

年報

2025

一般財団法人 阪神高速先進技術研究所
年報 [2025 年度]



目次

1. 巻頭言

阪神高速道路と
曲線桁橋・斜張橋衝撃係数・橋梁交通振動

技術顧問
(神戸大学名誉教授)

川谷 充郎

10

2. 2025 年度の発表論文.....

13

2-1. 鋼構造

14

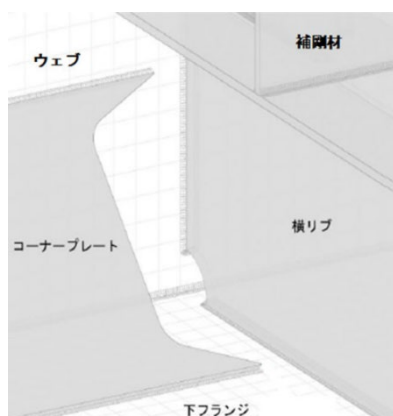


大規模更新湊川橋梁に係る
疲労き裂監視手法の検討

阪神高速道路第 57 回技術研究発表会

赤松 伸祐

15

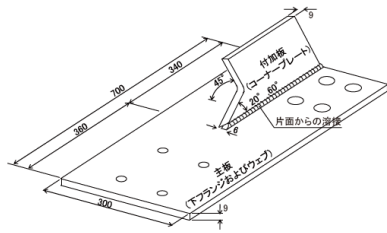


LPWA を用いた鋼箱桁コーナプレート
切欠き部の疲労き裂監視方法の検討

令和 7 年度土木学会全国大会

赤松 伸祐

21

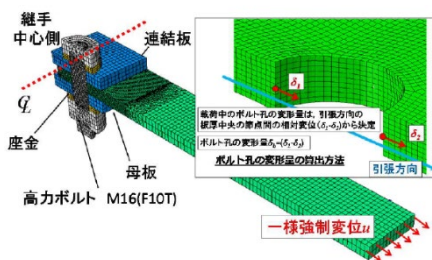


LPWA を活用した鋼箱桁コーナープレート切欠き部の疲労き裂モニタリングの試行と監視方法の検討

鋼構造論文集

赤松 伸祐

23

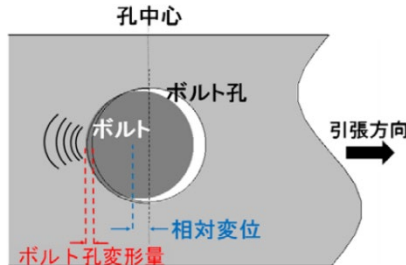


すべり後の支圧状態を考慮した高力ボルト摩擦接合の設計合理化

阪神高速道路第 57 回技術研究発表会

中本 勇

35

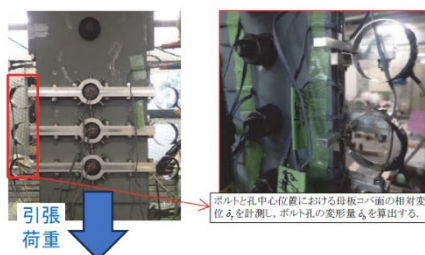


高力ボルト摩擦接合部のすべり後の支圧状態を考慮した設計法の一提案

令和 7 年度土木学会全国大会

中本 勇

41

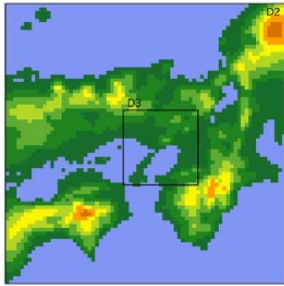


高力ボルト摩擦接合部での変形支圧限界を考慮した設計法に関する一検討 ～設計合理化～

第 36 回日本道路会議

中本 勇

43

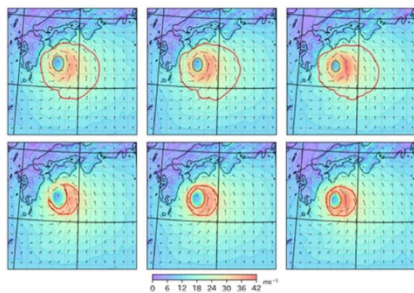


WRF モデルを用いた気候変動が台風の風速
に与える影響の検討

令和 7 年度土木学会全国大会

中牟田 和典

45



将来の気候変動を考慮した設計基準風速
への影響に関する検討
～大阪湾岸道路西伸部の事例研究～

阪神高速道路第 57 回技術研究発表会

中牟田 和典

47

2-2. コンクリート

52



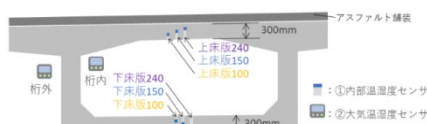
アスファルト舗装を有する道路橋 PC 箱桁の
含水状態に関する検討

コンクリート工学年次大会 2025

湯浅 康史



53



アスファルト舗装を有する道路橋 PC 箱桁の
含水状態に関する検討

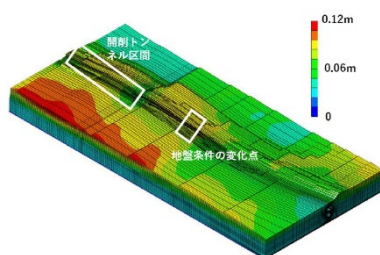
令和 7 年度土木学会全国大会

湯浅 康史

59

2-3. 耐震

61

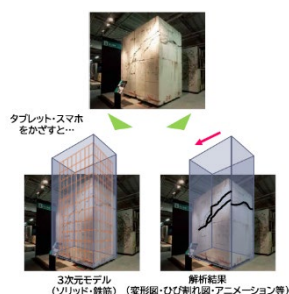


3次元地盤モデルを用いた 都市内道路トンネルの縦断耐震検討

令和7年度土木学会全国大会

平野 翔也

62

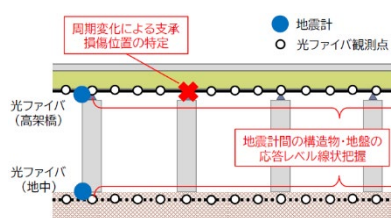


AR（拡張現実）を用いた震災資料保管庫 構造物の新たな展示方法の検討

阪神高速道路第57回技術研究発表会

服部 匡洋

64

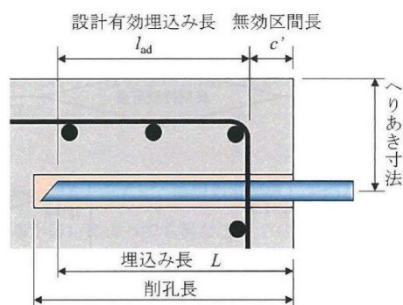


既設の光ケーブルを用いた高速道路高架橋 の地震時モニタリングに関する研究

令和7年度土木学会全国大会

服部 匡洋

70



既設橋におけるあと施工アンカーの設計手 法に関する調査

第28回橋梁等の耐震設計シンポジウム

服部 匡洋

72



アスファルト混合物の耐久性評価手法の検討～耐流動性の評価～

阪神高速道路第 57 回技術研究発表会

新里 良輔

.....



アスファルト混合物の耐久性評価方法の確立に向けた検討～繰返し一軸圧縮試験による耐流動性評価～

令和 7 年度土木学会全国大会

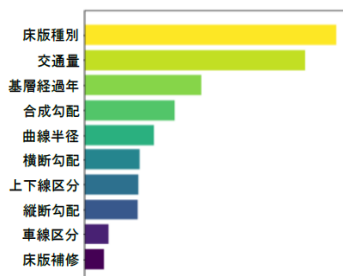
新里 良輔

.....

スマートフォンを活用した路面調査システムによる IRI 計測の分析 ※タイトルのみ

阪神高速道路第 57 回技術研究発表会

笹脇 壮太

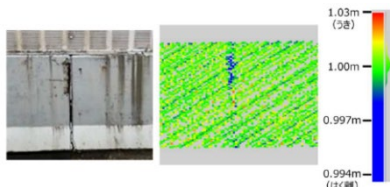


橋面舗装における AI 技術を活用した損傷要因分析の試み

令和 7 年度土木学会全国大会

福島 誉央

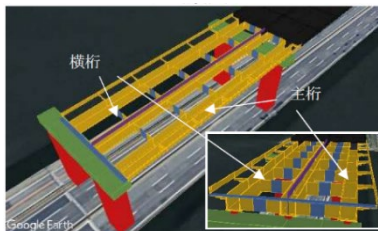
.....



3次元点群データを用いた橋梁の損傷検出 における検討

令和7年度土木学会全国大会

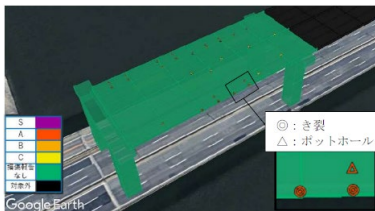
堀川 真伸



一般高架橋における点検結果の4D表示および 活用方法の検討

阪神高速道路第57回技術研究発表会

山木 誠也



一般高架橋における点検結果の4D表示および 活用方法の検討

令和7年度土木学会全国大会

山木 誠也

点群データを活用した橋梁の異常検知 ※タイトルのみ

阪神高速道路第57回技術研究発表会

堀川 真伸



Thermal Mapping Analysis for Effective Road Heating Equipment Installation

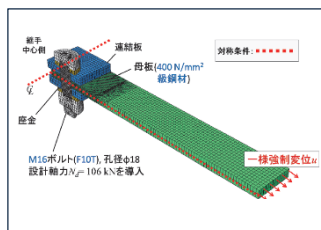
PIARC

畑本 啓吾

102

3. 2025 年度の主な研究・行事

112



3-1

2025 年度研究トピックス

高力ボルト摩擦接合部での変形支圧限界を考慮した設計法に関する一検討

113



3-2

技術委員会活動状況

研究所で活動している各委員会について報告する。

114



3-3

(1) 技術講演会「“その時”に備える一阪神・淡路大震災の教訓と南海トラフ巨大地震への準備」

2025 年 11 月 25 日に開催した技術講演会について報告する。

117



(2) 特別技術講演会「インフラ分野におけるカーボンニュートラルへの対応について」

2026 年 3 月 9 日に開催した特別技術講演会について報告する。

118



3-4

震災資料保管庫見学者案内運営

一般公開及び 2026 年 1 月 11 日に実施した特別開館について報告する。

118



3-5

土木構造物点検診断技術者資格認定制度

2025 年度に実施した講習会、試験等状況について報告する。

119



3-6

建設技術展 2025 近畿

2025 年 10 月 30 日・31 日に開催された建設技術展 2025 近畿への出展内容について報告する。

119



3-7

道路広報用サイト「カンサイドボクスタイル」運営

当研究所が運営している HP「カンサイドボクスタイル」の運営状況について報告する。

120

研究課題名	所属	所属	氏名
セメントを固結しないアルカリ速硬化剤（AKA+）と鉄筋・ドレンの接合部に腐食を抑制する研究	東京大学大学院	助成	佐藤 博志
ひびく部材中の鋼筋の腐蝕促進によるひびく部材の健全性評価に関する調査	大阪大学大学院 土木研究科 建設研究センター	助成	中澤 正幸
使用済み高圧電圧ケーブルを再利用した建設資材のリーチ試験と環境影響評価	日本橋洋行	助成	河野 悠
コンクリート構造物の劣化を抑制する人型コンクリートの設計と施工	東京大学 土木研究科 建設システム工学	助成	WOO HAKU H. NISHI

3-8 若手研究者助成

2025 年度に助成を行った 4 件の研究内容について報告する。



3-9 土木の日協賛行事 「土木フェスタ in 淀川左岸線工事現場内」

2025 年 11 月 16 日に開催された土木の日協賛行事の参加内容について報告する。



3-10 道路管理者支援活動（MEC）

2026 年 3 月 27 日に開催した道路管理者支援活動（MEC）について報告する。

参考資料

1. 卷頭言

巻頭言： 阪神高速道路と曲線桁橋・斜張橋衝撃係数・橋梁交通振動

技術顧問 川谷充郎
(神戸大学名誉教授)



1974 年大阪大学助手として勤め始めて、2015 年神戸大学を定年退職するまで 41 年間の主な研究テーマは、橋の移動荷重（自動車や列車、あるいは人）による動的応答（いわゆる**橋梁交通振動**）であった。その動的作用・影響は強度設計において衝撃として考慮されており、橋梁交通振動に関わる研究は歴史的に衝撃係数の評価を目的に始まった。近年は**環境振動影響（地盤振動や低周波音）**あるいは**振動ヘルスマニタリング**に関心が移っている。環境振動影響は高架橋に近接して市民生活が営まれている都市高速道路では周辺住民から苦情が出ると対応に苦慮する場合がある。また、振動ヘルスマニタリング技術は建設から 50 年以上経過した構造物を抱える阪神高速道路にとって維持管理ツールとしての活用が期待されている。

大阪大学助教授のときに阪神高速道路技術審議会専門委員に就任して以来、長きにわたって阪神高速道路からは各種技術課題を提供頂き、大学での研究推進に大いに役立った。1980 年頃、土木学会で他の地域からの大学教員と交流していると、関西地域は阪神高速道路や大阪市・神戸市など発注側の技術レベルが高く、大学での研究課題に事欠かないことで羨ましがられた。まさにその恩恵を受けたものとして感謝をこめて、ここでは、筆者と阪神高速道路との関係について研究に関連して記す。

1971 年大阪大学 4 年生になり故小松定夫先生の研究室配属を希望し、与えられた卒業研究（阪大では特別研究）テーマは**曲線桁橋**の荷重分配係数であった。小松先生は曲線桁橋の解析理論で有名で、その理論により阪神高速の**中之島 S 字橋**が設計されており（1964 年竣工）、その一端を垣間見れたことは誇らしく思えた。手元にある小松先生の博士論文「薄肉構造理論とその橋梁構造物への適用に関する研究、昭和 36 年 7 月」の第四章が曲線桁橋に関するもので、双曲線関数の羅列に大学 4 年生当時理解に苦しんだことを思い出す。中之島 S 字橋は竣工から 54 年を経て 2018 年度土木学会選奨土木遺産に選ばれている。

修士課程では**斜張橋の衝撃係数**に取り組むことになった。1972 年当時、阪神高速では**大和川橋梁**および**安治川橋梁（現 天保山大橋）**が計画され、小松先生はそれらの設計に貢献されていて、斜張橋の衝撃係数に問題意識をもたれていた。当時、立命館大学に移られていた小林紘士先生に直接的な指導を受け、有限要素法を用いて斜張橋の走行車両による動的応答解析プログラムを手作りし始めた。ニューマーク - β 法で逐次応答解析を行うのに、解が上手く収束せず四苦八苦したが、小林先生がプログラムのミスを見つけて下さった。1974 年 4 月から助手として修士論文テーマを発展させ、大和川橋梁と安治川橋梁を解析モデルに加え、種々の斜張橋の衝撃係数の検討を続けた。小松先生は阪神高速から安治川橋梁の衝撃係数に関する研究を委託されており、技術審議会の鋼構造分科会に報告するのに解析結果が間に合わず、会議が始まった後に解析結果を持

って会議の席上に届けて冷や汗を掻いた苦い思い出がある。

助手になって数年、斜張橋の衝撃係数だけでは博士論文としてインパクトに欠けると考え模索のときが続いた。そのようなとき、路面凹凸の不規則性を考慮した**桁橋の走行車両による非定常連成不規則振動解析**に関する画期的な2種類の研究成果が土木学会論文集に相次いで掲載され、衝撃を受けた。これだ！と感じた。既往の手法を超える理論を創るのに、確率過程に関する数学関連の論文を捜し求めたが、非定常不規則振動かつ橋梁と車両の連成振動に適用できる上手い理論はなく、どうしたものかと思い悩んだ末に、泥臭くはあるが基本に忠実に自ら解析プロセスを導き、プログラム化した。この非定常連成不規則振動解析を核に後年博士論文をまとめ、また、土木学会田中賞を受賞することが出来た。

不規則振動解析に先だって、斜張橋の動的応答解析プログラムを桁橋に適用できるように、車両モデルを1自由度系から前後輪を考慮して2自由度系として発展させた。解析結果の検証のために実験結果と比較検討するが、当時、桁橋交通振動に関して模型実験の実績がどこにも無く、現地実験出来る機会を捉えることになる。それまでに一度、支間長22.2mの桁橋での現地実験の機会があり、解析結果との整合性を確認できた。それから10年程経過した1989年夏、阪神高速の**旧梅田入路**が閉鎖され、撤去までの限られた期間に上下部構造物の各種現地実験ができるとの連絡があり、車両走行実験を提案した。支間長20m～40mの桁橋が揃っており、特に支間長40.4mの実測結果はその後何度も引用し、解析モデルとしても利用した。

1999年に神戸大学に異動して間もなく、阪神高速北神戸線の**中野高架橋**の衝撃係数の検討を依頼された。本橋は波形鋼板ウェブPC箱桁橋であり、鋼コンクリート複合構造である。道路橋示方書ではコンクリート橋の衝撃係数は鋼橋より小さく規定されており、どちらの衝撃係数を採ればよいか判断出来ないとのことであった。動的応答解析により衝撃係数を提案し、2002年7月竣工後に現地振動実験により検証した。

中野高架橋の検討の先だって、鋼橋・PC橋・RC橋の衝撃係数の違いについて、非定常連成不規則振動解析理論を用いて検討した。支間長10m～45mの3橋種の標準設計桁橋をモデルとし、固有振動数を調べると支間長に対して反比例的に減少し（固有振動数）= $100/L$ （ L (m):支間長）、さらに3種の桁橋について違いは大きくないことが分かった。ちなみに支間長30mの場合の固有振動数は約3Hzとなり、大型ダンプトラックの上下振動の固有振動数と同程度となる。すなわち支間長30m前後の桁橋では車両との共振により動的応答が大きくなることが予想され、不規則振動解析による衝撃係数はこの予想の通り、前後の支間長の場合より大きくなった。示方書の衝撃係数の規定は支間長の逆減関数としており、支間長30m前後の解析結果は示方書規定を超える場合があった。さらに橋種の違いによる衝撃係数の違いは小さくなく、特にコンクリート橋の場合、示方書の規定を超える場合の多いことも分かった。

道路橋示方書においてコンクリート橋の衝撃係数が鋼橋より小さく規定されている理由を調べると、コンクリート橋は鋼橋に比べて死荷重が大きく、断面設計時の全応力度に対する活荷重応力度の占める割合が小さくなり、活荷重の動力的作用に対して有利であることを考慮しているためとあった。しかし、ここで記した通り振動系である車両との連成振動の結果、必ずしも単純な現象とはならないことに注意を要する。このように橋種の違いによる衝撃係数の解析結果を論文に記しても、道路橋示方書の衝撃係数の規定が変わることは無いが、この種の動的応答に関与する場合は、現象の本質を見極めて対応頂きたいと念ずる。

2. 2025 年度の発表論文

2 - 1 . 鋼構造

大規模更新湊川橋梁に係る 疲労き裂監視手法の検討

赤松伸祐¹・西海能史²・中本勇¹

¹ (一財)阪神高速先進技術研究所調査研究部橋梁・構造研究室

² 管理本部管理企画部保全技術課

要約

阪神高速道路では老朽化が進む構造物の大規模更新として特定更新等工事を推進している。本稿が対象とする湊川橋梁は、過去より発生していた疲労損傷に対して、上部工の架替を予定しており、架替後の下部工耐力確保および架替までの桁断面力の改善のため、先行して中間橋脚が設けられた。ただし、本橋のうち西橋は一部の径間で中間橋脚が設置されておらず、この径間では桁断面力が改善されていない。そのため、この径間では架替までの疲労き裂発生に対する監視を強化する必要がある、その手法について検討を行った。

キーワード: 大規模更新, 疲労き裂, き裂検知, ひずみ計測

1. はじめに

湊川橋梁（以下、「本橋」という。）は、大規模更新事業の対象であり、阪神高速 3 号神戸線湊川付近（神上下 P585～591）に位置する。現地の状況を写真-1 に、現況平面図を図-1 に示す。本橋は、上下線分離の 3 径間連続鋼床版箱桁橋 4 連にて構成されており、1968 年（昭和 43 年）に供用が開始された。神上下 P585～588 を東橋、神上下 P588～591 を西橋と称している。

本橋の路下には国道 2 号線があり、運河や国道 28 号と交差することから、限られた敷地内での建設が余儀なくされた。そのため、上部工死荷重の軽減を図るため鋼床版桁が採用され、①横リブ間隔を大きくする、②ダイヤフラムを V 型対傾構方式とするなど、合理化にチャレンジした設計となっている。また主桁の板厚は、下フランジの端支点部 9 m（中間支点部は最大 18 mm）、ウェブ 12 mm と薄い。また、中間支点付近においても、デッキプレート板厚は 12 mm と増厚されておらず、主桁系としての曲げ剛性が低く、輸送や架設時の形状保持のため、主桁箱断面の 4 隅にコーナプレート（以下、「CP」とい

う。）が設けられている。

しかし、この CP 溶接部からは、フランジやウェブに進展する致命的なき裂が数多く発生しており、維持管理上の課題の一つとなっている¹⁾。このき裂に対しては、適宜対策が取られてきているものの、抜本的な対策として上部構造の架替が今後計画されている。

上部構造の架替時においては、既設下部工のみで



写真-1 現地の状況

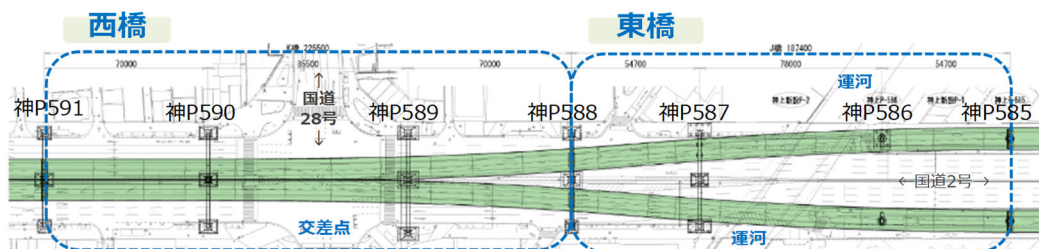


図-1 平面図（中間橋脚設置前）

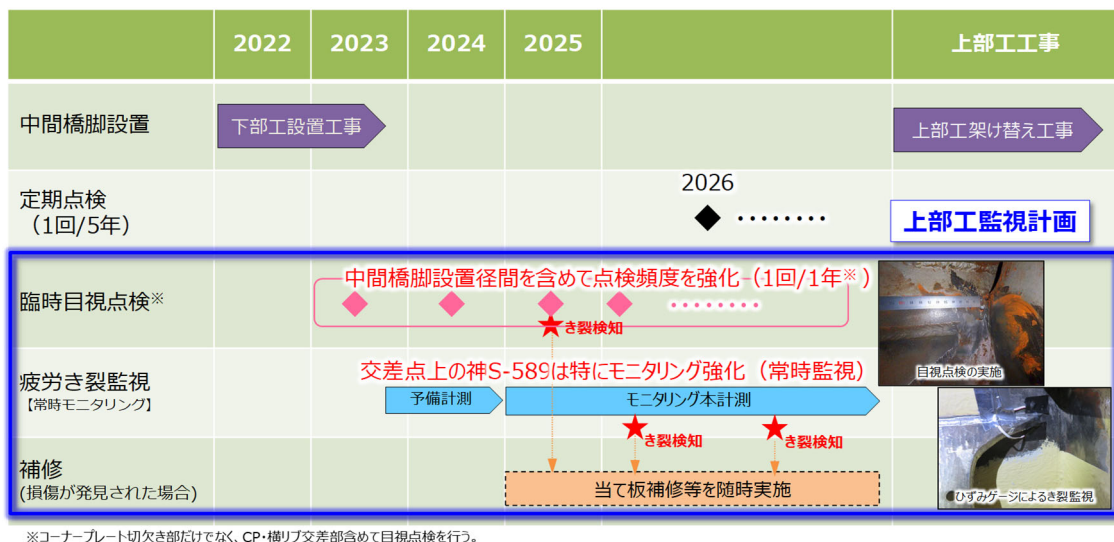


図-2 上部工監視の全体方針

は耐力が不足するため、架替に先行して既設橋脚間に中間橋脚を増設する方針とし^{2),3)}、2023年度に下部工工事が完了している。この増設した中間橋脚は活荷重反力を受け持つ構造となっていることから、桁断面力の改善による新たなき裂発生を抑止効果を期待できる。一方で上部構造の架替時期は、神戸地区のネットワーク整備状況を鑑みて判断する必要がある。相当程度の時間を要する可能性がある。また、西橋の国道2号と国道28号の交差点には中間橋脚を構築できないため、神上下P589～590の桁断面力は改善されていない。そのため、この径間は中間橋脚構築前と同等のき裂発生リスクを抱えており、き裂が大きく進展した場合には阪神高速の供用性のみならず、路下にも多大な影響を及ぼす可能性がある。

そこで、本稿では、本橋の架替までの期間の監視方針を示した上で、常時監視方法として低コストかつ長期間計測が可能なLPWA（Low Power Wide Area）を用いた疲労き裂検知モニタリング手法の適用について、検討した結果を述べる。

2. 上部工監視の全体方針と監視対象のき裂

(1) 上部工監視の全体方針

上部工監視計画の全体方針を、図-2に示す。湊川橋梁全体に対しては、通常の定期点検（1回/5年）に加えて点検頻度強化（1回/1年）した臨時目視点検を実施することとする。さらに、中間橋脚を設置していない神S589については、き裂監視を目的とした常時モニタリングを実施する。これらでき裂が確認された場合は、当て板補修等を随時実施する方針としている。このように、定期点検および臨時目視点検に加えて、常時モニタリングにより補修対応までのよどみないメンテナンスサイクルを構築する。

(2) 監視対象とするき裂

本検討では、CP溶接部から発生するき裂を監視

の対象とする。このき裂のこれまでの発生および対応の経緯を図-3に示す。なお、このき裂以外に、震災時のジャッキアップ補強として施された下フランジの増設リブ先端からのき裂、震災時の部材搬入用のデッキプレート開口部のき裂、および鋼床版の縦リブと横リブ交差部のき裂も発生していたが、これらについては全て対策が完了している。

a) CPと横リブ交差部のき裂

供用開始から16年が経過した1984年（昭和59年）に、図-3(a)に示すように、CPと横リブの交差点中央付近から、すみ肉溶接のビードを貫通させながら進展するき裂が120カ所で発見された。このき裂の発生要因は、①溶接部に発生する拘束応力、②組み立て時に生じるギャップによる溶込み不足、と分析されている。

このき裂に対しては、き裂の除去と拘束応力を開放するため、図-3(b)に示すように、当該箇所CPの一部（200mm）切除する半円状の切欠きが施された。その後、CPの切欠き部は、防錆のためにカバープレートが設置された。CPと横リブ交差点からき裂が確認された場合には、このような対応を随時実施しており、切欠きによる補修累計は下フランジ側で651カ所、デッキ側で35カ所に及んでいる。

b) CP切欠き部のき裂

2016年にカバープレートを除去した点検を実施したところ、図-3(c)に示すように、切欠き先端にき裂が発見された。このき裂の起点はCPの切欠きにより露出した溶接ルート部であり、進展方向は下フランジの主桁作用の最大主応力方向と直行する橋軸直角方向であった。き裂数は下フランジ側で145カ所、ウェブ側で36カ所の計181カ所であり、内28カ所で主桁を貫通している状況であった。

このき裂は、ウェブやフランジなど主部材へのき裂進展により深刻な健全性低下のリスクがあったため、図-3(d)に示すように、き裂先端にストップホールを施した上で当て板を実施された。なお、き裂が発生した切欠き部は、全ての箇所当て板補修が

完了している。

き裂発生していない切欠き部に対しては、図-3(e)に示すように、応力集中を緩和するために切欠き形状が改良されている。この改良では、止端部の平滑性を改善するために棒グラインダーにて切削した上で、切欠き先端の立ち上がり角度を 20° に改良している。なお、この対応は、下フランジ側 CP の全ての切欠き部で 2021 年に完了している。ただし、切欠き形状が管理されているのは下フランジ側のみであり、ウェブ側の切欠き形状にはバラつきが見られる。また、下フランジ側にストップホールと当て板を施した CP 切欠き部のウェブ側は、切欠いた当初のままの形状が残っている。

このように、健全性低下に影響が大きい CP 切欠き部のき裂は、今後発生するリスクが残されていることから、このき裂を常時モニタリングの対象とする。

3. 常時モニタリング手法の検討

(1) 疲労き裂検知モニタリング手法の概要

疲労き裂検知モニタリング手法として、溶接部近傍のひずみを LPWA によって転送し、このひずみを監視することで疲労き裂の発生・進展を検知する手法が提案されている⁴⁾。LPWA は、無線通信規格の一種であり、1 度に通信できるデータ量に制限があるが、低電力通信可能であり、長期間の稼働に適している。

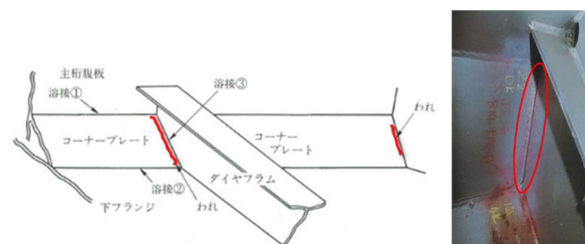
この LPWA を用いた無線ひずみ計測機器を図-4 に示す。この機器は主に、①計測チャンネル数や計測する項目など計測プログラムを設定するボードコンピューター、②Sigfox や LTE-M で計測データを転送する LPWA 通信装置、③ひずみゲージからの抵抗変化を電圧信号に変換し増幅するひずみアンプシールドから構成される。一つの機器で最大 20 箇所のひずみを計測することが可能で、容易に持ち運び可能なサイズである。

(2) 疲労試験

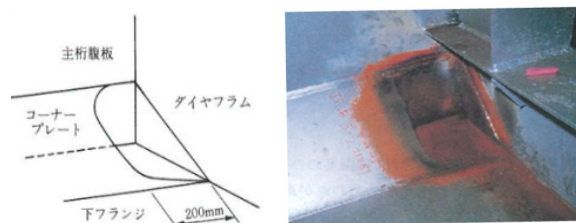
この計測機器を実橋の CP 切欠き部のき裂検知モニタリングに適用することを想定し、き裂が発生・進展した際のひずみ挙動の把握および計測したひずみ値の評価方法の設定を目的として疲労試験を実施した。

a) 試験概要

疲労試験には、図-5 に示す板曲げ振動疲労試験機を用いた。この試験機は、载荷フレームに試験体を片持ち梁状態で固定し、試験体自由端側に取付けた加振機で曲げ荷重を発生させるものである。偏心錘のメモリとパイプブレータの振動数によって応力範囲を、自由端側に取付けたスプリングによって平均応力を制御することができる。本試験では死荷重状態で引張応力を受ける下フランジを対象とすることから、応力比は引張の片振り（応力比 $R = \sigma_{\min} /$



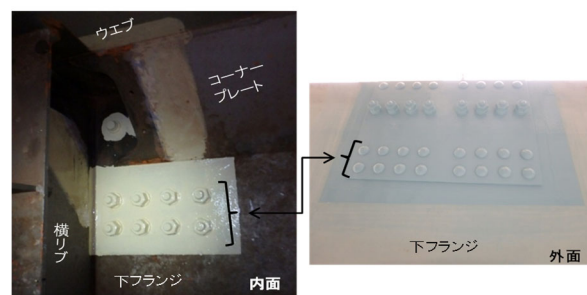
(a) CPと横リブ交差部のき裂



(b) CPと横リブ交差部のき裂への対応



(c) CP切欠き部のき裂



(d) CP切欠き部のき裂への対応(補修)



(e) CP切欠き部のき裂への対応(予防保全)
図-3 監視対象とするき裂のこれまでの経緯

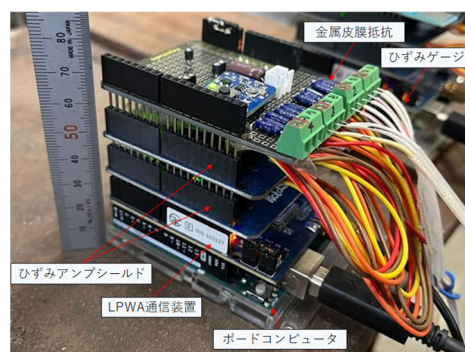


図-4 LPWAを用いた無線ひずみ計測機器

向が見られる。これは、き裂がひずみゲージ貼付位置に到達するまではき裂先端の小規模降伏の影響を捉え、その後、き裂進展により引張残留応力が解放される現象を捉えていると考えられる。このような平均ひずみの変化は、同じ位置に同じ荷重を載荷している疲労試験では容易に捉えることができるが、実橋で適用する場合は、荷重条件を特定することはできない。

そこで、無載荷時のひずみに着目した結果を図-10 (c)に示す。なお、無荷重時のひずみは、応力比 $R=0$ のため、最小引張荷重時のひずみとなる。無載荷時のひずみも平均ひずみと同様の変化が見られることから、無載荷時のひずみの変化によるき裂の把握が可能と考えられる。

(4) 実橋におけるひずみ計測の方針

疲労試験の結果、無載荷時のひずみでき裂を検出できることから、実橋におけるモニタリング計測では、交通車両が少ない夜間のひずみを計測する方針とする。なお、夜間においても、車両が存在する可能性があることから、1日3回(0時、2時、4時)程度の計測とする。

N_{10} のき裂発生を捉えるための無載荷時のひずみ変化量は、図-10 (c)に示す切欠き角度 20° 、応力範囲 40 N/mm^2 の場合は圧縮側に 400μ 程度である。ただし、この変化量は、試験ケースによってばらつきが見られたことから、安全側の値として、 300μ を目安に監視することとする。引張側の変化量については、き裂がゲージ方向に進展しゲージを破断させた場合に引張側の大きな値を示すことから、 1000μ を目安に監視することとする。

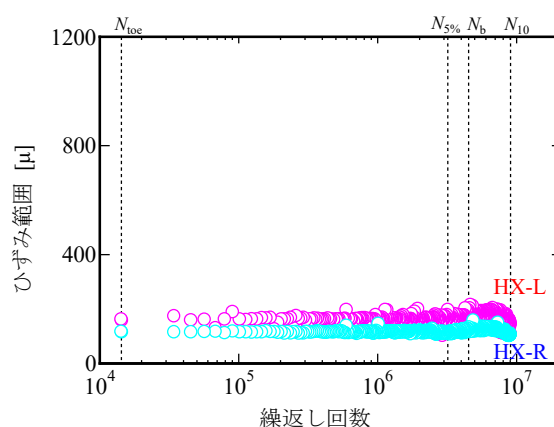
4. 実橋における予備計測

3. に示す計測機器を用い、箱桁内の通信環境の確認や時間帯(交通状況)によるひずみ変化量の把握を目的として、2023年11月より予備計測を実施した。

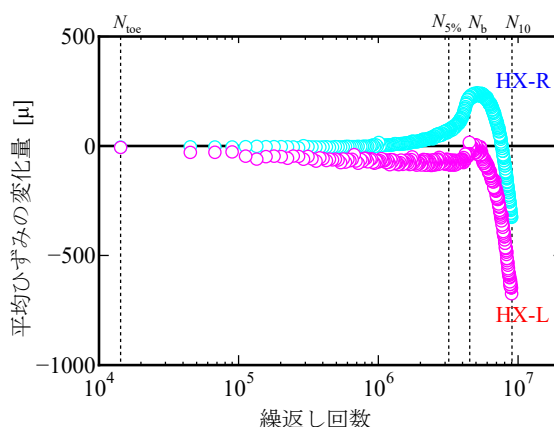
計測対象は常時監視の対象の交差点上支間である神下 S589 とし、計測箇所は径間中央部と交番部付近の CP 切欠き部とした(図-11)。フランジ側の CP 切欠き部に過去にき裂が発生し、ストップホールと当て板が施されている箇所は、き裂発生リスクが低いため、ウェブ側のみを計測とした。

