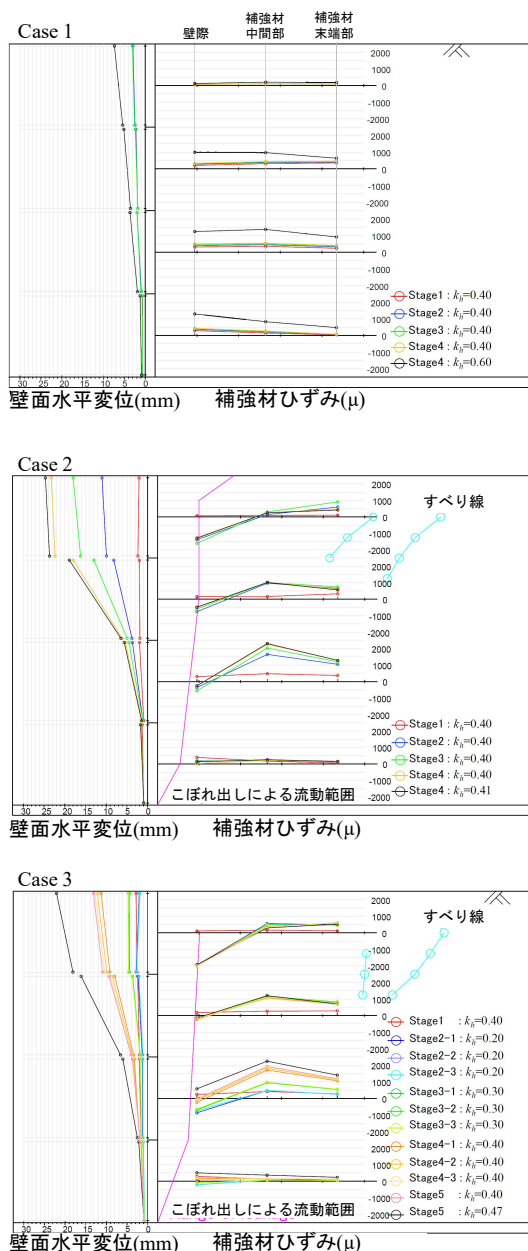


図4 壁面変位と補強材ひずみ

段部が最大値で11.36mmの変位となり、Case1と異なり変位が顕著に増加する結果となった。その後 Stage3 及び Stage4 に進行するごとに変位量は増加する傾向が確認された。また全体的な壁面の変位のモードは、Case1と比べ壁面上部から2段目までの壁面材の変位が卓越した前傾のモードであった。補強材のひずみは下から3段目の補強材における値を例示すると、Stage1では壁際で215 μ 、補強材中間部で240 μ 、補強材の端末部（壁から最も離れた位置をいう）で329 μ となり、Case1とほぼ同じ値を示したが、こぼれ出しを発生させた Stage2 では壁際

で753 μ となり、こぼれ出し前から約1,000 μ 減少し、Case1と異なる結果となった。また、補強材中間部は956 μ でこぼれ出し前との差分で約700 μ と増加し、補強材の端末部は650 μ でこぼれ出し前との差分で約300 μ の増加となり、壁面から離れた位置、特に補強材中間部は顕著にひずみが増加する傾向となった。

図4(c)はCase3の結果である。こぼれ出しの流動範囲及びすべり線はCase2と同様の傾向であった。Stage1の $k_h=0.4$ の変位量は壁面最上部が最大値で、2.3mmで他のケースとほぼ同じ変位量であった。こぼれ出しを発生させた Stage2-1の変位量は増加したが、その後の追加のこぼれ出しをしていない Stage2-2以降は、同じStage内で土槽の傾斜を繰り返しても変位が増大しないことを確認した。Stage4の最大傾斜である $k_h=0.4$ においてもCase2のStage2以降の結果と比較しても変位量が小さいことを確認した。また全体的な壁面の挙動は、Case2と同様に上部から2段目までの壁面材の変位が卓越した前傾モードであった。

こぼれ出しを発生させた Case2 及び Case3 は壁面変位モード、補強材のひずみ分布およびすべり線の発生位置が同様な傾向であった。両ケースともにこぼれ出しによる流動範囲は上部に行くにつれて範囲が広がっており、補強材のひずみが減少した位置は盛土材のこぼれ出し時の流動範囲付近であった。このことより、こぼれ出しにより壁面付近の盛土が緩み、補強材のひずみが減少したことが考えられる。さらに、その結果としてこぼれ出しの範囲外の補強材中間部に摩擦が再配分され、ひずみ量が増加したことが考えられる。

全てのケースにおいて壁面の水平変位の最大値を計測した壁面最上段部に着目し、補強材位置(H=700mm)における壁面の水平変位と水平地震力 k_h の関係を図5に示す。図より、Case1においてはこぼれ出しがないため、 $k_h=0.4$ までの範囲で除荷・再載荷を繰り返しても弾性的な挙動を示し、塑性変位はほとんど発生していない。Case2においては、各ステージにてこぼれ出し後の載荷により塑性変位が増加することが確認できる(図5(A))。Case3において、 $k_h=0.4$ に到達する前に $k_h=0.2$ 及び $k_h=0.3$ 相当の水平地震力で除荷・再載荷を繰り返し与えても、弾性的な挙動を示し塑性変位はほとんど発生していないことが確認された(図5(B))。また、Case3の骨格曲線はCase2の $k_h=0.4$ までの載荷時の曲線とほぼ一致した。こぼれ出しの抑止措置を講じた場合には、処女載荷以下の水平力を繰り返し載荷しても塑性変位が増加することがない。したがって、本震によってこぼれ出しが生じたと

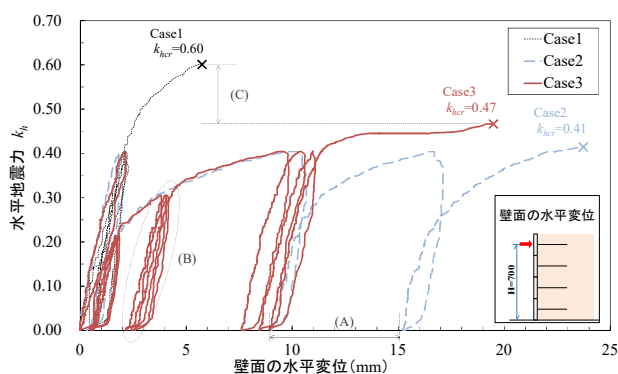
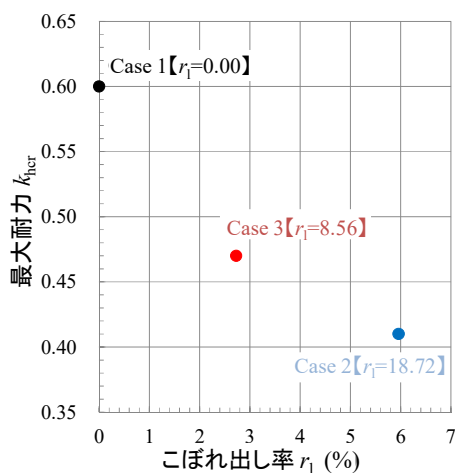


図5 壁面変位と補強材ひずみ

図6 最大耐力 k_{hcr} とこぼれ出し率 r_1 の関係

しても、その後の余震にそなえて速やかにこぼれ出しの抑止措置を講じることが、補強土壁の変形を拡大させないためには非常に重要であるといえる。

各ケースの最大耐力 k_{hcr} とこぼれ出し率 r_1 の関係を図6に示す。ここで、最大耐力とは模型が崩壊した時点の水平地震力のことをいう。各ケースの崩壊した時点は図5に×で示す。図より、こぼれ出しのないCase1の最大耐力 $k_{hcr}=0.60$ に対してCase2の最大耐力 $k_{hcr}=0.41$ であり、31.6%の耐力低下が確認され、Case3では最大耐力 $k_{hcr}=0.47$ であり21.7%の低下となった(図5(C))。このように、 r_1 が大きいほど k_{hcr} は小さくなっており、こぼれ出し率 r_1 と最大耐力 k_{hcr} の関係は相関性があることが確認できる。このことより、補強土壁の耐力低下を防止するにはこぼれ出しを抑止することが重要であることが分かる。

4. まとめ

補強土壁の盛土材こぼれ出し事例の分析と盛土材こぼれ出しの再現実験を行った。以下に、本報の範囲で得られた知見を示す。

- 1) 収集した事例では、こぼれ出しが生じた補強土壁は何らかの壁面の変形又は損傷による開口が生じていた。
- 2) 収集した事例では、盛土材のこぼれ出しが生じる原因となった開口位置を分類すると、補強土壁と連続する構造物との境界部、補強土壁面の水平目地部、補強土壁の壁面材の脱落部に分けられた。そのうち、最も事例の数が多かったのは境界部の開口によるこぼれ出しであった。
- 3) 収集した事例では、補強土壁と連続する構造物との境界部の開口発生パターンは、補強土壁面の面内方向の相対変位によるもの、補強土壁面の面外方向の相対変位によるもの、面内変位と面外変位の複合によるものに分類された。
- 4) 収集した事例では、盛土材のこぼれ出し後の対応として、立地条件次第では道路の通行止めなどを伴うこととなる盛土材の充填や補強土壁の再構築等が行われていた。
- 5) 再現実験の結果は、補強土壁にこぼれ出しが発生すると、こぼれ出しが無いものと比較して、同一の水平地震力に対する壁面変位が大きくなるとともに、崩壊にいたる際の水平地震力(最大耐力)が低下することを示した。
- 6) 再現実験の結果は、盛土材のこぼれ出しが生じた後にその後のこぼれ出しを抑止する措置を行うと、既往の水平地震力以下の作用を繰り返し载荷しても、変位は増加しないことを示した。
- 7) 再現実験の結果は、盛土材のこぼれ出し率と最大耐力には相関性を有することを示した。

以上の事例分析と再現実験の結果から、盛土材のこぼれ出しは補強土壁の耐震性を著しく低下させるため、最重要路線等において補強土壁が高耐久性を発揮するためには盛土材のこぼれ出しへの対策を検討する必要があることが明らかになった。根本的な対策は盛土材のこぼれ出しを未然に防止することであり、その実現には、壁面材の脱落が生じない機構とするとともに、補強土壁と連続する構造物との境界部、補強土壁面の水平目地部において、面内変位、面外変位、複合変位等のあらゆる壁面変位パターンに対しても開口部が生じない機構とする等

対策を検討する必要があることが明らかになった。

謝辞

本研究にあたり、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被害事例の収集・分析に対して多大なるご協力を頂いた。ここに記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 補強土壁の維持管理手法の開発に関する共同研究, 平成 28 年 3 月, 国立研究開発法人 土木研究所 ほか
- 2) 一般社団法人土木研究センター: ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第 2 回改訂版, 2013. 12

7.1.7 土工構造物に関する研究（カルバート）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動チーム）

研究担当者：佐々木 哲也，東 拓生，谷本 俊輔，稲垣 由紀子

【要旨】

高耐久性等を発揮するカルバートの設計法の検討に向け、カルバートの変状の把握とその要因の分析を行い、フォルトツリーを作成して現状の課題を整理した。変状が確認された部材・部位は多岐にわたり、コンクリートの特性や継手部材の劣化のような材料的要因と考えられる変状、カルバートへの外力の作用のような構造的要因が考えられる変状ともに見られた。外見が似た変状でも要因は異なる場合があるので、適切な要因の推定とそれを踏まえた措置の必要性が確認された。

キーワード：カルバート，変状，フォルトツリー，盛土，不同沈下

1. はじめに

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

平成 28 年度より、カルバートの変状事例を収集・整理し、「樋門・樋管のコンクリート部材における点検結果評価のポイント（案）」¹⁾（平成 28 年 3 月）を参考に、変状パターンとその要因の関係を分析しているが、平成 29 年度は対象事例を 20 事例追加し、同様の分析を行った。さらに、追加した事例も含めてカルバートの変状の傾向を把握し、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。

2. カルバートの変状に関する事例収集・整理

カルバートの変状事例について、カルバート毎に以下の項目について確認、整理した。各項目の確認は、資料からの読み取りまたは類推を基本とした。微地形区分は、防災科学技術研究所の J-SHIS²⁾（地震ハザードステーション）マップ上で確認した。斜角や土かぶりが不明な一部の事例では、Google Earth 上での判別も用いた。

- 1) 構造物名
- 2) 施設種別
- 3) 所在地の緯度・経度
- 4) 微地形区分
- 5) 構造形式
- 6) 形状
- 7) 内空断面寸法

8) 全長

9) 土かぶり

10) 斜角

11) 上部道路盛土ののり面勾配

12) 補強土壁上の盛土への該当の有無

13) カルバート坑口の構造

14) 基礎形式

15) 基礎地盤の改良状況

16) 設計法

17) 変状に対する措置の有無

18) 変状の進展可能性

19) 供用開始時期

20) 変状

21) 設計・施工上注意を要する立地条件への該当の有無

22) 変状の要因

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

（平成 28 年度対象事例）

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

（101 事例の内訳）

国土交通省・平成 26 年度：21 事例

国土交通省・平成 27 年度：23 事例

地方自治体・平成 27 年度：57 事例

（平成 29 年度対象事例）

- ・国土交通省・平成 28 年度の定期点検で判定区分Ⅲと報

告された 20 事例

定期点検結果⁵⁾の事例は、平成 26 年度から平成 28 年度の定期点検で判定区分Ⅲ（早期措置段階）と報告された中から、点検調書上の情報量が極端に少ないものを除いたものである。判定区分Ⅲ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）は、国土交通省・平成 26 年度、国土交通省・平成 27 年度、地方公共団体・平成 27 年度、国土交通省・平成 28 年度でそれぞれ、21/22, 23/45, 57/77, 20/25 で、平成 26 年度から 28 年度の定期点検結果の範囲では概ねの傾向は捉えることが可能と考えられた。なお、平成 29 年度に変状事例の分析をした時点では、カルバートの定期点検において 4 段階の判定区分のうち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かった。

3. 分析対象のカルバートの主要諸元

まず、平成 29 年度までに対象とした 130 のカルバートの主要諸元の分布について図-1 に示す。図-1 の各グラフ上の数値は、“該当件数, 全体に占める割合 (%)” で示している。

構造形式（図-1(a)）では、場所打ちボックスカルバートが 88%と大部分を占めていた。次にプレキャストアーチカルバートが多く、他にはプレキャストボックスカルバートや場所打ちアーチカルバートがあった。特殊な構造としては、底版がなく露頭した岩に直接 RC 部材でボックスを構築しているものもあった。単連または多連の別（図-1(b)）では、単連が 78%、2 連 1 層が 19%でこれらがほぼ全てを占めた。4 連 1 層のものもわずかに見られ、アンダーパスとして、上下線方向にそれぞれ車道と歩道が設けられ、上下線、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 71%、両坑口とも両側が擁壁に接続しているものが 21%で、これらのいずれかのもので 90%以上を占めた。

設計法（図-1(d)）は、カルバートの設計に関する指針やマニュアル類で、当該カルバートの設計で参照したと推定されるものについてまとめている。供用開始年度等が不明なため「推定不可」としたものが全体の 30%を占めるが、その多くは資料中の写真の様子からも、古い構造物で建設や供用開始当時の情報が残っていないものと考えられた。ヒンジ式アーチカルバートのような近年開発された工法のものについては独自のマニュアル^{例えば}67)、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

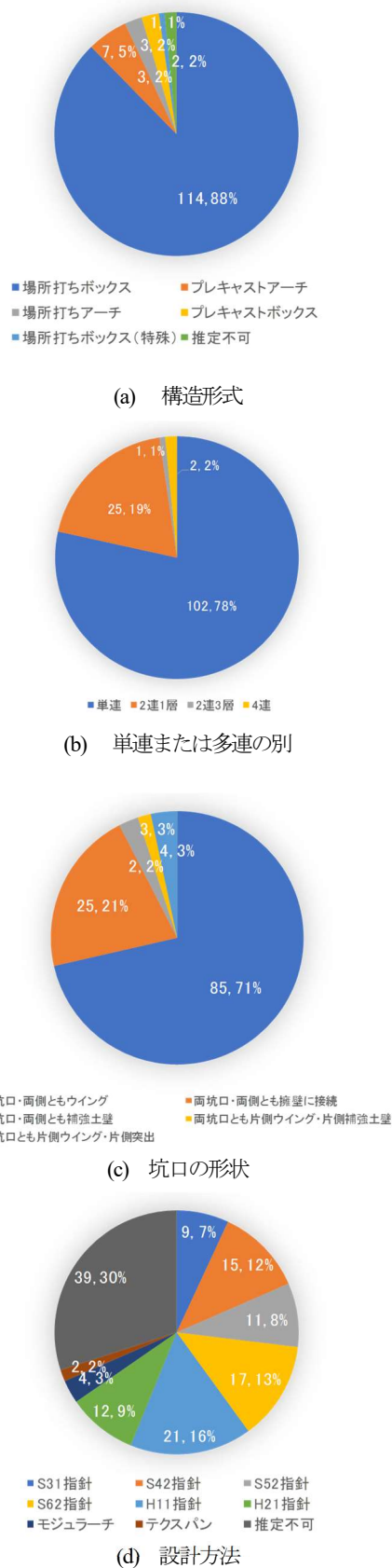
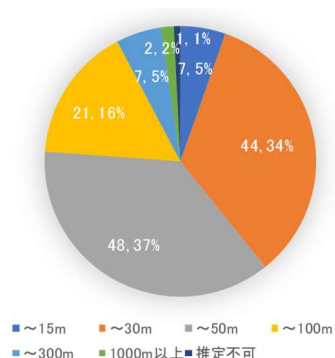
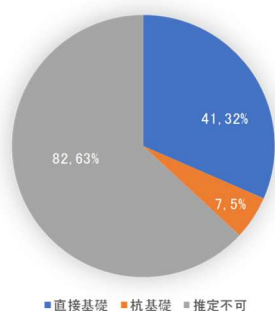


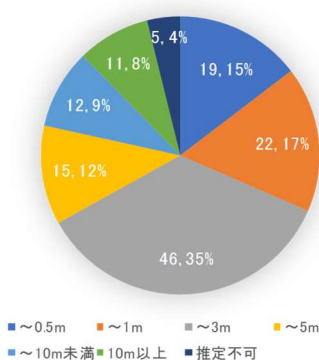
図-1 対象事例の主要諸元（その1）



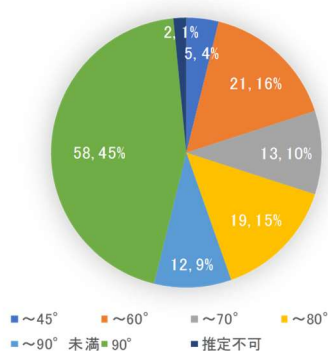
(e) 延長



(f) 基礎形式



(g) 土かぶり



(h) 斜角

図-1 対象事例の主要諸元 (その2)

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71%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。

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37%であったが、その中の大部分が直接基礎であった。

土かぶり(図-1(g))は、「カルバート上面から路面までの高さ」として、「道路土工カルバート工指針(平成21年度版)」⁸⁾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52%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45%は斜角が90°であったが、それよりも小さな斜角のものが54%あり、45°に満たない小さなものも見られた。

4. 変状とその要因の傾向

対象事例の範囲では、耐久性低下や第三者被害が懸念される事例はあったが、即座にカルバート内空や上部道路の機能を損なうような事例はなかった。

多く見られた変状を順に並べると表-1のようになる。表-1の件数および割合は、平成29年度までに対象とした計130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130のカルバートのうち、各事項に該当する件数および割合である。1つのカルバートで複数の事項に該当する場合は、それぞれの事項の件数に含まれている。

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

- ・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⁹⁾で寒冷地に該当することの確認。対象事例の範囲では、北海道，東北地方，北陸地方のほか，山梨県の事例が該当。

- ・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」¹⁰⁾および「道路橋示方書・同解説 IIIコンクリート橋・コンクリート部材編」¹¹⁾の塩害の影響地域に含まれることの確認

表-3の推定される変状要因は、点検調書や技術相談資料の記載や写真・図面等から以下のように分類した。そのため、必ずしも正確な要因ではない可能性もあるが、ここでは大まかな傾向を分析する目的で整理した。

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

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	110 (84.6%)
側壁のひびわれ	106 (81.5%)
頂版の剥離・鉄筋露出	63 (48.5%)
継手部材の劣化・破損	62 (47.7%)
ウイングのひびわれ・剥離	60 (46.2%)
頂版の漏水・遊離石灰	53 (40.8%)
側壁の剥離・鉄筋露出	52 (40.0%)
側壁の漏水・遊離石灰	51 (39.2%)
錆汁	31 (23.9%)
継手部の開き・ずれ	27 (20.8%)
カルバート内空への土砂の流入・水溜り	25 (19.2%)
排水施設の不具合	23 (17.7%)
内空道路の亀裂・段差	21 (16.2%)
継手部のずれ（水平方向）	18 (13.8%)
カルバートブロックの不同沈下	15 (11.5%)
土砂の堆積	14 (10.8%)
継手部のずれ（鉛直方向）	12 (9.2%)
カルバートブロック間の段差	12 (9.2%)
カルバートブロックの水平変位	11 (8.5%)
上部道路の亀裂・段差	10 (7.7%)
頂版・側壁の傾斜	6 (4.6%)
ウイングの水平変位	3 (2.3%)
ウイング取付部の開き	2 (1.5%)
ウイングの鉛直変位	1 (0.8%)

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)	70 (53.9%)
寒冷地	62 (47.7%)
軟弱地盤	46 (35.4%)
傾斜地盤	42 (32.3%)
集水地	31 (23.8%)
土かぶりが0.5m未満または10m超	14 (10.8%)
塩害の影響地域に該当	12 (9.2%)

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	124 (95.4%)
継手部材の経年劣化	52 (40.0%)
活荷重の影響	33 (25.4%)
盛土の変形	26 (20.0%)
基礎地盤の沈下	23 (17.7%)
偏土圧の影響	22 (16.9%)
塩分の飛来	19 (14.6%)
上載土圧の影響	9 (6.9%)
凍上	7 (5.4%)
洗掘	2 (1.5%)

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

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

- ・盛土の変形：継手部やウイング取付部の開き・ずれからカルバートブロックやウイングの変位が疑われるもの，上部道路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路面の段差から基礎地盤沈下が疑われるものや，カルバート沈下量観測の結果基礎地盤沈下が確認されたもの

- ・偏土圧の影響：カルバート片側に集中して縦断方向のひびわれが見られたもの

- ・塩分の飛来：塩害の影響地域に該当するものの他，内空道路路面に凍結防止剤を使用していることが想定されるカルバートで，内空の附属物の鋼材の腐食が見られ，飛来塩分の影響を受けたことが考えられるもの

- ・上載土圧の影響：カルバート頂版の中央部に縦断方向のひびわれが多数見られたもので，土かぶりが概ね7m以上のもの

- ・凍上：寒冷地で上部道路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，底板直下に空洞が広がったもの

表-2より，1つのカルバートで，複数の事項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立地条件にあったことがわかる。

表-3より、各種変状要因のうち、コンクリート材料に起因する要因には9割以上のカルバートが該当した。これに次いで、継手部材の経年劣化、活荷重や盛土の変形が該当するカルバートが多かった。

5. 各部材・各部位の変状と要因

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

5. 1 頂版のひびわれ

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

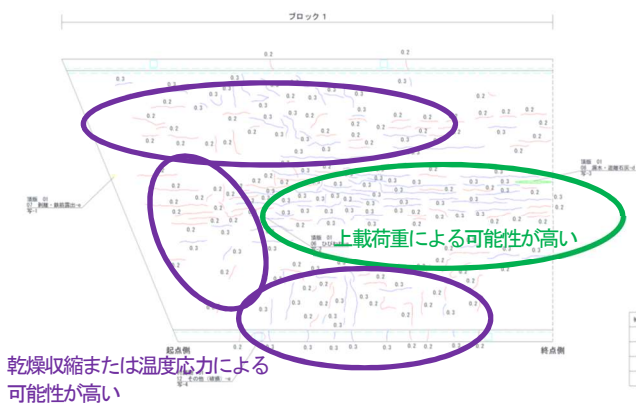
①については上載荷重の影響が考えられた。①が見られた事例では、概ね土かぶりが2.5m以下または7m以上であった。土かぶりが7m以上の一部の事例を除き、カルバートの上部は道路となっていた。土かぶりが2.5m以下の事例では主に活荷重、土かぶりが7m以上の事例では主に上載土圧の影響が考えられる。



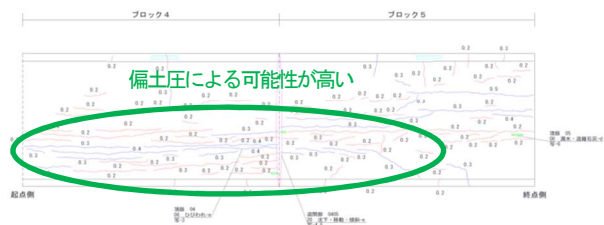
(a) 上載荷重によると考えられる軸方向ひびわれ
(本写真は活荷重による例)



(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



(a) 上載荷重によるひびわれおよび
乾燥収縮または温度応力によるひびわれ



(b) 横断方向片側に集中したひびわれ
図-2 頂版のひびわれの例

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

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

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

5. 2 側壁のひびわれ

側壁のひびわれについては、底版から立ち上がる、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、部材やカルバートの耐久性への影響が異なると考えられるため、発生要因の適切な推定が必要である。



写真-2 側壁の鉛直方向ひびわれの例

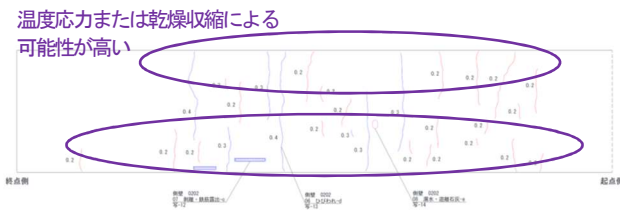


図-3 側壁のひびわれの例

5.3 ウイングのひびわれ

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

5.4 材料劣化に伴うコンクリート部材の変状

頂版、側壁、ウイングのコンクリート部材において、コンクリートのうき・剥離や鉄筋露出、錆汁が生じて、第三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))。



(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

こうしたコンクリート部材の変状は、ひびわれから派生したものや、5.5に後述する継手部の変状から進展したもの、つまり、変状した継手部からの常時や多量の漏水の影響で、遊離石灰、うきや剥離が生じたものもあった。ひびわれや継手部の変状が、うき・剥離、鉄筋腐食等、第三者被害や耐荷力不足のおそれがある状態へ進展することがないか、経過観察が必要である。

5.5 カルバート継手部の変状

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

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。



(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



(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

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2004年頃と10年以上が経過し、継手部について補修歴がないと考えられるものであった。後者の要因としては、基礎地盤の沈下やそれに伴うカルバートブロックの沈下、盛土の変形に伴うカルバートブロックの変位などが考えられた。

5. 6 ウイング取付部の変状

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



(a) 止水材の劣化・破損および水の流出



(b) カルバートとウイングの表面の段差



(c) 盛土とウイングの隙間

写真-6 ウイング取付部の変状の例

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

5. 7 排水施設の不具合

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

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



(a) 導水工の破損による漏水



(b) 排水溝の土砂詰まり

写真-7 排水施設の不具合

排水溝の詰まりを生じる土砂は、継手部の開き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。

5. 8 底版の変状

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

ただし、対象事例のうち2事例ではあるが、水路カルバートにおいて、カルバート直下の基礎地盤が洗掘を受け、空洞となっている事例（写真-8）が見られた。



写真-8 底版直下の洗掘による空洞



(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 内空道路路面の亀裂・段差

5. 9 内空道路路面の変状

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

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

全体に生じたものについては、凍結融解が要因と考えられた（写真-9(b)）。舗装面の亀裂と併せて、凍結融解に備えて内空道路路面に散布される凍結防止剤の塩分により、照明器具等の付属物の取付部が腐食しているのが見られる場合もあり、第三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。

