

RC 床版の複合劣化損傷対策技術に関する研究

共同研究報告書

令和3年3月

国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所
国立大学法人金沢大学

Copyright © (2021) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事長の承認を得て発行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、国立研究開発法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

RC 床版の複合劣化損傷対策技術に関する研究 共同研究報告書

国立研究開発法人土木研究所 寒地土木研究所
寒地基礎技術研究グループ 寒地構造チーム

上席研究員	葛西 聡 ^{※1}
総括主任研究員	今野 久志
主任研究員	佐藤 京
主任研究員	秋本 光雄 ^{※2}
研究員	中村 拓郎
元上席研究員	西 弘明 ^{※3}
元主任研究員	佐藤 孝司 ^{※4}
元主任研究員	白戸 義孝 ^{※5}
元主任研究員	角間 恒 ^{※6}

金沢大学 理工研究域 環境デザイン学系

教授	榊谷 浩
准教授	久保 善司
助教	徐 晨

- ※1：現 株式会社熊谷組 北海道支店
- ※2：現 国土交通省北海道開発局 函館開発建設部 江差道路事務所
- ※3：現 寒地基礎技術研究グループ
- ※4：現 国土交通省北海道開発局 札幌開発建設部
- ※5：現 寒地技術推進室
- ※6：現 国土交通省北海道開発局 釧路開発建設部 道路計画課

要旨

橋梁床版においては輪荷重走行による疲労と凍害や ASR 等の影響による複合作用によって劣化損傷が顕在化している。既設橋梁の長寿命化に向けては、メンテナンスサイクルの確実な実施が必須であるが、主要部材である RC 床版の劣化損傷特性に応じた定量的な性能評価手法が無く、補修・補強の要否や緊急度の適切な判断ができていない。また、劣化損傷特性を踏まえた適切な補修補強技術等も確立されていない状況にある。本研究では、輪荷重走行試験等による複合劣化損傷メカニズムの解明に向けた実験的検討や、衝撃荷重載荷装置等を活用した曲率による劣化度評価の検討を行うとともに、実橋床版等を対象にした材料～部材レベルでの載荷試験を通して、凍害・ASR に起因する層状ひび割れが床版の構造性能に及ぼす影響を示した。また、低弾性係数の補修材による断面修復効果や CFRP による劣化床版の延命化効果の検証を行った。

キーワード：鋼橋 RC 床版、寒冷地、凍害、アルカリシリカ反応、非破壊・微破壊調査、構造性能、補修・補強

目次

1. はじめに	1
1. 1 研究背景	1
1. 2 研究目的	1
1. 3 研究内容	1
1. 4 研究期間	1
2. 研究概要	2
2. 1 複合劣化損傷メカニズムの解明に向けた実験的検討	2
(1) ASR によるひび割れを有する小型試験体の輪荷重走行試験	2
(2) ASR によるひび割れを有する大型試験体の輪荷重走行試験	3
(3) RC 床版の水平ひび割れ原因に関する基礎的検討	4
2. 2 非破壊試験等による劣化検知技術の検討	5
(1) 活荷重作用時の曲率による劣化度評価	5
(2) 小型 FWD 試験による劣化度評価	6
(3) 衝撃荷重載荷試験機 SIVE による劣化度評価	7
2. 3 保有性能（耐荷力・耐久性）の評価技術の検討	8
2. 4 劣化程度および要求性能に応じた適切な対策技術の検討	9
(1) 土砂化が生じた RC 床版への低弾性係数の補修材による断面修復効果	9
(2) CFRP による劣化床版の延命化	10
3 本共同研究に関連する既発表論文	11
4. 総括	13
付録	14

1. はじめに

1. 1 研究背景

橋梁床版においては、輪荷重走行による疲労と凍害や ASR（アルカリシリカ反応）等の影響による複合作用によって劣化損傷が顕在化している。既設橋梁の長寿命化に向けては、メンテナンスサイクルの確実な実施が必須であるが、主要部材である RC 床版の劣化損傷特性に応じた定量的な性能評価手法が無く、補修・補強の要否や緊急度の適切な判断ができていない。また、劣化損傷特性を踏まえた適切な補修補強技術等も確立されていない状況にある。

1. 2 研究目的

本研究では、床版の複合劣化損傷のメカニズムや保有性能（耐荷力・耐久性）を把握するとともに性能評価技術、適切な対策技術等について検討するものとする。

1. 3 研究内容

橋梁床版の複合劣化損傷対策技術として、以下の検討を行う。

- ① 複合劣化損傷メカニズムの解明に向けた実験的検討
- ② 非破壊試験等による劣化検知技術の検討
- ③ 保有性能（耐荷力・耐久性）の評価技術の検討
- ④ 劣化程度および要求性能に応じた適切な対策技術の検討

1. 4 研究期間

平成 27 年 10 月 1 日～令和 2 年 3 月 31 日

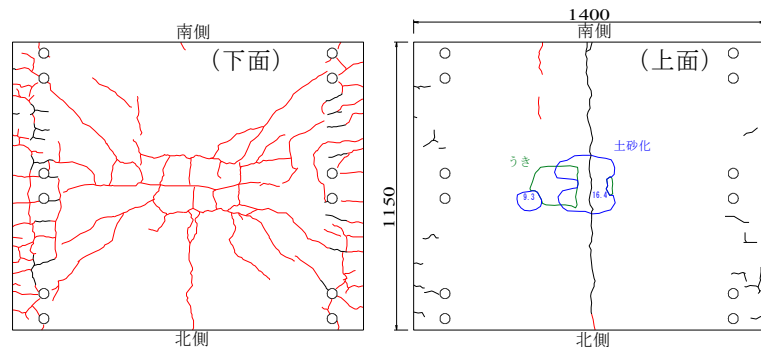
2. 研究概要

本章では、各検討項目における実施内容や結果について概説する。なお、各検討項目の詳細については、巻末の付録として掲載している既発表論文を参照されたい。

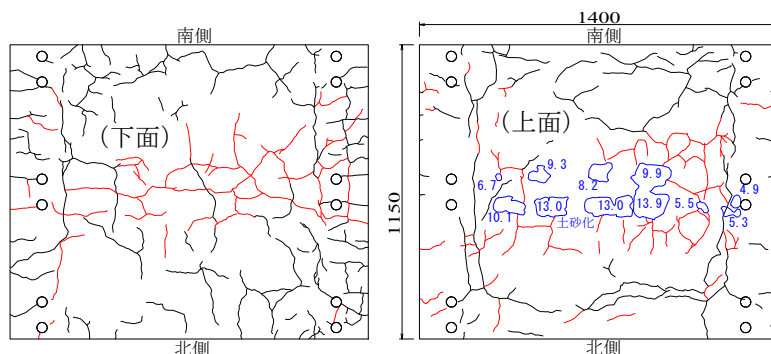
2. 1 複合劣化損傷メカニズムの解明に向けた実験的検討

(1) ASRによるひび割れを有する小型試験体の輪荷重走行試験[文献1 (pp. 15-18)]

材料問題が道路橋床版の劣化原因となる事例が顕在化するようになり、特に積雪寒冷地で凍結防止剤が散布される地域では、アルカリ供給によるASRの促進や鋼材腐食の問題も影響を及ぼす複合劣化が報告されている。本検討では、複合する劣化要因として車両通行による疲労に加え、反応性骨材によるひび割れが及ぼす影響を把握するために、小型試験体を用いた輪荷重走行試験を実施した。なお、反応性骨材は経験的に床版劣化に影響を及ぼす例が多いことが確認されているものを細骨材として使用している。輪荷重走行試験の結果、床版上面の走行部分の土砂化の程度に違いが生じ、**図2-1**に示すように反応性細骨材を用いた供試体で劣化範囲が広く分布することが確認された。



(a) 通常骨材を用いた供試体



(b) 反応性骨材を用いた試験体

図2-1 輪荷重走行試験終了時のひび割れ状況の違い (単位: mm)

(2) ASRによるひび割れを有する大型試験体の輪荷重走行試験[文献2、11 (pp. 70-75)]

床版の材料劣化に関しては飛来塩分による塩害や凍害が着目されていたが、近年になって凍結防止剤による塩害や、ASRと疲労が複合した劣化が注目されるようになってきている。それらの劣化因子によって生じる床版の損傷は、下面側でひび割れや漏水・遊離石灰が発達し、上面側では舗装ひび割れやポットホール、褐色系の噴出物が確認される。また、舗装直下の床版上面にも損傷が生じていることが多く、コンクリート組織が破壊された土砂化を伴っていることが数多く報告されている。しかしながら、土砂化に関する研究は少なく、主たる発生要因も明らかになっていないのが現状である。そこで、本検討ではASRが生じた実物大床版供試体を用いて、その劣化が土砂化に及ぼす影響を把握するための輪荷重走行試験を実施した。水張り条件下の輪荷重走行試験の結果、写真2-1に示すように、両供試体共に貫通ひび割れが発生する前に土砂化が生じ、上面鉄筋が露出する深さまで土砂化は進展した。ただし、S39道示型とS47道示型のどちらの供試体も試験終了時点で下面からの漏水は生じていなかった。また、ひび割れ量は内部鉄筋量の大小に応じた発生状況となっていた。ASRが生じた床版では床版全体の劣化進展には関係なく、上面のみの劣化進展で土砂化に進展することがあり、特に昭和61年以前のコンクリート中のアルカリ総量規制が反映されていない床版では、下面の損傷が軽微でも土砂化が発生する危険性があることを示した。



(a) S39 道示型の供試体 (右：供試体下面、右：走行面)



(b) S47 道示型の供試体 (右：供試体下面、右：走行面)

写真 2-1 輪荷重走行試験終了時の供試体上下面

(3) RC 床版の水平ひび割れ原因に関する基礎的検討[文献 3 (pp. 19-20)]

劣化した道路橋鉄筋コンクリート床版の打換えでは、撤去床版の切断面に水平ひび割れが確認されることが多い。それらは RC 床版内の上側に配置された鉄筋付近に発生する傾向があり、水平ひび割れより上側のコンクリートは、通行車両の繰り返し载荷によってコンクリート組織中のセメントペーストが粉砕され、土砂化に進展することが推察される。これまで、水平ひび割れの発生原因に関しては数多くの検討が行われてきたが、多岐にわたる要因が影響している可能性が高いため、原因究明に至っていないのが実情である。本検討では、反応性骨材を用いて製作した実物大床版供試体の輪荷重走行試験を実施し、その過程で水平ひび割れの発生原因を把握するための基礎的な検討を実施した。輪荷重走行試験において、図 2-2 に示すように载荷時たわみが走行回数 50 万回程度から増加傾向となり、図 2-3 に示すように鉛直方向に鉄筋の下側に設置したゲージによって計測したひずみにおいても载荷時と除荷時の差が大きくなった。これは、水平ひび割れの幅が増大したことに起因している可能性がある。また、载荷初期の走行軌道直近のひずみは、主鉄筋横とその 20mm 下で発生傾向が異なっており、鉄筋横の方が大きい引張ひずみが発生する傾向を確認した。なお、本検討では、ASR が生じた供試体を使用していることから、そのひび割れ等が試験結果に影響している可能性もあり、水平ひび割れの発生原因やその応答等については、今後、更なる検討が必要である。

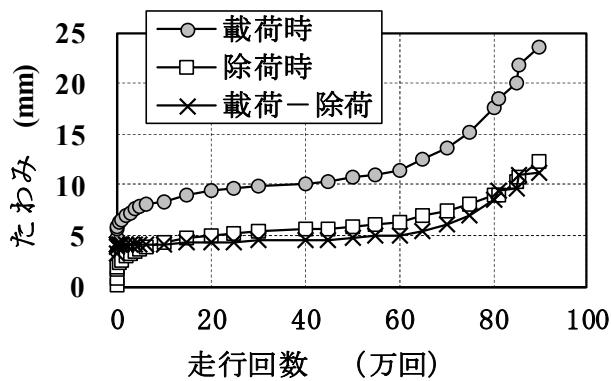


図 2-2 たわみの経時変化

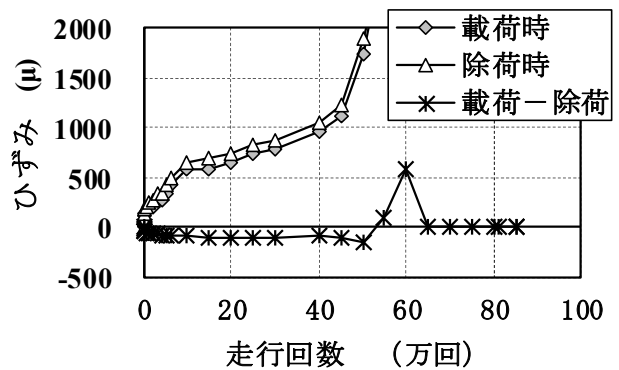


図 2-3 鉄筋近傍の鉛直ひずみの経時変化 (下側ゲージ)

2. 2 非破壊試験等による劣化検知技術の検討

(1) 活荷重作用時の曲率による劣化度評価[文献4 (pp. 21-24)、5 (pp. 25-32)]

近年になって塩害や凍害、ASR等の材料劣化床版が顕在化し、これまでのひび割れに着目した劣化度判定では、その評価が困難になってきている。例えば、橋梁定期点検ではその劣化状況からひび割れ損傷に加えて漏水・遊離石灰が確認されることで劣化が進行した床版として評価されることになるが、交通量が少ない橋梁においては疲労に着目したひび割れ損傷による評価が妥当であるかは不明である。

そこで、床版の劣化種類に影響を受けない統一的な劣化度評価を実現するために、床版構造の剛性変化に着目した検討を実施した。具体には、劣化進展に伴って床版構造の荷重載荷点近傍のたわみ変形の形状変化に着目するものとし、曲率(図2-4)を算出して傾向を把握する。さらに、輪荷重走行試験の結果を基にその適応性を評価する。曲率には支持条件や床版剛性が含まれているため、その値のみで劣化床版の耐荷性能が評価できれば、対策検討での意思決定が簡便となり、維持管理の効率化にも繋がると思われる。たわみ値の取得に当たっては荷重車等を用いた載荷試験を実施することになるが、衝撃荷重を載荷する試験法が活発に研究されるようになり、橋面上の計測作業のみで荷重作用時のたわみが得られるようになってきている。その計測方法は、重錘を落下させることで衝撃荷重を発生させ、道路橋床版上面に設置する速度計や加速度計から得られる波形データを積分処理してたわみとする手法であり、従来の足場を必要とする載荷車による試験とは異なり、データ取得が大幅に簡素化される。

検討の結果、曲率を計算する範囲は荷重載荷幅(荷重端)までが望まれることや、計算手法によっては曲率の値が変化することを考慮すべきであることを示した。また、現場での適用を考慮して簡便なヤング係数の変化を考慮した1層版での弾性計算を採用し、曲率の変化を既往の輪荷重走行試験の結果に適用し、たわみ値の補間では対称性を考慮して放物線補間が適していることを確認した(図2-5)。さらに、曲率変化の観察によって、ヤング係数と曲率の閾値が設定できる可能性を示した。

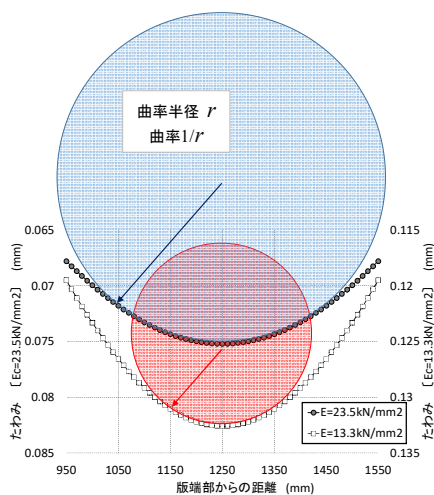


図 2-4 接円の概念図

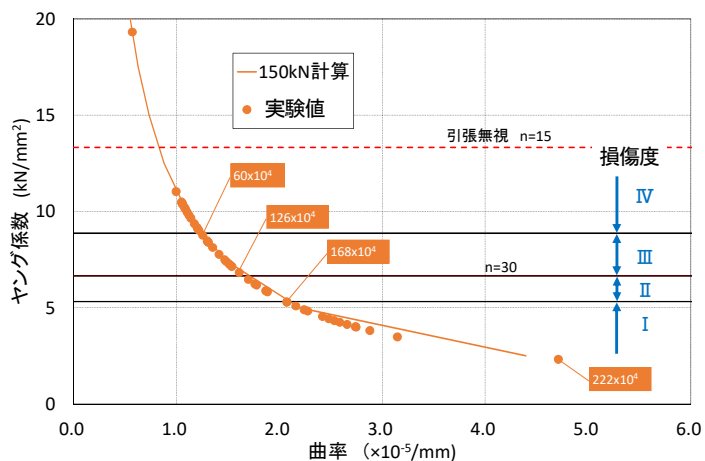


図 2-5 損傷度と曲率変化の関係

(2) 小型 FWD 試験による劣化度評価[文献 6 (pp. 33-34)、7 (pp. 35-38)]

近年になって RC 床版の材料劣化が表面化し、疲労劣化のみでは評価が困難となる場面も出現している。現状では材料試験や載荷試験等の詳細調査を実施して劣化状況を評価しているが、それらの調査では足場を必要とするなど、調査規模が大がかりとなることでその費用も高額となる。さらに、この先の維持管理の実務で、材料劣化が懸念される RC 床版の全てに詳細調査を実施することは、膨大な費用と時間が必要になることが見込まれ、効率化を図る必要がある。そこで、定期点検の結果で詳細調査や補修が必要となる劣化が生じている床版に対して簡易に劣化度を評価することを目的に、維持管理の効率化を図る衝撃荷重載荷試験による劣化度評価システムを構築するための基礎的検討として、小型 FWD 試験（写真 2-2）によって床版の疲労劣化過程でのたわみ変化が衝撃荷重で把握できるかを輪荷重走行試験の試験供試体で検証した。その結果、鉄輪を用いた輪荷重走行試験による試験結果と同様に、ゴムタイヤの輪荷重走行試験でも衝撃荷重でたわみの劣化過程を把握できることを確認した（図 2-6）。



写真 2-2 小型 FWD 試験状況

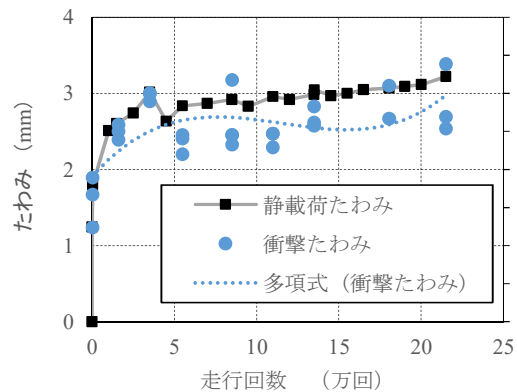


図 2-6 静載荷・衝撃荷重載荷たわみの変化

(3) 衝撃荷重載荷試験機 SIVE による劣化度評価[文献 8 (pp. 39-47)]

橋梁点検により損傷が確認された床版の耐荷性能を簡便に把握するための手法として、衝撃荷重作用による載荷試験が開発され、活発な研究が実施されている。写真 2-3 に示す試験機は、加速度計を橋面に設置して衝撃応答波形を取得し、積分処理によって変換することでたわみ値を取得できる。この試験機の特徴としては、重錘が落下する位置に衝撃吸収ゴムを設置していることであり、それによって重錘のバウンドが無くなり、振動の減衰状況が把握できるという利点を有している。衝撃荷重による載荷試験は、床版の剛性を評価するものであり、計算で得られる理論上のたわみとの比較で劣化の程度を把握することができる。本検討では、衝撃荷重による載荷試験の結果を計測現場で迅速に、かつ簡便に評価することを目的として、道路橋床版の支持条件毎の曲率を算出してその違いを確認した後に、実橋での適用を考慮して床版支間長と床版厚さを変えた計算を実施した。支間長と厚さの 2 種類の諸元のみで、衝撃荷重によるたわみ値から対象床版の耐荷性に関する状態が評価できれば、現場での適用が容易で維持管理の効率化にも繋がると考えられる。

検討の結果、支持条件が単純版、固定版と異なった場合でも支間毎の曲率には差異は無く、ほぼ同等であることが確認された。また、曲率の計算結果から得られるヤング係数-曲率関係の曲線式(図 2-7)の係数は単一の式で表現することが可能であることを示した。FEM 解析によって静的な載荷と衝撃荷重載荷を比較したところ、ほぼ同等の値が得られたため、本検討の範囲では動的影響の補正は実施しないものとしたが、載荷時間による影響は受けることになるため、衝撃荷重載荷による評価ではそれを考慮する必要があると考えられる。さらに、実橋での衝撃荷重による載荷試験の結果から曲率で劣化度を評価したところ、落下高さ 300mm の結果から補修による延命化が望まれる状態であることを推察することができた。一方、落下高さ、即ち荷重の大きさにより曲率から算出されるヤング係数の値が異なるものとなったため、衝撃荷重による載荷試験では劣化度を評価するための適切な荷重の選定方法が今後の課題である。



写真 2-3 衝撃荷重載荷試験機 SIVE

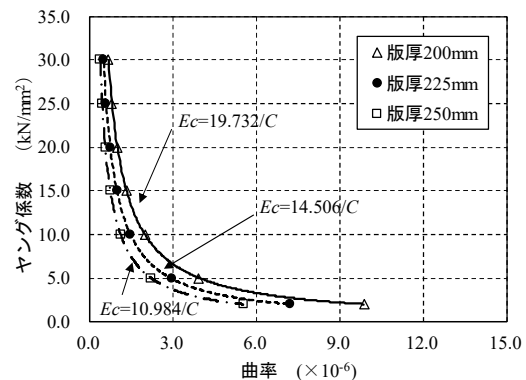


図 2-7 ヤング係数と曲率の関係の例

2. 3 保有性能（耐荷力・耐久性）の評価技術の検討[文献9（pp.48-67）]

道路橋 RC 床版では、近年、大型車交通による疲労損傷に加え、凍害やアルカリシリカ反応 (ASR)、塩害等の材料劣化が顕在化することで、劣化・損傷の形態が多様化してきている。その中で、北海道や本州の山間部といった寒冷地を中心に、床版内部に複数の水平ひび割れ（層状ひび割れ）が発生する事例が報告されている。これは、凍害や ASR に起因して発生すると考えられており、北海道内の国道橋を対象にした実態調査では、層状ひび割れが発生した床版が北海道全域に存在していることが示されている。凍害や ASR が進行した床版に関しては、劣化・損傷の早期検出を目的とした調査方法の開発とともに、活荷重作用時の耐荷性や疲労耐久性の把握・評価を試みる研究を通じて、凍害や ASR が進行した床版の構造性能に関する知見が蓄積されつつあるが、劣化・損傷状況等が限られた範囲で構造性能を把握したに留まるものも多い。その中でも、層状ひび割れに関しては床版の構造性能に与える影響が明確になっておらず、点検・調査結果を基に構造性能の観点で健全度を評価する方法が十分に確立されているとは言い難い。そこで、北海道内の山間部において 49 年間供用された実橋床版を用いて、寒冷地で顕在化している凍害や ASR に起因する層状ひび割れが発生した床版の構造性能を評価するために次の検討を実施した。①層状ひび割れが発生したコンクリートの力学特性を調査するための円柱あるいは立方体試験体を使用した静弾性係数試験、②基礎的な耐荷性能を検証するための梁試験体を使用した耐荷力試験、③輪荷重走行に対する疲労耐久性を評価するための床版試験体を使用した輪荷重走行試験を実施した。さらに、輪荷重走行試験結果を基に、たわみを用いて層状ひび割れが発生した床版の健全度を評価する方法について考察した。

輪荷重走行試験の結果、層状ひび割れの発生深さが上縁から下側鉄筋位置の深さに達している床版では、図 2-8 に示すように健全時と比較して剛性や疲労耐久性が低下し、特にその発生範囲が全面に及ぶ場合に、輪荷重走行下で損傷・破壊形態の変化を伴って急速に破壊に至ることを示した。また、凍害・ASR が進行した床版においては、疲労損傷の進行程度を評価するために提案された既往のたわみを用いた健全度評価基準では、載荷する荷重によっては、健全度を的確に評価できない場合があることを明らかにした。

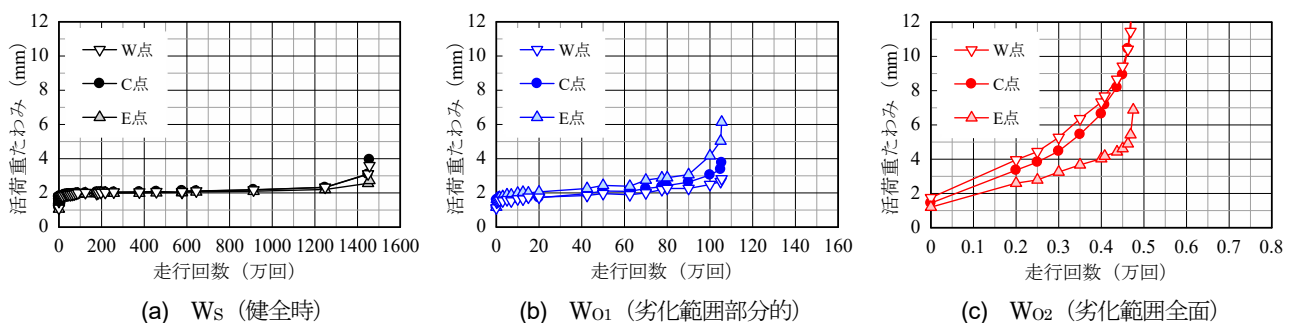


図 2-8 載荷点直下の活荷重たわみと走行回数の関係

2. 4 劣化程度および要求性能に応じた適切な対策技術の検討

(1) 土砂化が生じた RC 床版への低弾性係数の補修材による断面修復効果

[文献 10 (pp. 68-69)、11 (pp. 70-75)]

実橋で土砂化が発生した際には、その周辺部にもひび割れなど損傷が発生している場合が多く、再損傷が頻発している状況である。具体的には、部分打換えや断面修復による補修を行っても、ひび割れ等に起因すると考えられる床版本体の剛性低下によって、超速硬コンクリートのような比較的ヤング係数の高い材料を使用した際に、打継面での縁切れに繋がっていることが多い。そこで、本検討では、土砂化箇所を断面修復する際の材料条件を検討するために、輪荷重走行試験で土砂化を再現した実物大床版供試体に低弾性係数の PCM (ポリマーセメントモルタル) による断面修復を行い、さらに試験を継続して延命効果について検証した。その結果、**図 2-9** に示すように、断面修復後の昭和 39 年鋼道路橋示方書に準じた S39 供試体、昭和 47 年鋼道路橋示方書に準じた S47 供試体の修復前の走行回数に対する倍率 (断面修復後走行回数/断面修復までの走行回数) はそれぞれ 8.64 倍と 1.02 倍となり、採用した補修材による十分な補修効果が確認された。PCM が低弾性であることに加え、浸透性エポキシ樹脂による微細ひび割れの補修効果や打継用接着剤と PCM の防水効果があったと考えられる。また、試験終了後の切断面では、**写真 2-4** に示すように PCM 内に押し抜きせん断に繋がるひび割れが進展しており、終局前まで PCM が床版コンクリートと一体となって荷重に抵抗して剥離が先行した損傷進展ではないことを確認した。さらに、厚板理論による走行軸直角方向の床版厚さ方向の応力分布を計算した結果、低弾性の PCM では走行前の状態と大きな変化はないが、超速硬コンクリートを模してヤング係数を 30N/mm^2 まで高くすると分布形状が異なる結果となった。このことから、床版の劣化状態に合わせたヤング係数の断面修復材料を選定することが望ましいことを示した。

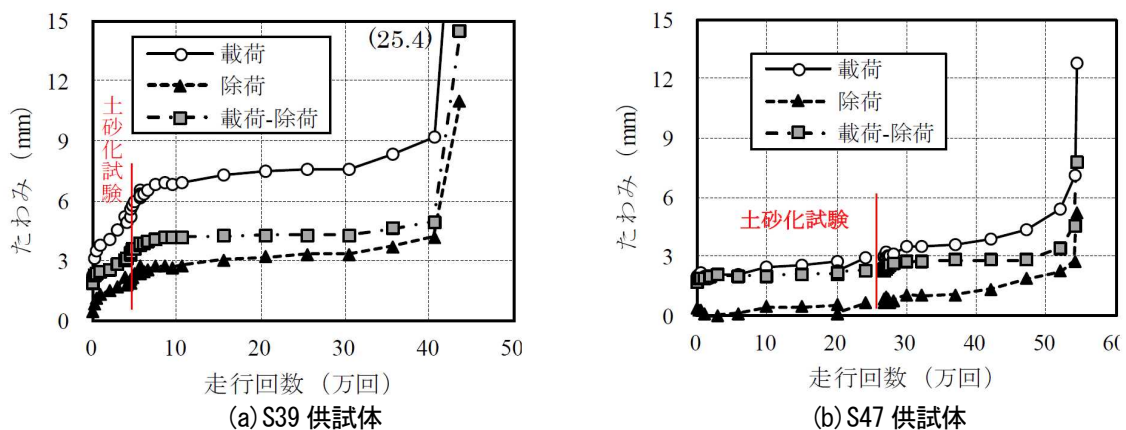


図 2-9 たわみの経時変化



写真 2-4 輪荷重走行試験終了後の切断面 (走行軸直角方向)

(2) CFRPによる劣化床版の延命化[文献 12 (pp. 76-77)]

我が国では高齢化橋梁が急増し、それらの維持管理が社会的課題となることが避けられず、効果的対応の立案が喫緊の課題となっている。現状では平成 26 年に法制化された橋梁点検が進められ、損傷程度の把握とそれを受けての補修対策の実施が進められている。しかし、国内橋梁の多くを占める自治体管理橋梁では、限られた人員と予算という制約から対応が十分ではないという現実がある。それらの解消に向けては、補修・補強による要求性能の確保と次の対策までの延命化という二つの選択肢に対応できる新たな視点が必要である。そこで、本検討では、炭素繊維強化プラスチック (CFRP) を補強材料として延命化が期待できる工法を提供するため、輪荷重走行試験による実験的検討を実施した。その結果、予備載荷で終局に近い疲労劣化状態であったが、**図 2-10** に示すように補強後の本載荷でもすぐに破壊には至らず、橋軸方向の一方向のみの CFRP 補強によって延命化が図られ、160kN の等価走行回数換算で 9.13 倍の補強効果が得られることを確認した。また、CFRP のひずみ (**図 2-11**) は輪荷重直下で大きく、支点近傍では 1/4 まで小さくなることから、補強範囲は荷重が作用する範囲のみでも補強効果が得られる可能性を示した。

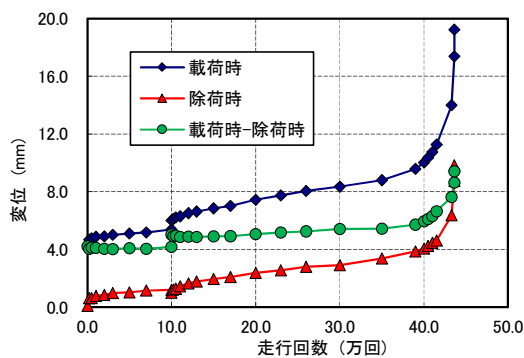


図 2-10 本載荷でのたわみの経時変化

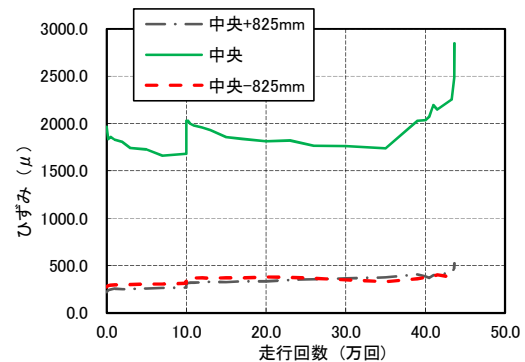


図 2-11 CFRP ひずみの経時変化

3 本共同研究に関連する既発表論文

本共同研究に関する成果の一部は、下記の論文等にとりまとめて公表した。

- 1) 横山 広, 角間 恒, 榊谷 浩, 久保善司, 西 弘明: ASR 縮小モデル供試体の輪荷重走行試験, 第 10 回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.155-158, 2018.
- 2) 横山 広, 榊谷 浩, 久保善司, 角間 恒: ASR 劣化が道路橋床版の土砂化に及ぼす影響に関する試験報告, 第 33 回日本道路会議, No.5019, 2019.
- 3) 横山 広, 中村拓郎, 榊谷 浩, 亀田浩昭, 街道 浩, 橋 吉宏: 道路橋鉄筋コンクリート床版の水平ひび割れ原因に関する基礎的検討, 令和 2 年度土木学会全国大会第 75 回年次学術講演会, CS8-03, 2020.
- 4) 横山 広, 角間 恒, 佐藤孝司: 床版の劣化度評価に活荷重作用時の曲率を適用するための基礎的研究, 第 9 回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.33-36, 2016.
- 5) 横山 広, 角間 恒, 佐藤孝司, 榊谷 浩: 活荷重作用時の道路橋床版の曲率に関する研究, 構造工学論文集, Vol.63A, pp.1296-1303, 2017.3
- 6) 横山 広, 佐藤孝司, 角間 恒, 小林 朗, 和田 均, 街道 浩: 道路橋 RC 床版の衝撃荷重によるたわみ劣化に関する実験的研究, 土木学会第 71 回年次学術講演会, CS11-003, pp.5-6, 2016.
- 7) 角間 恒, 横山 広, 榊谷 浩, 久保善司, 西 弘明: 静的および衝撃荷重載荷試験による撤去床版のたわみ評価, 第 10 回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.147-150, 2018.
- 8) 横山 広, 牧 祐之, 角間 恒, 深田宰司, 榊谷 浩: 道路橋床版の曲率を用いた劣化度評価に関する研究, 構造工学論文集, Vol.64A, pp.551-559, 2018.3
- 9) 角間 恒, 西 弘明, 渡邊晋也, 小野秀一, 榊谷 浩, 久保善司: 凍害・ASR が複合的に生じる環境下で 49 年間供用された実橋 RC 床版の構造性能評価, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), 76 巻, 1 号, pp. 21-40, 2020.2
- 10) 牧 祐之, 中村拓郎, 久保善司, 波多野雄士, 和田 均, 宮野伸紘: 土砂化した鉄筋コンクリート床版の断面修復に関する実験的研究, 令和 2 年度土木学会全国大会第 75 回年次学術講演会, I-429, 2020.
- 11) 横山 広, 中村拓郎, 榊谷 浩, 久保善司: 道路橋床版の土砂化対策としての断面修復に関する実験的研究, 第 11 回道路橋床版シンポジウム論文報告集 土木学会, pp.225-230, 2020

- 12) 横山 広, 角間 恒, 小林 朗, 榎谷 浩 : 維持管理に配慮した CFRP による劣化床版の延命化工法, 土木学会第 72 回年次学術講演会, CS7-019, pp.37-38, 2017.

4. 総括

本研究では、輪荷重走行による疲労と凍害や ASR（アルカリシリカ反応）等の影響による複合作用によって劣化損傷が生じた床版を対象に、複合劣化損傷のメカニズムや保有性能（耐荷力・耐久性）を把握するとともに性能評価技術、適切な対策技術等について以下の検討を行った。

複合劣化損傷メカニズムの解明に向けた実験的検討として、ASR によるひび割れを導入した小型供試体や実大供試体の輪荷重走行試験を実施し、ASR が生じた床版では床版全体の劣化進展には関係なく、上面のみの劣化進展で土砂化に進展する可能性を示している。また、今後の課題を残しているものの、床版内部のひずみから水平ひび割れの発生に関する基礎的検討も実施している。非破壊試験等による劣化検知技術の検討として、曲率による劣化度評価を検討するとともに、小型 FWD 試験や衝撃荷重載荷試験機 SIVE を活用できる可能性を示している。保有性能（耐荷力・耐久性）の評価技術の検討では、実橋床版等を対象にした材料～部材レベルでの載荷試験を通して、凍害・ASR に起因する層状ひび割れが床版の構造性能に及ぼす影響を大略的に評価できたと考えている。劣化程度および要求性能に応じた適切な対策技術の検討として、低弾性係数の補修材による断面修復効果や CFRP による劣化床版の延命化効果を示している。なお、断面修復における補修仕様として含浸型のひび割れ補修剤を使用しており、その防水効果が耐久性向上へ好影響を及ぼしている可能性もあることから、その影響について別途検証する必要がある。

以上のように、本研究では、積雪寒冷地で複合劣化を生じた RC 床版の損傷から対策までの一連の維持管理において、現場の課題解決に寄与する技術情報を提示することができたと考えている。しかしながら、RC 床版の維持管理では、対象が平面的な広がりを持つことから、点検補修に係わる労力や費用が大きく、更なる維持管理の効率化を目指すことが今後の社会経済変化に対応するためにも必要不可欠である。現状では、撮影写真から AI 技術で床版ひび割れを検出して自動記録することも実現されつつあるが、輪荷重走行試験でも床版ひび割れは鉄筋間隔に依存し、一定程度進展するとたわみ増加と連動しないことが明らかになっている。このことは、ひび割れのみの情報では評価が困難であることを示唆しており、新たな指標を加えた効率化の検討が望まれる。また、前述の通り床版構造は面的広がりを持つため、その施工を全体にわたって均質に実施することは難しく、部分的な不良箇所が点在している可能性が高い。これは、実橋でのひび割れ分布が一様でないことや陥没破壊が局所的に発生することからも容易に理解される。この問題を何らかの形で維持管理に組み込むことができれば、監視橋梁を抽出でき、点検の効率化に寄与することが見込まれる。さらにこれまでの劣化床版データを分析することで橋梁諸元や環境条件からも監視橋梁が抽出できれば、効率のよい維持管理が実現されるものと考えている。

付録

3章の論文リストにおいて土木学会関連の論文集等に掲載された論文を付録として掲載する。

論文

ASR 縮小モデル供試体の輪荷重走行試験

横山広*, 角間恒**, 榎谷浩***, 久保善司****, 西弘明**

*博 (工), 大日本コンサルタント, インフラ技術研究所 (〒330-6011 埼玉県さいたま市新都心 11-2)

** 博 (工), (国研) 土木研究所, 寒地土木研究所 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目 1-34)

***工博, 金沢大学教授, 理工学域地球社会基盤学系 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)

****博 (工), 金沢大学准教授, 理工学域地球社会基盤学系 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)

材料問題が道路橋床版の劣化原因となる事例が顕在化するようになり, 特に積雪寒冷地で凍結防止剤が散布される地域では, アルカリ供給によるアルカリシリカ反応の促進や鋼材腐食の問題も影響を及ぼす複合劣化が報告されている. 本研究では, 複合する劣化要因として車両通行による疲労に加え, 反応性骨材によるひび割れが及ぼす影響を把握するために, 輪荷重走行試験を実施した. 反応性骨材は経験的に床版劣化に影響を及ぼす例が多いことが分かっている細骨材に使用している. 試験の結果, 上面走行部分の土砂化の程度に違いが生じ, 反応性細骨材供試体で劣化範囲が広く分布することが認められた.

キーワード: 反応性骨材, 輪荷重走行試験, 土砂化

1. はじめに

道路橋床版の劣化には輪荷重走行試験機の開発によりその劣化機構が解明された疲労の他に, 近年の調査研究により材料劣化に伴う複合劣化も数多く報告され, 国内に広く顕在化していることが報告されている. 材料劣化には一部地域で確認されている内在塩分や積雪寒冷地での凍結防止剤散布による塩害, 反応性骨材によるアルカリシリカ反応 (以下, ASR と称す.), 凍結融解による凍害等があり, 環境条件や交通量の違いにより損傷の形態や程度も異なる複雑な対応が求められるようになってきた.

ASR は, これまで北陸地方の橋梁下部構造など体積の大きい構造物で劣化事例が報告されてきた経緯がある. それに対して道路橋床版は厚さが他の構造物と比較しても薄く乾燥しやすい構造であることから, その劣化要因として ASR が注目され始めたのは最近のことであり, 床版劣化としての広がりも北陸地方のみならず東北地方や北海道地方まで存在することが分かっている²⁾.

これらの背景から本研究では, 疲労と ASR との複合劣化に着目し, たわみ劣化の進行やその他の損傷の発生の有無を確認することを目的として, 反応性を有する細骨材を用いて小型モデル供試体を製作し, 水張環境下での輪荷重走行試験を実施することとした. なお, ASR の影響を比較するものとして一般骨材を用いた供試体も対象とした.