CP 切欠き部のひずみ計測位置を図-12に示す。ウェブ側は、切欠き先端から発生したき裂がウェブの下縁側に進展すると進展速度が速く危険であるため、切欠き先端の下側(CP 内側)とした。一方、下フランジ側は、き裂が発生した場合に切欠き先端から橋軸直角方向の両側に進展することから、ゲージの貼付しやすい CP の外側とした。なお、計測ゲージには 5 mm ゲージを用い、計測間隔は2時間ごととした。

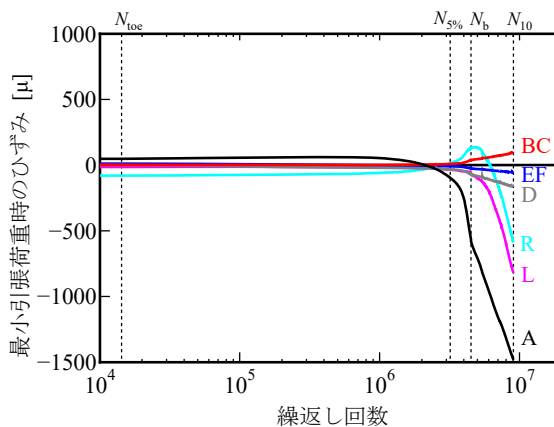
予備計測結果の一例として、2023年11月上旬～2024年12月下旬の約1年間の交番部のひずみを図



(a) ひずみ範囲



(b) 平均ひずみ



(c) 無載荷時(最小引張荷重時)のひずみ

図-10 疲労試験から得られたひずみと繰返し回数
(切欠き角度 20° 、応力範囲 40 N/mm^2 の場合)

-13に示す。図-13 (a)に示す2時間毎の計測では、車両荷重の影響により一日ごとのひずみ変化が確認でき、その変化量は $\pm 150 \mu$ 程度であった。一方、図-13 (b)に示す AM4,5 時の計測結果を抽出した場合は、車両荷重の影響が小さいため、一日毎のひずみ変化は小さいことが確認できる。

計測位置 No.14, 15 のひずみの変化は、+側のひずみにシフトしているため、疲労試験のひずみ変化を考えると、疲労き裂が発生している可能性が考えられた。そこで2024年12月に現地を確認したが、

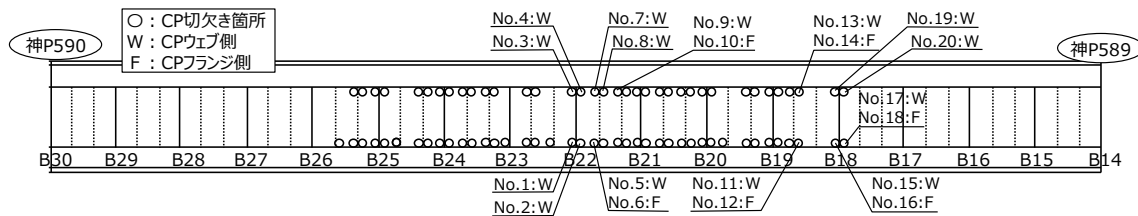


図-11 予備計測の対象としたCP（神下S589）

塗膜割れはなく、MTによっても疲労き裂は確認されなかった。これらのひずみは、1年間を通して中央値が圧縮から引張に変化していることから、温度変化の影響を受けている可能性がある。支間中央部を含めてその他の計測箇所では、有意な変化は見られておらず、疲労き裂は発生していない。

予備計測より、箱内から通信可能であること、通行車両や温度変化によるひずみ変化が設定した閾値より小さいことを確認した。この結果に加え、き裂発生リスクの分析により計測箇所を選定し、長期モニタリング計画を立案している⁶⁾。

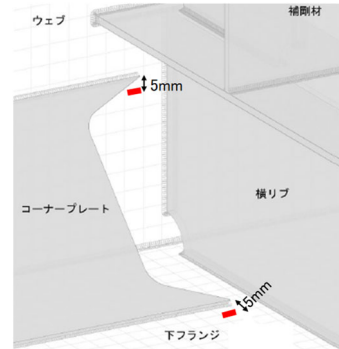


図-12 CP切欠き部のひずみ計測位置

5. まとめ

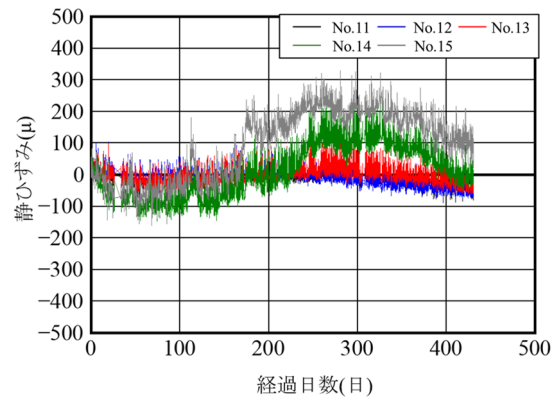
本稿では、本橋の架替までの期間の監視計画を示した上で、低コストかつ長期間計測が可能なLPWAを用いた疲労き裂検知モニタリング手法の適用性を検討した。得られた知見と計測の方針は以下の通りである。

- CP切欠き部を想定した曲げ疲労試験により、無載荷時のひずみを計測することでき裂を検知可能であることを確認した。よって、実橋でのひずみ計測は、交通車両が少ない夜のひずみを1日3回計測する方針とする。
- 捉えたいき裂長 (N_{I0}) 到達時のひずみ変化量にはばらつきがみられたが、安全側の値かつ車両荷重の影響を排除できる値として、圧縮側 300μ を目安に監視する方針とする。なお、引張側の変化量については、き裂がゲージを破断させた場合を検知するため、 1000μ を目安に監視する。
- 実橋での予備試験により、通信可能であること、通行車両や温度変化によるひずみ変化が設定した閾値より小さいことを確認した。

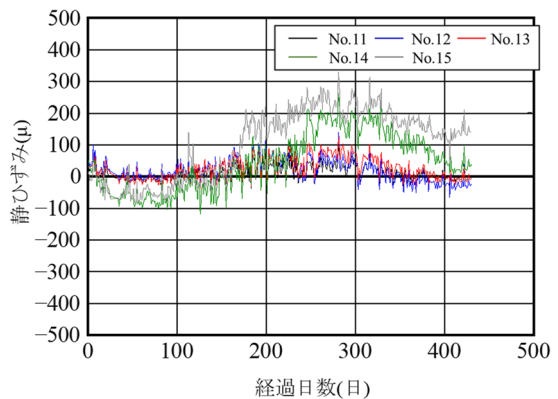
謝辞：疲労試験および予備計測にあたり、関西大学石川教授に協力頂いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 中村雄基，長澤光弥，太田典裕：湊川付近における更新事業に伴う調査報告と更新内容の検討，阪神高速道路第49回技術研究発表会論文集，2017。
- 2) 藤林美早，高田佳彦，長谷川智昭：湊川橋梁大規模更新に係る西橋の構造検討，阪神高速道路第53回技術研究発表会論文集，2021。
- 3) 山口樹，藤林美早，高田佳彦：大規模更新湊川（東橋）に係る既設基礎の耐震性を考慮した中間橋脚の構造検討，阪神高速道路第53回技術研究発表会論文集，2021。



(a) 2時間毎の計測



(b) AM4, 5時の計測結果を抽出

図-13 予備計測の結果（ひずみ）

- 4) 松本直樹，石川敏之，公門和樹，上田尚史：LPWAを用いた疲労き裂検知モニタリング手法の開発，インフラメンテナンス実践研究論文集 Vol.3 No.1，2024。
- 5) 清水優，館石和雄，Shinta Ayuningtyas，判治剛，高田佳彦，熊澤美早，山口樹，岡本亮二，西芝貴光：コーナープレート切欠き部の疲労耐久性とICR処理による延命効果，構造工学論文集，Vol.68A，2022。
- 6) 西海能史，赤松伸祐，上見範彦：大規模更新湊川橋梁に係る上部工更新までの監視強化計画，阪神高速道路第57回技術研究発表会論文集，2025。

LPWA を用いた鋼箱桁コーナープレート切欠き部の疲労き裂監視方法の検討

(一財)阪神高速先進技術研究所 正会員 ○赤松 伸祐 正会員 中本 勇 非会員 笹脇 壮太
阪神高速道路(株) 正会員 西海 能史 関西大学 正会員 石川 敏之

1. はじめに

コーナープレート（以下、CP）は、鋼床版箱桁橋において、輸送や架設時の形状保持を目的として設置された部材であり、主桁フランジ・ウェブおよび横リブウェブに片側からすみ肉溶接で取付けられている。CP と横リブウェブの溶接部は荷重を伝達する片面溶接継手となり、橋軸方向応力の繰返しにより疲労き裂が確認された。このき裂に対する補修として、き裂の除去と拘束応力を開放するため、図-1 に示すように、当該箇所の CP を一部切除する切欠きが施された。しかし、切欠き端面に露出した片面すみ肉溶接のルートから、再びき裂が発生する事例が報告されている。このき裂は、ウェブやフランジといった主部材へ進展により深刻な健全性低下のリスクがあることから、き裂の発生を早期に検知する必要がある。

そこで、疲労き裂検知モニタリング手法として提案されている、溶接部近傍に貼り付けたひずみゲージの計測値をLPWA(Low Power Wide Area)によって転送し、このひずみを監視することで疲労き裂の発生・進展を検知する手法¹⁾に着目し、実橋での計測方法の設定を目的とした板曲げ疲労試験を実施した。

2. CP 切欠き部を模した板曲げ疲労試験

試験体を図-2に示す．下フランジを模した主板，幅 300 mm×長さ 700 mm×板厚 9 mm に，CP を模した板厚 9 mm 付加板を 45° の角度で片側から溶接する．CP 先端の角度は，切欠き角度の影響を検討するため，60° および 20° とした．試験体には図-3に示すようにひずみゲージを貼付した．LPWA を用いた無線ひずみ計測位置は，実橋での計測位置を想定して，溶接止端から試験体幅方向に 5mm 位置（HX-L，HX-R）とした．なお，実橋計測では死荷重状態で引張応力を受ける下フランジを対象とすることから，応力比は引張の片振り（応力比 $R = \sigma_{\min} / \sigma_{\max} = 0$ ）とし，公称応力範囲は $\Delta\sigma = 40, 60, 120 \text{ N/mm}^2$ とした．

本疲労試験では、図-4 に示すように、切欠き先端部に $\phi 0.05$ mm の銅線を貼付してき裂の発生および進展を捉えることとした。疲労寿命の定義は、疲労き裂が発生し、銅線が破断した段階の繰返し回数を N_{loc} 、溶接止端部のゲージ A のひずみ範囲が 5% 低下した繰返し回数を $N_{5\%}$ 、切欠き先端部から発生した疲労き裂が溶接部から離れて主版に進展し始め、切欠き先端部に沿って試験体軸方向に貼付した銅線が破断した段階の繰返し回数を N_b 、疲労き裂が切欠き先端部から 10 mm 離れた位置に貼付した銅線が破断した段階の繰返し回数を N_{10} とした。

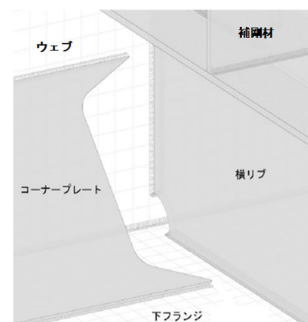


図-1 コーナープレート端部の切欠き

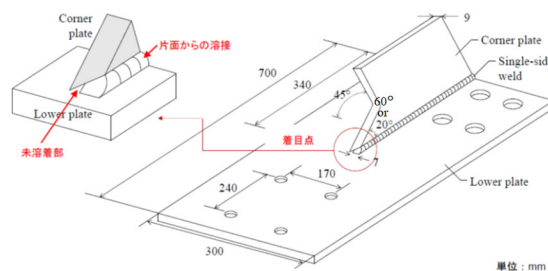


図-2 試験体

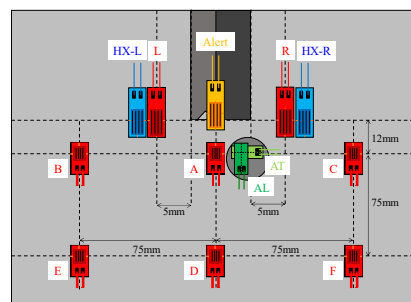


図-3 ひずみゲージ貼付位置

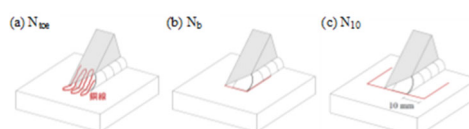


図-4 き裂を検出するための銅線

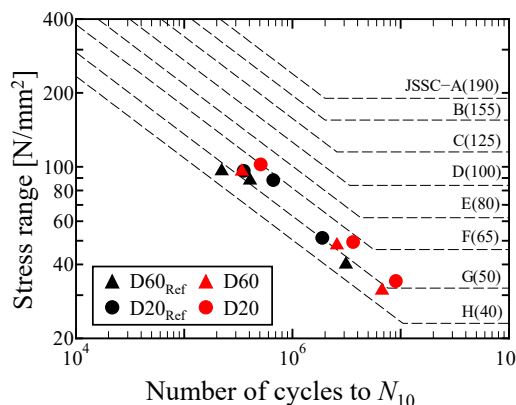


図-5 引張を繰返し受ける場合の疲労強度に補正したS-N関係図

キーワード コーナプレート, 疲労き裂, き裂検知, ひずみ計測

連絡先 〒541-0054 大阪市中央区南本町 4-5-7 東亜ビル内 (一財)阪神高速先進技術研究所 TEL 06-6244-6038

3. 板曲げ疲労試験結果と計測方法の提案

図-5 に N_{10} に対する疲労試験結果の S-N 関係を示す。図には、過去に実施された同寸法の試験体の内 AW の結果²⁾および JSSC の疲労強度曲線を併記している。なお、本試験は板曲げであり、実橋のフランジおよびウェブ断面の応力分布である引張に比べ、疲労き裂の進展が遅くなる。そこで N_{10} の試験結果に対して、応力範囲を 4/5 倍とし、引張を繰返し受ける場合の疲労強度に補正した³⁾。その結果、引張を繰返し受ける場合では、JSSC-H 等級を下限としてプロットされた。つまり、CP 切欠き部の疲労強度は低く、き裂が発生する可能性があると言える。

実橋での計測を想定して LPWA で計測した HX-L と HX-R のひずみ範囲を図-6 (a) に、平均ひずみを図-6 (b) に示す。ここでは一例として、切欠き角度 20° 、応力範囲 40 N/mm^2 の場合を示す。これらより、ひずみ範囲より平均ひずみの方が、き裂の影響の感度が高いと言える。また、平均ひずみは、 $N_{5\%}$ 到達後に増加し、 N_b 到達後に継続的に減少する傾向が見られる。これは、き裂がひずみゲージ貼付位置に到達するまではき裂先端の小規模降伏の影響を捉え、その後、き裂進展により引張残留応力が解放される現象を捉えていると考えられる。このような平均ひずみの変化は、同じ位置に同じ荷重を載荷している疲労試験では容易に捉えることができるが、実橋で適用する場合は、荷重条件を特定することはできない。そこで、無載荷時のひずみに着目した結果を図-6 (c) に示す。なお、無載荷時のひずみは、応力比 $R=0$ のため、最小引張荷重時のひずみとなる。無載荷時のひずみも平均ひずみと同様の変化が見られることから、無載荷時のひずみの変化によるき裂の把握が可能と考えられる。

疲労試験結果より、無載荷時のひずみでき裂を検出できることから、実橋におけるモニタリング計測では、交通車両が少ない夜間のひずみを計測することとする。なお、夜間では車両の活荷重の影響を受けにくいものの、データ取得の確実性に配慮し、1 日 3 回 (0 時, 2 時, 4 時) 程度の計測とする。 N_{10} のき裂発生を捉えるための無載荷時のひずみ変化量は、図-6 (c) に示す切欠き角度 20° 、応力範囲 40 N/mm^2 の場合は圧縮側に 400μ 程度である。ただし、この変化量は、試験ケースによるばらつきを考慮し、安全側の閾値設定として、 300μ を目安に監視し、引張側の変化量については、き裂がゲージ方向に進展しゲージを破断させた場合に引張側の大きな値を示すことから、 1000μ を目安に監視することとする。

4. まとめ

CP 切欠き部を想定した板曲げ疲労試験の結果より、無載荷時のひずみ変化からき裂の発生や進展を捉えることができること、また、き裂進展時のひずみ変化量を確認した上で、実橋で溶接部近傍のひずみの計測値を LPWA によって転送するモニタリング手法を用いた場合の計測方法および監視するひずみ値を提案した。

参考文献

1) 松本直樹, 石川敏之, 公門和樹, 上田尚史: LPWA を用いた疲労き裂検知モニタリング手法の開発, インフラメンテナンス実践研究論文集 Vol.3 No.1, 2024. 2) 清水優, 笹石和雄, Shinta Ayuningtyas, 判治剛, 高田佳彦, 熊澤美早, 山口樹, 岡本亮二, 西芝貴光: コーナープレート切欠き部の疲労耐久性と ICR 処理による延命効果, 構造工学論文集, Vol.68A, 2022. 3) 日本鋼構造協会: 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 2012 年改定版

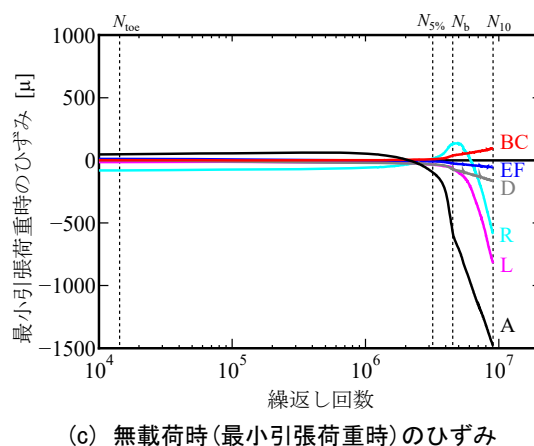
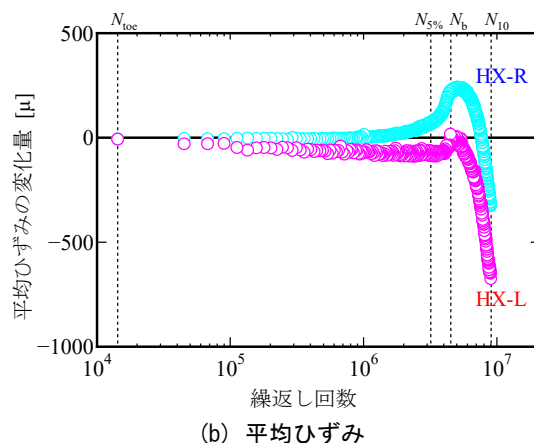
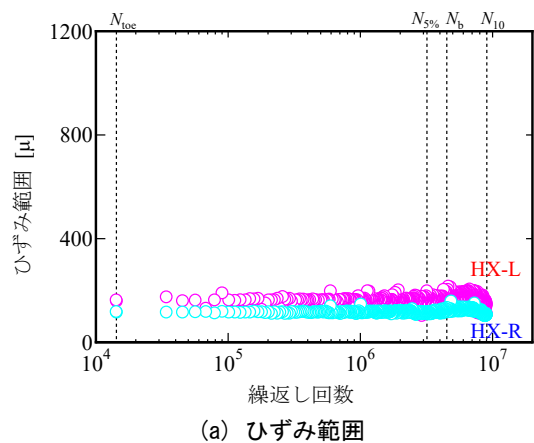


図-6 疲労試験から得られたひずみと繰返し回数 (切欠き角度 20° 、応力範囲 40 N/mm^2 の場合)

LPWA を活用した鋼箱桁コーナープレート切欠き部の 疲労き裂モニタリングの試行と監視方法の検討

TRIAL OF FATIGUE CRACK MONITORING OF CUT-OUTS IN CORNER PLATES OF STEEL BOX GIRDERS USING LPWA AND CONSIDERATION OF THE METHOD

赤松 伸祐^{*1}
中本 勇^{*3}

西海 能史^{*2}
笹脇 壮太^{*3}

上見 範彦^{*2}
石川 敏之^{*4}

Shinsuke AKAMATSU^{*1}
Yuu NAKAMOTO^{*3}

Yoshifumi NISHIUMI^{*2}
Sota SASAWAKI^{*3}

Norihiko AGEMI^{*2}
Toshiyuki ISHIKAWA^{*4}

ABSTRACT In this study, a monitoring method utilizing LPWA (Low Power Wide Area) technology to transfer strain measurement data near welded joints was investigated. Using this method, year-round preliminary measurements were conducted on the cut-outs in the corner plates of an actual bridge to determine strain variations caused by vehicle loads and temperature changes. Additionally, fatigue tests targeting cracks in the cut-outs of the corner plates were performed to identify the trends in strain variations during crack initiation and propagation. Based on these results, appropriate measurement methods and threshold strain values for effective monitoring of actual bridges were proposed.

Keywords: コーナープレート, 切欠き, 疲労き裂, モニタリング, 疲労試験
Corner plate, Cut-out, Fatigue crack, Monitoring, fatigue test

1. はじめに

鋼床版箱桁は、箱断面の上側が床版であり、その厚みは 12mm と薄肉となる。更にウェブや下フランジが薄い場合、横リブ間隔が大きい場合、ダイヤフラムに V 字型対傾構方式が採用された場合などは、断面の剛性が不足し、輸送や架設時に断面が変形する恐れがある。これに対し、コーナープレートは、図 1 に示すように、形状保持を目的として設置された部材であり、主桁フランジ・ウェブおよび横リブウェブに片側からすみ肉溶接で取付けられている。

コーナープレートと横リブウェブの隅肉溶接部

^{*1} 博士(工学) (一財) 阪神高速先進技術研究所
調査研究部

(〒590-0014 大阪市中央区南本町 4-5-7)

^{*2} 修士(工学) 阪神高速道路(株)、管理本部管理企
画部保全技術課

(〒650-0041 神戸市中央区新港町 16-1)

^{*3} 修士(工学) (一財) 阪神高速先進技術研究所
調査研究部

(〒590-0014 大阪市中央区南本町 4-5-7)

^{*4} 第 2 種正会員

博士(工学) 関西大学 環境都市工学部 教授

(〒564-8680 大阪府吹田市山手町 3-3-35)

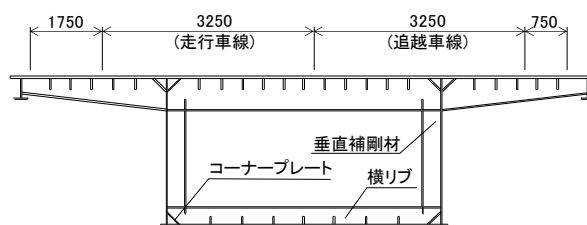


図1 鋼床版箱桁断面図

は荷重を伝達する片面溶接継手となる。文献[1], [2]では、この交差部において、図 2 に示すように、橋軸方向応力の繰返しにより疲労き裂が確認されている。このき裂に対する補修として、き裂の除去と拘束応力を開放するため、図 3 に示すように、当該箇所のコーナープレート端部を切除する切欠きが施された。しかし、切欠き端部に露出した片面すみ肉溶接のルートを開始点として、再びき裂が発生する事例が報告されている。

このコーナープレート切欠き部のき裂は、ウェブやフランジといった主部材へ進展し、深刻な耐荷性能の低下につながる懸念される。特に都市高速などの重交通路線では、5 年に 1 度の定期点検ではき裂が大きく進展する恐れがあるため、

このようなき裂の発生は、点検間隔を短くするなど点検体制を強化して、早期に検知することが対応の一つとなる。一方で、近年労働力不足が深刻化しており、人的資源への投資を増加させることが困難な状況である。また、き裂の進展速度が速い場合は、定期点検間に中間点検を行うなど、点検頻度を上げて、次回点検までにき裂が板厚を貫通するリスクがあるため、より早期にき裂の発生を遠隔で検知する必要がある。このような場合には、動的に変化するひずみを計測することが考えられるが、扱うデータが多く、遠隔で監視するには、通信環境やクラウド環境の構築に係るコストが課題となる。

このような中、IoT 技術を活用したモニタリング手法が提案されている。文献[3]では、疲労き裂の発生・進展によるき裂進展監視ゲージの破断を LPWA (Low Power Wide Area) によってデータ転送する疲労き裂検知方法が提案されている。また、文献[4]では、面外ガセット溶接継手試験体を用いた曲げ疲労試験を実施し、疲労き裂の発生・進展による無荷重時の静ひずみを、汎用の電子部材を組み合わせる LPWA 通信が可能な無線ひずみ計測機器を用いて計測して、疲労き裂を検知する手法が提案されている。この手法は、数日に 1 度程度、数秒程度、静的にひずみを計測してき裂の発生および進展を評価するもので、低コストで長期間の疲労き裂モニタリングが可能である。この手法の適用により、コーナープレート切欠き部のき裂の発生を遠隔で早期に把握できる可能性があるが、このき裂を対象とした実橋での適用性は明らかとなっていない。

そこで本研究では、溶接部近傍のひずみの計測値を LPWA 通信技術によって転送するモニタリング手法を用い、コーナープレート切欠き部のき裂検知手法を検討した。まず、実橋のコーナープレート切欠き部において、本手法を用いた予備的な通年の計測を実施することで、車両荷重や温度変化によるひずみ変化量を把握した。併せて、コーナープレート切欠き部のき裂を対象とした板曲げ疲労試験により、き裂発生および進展時のひずみ変動を明らかとした。そしてこれらの結果を基に、実橋における計測方法および監視すべきひずみ値の設定について検討を行った。

2. 対象橋梁および損傷・対策の経緯

本研究で対象とする橋梁は、ウェブと上下フラ

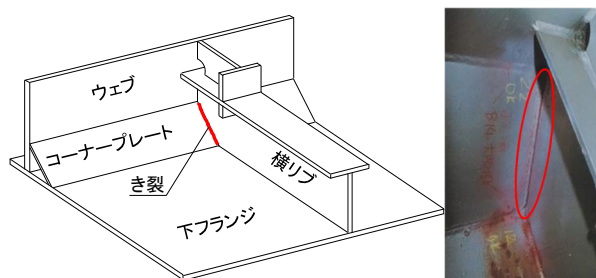


図2 コーナープレートと横リブ交差部のき裂

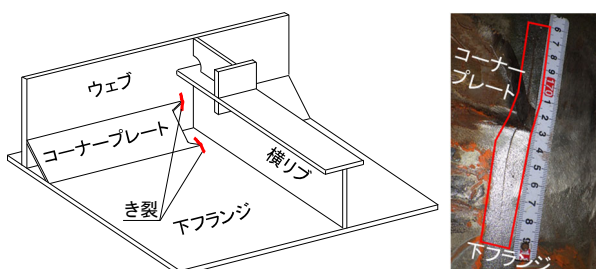
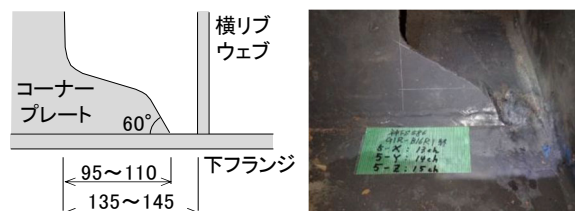
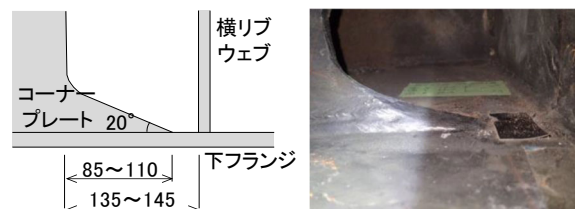


図3 コーナープレート切欠き部のき裂



(a) 切欠き角度60°



(b) 切欠き角度20°

図4 切欠き形状

ンジの角部にコーナープレートを有する 3 径間連続鋼床版桁橋である。同橋梁の車線数は 2 車線（走行車線・追越車線）であり、道路交通センサスで用いられる車種区分に基づいた大型車交通量が 1 日 1 車線あたり約 7,500 台の重交通路線である。1968 年に供用が開始され、供用 16 年目の 1984 年の調査において 119 箇所のコーナープレートと横リブ交差部の疲労き裂（図 2）が確認されている。き裂発生後の補修および予防保全対策として、コーナープレート端部に切欠きを設ける処理が施された。この時の処理では切欠きの形状が統一されおらず、比較的角度が急な箇所では、図 4 (a)に示すように、角度が約 60°であった。その後、2016 年に実施された調査では、切欠きを施工した全 651

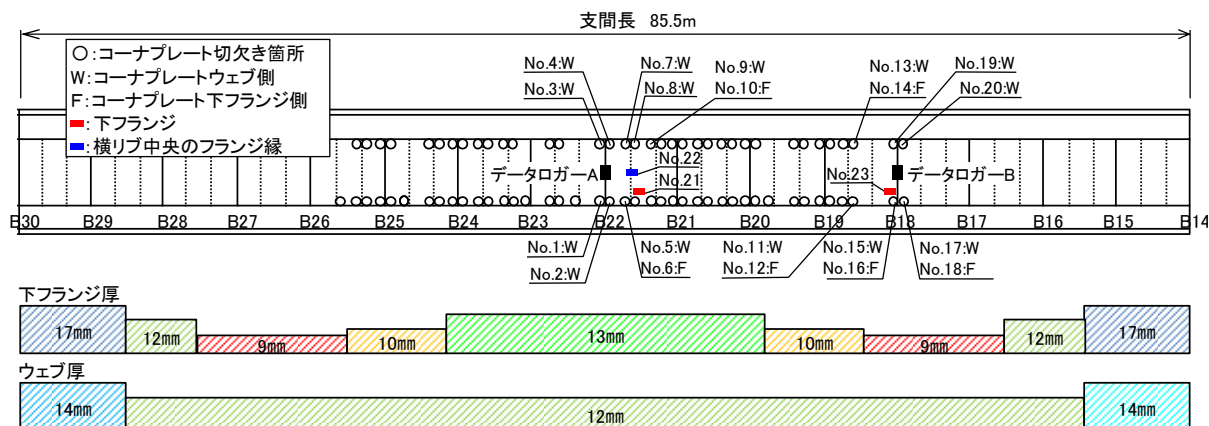


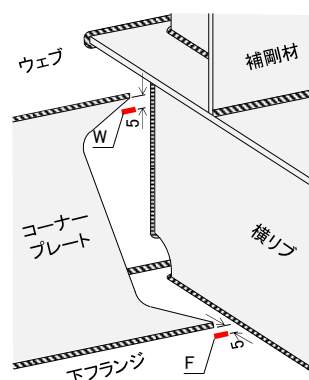
図5 計測対象径間の骨組図および板厚構成と計測対象としたコーナプレート

箇所のうち、145箇所で切欠き端部の下フランジにき裂(図3)が発生しており、そのうち28箇所ではき裂が下フランジを貫通していた。そのため、2018年に切欠き端部の応力集中緩和を目的として、図4(b)に示すように、全ての下フランジ側の切欠きに対して端部の角度が 20° となるように形状が改良された。一方で、ウェブ側の切欠き端部は対象としておらず、切欠き形状を更新しているものの形状が管理されていないため、端部の角度が急な箇所では 60° 程度となっている。なお、き裂が発生した箇所には、き裂先端にストップホールを施し、箱断面外側から当て板をボルトで接合する補修が施されており、き裂の再進展は確認されていない。この補修を施した切欠き端部および、下フランジ側に施した箇所のウェブ側の切欠き端部は、切欠き形状が改良されておらず、当時の形状がそのまま残されている。

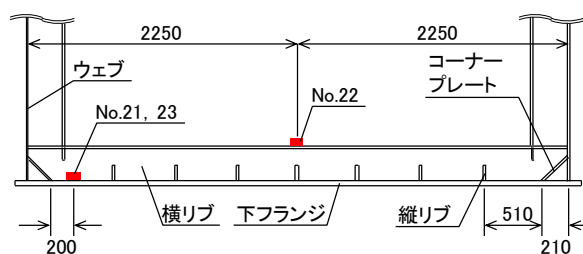
3. 実橋におけるモニタリング計測の試行

3.1 ひずみ変化によるき裂検知手法

文献[4,5]では、荷重が作用していない状態における静ひずみを計測することで、疲労き裂の発生および進展を評価する方法が提案されている。この方法では、疲労き裂の発生により、溶接部とその近傍に存在する残留応力が解放されることによって残留応力のつり合いが変化し、それに伴うひずみ変化に着目している。このため、一般的な疲労き裂の検出に用いられる、所定の荷重作用下におけるひずみ範囲を動ひずみで計測する必要がなく、作用荷重のばらつきが大きい道路橋の疲労き裂の検出に適した指標と言える。また、き裂の発生および進展の初期段階は急激な進展を示さないため、残留応力の開放によるひずみは、1日に1回～数回



(a) コーナプレート切欠き部



(b) 下フランジと横リブ中央

図6 ひずみ計測位置

程度の静的なひずみを計測すればよく、その変化でき裂の発生および進展を十分に評価することができる。

このような少量のデータによるモニタリングは、IoTの一つであるLPWAを用いたモニタリングに適している。なお、LPWAは、無線通信規格の一種であり、1度に通信できるデータ量に制限があるが、低速な狭帯域を利用することで10kmを超える長距離通信[6]ができ、低電力で通信可能なためIoT機器の長時間稼働に適していることが特徴である。このLPWAを活用することで、低コストかつ長期間の疲労き裂モニタリングが可能である。

3.2 モニタリング計測の目的および概要

実橋における温度変化や時間帯（交通状況）によるひずみ変化量の把握を目的として、2023 年 11 月から 2025 年 3 月まで予備的な計測を実施した。計測に用いた機器の構成は、3.3 に後述する。