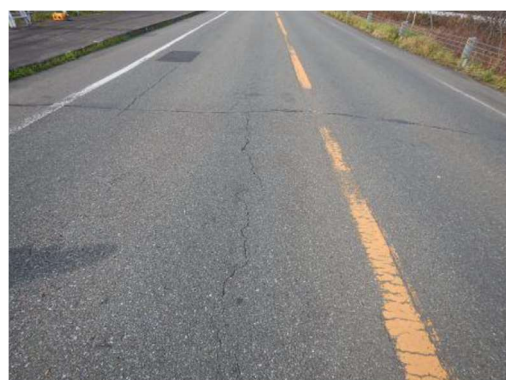
5. 10 上部道路路面の変状

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

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

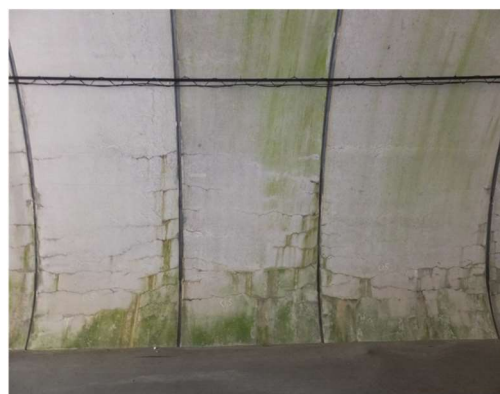


(a) カルバートと盛土の境界に沿った亀裂



(b) 上部道路縦断方向も含む亀裂

写真-10 上部道路路面の亀裂・段差



(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

5. 11 新形式のカルバートの変状

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

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

新形式のカルバートでは、多数のブロックが連結や接合された箇所が多く、盛土の変形や基礎地盤の沈下の影響を受けて開きや段差の発生、隣接するブロック同士が引き合い欠損の発生も想定される。内空への水や土砂の流入、

ブロックの強度不足等への進展可能性がある変状の起こりやすい箇所が多いといえるので、見逃さず、適切な措置につなげる必要が考えられる。

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

6. カルバート変状に関するフォルトツリー(変状までの部分)

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

ここで作成するフォルトツリーでは、カルバートの機能喪失、あるいは耐久性低下、第三者被害に至る経路を素因—要因—変状—機能喪失等を生じ得る状態の一連の流れで示す。各部材・部位の変状が進展しても、耐久性低下や第三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、これらが同時に起こることも考えられる(図-4)。

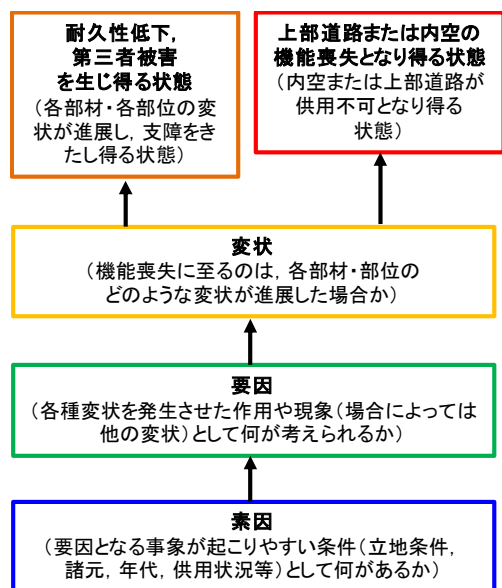


図-4 フォルトツリーイメージ

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

6.1 コンクリート部材のひびわれ

5.1 より、頂版のひびわれの要因としては、主に、乾燥収縮、温度応力、活荷重、上載土圧、偏土圧が考えられる。

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

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22事例のうち20事例、つまり90.9%が斜角を有しており、斜角を有する割合は全130事例中の斜角を有する割合(53.9%)に比べて約1.7倍となった。

また、偏土圧が疑われた22事例のうち12事例、つまり54.5%が傾斜地盤に設置されており、全130事例中の傾斜地盤の割合(32.3%)に比べると多かった。

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

5.3 より、ウイングのひびわれの要因の多くは、乾燥

収縮やアルカリ骨材反応であり、コンクリートの強度発現機構や打設条件によるものである。

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

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

6.2 材料劣化に伴うコンクリート部材の変状

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

頂版または側壁の漏水・遊離石灰、剥離・鉄筋露出が見られた事例のうち集水地に該当する割合は、表-4に示すとおり、全体での該当割合に比べて1.5倍近くになる。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いと考えられる。

表-4 コンクリート部材の変状と集水地への該当状況

コンクリート部材の変状	集水地への該当 (変状ありの事例中)	集水地への該当 (全体)
頂版の漏水	(16/53) = 30.2%	(31/130) = 23.8%
側壁の漏水	(18/51) = 35.3%	
頂版の剥離	(20/63) = 31.7%	
側壁の剥離	(13/52) = 25.0%	

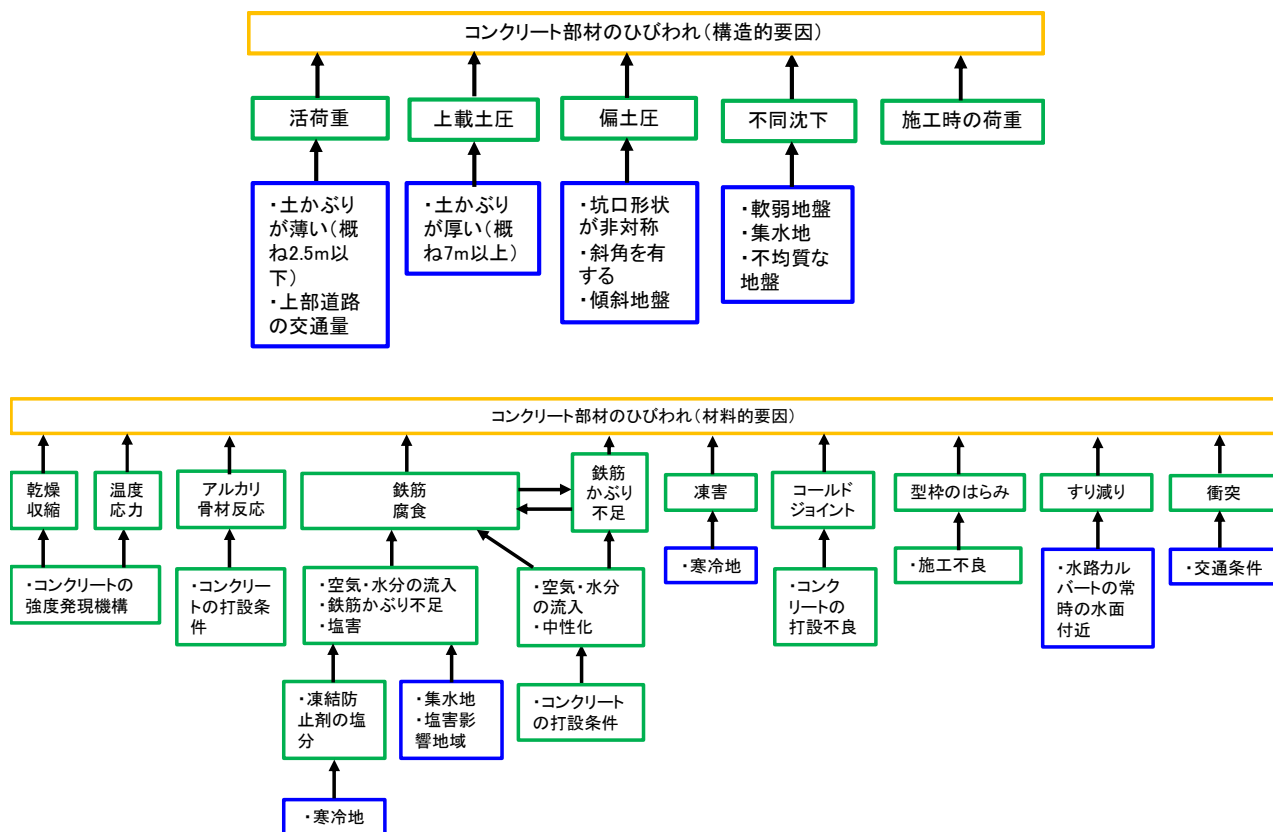


図-5 ひびわれへの経路

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-6のように整理される。

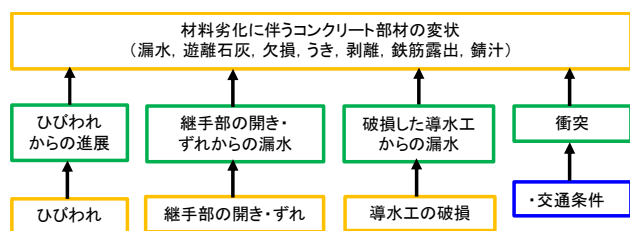


図-6 コンクリート部材の変状への経路

6.3 カルバート継手部の変状

5.5より、継手部の変状には経年劣化による止水部材の劣化・破損のみのものと、開き・ずれを伴い、盛土の変形や基礎地盤の沈下が要因と考えられるものがあった。

後者が生じやすい立地条件としては、軟弱地盤、集水地、傾斜地盤が想定された。そこで、軟弱地盤、集水地、傾斜地盤への該当割合について、盛土の変形や基礎地盤の沈下が考えられた事例に対する割合と、全体での割合を表-5

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

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

以上より、変状経路は図-7のように整理される。

表-5 継手部の変状と軟弱地盤等への該当状況

	軟弱地盤	集水地	傾斜地盤
盛土の変形が疑われる 26 事例中	14/26 =53.4%	10/26 =38.5%	8/26 =30.8%
基礎地盤の沈下が疑われる 23 事例中	17/23 =73.9%	8/23 =34.8%	5/23 =21.7%
全 130 事例中	46/130 =35.4%	31/130 =23.8%	42/130 =32.3%

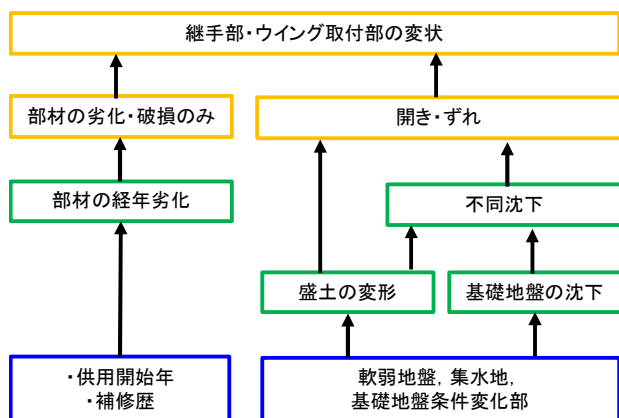


図-7 継手部の変状への経路

6.4 ウイング取付部の変状

5.6より、ウイング取付部の変状は継手部の変状と類似しており、開き・ずれがカルバートブロック間ではなく、カルバートや盛土とウイングの間で生じた状況といえる。

要因として、盛土の変形や基礎地盤の沈下が考えられ、

6.3で前述のとおり、軟弱地盤や集水地、基礎地盤条件の変化部に該当しやすい。そのため、変状経路はカルバート継手部(図-7)と同様に整理される。

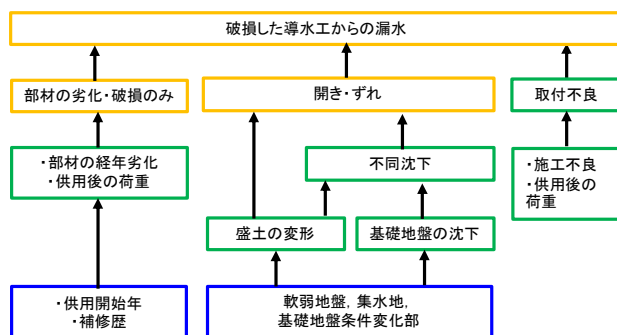
6.5 排水施設の不具合

5.7より、排水施設の不具合には、カルバートブロック間に設けられた導水工からの漏水で、経年劣化や衝突を受けたことによる部材の破損によるもの、取付不良のもの、軟弱地盤や集水地での盛土の変形や基礎地盤の沈下が要因と考えられるものがあった。また、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堆積し、排水溝が詰まったものがあった。そのため、変状経路は図-8のように整理される。

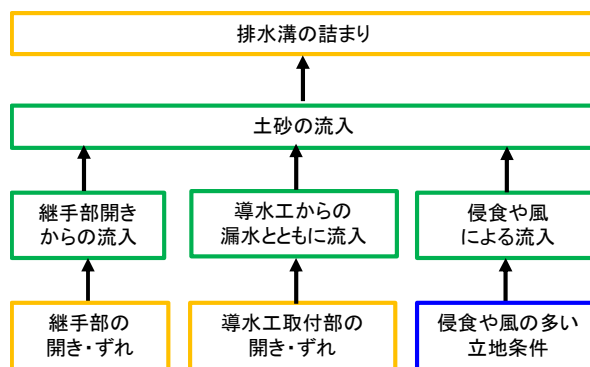
6.6 底版直下の空洞発生

5.8に示した、水路カルバート坑口付近の基礎地盤が洗掘を受け、底版直下に空洞ができた2事例はいずれも傾斜地盤で集水地の立地条件であった。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18事例あったが、そのうち集水地のものが16事例(88.9%)、傾斜地盤のものが8事例(44.4%)であった。集水地や傾斜地盤への該当割合が、全130事例に対する該当割合(集水地:23.8%、傾斜地盤:32.3%)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130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。



(a) 導水工の破損による漏水への経路



(b) 排水溝の詰まりへの経路

図-8 排水施設の不具合への経路

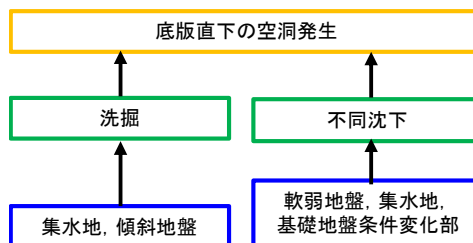


図-9 底版直下の空洞発生への経路

以上を踏まえ、変状経路は図-9のように整理される。

6.7 内空道路面の変状

5.9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-10のように整理される。

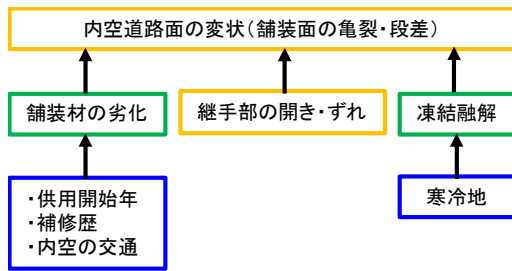


図-10 内空道路路面の変状発生への経路

6.8 上部道路路面の変状

5. 10に示した、背面盛土の沈下によると考えられる上部道路路面の亀裂は軟弱地盤や集水地、凍上によると考えられる亀裂は寒冷地で発生しやすいと考えられる。舗装材の劣化による亀裂は上部道路の交通等、供用状況に応じて生じると考えられる。これらの他、継手部やウイング取付部が開いた隙間からの盛土材流出が進んで盛土内が空洞化した場合にも、上部道路路面の亀裂発生が想定される。以上より、変状経路は図-11のように整理される。

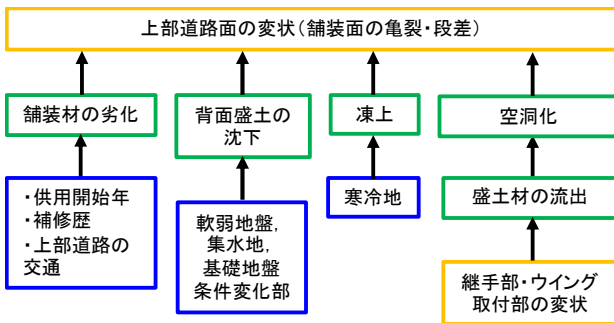


図-13 上部道路路面の変状発生への経路

7. まとめ

過去の技術相談案件、「シェッド・大型カルバート等定期点検要領」に基づく定期点検結果で確認されたカルバートの変状について、技術相談資料や点検調書の情報をもとに変状やその要因、立地条件との関連について整理し、各変状に至る経路（フォルトツリー）をまとめた。

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

た。

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

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

一方、ひびわれでも上載土圧や上部道路の活荷重によると考えられるもののほか偏土圧によると考えられるもの、基礎地盤の沈下や盛土の変形に伴うカルバートブロックの沈下や変位に起因すると考えられる各種変状（継手部やウイング取付部の変状、カルバートブロック間に設置された導水工の破損、内空道路路面や上部道路路面の亀裂等）のように、カルバートに作用した外力による構造的要因での変状も見られた。

今回対象とした130のカルバートの中で、材料的要因のみ、構造的要因のみ、これら両方の要因で変状が生じたと考えられたのは、それぞれ、50件（38.5%）、6件（4.6%）、74件（56.9%）であった。

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

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

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

後注意すべきと考えられた。

これらの注意を要すると考えられた変状については、事例をもとにした数値解析等で、実際に発生し得る応力状態を再現して、進展可能性等を確認したい。

参考文献

- 1) (国研) 土木研究所先端材料資源研究センター：樋門・樋管のコンクリート部材における点検結果評価のポイント(案)，平成28年3月
- 2) (国研) 防災科学技術研究所：J-SHIS 地震ハザードステーション，<http://www.j-shis.bosai.go.jp/googleearth>
- 3) 国土交通省 道路局：シェッド・大型カルバート等定期点検要領，平成26年6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，平成26年6月
- 5) 国土交通省：道路メンテナンス年報，
http://www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/yobohozen_maint_index.html
- 6) テクスパン工法技術検討委員会：テクスパン工法設計施工マニュアル(案)，平成10年12月
- 7) モジュラーチ工法協会：Modularch 技術マニュアル，平成20年7月
- 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)，平成22年3月
- 9) (公社) 雪センター：積雪寒冷地域，
http://www.yukicenter.or.jp/activity/menu_01_02.html
- 10) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV下部構造編，平成24年3月
- 11) (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，平成29年11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

7.2.1 トンネルに関する研究

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:砂金伸治, 石村利明, 小出孝明, 日下敦, 森本智／新田弘之, 百武壮

【要旨】

既設のトンネルに変状が発生した場合の対策工の選定は、個別の変状に対して過去の経験や実績等による場合が多く、補修・補強工法の設計手法としては未確立な面が残されている。また、トンネルの補修・補強を実施する際には長時間の交通規制を伴うため、社会的コストへの影響を最小限に抑えるために補修・補強工の耐久性の向上や施工の簡略化なども求められている。平成29年度は、トンネル補修・補強工の設計にあたって対象とすべきはく落荷重を推定するため、過去の点検データに基づいた分析を行うとともに、トンネル補修・補強工の力学的特性を把握するため、供試体寸法と押抜き形状等を変化させた押抜き試験を実施した。また、耐久性を正確に把握するために室内試験の開発を目的として、促進試験と耐荷力試験を組み合わせることができるよう、現状の押し抜き試験供試体のコンパクト化、アルカリ浸漬による劣化促進条件と押し抜き性能との相関関係を検討した。

その結果、トンネル補修工で想定されるはく落片の規模等は、トンネル施工法により異なるトンネル構造や変状の特徴をふまえ適切に設定する必要があること、アルカリ浸漬による長期耐久性を接着力と材料劣化の両面から評価する必要があることが明らかとなった。

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

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

今後、このような対応を要するトンネルが増加する傾向にあると考えられるが、更新やトンネルの断面に

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

本研究では、より効果の高い、施工性や維持管理性に優れた、新たな補修・補強工法の提案に対する要請に応えることを目的に、それらに優れたトンネルの補修・補強工法の開発を行うものである。平成29年度は、トンネル補修・補強工の設計にあたっての過去の点検データに基づいたはく落塊の分析を行うとともに、トンネル補修・補強工の力学的特性を把握するため、供試体寸法と押抜き形状等を変化させた押抜き試験を実施した。

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

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

2.1.1 トンネル補修工で想定するはく落塊の分析

トンネル補修工は、一般に覆工コンクリートの材質劣化等に伴って発生するひび割れや、コンクリートのうき・はく離部のはく落を防止する目的で設置することが多い。したがって、合理的なトンネル補修工の設計にあたっては、はく落の可能性のある変状の面積等から、はく落塊の規模を適切に想定することが重要となる。

トンネル補修工で想定するはく落塊の分析は、過去の点検結果を整理することにより実施した。対象トンネルは、国土交通省の各地方整備局等が管理する平成28年度に定期点検を実施した道路トンネルの中から、「うき・はく離」の変状結果が記録された282トンネルとした。変状の内訳は、矢板工法で施工された138

トンネルの12,596変状、NATMで施工された144トンネルの8,612変状である。これらの各変状について、表面積の分布を示すとともに、トンネル施工法による傾向について分析を行った。

図-1に結果を示す。まず、うき・はく離の面積は、矢板工法およびNATMともに 0.1m^2 程度以下のものが多いことがわかる。次に、全体の約80%の累計に達するうき・はく離の面積は、矢板工法で 0.4m^2 程度、NATMでは 0.2m^2 程度となる。この結果は、NATMの覆工コンクリートのうき・はく離部の多くが横断目地周辺のごく一部での発生していることに対して、矢板工法はトンネル覆工を打設する際に多くの打ち継ぎ目（水平打ち継ぎ目、横断目地）を有するとともに、防水シートが設置されていないことによる打ち継ぎ目やひび割れ等からの漏水等によって材質劣化が大きいものと考えられる。上述の結果をふまえ、設計に用いるはく落荷重についてそれぞれの工法を例に算出する。ここでは、設計はく落荷重の算出は、近接目視や打音により把握した変状箇所の表面積に、覆工厚と単位体積重

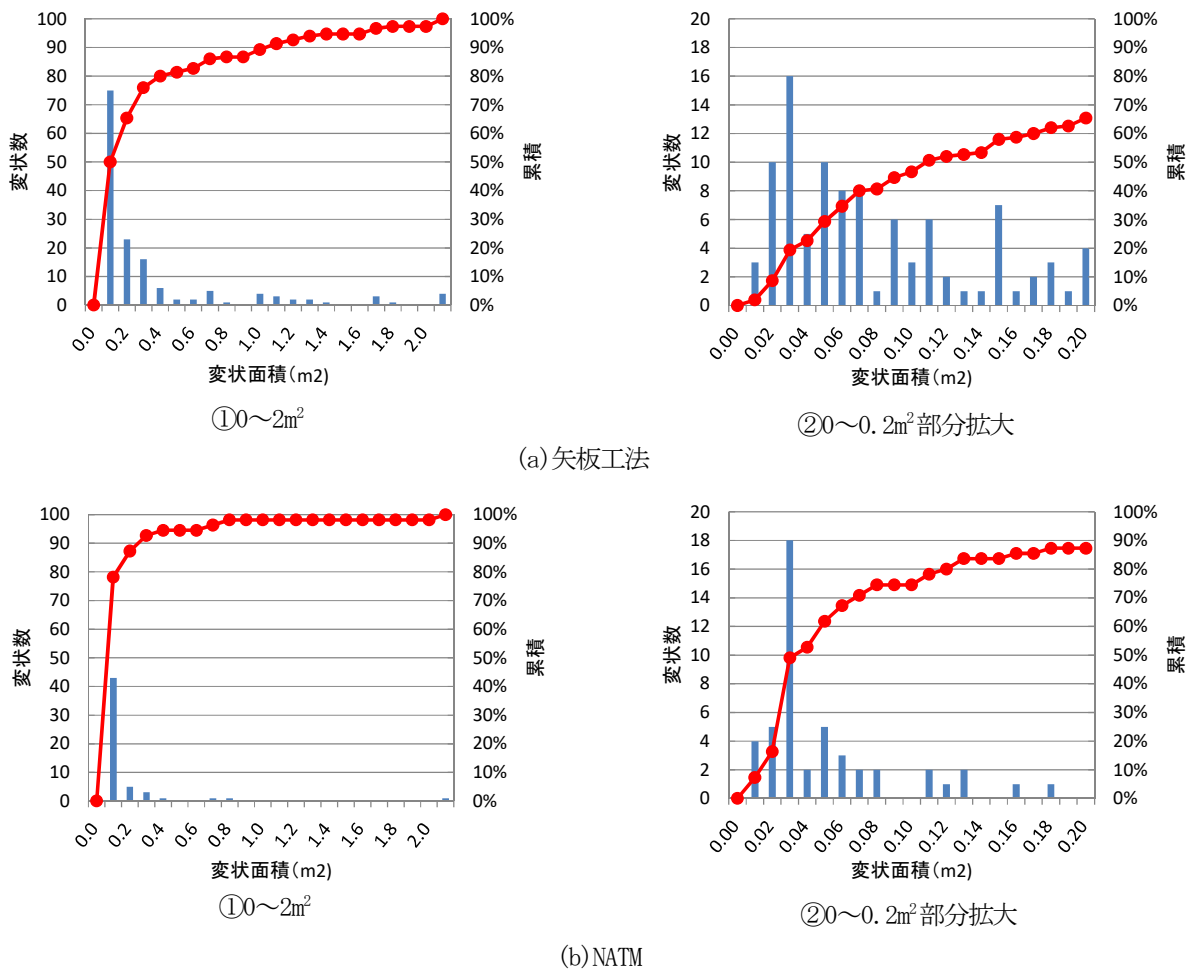


図-1 点検データに基づくうき・はく離の面積

量を乗じて算出することとした。単位体積重量を22.5kN/m³と仮定すると、設計はく落荷重は、矢板工法（面積0.4m²、巻厚600mmと仮定）を想定した場合は5.4kN、NATM（面積0.2m²、巻厚300mmと仮定）を想定した場合は1.35kNとなる。

一方で、うき・はく離の面積が2m²を超える変状は、矢板工法で3%程度、NATMで1%程度存在し、比較的大きい面積のものがあることも確認された。

以上の結果から、トンネル補修工で想定するはく落塊は、トンネル施工法に応じて、構造や変状の特徴をふまえて適切に設定する必要があることが明らかとなった。

2.1.2 トンネル補修・補強工の力学的挙動および性状の把握

本項では、施工性・維持管理性に優れた補修・補強工の設計・施工法の開発・評価を行う際の基礎資料を得るため、トンネル補修工の力学的挙動および性状を把握するための押抜き試験の検討結果を示す。

押抜き試験は、補修工の耐荷力を決定するメカニズムを把握することにより、合理的な設計の考え方や耐久性の高い材料選定等に反映させる知見を得ること、また、トンネル補修工の評価をする際の合理的な試験方法の提案にあたっての基礎資料を得ることを目的とした。

(1) 試験方法

対象としたトンネル補修工は、覆工コンクリートのはく落防止を目的に多くの実績を持つ、シート系（炭素繊維シート）およびネット系（FRP ネット工）の当て板工とした。試験に用いた補修工の材料特性を表-1、表-2に示す。

押抜き試験は、小型の供試体（400×600×60mm）を用いた小型押抜き試験と、大型の供試体（1500×1500×150mm）を用いた大型押抜き試験の2種類について実施し、それぞれの耐荷力・挙動の違いを把握した。実験ケースを表-3、表-4に示す。

押抜き形状は、小型押抜き試験は3形状（円形、矩形、ひし形）、大型押抜き試験は2形状（円形、ひし形）とし、各形状の面積は、小型・大型の押抜き試験ともに円形の面積を基本として他の形状も同程度の面積とした。載荷方法は、変位を単純載荷するケースを基本とし、小型押抜き試験のシート系当て板工のケースについては、覆工コンクリートのひび割れが年間の温度変化等による影響を受け変化した場合を想定し、載荷と除荷を繰り返す載荷方式をあわせて実施し

表-1 シート系（炭素繊維シート）の仕様

補修工	仕様			
	炭素目付 g/m ²	引張強度 N/mm ²	引張弾性率 kN/mm ²	降伏ひずみ μ ^{※1}
炭素繊維シート	207	4124	262	15.740
プライマー ^{※2}	エポキシ樹脂	コンクリート付着強度5.8N/mm ²		
含浸接着樹脂 ^{※2}	エポキシ樹脂	曲げ強さ: 95N/mm ²		
		引張強さ: 46N/mm ² 引張せん断強さ: 16N/mm ²		