2. 試験概要

2.1 輪荷重走行試験

輪荷重走行試験では写真-1 に示す国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所が所有しているクランク式の試験機を使用し, 載荷試験プログラムでは初期の 1 万回



写真-1 輪荷重走行試験機

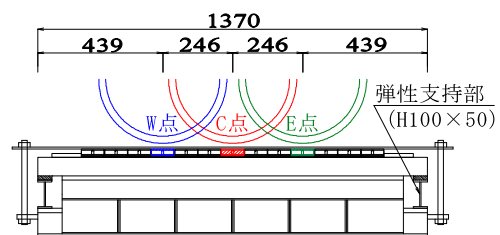


図-1 たわみの計測位置

表-1 コンクリートの配合

供試体記号	配合	水セメント比 (%)	空気量 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)							
					水	添加アルカリ NaCl	セメント	細骨材		粗骨材	混和剤	
								普通	ASR		①	②
S1	一般骨材配合	63.0	4.5	48.4	170	0	270	881	0	945	1.76	0.014
S2	ASR骨材+NaCl配合	63.0	4.5	48.4	170	6.17	270	0	877	943	1.76	0.135

までは20kNで走行させ、その後は40kNまで荷重を増加させて約20万回(10万往復)まで走行させた。その間、外観損傷の他にたわみの経時変化を記録した。輪荷重の移動範囲は1.0mで、荷重を伝達する載荷ブロックは走行軸方向が80mmで直交する方向が200mmの道路橋示方書に示されている載荷面積の40%のものを使用した。たわみの計測位置は中央(C点)の他に、走行方向に中央から246mmの位置(W点, E点)でも載荷を実施している(図-1)。なお、水張り状態で試験を行うため床版上に長さ1.2m、幅1.0mに枠を設置して、その範囲内に湛水させるものとした。

2.2 小型モデル供試体

小型モデル供試体は図-2に示すもので、主鉄筋量を昭和39年道路橋示方書に準じた2方向版の配筋とし、厚さは100mmとした実物大床版のほぼ50%のモデルである。コンクリートには表-1の配合設計に示す通り反応性を有する細骨材を使用し、添加アルカリとしてNaClを混入している。供試体の製作から試験実施までの期間は約3.2年である。表-2は試験終了時に採取したコンクリートコア(径50mm)による圧縮強度試験による参考値であり、一般骨材を使用した供試体の平均強度が反応性骨材を使用したコンクリートの1.5倍となっている。ただし、一般骨材の試験結果で突出した値(49.5N/mm²)が記録されており、ヤング係数から見ても他の値の方が適当なものとなっているため、突出した値を無視すれば圧縮強度の平均は36.5N/mm²となり、反応性骨材を使用したコンクリートの1.35倍となる。ヤング係数は一般骨材によるものが平均29.2kN/mm²に対して反応性骨材によるものは10.5kN/mm²と小さくなっており、ASRによる微細ひび割れの影響と推察される。表には供試体製作時の28日強度も示しているが、反応性骨材を使用したものは試験終了時のヤング係数が約36%まで低下していることが分かる。

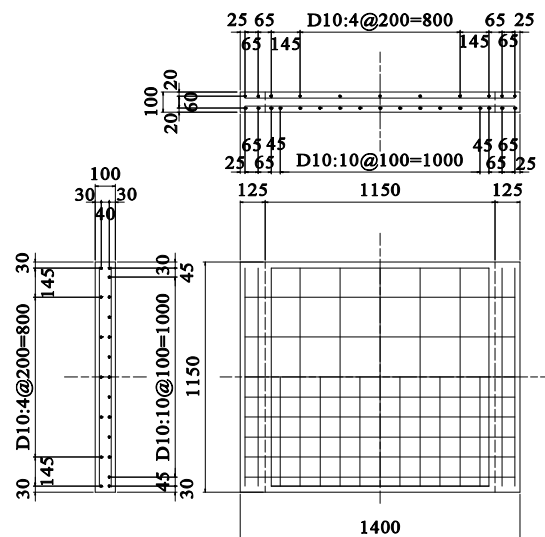


図-2 小型モデル供試体 (単位: mm)

表-2 コンクリートの物性値

供試体記号	種別	単位	No.1	No.2	No.3	平均	供試体製作時
S1	圧縮強度	N/mm ²	49.5	35.6	37.3	40.8	33.9
	ヤング係数	kN/mm ²	32.6	25.4	29.6	29.2	30.6
S2	圧縮強度	N/mm ²	27.4	27.8	26.2	27.1	28.9
	ヤング係数	kN/mm ²	10.7	10.2	10.5	10.5	28.9

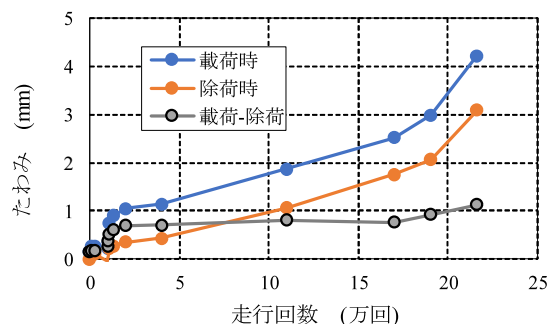


図-3 S1 供試体のたわみ経時変化 (一般骨材)

3. 輪荷重走行試験の結果

3.1 試験終了時の走行回数

輪荷重走行試験は、床版構造の終局状態である押し抜きせん断破壊に至る前に土砂化による上面の不陸が過大となりクランク式試験機の走行が困難となった時点で終了している。S1 供試体の終了時の走行回数は216,276回

でS2 供試体ではほぼ同等の206,808回であった。

3.2 たわみの経時変化

一般骨材であるS1 供試体の輪荷重走行試験での中央(C点)でのたわみの経時変化を図-3に、反応性骨材であるS2 供試体の同じ位置のものを図-4に示す。ここで、載荷時たわみとは、一定走行回数毎に静載荷した際

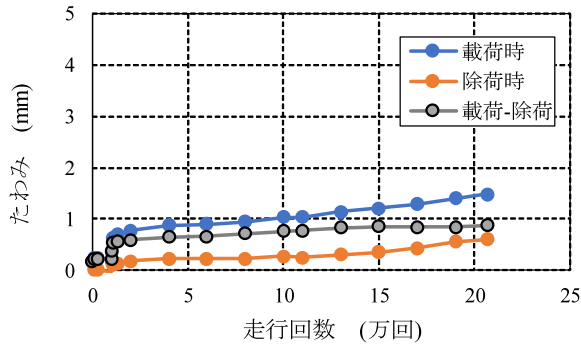


図-4 S2 供試体のたわみ経時変化 (反応性骨材)

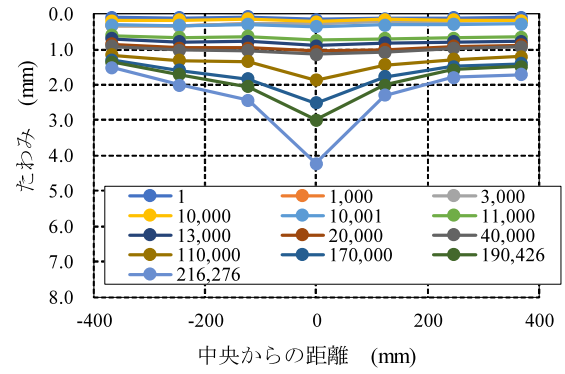
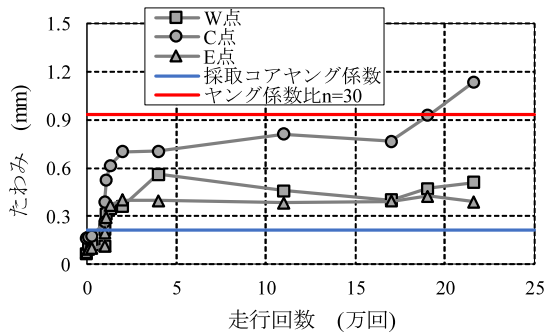
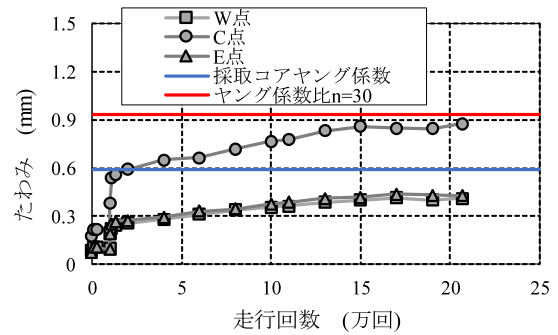


図-5 S1 供試体のたわみ分布 (橋軸方向)



(a) S1 供試体

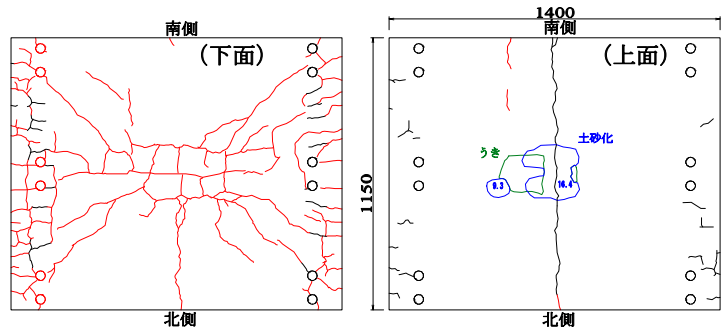


(b) S2 供試体

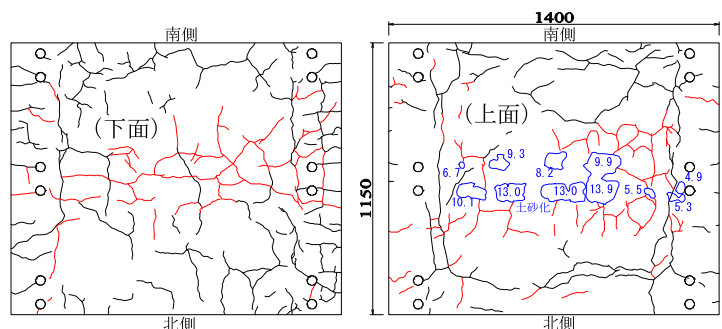
図-6 たわみの経時変化 (載荷時たわみ-除荷時たわみ)

に計測されたたわみ値であり、除荷時たわみとは除荷後に残留したたわみ値を表している。その差異化時たわみから除荷時たわみを減じた値が弾性成分、すなわち活荷重たわみとなる。S2 供試体と比較して載荷初期から S1 供試体の載荷時たわみ値が大きくなっているが、これは後述するように試験前から生じていた中央部分の貫通ひび割れの影響であると考えている。

図-5 に S1 供試体の走行回数毎の走行軸方向のたわみ分布を示すが、走行回数 11 万回程度から中央 (C 点) の値が急増しており、水張による影響で中央の貫通ひび割れ部分の損傷が進展していることが想定される。図-6(a), (b) は両供試体の C 点, W 点, E 点のそれぞれの地点で載荷した際の弾性成分のたわみの経時変化を示したものであるが、S1 供試体の C 点で 17 万回以降が増加傾向となるものの、弾性成分に着目する範囲では両供試体の傾向は類似している。図には、3 次元弾性論によりたわみ値を計算した結果³⁾を示しているが、S1 供試体では採取コアによるヤング係数から計算したたわみ値 (青線) が載荷初期のたわみに近似しており、損傷が進展した状態³⁾を想定したヤング係数比 $n=30$ の計算たわみを 19 万回程度で超過していることから、終局に近い可能性がある。S2 供試体では採取



(a) S1 供試体



(b) S2 供試体

図-7 試験終了時点のひび割れ状況

コアヤング係数でのたわみ計算値に達した後に増加傾向が緩やかとなり、試験終了時点で $n=30$ の計算たわみに達していない。

4. 試験後の供試体

試験終了時点の両供試体のひび割れ発生状況を図-7に示す。図では走行試験前に確認されたひび割れ(黒線)に対して、走行試験で発生したひび割れが分かるように赤線で示している。また、青線で囲まれた範囲が土砂化部分で緑線がタタキ点検でうきを確認された箇所である。

両供試体共に短辺側端部で走行試験前に確認されたひび割れが多いが、この位置は、試験機にセットするために無収縮モルタルで拡幅した部分(両側125mm)であり、走行範囲外である。他の走行試験前のひび割れは反応性骨材を使用したS2供試体に多く発生しており、ASRによるものと考えられる。S1供試体に関しては走行試験前から中央付近の走行軸直角方向にひび割れが発生しており、走行試験早期に貫通ひび割れとなり、漏水が生じていた。なお、S2供試体では走行終了時点まで漏水は発生していない。

走行面直下に生じた土砂化部分は、S1供試体では貫通ひび割れ位置の中央付近に比較的大きなものが発生しており(写真-2)、離れた位置にも土砂化部分はあるものの、その間はずきで繋がっている状況であった。それに対しS2供試体では、走行面直下の広い範囲で土砂化が分布している。これは、ASRによって生じた微細ひび割れが影響しているものと考えており、水の浸透による水圧作用が土砂化の要因となっていることが推察される。

5. まとめ

道路橋床版の疲労とASRの複合劣化によるたわみの進展やその他の損傷の発生の有無を確認するものとして反応性細骨材と一般骨材を用いた小型モデル供試体による水張条件による輪荷重走行試験を実施した。以下に得られた知見を列挙する。

- 1) 輪荷重走行試験の結果、一般骨材、反応性骨材の両供試体共に、押し抜きせん断による終局に至らなかった。どちらの試験も、最終的に水張の影響で土砂化による上面の大きな不陸のため、輪荷重走行試験を終了した。
- 2) 一般骨材供試体では、初期に発生していたひび割れが貫通することで輪荷重走行試験による載荷時の中央たわみが反応性骨材を使用したS2供試体よりも大き



(a) S1 供試体

(b) S2 供試体

写真-2 S1 供試体の土砂化部分

い値で推移した。弾性成分に着目すれば、両供試体ともに同様のたわみの推移することが明らかとなった。

- 3) 土砂化の範囲に着目すれば、一般骨材供試体では貫通ひび割れに進展した位置で発生し、反応性骨材供試体は走行面に広く分布していた。微細ひび割れも含めて水の浸透による水圧作用が土砂化の要因となっていることが推察された。

本研究により、道路橋床版にASRが発生した場合に及ぼす影響として広範囲な土砂化の可能性が示唆されたため、反応性細骨材を使用した実物大床版による輪荷重走行試験を実施することとしている。さらに、ASRが、床版構造としての疲労耐久性に及ぼす影響も明らかにしたいと考えている。

謝辞

本研究は金沢大学が進めるSIP(戦略的イノベーション創造プログラム)と北陸・道路メンテナンス会議に設置された道路橋の維持管理における各構成部材の限界状態ならびにAI技術の活用に関する検討ワーキンググループに協力いただいた。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 横山広ほか:凍結防止剤の影響を受けた構造物の実態調査,平成19年度土木学会中部支部研究発表会概要集,pp.423-424,2008.3.
- 2) 角間恒ほか:寒冷地において複合劣化を受けた道路橋RC床版の劣化状況調査,平成28年度北海道支部論文報告集73号,A-37,2016.2.
- 3) 横山広ほか:道路橋床版の曲率を用いた劣化度評価に関する研究,構造工学論文集,Vol.64A,pp.551-559,2018.3.

(2018年7月20日受付)

道路橋鉄筋コンクリート床版の水平ひび割れ原因に関する基礎的検討

大日本コンサルタント フェロー会員 ○横山 広 寒地土木研究所 正会員 中村 拓郎
 金沢大学 フェロー会員 梶谷 浩 国土開発センター 正会員 亀田 浩昭
 川田工業 正会員 街道 浩 中日本ハウェイ・エンジニアリング名古屋 正会員 橋 吉宏

1. 目的

劣化した道路橋鉄筋コンクリート床版（以下、RC床版と称す）の打ち替えでは、撤去床版の切断面に水平ひび割れが確認されることが多い。それらはRC床版内の上側に配置された鉄筋付近に発生する傾向があり、水平ひび割れより上側のコンクリートは、通行車両の繰り返し载荷によってコンクリート組織中のセメントペーストが粉砕され、土砂化に進展することが推察される。これまで、水平ひび割れの発生原因に関しては数多くの検討が行われてきたが、多岐にわたる要因が影響している可能性が高いため、原因究明に至っていないのが実情である。本研究では反応性骨材を用いて製作した実物大床版供試体の輪荷重走行試験を実施し、その過程で水平ひび割れの発生原因を把握するための基礎的な検討を実施したので結果を報告する。

2. 実物大供試体と水平ひび割れ検知手法

実験供試体は図-1に示す形状で、道路橋示方書（昭和39年）に準じた鉄筋量とし、鉄筋腐食を防止するためエポキシ樹脂塗装鉄筋を使用した。粗骨材、細骨材の両方に反応性骨材を使用し、コンクリート中のアルカリ添加にはNaClを使用した。試験時のコンクリートの圧縮強度は 43.5N/mm^2 でヤング係数は 27.1kN/mm^2 であり、ASRの影響でコンクリート強度に対してのヤング係数がやや低い値になっている。図-2は鉛直方向のひずみを計測するためのゲージとその設置位置であり、直径15.5mmの孔を深さ80mmまで穿孔し、孔の内部にひずみゲージを貼り付けたプラスチック板を装填してエポキシ樹脂グラウト材を充填して固定した。ゲージは主鉄筋高さ（ゲージ名Kn-1）とその20mm下側（ゲージ名Kn-2）の位置に貼り付けた。この計測方法では得られるひずみ値がヤング係数の小さいエポキシ樹脂の影響を受けるため、コンクリートに発生するひずみとは差異が生じることが想定されるが、水平ひび割れ発生による影響が樹脂層で緩和されるため、水平ひび割れ発生後も鉄筋周辺の状態把握が可能になる利点がある。なお、载荷終了後に供試体中央を切断したところ主鉄筋位置は設計40mmに対して39mmであった。

使用した試験装置は写真-1に示す国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所が所有する輪荷重走行試験機であり、载荷荷重は140kNである。

3. 試験結果

輪荷重走行試験結果のたわみの経時変化を図-3に

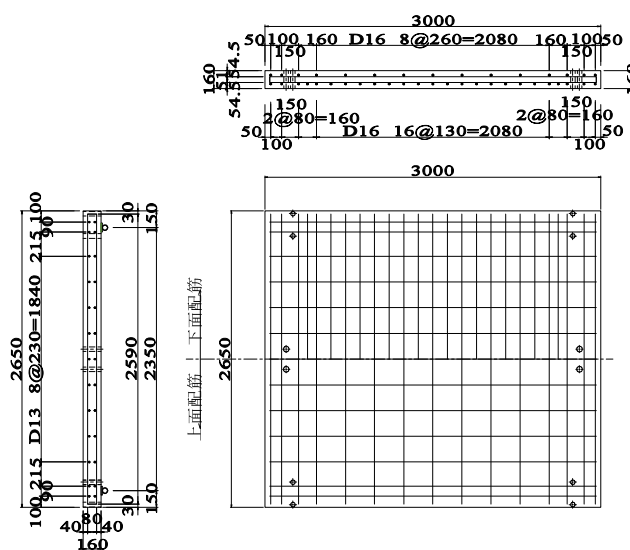
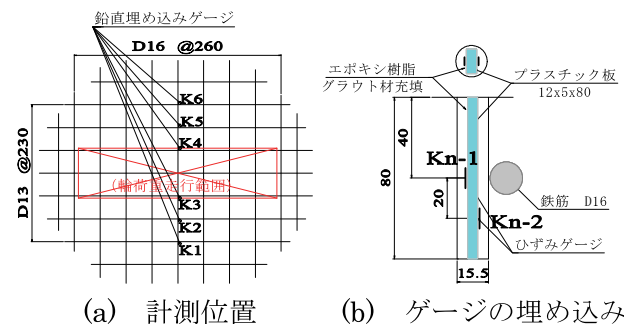


図-1 供試体形状（単位：mm）



(a) 計測位置 (b) ゲージの埋め込み
 図-2 鉛直方向ひずみ計測

キーワード 道路橋床版、水平ひび割れ、輪荷重走行試験、鉛直ひずみ、鉄筋剛性

連絡先 〒330-6011 さいたま市中央区新都心11-2 大日本コンサルタント(株) TEL048-615-2224

示す。荷重時たわみは走行 20 万回程度まで増加した後は一定値で推移し 50 万回走行後から増加傾向となった。供試体外観に明確な押抜きせん断破壊は確認できなかったが、たわみ増加傾向から 900,000 回で試験を終了した。図-4 は図-2(a)に示す走行軌道直近 (図-4(a)K3, (b)K4) の下側の鉛直方向ひずみの経時変化を示したもので、初期には荷重時と除荷時がほぼ同様の値で推移するが、走行回数 50 万回付近でその差が大きくなっていることが分かる。よって、この時点で水平ひび割れが拡大し、その影響で図-3 に示した荷重時たわみが進展したと推察される。図-5 は走行軌道直近 (K4) の上下のひずみ値の経時変化を示したもので(a)が試験全体で、(b)が荷重初期の 5 万回までの推移である。図-5(b)によれば、初期の段階で鉄筋横のひずみは 300μ 程度でその 20mm 下側は -100μ から 0μ の範囲となっており、上下で異なる傾向となっている。この原因には上側鉄筋が荷重荷重に抵抗する際の鉄筋単体の剛性の影響が考えられる。即ち、鉄筋の曲げ変形が周囲のコンクリートに作用することで鉛直方向ひずみに繋がった可能性があるということである。ただし、荷重初期でも中央床版たわみが 7mm 程度であることからプラスチック板の曲げ変形や、ASR による微細ひび割れも影響している可能性がある。



写真-1 輪荷重走行試験機

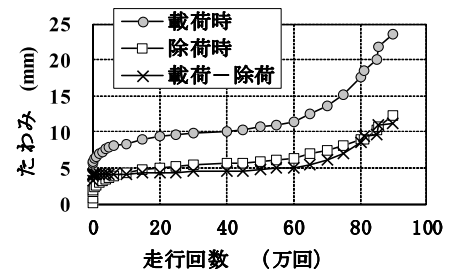
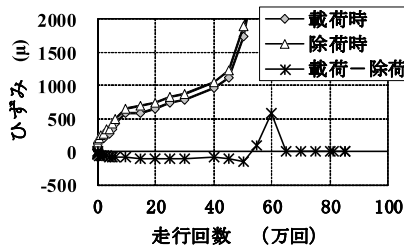
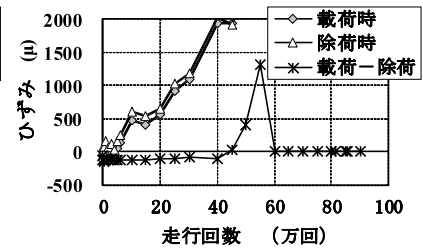


図-3 たわみの経時変化

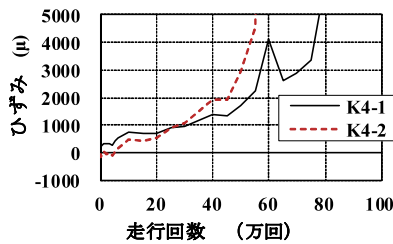


(a) K3-2

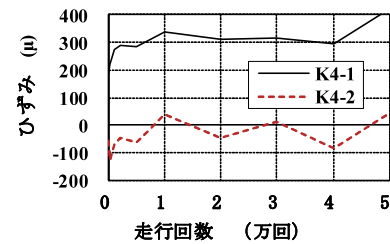


(b) K4-2

図-4 鉄筋近傍の鉛直ひずみの経時変化 (下側ゲージ)



(a) 試験中の経時変化



(b) 荷重初期の推移

図-5 荷重初期の鉄筋近傍の荷重時の鉛直ひずみ (K-4)

4. まとめ

本研究では、ASR 実物大供試体を用いた輪荷重走行試験で水平ひび割れの発生時期とその原因に関する基礎的な検討を行った。以下に得られた知見を列挙する。

- 1) 荷重時たわみが走行回数 50 万回程度から増加傾向となっているが、これは鉛直方向に鉄筋の下側に設置したゲージによるひずみから、水平ひび割れが増大した影響によると考えられる。
- 2) 荷重初期の走行軌道直近のひずみは主鉄筋横とその 20mm 下で発生傾向が異なり、鉄筋横の方が大きい引張ひずみが発生していた。この原因として、水平ひび割れを発生させる方向の鉄筋作用の可能性もある。

本研究では ASR 供試体を使用しており、それが試験結果に影響している可能性があるため、ヤング係数を変化させた非反応骨材による供試体と同様の試験を計画している。その際には、鉛直方向のひずみゲージ数を増加させてプラスチック板の曲げによる影響と、FEM によりコンクリート位置とゲージ位置のひずみ差も確認する予定である。本研究では北陸・道路メンテナンス会議に設置された「道路橋の維持管理における各構成部材の限界状態ならびに AI 技術の活用に関する検討 WG」にご協力いただいた。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 例えば、横山広, 関口幹夫, 榎谷浩, 堀川都志雄: 道路橋床版への水圧作用による劣化現象の解析的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, 2012

論文

床版の劣化度評価に活荷重作用時の曲率を適用するための基礎的研究

横山広*, 角間恒**, 佐藤孝司***

*博(工), 大日本コンサルタント(株) インフラ技術研究所 (〒170-0003 東京都豊島区駒込3丁目)

**博(工), 国立研究開発法人 土木研究所 寒地土木研究所 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目)

***国立研究開発法人 土木研究所 寒地土木研究所 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目)

道路橋床版の耐荷性能の経時変化は、主として疲労劣化を対象としてひびわれ密度やたわみの進展によって整理されてきた。しかしながら近年、材料劣化床版の顕在化によってひびわれ密度では劣化度評価が困難な床版が出現しており、それらも含めて統一的に劣化度を評価する手法があれば維持管理の効率化が図られることになる。そこで、活荷重作用による床版の曲率に着目した基礎的な検討を実施したのでその結果を報告する。

キーワード：劣化度，たわみ，曲率

1. はじめに

国内の橋長 15m 以上の橋梁は約 167,000 橋であり、床版橋、カルバートを除いた床版を有すると想定される橋梁数は 133,000 橋という膨大な量である。それら床版の維持管理として平成 26 年より 5 年毎の定期点検が義務化されたことで、近接目視による損傷状況の確認・評価後に、その結果を受けて補修設計や詳細調査が行われ、補修・補強施等の対策が実施されるようになってきている。

床版に着目すれば、昭和 40 年代に頻発した陥没損傷の原因究明として輪荷重走行試験機が開発され、それらが広義の疲労損傷であることが解明された。その劣化過程はひびわれ損傷の進展により最終的には押抜きせん断破壊に至るもので、橋梁定期点検要領(平成 26 年 6 月)では、その劣化過程を参考にひびわれ間隔やひびわれ幅、および漏水・遊離石灰の有無で損傷程度が判定されている。また、床版の詳細調査の場面では、ひびわれ密度法による損傷度評価も行われており、そのひびわれ量から補修・補強工法が選定されている。しかしながら、近年になって塩害や凍害、アルカリシリカ反応等の材料劣化床版が顕在化し、これまでのひびわれに着目した劣化度判定では、その評価が困難になってきている。例えば北陸地方の山間部に位置する橋梁(写真-1)では、橋梁定期点検ではその劣化状況からひびわれ損傷に加えて漏水・遊離石灰が確認されることで、劣化が進行した床版として評価されることになるが、本橋での交通量は少なく、疲労に着目したひびわれ損傷による評価が妥当であるかは不明となる。

そこで本研究では、床版の劣化種類に影響を受けない統一的な劣化度評価を実現するために、床版のたわみ性



写真-1 ASRによるひびわれ損傷が確認された床版

状に着目した検討を実施するものとした。たわみに着目する際には荷重試験を実施する必要があるが、近年、衝撃荷重を載荷する試験法が活発に研究されるようになり¹⁾、橋面上の作業のみで荷重作用時のたわみが計測できるようになってきている。具体には、重錘を落下することで衝撃荷重を発生させ、床版上面に設置する速度計や加速度計から得られる波形データを積分処理してたわみとする手法であり、従来の足場を必要とする載荷車による試験とは異なり、簡便にデータを取得することを可能にしている。

2. 床版の曲げ変形

2.1 床版における曲率

古典理論では、板の純曲げを検討する際に微小範囲の変形を対象とした誘導で曲率に着目している²⁾。曲率とは曲率半径の逆数のことであり、板の曲率 $1/r_x$ 、 $1/r_y$ は次

のように示される。

$$\frac{1}{r_x} = \frac{1}{r_y} = \frac{M}{D(1+\nu)} \quad (1)$$

ここで、

M : 曲げモーメント

D : 板の曲げ剛性

ν : ポアソン比

式(1)によれば、曲率は断面力と作用条件、剛性を含めた板構造のたわみ変形を表していると理解される。言い換えれば曲率値のみで床版の状態を評価できれば、それらの計算条件を包括した評価になることが分かる。

2.2 床版の曲げ変形

版構造の曲げ変形を理解するために、図-1 に示す単純板のたわみを計算することとした。載荷荷重は $P=100\text{kN}$ であり、載荷面の形状は長辺方向×短辺方向が $200\times 500\text{mm}$ である。ヤング係数はコンクリートを想定して、健全な状態の $E_c=23.5\text{kN/mm}^2$ 、引張無視のヤング係数比 $n=15$ を考慮した $E_c=13.3\text{kN/mm}^2$ の2種類を想定した。ポアソン比は $\nu=0.2$ である。計算結果のたわみの分布図を図-2(a), (b)に示すが、ヤング係数が低下する劣化状態ではたわみが大きくなることで、載荷点近傍のたわみ分布形状が健全な状態を想定した結果よりその先端が小さい半径になっている。さらに、図-2 (c) の概念図に示す通り接円を設定すれば、曲率半径が小さくなり、その逆数の曲率では値が大きくなる事が分かる。

3. 曲率の計算手法に関する検討

3.1 曲率計算の対象範囲の設定

床版構造での荷重載荷時のたわみは、ひびわれが発生していない全断面有効の状態では放物線に近いたわみ分布となるが、ひびわれが発達して劣化が進行するとたわみが局所的に変化することが知られており、前節でも同様の結果となった。ここで、載荷点とその近傍の着目点でのたわみ差で算出する曲率を計算する際には、輪荷重重走行試験や実橋載荷試験での変位計位置に統一性が無く、床版支間に合わせて任意に設置されているのが現状である。よって、それらの計測データから曲率を計算するには、条件変化による影響を最小とする範囲設定が必要となる。よって、曲率計算で着目する範囲を区間長と定義し、それを変化させた弾性計算を行い、区間長の影響を把握することとした。計算モデルの平面形状は図-1と同様でヤング係数が $E_c=23.5\text{kN/mm}^2$ でポアソン比 $\nu=0.2$ であるが、床版厚さは 240mm も対象とし、載荷面の形状も長辺方向×短辺方向 $200\times 500\text{mm}$ に加え、 $120\times 300\text{mm}$ も計算することで載荷面の影響を把握する

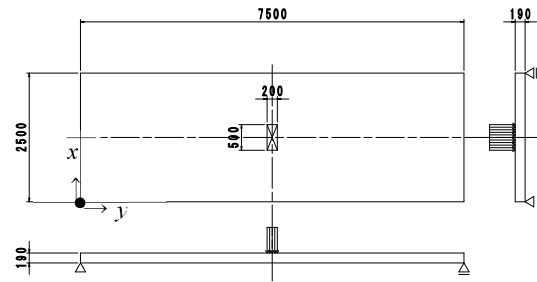
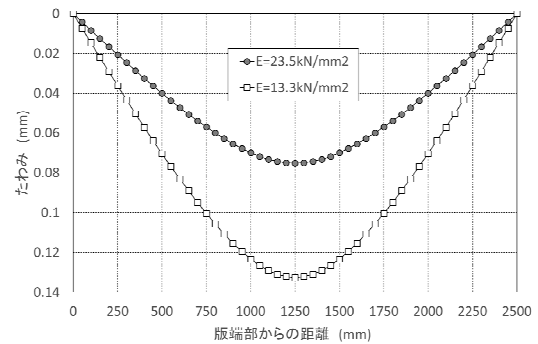
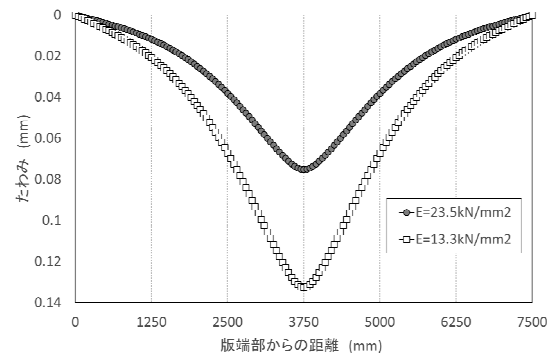


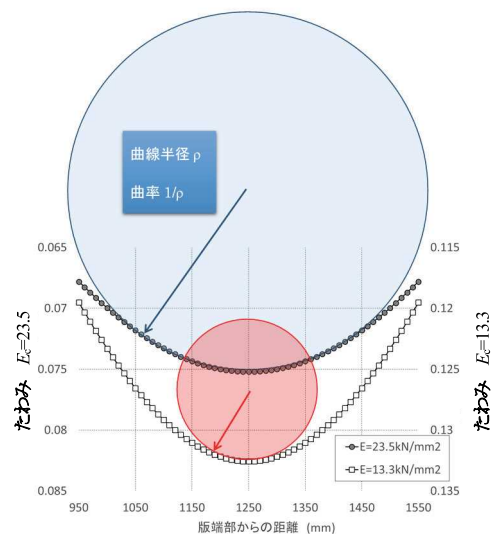
図-1 計算モデル図 (単位: mm)



(a) 版中央の短辺方向

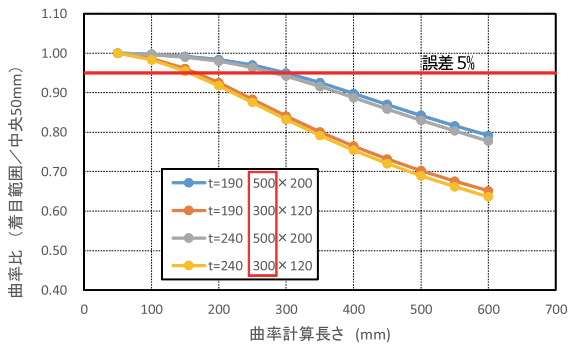


(b) 版中央の長辺方向

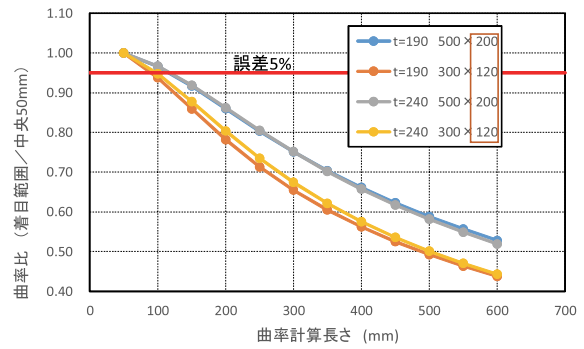


(c) 接円の概念図

図-2 たわみ変形の計算結果



(a) 版中央の短辺方向



(b) 版中央の長辺方向

図-3 曲率計算の着目範囲の計算結果

表-1 計算に用いた物性値

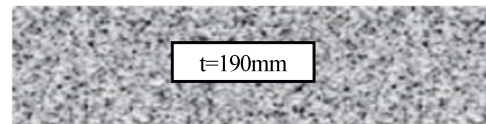
計算層数		1層			3層	
計算ケース		A	B	C	B'	C'
中立軸位置 (mm)		厚さ中央			63	30
ヤング係数 (N/mm ²)	1層目	23500	13300	6700	23500	23500
	2層目				13100	1175
	3層目				200000	200000
ポアソン比	コンクリート	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	鋼	—	—	—	0.3	0.3

こととした。

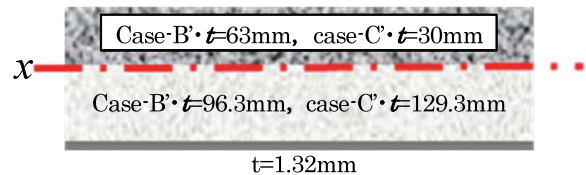
曲率計算でのパラメータとした荷重点中央からの区間長と荷重点中央 50mm の計算結果で除した曲率比の関係を図-3 に示す。ここで基本値として区間長 50mm を採用した理由は荷重荷重中心近傍では曲率が変化しないと推察されるためである。図で示している曲率の区間長は荷重荷重点中央からの距離であり、計算方向の荷重の大きさが理解できるように凡例に赤枠で対象となる幅を囲んでいる。何れの方でも曲率の計算区間を大きくすると中央部分の曲率の計算値との差が大きくなることが分かる。ここで、劣化度を判定する際の実用上の誤差範囲を 5%程度と設定すると荷重幅以内での計算が必要となる。輪荷重走行試験や実橋荷重試験での荷重面形状は統一されていないことから、現状では荷重幅端部までを曲率計算の区間長とすることが望ましいと考えられる。

3.2 計算条件の違いが曲率に及ぼす影響の試算

弾性計算による床版の計算では全断面でヤング係数を操作する手法が取られているが、荷重荷重点の曲率を計算する際に、計算条件の違いが影響する可能性がある。そこで、弾性計算で床版積層数を 3層とし、コンクリート構造の断面計算による中立軸より上方のコンクリート層、引張鉄筋断面積を単位幅で除した最下層、それらの上下層を繋ぐ中間層を設定してそれぞれのたわみを算出して曲率を比較する(図-4)。計算に採用したモデルの外観形状は図-1 を採用しており、各種条件毎の物性値は表-1 の通りである。ヤング係数は健全な状態と



計算要因 case-B・ $\eta=15$, case-C・ $\eta=30$
(a) 1層版モデル (コンクリート全断面)



case-B, case-C のたわみに対応した中間層を設定
(b) 3層版モデル (コンクリート2層+鉄筋最下層)

図-4 計算断面の概念図

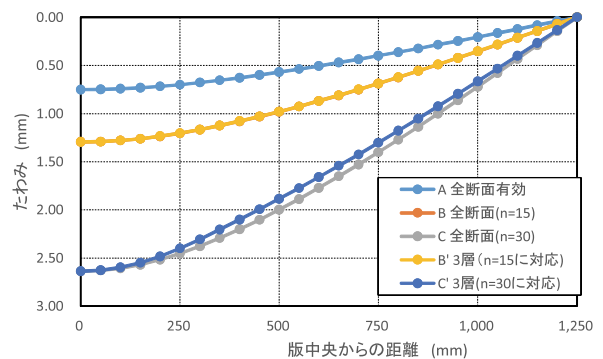


図-5 計算条件の違いによるたわみ分布

引張無視 ($n=15$) に加え、既往の研究³⁾で終局に近いとされる状態の $n=30$ の $E_c=6,700\text{N/mm}^2$ を採用した。

計算結果におけるたわみの分布を図-5 に示す。case-B での計算結果を受けて case-B' では最大たわみがほぼ同一となるように中間層のヤング係数を操作している (case-C, case-C' でも同様)。結果として、図では重なっている case-B と case-B' の結果は同じたわみ形態であるが、case-C と case-C' では異なるたわみ形態となっている。表-2 は各計算ケースにおける荷重載荷端までの区間で計算した曲率の比較である。コンクリート断面の引張無視を想定した $n=15$ では、曲率はほぼ同等となったが破壊前を想定した $n=30$ では断面構成の違いにより約 30% 程度の差が生じている。これらのことより、床版構造ではひびわれの有無等で断面の状態が異なることから、曲率で劣化度を評価する際には計算手法も含めて注意する必要があることが分かる。本研究では、可能な範囲で簡便に評価できることが望ましいと考え、1 層版モデルで統一して計算を実施することで比較検討することとした。

4. 曲率の計算

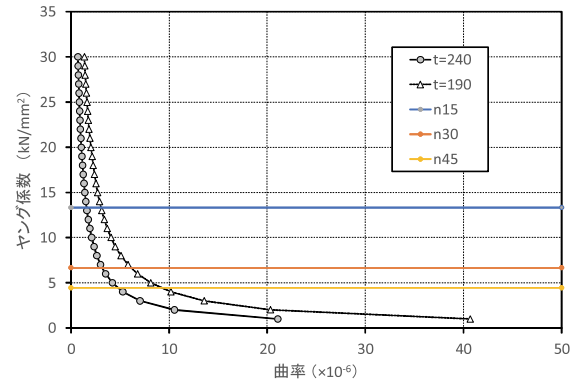
曲率の計算手法の検討を受けて、単純版モデルにおける曲率とヤング係数の関係を計算したものが図-6 である。モデルの形状は図-1 を採用しており、ポアソン比 $\nu=0.2$ で、版厚は $t=190\text{mm}$ と $t=240\text{mm}$ の 2 種類とした。図中には目安となるようにコンクリートの引張無視のヤング係数比 $n=15$ に加え、終局に近いヤング係数比 $n=30$ 、及び比較のための $n=45$ の境界線も示している。図によればヤング係数が低下すると曲率は微増し、 $n=30$ を超えてから急増することが認められる。これは、床版の荷重作用による変形の限界が設定できる可能性を示しており、実橋や輪荷重走行試験の結果を曲率で整理することでその限界点が統一的に設定できる可能性がある。

5. まとめ

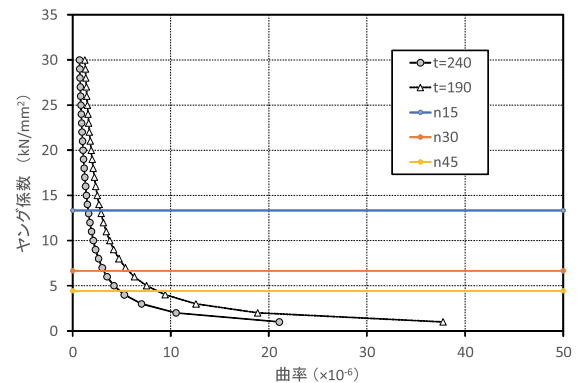
本研究では、床版の劣化種類に影響を受けない統一的な劣化度評価を実現するために、床版の断面力作用時の曲率に着目した検討を実施した。その結果、曲率の計算位置を荷重が等分布となる区間長、即ち荷重端までとすることが計算結果で得られる値の差を小さくすることができること、また、計算条件の違いが曲率に影響をおよぼすことが認められた。それらを考慮して曲率の計算を実施した結果、ヤング係数比が大きくなると曲率も増加することが示されたことから、曲率の変化によって材料劣化も考慮した統一的な劣化度を設定できる可能性がある。

表-2 曲率の計算結果

計算ケース	曲率 ($\times 10^{-5}$)	比率
A	0.1679	—
B	0.2885	—
B'	0.2909	B'/B=1.008
C	0.5890	—
C'	0.7613	C'/C=1.293



(a) 版中央の短辺方向



(b) 版中央の長辺方向

図-6 曲率の計算結果

今後は各種輪荷重走行試験の結果で曲率を計算し、その妥当性を検証し、劣化度の設定に向けた検討をすすめる予定である。

参考文献

- 1) 横山広, 石尾真理, 玉越隆史: 衝撃荷重による RC 床版の劣化度判定に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 62A, pp. 1194-1201, 2016. 3.
- 2) チモシェンコ, ヴォアノフスキー: 板とシェルの理論 (上) 第 1 版 7 刷, プレイン図書出版, p. 39, 1994. 5.
- 3) 関口幹夫, 横山広, 堀川都志雄: リブ付き多層版解析による各種補強小版の実測たわみの評価, 構造工学論文集, Vol. 54A, pp. 443-451, 2008. 3.

(2016 年 7 月 18 日受付)

活荷重作用時の道路橋床版の曲率に関する研究

Study on the curvature of the road bridge deck under live load action

横山広†, 角間恒*, 佐藤孝司**, 榎谷浩***

Hiroshi Yokoyama, Ko Kakuma, Koji Sato, Hiroshi Masuya

†博(工), 大日本コンサルタント, インフラ技術研究所 (〒170-0003 東京都豊島区駒込 3 丁目)

*博(工), 国立研究開発法人土木研究所, 寒地土木研究所 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目)

**国立研究開発法人土木研究所, 寒地土木研究所 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目)

***工博, 金沢大学教授, 理工研究域環境デザイン学系 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)

In order to realize a unified damage assessment that are not affected the deterioration type of decks, this study was carried out focusing on the change of the deck curvature. The change of curvature in the wheel load running test was evaluated by the calculation of curvature due to bending deformation. As the results, a suitable range for calculating the curvature, the variability of value by calculation methods and the appropriate calculation method interpolating deflection became clear. The applicability of the change in curvature in the past results of the wheel load running test by using the method shown in the present study was investigated. Finally, the enough possibility of setting a threshold in damage evaluation that focuses on curvature was shown.