計測対象は、3 径間連続鋼床版箱桁橋の中央径間の下フランジ側に施されたコーナプレート切欠き部とした。計測箇所は、図 5 に示す通り、下フランジ厚や断面力が異なる支間中央部（No.1～No.10）と交番部付近（No.11～No.20）とした。計測は、切欠き部の両端（ウェブ側・フランジ側）を対象とするが、フランジ側の切欠き部において過去にき裂が発生し、ストップホールと当て板が施されている箇所は、き裂発生リスクが低いと判断し、ウェブ側のみを計測した。コーナプレート切欠き部のひずみ計測位置を図 6 (a) に示す。コーナプレート切欠き部に発生するき裂は、図 3 に示すように、ウェブ側・フランジ側ともに、切欠き端部に露出した片面すみ肉溶接のルート起点として主桁断面方向に進展する。この進展方向にひずみゲージを貼付することで、ひずみの変化だけではなく、進展したき裂がゲージを破断させる現象を利用できる。ウェブ側の計測位置は、発生したき裂がウェブの下縁側に進展すると進展速度が速く危険であるため、コーナプレート切欠き先端の下側とする。一方、下フランジ側の計測位置は、発生したき裂が橋軸直角方向の両側に進展し、その進展速度に差がないことから、ひずみゲージを貼付しやすいコーナプレートの外側とした。

また、図 6 (b) に示すように、下フランジの公称ひずみを No.21 と No.23 で計測した。これは、コーナプレート切欠き部の応力集中の影響を排除し、温度や交通荷重の影響を受ける構造物の挙動を捉えるためである。これと比較するために、交通荷重によるひずみが発生しない位置として横リブ中央のフランジ縁のひずみ（橋軸方向）を No.22 で計測した。

全ての計測点において、2 時間ごとの静的な橋軸方向ひずみを計測した。併せて、各データロガー内の温度を計測し、これらの計測データを LPWA により転送した。なお、長期的な計測となるが、箱桁内で水や日照の影響を受けないため、ひずみゲージ等の計測機器は環境に対する対策を行っていない。

3.3 LPWA を用いた無線ひずみ計測機器の構成

実橋計測で使用した LPWA を用いた無線ひずみ

表1 実橋計測で使用した機器構成一覧

項目	仕様・製品名
ボードコンピュータ	Arduino Mega (Arduino社)
LPWA通信装置	LET-M shield for Arduino (SORACOM)
ADコンバーター	HX711
ひずみゲージ	FLAB-5-350-11-15LJCT (東京測器)
ひずみブリッジ	金属皮膜抵抗器 350Ω, 許容誤差+0.1% (VISHAY社)

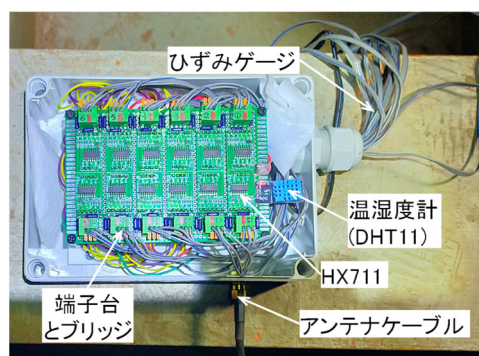


図7 LPWAを用いた無線ひずみ計測機器

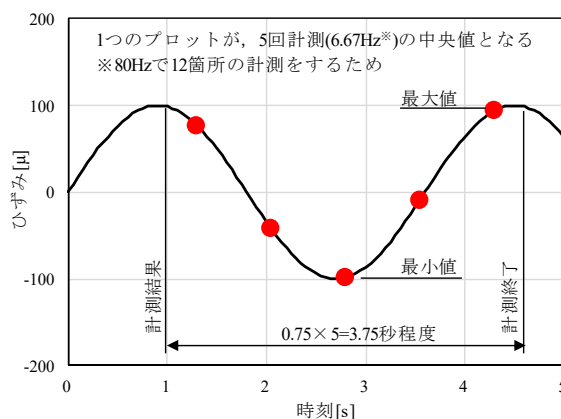


図8 本計測のデータ取得のイメージ

計測機器の主な構成を表 1、図 7 に示す。計測チャンネル数や計測する項目など計測プログラムを設定するボードコンピュータとして、Arduino Mega (Arduino 社)、ひずみゲージからの抵抗変化を電圧信号に変換し増幅する AD コンバータとして HX711、LPWA 通信機器としてセルラー系 LTE-M (LTE Cat.M1) の SIM が利用できる LET-M shield for Arduino (SORACOM) を用いた。この場合、一回に転送できるデータ量は 1000 バイト程度である。本検討では、2 バイトで 26 データ (12 箇所の最大・最小と温湿度) の送信 (52 バイト) とした。12 箇所のひずみデータが計測できるように、AD コンバ

ータ HX711 を 12 個内蔵した。また、ひずみを計測する際に、ゲージ長 5mm、ベース幅 3.8mm、ゲージ抵抗値 350Ω、ケーブル長さ 15m のひずみゲージ（東京測器社製 FLAB-5-350-11-15LJCT）を 3 線式結線法（リード線の温度影響の補償法）で接続するため、許容誤差 $\pm 0.1\%$ 、温度係数 $\pm 5\text{ppm}/^\circ\text{C}$ の 350Ω の金属皮膜抵抗器（VISHAY 社）で、ひずみゲージブリッジを組み、端子台で接続できるようにした。データロガー内に温湿度計（DHT11）をセットし、計測機の設置位置の温度変化を計測することとした。鋼箱桁内部は、構造的に電波の遮蔽が生じやすく通信環境が不安定であったため、アンテナをケーブルで延長し、比較的電波状況が安定した位置にアンテナを配置した。また、装置への電力供給については、鋼箱桁内部に事前に設置されたコンセントを用いて電源を確保した。1 回の通信による電力消費量は $150\text{mA} \times 30\text{sec}$ 程度となり、TPL5110 等のタイマーモジュールとバッテリー（2500mAh）を用いて 1 日 3 回計測した場合は、3 年程度の長期間計測に対応できる。

今回製作した機器で計測可能なひずみ範囲は $8,000\mu \sim -8,000\mu$ 程度であり、計測速度は 80Hz である。スパイクノイズを除去するためのフィルタは Median Filter を用いた。各チャンネルに対してそれぞれ 5 個のデータを取得してその中央値を抽出（Median Filter）し、それを 5 回繰返して得られた各チャンネルの中央値のうちの最大値と最小値を抽出してデータ送信を行う。図 8 に一定のひずみ波形を例として、本計測のデータ取得のイメージを示す。12 チャンネルの場合、約 3.75 秒の間のひずみを計測することとなり、この間に車両が通過した場合は、無載荷時のひずみに加えて車両荷重によるひずみが含まれることとなる。

取得したデータの蓄積は、WEB プラットフォームである SORACOM を用いた。SORACOM では、計測機器から送信された計測データが自動的にグラフ化され、表示する計測データの期間の変更、計測データごとの表示・非表示、グラフの CSV 変換などが可能である。

3.4 モニタリング計測結果

データロガー内の温度の推移を図 9 に示す。温度の変化については、データロガー A、B に差異がなく、一般的な季節変動による温度の変化と同様である。また、1 日の温度変化幅は 10 度程度であった。

2 時間毎に計測した公称ひずみ計測位置の静ひ

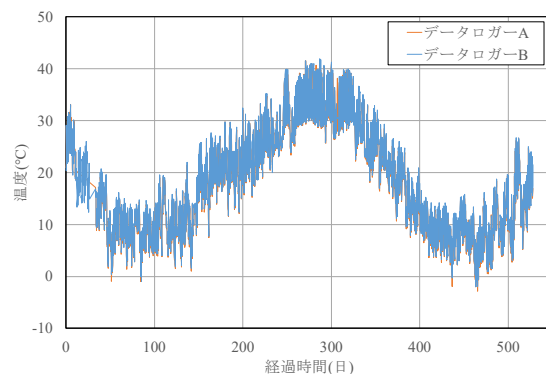
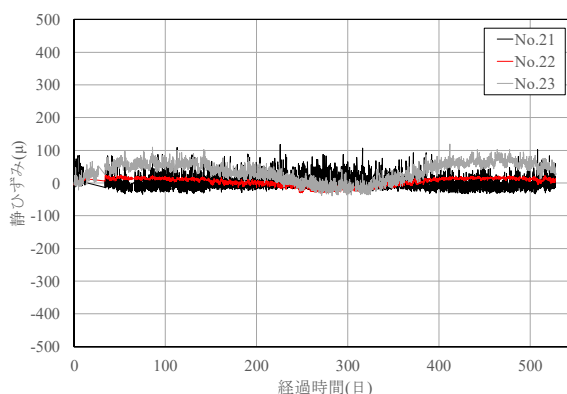
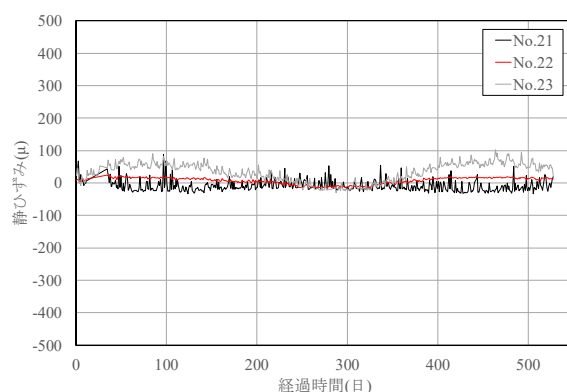


図9 データロガー内の温度の推移



(a) 2時間毎の計測データ



(b) AM4～5時台のみの計測データ

図10 公称ひずみ計測位置の静ひずみの推移

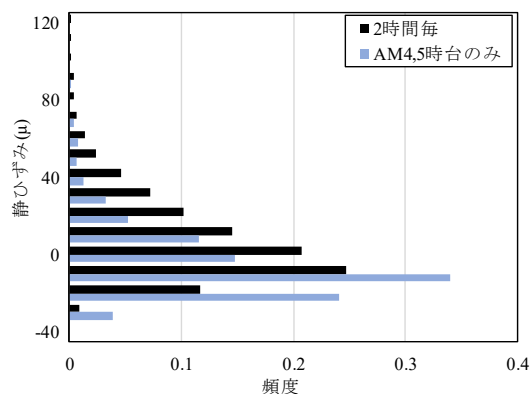


図11 No.21の静ひずみの頻度分布

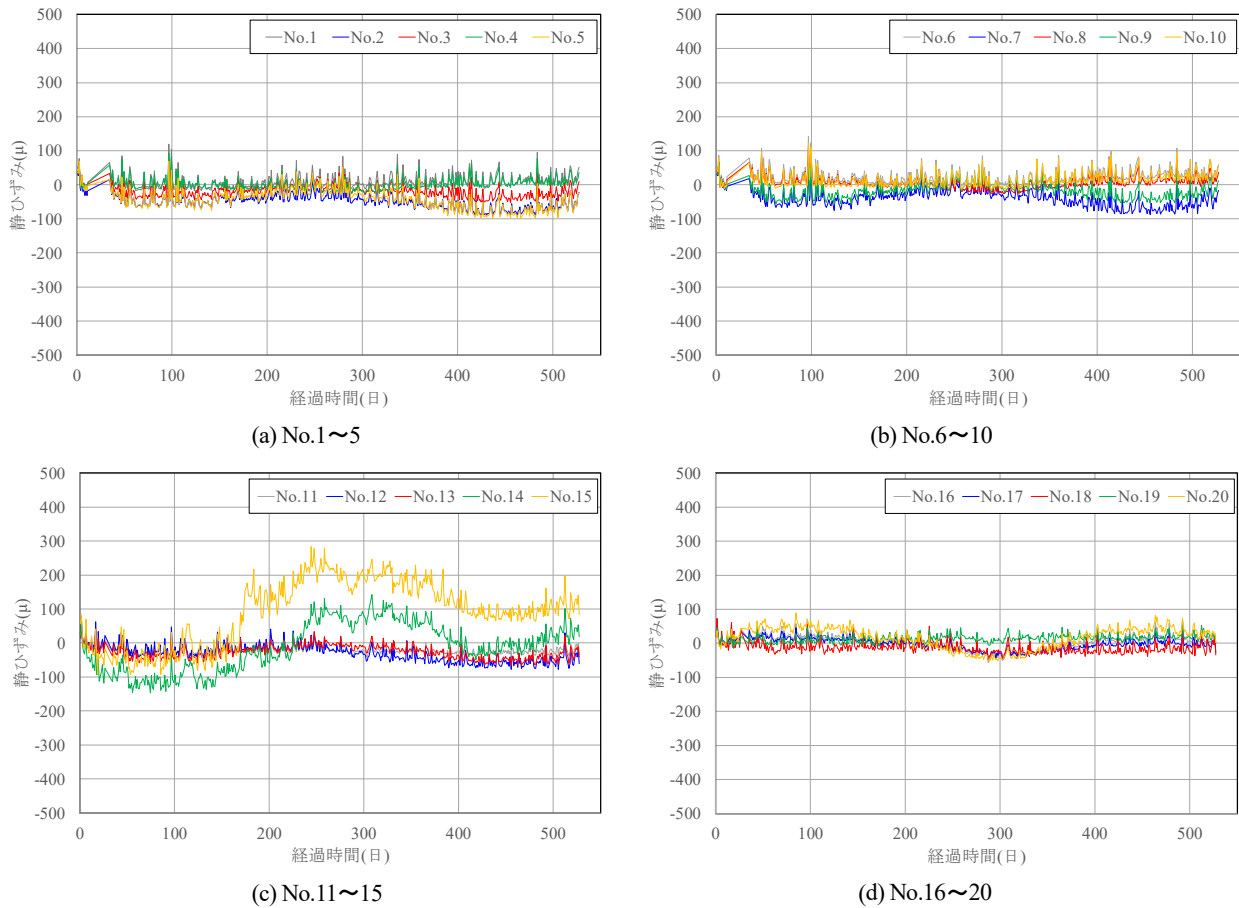


図12 各計測位置の静ひずみの推移 (AM4~5時台のみのデータ)

ずみの推移を図10(a)に示す。この図から、ひずみが発生しないNo.22の静ひずみは、年間を通じてほとんど生じていない。つまり、ひずみゲージとそのケーブルや、ブリッジの抵抗に対する温度変化による見かけのひずみ変化は小さいことがわかる。一方、No.21、No.23の静ひずみは、変動幅があり、年間の温度変化による影響と交通荷重の影響が含まれていると言える。特にNo.23では、静ひずみの中央値が変化しており、これは温度変化の影響と考えられる。続いて、交通荷重の影響を把握するため、交通量が少ないAM4~5時台に計測された静ひずみのみの推移を図10(b)に、2時間毎とAM4~5時台に計測された静ひずみの頻度分布を図11に示す。なお、静ひずみの頻度分布は、温度変化の影響が小さいNo.21の結果を示している。図10(b)に示すAM4~5時台のみの静ひずみの推移は、2時間毎の計測に比べて変化が小さいと言える。また、図11に示す静ひずみの頻度分布から、AM4~5時台の計測データは、2時間毎の計測に比べて、静ひずみが大きい領域、つまり交通荷重の影響がある静ひずみの頻度は少ないと言える。これらのこと

から、AM4~5時台の静ひずみの変化は、交通荷重が載っていない状態で計測されている日が多く、静ひずみの変化を評価しやすくなっていると言える。一方で、今回計測の対象としたような影響線長が長い多径間連続桁橋では、3.75秒程度の計測の間に、車両が完全に載っていない状態での計測は困難であることがわかる。

No.1~20の各計測位置に対する静ひずみの推移を図12に示す。ここでは静ひずみの変化を評価しやすいAM4~5時台のみのデータを示す。計測位置No.14、15の静ひずみの変化が大きい、それ以外の計測位置は、 $\pm 100\mu$ 程度に収まっており、今回実施した予備的な計測の期間内では、疲労き裂が発生していないと考えられる。計測位置No.14、15の静ひずみの変化は、計測開始から150日程度経過後に+側のひずみにシフトしているため、後述する疲労試験のひずみの変化を考えると、疲労き裂が発生している可能性が考えられた。そこで2024年12月(経過時間400日程度)に現地を確認したが、コーナプレート切欠き部の先端に塗膜割れがなく、MTによっても疲労き裂の発生は確認

されなかった。また、その周辺にも疲労き裂などの
静ひずみが増加する要因は確認できなかった。現
地確認後はひずみの変化が停滞しているが、引き
続き計測して監視し、さらに変動が見られた場合
は、再度現地確認を実施する予定である。

No.14, 15 の静ひずみの変化が大きい原因は特定
できないが、これらの測点に近い No.23 の公称ひ
ずみも年間を通して変化していることから、この
変化を温度変化の影響と仮定した場合、静ひずみ
の最大の変化量は、圧縮側に -150μ 、引張側に 300μ
程度である。これは、後述する疲労き裂を検知する
ためのひずみ量に比べて小さいと言える。

なお、一部の計測において、計測開始から10日
～35日までは、セットしたアンテナの位置の電
波状況が悪く、データが転送されなかったため
アンテナの位置を再設定するまでデータが欠損
している。

4. 疲労試験

3章に示す計測からコーナプレート切欠き部
のき裂検知モニタリングを行う際の基礎データ
を得るために疲労試験を実施した。この試験では、き
裂が発生および進展した際のひずみ挙動の把握、
また計測したひずみ値の評価方法の設定を目的と
している。

4.1 試験概要

疲労試験には、図13に示す板曲げ振動疲労試験
機[7]を用いた。この試験機は、荷重フレームに試
験体を片持ち梁状態で固定し、試験体自由端側に
取付けた加振機で曲げ荷重を発生させるものであ
る。偏心錘のメモリとパイプレータの振動数によ
って応力範囲を、自由端側に取り付けたスプリン
グによって平均応力を制御することができる。本
試験では死荷重状態で引張応力を受ける下フラン
ジを対象とすることから、応力比は引張の片振り
(応力比 $R = \sigma_{\min} / \sigma_{\max} = 0$) とし、公称応力範囲は
 $\Delta\sigma = 40, 60, 120 \text{ N/mm}^2$ とした。荷重速度は設定す
る応力範囲により変動するが、本試験では
15~18Hzとなる。

試験体を図14に示す。文献[8]と同様に、下フ
ランジおよびウェブを模した主板、幅 300 mm ×長さ
 700 mm ×板厚 9 mm （実橋で最も薄い下フランジ
厚）に、幅 150 mm ×長さ 340 mm ×板厚 9 mm の
コーナプレートを模した付加板を 45° の角度で
溶接する。鋼材の材質は、溶接構造用圧延鋼板（JIS
G3106 SM490Y）とする。実橋におけるコーナプ

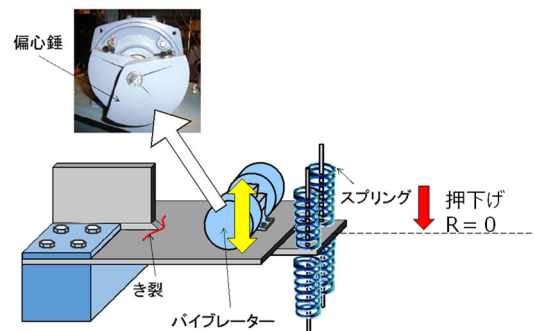


図13 板曲げ振動疲労試験機

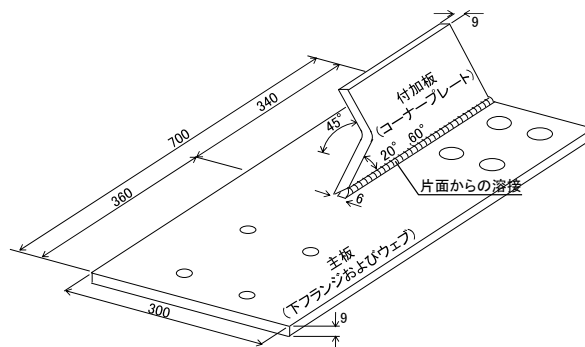


図14 試験体（単位：mm）

表2 溶接条件

溶接棒線径 (mm)	パス数	電流 (A)	電圧 (V)	溶接速度 (cm/sec)
3.2	5	145	200	5

表3 試験体一覧

試験体	端部の角度(°)	試験体数
D60	60	3
D20	20	3

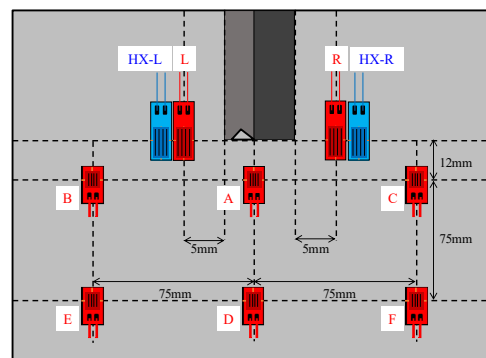


図15 ひずみゲージ貼付位置

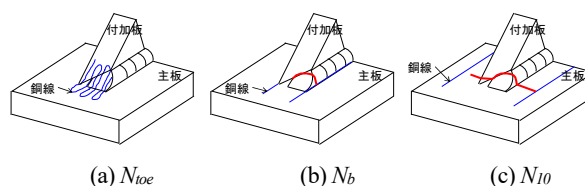


図16 疲労寿命の定義

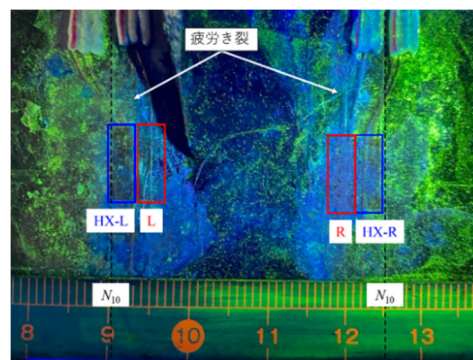
レートは下フランジまたはウェブに対して片面からのみ溶接されているため、試験体も実橋を再現するため片面から溶接とした。溶接条件は、文献[8]で検討された対象橋梁の溶け込み量と同程度になるように事前に試験施工された表 2 に示す条件とした。なお、対象橋梁の 10 箇所計測した溶け込み量の平均は、コーナプレート板厚 9mm に対して 6mm であった。試験体の一覧を表 3 に示す。切欠き角度の影響を検討するため、2 章で述べたように、対象橋梁において、フランジ側の切欠き角度は 20°に改良されているものの、ウェブ側の切欠き角度は最大で 60°であることから、コーナプレート先端の角度は 60°および 20°の試験体を製作した。付加板を溶接した後に、実橋での施工と同様、まずガス溶断により大まかな切欠き加工を施し、ディスクグラインダーおよびバークグラインダーで成形した。

図 15 に、本疲労試験のひずみ計測位置を示す。図 6 に示す実橋での計測位置を想定して、溶接止端から試験体幅方向に 5mm 位置で動ひずみ計測 (L, R) を行い、LPWA を用いた無線ひずみ計測位置 (HX-L, HX-R) はその外側とした。ひずみゲージは、ゲージ長 5mm の単軸ゲージ (3 線式) を使用し、最大・最小ひずみを計測した。計測の周期は、き裂の発生や進展に伴うひずみ変化を捉えるために 10~15 分に 1 回とした。各計測周期におけるひずみ計測では、3 章に示す実橋での計測方法と同様に、スパイクノイズを除去するため 5 回のデータを取得し、その中央値を抽出する Median Filter 処理を適用した。また、最大ひずみ・最小ひずみが計測できるように、この処理を 100 回繰り返した。無線ひずみ計測機器には表 1 の構成とし、USB ケーブルを用いた PC からの常時給電とした。なお、ボードコンピュータは、計測点が 2 箇所と少ないことから、Arduino Mega に替り、処理性能や機能が同じでピン数が少ない Arduino Uno を利用した。

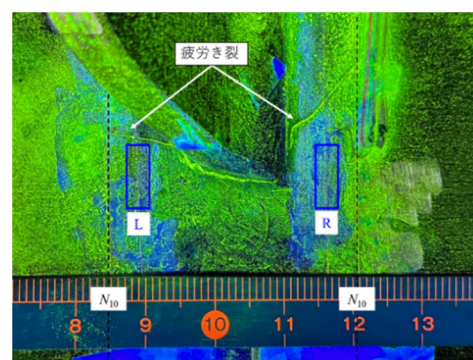
公称応力範囲は、試験体軸方向に貼付したひずみゲージのうち、き裂発生前の CH-B, C の平均値と CH-E, F の平均値から溶接止端位置まで線形外挿したひずみに鋼のヤング係数 ($E_s = 200 \text{ kN/mm}^2$) を乗じた値とした。また、全て応力比 $R=0$ で実施したため、最小引張荷重時が無荷重時のひずみとなる。

4.2 疲労寿命の定義

本疲労試験では、図 16 に示すように、切欠き先



(a) D20



(b) D60

図17 き裂の発生状況

端部に $\phi 0.05 \text{ mm}$ の銅線を貼付してき裂の発生および進展を捉えた。疲労寿命の定義は、疲労き裂が発生し、銅線が破断した段階の繰返し回数を N_{toe} 、溶接止端部のゲージ A のひずみ範囲が 5%低下した繰返し回数を $N_{5\%}$ 、切欠き先端部から発生した疲労き裂が溶接部から離れて主板に進展し始め、切欠き先端部に沿って試験体軸方向に貼付した銅線が破断した段階の繰返し回数を N_b 、疲労き裂が切欠き先端部から 10 mm 離れた位置に貼付した銅線が破断した段階の繰返し回数を N_{10} とした。 N_b , N_{10} は、左右で先に銅線が破断した繰返し回数としている。疲労試験は、実橋で捉えたいき裂長である N_{10} に到達した段階で終了した。

4.3 疲労試験結果

4.3.1 き裂発生状況

図 17 に D20 と D60 の疲労試験終了時のき裂発生状況を示す。図 17(a)に示すように、ルート付加板側からき裂が発生し、溶接を貫通して主板に到達し、試験体幅方向に進展しているケースが、D20 の 3 体全てと D60 のうち 2 体で確認された。一方、D60 のうち 1 体では、図 17(b)に示すように、ルートの主板側からき裂が発生し、切欠き先端に沿って進展し、最終的に試験体幅方向に進展する

き裂が確認された。

2 章に示した実橋のコーナープレート切欠き部で発生したき裂は、約 8 割がルート付近から溶接上およびコーナープレートのコバ面へ進展し、残りの約 2 割は、切欠き先端に沿って進展していた。進展経路の違いと切欠き角度との間に明確な相関は確認できなかったが、今回の疲労試験におけるき裂の挙動と同様の傾向を示した。

4.3.2 疲労強度

表 4 に試験体の初期応力範囲と各き裂長に対する疲労強度の一覧を示す。D60-60 では、 N_{10} に貼付した銅線がひずみゲージと重なり、銅線が切れなかったため、き裂が主板を 20mm 進展(N_{20})した。そのため、D60-60 試験体における N_{10} は、D60-120 試験体で疲労き裂が N_{10} に達した際のひずみゲージ HX-R のひずみ範囲の低下率と一致する繰返し回数として推定した値である。

図 18 に N_{10} に対する疲労試験結果の S-N 関係を示す。図には、過去に実施された同寸法の試験体の内 AW の結果[8]および JSSC の疲労強度曲線を併記している。なお、本試験は板曲げであり、実橋のフランジおよびウェブ断面の応力分布である引張に比べ、疲労き裂の進展が遅くなる。そこで、短いき裂ではあるが、 N_{10} の試験結果に対して、応力範囲を 4/5 倍とし、引張を繰返し受ける場合の疲労強度に補正した[9]。その結果、引張を繰返し受ける場合では、コーナープレート先端の角度 60° 、 20° ともに、JSSC-H 等級を下限としてプロットされた。

つまり、切欠き形状を 20° に改良したコーナープレート切欠き部は、改良によって応力集中点が変わったものの疲労強度は依然として低く、き裂が発生する可能性があるため、モニタリングが必要と言える。

4.3.3 き裂進展時のひずみの変化

疲労試験結果の内、実橋での計測を想定して LPWA で計測した HX-L と HX-R のひずみ範囲および平均ひずみの変化と繰返し回数を図 19 に示す。

ひずみ範囲は、疲労き裂の発生・進展によって減少しているが変化量は小さい。これは、ひずみゲージの計測位置とき裂進展位置が一致していないためと考えられる。図 19(c)に示す HX-L・HX-R、図 19(e)に示す HX-R は、途中でひずみゲージの配線部分の被覆銅線がき裂により切断され、計測不能となった。また、図 19(e)(f)に示す HX-L は、計測されたひずみ範囲のばらつきが大きい。これは、今回用いた計測機のひずみブリッジの結線部に

表4 試験体と応力範囲と疲労強度

試験体	応力範囲 (N/mm ²)	繰返し回数($\times 10^4$)						備考
		N_{10e}	$N_{5\%}$	N_b	N_{10}	N_{20}		
D20-40	42.7	1.4	319.1	450.1	904.5	-		
D20-60	61.5	43.7	118.4	166.8	365.5	-		
D20-120	127.4	3.8	16.7	28.1	51.2	-		
D60-40	39.1	56.6	171.0	402.4	671.1	-		
D60-60	59.9	14.7	48.9	104.8	255.8	303.2	N_{20} まで進展 N_{10} は推定値	
D60-120	119.7	3.0	4.9	22.1	34.1	-		

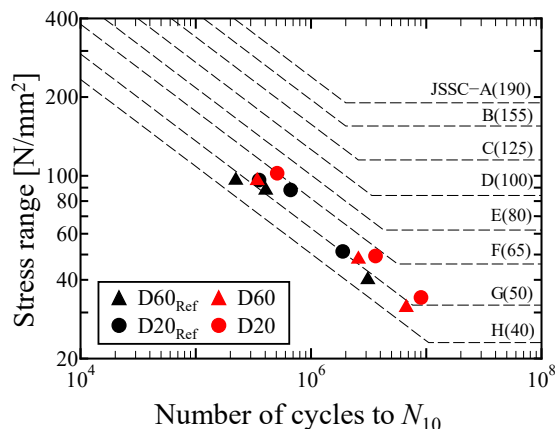


図18 引張を繰返し受ける場合の疲労強度に補正した S-N関係図

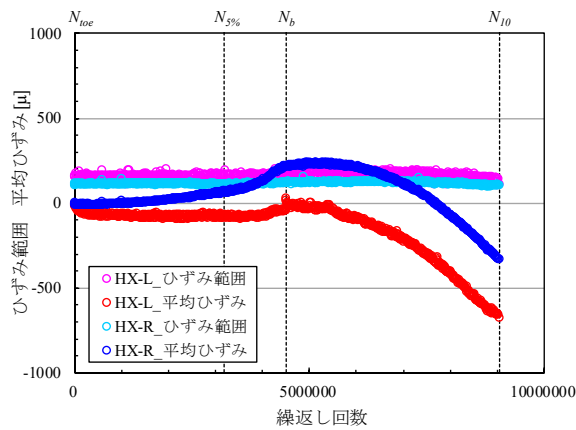
Arduino Uno の ICSP 用のピンが接触していたためと考えられる。

平均ひずみは、最大ひずみと最小ひずみから算出しており、図では計測された平均ひずみの初期値を 0 として補正し、変化量で示している。平均ひずみは、疲労き裂の発生・進展によって変化し、 N_{10} 時点で約 500μ 、最大で約 750μ まで減少している。また、平均ひずみは、 $N_{5\%}$ 到達後に増加し、 N_b 到達後に減少する傾向が見られる。これは、疲労き裂の発生・進展による残留応力の再分配の影響と考えられ、一度平均ひずみが増加する要因は、疲労き裂先端の小規模降伏の影響が計測されたためと考えられる。

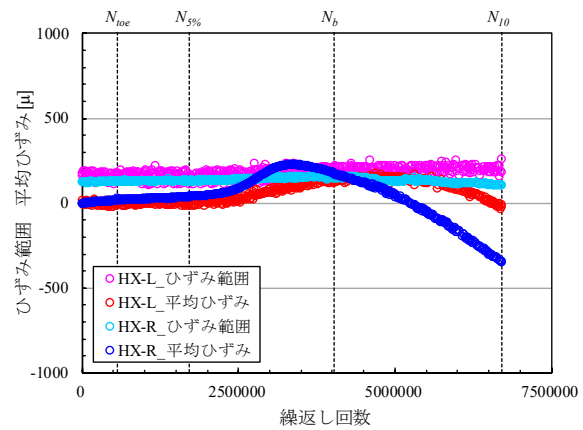
このように、実橋での計測を想定して LPWA で計測した HX-L と HX-R では、き裂進展によるひずみ範囲の変化に比べ、残留応力の再分配によるひずみ変化がより大きいことが確認されたため、無載荷時のひずみ変化を捉えることで、き裂の進展を確認できると考えられる。

4.4 実橋におけるひずみ計測の方針

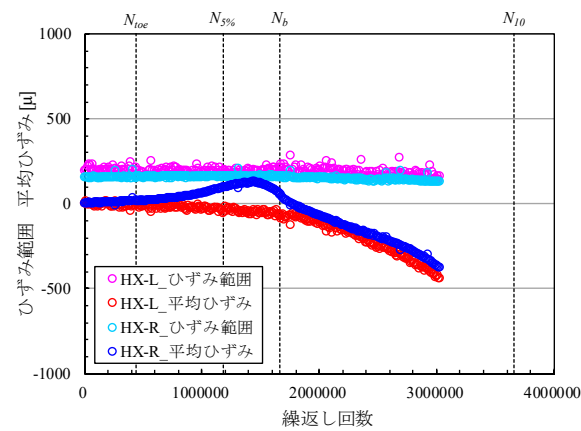
疲労試験の結果、実橋の計測位置において、無載荷時のひずみでき裂を検出できることが確認できた。今後実施する本格的なモニタリング計測では、



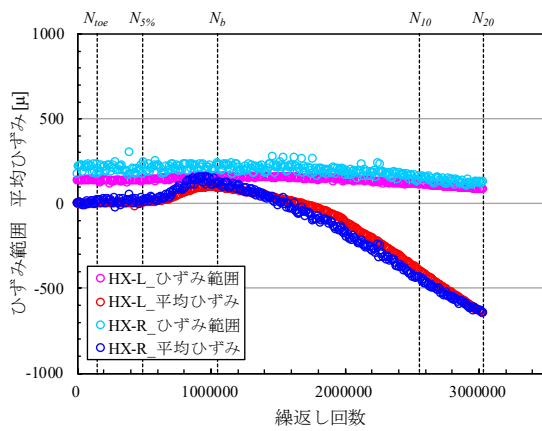
(a) D20-40



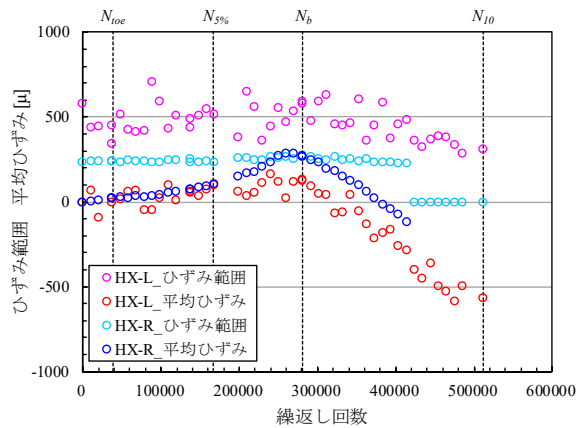
(b) D60-40



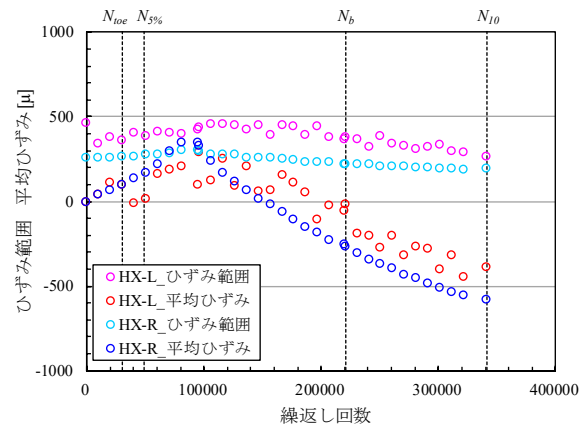
(c) D20-60



(d) D60-60



(e) D20-120



(f) D60-120

図19 ひずみゲージHX-L, HX-Rのひずみ範囲および平均ひずみの変化と繰返し回数

比較的交通量が少ない夜間のひずみを計測する。なお、夜間においても、車両が存在する場合があることや通信環境の不安定性に伴うデータ欠損に対応して、計測は1日3回(0時, 2時, 4時)程度の間隔で実施する。