※1引張強度と引張弾性率から降伏すると推定されるひずみ

※2JIS Z8704に準じた試験値

表-2 ネット系（FRP ネット工）の仕様

材質	断面積 mm ²	引張耐力 ^{※1} kN	引張強度 ^{※1} N/mm ²	引張剛性 ^{※1} kN	引張弾性率 ^{※1} kN/mm ²
ガラス繊維・ビニルエステル樹脂	13.1	9.73	743	435	33.2

※1 JSCE-E-531-2010に準拠

表-3 小型押抜き試験のケース一覧

補修工	固定ボルトピッチ	押抜き形状	面積	載荷方法
シート系当て板工 （炭素繊維シート）	—	円形 （φ100）	φ=100mm, A=7850mm ²	単純載荷 繰返し載荷
		矩形	88.6×88.6mm, A=7850mm ²	単純載荷 繰返し載荷
		ひし形	207.8×75.6mm, A=7855mm ²	単純載荷 繰返し載荷
ネット系当て板工 （FRPネット）	並列500mm	円形 （φ100）	φ=100mm, A=7850mm ²	単純載荷
		矩形	88.6×88.6mm, A=7850mm ²	単純載荷
		ひし形	207.8×75.6mm, A=7855mm ²	単純載荷

表-4 大型押抜き試験のケース一覧

補修工	固定ボルトピッチ	押抜き形状	面積	載荷方法
シート系当て板工 （炭素繊維シート）	—	円形 （φ200）	φ=200mm, A=31400mm ²	単純載荷
		ひし形	415×151mm A=31300mm ²	単純載荷
ネット系当て板工 （FRPネット）	並列500mm 千鳥250mm	円形 （φ200）	φ=200mm, A=31420mm ²	単純載荷
		千鳥250mm	—	単純載荷
		ひし形	415×151mm A=31300mm ²	単純載荷

表-5 供試体の寸法および目標強度一覧

供試体	寸法（縦×横×厚さ） mm	強度（目標値） N/mm ²
小型供試体	400×600×60	24
大型供試体	1500×1500×150	18

表-6 押抜き試験時の供試体強度一覧

供試体	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	ポアソン比
小型供試体	27.8	21.0	0.18
大型供試体	20.7	16.5	0.14

た。なお、押抜き形状の作成は、試験供試体を作成する際に所定の位置に押抜き形状の型抜き部を設ける

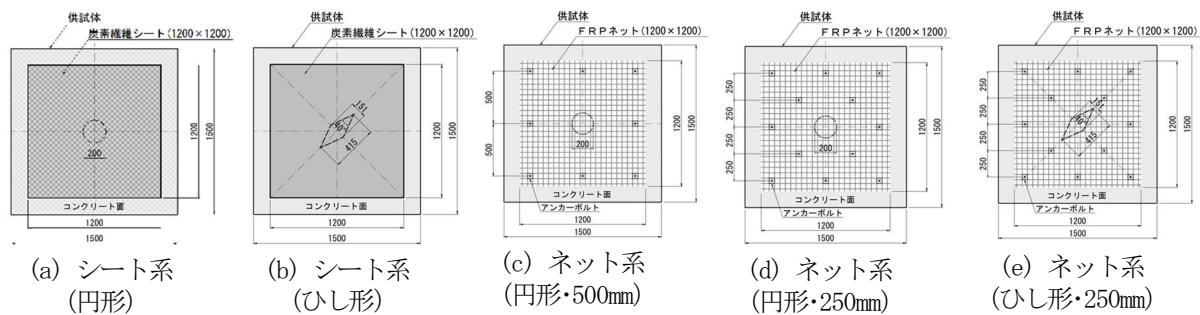


図-3 大型押抜き試験の押抜き形状と固定ボルトピッチ

ことにより作成した。また、表-5に供試体の寸法および目標強度一覧を、表-6に実験時における供試体の強度を確認するための管理供試体による供試体強度一覧を示す。試験方法は、シート系の補修工については土木学会規準「コンクリート片のはく落防止に適用する表面被覆材の押抜き試験方法(案)(JSCE-K533-2010)」に準拠し、ネット系の補修工については「NEXCO試験方法 トンネル関係試験方法：トンネルはく落防止用ネット工法等の引き抜き試験方法」に準用した試験方法とした。図-2に大型押抜き試験の試験方法の概要を、図-3に押抜き形状と固定ボルトピッチの概要図を示す。写真-1の(a)にシート系、(b)にネット系の試験状況を示す。

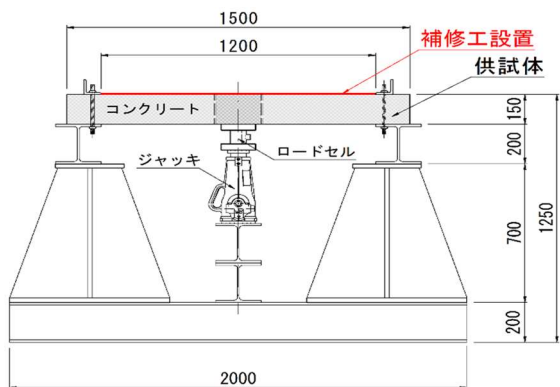
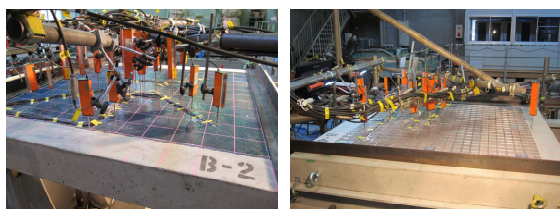


図-2 大型押し抜き試験の概要図



(a)シート系 (b)ネット系

写真-1 補修工の押抜き試験状況

(2) 試験結果

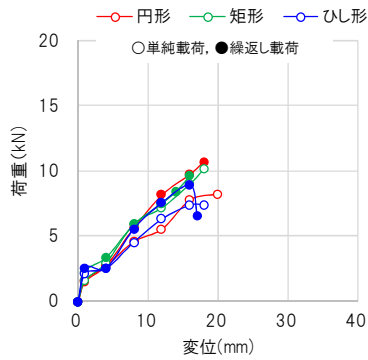
1) 小型押抜き試験

シート系当て板工(炭素繊維シート)の実験結果について、図-4の(a)に変位と荷重、(b)に変位とはく離周長の関係を示す。各ケースともに変位の増加とともに押抜き形状外縁の外側へシートのはく離が進行し、シートのはく離が供試体外縁まで進行したことによって破壊する形態となった。また、破壊にいたるまで、各ケースともにシートの損傷等は見られなかった。図-4から、各ケースともに載荷開始から破壊に至るまで、同程度の荷重と変位で推移し、それに伴いはく離周長も一定の増加を示している。はく離の進行により破壊に至った変位20mm程度において最大荷重となり、その際のはく離周長は1,000mm程度となっている。各ケースの最大荷重とはく離周長は多少のばらつきはあるもの、顕著な差異はみられず、押抜き形状による影響、載荷形態による影響は見られない。

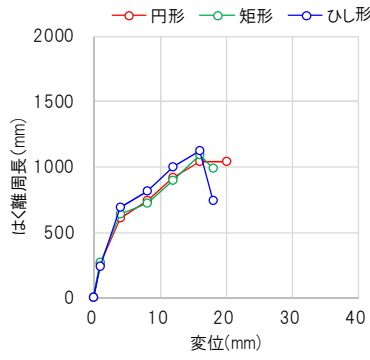
ネット系当て板工(FRPメッシュ)の実験結果について、図-5に変位と荷重の関係を示す。各ケースともに変位の増加とともに筋材に荷重がかかり、押抜き部材に接する箇所の筋材が破断することにより破壊する形態となった。各ケースの最大荷重は多少のばらつきはあるものの、顕著な差異はみられず、押抜き形状による影響はみられない。

2) 大型押抜き試験

シート系当て板工(炭素繊維シート)の実験結果について、図-6の(a)に変位と荷重の関係、(b)に変位とはく離周長の関係を示す。各ケースとも小型押抜き試験で確認した変位20mm程度の段階までは、荷重の増加とともにシートのはく離が進行する結果となった。その後、載荷を継続した結果、押抜き形状が円形の場合は、変位と荷重、はく離周長は増加傾向を示していたが、はく離が外縁まで達する手前の段階(変位47mm程度、最大荷重24kN程度)においてシートが破断し破壊に至った。ひし形の場合は、円形に比べ変位・荷



(a) 変位と荷重



(b) 変位とはく離周長

図-4 試験結果 (シート系 小型)

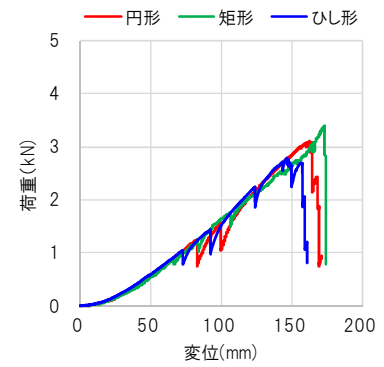
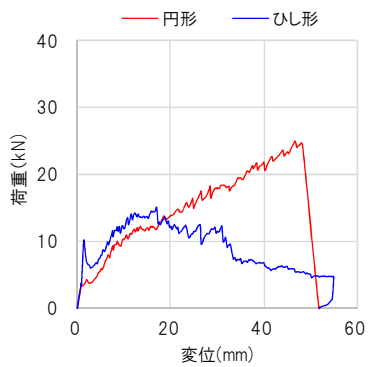
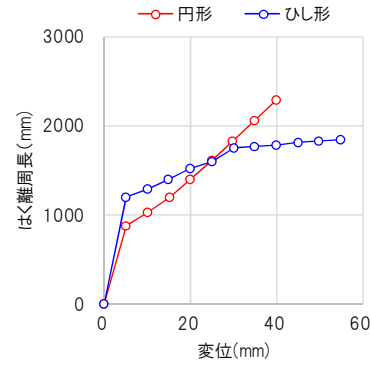


図-5 試験結果 (ネット系 小型)



(a) 変位と荷重



(b) 変位とはく離周長

図-6 試験結果 (シート系 大型)

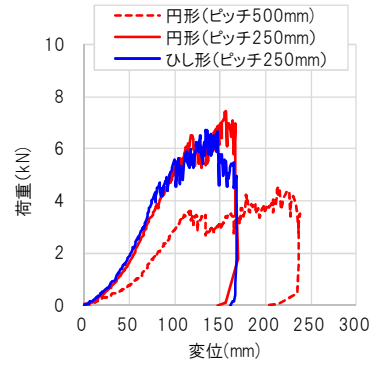


図-7 試験結果 (ネット系 大型)

重ともに小さい領域 (変位 17mm 程度, 最大荷重 15kN 程度) において, 鋭角部が接触する付近のシートが損傷を受け, 耐荷力が低下する結果となった。

ネット系当て板工 (FRPメッシュ) の実験結果について, 図-7に変位と荷重の関係を示す。押抜き形状が異なる円形とひし形 (いずれもボルトピッチが250mm) を比較すると, 最大荷重が約6~7kNでほぼ同程度であり, 最大荷重となる変位も160mm程度でほぼ同程度であった。一方, ネットを固定するボルトピッチが異なる250mmと500mm (いずれも円形) を比較すると, ボルトピッチ500mmが250mmに比べて最大荷重が明らかに小さい結果となった。

(3) 補修工の耐荷力を決定するメカニズム

以上の試験結果から, 補修工の設計にあたっては, 想定するはく落片の規模, はく落形状等を考慮するとともに, 補修工の材料の強度特性との関係を把握し, 耐荷力が決定する条件を明らかにしておく必要があると考えられる。ここでは, シート系とネット系の補修工について, 耐荷力を決定するメカニズムについて検討する。

1) シート系補修工の耐荷力

シート系補修工の破壊形態を表-7に示す。破壊形態は小型供試体を用いた実験条件の場合にははく離の進行 (写真-2の(a)) により決定し, 大型供試体を用いた実験条件の場合はシートの破断あるいは損傷 (写真-2の(b)) により決定する結果となった。

まず, シートのはく離進行による耐荷力は, 単位はく離強さ (荷重 / はく離周長) により評価する⁴⁾ことが一般的である。実験で得られた荷重とはく離周長の関係を図-8に示す。小型供試体の場合, 両ケースともにはく離が供試体外縁まで進行し破壊するまでシートの損傷は確認されず, 荷重の増加とともにはく離周長も増加していることがわかる。また, 大型供試体の場合, 押抜き形状が円形のケースは最大荷重 (25.1kN) においてシートが破断する直前に観察した段階 (荷重 23.4kN, はく離周長2,441mm) まで, ひし形のケースは最大荷重 (15.1kN) においてシートが損傷する直前に観察した段階 (荷重13.7kN, はく離周長1,398mm) までは, 荷重の増加とともにはく離周長も増加していることがわかる。一方, シートが損傷した段階以降におい

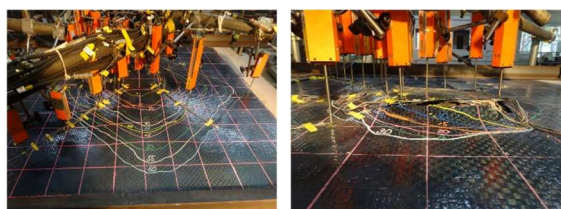
ては、荷重とはく離周長の関係に相関は見られない。

次に、シートの破断あるいは損傷による耐荷力は、シート材料の強度特性により評価する必要があると考えられる。荷重とシートに発生したひずみの関係を図-9に示す。シートに発生したひずみは、押抜き部の外縁から法線状に配置したひずみゲージにより把握した。シートに発生するひずみは、各ケースともに引張ひずみが作用し始めてから損傷を受けるまでの間、荷重との相関を確認できる。一方、大型供試体の円形のケースは荷重値25.1kN程度において、ひし形のケースにおいては荷重値14kN程度において、シートの破断あるいは損傷が目視観察により確認され、それ以降はひずみあるいは荷重が低下していることが計測結果からも確認することができる。また、押抜き形状が円形の場合、小型供試体は最大で6,500 μ 程度（荷重11.3kN程度）であるのに対し、大型供試体は最大で17,800 μ 程度（荷重25.1kN）であり、表-1に示した本実験条件における引張強度と引張弾性率から降伏すると推定されるひずみ（15,740 μ ）を上回っていることから、シートの許容を超過したため破断に至ったと考えられる。また、押抜き形状がひし形の場合、小型供試体は最大で6,800 μ 程度（荷重10.5kN）となり円形供試体と同程度のひずみが確認できる一方、大型供試体は最大で2,200 μ 程度（荷重15.1kN）となり円形の場合と比較し小さい値となった。

以上のことから、シート系補修工は、本実験条件においては、想定する荷重が10kN程度を越える場合、はく離形状がひし形のような鋭角部を有する場合等、補修工の材料の破断あるいは損傷により、シートのはく離が進行する際の単位はく離強さのみから算出される耐荷力を確保できなくなる可能性がある。

表-7 シート系補修工の破壊形態

供試体寸法	押抜き形状	最大荷重 (kN)	最大荷重時変位(mm)	破壊形態
小型	円形	11.3	20.0	はく離
	ひし形	10.5	15.8	はく離
大型	円形	25.1	46.9	破断
	ひし形	15.1	17.0	損傷



(a) はく離進行 (b) シートの破断

写真-2 シート系の損傷状況

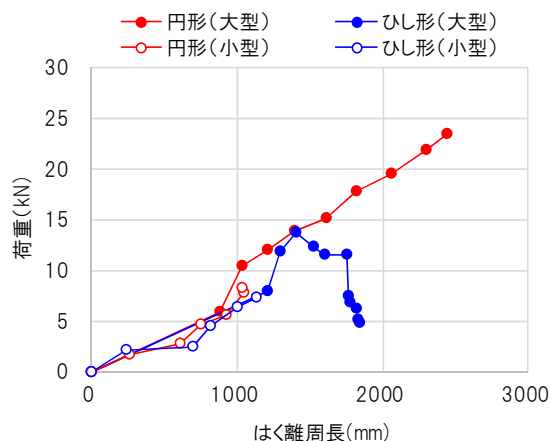


図-8 荷重とはく離周長

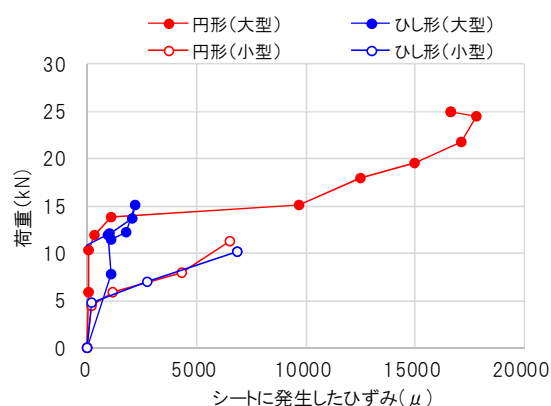


図-9 荷重とシートに発生したひずみ

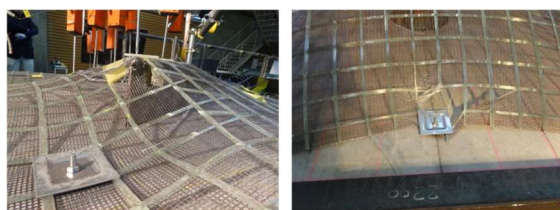
2) ネット系補修工の耐荷力

ネット系補修工の破壊形態を表-8に示す。破壊形態は、いずれのケースにおいても筋材の破断(写真-3(a))により決定する結果となった。筋材の耐荷力は、基本的には引張耐力によると考えられるが、表-8に示したとおり、最大荷重は表-2に示した規格値(引張耐力9.37kN)よりも低い値となっている。これは、引張力に加えてせん断力や曲げ作用等により筋材の許容を超過したため破断したと考えられる。また、ボルトピッチが大きい場合はボルト1箇所での荷重の負担が大きくなるため、固定ボルト周辺等の格子筋の損傷やズレ(写真-3(b))などが生じ、ボルトピッチが密な場合に比べて最大荷重が小さくなったものと考えられる。

以上のことから、ネット系補修工は、押抜き形状の違いは見られず、格子筋の強度と固定のボルトピッチにより耐荷力が決まる可能性がある。

表-8 シート系補修工の破壊形態

供試体寸法	押抜き形状	最大荷重 (kN)	最大荷重時 変位(mm)	破壊形態
小型	円形 (ピッチ500mm)	3.1	163.0	筋材破断
	ひし形 (ピッチ500mm)	2.8	146.8	筋材破断
大型	円形 (ピッチ500mm)	4.5	225.7	筋材破断
	円形 (ピッチ250mm)	7.5	156.0	筋材破断
	ひし形 (ピッチ250mm)	6.9	147.4	筋材破断



(a) 格子筋周辺 (b) 固定ボルト周辺

写真-3 ネット系の損傷状況

2.1.3 まとめと今後の課題

トンネル補修工で想定するはく落塊の分析、およびトンネル補修・補強工の力学的挙動および性状の把握により、平成 29 年度に得られた成果は以下のとおりであった。

1. トンネル補修工で想定されるはく落片の規模等は、トンネル施工法により異なるトンネル構造や変状の特徴をふまえ、個々の変状状況を見極めて適切に設定する必要がある。
2. シート系の補修工の耐荷力は、本実験条件においては、想定する荷重が 10kN 程度を越える場合、はく落形状がひし形のような鋭角部を有する場合等、補修工の材料の破断あるいは損傷により、シートのはく離が進行する際の単位はく離強さのみから算出される耐荷力を確保できなくなる可能性がある。
3. ネット系の補修工の耐荷力は、本実験条件においては、押抜き形状の違いは見られず、格子筋の強度と固定のボルトピッチにより耐荷力が決まる可能性がある。

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

3. 補修・補強に使用する材料の耐久性に関する分析

3.1 現行のトンネル補修工法

道路トンネルにおける変状対策は、定期点検などで得られたデータから変状の発生原因を推定し、ひび割れなどの変状が顕著に現れている箇所等に対して過去の事例や経験に基づいて補修・補強等の対策工の必要性や規模を検討し、対症的に実施しているのが現状である⁵⁾。

トンネルの変状は覆工コンクリートに生じるひび割れが多く、ひび割れが確認された場合、その変状原因を明確にする必要がある。その原因とは大きく2つに分けることができる。すなわち覆工に外力が生じている場合と覆工コンクリートの材質劣化である。しかし、道路トンネル維持管理便覧によれば、これまでの分析から、その多くが材質劣化に起因するものであり、結果として、うき、はく離、はく落が生じるため、はく落防止工によって対策をしている⁴⁾。

はく落防止工をはじめとしたトンネル断面に対する補修・補強工法の設計手法は、未解明な設計荷重や力学的メカニズムのもと、個別の変状に対して経験や実績等により対処しており、その効果の持続性や耐久性についても未解明な部分が多い。現行のトンネルのはく落防止工法は(1)繊維接着工法(シート、メッシュ、クロスなどの繊維を樹脂で接着する)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-9)⁵⁾。

これらのトンネルのはく落防止工法は、主に橋梁など別の構造物に対して開発した技術をトンネルの覆工コンクリートのはく落防止用に応用している。その中でも繊維接着工法においては、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し抜き試験方法(案)」(JSCE-K 533-2010)をベースとした各高速道路会社の試験である。

JSCE-K 533-2010⁶⁾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)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、現状では多くのはく落防止工法において、この規格である押し抜き性能 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℃)を満たすような条件を規準条件として用いている。

表-9 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

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、押し抜き性能を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。また、トンネル環境における暴露試験方法や長期耐久性と相関の取れる室内での促進劣化試験などについては検討されていないのが現状である。

3.2 長期耐久性試験の検討

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によるものと想定される。アルカリ水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。昨年度はJSCE-K 533-2010に準じた供試体を23°Cで1ヶ月アルカリ浸漬して押し抜き試験に供したが、温度条件を検討する場合は、床面積の広い恒温室が複数必要となり、実施は困難であった。

以上から、今年度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し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し抜き性能評価を実施した。

3.3 検討方法

3.3.1 押し抜き供試体の寸法検討のための予備試験

JSCE-K 533-2010に準じた押し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し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-10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-11に示す。

表-10 押し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場構成材 (JIS規格製品)を半分に切断 約9 kg

表-11 はく落防止工の諸元

	材料の構成	成分	塗布量 (kg/m ²)
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	

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(図-10)。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、はく離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。



図-10 押し抜き試験の例

3.3.2 アルカリ浸漬の押し抜き耐荷力への影響

4.2.1 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、飽和酸化カルシウム水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し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。押し抜き試験の方法は4.2.1と同様にJSCE-K 533-2010に準じて実施した。

3.3.3 耐荷力の評価方法

押し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はく落対策工の最大荷重をそれぞれ求めた。

3.3.4 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 cm⁻¹程度)吸収スペクトルから、樹脂の種類や劣化の有無に関する情報が得られる⁷⁾。今回は、押し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。

3.4 結果と考察

3.4.1 押し抜き試験供試体の寸法検討結果

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(押し抜き試験後)の写真を写真-4に示す。



写真-4 供試体の寸法検討

押し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。押し抜き試験では、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れと引張せん断力を受けてコンクリートから剥がれる、(2)押し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。

押し抜き試験結果を表-12に示す。供試体荷重変位曲線の例を図-11に示す。

表-12 供試体ごとの押し抜き試験結果

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

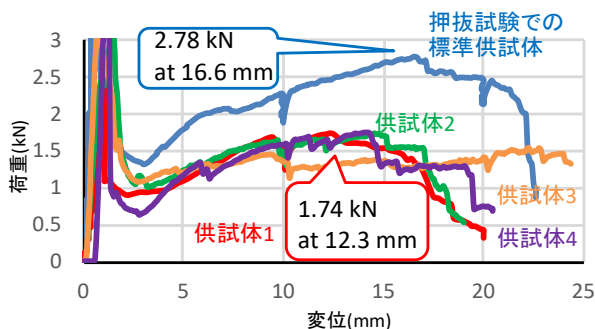


図-11 供試体毎の荷重変位曲線の例

供試体1から4では押し抜きコアの直径を半分にする

こと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、はく落対策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-11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し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-K 533-2010と同等の比較試験は可能であると考えた。

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-13に、荷重変位曲線を図-12に示す。

表-13 小型供試体と標準供試体の押し抜き試験結果

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

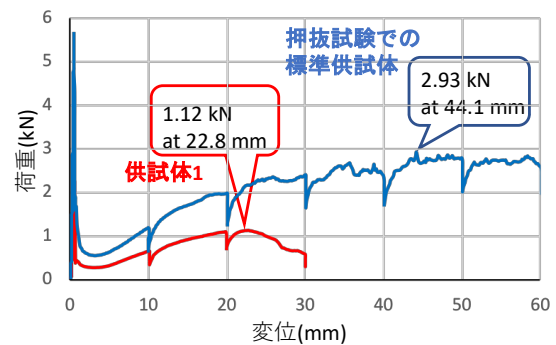


図-12 供試体毎の荷重変位曲線の例

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し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し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。

3.4.3 アルカリ浸漬後の目視観察

浸漬状況を写真-5に、目視観察結果の例を写真-6にそれぞれ示す。

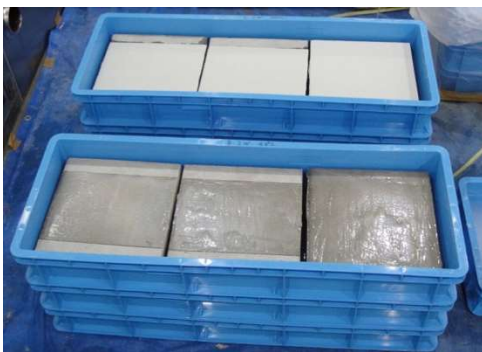


写真-5 アルカリ浸漬状況

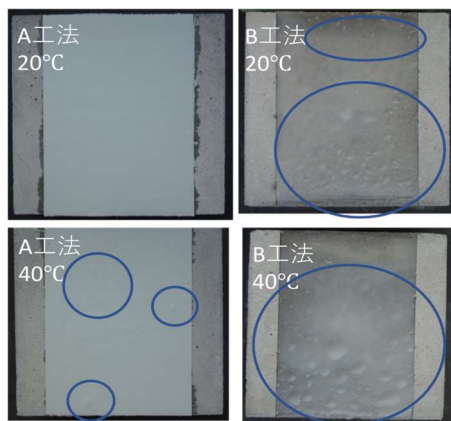


写真-6 アルカリ浸漬 2 週間目の様子

写真-5 に示すように供試体は施工面を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°C と 40°C を選択した。写真-6 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°C において一部膨れが生じた。B 工法は 20°C、40°C とともに複数の膨れが生じている。

アルカリ浸漬後の供試体を押し抜き試験に供した。押し抜き試験結果と目視点検結果の一覧を表-14 に押し抜き試験の最大荷重、最大変位および最大荷重/最大変位の関係を図-13 に示す。

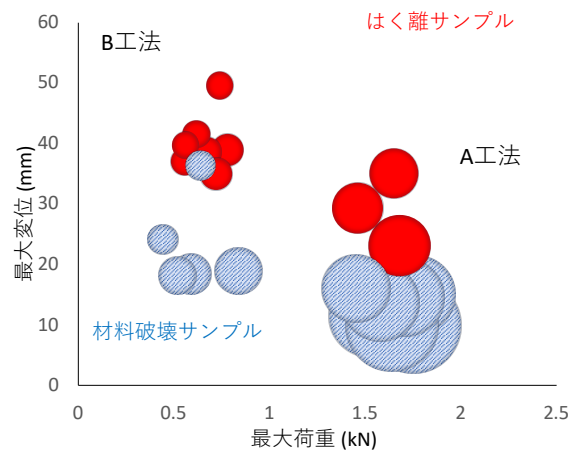


図-13 押し抜き試験の最大荷重、最大変位および最大荷重/最大変位の関係

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。健全時の押し抜きでは、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°C 条件では膨れはなかった。4 週間経過しても破壊形態の変化はなく、押し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°C 条件では浸漬 2 週目で膨れが生じた供試体もあった。押し抜き試験結果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のはく離が生じた。浸漬 4 週目では全ての供試体に膨れが生じ、押し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。荷重/変位の値は初期の 0.14 から小さな値になり(図-13 の右側赤)、劣化による変化は荷重と変位に相関があることが示された。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、