Key Words: road bridge deck, damage assessment, curvature

キーワード: 道路橋床版, 損傷度, 曲率

1. はじめに

国内に存在する橋長 15m 以上の橋梁は約 167,000 橋であり, 床版橋やボックスカルバートを除いた床版構造を有すると想定される橋梁数は 133,000 橋である. それらの中では交通不能や通行が制限されているものが 7, 500 橋に上っており, 老朽化の進展が維持管理上の課題であることは疑いが無い. 現状での道路橋床版(以下, 床版と称す.)の維持管理としては平成 26 年より 5 年毎の定期点検が義務化されたことで, 近接目視による損傷状況の確認・評価後に, その結果を受けて補修設計や詳細調査が行われ, 補修・補強等の対策が実施されるようになってきている. 床版損傷に関しては, 昭和 40 年代に頻発した陥没損傷の原因究明として輪荷重走行試験機が開発され, それらが広義の疲労損傷であることが解明された. その劣化過程はひびわれ損傷の進展により最終的には押抜せん断破壊に至るもので, 橋梁定期点検要領¹⁾²⁾(平成 26 年 6 月)では, その劣化過程を参考にひびわれ間隔やひびわれ幅, および漏水・遊離石灰の有無で損傷程度

が判定されるようになった. また, 床版の詳細調査の場面では, ひびわれ密度法による損傷度評価も行われており, 補修・補強設計の現場ではそのひびわれ量から対策工法が選定されている. しかしながら, 近年になって塩害や凍害, アルカリシリカ反応等の材料劣化床版が顕在化し, これまでのひびわれに着目した劣化度判定では, その評価が困難になってきている. 例えば北陸地方の山間部に位置する橋梁(写真-1)では, 橋梁定期点検では



写真-1 ASR によるひびわれ損傷が生じた床版

† 連絡著者 / Corresponding author

E-mail: yokoyama_hiroshi@ne-con.co.jp

その劣化状況からひびわれ損傷に加えて漏水・遊離石灰が確認されることで、劣化が進行した床版として評価されることになるが、本橋での交通量は少なく、疲労に着目したひびわれ損傷による評価が妥当であるかは不明となる。

そこで本研究では、床版の劣化種類に影響を受けない統一的な劣化度評価を実現するために、床版構造の剛性変化に着目した検討を実施するものとした。具体的には劣化進展に伴って床版構造の荷重載荷点近傍のたわみ変形の形状変化に着目するものとし、曲率を算出して傾向を把握する。さらに、輪荷重走行試験の結果を基にその適応性を評価する。曲率には支持条件や床版剛性が含まれているため、その値のみで劣化床版の耐荷性能が評価できれば、対策検討での意思決定が簡便となり、維持管理の効率化にも繋がるものと考えられる。たわみ値の取得に当たっては荷重車を用いた载荷試験を実施することになるが、近年、衝撃荷重を载荷する試験法が活発に研究³⁾されるようになり、橋面上の計測作業のみで荷重作用時のたわみが得られるようになってきている。その計測方法は、重錘を落下させることで衝撃荷重を発生させ、道路橋床版上面に設置する速度計や加速度計から得られる波形データを積分処理してたわみとする手法であり、従来の足場を必要とする载荷車による試験とは異なり、データ取得が大幅に簡素化される。なお、载荷試験により曲率取得では、複数個の計測機を载荷位置近傍に配置することで可能となる。

2. 道路橋床版の曲げ変形

2.1 床版構造の曲率

既往の微小変形弾性理論では、板の純曲げを検討する際に微小範囲の変形を対象とした誘導で曲率に着目している⁴⁾。曲率とは曲率半径 r_x 、 r_y の逆数のことであり、板の曲率 $1/r_x$ 、 $1/r_y$ は次のように示される。なお、計算では板厚による剛性を採用しており、内部補強材の影響は無視している。

$$\frac{1}{r_x} = \frac{1}{r_y} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad (1)$$

ここで、

- r_x, r_y : x 方向, y 方向の曲率半径
- M_x, M_y : x 方向, y 方向の曲げモーメント
- D : 板の曲げ剛性, ν : ポアソン比,
- w : z 方向の微小変形

式(1)によれば、曲率は断面力と作用条件、剛性を含めた板構造のたわみ変形を表していることが分かる。

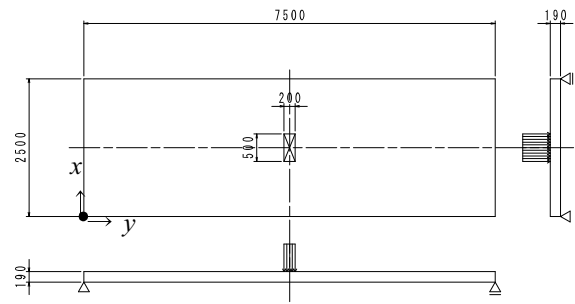
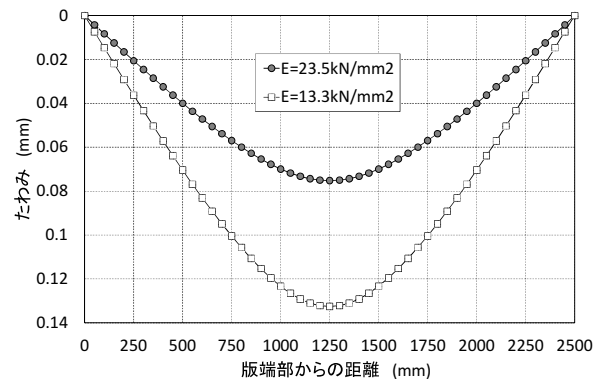
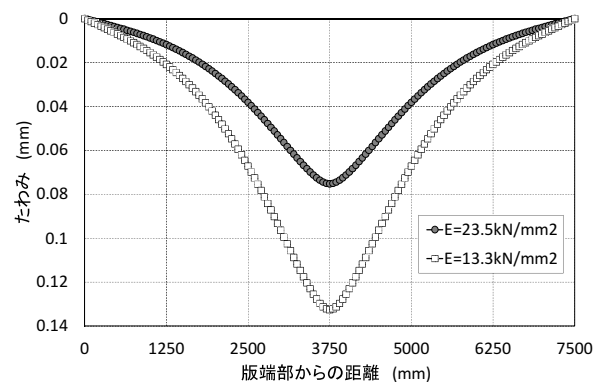


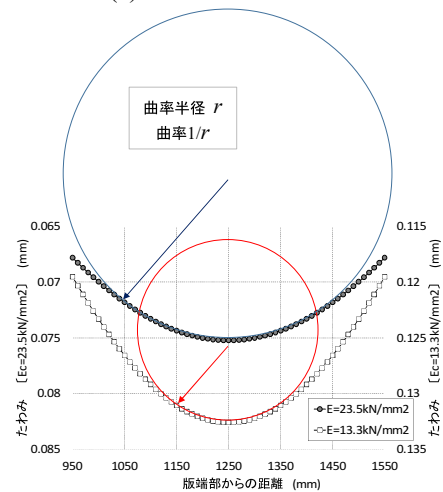
図-1 計算モデル図 (単位: mm)



(a) 版中央の短辺方向



(b) 版中央の長辺方向



(c) 接円の概念図

図-2 たわみ変形の計算結果

2.2 床版構造の曲げ変形

板構造の曲げ変形を理解するために、図-1 に示す単純版を例に荷重作用時のたわみを計算することとした。計算手法は精度の確保と今後の多層版への拡張等も考慮して、3 次元弾性論から導かれる厚板理論を使用している⁹⁾。載荷荷重は $P=100\text{kN}$ であり、載荷面の形状は道路橋示方書に準じて長辺方向×短辺方向が $200\times 500\text{mm}$ とした。ヤング係数はセメントコンクリートを想定して、健全な状態の $E_c=23.5\text{kN/mm}^2$ 、既往研究で使用限界⁶⁾とされている引張無視のヤング係数比 $n=15$ を考慮した $E_c=13.3\text{kN/mm}^2$ の 2 種類を想定した。ポアソン比は $\nu=0.2$ である。計算結果のたわみの分布図を図-2(a), (b) に示すが、ヤング係数が低下する劣化状態ではたわみが大きくなることで、載荷点近傍のたわみ分布形状が健全な状態を想定した結果よりその先端が小さい半径となっており、図-2 (c) の先端付近の接円を示した概念図に示す通り、変形の局所化が表現され、曲率でいえば値が大きくなる事が分かる。

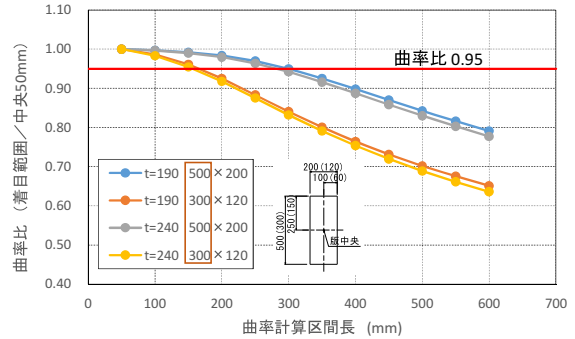
3. 曲率の計算手法に関する検討

3.1 曲率計算の対象範囲の設定

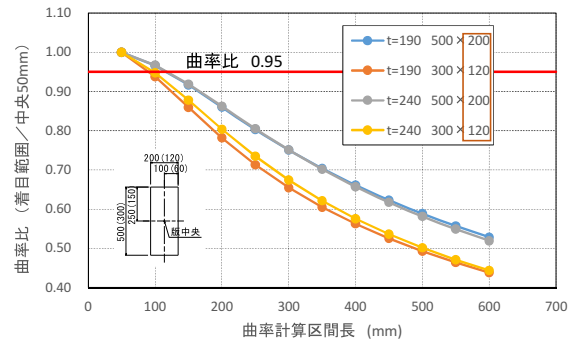
輪荷重走行試験による荷重載荷時のたわみは、ひびわれが発生していない全断面有効の状態では放物線に近いたわみ分布となるが、ひびわれが発達して劣化が進行するとたわみが局所的に変化することが知られており、前節でも同様の結果となった。ここで、輪荷重走行試験や実橋載荷試験の結果で曲率を計算する際には、変位計の位置に統一性が無く、床版供試体支間に合わせて任意に設置されているのが現状である。よって、それらの計測データから曲率を計算するには、条件変化による影響を最小とする範囲設定が必要となる。そこで、曲率計算で着目する範囲を区間長とし、その区間を変化させた厚板理論による弾性計算を行い、区間長の影響を把握することとした。計算モデルの平面形状は図-1 と同様でヤング係数が $E_c=23.5\text{kN/mm}^2$ 、ポアソン比 $\nu=0.2$ であるが、床版厚さは 240mm も対象とし、載荷面の形状も長辺方向×短辺方向 $200\times 500\text{mm}$ に加え、 $120\times 300\text{mm}$ も計算することで載荷面の影響を把握することとした。

計算結果の曲率の計算上の長さとして載荷点中央 50mm の計算結果で除した曲率比の関係を図-3 に示す。ここで、基本値として 50mm を採用した理由は荷重中心付近では等分布となることで曲率が変化しないことを考慮したためである。図で示している曲率の計算長さは荷重載荷点中央からの距離である。よって、荷重の載荷範囲は中央載荷であるため幅の $1/2$ である。何れの方向でも曲率の計

算区間を大きくすると中央部分の曲率の計算値との差が大きくなる事が分かる。ここで、劣化度を判定する際の実用上の曲率比の下限を 0.95 に設定すると荷重幅以内での計算が必要となる事が分かる。輪荷重走行試験や実橋載荷試験での載荷面形状は統一されていないことか

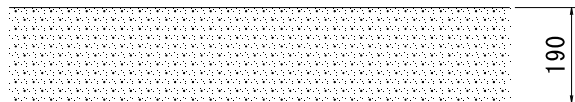


(a) 版中央の短辺方向

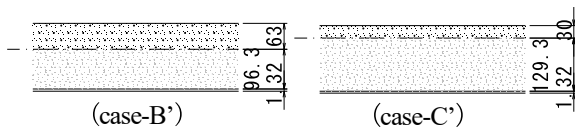


(b) 版中央の長辺方向

図-3 曲率計算の対象範囲の計算結果



計算要因 case-B $n=15$ 、case-C $n=30$
(a) 1層版モデル (コンクリート全断面)



case-B、case-C のたわみに対応した中間層を設定
(b) 3層版モデル (コンクリート2層+鉄筋最下層)

図-4 計算断面の概念図

表-1 計算に用いた物性値

計算層数	1層			3層	
	A	B	C	B'	C'
計算ケース					
中立軸位置 (mm)	厚さ中央			63	30
ヤング係数 (N/mm ²)	1層目	23,500	13,300	6,700	23,500
	2層目				13,100
	3層目				200,000
ポアソン比	コンクリート	0.2	0.2	0.2	0.2
	鋼	—	—	—	0.3

ら、現状では荷重幅端部までを曲率の計算区間とすることが望ましいと考えられる。

3.2 計算条件の違いが曲率に及ぼす影響の試算

ひび割れ状態の再現が困難である弾性計算による床版構造の計算では全断面でヤング係数を操作する手法が取られているが、荷重載荷点の曲率を計算する際に、計算条件の違いが影響する可能性がある。

そこで、厚板理論による弾性計算で床版積層層を3層とし、コンクリート構造の断面計算による中立軸より上方のコンクリート層、引張鉄筋断面積を単位幅で除した最下層、それらの上下層を繋ぐ中間層を設定してそれぞれのたわみを算出して曲率を比較する(図-4)。計算に採用したモデルの外観形状は図-1を採用しており、各種条件毎の物性値は表-1の通りである。ヤング係数は健全な状態と引張無視($n=15$)の状態に加えて、既往の研究⁷⁾で終局に近いとされる状態と同程度の $n=30$ のヤング係数比から得られる $E_c=6700\text{N/mm}^2$ を採用した。

計算結果におけるたわみの分布を図-5に示す。case-Bでの計算結果を受けてcase-B'では最大たわみがほぼ同一となるように中間層のヤング係数を操作している(case-C, case-C'でも同様)。結果として、case-Bとcase-B'の結果はほぼ同じたわみ形態であるが、case-Cとcase-C'では異なるたわみ形態となっている。表-2は各計算ケースにおける荷重載荷端までの区間で計算した曲率の比較である。コンクリート断面の引張無視を想定した $n=15$ では、曲率はほぼ同等となったが破壊前を想定した $n=30$ では断面構成の違いにより約30%程度の差が生じている。

これらのことより、床版構造ではひび割れの有無等で断面の状態が異なることから、曲率で劣化度を評価する際には計算手法も含めて注意する必要があることが分かる。そこで本研究では、既往の研究実績を考慮したうえで実橋への適用を想定し、可能な範囲で簡便に評価できることが望ましいと考え、1層版モデルで統一して計算を実施することで比較検討することとした。

3.3 曲率の計算例

曲率の計算手法の検討を受け、単純版モデルでの版中央から荷重端までを計算区間とした曲率とヤング係数の関係を計算したものが図-6である。モデル形状は図-1を採用しており、ポアソン比 $\nu=0.2$ で、版厚は $t=190\text{mm}$ と $t=240\text{mm}$ の2種類とした。図中には目安となるように既往の研究で使用限界とされているコンクリートの引張無視のヤング係数比 $n=15$ に加え、終局に近いヤング係数比 $n=30$ 、及び比較のための $n=45$ の境界線も示している。図によれば健全な状態からヤング係数が低下すると曲率は微増し、 $n=30$ を超えてから急増することが認められる。よって、曲率で変形の限界が設定できる可能性があり、劣化度評価にも適用できるものと推察される。

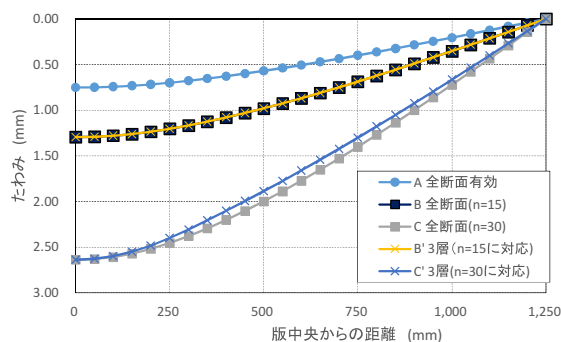
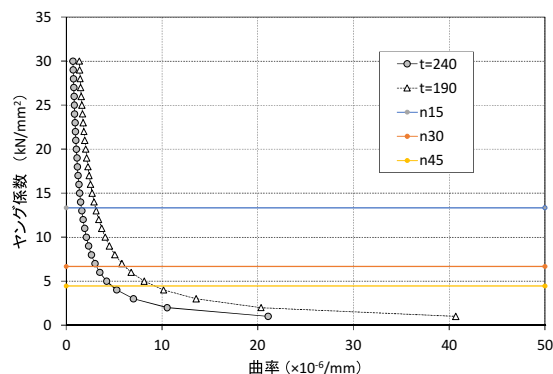


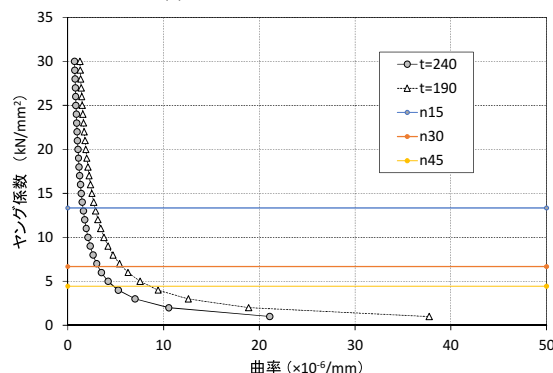
図-5 計算条件の違いによるたわみ分布

表-2 曲率の計算結果

計算ケース	曲率 ($\times 10^{-5}/\text{mm}$)	比率
A	0.1679	—
B	0.2885	—
B'	0.2909	B'/B=1.008
C	0.5890	—
C'	0.7613	C'/C=1.293



(a) 版中央の短辺方向



(b) 版中央の長辺方向

図-6 曲率の計算結果

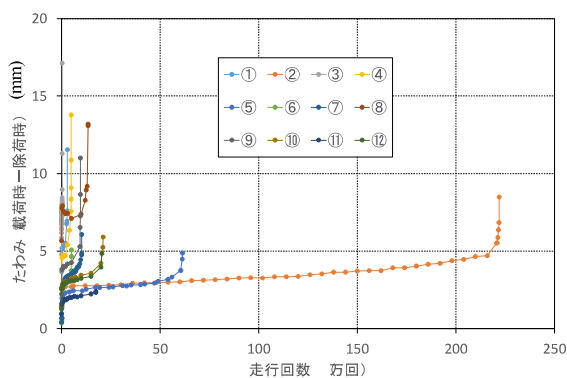
4. 輪荷重走行試験結果による検討

4.1 輪荷重走行試験データ

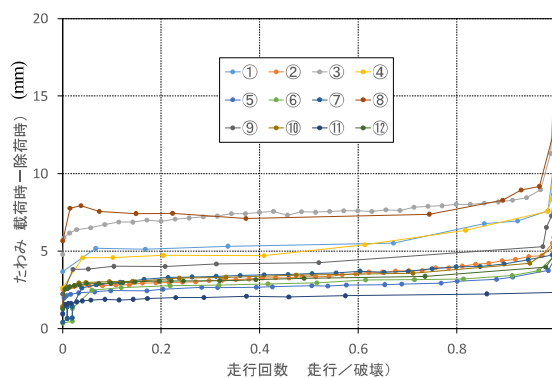
既往の研究成果を基に曲率による評価の可能性を検討する。採用した輪荷重走行試験の諸元を表-3に示す。供試体数全12体のうち実物大供試体が4体(①~④)で80%縮小モデル供試体が2体(⑧, ⑨), 40%縮小モデル

表一3 供試体諸元

供試体番号			①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫			
輪荷重		kN	110.0	150.0	190.0	150.0	23.0	30.0	30.0	160.0	189.0	23.0	29.0	29.0			
破壊時走行回数		千回	29.4	2,160	3.4	48.2	604.5	48.0	100.0	134.3	93.7	210.9	17.4	204.0			
床版 寸法	実物大との比率		1.0														
	橋軸直角方向	mm	2,650						1,060			2,650			1,060		
	橋軸方向	mm	3,300						1,370			3,300			1,370		
	床版厚さ	mm	160						64			140 180			64		
支持 条件	床版支間	mm	2,350						960			2,350			960		
	弾性支持間隔	mm	3,125						1,320			3,125			1,320		
載荷 版幅	主鉄筋方向	mm	300						200			500			200		
	配力鉄筋方向	mm	120						80			200			80		
コンク リート	圧縮強度	N/mm ²	43.0	41.7	36.6	38.6	35.4	40.8	52.3	39.6	30.3	37.5	34.2	34.0			
	ヤング係数	kN/mm ²	25.4	25.9	26.0	23.9	23.8	29.8	33.6	28.6	22.5	25.4	24.1	23.8			
鉄筋	種類		丸鋼						異形棒鋼								
	上側 主鉄筋	呼び名	φ 16						D6			D16			D6		
		間隔	mm	260						90			140 160			90	
	下側 主鉄筋	呼び名	φ 16						D6			D16			D6		
		間隔	mm	130						45			140 160			45 30	
	上側 配力鉄筋	呼び名	φ 13						D6			D13			D6		
		間隔	mm	230						120			120 140			120 45	
	下側 配力鉄筋	呼び名	φ 13						D6			D13			D6		
間隔		mm	230						120			120 140			60 40 45		
かぶり	上側主鉄筋	mm	40						16			30			16		
	下側主鉄筋	mm	40						16			30			16		
	上側配力鉄筋	mm	54.5						22			44.5			22		
	下側配力鉄筋	mm	54.5						22			44.5			22		



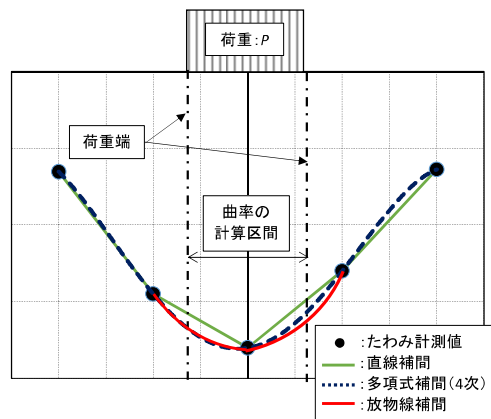
(a) たわみと走行回数の関係



(b) 破壊までのたわみ変化

図一7 輪荷重走行試験でのたわみと走行回数の関係

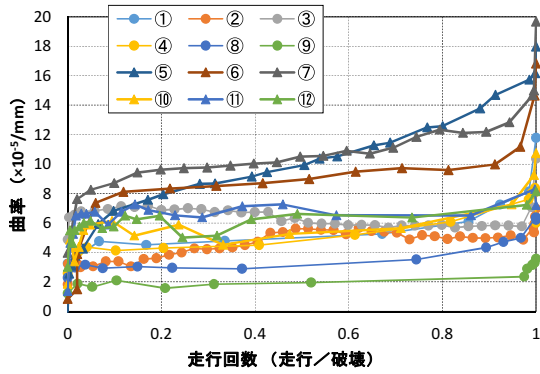
供試体が6体(⑤~⑦, ⑩~⑫)となっている。設計に当たって準拠した道路橋示方書は昭和39年版であるが、縮小モデル供試体の一部で配筋間隔を調整することで鉄筋量を増加させている。なお、輪荷重走行試験機は実物大供試体と80%縮小モデル供試体, 40%縮小モデル供試体では異なる試験機を使用した。図一7はたわみと走行回数の関係を示したもので、たわみの値は載荷時から除荷時を減じた弾性成分とした。図より本検討で採用する試験結果は、既往の研究成果と同様に走行初期でたわみが急増し、その後はたわみ増加が微増傾向となり、破壊直前に急増する傾向であった。



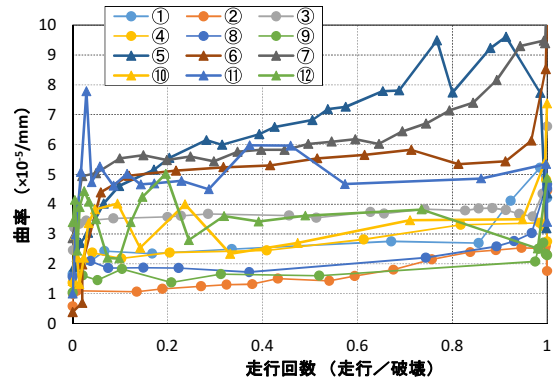
図一8 補間方法の概念図

4.2 試験結果を用いる際のたわみ値の補間

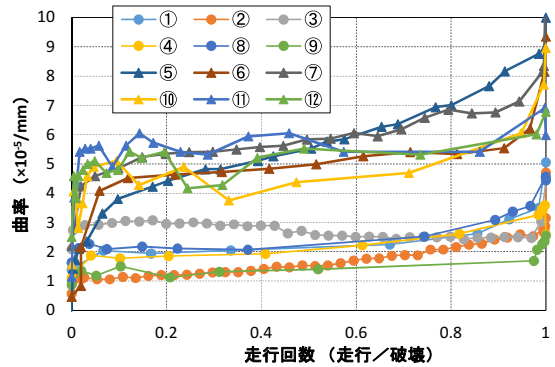
3.1 節で曲率計算の対象範囲を載荷幅端部が望ましい



(a) 直線補間



(b) 多項式 (4次) 補間

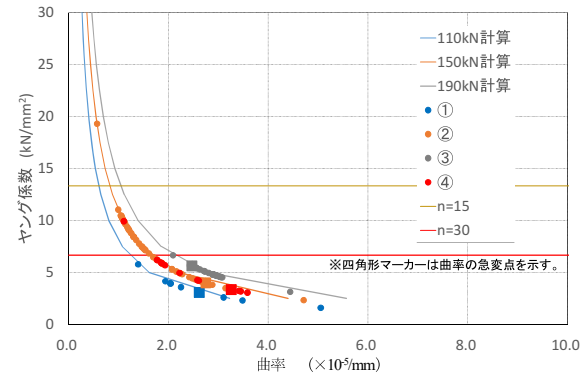


(c) 放物線補間

図-9 たわみ値の補間方法の比較 (支間直角方向)

としたが、実際の試験ではその位置でたわみが計測されていないため、近傍の計測値から補間することになる。その際、輪荷重走行試験では、たわみ変形が中央に対して対称形にならない場合も多いことから、それを考慮できる補間方法であることが望ましい。そこで、輪荷重走行試験のデータにより、直線補間、多項式補間、および放物線補間の3種類で計算結果を比較することとした。直線補間では中央と載荷幅近傍の計測値を用い、多項式補間では同一計測線上の中央付近の5点の値を用いた4次の近似曲線としている。直線補間と放物線補間は、中央に対して断面左右を分離して計算後に平均化することとした(図-8の概念図参照)。

図-9に支間直角方向を対象とした計算結果の曲率と走行回数(歩行/破壊)の関係を示す。図-9(a)が直線補間によるもので、曲線の傾向はたわみの増加と同様に走行初期で急増後に微増傾向となり破壊前に急増している。図-9(b)の多項式補間では縦軸の曲率の範囲が直線補間の $0 \sim 20 \times 10^{-5}/\text{mm}$ に対して $0 \sim 10 \times 10^{-5}/\text{mm}$ と半分までに曲率のばらつきが減少している。次に図-9(c)の放物線補間では曲線の凸凹が多項式補間よりも減少していることから、本方法が3種類の補間方法では最も優れていると考えられる。

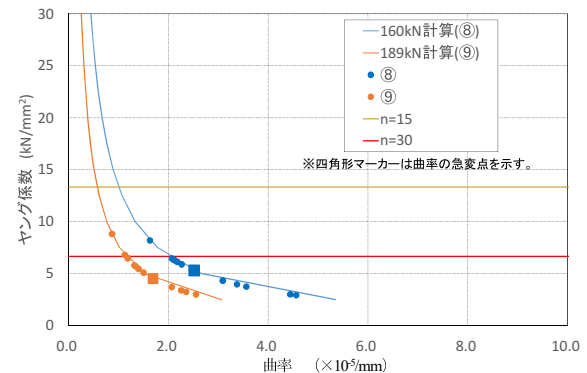


(a) 実物大供試体

4.3 曲率とヤング係数の関係

輪荷重走行試験の結果から曲率を検討する方法として、3.3節で示したヤング係数と曲率の関係に着目し、計測値の推移を調べるものとする。具体的な手法としては供試体の形状、支持条件を基に試験での載荷荷重による曲率を計算する。その際、ヤング係数を変数として曲率との関係を算出する。次に、試験結果から中央と載荷幅端部のたわみの補間値から曲率を算出し、ヤング係数と曲率の関係に当てはめる。これによって、走行回数ごとに得られたたわみ値による曲率の変化傾向が得られることになる。

図-10は各試験結果によるヤング係数と曲率の関係を示したものである。図-10(a)は実物大供試体の結果で



(b) 80%縮小モデル供試体

図-10 輪荷重走行試験のヤング係数と曲率の関係

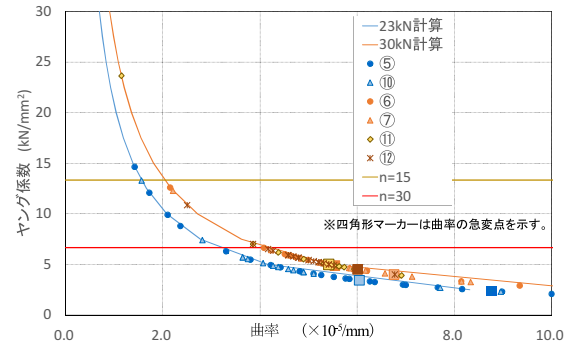
あり、図では破壊前のたわみが急増する走行回数でのたわみから得られた曲率の計算値の位置が分かるようにマーカーの形状を変えている。また、閾値として鉄筋コンクリート構造の引張無視の状態としたヤング係数比 $n=15$ と終局に近い状態の $n=30$ の曲線も示している。同様に図-10(b)が 80%縮小モデル供試体で図-10(c)が 40%縮小モデル供試体の計算結果である。

図-10(a)より、実物大供試体ではヤング係数が $n=30$ を下回り、曲率では $2.0 \times 10^{-5}/\text{mm}$ を超えてからたわみが急増して破壊しており、破壊時点では曲率が $3.0 \times 10^{-5}/\text{mm}$ を超えていることが分かる。同様に図-10(b)の 80%縮小モデル供試体でもヤング係数が $n=30$ を下回る傾向は同様であるが、曲率でのたわみ急増点は $2.0 \times 10^{-5}/\text{mm}$ よりも小さい供試体が出現している。図-10(c)は 40%縮小モデル供試体を示しているが、実物大供試体や 80%縮小モデル供試体と異なり、曲率が $6.0 \times 10^{-5}/\text{mm}$ を超えてからたわみが急増しており傾向が異なっている。しかしながら、ヤング係数に関しては $n=30$ を下回っていることから、実橋に適用する際の安全性を考慮すれば、終局状態の閾値として採用できるものと考えられる。

4.4 曲率変化と損傷度の関係

輪荷重走行試験で破壊に至る状態が曲率の変化によって把握できる可能性が認められたことから、次に道路橋床版の劣化過程に着目した場合に、設定された損傷度と曲率がどのように対応するかを確認し損傷度判定が可能かどうかを検討する。ここで、表-4 に示す既往研究の損傷度判定として輪荷重走行試験でのたわみの値と損傷度を対比させた例⁹⁾を参考に、曲率との関係を整理する。表-4 では損傷度に対応する昭和39年道示床版の輪荷重走行試験でのたわみ値が示されており、それらは実橋損傷を想定して設定されている。その際の荷重設定が 157kN 載荷時と除荷時のみであるため、弾性成分を考慮するものとして、157kN 載荷時から除荷時のたわみを減じた値を対象とする。たわみの計算手法は厚板理論、計算モデルは参考文献に示されている形状を用いた。表-5 は輪荷重走行によるひび割れ増加に起因するたわみの変化をヤング係数の低下として捉えた計算結果である。厳密なひび割れ状態は表現できていないが、損傷度を検討する際の閾値として採用する範囲ではヤング係数の操作による換算に問題はないと考えている。表によれば、床版損傷度の変化点に対応するヤング係数は、たわみが急増から漸増に変化する点 A で $8.87\text{kN}/\text{mm}^2$ であり、たわみの漸増傾向が安定する点 B が $6.65\text{kN}/\text{mm}^2$ となった。これは実橋で終局に近いヤング係数比 $n=30$ に近似しており、破壊前の時点では $5.32\text{kN}/\text{mm}^2$ となっている。

計算結果で得られた床版損傷度の変化点の値をヤング係数と曲率の関係に表現したものが図-11 である。図は実物大供試体のものであるが、引張無視のヤング係数比 $n=15$ を下回った状態からの劣化度の評価となっている。



(c) 40%縮小モデル供試体

図-10 輪荷重走行試験のヤング係数と曲率の関係

表-4 輪荷重走行試験でのたわみと損傷度

橋梁点検要領(案)における損傷度	床版損傷度の変化点	たわみ(mm) 損傷目標値		実橋における床版の状態
		除荷	157kN	
O.K.	O			ひび割れ発生前
IV	A	3	6	たわみ、ひび割れ密度が増加する
III	B	4	8	たわみ、ひび割れ密度の増加率が急増から漸増へ変化する
II	C	5	10	たわみ、ひび割れ密度の増加率は小さくなり、安定した漸増となる
I	D			破壊直前 たわみ、ひび割れ密度の増加率が大きくなる
				押抜きせん断破壊

表-5 損傷度変化点たわみに対応するヤング係数

床版損傷度の変化点	たわみ損傷目標値 (mm)			対応するヤング係数 (kN/mm²)
	除荷	157kN	157kN-除荷	
A	3	6	3	8.87
B	4	8	4	6.65
C	5	10	5	5.32

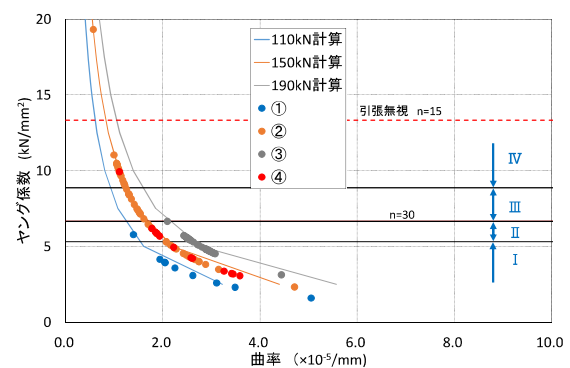


図-11 損傷度とヤング係数-曲率関係 (実物大供試体)

既往の研究では、荷重作用によるたわみが引張無視の値を超える状態が使用限界であるとの定義から、実橋に適用するには危険側の評価となる可能性がある。これらの状態設定に差が生じている理由は、使用する試験機の違

いによるものと推察される。図-12は供試体番号②を例に挙げ、設定した閾値での走行回数を調べたものである。さらに、表-6は各供試体の同様の閾値を超過する走行回数を調べたものであるが、損傷度がⅡからⅠに変化する点Cに着目すれば、実物大供試体では、①の他は走行回数/破壊時の走行回数の比のばらつきが他の縮小モデル供試体より小さくなっている。供試体数が少ないことから、現状では損傷度評価に直接結びつけることは困難であるが、既往研究の実績や実橋載荷試験の結果を吟味することで、曲率による損傷度評価も可能であると考えている。

5. まとめ

本研究では、道路橋床版の劣化種類に影響を受けない統一的な劣化度評価を実現するために、床版構造の剛性変化に着目した検討を実施した。具体的には曲率の変化に着目して損傷度を評価するものであり、たわみ増加（＝曲げ変形）から破壊時には押し抜きせん断に至る道路橋床版の劣化プロセスの殆どを占める曲げ変形による状態把握を念頭に置き検討を実施した。なお、計算手法には簡便性を考慮して厚板理論による計算手法を採用した。得られた結果を以下に示す。

- 1) 曲率を計算する範囲は荷重載荷幅（荷重端）までが望まれることと、計算手法によっては曲率の値が変化することを考慮すべきであることが示された。
- 2) 上記より本研究では現場での適用を考慮して簡便なヤング係数の変化を考慮した1層版での弾性計算を採用し、曲率の変化を既往の輪荷重走行試験の結果に適用し、たわみ値の補間では、対称性を考慮して放物線補間が適していることを示した
- 3) 曲率変化の観察により、ヤング係数と曲率の閾値が設定できる可能性を示した。曲率に着目する利点は載荷試験での荷重載荷範囲のみに着目すれば損傷度を把握でき、結果として現状で研究が活発化している衝撃荷重載荷試験への適用で、簡便な耐荷性能の把握が可能になることにある。

今後は既往研究での試験結果や実橋載荷試験の結果を収集して同様の検討を行い、適切な各種損傷を考慮した閾値の設定を進める予定であり、最終的には床版構造の種類や厚さ毎にヤング係数-曲率関係を評価し、実橋の計測結果が複雑な検討無しに耐荷性評価が可能となるように資料を整理することが到達点である。

謝辞

本研究にあたり、土木学会中部支部に設置された「積雪寒冷地におけるコンクリート構造の劣化と健全度評価の適正化に関する調査委員会」より協力をいただいた。ここに謝意を表します。

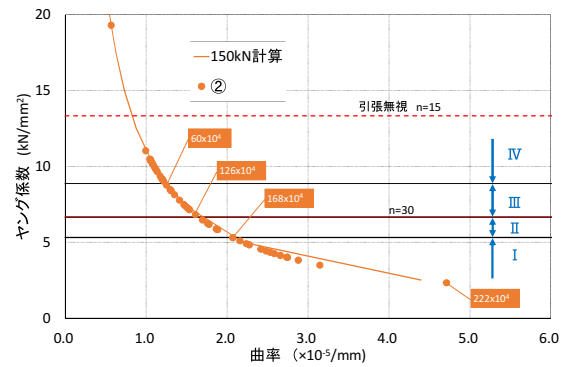


図-12 損傷度と曲率変化の関係（供試体②）

表-6 損傷度と走行回数の関係

供試体番号	A		B		C		D	
	走行回数 (万回)	走行回数 破壊時 走行回数	走行回数 (万回)	走行回数 破壊時 走行回数	走行回数 (万回)	走行回数 破壊時 走行回数	走行回数 (万回)	走行回数 破壊時 走行回数
①	初期載荷でレベルⅡ						2.98	1
②	60	0.27	126	0.57	168	0.76	222	1
③	初期載荷でレベルⅢとⅡの境界				0.16	0.46	0.35	1
④	-	-	0.5	0.1	3.00	0.61	4.89	1
⑤	2.0	0.03	4.0	0.07	6.0	0.1	61.0	1
⑥	-	-	0.3	0.06	3.1	0.62	5.0	1
⑦	-	-	0.2	0.02	1.5	0.15	10.1	1
⑧	-	-	5.0	0.37	10.0	0.75	13.4	1
⑨	-	-	0.5	0.05	1.0	0.1	9.6	1
⑩	-	-	0.3	0.01	10	0.47	21.1	1
⑪	-	-	0.2	0.01	5.0	0.29	17.4	1
⑫	-	-	0.2	0.01	8.0	0.39	20.4	1

参考文献

- 1) 国土交通省道路局国道・防災課：橋梁定期点検要領，2014.6.
- 2) 国土交通省道路局：道路橋定期点検要領，2014.6.
- 3) 横山広，石尾真理，玉越隆史：衝撃荷重によるRC床版の劣化度判定に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.62A，pp.1194-1201，2016.3.
- 4) チモシェンコ・ヴォアノフスキー・クリーガー：板とシェル理論〈上〉，ブレイン図書出版(株)，pp.30-41，1973.7.
- 5) 横山広：等方弾性体における変位関数の拡張と橋梁床版への応用に関する研究，金沢大学学位請求論文，2013.9.
- 6) 松井繁之，前田幸雄：道路橋RC床版の劣化度判定法の一提案，土木学会論文集，第374号/I-6，pp.419-426，1986.10.
- 7) 関口幹夫，横山広，堀川都志雄：リブ付き多層版解析による各種補強床版の実測たわみの評価，構造工学論文集，Vol.54A，pp.442-451，2008.3.
- 8) 国土交通省国土技術政策総合研究所：道路橋床版の疲労耐久性に関する試験，国総研資料第28号，pp.17-19，2002.3.

(2016年9月26日受付)

(2017年2月1日受理)

道路橋 RC 床版の衝撃荷重によるたわみ劣化に関する実験的研究

大日本コンサルタント フェロー ○横山 広 寒地土木研究所 正会員 佐藤 孝司
 新日鉄住金マテリアルズ 正会員 小林 朗 寒地土木研究所 正会員 角間 恒
 日本橋梁建設協会 正会員 和田 均 川田工業 正会員 街道 浩

1. はじめに

道路橋鉄筋コンクリート床版（以下、RC 床版と称す）の疲労劣化メカニズムが輪荷重走行試験の開発により解明され、橋梁定期点検要領にもその成果による劣化過程が反映されるようになり、維持管理の高度化が進められている。しかしながら、近年になって RC 床版の材料劣化が表面化し、疲労劣化のみでは評価が困難となる場面も出現している。現状では材料試験や載荷試験等の詳細調査を実施して劣化状況を評価しているが、それらの調査では足場を必要とするなど、調査規模が大がかりとなることでその費用も高額となる。さらに、この先の維持管理の実務で、材料劣化が懸念される RC 床版の全てに詳細調査を実施することは、膨大な費用と時間が必要になることが見込まれ、効率化を図る必要がある。

そこで、定期点検の結果で詳細調査や補修が必要となる劣化が生じている床版に対し、簡易に劣化度を評価することで、維持管理の効率化を図る衝撃荷重載荷試験による劣化度評価システムを構築することとした。本稿ではシステム構築に当たり、床版の疲労劣化過程でのたわみ変化が衝撃荷重で把握できるかを輪荷重走行試験の試験供試体で検証した結果を報告する。

2. 試験概要

2.1 試験供試体

供試体は実物大の RC 床版で、図-1 に示すとおり昭和 39 年と昭和 47 年の道路橋示方書に準じた床版厚さ、配筋とし、各 2 体を製作した。コンクリートの配合は試験練りによって決定し、圧縮強度が疲労寿命に影響することから、過大とにならないよう水セメント比を 63% に設定した。全供試体試験時のコンクリートの圧縮強度等の物性値は表-1 の通りで、S47-2 供試体のみ圧縮強度、ヤング係数が小さくなっているが、その原因としては単位水量が大きくなった影響と推察している。

表-1 供試体コンクリートの物性値

供試体名	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
S47-1	45.1	34.8	0.148
S47-2	21.3	7.99	0.150
S39-1	42.4	33.1	0.128
S39-2	40.4	33.5	0.146

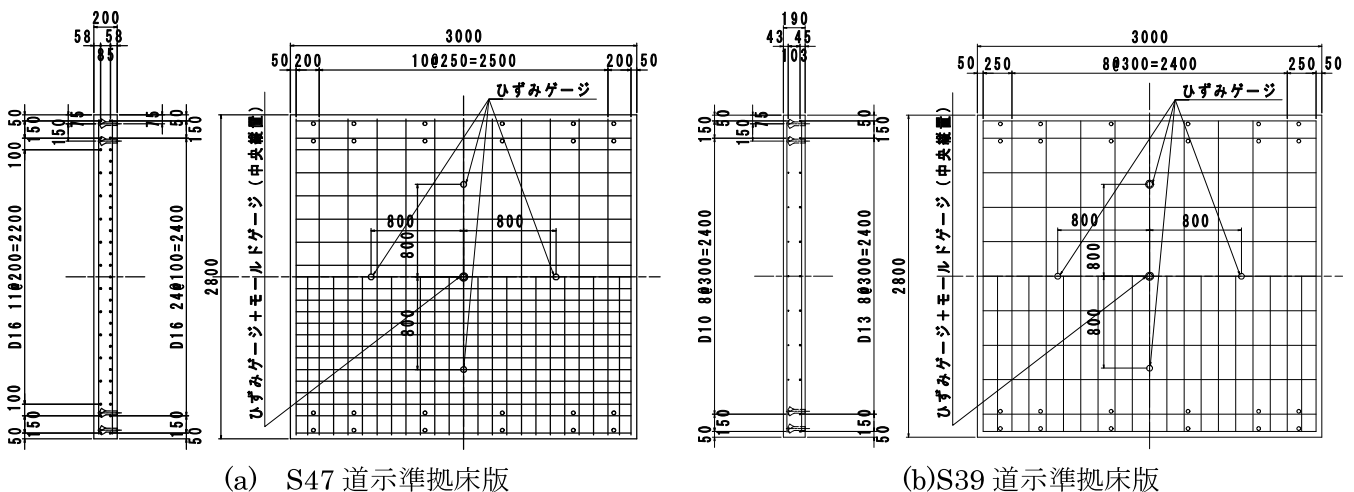


図-1 供試体形状

キーワード 道路橋床版, 維持管理, 衝撃荷重, たわみ計測, 劣化度評価

連絡先 〒541-0058 大阪府大阪市中央区南久宝寺町3丁目1番8号 TEL06-6121-5502

2.2 試験方法

本研究で使用した衝撃荷重載荷試験機は FWD-Light (東京測器研究所製) であり, 重錘の質量は 15kg で落下高さは 50cm, 接地面の形状は直径 100mm の円形である (写真-1). また, 使用した輪荷重走行試験機は大阪工業大学八幡工学実験場が所有する自走式試験機で, 旅客機用のゴムタイヤを装着している (写真-2). 試験機は移動範囲が 14.5m であるため, 製作した供試体 4 体を並べて同じ荷重環境で走行試験を実施した. 試験荷重は 160kN であり, 所定回数毎に試験機のゴムタイヤによる静的載荷によるたわみと, 衝撃荷重載荷試験でのたわみを計測した. 衝撃荷重によるたわみの計測方法は, 計測点に設置した加速度計から得られる波形を積分処理して変位に変換した.

3. 試験結果

輪荷重走行試験での走行回数は, 疲労劣化対策を実施するための S39-2 供試体が 135,000 回で他の 3 体は 215,200 回である. 何れの供試体も破壊には至っていない. 図-2 にゴムタイヤでの静的載荷によるたわみの経時変化を示す. 図には衝撃荷重によるたわみの計測結果に 3 次の近似曲線も示しており, ほぼ同様の傾向を示していることが分かる. これは鉄輪を用いた輪荷重走行試験による既往の試験結果¹⁾と同様であり, ゴムタイヤの試験でも衝撃荷重でたわみの劣化過程を把握できることが示された.

4. おわりに

本研究は金沢大学が取り組む SIP(戦略的イノベーション創造プログラム)での「インフラ維持管理・更新・マネジメント技術」プロジェクトの一環として進められているものであり, さらに土木学会中部支部に設置されている「積雪寒冷地におけるコンクリート構造の劣化と健全度評価の適正化に関する調査委員会」の検討内容も

反映させている. なお, 本プロジェクトでは ASR による劣化が生じた供試体を製作しており, 今後, 材料と疲労の複合劣化でも劣化過程を把握する予定で, 衝撃荷重による劣化度評価の確立を目指すこととしている.

本研究で実施した輪荷重走行試験では, 大阪大学名誉教授 松井繁之先生にご指導をいただきました. ここに深謝いたします.