N_{10} のき裂進展を捉えるための無載荷時のひず

み変化量は、試験ケースによってばらつきはあるが、安全側の値として、圧縮側 300μ を目安に監視する。なおこの変化量の目安は、3章に示す AM4 ~5 時台の静ひずみの変化の最大値より大きな値である。引張側の変化量については、き裂がゲージ方向に進展しゲージを破断させた場合に引張側の

大きな値を示すことから、 $1000\ \mu$ を目安に監視する。

なお、疲労試験に用いた試験体はコーナプレートと主板の溶接のみを模擬したものである。一方、実橋では図 6 に示すように、下フランジの場合は計測位置付近に縦リブ・横リブ・ウェブと下フランジ、ならびにコーナプレートとウェブの溶接が存在する。本研究では、計測位置におけるき裂の発生および進展に伴う橋軸方向の残留応力ひずみの再分配を評価している。計測位置は、橋軸方向の溶接線（ウェブ・縦リブと下フランジ、ならびにコーナプレートとウェブ）から橋軸直角方向に最小で 200mm 以上離れており、各溶接線による圧縮の残留応力を受ける領域に該当するが、離れ量からその影響は小さいと考えられる。また、横リブと下フランジの溶接は、橋軸直角方向の残留応力の影響が支配的であり、計測位置における橋軸方向残留応力への影響は小さいと考えられる。

5. まとめ

本研究では、コーナプレート切欠き部の疲労き裂を対象として、実橋での予備的な計測と曲げ疲労試験を実施し、低コストかつ長期間計測が可能な LPWA を活用した疲労き裂検知モニタリング手法による監視方法を検討した。得られた知見は以下の通りである。

- 1) 実橋での予備的な計測により、鋼箱桁内から通信可能であった。通行車両による静ひずみの変化量は最大で $\pm 100\mu$ 程度であり、温度変化による静ひずみの変化量は、圧縮側に -150μ 、引張側に 300μ 程度であった。
- 2) コーナプレート切欠き部を想定した曲げ疲労試験により、無載荷時のひずみを計測することでき裂を検知できる可能性を示した。したがって、実橋でのひずみ計測は、交通車両が少ない夜間のひずみを計測するのがよい。
- 3) き裂長が主板に 10mm 進展した時の無載荷時のひずみ変化量は圧縮側に 400μ 程度である。この変化量にはばらつきがみられたが、実橋でのひずみ計測では、安全側の値かつ車両荷重の影響を排除できる値として、圧縮側 300μ を目安に監視することとした。なお、引張側の変化量については、き裂がゲージを破断させた場合を検知するため、 1000μ を目安に監視することとした。

なお、本研究で対象とした手法は、モニタリングの対象としたコーナプレート切欠き部のき裂を検出するものである。対象橋梁にはき裂が発生し補修が施されたコーナプレート切欠き部を除いて、 500 箇所を超えるコーナプレート切欠き部が残存している。き裂発生の可能性がある切欠き部先端は、フランジ側とウェブ側に存在するため計測の対象は $1,000$ 箇所を超える。低コストな手法であっても、これら全ての箇所を計測することは非効率である。このため、交通量が多い走行車線側に位置するコーナプレート切欠き部の方が、追越車線側に比べて相対的にき裂発生率が高いなど、これまでに発生したき裂の傾向を分析し、き裂発生リスクが高い箇所を選定してモニタリングを実施することで効率的かつ効果的なモニタリングが可能であると考ええる。

6. 謝辞

疲労試験および予備計測にあたり、研究当時、関西大学大学院生の松本直樹氏には多大なる協力をいただいた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- [1] 藤林美早, 山口樹, 吉田祐介: 鋼箱桁橋コーナプレート部に発生した疲労損傷報告, 令和 2 年度土木学会全国大会第 75 回年次学術講演会, VI-710, 2020.
M. Fujibayashi, I. Yamaguchi, Y. Yoshida: Fatigue Crack Report of Corner Plate of Box Steel Girder, Proceedings of the 75th Annual Academic Lecture Meeting of the Japan Society of Civil Engineers, VI-710, 2020.
- [2] 吉田祐介, 藤林美早, 坂本直太: 鋼箱桁橋コーナプレート部の疲労損傷に対する予防保全工法の効果確認, 令和 2 年度土木学会全国大会第 75 回年次学術講演会, VI-711, 2020.
Y. Yoshida, M. Fujibayashi, N. Sakamoto: Confirmation of the Effectiveness of Preventive Maintenance Methods for Fatigue Cracks in Corner Plates of Steel Box Girder Bridges, Proceedings of the 75th Annual Academic Lecture Meeting of the Japan Society of Civil Engineers, VI-711, 2020.
- [3] 齋藤豪, 安川和利: 専用断線ゲージを用いた疲労き裂進展の遠隔監視手法の検討, 令和元年度土木学会全国大会第 74 回年次学術講演会, I-205, 2019.
G. Saito, K. Yasukawa: Study on remote monitoring method of fatigue crack propagation using dedicated

- breakage gauge, Proceedings of the 74th Annual Academic Lecture Meeting of the Japan Society of Civil Engineers, I-205, 2019.
- [4] 松本直樹, 石川敏之, 公門和樹, 上田尚史: LPWAを用いた疲労き裂検知モニタリング手法の開発, インフラメンテナンス実践研究論文集 Vol.3 No.1, pp.62-71, 2024.
(DOI: https://doi.org/10.11532/jsceim.3.1_62)
N. Matsumoto, T. Ishikawa, K. Komon, N. Ueda: Development of Fatigue Crack Detection Monitoring Using LPWA, Infrastructure Maintenance Practices, Vol.3, No.1, pp.62-71, 2024.
- [5] 石川敏之, 松本直樹: 疲労き裂の発生・進展による無載荷時のひずみ変化の評価, 構造工学論文集, Vol.68A, pp.554-563, 2022.
(DOI: <https://doi.org/10.11532/structcivil.68A.554>)
T. Ishikawa, N. Matsumoto: Evaluation of Strain Change under Unloading Conditions by Initiation and Propagation of Fatigue Crack, Journal of Structural Engineering, Vol.68A, pp.554-563, 2022.
- [6] 総務省: 平成 30 年版情報通信白書, p.13, 日経印刷, 2018.
- [7] 山田健太郎, 小藺江朋堯, 小塩達也: 垂直補剛材と鋼床版デッキプレートのすみ肉溶接の曲げ疲労試験, 鋼構造論文集, 第 14 巻, 第 55 号, pp.1-8, 2007.
(DOI: https://doi.org/10.11273/jssc1994.14.55_1)
K. Yamada, T. Osonoe, T. Ojio: Bending Fatigue Test on Welded Joint between Vertical Stiffener and Deck Plate, Steel Construction Engineering, Vol.14, No.55, pp.1-8, 2007.
- [8] 清水優, 館石和雄, Shinta Ayuningtyas, 判治剛, 高田佳彦, 熊澤美早, 山口樹, 岡本亮二, 西芝貴光: コーナープレート切欠き部の疲労耐久性と ICR 処理による延命効果, 構造工学論文集, Vol.68A, pp.580-590, 2022.
(DOI: <https://doi.org/10.11532/structcivil.68A.580>)
M. Shimizu, K. Tateishi, Shinta Ayuningtyas, T. Hanji, Y. Takada, M. Kumazawa, I. Yamaguchi, R. Okamoto, T. Nishishiba: Fatigue Durability of Cut-out in Corner Plate and Fatigue Life Extension by ICR Treatment, Journal of Structural Engineering, Vol.68A, pp.580-590, 2022.
- [9] 日本鋼構造協会: 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 2012 年改定版

(2025 年 5 月 22 日原稿受理)

る限界状態を設定することを目的に、すべり後の変形性能に着目した変形支圧限界が提案されている⁴⁾。

阪神高速グループビジョン 2030⁵⁾では、2030 年のありたい姿の 1 つとして「世界水準の卓越した都市高速道路技術で発展する阪神高速」を掲げている。このありたい姿を実現し、お客さま満足に寄与するためには、「都市高速道路の建設・管理の経験を活かした新規路線建設及び大規模更新事業に係る技術の開発・活用」が重要である。その取組みに紐づく研究・技術開発戦略テーマの 1 つとして、「一般高架橋の革新的な設計・施工技術を開発」することが挙げられ、本検討で着目する高力ボルト摩擦接合部の設計合理化に向けた検討が位置づけられる。

本検討は、変形支圧限界への到達を被接合材の限界状態 2 として適用することを考え、変形支圧限界の制限値を検討し、適用するうえでの必要事項の整理を行った。また、実橋を対象とした試設計により、ボルト本数の変化を評価した。

2. 変形支圧限界

文献 6)では、図-3 に示す短冊形継手を対象に、変形支圧限界到達時の被接合材の支圧耐力に関する解析が実施されている。変形支圧限界は、設計上の簡便さ、状態確認の容易さから考えられたものであり、図-4 に示すボルト孔変形量のボルト軸径に対する割合で表される。支圧耐力は式(1)により算出され、式(1)の支圧耐力係数 α_{bl} は変形支圧限界時に被接合材に生じる応力を降伏強度の特性値（公称値）で除した値である。文献 6)では、表-3 に示す構造パラメータを対象に解析を実施し、ボルト孔変形量がボルト軸径に対して 10%になる状態における支圧耐力係数 α_{bl} を図-5 に示す通り整理している。

$$V_e = \alpha_{bl} \cdot d \cdot t_m \cdot \sigma_{ym} \quad (1)$$

ここで、 α_{bl} ：支圧耐力係数、 d ：ボルト軸平行部径 (mm)、 t_m ：被接合材の板厚 (mm)、 σ_{ym} ：被接合材の降伏強度の特性値 (N/mm²)である。

支圧耐力係数 α_{bl} は、式(2)に示す被接合材の端抜け破断（ボルト部断面における被接合材軸方向断面のせん断破断）と純断面破断（ボルト部断面における被接合材軸直角方向面の引張破断）の耐力比 k_b と相関がある（図-5）。

$$k_b = \frac{P_{esd}}{P_{tnd}} = \frac{\sigma_{tm} \cdot t_m \cdot m_f \{e_1 + (n_f - 1)p\}}{\sigma_{tm} \cdot t_m (b_f - d_0 \cdot m_f)} \quad (2)$$

ここで、 P_{esd} ：被接合材の端抜け破断強度(kN)、 P_{tnd} ：被接合材の純断面破断強度 (kN)、 σ_{tm} ：被接合材の引張強度の特性値 (N/mm²)、 m_f ：被接合材のボルト行数（部材軸直交方向のボルト本数）、 n_f ：被接合材のボルト列数（部材軸方向のボルト本数）、 e_1 ：縁端距離 (mm)、 p ：ボルトピッチ (mm)、 b_f ：被接合材の総幅 (mm)、 d_0 ：ボルト孔径 (mm)である。

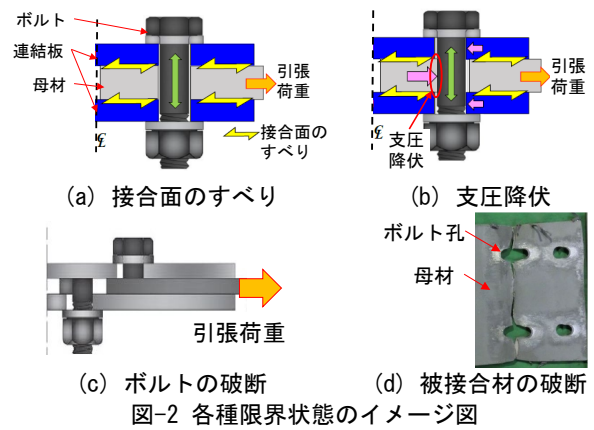


図-2 各種限界状態のイメージ図

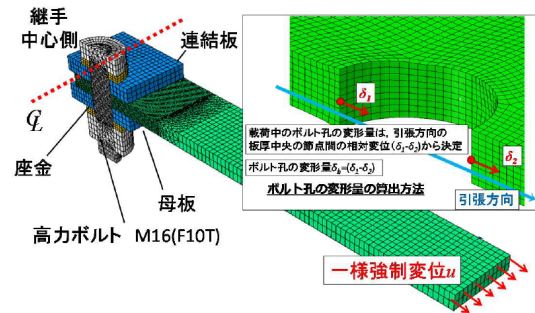


図-3 解析モデル

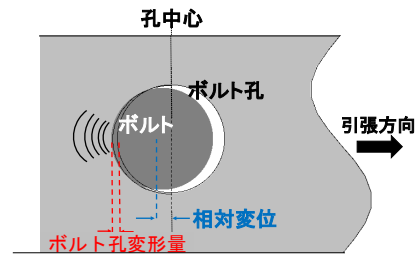


図-4 ボルト軸径とボルト孔変形量

表-3 解析対象の構造パラメータ

ボルト 列数	母板および 連結板の 板厚	端しあき 距離/軸平 行部径	ピッチ/ 軸平行 部径	縁りあき 距離/軸平 行部径
n	$t_m = t_{spl}$ mm	e_1 / d	p / d	e_2 / d
1	9, 14, 19, 25	1.5, 2.5, 3.5, 4.5, 5.5	-	1.5, 2.5, 3.5, 4.5, 5.5
2		2.5, 3.5	2.5, 3.5, 4.5	
4			2.5, 3.5	

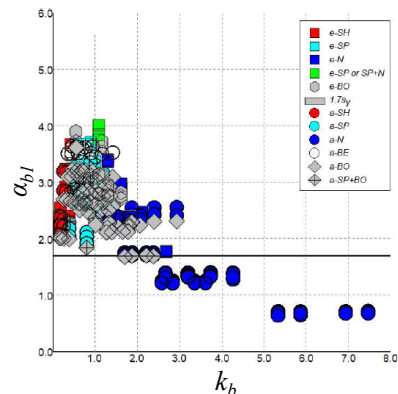


図-5 支圧耐力係数と耐力比の関係

図-5 より、支圧耐力係数 α_{bl} は耐力比 k_b の増加とともに低下する傾向が見られる。これは耐力比 k_b が大きい範囲では純断面降伏の影響が大きく、ボルト孔での支圧力が孔変形に及ぼす影響が相対的に小さくなるためと考えられる。

文献7)では、図-6に示す短冊形継手の要素試験による、変形支圧限界に関する検討結果が整理されている。ボルト軸径に対するボルト孔変形量の割合を、文献6)では10%を対象としていたのに対し、文献7)では5%を対象としている。これは、最大耐力に対する変形支圧限界の余裕度を大きくするために、評価対象とするボルト孔変形量を小さくしたものである。文献7)では支圧耐力係数 α_{bl} を図-7に示す通り整理しており、図-5の解析結果と類似の傾向が見られる。本検討は、図-7の要素試験結果をもとに変形支圧限界の制限値を検討する。

3. すべり後の支圧状態を考慮した設計法

支圧耐力 V_e を限界状態2における特性値とし、各種安全余裕を考慮した制限値 V_b を式(3)に示す。調査・解析係数 ξ_l は、調査結果などにに基づき断面力などの作用効果を算出する過程に含まれる不確実性を考慮する係数である。抵抗係数 ϕ は、材料、施工、耐力式等の有する不確実性など、抵抗値の評価に直接関係する要因の確率統計的な信頼性の程度を考慮する係数である。

$$V_b = \xi_l \cdot \phi \cdot V_e \quad (3)$$

ここで、 ξ_l ：調査・解析係数、 ϕ ：抵抗係数である。

変形支圧限界における制限値の各項目の設定方法を示す。

(1) 特性値

特性値を設定するにあたり、支圧耐力係数 α_{bl} は要素試験データの下限值相当になるように設定することを考えた。

図-5の要素試験データに対する回帰直線を式(4)に示す。式(4)では、支圧耐力係数の適用範囲を要素試験事例がある範囲とし、耐力比 k_b を3.0以下としている。

$$\alpha_{bl} = 3.55 - 0.21k_b (k_b \leq 3.0) \quad (4)$$

道示Iでは、データのばらつきを考慮した抵抗係数を変動係数に応じた値として設定している(表-4)。この考えを準用し、要素試験結果(データ数 60 件)の変動係数 17.6%から、表-4より抵抗係数は0.65、支圧耐力係数の特性値は $0.65\alpha_{bl}$ とした。図-5より、支圧耐力係数の特性値は要素試験データの下限值程度となった。

(2) 制限値

調査・解析係数 ξ_l は、道示IIにおいて、高力ボル

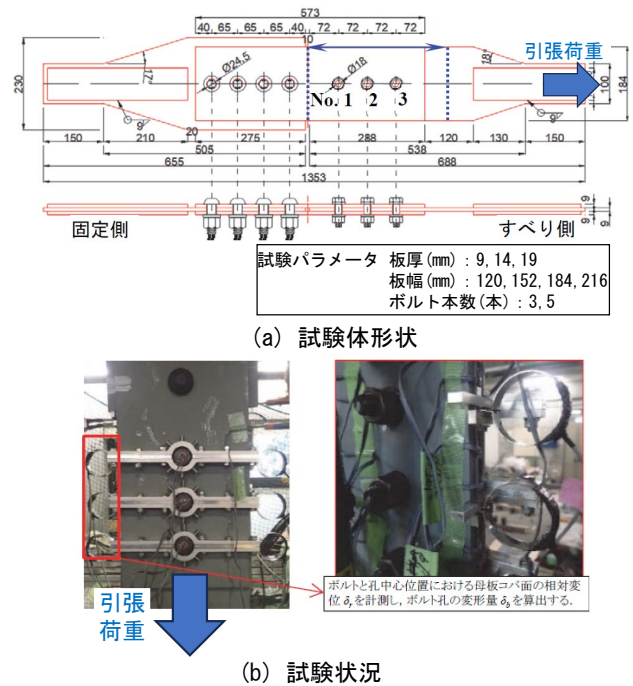


図-6 変形支圧限界に関する要素試験の状況

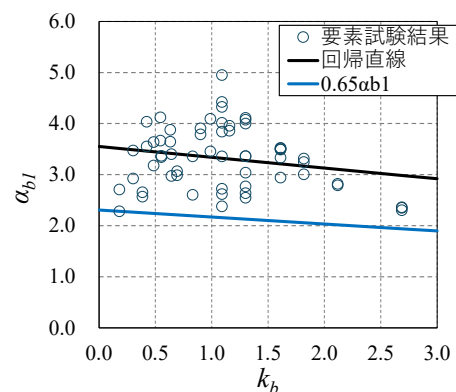


図-7 支圧耐力係数と耐力比の関係(要素試験)

表-4 道路橋示方書 I 編による変動係数に応じた抵抗係数

変動係数(%)	5.0	10.0	12.5	15.0	17.5	20.0	30.0	40.0
抵抗係数	0.90	0.85	0.80	0.75	0.70	0.65	0.50	0.35

表-5 制限値の各項目の数値および考え方

項目	調査・解析係数 ξ_l	抵抗係数 ϕ	特性値
数値	1	0.85	支圧耐力係数を要素試験データの下限值相当とする
適用の考え方	道路橋示方書の値を準用	鋼材強度ばらつきを考慮することとし、道路橋示方書 II の値を準用	

ト摩擦接合の被接合材に対して限界状態 3 (偶発作用) を考慮する場合の値を準用し、1.0 とした。

抵抗係数 ϕ は、要素試験データに対して降伏強度のばらつきを考慮することとし、道示IIに基づき 0.85 とした。制限値の各項目の数値と考え方を表-5 にまとめる。

以上の検討を踏まえ、限界状態 2 を取り入れた接合部に対する照査項目を表-6 に示す。限界状態 2 において、ボルトに対してせん断破断の照査を行うこ

ととしている。これは、ボルトの破断が被接合材の変形支圧限界到達に先行して生じないことを前提としているためである。

(3) 適用条件

限界状態2は、接合部の降伏後の挙動が、変形支圧限界に関する検討が実施された事例と同じ傾向を示すと想定される構造に適用可能とする。変形支圧限界への影響を検討した知見がなく、適用対象外とする条件の一覧を表-7に示す。

一般的な鋼材と比べて降伏点が高い SM570, SM570W, SBHS400, SBHS400W, SBHS500, SBHS500Wは、塑性変形能に関する研究事例が少なく、変形支圧限界において道示Iに規定する他の構造用鋼材と異なる挙動を示す可能性があるため、適用対象外とする。

ボルト列数については、道示IIより、高力ボルト摩擦接合において1ボルト線状に並ぶ本数が増えると、ボルトに作用する力が不均等になる。変形支圧限界は、関連する文献⁴⁾⁶⁾でボルト列数が5列以下で検討されているため、6列以上の場合は適用対象外とする。

耐力比 k_b については、2.(1)に示す要素試験事例がある範囲を適用範囲とする。

(4) 適用対象部材

道示IIでは、接合部において、連結され一体となる部材が所要の機能を発揮するようにしなければならない。つまり、部材が限界状態に至る前に接合部が限界状態に至ることがないようにする必要がある。実務設計では、主部材は偶発作用に対して限界状態1, 3を満足することを照査する。このため、部材一般部が限界状態1となる前に連結部が限界状態2になることは許容されないと考えられ、主部材の接合部への変形支圧限界の適用は難しい。

適用対象となる箇所として、主桁間の荷重分配に寄与しておらず、一時的にすべりや塑性化が発生したとしても主部材や構造の耐荷性能に大きく影響しない部材や、損傷時に比較的取替えやすい部材を対象と考えることができる。地震により対傾構接合部のすべりが生じた事例⁸⁾を図-8に示す。本事例のように発災時に実際にすべりが生じているが、主部材に大きな変形が認められない場合には構造自体が不安定になっているとはいえない。適用対象部材の例として、中間横桁、横構、対傾構が考えられる。また、一般的に横桁は主桁間の荷重分配への寄与が大きいいため、適用対象とすることは難しいが、少数2主I桁橋等の主桁間の荷重分配への寄与が小さい分配横桁も適用可能性があると考えられる。

4. 実構造物への適用

(1) 試設計の実施方針

変形支圧限界の適用が可能か確認するために、実

表-6 変形支圧限界を取り入れた照査項目

状態	限界状態1	限界状態2	限界状態3
永続作用や変動作用が支配的な状況	母材:孔引き断面(引張部材)における降伏 連結板:みなし規定* ボルト:接合面のすべり		母材:孔引き断面(引張部材)における降伏 連結板:みなし規定* ボルト:せん断破断
偶発作用が支配的な状況		(提案) 母材:変形支圧限界における支圧耐力 連結板:みなし規定* ボルト:せん断破断	

*母材の照査を満足する場合、母材と同等以上の耐力を有する連結板も照査を満足するとみなす

表-7 変形支圧限界の適用対象外とする条件

1	道示I 9.1に規定する構造用鋼材のうち、SM570, SMA570W, SBHS400, SBHS400W, SBHS500およびSBHS500Wが用いられている場合
2	1ボルト線状に並ぶ本数が6本以上の場合
3	道示II 9.5.5の拡大孔が適用されている場合
4	道示II 9.5.10の勾配座金及び曲面座金が用いられている場合
5	端抜け破断/純断面破断の耐力比 k_b が3.0より大きい場合



図-8 地震による対傾構のすべり発生事例⁸⁾

表-8 部材接合部の構造諸元

橋名	形式	部材	ボルト 行数 m_f	ボルト 列数 n_f	板厚 t_m (mm)	部材の 総幅 b_f (mm)	耐力比 k_b
A橋	6径間連続 鋼I桁橋	横構	2	2	14	200	1.6
		対傾構	2	2	8	152	2.3
B橋	6径間連続 鋼少数主桁橋	中間横桁下フランジ	2	3	24	300	1.4
		中間横桁ウェブ	1	2	13	146	1.0
C橋	5径間連続 鋼少数主桁橋	横構	2	4	13	220	3.1
D橋	4径間連続 鋼箱桁	中間横桁下フランジ	2	3	14	320	1.2
		中間横桁ウェブ	1	2	9	150	1.0
E橋	2径間連続 鋼細幅箱桁	中間横桁下フランジ	2	4	24	300	2.0
		中間横桁ウェブ	1	2	13	150	1.0
F橋	3径間連続 鋼細幅箱桁	中間横桁下フランジ	2	4	24	300	2.0
		中間横桁ウェブ	1	2	13	145	1.0

橋の中間横桁、横構、対傾構に対して変形支圧限界到達を限界状態2に適用した場合の試設計を行った。

ボルト本数削減効果は、現行設計と変形支圧限界適用時のボルト本数を比較することで確認する。ボルト本数の計算において以下の条件を適用する。

- ・現行設計と変形支圧限界でボルト行数は同じとする。

表-9 試設計の結果

橋名	部材	現行設計					変形支圧限界					比率(変形支圧限界/現行設計)		
		すべり耐力 の特性値(kN)	支配的な作 用(道示1)	ボルト本数 決定要因	計算 本数	設計 本数	支圧耐力の 特性値(kN)	支配的な作 用(道示1)	ボルト本数 決定要因	計算 本数	設計 本数	特性値	計算 本数	設計 本数
A橋	横構	92	偶発①	限界状態1	4.61	6	158	偶発①	限界状態2	3.07	4	1.72	0.67	0.67
	対傾構	92	偶発①	限界状態1	3.58	4	90	偶発①	限界状態2	4.29	6	0.98	1.20	1.50
B橋	中間横桁 下フランジ	184	偶発①	限界状態1	5.75	6	274	偶発①	限界状態3	5.11	6	1.49	0.89	1.00
	中間横桁ウェブ	184	偶発①	限界状態1	6.17	12	149	偶発①	限界状態2	8.98	12	0.81	1.46	1.00
C橋	横構	92	偶発①	限界状態1	7.01	8	132	偶発①	限界状態3	6.12	8	1.43	0.87	1.00
D橋	中間横桁 下フランジ	184	変動②	限界状態1	3.49	6	162	変動②	限界状態1	3.49	6	0.88	1.00	1.00
	中間横桁ウェブ	184	変動②	限界状態1	18.81	32	104	変動②	限界状態1	18.81	32	0.57	1.00	1.00
E橋	中間横桁 下フランジ	184	変動⑥	限界状態1	5.79	8	262	変動⑥	限界状態1	5.79	8	1.42	1.00	1.00
	中間横桁ウェブ	184	変動⑥	限界状態1	8.70	12	142	変動⑥	限界状態1	8.70	12	0.77	1.00	1.00
F橋	中間横桁 下フランジ	184	変動⑥	限界状態1	6.22	8	262	変動⑥	限界状態1	6.22	8	1.42	1.00	1.00
	中間横桁ウェブ	184	変動⑥	限界状態1	8.46	12	142	変動⑥	限界状態1	8.46	12	0.77	1.00	1.00

青：現行設計と比べて耐力増加/ボルト本数減少，赤：現行設計と比べて耐力低下/ボルト本数増加

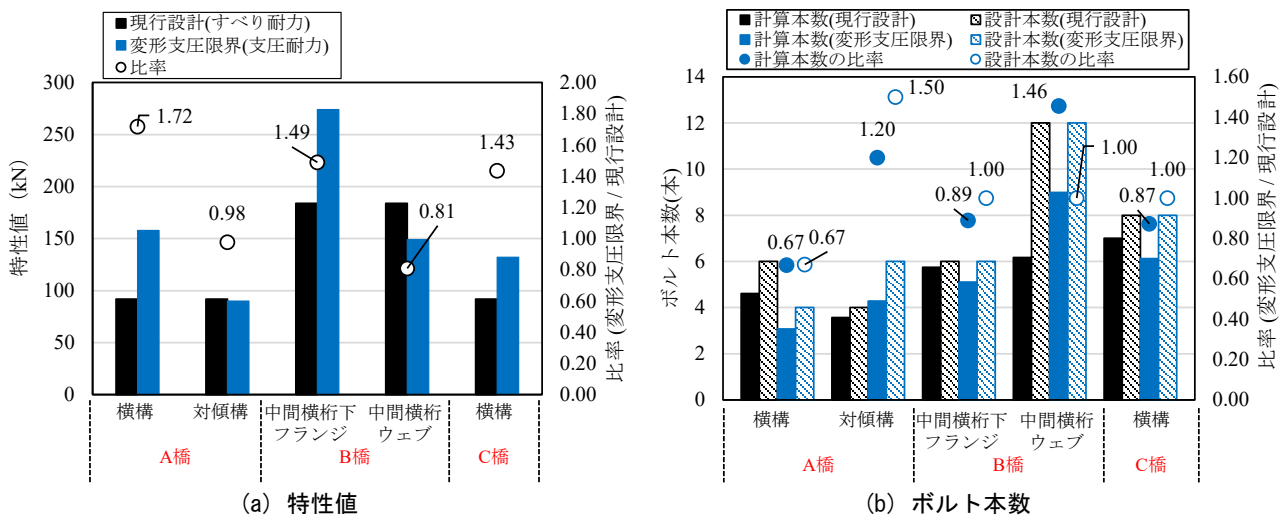


図-9 試設計の結果

- ・変形支圧限界適用時は、行方向および列方向のボルト本数を揃える通常のボルト配置を想定する。
- ・設計計算により求められるボルト本数（計算本数）と、実施工に適用する場合を想定したボルト本数（設計本数）を整理する。設計本数は、計算本数に対して、ボルト本数を整数値に切り上げ、最低ボルト列数³⁾（2列）の適用を考慮した本数となる。
- ・接合部を母材の全強 75%以上³⁾とする。

試設計においては、3. (3) の適用条件は考慮しないこととする。試設計の対象は設計書で作用力が判明している部材のうち、作用力が最大である部材とする。対象とする作用力は各設計書に基づく。変形支圧限界に対する照査項目は表-6 による。

(2) 試設計の結果

対象とする部材接合部の構造諸元を表-8 に示す。C 橋の横構は耐力比 k_b が 3.1 であり、表-7 に示した適用範囲外となった。これは C 橋の横構はボルト列数が 4 列であり、他の部材と比べて端抜け破断耐力が大きいこと、およびボルト列数が 4 列の他の部材（E 橋、F 橋の中間横桁下フランジ）と比べて部材の総幅が小さく、純断面破断耐力が小さいことが影

響している。

試設計の結果を表-9 に示す。表-9 の変形支圧限界適用時の照査項目は、A 橋、B 橋、C 橋は偶発作用が支配的な状況であるため限界状態 2 および 3 に対する照査を、D 橋、E 橋、F 橋は変動作用が支配的な状況であるため限界状態 1 および 3 に対する照査を示している。元とした設計計算で変動作用が支配的な接合部は試設計結果の評価を省略することとし、偶発作用が支配的である A 橋、B 橋、C 橋について、特性値およびボルト本数を図-9 に示す。

図-9(a) より、すべり耐力の特性値と 3. による支圧耐力の特性値の比率は、A 橋の対傾構と B 橋の中間横桁ウェブでは 1.0 より小さかった。これは、A 橋の対傾構は比較的板厚が薄く支圧耐力が小さいこと、B 橋の中間横桁ウェブは摩擦接合面が 2 面でありすべり耐力が大きいことが影響している。その他の部材では特性値の比率が 1.0 以上であった。

図-9(b) より、設計本数の比率は A 橋の横構で 0.7 となりボルト本数を削減できたが、A 橋の対傾構で 1.5 となりボルト本数が増加した。B 橋および C 橋の設計本数の比率は 1.0 となった。これは、ボルト本数を整数値に切り上げ、または最低ボルト列数の

制限により、現行設計と変形支圧限界適用時でボルト本数が変わらないことを示している。

偶発作用の照査を行った3橋のうち、設計上削減可能なボルト本数は2本となった。変形支圧限界の適用によるボルト本数削減効果は、部材の断面積が大きく、使用ボルト本数（列数、行数）が多い場合に大きくなる。一方、式(2)より、ボルト列数および行数が多いほど端抜け破断耐力が大きくなり、耐力比 k_b が適用範囲である3.0を超える可能性が高くなる。主部材での k_b は3.0以上となるケースが多いこともわかっているため、変形支圧限界の適用拡大に向けて、今後は耐力比 k_b が3.0以上での支圧耐力係数に関する知見を収集し、支圧耐力係数 α_{bl} の適用範囲を拡大する必要がある。

5. まとめ

本検討は、変形支圧限界への到達を高力ボルト摩擦接合の限界状態2として適用するうえでの必要事項の整理および適用性を確認するための実構造に対する試設計を行った。その概要を以下に示す。

- ・変形支圧限界における支圧耐力係数 α_{bl} の特性値を、被接合材の端抜け破断と純断面破断の耐力比 k_b に関する式として設定した。支圧耐力係数 α_{bl} の特性値は要素試験データの下限值相当になることを確認した。
- ・変形支圧限界の適用対象になりうる部材の考え方を整理した。主桁間の荷重分配に寄与しておらず、一時的にすべりや塑性化が発生したとしても主部材や構造の耐荷性能に大きく影響しない部材を適用対象と考えることができる。
- ・変形支圧限界の実構造物への試設計を行った。現行設計に対する変形支圧限界適用時のボルト本数は、対象とした部材の中では最大2本削減可能であった。今後は、変形支圧限界の適用によるボルト

本数削減効果が高くなると想定される部材の断面積が大きくなる条件を整理する。

- ・本検討では、試設計を行うために調査・解析係数 ξ 、抵抗係数 Φ 、および適用対象部材を仮定した。今後は制限値を設定するための参照データの特性や限界状態2の特性を踏まえ、これらの妥当性の検討が必要である。また、変形支圧限界に関する検討事例を踏まえて、設計法の適用範囲の検討が必要である。

謝辞：本検討の実施にあたり、大阪公立大学山口教授、北海道大学佐倉助教に協力頂いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ共通編，2017.
- 2) 白戸真大：道路橋示方書における部分係数設計法と限界状態設計法，土木技術資料，2018.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋・鋼部材編，2017.
- 4) 森山仁志，杉山裕樹，山口隆司，郎宇：板幅および板厚が高力ボルト摩擦接合継手の支圧限界状態に与える影響，土木学会論文集A1，Vol.74，No.1，pp.25-43，2018.
- 5) 阪神高速道路株式会社：『阪神高速グループビジョン2030～未来（あす）への道、私たちの挑戦～』の策定について，<https://www.hanshin-exp.co.jp/company/kigyovision/index.html>（2025.4.7.閲覧）
- 6) 森山仁志，高井俊和，山口隆司，郎宇：高力ボルト摩擦接合継手の断面構成およびボルト配置間隔がボルト孔の変形量で規定したすべり後の支圧耐力に及ぼす影響，構造工学論文集Vol.66A，2020.
- 7) 佐倉亮：曲げとせん断を受ける高力ボルト摩擦接合部のすべり・支圧強度に関する研究，大阪市立大学博士論文，2024.
- 8) 国土技術政策総合研究所：平成28年(2016年)熊本地震土木施設被害調査報告，国総研資料，第967号，2017.