表-14 アルカリ浸漬後の押し抜き試験結果							
工法	浸漬温度(°C)	浸漬期間(週)	最大荷重(kN)	最大変位(mm)	荷重/変位	破壊形態	目視点検
A	初期値		1.65	11.5	0.14	材料破壊	-
	20	1	1.59	11.7	0.14	材料破壊	変化なし
			1.75	9.9	0.18	材料破壊	変化なし
		2	1.58	14.2	0.11	材料破壊	変化なし
			1.77	15.1	0.12	材料破壊	変化なし
	4	1.53	11.5	0.13	材料破壊	変化なし	
		1.64	10	0.16	材料破壊	変化なし	
	40	1	1.71	14.6	0.12	材料破壊	変化なし
			1.58	13.7	0.12	材料破壊	変化なし
		2	1.68	23.1	0.07	はく離	一部膨れ
			1.45	16.1	0.09	材料破壊	変化なし
		4	1.46	29.3	0.05	はく離	多数膨れ
			1.65	35.1	0.05	はく離	多数膨れ
	B	初期値		1.1	21.8	0.05	材料破壊
20		1	0.78	38.9	0.02	はく離	変化なし
			0.74	49.56	0.01	はく離	変化なし
		2	0.67	38.6	0.02	はく離	変化なし
			0.56	37	0.02	はく離	変化なし
		4	0.72	35	0.02	はく離	変化なし
			0.62	41.6	0.01	はく離	変化なし
40		1	0.84	19	0.04	材料破壊	一部膨れ
			0.59	18.4	0.03	材料破壊	一部膨れ
		2	0.56	39.7	0.01	はく離	多数膨れ
			0.44	24.2	0.02	材料破壊	多数膨れ
		4	0.52	18.2	0.03	材料破壊	多数膨れ
			0.64	36.4	0.02	材料破壊	多数膨れ

一部凝集破壊であった。

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。健全時の押し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°C条件であっても浸漬 2 週間で既に膨れが生じており、押し抜き試験結果では耐荷重、変位も低下が見られた。また、浸漬 1 週間から 4 週間まで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°C条件では浸漬 1 週間で膨れが生じており、押し抜き試験結果では耐荷重、変位も低下が見られた。また、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。

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ため、膨れが生じることで押し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ものと考えられる。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。

3.4.4 赤外分光分析結果

有機材料の劣化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合と相関の考察が必須である。今回は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。

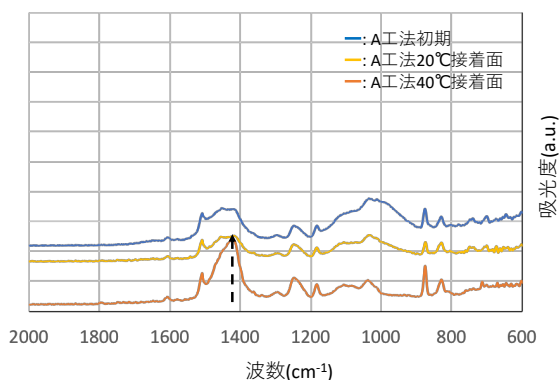


図-14 A工法の IR スペクトル例

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 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-14)。

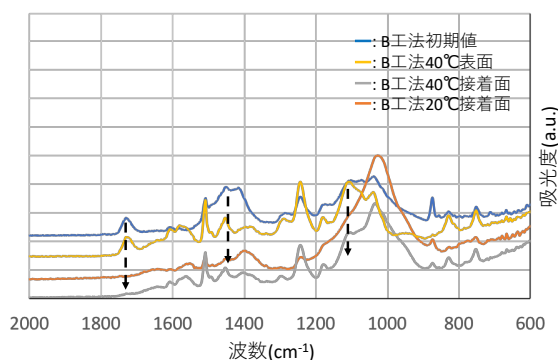


図-15 B工法の IR スペクトル例

一方、プライマーを用いず、1層で耐荷重を保持する必要のある 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 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が変化が生じてい

ることが示された(図-15)。

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。

3.4.5 今後の研究計画

今回選択した供試体の寸法と施工面積、コアの径では、押し抜き試験として比較が可能であった。ただし、押し抜きコアが小さくなることで現行試験で得られている耐荷力との相関関係を今後詳細に検討する必要がある。アルカリ浸漬試験結果から温度条件 40℃ は促進効果が高く、早期の劣化傾向が見られた。ただし、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あると考えられるため、材料自体の劣化を検証するための実験系も別途検討中である。今後は引き続き、浸漬 8 週までの押し抜きしけん結果をまとめ、温度条件をもう一点 (例えば 30℃あるいは 60℃) 追加し、アレニウスプロットによる促進速度式を作成する予定である。また、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。トンネル環境では 40℃ 以上の高温になることはあまりないと考えられるため、実際の経年劣化を経た材料を用いた何らかの試験結果との関連付けが重要であると考えられる。赤外分光法による解析結果からプライマーの有無がアルカリ、あるいは熱による劣化の影響を受け易いこと、また、膜厚を稼ぐための添加剤が劣化しやすいことを示している。今後は促進試験の条件数を増やし、赤外分光スペクトルの吸光度についても定量性が得られるか検討する。簡便な施工と耐荷力あるいは耐久性を両立させる技術開発を促す試験法として最適な条件を検討していく。

3.4.6 まとめ

平成 29 年度に得られた成果は以下のとおりであった。

- 代表的なはく落防止工法である繊維樹脂接着工法の長期耐久性を評価する方法を検討した。
- トンネル環境を想定したアルカリ浸漬後の押し抜き試験に適した供試体寸法を検討し、市販のコンクリート二次製品から現行法と比較が可能であることがわかった
- 押し抜き試験と接着剤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。

- ・ 今後ははく落防止工の材料劣化と接着力劣化を分けて評価する必要がある。

参考文献

- 1) 国土交通省道路局：道路トンネル定期点検要領，平成26年6月
- 2) 国土交通省道路局国道・防災課：道路トンネル定期点検要領，平成26年6月
- 3) 国土交通省道路局：道路メンテナンス年報【参考資料2】，平成28年9月，
http://www.mlit.go.jp/policy/shingikai/road01_sg_000312.html
(参照日2017年6月)
- 4) TCS研究会：FRPによるトンネル覆工剥落対策マニュアル，平成15年5月
- 5) 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
- 6) 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し抜き試験方法(案)(JSCE-K533-2010)」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
- 7) 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

7.2.2 土工構造物に関する研究（補強土壁）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（施工技術チーム）

研究担当者：宮武裕昭、藤田智弘、佐藤登、新田武彦

【要旨】

現行の土工構造物の設計においては静的な安定検討を基本としており変形を直接的には考慮していない。そのため、重要度の高い土工構造物、新形式の土工構造物や変形が生じた土工構造物等の性能を適切に評価することができず、信頼性の高い土工構造物の構築、適切な新形式構造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。このような問題に対応していくためには、土工構造物の変形を考慮した性能評価手法や変形が生じた土工構造物のマネジメント手法を確立する必要がある。本報告では、土工構造物にとって致命的となる変状発生形態、変状発生後の性能低下の度合い、及び変状発生後に有効だと考えられる措置の効果を明らかにすることを目的に、特に変形による性能への影響が大きいと考えられる補強土壁を対象として既往の変形事例の分析と模型実験を実施した。具体的には、補強土壁にとって致命的と考えている盛土材のこぼれ出しの事例を収集して、こぼれ出しを起こす原因やこぼれだしの発生パターン等を調べた。また、補強土壁の小型模型を土槽内に構築し、強制的に盛土材をこぼれ出させた後に、土槽を傾斜させて模型に疑似的な地震力を加えることで、こぼれ出し前後の補強土壁の耐震性の確認を行った。さらに、盛土材のこぼれ出し後の、その後のこぼれ出しの進行を防止する措置の効果を検証した。本報では、サービスを中断することなく変状した補強土壁を使用するために必要な対応について考察を行った。

キーワード：補強土壁、変状、耐震性、傾斜実験

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静的な安定検討を基本としており、変形を直接的には考慮していない。一方で、土工構造物は、使用する材料や地盤条件等が極めて多岐にわたるため、設計・施工において相当の不確実性を考慮せざるをえず、作用と応答も不明確な部分が多いことからある程度の変形を許容せざるを得ない。

そのため、重要度の高い土工構造物、新形式の土工構造物や変形が生じた土工構造物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、適切な新形式構造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。

このため、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や変形が生じた土工構造物のマネジメント手法を確立する必要がある。

本研究では、土工構造物のうち変形が性能に与える影

響が特に大きいと考えられる補強土壁を取り上げ、次の3つを達成目標としている。

- ① 既往の変形事例の分析を通じて、変状形態、変状要因及び許容しうる変形の程度を明らかにする。
- ② 構造形式、使用材料等の構造物の要素に応じて、基礎地盤や周辺盛土の変形が性能に与える影響を評価する手法を提案することで、新設土工構造物の設計及び変形が生じた既設道路土工構造物の性能の評価の基盤とする。
- ③ 変形が生じた道路土工構造物の性能評価手法を元に適切な点検・評価・対応手法を体系化した維持管理手法を提案する。

補強土壁は、盛土材のこぼれだし（写真1）が生じなければ、他の土工構造物と同様、崩壊の初期の段階では嵩上げ盛土部や路面上のクラック等の軽微な変状が生じ、その後それらが緩やかに拡大しながら崩壊にいたると考えている¹⁾。そこで、本年度の研究は、補強土壁にとって致命的と考えている盛土材のこぼれ出しに着目し、以下の内容について実施した。

上記の達成目標の①について、補強土壁で盛土材がこぼれ出した事例を収集し、変状形態や定量的な変形度合いを整理した。具体的には、国内のこぼれ出しが発生し

た補強土壁のうち、こぼれ出し規模の大きいものや上部道路の機能に何らかの影響を与えた9事例について、変状の概要、こぼれ出しの原因、壁面変形パターン、変形の規模やこぼれ出し後の対応を整理した。

上記の達成目標の②について、補強土壁の模型実験により、盛土材のこぼれ出し前後の補強土壁の耐震性の比較を行った。具体的には、補強土壁の小型模型を土槽内に作製して、強制的に盛土材をこぼれ出させた後に土槽を傾斜させて、模型に疑似的な地震力を加えることで、こぼれ出し前後の補強土壁の耐震性を確認した。

上記の達成目標の③について、前述の模型実験の続いて、盛土材のこぼれ出し後の措置の効果を検証した。具体的には、盛土材のこぼれ出し後にこぼれ出しを抑止する措置を行った補強土壁の耐震性を確認した。

2. 補強土壁の盛土材のこぼれだし形態

補強土壁で盛土材がこぼれだす原因等を把握することを目的に、こぼれだし事例を収集した。そのうち、こぼれだし規模の大きいものや上部道路の機能に何らかの影響を与えた9事例について、変状の概要、盛土材のこぼれ出しが生じた原因、壁面変形パターン、変形の規模やこぼれ出し後の対応を表1の通り整理した。表1に示す通り、9つの全ての事例において壁面の変形又は損傷による開口が発生していたことを確認した。また、盛土材のこぼれだしが生じた開口位置は、補強土壁と連続する構造物との境界部、補強土壁面の水平目地部、補強土壁の壁面材の脱落部に分類できる(図1)。それらの開口位置の中で最も多いのは、境界部であった。境界部で盛土材のこぼれだしが多いのは、地震等による補強土壁と連続する構造物との挙動の違いにより、境界部に開口が発

生することが原因であると考えられる。また、挙動の違いによる境界部の開口発生パターンについては、補強土壁面の面内方向の相対変位(以下、面内変位)による開口、補強土壁面の面外方向の相対変位(以下、面外変位)による開口、面内変位と面外変位の複合(以下、複合変位)による開口に分類される。変形の規模に関しては、詳細な開口幅は不明なものも多いが、壁面材が脱落した事例を除いても、最大で800mmの開口幅が観測された事例もあった。盛土材のこぼれ出し後の対応では、盛土材の充填や補強土壁の再構築等も行われていた。これらの対応は、補強土壁の立地条件次第では道路の通行止めなどを伴うものである。

補強土壁の盛土材のこぼれ出しへの対策としては、大きく分けてこぼれ出しを未然に防止することとこぼれ出し後に適切な措置を行うことが考えられる。本事例分析により、こぼれ出しを未然に防止するためには、壁面材の脱落が生じない機構とするとともに、境界部、水平目地部において、面内変位、面外変位、複合変位等あらゆる壁面変位パターンに対しても開口部が生じない機構とすることも検討する必要があることが明らかとなった。



写真1 盛土材のこぼれ出し状況

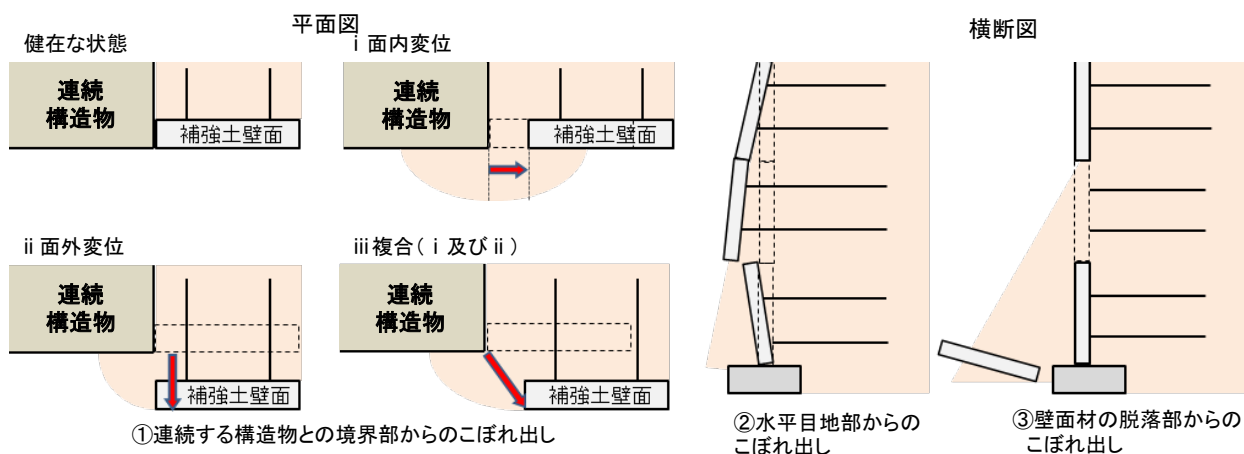


図1 盛土材のこぼれだしパターン

表1 盛土材のこぼれだし事例の概要

	変状の概要	こぼれ出しの原因	壁面変形パターン	備考
事例1	壁面のはらみ	補強土壁と隣接構造物との取合部の開口	面外変位	開口幅：120mm（最大） 対応：大型土のう積
事例2	壁面のはらみ 壁面材のクラック 盛土天端の沈下	補強土壁と隣接構造物との取合部の開口	面外変位	開口幅：800mm（最大） 対応：押え盛土、盛土材充填
事例3	壁面のはらみ	補強土壁と隣接構造物との取合部の開口	面内変位	開口幅：不明 対応：撤去・再構築
事例4	壁面のはらみ	補強土壁と隣接構造物との取合部の開口	面内変位	開口幅：不明 対応：不明
事例5	壁面のはらみ 盛土天端の沈下 端部調整金具の脱落	補強土壁と隣接構造物との取合部の開口	複合変位	開口幅：70mm（最大） 対応：盛土材充填
事例6	壁面の傾斜 壁面材間のズレ	補強土壁面の水平目地部の開口	面外変位（ズレ）	開口幅：不明 対応：雨水浸入防止養生
事例7	壁面の傾斜 壁面材間のズレ	補強土壁面の水平目地部の開口	面外変位（ズレ）	開口幅：不明 対応：雨水浸入防止養生
事例8	壁面材の角欠け 基礎の洗掘	補強土壁面の水平目地部の開口	面外変位（ズレ）	開口幅：不明 対応：洗掘部補修
事例9	壁面材の脱落	補強土壁の壁面材の脱落部の開口	面外変位（脱落）	開口幅：1,500mm 以上 対応：撤去・再構築

3. 盛土材のこぼれ出しが生じた補強土壁の耐震性及びこぼれ出し後の措置の効果の検証

盛土材のこぼれ出しが生じた補強土壁の耐震性及びこぼれ出し後の措置の効果を検証することを目的に、模型実験を実施した。

3.1. 補強土壁の模型概要

本実験では、土槽内に壁高800mm、長さ1,650mm、奥行き530mmの補強土壁の小型模型を作製した。壁面材に見立てた高さ200mm、奥行き490mmのアルミ製パネルにL型の金具を取り付けて、そこに補強材をボルトで固定し補強土壁の模型を作製した。図2に模型寸法及び計測機器の設置位置を示す。補強材は一方方向ジオグリッド（HDPE、基準強度50.0kN/m）のストランドを間引くことで剛性を1/5程度にしたものを使用した。基礎地盤及び盛土の使用材料は豊浦砂とした。本模型は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²⁾に基づいて設計し、基礎部は相対密度 D_r を100%、盛土部は相対密度 D_r を80%に突き固めた。設計計算上の安全率は設計水平震度 k_h が約0.4の全体安定検討で $F_s=1.0$ となる。本実験の計測項目は図2に示す位置にて、壁面材に設置した変位計により壁面の水平変位、各段の補強材に

設置したひずみゲージにより補強材に発生するひずみを計測した。

3.2. 盛土材のこぼれ出しの発生機構と評価手法

本実験における盛土材のこぼれ出し再現方法を図1及び写真2に示す。前述の事例分析の結果から、こぼれ出しが発生した開口位置は、連続した構造物との境界部であることが多い傾向にあることが分かっている。ただし、連続した構造物との境界部からの盛土材のこぼれ出しは、厳密には3次元的な影響があるので複雑な現象である。このことから、本実験では現象を単純化するため

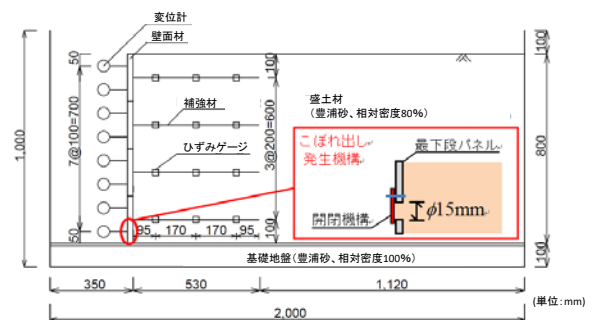


図2 模型寸法及び計測機器の設置位置

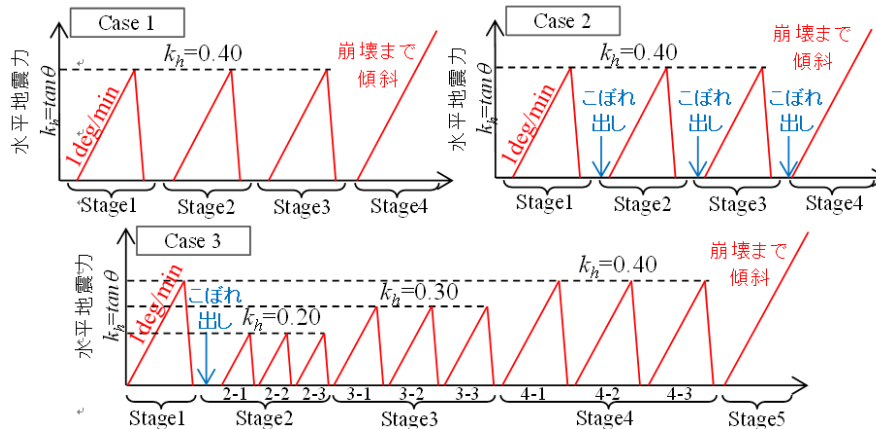


図3 実験ケース及び土槽傾斜パターン

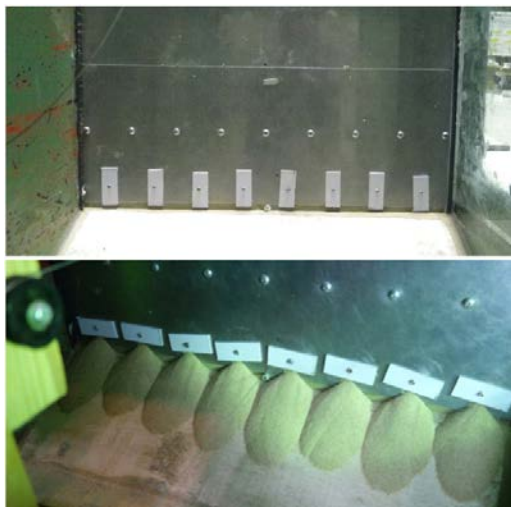


写真2 盛土材のこぼれ出し発生機構

に、模型の奥行き方向に一樣なこぼれ出しを発生させることとした。模型最下段パネル下部において強制的にこぼれ出しを発生させるために、直径 $\phi 15\text{mm}$ の孔を水平方向に等間隔で計 8 箇所設けた。さらに、この孔に開閉機構を設けることにより開口によるこぼれ出しの発生、開口部の閉塞によるこぼれ出し後の措置の再現が行えるようにした。なお、こぼれ出し量については、こぼれ出し率 $\eta = V_i / V_r$ を定義し評価した。ここに、 η はこぼれ出し率、 V_i はこぼれ出した盛土材重量(g)、 V_r は補強領域内の盛土材重量(g)である。

3.3. 载荷方法および実験ケース

本実験では、地震力を模擬した水平力 k_h (以下、「水平地震力 k_h 」) というを補強土壁の模型に加えるため土槽を傾斜させた。水平地震力 k_h と土槽の傾斜角 θ (deg) との関係は $k_h = \tan \theta$ となる。なお、土槽の傾斜速度は 1deg/min とし、クリープ変形を確認するため 1deg 毎に 1 分間保持させた。設定した傾斜角に達した後、模型を $\theta = 0\text{deg}$ ま

で戻した。

実験ケース及び土槽傾斜パターンを図 3 に示す。Case1 はこぼれ出しが発生しない健全な状態、Case2 はこぼれ出しが発生し、その後こぼれ出しに対する抑止措置を行わない状態、Case3 は盛土材のこぼれ出しが発生し、その後こぼれ出しの抑止措置を行う状態を想定した。

3.4. 実験の結果と考察

壁面の変位の計測結果、補強材のひずみの計測結果及びこぼれ出し率の算出結果を以下に示す。

各ケースにおける各ステージの同じ水平地震力に対する壁面の水平変位と補強材のひずみを図 4 に示す。ひずみについては、各ケースの実験開始前の値でオフセットした。

図 4(a)より Case1 において Stage1 での最大傾斜時の壁面の水平変位は、最上段の壁面部分が最大値となり 2.4mm であった。その後、Stage3 までは各ステージでの土槽の傾斜を繰り返しても壁面の水平変位は増加しなかった。全体的な壁面の変位モードは一樣な前傾のモードであった。また、補強材のひずみも Stage3 までは各ステージの傾斜を繰り返してもほぼ変化はなく、下から 3 段目の補強材における値を例示すると実際で 211 μ 、補強材中間部で 316 μ 、補強材端末部 (壁から最も離れた位置をいう) で 360 μ となった。

図 4(b)は Case2 の結果及び土槽のガラス面から観測したこぼれ出しによる盛土材の流動範囲と Stage4 にて発生したすべり線をプロットした。こぼれ出しの流動範囲は上部に行くにつれて、その範囲が広がることを確認した。また、すべり線は補強領域を通過する形で発生した。Stage1 の $k_h=0.4$ の変位量は壁面最上段部分が最大値で、1.9mm の変位となり Case1 とほぼ同じ変位量であったが、こぼれ出しを発生させた Stage2 における変位量は壁面最

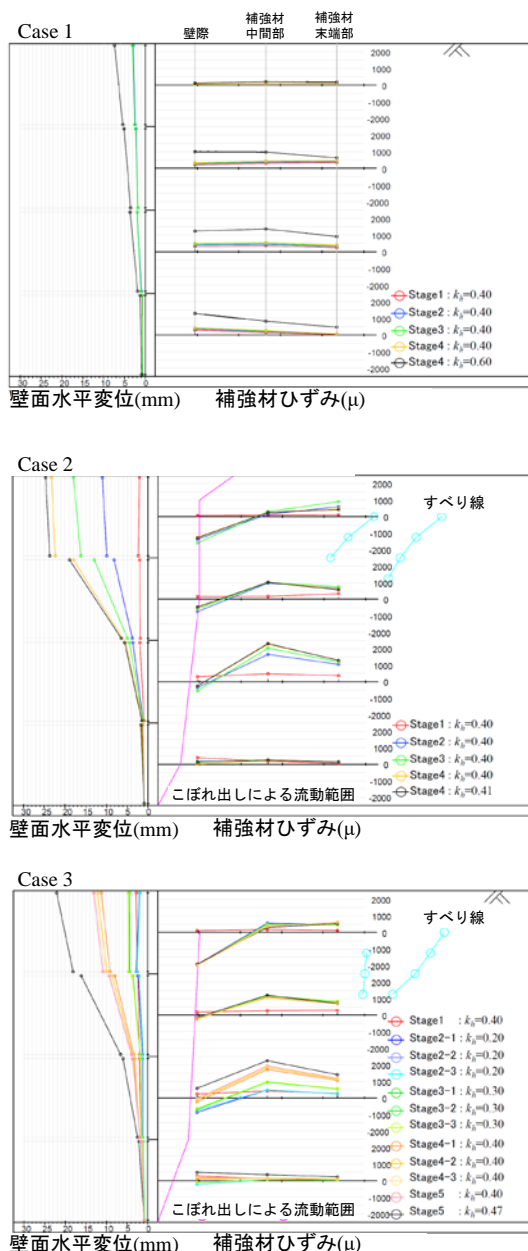


図4 壁面変位と補強材ひずみ

段部が最大値で11.36mmの変位となり、Case1と異なり変位が顕著に増加する結果となった。その後 Stage3 及び Stage4 に進行するごとに変位量は増加する傾向が確認された。また全体的な壁面の変位のモードは、Case1と比べ壁面上部から2段目までの壁面材の変位が卓越した前傾のモードであった。補強材のひずみは下から3段目の補強材における値を例示すると、Stage1では壁際で215 μ 、補強材中間部で240 μ 、補強材の末端部（壁から最も離れた位置をいう）で329 μ となり、Case1とほぼ同じ値を示したが、こぼれ出しを発生させた Stage2 では壁際

で753 μ となり、こぼれ出し前から約1,000 μ 減少し、Case1と異なる結果となった。また、補強材中間部は956 μ でこぼれ出し前との差分で約700 μ と増加し、補強材の末端部は650 μ でこぼれ出し前との差分で約300 μ の増加となり、壁面から離れた位置、特に補強材中間部は顕著にひずみが増加する傾向となった。

図4(c)はCase3の結果である。こぼれ出しの流動範囲及びすべり線はCase2と同様の傾向であった。Stage1の $k_h=0.4$ の変位量は壁面最上部が最大値で、2.3mmで他のケースとほぼ同じ変位量であった。こぼれ出しを発生させた Stage2-1の変位量は増加したが、その後の追加のこぼれ出しをしていない Stage2-2以降は、同じ Stage 内で土槽の傾斜を繰り返しても変位が増大しないことを確認した。Stage4の最大傾斜である $k_h=0.4$ においてもCase2のStage2以降の結果と比較しても変位量が小さいことを確認した。また全体的な壁面の挙動は、Case2と同様に上部から2段目までの壁面材の変位が卓越した前傾モードであった。

こぼれ出しを発生させた Case2 及び Case3 は壁面変位モード、補強材のひずみ分布およびすべり線の発生位置が同様な傾向であった。両ケースともにこぼれ出しによる流動範囲は上部に行くにつれて範囲が広がっており、補強材のひずみが減少した位置は盛土材のこぼれ出し時の流動範囲付近であった。このことより、こぼれ出しにより壁面付近の盛土が緩み、補強材のひずみが減少したことが考えられる。さらに、その結果としてこぼれ出しの範囲外の補強材中間部に摩擦が再配分され、ひずみ量が増加したことが考えられる。