参考文献

- 1) 横山広, 石尾真理, 玉越隆史: 道路橋補強床版の衝撃荷重載荷による劣化度評価に関する実験的検討, 土木学会第 70 回年次学術講演会概要集 CS-10, pp. 37-38, 2015. 9.

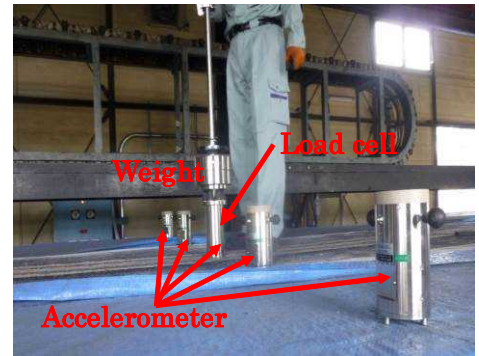


写真-1 衝撃荷重載荷試験



写真-2 輪荷重走行試験機

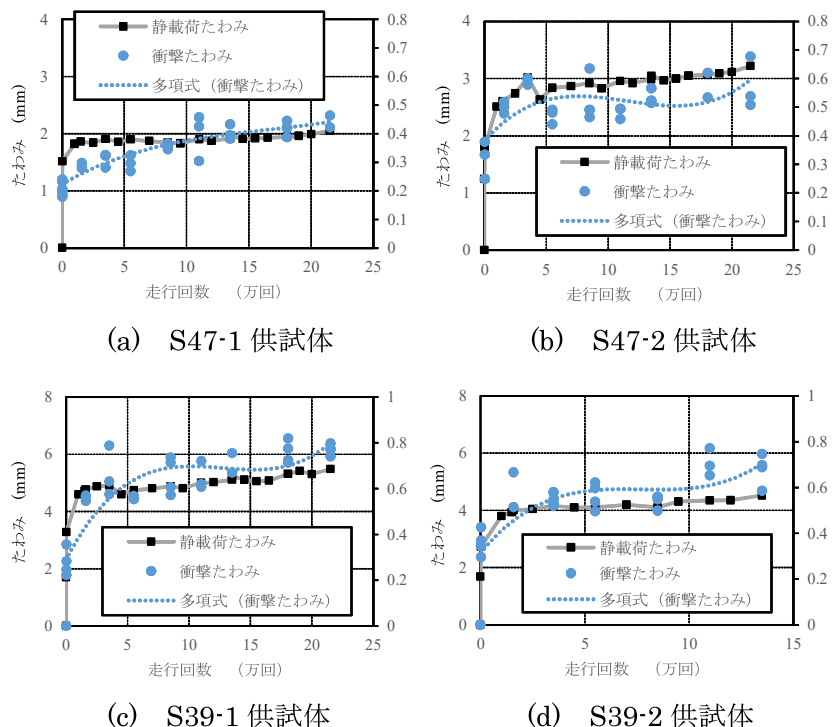


図-2 静載荷たわみ・衝撃荷重載荷たわみの経時変化

報告

静的および衝撃荷重試験による撤去床版のたわみ評価

角間恒*, 横山広**, 梶谷浩***, 久保善司****, 西弘明*

*博(工), (国研) 土木研究所 寒地土木研究所(〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34)

**博(工), 大日本コンサルタント, インフラ技術研究所(〒330-6011 埼玉県さいたま市中央区新都心11-2)

***工博, 金沢大学教授, 理工学域地球社会基盤学類(〒920-1192 石川県金沢市角間町)

****博(工), 金沢大学准教授, 理工学域地球社会基盤学類(〒920-1192 石川県金沢市角間町)

著者らは、凍害や ASR による劣化が進行した RC 床版を対象にした、健全度評価および対策技術の開発に取り組んでいる。本報では、その一環として、北海道内の山間部において約 50 年間供用され、凍害および ASR に起因する砂利化および層状ひび割れが進行した実橋撤去床版を用いて、静的荷重試験および衝撃荷重試験によるたわみ評価を行った結果について報告する。

キーワード：撤去床版, 静的荷重試験, 衝撃荷重試験, たわみ評価

1. はじめに

鋼橋の RC 床版 (以下、床版) では、上面の砂利化や内部の水平・層状ひび割れが維持管理における着目点となっており、これら舗装下や床版内部で発生する劣化の早期発見を目的とする点検・調査手法の開発が積極的に行われている。一方、それらの結果が耐荷性・耐久性評価に結びついていないのが現状であり、膨大な量の劣化床版を相手に、対策優先度の順位付けや対策手法の選定を的確に行うため、点検・調査結果を基に健全度を定量的に評価する手法の開発が求められている。

こうした中、著者らは、寒冷地で多数報告されている凍害や ASR により劣化した床版を対象に、耐荷性・耐久性評価および対策技術の開発に取り組んでいる。本研究では、その一環として、北海道内の山間部において約 50 年間供用され、凍害および ASR に起因する砂利化および層状ひび割れが進行した実橋撤去床版¹⁾を対象に、静的荷重試験および衝撃荷重試験によるたわみ評価を行った結果について報告する。

2. 試験方法

2.1 試験体

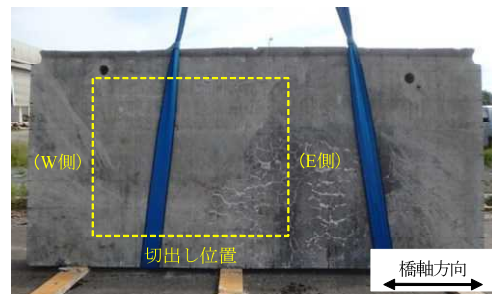
試験には、昭和 40 年に建設された実橋床版から切出して整形した試験体 2 体 (No.2, No.3), および、本橋梁の竣工時を再現して製作した試験体 1 体 (No.1) を使用した。表-1 には試験体の基本諸元を示しており、No.2 および No.3 では、試験体中央の橋軸直角方向 1,600mm × 橋軸方向 2,300mm を切出し部としている。対象橋梁の適

表-1 試験体の基本諸元

項目	単位	諸量
寸法 ^{*1}	mm	2,350×3,000
厚さ	mm	170
主鉄筋 (φ16) ^{*2}	有効高	mm 130(40)
	間隔	mm 100(200)
配力鉄筋 (φ13) ^{*2}	有効高	mm 115(55)
	間隔	mm 200(200)

*1 橋軸直角方向×橋軸方向

*2 括弧内は上側鉄筋の諸量



(a) No.2



(b) No.3

写真-1 切出し位置の状況

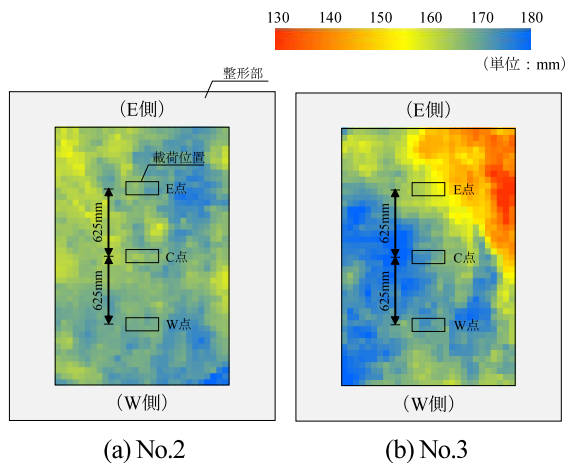


図-1 床版厚の計測値

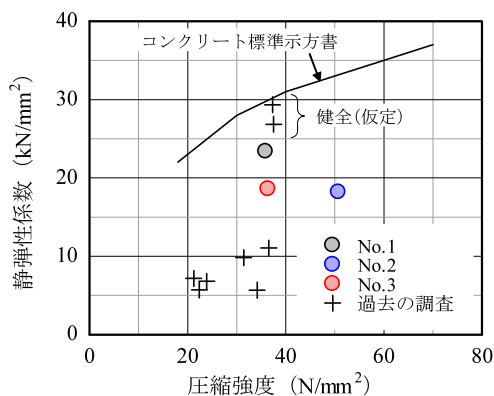


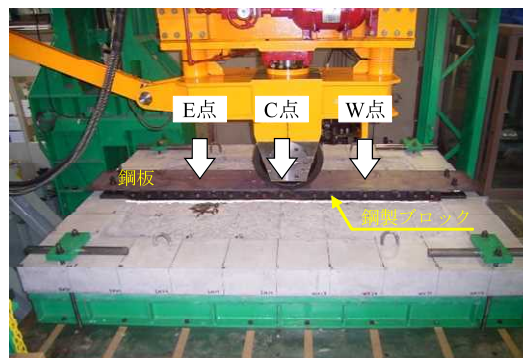
図-2 コンクリートの圧縮試験結果

用示方書は昭和39年鋼道路橋設計示方書であり、過去の調査¹⁾により、凍害とASRの影響により床版上面15～55mmの砂利化および床版全厚にわたる層状ひび割れが発生している箇所があることを確認している。

写真-1はNo.2およびNo.3の切出し位置における下面の変状状況であり、写真中の黄色破線は試験体の切出し位置を示す。No.2は切出し位置の一部に、No.3は切出し位置の全面に白色析出物を伴うひび割れが発生していた。

図-1には、No.2およびNo.3について、3次元レーザースキャナ(TOPCON社製GLS-2000)を使用して整形後の床版厚を計測した結果を示す。下面の変状が軽微なNo.2では床版厚のばらつきが相対的に小さく、設計床版厚170mmとの差は±10mm程度であった。一方、No.3では位置による床版厚のばらつきが大きく、E側に向かうにつれて砂利化が顕著になり、床版厚が130mmまで減少している部分もあった。

図-2には、No.1の製作時に採取したテストピースならびにNo.2およびNo.3の切出し位置付近で採取したコンクリートコアから得た静弾性係数と圧縮強度の関係を、本床版を対象にした過去の調査結果¹⁾および土木学会コンクリート標準示方書における同関係とも示す。No.2およびNo.3の切出し位置付近で採取したコアの静弾性係数は約18kN/mm²であり、健全部の約60%まで低下し



(a) 静的載荷試験



(b) 衝撃荷重載荷試験

写真-2 試験状況

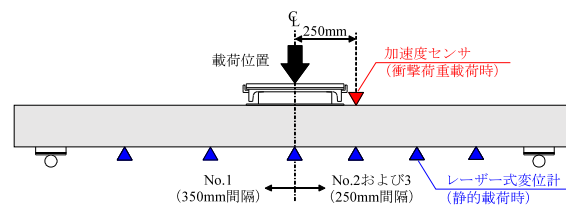


図-3 たわみ計測の概要

ていた。また、過去の調査結果を含めると本床版の劣化部では静弾性係数が5～20kN/mm²の範囲にあった。

2.2 載荷方法

たわみの計測は、寒地土木研究所が所有する輪荷重走行試験機を使用した静的載荷試験、および、小型FWD試験機(東京測器研究所製FWD-Light)を使用した衝撃荷重載荷試験により実施した(写真-2)。

試験体の支持方法は、橋軸直角方向端部は丸鋼による単純支持、橋軸方向端部はH形鋼を使用した弾性支持とし、四隅には浮き上がり防止材を設置した。

静的載荷試験は試験体中央(C点)および中央から橋軸方向に625mm(EおよびW点)の3箇所での実施し、不陸修整用のエポキシ樹脂を塗布した上に、橋軸直角方向幅300mm×橋軸方向幅120mmの鋼製ブロックを介して荷重100kNを作用させた。衝撃荷重載荷試験はCおよびW点で実施し、鋼製ブロック上に質量10kgの重錘を高さ500mmから落下させた。

たわみの計測方法として、静的載荷試験では、試験体

下面に設置したレーザー式変位計により計測し、衝撃荷重載荷試験では、載荷位置から橋軸直角方向に 250mm の位置の試験体上面に設置したセンサから取得した加速度データを積分処理して求めた (図-3)。

3. 試験結果

3.1 静的載荷試験

(1) 試験結果

図-4 は、静的載荷試験から得られた 100kN 載荷時における橋軸直角方向へのたわみ分布であり、試験体および載荷位置によりたわみの大きさに差異はあるが、いずれも載荷点を中心とする左右対称なたわみ分布となった。

表-2 には、載荷点直下でのたわみを一覧にして示す。No.2 では、各点でたわみの差異は少なく、100kN 時のたわみは 1.13~1.17mm であった。前述したとおり、No.2 の E 点付近には下面に白色析出物を伴うひび割れが発生していたが、床版剛性への影響は認められなかった。また、竣工時を再現した No.1 (たわみ 1.06~1.16mm) と比較してもたわみは同程度となっており、床版剛性の観点では No.2 は健全な状態であったと考えられる。

No.3 では、載荷点によりたわみが異なり、W、C、E 点の順に 1.21mm、1.44mm、1.75mm となった。図-1 に示したように、本試験体では W 側から E 側に向かうにつれて砂利化による床版厚の減少が顕著になっており、これが剛性低下に大きく影響している。一方、本試験体では、切出し時に行った切断面の観察により床版上面から下側鉄筋までの範囲に層状ひび割れが発生していることを確認しているが、床版厚の減少が顕著でない箇所(W 点)においては、No.1 および No.2 と比較してもややたわみが増加する程度であり、100kN による静的載荷では、層状ひび割れが床版剛性に与える影響は大きくない。

(2) 異方性板理論によるたわみ計算

たわみの増加が確認された No.3 について、異方性板理論によるたわみの評価を行った。ここでは、床版厚およびコンクリートの静弾性係数を変数とし、実測値を基に床版厚 3 水準 (170, 155, 140mm) および静弾性係数 4 水準 (30, 20, 10, 5kN/mm²) の組合せによる合計 12 ケースについて計算を行った。なお、本計算はコンクリートを全断面有効とする弾性計算である。

表-3 には、計算により得られたたわみを、竣工時を想定したたわみ (床版厚 170mm, 静弾性係数 30kN/mm²) に対する比 (以下、たわみ比) により示す。表では、No.3 の W、C、E 点での劣化状況に対応する条件での計算結果を着色しており、薄い灰色で着色したセルは砂利化による床版厚の減少はない (または少ない) が層状ひび割れによる静弾性係数の低下がある箇所 (W 点および C 点)、濃い灰色で着色したセルは砂利化による床版厚の減少および層状ひび割れによる静弾性係数の低下がある箇所 (E 点) に対応する。No.3 の W 点および C 点では、

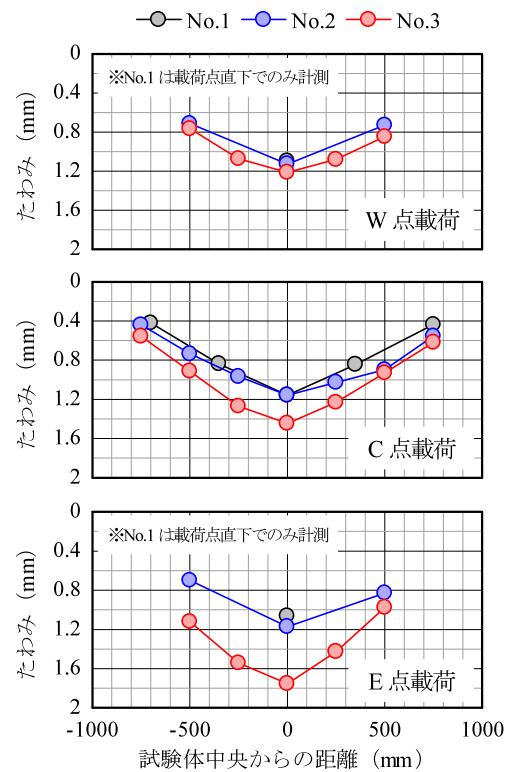


図-4 橋軸直角方向のたわみ分布

表-2 静的載荷試験によるたわみ実測値

試験体	W 点	C 点	E 点
No.1	1.10 (0.99)	1.16 (1.05)	1.06 (0.96)
No.2	1.13 (1.02)	1.16 (1.05)	1.17 (1.06)
No.3	1.21 (1.09)	1.44 (1.30)	1.75 (1.58)

※括弧内の数字は No.1 の平均値に対する比

表-3 異方性板理論によるたわみ比

		静弾性係数 (kN/mm ²)			
		30	20	10	5
床版厚 (mm)	170	1.00	1.44	2.54	4.22
	155	1.30	1.83	3.16	5.13
	140	1.69	2.35	3.95	6.17

■ No.3 の W 点および C 点の状況に対応

■ No.3 の E 点の状況に対応

たわみ比の実測値 (No.1 のたわみに対する比) が 1.09 および 1.30 であったのに対し、計算によるたわみ比は 1.44~4.22 となっており、静弾性係数の実測値を用いてたわみを計算したとき、実測値と計算値ではたわみの増加に乖離が見られた。E 点においても同様であり、実測によるたわみ比が 1.52 であるのに対し、計算によるたわみ比は 1.83~6.17 となり、計算においてたわみ増加が大きくなる結果となった。

たわみ増加に大きな乖離が見られた原因として、層状ひび割れの進行による材料特性の異方性化が挙げられる。すなわち、層状ひび割れが発生した床版では、一般的な調査におけるコア採取方向 (鉛直) と活荷重作用時の主

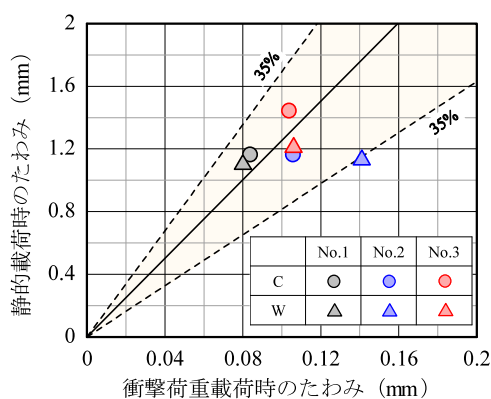


図-5 静的たわみと衝撃たわみの比較

応力方向（水平）とではコンクリートの力学的特性が異なることが推察され、床版厚さ方向のコアから得られる静弾性係数では、層状ひび割れが進行した床版のたわみを適切に評価できないと考えられる。このようなコア採取方向の違いによる力学的特性の差異は、既往の研究²⁾³⁾においても報告されているところである。なお、たわみ比の実測値および計算値を参考にすると、本床版の層状ひび割れ部における水平方向の静弾性係数は 20～30N/mm²程度であると推定される。この静弾性係数の妥当性については、本床版を使用して水平方向へのコンクリートの力学的特性を調査するなどして、今後検証したい。

3.2 衝撃荷重載荷試験

図-5 には、静的載荷試験によるたわみ（以下、静的たわみ）と衝撃荷重載荷試験によるたわみ（以下、衝撃たわみ）との関係を示す。静的たわみは 100kN 載荷時の載荷点直下での値（表-2）、衝撃たわみは載荷点から橋軸直角方向に 250mm 離れた位置での値であり、後者については荷重 10kN に換算したときのたわみとし、各載荷点で 3 回の試験を実施したときの平均値により示す。

静的たわみが同程度である No.3 の C 点を除く 5 データにおいて、衝撃たわみは 0.080～0.141mm、平均値に対するばらつきは 35%程度であり、静的たわみと比較してばらつきが大きくなった。本研究では載荷ブロックを介して衝撃荷重を作用させたため、これが計測値に影響を与えた可能性が考えられたが、No.1 において試験体上に直接載荷したとき、計測値に有意な差は見られなかった。

No.3 の C 点を含めると、静的たわみと衝撃たわみが比例関係になる傾向こそ見られるが、撤去床版（No.2 および No.3）に限ると、静的たわみと衝撃たわみで大小関係が一致しておらず、衝撃荷重載荷試験では No.3 の C 点での剛性低下を捉えることができたとは言いがたい。この原因として、No.3 では試験体上面のうき・剥離や層状ひび割れの進行により重錘が載荷ブロック等を介して試験体に衝突した時の反発度が低下し、試験体への入力エネルギーが低下したことなどが考えられる。

限られたデータによる検討ではあるが、本研究におけ

る衝撃荷重載荷試験からは、上面の砂利化や内部の層状ひび割れが進行した床版に対しては、たわみのみでは健全度評価を的確に行えない可能性があることが示唆される。

4. おわりに

本研究では、凍害および ASR に起因する砂利化および層状ひび割れが進行した実橋撤去床版を対象に、静的載荷試験および衝撃荷重載荷試験によるたわみ評価を行った。その結果から得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 静的載荷試験の結果、本研究の範囲においては、内部の層状ひび割れがたわみに与える影響は小さく、砂利化による床版厚の減少が剛性低下の支配的な要因になっていたと考えられる。
- 2) 異方性板理論によるたわみ計算により、床版厚さ方向に採取したコアから得られる静弾性係数では、層状ひび割れが発生した床版のたわみを適切に評価できない可能性があることを示した。
- 3) 衝撃荷重載荷試験では、撤去床版の劣化が顕著な箇所においてたわみが小さくなる結果となり、静的載荷試験で得られた砂利化および層状ひび割れによる剛性低下を捉えることができなかった。

本研究における撤去床版および床版試験体については、現在、梁試験体の静的耐荷力試験による剛性低下メカニズムの検討や輪荷重走行試験による残存疲労耐久性の評価を行っているところである。今後、これらの結果についても報告していきたい。

謝辞

本研究の実施にあたり、北陸・道路メンテナンス会議に設置された「道路橋の維持管理における各構成部材の限界状態ならびに AI 技術の活用に関する検討ワーキンググループ」の委員各位にご助言をいただきました。ここに付記し、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 角間恒, 佐藤孝司, 西弘明: 北海道において複合劣化を受けた鋼橋 RC 床版の調査事例, 寒地土木研究所月報, No.770, pp.13-18, 2017.
- 2) 田附伸一, 津吉毅, 石橋忠良, 松田芳範, 今井勉: ASR により損傷した RC 部材の耐荷力に関する実験的研究, 土木学会論文集 E, Vol.63, No.1, pp.166-177, 2007.
- 3) 廣井幸夫, 戸田圭彦, 山本貴士, 高木祐介: ASR 劣化した PC 梁試験体における耐荷性能推定技術に関する研究, プレストレストコンクリート工学会第 24 回シンポジウム論文集, pp.257-262, 2015.

(2018 年 7 月 20 日受付)

道路橋床版の曲率を用いた劣化度評価に関する研究

A study on the evaluation of degree of deterioration using curvature of deck of road bridge

横山広†, 牧祐之*, 角間恒**, 深田宰史***, 榎谷浩****
Hiroshi Yokoyama, Yuji Maki, Ko Kakuma, Saiji Fukada, Hiroshi Masuya

†博 (工), 大日本コンサルタント, インフラ技術研究所 (〒330-6011 埼玉県さいたま市中央区新都心 11 丁目)

*大日本コンサルタント, 関東支社構造保全技術部 (〒330-6011 埼玉県さいたま市中央区新都心 11 丁目)

**博 (工), 国立研究開発法人土木研究所, 寒地土木研究所 (〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目)

***博 (工), 金沢大学教授, 理工研究域環境デザイン学系 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)

****工博, 金沢大学教授, 理工研究域環境デザイン学系 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)

Evaluation of the degree of deterioration by curvature had been investigated to make maintenance and management of the deck of road bridge. In the evaluation, the degree of deterioration was evaluated by Young's modulus aiming at the fact that the coefficients of the equation between Young's modulus and curvature can be represented by a simple curve. The results of the impact vibration test used as a simple test were evaluated by the curvature to check the soundness of the deck. It has become clear that the value of the Young's modulus is different from the obtained magnitude of the load is different. It has been shown that rational optimization of the magnitude of the load is necessary.

Key Words: road bridge deck, impact road, curvature, degree of deterioration

キーワード: 道路橋床版, 衝撃荷重, 曲率, 劣化度評価

1. はじめに

国土交通省の道路統計年報によれば国内の 15m 以上の道路橋は全体で 16.9 万橋が管理されており, その中で市町村道に位置するものは 9.6 万橋と全体の 57%を占めているとされている。これらの橋梁の維持管理の現状は 5 年毎の橋梁点検¹⁾で損傷状況が確認され, その結果に応じて補修・補強を施して延命化を図られているところである。しかしながら, 今後の経済発展の不透明さや技術者不足, さらに少子高齢化による影響を考慮すると, 道路橋の維持管理システムの効率化を図る必要があることは明白であり, それに対応する手法の技術開発が求められている。

これまでの道路橋の維持管理の特徴に高度経済成長期に建設された道路橋鉄筋コンクリート床版 (以下, RC 床版という。)の疲労劣化があり, その対応として輪荷重走行試験機が開発され, 原因が究明されるに至っている。疲労劣化による影響を受ける RC 床版は, 過去の基準²⁾で建設された床版厚さと配筋量が不足するものであ

り, それらの多くは既に補修・補強が実施されているものの, 対策未実施の橋梁も数多く残されている。

これらの背景から, 橋梁点検により損傷が確認された床版の耐荷性能を簡便に把握するための手法として, 衝撃荷重作用による載荷試験が開発され, 活発な研究が実施されている³⁾。写真-1 は著者らで製作した試験機⁴⁾で, 加速度計を橋面に設置して衝撃応答波形を取得し, 積分処理してたわみに変換している。特徴としては重錘が落下する位置に衝撃吸収ゴムを設置していることであり,



写真-1 衝撃荷重載荷試験機 SIVE
(SIVE : Self-propelled Impact Vibration Equipment)

† 連絡著者 / Corresponding author

E-mail: yokoyama_hiroshi@ne-con.co.jp

それによって重錘のバウンドが無くなり、振動の減衰状況が把握できるという利点を有している。

衝撃荷重による載荷試験は、床版の剛性を評価するものであり、計算で得られる理論上のたわみとの比較で劣化の程度を把握する。床版たわみは、橋梁の諸元から板理論やFEMにより計算する必要があり、現状では計測現場で容易に評価できるものではない。そこで、著者らは載荷試験の結果から簡便に剛性を評価する手法として、板の純曲げを検討する際に着目する曲率の適用を考え⁵⁾、既往の実験結果によりその可能性を検討している⁶⁾。

本研究では、衝撃荷重による載荷試験の結果を計測現場で迅速に、かつ簡便に評価することを目的として、道路橋床版の支持条件毎の曲率を算出してその違いを確認した後に、実橋での適用を考慮して床版支間長と床版厚さを変えた計算を実施した。支間長と厚さの2種類の諸元のみで、衝撃荷重によるたわみ値から対象床版の耐荷性に関する状態が評価できれば、現場での適用が容易で維持管理の効率化にも繋がると考えている。

2. 道路橋床版の曲率

2.1 板構造の曲率

弾性理論では、板の純曲げを検討する際に微小範囲の変形を対象とした誘導で曲率に着目している⁵⁾。ここでいう曲率とは曲率半径 r_x , r_y の逆数のことであり、板の曲率 $1/r_x$, $1/r_y$ は次のように示される。

$$\frac{1}{r_x} = \frac{1}{r_y} \quad \text{---} \quad \text{---} \quad (1)$$

ここで、

- r_x, r_y : x 方向, y 方向の曲率半径
- M_x, M_y : x 方向, y 方向の曲げモーメント
- D : 板の曲げ剛性, ν : ポアソン比,
- w : z 方向の微小変形

式(1)によれば、曲率は断面力と作用条件、剛性を含めた板構造のたわみ変形を表現していることが分かる。

なお、既往研究⁶⁾により、道路橋床版に曲率を適用する際には、その計算の範囲を荷重の載荷範囲とすることで精度が確保されることが分かっているため、以後の計算での曲率は中央と荷重端のたわみ差とその距離を用いている。また、計算では板厚による剛性を採用しており、内部補強材の影響は無視した弾性計算とした⁷⁾。

2.2 支持条件による曲率の差異

道路橋示方書⁸⁾によれば床版の支持条件には単純版、連続版があり、それぞれに曲げモーメント式が設定されている。計算上はたわみ値もそれぞれの支持条件で異なることになるが、支持位置からの距離を有する載荷位置の曲率に着目する場合には、支持条件の影響が小さくなる可能性がある。よって、支持条件の違いによる曲率の差異を確認する。対象とする支持条件は単純版と連続版の代用として固定版を選定し、計算モデルの外形寸法は図-1に示す通りで、床版支間方向を2.5mと3.0mの2種類とし、直行する橋軸方向の長さは床版支間長の3倍となる7.5mと9.0mである。床版厚さは道路橋示方書の床版厚さの算出式を考慮して床版支間2.5mでは190mmと大型車交通量の係数を考慮した240mmで、床版支間3.0mでは同様に200mmと250mmとした。図は単純支持であるが連続版を模擬した固定版でも外形寸法は同じである。計算に使用した物性値として、ヤング係数は $E_c=23.5\text{kN/mm}^2$ 、ポアソン比は $\nu=0.2$ である。載荷荷重は道路橋示方書による100kNとし、その接地面の形状も床版支間方向が500mmで橋軸方向を200mmとし示方書に準じている。なお、衝撃は考慮していない。

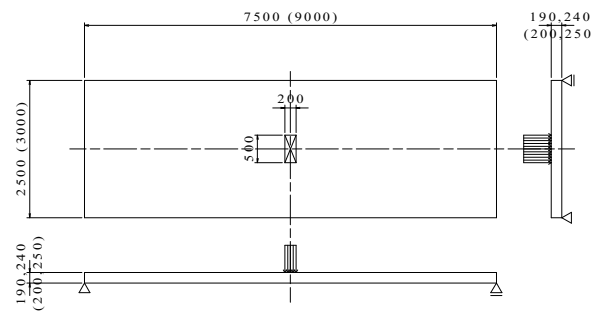
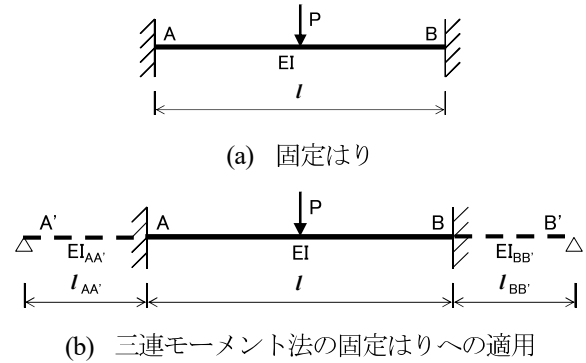


図-1 計算モデル図 (単位: mm)

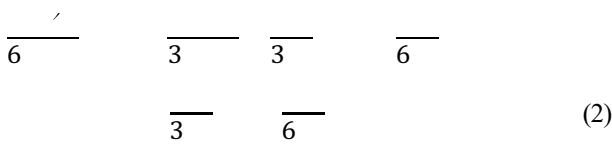


(a) 固定はり
(b) 三連モーメント法の固定はりへの適用
図-2 固定化手法のはりモデル

ることになるが、支持位置からの距離を有する載荷位置の曲率に着目する場合には、支持条件の影響が小さくなる可能性がある。よって、支持条件の違いによる曲率の差異を確認する。対象とする支持条件は単純版と連続版の代用として固定版を選定し、計算モデルの外形寸法は図-1に示す通りで、床版支間方向を2.5mと3.0mの2種類とし、直行する橋軸方向の長さは床版支間長の3倍となる7.5mと9.0mである。床版厚さは道路橋示方書の床版厚さの算出式を考慮して床版支間2.5mでは190mmと大型車交通量の係数を考慮した240mmで、床版支間3.0mでは同様に200mmと250mmとした。図は単純支持であるが連続版を模擬した固定版でも外形寸法は同じである。計算に使用した物性値として、ヤング係数は $E_c=23.5\text{kN/mm}^2$ 、ポアソン比は $\nu=0.2$ である。載荷荷重は道路橋示方書による100kNとし、その接地面の形状も床版支間方向が500mmで橋軸方向を200mmとし示方書に準じている。なお、衝撃は考慮していない。

固定版の計算方法は既往研究⁹⁾で得られている単純支持線の直近に仮想桁を配置する方法であり、その手法は三連モーメント式で固定はりを解く際の端支間剛性を無限大にする代わりにはり長さを無限小にすることで同じ条件になることによる。具体的に説明すると、図-2に示すはりモデルでA点に着目する場合、式(2)に示す三連モーメント法の仮想桁AA'の剛性無限大化による固定化がはり長さ $l_{AA'}$ を無限小化することが同じ効果を持つことから本手法を採用するものとしている。本研究での板構造としての計算では既往研究を参考に単純支持線に対

し支間の 1/100 の位置に仮想桁を設置している。



ここで、
: 点 A のたわみ角

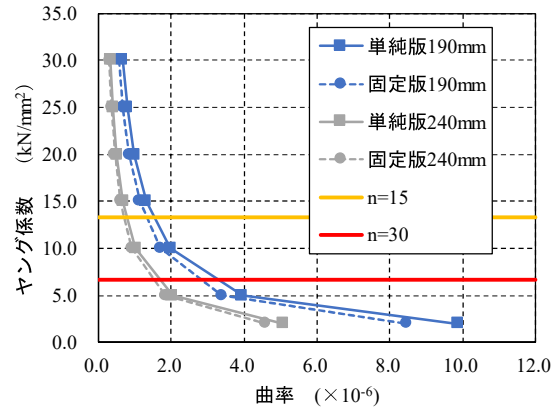
計算結果のヤング係数と曲率の関係を図-3 に示す。図-3(a)が支間2.5mで(b)は支間3.0mの計算結果である。ここで、縦軸のヤング係数の設定は床版構造でのひび割れ進展によるたわみ増加を、見かけのヤング係数の低下として床版全体の剛性を変化させることで捉えるものとした。図によれば、それぞれのヤング係数-曲率関係は、ヤング係数の低下により曲率が漸増し、ヤング係数が15kN/mm²を下回ると曲率の増加傾向が顕著となる。

さらに、単純版と固定版の違いに着目すれば、支間長、版厚でほぼ同等であることが認められる。これは、荷重作用位置近傍に着目する範囲では、曲率変化は支持条件による影響が小さいことを示している。よって、以降は固定版に着目した検討を進める。

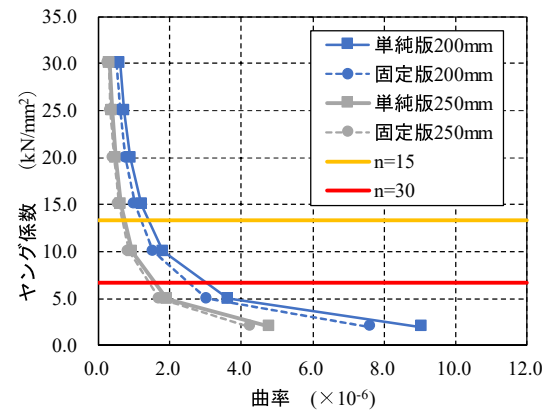
3. 道路橋床版の劣化度評価

3.1 耐荷性能の設定

既往研究による道路橋床版の使用限界の設定には松井ら¹⁰⁾によるものがあり、輪荷重走行試験による疲労進行過程のたわみ増加から、活荷重たわみが引張側コンクリート無視の理論値に到達した時点を超えてから終局に至っていることが明らかとなっている。よって、表-1 に示すとおり、本研究では荷重試験結果の評価としてn=15からn=30までのヤング係数範囲を補修・補強など何らかの対策が必要な状態で、道路橋定期点検要領に示されている早期措置段階に相当するものとした。n=30よりもヤング係数が下回る場合には、確実に補強等の対策が必要で、損傷が深刻であれば打ち替えも考慮しなければならない緊急措置段階に相当する状態であると設定する。なお、評価では算出されたヤング係数で評価するため、コンクリートのヤング係数と区別するものとして換算ヤング係数として表



(a) 支間 2.5m



(b) 支間 3.0m

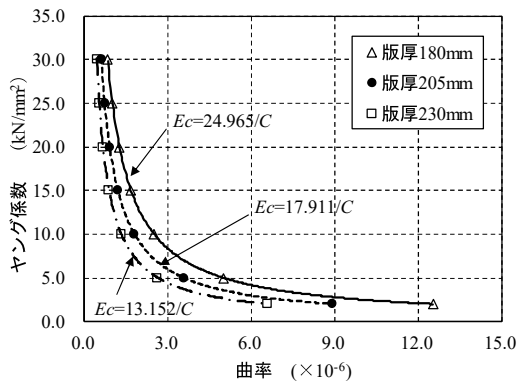
図-3 単純版と固定版のヤング係数-曲率関係

表-1 既往研究からの衝撃載荷試験による劣化評価

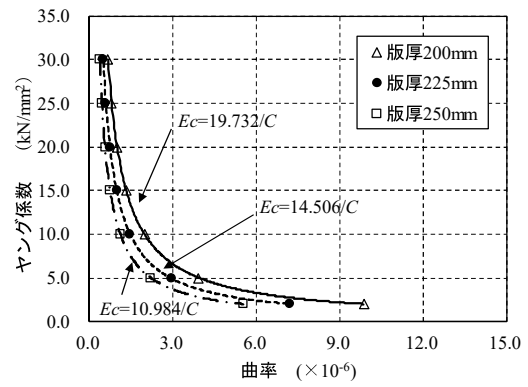
区分	定義	載荷試験による換算ヤング係数 (kN/mm ²)
I 健全	道路橋の機能に支障が生じていない状態。	13.3以上
II 予防保全段階	道路橋の機能に支障が生じていないが、予防保全の観点から措置を講ずることが望ましい状態。	13.3未満 6.67以上
III 早期措置段階	道路橋の機能に支障が生じる可能性があり、早期に措置を講ずべき状態。	6.67未満
IV 緊急措置段階	道路橋の機能に支障が生じている、又は生じる可能性が著しく高く、緊急に措置を講ずべき状態。	6.67未満

表-2 床版支間と対応する床版厚さ

床版支間 (m)	版モデルの長さ (m)	床版厚さ (mm)		
		$t_s=3L+11$	中間値	$t_s \times 1.25$
1.8	5.4	170	195	220
2.0	6.0	170	195	220
2.2	6.6	180	205	230
2.4	7.2	190	215	240
2.6	7.8	190	215	240
2.8	8.4	200	225	250
3.0	9.0	200	225	250
3.2	9.6	210	240	270

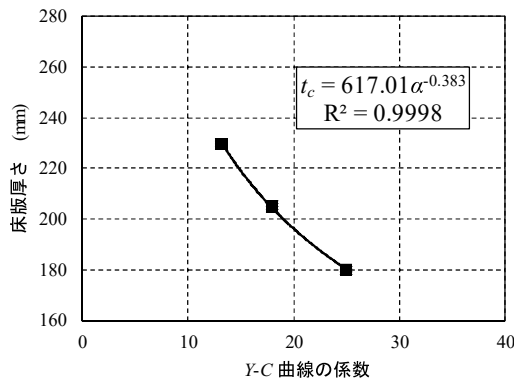


(a) 床版支間 2.2m

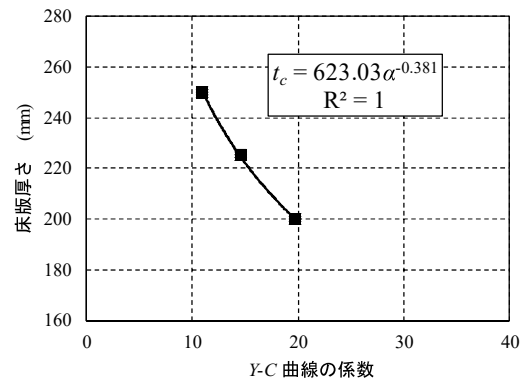


(b) 床版支間 3.0m

図-4 床版支間毎の曲率の計算結果の例



(a) 床版支間 2.2m



(b) 床版支間 3.0m

図-5 ヤング係数-曲率関係 (Y-C 曲線) の係数の計算例

表-3 計算結果の曲線の係数一覧表

床版支間 (m)	1.8			2			2.2			2.4		
床版厚さ (mm)	170	195	220	170	195	220	180	205	220	190	215	240
ヤング係数-曲率関係の係数	28.335	19.755	14.373	28.696	20.052	14.652	24.965	17.911	13.152	21.926	15.926	11.891
a	605.58			615.97			617.01			618.07		
b	-0.380			-0.384			-0.383			-0.382		

床版支間 (m)	2.6			2.8			3			3.2		
床版厚さ (mm)	190	215	240	200	225	250	200	225	250	210	240	270
ヤング係数-曲率関係の係数	22.157	16.073	11.982	19.58	14.511	10.972	19.732	14.506	10.984	17.455	12.212	8.988
a	617.16			629.79			623.03			619.51		
b	-0.380			-0.385			-0.381			-0.378		

中にその値を示している。

3.2 床版の支間と厚さを変えた曲率の計算

載荷試験の結果の評価手法として曲率を採用する際に、実橋現場で試験データを取得した際に劣化状態が把握できれば、実際のひび割れ発生状況に対して整合しているかの確認が可能となり、迅速な評価につながる。よって、実橋の床版支間と厚さの関係を事前に整理するものとする。表-2 は床版支間に対する床版厚さを示しており、対応する床版厚さ全てに対して曲率計算を実施した。計算で用いた物性値として、ヤング係数は変化させ、ポア

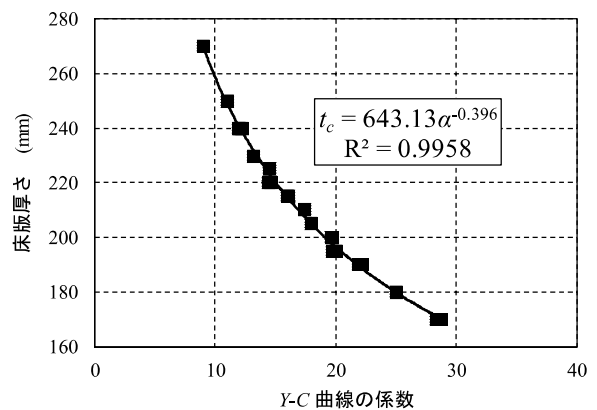


図-6 床版厚さと Y-C 曲線の係数の関係

ソン比は 0.2 である。床版厚さは道路橋示方書に規定されている連続版の計算式と割り増し係数を考慮し、その中間値も計算している。

計算で使用した荷重は 50kN としたが、これは対象とする載荷試験方法を衝撃荷重載荷試験での載荷荷重を想定したものであり、実測荷重を 50kN としたたわみを換算することになる。また、荷重の接地面積は直径 300mm の載荷板を想定してその面積を辺長が 265mm の矩形換算としており、曲率を計算する際の計算対象範囲は荷重中心と 150mm 離れた載荷端としている。

計算結果の例として、図-4 に床版支間 2.2m と 3.0m のヤング係数と曲率の関係を示す。図には計算結果に対して近似曲線を示した。さらに、それぞれの近似曲線の係数を床版厚さで整理した関係が図-5 である。本研究では図-4 に示したヤング係数と曲率の関係を Y-C 曲線と定義する。なお、計算点数を増加させても曲線式には変化がないことを確認している。表-3 に計算要因毎の近似曲線の係数を示す。床版支間長や床版厚さが変化しても係数は近似しているため、計算結果の全てを一つの曲線で表現できる可能性があると考え整理するものとした。図-6 がその整理結果の床版厚さと Y-C 曲線の係数を示しており、表-1 による要因を全て計算した結果をプロットしている。計算結果に対する近似曲線の決定係数はほぼ $R^2=1.0$ に近いものとなっており、曲線式による計算結果の精度には問題は無い。よって、計測対象橋梁の設計図や実測から得られた床版厚さに対して、式(3)を適用して Y-C 曲線の係数を算出するものとする。

$$643.13 \quad (3)$$

ここで、

t_c : 床版厚さ (mm)

α : 曲率からヤング係数を計算する際の Y-C 曲線の係数

3.3 曲率による劣化度評価手法

曲率による劣化度評価手法のフローチャートを図-7 に示す。基本的な流れとして、載荷試験の結果から曲率を計算しその結果から見かけのヤング係数を計算した後、劣化の程度を評価することとなる。ここで、曲率の計算では載荷試験で得られている荷重-たわみの関係から 50kN たわみに換算し、さらに支点沈下も考慮してたわみ分布を取得する。その際、衝撃荷重作用によるアスファルト舗装の沈み込みの影響が無視できない場合には、載荷位置のたわみ値を載荷板の直近の値とするか、損傷状況を確認したうえで解析的な手法で得られたアスファルト舗装の沈み込みを減じる補正を施すことになる。

具体的な曲率の計算では、計測位置が載荷板端部より外側であるため載荷板端部でのたわみ値に換算する必要が生じる。その手法は既往研究 6) により、放物線補間として計算するものとした。それによれば、たわみの非対