高力ボルト摩擦接合部のすべり後の支圧状態を考慮した設計法の一提案

(一財)阪神高速先進技術研究所 正会員○中本 勇
阪神高速道路(株)技術部 正会員 藤原 眞幸
大阪公立大学大学院工学研究科 正会員 山口 隆司

(一財)阪神高速先進技術研究所 正会員 赤松 伸祐
阪神高速道路(株)技術部 正会員 青木 康素
北海道大学大学院工学研究院 正会員 佐倉 亮

1. はじめに

道路橋示方書Ⅰ編¹⁾(以下、道示Ⅰ)では、都市高速道路等の橋の耐荷性能に対する照査項目として、偶発作用が支配的な状況で限界状態2および3の照査が求められる。橋の耐荷性能は部材の耐荷性能で代表させてよく、高力ボルト摩擦接合継手部に対して限界状態2および3の照査が求められることになるが、継手部のすべり後挙動に関する研究は少なく、限界状態2の照査式は設定されていない。

限界状態設計法による合理化を目指す場合、すべり後挙動の評価を行い、適切な限界状態2の設定が必要である。これに対し、図-1(a)に示すように継手部の破断に対して一定余裕がある限界状態を設定することを目的に、すべり後の変形性能に着目した変形支圧限界が提案されている²⁾。

本検討は、表-1に示すように変形支圧限界への到達を被接合材の限界状態2として適用することを考え、変形支圧限界の制限値を検討した。また、実橋を対象とした試設計により、ボルト本数の変化を評価した。

2. 変形支圧限界の制限値

文献2)では、短冊形継手の要素試験による、変形支圧限界到達時の被接合材の支圧耐力に関する検討が実施されている。変形支圧限界は、設計上の簡便さ、状態確認の容易さから考えられたものであり、図-1(b)に示すようにボルト孔変形量がボルト軸径の5%になる状態である³⁾。支圧耐力は式(1)により提案され、支圧耐力係数 α_{bl} は変形支圧限界時に被接合材に生じる応力を降伏強度の特性値(公称値)で除した値であり、図-2に示す要素試験結果から算出される。

$$V_e = \alpha_{bl} \cdot d \cdot t_m \cdot \sigma_{ym} \quad (1)$$

ここで、 α_{bl} : 支圧耐力係数、 d : ボルト軸平行部径(mm)、 t_m : 被接合材の板厚(mm)、 σ_{ym} : 被接合材の降伏強度の特性値(N/mm²)である。

支圧耐力係数 α_{bl} は、被接合材の端抜け破断耐力と純

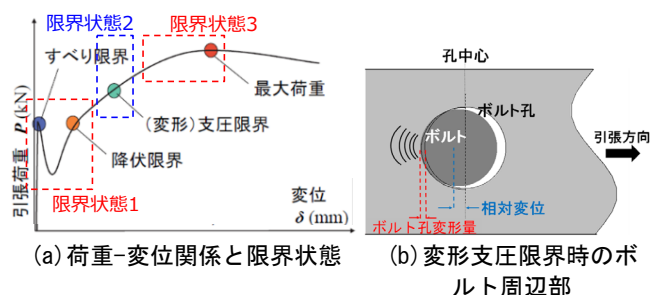


図-1 変形支圧限界のイメージ

表-1 変形支圧限界を取り入れた照査項目

状態	限界状態1	限界状態2	限界状態3
永続作用や変動作用が支配的な状況	母材：孔引き断面(引張部材)における降伏 連結板：みなし規定※ ボルト：接合面のすべり		母材：孔引き断面(引張部材)における降伏 連結板：みなし規定※ ボルト：せん断破断
偶発作用が支配的な状況		(提案) 母材：変形支圧限界における支圧耐力 連結板：みなし規定※	

※母材の照査を満足する場合、母材と同等以上の耐力を有する連結板も照査を満足するとみなす

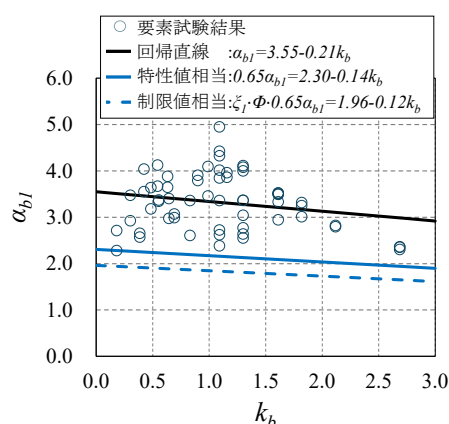


図-2 支圧耐力係数と耐力比の関係

表-2 道路橋示方書Ⅰ編による変動係数に応じた抵抗係数

変動係数(%)	5.0	10.0	12.5	15.0	17.5	20.0	30.0	40.0
抵抗係数	0.90	0.85	0.80	0.75	0.70	0.65	0.50	0.35

断面破断耐力の耐力比 k_b の増加とともに低下する傾向が見られる²⁾³⁾。これは耐力比 k_b が大きい範囲では純断面降伏の影響が大きく、ボルト孔での支圧力が孔変形に及ぼす影響が相対的に小さくなるためと考えられる。図-2の要素試験データに対する支圧耐力係数 α_{bl} の回帰直線を式(2)に示す。

$$\alpha_{bl} = 3.55 - 0.21k_b \quad (2)$$

表-3 耐力比 k_b とボルト本数の試設計結果

橋名	形式	部材	耐力比 k_b	現行設計			変形支圧限界			変形支圧限界/現行設計	
				ボルト本数 決定要因	計算 本数	設計 本数	ボルト本数 決定要因	計算 本数	設計 本数	計算 本数	設計 本数
A橋	6径間連続鋼桁橋	横構	1.6	限界状態1	4.6	6	限界状態3	3.1	4	0.7	0.7
		対傾構	2.3	限界状態1	3.6	4	限界状態3	3.3	4	0.9	1.0
B橋	6径間連続鋼少数主桁橋	中間横桁下フランジ	1.4	限界状態1	5.7	6	限界状態3	5.1	6	0.9	1.0
		中間横桁ウェブ	1.0	限界状態1	6.2	12	限界状態2	3.6	12	0.6	1.0
C橋	5径間連続鋼少数主桁橋	横構	3.1	限界状態1	7.0	8	限界状態3	6.1	8	0.9	1.0
D橋	4径間連続鋼箱桁	中間横桁下フランジ	1.2	限界状態1	3.5	6	限界状態3	3.6	6	1.0	1.0
		中間横桁ウェブ	1.0	限界状態1	18.8	32	限界状態2	12.1	32	0.6	1.0
E橋	2径間連続鋼細幅箱桁	中間横桁下フランジ	2.0	限界状態1	5.8	8	限界状態3	5.1	8	0.9	1.0
		中間横桁ウェブ	1.0	限界状態1	8.7	12	限界状態2	5.3	12	0.6	1.0
F橋	3径間連続鋼細幅箱桁	中間横桁下フランジ	2.0	限界状態1	6.2	8	限界状態3	5.5	6	0.9	0.8
		中間横桁ウェブ	1.0	限界状態1	8.5	12	限界状態2	5.0	12	0.6	1.0

青：現行設計と比べてボルト本数減少

変形支圧限界の特性値を設定するにあたり、支圧耐力係数 α_{bl} は要素試験データの下限值相当になるように設定することを考えた。道示Ⅰでは、データのばらつきを考慮した抵抗係数を変動係数に応じた値として設定している(表-2)。この考えを準用し、要素試験結果(データ数 60 件)の変動係数 17.6%から、表-2 より抵抗係数は 0.65、支圧耐力係数の特性値は $0.65\alpha_{bl}$ とした。図-2 より、支圧耐力係数の特性値は要素試験データの下限值程度となった。

現行設計と比較する試設計を行うために、特性値に対して、調査・解析係数 ξ および抵抗係数 ϕ を乗じた制限値を仮定する。調査・解析係数 ξ_l は道路橋示方書Ⅱ編(以下、道示Ⅱ)⁴⁾において、高力ボルト摩擦接合の被接合材に対して限界状態 3(偶発作用)を考慮する場合の値を準用し、1.0 を仮定した。抵抗係数 ϕ は要素試験データに対して降伏強度のばらつきを考慮することとし、道示Ⅱ⁴⁾に基づき 0.85 を仮定した。制限値を図-2 に示す。

3. 実橋を対象とした試設計

2. で仮定した変形支圧限界の制限値を用いて、実橋を対象とした表-1 の照査項目の試設計を行い、変形支圧限界を限界状態 2 に適用した場合の合理化への寄与度を定量的に評価した。表-3 に試設計の対象とした部材の耐力比 k_b と 2. の制限値を用いたボルト本数の試設計結果を示す。試設計の対象部材は、変形支圧限界を主桁間の荷重伝達への寄与が小さい部材に適用することを仮定し、横構、対傾構、中間横桁とした。「計算本数」は断面力に対して計算上必要となるボルト本数、

「設計本数」は全強 75%以上、2 列以上配置等、高力ボルト摩擦接合部として求められる規定⁴⁾を考慮したボルト本数である。

変形支圧限界の適用により設計本数は最大 3 割削減した。これは、現行設計ではすべて限界状態 1 によりボルト本数が決まっていたものに対し、変形支圧限界の適用により限界状態 2 または限界状態 3 でボルト本数が決まることになったためである。

4. まとめ

- ・変形支圧限界における支圧耐力係数 α_{bl} の特性値を、被接合材の端抜け破断と純断面破断の耐力比 k_b に関する式として設定した。支圧耐力係数 α_{bl} の特性値は要素試験データの下限值相当になることを確認した。
- ・変形支圧限界を限界状態 2 として取り入れた試設計の結果、設計上のボルト本数を削減可能であることを確認した。
- ・本検討では、試設計を行うために調査・解析係数 ξ_l 、抵抗係数 ϕ 、および適用対象部材を仮定した。今後は制限値を設定するための参照データの特性や限界状態 2 の特性を踏まえ、これらの妥当性の検討が必要である。また、変形支圧限界に関する検討事例を踏まえて、設計法の適用範囲の検討が必要である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅰ 共通編，2017
- 2) 森山他：板幅および板厚が高力ボルト摩擦接合継手の支圧限界状態に与える影響，土木学会論文集 A1，Vol.74，No.1，pp.25-43，2018
- 3) 佐倉亮：曲げとせん断を受ける高力ボルト摩擦接合部のすべり・支圧強度に関する研究，大阪市立大学博士論文，2024.3
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅱ 鋼橋・鋼部材編，2017

高力ボルト摩擦接合部での変形支圧限界を考慮した設計法に関する一検討～設計合理化～

(一財)阪神高速先進技術研究所 ○中本 勇
 阪神高速道路(株)技術部 藤原 眞幸
 大阪公立大学大学院工学研究科 山口 隆司

(一財)阪神高速先進技術研究所 赤松 伸祐
 阪神高速道路(株)技術部 青木 康素
 北海道大学大学院工学研究院 佐倉 亮

1. はじめに

道路橋示方書I編¹⁾ (道示I) では、橋の耐荷性能は設計で考慮する状況とそのときに求められる状態の関係が示されている。偶発作用が支配的な状況での所要の状態は限界状態2および3として定義されている。橋の耐荷性能は部材の耐荷性能で代表させてよい。橋梁部材の高力ボルト摩擦接合継手部に対してもこれらの限界状態の照査が求められることになるが、限界状態2の照査法は確立されていない。

限界状態設計法による継手設計の合理化を目指す場合、すべり後挙動を評価し、適切な限界状態2を設定する必要がある。これに対して図-1(a)に示すように接合部の最大耐力に対して所要の耐荷性能・変形性能を有する限界状態を設定することを目的に、すべり後の変形性能に着目した変形支圧限界が提案されている²⁾³⁾⁴⁾。

文献5)では、変形支圧限界への到達を被接合材の限界状態2として適用することを考え、過年度検討³⁾⁴⁾を基に変形支圧限界の特性値を仮定している。本検討は、過年度検討³⁾⁴⁾における実験データの分布特性に着目し、文献2)で仮定した特性値の妥当性を評価したものである。

2. 変形支圧限界の特性値

文献3), 4)では、図-2の試験体に対する要素試験による、変形支圧限界到達時の被接合材の支圧耐力に関する検討が実施されている。変形支圧限界は、設計上の簡便さ、状態確認の容易さから考えられたものであり、図-1(b)に示すボルト孔変形量がボルト軸平行部径に対して特定の割合になる状態である。支圧耐力は式(1)により提案され、支圧耐力係数 α_{bl} は変形支圧限界時に被接合材に生じる応力を降伏強度の特性値(公称値)で除した値であり、図-2の要素試験から算出される。

$$V_e = \alpha_{bl} \cdot d \cdot t_m \cdot \sigma_{ym} \quad (1)$$

ここで、 α_{bl} : 支圧耐力係数、 d : ボルト軸平行部径(mm)、 t_m : 被接合材の板厚(mm)、 σ_{ym} : 被接合材の降伏強度の特性値(N/mm²)である。

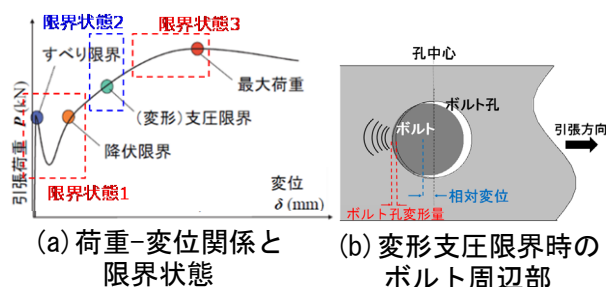
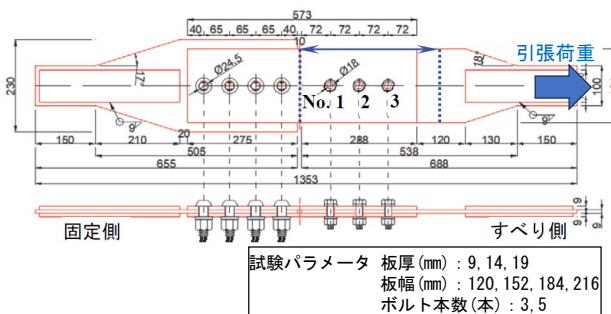
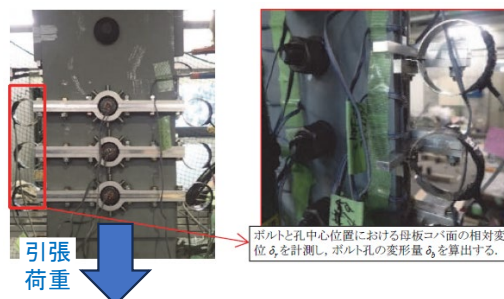


図-1 変形支圧限界のイメージ



(a) 試験体形状



(b) 試験状況

図-2 要素試験の状況

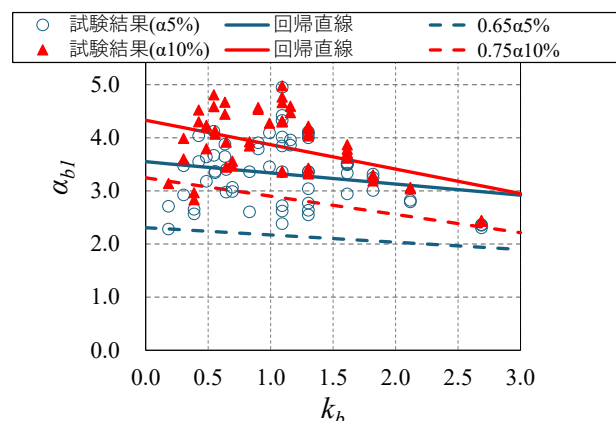


図-3 支圧耐力係数と耐力比の関係

要素試験による支圧耐力係数 α_{bl} と、被接合材の端抜け破断耐力と純断面破断耐力の耐力比 k_b の関係³⁾を図-3に示す。ここでは孔変形量が10%以下であれば継手の変形が過大とならない³⁾ことを踏まえ、孔変形量5%、10%になる状態（5%変形支圧限界、10%変形支圧限界）を検討対象とし、それぞれの支圧耐力係数 $\alpha_{5\%}$ 、 $\alpha_{10\%}$ を示している。

要素試験により破断した部材・部位によってボルト孔周辺の変形挙動が異なる⁴⁾ことを踏まえ、図-3のうち、純断面破断が生じたケース（ $1.2 < k_b < 2.3$ ）

とボルト破断が生じたケース（ $0.5 < k_b < 1.7$ ）を抽出し、それぞれ図-4、図-5に示す。図の凡例は母材の板厚を示している。

図-4より、純断面破断が生じたケースの $\alpha_{5\%}$ と $\alpha_{10\%}$ は、 k_b の増加とともに低下する傾向が見られる。これは k_b が大きい範囲では純断面降伏の影響が大きく、ボルト孔での支圧力が孔変形に及ぼす影響が相対的に小さくなるためと考えられる。純断面破断したケースは k_b が同じときの $\alpha_{5\%}$ と $\alpha_{10\%}$ の差が小さい。これは純断面降伏の進行により支圧力が増加せず孔変形が進行した可能性が考えられる。図-5より、ボルト破断が生じたケースは板厚が大きいほど $\alpha_{5\%}$ 、 $\alpha_{10\%}$ が小さい。これは板厚が大きいほどボルト孔壁に作用する支圧力が小さいため⁴⁾である。

要素試験結果の変動係数は、 $\alpha_{5\%}$ （データ数60件）は17.6%、 $\alpha_{10\%}$ （データ数57件）は14.1%である。 $\alpha_{5\%}$ の変動係数の方が大きいのは、先述したように k_b が小さい範囲において板厚の影響で $\alpha_{5\%}$ が小さい方向に分布し、 α_{bl} が k_b とともに低下する傾向が小さくなるためと考えられる。本検討は全ての実験データから求める回帰直線に対して抵抗係数を適用することで、実験データの最低値をカバーできるようにしたものを支圧耐力係数の特性値とする。道示Iでは、データのばらつきを考慮した抵抗係数を変動係数に応じた値として設定している(表-1)。この考えを準用し、 $\alpha_{5\%}$ 、 $\alpha_{10\%}$ に対する抵抗係数（それぞれ0.65、0.75）を適用した支圧耐力係数の特性値は式(2)、(3)となる。

$$\alpha_{5\%} \text{の特性値} : 0.65\alpha_{b1} = 0.65(3.55 - 0.21k_b) \quad (2)$$

$$\alpha_{10\%} \text{の特性値} : 0.75\alpha_{b1} = 0.75(4.33 - 0.46k_b) \quad (3)$$

変形支圧限界を安全側に設定することを考え、5%変形支圧限界を限界状態2に適用することを検討する。図-3より、 $0.65\alpha_{5\%}$ は要素試験データの下限值程度となっており、特性値として妥当であると考えられる。

3. まとめ

- ・変形支圧限界における支圧耐力係数 α_{bl} の特性値を、被接合材の端抜け破断と純断面破断の耐力比 k_b に関する式として設定した。支圧耐力係数 α_{bl} の特性値は要素試験データの下限值相当になる。
- ・今後は特性値に対して、参照データの特性や限界状態2の特性を踏まえて適切な安全率を設定し、変形支圧限界の制限値を設定する。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，2017。
- 2) 森山他：高力ボルト摩擦接合継手の断面構成およびボルト配置間隔がボルト孔の変形量で規定したすべり後の支圧耐力に及ぼす影響，構造工学論文集 Vol.66A，2020。
- 3) 佐倉亮：曲げとせん断を受ける高力ボルト摩擦接合部のすべり・支圧強度に関する研究，大阪市立大学博士論文，2024..
- 4) 森山他：板幅および板厚が高力ボルト摩擦接合継手の支圧限界状態に与える影響，土木学会論文集 A1，Vol.74，No.1，pp.25-43，2018。
- 5) 中本他：高力ボルト摩擦接合部のすべり後の支圧状態を考慮した設計法の一提案，第80回年次学術講演会，2025。

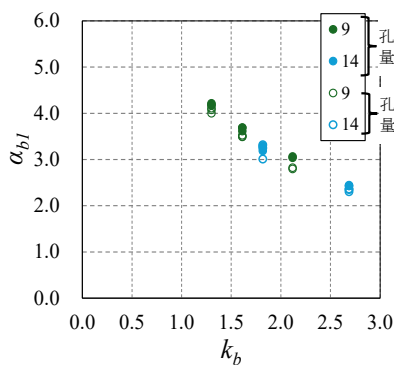


図-4 純断面破断ケースの α_{bl} - k_b 関係

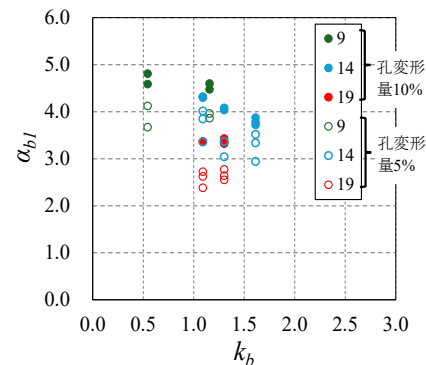


図-5 ボルト破断ケースの α_{bl} - k_b 関係

表-1 道路橋示方書 I 編による変動係数に応じた抵抗係数

変動係数(%)	5.0	10.0	12.5	15.0	17.5	20.0	30.0	40.0
抵抗係数	0.90	0.85	0.80	0.75	0.70	0.65	0.50	0.35

WRFモデルを用いた気候変動が台風の風速に与える影響の検討

(一財)阪神高速先進技術研究所 正会員 ○中牟田 和典 正会員 杉山 裕樹 正会員 赤松 伸祐
阪神高速道路(株) 正会員 篠原 聖二 正会員 伊佐 政晃 正会員 高田 耕庸 正会員 金子 玲衣
京都大学防災研究所 正会員 竹見 哲也 (一財)日本気象協会 非会員 内田 良始 非会員 小川 直斗

1. はじめに

橋梁に用いる設計基準風速は、架設地点で風観測を実施した場合、その観測データを基に100年再現期待値として設定される。この風速には、観測データが少ない場合に、特異な観測値に再現期待値が影響される特徴がある。一方で、IPCC第6次報告書¹⁾では、今後の地球温暖化の進行が確実視されており、日本においても台風の発生頻度が増加し、強度が増加される可能性が懸念されている。そこで、本研究では、長大橋の建設計画が進む大阪湾岸道路西伸部を対象に、過去に甚大な被害をもたらした2018年台風21号について温暖化が風速に及ぼす影響をWeather Research and Forecasting (WRF) Modelおよびdatabase for Policy Decision making for Future climate change(d4PDF)²⁾を用いて検討した。

2. 実験条件

(1)再現実験

検討には、WRF version 4.0を用いた。WRFはさまざまな物理過程を考慮可能な非静力学・完全圧縮型のメソ気象モデルである。計算領域は、対象台風の経路を含む西太平洋を中心に約3000km×3000kmとし、第1領域から第3領域までの水平格子間隔をそれぞれ15km、5km、1kmとした双方向ネスティングを適用した(図-1)。なお、第3領域内の赤点で示された位置が本研究の対象地点である。WRFの実験条件について表-1に示す。台風経路を再現するために、気象庁が公表する解析結果(以下、ベストトラック(図-2))に近づける措置を講じた。具体的には、第1領域の約750hPa高度より上層の水平風のうち、波数3以下の成分にスペクトルナッジングを適用することで、台風の経路に影響を与える大規模な風場を観測値に近づけた。一方で、地表付近の風速は地形の影響や温暖化を考慮した物理過程に従う形で再現した。数値モデルの不確実性を考慮し、第1領域に対して6時間間隔で初期時刻を変更した8メンバーの初期時刻アンサンブル実験を実施した。

(2)擬似温暖化実験

前項と同じ実験条件で擬似温暖化実験を行った。温暖化条件の設定については、d4PDFに基づく60km解像度の現在気候、2度上昇、4度上昇実験の結果を用いた。これらのデータを基に、既往の文献³⁾に示す手法に従い、北西太平洋にお

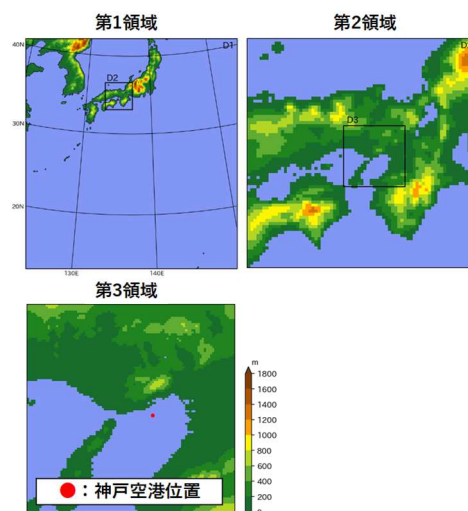


図-1 実験モデル

表-1 WRF 実験条件

	第1領域	第2領域	第3領域
水平格子間隔	15km	5km	1km
計算ステップ	60秒	20秒	4秒
鉛直層	61層(地上ほど密に設定)		
初期値・境界値	NCEP FNL		
標高・土地利用データ	WPS 標準データセット(30秒メッシュ)		
雲微物理スキーム (mp_physics)	WSM6		
放射スキーム (ra_lw_physics, ra_sw_physics)	RRTM, Dudhia		
積雲スキーム (cu_physics)	Kain-Fritsch		
境界層スキーム (bl_pbl_physic)	Mellor-Yamada-Janjic		
接地層スキーム (sf_sfclay_physic)	Monin-Obukhov		

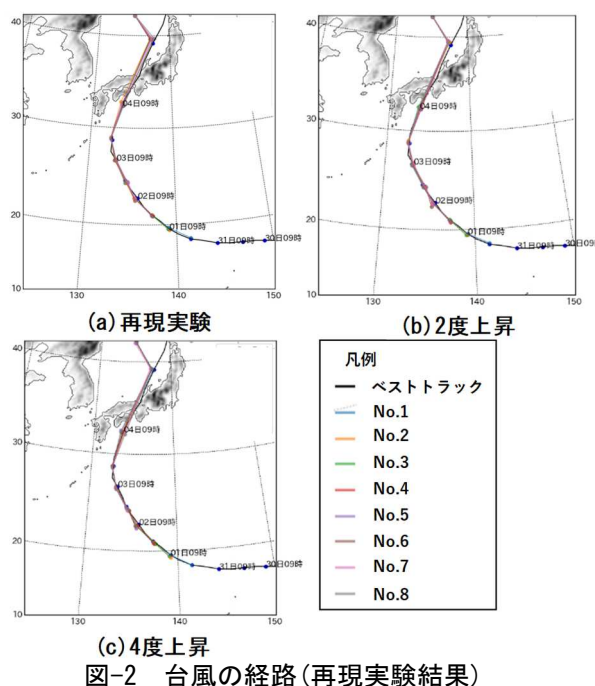


図-2 台風の経路(再現実験結果)

キーワード 気候変動, WRF, d4PDF, 設計基準風速

連絡先 〒541-0054 大阪市中央区南本町 4-5-7 東亜ビル内 (一財)阪神高速先進技術研究所 TEL 06-6244-6038

る東西平均の海面水温および各高度の気温の月平均値について、現在気候と温暖化実験の差分データを初期値・境界値に加える手法を採用した。

3. 実験結果

(1)再現実験結果

台風の経路がベストトラックに沿い(図-2(a)), 対象地点の台風の中心気圧および風速が観測値に近い値を示すことで、本実験の再現性が高いことを確認した。

(2) 擬似温暖化実験結果

温暖化実験でも台風の経路がベストトラックに沿う結果が得られた (図-2(b), (c)). また、台風の上陸時の中心付近のピーク風速を比較した結果、 2 度上昇では 2~3m/s, 4 度上昇では 5~6m/s 程度増加する傾向が示された(図-3). この傾向は既往の論文とも整合しており、温暖化に伴う下層の水蒸気量の増加や上層の風の変化が、台風の核構造を強化する要因と考える. 3)次に神戸空港アメダス地点における風速の比較結果を図-4 に示す. 図中の網掛け領域は各時刻におけるメンバー間の最大値と最小値の幅を表し、点線は各時刻におけるメンバー平均を示している. 再現実験と比較した場合、2 度上昇および 4 度上昇の温暖化実験では、ピーク風速が増加する傾向が確認された. この傾向を定量的に評価するため、風速のピーク値についてメンバー平均値を各実験で比較し、その結果を表-2 に示す. ピーク風速のメンバー平均値の比 (再現実験を 1.0 とした場合) は、2 度上昇では 1.08、4 度上昇では 1.04 となった. 台風の中心付近のピーク風速と神戸空港アメダス地点のピーク風速に異なる傾向が見られた要因として、台風の経路による風向の変化や、それに伴う地形の影響が考えられる. さらに、20m/s 以上の風速が発生する時間を比較した結果、4 度上昇の実験で最も長い時間となった. そこで、強風領域の広がりに着目して比較を行った(図-5). 温暖化の影響により、20m/s および 30m/s 以上の強風領域の広がりには顕著な差は見られなかったものの、台風が目がよりコンパクトになり、中心付近の風速が増大する傾向が見られた.

4. まとめ

本研究では、過去に甚大な被害を引き起こした台風を対象に、WRFモデルおよびd4pdfを用いて温暖化実験を実施した. その結果、温暖化による風速の変化を評価したところ、神戸空港の位置では風速が約1.04~1.08倍に増加する可能性が示された.

参考文献：1)https://www.ipcc.ch/report/sixth-assessment-report-cycle/ 2)https://search.diasjp.net/ja/dataset/d4PDF_5kmDDS_JP
3)Keita Fujiwara, Tetsuya Takemi, Nobuhito Mori：Response of Intensity and Structure of Typhoon Jebi (2018)before Landfall to 2-K and 4-K Warmed Future Climates in Dynamical Downscaling Experiment, SOLA, 2023, Vol. 19, 142-149

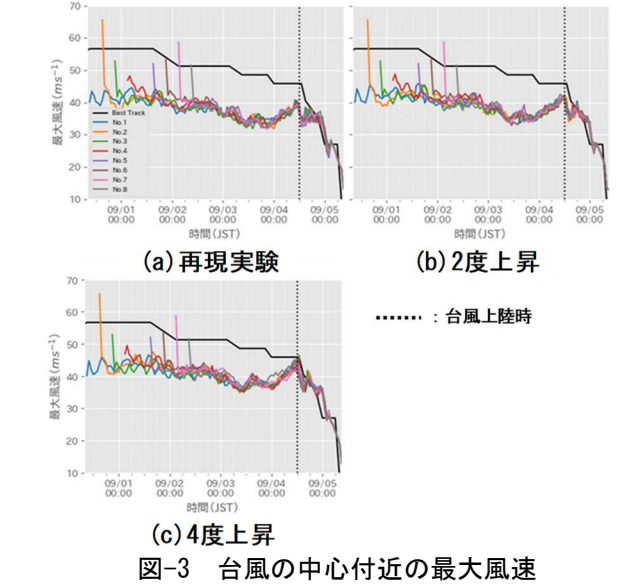


図-3 台風の中心付近の最大風速

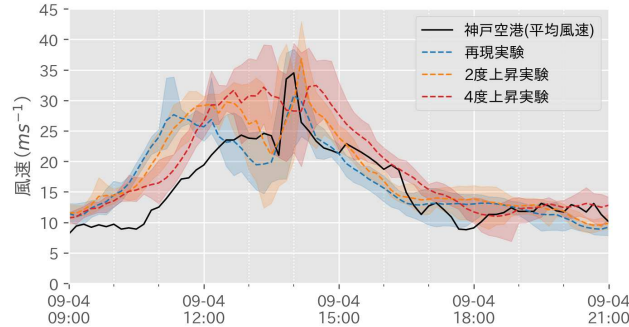


図-4 対象地点の地上 10m 風速

表-2 ピーク風速平均値の比較

	ピーク平均値 (m/s)		20m/s以上時間数 (メンバー平均、分)
再現実験	35.41	1.00	237.50
2度上昇実験	38.13	1.08	257.50
4度上昇実験	36.97	1.04	278.75

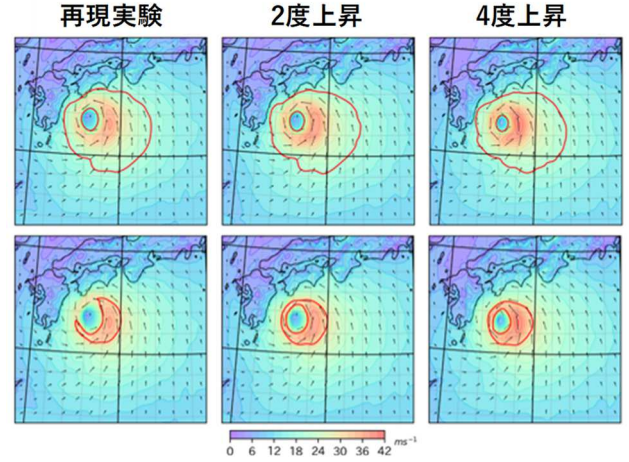


図-5 強風領域の比較

(アンサンブル平均、赤線は上:20m/s 下:30m/s)

将来の気候変動を考慮した設計基準風速への影響に関する検討～大阪湾岸道路西伸部の事例研究～

中牟田和典¹・高田耕庸²・金子玲衣²

¹ (一財) 阪神高速先進技術研究所調査研究部橋梁・構造研究室

² 建設事業本部神戸建設部湾岸西伸第一建設事業所

要約

橋梁に用いる設計基準風速は、架設地点で風観測を実施した場合、その観測データを基に 100 年再現期待値として設定される。この風速には、観測データが少ない場合、特異な観測値に再現期待値が影響される特徴がある。一方で、IPCC 第 6 次報告書では、今後の地球温暖化の進行が確実視されている。日本においても台風の発生頻度および強度が増加される可能性が懸念されている。そこで、本研究では、気候変動が最大風速に与える影響を把握することを目的に、大阪湾岸道路西伸部を対象地点として、d4PDF の気候予測データを用いた統計的予測を実施した。さらに、過去の台風を対象に温暖化した場合の WRF による台風シミュレーションの結果を用いて、対象地点の設計基準風速にどの程度影響があるのかを検討した。

キーワード: WRF, d4PDF, 気候変動, 設計基準風速

1. はじめに

長大橋に採用される吊橋や斜張橋などの構造形式は、高い柔軟性と低い固有振動数を持ち、風による振動を特に受けやすい特性を有している。そのため、現地の風による影響を正確に把握し、適切な設計基準風速を設定することが求められる。橋梁の耐風設計において設計基準風速は安全性を確保する上で重要なパラメータの一つであり、架設地点で風観測を実施した場合、その観測データを基に 100 年再現期待値として設定される。この風速には、観測データが少ない場合に、特異な観測値に再現期待値が影響される特徴がある。一方で、IPCC 第 6 次報告書¹⁾では、今後の地球温暖化の進行が確実視されている。台風の発生頻度、強度には海面水温が影響していることが明らかになっており²⁾、日本においても地球温暖化により台風の発生頻度および強度が増加される可能性が懸念されている。したがって、将来の気象現象の変化を理解し、その影響を評価して耐風設計などの対策を講じることが重要であり、安全な社会基盤の構築に不可欠である。