全てのケースにおいて壁面の水平変位の最大値を計測した壁面最上段部に着目し、補強材位置(H=700mm)における壁面の水平変位と水平地震力 k_h の関係を図5に示す。図より、Case1においてはこぼれ出しがないため、 $k_h=0.4$ までの範囲で除荷・再載荷を繰り返しても弾性的な挙動を示し、塑性変位はほとんど発生していない。Case2においては、各ステージにてこぼれ出し後の載荷により塑性変位が増加することが確認できる(図5(A))。Case3において、 $k_h=0.4$ に到達する前に $k_h=0.2$ 及び $k_h=0.3$ 相当の水平地震力で除荷・再載荷を繰り返し与えても、弾性的な挙動を示し塑性変位はほとんど発生していないことが確認された(図5(B))。また、Case3の骨格曲線はCase2の $k_h=0.4$ までの載荷時の曲線とほぼ一致した。こぼれ出しの抑止措置を講じた場合には、処女載荷以下の水平力を繰り返し載荷しても塑性変位が増加することがない。したがって、本震によってこぼれ出しが生じたと

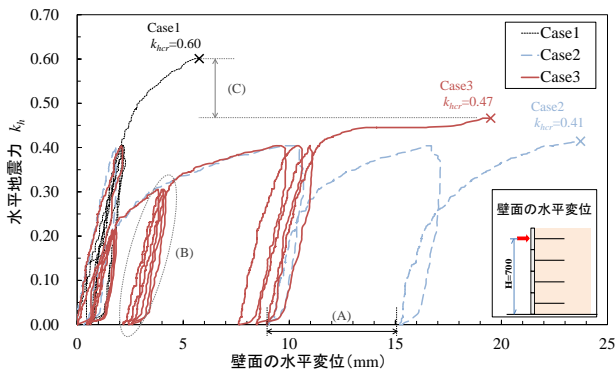


図5 壁面変位と補強材ひずみ

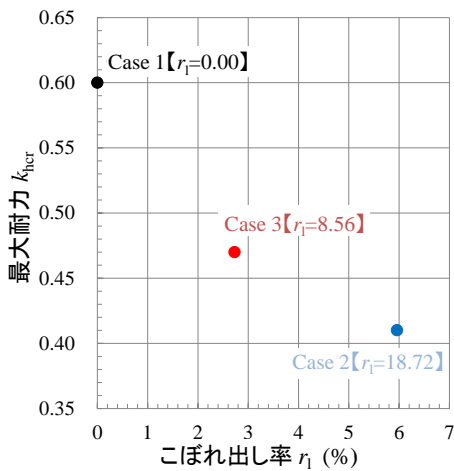


図6 最大耐力 k_{hcr} とこぼれ出し率 r_1 の関係

しても、その後の余震にそなえて速やかにこぼれ出しの抑止措置を講じることが、補強土壁の変形を拡大させないためには非常に重要であるといえる。

各ケースの最大耐力 k_{hcr} とこぼれ出し率 r_1 の関係を図6に示す。ここで、最大耐力とは模型が崩壊した時点の水平地震力のことをいう。各ケースの崩壊した時点は図5にxで示す。図より、こぼれ出しのないCase1の最大耐力 $k_{hcr}=0.60$ に対してCase.2の最大耐力 $k_{hcr}=0.41$ であり、31.6%の耐力低下が確認され、Case.3では最大耐力 $k_{hcr}=0.47$ であり21.7%の低下となった(図5(C))。このように、 r_1 が大きいほど k_{hcr} は小さくなっており、こぼれ出し率 r_1 と最大耐力 k_{hcr} の関係は相関性があることが確認できる。このことより、補強土壁の耐力低下を防止するにはこぼれ出しを抑止することが重要であることが分かる。

4. まとめ

補強土壁の盛土材こぼれ出し事例の分析と盛土材こぼれ出しの再現実験を行った。以下に、本報の範囲で得られた知見を示す。

- 1) 収集した事例では、こぼれ出しが生じた補強土壁は何らかの壁面の変形又は損傷による開口が生じていた。
- 2) 収集した事例では、盛土材のこぼれ出しが生じる原因となった開口位置を分類すると、補強土壁と連続する構造物との境界部、補強土壁面の水平目地部、補強土壁の壁面材の脱落部に分けられた。そのうち、最も事例の数が多かったのは境界部の開口によるこぼれ出しであった。
- 3) 収集した事例では、補強土壁と連続する構造物との境界部の開口発生パターンは、補強土壁面の面内方向の相対変位によるもの、補強土壁面の面外方向の相対変位によるもの、面内変位と面外変位の複合によるものに分類された。
- 4) 収集した事例では、盛土材のこぼれ出し後の対応として、立地条件次第では道路の通行止めなどを伴うこととなる盛土材の充填や補強土壁の再構築等が行われていた。
- 5) 再現実験の結果は、補強土壁にこぼれ出しが発生すると、こぼれ出しが無いものと比較して、同一の水平地震力に対する壁面変位が大きくなるとともに、崩壊にいたる際の水平地震力(最大耐力)が低下することを示した。
- 6) 再現実験の結果は、盛土材のこぼれ出しが生じた後にその後のこぼれ出しを抑止する措置を行うと、既往の水平地震力以下の作用を繰り返し载荷しても、変位は増加しないことを示した。
- 7) 再現実験の結果は、盛土材のこぼれ出し率と最大耐力には相関性を有することを示した。

以上の事例分析と再現実験の結果から、盛土材のこぼれ出しは補強土壁の耐震性を低下させ、その低下率は盛土材のこぼれ出し量と相関があることが明らかとなった。ただし、盛土材のこぼれ出し後にその後のこぼれ出しを抑止する措置を行うことで、こぼれ出し後の耐震性のさらなる低下を防ぐことができることも明らかとなった。サービスを中断することなく盛土材がこぼれ出した補強土壁を使用するためには、こぼれ出した盛土材の量やその他の変状状況も考慮して補強土壁の保有性能を評価するとともに、速やかに盛土材のこぼれ出しを抑止する措

置を行うことが重要であると言える。

謝辞

本研究にあたり、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被害事例の収集・分析に対して多大なるご協力を頂いた。ここに記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 補強土壁の維持管理手法の開発に関する共同研究, 平成 28 年 3 月, 国立研究開発法人 土木研究所 ほか
- 2) 一般社団法人土木研究センター: ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第 2 回改訂版, 2013. 12

7.2.3 土工構造物に関する研究（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、現状のカルバートの変状事例について整理し、各部位・部位の変状と道路機能との関係について検討し、フォルトツリーにまとめた。その結果、進展可能性、進展した場合の道路機能への影響が大きいと考えられる変状として、継手部の開き・ずれ等盛土の変形や基礎地盤の沈下を要因とした変状、上部道路の活荷重や偏土圧による頂版のひびわれが考えられた。効率的に道路機能を維持するためには、これらを見落とさずに早期に適切な措置を行う必要があると考えられる。

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、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結果を示したが、本節では各種変状の進展がカルバート内空や上部道路の道路機能に与える影響について整理する。これを踏まえて、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、第三者被害に至る部分についてまとめた。

2. カルバートの変状の進展が道路機能に与える影響

平成 29 年度までに対象事例とした計 130 体のカルバートは主に、「シールド、大型カルバート等定期点検要領」¹²⁾に基づく定期点検の結果、判定区分がⅢ（早期措置段階）と報告されたものである。これらのカルバートの各部位・各部位で見られた変状（7.1.7）の進展が道路機能に与える影響について以下に示す。

2.1 頂版のひびわれ

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

一方で、単独や少数のひびわれ、乾燥収縮によるひびわれでも、幅や深さが大きくなると、鉄筋が大気や水分に触

れて腐食し、耐久性を低下させることが考えられる。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第三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第三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た補修が望ましい。ひびわれが進展してもコンクリートのうきが生じる前であれば、比較的幅や深さの大きいひびわれへの注入等の措置が想定される。この場合は、限定的な範囲の一時的

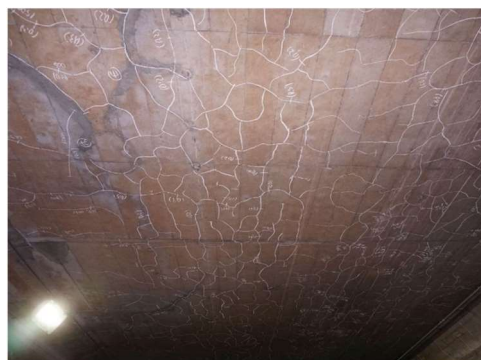


写真-1 亀甲状のひびわれの例

な通行止めで対応可能と考えられる。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ある。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。活荷重の繰り返しの載荷を受け続け、ひびわれの本数、幅や深さが増す可能性が高い。頂版が強度不足となつてからの措置では、内空道路の通行止めに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に要する状況も想定され、内空、上部道路ともに道路機能に大きく支障を及ぼすことになる。土かぶりが薄い(概ね2.5m以下)、かつ上部道路の交通量が元来多いあるいは上部道路の拡幅等により増加した場合は、活荷重の影響を受けやすいので、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。

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やそ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。

2.2 側壁のひびわれ

側壁のひびわれの多くは乾燥収縮または温度応力によるものである。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、第三者被害や耐荷力低下に至ることや、短期間で著しく耐久性を低下させることはないと考えられる。

一方、少数であるが、偏土圧や不同沈下が疑われるひびわれや、局所的に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第三者被害や強度不足のおそれから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。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見られ、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。

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-2)、継手部の開きや導水工の破損による漏水(写真-3)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第三者被害や、鉄筋が腐食してコンクリート部材としての強度を確保できなくなることで、内空道路の安全な通行に支障をきたし、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、盛土もそれに追随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ため、発見後早期の措置が望まれる。

措置としては、それら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-4)やモルタル吹付け、漏水対策等が想定され、早期の措置であれば、限定的な範囲の一時的な通行止めで対応可能と考えられる。この時、措置をした箇所が新たな変状の契機とならないよう、モルタル吹き付け等では補修跡にうきが生じないような施工、漏水対策では措置後の経過観察等が必要である。



写真-2 コンクリート欠損の例



写真-3 導水工からの漏水を契機にした変状の進展の例



写真-4 うき・剥離のたたき落とし後の様子の例

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-5)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、落下して第三者被害を生じることも想定される。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。



(a) 開き



(b) 鉛直方向の段差



(c) 水平方向の段差

写真-5 継手部の開き・ずれを伴う変状の例

これを防ぐため、継手部の開き・ずれの要因となった基礎地盤の沈下、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。

一時的なものであれば継手部の補修で対応可能と考えられる。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が可能と考えられる。

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

2.6 ウイング取付部の変状

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

これを防ぐため、カルバートブロック間の開き・ずれに対する場合と同様、要因となった基礎地盤の沈下や盛土の変形の継続可能性の判断とそれに応じた方法や程度の措置や設計上の配慮が必要である。

2.7 排水施設の不具合

排水施設の不具合が放置されたまま進展すると、カルバート内空への漏水が著しくなることや内空に流入する雨水や地下水の排水が悪くなることで、内空の湛水、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。

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、排水溝の清掃が考えられる。

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る場合がある。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おり、集水地や傾斜地盤に設置される場合も多いため、設計および施工の段階で現場条件を踏まえた洗掘防止の検討が必要といえる。道路カルバートでも、軟弱地盤や集水地、基礎地盤条件変化部に設置される場合、不同沈下の程度や継続期間の想定を踏まえた検討が必要となる。

2.9 内空道路路面の変状

内空道路路面の亀裂・段差には、発生する位置や方向によって多様な要因が考えられ、発生要因毎に進展可能性や必要な措置も異なる。局所的に表れ、舗装材の劣化のみが要因であれば、道路機能の喪失や第三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、附属物が落下して第三者被害を発生させるおそれもあるため、凍結防止剤は塩分による影響を考慮のうえ適切に使用する必要がある。カルバートブロックの不同沈下や相対変位に伴い継手部に沿って発生した亀裂・段差については、進展が放置されると、内空道路路面の著しい段差等による道路機能喪失に至るおそれがあり、継手部の変状と同様の考え方で適切な措置が必要である。

2.10 上部道路路面の変状

上部道路路面の亀裂・段差の発生にも多様な要因が考えられ、発生要因毎に進展可能性や必要な措置も異なる。局所的に舗装の劣化のみが要因の場合、道路機能の喪失や第三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。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で、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。また、開きの生じた継手部やウイング取付部からの盛土材の流出が進展し続けると、盛土内が空洞化し、上部道路路面が陥没して道路機能喪失に至るおそれがある。これらについては、2.5で前述した継手部の開き・ずれに対する場合と同様の考え方で盛土の変形に対する措置が必要である。

3. カルバート変状に関するフォルトツリー（変状から道路機能の喪失等まで）

2. ままでカルバートの部材別・部位別の各種変状と耐久性低下、第三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、カルバートに関するフォルトツリーを検討する。

ここで作成するフォルトツリーでは、カルバートの機能喪失、あるいは耐久性低下、第三者被害までの経路を素因－要因－変状－機能喪失等を生じ得る状態の一連で示す。各部材・部位の変状が進展しても、耐久性低下や第三者被害は懸念されるが、機能喪失には至らない場合もあると考えられる。一方、変状の種類によっては、これらが同時に起こることも考えられる（図-1）。

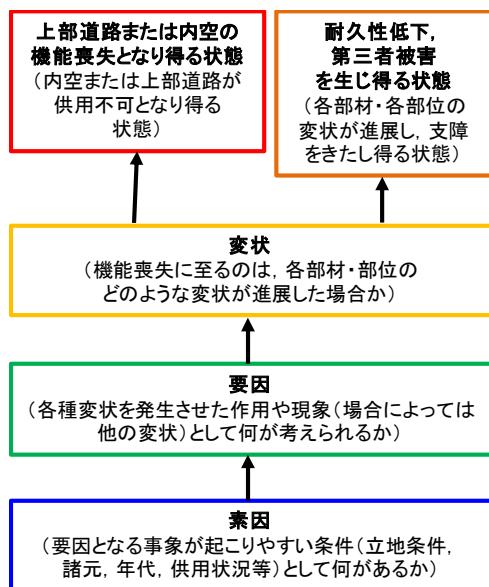


図-1 フォルトツリーイメージ

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

比較的軽微で進展していないコンクリート部材のひびわれのみであれば、耐久性低下に至る可能性はあるが、即座に第三者被害や耐荷力不足、機能喪失に至る可能性は低い。劣化に伴う変状が発生している場合には、第三者被害や耐荷力不足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機能喪失を生じ得る状態に進展すると、耐久性低下、第三者被害、機能喪失のいずれも起こり得る。また、盛土の崩壊は、各部の変状を契機に生じるとともに、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。

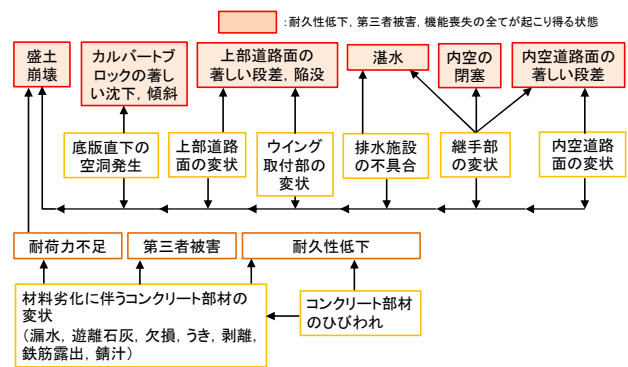


図-2 各部材・部位の変状と道路機能喪失に至る状態の関係

4. まとめ

定期点検で判定区分Ⅲ（早期措置段階）と報告されたカルバートを主な対象として、カルバートの部材別・部位別の変状形態やその要因・進展可能性について整理し、フォルトツリーにまとめた。

即座に内空や上部道路が通行不能となって道路機能を喪失させるような事例はなかった。しかし、進展可能性があり、進展が放置されると第三者被害、耐久性低下や道路機能の喪失に至る可能性のある変状を含むカルバートも多く見られた。

各種変状のうち、進展可能性が高く、進展した場合に道路機能に与える影響が大きいと考えられるものとしては、盛土の変形や基礎地盤の沈下を要因とする継手部の開き・ずれ、カルバートブロック間に設置された導水工の破損、継手位置や盛土とカルバートの境目に沿って生じる路面

の亀裂・段差のほか、上部道路の活荷重や偏土圧を発生要因とする頂版のひびわれが考えられた。これらが進展し続けた場合には、安全性や供用性の維持に支障をきたす状態に至る可能性がある。また、凍結融解や凍上による路面の亀裂や、水路カルバートの基礎地盤の洗掘も、事例数としては比較的少ないが、進展した場合の道路機能に与える影響が大きな変状と考えられた。

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

盛土の変形や基礎地盤の沈下を要因とする変状は、継手部や内空道路・上部道路の路面、導水工など広範囲に現れる。軟弱地盤や集水地に設置されるカルバートでは、盛土の変形や基礎地盤の沈下の継続性や措置の方法について

も設計段階から十分な検討が必要と考えられる。

1つのカルバートで発生要因や進展可能性が異なる複数の変状が確認されることがほとんどであるが、上記のような道路機能への影響が大きな変状や進展可能性の高い変状を見落とさずに経過観察や要因分析を行い、早期の措置を行うことで、効率的に道路機能を維持することが可能と考えられる。また、変状の要因となる事象が継続的、繰り返しで起こり得る場合は、その影響や措置の方法も含め、設計の段階で十分に検討しておくことも、効率的な道路機能の維持につながると考えられる。

参考文献

- 1) 国土交通省 道路局：シェッド・大型カルバート等定期点検要領，平成26年6月
- 2) 国土交通省 道路局 国道・防災課：シェッド，大型カルバート等定期点検要領，平成26年6月

7.3.1 土工構造物に関する研究（補強土壁）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（施工技術チーム）

研究担当者：宮武裕昭、藤田智弘、佐藤登、新田武彦

【要旨】

現行の土工構造物の設計においては静的な安定検討を基本としており変形を直接的には考慮していない。そのため、重要度の高い土工構造物、新形式の土工構造物や変形が生じた土工構造物等の性能を適切に評価することができず、信頼性の高い土工構造物の構築、適切な新形式構造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。このような問題に対応していくためには、土工構造物の変形を考慮した性能評価手法や変形が生じた土工構造物のマネジメント手法を確立する必要がある。本報告では、土工構造物にとって致命的となる変状発生形態、変状発生後の性能低下の度合い、及び変状発生後に有効だと考えられる措置の効果を明らかにすることを目的に、特に変形による性能への影響が大きいと考えられる補強土壁を対象として既往の変形事例の分析と模型実験を実施した。具体的には、補強土壁にとって致命的と考えている盛土材のこぼれ出しの事例を収集して、こぼれ出しを起こす原因やこぼれだしの発生パターン等を調べた。また、補強土壁の小型模型を土槽内に構築し、強制的に盛土材をこぼれ出させた後に、土槽を傾斜させて模型に疑似的な地震力を加えることで、こぼれ出し前後の補強土壁の耐震性の確認を行った。さらに、盛土材のこぼれ出し後の、その後のこぼれ出しの進行を防止する措置の効果を検証した。本報では、更新必要箇所を判断するために、点検で着目すべき視点について考察を行った。

キーワード：補強土壁、変状、耐震性、傾斜実験

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静的な安定検討を基本としており、変形を直接的には考慮していない。一方で、土工構造物は、使用する材料や地盤条件等が極めて多岐にわたるため、設計・施工において相当の不確実性を考慮せざるをえず、作用と応答も不明確な部分が多いことからある程度の変形を許容せざるを得ない。

そのため、重要度の高い土工構造物、新形式の土工構造物や変形が生じた土工構造物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、適切な新形式構造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。

このため、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や変形が生じた土工構造物のマネジメント手法を確立する必要がある。

本研究では、土工構造物のうち変形が性能に与える影

響が特に大きいと考えられる補強土壁を取り上げ、次の3つを達成目標としている。

- ① 既往の変形事例の分析を通じて、変状形態、変状要因及び許容しうる変形の程度を明らかにする。
- ② 構造形式、使用材料等の構造物の要素に応じて、基礎地盤や周辺盛土の変形が性能に与える影響を評価する手法を提案することで、新設土工構造物の設計及び変形が生じた既設道路土工構造物の性能の評価の基盤とする。
- ③ 変形が生じた道路土工構造物の性能評価手法を元に適切な点検・評価・対応手法を体系化した維持管理手法を提案する。

補強土壁は、盛土材のこぼれだし（写真1）が生じなければ、他の土工構造物と同様、崩壊の初期の段階では嵩上げ盛土部や路面上のクラック等の軽微な変状が生じ、その後それらが緩やかに拡大しながら崩壊にいたると考えている¹⁾。そこで、本年度の研究は、補強土壁にとって致命的と考えている盛土材のこぼれ出しに着目し、以下の内容について実施した。

上記の達成目標の①について、補強土壁で盛土材がこぼれ出した事例を収集し、変状形態や定量的な変形度合いを整理した。具体的には、国内のこぼれ出しが発生し

た補強土壁のうち、こぼれ出し規模の大きいものや上部道路の機能に何らかの影響を与えた9事例について、変状の概要、こぼれ出しの原因、壁面変形パターン、変形の規模やこぼれ出し後の対応を整理した。

上記の達成目標の②について、補強土壁の模型実験により、盛土材のこぼれ出し前後の補強土壁の耐震性の比較を行った。具体的には、補強土壁の小型模型を土槽内に作製して、強制的に盛土材をこぼれ出させた後に土槽を傾斜させて、模型に疑似的な地震力を加えることで、こぼれ出し前後の補強土壁の耐震性を確認した。

上記の達成目標の③について、前述の模型実験の続いて、盛土材のこぼれ出し後の措置の効果を検証した。具体的には、盛土材のこぼれ出し後にこぼれ出しを抑止する措置を行った補強土壁の耐震性を確認した。

2. 補強土壁の盛土材のこぼれだし形態

補強土壁で盛土材がこぼれだす原因等を把握することを目的に、こぼれだし事例を収集した。そのうち、こぼれだし規模の大きいものや上部道路の機能に何らかの影響を与えた9事例について、変状の概要、盛土材のこぼれ出しが生じた原因、壁面変形パターン、変形の規模やこぼれ出し後の対応を表1の通り整理した。表1に示す通り、9つの全ての事例において壁面の変形又は損傷による開口が発生していたことを確認した。また、盛土材のこぼれだしが生じた開口位置は、補強土壁と連続する構造物との境界部、補強土壁面の水平目地部、補強土壁の壁面材の脱落部に分類できる(図1)。それらの開口位置の中で最も多いのは、境界部であった。境界部で盛土材のこぼれだしが多いのは、地震等による補強土壁と連続する構造物との挙動の違いにより、境界部に開口が発

生することが原因であると考えられる。また、挙動の違いによる境界部の開口発生パターンについては、補強土壁面の面内方向の相対変位(以下、面内変位)による開口、補強土壁面の面外方向の相対変位(以下、面外変位)による開口、面内変位と面外変位の複合(以下、複合変位)による開口に分類される。変形の規模に関しては、詳細な開口幅は不明なものも多いが、壁面材が脱落した事例を除いても、最大で800mmの開口幅が観測された事例もあった。盛土材のこぼれ出し後の対応では、盛土材の充填や補強土壁の再構築等も行われていた。これらの対応は、補強土壁の立地条件次第では道路の通行止めなどを伴うものである。

補強土壁の盛土材のこぼれ出しへの対策としては、大きく分けてこぼれ出しを未然に防止することとこぼれ出し後に適切な措置を行うことが考えられる。本事例分析により、こぼれ出しを未然に防止するためには、壁面材の脱落が生じない機構とするとともに、境界部、水平目地部において、面内変位、面外変位、複合変位等のあらゆる壁面変位パターンに対しても開口部が生じない機構とすることも検討する必要があることが明らかとなった。



写真1 盛土材のこぼれ出し状況

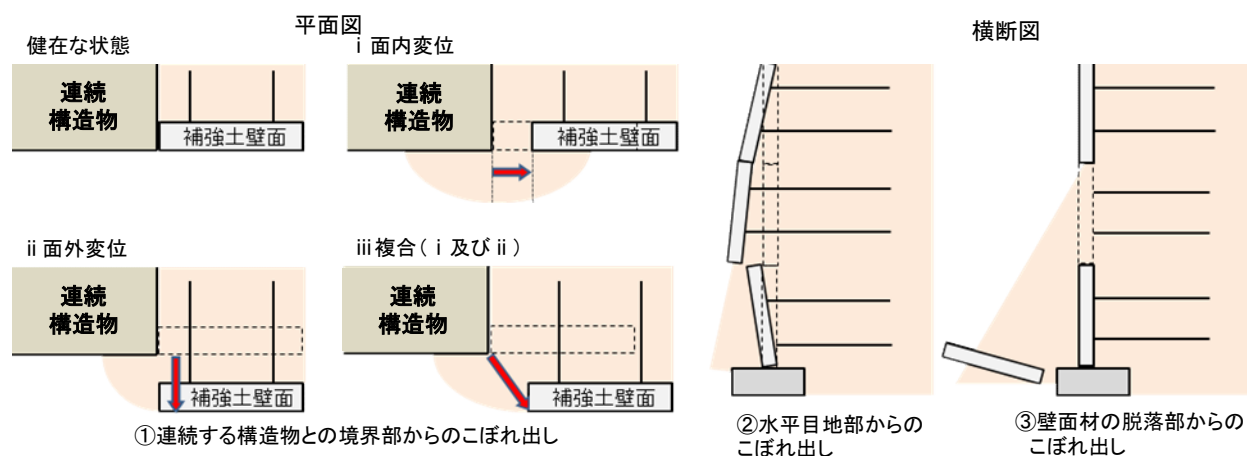


図1 盛土材のこぼれだしパターン

表1 盛土材のこぼれだし事例の概要

	変状の概要	こぼれ出しの原因	壁面変形パターン	備考
事例1	壁面のはらみ	補強土壁と隣接構造物との取合部の開口	面外変位	開口幅：120mm（最大） 対応：大型土のう積
事例2	壁面のはらみ 壁面材のクラック 盛土天端の沈下	補強土壁と隣接構造物との取合部の開口	面外変位	開口幅：800mm（最大） 対応：押え盛土、盛土材充填
事例3	壁面のはらみ	補強土壁と隣接構造物との取合部の開口	面内変位	開口幅：不明 対応：撤去・再構築
事例4	壁面のはらみ	補強土壁と隣接構造物との取合部の開口	面内変位	開口幅：不明 対応：不明
事例5	壁面のはらみ 盛土天端の沈下 端部調整金具の脱落	補強土壁と隣接構造物との取合部の開口	複合変位	開口幅：70mm（最大） 対応：盛土材充填
事例6	壁面の傾斜 壁面材間のズレ	補強土壁面の水平目地部の開口	面外変位（ズレ）	開口幅：不明 対応：雨水浸入防止養生
事例7	壁面の傾斜 壁面材間のズレ	補強土壁面の水平目地部の開口	面外変位（ズレ）	開口幅：不明 対応：雨水浸入防止養生
事例8	壁面材の角欠け 基礎の洗掘	補強土壁面の水平目地部の開口	面外変位（ズレ）	開口幅：不明 対応：洗掘部補修
事例9	壁面材の脱落	補強土壁の壁面材の脱落部の開口	面外変位（脱落）	開口幅：1,500mm 以上 対応：撤去・再構築