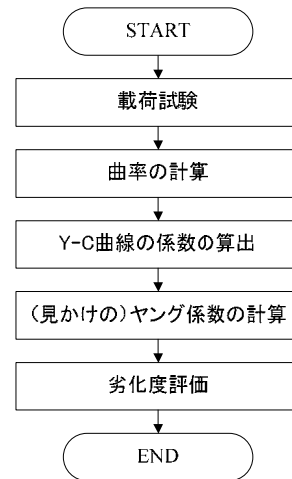


図-7 床版劣化度評価フロー

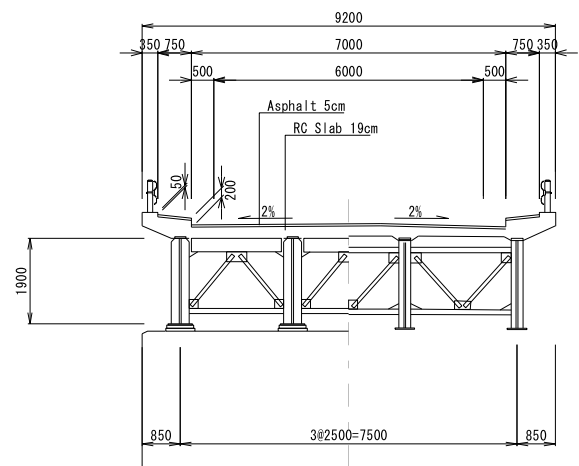


図-8 橋梁断面図 (mm)



写真-2 床版下面の湿潤状態

称性も考慮できることが分かっており、左右のたわみ差から算出される曲率を平均化するものとした。

4. 実橋試験結果の適用

4.1 橋梁概要

対象橋梁は積雪寒冷地域に位置する 4 主桁の鋼単純合成鈹桁橋であり、昭和 48 年に竣工後約 44 年が経過している。橋格は昭和 47 年の道路橋示方書による 1 等橋で、橋長が 32.0m で斜角は 60°となっており、主桁間隔、即

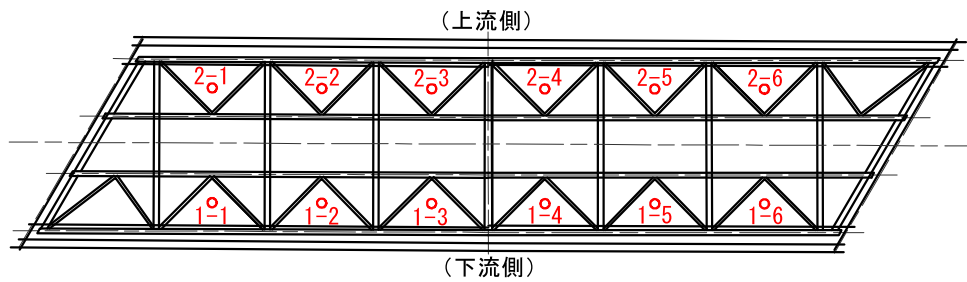
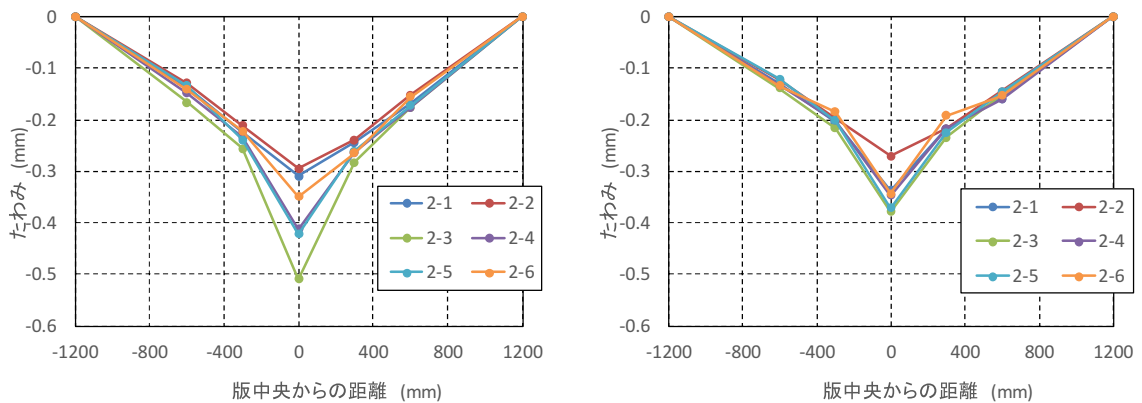


図-9 荷重試験位置とパネル記号



(a) 落下高さ 150mm

(b) 落下高さ 300mm

図-10 荷重試験のたわみ分布 (上流側)

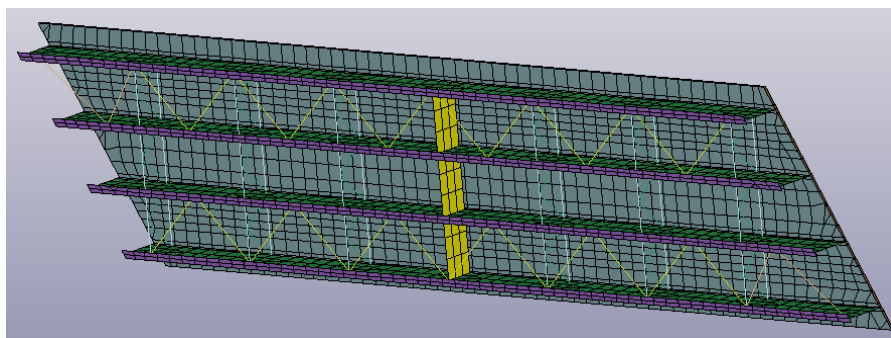


図-11 FEM モデル図 (下面側)

ち床版支間は2.5mでRC床版の厚さは190mmである。舗装はアスファルトコンクリートで厚さは50mmであり床版防水は未施工である。

図-8に対象橋梁の横断面図を、写真-2に床版の劣化として、部分的に湿潤している状況を示す。写真では床版コンクリート表面が濡れ色となっているように観察されるが、この損傷形態はアルカリシリカ反応による床版劣化の典型的な例であり、過去に付近の橋梁でも確認している。その反応による微細ひび割れで水分が床版内に保持されることで外観上は部分的な湿潤状態として観察される。水分の供給により、アルカリシリカ反応が促進され、さらに劣化が進展するとその範囲が拡大することになる。

表-4 計算に用いた物性値

材料	単位質量 (g/cm ³)	ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
鋼材	7.87	200	0.3
コンクリート床版	2.45	21.5	0.2
アスファルト舗装	2.3	7.0	0.35

4.2 荷重試験概要

荷重試験は衝撃荷重によるものであり、写真-1に示す試験機を使用した。重錘の質量は220kgでその落下高さは150mmと300mmの2種類とし、ロードセルで検出された衝撃荷重はそれぞれ約40kN、90kN程度である。荷重位置は主桁と対傾構もしくは横桁に囲まれる床版パネル毎の中心とした。荷重試験位置を図-9に示す。た

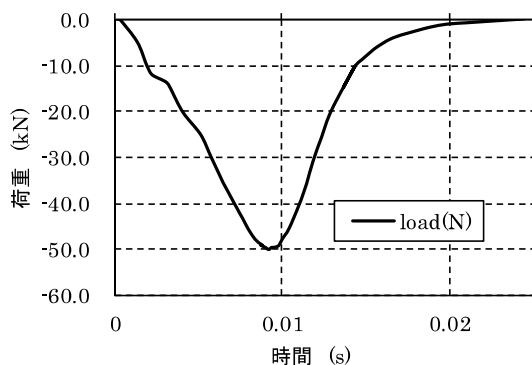
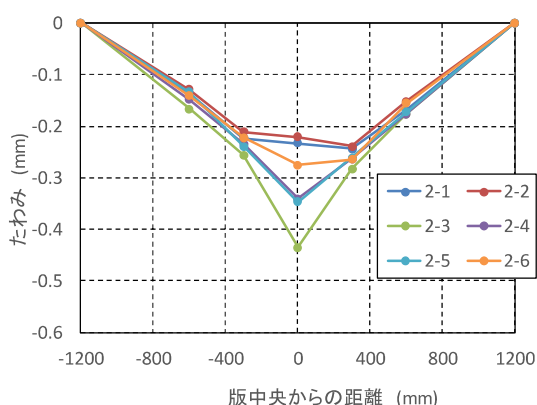


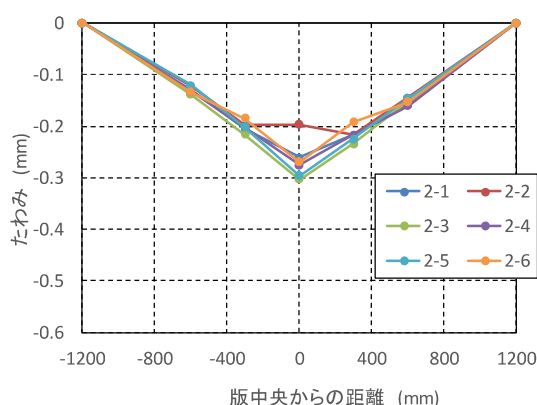
図-12 載荷荷重 (動的載荷)

表-5 解析による舗装の変形量

床版パネル番号	舗装変位 (mm)	床版変位 (mm)	差 (mm)
1-1	-0.477	-0.404	0.0734
1-2	-0.477	-0.404	0.0734
1-3	-0.477	-0.404	0.0734
1-4	-0.477	-0.403	0.0735
1-5	-0.472	-0.400	0.0718
1-6	-0.477	-0.404	0.0737
2-1	-0.477	-0.404	0.0732
2-2	-0.478	-0.404	0.0743
2-3	-0.475	-0.403	0.0714
2-4	-0.476	-0.403	0.0730
2-5	-0.471	-0.400	0.0714
2-6	-0.474	-0.400	0.0743



(a) 落下高さ 150mm



(b) 落下高さ 300mm

図-13 舗装の変形を考慮した床版のたわみ分布

だし、中央パネル列は交通規制の都合により実施していない。なお、荷重を作用させる載荷板は直径が 300mm の円形である。

上流側の載荷試験結果のたわみ分布を図-10(a), (b) に示す。それぞれ落下高さ 150mm と 300mm の結果で、たわみ値は試験で得られた載荷荷重に対して 50kN 荷重に換算している。図より荷重作用位置である中央部分が沈み込むような鋭角な分布となっていることが認められる。この原因としては、アスファルト舗装の衝撃荷重載荷による変形の影響が大きいと想定されたため、解析的にアスファルト舗装の変形を算出して、中央のたわみ値を補正するものとした。

4.3 舗装変形の解析検討

アスファルト舗装の変形の計算では、対象橋梁の全体をモデル化した FEM 解析を実施した。主桁、床版および舗装はシェル要素で各要素にはずれがないものとし、対傾構、横桁は梁要素とした。モデルの形状を図-11 に示す。図は下面側からのもので、対傾構や横構がモデル化されていることが確認できる。計算に使用した物性値は表-4 の通りである。アスファルト舗装のヤング係数

表-6 動的載荷と静的載荷の比較

床版パネル番号	動的たわみ (mm)	静的たわみ (mm)	動的/静的
1-1	-0.320	-0.320	1.00
1-2	-0.319	-0.326	0.98
1-3	-0.320	-0.321	1.00
1-4	-0.319	-0.322	0.99
1-5	-0.317	-0.328	0.96
1-6	-0.321	-0.327	0.98
2-1	-0.322	-0.327	0.98
2-2	-0.318	-0.331	0.96
2-3	-0.320	-0.323	0.99
2-4	-0.319	-0.321	0.99
2-5	-0.316	-0.323	0.98
2-6	-0.319	-0.320	1.00

は、試験時期が夏期ではなく日射の影響は小さいと考え試験時の外気温を考慮した値とした¹²⁾。

なお、厳密には舗装の変形は床版コンクリートの物性値の変化が影響すると想定されるが、床版厚さに対して舗装厚さが小さいことから、コンクリートの物性値は変化させないものとした。計算に用いた荷重は図-12 に示すもので、載荷試験で得られた荷重波形を上限 50kN と

なるように調整して荷重した。使用した解析コードは LS-DYNA である。

解析結果の舗装の変形量の一覧を表-5 に示す。数値は荷重位置での床版たわみが最大となる時刻の舗装変形を抽出しており、舗装変位から床版変位を控除した値が舗装の沈み込み量である。それぞれの計算結果は類似しており、その値を荷重試験結果の中央値に反映させてから曲率を計算するものとする。図-13 は図-10 の計測結果のたわみ分布に対し、舗装の変形を反映したものである。図によれば衝撃荷重による舗装の沈み込みは改善されていることが認められる。

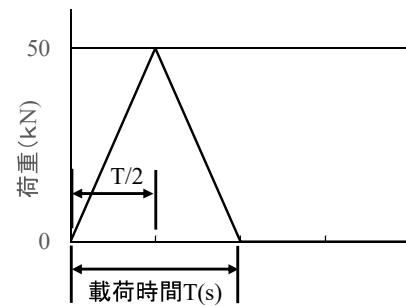


図-14 荷重荷重

4.4 動的荷重比率の試算

衝撃荷重による荷重試験で得られるたわみは動的な荷重作用によるものであり、静的に作用するものとは異なる値になることが想定される¹³⁾。そこで、4.3 節で解析を実施したモデルで、動的荷重と静的荷重の差を比較することとした。表-6 は各パネルで 50kN 荷重時の動的倍率である動的変位 D_d / 静的変位 D_s を示したものである。計算結果によればその比率は 1.0 に近く差が小さいことが認められる。よって、本研究で対象とした衝撃荷重試験方法では動的倍率 D_d/D_s によるたわみ値の補正は行わないものとした。ただし、その動的倍率 D_d/D_s の影響の有無を確認することが必要であるため、図-14 に示す三角波として作用させた場合を想定して荷重時間を変化させた計算を実施した。解析モデルは 4.3 節で示したものと同一であり、端部パネルで計算を実施した。図-15 は計算結果の動的倍率 D_d/D_s と荷重時間 T / 床版の固有周期 T_d の関係を示したものであり、荷重時間の違いが動的倍率 D_d/D_s に影響を及ぼすことが分かる。

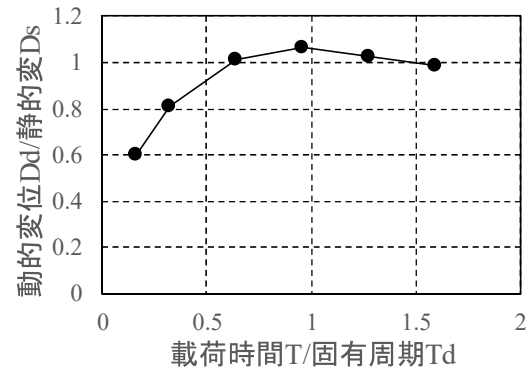


図-15 荷重時間と変位の関係

4.5 曲率の計算結果と劣化度の評価

図-13 のたわみ分布による曲率の計算結果から式(3)によりヤング係数-曲率曲線の係数を算出し、その関係からヤング係数を計算した結果を表-7 に示す。表中にはヤング係数の値から $n=15$ から $n=30$ の範囲にある計算結果を 3.1 節で示したように評価区分Ⅲとして黄色の網掛けで表現し、評価区分Ⅳを赤色の網掛けとした。また、計算結果のヤング係数の値が負の場合は表示していない。計算結果によれば落下高さ 300mm よりも 150mm の方が劣化進行しているものと推察される床版パネル数が増えており、評価区分Ⅳも存在している。しかし、落下高さ 300mm に対して 150mm の方が計算結果で得られている数値が少なく、過大な算出結果も含まれらつきも大きい。それらのばらつきを考慮すると、落下高さ 150mm は計算結果の値の範囲が広く信頼性に劣る結果になっていると考えている。それに対し落下高さ 300mm では計算結果のばらつきは小さく、ヤング係数が低下している床版パネル、即ち劣化が懸念されるパネル数は全 12 パネルのうち 2 パネルという結果となっている。よっ

表-7 曲率からのヤング係数算出結果表
(単位: kN/mm^2)

床版パネル 番号	曲率から算出されるヤング係数	
	落下高 150mm	落下高 300mm
1-1	8.98	12.83
1-2	8.13	13.60
1-3	64.41	25.14
1-4	—	20.03
1-5	121.46	23.91
1-6	24.00	10.73
2-1	—	26.82
2-2	—	—
2-3	5.91	17.08
2-4	10.66	20.16
2-5	10.10	16.00
2-6	30.36	16.29

て本研究では対象橋梁の床版評価では 300mm の落下高さを考慮することが望ましいと考えており、その結果からは、補修による延命化を推奨する。なお、目視による床版下面の損傷は 2 方向ひび割れと漏水後がほぼ全域に広がっていることから評価区分はⅢ程度と想定され、曲率からの損傷程度よりも厳しい評価になる。ただし、対

象橋梁では ASR による材料劣化も影響していることから、疲労劣化を主眼とした現状の点検要領による評価とは合致しない。なお、落下高さの違いによる値の差異に関しては、劣化度を評価するための適切な荷重の大きさが存在することとなり、それを試験実施時に特定することが課題となることが分かる。

5. まとめ

本研究では道路橋床版の劣化程度を把握する手法として、床版の曲げ変形に着目し曲率による評価の適応性に関して検討を実施した。以下に得られた知見を列挙する。

- 1) 支持条件が単純版、固定版と異なった場合でも支間毎の曲率には差異は無く、ほぼ同等であることが認められる。よって、本研究では曲率で劣化程度を評価する際には、固定版の支持条件を採用するものとした。
- 2) 曲率の計算結果から得られるヤング係数-曲率関係の曲線式の係数は単一の式で表現することが可能である。
- 3) FEM 解析により静的な荷重と衝撃荷重を比較したところ、ほぼ同等の値が得られたため、動的影響の補正は実施しないものとした。しかしながら載荷時間による影響は受けることになるため、衝撃荷重による評価ではそれを考慮する必要がある。
- 4) 実橋での衝撃荷重による載荷試験の結果から曲率で劣化度を評価したところ、落下高さ 300mm の結果から補修による延命化が望まれる状態であることが推察された。
- 5) 落下高さ、即ち荷重の大きさにより曲率から算出されるヤング係数の値が異なるものとなった。衝撃荷重による載荷試験では劣化度を評価するための適切な荷重の選定が課題である。

今後は、床版の劣化度との関係を吟味するとともに適切な荷重設定とするため、載荷試験から得られる振動波形による固有周期から衝撃荷重による載荷試験の最適荷重の大きさを選定できるよう検討を進める予定である。

謝辞

本研究は、内閣府・科学技術振興機構による戦略的イノベーション創造プログラム、インフラ維持管理・更新・マネジメント技術における「コンクリート橋の早期劣化機構の解明と材料・構造性能評価に基づくトータルマネジメントシステムの開発」（研究責任者：鳥居和之教授）の支援を受けて行った。また、研究の実施にあたり、北陸・道路メンテナンス会議に設置された「道路橋の維持管理における各構成部材の限界状態ならびに AI 技術の

活用に関する検討ワーキンググループ」の委員、並びに金沢大学理工研究域環境デザイン学系の山口嵩文氏、門寺将志氏に実橋調査や解析でご協力いただいた。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 国土交通省道路局，国道・防災課：道路橋定期点検要領ならびに橋梁定期点検要領，2014.6.
- 2) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書，昭和 39 年
- 3) 例えば，横山広，石尾真理，玉越隆史：衝撃荷重による RC 床版の劣化度判定に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.62A，pp.1194-1201，2016.3.
- 4) Nga Thu NGUYEN, Hiroshi MASUYA, Chen XU, Hiromitsu KAI, Takafumi YAMAGUCHI, Hiroshi YOKOYAMA：SELF-PROPELLED IMPACT VIBRATION EQUIPMENT FOR THE UTILIZATION OF INSPECTION OF BRIDGE DECK，第 9 回道路橋床版シンポジウム論文報告集，pp.89-92，2016.11.
- 5) チモシェンコ，ヴォアノフスキー・共著：板とシェルの理論〈上〉，ブレイン図書出版(株)，pp.30-41，1973.7.
- 6) 横山広，角間恒，佐藤孝司，榎谷浩：活荷重作用時の道路橋床版の曲率に関する研究，構造工学論文集，Vol.63A，pp.1296-1303，2017.3.
- 7) 横山広：等方弾性体における変位関数の拡張と橋梁床版への応用に関する研究，金沢大学博士論文，平成 25 年 9 月.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，II 鋼橋編，p.266，平成 24 年 3 月
- 9) 横山広，安藤祐樹，関口幹夫，堀川都志雄：全集固定される多層版解析の一手法について，構造工学論文集，Vol.54A，pp.910-917，2008.3.
- 10) 松井繁之，前田幸雄：道路橋 RC 床版の劣化度判定法の一提案，土木学会論文集，第 374 号 / I -6，pp.419-426，1986.10.
- 11) 関口幹夫，横山広，堀川都志雄：リブ付き多層版解析による各種補強床版の実測たわみの評価，構造工学論文集，Vol.54A，pp.442-451，2008.3.
- 12) 久保和幸，寺田剛，堀内智司，井谷雅司：9.1 舗装構造の理論設計の高度化に関する研究，国立研究開発法人土木研究所ホームページ，研究成果・技術情報，研究成果報告書，平成 22 年度 重点プロジェクト研究報告書，重点プロジェクト研究，効率的な道路基盤整備のための設計法の高度化に関する研究
- 13) Ray W Clough, Joseph Penzien : Dynamics of Structures, Third Edition, p.80, 1995.

(2017 年 9 月 25 日受付)

(2018 年 2 月 1 日受理)

凍害・ASRが複合的に生じる環境下で 49年間供用された実橋RC床版の構造性能評価

角間 恒¹・西 弘明²・渡邊 晋也³・小野 秀一⁴・榎谷 浩⁵・久保 善司⁶

¹正会員 国土交通省北海道開発局 釧路開発建設部 (〒085-8551 北海道釧路市幸町10-3)
(前(国研)土木研究所 寒地土木研究所)
E-mail: kakuma-k22aa@mlit.go.jp

²正会員 (国研)土木研究所 寒地土木研究所 (〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸1条3丁目1-34)
E-mail: h-nishi@ceri.go.jp

³正会員 (一社)日本建設機械施工協会 施工技術総合研究所 (〒417-0801 静岡県富士市大淵3154)
E-mail: watanabe_shin@cmi.or.jp

⁴正会員 (一社)日本建設機械施工協会 施工技術総合研究所 (〒417-0801 静岡県富士市大淵3154)
E-mail: ono@cmi.or.jp

⁵フェロー会員 金沢大学教授 理工研究域地球社会基盤学系 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)
E-mail: masuya@se.kanazawa-u.ac.jp

⁶正会員 金沢大学准教授 理工研究域地球社会基盤学系 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)
E-mail: ykubo@se.kanazawa-u.ac.jp

本研究では、北海道内の山間部で49年間供用された実橋RC床版を用いて、寒冷地で顕在化している凍害やASRに起因する層状ひび割れが発生した床版の構造性能を評価するための材料～部材レベルでの各種載荷試験を実施した。その結果、層状ひび割れの発生深さが上縁から下側鉄筋位置の深さに達している床版では、健全時と比較して剛性や疲労耐久性が低下し、特にその発生範囲が全面に及ぶ場合に、輪荷重走行下で損傷・破壊形態の変化を伴って急速に破壊に至ることを示した。また、凍害・ASRが進行した床版においては、疲労損傷の進行程度を評価するために提案された既往のたわみを用いた健全度評価基準では、載荷する荷重によっては、健全度を的確に評価できない場合があることを明らかにした。

Key Words : RC slabs, frost damage-ASR combined action, layered cracks, structural performance

1. はじめに

道路橋RC床版(以下、床版)では、近年、大型車交通による疲労損傷に加え、凍害やアルカリシリカ反応(以下、ASR)、塩害等の材料劣化が顕在化することで、劣化・損傷の形態が多様化してきている。その中で、北海道や本州の山間部といった寒冷地を中心に、床版内部に複数の水平ひび割れ(以下、層状ひび割れ)が発生する事例が報告されている^{1)~3)}。これは、凍害やASRに起因して発生すると考えられており、著者らが実施した北海道内の国道橋を対象にした実態調査⁴⁾では、層状ひび割れが発生した床版が北海道全域に存在していることを明らかにしている。

凍害やASRが進行した床版に関しては、劣化・損傷の早期検出を目的とした調査方法の開発^(例えば5)とともに、

活荷重作用時の耐荷性や疲労耐久性(併せて以下、構造性能)の把握・評価を試みる研究が行われてきた。例えば、凍害に関しては、実橋からの撤去床版を用いた輪荷重走行試験⁶⁾や試験室内で凍結融解作用を与えた床版試験体を用いた押抜きせん断試験⁷⁾から、凍害により床版の疲労耐久性や耐力が低下することが明らかにされている。また、ASRに関しては、ケミカルプレストレスが導入されて押抜きせん断耐力や疲労耐久性が向上すること⁸⁾⁹⁾、鉄筋-コンクリート間の付着性能の低下によって押抜きせん断耐力が低下すること²⁾等、試験体の劣化・損傷状況や試験条件により異なる結果が報告されている。

このように様々な試験を通して、凍害やASRが進行した床版の構造性能に関する知見が蓄積されつつあるが、劣化・損傷状況等が限られた範囲で構造性能を把握した

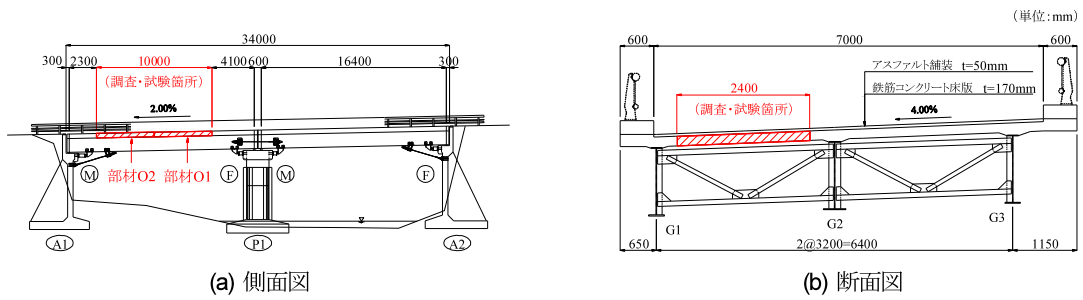


図-1 橋梁一般図

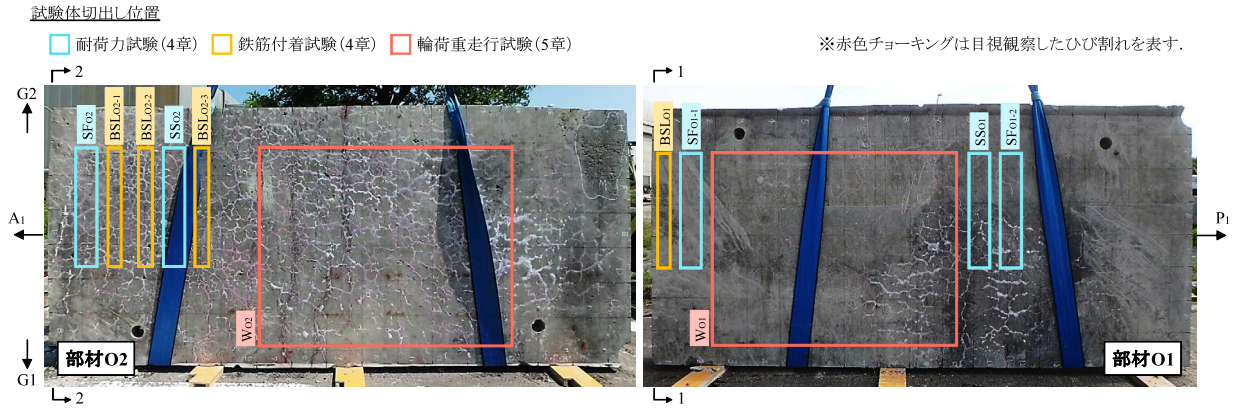


写真-1 切出し床版の下面の状況

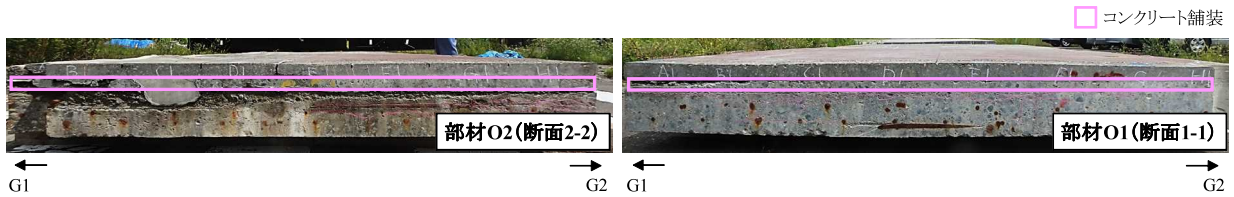


写真-2 切出し床版の断面の状況

に留まるものも多い。中でも、層状ひび割れに関しては床版の構造性能に与える影響が明確にならず、点検・調査結果を基に構造性能の観点で健全度を評価する方法が十分に確立されているとは言い難い。

そこで本研究では、北海道内の山間部において49年間供用された実橋床版¹⁰⁾を用いて、寒冷地で顕在化している凍害やASRに起因する層状ひび割れが発生した床版の構造性能を評価するための各種荷重試験を実施した。具体的には、(1)層状ひび割れが発生したコンクリートの力学特性を調査するための円柱あるいは立方体試験体を使用した静弾性係数試験、(2)基礎的な耐荷性能を検証するための梁試験体を使用した耐荷力試験、(3)輪荷重走行に対する疲労耐久性を評価するための床版試験体を使用した輪荷重走行試験を実施した。また、輪荷重走行試験結果を基に、たわみを用いて層状ひび割れが発生した床版の健全度を評価する方法について考察した。

なお、冒頭で述べたとおり、床版に層状ひび割れが発生する要因として凍害とASRがあり、本研究で対象とした実橋床版はその両者の影響を受けていたが、本論文では凍害とASRのそれぞれが層状ひび割れの発生・進行に与えた影響は明確にしていない。また、一連の検討が、

昭和40年代中頃までに設計された丸鋼鉄筋が使用された床版を対象にしていることを予め記しておく。

2. 対象橋梁

(1) 橋梁諸元

本研究で対象とする橋梁(以下、O橋)は、北海道内の山間部に架橋された昭和39年鋼道路橋設計示方書に準ずる2径間単純合成鉄桁橋であり、昭和40年から49年間供用された後、撤去に至っている。大型車交通量は上下線合計192台/日(平成22年道路交通センサス)と少ないが、凍害・ASRの複合劣化の可能性のある地域¹¹⁾に架橋され、凍結防止剤散布による塩害の進行も懸念された。また、床版に関する補修履歴は記録されていないが、供用終了後の調査により、床版上にはコンクリート舗装および路肩部における部分的な防水層の設置が確認された。

本研究では、図-1に示す第1径間下り車線(A1-P1間、G1-G2間)の連続する部位から切出した部材(以下、O1およびO2)を使用して、劣化・損傷状況や構造性能を評価するための調査・試験を実施した。

(2) 劣化・損傷調査

a) 劣化・損傷状況

写真-1は切出し床版の下面の状況であり、写真中には、耐荷力試験および鉄筋-コンクリート間の付着試験(4章)、輪荷重走行試験(5章)に使用する試験体の切出し位置も示した。切出し床版の下面には、輪荷重走行による疲労で発生するひび割れとは明らかに性状異なる網目状のひび割れが発生し、部材O1では部分的に、部材O2では全面に漏水および白色析出物を伴っていた。

写真-2は、写真-1中に示す断面1-1および2-2の状況であり、床版上には厚さ40mm程度のコンクリート舗装が設置されていた。なお、3章以降で実施する試験に際してはこれを撤去している。コンクリート舗装下の床版に着目すると、部材O1に床版上面の土砂化は見られず、部材O2では観察範囲全体にわたって土砂化が発生し、G1側では部分的に土砂化深さが55mmに達していた。

写真-3には、部材O1(外観上の変状がない箇所)および部材O2(外観上の変状が顕著な箇所)から採取したコンクリートコア(以下、コア)に、蛍光染料を添加した樹脂を含浸させて内部のひび割れ状況を調査した結果の例を示す。調査結果の傾向として、部材O1ではひび割れの発生が認められなかったが、部材O2では下面からの高さ80mmより上側で層状ひび割れの発生が顕著であり、層状ひび割れの発生深さが上縁から下側鉄筋位置にまで達するコアもあった。O橋では、過去に実施したコンクリート薄片の偏光顕微鏡観察¹⁰⁾により、部材O2において膨張ひび割れの発生およびひび割れ内部のASRゲルの充填が確認されている。また、橋梁定期点検により地覆コンクリートにおける著しいスケリングの進行が確認され、凍害の影響を受けていたとも考えられる。これらのことから、O橋床版における劣化・損傷が、凍害とASRの影響を受けて発生・進行したものであったと推察される。

b) コンクリートの圧縮強度および静弾性係数

部材O1(外観上の変状がない箇所)および部材O2(外観上の変状が顕著な箇所)から床版厚さ方向に直径50mmのコアを各3本ずつ採取し、JIS A 1149「コンクリートの静弾性係数試験方法」に準じて圧縮強度および静弾性係数を計測した結果を表-1に示す。部材O1から採取したコアの圧縮強度は平均45.3N/mm²、静弾性係数は平均26.1kN/mm²であり、一部のコアに静弾性係数の低下が見られたが、概ね健全な状態であったと考えられる。一方、部材O2から採取したコアの圧縮強度は平均29.9N/mm²、静弾性係数は平均7.8kN/mm²であり、凍害やASRが進行したコンクリートの特性として知られているように、圧縮強度と比較して静弾性係数の低下が顕著であった。

c) 鉄筋の機械的性質

部材O2のG1側から上側主鉄筋2本および下側主鉄筋1

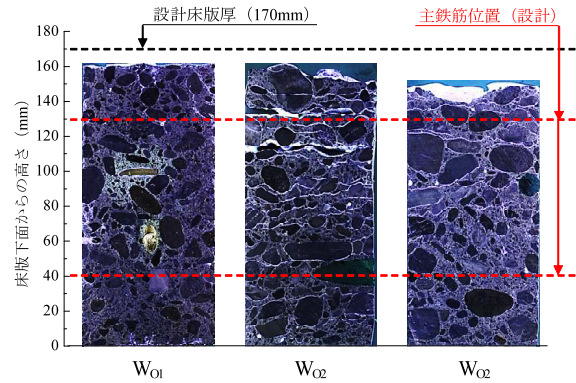


写真-3 コアのひび割れ状況の例

表-1 コンクリートの静弾性係数試験結果

部材	コア	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)
O1	No.1	43.0	24.1
	No.2	42.4	36.0
	No.3	50.5	18.2
	平均	45.3	26.1
O2	No.1	30.1	4.4
	No.2	28.2	3.5
	No.3	31.3	15.6
	平均	29.9	7.8

表-2 鉄筋の引張試験結果

試料	降伏強度 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
No.1(上側)	312.8	426.7	33.8
No.2(上側)	310.3	425.7	33.0
No.3(下側)	309.8	428.1	32.3
平均	311.0	426.8	33.0

本を採取し、JIS Z 2241「金属材料引張試験方法」に準じて引張試験を実施した結果を表-2に示す。鉄筋の機械的性質に採取位置による差異はなく、降伏強度の平均値は311.0N/mm²であった。なお、試験体採取に際して実施した鉄筋のはつり調査からは、O橋床版には丸鋼鉄筋が使用されていること、ならびに、部材O1およびO2において鉄筋腐食が発生していなかったことを確認している。

3. 切出しコンクリート試験体の静弾性係数試験

実橋床版におけるコンクリートの力学特性の調査では、路面あるいは床版下面から面外方向(層状ひび割れがある場合はそれに直角方向)にコアを採取して、圧縮強度および静弾性係数(併せて以下、力学的性能)を計測するのが一般的である。一方、層状ひび割れが発生したコンクリートでは力学特性の異方性が生じ、コアの採取方向によっては、得られる力学特性を構造性能の評価に適用できないことが指摘されている¹²⁾。

表-1に示した結果が面外方向に採取したコアによるものであるのに対し、本章では、床版における活荷重作用

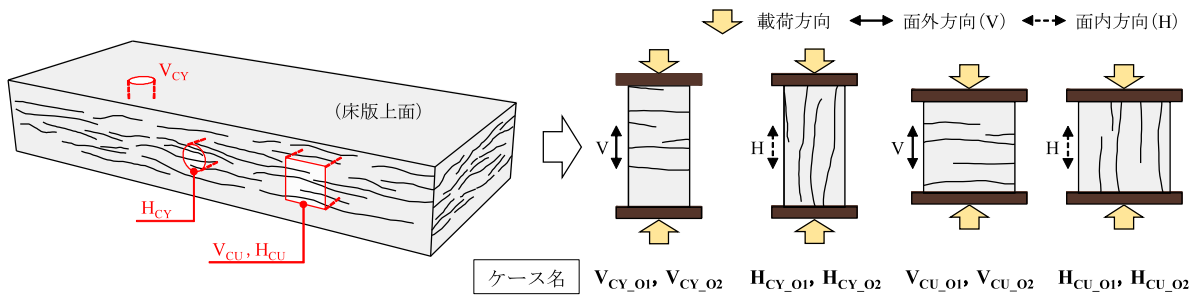


図-2 試験概念図

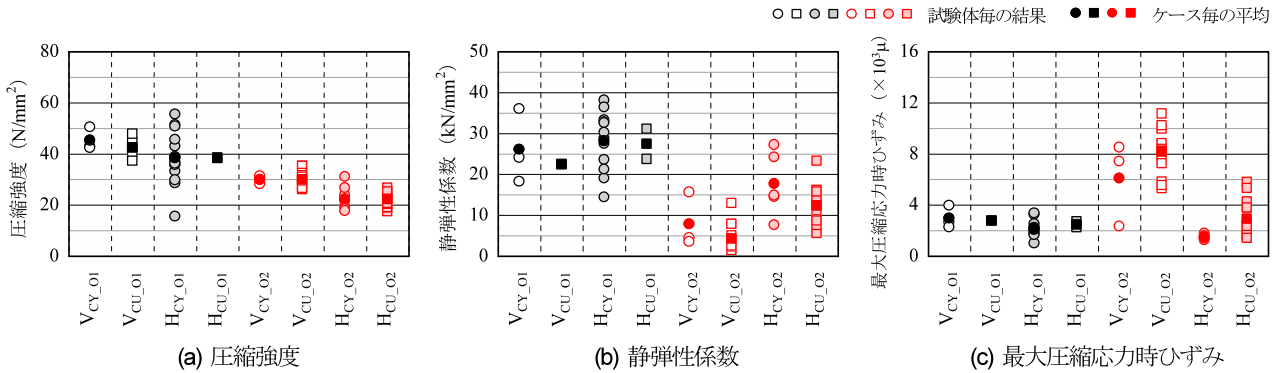


図-3 試験結果一覧

時の主応力方向である面内方向（層状ひび割れがある場合はそれに平行方向）へのコンクリートの力学特性を調査するため、部材O1およびO2からコンクリート試験体を採用して静弾性係数試験を実施した。

(1) 試験方法

試験には、部材O1およびO2から採取した直径50mmのコアおよび辺長80mmの立方体試験体（以下、キューブ）を使用した。コアに加えてキューブを使用したのは、コアと比較して採取時に試験体の破損が生じにくく、試験体を効率的に採取できるためである。また、試験体寸法は鉄筋配置を考慮して決定した。

試験は、床版に対する荷重方向、試験体形状、対象部材が異なる8ケースについて実施した（図-2）。ケース名の頭文字は床版に対する荷重方向（V：面外，H：面内），下付き文字は試験体形状（CY：コア，CU：キューブ）を表し，末尾に対象部材（_O1：部材O1，_O2：部材O2）を記す。なお，V_{CY_01}およびV_{CY_02}の中には，2章で静弾性係数試験を実施した試験体（表-1）も含まれている。

試験体採取は、床版切断面の目視観察を基に、部材O1では層状ひび割れが発生していない箇所、部材O2では層状ひび割れが発生している箇所を選定して実施した。V_{CY}には貫通コアの使用を基本とし、長ささと直径の比が2を超える場合には上面側を切断した。また、V_{CU}，H_{CY}，H_{CU}に関する試験体は上側鉄筋と下側鉄筋の間から採取した。

荷重および計測は、JIS A 1149に準拠またはこれを準

表-3 各ケースの圧縮強度平均値と強度比

ケース	試験体数	圧縮強度 (N/mm ²)	強度比* (補正係数)
V _{CY_01}	4	42.5	0.83
V _{CU_01}	5	51.4	
H _{CY_01}	15	38.4	0.84
H _{CU_01}	2	45.7	
V _{CY_02}	3	29.9	0.66
V _{CU_02}	14	45.3	
H _{CY_02}	10	22.2	0.54
H _{CU_02}	13	41.3	

* コア/キューブ

用して実施した。荷重に際して、試験体端面（荷重面）はセメントペーストによるキャッピングを行い、加圧板と試験体との摩擦は除去していない。また、面内方向に荷重した試験体の一部では、端面のキャッピングを行う前に、試験体を室温で乾燥させた状態で、周波数150kHzの探触子を使用して荷重方向に対して直角方向（面外方向）に超音波伝播速度を計測した。

(2) 試験結果

図-3に、静弾性係数試験から得られた圧縮強度，静弾性係数，最大圧縮応力時ひずみを示す。なお，キューブに関しては，後述する補正係数を用いてコアでの値に換算した結果により示す。

a) 試験体形状による試験結果の補正

試験結果の整理に当たっては，キューブに関する圧縮強度および静弾性係数をコアでの値に換算した。キューブに対するコアの圧縮強度の比（以下，強度比）は0.80程度¹³⁾とされるが，実構造物から採取したひび割れを有

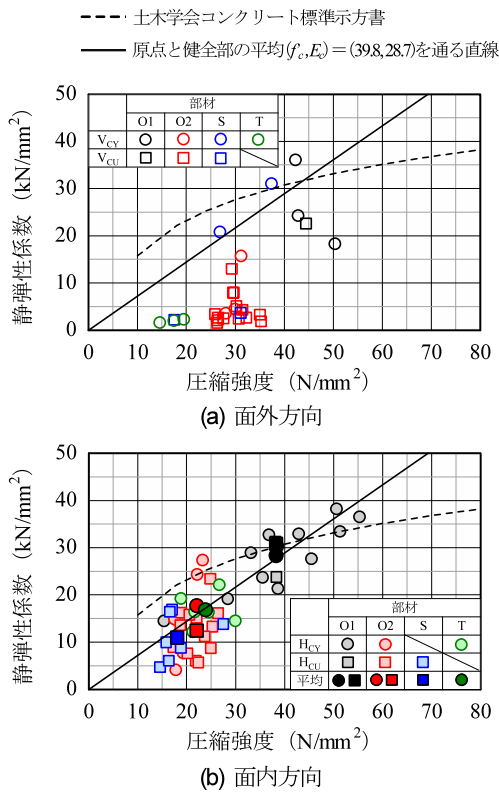


図4 静弾性係数と圧縮強度の関係

するコンクリートに対する適用性は不明である。そこで本研究では、各ケースの圧縮強度の平均値を基に、キューブ(辺長80mm)の試験結果をコア(直径50mm, 高さ100mm)での試験結果に換算するための係数を表-3のようにケース毎に設定した。

部材O1の強度比は、面外方向(0.83)と面内方向(0.84)で同程度であり、0.80程度とする既往の知見に概ね一致する。なお、強度比が0.80をやや上回ったのは、キューブの辺長が既往の研究で用いられている試験体より小さいためと考えられる。