近年、地球温暖化の進行に伴い、海面水温の上昇が台風発生や発達に与える影響について、台風を対象とした多くの研究がされており、温暖化により台風が発達するメカニズムや台風の中心付近の風速が

増大することが確認されている。³⁾一方で、ある地点に着目すると、観測される風速は周囲の地形の影響を大きく受け、異なる傾向を示す可能性が考えられる。しかし、そのような対象地点に着目して、温暖化による台風の風速へ及ぼす影響を検討した研究は少ない。

そこで、本研究では、長大橋の建設計画が進む大阪湾岸道路西伸部を対象に、database for Policy Decision making for Future climate change(d4pdf)⁴⁾の気候予測データを用いた統計的予測を実施し、100 年再現期待値にどの程度影響があるかを確認した。

さらに、過去に対象地点に甚大な被害をもたらした 2018 年台風 21 号について温暖化が風速に及ぼす影響を Weather Research and Forecasting (WRF)および d4pdf を用いて検討した。その結果を用いて、対象地点の設計基準風速にどの程度影響があるのかを検討した。

2. 統計的予測

温暖化に伴う長期的な風速変動の傾向を把握するため、「地球温暖化対策に資するアンサンブル気候予測データベース」(d4PDF)を用いた統計解析を実施した。d4PDF は自然現象を対象とした数値解析

が内包している初期条件のわずかな違いが時間とともに大きく異なる結果をもたらすカオス的なふるまいを示す不確実性を定量的に評価するために作成された多数の実験結果データベースである。実験にはアンサンブル手法を用いており、初期条件やモデルのパラメータなどを少しずつ変えて多数回シミュレーションを行っている。

気象研究所が開発した全球大気数値モデル MRI-AGCM3.2 の解析結果を 5 km メッシュまで高解像度化した「全国 5kmd4PDF ダウンスケーリングデータ」を用いて検討を行った。

ダウンスケーリングには領域気候モデル NHRCM を使用し、初期値と境界値に全球大気モデルの結果を用いられている。データセットの概要を表-1 に、領域範囲を図-1 に示す。解析対象は、神戸空港（北緯 34 度 37.9 分、東経 135 度 13.4 分）の位置に対応する海上メッシュとする。

ダウンスケーリングデータは、20 世紀末実験（以下、過去実験）、産業革命前に比べて平均気温が 2 度上昇した条件（以下、2 度上昇実験）、4 度上昇した条件（以下、4 度上昇実験）の 3 つのシナリオがある。各々の実験で、海洋温度の初期値や海洋温度の変化パターンの条件を変更した 12 メンバーに対して 61 年分の解析を行っている。

その解析結果の 723 年分のデータから日最大地上（10 m）風速（wsmax）を抽出し、対象地点の年最大風速データを算出した。

この年最大風速を極値分布に当てはめ、100 年再現期待値を算出した。極値分布は、一般的に用いられることが多いグンベル分布を適用した。⁵⁾グンベル分布の確率密度関数と累積分布関数を図-2 に示す。確率分布の適合度を標準最小二乗基準（SLSC）を用いて評価した結果、過去実験および 2 度上昇実験は十分な適合度が得られた。一方で、4 度上昇実験は、温暖化によって極端に風速が増大したデータが原因で、閾値の目安である 0.04 を超える結果となったが、確率密度関数の分布とヒストグラムに極端な差はないと判断し、4 度上昇実験においてもグンベル分布での検討を行った。

100 年再現期待値の算出結果を図-3、表-2 に示す。温暖化実験（2 度上昇実験、4 度上昇実験）の 100 年再現期待値は過去実験よりも大きくなる傾向が示された。ただし、過去実験に対する比率は、2 度上昇実験で 1.05、4 度上昇実験で 1.04 で 2 度上昇実験の方が大きい結果となった。この要因として、年最大風速を示す個々のプロットとグンベル分布の確率密度関数を比較すると風速の大きい領域では乖離が大きく適合性が低い。またヒストグラム（図-2）を見ると、2 度上昇実験では 20 m/s 付近の度数がほかの実験と比べて小さく、25~30 m/s 付近では大きくなっている。一方で、4 度上昇実験では反対の傾向であり、この年最大風速の分布の違いによるものと考えられる。

表-1 データセットの概要

データセット名	全国版 d4PDF ダウンスケーリングデータ
格子間隔	5km
データ構成	・ 20 世紀末実験（過去実験） ・ 産業革命前に比べて全球平均気温が 2℃ 上昇した条件 ・ 産業革命前に比べて全球平均気温が 4℃ 上昇した条件
変数名	wsmax（日最大地上（10m）風速）
データ数	61 年×12 メンバー

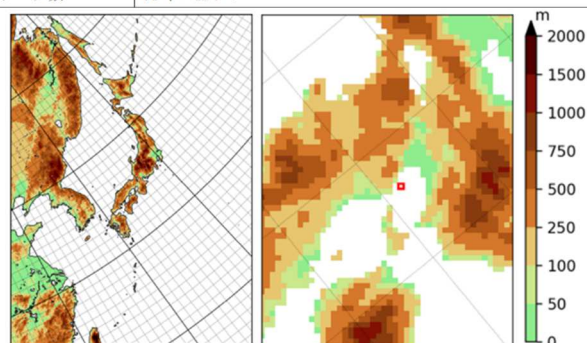
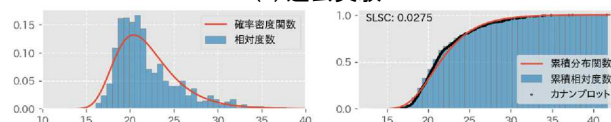


図-1 領域範囲

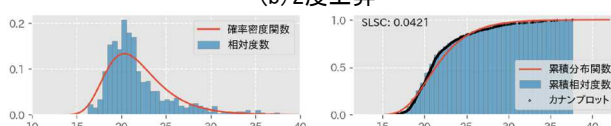
(左) 全国版d4PDFダウンスケーリングデータのモデル地形
(右) 神戸空港付近の拡大図 (赤枠が抽出メッシュ)



(a) 過去実験



(b) 2度上昇



(c) 4度上昇

図-2 極値分布への当てはめ

(左) 確率密度関数, (右) 累積分布関数

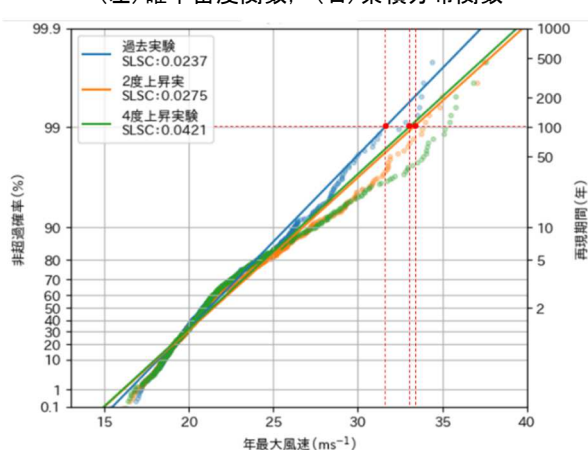


図-3 グンベル紙による各実験の比較

表-2 100年再現期待値

	100年再現期待値	
	風速(m/s)	風速比
過去実験	31.6	1.00
2度上昇実験	33.3	1.05
4度上昇実験	33.0	1.04

3. WRF による検討

次に、年最大風速の値に影響を与える台風事例を対象に、温暖化によって観測地点の風速にどの程度の影響を与えるのか WRF を用いて検討した。

実験条件

a) 再現実験

検討には、WRF version 4.0を用いた。WRFはさまざまな物理過程を考慮可能な非静力学・完全圧縮型のメソ気象モデルである。計算領域は、対象台風の経路を含む西太平洋を中心に約3000 km×3000 kmとし、第1領域から第3領域までの水平格子間隔をそれぞれ15 km, 5 km, 1 kmとし、領域間で情報をやり取りしながら計算を進める双方向ネスティングを適用した(図-4)。なお、第3領域内の赤点で示された位置が本研究の対象地点である。

WRFの実験条件について表-3に示す。台風経路を再現するために、気象庁が公表する解析結果(以下、ベストトラック(図-5))に近づける措置を講じた。具体的には、第1領域の約750 hPa高度より上層の水平風のうち、波数3以下の成分にスペクトルナッジングを適用することで、台風の経路に影響を与える大規模な風場を観測値に近づけた。一方で、地表付近の風速は地形の影響や温暖化を考慮した物理過程に従う形で再現した。

数値モデルの不確実性を考慮し、第1領域に対して6時間間隔で初期時刻を変更した8メンバーの初期時刻アンサンブル実験を実施した。

b) 擬似温暖化実験

前項の再現実験と同じ実験条件で擬似温暖化実験を行った。温暖化条件の設定については、d4PDFに基づく60 km解像度の過去実験、2度上昇、4度上昇実験の結果を用いた。これらのデータを基に、既往の文献²⁾に示す手法に従い、北西太平洋における東西平均の海面水温および各高度の気温の月平均値について、現在気候と温暖化実験の差分データを初期値・境界値に加える手法を採用した。

(2) 実験結果

a) 再現実験結果

台風の経路がベストトラックに沿い(図-5(a))、対象地点の台風の中心気圧および風速が観測値に近い値を示すことで、本実験の再現性が高いことを確認した。

b) 擬似温暖化実験結果

温暖化実験でも台風の経路がベストトラックに沿う結果が得られた(図-5(b), (c))。また、台風の上陸時の中心付近のピーク風速を比較した結果、2度上昇では2~3 m/s、4度上昇では5~6 m/s程度増加する傾向が示された(図-6)。この傾向は既往の論文とも整合しており、温暖化に伴う下層の水蒸気量の増加や上層の風の変化が、台風の核構造を強化する要因と考える。²⁾次に神戸空港アメダス地点における風速の比較結果を図-7に示す。図中の網掛け領域は各時刻におけるメンバー間の最大値と最小値

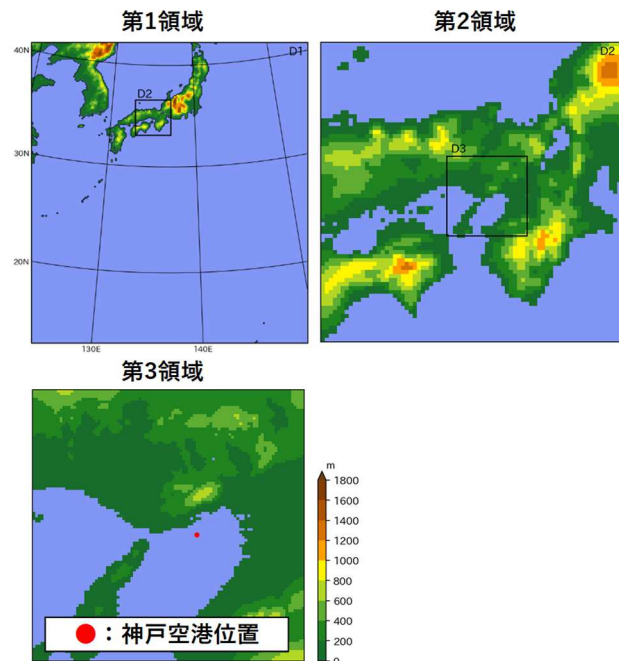


図-4 実験モデル

表-3 WRF実験条件

	第1領域	第2領域	第3領域
水平格子間隔	15km	5km	1km
計算ステップ	60秒	20秒	4秒
鉛直層	61層(地上ほど密に設定)		
初期値・境界値	NCEP FNL		
標高・土地利用データ	WPS標準データセット(30秒メッシュ)		
雲微物理スキーム (mp_physics)	WSM6		
放射スキーム (ra_lw_physics, ra_sw_physics)	RRTM, Dudhia		
積雲スキーム (cu_physics)	Kain-Fritsch		
境界層スキーム (bl_pbl_physics)	Mellor-Yamada-Janjic		
接地層スキーム (sf_sfclay_physics)	Monin-Obukhov		

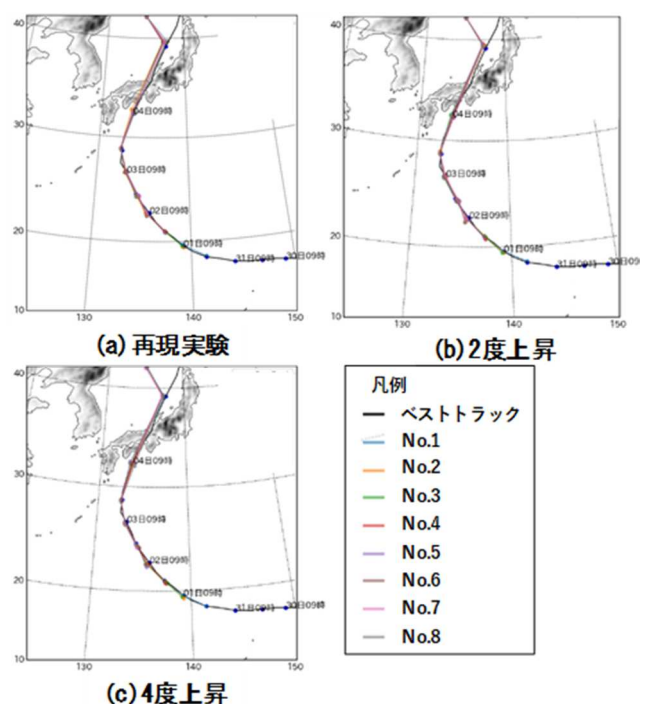


図-5 台風の経路

の幅を表し、点線は各時刻におけるメンバー平均を示している。再現実験と比較した場合、2度上昇および4度上昇の温暖化実験では、ピーク風速が増加する傾向が確認された。この傾向を定量的に評価するため、風速のピーク値についてメンバー平均値を各実験で比較し、その結果を表-4に示す。ピーク風速のメンバー平均値の比（再現実験を1.0とした場合）は、2度上昇では1.08、4度上昇では1.04となった。台風の中心付近のピーク風速と神戸空港アメダス地点のピーク風速に異なる傾向が見られた要因として、台風の経路による風向の変化や、それに伴う地形の影響が考えられる。さらに、20 m/s以上の風速が発生する時間を比較した結果、4度上昇の実験で最も長い時間となった。そこで、強風領域の広がりに着目して比較を行った(図-8)。温暖化の影響により、20 m/sおよび30 m/s以上の強風領域の広がりには顕著な差は見られなかったものの、台風が目がよりコンパクトになり、中心付近の風速が増大する傾向が見られた。

4. まとめ

本研究では、地球温暖化が神戸空港付近の台風風速に与える影響を、d4PDFを用いた統計的予測とWRFを用いた数値シミュレーションの両面から評価した。

(1)統計的予測

- ・将来の温暖化気候において、神戸空港付近の100年確率風速は最大で4~5%程度上昇する可能性が示唆された。

(2)WRFによる検討

- ・台風事例を対象に数値シミュレーションを行った結果、地球温暖化に伴い神戸空港付近のピーク風速が最大で4~8%増大する傾向が見られた。
- ・台風自体の風速は、温度上昇とともに、強度が増す傾向が見られたが、対象地点の風速は、異なる傾向となった。地形や風向の影響を受けたためと考える。
- ・20 m/s以上の強風が吹く時間は温度上昇に伴い長くなる傾向にある。温度上昇に伴い、台風が目が小さくなり、30m/s以上の風が吹く範囲が大きくなるが、台風の規模自体は変わらなかった。

本研究の結果は、地球温暖化が進行した場合、神戸空港を含む沿岸域において、台風による強風災害リスクが増大する可能性を示唆している。また、今回得られた知見を長大橋の耐風設計に活用していくことが求められる。

参考文献

- 1) <https://www.ipcc.ch/report/sixth-assessment-report-cycle/>
- 2) Masatoshi Kuroda, Akira Harada, Kikuro Tomine: Some Aspect on Sensitivity of Typhoon Intensity to Sea-Surface Temperature, Journal of the Meteorological Society of Japan. Vol.76,

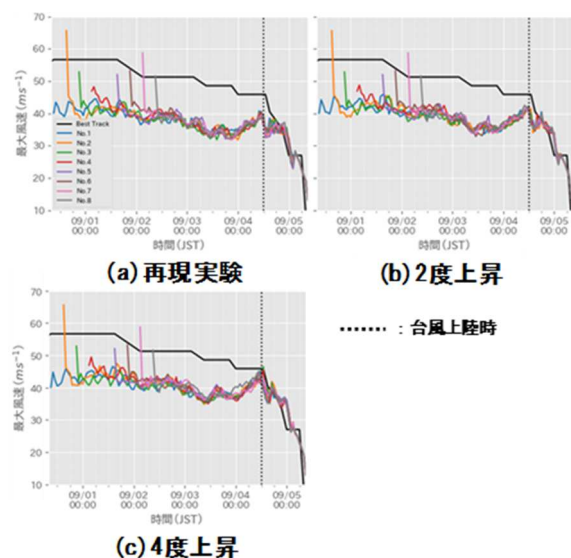


図-6 台風の中心付近の最大風速

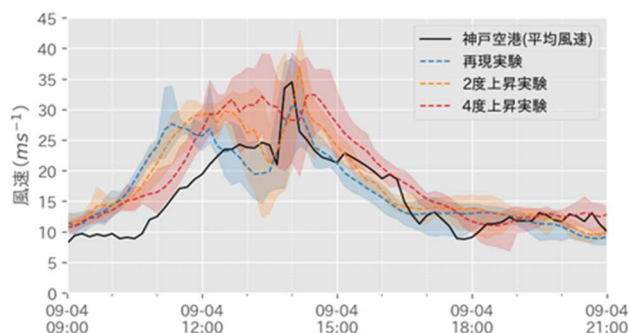


図-7 対象地点の地上10mの風速

表-4 ピーク風速平均値の比較

	ピーク平均値 (m/s)		20m/s以上時間数 (メンバー平均, 分)
再現実験	35.41	1.00	237.50
2度上昇実験	38.13	1.08	257.50
4度上昇実験	36.97	1.04	278.75

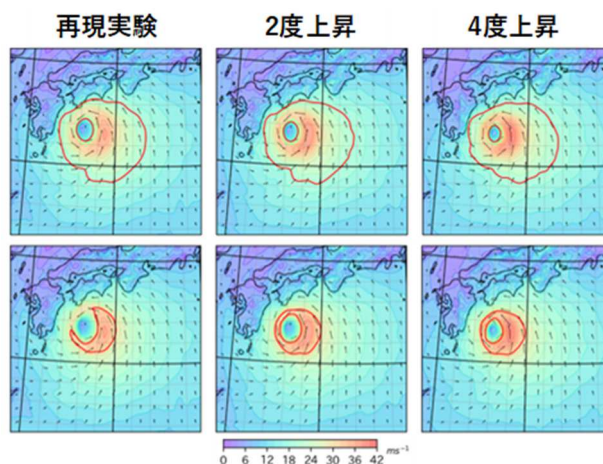


図-8 強風領域の比較
(アンサンブル平均, 赤線は上:20m/s下:30m/s)

No.1, pp. 145-151, 1998.

3) Keita Fujiwara, Tetsuya Takemi, Nobuhito Mori: Response of Intensity and Structure of Typhoon Jebi (2018) before Landfall to 2-K and 4-K Warmed Future Climates in Dynamical Downscaling Experiment, SOLA. Vol. 19, 142-149, 2023.

4) https://search.diasjp.net/ja/dataset/d4PDF_5kmDDS_JP

5) 藤野陽三，伊藤學，酒井利夫：年最大風速記録による設計基本風速の算定に関する研究，土木学会論文報告集，第 305 号，1981.

2-2. コンクリート

論文 アスファルト舗装を有する道路橋 PC 箱桁の含水状態に関する検討

湯浅 康史^{*1}・西原 知彦^{*2}・菊地 智彦^{*3}・千々和 伸浩^{*4}

要旨：道路橋における床版の含水状態は、橋面に敷設されたアスファルト舗装の影響を受けると考えられるが、これらの影響を調査した例は少ない。本検討では、道路橋 PC 箱桁の長期変形予測の高精度化を図る基礎検討として、防水工の有無をパラメータとする既設道路橋 PC 箱桁の 2 橋を対象に、コンクリート内部に温湿度センサを埋設し、約 1 年間の経時的な測定を実施した。その結果、舗装直下の上床版は外気のみと接する下床版に比べて高い含水状態にあること、上床版の高い含水状態は舗装面から水分供給を受けた可能性が高いことが認められた。

キーワード：既設道路橋, PC 箱桁橋, 内部相対湿度, アスファルト舗装, 橋面防水工

1. はじめに

コンクリートの含水状態は乾燥収縮やクリープ挙動に影響を与え、PC 部材の長期変形挙動に影響を与える。コンクリート標準示方書に基づく PC 箱桁の長期変形の予測では、設計上安全側に変形量を算出するため、上床版の乾燥収縮ひずみがゼロとなるように上床版の相対湿度を 95%と設定することが示されている¹⁾。しかし、長期変形予測の高精度化を図るためには、実構造物の含水状態を適切に反映することが重要と考えられ²⁾、近年、水掛かりの影響や様々な外気相対湿度、配合、骨材収縮ひずみの影響を考慮した収縮ひずみの検討が行われ、収縮ひずみの評価式が提案されている³⁾。これにより、一般的暴露環境におけるコンクリートの収縮ひずみは、一定の精度で評価可能になりつつある。

一方、道路橋 PC 箱桁の上床版では、上面にアスファルト舗装が設置され、舗装面からの熱や水分の影響を受けるため一般的な日射や降雨の影響を受ける暴露環境と異なる。実環境における箱桁部材の熱影響については調査・検討例が認められる^(例えば4)が、含水状態を測定・検討した例は少ない。また、道路橋では床版への水の浸入が耐久性に多大な影響を及ぼすことから、供用段階で橋面防水工（以下、防水工と称する）を設置する例が多くなっているが、防水工が上床版の含水状態に与える影響を検討した例は認められない。

そこで、本検討では、道路橋 PC 箱桁の長期変形予測の高精度化を図る基礎検討として、防水工の設置有無に違いがある既設道路橋 PC 箱桁 2 橋を対象に、コンクリート内部に温湿度センサを設置して約 1 年間の経時的な測定を実施し、PC 箱桁の含水状態、防水工が床版の含水状態に与える影響について検討した。

2. 調査概要

2.1 対象橋梁

調査対象は都市高速道路で供用されている箱桁断面の、橋面にアスファルト舗装が敷設されている PC 橋梁とし、防水工の無い K 橋と約 10 年前に防水工が施工された I 橋を選定した。橋梁概要および外観を表-1、写真-1に示す。対象とした 2 橋は建設時期、コンクリートの設計基準強度、実圧縮強度が比較的近く、硬化コンクリートの特性も類似すると推定される。また、2 橋ともに周辺に遮蔽物はなく日射の影響を直接受ける環境にある。一方、2 橋では、防水工の有無の違いに加え、山間部と都市平野部という架設環境の違い、箱桁内空の大きさ、箱桁内に立ち入るための検査孔の蓋が K 橋ではグレーチング、I 橋では鋼板と、蓋の種類に違いがある。

表 - 1 橋梁概要

	K 橋	I 橋
架設環境	山間部	都市平野部
所在地	神戸市北区	大阪府池田市
構造形式	PC2 径間連続 ラーメン箱桁橋	PC3 径間連続 箱桁橋
建設年（橋齢）	1997 年（27 年）	1994 年（30 年）
設計基準強度	40 (N/mm ²)	40 (N/mm ²)
実圧縮強度※	51.4 (N/mm ²)	47.3 (N/mm ²)
箱桁内空幅、高さ	4.2~4.7m, 1.7~4.9m	4.1~4.5m, 1.2~1.3m
検査孔の蓋	鋼製グレーチング	鋼板
橋面防水工	無し	有り（塗膜系 2011 年施工）

※ウェブの小径コアによる推定圧縮強度



写真-1 対象橋梁外観（左：K 橋，右：I 橋）

*1 （一財）阪神高速先進技術研究所 調査研究部 総括主任研究員 博(工) (正会員)

*2 阪神高速道路(株) 技術部 技術推進室 主任

*3 内外構造(株) 調査事業本部 点検調査部 主任

*4 東京科学大学 環境・社会理工学院 教授 博(工) (正会員)

2.2 調査内容

調査対象部位は、上床版と舗装面以外の環境が同じ下床版を対象とした。なお、2 橋ともに上床版の床版厚が 300mm であり、下床版は橋軸方向で床版厚が変化する構造であったが上床版と比較するため床版厚 300mm の断面（断面①）位置で調査することとした。

1 橋梁あたりの調査内容および測定概要図を表-2、図-1 に示す。測定項目はコンクリート内部の温湿度（以下、それぞれ内部温度、内部相対湿度と称する）と環境温湿度とした。コンクリート内部の温湿度は、部材の深さに応じて温湿度が異なると想定されたため、3 深度（箱桁内側表面からセンサまでの距離が 240,150,100mm）を設定し、側面からの影響を受けないよう箱桁中央付近で測定することとした。また、舗装面にはクラック等の損傷がないことを検査記録から確認しているが、上床版は舗装の継ぎ目や微細なクラック等の影響で含水状態にばらつきが生じる可能性が想定されたため、上床版の測定は 2 断面（基準断面①と①から橋軸方向に 5m 程度離れた断面②）、下床版は 1 断面で測定することとした。なお、今回測定した上下床版ではコンクリート表面にひび割れ等の損傷がないことを確認している。また、上下床版の環境作用を把握するため、箱桁内外の温湿度（桁内：断面①～②間、桁外：断面①から 1～5m 離れた下床版下面付近）も測定した。

2.3 測定方法

内部温湿度、環境温湿度の測定は、ともにセンサテック社製の汎用の温湿度センサ（RHT-3）を用いた。センサの仕様を表-3 に示す。測定湿度範囲は 0～100% であるが、90%以上の環境に長時間曝される場合に測定精度が低下する場合があるとメーカー仕様書に示されており、高湿度範囲は参考値と認識して使用することとした。

硬化コンクリート内部への温湿度センサの設置は、ドリル削孔した孔に温湿度センサを封入する方法により行

った。上床版への温湿度センサの設置概要及び設置前写真を図-2 に示す。上床版のセンサの設置は、径の異なるドリルを用いて 2 段階で削孔し、Φ16.5 の孔へのセンサを設置するとともに、空気抜きのパイプ等を設置を行った。その後、比較的粘性の高いエポキシ樹脂充填材（DECOLUXE 社 GL430）を注入孔からの充填し、空気抜きから充填材が漏出することを確認して設置した。下床版では削孔、センサ設置までは上床版と同じ手順とし、充填は充填材の注入パイプをセンサ位置付近まで差し込み、充填しながら徐々にパイプを引き上げて施工した。測定位置は 3 深度を計画し、センサー位置が削孔面から 240、150、100mm の高さになるように設定したため、図-2 に示した Φ26mm のドリル削孔深さ X は、それぞれ 200、110、60mm と設定した。今回舗装面からの水分の供給が想定されたため、センサはできる限り舗装面に近づけて設置することとしたが、供用中の橋梁であること、削孔作業に誤差があること等を考慮し、240mm のケースで舗装から 50mm の位置までの削孔とした。

本測定方法は、厳密にはセンサ高さ位置の温湿度ではなく、削孔穴先端の円筒空間（Φ16.5mm、長さ 50mm）の温湿度を測定することとなるが、測定値は深さ方向 50mm の範囲のコンクリートの温度、コンクリート細孔空隙の湿度と経時的に平衡状態となるため、測定値を 50mm 範囲のコンクリートの平均温度、細孔空隙の平均相対湿度とみなして評価することとした。

温湿度の測定は、各センサからデータロガーに接続して記録した。計測インターバルは 1 時間とし、K 橋では 2023 年 11 月、I 橋では 2023 年 10 月から測定を開始し、2024 年 10 月末まで測定を行った。なお、次章以降で結果を示すセンサの名称は図-3 のように表記を統一する。

表-3 温湿度センサの仕様

測定湿度範囲	0～100%
標準湿度精度	±3% (25℃,10～90%RH 環境)
測定温度範囲	-30～80℃
標準温度精度	±0.5℃ (25℃環境)

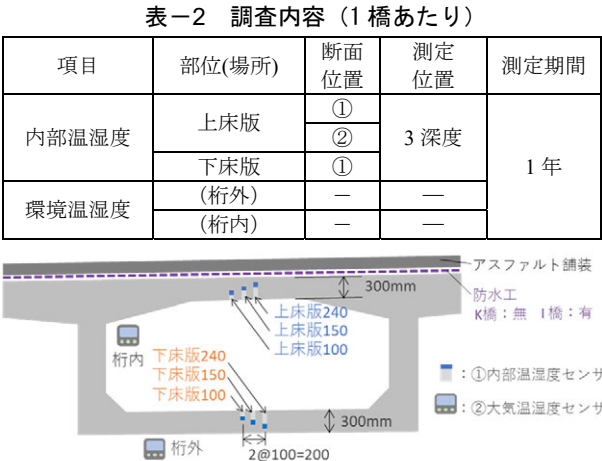


図-1 測定概要図

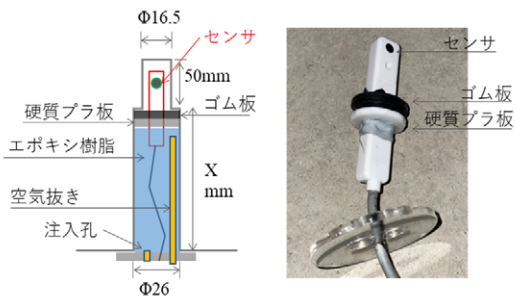


図-2 センサの設置概要（上床版）



図-3 センサの名称

3. 調査結果

3.1 箱桁内外の温湿度

コンクリートの内部の相対湿度は部材周囲の相対湿度の影響を受けるため、はじめに箱桁内外の温湿度の測定結果を整理する。箱桁内外で測定した温湿度の月間平均値の推移を図-4に示す。なお、相対湿度のグラフには、架橋地点周辺（K橋：約1km、I橋：約0.5km）における阪神高速道路の気象観測点で計測した月間降水量のデータを併記している。なお、K橋では測定機器の電源不具合により、2月下旬～6月初旬まで測定データを得ることができなかった。このため、3～5月の温度は、前述の阪神高速道路の気象データで補完した。一方、相対湿度は、周辺の観測値が無かったため、欠測状態でグラフ化した。

架橋地点の外気温については、欠測した3～5月でK橋の温度がやや低いものの、2橋で概ね同等である結果となった。一方、桁内温度については、K橋は外気温と同等である一方、I橋は外気温に比べ高く、特に4～9月には最大5℃程度高くなる結果となった。これは、箱桁内の気密性に起因するものと推察され、I橋は検査孔の蓋が鋼板で気密性が高く、日射によって桁内の空間が暖められた影響と推察される。

桁外の相対湿度については、12～2月においてK橋の相対湿度がI橋に比べて高く、夏季は同等となる結果であった。桁内の相対湿度については、K橋では冬季で外

気よりやや高いが概ね同等であった。一方、I橋の桁内相対湿度は、外気に比べて低い傾向にあり、特に4～10月に最大10%程度に差が拡大した。これは、桁内は水分量が概ね一定で、I橋の気密性が高く温度が外気に比べて高くなった影響で飽和水蒸気量が増加したために、桁内の相対湿度が低下したものと考えられる。

本測定結果は1年のみの結果であり、本結果で架設地点の環境を評価することは難しいが、I橋はK橋に比べて外気の温湿度は同等であるものの、桁内の気密性が高く相対湿度が低くなることから、I橋はK橋に比べコンクリート部材は乾燥しやすい環境にあったものと推定される。

3.2 コンクリートの内部温度

コンクリートの内部相対湿度は温度と正の相関にあることが確認されており⁵⁾、内部相対湿度の評価の前に、コンクリート内部の温度について整理する。コンクリートの部材平均内部温度の日平均温度の推移を図-5に示す。2橋ともに測定開始から3月頃まで、上床版と下床版の温度は同程度で推移しているが、4月以降は上床版の温度が上昇し、下床版や外気温より高くなる結果となった。これは、4月以降、日射量が増加することによって、舗装の温度が高くなり熱流が上床版に作用した影響と考えられる。また、4月以降にK橋の下床版は外気温より低い値で推移するのに対し、I橋の下床版は外気温より高い結果となった。気密性の高いI橋では、日射の

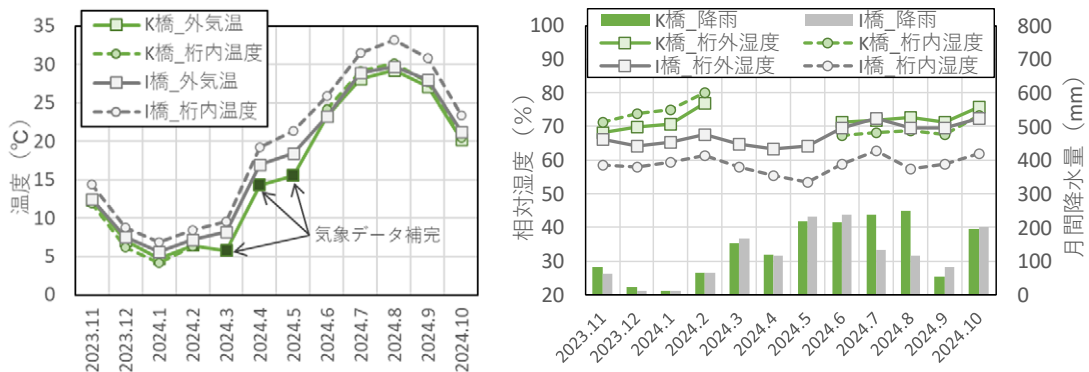


図-4 箱桁内外の月間平均温湿度の推移（左：温度，右：相対湿度）

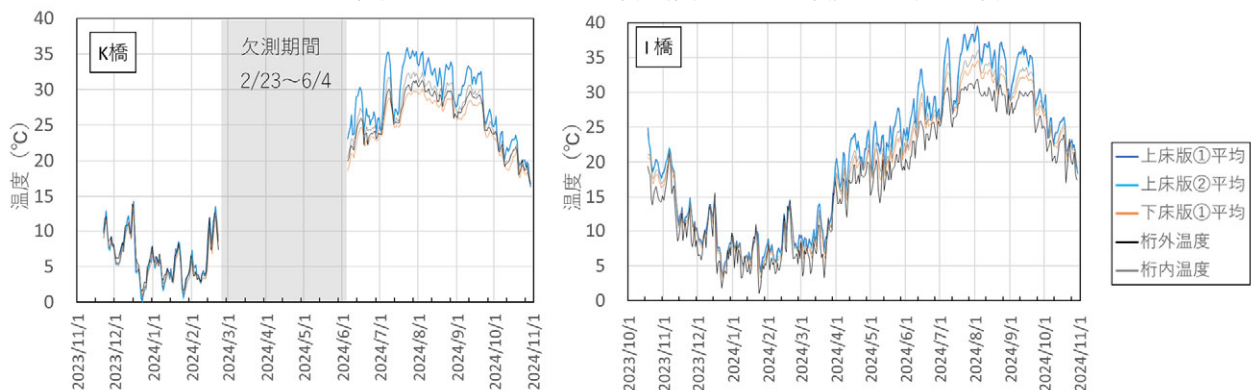


図-5 コンクリート内部温度の推移（日平均）（左：K橋，右：I橋）

影響で上床版とともに桁内空間の温度が高くなり、その影響を受け下床版の温度も高くなり、外気より高くなったものと推察される。

次に、日射が部材温度に与える影響を把握するため、内部温度の日較差（1日のうちで最高値と最低値の差）に着目し、その推移を図-6に示す。なお、上床版は断面での温度差が小さいため、断面①の結果を抜粋して示す。2橋ともに通年にわたって、舗装面に近い上床版240のセンサの日較差が最も大きく、次に上床版の150,100、下床版の日較差が最も小さい結果であった。このことから、上床版は舗装の熱影響を受け、温度環境が外気と異なると推定される。また、1年継続して測定データが得られたI橋において、上下床版の温度に乖離が見られた4月以降を確認すると上床版の日較差も増加する時期に一致することが認められる。これらより、4月以降の上床版と下床版の温度の乖離は日射による影響と推察される。