3. 盛土材のこぼれ出しが生じた補強土壁の耐震性及びこぼれ出し後の措置の効果の検証

盛土材のこぼれ出しが生じた補強土壁の耐震性及びこぼれ出し後の措置の効果を検証することを目的に、模型実験を実施した。

3.1. 補強土壁の模型概要

本実験では、土槽内に壁高 800mm、長さ 1,650mm、奥行き 530mm の補強土壁の小型模型を作製した。壁面材に見立てた高さ 200mm、奥行き 490mm のアルミ製パネルに L 型の金具を取り付けて、そこに補強材をボルトで固定し補強土壁の模型を作製した。図 2 に模型寸法及び計測機器の設置位置を示す。補強材は一方方向ジオグリッド (HDPE、基準強度 50.0kN/m) のストランドを間引くことで剛性を 1/5 程度にしたものを使用した。基礎地盤及び盛土の使用材料は豊浦砂とした。本模型は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²⁾に基づいて設計し、基礎部は相対密度 D_r を 100%、盛土部は相対密度 D_r を 80% に突き固めた。設計計算上の安全率は設計水平震度 k_h が約 0.4 の全体安定検討で $F_s=1.0$ となる。本実験の計測項目は図 2 に示す位置にて、壁面材に設置した変位計により壁面の水平変位、各段の補強材に

設置したひずみゲージにより補強材に発生するひずみを計測した。

3.2. 盛土材のこぼれ出しの発生機構と評価手法

本実験における盛土材のこぼれ出し再現方法を図 1 及び写真 2 に示す。前述の事例分析の結果から、こぼれ出しが発生した開口位置は、連続した構造物との境界部であることが多い傾向にあることが分かっている。ただし、連続した構造物との境界部からの盛土材のこぼれ出しは、厳密には 3 次元的な影響があるので複雑な現象である。このことから、本実験では現象を単純化するため

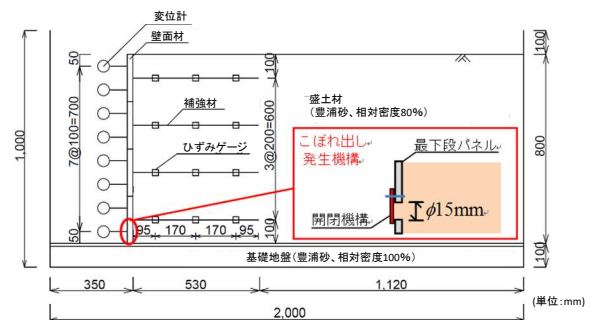


図2 模型寸法及び計測機器の設置位置

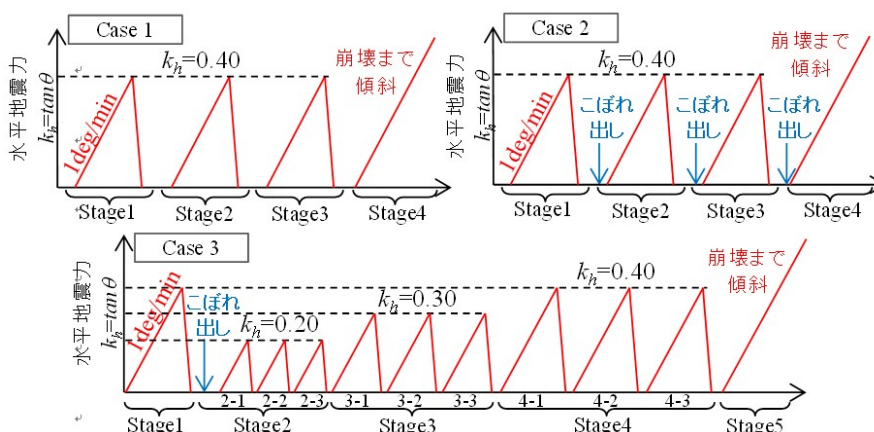


図3 実験ケース及び土槽傾斜パターン



写真2 盛土材のこぼれ出し発生機構

に、模型の奥行き方向に一樣なこぼれ出しを発生させることとした。模型最下段パネル下部において強制的にこぼれ出しを発生させるために、直径 $\phi 15\text{mm}$ の孔を水平方向に等間隔で計8箇所設けた。さらに、この孔に開閉機構を設けることにより開口によるこぼれ出しの発生、開口部の閉塞によるこぼれ出し後の措置の再現が行えるようにした。なお、こぼれ出し量については、こぼれ出し率 $\eta = V_f / V_r$ を定義し評価した。ここに、 η はこぼれ出し率、 V_f はこぼれ出した盛土材重量(g)、 V_r は補強領域内の盛土材重量(g)である。

3.3. 载荷方法および実験ケース

本実験では、地震力を模擬した水平力 k_h (以下、「水平地震力 k_h 」という) を補強土壁の模型に加えるため土槽を傾斜させた。水平地震力 k_h と土槽の傾斜角 θ (deg) との関係は $k_h = \tan \theta$ となる。なお、土槽の傾斜速度は 1deg/min とし、クリープ変形を確認するため 1deg 毎に1分間保持させた。設定した傾斜角に達した後、模型を $\theta = 0\text{deg}$ ま

で戻した。

実験ケース及び土槽傾斜パターンを図3に示す。Case1はこぼれ出しが発生しない健全な状態、Case2はこぼれ出しが発生し、その後こぼれ出しに対する抑止措置を行わない状態、Case3は盛土材のこぼれ出しが発生し、その後こぼれ出しの抑止措置を行う状態を想定した。

3.4. 実験の結果と考察

壁面の変位の計測結果、補強材のひずみの計測結果及びこぼれ出し率の算出結果を以下に示す。

各ケースにおける各ステージの同じ水平地震力に対する壁面の水平変位と補強材のひずみを図4に示す。ひずみについては、各ケースの実験開始前の値でオフセットした。

図4(a)よりCase1においてStage1での最大傾斜時の壁面の水平変位は、最上段の壁面部分が最大値となり 2.4mm であった。その後、Stage3までは各ステージでの土槽の傾斜を繰り返しても壁面の水平変位は増加しなかった。全体的な壁面の変位モードは一樣な前傾のモードであった。また、補強材のひずみもStage3までは各ステージの傾斜を繰り返してもほぼ変化はなく、下から3段目の補強材における値を例示すると壁際で 211μ 、補強材中間部で 316μ 、補強材端末部(壁から最も離れた位置をいう)で 360μ となった。

図4(b)はCase2の結果及び土槽のガラス面から観測したこぼれ出しによる盛土材の流動範囲とStage4にて発生したすべり線をプロットした。こぼれ出しの流動範囲は上部に行くにつれて、その範囲が広がることを確認した。また、すべり線は補強領域を通過する形で発生した。Stage1の $k_h = 0.4$ の変位量は壁面最上段部分が最大値で、 1.9mm の変位となりCase1とほぼ同じ変位量であったが、こぼれ出しを発生させたStage2における変位量は壁面最

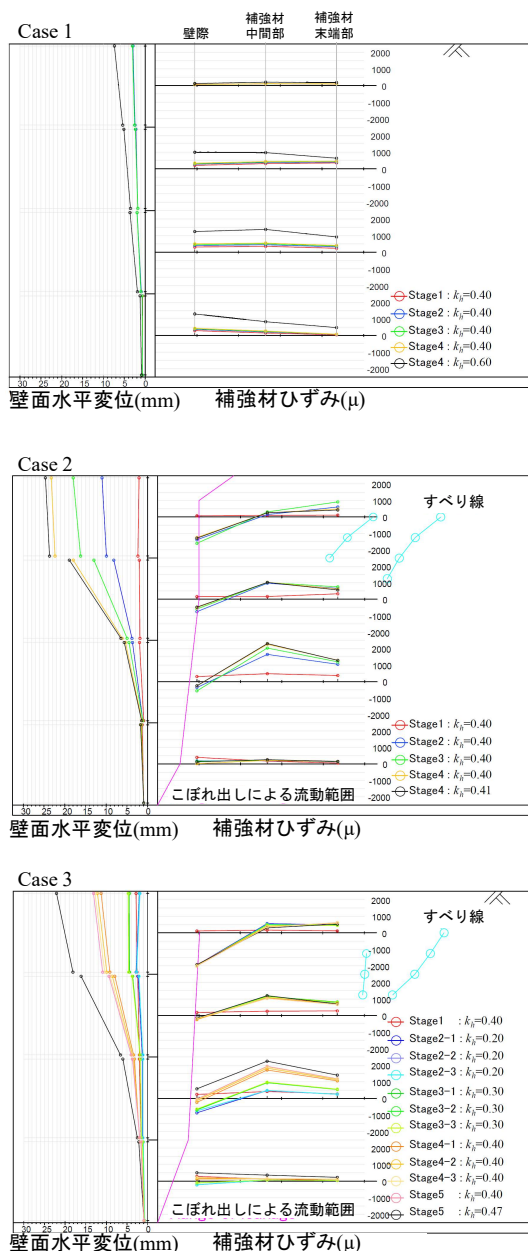


図4 壁面変位と補強材ひずみ

段部が最大値で11.36mmの変位となり、Case1と異なり変位が顕著に増加する結果となった。その後 Stage3 及び Stage4 に進行するごとに変位量は増加する傾向が確認された。また全体的な壁面の変位のモードは、Case1と比べ壁面上部から2段目までの壁面材の変位が卓越した前傾のモードであった。補強材のひずみは下から3段目の補強材における値を例示すると、Stage1では壁際で215 μ 、補強材中間部で240 μ 、補強材の端末部（壁から最も離れた位置をいう）で329 μ となり、Case1とほぼ同じ値を示したが、こぼれ出しを発生させた Stage2 では壁際

で753 μ となり、こぼれ出し前から約1,000 μ 減少し、Case1と異なる結果となった。また、補強材中間部は956 μ でこぼれ出し前との差分で約700 μ と増加し、補強材の端末部は650 μ でこぼれ出し前との差分で約300 μ の増加となり、壁面から離れた位置、特に補強材中間部は顕著にひずみが増加する傾向となった。

図4(c)はCase3の結果である。こぼれ出しの流動範囲及びすべり線はCase2と同様の傾向であった。Stage1の $k_h=0.4$ の変位量は壁面最上部が最大値で、2.3mmで他のケースとほぼ同じ変位量であった。こぼれ出しを発生させた Stage2-1の変位量は増加したが、その後の追加のこぼれ出しをしていない Stage2-2以降は、同じStage内で土槽の傾斜を繰り返しても変位が増大しないことを確認した。Stage4の最大傾斜である $k_h=0.4$ においてもCase2のStage2以降の結果と比較しても変位量が小さいことを確認した。また全体的な壁面の挙動は、Case2と同様に上部から2段目までの壁面材の変位が卓越した前傾モードであった。

こぼれ出しを発生させたCase2及びCase3は壁面変位モード、補強材のひずみ分布およびすべり線の発生位置が同様な傾向であった。両ケースともにこぼれ出しによる流動範囲は上部に行くにつれて範囲が広がっており、補強材のひずみが減少した位置は盛土材のこぼれ出し時の流動範囲付近であった。このことより、こぼれ出しにより壁面付近の盛土が緩み、補強材のひずみが減少したことが考えられる。さらに、その結果としてこぼれ出しの範囲外の補強材中間部に摩擦が再配分され、ひずみ量が増加したことが考えられる。

全てのケースにおいて壁面の水平変位の最大値を計測した壁面最上段部に着目し、補強材位置(H=700mm)における壁面の水平変位と水平地震力 k_h の関係を図5に示す。図より、Case1においてはこぼれ出しがないため、 $k_h=0.4$ までの範囲で除荷・再載荷を繰り返しても弾性的な挙動を示し、塑性変位はほとんど発生していない。Case2においては、各ステージにてこぼれ出し後の載荷により塑性変位が増加することが確認できる(図5(A))。Case3において、 $k_h=0.4$ に到達する前に $k_h=0.2$ 及び $k_h=0.3$ 相当の水平地震力で除荷・再載荷を繰り返し与えても、弾性的な挙動を示し塑性変位はほとんど発生していないことが確認された(図5(B))。また、Case3の骨格曲線はCase2の $k_h=0.4$ までの載荷時の曲線とほぼ一致した。こぼれ出しの抑止措置を講じた場合には、処女載荷以下の水平力を繰り返し載荷しても塑性変位が増加することがない。したがって、本震によってこぼれ出しが生じたと

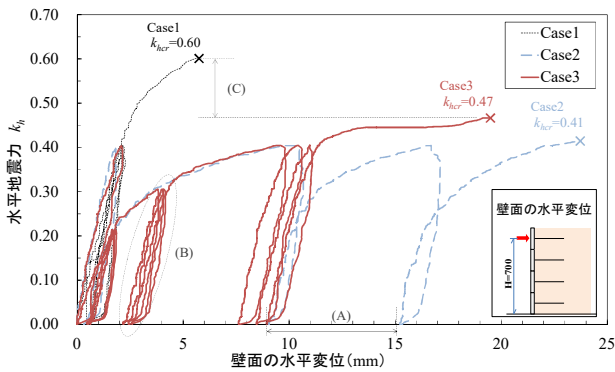


図5 壁面変位と補強材ひずみ

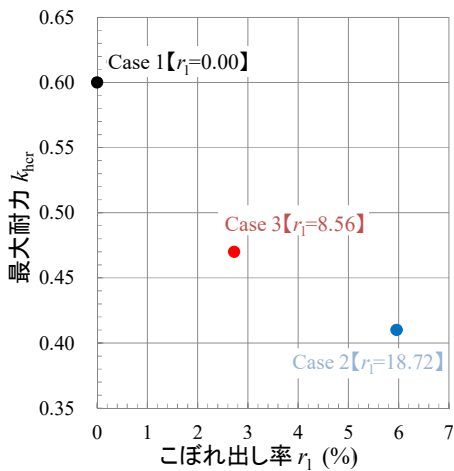


図6 最大耐力 k_{hcr} とこぼれ出し率 r_1 の関係

しても、その後の余震にそなえて速やかにこぼれ出しの抑止措置を講じることが、補強土壁の変形を拡大させないためには非常に重要であるといえる。

各ケースの最大耐力 k_{hcr} とこぼれ出し率 r_1 の関係を図6に示す。ここで、最大耐力とは模型が崩壊した時点の水平地震力のことをいう。各ケースの崩壊した時点は図5に×で示す。図より、こぼれ出しのないCase1の最大耐力 $k_{hcr}=0.60$ に対してCase.2の最大耐力 $k_{hcr}=0.41$ であり、31.6%の耐力低下が確認され、Case.3では最大耐力 $k_{hcr}=0.47$ であり21.7%の低下となった(図5(C))。このように、 r_1 が大きいほど k_{hcr} は小さくなっており、こぼれ出し率 r_1 と最大耐力 k_{hcr} の関係は相関性があることが確認できる。このことより、補強土壁の耐力低下を防止するにはこぼれ出しを抑止することが重要であることが分かる。

4. まとめ

補強土壁の盛土材こぼれ出し事例の分析と盛土材こぼれ出しの再現実験を行った。以下に、本報の範囲で得られた知見を示す。

- 1) 収集した事例では、こぼれ出しが生じた補強土壁は何らかの壁面の変形又は損傷による開口が生じていた。
- 2) 収集した事例では、盛土材のこぼれ出しが生じる原因となった開口位置を分類すると、補強土壁と連続する構造物との境界部、補強土壁面の水平目地部、補強土壁の壁面材の脱落部に分けられた。そのうち、最も事例の数が多かったのは境界部の開口によるこぼれ出しであった。
- 3) 収集した事例では、補強土壁と連続する構造物との境界部の開口発生パターンは、補強土壁面の面内方向の相対変位によるもの、補強土壁面の面外方向の相対変位によるもの、面内変位と面外変位の複合によるものに分類された。
- 4) 収集した事例では、盛土材のこぼれ出し後の対応として、立地条件次第では道路の通行止めなどを伴うこととなる盛土材の充填や補強土壁の再構築等が行われていた。
- 5) 再現実験の結果は、補強土壁にこぼれ出しが発生すると、こぼれ出しが無いものと比較して、同一の水平地震力に対する壁面変位が大きくなるとともに、崩壊にいたる際の水平地震力(最大耐力)が低下することを示した。
- 6) 再現実験の結果は、盛土材のこぼれ出しが生じた後にその後のこぼれ出しを抑止する措置を行うと、既往の水平地震力以下の作用を繰り返し载荷しても、変位は増加しないことを示した。
- 7) 再現実験の結果は、盛土材のこぼれ出し率と最大耐力には相関性を有することを示した。

以上の事例分析と再現実験の結果から、盛土材のこぼれ出しは補強土壁の耐震性を低下させ、その低下率は盛土材のこぼれ出し量と相関があることが明らかとなった。更新必要の有無を点検で判断するためには、こぼれ出した盛土材の量にも着目することが重要であると言える。

謝辞

本研究にあたり、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被害事例の収集・分析に対して多大なるご協力を頂いた。ここに記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 補強土壁の維持管理手法の開発に関する共同研究, 平成 28 年 3 月, 国立研究開発法人 土木研究所 ほか
- 2) 一般社団法人土木研究センター: ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル 第 2 回改訂版, 2013. 12

7.3.2 土工構造物に関する研究（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した場合に道路機能への影響が大きな変状については、特徴を踏まえた経過観察と結果の記録・保存により、進展状況を時系列的に評価する必要性が考えられた。また、繰り返し影響を受ける凍上や洗掘、基礎地盤の沈下、盛土の変形やこれらが要因の変状、盛土や基礎地盤に接した面の変状、施工時の荷重による変状などについては、設計や施工で配慮する必要があると考えられた。

キーワード：カルバート，変状，盛土，点検

1. はじめに

7.1.7 で整理したカルバートの部材別・部位別の変状が道路機能に与える影響について、7.2.3 にまとめた。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が異なる複数の変状が現れることが多い中で、耐久性低下、第三者被害への進展可能性や道路機能への影響が大きい変状については、経過観察、要因分析、早期の措置や設計・施工段階からの措置の方法の検討が必要であることを示した。

そこで本節では、部材別・部位別に点検における着眼点を整理する。

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について、以下に示す。

2.1 頂版のひびわれ

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

頂版には、上載土圧、活荷重、偏土圧、乾燥収縮によるひびわれが生じるが、発生位置やひびわれの方向もそれぞれ異なる。上載土圧、活荷重、偏土圧によるひびわれは、カルバート縦断方向の中央付近に複数の縦断方向のひびわれとして発生する。上載土圧によるひびわれは土かぶりが厚い場合（概ね 7m 以上）、活荷重によるひびわれは土かぶりが薄い場合（概ね 2.5m 以下）に生じる。偏土圧に

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

この中で、活荷重によるひびわれは進展可能性が高いと考えられる。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曲げ応力を与える。そのため、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。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、ひびわれの本数が増えるといった可能性が高い。特に、土かぶりが小さく、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。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こともある。

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

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

2. 3 ウイングのひびわれ

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

アルカリ骨材反応は、コンクリートの細孔溶液中の水酸化アルカリと骨材中の鉱物が反応して生成物ができる際の膨張でコンクリートにひびわれが発生するものであるが、鉄筋の破断、凍害や化学的侵食への耐性低下の可能性はある。反応自体は比較的時間をかけて進むので、カルバート完成時からのひびわれの進展や耐久性への影響について時系列的に把握のうえ、適切な措置につなげる必要がある。

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第三者



(a) 貫通ひびわれや打継目からの発生が考えられる漏水



(b) 欠損部からの発生が考えられる漏水



(c) 継手部付近のうき



(d) 導水工付近の剥離・鉄筋露出

写真-1 進展したコンクリート変状の例

被害や鉄筋腐食による部材の強度低下が懸念される。

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

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

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

2. 5 継手部の変状

継手部の変状は、継手部材の破損を契機に確認されることが多いと考えられる。継手部材の経年劣化のみによる破損で他の変状を伴わなければ、継手部の早期の補修により変状の進展可能性は低くなると考えられる。一方、継手部のずれ・開きを伴う場合、盛土の変形や基礎地盤の沈下によるカルバートブロックの不同沈下や相対変位が生じている可能性があり、その進行状況によっても、変状の進展可能性は異なる。

盛土の変形や基礎地盤の沈下が継続する場合、継手部が破損してできた隙間から内空への土砂や水の流入、継手部を境とした内空道路面の亀裂や段差が発生することが考えられる。これらが長期的に、あるいは地震や豪雨を契機として急激に進展した場合、内空道路および上部道路の機能に支障をきたすことが考えられる。また、継手部を補修しても、そこから同様な変状が再発する可能性も残る（写真-2）。

そこで、点検では継手部の変状が開き・ずれを伴ったものであるかどうか、要因となる盛土の変形や基礎地盤の沈下の継続可能性について着目する必要がある。例えば、水

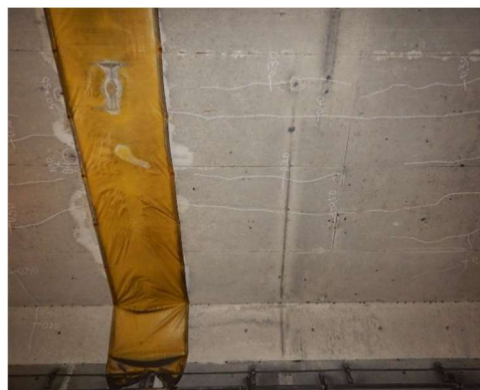


写真-2 補修後の継手部からの漏水の例

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、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。土砂や水の流出の継続的な流出が目立つ場合には、変状の進展や盛土の緩みの可能性が考えられる。

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

2. 7 排水施設の不具合

排水施設の不具合としては、導水工からの漏水、排水溝の詰まりがある。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な変状である。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 内空道路面の変状

内空道路面の亀裂・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、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ある。

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、第三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



写真-3 照明器具の腐食の例

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ある。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。

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、作用すると考えられる荷重に対して、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. まとめ

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

頂版・側壁・ウイングの各コンクリート部材では、特に活荷重による頂版のひびわれのように進展可能性の高い変状、偏土圧によるひびわれのように特定の位置に弱点箇所を生じ得る変状については、経過観察が必要である。また、それ以外のひびわれも含めて、うき・剥離・鉄筋露出等に進展し得るものがないか、第三者被害防止の観点から確認と早期の措置が必要である。特に、集水地でひびわれが貫通して漏水すると、鉄筋が腐食しやすくなり、耐久性や耐荷力の低下につながるので注意を要する。

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

設される場合は特に注意を要する。

水路カルバート底版直下の洗掘、凍結融解による内空道路面の亀裂、凍上による上部道路の亀裂・段差については、供用後に要因となる作用を常時・繰返し受けて発生し、変状が放置されて進展した時の道路機能への影響が大きいため、定期的な措置が必要と考えられる。そのため、カルバート完成時より毎回の点検において、変状の発生と措置、措置後の状況について記録、保存して、時系列的に把握することは、適切な方法や時期での措置につながると思われる。併せて、集水地、傾斜地盤、寒冷地等の変状が発生しやすい立地条件を踏まえ、設計・施工段階での配慮が望ましいと考えられる。

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

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

7.4.1 プレキャスト部材の有効活用方法の研究（土工構造物）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（施工技術チーム）

研究担当者：宮武裕昭、澤松俊寿

【要旨】

国土交通省では 2016 年を生産性革命元年と位置づけて各種の取り組みを進めており、公共土木工事においてもプレキャストによる生産性向上が検討されている。擁壁、カルバート等の道路土工構造物においても多くのプレキャスト工法が開発・提案され、現場で適用されてきているが、プレキャスト工法はその種類が極めて多様であるため、個別の現場条件から最も合理的な工法を慎重に選定する必要がある。本研究では合理的にプレキャスト工法を選定していくための手法の開発を行っており、平成 29 年度は NETIS によりプレキャストカルバート工法の現状を調査しその構造的特徴を整理するとともに、変状事例を分析し課題点を整理した。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調査結果に基づいて類型化された変状形態に着目して、傾斜台模型実験及び FEM 解析を実施し変状のメカニズムを調べた。

キーワード：擁壁、カルバート、変状事例、模型実験、FEM 解析

1. はじめに

我が国では建設技能労働者等が減少している。国土交通省では、2016 年を生産性革命元年と位置づけて各種の取り組みを進めており、公共土木工事においてもプレキャストによる生産性向上が検討されている¹⁾。

擁壁、カルバート等の道路土工構造物においても、施工性の向上、コスト削減、環境への配慮、各種現場条件への対応等の観点からプレキャスト工法を始めとした数多くの新たな技術が開発・提案され、実現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、個別の現場条件から最も合理的な工法を慎重に選定する必要がある。本研究では、合理的にプレキャスト工法を選定していくための手法の開発を行っており、その一環として平成 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プレキャストの実態を調査し、その構造的特徴分類・整理した。また、大型ブロック積擁壁をはじめとしたプレキャスト擁壁の変状事例を調査し、変状の形態を 5 つに分類した。

平成 29 年度は、プレキャストカルバートの製品実態を調査し、断面の分割、躯体の材料、内空の寸法等を整理し、その傾向を分析した。さらに、プレキャストカルバートの変状事例を収集・整理し、カルバートに発生した変状形態と推定される変状要因を類型化し、課題点を整理した。プレキャスト擁壁については、過年度に類型化した変状形態に着目して傾斜土槽模型実験及び FEM 解

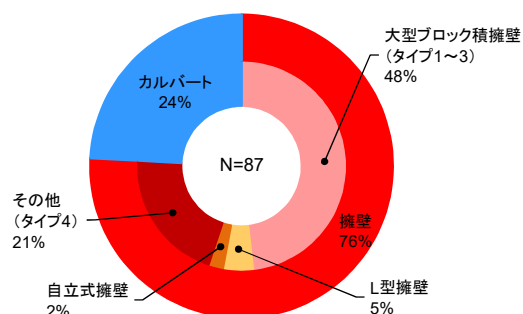


図1 プレキャスト工法における擁壁及びカルバートの割合

析を実施し、変状のメカニズムを調べた。

2. プレキャストカルバート工法の構造的特徴及び変状形態

2.1 プレキャストカルバートの構造的特徴

新技術情報提供システム (NETIS) において道路に用いるプレキャスト擁壁又はカルバートとして登録されている工法を抽出し、各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。

検索した結果、87 件の擁壁又はカルバートが該当した。擁壁の構造的特徴の傾向については、平成 28 年度に詳述していることから、ここでは主にカルバートに関する結果を示す。図 1 は抽出した擁壁及びカルバートの内訳である。擁壁が 76% に対してカルバートは 24% であり、擁壁と比べるとカルバートの種類は多くないことがわかる。