部材O2では、部材O1と比較して強度比が小さく、面外方向(0.66)と面内方向(0.54)で強度比に差異が見られた。強度比に差異が生じた原因については今後検証が必要であるが、図-3(a)より、部材O2における圧縮強度のばらつきが部材O1と同程度かやや小さく試験結果が安定しており、さらにコアとキューブで破壊形態が同一であったことから、強度比を補正係数として採用した。

b) 静弾性係数と圧縮強度の関係

図-4(a)および(b)は、それぞれ面外方向および面内方向に載荷したケースにおける静弾性係数と圧縮強度の関係(以下、 E_c-f_c 関係)であり、図-4(b)中の凡例「平均」はケース毎の静弾性係数平均値と圧縮強度平均値の関係(以下、平均 E_c-f_c 関係)を、実線は原点と部材O1の平均 E_c-f_c 関係を通る直線を、図中の破線は土木学会コンクリート標準示方書¹⁴⁾におけるコンクリートの標準的な E_c-f_c 関係を表す。また、図中には、過去の調査により

層状ひび割れの発生が確認されている橋梁(以下、S橋)の撤去床版¹⁾を用いて、本研究と同様の方法で静弾性係数試験を実施した結果(部材S: $V_{Cy,S}$, $V_{Cu,S}$, $H_{Cy,S}$, $H_{Cu,S}$)、および、ASRにより層状ひび割れが発生した鉄道高架橋のRCスラブに対し、面外および面内方向にコアを採取して静弾性係数試験を実施した田附らの結果⁹⁾(部材T: $V_{Cy,T}$, $H_{Cy,T}$)も図示した。S橋床版に関して、文献1)ではASRの状況に言及していないが、本試験に際して実施した実体顕微鏡観察では、粗骨材周りにASRゲルの滲出が観察され、O橋床版と同様、凍害とASRが複合的に生じた床版であることを確認している。

部材O1においては、面外方向($V_{Cy,O1}$, $V_{Cu,O1}$)と面内方向($H_{Cy,O1}$, $H_{Cu,O1}$)とで E_c-f_c 関係に大きな差異がなく、一部の試験体で力学的性能の低下が見られたのを除き、試験結果は概ね標準的な E_c-f_c 関係の近傍にプロットされた。このことから、部材O1から採取した試験体はひび割れ等の影響を受けていない等方的な挙動を呈する状態であったと考えられる。これ以降では、部材O1の4ケース($V_{Cy,O1}$, $V_{Cu,O1}$, $H_{Cy,O1}$, $H_{Cu,O1}$)に関する全試験体の平均値である圧縮強度 39.8N/mm^2 および静弾性係数 28.7kN/mm^2 を健全部の力学的性能と見なした。

部材O2のうち面外方向($V_{Cy,O2}$, $V_{Cu,O2}$)では、圧縮強度の低下に対して静弾性係数の低下が顕著であり、多くの試験体で静弾性係数は 5kN/mm^2 以下となった。一方、面内方向($H_{Cy,O2}$, $H_{Cu,O2}$)では、面外方向より圧縮強度は小さく、静弾性係数は大きくなった。これはS橋および田附らの結果にも見られる傾向であり、層状ひび割れに平行方向の圧縮挙動に共通する特性と考えられる。さらに、原点を通る一直線上に各ケースの平均 E_c-f_c 関係が概ねプロットされた。このことから、層状ひび割れが発生した床版における面内方向のコンクリートの力学的性能に関しては、健全時に対する静弾性係数と圧縮強度の低下度が同程度になると示唆される。

c) 応力とひずみの関係

図-5に、部材O1($V_{Cy,O1}$, $V_{Cu,O1}$, $H_{Cy,O1}$, $H_{Cu,O1}$)、部材O2の面外方向($V_{Cy,O2}$, $V_{Cu,O2}$)、部材O2の面内方向($H_{Cy,O2}$, $H_{Cu,O2}$)のそれぞれについて、静弾性係数が中央値を示した試験体に関する応力とひずみの関係(以下、 $\sigma-\epsilon$ 関係)を示す。なお、図中の応力は、表-3に示す補正係数を考慮した値である。

部材O1では、全ての試験体が図中の例と同様、上に凸の放物線型の $\sigma-\epsilon$ 関係を呈し、最大圧縮応力時ひずみは $1000\sim 4000\mu$ (平均 2400μ)であった。これはコンクリート標準示方書における $\sigma-\epsilon$ 関係に概ね一致し、部材O1から採取した試験体が健全な状態であったことを表す。

部材O2の面外方向では、荷重初期に $\sigma-\epsilon$ 関係の勾配が小さく、応力の増加とともに勾配がわずかに回復するS字型の $\sigma-\epsilon$ 関係が見られた。これは一軸圧縮応力下で層

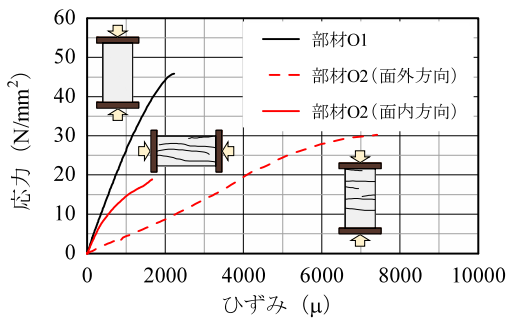


図-5 応力とひずみの関係

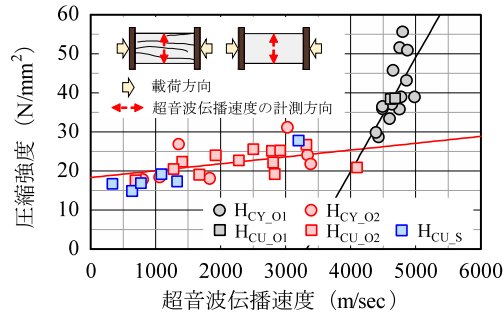


図-6 圧縮強度と超音波伝播速度の関係

状ひび割れが再接触する過程を表し、図中の例では、ひずみが3000 μ 程度のときに再接触したと考えられる。同様のS字型の σ - ϵ 関係は、 $V_{CY,O2}$ および $V_{CU,O2}$ の合計17体のうち10体で見られ、 σ - ϵ 関係の勾配が回復するひずみは2100~8100 μ (平均5100 μ)であった。なお、試験体採取に伴いひび割れが解放されていることを考慮すると、構造物中にある状態において床版厚さ方向に導入されていた膨張ひずみは、ひび割れが再接触するときのひずみよりも小さいことが推察される。

一方、部材O2の面内方向では部材O1と同様の上に凸の σ - ϵ 関係を呈するものが多く、面外方向に見られた初期の勾配低下は見られなかった。また、最大圧縮応力時ひずみ1200~5800 μ (平均2500 μ)も部材O1と同程度であった。

以上より、O橋床版の層状ひび割れ部では、面外方向と面内方向でコンクリートの力学特性が明らかに異なった。本試験結果は、試験体採取に伴い構造物中で受ける拘束効果が消失した状態での挙動を表し、必ずしも構造物中にあるときの特性を表すものではないが、層状ひび割れが発生している床版では、通常の調査で取得する面外方向のコンクリートの力学特性を、活荷重作用に対する構造性能評価に適用できない可能性が示唆される。

d) 圧縮強度と超音波伝播速度の関係

前項より、層状ひび割れが発生した床版では面外方向と面内方向でコンクリートの力学特性が異なったが、通常、実橋床版において面内方向のコンクリートの力学特性を調査することは難しい。そこで、 $H_{CY,O1}$, $H_{CU,O1}$, $H_{CY,O2}$, $H_{CU,O2}$, $H_{CU,S}$ に関して圧縮強度とコンクリートの超音波伝播速度の関係を整理し、面内方向への力学的

性能の推定に対する超音波法の適用可能性を検討した。

図-6は、面内方向の圧縮強度とそれに直角方向(面外方向)の超音波伝播速度との関係を示す。部材O2では、健全部(部材O1)と比較して明らかに超音波伝播速度が小さく、S橋床版も含め、超音波伝播速度の低下とともに圧縮強度が線形的に低下する傾向がある。これらの試験体では、荷重の増加とともに予め導入されていた層状ひび割れが開口・せん断変位して破壊に至る様子が観察されており、面外方向の超音波伝播速度の低下が、層状ひび割れの開口・せん断変位に対する抵抗性、ひいては圧縮強度の低下を表していたと考えられる。以上より、構造物中にあるコンクリートの力学的性能の推定に向けては今後さらなる検証が必要であるが、実橋床版で調査が困難な面内方向へのコンクリートの力学的性能の推定に超音波法を適用できる可能性が示された。

4. 切出し梁試験体の耐荷力試験

本章では、凍害・ASRに起因する層状ひび割れが発生したRC部材の耐荷性能を把握するために、O橋床版から切出した梁試験体の耐荷力試験を実施した。併せて、有限要素解析(以下、FEM)により耐力およびたわみを評価する方法についても検討した。

(1) 試験方法

a) 試験体

耐荷力試験には、表-4に示す部材O1およびO2から切出して整形した梁試験体5体を使用した。試験体の切出しは、写真-1に示すように、 SF_{O1-1} は下面に変状がない箇所、その他は下面に白色析出物を伴うひび割れが発生している箇所で行い、いずれも橋軸直角方向を試験体軸方向とした。試験体全長は1300mmであり、このうち中央の1100mmが床版からの切出し部、両端の100mmずつが既設鉄筋の定着を確保するための整形部である。試験体幅は200mmとし、試験体軸方向に下側主鉄筋が2本、上側主鉄筋が1本配置されるように切出した。試験体高さは152~167mmであり、土砂化の進行程度の違いや竣工時の出来形の違い等により試験体毎にばらつきがあった。

試験体端部の整形では、まず既設鉄筋端部をはつり出し、これにフック付き鉄筋(D16)を溶接接合した。その後、打継ぎ部にエポキシ樹脂系接着剤を塗布し、膨張コンクリートを打設して鉄筋の定着を図った。なお、はつり出した既設鉄筋端部にはひずみゲージを貼り付け、ひずみの変化から鉄筋-コンクリート間の付着破壊(以下、鉄筋付着破壊)を検知できるようにした。

また、 SF_{O1-1} , SF_{O1-2} , SF_{O2} の3体については、破壊形態を曲げ破壊とするため、アラミド繊維シート(目付け量

表4 試験体種類ならびに設計計算上の耐力および破壊形態 (耐力試験)

試験体名	対象部材	高さ (mm)	せん断 スパン	せん断 スパン比	せん断 補強	計算耐力(kN)		破壊 形態
						曲げ(降伏)	せん断	
SF _{O1-1}	O1	167	425	3.29	あり	65.9	151.8	曲げ (曲げ引張)
SF _{O1-2}	O1	156		3.76		57.4	136.1	
SF _{O2}	O2	152		3.84		56.1	133.9	
SS _{O1}	O1	160	350	3.00	なし	71.8	56.8	せん断 (斜め引張)
SS _{O2}	O2	161		2.88		75.1	58.3	

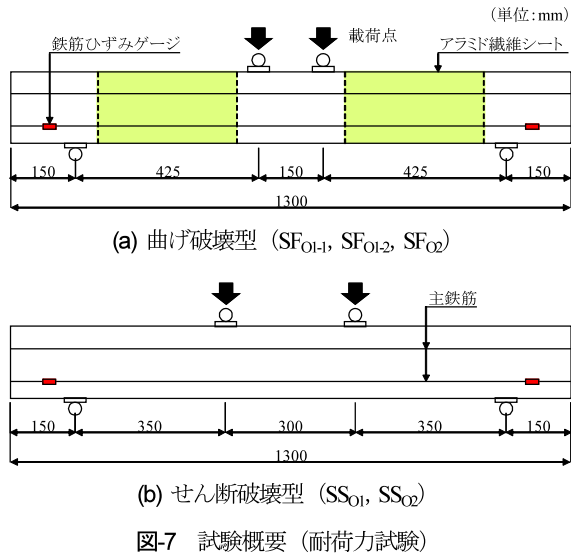


図-7 試験概要 (耐力試験)

280g/m², 保証耐力40t/m) によるせん断補強を行った。本試験体における補強はU字型補強とし、試験体上面でシートを閉合していない。

b) 荷重および計測方法

図-7に試験概要を示す。試験は4点曲げにより実施し、コンクリート標準示方書に基づく設計計算上の破壊形態が曲げ引張破壊 (曲げ破壊型: SF_{O1-1}, SF_{O1-2}, SF_{O2}) あるいは斜め引張破壊 (せん断破壊型: SS_{O1}, SS_{O2}) となるようにスパン割りを決定した。表-4には、設計計算で求めた耐力 (計算曲げ耐力, 計算せん断耐力) および破壊形態を示している。なお、設計計算に当たっては、断面諸元として試験体中央での実測値を使用し、コンクリートには3章で示した部材O1における力学的性能 (圧縮強度39.8N/mm², 静弾性係数28.7kN/mm²) を用いた。

試験における基本的な計測項目は、荷重、たわみ、既設鉄筋端部のひずみとし、SS_{O2}のみ、デジタル画像相関法に基づく非接触変位・ひずみ計測システムを使用して、コンクリート表面の変位も計測した。

c) 試験体の損傷状況

後述する図-10には、試験開始前に目視観察した試験体表面の損傷状況を示す。SF_{O1-1}にはスパン中央の上縁表層部に水平方向のひび割れが見られたが、深さ方向に層状に発生する形態ではなかった。また、SF_{O1-1}およびSS_{O1}では上縁から上側鉄筋まで、SF_{O2}およびSS_{O2}では上縁から下側鉄筋までの深さに、5~15mm程度の間隔で層状ひび割れが発生していた。

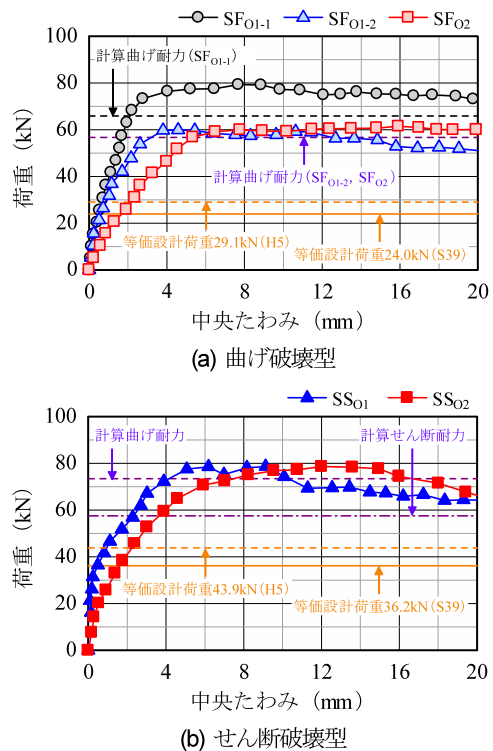


図-8 荷重と中央たわみの関係

(2) 試験結果

a) 荷重と中央たわみの関係

図-8に、耐力試験により得られた荷重と試験体中央たわみ (以下、中央たわみ) の関係を示す。図中には、計算曲げ耐力および計算せん断耐力も図示しており、SF_{O1-1}とSF_{O2}, および、SS_{O1}とSS_{O2}ではそれぞれ設計計算上の耐力が同程度であるため、両者の平均値を示した。

曲げ破壊型のうちSF_{O1-1}とSF_{O1-2}は、荷重開始から同様の荷重-中央たわみ関係を呈し、20kN以降にSF_{O1-2}で剛性低下が生じた。荷重-中央たわみ関係の勾配急変点を部材降伏と判定すると、SF_{O1-1}とSF_{O1-2}の降伏荷重はそれぞれ68.3kN, 53.9kNであり、外観上の変状がない箇所から切出したSF_{O1-1}に対して、SF_{O1-2}では耐力が20%程度低下した。また、SF_{O2}では、荷重開始直後から剛性の著しい低下が見られたが、降伏荷重 (56.9kN) はSF_{O1-2}と同程度であった。SF_{O1-1}およびSF_{O2}の降伏荷重は計算曲げ耐力に概ね一致していることから、耐力低下の要因としては試験体高さの影響が大きく、発生深さによらず層状ひび割れが曲げ耐力に及ぼす影響は認められなかった。

せん断破壊型の2体では、両試験体ともに荷重が計算

表-5 等価設計荷重時の剛性比較

部材	試験体	S39 示方書	H5 示方書
曲げ破壊型	SF ₀₁₋₁	1.22	1.33
	SF ₀₁₋₂	1.00	1.00
	SF ₀₂	0.37	0.44
せん断破壊型	SS ₀₁	1.00	1.00
	SS ₀₂	0.19	0.42

曲げ破壊型は SF₀₁₋₂, せん断破壊型は SS₀₁ に対する比で表す。

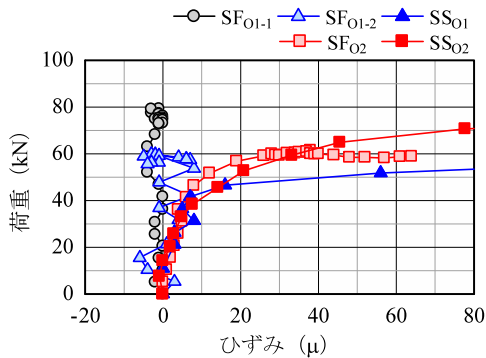


図-9 荷重と既設鉄筋端部ひずみの関係

せん断耐力に達しても破壊せず、その後も荷重が増加して部材降伏に至った。荷重-中央たわみ関係において降伏荷重は明確でないが、計算曲げ耐力に対する耐力低下は見られず、SF₀₁₋₁およびSF₀₂と同様、層状ひび割れの発生が耐力低下をもたらしていない。なお、破壊形態が設計計算上のせん断破壊にならなかったのは、コンクリート標準示方書に基づくせん断耐力自体が安全側の耐力を与えることもあるが、後述するように、鉄筋付着破壊が進行したことによりタイドアーチ機構が形成され、せん断耐力が増加したことが影響していると考えられる。

次に、供用中に作用しうる荷重に対する耐荷性能を把握するため、設計荷重時の各試験体の割線剛性（以下、剛性）を比較した。ここでは、耐荷力試験における等曲げスパンでの曲げモーメントが、O橋の適用示方書である昭和39年鋼道路橋設計示方書、および、設計荷重が引き上げられた平成5年道路橋設計示方書で規定される設計曲げモーメント（連続版）と等価になるときの荷重を設計荷重（以下、等価設計荷重）に見なした。

表-5には、等価設計荷重時の剛性を比較した結果を示す。曲げ破壊型の3体に関して、設計荷重時には、SF₀₁₋₂ではSF₀₁₋₁から20~30%程度、SF₀₂ではそこからさらに60%程度の剛性低下が生じた。ここで、引張側コンクリートを無視した断面計算により求めたSF₀₁₋₂に対するSF₀₁₋₁の曲げ剛性の低下は35%程度であり、耐荷力試験の結果に概ね一致した。このことから、SF₀₁₋₁に対してSF₀₁₋₂で剛性が低下した要因としては試験体高さの減少が支配的であり、層状ひび割れが剛性に与える影響は発生深さが下側鉄筋位置に達するSF₀₂で表れたといえる。また、せん断破壊型に関しても同様に、層状ひび割れの発生深さが下側鉄筋位置に達するSS₀₂において、SS₀₁か

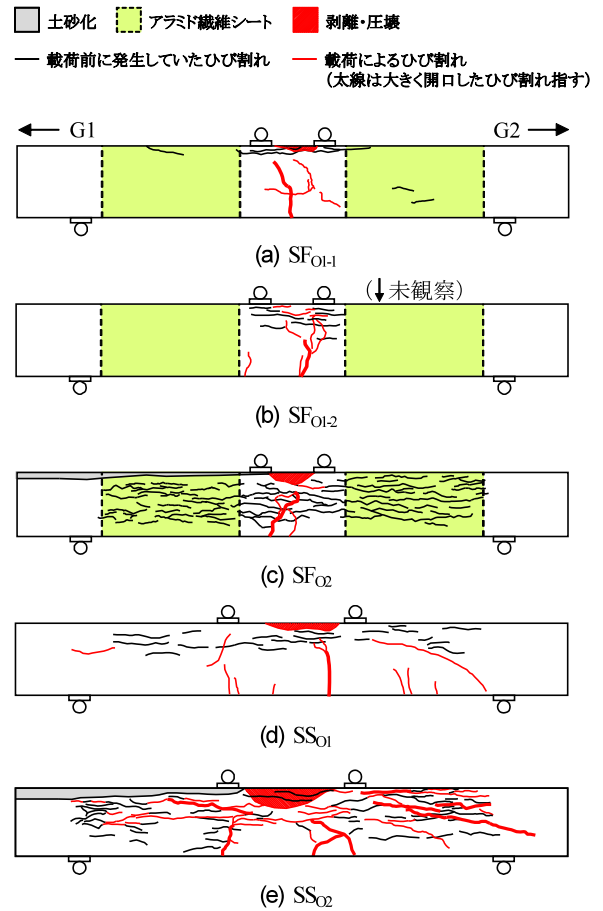


図-10 試験体の損傷状況

ら60~80%程度の剛性低下が見られた。

なお、ASRが進行した部材で多数報告されているケミカルプレストレスによる剛性の増加^{例えは15)}は、本試験において明確でなかった。O橋床版に関しては、供用状態におけるケミカルプレストレス効果の有無を確認していないが、試験体切出しに伴って既設鉄筋を切断したことや層状ひび割れの影響が顕著であったこと等により、その効果が得られなかった可能性も考えられる。

b) 荷重と既設鉄筋端部ひずみの関係

図-9に、荷重と既設鉄筋端部ひずみの関係を示す。SF₀₁₋₁およびSF₀₁₋₂では、試験終了までに既設鉄筋端部のひずみがほとんど変化しなかった。O橋床版には丸鋼鉄筋が使用され、部分的に鉄筋付着破壊が進行していた可能性があるが、その範囲が端部には達していなかったと考えられる。これに対し、SF₀₂およびSS₀₂では、荷重開始直後から荷重に比例してひずみが増加し、40kN程度以降にひずみ増加が顕著になった。このことから、2試験体において剛性が著しく低下した要因として鉄筋付着破壊が早期に発生・進行したことが挙げられ、部材降伏に至る前にはその範囲が試験体端部にまで達していたと推察される。なお、SS₀₁では40kN以降にひずみが急増したが、後述するとおり、本試験体では40kN以降にせん断スパン内での斜めひび割れの発生を確認しており、ひ



写真4 試験体中央上縁の損傷状況 (SS01)

ずみの急増が曲げひび割れ面ではなく斜めひび割れ面からの鉄筋付着破壊の進行を捉えていた可能性がある。

c) 損傷状況

図-10に、試験終了時における試験体の損傷状況を示す。O橋床版には丸鋼鉄筋が使用されていたことや、載荷に伴って鉄筋付着破壊が生じたことによりひび割れ分散性が低下し、全ての試験体において、曲げひび割れの進行・開口が等曲げスパンにおける1~2本のひび割れに集中していた。また、写真-4は試験終了時に撮影したSS01における試験体中央上縁の損傷状況であり、層状ひび割れが発生していた4体では、部材降伏以降のたわみが増加する過程で、写真と同様、スパン中央上縁で層状ひび割れに沿ってコンクリートの剥離・圧壊が進行する様子が観察された。

せん断スパン内においては、曲げ破壊型とした3体では、試験終了後にアラミド繊維シートを撤去して試験体表面を観察したところ、載荷による斜めひび割れや水平ひび割れの発生は認められなかった。一方、せん断破壊型としたSS01とSS02では、荷重40kN以降、せん断スパン内に斜めひび割れや水平ひび割れの発生が見られ、層状ひび割れが比較的浅い位置で発生していたSS01では、層状ひび割れの最下層と支点とを結ぶように斜めひび割れが発生し、層状ひび割れが比較的深い位置にまで発生していたSS02では、斜めひび割れが層状ひび割れによって支点の外側に誘導されるように極端に浅い角度で発生した。なお、本試験では、全ての試験体が曲げ破壊型の損傷を呈したためにせん断耐力を評価するには至っておらず、斜めひび割れの進展経路がせん断耐力に与える影響については、層状ひび割れの発生によるコンクリートの圧縮強度の低下等の影響を含めて、今後検証する必要がある。

d) コンクリート表面の変位

図-11に、SS02を対象に、デジタル画像相関法を用いて試験体中央から支点側に±250mmの位置において試験体高さ毎の水平変位を計測した結果を示す。-250mm (G1側)の位置では、等価設計荷重以下(20kN)の時点で下面から100~120mmの高さで変位が不連続となるS字型の変位分布が見られ、荷重の増加とともに同様の分

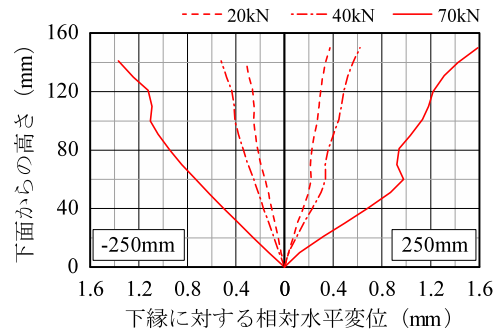


図-11 試験体高さ毎の水平変位

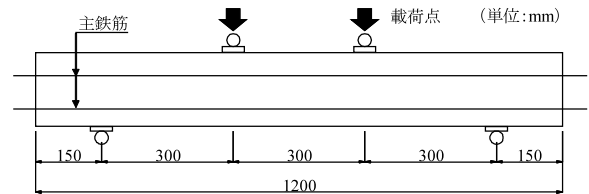


図-12 試験概要 (鉄筋付着試験)

布を保ったまま分布の不連続性が明確になった。また250mm (G2側)の位置では、荷重40kNまでは下面から60~80mmの高さで、概ね部材降伏に達した70kN時には下面から100~120mmの高さも加えた2箇所の変位分布が不連続になっていた。これらの変位分布からは、設計荷重の載荷時には既に層状ひび割れ面でせん断変位が生じていたが、それは層状に重なった個々のひび割れ面ではなく、1~2本のひび割れに集中して発生していたと推察される。

また、±250mmの位置ともに荷重40kN以降に変位分布の不連続量が急激に増加した。これは、せん断スパン内に斜めひび割れや水平ひび割れが発生・進行したことを表し、図-9において、既設鉄筋端部のひずみが40kN程度以降に増加していたことを踏まえると、鉄筋付着破壊と斜めひび割れや水平ひび割れの発生・進行が連動して生じたと考えられる。

(3) 鉄筋-コンクリート間の付着試験

耐荷力試験より、凍害・ASRに起因する層状ひび割れが発生したRC部材の耐荷性能には、鉄筋付着破壊が大きく影響を与えることを示した。そこで本節では、O橋床版から切出した梁試験体を用いて、鉄筋付着破壊に対する抵抗性(以下、鉄筋付着性能)の低下を検証するための、鉄筋付着試験を実施した。

a) 試験方法

図-12は試験概要であり、実構造物中における応力状態に近い状態での鉄筋付着性能を把握するため、曲げ載荷による方法とした。試験には、写真-1に示すように、耐荷力試験における試験体に隣接する位置から切出した長さ1200mmの梁試験体4体(BSL01, BSL02-1, BSL02-2, BSL02-3)を使用し、断面内に下側主鉄筋(BSL02-3では上

側主鉄筋)が1本配置されるように幅78~127mmで切出した後、鉄筋端部をはつり出して試験に供した。このときBSL_{O2-3}では、劣化が著しいと想定される床版上側に位置する鉄筋を対象とするために試験体を上下に反転した。なお、試験体表面を目視観察したところ、BSL_{O1}に層状ひび割れの発生は確認されず、その他には上縁から下側鉄筋位置までの深さに層状ひび割れが発生していた。

b) 試験結果

表-6に、次式を用いて自由端で鉄筋の相対変位が発生したときの曲げ付着応力度(以下、付着応力度)を求めた結果を示す。

$$\tau = S/u(d-x/3) \quad (1)$$

ここに、 τ : 付着応力度、 S : せん断力、 u : 鉄筋の周長、 d : 試験体の有効高さ、 x : 引張側コンクリートを無視した断面における圧縮縁から中立軸までの距離であり、せん断力が最大となる荷重点直下を付着応力度の算出断面とした。なお、上式は、平面保持が成立するうえで、試験体軸方向の鉄筋引張力の変化と鉄筋周面の付着力が局部的に釣り合うことに立脚しており、ここでは、自由端で鉄筋の相対変位が発生するまでは平面保持が成立していたと仮定して、この時点での付着応力度により鉄筋付着性能を評価した。

鉄筋付着試験から得た付着応力度は、層状ひび割れの発生が顕著な部材O2において部材O1(BSL_{O1})の13~30%まで低下し、その中でも上側鉄筋を対象としたBSL_{O2-3}で付着応力度の低下が顕著であった。また、異形鉄筋に関してはこれまでに、拘束鉄筋が配置されていない場合に膨張ひび割れの発生により鉄筋付着性能(付着強度)が健全時の40%程度に低下することが報告されている¹⁶⁾が、丸鋼鉄筋が使用されたO橋床版における鉄筋付着性能の低下度合いは、既往の知見よりも大きいものであった。これには、コンクリートの劣化・損傷状況の違いのほか、丸鋼鉄筋と異形鉄筋で鉄筋付着破壊の機構が異なることが影響した可能性が考えられる。

以上より、元来丸鋼鉄筋を使用した部材における鉄筋付着性能は異形鉄筋を使用した部材より劣るが、鉄筋位置のコンクリートに層状ひび割れが発生している場合にはさらに低下するといえる。これにより、設計荷重以下の荷重においても鉄筋付着破壊が進行して耐荷機構が変化する可能性があることは耐荷力試験より明らかである。

(4) 2次元非線形FEMによる耐力およびたわみの評価

本節では、耐荷力試験のうち試験体表面に層状ひび割れが発生していたSF_{O1-2}、SF_{O2}、SS_{O1}、SS_{O2}を対象に、2次元非線形FEMにより耐力およびたわみを評価する方法について検討した。解析には汎用非線形構造解析システムDIANA(ver.10.1)を使用している。

なお、本解析では、凍害・ASRの影響として前節まで

表-6 鉄筋付着試験の結果

試験	部材	試験体	付着応力度 (N/mm ²)	比*1
鉄筋付着試験	O1	BSL _{O1}	4.87	1.00
		BSL _{O2-1}	0.69	0.14
	O2	BSL _{O2-2}	1.44	0.30
		BSL _{O2-3} *2	0.65	0.13

*1 BSL_{O1}に対する比

*2 上下反転

表-7 解析ケース(耐荷力試験)

ケース	コンクリートの圧縮モデル	鉄筋の最大付着応力(N/mm ²)	解析対象
S-3.2	健全	3.2	全試験体
S-0.8		0.8	SF _{O2} , SS _{O2}
V-3.2	層状ひび割れ(面外方向)	3.2	SF _{O1-2} , SS _{O1}
V-0.8		0.8	SF _{O2} , SS _{O2}
H-3.2	層状ひび割れ(面内方向)	3.2	SF _{O1-2} , SS _{O1}
H-0.8		0.8	SF _{O2} , SS _{O2}

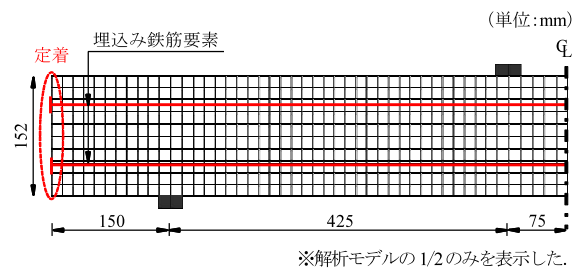


図-13 要素分割図の例(SF_{O2})

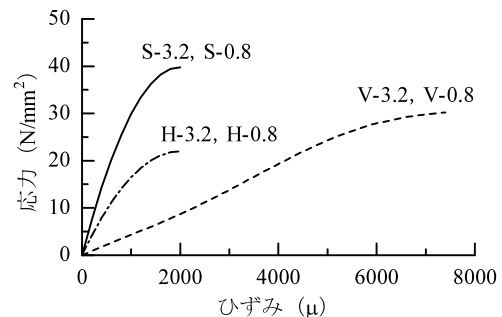


図-14 コンクリートの σ - ϵ 関係(圧縮)

に把握したコンクリートの力学特性および鉄筋付着性能の変化のみを考慮し、コンクリートの膨張に起因する初期応力や初期ひずみの影響は無視している。これは、O橋床版の劣化・損傷が輪荷重走行の作用も受ける複雑な環境下での長期の供用を経て進行したものであり、撤去時点でコンクリートおよび鉄筋に発生していた応力やひずみを部位毎に推定して構造解析に適用することは困難と考えたためである。

a) 解析モデル

本研究では、曲げ破壊型およびせん断破壊型のそれぞれに対し、表-7に示すコンクリートの圧縮モデル(σ - ϵ 関係)と鉄筋付着性能を変化させた6ケースについて解析を実施した。図-13に解析モデルの要素分割図の例(SF_{O2})を示す。解析モデルの高さや鉄筋位置は試験体中央での実測値を基に決定しており、試験体軸方向に劣

化が一樣であると仮定し、さらに予備解析により解析結果に与える影響が小さいことを確認したうえで、高さ方向にコンクリートの特性が一樣な断面を取り扱った。なお、SF_{01,2}およびSF₀₂におけるアラミド繊維シートはモデル化していない。コンクリートには4節点平面応力要素、鉄筋には付着一すべりを考慮した埋込み鉄筋要素を使用した。コンクリートのひび割れモデルは固定ひび割れモデルとし、ひび割れ発生後の引張軟化挙動にHordijkモデル¹⁷⁾を採用し、さらにAl-Mahaidiモデル¹⁸⁾によりひび割れ面におけるせん断剛性の低下を考慮した。図-14にはコンクリート圧縮側の σ - ϵ 関係を示しており、3章で実施した静弾性係数試験の結果を基に、S-3.2およびS-0.8には健全全部での σ - ϵ 関係(「部材O1」)、V-3.2およびV-0.8には層状ひび割れ部の面外方向の σ - ϵ 関係(「部材O2(面外方向)」)、H-3.2およびH-0.8には層状ひび割れ部の面内方向の σ - ϵ 関係(「部材O2(面内方向)」)を与えた。なお、ポストピークは、破壊エネルギーと要素寸法を考慮した線形の σ - ϵ 関係とした。鉄筋はバイリニア型の σ - ϵ 関係とし、2章における引張試験結果から特性を決定した。鉄筋-コンクリート間の付着一すべりモデルには島らのモデル¹⁹⁾を採用し、最大付着応力を、健全全部を対象とした鉄筋付着試験(BSL₀₁)の逆解析から求めた3.2N/mm²(S-3.2, V-3.2, H-3.2)あるいはこれを25%に低下させた0.8N/mm²(S-0.8, V-0.8, H-0.8)とした。

b) 解析結果

図-15に、試験と解析から得た荷重-中央たわみ関係を比較する。コンクリートおよび鉄筋付着性能とも健全状態を想定したS-3.2では、全ての試験体で降伏荷重を概ね評価できたが、SS₀₁やSS₀₂に対して降伏後の荷重をやや大きく評価した。また、層状ひび割れの発生深さが下側鉄筋位置にまで達するSF₀₂およびSS₀₂に対しては、鉄筋付着破壊を考慮していないことで荷重が小さい段階から剛性が過大に評価されている。

層状ひび割れの影響として鉄筋付着性能の低下のみを考慮したS-0.8では、SF₀₂およびSS₀₂において、S-3.2で見られた試験と解析との剛性の乖離が改善され、設計荷重程度までの挙動を概ね再現できている。ただし、部材降伏に着目すると、解析においてやや剛性が大きくなる傾向がある。

コンクリートの圧縮モデルに層状ひび割れ部での面外方向の σ - ϵ 関係を用いたV-3.2およびV-0.8では、全ての試験体で載荷開始直後から剛性が過小に評価された。ASRが進行したPC桁に関する既往の研究¹²⁾では、プレストレスの方向(ASRによるひび割れの発生方向)と異なる方向に採取したコアの力学特性を曲げ耐荷性能の評価に適用できないことが報告されているが、層状ひび割れが発生した床版においても同様に、コアの採取方向によってはその特性を構造性能評価に適用できず、面外方向の力

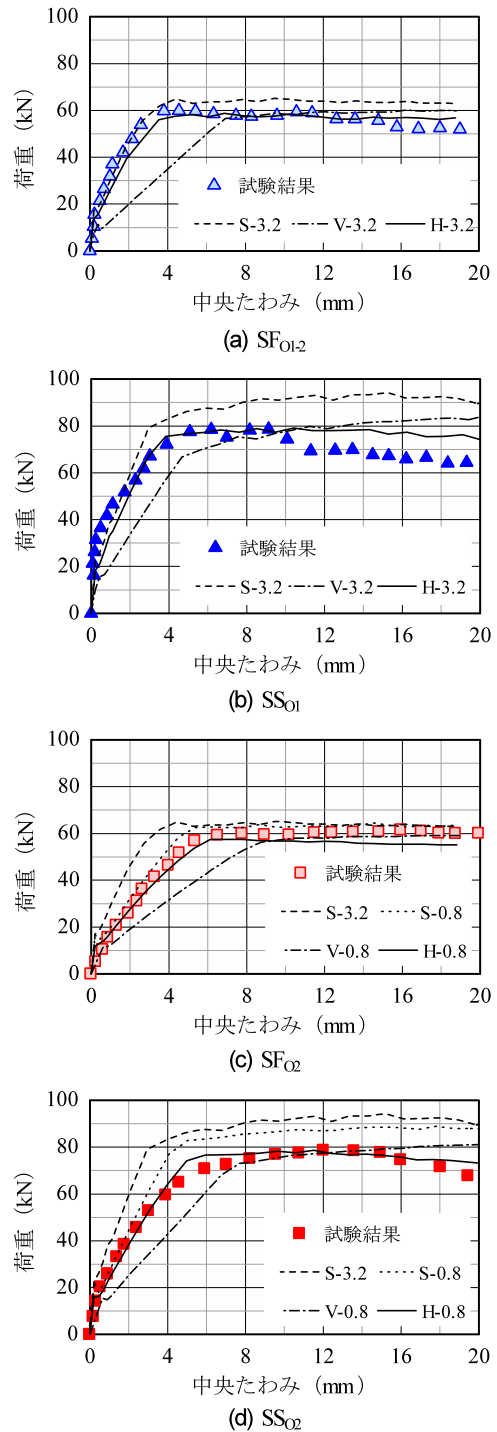


図-15 荷重-中央たわみ関係の比較

学特性を用いることで剛性が極端に小さく評価される可能性がある。

コンクリートの圧縮モデルに層状ひび割れ部での面内方向の σ - ϵ 関係を用いたH-3.2およびH-0.8では、層状ひび割れの発生深さによらず全ケースで耐荷力試験による荷重-中央たわみ関係の再現性が良好であった。また、層状ひび割れ平行方向への圧縮強度低下を考慮したことで、最大荷重後の荷重低下も定性的には評価できている。

以上より、層状ひび割れが発生した部材に対しては、コンクリートの圧縮モデルとして層状ひび割れ平行方向

の σ - ϵ 関係を採用し、さらにその発生深さに応じて鉄筋附着性能の低下を考慮することで、曲げ引張破壊に至るまでの挙動(剛性, 降伏荷重, 最大荷重)をFEMにより概ね評価できるといえる。ただし、これはあくまで本耐荷力試験の耐力およびたわみ評価を行った結果に基づく知見であり、例えば、せん断力の影響が大きい場合や異形鉄筋が使用された部材で鉄筋附着破壊が進行しにくい場合等、斜めひび割れや水平ひび割れの発生・進行によるせん断変形の卓越が想定される条件に対しては、モデルの妥当性について別途の検証が必要がある。

5. 切出し床版試験体の輪荷重走行試験

本章では、凍害・ASRに起因する層状ひび割れが発生した床版の疲労耐久性を把握するために、O橋床版から切出した床版試験体の輪荷重走行試験を実施した。なお、実際の供用環境における凍害・ASRおよび輪荷重走行の作用を評価して試験室で再現することは困難であるため、本研究では、49年間の供用中に発生した層状ひび割れが残存疲労耐久性に与える影響を把握することに主眼を置き、試験中の凍害・ASRの進行は取り扱っていない。

(1) 試験方法

a) 試験体

輪荷重走行試験には、新規製作した床版試験体1体、ならびに、部材O1およびO2から切出して整形した床版試験体2体を使用した(表-8)。W_Sは過去の試験結果⁹⁾を参照するものであり、試験体厚さや鉄筋配置、コンクリートの力学的性能がO橋床版と同等であったことから、これを比較用の基準試験体に位置付けた。また、写真-1にはW_{O1}およびW_{O2}の切出し位置を示している。

表-9に試験体の基本諸元を示す。試験体の平面寸法は走行方向3000mm×走行直角方向2300mmであり、W_{O1}およびW_{O2}では、中央の2350mm×1650mmをO橋床版からの切出し部、周囲の幅325mmの範囲を整形部とした。周囲の整形方法は耐荷力試験(4章)と同様とし、はつり出した既設鉄筋の端部にはひずみゲージを設置した。また、後述する輪荷重の走行範囲では、走行の安定性を確保するため、エポキシ樹脂を塗布して試験体上面の不陸を調整している。

図-16には、3次元レーザースキャナを用いて計測したW_{O1}およびW_{O2}の床版厚を示す。W_{O1}では床版厚のばらつきが相対的に小さく、土砂化による床版厚の減少も見られなかった。ただし、全面での平均床版厚は165mm程度であり、設計値の170mmに対して床版厚が小さい傾向であった。W_{O2}ではW-N側で著しい土砂化により床版厚が部分的に130mmにまで減少していたが、E側半分では床

表-8 試験体の種類(輪荷重走行試験)

試験体名	種類	対象部材
W _S	新規製作	—
W _{O1}	実橋切出し	O1
W _{O2}	実橋切出し	O2

表-9 試験体の基本諸元(設計値)

項目	単位	諸量	
平面寸法*1	mm	3000×2300	
床版厚	mm	170	
主鉄筋(φ16)	有効高*2	mm	130(40)
	間隔*2	mm	100(200)
配力鉄筋(φ13)	有効高*2	mm	115(55)
	間隔*2	mm	200(200)

*1 走行方向×走行直角方向

*2 括弧内は上側鉄筋の諸量

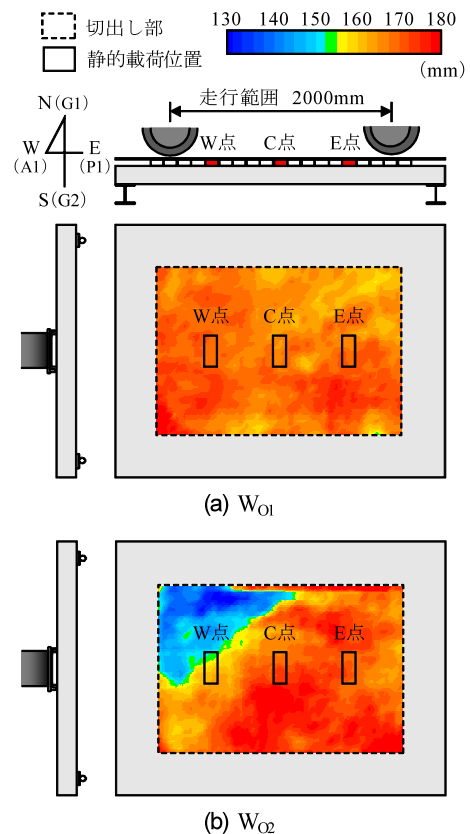


図-16 床版厚の計測結果

版厚が170mm程度であった。

後掲する図-17中には、試験開始前に観察した試験体下面の損傷状況を示している。W_{O1}では、試験前の時点で下面全面にひび割れの発生が見られ、E側の一部では白色析出物を伴って網目状に発達していた。試験終了後に実施した試験体切断面の観察により、白色析出物が確認された範囲には、試験体上縁から下側鉄筋までの深さに層状ひび割れが発生していたことを確認しており、W_{O1}では部分的に凍害・ASRが生じていたと推察される。W_{O2}では、下面全体で白色析出物を伴う網目状のひび割れが発生しており、上面の打音検査では全面で浮き・剥離を表す異音が認められた。

b) 荷重および計測方法

試験には、寒地土木研究所が所有するクランク式の輪荷重走行試験機(写真-5)を使用した。試験体の支持は、走行直角方向端部を単純支持(支持間隔2000mm)、走行方向端部を弾性支持(支持間隔2825mm)とし、試験体の四隅には浮き上がり防止材を設置した。