3.3 コンクリートの内部相対湿度

コンクリート内部の日平均相対湿度の推移を図-7に示す。グラフには、前述した阪神高速道路の気象データの日雨量も併記した。

はじめに、K橋の測定結果について述べる。K橋の上床版では、欠測までの期間においては内部相対湿度が測定できていたものの、測定再開の段階では上床版①150、100と上床版②100のセンサを除いて、相対湿度が100%に達していた。また、温度が低下する9月以降において

も、多数のセンサの内部相対湿度は低下しておらず、高湿度環境に長期間曝された結果、センサが故障した可能性が高いと考えられる。このため、測定再開後は上床版の多くのセンサのデータが評価できない結果であった。

これらを踏まえ、はじめに季節変動に着目すると、内部相対湿度は冬季に低く夏季に高くなる傾向が認められた。これは、既往の研究でも確認されている挙動^{例え5)}と同様であり、内部相対湿度は温度と正の相関関係にあり、温度変化に伴って内部相対湿度も変動した影響によるものと考えられる。なお、温度と内部相対湿度が正の相関関係となる原因は、内部温度の上昇によりコンクリートの平衡含水率が低下すること⁵⁾やインクボトル内の凝集水が温度ポテンシャルの増加に伴ってより大きい細孔空隙に移動して水蒸気に変化すること⁶⁾等が考えられる。

次に、上床版の内部相対湿度を下床版と比較する。内部相対湿度は温度の影響を受けるため、上床版と下床版の温度差が小さい計測開始から2月末までの値を確認すると、2橋ともに上床版の内部相対湿度はどの深さ位置においても下床版に比べて、10~25%程度高い値で推移しており、上床版は下床版に比べ高い含水状態になっている状況が認められた。

また、外気の相対湿度と上床版・下床版の内部相対湿度を比較すると、下床版は外気と比較的同等の値で推移するものの、上床版は外気よりも高い値で推移していることが認められる。雨掛かりの影響を受けないコンクリ

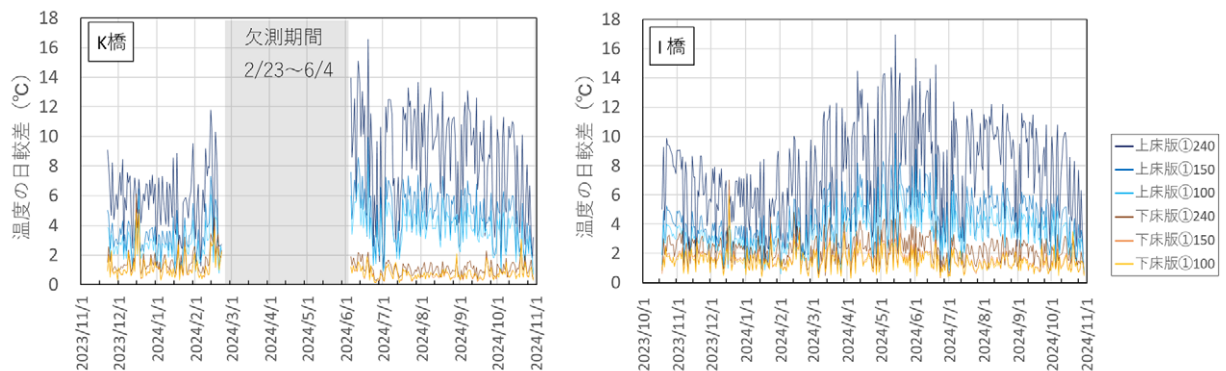


図-6 コンクリート内部温度の日較差（左：K橋，右：I橋）

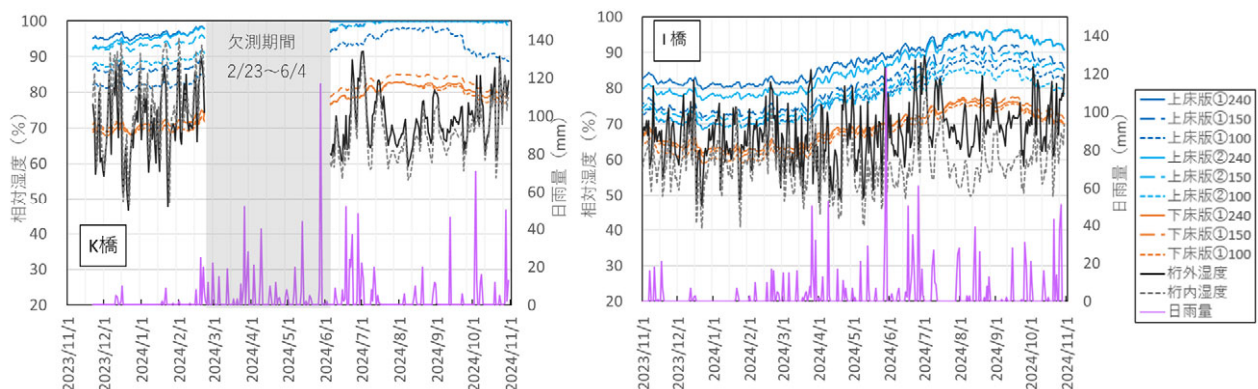


図-7 コンクリート内部相対湿度の推移（日平均）（左：K橋，右：I橋）

ート部材においては、下床版のように内部相対湿度は経年により外気の相対湿度に近づくと考えられるが、上床版はその傾向が認められなかった。これは、上床版は舗装面から水分供給を受けることを示唆する結果と考えられる。次に、上床版の深さ位置の違いに着眼すると、K橋では断面①、②で内部相対湿度に差異が認められるが、2橋ともに、内部相対湿度は高い順から240、150、100の順となった。つまり、上床版は舗装面に近いほど内部相対湿度が高くなる結果となっており、上床版は舗装面からの水分供給を受けたことを示唆される結果となった。

ここで、上床版は舗装面からの水分供給が示唆される結果が複数認められたが、その水分供給要因は降雨時における舗装面からの供給⁷⁾が考えられる。このため、内部相対湿度と日雨量の推移を確認したが、明確な関係性は認められなかった。これは、本測定でのセンサの位置は舗装面から50mm以上の離隔があり、水分が舗装面からセンサ位置まで浸透して測定値に影響するまで比較的長時間が必要なこと⁸⁾、その間に内部相対湿度は内部温度の影響を受けて変動することが要因と考えられる。これらを踏まえ、舗装面からの水分の作用については、長期的な分析を4.2で実施・考察する。

最後に、欠測までの期間においてK橋とI橋を比較すると、上床版、下床版ともにK橋の内部相対湿度はI橋に比べて、10～15%程度高い結果となった。

4. 考察

4.1 上床版の含水状態

上床版の含水状態は、3.3で示したように、下床版や外気の相対湿度より高い値で推移していたことから、部材全体として高い含水状態にあることを確認している。但し、内部相対湿度は、コンクリートの水分状態による変動に加えて、内部温度にも連動して変動することから、内部温度と内部相対湿度の関係を踏まえた考察を加える。ここで、1月下旬～7月末の温度上昇時期における内部温度と内部相対湿度の関係を図-8に示す。中田ら⁴⁾は内部温湿度の測定にあたって封緘の重要性を示唆してい

たが、今回の計測では封緘が適切に実施できた結果、内部相対湿度は内部温度と強い正の相関があることが認められた。このグラフより、上下床版を比較すると、2橋のどの内部温度においても、上床版の内部相対湿度は下床版より高く、上床版は高い含水状態にあることが認められた。

4.2 舗装面からの水分供給性状

3.3において、上床版は舗装面から水分供給を受けることを示唆されたが、供給される期間や要因については評価が困難な状況であった。ここで内部温度と内部相対湿度の関係(図-8)から、考察を加える。下床版の内部温度と内部相対湿度の関係は測定された温度帯において、2橋ともに線形関係を維持していることが認められる。下床版は直接水の作用を受ける環境になく、水が作用しない場合には、短期的には外気温湿度の変動に影響を受けず、内部相対湿度は内部温度と線形関係を維持するものと考えられる。

一方、上床版に着目すると、I橋の25℃以下の相対湿度は、センサの信頼性が確保できる90%以下の範囲にあり、約20℃以上になると20℃以下の線形関係から逸脱する挙動が認められた。この線形関係からの逸脱は舗装面から水分供給を受けた影響と考えられる。なお、240のセンサは25℃以上で、高湿度領域になり参考値ではあるが、150、100のセンサと同様の挙動を示しており、本検討では高湿度領域でも一定の傾向を捉えることができたものと推察した。線形関係から逸脱した20～30℃の温度帯は、図-5の内部温度から判断すると概ね4月初旬～7月下旬の時期で、図-4の月間降水量から降水量の多い時期と概ね合致している。このことから、春から夏の多雨時期において、水分供給が床版全体の含水状態に与える影響が大きいことが示唆された。また、K橋の上床版の内部相対湿度は、欠測期間までは温度と線形関係が認められるが、測定再開後は線形関係を仮定した内部相対湿度より2～5%程度高い状況となり、線形関係から逸脱した。欠測期間の影響でI橋のような評価は困難であるが、I橋と同等の時期での水分供給の影響が大きいと推

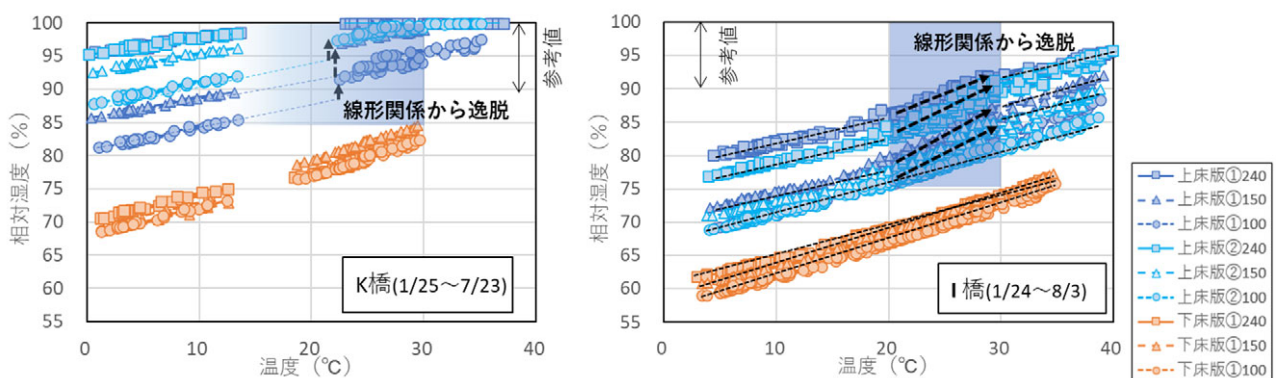


図-8 内部温度と内部相対湿度の関係(日平均)(左:K橋, 右:I橋)

察される。

4.3 防水工が上床版の含水状態に与える影響

3.3 において、防水工を施工した I 橋は、上床版の内部相対湿度が K 橋に比べ 10~15%小さく、I 橋の上床版の含水状態が低いことが認められている。但し、2 橋では防水工の有無のほか、今回の測定で暴露環境の違いも確認されたことから、この差異について考察した。

暴露環境について、上床版下面と接する箱桁内部の温湿度は、3.1 で示したように、箱桁の内空の大きさや機密性の違いから、I 橋は K 橋に比べ温度が高く、湿度が小さい、乾燥しやすい環境であることが確認された。また、防水工の効果については、図-8 で示したように、防水工が施工された I 橋でも内部温度が 20~30℃程度の範囲において、線形関係から逸脱する挙動が認められ、舗装面からの水分供給を示唆する結果が得られた。このことから、測定段階での防水工は施工から 10 年程度が経過し、水分の遮水性能が低下し舗装面からの水分供給が再開した可能性が高いと考えられる。

これらより、今回の 2 橋では上床版の環境作用が大きく異なること、また防水工の遮水性能が低下している可能性があり、水分供給の再開時期やその程度が不明であることから、今回 2 橋の比較により、防水工の影響を評価することは困難な状況となった。防水工の影響を評価するためには、防水工を予定する橋梁で施工前から長期的な測定を行うか、箱桁内部の温湿度環境が比較的近い 2 橋を選定し、防水工の機能が十分発揮された箇所での測定を行うなどの対応が必要と考えられる。

5. まとめ

防水工の有無をパラメータとする既設道路橋 PC 箱桁の 2 橋を対象に、コンクリート内部の温湿度を測定した結果、以下の知見を得た。

- (1) 箱桁内部の温湿度は、桁内空間の大きさや検査孔の蓋の構造等の桁内の気密性に影響を受け、桁内空間が狭く気密性が高い場合には外気温より温度が高く相対湿度が低くなり、日射の影響が大きい夏場ほどその影響が顕著となる。その結果、これら特徴の箱桁内では外気より乾燥しやすい環境となる。
- (2) 上床版のコンクリートの内部相対湿度は下床版や外気の相対湿度より高いことが認められ、上床版は下床版に比べ高い含水状態にある。
- (3) 上床版の高い含水状態は、降雨によって舗装面から水分供給を受ける可能性が高いことが示唆され、床版全体の含水状態に影響を与える水分供給は、春から夏の多雨時期である可能性が示唆された。
- (4) 防水工施工から約 10 年経過した段階の今回の調査では、上床版は舗装面からの水分供給を受けている

挙動が認められた。このため、本検討では防水工が上床版の内部相対湿度に及ぼす影響を評価することは困難であった。

本検討の結果を踏まえ、今後は上床版と舗装との境界面における温度や水分の環境作用の程度を材料構造応答連動解析を用いて検討し、今回測定された上床版の内部相対湿度状態の再現を試みるとともに、アスファルト舗装下のコンクリートの収縮ひずみについて検討を行う予定としている。また、降雨が上床版の内部相対湿度に与える影響、防水工が上床版の内部相対湿度に与える影響については、本検討で十分明らかすることができなかったため、今後の検討課題と考えている。

謝辞

本検討の実施にあたり、(一財)阪神高速先進技術研究所 コンクリート構造物検討委員会・WG において、委員長の京都大学宮川名誉教授をはじめとする各委員から有益なご助言を頂いた。ここに深く感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 土木学会：コンクリート標準示方書（設計編），2022.3
- 2) Nobuhiro Chijiwa, Shuntaro Hayasaka, Koichi Maekawa, Long-Term Differential and Averaged Deformation of Box-Type Pre-stressed Concrete Exposed to Natural Environment, Journal of Advanced Concrete Technology, vol.16 Issue1, pp.1-17, 2018.1
- 3) 渡辺健，中村麻美，石田哲也，渡邊忠朋：混合セメントおよび水掛かりの影響を考慮したコンクリートの収縮ひずみ予測式の提案，土木学会論文集 E2, Vol.78, No.1, pp.105-120, 2022.3
- 4) 橋本和明，明石行雄，川西弘一：橋種別の熱的環境と部材内の熱流を考慮した赤外線サーモグラフィ法の留意点，コンクリート工学年次論文集，Vol.31, No.1, pp.2041-2046, 2009
- 5) 中田清史，松沢晃一，有木克良，鹿毛忠継：築後 46 年を経過した RC 造建築物におけるコンクリートの内部温湿度の年間変動，日本建築学会技術報告集，第 29 巻 第 72 号，pp.645-650, 2023.6
- 6) Koichi Maekawa, Tetsuya Ishida, and Toshiharu Kishi : Multi-scale Modeling of Structural Concrete, Taylor & Francis, 2009
- 7) 寺田剛，渡邊真一，藪雅行：床版が損傷した橋面舗装の実態調査，土木学会論文集 E1, Vol.75, No.2, I-201-207, 2020.2
- 8) 鈴木浩明，上田洋：コンクリートの品質が水分浸透深さの時間依存性に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.36, No.1, 2014.6

アスファルト舗装を有する道路橋 PC 箱桁の含水状態に関する検討

(一財) 阪神高速先進技術研究所 正会員 ○湯浅 康史 阪神高速道路(株) 正会員 西原 知彦
(株) コムスエンジニアリング 正会員 土屋 智史 東京科学大学 正会員 千々和 伸浩

1. はじめに

本検討では、道路橋 PC 箱桁の長期変形予測の高精度化を図る基礎検討として、コンクリートの収縮と関連が深い含水状態に着眼し、アスファルト舗装を有する既設道路橋を対象として、コンクリート内部の温湿度の長期計測を行った。また、3 次元構造-材料連動応答解析を実施し、実橋の含水状態について検討を行った。

2. 対象橋梁

対象は都市高速道路で供用されている PC 箱桁橋で、アスファルト舗装が敷設され防水工のない K 橋とした。対象橋梁の概要を表-1 に示す。当該橋梁は、日射の影響を直接受ける環境にある。また、直近の検査記録から舗装面にひび割れ等の変状がないことを確認している。

3. 計測概要

対象部位は、上床版と舗装面以外の環境が同じ下床版とした。計測概要図を図-1 に示す。計測項目は箱桁内外の大気温湿度と床版内部の削孔穴の温湿度とした。床版内部の温湿度は、部材内の深さ位置を変化させた 3 深度（箱桁内側表面からセンサまでの距離が 240, 150, 100mm）を設定し、上床版は 2 断面（断面①，断面②），下床版 1 断面で計測した。下床版は橋軸方向で床版厚が変化する構造であったが上床版と比較するため、上床版厚と同じ断面（断面①）を選定した。

内部温湿度の計測に用いたセンサの仕様を表-2 に、センサの設置概要を図-2 に示す。床版内部のセンサの設置は、はじめに所定の深さまでドリルで削孔し、センサを挿入して設置した後、外気と完全に遮断するため、エポキシ樹脂を注入して施工した。今回の計測方法は、厳密には削孔穴先端の円筒空間の温湿度であるが、円筒範囲のコンクリートの平均温度、細孔空隙の平均相対湿度とみなして評価する。

4. 解析概要

実橋の計測結果の評価を目的に、セメント系材料の物性や水分状態の経時変化を予測できる DuCOM-COM3¹⁾による解析を実施した。解析モデルを図-3 に示す。今回の解析では含水状態に着眼するためコンクリートのみをモデル化し、X 方向、Y 方向に解析対称面を有する 1/4 対称モデルとした。気象に関する環境条件は上下の 2 面とし、その他は封かんとした。

表-1 対象橋梁の概要

名称	K 橋
架設環境	山間部
所在地	神戸市北区
構造形式	PC2 径間連続 ラーメン箱桁橋
建設年（橋齢）	1997 年（27 年）
設計基準強度	40 (N/mm ²)
実圧縮強度※	51.4 (N/mm ²)
橋面防水工	無し

※ウェブの小径コアによる推定圧縮強度

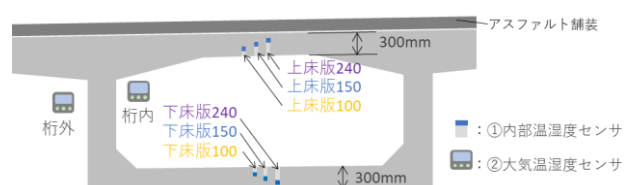


図-1 計測概要図

表-2 温湿度センサの仕様

測定湿度範囲	0～100%
標準湿度精度	±3% (25℃環境)
測定温度範囲	-30～80℃
標準温度精度	±0.5℃ (25℃環境)

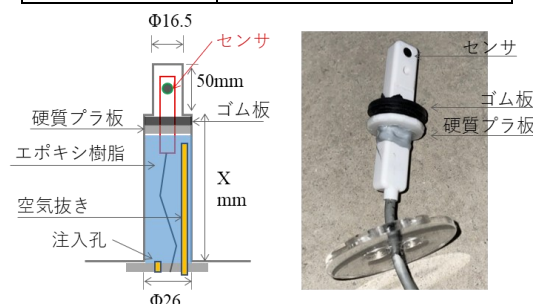


図-2 センサの設置概要（上床版）

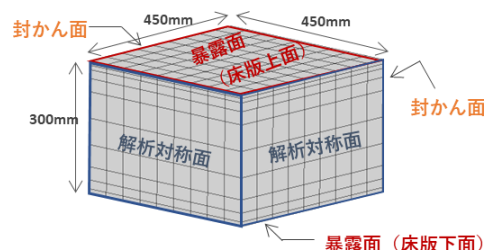


図-3 解析モデル

コンクリートの配合や材料特性は、管理者の標準配合や各文献^{例えば 3)}を参考に設定した。解析ケースは過去の研究例を参考に、環境条件を変化させた、表-3 の 3 ケースとした。U1 は上床版の上面からの水分供給を遮断したケースで、U2 は上床版の上面が降雨の影響を受けるケース³⁾、D は

表-3 解析ケース

ケース名	部材	気象の環境条件（暴露面の境界条件）					備考
		床版上面			床版下面		
		温度	相対湿度	液状水作用	温度	相対湿度	
U1	上床版	移動なし	移動なし	—	温度 K	湿度 K	文献 2)
U2		温度 K	湿度 K	4 日/28 日サイクル	温度 K	湿度 K	文献 3)
D	下床版	温度 K	湿度 K	—	温度 K	湿度 K	—

温度 K：月間平均気温，湿度 K：月間平均湿度（気象庁データ）

下床版を想定したケースである。温湿度は環境作用の概略評価を目的とするため、データ取得が容易な気象庁の観測点（橋梁との距離：約 10km）の過去の記録を設定した。U2 の降雨の作用は、日本の平均降雨時間を考慮して 28 日中 4 日間連続で作用³⁾させ、作用時は湿度 100%，水蒸気移動係数を 500 倍に設定³⁾した。また降雨後は、直ちに湿度 K に移行し乾燥する条件とした。

5. 計測および解析の結果

計測および解析結果のセンサ位置の内部相対湿度の経時変化を図-4 に示す。なお、計測機器の不具合により、2024 年 3～5 月は計測データが得られなかった。はじめに、計測結果を確認すると、内部相対湿度は温度が低い冬季は低く、温度が高い夏季に高くなり季節変動があることが認められた。また上床版の内部相対湿度は下床版に比べて 10～25% 高く、高い含水状態にあることが認められた。さらに上床版の相対湿度は、舗装面に近いほど高く、計測断面の違いにより 5～10% 程度の差異が認められた。これらから上床版は舗装面から水分供給を受けること、計測位置によるばらつきが大きい可能性が示唆された。

次に、解析値と計測値を比較する。下床版の解析値は、計測初期の冬季に計測値とやや乖離したが、概ね計測値を表現できることを確認した。一方、上床版は通期にわたって、解析値が計測値より大幅に小さく乖離が大きい。今回計測値が解析値より過大となったのは、実環境が降雨の影響を受ける暴露環境よりも厳しい水の作用を受けた結果と考えられる。また、上床版は降雨後に液状水が作用した後、舗装の影響で乾燥しにくい状態が継続し、長期的に湿潤環境となる可能性が示唆される。

6. まとめ

- ・実橋の計測の結果、上床版は下床版に比べ高い含水状態にあり、舗装面からの水分供給が示唆された。
- ・解析の結果、下床版の相対湿度は計測値と概ね同等の挙動を示し、解析で概ね表現できることを確認した。
- ・一方、上床版の相対湿度は計測値と乖離する結果となり、アスファルト舗装を有する上床版は降雨を受ける暴露環境より厳しい水の作用を受けるものと推察した。

今後は、実橋の上床版の含水状態を再現可能な環境作用を解析的に検討し、道路橋上床版の収縮ひずみの精緻化に向けた検討を実施する予定としている。

参考文献 1)Maekawa et al. : Multi-Scale Modeling of Structural Concrete, Taylor and Francis, 2008 2)千々和ら：セメント硬化体中の微視的機構モデルに基づく実 PC 橋の長期時間依存変形シミュレーション, コンクリート工学年次論文集, vol.32, No.1, pp.407-412, 2010 3)渡辺ら：混合セメントおよび水掛かりの影響を考慮したコンクリートの収縮ひずみ予測式の提案, 土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造), vol.78, No.1, pp.105-120, 2022

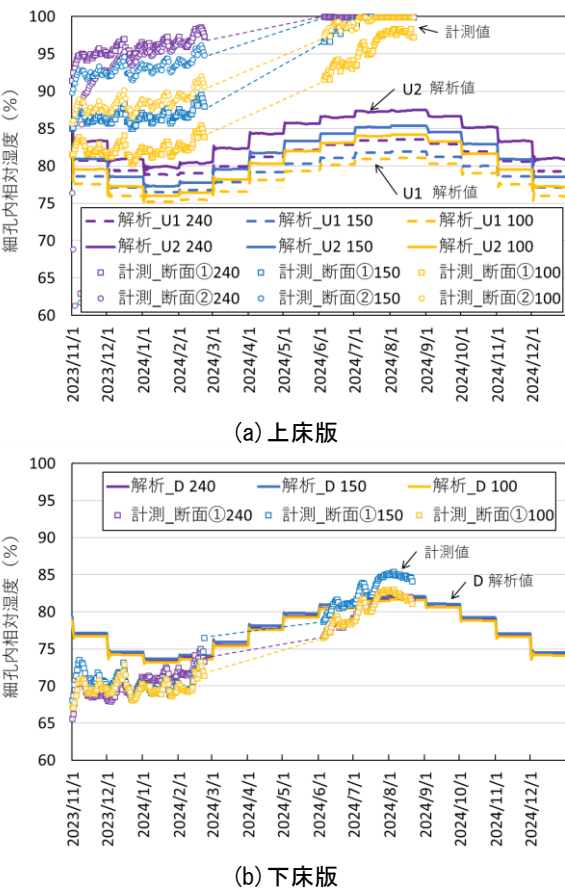


図-4 内部相対湿度の計測値と解析値の比較

2 - 3 . 耐震

3次元地盤モデルを用いた都市内道路トンネルの縦断耐震検討

阪神高速道路（株） 正会員 ○平野 翔也，佐藤 彰紀
林 訓裕，村瀬 春祐

1. はじめに

阪神高速道路における開削トンネルの設計指針¹⁾では、縦断方向にも大きな応力や変形が発生すると予想される場合は、縦断方向についても検討を行うことを原則としている。シールドトンネル設計マニュアル²⁾においては、FEMモデルによる縦断方向の耐震設計を原則としている。構造継手(伸縮継手)は防水上の弱点となりやすく、補修も困難なことなどから、特に開削トンネルの躯体は、構造上問題とならない範囲で、構造継手を設けない連続した構造物とすることが望ましい。一方で、対象とする地盤や地震動によっては、トンネル縦断方向に許容値を超える応力が発生する可能性がある。そのため、構造継手部の発生応力に対して要求性能を満足するように、縦断方向の耐震設計などにより適切な継手構造、配置間隔を決定する必要がある。

本稿では図-1に示す地盤条件において、図-2のような構造物を想定した縦断方向の耐震設計検討の結果を報告する。地盤条件は、図-1に示すとおり、浅い沖積層が粘性土層から砂質土層に縦断方向に遷移し、横断方向には構造物の周辺に地盤改良を実施することを想定するため、地盤条件の不均一性がトンネルの地震時挙動に影響を及ぼす可能性が考えられる。構造物条件としては縦断方向に開削トンネル、立坑、シールドトンネルなど振動特性の異なる構造が連続する条件で検討する。横断方向には、開削トンネルの高さが10m、幅が20m以上の大断面となる区間

が存在することを想定する。

一般に、縦断方向の耐震設計手法は、文献³⁾に示すように地盤応答解析から得られた地盤変位に対して地中構造物を耐震設計する手法などが存在する。地盤応答解析は1次元もしくは構造物の軸線に沿った2次元の地盤変位分布に対して設計を行うことが多いが、本稿で検討対象とする縦断及び横断方向に対して設計条件が大きく変化する場合、解析精度の確保が困難となる。そのため、本稿では3次元FEMモデルを用いて地盤応答解析を実施することとした。

なお、液状化による影響については横断方向の耐震解析で別途確認することとし、本稿では考慮しない。

2. 解析概要

図-1に示すとおり、立坑、地層の変化点を含んだ縦断方向に480mを照査対象とするが、側方境界の影響を考慮し約780mをモデル化した。本線は起点側から開削トンネル～立坑～シールドトンネルとなる構造物を想定し、ランプは図-1モデル化範囲の左側からU型擁壁(一部区間は本線と一体擁壁構造)～BOX構造とする。土質はNo.19付近で上側のシールドトンネルのスプリングラインが砂質土層と粘性土層の境界位置となり、No.24付近で粘性土層が砂質土層に遷移することとした。また、No.31付近でランプBOX頂版が地表面以下の深度となる。図-2のとおり、構造物周辺に地盤改良を想定する。また、継手間隔は開削トンネル部で50m～90m程度、シールドトンネ

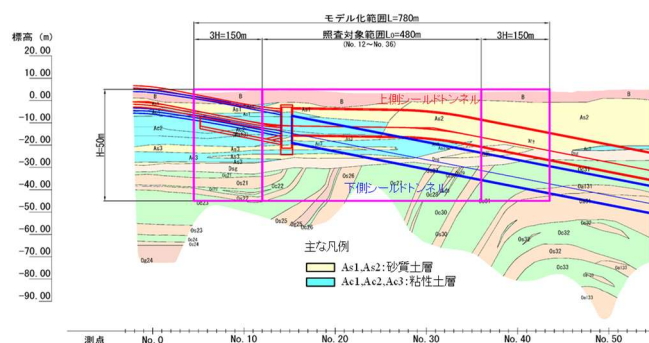
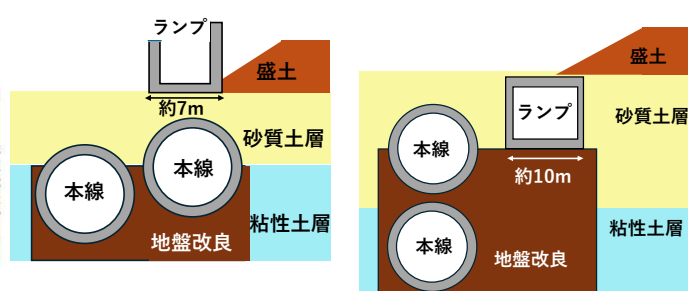


図-1 地質縦断図



(a)No.19 断面イメージ

(b)No.31 断面イメージ

図-2 標準断面図

キーワード 縦断耐震解析，開削トンネル，シールドトンネル，3次元解析

連絡先 〒553-0003 大阪府大阪市福島区福島 7-15-26 阪神高速道路（株） 大阪建設部 TEL06-6136-6654

ルで 2m 程度とした。入力地震動は図-3 に示すタイプⅡ レベル 2 地震動⁴⁾を用いてモデル下端(GL-50m)に入力した。構造物と地盤の相互作用を考慮するために、地盤応答解析を実施する 3 次元 FEM モデルでは構造物もモデル化した。構造物照査は、地盤応答解析から得られた変位を別途骨組みモデルで作成した構造物に対して静的に入力し、地震時の応答を確認した。

3. 解析結果

軸方向および軸直角方向加振時で照査を行ったが、本稿では軸直角方向加振時の結果のみ示す。図-4 に各要素の最大応答変位をコンター図で示す。遠方では比較的大きな変位が生じているが、構造物周辺では 0.1m 程度であった。また、開削トンネル、地盤条件の変化点で比較的大きくなった。

図-5 にシールドトンネル(上側)の継手部せん断力について、図-6 に継手目開き量についてまとめた。シールドトンネル周辺は地盤改良を想定するため、通常の 2 次元解析では地盤改良を考慮しつつ、地盤改良の外側にある自然地盤の地質条件変化を考慮することは難しいが、今回実施した 3 次元縦断耐震解析では地質変化点となる No.19, No.24 付近で応答が大きくなっており、精度よく評価できることを確認した。また、No.31 では地盤改良範囲の変化に加えてランプボックスがシールド側方に近接することが影響していると考えられる。No.36 付近ではランプボックスと本線シールドトンネルが合流することから構造が大きく変化するため、せん断力が大きくなったと考えられる。

4. まとめ

- ・縦横断方向に函体の形状および地盤条件が変化する場合において、精度よく地震時挙動を再現する目的で 3 次元縦断耐震解析を実施した。
 - ・一般的な 2 次元の縦断耐震解析では横断方向の変化を精度よく評価するためには技術的な工夫が必要になるが、今回実施した 3 次元解析では縦断耐震解析において、地盤改良を考慮しつつ、地質の変化点での継手部のせん断力や目開き量の変化を表現できることを確認した。また、横断方向の近接構造物の影響も精度よく評価できることを確認した。
- 参考文献

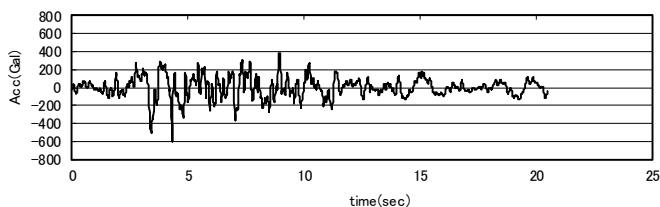


図-3 入力地震動

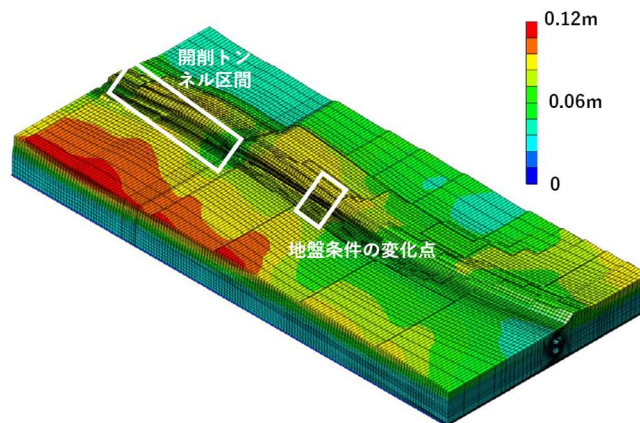


図-4 最大応答変位分布

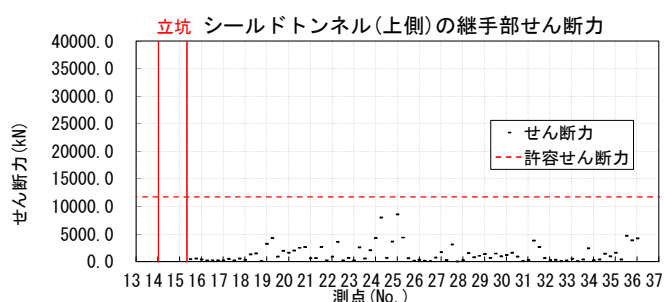


図-5 シールドトンネル(上側)の継手部せん断力



図-6 シールドトンネル(上側)の継手目開き量

- 1) 阪神高速道路株式会社：開削トンネル設計指針，2008.10.
- 2) 阪神高速道路株式会社：シールドトンネル設計マニュアル，2011.2.
- 3) 大塚久哲，新井雅之，井上憲一，高野直道，竹内幹雄，橘善規，節婦光一，村井和彦，楊光遠：地中・基礎構造物の耐震設計，九州大学出版会，pp.37-41，2001.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書 V. 耐震設計編，2012.3.