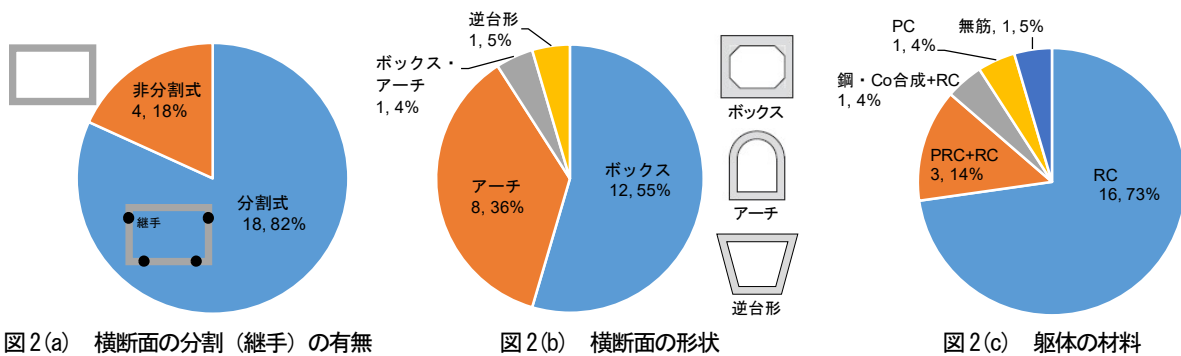


図2(a) 横断面の分割 (継手) の有無

図2(b) 横断面の形状

図2(c) 躯体の材料

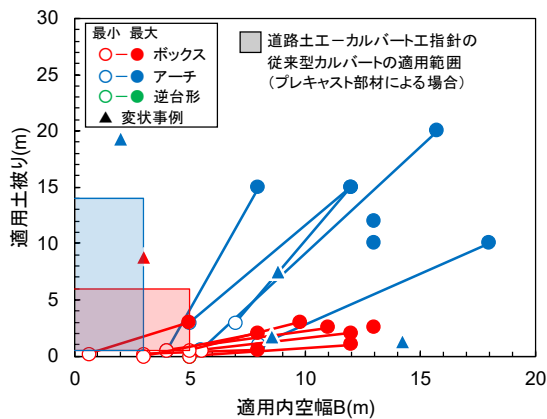


図3(a) 適用内空幅と適用土被りの関係

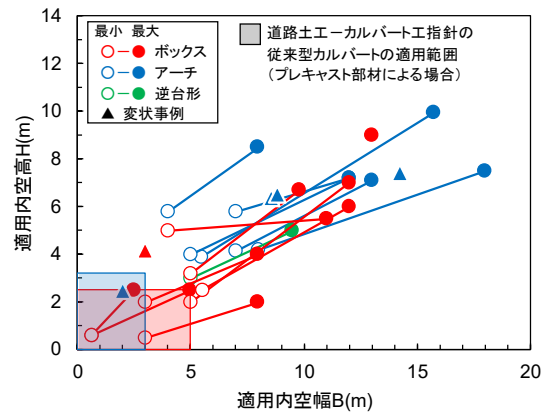


図3(b) 適用内空幅と適用内空土被りの関係

図2は抽出された22件のカルバートについて、各工法の技術資料等を基に構造的な特徴を整理し分類した結果である。なお、ある1つの工法では2種類の材料を用いたものがあったことからこれについては2工法として集計している。図2(a)は横断面の分割の有無について分類したものである。82% (18件) が横断面に継手を設ける分割式であった。非分割式の18% (4件) については、縦断方向の継手を工夫したものが2件、材料の耐久性を向上したものが1件及び斜角に対応したものが1件あった。図2(b)は横断面の形状について分類したものであり、ボックス型が55%、アーチ型が36%であった。図2(c)はカルバート躯体の材料について分類したものである。RCが73%と多数を占めており、横断面内のいくつかの部材にRCだけでなくPRC又は鋼・コンクリート合成構造を併用し、部材を薄肉化したものがあった。

図3(a)は適用内空幅と適用土被りの関係、図3(b)は適用内空幅と適用内空土被りの関係であり、ここでは技術資料等に記載されていたそれぞれの最大値及び最小値を示した。さらに同図には、道路土工用カルバート工指針²⁾における「従来型カルバート (プレキャスト部材による場合)」の適用範囲を合わせて示している。図3(a)の

縦軸の適用土被りに着目すると、ボックスについては従来型カルバートの適用土被りの範囲にあり、アーチについては概ね従来型カルバートの適用土被りの範囲をやや上回る範囲にある。一方で、土被り厚さを0として頂版上に直接車両を走行させる工法がいくつか認められた。図3(b)によると、内空断面の大きさについてはほとんどの工法が従来型カルバートの範囲を大きく上回っており、内空高さ10m×内空幅15mを上回るものも認められた。すなわち、従来の経験の範囲を上回る大きさを有する大型製品の普及が著しい傾向にあるといえる。

2.2 プレキャストカルバートの変状形態

プレキャストカルバート特有の変状形態に着目し、プレキャストカルバートに変状が生じた5事例について事例調査を行い、変状の状況及び変状の要因について整理した。収集した5事例はいずれも施工中又は供用開始後間もなく変状が生じたものである。表1は調査結果の概要である。事例1はカルバート軸方向に支持地盤が傾斜していたことによる不同沈下が要因と考えられる事例である。盛土工の過程で不同沈下によりカルバートの部材接合部に相対沈下が発生したことでかぶりコンクリートが剥離又は剥落するなどの変状が生じていた。事例2はカ

表1 PCa カルバートの変状形態

	変状要因	カルバートの変状	概要図
事例1	a) 不同沈下 (支持地盤の傾斜)	部材接合部でコンクリートが剥離・剥落	
事例2	a) 不同沈下 (支持地盤の傾斜)	頂版・底版に軸方向のひび割れ	
事例3	a) 不同沈下 (局所的な地盤改良)	ボルトボックス部及び中柱基部のひび割れ	
事例4	a) 不同沈下 (局所的な地盤改良) b) 偏土圧 (本線盛土との交角)	アーチ頂部に曲げひび割れ、アーチ側部に斜め方向のひび割れ	
事例5	b) 偏土圧 (不均等な盛土形状)	アーチ側部に曲げひび割れ	

ルバート軸直角方向に支持地盤が傾斜していたことによる不同沈下が要因と考えられる事例である。軸直角方向に不同沈下した結果、カルバートの頂版及び底版にひび割れが発生していた。事例3は支持地盤が軟弱なため地盤改良したところ当所の想定より大きな沈下が発生したことに加えて、カルバート横断面の端部ほど大きな沈下(不同沈下)が発生したことが要因と考えられる事例である。不同沈下した結果、中柱の基部にひび割れが発生していた。事例4は、局所的な地盤改良による引込み沈下(不同沈下)と上部道路がカルバートを斜めに横断したことによりカルバートに偏土圧が作用したことが要因と考えられる事例である。不同沈下及び偏土圧が作用した結果、カルバートが全体としてねじれるような挙動を呈して、カルバート軸方向の中央付近ではアーチ頂部に曲げひび割れが、端部付近ではアーチ側部に斜め方向のひび割れが発生していた。事例5は不均等な盛土形状によりカルバートに偏土圧が作用したことが要因と考えられる事例である。偏土圧が作用した結果、アーチ側部及びインバートにひび割れが発生していた。

収集した5事例の変状は、上述のとおり不同沈下又は偏土圧による影響が大きいと考えられるものであった。不同沈下及び偏土圧はプレキャスト製品に限らず場所打ちカルバートでも変状要因となりうるものである。一方で、プレキャストカルバートはその接合部の構造によっ

ては現場打ちで製作されたカルバートと比較して一体性が低いため、変状が発生したか又は変状の程度が大きくなった可能性も考えられる。

また、図3にはこれら5事例の土被り厚さ、内空幅及び内空高さをプロットした。いずれの事例にも共通して、内空断面の大きさ及び土被り厚さが従来型カルバートの範囲を上回る傾向にあり、大土被り及び大型製品を中心に変状事例が発生していることがわかる。したがって、特に内空断面が大きなプレキャストカルバートを用いる場合には基礎地盤の状況、偏土圧等に対してより慎重に検討したうえで適用する必要があると考えられる。

3. 大型ブロック積擁壁の変状形態に関する検討

本章では、まず平成28年度に実施し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調査の結果を再掲し、概説する。また、調査結果に基づいて類型化された変状形態のうち、擁壁の安定性に直結すると考えられる面外方向の変状に着目し、その変状メカニズムを調べるために実施した傾斜土槽模型実験及びFEM解析、並びに単純な条件の荷重の下でブロックの形状及び重量をパラメータとしたFEM解析を実施した結果について報告する。

3.1 大型ブロック積擁壁等の変状形態

平成28年度には、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調査し、表2のとおり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。変状が認められた事例はいずれも胴込めコンクリート等の現場打ちコンクリートを使用しない空積みの擁壁であった。図5は道路に用いられるプレキャスト擁壁の製品実態調査結果に基づく上下のブロック同士の接合面のうち、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、その直高、背面土、外力等の条件が様々であることから図5で単純に比較することは必ずしも適切とは言えないが、控長が小さくかつ現場打ちコンクリートが0（空積み）の範囲にプロットされている。すなわち、図5からは控長の小さい空積みの擁壁で変状が発生しやすい傾向にあることが読み取れるといえる。

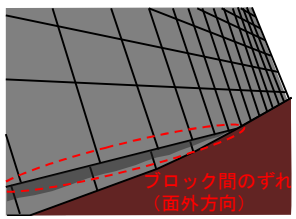
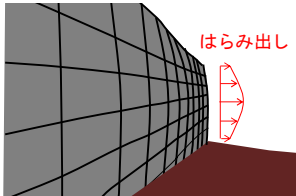
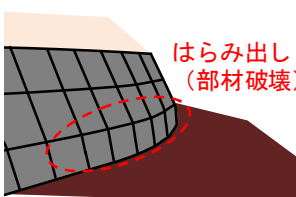
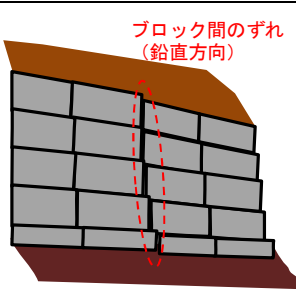
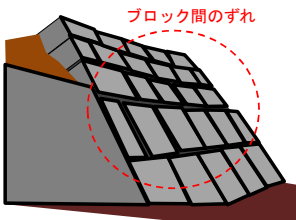
3.2 傾斜土槽模型実験及びFEM解析

表2に示した変状形態のうち、安定性に大きく関連すると考えられる上下ブロック間の接合部のずれ(A-1)について変状事例の状況を想定した傾斜土槽模型実験を及び2次元FEM解析を実施し、擁壁が崩壊するまでの挙動を調べた。

3.2.1 傾斜土槽模型実験の方法

図6(a)に模型を示す。実験には内寸が高さ950mm、幅2000mm及び奥行500mmの土槽を用いた。大型ブロック積擁壁の模型は、変状事例を参考に7mの直高の大型ブロック積擁壁を想定した。道路土工—擁壁工指針³⁾に基づいて背面勾配を1:0.4、控長を1m、ブロック1個の高さを1mとして、1/10に寸法を縮小した模型とした。ブロックはモルタル製で鋼製型枠を用いて製作した。ブロックの形状は平行四辺形として、突起、かみ合わせ等は設けていない。ブロック周囲の摩擦を一様とするために、ブロックには#1000の紙やすりを貼り付けた。このような処理をしたブロック間の静止摩擦係数 μ は0.62であった。地盤の材料には豊浦砂を使用した。裏込め土及び基礎地盤の相対密度 D_r は80%を目標とし、仕上がり厚さが50mmとなるように重量を管理しながら締め固めて製作した。参考とした変状事例では、擁壁前面の地盤には問題となるような変状が認められなかったことから、この条件を再現するために図6(a)のように土槽内の手前及び奥側に厚さ12mmの亚克力板を設置し、1段目のブロックの水平方向の変位を拘束した。ブロックと亚克力板の間にはテフロンシートを2枚重ねて設置し、摩擦を極力除去した。土槽を傾斜させること

表2 PCa 擁壁の変状形態

<p>A-1: 上下ブロック間のずれ 地震時等で、ブロック間の水平方向の目地に沿って面外方向にずれが発生</p>	
<p>A-2: 上下ブロック間の回転 ブロックの控長が小さくブロック同士の相対的な回転に対する抵抗が低い場合に、壁面にはらみ出しが発生</p>	
<p>A-3: ブロックの損傷 地震時等で、上下ブロック間の荷重伝達によりブロックの控え部分が損傷。ブロックが破壊した結果、壁面のはらみ出しが生じることがある。</p>	
<p>B-1: 左右ブロック間の接合部 ブロック間の鉛直目地がそろっていないやゆる芋積みの場合で、不同沈下の影響により縦目地にそってずれが発生</p>	
<p>B-2: ブロック間の接合部 基礎地盤の不同沈下等の影響を受け、全体的にブロック間で開口やずれが発生</p>	

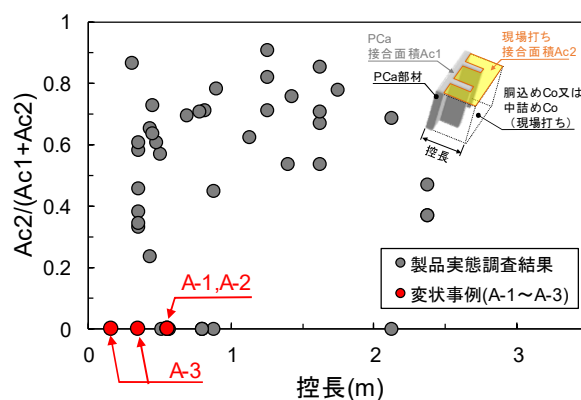


図5 上下ブロック同士の接合面のうち現場打ちコンクリートが占める割合と控長の関係

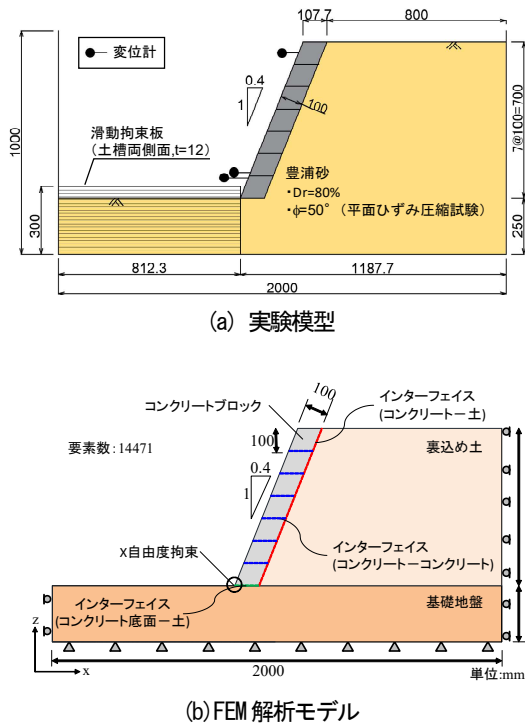


図6 傾斜土槽実験模型及びFEM解析モデル図

により模型に対して疑似的な水平力を载荷した。傾斜の速さは1分間に1°として1°傾斜させるごとに1分間の保持を行った。これを1ステップとして、模型が崩壊するまでステップを継続した。

3.2.2 FEM 解析の方法

二次元 FEM による数値解析により実験をシミュレーションした。図 6(b) に解析モデル図を示す。模型全体をモデル化し、地盤及びブロックを4節点平面ひずみ要素で表現した。要素数は14,471である。解析パラメータを表3に示す。材料の構成則は豊浦砂を Mohr-Coulomb、コンクリートブロックを線形弾性体それぞれモデル化した。単位体積重量 γ は実際の模型の重量を元に設定した。豊浦砂のせん断抵抗角 ϕ 及びヤング率 E は Tatsuoka et al. ⁴⁾の低拘束圧下の豊浦砂の平面ひずみ圧縮試験の結果より、それぞれ $\phi = 50.2^\circ$, $E = 12,500 \text{ kN/m}^2$ とした。ブロック-ブロック間の接触面、ブロックと土の境界部には、ずれと剥離を表現するためにインターフェイス要素を使用した。インターフェイス要素のパラメータは文献3)、ブロック-ブロック間の摩擦試験結果(静止摩擦係数 $\mu = 0.62$)等を参考に設定した。自重解析の後、土槽の傾斜を表現するために物体力を与えた。具体的には、鉛直方向と水平方向の物体力を傾斜の量に応じて変化させることで考慮した。実験における滑动拘束板はブロックつま先のX方向の自由度を拘束することで考慮した。

表3 裏込め材及び基礎地盤の材料試験結果並びにFEM解析のパラメータ (傾斜土槽模型実験)

(a) 裏込め材、基礎地盤及びブロック

	裏込め材	基礎地盤	ブロック
構成則	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	線形弾性
単位体積重量 γ (kN/m ³)	15.7	15.7	18.6
粘着力 c (kN/m ²)	0	0	-
せん断抵抗角 ϕ (deg.)	50.2	50.2	-
ポアソン比 ν (-)	0.17	0.17	0.3
ヤング率 E (kN/m ²)	12,300	12,300	23,500,000

アンダーラインは材料試験結果

(b) インターフェイス要素

	土-コンクリート	コンクリート-コンクリート	ブロック-ブロック
垂直剛性係数 k_n (kN/m ³)	1.0×10^9	1.0×10^9	1.0×10^9
せん断剛性係数 k_s (kN/m ³)	1.0×10^1	1.0×10^5	1.0×10^5
粘着力 c (kN/m ²)	0	0	0
せん断抵抗角 ϕ (deg.)	33.5	31.0	32.3

3.2.3 傾斜土槽模型実験及びFEM解析の結果

図7には実験における模型側面の変形の状況及びFEM解析の変位コンター図を示した。図8は実験及びFEM解析の結果における高さ650mmの位置の擁壁の水平変位 d 、1段目と2段目のブロック間のずれ、水平震度 k_h 及び1段目と2段目のブロック間の滑动安全率の関係である。実験では $k_h = 0.38$ までは転倒モードが卓越して変位した。ブロック間のずれについては、その量が約1mmに達するまでは水平変位 d の増加に対して線形的に増加したが、その後、7mm程度まで急激に増加して図7(a)の状態となり、その後は擁壁が全体的に傾倒して図7(b)のように崩壊した。図7(c)によると、FEM解析においても擁壁は転倒モードを示し、また1段目と2段目のブロックの間がずれる形態が認められた。図8の水平変位 d -水平震度 k_h 関係を参照すると、FEM解析の結果は実験の結果と良く一致していると考えられる。

実験の結果によると、ブロック間がずれる変形形態は急激な擁壁の不安定化につながるものと考えられ、ブロック間の接合部には、突起やかみ合わせにより擁壁としての一体性を十分に確保できる抵抗を付与する必要があるといえる。

3.3 FEM解析によるパラメトリックスタディ

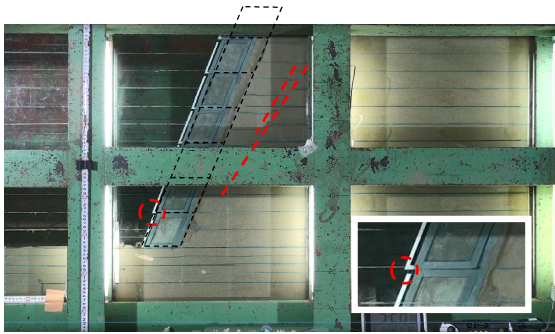


図7 (a) 実験 (d=約20mm)

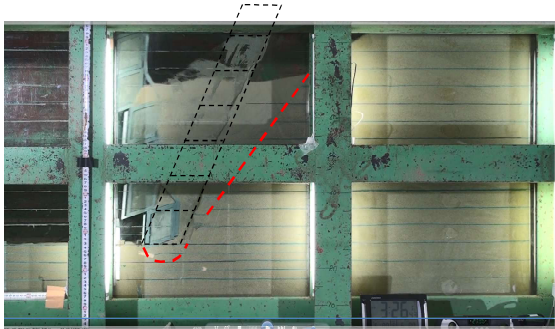


図7 (b) 変形の状況 (崩壊時)

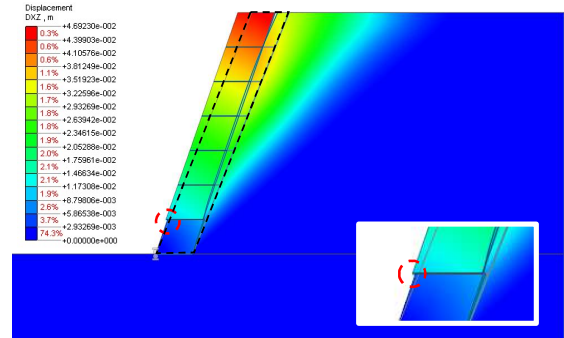


図7 (c) FEM 解析変位コンター図 (dx=約20mm)

本節では表 2 に示した変状形態のうち A-1、A-2 及び A-3 に着目し、実物大の大型ブロック積擁壁を想定した 2次元 FEM 解析を実施した。ブロックの単位体積重量及び控長を変数としてパラメトリックスタディにより、擁壁躯体の変位モード及び変位量を評価した。

3.3.1 解析の方法

前述した傾斜土槽模型実験の再現解析結果を参考に、実物大の大型ブロック積擁壁を想定した 2次元 FEM 解析を実施した。表 4 に解析ケースを示す。すべてのケースで直高 H は 7.0m、壁面勾配は 1:0.4 とした。擁壁は、空積みをも想定した分割されたブロックを積層した場合（以下「分割型」という。）と、練積みを想定して一体とした場合（以下「一体型」という。）の 2種類とした。分割型の場合には、ブロック 1 個の高さ h は 1m として、控長 b を変数とした。過年度に実施したプレキャスト製品の実態調査結果によると、空積みの擁壁では中空のブロックを用い、碎石や現地発生土を中詰めするものが多く認められた。中空のブロックに中詰め土をした状態を考慮するために表 4 に示した形状のブロックを想定し、コンクリート及び中詰め土のそれぞれの容積に応じて、ブロックの単位体積重量を 17、20 及び 23 kN/m^3 とした。ここで、中詰め土には現地発生土を用い、中空のブロック内で中詰め土を締め固めることは容易でないことを想定して、その単位体積重量を 16 kN/m^3 としている。

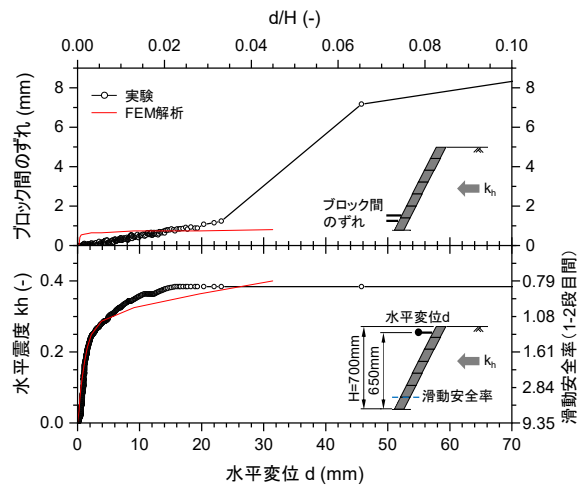


図8 水平震度 k_h - 変位 d 関係

ブロックを 2次元平面ひずみ要素でモデル化しようとした場合、精緻には中詰め土とコンクリートを合わせたブロックの弾性係数は中詰め土の量に応じて異なるべきであるが、本解析ではブロックの弾性係数は裏込め土や基礎地盤の弾性係数に比して十分に大きいものと考えて、ここでは考慮していない。裏込め土及び基礎地盤は文献 3) を参考にその物性値を決定した。

水平方向の物体力、すなわち水平震度を静的に漸増させるプッシュオーバー解析を実施した。物体力の大きさは前述の解析で挙動が再現できた範囲内の $k_h=0.2$ とした。インターフェイス要素のパラメータは、前述の傾斜土槽模型実験の値を参考に設定した。要素数は 23,482 要素でモデル化した。

3.3.2 解析の結果

図 9 に相対水平変位 dx を H で正規化した dx/H 、ブロック間のずれ dx_s を b で正規化した dx_s/b 及びブロック間の相対回転角 θ と h/H の関係を示す。総じて分割型は一体型と比較して変位が大きい傾向にあった。一体型の場合には剛体的に傾倒したことに對して、分割型は

b/h 及び γ が小さくなるにつれて高さの中程 (h/H=約0.6) を頂点としてはらみ出した。これは表2に類型化した変状形態のうち、A-2に該当する変状形態である。特にb/hの影響は大きく、b/h=1.0の場合のh/H=約0.6でのdx/Hを例にとると、 $\gamma=23\text{ kN/m}^3$ に対して20 kN/m³及び17 kN/m³はそれぞれ2.4倍及び4.6倍であった。この傾向は、図5に示したように、変状は控長が小さい範囲で認められたこととも整合する。

ブロックの単位体積重量 γ については、b/hほどはその影響は大きくないものの、例えばb/h=1.0においては、 $\gamma=23\text{ kN/m}^3$ に対して17kN/m³のdx/Hは約1.5倍となった。この結果は、擁壁躯体の変形を小さくするうえでは、中詰め材には単位体積重量の大きな材料を使用することが必要であることを示すものである。一方で、中空の形状をしたコンクリートブロックに対して中詰め土を十分に締固めることは容易ではないと考えられることから、実際の施工を再現して中詰め土の単位体積重量を確認し、中詰め土に用いる材料を選定することが重要である。

はらみ出すモードは、換言すると擁壁躯体が剛体的に挙動していないことにほかならない。ここでは、はらみ出しの程度をSabermahani et al.のはらみ出し指数 I_b ⁵⁾により定量的に評価した。

$$I_b = (z_m / H) (dx_m / dx_t) \tag{1}$$

ここに、 Z_m は擁壁頂部から dx_m の箇所までの深さ、 H は直高、 dx_m は最大相対水平変位、 dx_t は擁壁頂部の相対水平変位である。式(1)によると $I_b = 0$ の場合は剛体的に傾倒した状態であり、 I_b が大きい程はらむモードが支配的となる。図10に I_b とb/hの関係を示す。b/hが0.9までは $I_b = 0$ 、すなわち剛体的に傾倒しているが、b/h<0.8では $I_b > 0$ となりはらみ出しが生じている。図9c)によるとはらみ出しはブロック間が相対的に回転することにより発生している。このときブロック間は点で接触したような状態で荷重の伝達がなされている。すなわち、前掲の表2の変状形態のうちA-3に相当する状態であり、A-3に分類された変状事例ではこのような荷重の伝達によると思われる控え壁の損傷が認められている。したがって、特にブロックの控え壁が薄い場合では、曲げ又はせん断による控え壁の損傷が生じ得ることから、ブロック間が点で接触するような荷重条件に対して部材の安全性を確認しておくことが重要と考えられる。

4. まとめ

道路カルバートとして用いるプレキャスト工法の現状を把握するために新技術情報提供システム (NETIS) に

表4 解析条件 (パラメトリックスタディ)

要素	裏込め材	基礎地盤	ブロック
構成則	Mohr-Coulomb		線形弾性
単位体積重量 γ (kN/m ³)	19	20	17, 20, 23
粘着力 c (kN/m ²)	0	0	-
せん断抵抗角 ϕ (deg.)	30	35	-
ポアソン比 ν (-)	0.35	0.3	0.3
ヤング率 E (kN/m ²)	14,000	84,000	23,500,000
高さ控長比 b/h	-		0.6~1

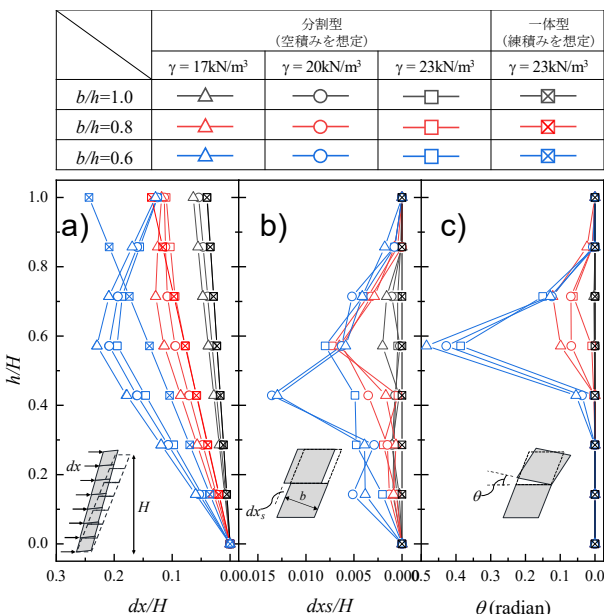
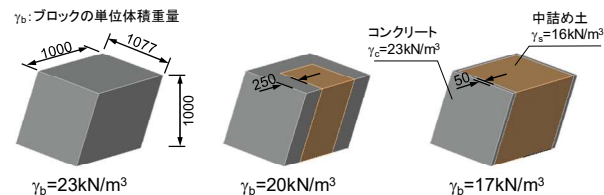


図9 相対水平変位、ずれ及び回転の高さ方向分布

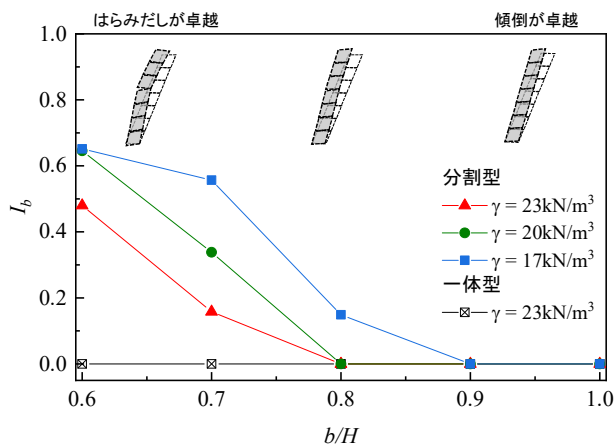


図10 控長、単位体積重量及びはらみ出し指数 I_b の関係

基づいて製品を調査し、構造的な特徴に基づいて整理・分類した。また、大型ブロック積擁壁等の変状事例調査結果に基づき類型化されたブロック間の一体性に関する変状形態に着目し、傾斜台模型実験及び FEM 解析を実施した。以下に、本報の範囲で得られた知見を示す。

- 1) NETIS によりプレキャストカルバート工法を調査した結果、各工法の適用土被りの最大値は道路土工—カルバート工指針の従来型カルバートの範囲と概ね同等であったが、内空寸法はほとんどの工法が従来型カルバートの範囲を大きく上回っており、大型製品の大型化が進む傾向が認められた。
- 2) プレキャストカルバートの変状事例を調査したところ、その変状要因は不同沈下又は偏土圧による影響が大きいと推定された。また、事例のほとんどは内空断面の大きさ及び土被り厚さが従来型カルバートの範囲を上回るものであった。
- 3) 変状事例を想定した空積みの大型ブロック積擁壁に関する傾斜台模型実験及び FEM によるシミュレーションの結果、1 段目と 2 段目のブロックの間でずれ (A-1 の変状形態) が生じた後に擁壁が崩壊した。ブロック間がずれる変状形態は擁壁の不安定化につながるものと考えられ、ブロック間の接合部には突起やかみ合わせにより擁壁としての一体性を十分に確保できる抵抗を付与する必要があるといえる。
- 4) FEM 解析によるパラメトリックスタディの結果によると、ブロック間が分割されている場合には水平

力の載荷により躯体のはらみ出し、すなわち A-2 の形態の変状が生じ、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った。

- 5) はらみ出しは上下のブロック間が点で接触して相対的に回転した状態であり、特にブロックの控え壁が薄い場合では A-3 の形態の損傷が生じ得ることから、はらみ出した状態のブロック間の荷重伝達を考慮して部材の安全性を確認しておくことが重要と考えられる。

参考文献

- 1) 神鳥博俊：コンクリート構造物の生産性向上について（プレキャスト活用による生産性向上），建設マネジメント技術，pp.19-22，2015.8
- 2) 社団法人日本道路協会：道路土工—カルバート工指針，2010.3
- 2) 社団法人日本道路協会：道路土工—擁壁工指針，2012.7
- 3) Fumio Tatsuoka, Makoto Sakamoto, Taizo Kawamura and Shinji Fukushima: Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol. 26, No. 1, pp. 65-84, 1986
- 4) M. Sabermahani, A.Ghalandarzadeh, A.Fakher: Experimental study on seismic deformation modes of reinforced-soil walls, Geotextiles and Geomembranes, Vol. 27, pp. 121-136, 2009.