輪荷重の荷重には鉄輪を使用した。走行範囲は試験体中央から前後1m(全長2m)とし、走行直角方向幅300mm×走行方向幅120mmの鋼製載荷ブロックを連結して並べ、さらに走行範囲全長にわたる鋼板を敷設した上に輪荷重を往復走行させた。なお、本試験では、床版撤去工の都合上、供用中の輪荷重走行頻度が低い支間中央を走行位置としている。

載荷プログラムとして、 W_{01} および W_{02} には一定荷重載荷プログラムを採用し、荷重は100kNとした。載荷面積300mm×120mmに荷重100kNを作用させる本試験条件は、後述する式(3)で計算される破壊までの走行回数が、載荷面積500mm×200mm(T荷重のうち1輪分)に荷重123kNを作用させる場合と等価であり、設計で考慮するより極端に大きな荷重を用いて疲労損傷を促進する試験にはしていない。 W_S には荷重漸増載荷プログラムが採用され、130kN、140kNの順にそれぞれ10万回走行した後、170kNに荷重を増加させて試験体が破壊に至るまで走行させている。

本試験における基本的な計測項目は試験体下面のたわみとし、 W_{01} および W_{02} では既設鉄筋端部のひずみも計測した。計測データは、所定の走行回数において輪荷重走行を停止させ、試験体中央(C点)および試験体中央から走行方向に±625mmの位置(EおよびW点)の3箇所順番に静的載荷を実施することで取得した。

c) 試験結果の換算

荷重漸増載荷プログラムを採用した W_S については、試験結果を一定荷重(100kN, 以下、基本荷重)下での結果に換算して示す。その方法として、たわみに関しては、変動荷重(130, 140, 170kN)に対する基本荷重の比を用いて線形換算し、走行回数に関しては、次式で計算される等価走行回数²⁰⁾に換算した。

$$N_{eq} = (P_i/P_0)^m N_i \quad (2)$$

ここで、 N_{eq} : 等価走行回数、 P_0 : 基本荷重、 P_i : 輪荷重、 N_i : P_i による走行回数、 m : 床版のS-N曲線(両対数)の傾きの逆数であり、 m の値は、次式で表される本研究と同じ試験機を使用した輪荷重走行試験により定式化された丸鋼鉄筋が配置された床版におけるS-N曲線²¹⁾を基に10.96(=1/0.09121)とした。

$$\log P/P_{sx} = -0.09121 \log N + \log 1.52 \quad (3)$$

ここで、 P : 輪荷重、 P_{sx} : 梁状化した床版の押抜きせん断耐力²²⁾、 N : 破壊までの走行回数であり、 P_{sx} は式(4)~(7)により計算される。



写真-5 輪荷重走行試験機

表-10 初期載荷試験時のたわみ(単位: mm)

試験体	W点	C点	E点
W_S	0.88 (0.22)	1.08 (0.34)	0.90 (0.23)
W_{01}	1.12 (0.37)	1.16 (0.39)	1.17 (0.40)
W_{02}	1.75 (0.76)	1.44 (0.56)	1.20 (0.42)

括弧内の数字は式(8)によるたわみ劣化度を表す。

$$P_{sx} = 2Bf_y X_m + 2Bf_i C_m \quad (4)$$

$$B = b + 2d_d \quad (5)$$

$$f_y = 0.656f_c^{0.606} \quad (6)$$

$$f_i = 0.269f_c^{2.3} \quad (7)$$

ここで、 B : 梁状化の梁幅、 X_m : 引張側コンクリートを無視したときの主鉄筋直角断面の中立軸深さ、 C_m : 引張側主鉄筋のかぶり、 b : 載荷ブロックの走行方向の辺長、 d_d : 配力鉄筋の有効高さ、 f_y : コンクリートのせん断強度、 f_i : コンクリートの引張強度、 f_c : コンクリートの圧縮強度である。これ以降、特に断らない場合、 W_S に関する試験結果は基本荷重に換算した結果を指す。

(2) 試験結果

a) 輪荷重走行試験前のたわみ

表-10に、輪荷重走行試験前に100kNによる静的載荷(以下、初期載荷試験)を実施して得た載荷点直下のたわみを示す。表中には、剛性低下の程度を表すたわみによる劣化度²³⁾(式(8), 以下、たわみ劣化度)を計算した結果も併記している。

$$D_d = (w - w_0) / (w_c - w_0) \quad (8)$$

ここで、 D_d : たわみ劣化度、 w : たわみの実測値、 w_0 : コンクリートを全断面有効としたときの理論たわみ、 w_c : 引張側コンクリートを無視したときの直交異方性を考慮した理論たわみであり、 w_0 および w_c は、断面諸元として表-9、コンクリートの静弾性係数としてO橋床版の健全部での性能を用いて、薄板理論に基づくたわみ解析プログラム²⁰⁾により計算した。

W_{01} では、100kN時の各点でのたわみに差がなく、E点付近に部分的に発生していた層状ひび割れによる床版剛性の低下は認められなかった。また、3点のたわみは全

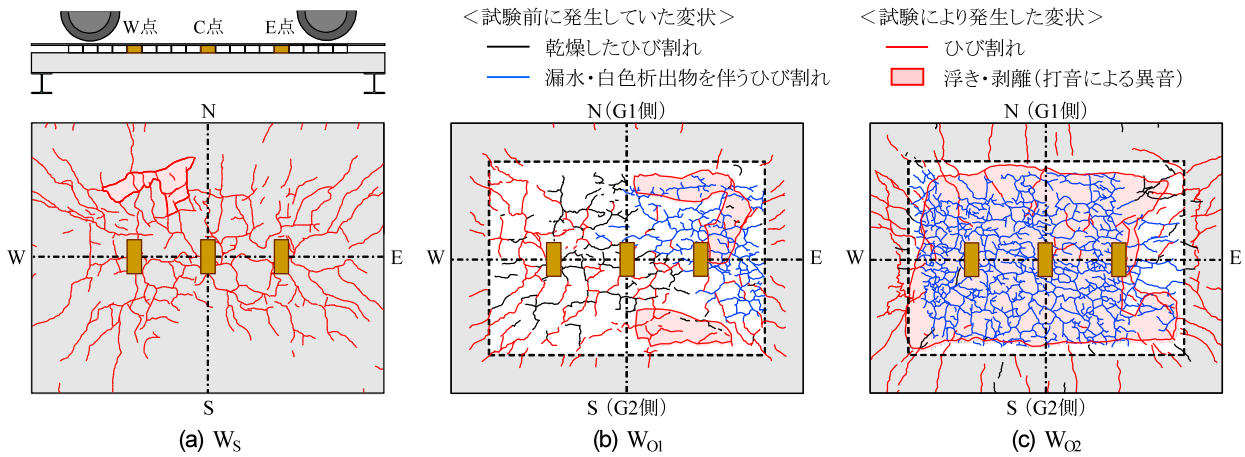


図-17 試験体下面の損傷状況

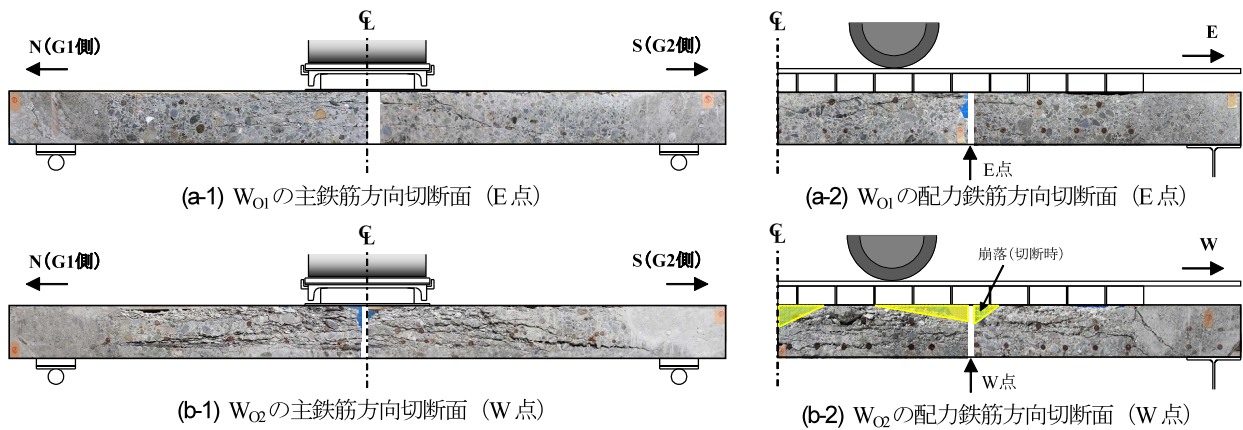


写真-6 試験体切断面の損傷状況

て W_S のたわみを上回った。O橋床版において49年間の供用中に受けた疲労損傷の程度は明確でないが、初期載荷試験でのたわみ劣化度は0.4程度であり、輪荷重走行試験により疲労損傷過程とたわみやひび割れ密度との関係を明らかにした松井・前田の研究²³⁾を参考にすると、疲労損傷の程度としてはごく軽微であったと考えられる。以上から、 W_{O1} の剛性が W_S より小さくなったのは、試験体全体で床版厚が5mm程度小さかったことが影響していたと推察される。

W_{O2} では、E側からW側に向かうにつれてたわみが増加し、 W_S および W_{O1} と比較して総じてたわみが大きくなった。図-16に示したように、 W_{O2} ではW-N側で土砂化が顕著であり、床版厚の減少が剛性低下に影響したと考えられる。また、CおよびE点では床版厚が設計値と同程度であったことを踏まえると、試験体全面で層状ひび割れによるコンクリートの力学的性能や鉄筋附着性能が低下していたことで、床版全体で剛性が低下した状態であったといえる。ただし、既設鉄筋端部のひずみから、初期載荷試験時には鉄筋附着破壊が試験体端部までは達していないことを確認している。

b) 破壊までの走行回数

表-11に、輪荷重走行試験により得られた破壊までの

表-11 破壊までの走行回数

試験体名	走行回数	走行回数比 ²⁾
W_S	14,492,400 ¹⁾	—
W_{O1}	1,050,000	1/14
W_{O2}	4,600	1/3150

*1 式(2)により基本荷重 100kN時に換算した走行回数

*2 W_S に対する比

走行回数（以下、試験走行回数）を示す。試験走行回数は、 W_S の1449万回に対し、 W_{O1} では1/14倍の105万回、 W_{O2} では1/3150倍の4.6千回に減少し、土砂化や層状ひび割れが顕著であった W_{O2} において特に疲労耐久性の低下が大きくなった。なお、本試験では、試験体の整形に際して床版上に設置されていたアスファルト舗装およびコンクリート舗装（厚さ40mm、写真-2）を撤去しており、供用中にはこれらが荷重分散や構造性能に寄与していたことを考えると、本試験が、供用状態と比較して過酷な条件で疲労耐久性を評価したものであることに留意されたい。

c) 損傷状況

図-17に試験終了時における試験体下面の損傷状況を、写真-6に W_{O1} および W_{O2} について試験終了後に試験体を切断したときの断面の損傷状況を示す。なお、試験体の切断は、C、E、W点のうち輪荷重走行による損傷の進

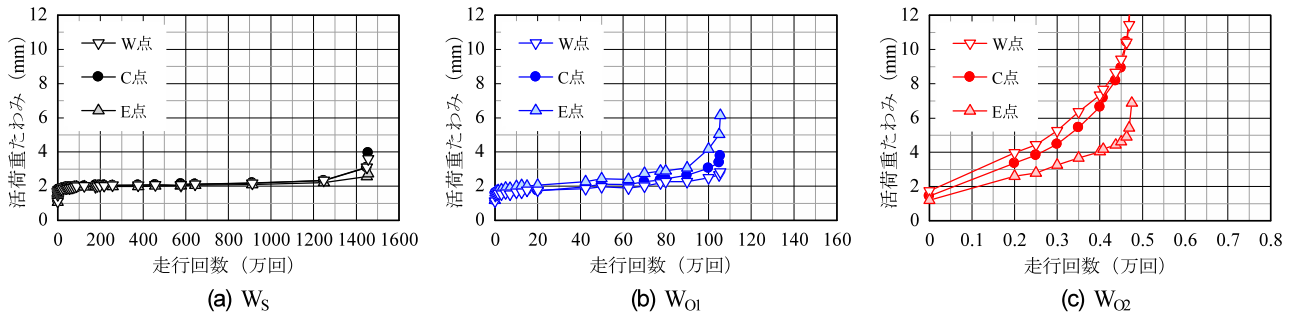


図-18 載荷点直下の活荷重たわみと走行回数との関係

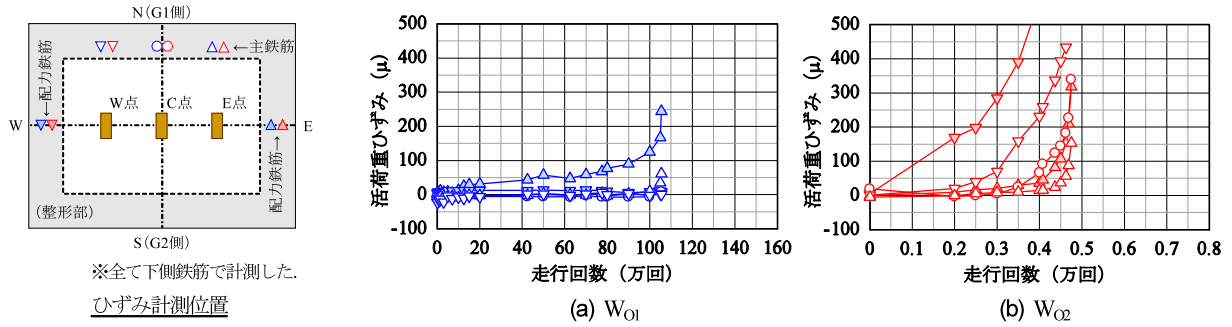


図-19 既設鉄筋端部の活荷重ひずみと走行回数との関係

行が最も顕著であった点 (W_{01} : E点, W_{02} : W点) で、主鉄筋および配力鉄筋方向の2方向に実施した。

W_s では、走行初期に2方向ひび割れが下面全体に発生し、その後は、試験終了までひび割れ密度やひび割れ幅の著しい変化は確認されなかった。最終的には、W-N側において押抜きせん断破壊に伴う下面のかぶりコンクリートの剥離・剥落が生じた。

W_{01} では、下面において、主に中央からW側にかけて走行前に発生していたひび割れ同士を連結するように新たなひび割れが発生し、E側では押抜きせん断に伴う下面かぶりコンクリートの剥離が見られた。主鉄筋方向切断面 (写真-6(a-1)) では、S側において、松井が提案する押抜きせん断モデル²⁾ (以下、松井の破壊モデル) と同様、載荷ブロック端部から発生する斜めひび割れおよび下側主鉄筋に沿った水平方向のひび割れが見られたが、N側においては、上縁から下側鉄筋までの深さに層状ひび割れが確認され、これによって斜めひび割れが水平方向に誘導されている。また、配力鉄筋方向切断面 (写真-6(a-2)) においても、E点から支点側に向かう層状ひび割れが見られた。層状ひび割れが発生していた範囲は下面に漏水・白色析出物が見られた範囲に概ね一致していたことから、この層状ひび割れは、供用中に部分的に凍害・ASRが生じたことに起因すると推察される。

W_{02} では、下面において切出し部での新たなひび割れの発生は少なく、後述するように鉄筋付着破壊の進行によりひび割れ分散性が低下し、走行中には走行部直下で配力鉄筋方向に発生していたひび割れが著しく開閉する様子が観察された。主鉄筋方向切断面 (写真-6(b-1)) の

損傷状況は明らかに松井の破壊モデルと異なり、上縁と下側鉄筋の間でコンクリートが層状に剥離し、配力鉄筋方向切断面 (写真-6(b-2)) からは層状剥離が広範囲に及んでいることがわかる。これは、輪荷重走行に伴う鉛直圧縮力や面内せん断力、曲げ圧縮力等の繰返しによって層状ひび割れ面の損傷が進行したものと考えられ、 W_{01} では観察されていない損傷であることから、層状ひび割れの発生範囲の差異が損傷の形態や進行速度に影響を及ぼした可能性が考えられる。この他、下面には試験体全面にわたってかぶりコンクリートの剥離が生じ、さらに輪荷重走行部 (上縁) では試験体切断時に部分的にコンクリートが崩落するほど脆弱な状態となっていた。なお、写真-6(b-2)においては、切出し部と整形部の境界から支点に向かう斜めひび割れの発生が確認されており、これが W_{02} における破壊の直接的な要因となっていた。

d) たわみと走行回数との関係

図-18に、載荷点直下の活荷重たわみ (以下、たわみ) と走行回数との関係を示す。 W_s においては、走行初期の曲げひび割れの発生に伴いたわみが増加した後、たわみが2mm程度のまま推移した。その後、CおよびW点において1200万回以降にたわみが再び増加し、1499万回で破壊に伴い急増した。

W_{01} におけるたわみ変化の傾向は W_s と同様であるが、E点においてたわみが大きく、90万回以降でCおよびW点との差が顕著になり、105万回で破壊に伴い急増した。E点付近に見られた部分的な層状ひび割れは初期載荷試験時のたわみに影響を与えなかったが、輪荷重走行下では早期のたわみ増加をもたらす結果となった。

表-12 試験走行回数と計算走行回数の比較

試験体	W _S	W _{O1}				
		M _S	M _H	T _S	T _H	M _V
ケース	M _S	M _S	M _H	T _S	T _H	M _V
モデル	式(4)			式(9)		式(4)
t	170	165				
f _c	35.9	39.8	22.2	39.8	22.2	29.9
E _c	25.9	28.7	16.0	28.7	16.0	7.8
P _{sw}	280.0	274.9	221.2	227.3	199.6	310.4
P/P _{sw}	0.357	0.364	0.452	0.440	0.501	0.322
N _{exp}	1.45×10 ⁷	1.05×10 ⁶				
N _{cal}	7.85×10 ⁶	6.40×10 ⁶	5.92×10 ⁵	7.95×10 ⁵	1.92×10 ⁵	2.42×10 ⁷
N _{exp} /N _{cal}	1.85	0.16	1.77	1.32	5.46	0.04

t:床版厚(mm), f_c:コンクリートの圧縮強度(N/mm²), E_c:コンクリートの静弾性係数(kN/mm²), P_{sw}:押抜きせん断耐力(kN), P:輪荷重(kN), N_{exp}:試験走行回数(回), N_{cal}:計算走行回数(回)

W_{O2}においては、2千回までにたわみがW_SおよびW_{O1}における破壊時(3~5mm)と同程度にまで増加した。ただし、この時点で破壊には至らず、その後もたわみが増加して4.6千回で整形部での押抜きせん断破壊に至った。破壊時のたわみはW_SおよびW_{O1}の2~3倍であり、鉄筋付着破壊や下面かぶりコンクリートの剥離が生じたこと等により、変形が極端に大きくなる構造となった。

e) 既設鉄筋端部ひずみと走行回数の関係

図-19に、W_{O1}およびW_{O2}で計測した既設鉄筋端部の活荷重ひずみ(以下、ひずみ)と走行回数の関係を示す。W_{O1}では、E側の配力鉄筋にのみ60万回以降にひずみ増加が見られ、鉄筋付着破壊が部分的に端部にまで進行していた。また、図-18では60万回以降にたわみが徐々に増加しており、この鉄筋付着破壊の進行がE点におけるたわみ増加の要因であったと考えられる。

W_{O2}では、2千回の時点でW側の配力鉄筋でひずみが増加し、走行回数の増加とともに他の計測位置でもひずみ増加が見られた。このことから、鉄筋付着破壊は土砂化による剛性低下が顕著であったW側において先行して発生した後、輪荷重走行によって急速に進行し、最終的には試験体全面に及んでいたことがわかる。

(3) S-N曲線による疲労耐久性評価

本節では、以上の試験結果のうち最終的な破壊が押抜きせん断によりもたらされたW_SおよびW_{O1}を対象に、S-N曲線(式(3))に基づく疲労耐久性評価方法の適用性について考察した。

表-12には、ケーススタディとして、W_Sは1ケース、W_{O1}は5ケースについて試験走行回数と式(3)により求めた破壊までの走行回数(以下、計算走行回数)を比較した結果を示す。計算では、基本的な断面諸元として表-9を用いたうえで、W_{O1}では破壊が生じたE点での実測値を考慮して床版厚(上側かぶり厚)を減じている。ケース名の頭文字は押抜きせん断耐力の計算に用いた破壊モデルを表し、Mでは松井の破壊モデル(式(4))を用いた。

また、Tでは、鉄筋付着破壊や下面かぶりコンクリートの剥離により下側鉄筋のダウエル効果が消失したことによる押抜きせん断耐力の低下を考慮するため、橋らが提案した下側鉄筋位置に鉄筋腐食による水平方向のひび割れが発生した床版の押抜きせん断モデル²⁴⁾を参考に、式(4)の右辺第2項を修正した次式を用いた。

$$P_{sw} = 2Bf_v X_m + 2Bp_m d_m f_y (d_m - Bp_m d_m f_y / 1.7f_c) / 2L_m \quad (9)$$

ここで、p_m:下側主鉄筋比、d_m:主鉄筋の有効高さ、f_y:鉄筋の降伏強度、L_m:床版支間である。また、ケース名における下付き文字は、計算に用いたコンクリートの力学的性能(S:健全部、H:層状ひび割れ部の面内方向、V:層状ひび割れ部の面外方向)を指す。なお、M_HおよびM_Vに関しては、式(7)により圧縮強度とともに引張強度も低下させているため、下側鉄筋のダウエル効果の消失も定性的には考慮されている。

表-12より、W_Sにおける試験走行回数と計算走行回数との比(表中のN_{exp}/N_{cal}以下、走行回数比)は1.85であった。荷重漸増載荷プログラムの下で実施された輪荷重走行試験では、式(2)で換算する等価走行回数が疲労耐久性を危険側に評価する可能性があることが指摘されている²⁵⁾が、試験走行回数と計算走行回数が大きく乖離しておらず、W_Sにおける走行回数の換算が妥当であったことを裏付ける。

W_{O1}では、健全状態を仮定するM_Sの走行回数比は0.16となった。前述のとおり、O橋床版が49年間の供用中に受けた疲労損傷の程度が小さかったとすると、疲労耐久性の低下がE点付近で部分的に発生していた層状ひび割れに起因すると推察され、その影響を考慮しない場合、疲労耐久性を的確に評価できない可能性がある。

これに対して、層状ひび割れの影響として面内方向へのコンクリートの力学的性能の低下を考慮した場合(M_H)および下側鉄筋のダウエル効果の消失を考慮した場合(T_S)の走行回数比はそれぞれ1.77および1.32であり、M_Sと比較して計算走行回数が試験走行回数に近づいた。実際には、押抜きせん断耐力の低下は複数の要因によりもたらされると考えられ、さらにW_{O1}では一つの断面内でも異なる損傷・破壊形態が混在していたことから(写真-6(a-1))、計算結果の妥当性について今後詳細な検証が必要であるが、本試算結果は、層状ひび割れが部分的に発生した床版に対しては、層状ひび割れの影響をコンクリートの力学的性能の低下や押抜きせん断モデルの修正により考慮することで、S-N曲線を用いた疲労耐久性評価が可能になることを示唆する。

コンクリートに層状ひび割れ部の面外方向の力学的性能を用いたM_Vに言及すると、走行回数比が極端に小さく、疲労耐久性が危険側に評価される結果となった。これは、耐荷力試験のFEM(4章)と同様、層状ひび割れが発生した床版の構造性能評価に面外方向の力学特性を

適用できないことを示すものである。

なお、破壊形態が一般的な押抜きせん断とは異なった W_{02} は、明らかに押抜きせん断破壊に立脚する疲労耐久性評価方法の適用対象外であるが、参考までに W_{01} と同様の5ケースについて走行回数比を求めたところ、最も走行回数比が大きいケース (T_H) でも走行回数比は0.14であった。このことから、仮に従来の評価方法を凍害・ASRに起因する層状ひび割れが全面かつ比較的深い位置に発生した床版に適用した場合、疲労耐久性が極端に危険側に評価される可能性があることに留意が必要である。

6. たわみに基づく健全度評価

実橋床版の健全度を直接的に評価する方法として、載荷試験を実施して得られるたわみを活用する方法があり、その際、計測したたわみが設計用断面（引張側コンクリートを無視）を用いたときの理論たわみに達しているか否かが、健全度を評価するうえでの一つの目安にされている。一方、こうした考え方は、健全度が低下する要因として疲労が支配的である場合に対して有効性が示されたものであり、材料劣化が進行した床版に対しては、その適用性が明確でない中で健全度評価に踏襲されている。

そこで本章では、5章の輪荷重走行試験結果を基に、たわみを用いて凍害・ASRに起因する層状ひび割れが発生した床版の健全度評価を行う方法について考察した。

(1) 既往の健全度評価方法

たわみを用いて床版の健全度評価を行う際の指標に、松井・前田が提案したたわみ劣化度がある（式(8)）。これは、輪荷重走行試験で計測・観察されたたわみ性状と疲労損傷の進行過程に基づいて提案された指標であり、松井・前田はこの値が1.0になるときを床版の使用限界状態に定義し、さらに、たわみ劣化度（実際には、これと相関関係のある下面のひび割れ密度）を利用して床版の損傷ランクを判定することも可能にしている²³⁾。

本研究では、松井・前田が提案しているたわみ劣化度と損傷ランクの関係（表-13、以下、松井・前田の評価基準）を用いて、たわみの観点からO橋床版の健全度評価を行うこととした。表中には、既往の文献^{26), 27)}を参考に著者らが整理した、松井・前田の評価基準、道路橋定期点検要領における健全性の診断の区分²⁸⁾、コンクリート標準示方書における劣化進行過程¹⁴⁾との対応関係も併記している。なお、床版の健全度は、外観上の損傷状況（ひび割れや漏水・遊離石灰等）、各種材料特性、劣化・損傷要因等も踏まえて総合的に評価されるものであるが、ここではあくまでたわみにのみ着目して評価を行っている。

表-13 健全度評価区分

たわみ劣化度	損傷ランク ²³⁾	健全性の診断の区分 ²⁸⁾	劣化進行過程 ¹⁴⁾
$D_d < 0.3$	I	I (健全)	潜伏期
$0.3 \leq D_d < 0.6$	II	I (健全)	潜伏期
$0.6 \leq D_d < 0.85$	III	II (予防保全)	進展期
$0.85 \leq D_d < 1.0$	IV	III (早期措置)	加速期
$1.0 \leq D_d$	V	IV (緊急措置)	加速期～劣化期

文献14), 23), 28)の対応関係は、文献26), 27)を参考に著者らが独自に整理した。

表-14 初期載荷試験による健全度（損傷ランク）評価

試験体	載荷位置	たわみ劣化度	損傷ランク	
			位置毎	試験体毎*
W_{01}	W	0.37	II	II
	C	0.39	II	
	E	0.40	II	
W_{02}	W	0.76	III	III
	C	0.56	II	
	E	0.42	II	

* 同一試験体内で最も高い損傷ランクを表す。

(2) たわみ実測値に基づく健全度（損傷ランク）評価

表-14に、100kNによる初期載荷試験から得たたわみ劣化度から、 W_{01} および W_{02} の健全度（損傷ランク）を評価した結果を示す。たわみ劣化度は、 W_{01} で0.37~0.40、 W_{02} で0.42~0.76であり、従来の健全度評価の考え方によると、 W_{01} および W_{02} ともに供用終了時には使用限界状態に達しておらず、松井・前田の評価基準による損傷ランクは、 W_{02} のW点は「III」、その他は「II」になった。

ここで、輪荷重走行試験結果に基づくと、設計で考慮する程度の荷重による数千回の走行で急激なたわみ増加が生じた W_{02} の損傷ランクは、明らかに「V」に評価されるべきである。また、 W_{01} に関しては、期待する残存耐用年数等により評価が分かるところであるが、走行初期には概ね健全状態と同様の挙動を呈していたこと、および、疲労耐久性が健全状態の1/10以下になっていたことを踏まえると、損傷ランクとしては「III」または「IV」に評価されるのが妥当であると考えられる。したがって、これまでに提案されているたわみ劣化度に基づく評価基準では、 W_{01} および W_{02} ともに健全度を的確に評価できず、特に W_{02} において評価結果に大きな乖離が生じる結果となった。

(3) 3次元非線形FEMによる健全度（損傷ランク）評価

輪荷重走行試験と初期載荷試験から評価される健全度（損傷ランク）が整合しなかった原因の一つに、本研究で実施した100kNによる初期載荷試験では、疲労耐久性の低下要因と考えられる鉄筋付着破壊や下側かぶりコン

表-15 解析ケース (初期載荷試験)

ケース名	床版厚 (mm)	層状ひび割れの発生範囲	対象
165-0	165	なし	W_{O1} (W, C点)
165-500		500mm×500mm	W_{O1} (E点)
170-WS	170	全面	W_{O2} (C, E点)
155-WS	155		W_{O1} (W点)

表-16 FEMによる健全度 (損傷ランク) 評価

解析ケース	対象	たわみ劣化度	損傷ランク	
			ケース毎	試験体毎*
165-0	W_{O1} (W, C)	0.43	II	III
165-500	W_{O1} (E)	0.71	III	
170-WS	W_{O2} (C, E)	0.74	III	V
155-WS	W_{O2} (W)	1.43	V	

* 同一試験体内で最も高い損傷ランクを表す。

クリートの剥離等が発生していなかった,あるいは,これらの影響がたわみ増加として明確に表れなかったことが挙げられる.そこで本節では,3次元非線形FEMにより鉄筋付着破壊が進行した状態のたわみを仮定し,健全度(損傷ランク)の再評価を行った.なお,本解析で取り扱う鉄筋付着破壊が進行した状態は,初期載荷試験よりもやや過大な荷重を静的に作用させることで簡易に設定するものであり,疲労解析により損傷が逐次進行する過程を再現するものではない.

a) 解析モデル

本研究では,表-15に示す,床版厚の実測値や試験体切断面で観察された層状ひび割れ発生範囲をモデルに反映させた4ケースについて解析を実施した.表中には,各ケースに対応する試験体および載荷位置も併記した.

図-20は解析モデルの要素分割図の例(165-500)であり,コンクリートには8節点ソリッド要素を,鉄筋には付着一すべりを考慮した埋込み鉄筋要素を使用し,走行方向端部には弾性支持材と断面二次モーメントが等価な梁要素を配置した.また,耐荷力試験に関するFEMを踏まえ,層状ひび割れ発生範囲には表-7のケースH-0.8,その他の範囲にはケースS-3.2と同様の構成則を与えた.

荷重は,解析モデル中央の300mm×120mmの範囲に等分布荷重として与え,輪荷重走行に伴う鉄筋付着破壊の進行を簡易に考慮するため,最大荷重を初期載荷試験より大きい130kNとした.この130kNは,載荷面積500mm×200mmに157kNが作用する場合と式(3)で求める計算走行回数が等価になる条件であり,活荷重作用に対する安全性照査に用いられることの多い150kN(T荷重のうち1輪分の100kNに衝撃係数や安全率を考慮した荷重)と比較して極端に大きい荷重ではない.

b) 解析結果

図-21に, FEMから得られた荷重と載荷点直下のたわみの関係を初期載荷試験の結果とともに示す.図より,試験結果は, W_{O1} ではいずれの載荷点も165-500の近傍に,

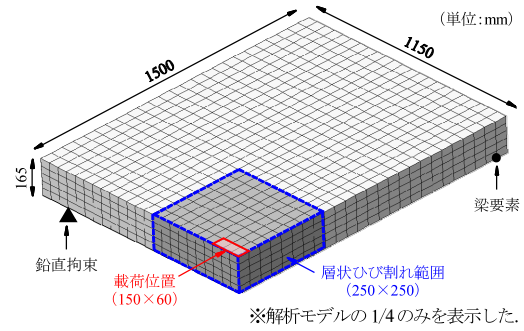
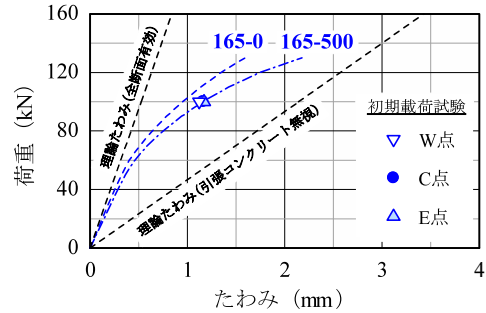
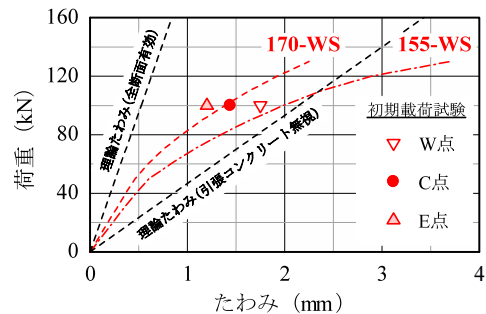


図-20 要素分割図の例 (165-500)



(a) W_{O1}



(b) W_{O2}

図-21 荷重と載荷点直下のたわみの関係

W_{O2} ではCおよびE点のたわみが170-WS, W点のたわみが155-WSの近傍にプロットされた.実際の試験体では床版厚や層状ひび割れの発生状況,材料特性が均一でないこと等の影響により,解析結果と試験結果にやや差異が生じたケースもあるが,層状ひび割れ発生範囲での面内方向へのコンクリートの力学的性能および鉄筋付着性能の低下を考慮したFEMにより,設計で考慮する程度の荷重が作用するときの静的挙動を概ね再現できている.

表-16に, FEMより得られた130kN載荷時のたわみ劣化度を用いてO橋床版の健全度(損傷ランク)を再評価した結果を示す.なお,たわみ劣化度の算出に際しては,式(8)における w_l にFEMより得たたわみを, w_0 および w_c に薄板理論に基づくたわみを用いている.130kN載荷時のたわみ劣化度は, W_{O1} で0.43(165-0)または0.71(165-500), W_{O2} で0.74(170-WS)または1.43(155-WS)であり,初期載荷試験と比較してたわみ劣化度は総じて増加し,中でも,層状ひび割れによる鉄筋付着性能の低下を考慮したケース(165-500, 170-WS, 155-WS)において

荷重を増加したことによるたわみ劣化度の増加が顕著になった。また、これらを基に再評価した損傷ランクは、 W_{01} ではCおよびW点が「II」、E点が「III」、 W_{02} ではCおよびE点が「III」、W点が「V」となり、 W_{01} のCおよびW点(165-0)を除く層状ひび割れの影響を考慮したケースで損傷ランクが上がった。その結果、FEMと輪荷重走行試験とで試験体毎の損傷ランクが整合した。

以上より、実橋床版で載荷試験を実施して得られるたわみを用いて凍害・ASRに起因する層状ひび割れが発生した床版の健全度評価を行う際、載荷する荷重によっては、疲労損傷の進行程度を評価するために提案された評価基準では健全度を危険側に評価する場合があります、荷重の選定や評価結果の妥当性には十分に留意する必要があると考えられる。また、評価に際して設計レベルを超える荷重が必要になる場合等、供用中の実橋床版におけるたわみ計測が困難な場合には、3次元非線形FEMにより構造性能の低下要因を考慮したたわみを算出して評価に用いることが、健全度の不整合を回避する有効な方法になるといえる。

7. おわりに

本研究では、北海道内の山間部において49年間供用された実橋床版を用いて、寒冷地で顕在化している凍害やASRに起因する層状ひび割れが発生した床版の構造性能を評価するための各種載荷試験を実施した。以下に、得られた知見をまとめる。

- (1) 層状ひび割れが発生した床版では、材料特性の異方性により面外方向と面内方向とでコンクリートの力学特性が異なり、圧縮強度と比較して静弾性係数の低下が顕著になる面外方向に対し、活荷重作用時の主応力方向である面内方向に関しては両者の低下度合いが同程度になった。
- (2) 切出し梁試験体の耐荷力試験の結果、層状ひび割れの発生深さが上縁から上側鉄筋位置程度までの場合、耐荷性能の低下は明確でなかった。一方、発生深さが下側鉄筋位置にまで達する場合、鉄筋-コンクリート間の付着性能低下による剛性低下が顕著となり、設計荷重程度での載荷時において、層状ひび割れが発生していない、あるいは、浅い場合の20~40%程度の剛性しか有していなかった。
- (3) 耐荷力試験に関するFEMより、層状ひび割れが発生した部材に対しては、コンクリートのモデルに層状ひび割れ平行方向の力学特性を反映させ、さらに発生深さに応じて鉄筋-コンクリート間の付着性能低下を考慮することで、曲げ引張破壊に至るまでの挙動を再現できることを示した。

- (4) 切出し床版試験体の輪荷重走行試験の結果、層状ひび割れの発生深さが下側鉄筋位置にまで達する場合、発生範囲によらず健全時と比較して疲労耐久性は低下した。特に、発生範囲が全面に及ぶ場合に損傷・破壊形態の変化を伴って急速に破壊に至った。
- (5) 輪荷重走行試験結果に対して、従来から用いられているS-N曲線に基づく疲労耐久性評価を行った結果、層状ひび割れの発生深さが下側鉄筋位置にまで達する床版では、その発生範囲が部分的であれば、面内方向へのコンクリートの力学的性能の低下を考慮する、あるいは、押抜きせん断モデルを修正することで、従来と同様の方法により疲労耐久性を評価できる可能性があることを示した。
- (6) 輪荷重走行試験前に静的載荷試験を実施して計測したたわみを用いて対象床版の健全度を評価した結果、載荷する荷重によっては、疲労損傷を対象にした既往の評価基準では凍害・ASRが進行した床版の健全度を危険側に評価する可能性があることを明らかにした。また、荷重の制約等によりたわみ計測が困難な場合には、3次元非線形FEMにより構造性能の低下要因を考慮したたわみを算出して評価に用いることが有効であることを示した。

本研究では、実橋床版を対象にした材料~部材レベルでの載荷試験を通して、凍害・ASRに起因する層状ひび割れが床版の構造性能に及ぼす影響を大略的に評価できたと考えている。一方で、以上の知見は劣化・損傷状況や試験方法がごく限られた範囲の中で得られたものであり、今後は、各種条件(例えば、層状ひび割れが発生している範囲や深さ、使用されている鉄筋の種類等)が異なる場合について、層状ひび割れが構造性能に及ぼす影響を明らかにする必要がある。

また、本研究では一連の検討に撤去床版を用いたため、構造性能評価に必要な情報(面内方向のコンクリートの力学特性、広域での層状ひび割れ発生状況)を比較的容易に取得できたが、供用中の床版を対象にする場合、現状で行われている点検・調査の中でこれらを取得するのは容易でない。したがって、様々な制約がある供用環境下において、構造性能評価に必要な情報を簡易に取得する方法を確立することも不可欠になる。

謝辞: 本研究の実施に際しては、大阪大学・松井繁之名誉教授より多くのご助言をいただきました。ここに付記し、感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 澤松俊寿, 岡田慎哉, 西弘明, 三田村浩, 松井繁之: 46年間供用した寒冷地における道路橋 RC 床版

- の劣化損傷状況, 土木学会第 68 回年次学術講演会講演概要集, I-414, 2013.
- 2) 伊戸康清, 島田守, 五島孝行, 柴田辰正, 大田孝二: アルカリシリカ反応で損傷した道路橋床版一橋梁インフラの維持補修事例の紹介一, 土木技術資料, Vol. 55, No. 8, pp. 56-59, 2013.
 - 3) 小林孝一, 鹿野裕, 六郷恵哲: 山間寒冷地における RC 床版の ASR と凍害による複合劣化の事例とその検証実験, 土木学会論文集 E2, Vol. 70, No. 3, pp. 320-335, 2014.
 - 4) 角間恒, 秋本光雄, 西弘明: 北海道内の床版における層状ひび割れ発生状況の調査, 平成 30 年度土木学会北海道支部論文報告集, 第 75 号, A-26, 2019.
 - 5) 谷倉泉, 渡邊晋也: コンクリート内部に発生した微細ひび割れの微破壊試験法に関する研究, 建設機械施工, Vol. 67, No. 9, pp. 81-85, 2015.
 - 6) 三田村浩, 佐藤京, 本田幸一, 松井繁之: 道路橋 RC 床版上面の凍害劣化と疲労寿命への影響, 構造工学論文集, Vol. 55A, pp. 1420-1431, 2009.
 - 7) 林田宏, 上田多門: 凍害を受けた RC スラブの押し抜きせん断耐力に関する実験的および解析的検討, 寒地土木研究所月報, No. 789, pp. 17-28, 2019.
 - 8) 田附伸一, 津吉毅, 石橋忠良, 松田芳範, 今井勉: ASR により損傷した RC 部材の耐荷力に関する実験的研究, 土木学会論文集 E, Vol. 63, No. 1, pp. 166-177, 2007.
 - 9) 前島拓, 子田康弘, 岩城一郎, 内藤英樹, 岸良竜, 鈴木康範, 大田孝二, 鈴木基行: アルカリシリカ反応が道路橋 RC 床版の耐疲労性に及ぼす影響, 土木学会論文集 E2, Vol. 72, No. 2, pp. 126-145, 2016.
 - 10) 角間恒, 佐藤孝司, 西弘明: 北海道において複合劣化を受けた鋼橋 RC 床版の調査事例, 寒地土木研究所月報, No. 770, pp. 13-18, 2017.
 - 11) 日本コンクリート工学協会: 複合劣化コンクリート構造物の評価と維持管理計画研究委員会報告書, 2001.
 - 12) 廣井幸夫, 山本貴士, 戸田圭彦, 高木祐介: ASR 劣化した PC 梁構造におけるひび割れ密度, 採取コアの力学特性を用いた曲げ耐荷性能評価に関する研究, 土木学会論文集 E2, Vol. 73, No. 2, pp. 191-206, 2017.
 - 13) Neville, A. M.: ネビルのコンクリートパイブル, 技報堂出版, 2004.
 - 14) 土木学会: 2017 年制定 コンクリート標準示方書, 2017.
 - 15) 小柳洽, 六郷恵哲, 石田裕哉: アルカリ骨材反応によるひび割れと RC 部材の性状, セメント技術年報, 39 巻, pp. 352-355, 1985.
 - 16) Chana, P. S.: Bond Strength of Reinforced in Concrete Affected by Alkali-Silica Reaction, Transport and Road Research Laboratory, Contractor Report 141, 1989.
 - 17) Hordijk, D.: *Approach to Fatigue of Concrete*, Delft University of Technology, 1991.
 - 18) Al-Mahaidi, R. S. H.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, No. 79-1, Department of Structural Engineering, Cornell University, 1979.
 - 19) 島弘, 周礼良, 岡村甫: マッシュなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力一すべり関係, 土木学会論文集, 第 378 号/V-6, pp. 165-174, 1987.
 - 20) 土木学会: 道路橋床版の設計の合理化と耐久性の向上, 2004.
 - 21) 赤代恵司, 三田村浩, 渡邊忠朋, 岸徳光: 丸鋼鉄筋を用いた RC 床版の疲労特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 57A, pp. 1297-1304, 2011.
 - 22) 松井繁之: 移動荷重を受ける道路橋 RC 床版の疲労強度と水の影響について, 第 9 回コンクリート工学年次論文報告集, pp. 627-632, 1987.
 - 23) 松井繁之, 前田幸雄: 道路橋 RC 床版の劣化度判定法の一提案, 土木学会論文集, 第 374 号/I-6, pp. 419-426, 1986.
 - 24) 橋吉宏, 梶川康男, 川村満紀: 鉄筋腐食により損傷を受けた RC 床版の押抜きせん断耐力に関する一考察, 土木学会論文集, 第 426 号/V-14, pp. 65-74, 1991.
 - 25) 平塚慶達, 千田峰生, 藤山知加子, 前川宏一: RC 床版の疲労余寿命に及ぼす先行荷重履歴の影響, 土木学会論文集 E2, Vol. 72, No. 4, pp. 323-342, 2016.
 - 26) 土木学会: 道路橋床版の維持管理マニュアル, 2012.
 - 27) 土木学会: 道路橋床版の維持管理マニュアル 2016, 2016.
 - 28) 国土交通省: 橋梁定期点検要領, 2014.