7.4.2 プレキャスト部材の有効活用方法の研究（プレキャストコンクリート部材）

担当チーム：材料資源研究グループ

研究担当者：古賀裕久、中村英佑、櫻庭浩樹

【要旨】

本研究では、プレキャスト部材のさらなる活用に向けて、プレキャスト部材の製造過程や接合部に着目し、品質の評価技術を検討している。平成 29 年度は、同一断面に機械式継手を集中させたプレキャスト部材接合部の性状について、曲げ載荷実験を行って検討した。その結果、静的耐力および剛性については、同一断面に機械式継手を集中させた場合でも設計で想定される算定値以上であった。一方、ひび割れ性状については、配筋量が多い試験体において、同一断面に機械式継手を集中させると、設計で想定される曲げひび割れ幅よりも大きくなる場合があった。

キーワード：プレキャスト部材、機械式継手、同一断面、静的耐力、剛性、ひび割れ性状

1. はじめに

近年、コンクリート建造物の建設における生産性向上が重要な検討課題となっており、プレキャスト（以下、PCa）部材のさらなる活用が期待されている。PCa 部材が大型化した場合には、例えば、図-1 のように、複数の PCa 部材を現場で接合する必要がある。これらの接合は、機械式継手を用いて実施されるため、その特徴を考慮して設計・施工することが重要である。

PCa 部材の接合部には、PCa 部材同士あるいは PCa 部材と現場打ちコンクリート部材の接合が考えられる。PCa 同士の接合の場合、一般的な構造物で実施しているように、継手が集中しないように位置をずらして設けることは難しい。PCa 部材と現場打ちコンクリート部材の接合の場合も、継手の位置をずらした場合、PCa 部材から露出する接合部の鉄筋が運搬時の障害になったり、施工性が悪くなったりすることが考えられるため、生産性向上の観点からは同一断面に集中させることが望ましい。しかし、機械式継手を同一断面に集中させた場合の設計方法は必ずしも確立されていない。

継手を集中させる場合には、継手部が構造上の弱点にならないように特に配慮が必要である。機械式継手は、継手単体としての強度試験などで母材以上の強度が確認されており、適切に施工されていれば耐力そのものへの影響は小さいと考えられる。一方で、同一断面に継手を集中させると、局所的に部材の剛性が変わり、その影響でひび割れ性状等に影響が生じるおそれがある。

そこで、同一断面に機械式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を行った。実験では、継手の種類や配筋量等を変更した試験体の曲げ載荷試験を行い、

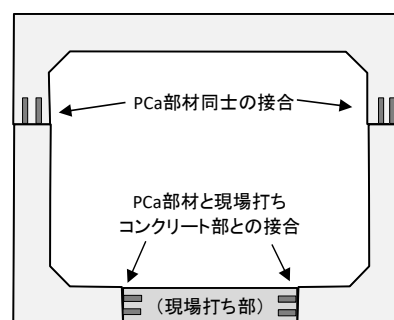


図-1 機械式継手を用いたプレキャスト部材の例

表-1 コンクリートの示方配合

W/C (%)	空気量 (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)			
			W	C	S	G
38.5	4.5	41.4	172	447	684	1001

表-2 試験体に用いた機械式継手

寸法/等級	モルタル 充填継手		ねじふし 鉄筋継手	
	M1	M2	B1	B2
外径 (mm)	63	60	48	47.4
長さ (mm)	415	350	308	168
等級	SA	A	A	A

※鉄筋径 D29 の場合

継手がない場合と比較することで、同一断面に配置した継手が接合部の静的耐力、剛性、ひび割れ性状に及ぼす影響を検討した。

2. PCa 部材接合部の曲げ荷重実験方法

2.1 試験体

試験体は、鉄筋コンクリート部材（以下、RC 部材）とし、機械式継手を用いて2つの RC 部材を接合したものと継手のない一体の RC 部材とした。コンクリートには、呼び強度 40、スランプ 18cm、粗骨材の最大寸法 20mm のレディミクストコンクリートを用い、示方配合は表-1 に示すものとした。コンクリートは打込み後 3 日後に脱型し、14 日以上空中で養生してから実験に供した。軸方向鉄筋には SD345 を用い、鉄筋径は圧縮側を D22、引張側を D29 とした。

機械式継手には、表-2 に示す、PCa 同士の接合を想定したモルタル充填継手 (M1、M2)、PCa 部材と現場打ちコンクリート部との接合を想定したねじふし鉄筋継手 (B1、B2) を用いた。表-2 の等級は、土木学会の鉄筋定着・継手指針で規定されているものである。

機械式継手の配置状況を図-2 に示す。モルタル充填継手は、スリーブと呼ばれる筒状の継手部品に鉄筋を挿入し、モルタルグラウトを充填して接合する。ねじふし鉄筋継手は、カプラーと呼ばれる継手部品に鉄筋をねじ回して挿入し、ねじ山の隙間にグラウトを充填して接合する。これらの機械式継手は、片側の RC 部材に集中させて配置した。試験体の配筋状況の概要を図-3 に示す。

モルタル充填継手を用いた試験体は、スパン中央部に幅およそ 2cm の目地を有しており、モルタル充填継手を接合するグラウトで充填した。ねじふし鉄筋継手を用いた試験体は、コンクリートの打込みを 2 回に分けて製作した。先に打ち込んだコンクリートの硬化後に鉄筋を接合し、その後コンクリートを打ち込んだ。

試験体の寸法は、幅 680mm、高さ 400mm、長さ 8000mm とした。試験体の条件は、表-3 に示すものとし、機械式継手の種類、鉄筋中心間隔、引張鉄筋比を変更して試験体を製作した。

2.2 荷重条件

荷重方法は、図-4 に示すように、せん断スパン長を 2500mm、等曲げモーメント区間を 2000mm とした 4 点曲げ荷重とした。荷重実験の実施状況を図-5 に示す。

ひずみの測定位置の概要を図-6 に示す。機械式継手を配置した／していない 4 断面を設定し、引張側鉄筋ひずみ、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。たわみについては、スパン中央の下面に変位計を設置して測定した。

曲げひび割れ幅を測定するため、図-7 に示すように検

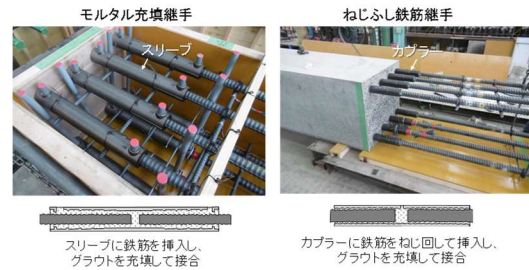


図-2 機械式継手の配置状況

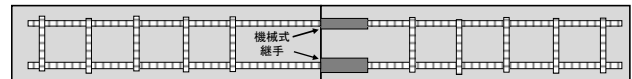


図-3 試験体の配筋状況の概要

表-3 試験体の条件

No.	機械式継手の種類	継手等級	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	継手なし (ねじ鉄筋)	-	160	1.2
4	継手なし (竹節鉄筋)	-	240	0.9
5	モルタル充填継手 M1 (竹節鉄筋)	SA	90	1.8
6			160	1.2
7			240	0.9
8	モルタル充填継手 M2 (ねじ鉄筋)	A	160	1.2
9	ねじふし鉄筋継手 B1 (ねじ鉄筋)	A	90	1.8
10			160	1.2
11			240	0.9
12	ねじふし鉄筋継手 B2 (ねじ鉄筋)	A	160	1.2

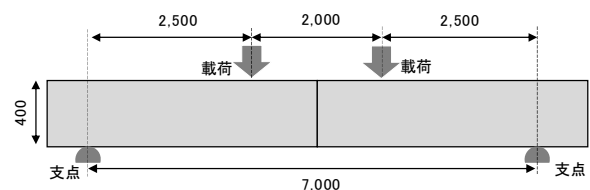


図-4 荷重方法(単位:mm)



図-5 荷重実験の実施状況

長 100mm のパイゲージを 5 点設置した。スパン中央 1,2 については、載荷前に、試験体下面に設置した。その他は、ひび割れ発生後、試験体側面に設置した。なお、参考文献 2),3)では、機械式継手近傍で曲げひび割れ幅が算定値よりも大きくなる場合があることが報告されているため、継手近傍に着目してパイゲージを設置した。

載荷サイクルは、図-8 のように設定した。まず、ひび割れが発生するまで載荷して除荷し、その後、いずれかの測定位置で鉄筋応力が約 100N/mm² に達するまで載荷して除荷した。次に、鉄筋応力が約 180N/mm² に達するまで載荷して除荷することを 3 回繰り返した。鉄筋応力が約 300N/mm² 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⁴⁾。

最後に、圧壊が生じるまで載荷した。ただし、実験装置の制約上、スパン中央の鉛直変位が 200mm に到達した試験体については、その時点で載荷を終了した。鉄筋応力は、載荷中に測定した鉄筋ひずみに弾性係数 (200kN/mm²) を乗じて推定した。

2.3 設計式との比較

曲げ載荷実験の結果が設計で想定される範囲であることを確認するため、道路橋示方書Ⅲ編あるいはコンクリート標準示方書に示される算定式から算出される破壊抵抗曲げモーメント、剛性、ひび割れ幅と実験結果を比較した。算定にあたっては、コンクリートの設計基準強度を 40N/mm² とし、材料特性値は道路橋示方書Ⅲ編に示される値を用いた⁵⁾。

静的耐力については、道路橋示方書Ⅲ編に示される破壊抵抗曲げモーメントの特性値を算定した⁵⁾。

剛性は、荷重-スパン中央たわみ関係図において、式(1)のように定義して求めた。

$$S = \frac{P_{ya} - P_{yb}}{u_{ya} - u_{yb}} \quad (1)$$

ここに、 S : 剛性、 P_{ya} : 降伏荷重の 2/3 倍、 P_{yb} : 降伏荷重の 1/3 倍、 u_{ya} : P_{ya} 時のスパン中央たわみ、 u_{yb} : P_{yb} 時のスパン中央たわみ

剛性の算定値は、コンクリート標準示方書に基づき、式(2)から求められる換算断面二次モーメント⁶⁾を用いて算定した。

$$I_e = \left[\left(\frac{M_{crd}}{M_{dmax}} \right)^3 I_g + \left\{ 1 - \left(\frac{M_{crd}}{M_{dmax}} \right)^3 \right\} I_{cr} \right] \quad (2)$$

ここに、 I_e : 換算断面二次モーメント、 M_{crd} : 断面に曲げひ

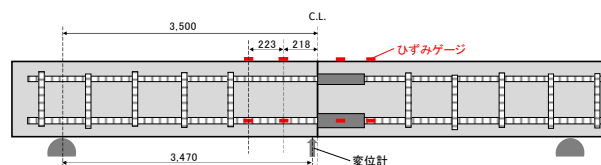


図-6 ひずみとたわみの測定位置の概要(単位:mm)

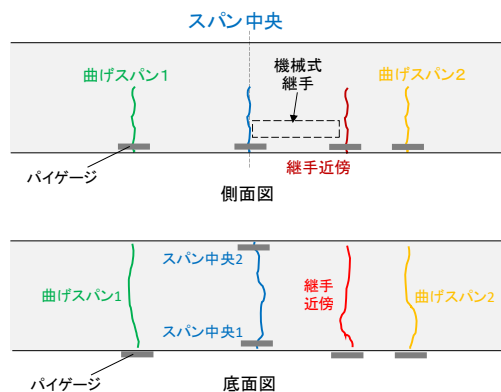


図-7 曲げひび割れ幅の測定位置の概要

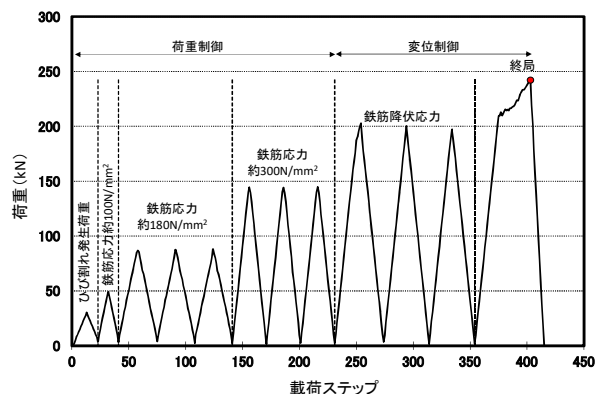


図-8 載荷サイクルの例

ひび割れが発生する限界の曲げモーメント、 M_{dmax} : 変位・変形算定時の設計曲げモーメントの最大値、 I_g : 全断面の断面二次モーメント、 I_{cr} : 引張応力を受けるコンクリートを除いた断面二次モーメント

曲げひび割れ幅は、コンクリート標準示方書に基づき、式(3)を用いて算定した⁶⁾。

$$w = 1.1k_1k_2k_3\{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \epsilon'_{csd} \right] \quad (3)$$

ここに、 w : 曲げひび割れ幅、 k_1 : 鋼材の表面形状が曲げひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数 (異形=1.0)、 k_2 : コンクリートの品質が曲げひび割れ幅に及ぼす影響 ($\sigma_{sk}=40\text{N/mm}^2$ として算定)、 k_3 : 引張鋼材の段数の影響を表す係数 (=1.0)、 c : かぶり、 c_s : 鋼材の中心間隔、 ϕ : 鋼材径、 ϵ'_{csd} : コンクリートの収縮およびクリープ等による曲げひび割れ幅の増加を考慮するための数値 (=0 として

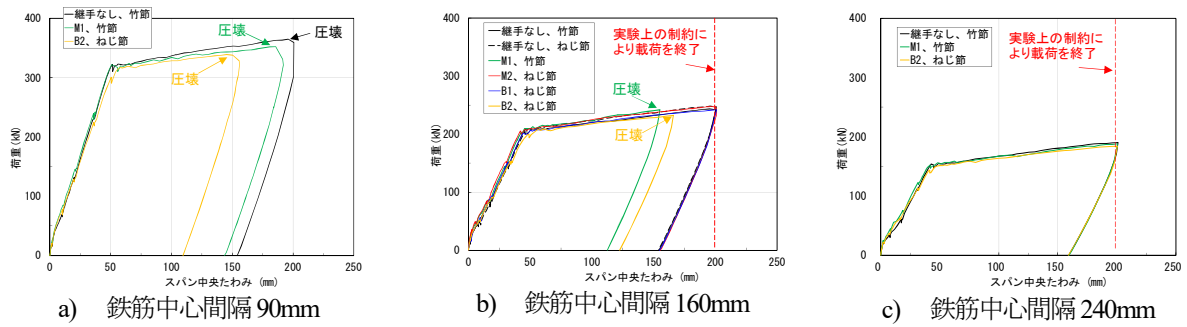


図-9 荷重-スパン中央たわみ関係(包絡線)

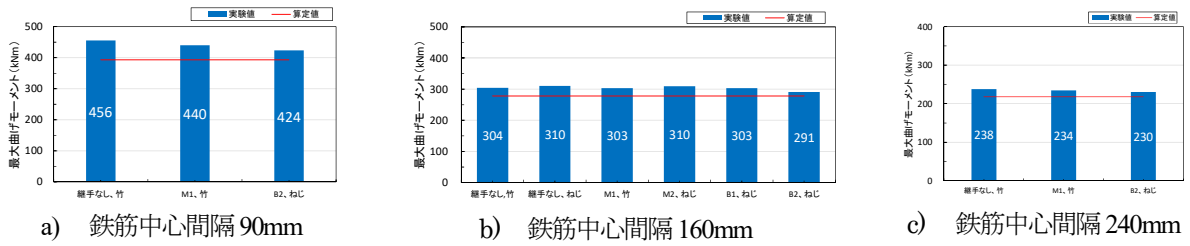


図-10 最大曲げモーメント

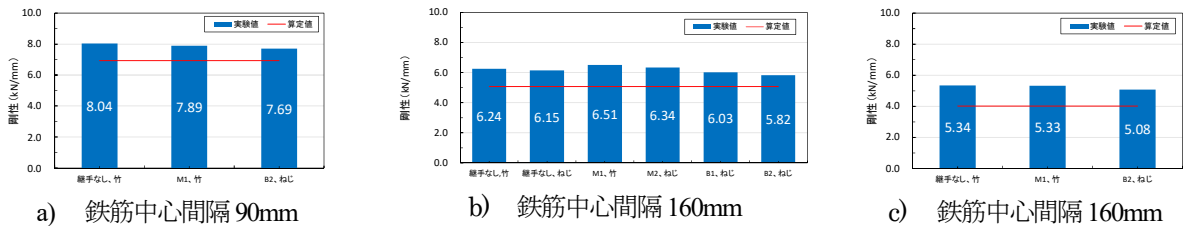


図-11 剛性

算定)

3. PCa 部材接合部の曲げ荷重実験の結果と考察

3.1 静的耐力と剛性

荷重-スパン中央たわみの関係を図-9 に示す。なお、比較しやすいように包絡線を示している。鉄筋中心間隔 90mm ではいずれの試験体も圧壊が生じ、鉄筋中心間隔 160mm では M1 と B2 の継手を用いた試験体で圧壊が生じて終局に至った。その他の試験体は、スパン中央たわみが 200mm に到達して荷重を終了した。

最大曲げモーメントを図-10 に示す。図中には、破壊抵抗曲げモーメントの特性値を算定した結果も合わせて示す。継手の有無や鉄筋中心間隔にかかわらず、いずれの試験体も算定値を上回る最大曲げモーメントを示した。本実験で用いた機械式継手は、強度と剛性が母材鉄筋に相当するものであったため、同一断面に配置しても、最大曲げモーメントに及ぼす影響が小さかったと思われる。参考文献2),3)においても、試験体の静的耐力は、算定値以上であることが確認されており、同様な報告がされている。

式(1)を用いて求めた剛性を図-11 に示す。図中には、式(2)を用いて剛性の算定した結果も合わせて示す。継手の有無や鉄筋中心間隔にかかわらず、いずれの試験体においても、剛性は算定値を上回っていた。

以上から、同一断面に機械式継手を用いた場合も、その影響は顕著ではなく、曲げに対して、設計で想定される静的耐力と剛性を有することを確認できた。

3.2 ひび割れ性状

鉄筋応力が、約 100N/mm²、約 180N/mm²、約 300N/mm² 時における曲げひび割れ幅の比較を図-12 に示す。図中には式(3)を用いて算定した曲げひび割れ幅の算定値を示す。

鉄筋中心間隔を 90mm とした場合、機械式継手 M1、B2 を有する試験体のスパン中央での曲げひび割れ幅が算定値を上回る結果となった。現時点では理由は明確ではないが、表-2 に示したように機械式継手の寸法は鉄筋よりも大きいため、機械式継手を配置した区間の曲げ剛性が局所的に大きくなったことが影響を及ぼしたものと思われる。その他の位置では算定値よりも小さい曲げひび割れ幅と

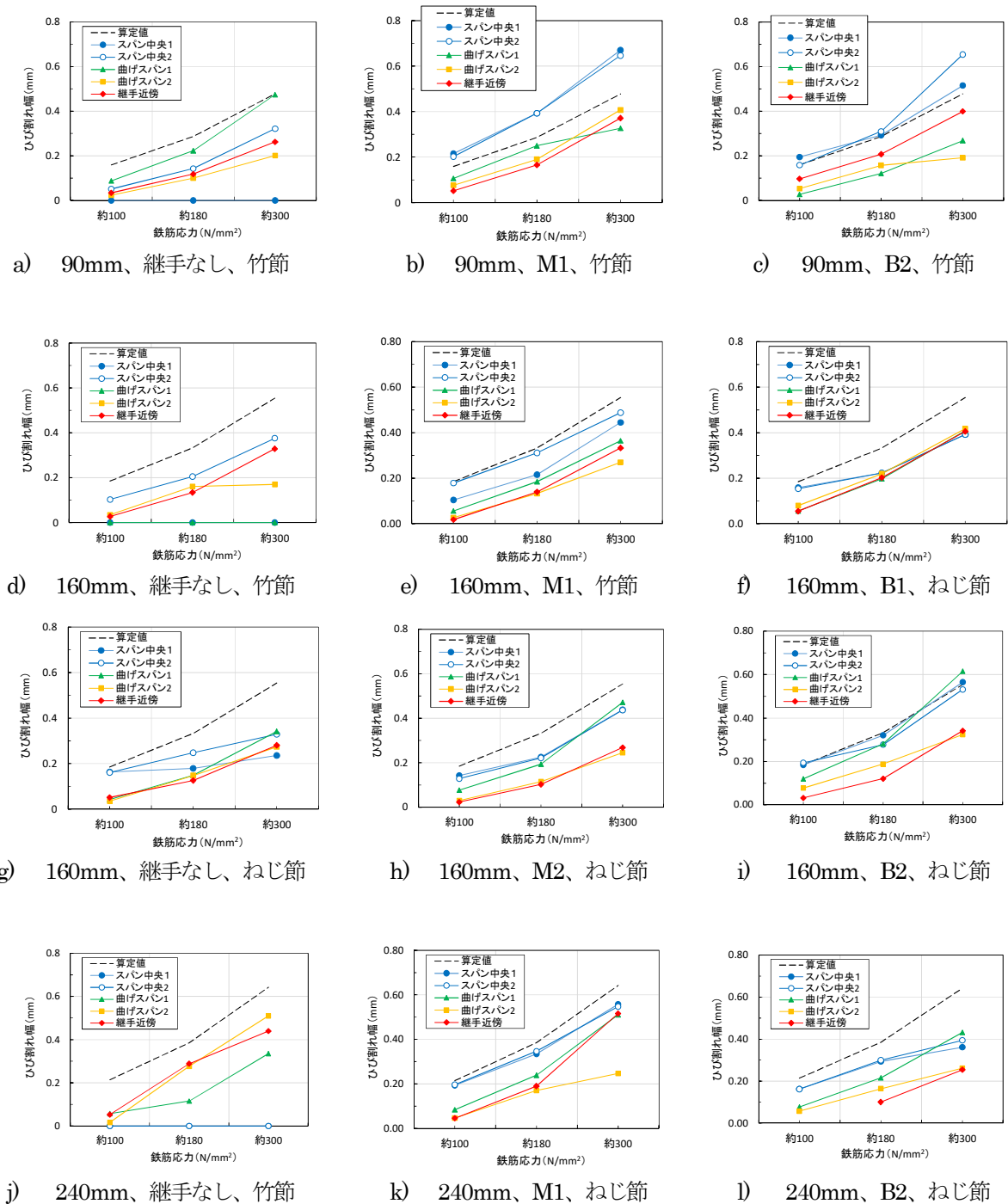


図-12 各鉄筋応力時における曲げひび割れ幅の比較

なった。

鉄筋中心間隔を 160mm とした場合、機械式継手 B2 の鉄筋応力が約 300N/mm² 時の曲げスパン 1 の曲げひび割れ幅が算定値を上回っているが、その他は算定値と同程度以下であった。モルタル充填継手 M1 とねじふし鉄筋継手 B2 を用いた試験体のスパン中央の曲げひび割れ幅が、他と比較すると相対的に大きい傾向がある。

鉄筋中心間隔を 240mm とした場合、いずれの試験体も算定値を下回る曲げひび割れ幅であった。モルタル充填継手 M1 を用いた試験体の曲げスパン中央での曲げひび割れ幅が、他と比較すると相対的に大きい傾向がある。

全体として、機械式継手を用いた試験体のスパン中央の曲げひび割れ幅が大きい傾向があることが確認されたが、鉄筋中心間隔 90mm の場合を除き、算定値の範囲内であっ

た。また、2.2 節において機械式継手近傍で曲げひび割れ幅が算定値よりも大きくなる場合があることを述べたが、本実験の範囲では、そのような傾向は確認されなかった。

4. まとめ

H29 年度は、同一断面に機械式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を開始し、同一断面に配置した機械式継手が接合部の静的耐力、剛性およびひび割れ性状に及ぼす影響を検討した。

- 1) 機械式継手を用いた試験体の最大曲げモーメントを道路橋示方書Ⅲ編で示される破壊抵抗モーメントの特性値の算定結果と比較した結果、機械式継手の種類および鉄筋中心間隔によらず、実験結果の方が大きかった。
- 2) 機械式継手を用いた試験体の剛性をコンクリート示方書で示される換算断面二次モーメントを用いて算定した剛性の算定値と比較した結果、最大曲げモーメントの場合と同様に、実験結果の方が大きかった。
- 3) 機械式継手を用いた試験体の曲げひび割れ幅をコンクリート示方書で示される曲げひび割れ幅の算定式による算定値と比較した結果、配筋量を多くして鉄筋中心間隔を狭くした場合に、曲げひび割れ幅が大

きくなる場合があった。

引き続き、供試体の寸法が異なる場合等について継続検討しており、それらの結果を踏まえて同一断面に機械式継手を集中させた場合の耐荷性状についての考え方を整理する予定である。

参考文献

- 1) 土木学会：鉄筋定着・継手指針 [2007 年版]、pp.34-46、2007
- 2) 大野拓也他：機械式鉄筋継手の性能が RC 部材の力学的性状に及ぼす影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.35、Voll.2、pp.589-594、2013
- 3) 安田瑛紀他：モルタル充填継手を同一断面に配置した RC はりの曲げ性状に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.38、No.2、pp.595-600、2016
- 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、2017
- 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