(Received March 25, 2019)

(Accepted December 7, 2019)

EVALUATION OF STRUCTURAL PERFORMANCE OF BRIDGE RC SLABS USED FOR 49 YEARS UNDER FROST DAMAGE-ASR COMBINED ACTION

Ko KAKUMA, Hiroaki NISHI, Shinya WATANABE, Shuichi ONO, Hiroshi MASUYA and Yoshimori KUBO

This study conducted several loading tests by using bridge RC slabs used for 49 years in order to evaluate the structural performance of RC slabs affected by both frost damage and ASR. As the results, it was found that layered cracks occurred between top surface and lower rebars reduce the stiffness and fatigue durability of RC slabs. Also, especially when layered cracks spread throughout the slab, the progress of fatigue damage became rapid. Further, it was indicated that the conventional deflection-based soundness evaluation method, which was proposed for evaluating the soundness of RC slabs subjected mainly to fatigue, seems not be applied to evaluate the soundness of RC slabs affected by frost damage-ASR combined action.

土砂化した鉄筋コンクリート床版の断面修復に関する実験的研究

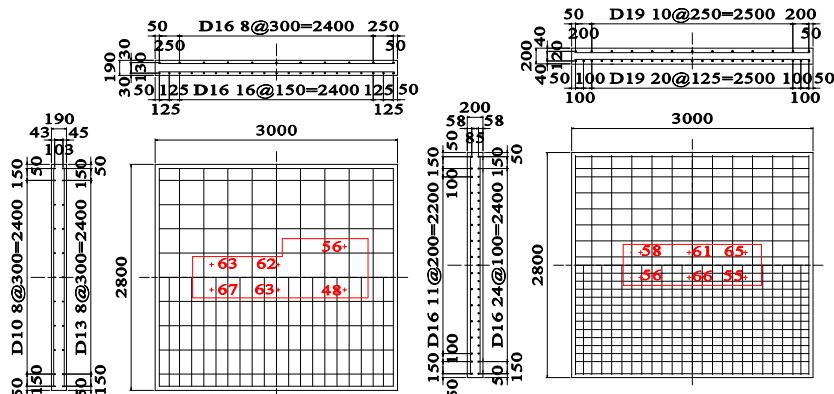
大日本コンサルタント 正会員 ○牧 祐之 寒地土木研究所 正会員 中村 拓郎
 金沢大学 正会員 久保 善司 CORE 技術研究所 正会員 波多野 雄士
 日本橋梁建設協会 正会員 和田 均 住友大阪セメント 正会員 宮野 伸紘

1. 目的

道路橋床版の劣化現象として、昭和40年代に発生した鉄筋コンクリート床版（以下、RC床版と称す）の陥没損傷を契機に疲労の研究が活発化し、そのメカニズムが解明されるに至った。RC床版の疲労は通行車両による荷重が繰り返し載荷されることにより陥没破壊に至るもので、輪荷重走行試験機の開発がその解明に貢献した。これを受けて道路橋示方書は疲労対策として設計床版厚さを大きくするよう改定され、RC床版の疲労損傷問題はほぼ解決されたと言ってよい。しかしながら近年、新たな床版の損傷として土砂化が顕在化するようになり、その対応が急務となってきている。土砂化は材料劣化の影響も受けることが分かってきており、輪荷重走行試験による既往研究の成果で、例えばASRによる微細ひび割れへの水の浸透から土砂化に進展することが示唆されている¹⁾。実橋で土砂化が発生した際には、既にひび割れなど損傷が発生している場合が多く、部分打ち替えや断面修復による補修を行っても、ひび割れ等に起因すると考えられる剛性低下によって、打継面での縁切れなど再損傷が発生する例も頻発している。そこで本研究では、土砂化箇所を断面修復する際の材料条件を検討するために、実際に土砂化が発生した実物大床版供試体を用いて断面修復を行い、輪荷重走行試験によりその効果を確認したのでその結果を報告する。

2. 供試体と試験方法

供試体には既往試験¹⁾で床版上面が土砂化した図-1に示す鉄筋量と床版厚さを変えたS39とS47の2体を用いた。この土砂化に至る試験（以下、土砂化試験と称す）は、写真-1に示す国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所が所有する輪荷重走行試験機を用いて水張り環境下での一定荷重走行を実施しており、試験終了時点では写真-2に示す状態であった。何れの供試体も試験終了時点で下面側に漏水は確認されていない。土砂化の試験における走行回数はS39供試体が45,202回、S47供試体が269,420回であった。何れも土砂化確認後に試験機が許容できる範囲まで走行を続行している。補修に当たり使用した断面修復材はポリマーセメントモルタル（以下PCMと称す）で、その施工手順は図-1の朱書きで示した範囲のコンクリートを最上段の鉄筋下面が露出するまで電動ピックにより除去し、高圧洗浄後乾燥させ微細ひび割れ



(a) S39 供試体

(b) S47 供試体

図-1 供試体形状

(単位：mm)



写真-1 輪荷重走行試験機

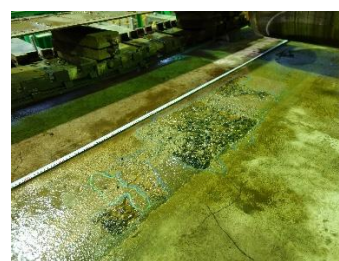


写真-2 土砂化の状況 (S39)

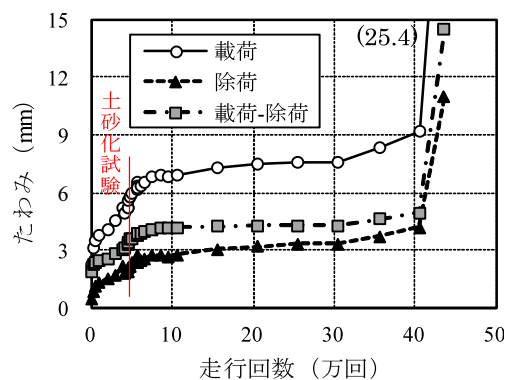
キーワード 道路橋床版, 輪荷重走行試験, 断面修復, ポリマーセメントモルタル

連絡先 〒330-6011 さいたま市中央区新都心 11-2 大日本コンサルタント(株) TEL048-615-2224

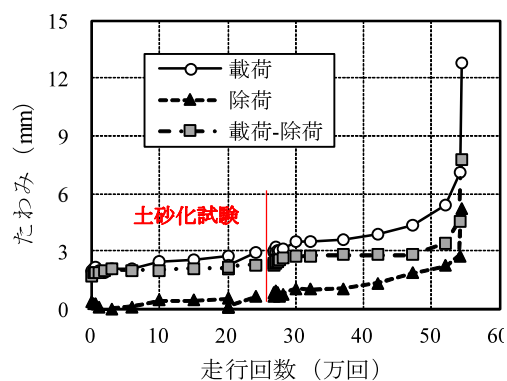
補修として浸透型エポキシ樹脂を塗布し、その後エポキシ樹脂打継用接着剤を塗布してPCMを打設した。図中の補修範囲内の数値は修復厚さを示しており、単純平均でS39供試体が59.8mm厚でS47供試体が60.2mmであった。コンクリートとPCMの物性は表-1の通りである。供試体を使用したコンクリートは細骨材に反応性のものを用いており、コンクリート強度に対してヤング係数が低くなっているのはその影響であると考えている。このことから、土砂化試験における土砂化の発生にはASRによる微細ひび割れの影響があったと推察された。なお、PCMの養生期間は28日以上を確保している。補修後の試験条件として、試験機は土砂化試験と同じものを採用し、荷重も土砂化試験と同様にS39供試体では160kN、S47供試体では200kNとした。試験開始当初は乾燥条件下で状態変化を観察するものとしてS39供試体は10,000回、S47供試体は2,000回走行させ、その後の試験は水張り環境下で実施した。

表-1 使用材料の物性値

材 料	供試体名	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
コンクリート	S39	26.8	10.2
	S47	39.5	12.7
ポリマーセメントモルタル		32.6	14.5



(a) S39 供試体



(b) S47 供試体

図-2 たわみの経時変化(土砂化+補修)

3. 試験結果

走行試験によるたわみの経時変化を図-2に示す。このたわみは事前の土砂化試験の結果に断面修復後のたわみ増加量を加える処理を行い連続したデータとして表している。S39供試体は水張り走行開始後380,394回で押抜きせん断破壊が生じて試験を終了した。一方、S47供試体では明確な押抜きせん断破壊は確認できなかったが、272,300回で大きくたわみが増加した。試験終了までの累計の走行回数はS39供試体が435,596回、S47供試体が543,720回である。土砂化試験と補修後の試験の倍率(断面修復後走行回数/土砂化試験での走行回数)はS39供試体で8.64、S47供試体で1.02であり、十分な補修効果が確認された。断面修復後の走行回数が土砂化試験よりも多くなり延命された理由として、補修時に使用した浸透性エポキシ樹脂による微細ひび割れの補修効果や、打継用エポキシ樹脂とPCMそれぞれの防水効果によるものと考えている。さらに、使用したPCMのヤング係数が小さいことでASRと荷重作用によるひび割れによってたわみ変形が大きくなっている既存コンクリートとの一体性に効果があったと推察している。

4. まとめ

本研究では、土砂化した供試体を用いてPCMによる断面修復補修を実施し、水張り環境下での輪荷重走行試験を実施してその効果を確認した。以下に得られた知見を列挙する。

- 1) 土砂化試験と補修後の試験の倍率(断面修復後走行回数/土砂化試験での走行回数)はS39供試体で8.64、S47供試体で1.02であり、十分な補修効果が確認された。
- 2) 補修後の走行回数が大きくなった理由として浸透性エポキシや打ち継ぎ用接着剤、PCMの防水効果の影響とPCMのヤング係数が小さいことによる一体性の向上が推察される。

謝辞 本研究では北陸・道路メンテナンス会議に設置された「道路橋の維持管理における各構成部材の限界状態ならびにAI技術の活用に関する検討WG」にご協力いただいた。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 横山広, 梶谷浩, 久保善司, 角間恒: ASR劣化が道路橋床版の土砂化に及ぼす影響に関する試験報告, 第33回日本道路会議, 集中討議セッション, 2019.

論文

道路橋床版の土砂化対策としての断面修復に関する実験的研究

横山広*, 中村拓郎**, 榎谷浩***, 久保善司****

*博(工), 金沢大学連携講座特任教授, 大学院自然科学研究科 (〒920-1192 金沢市角間町)

** 博(工), (国研)土木研究所 寒地土木研究所 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1 条 3 丁目)

***工博, 金沢大学教授, 理工研究域地球社会基盤学系 (〒920-1192 金沢市角間町)

****博(工), 金沢大学准教授, 理工研究域地球社会基盤学系 (〒920-1192 金沢市角間町)

近年, 床版疲労に続き新たに土砂化問題が顕在化し, その対応が急務となっている. 実橋で土砂化が発生した際に部分打ち替えや断面修復が施されるが, 打継面での縁切れなど再損傷が発生する事例が頻発しているのが実情である. そこで本研究では, 土砂化箇所を断面修復する際の材料条件を検討するために, 輪荷重走行試験で土砂化を再現させた実物大床版供試体を対象に断面修復を行い, 水張り環境下での輪荷重走行試験で土砂化までの走行回数に匹敵する延命効果を確認した.

キーワード: 道路橋床版, 輪荷重走行試験, 断面修復, ポリマーセメントモルタル

1. はじめに

道路橋床版の疲労劣化問題は, 昭和 40 年代に発生した鉄筋コンクリート床版 (以下, RC 床版と称す) の陥没損傷から研究が活発化し, 輪荷重走行試験機の開発によってそのメカニズムが解明されるに至った. RC 床版の疲労は通行車両による荷重が繰り返し載荷されることにより最終的に陥没破壊に至るもので, 補強鉄筋には損傷が無いという特徴がある. それらの研究成果を受けて道路橋示方書では, 疲労対策として設計床版厚さを大きくするよう改定され, RC 床版の疲労損傷問題はほぼ解決されたと言ってよい.

しかしながら近年, 新たな床版の損傷として土砂化が顕在化するようになり, その対応が急務となってきている. 写真-1 は寒冷地の道路橋床版の土砂化の事例であり, 主として凍害に起因すると想定されている損傷である. 土砂化が進展すると舗装にひび割れや床版からの噴出物が確認されるようになり, 放置すればポットホールなど通行車両に影響する損傷に繋がることになる. 既往の研究成果により, 土砂化は材料劣化の影響も受けることが分かってきており, 輪荷重走行試験の結果で ASR による微細ひび割れへの水の浸透から土砂化に進展することが示唆されている¹⁾. 実橋で土砂化が発生した際には, その周辺部にもひび割れなど損傷が発生している場合が多く再損傷が頻発している状況である. 具体的には, 部分打ち替えや断面修復による補修を行っても, ひび割れ等に起因すると考えられる床版本体の剛性低下によって,



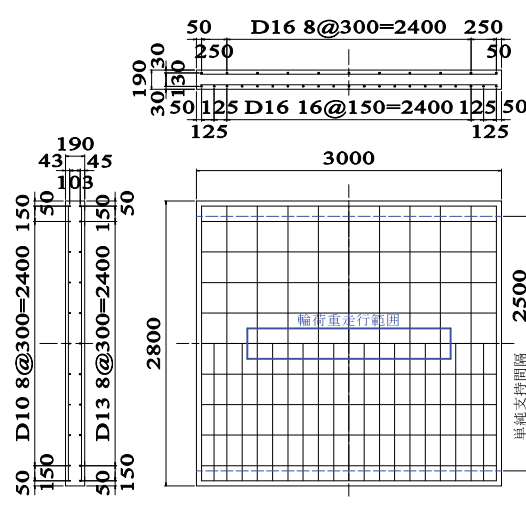
写真-1 寒冷地の土砂化の事例

超速硬コンクリートのような比較的ヤング係数の高い材料を使用した際に, 打継面での縁切れに繋がっていることが多い. そこで本研究では, 土砂化箇所を断面修復する際の材料条件を検討するために, 輪荷重走行試験で土砂化を再現した実物大床版供試体に断面修復を行い, さらに試験を継続して延命効果を確認したのでその結果を報告する.

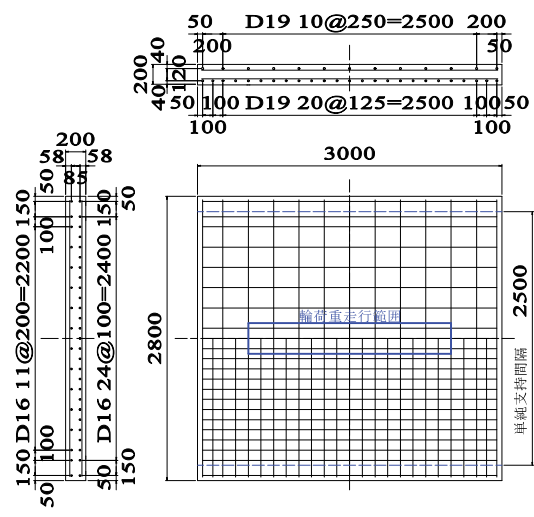
2. 試験の概要

2.1 試験供試体

試験に用いた供試体は昭和 39 年道示 (S39 供試体) と同 47 年道示 (S47 供試体) に準じた RC 床版で, コンク



(a) S39 供試体



(b) S47 供試体

図-1 供試体図 (単位: mm)

リートには反応性の細骨材を使用している。細骨材に反応性のものを使用した理由は、経験的に実橋梁で生じている ASR 損傷が反応性の細骨材によるものであることが分かっていることに加え、下部構造のようにマッシュでない乾燥しやすい薄板構造で ASR が進展する為には、表面積が大きく反応速度も大きい細骨材の影響と考えることが妥当であるからである。なお、ASR の反応を促進させるものとして NaCl を添加しており、その為、鉄筋にはエポキシ樹脂塗装したものを使用している。図-1 は両供試体の配筋図を示しており、S39 供試体の主鉄筋は D16 で 150mm 間隔で、S47 供試体では D19 が 125mm 間隔で配置されている。表-1 にセメント系材料の物性値を示すが ASR の影響で圧縮強度に対してヤング係数が低い傾向にある。表には断面修復用と指定使用したポリマーセメントモルタル (以下、PCM と称す) の物性値も示しているが、ヤング係数が使用したコンクリートに近く低い値であることが特徴となっている。

表-1 セメント系材料の物性値

材 料	供試体名	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
コンクリート	S39	1270	26.8	10.2
	S47	1222	39.5	12.7
ポリマーセメントモルタル		28	32.6	14.5



写真-2 載荷試験の状況

2.2 試験方法

本研究では国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所が所有する輪荷重走行試験を用いて水張り環境下での繰り返し載荷で土砂化を発生させ、その後、断面修復を実施して輪荷重走行試験を再開するものとした。写真-2 は輪荷重載荷試験の状況である。供試体の走行方向の支持は回転可能な丸鋼でその間隔は 2500mm とし、走行軸に直角方向は H 形鋼 (広幅 175) による弾性支持としている。使用した試験機が鉄輪を装着したクランク式であるため、床版上に面的な荷重作用とするため、走行×直角方向=120×300mm の鋼製ブロックを敷並べ、車輪と接する位置には鋼板が敷設されている。水張り条件はそれらの軌道周りに堰を設けて、走行試験中は水を湛えるようにした。

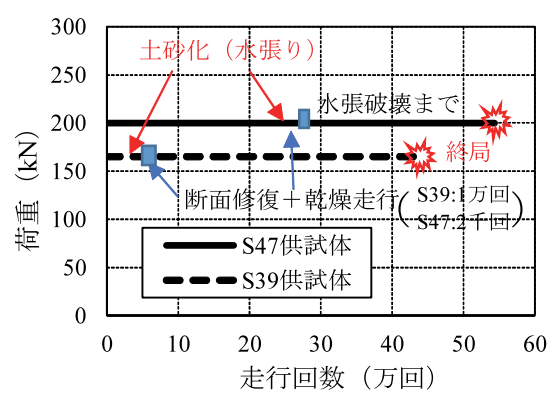


図-2 載荷プログラム

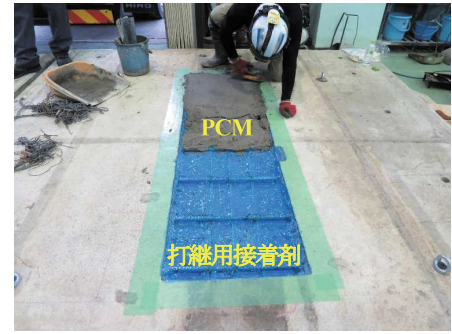
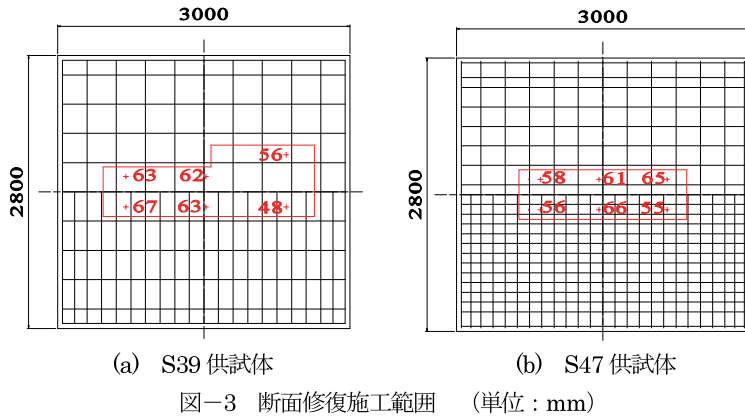
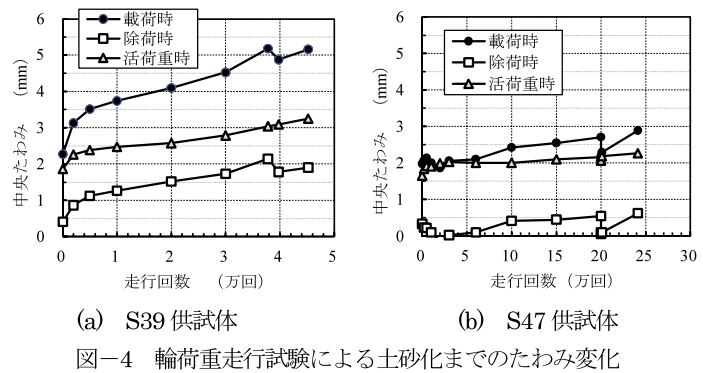


図-2 は載荷プログラムであり、荷重の大きさは試験スケジュールを加味して、可能となる試験回数をコンクリート強度を考慮して寒地土木研究所の既往試験結果から得られている S-N 関係を基に設定し、S39 供試体で 160kN、S47 供試体が 200kN とした。なお、断面修復後は乾燥状態で 100kN 載荷でのマイナー則による換算回数が 200 万回となる輪荷重載荷を実施後に水張り環境に移行し終局まで載荷を続行した。



2.3 断面修復施工

土砂化部分の断面修復はたたき点検で浮き範囲も確認して設定し、図-3 の赤枠に示す範囲で実施した。赤枠内の数値はその位置の劣化コンクリート除去深さの計測値である。施工は土砂化や浮きの劣化部分を電動ピックで人力除去した後に、細かな浮き部分をハンマーで除去し、さらに打継面処理として高圧洗浄を実施した。その後、打継面が乾燥してから低粘度エポキシ樹脂のひび割れ浸透補修剤を塗布し、それが指触乾燥後にエポキシ樹脂の打継用接着剤を塗布した。打継用接着剤の可使用時間内にハンドミキサーで混練りした PCM を打設しており(写真-3)、その養生期間は 28 日以上を確保している。



写真-4 土砂化発生での床版の状況

3. 試験結果

3.1 土砂化までの経時変化

土砂化発生までの輪荷重走行試験結果によるたわみと走行回数を図-4 に、両供試体の試験終了時の状況を写真-4 に示す。S39 供試体は走行回数 37,780 回で試験機の変位リミッターが作動したため、走行軌道を撤去したところ土砂化が確認された。その後、試験機の性能上走行試験が困難となる 45,202 回まで試験を継続しており、この時点で上面鉄筋が露出するまで土砂化が進展

していた。それに対し S47 供試体は走行回数 200,000 回で浅い土砂化を確認しており、269,000 回まで試験を継続したところ S39 供試体と同様に上面鉄筋が露出した。

床版下面側のひび割れ発生は鉄筋量に応じて S47 供試体の方が少なく、S39 供試体のように主鉄筋方向が卓越する傾向も見られない。なお、何れの供試体も床版下面の漏水は確認されていない(写真-4)。土砂化に至る過

程として、ASRにより発生した上面ひび割れから水分が浸透することで、貫通ひび割れの発生に先行して土砂化に至ったと考えている。また、ASRによる微細ひび割れは水分の浸透に起因して発生するため、曲げひび割れに代表される外荷重による劣化とは関係なく、上面のみの劣化進展で土砂化に進展することも推察される。特に昭和61年以前のコンクリート中のアルカリ総量規制が反映されていない床版でその劣化が懸念されることになる。

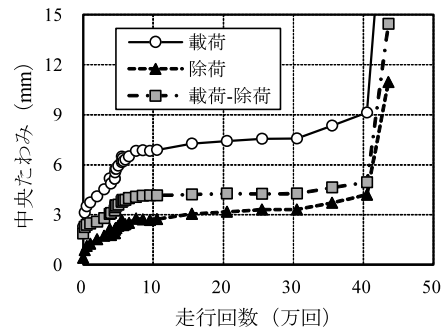
3.2 断面修復後の経時変化

断面修復前の土砂化発生までの結果に断面修復後のたわみ増加量を加える処理を行い連続したデータとして表現したたわみの経時変化を図-5に示す。S39 供試体は断面修復後の水張り走行開始後 380,394 回で押抜きせん断破壊が生じて試験を終了した。一方、S47 供試体では明確な押抜きせん断破壊は確認できなかったものの、272,300 回で大きくたわみが増加した。試験終了までの累計の走行回数は S39 供試体が 435,596 回、S47 供試体が 543,720 回である。土砂化までの走行回数と補修後の走行回数の倍率（断面修復後走行回数/断面修復までの走行回数）は S39 供試体で 8.64、S47 供試体で 1.02 であり、耐荷性能が変化していないことを考慮すれば、十分な補修効果を有していると言える。断面修復後の走行回数が土砂化試験よりも多くなり延命された理由として、使用した PCM のヤング係数が小さいことで ASR と荷重作用によるひび割れによってたわみ変形が大きくなっていく床版の既存コンクリートとの一体性に効果があったことに加え、補修時に使用した浸透性エポキシ樹脂による微細ひび割れの補修効果や、打継用エポキシ樹脂と PCM それぞれの防水効果によるものと考えている。

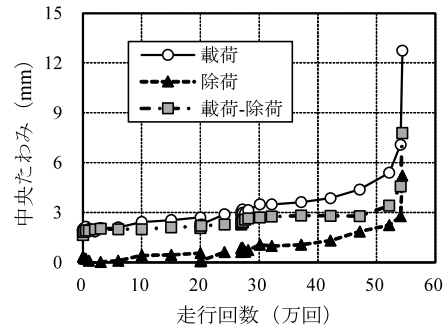
3.3 試験後供試体のひび割れ発生状況

輪荷重走行試験後の供試体下面のひび割れ発生状況を図-6に示す。試験前の段階で ASR によるひび割れ発生は鉄筋量に応じて S39 供試体が多くなっている。S47 供試体にも共通するが、ASR によるひび割れは拘束を受けない周辺部で多く発生する傾向にある。よって、鉄筋の拘束を受ける供試体中央付近では試験開始時点で面内方向のケミカルプレストレスが残存していた可能性がある。輪荷重走行試験で生じたひび割れは、S39 供試体では初期ひび割れを格子状に連結するようなひび割れ進展であり、S47 供試体では初期ひび割れが少なく、格子状のひび割れが多く発生していることが認められた。

試験終了後の切断面の状況を写真-5に示す。走行軸直角方向の切断面には押し抜き

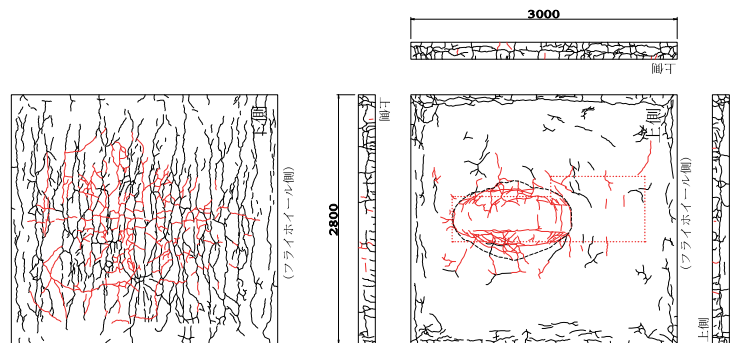


(a) S39 供試体



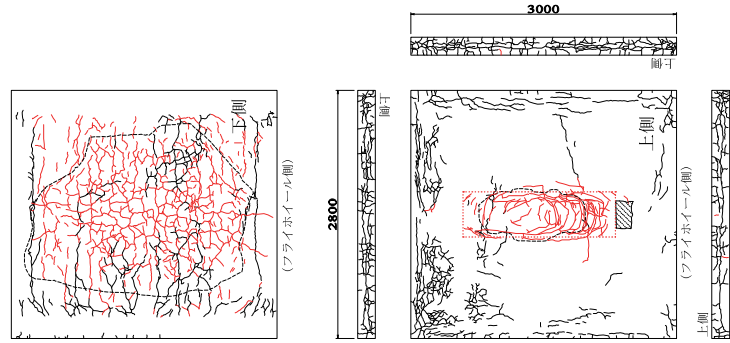
(b) S47 供試体

図-5 輪荷重走行試験による最終破壊までのたわみ変化



(a) S39 供試体

— : 試験前ひび割れ
 — : 試験後ひび割れ
 ○ : 浮き
 ○ : 土砂化
 ○ : 断面修復範囲



(b) S47 供試体

— : 試験前ひび割れ
 — : 試験後ひび割れ
 ○ : 浮き
 ○ : 土砂化
 ○ : 断面修復範囲

図-6 試験終了後のひび割れ図 (単位: mm)



(a) 走行軸直角方向切断面



(b) 走行軸方向切断面

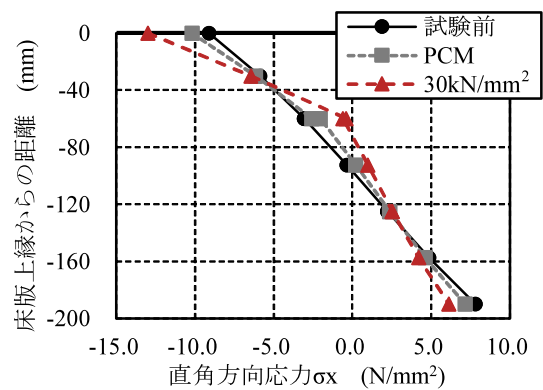
写真-5 試験終了後の切断面

ん断破壊面が形成されているが、その角度は約 10 度であり一般的な RC 供試体よりも緩やかな角度となっている。この理由は既往研究²⁾にもあるように ASR による水平方向の微細ひび割れが存在したことで押し抜きせん断によるひび割れと複合したためと考えている。軌道直下では走行軸に直角方向、走行方向共に断面修復材である PCM 内に押し抜きせん断に繋がるひび割れが進展しており、ひび割れ発生時期が不明ではあるものの、終局前まで PCM が床版コンクリートと一体となって荷重に抵抗し、PCM の剥離が先行した損傷進展ではないことが推察される。

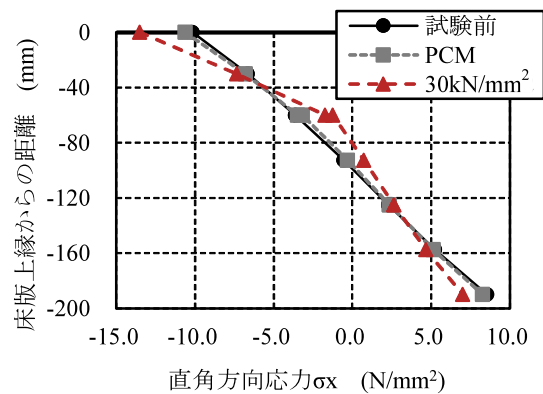
4. 断面修復材に求められる性能

本研究による輪荷重走行試験の結果からは、補修後も耐荷性能を保持することが確認され、試験後の切断面の観察からも終局まで一体となっていたことが推察された。これらはヤング係数が低い PCM の効果であり、ひび割れ進展後の床版本体のたわみ挙動に追従できたためであると考えている。

図-7 は 3 次元弾性論から誘導される厚板理論³⁾による 3 層板の計算で、床版厚さ方向の走行軸直角方向応力度の分布を示したものである。ここでいう厚板理論とは Kirchhoff-Love の仮定を用いて誘導される薄板理論とは異なり、変位関数 f_3 (ガラーキネクトル) と ϕ_3 (ブー



(a) S39 供試体



(b) S47 供試体

図-7 走行軸直角方向応力の版厚方向分布

シネスクの関数)も基づく理論であり、直接応力や変位が算出できる。変位関数 f_3 と ϕ_3 の基礎微分方程式は式(1)のように示される。

$$\Delta\Delta f_3 = 0, \Delta\Delta\phi_3 = 0 \quad (1)$$

ここに、

$$\Delta = \partial^2 x + \partial^2 y + \partial^2 z$$

$$\partial^2 x = \partial^2 / \partial x^2, \partial^2 y = \partial^2 / \partial y^2, \partial^2 z = \partial^2 / \partial z^2$$

供試体の支持条件は4辺単純支持とし、床版寸法と支持間隔は試験を再現している。物性値は試験前のヤング係数による応力度分布に加え、断面修復後(表中のPCM)と、参考として超速硬コンクリートを模したヤング係数 $E_c=30\text{kN/mm}^2$ でも計算を実施した。採用した厚板理論では、部分的な断面修復のような材料設定が困難であるため、床版全体を層に分け、その層毎に物性値を設定しており、ポアソン比は0.2としているが、中央付近の着目では問題ないと考えている。因みに、S39 供試体のヤング係数の計測値による計算による中央たわみは2.35mmでS47 供試体は1.97mmであり、図-4に示した活荷重たわみに近似している。

計算結果によれば、S39 供試体、S47 供試体共に断面修復前後で応力度分布に大きな違いは無いが、 $E_c=30\text{kN/mm}^2$ ではその分布が異なり、縁圧縮応力度も大きく、値が零となる位置も上方に移動している。よって断面修復材のヤング係数は、たわみが増加した本体コンクリートに近ければ応力分布が大きく変化せず、このことが結果として耐久性に影響すると推察される。

以上より、断面修復材に求められる性能としては劣化状態に合わせたヤング係数を選定することであり、一般的なコンクリートに比較して低いヤング係数でも十分な耐久性が得られることが本研究で示された。ただし、ひび割れ浸透型補修剤や打継用接着剤を併用していることから、実橋への展開に当たってもその使用を考慮することが必要である。本研究ではASRを生じた供試体を使用しているが、ひび割れが発生しているRC床版でもたわみは増加することから、本試験結果が適用できると考える。

5. まとめ

本研究では、ASR反応性細骨材を用いた昭和39年道示と47年道示に準じた配筋の実物大床版供試体を用いて、水張り条件下での輪荷重走行試験により土砂化を再現したうえで、低弾性のPCMによりその損傷部分を断

面修復し、さらに試験を継続して断面修復の効果を確認した。得られた知見を列挙する。

- 1) 土砂化に至る走行回数はS39 供試体で45,202回、S47 供試体が269,000回であった。床版下面側のひび割れは鉄筋量に応じてS47 供試体が少なく、両供試体共に下面の漏水は確認されなかった。ASRによる微細ひび割れが生じた場合には上面のみの劣化進展で土砂化に繋がる可能性がある。
- 2) 断面修復後のS39 供試体、S47 供試体の修復前の走行回数に対する倍率(断面修復後走行回数/断面修復までの走行回数)はそれぞれ8.64倍と1.02倍であり、十分な補修効果が確認された。延命の理由としてPCMが低弾性であることに加え、浸透性エポキシ樹脂による微細ひび割れの補修効果や打継用接着剤とPCMの防水効果があったと考えられる。
- 3) 試験終了後の切断面では、PCM内に押し抜きせん断に繋がるひび割れが進展しており、終局前までPCMが床版コンクリートと一体となって荷重に抵抗し、剥離が先行した損傷進展ではないことが推察された。
- 4) 厚板理論による走行軸直角方向の床版厚さ方向の応力分布を計算した結果、低弾性のPCMでは走行前の状態と大きな変化はないが、超速硬コンクリートを模してヤング係数を 30N/mm^2 まで高くすると分布形状が異なる結果となった。よって、床版の劣化状態に合わせたヤング係数の断面修復材料を選定することが望ましいと考えられる。

謝辞

本研究は北陸・道路メンテナンス会議に設置された「道路橋の維持管理における各構成部材の限界状態ならびにAI技術の活用に関する検討ワーキンググループ」の研究成果をまとめたものである。ここに関係された皆様に謝意を表します。

参考文献

- 1) 横山広, 榎谷浩, 久保善司, 角間恒, 西弘明: ASR縮小モデル供試体の輪荷重走行試験, 第10回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.155-158, 2018.11.
- 2) 田附伸一, 津吉毅, 石橋忠良, 松田芳範, 今井勉: ASRにより損傷したRC部材の耐荷力に関する実験的研究, 土木学会論文集E, Vol.63 No.1, pp.166-177, 2007.3.
- 3) 横山広: 等方弾性体における変位関数の拡張と橋梁床版への応用に関する研究, 金沢大学学位請求論文, 2013.9.

(2020年7月17日受付)

維持管理に配慮した CFRP による劣化床版の延命化工法

大日本コンサルタント フェロー ○横山 広 寒地土木研究所 正会員 角間 恒
 新日鉄住金マテリアルズ 正会員 小林 朗 金沢大学 フェロー 梶谷 浩

1. 目的

我が国では高齢化橋梁が急増し、それらの維持管理が社会的課題となることが避けられず、効果的対応の立案が喫緊の課題となっている。現状では平成 26 年に法制化された橋梁点検が進められ、損傷程度の把握とそれを受けての補修対策の実施が進められている。しかし、国内橋梁の多くを占める自治体管理橋梁では、限られた人員と予算という制約から対応が十分ではないという現実がある。それらの解消に向けては、補修・補強による要求性能の確保と次の対策までの延命化という二つの選択肢に対応できる新たな視点が必要であると考えている。そこで本研究では、炭素繊維を補強材料として延命化が期待できる工法を提供するため、輪荷重走行試験による実験的検討を実施したのでその結果を報告する。

2. 実験概要

2.1 供試体

供試体は実物大とし、昭和 39 年の道路橋示方書（以下、道示という。）に準じた仕様で製作した。使用した引張主鉄筋は D16@150mm、配力鉄筋は D13@300mm で床版厚さは 190mm とした。予備載荷時点でのコンクリートの圧縮強度は 40.4N/mm² である。供試体の仕様として S39 年道示を選定した理由は、耐荷性能の低さから疲労劣化が大きく進展している場合が多く、抜本的な対応として打替が望まれるものの、対応が先延ばしとなることも想定され、その際の延命化を考慮したためである。

採用した補強工法は床版下面の橋軸方向のみにコンクリートカッターで溝切りし、エポキシ樹脂を含浸した炭素繊維の束を挿入するもので、硬化後は棒材として作用荷重に抵抗する。溝切りに挿入することで、補強後の劣化進展が確認できることに加え、防水層の欠陥による漏水が発生した際にも、本工法によって滞水が助長されることはない。炭素繊維の束は一般的な 300g 目付量と同等で、シート定尺長は 50m となっていることから、その長さまで継手無しで施工することが可能であり、実橋での施工で継手問題が生じることは無い。補強の方向を橋軸方向としたのは、既往の研究で S39 道示床版は疲労劣化により梁化した後に、押し抜きせん断破壊することが知られており、橋軸方向に補強することで梁化を防止することができれば延命化に寄与すると考えたからである。

2.2 輪荷重走行試験

本研究では、実橋床版の劣化過程を再現した後に補強効果を確認するものとして、ゴムタイヤを装着した自走式試験機（写真-1）による予備載荷と補強後から破壊までのクランク式試験機（写真-2）による本載荷を実施した。載荷荷重は予備載荷と本載荷の当初で 160kN とし、補強後のたわみ増加を確認して 190kN まで増加させた。



写真-1 自走式試験機



写真-2 クランク式試験機

3. 実験結果

3.1 輪荷重走行試験の結果

予備載荷と補強後の本載荷のたわみの経時変化を図-1 に示す。図に示している「載荷時」は一定走行回数毎に静的に載荷したたわみの計測値であり、「除荷時」は無負荷状態で、弾性成分を示す「載荷時-除荷時」

キーワード 劣化床版, 炭素繊維, 補修・補強, 延命化, 輪荷重走行試験

連絡先 〒170-0003 東京都都島区駒込 3 丁目 2 3 番 1 号 大日本コンサルタント株式会社 TEL03-5394-7604

に加え、弾性計算によるたわみの計算結果も示している。弾性計算では実測値と引張無視の状態のヤング係数比 $n=15$ 、終局に近いとされる状態の $n=30$ の3種類の状態を想定した。なお、計算による支持条件は、試験の状態に合わせている。図によれば、「載荷時-除荷時」のたわみが計算による $n=30$ を上回る状態まで載荷されており、終局に近いと推察される。図-2の本載荷では、載荷面の形状は異なるものの載荷荷重が160kNの予備載荷と同等の「載荷時-除荷時」たわみとなっており、橋軸方向の補強であるため、たわみの減少による補強効果が得られていないことが認められた。なお、荷重160kN、10万回載荷時点でたわみ増加が停滞していることを確認した後に190kNまで増加させて走行を継続しており、43.62万回の走行回数で押抜きせん断破壊と想定される下面側の広範囲の段差が生じたため試験を終了した。ただし、破壊の直前に写真-3に示すように繊維の定着端部のコンクリート破壊が生じ、それが引き金となって床版内部に破壊が移行したことを確認しており、一般的な押抜きせん断破壊とその過程が異なる。

炭素繊維のひずみの経時変化を図-3に示すが、破壊前の中央ひずみが1700~1800 μ であるのに対し、中央から825mm離れた位置では400 μ 程度と約1/4のひずみ発生量となっている。これによれば、輪荷重直下の炭素繊維棒材が主として抵抗しており、輪荷重直下とその近傍（例えば載荷端から断面下側45°の範囲）のみ補強すれば延命効果が期待できるものと推察される。

3.2 疲労耐久性の評価

使用した輪荷重走行試験機で過去にS39年道示に準拠した供試体による試験結果より得られているS-N曲線を用いて、補強効果を把握するものとし160kNの同一荷重による等価走行回数を算出した。計算式は松井による床版が梁化した後のせん断耐力(P_{sx})によるもので、炭素繊維による補強層は考慮していない。計算結果として、対策後の160kNの等価走行回数が約220万回で、無補強の9.13倍の補強効果が得られており、十分な延命効果が期待できるものと考えられる。

4. まとめ

本研究では、劣化床版の延命化対策として床版下面に溝切りして樹脂含浸した炭素繊維の束を挿入する工法を提案し、その効果を輪荷重走行試験で確認した。得られた知見を列挙する。

- 1) 予備載荷で終局に近い疲労劣化状態であったが、橋軸方向の一方向のみの炭素繊維補強によって延命化が図られ、等価走行回数換算で9.13倍の補強効果が得られた。
- 2) 炭素繊維のひずみは輪荷重直下で大きく、支点近傍では1/4まで小さくなることから、補強範囲は荷重が作用する範囲のみでも補強効果が得られるものと推察される。

なお、本実験は金沢大学が取り組むSIPと土木学会中部支部の「積雪寒冷地におけるコンクリート構造物の劣化と健全度評価の適正化に関する調査委員会」の共同による成果であり、関係者に謝意を表します。

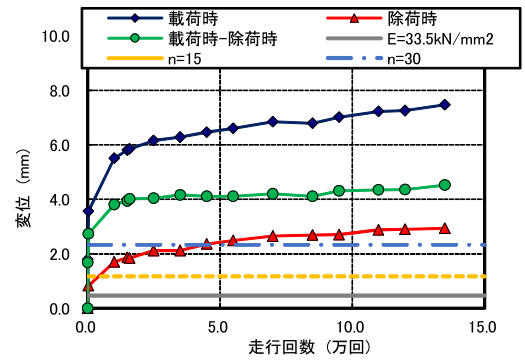


図-1 予備載荷でのたわみの経時変化

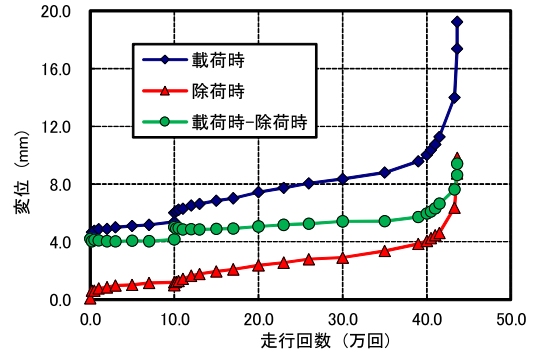


図-2 本載荷でのたわみの経時変化



写真-3 破壊状況(軸方向端部)

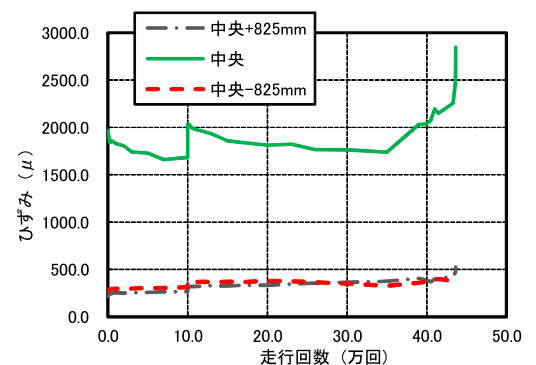


図-3 CFRP ひずみの経時変化

共同研究報告書
COOPERATIVE RESEARCH REPORT of P.W.R.I.
No.540 March 2021

編集・発行 ©国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

国立研究開発法人土木研究所
寒地土木研究所 寒地技術推進室

〒062-8602 北海道札幌市豊平区平岸1条3丁目1番34号 電話 011-590-4046