AR（拡張現実）を用いた震災資料保管庫構造物 の新たな展示方法の検討

服部匡洋¹・幸左賢二²

¹ (一財) 阪神高速先進技術研究所 調査研究部 橋梁・構造研究室

² (一財) 阪神高速先進技術研究所テクニカルアドバイザー

要約

近年 AR や VR を用いてさまざまな情報を可視化する技術が開発されてきている。兵庫県南部地震から 30 年が経ち、当時震災を経験した方々が少なくなる中で、これらの新たな技術を震災資料保管庫の案内等で補助的に活用することで、被災構造物の特徴や破壊メカニズムに関する理解をより深められる可能性がある。そこで、本検討では被災構造物 1 基を対象に 3 次元モデルを構築し、そのモデルや解析結果の AR 表示を行い、AR 表示の新たな展示方法としての適用性を検討した。

キーワード: AR (拡張現実), 3 次元モデル, FEM, 解析結果, 可視化

1. はじめに

1995 年 1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震から 30 年が経過した。未曾有の都市直下型地震に見舞われ、構造物の落橋や倒壊を受けた阪神高速では、この経験を後世に伝えるため、1999 年 10 月より震災資料保管庫を開設し、被災構造物を体系的に保管することで被災構造物を通した地震エネルギーの大きさを体感するだけでなく、構造物の損傷・破壊メカニズムや、震災等当時の関係者の対応、震災を教訓とした新たな技術等の取り組みについても紹介している。

兵庫県南部地震が発生した直後から、阪神高速や研究機関、大学等により、損傷・破壊した構造物の被害分析が実施され、技術的知見として道路橋示方書¹⁾や設計基準第 2 部²⁾等に反映されてきた。これらの被害分析については、長大橋やピルツ橋脚区間を対象としたものが多く、一般高架橋を対象とした事例は少ない。また、震災資料保管庫に実際にある被災構造物の区間を対象として実施されたものはない。さらに、RC 橋脚のせん断破壊や鋼製橋脚の座屈などの損傷についても、実験による検証は実施されているものの、橋脚または橋梁全体系を対象とした再現シミュレーションの事例は限られている。

また、近年シミュレーション結果を AR・VR を用いて表示させる技術が開発されてきており、これらを震災資料保管庫の案内等で活用することで、被災構造物の損傷メカニズムに関する理解が深まると考えられる。図-1 に AR 技術を用いた構造物の展示イメージを示す。震災資料保管庫にある構造物は、構

造物の一部を切り出して展示している。視察者が損傷を受けた構造物や AR 表示用のマーカー等にタブレットあるいはスマートフォン（以下、スマホ）をかざすと、画面上に構造物の 3D モデルが表示され、構造物の寸法や配筋状況を示すことができれば、構造物の全体像をより直感的に理解できると考えられる。また、予め実施した FEM 解析等により得られた変形図やひび割れ図、鉄筋ひずみのコンター図を併せて示すことができれば、損傷メカニズムに対す

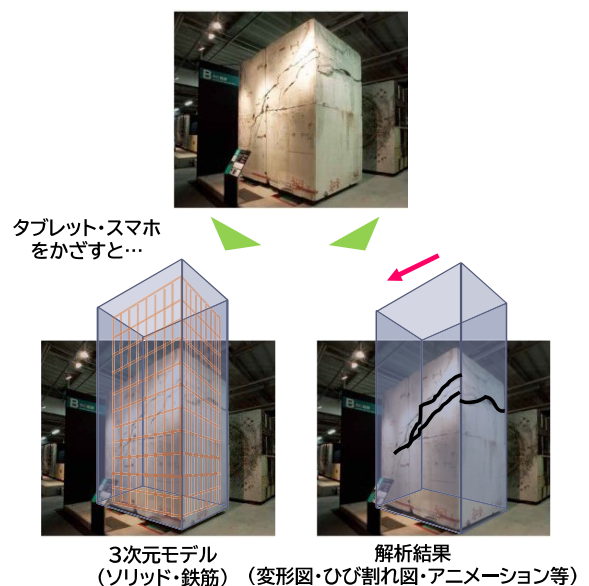


図-1 損傷を受けた構造物の AR 展示イメージ

るより理解が深まると考えられる。

以上を踏まえ、兵庫県南部地震での被災構造物の再現シミュレーションを実施するとともに、その 3 次元モデル及びシミュレーションを AR 表示させるツールの開発を行う。

なお、本稿では、損傷を受けた構造物の 3 次元 FEM モデルの作成とその試解析結果を用いた AR 表示の実現性と課題について報告する。

2. 対象構造物の選定

表-1 に 1995 年兵庫県南部地震以降に、被害原因の分析として解析的検討が実施された事例を示す。表-1 より、635 m に渡って倒壊したピルツ橋脚や、支承の損傷に伴い大きく桁移動した六甲アイランド橋、ペンデル支承が損傷し桁端部で浮き上がりが生じた東神戸大橋などの長大橋を対象に実施されたものが多く、一般高架橋を対象とした事例はあるものの、それほど多くないことがわかる。

表-2 に震災資料保管庫に展示されている構造物

(RC 橋脚・鋼製橋脚)を示す。震災資料保管庫では、鋼上部構造、RC 橋脚、鋼製橋脚、支承の 4 つのグループに分けて展示されているが、本検討は構造物の 3 次元モデルを作成し、配筋状況や解析結果を AR 表示させることを目的とするため、一般的な動的解析で実施されるような梁要素での全体系の解析ではなく、実構造物をより詳細にモデル化する FEM 解析を実施し、表示させることが適切と考えた。このため、広く 3 次元 FEM 解析が実施されている RC 橋脚を本検討の対象とした。

また、兵庫県南部地震における RC 橋脚の被害の特徴の 1 つとして、軸方向鉄筋の段落とし部での曲げせん断破壊が挙げられるが、特に“段落とし部”や“曲げせん断破壊”，視察者にはなじみのない土木用語であり、AR 表示を説明の補助として用いるのに適すると考えられる。このため、震災資料保管庫での同様の破壊形式に区分されている神 P-629 を対象に選定した。図-2 に神 P-629 の兵庫県南部地震直後の被害状況と震災資料保管庫での展示状況を示す。震災資料保管庫では横置きで展示されている。

表-1 1995 年兵庫県南部地震で損傷・破壊した構造物の再現解析事例

No.	論文・文献名	執筆者	発刊元	年度	対象
1	大震災を乗り越えて	阪神高速道路公団	阪神高速道路公団	1997	神P-126～142(ピルツ橋脚)
					西P-167
					神P-39～43
					西宮港大橋
					東神戸大橋
					六甲アイランド橋
2	東神戸大橋の兵庫県南部地震時の応答シミュレーション	山崎・Ganev・石崎・北沢	第24回地震工学研究発表会講演論文集	1997	東神戸大橋
3	兵庫県南部地震による鋼ローゼ橋の被害原因の動的応答解析による検討	頭井・北田・中井・加賀山	鋼構造論文集第5巻第18号		六甲アイランド橋
4	兵庫県南部地震による阪神高速3号線高架橋崩壊被害のメカニズム解析	西川・目黒	第24回地震工学研究発表会講演論文集	1997	神P-39～43
5	兵庫県南部地震における鋼製ピン支承の破壊プロセスに関する実験的考察	大塚・山平・増田・栗木	鋼構造論文集第7巻第28号	2000	(特定できず)
6	1995年兵庫県南部地震における3径間連続高架橋の被害分析	阿部・柳野・藤野・橋本	土木学会論文集No.668	2001	(特定できず)
7	兵庫県南部地震における鋼桁損傷要因の分析と耐震性向上策の検討	山平・大塚	土木学会論文集No.669	2002	(特定できず)
8	大規模地震における落橋メカニズムと落橋防止構造の効果に関する分析	堺・連上・星隈	土木学会論文集A1(構造・地震工学), Vol.67	2011	神P-39～43
9	阪神・淡路大震災時における阪神高速道路3号神戸線の挙動解析	吉見・磯部	計算工学講演会論文集	2019	神P-126～142(ピルツ橋脚)

表-2 震災資料保管庫に展示されている構造物 (RC 橋脚・鋼製橋脚)

(a) RC 橋脚				(b) 鋼製橋脚			
対象	橋脚番号	橋梁形式	破壊形式	対象	橋脚番号	橋梁形式	破壊形式
B-1	神P-73	単純桁	基部の曲げせん断破壊	C-1	神P-353	単純桁	局部座屈
B-2	神-36	5径間連続	基部の曲げせん断破壊	C-2	神P-609	単純桁	われ
B-3	神P-236	単純桁	基部の曲げ破壊	C-3	神下P-580	単純桁	局部座屈・われ
B-4	神P-629	単純桁	段落としの曲げせん断破壊	C-4	神下P-584	単純桁	局部座屈・破断われ
B-5	神P-32	3径間連続	せん断破壊	C-5	神P-6	単純桁	座屈
B-6	神P-54	単純桁	基部の曲げせん断破壊	C-6	神P-371	単純桁	基部のき裂



(a) 損傷状況



(b) 展示状況

図-2 対象構造物（神 P-629）の損傷状況及び震災資料保管庫での展示状況

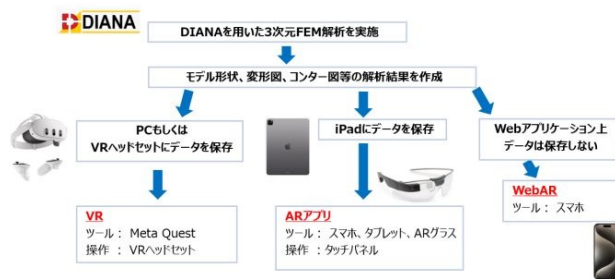


図-3 考えられる AR 表示方法

表-3 AR 表示方法の比較

種類	メリット	デメリット
ARアプリ	- WebARに比べると精度が高く、動画やアニメーション、CG、音声といったコンテンツが表示できる。 - 事前にアプリをダウンロードしておけば、指定の場所に行き、空間にカメラをかざすだけでAR体験ができる。	アプリをダウンロードする手間がかかる。あるいはデバイスを用意しておく必要がある。
WebAR	アプリをダウンロードする手間がかからないので来客者のハードルが低い。	- FEM解析結果をステップごとに表示・切り替えるには不向き。 - OSやスマートフォンの種類によっては非対応になる。

3. AR 表示方法の検討

(1) AR 表示までの流れ

図-3 に考えられる AR 表示方法を示す。本検討では、汎用解析プログラム DIANA を用いた 3 次元 FEM 解析を実施する。モデル形状や変形図、コンター図等の解析結果を XR（VR：仮想現実，AR：拡張現実，MR：複合現実）表示するには、図-3 に示す主に 3 つの選択肢が考えられる。1 つ目は VR ヘッドセットを用いる、あるいは PC 上のデスクトップモードで操作する VR（仮想現実）表示である。2 つ目は予め iPad などのタブレットにアプリをインストールして用いる AR 表示である。3 つ目はスマホを Web アプリケーションに接続した WebAR である。その他にも AR グラスなどのデバイスを用いた MR 表示などがある。

(2) AR 表示ツールの特徴

AR アプリとは、スマホやタブレットなどのデバイスを使用するユーザーに対して、AR 体験を提供するアプリケーションである。また、WebAR とはアプリを使わずに QR コードや URL を読み込んで利用するタイプのサービスである。

表-3 にそれぞれの AR 表示方法の特徴を示す。AR アプリは WebAR に比べると精度が高く、動画や

アニメーション、CG、音声といったコンテンツが表示可能である。また、事前にアプリをダウンロードしておけば指定の場所で空間にカメラをかざすだけで AR 体験ができることがメリットである。しかし、アプリをダウンロードする手間がかかること、デバイスを用意しておく必要があることが課題である。一方、WebAR はアプリをダウンロードする手間がかからないため、視察者が用いるハードルが低いのが特徴である。しかし、コンテンツとして作成できる容量が AR アプリほど大きくできない。

本検討は、震災資料保管庫を視察する個人が所有するスマホに構造物や FEM 解析結果を表示することが目的であるため、視察者が手軽に利用できる WebAR を用いた可視化について検討する。

(3) AR 表示での位置合わせ

AR においては、現実と仮想の表示を合わせる必要があり、次のような位置合わせ方法がある。

a) マーカー型

QR コードのようなマーカーを AR カメラで認識する。また、マーカーではなく、写真や絵を読み込んで AR を呼び出すことも可能である。

b) 空間認識型

AR カメラを通じて、アプリが自動でカメラを捉えている空間の奥行や広さを計算し、空間に沿うよ

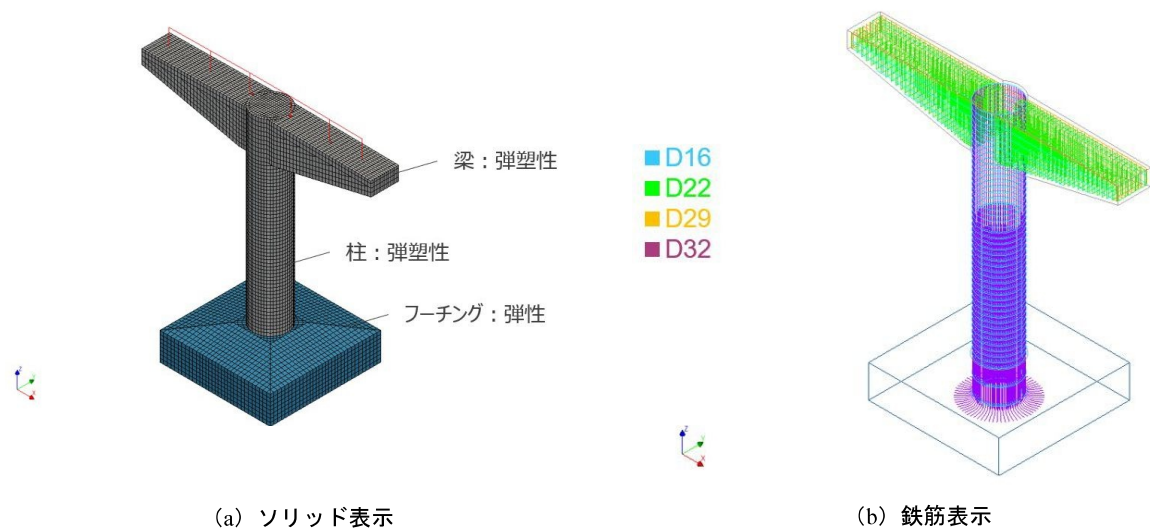


図-4 3次元FEM解析モデル

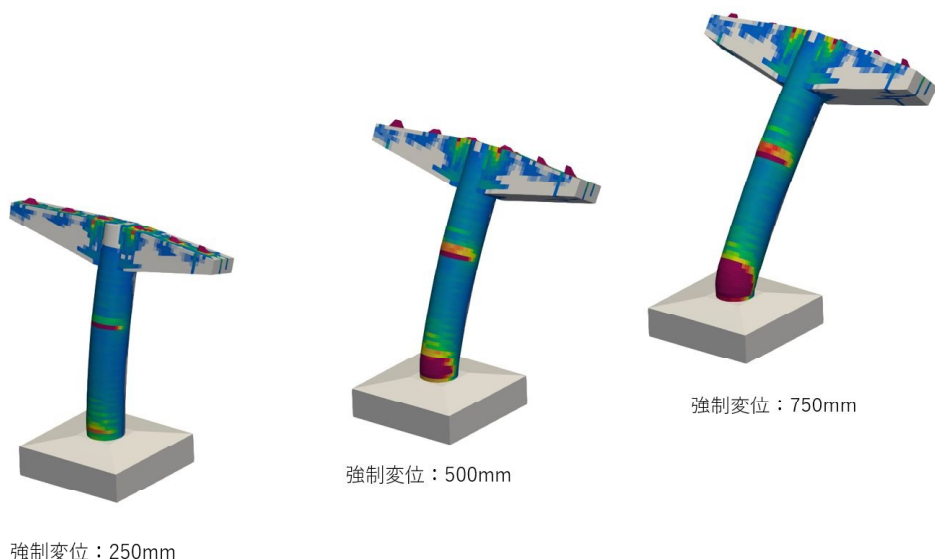


図-5 3次元FEM解析結果の一例（ひび割れひずみ：変形倍率20倍）

うな形でARオブジェクトを表示する。

c) GPS型

スマホの位置情報サービスを活用してARコンテンツを表示するアプリで、地図アプリなど、ユーザーの位置情報を有効活用する分野で用いる。

震災資料保管庫は広く、室内であるため、空間認識型やGPS型は不向きである。従って、本検討ではマーカー型を用いることとする。

4. 3次元FEM解析の概要

(1) 解析モデルの概要

図-4に3次元FEM解析モデルを示す。本検討では、神P-629の柱1基を解析対象とした。梁・柱・フーチングはソリッド要素でモデル化し、梁及び柱に対しては軸方向鉄筋と横拘束鉄筋を埋め込み鉄筋

要素によりモデル化した。また、梁及び柱については材料非線形性を考慮した。杭基礎は集約ばねによりモデル化した。コンクリートの圧縮強度、鉄筋の降伏強度は設計基準強度を用い、コンクリートのひび割れモデルは直行固定ひび割れモデルとし、また、本検討は試行段階であるため、荷重は上部構造から作用する慣性力を模擬するため、強制変位により静的荷重を作用させた。

(2) 解析結果の概要

図-5、図-6には橋軸方向加震時の3次元FEM解析結果の一例を示す。図-4に示したように柱の軸方向鉄筋の段落としを考慮している。図-5にはひび割れひずみのコンター図を示しており、ひび割れ幅の大きさと対応する。図-5より段落とし部付近でひび割れひずみが大きくなっていることがわかる。また、図-6でも段落とし部付近で鉄筋ひずみが大

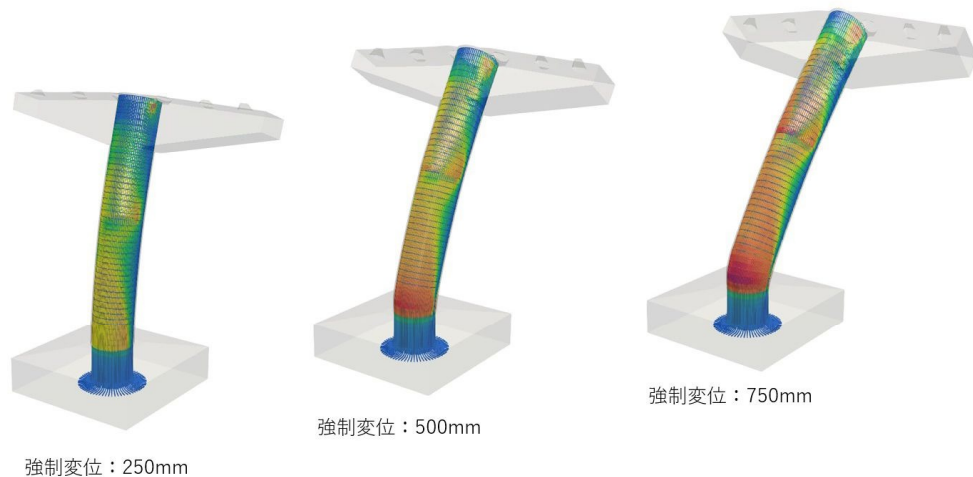
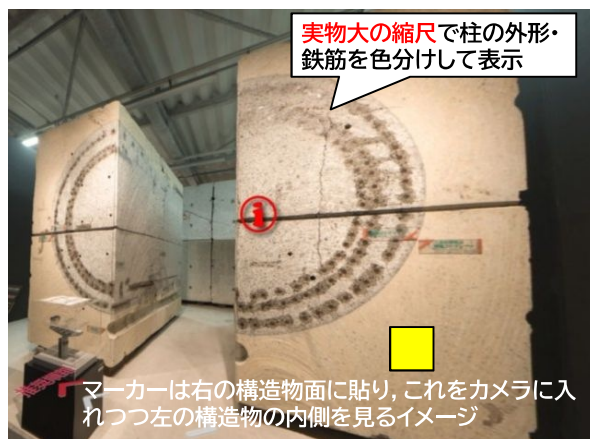


図-6 FEM 解析結果の一例（鉄筋ひずみ：変形倍率 20 倍）



(a) 実物大寸法での表示



(b) 模型寸法での表示

図-7 AR 表示の適用イメージ（（文献 3）に一部追記）

きくなっていることがわかる。一方で、段落とし部の損傷よりも基部での損傷が卓越しており、今後 3 方向同時の動的解析を行う、モデル化を改良する等、解析の再現性を高めていく必要がある。

5. AR 表示の試行

(1) AR 表示の適用イメージ

図-7 に震災資料保管庫における AR 表示の適用イメージを示す。図-7 に示すとおり、本検討では、構造物を実物大寸法で表示する案と模型寸法で表示する案の 2 案について検討する。前者では、スマホを展示構造物にかざすと、構造物に実物大の 3 次元モデルや配筋図が重ねて表示されるとともに、変形やコンター図がアニメーションで表示されることを想定する。後者は、構造物の前に展示してある模型に 3 次元モデルや解析結果が投影されることを想定する。

(2) 実物大寸法での表示

図-8 に実物大寸法での表示の試行結果を示す。図-8 には 3 次元 FEM 解析モデルで作成した配筋状況を示しており、展示している構造物が横置きされていることを考慮し、横置きした状態で柱基部から頂部側を向いている。図-8 より軸方向鉄筋の段落とし部がかろうじて認識できるものの、鉄筋が込み合うなど全体像がわかりづらい。今回の方法では位置合わせのためのマーカーをスマホの画角に入れておかなければ 3 次元モデルが表示できないため、対象物が大きい場合には表示させる範囲を絞る、あるいはマーカーを大きくする等、改善の余地が必要と考えられる。

(3) 模型寸法での表示

図-9 に模型寸法での表示の試行結果を示す。図-9 では 3 次元 FEM 解析結果で得られた変形図やひび割れひずみ図、鉄筋ひずみ図を示している。模型寸法では配筋や解析結果の全体像を把握しやすいことがわかる。また、アニメーションで表示させること

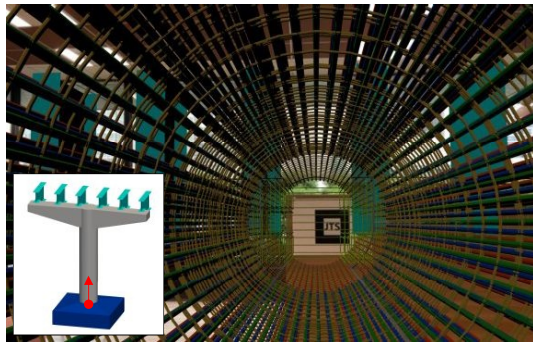


図-8 実物大寸法での表示の試行



(a) ひび割れひずみ



(b) 鉄筋ひずみ

図-9 模型寸法での表示の試行

も可能であることを確認しており、模型にスマホをかざすと模型が変形しはじめたり、段落とし部に損傷が生じることを AR で表示することも可能であることを確認した。

6. おわりに

本検討では、震災資料保管庫に展示されている構造物の1つである神 P-629 を対象に、3次元 FEM 解析を実施し、実物大寸法及び模型寸法での AR 表示の試行を行った。本検討により得られた知見を以下に示す。

- ・ 3次元 FEM 解析を用いて神 P-629 の段落とし部での曲げせん断破壊の再現解析を試みた結果、段落とし部でのひび割れや鉄筋ひずみの増大を再現できた。一方で、段落とし部での損傷よりも基部の損傷が卓越する結果となり、今後再現性を高めるため、動的解析の実施やモデル化の改善が必要と

考える。

- ・ 3次元モデルや解析結果の AR 表示を試み、配筋状況や変形図及びひび割れ図等のアニメーションを AR で表示することが可能であることを確認した。ただし、実物大寸法で表示する場合の表現には課題が残っており、今後表示範囲を絞る等の改善が必要である、

本検討については、今年度も引き続き研究を実施し、震災資料保管庫での実装を目指す。

参考文献

- 1) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2017.
- 2) 阪神高速道路(株)：設計基準第2部構造物設計基準（橋梁編）第5編耐震設計，2021.
- 3) カンサイドボクスタイル：バーチャル震災資料保管庫，<https://kansai-doboku-style.com/shinsaihokanko/>（2025年4月7日閲覧）

既設の光ケーブルを用いた高速道路高架橋の地震時モニタリングに関する研究

阪神高速先進技術研究所	正会員	○服部 匡洋	正会員	酒井せいや
京都大学	正会員	後藤 浩之	学生会員	高平 良成
神戸大学	正会員	鋤田 泰子	学生会員	石田 航
		産業技術総合研究所	正会員	吉見 雅行

1. はじめに

阪神高速では、1995年兵庫県南部地震以前から地震計を設置し、地震観測を行っている¹⁾。ただ、その地震計による地震観測は21カ所と限定的であり、早期の交通開放の判断に適切に行うためには地震計間のより細やかな情報が取得できる方が望ましい。他方では、加速度計の技術開発が進んでおり、安価かつ高性能な加速度計が実現されつつある。このような加速度計であれば橋脚1基1基に対し、地表面と橋脚天端にそれぞれ加速度計を設置することで、構造物の絶対加速度・変形を抽出でき、構造物の損傷を直接的に評価できると考えられる。しかし、阪神高速を対象とする場合には、橋脚が約9,000基あり、機器設置・維持管理の費用、データ転送・収容方法等が課題となるのは明らかである。

近年活用事例が増えつつあるDAS（Distributed Acoustic Sensing）は、計測機から入射した光パルスの散乱光が光ファイバケーブルの伸び縮みによって変化するのを計測するものであり²⁾、光ファイバケーブルが接続されている限り50km程度の長距離であっても応答観測を行うことが可能である。また、既設の光ファイバケーブルの空き芯を活用することができ、新たに橋脚1基1基に加速度計を設置し維持管理するコストもかからない。このため、本検討では高速道路構造物及び周辺地盤に敷設されている既設の光ファイバケーブルを対象にDAS観測を行い、高速道路構造物の地震時モニタリングへの適用性について検討した。

2. 高速道路構造物の地震時モニタリングへの活用イメージ

図-1に光ファイバケーブルの敷設状況を示す。光ファイバケーブルは、桁に固定されたケーブルラック上に配置され、数m間隔でケーブルラックに結束されている。図-2には高速道路構造物の地震時モニタリングへの活用イメージの一例を示す。

(1) 構造物及び周辺地盤の応答レベルの線状把握

阪神高速では、全路線を網羅するよう21箇所の地震計が設置されており、これらの観測結果に基づき地震時の交通開放の判断を行っている。光ファイバセンシングの特徴として数十kmにわたる計測が可能であるこ

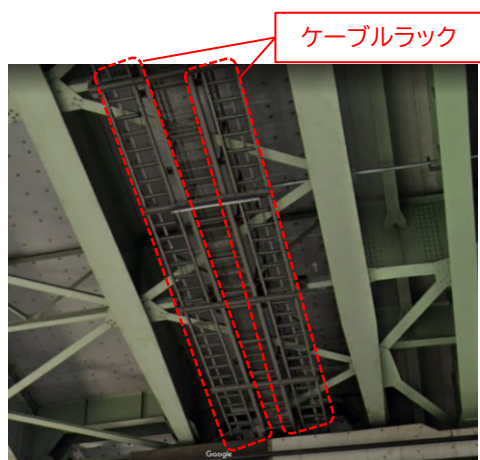


図-1 光ファイバケーブルの敷設状況

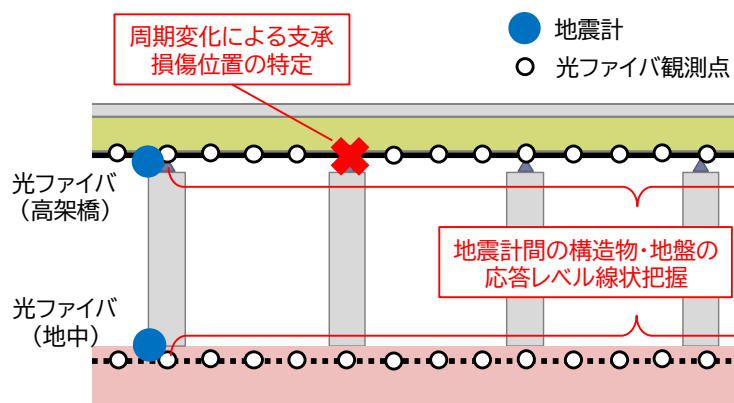


図-2 地震時モニタリングへの活用イメージ



図-3 計測対象区間



図-4 計測機器の設置状況

とから、これまで地震計の点のデータでしか確認できなかったところが、概略でも線として観測できれば、地震計間の橋脚や桁で大きな応答が生じている場合など、損傷した構造物の見逃しがなくなると考えられる。また、並行して地中を通る光ファイバケーブルを観測することで、地表面付近での地盤の応答を把握できるとともに、構造物の応答と地表面の応答を切り分けることができ、より精度よく構造物の応答を評価できる。

(2) 地震直後の支承の損傷位置の特定

地震時に支承が損傷した場合、桁の振動や桁移動により桁に付属する光ファイバが振動すると考えられる。また、地震前後の桁の振動を比較すると、固有周期に変化が現れると予想される。これらを観測・分析することで、地震直後の支承の損傷位置を特定できる可能性がある。

3. 本検討における DAS 計測の概要

本計測の主対象は地震による構造物応答であるが、本計測は DAS による地震観測の高架橋への適用性を確認するための試計測の位置付けであり、約 1 ヶ月間の計測とした。図-3 に計測対象区間および計測機器設置位置を示す。対象区間は、DAS 計測機類の設置場所が確保できること、既設の光ファイバケーブルが高架橋上で長距離に連絡していること、対象とする区間に既設の地震計があること、地中ケーブルが並行して設置されていることを条件とした。条件に合う計測区間として、阪神高速 3 号神戸線の京橋-四ツ橋間の約 35km を選定した。DAS 計測機器は京橋にある管理所に設置し、光ファイバケーブルと接続した。また、DAS による観測結果の検証のため、加速度計での並行観測を行った。並行観測は、既設の地震計 3 箇所（京橋・海老江・四ツ橋）に加え、2 箇所（摩耶・武庫川西）に加速度計を設置し計測を行った。

図-4 に計測機器の設置状況を示す。計測にあたり、DAS 計測機の他に、制御・確認するためのモニタ/キーボード、時刻同期を行うための GPS アンテナ、計測データ保存用の HDD、停電時の電源確保のための UPS が必要となる。また、DAS 計測機器が不要な振動を拾わないようテーブル上かつ防振台上に設置した。

また、DAS 計測を実施する前に計測結果の CH と実際のケーブルの位置の対応を確認しておくため、既設・新設の地震計のある 5 箇所を対象にタップテストを実施した。これは、例えば光ファイバケーブルに余長が確保されている等の要因によって平面距離と着目する CH までの距離が必ずしも一致しないためである。

なお、本計測の計測結果及び分析結果の詳細については、文献 3)、4) を参照されたい。

謝辞：本研究は、京都大学及び神戸大学との共同研究で実施したものである。ここに記して謝意を表する。

参考文献：1) 篠原ら：阪神高速道路ネットワークにおける地震観測データの活用，第 21 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2018. 2) ニューブレクス株式会社 HP：<https://www.neubrex.jp/htm/products.htm> 3) 高平ら：既設の光ケーブルで計測された DAS データによる高架橋のモード解析，令和 7 年度全国大会第 80 回年次学術講演会，2025. 4) 石田ら：国道 43 号線沿いの DAS 計測による地盤の固有周期の推定の試み，令和 7 年度全国大会第 80 回年次学術講演会，2025.

既設橋におけるあと施工アンカーの 設計手法に関する調査

既設橋耐震設計・診断 WG

崔 準祐¹・服部 匡洋²・笠井 尚樹³・京田 英宏⁴
田嶋 仁志⁵・傳 斌⁶・松原 拓朗⁷・松本崇志⁸

¹ 正会員 西日本高速道路株式会社 関西支社 新名神大津事務所（〒520-0032 滋賀県大津市観音寺 18-1）

E-mail: j.choi.aa@w-nexco.co.jp

² 正会員 一般財団法人阪神高速先進技術研究所 調査研究部（〒541-0054 大阪府中央区南本町 4-5-7）

E-mail: masahiro-hattori@hit.or.jp (Corresponding Author)

³ 正会員 北武コンサルタント株式会社 技術部（〒062-0020 札幌市豊平区月寒中央通 7 丁目）

E-mail: n-kasai@hokubu-c.co.jp (Corresponding Author)

⁴ 正会員 北武コンサルタント株式会社 技術部（〒062-0020 札幌市豊平区月寒中央通 7 丁目）

E-mail: h-kyoda@hokubu-c.co.jp (Corresponding Author)

⁵ 正会員 株式会社 IHI インフラシステム（〒135-8710 東京都江東区豊洲 3-1-1）

E-mail: tajima0357@ihi-g.com (Corresponding Author)

⁶ 正会員 株式会社エイト日本技術開発 防災保全事業部（〒532-0034 大阪府淀川区野中北 1-12-39）

E-mail: fu-bi@ej-hds.co.jp (Corresponding Author)

⁷ 正会員 首都高速道路株式会社 東京東局 土木保全設計課（〒103-0015 東京都中央区日本橋箱崎町 43-5）

E-mail: t.matsubara813@shutoko.jp (Corresponding Author)

⁸ 正会員 株式会社 建設技術研究所 大阪本社 構造部（〒541-0045 大阪府中央区道修町 1-6-7）

E-mail: matsumoto-takashi@ctie.co.jp (Corresponding Author)

現在、南海トラフ地震をはじめとする大規模地震の発生が切迫する中、数ある既存の橋梁に対し、限られた予算の中で耐震補強計画、性能評価、耐震対策を行わなければならない。土木学会地震工学委員会性能に基づく橋梁の耐震計画・設計・診断に関する研究小委員会の既設橋耐震設計・診断 WG のうち、既設橋に対する耐震診断手法の収集整理と検討 SWG では、実務者の参考となるような既設橋固有の課題や状況を考慮した設計手法や解析方法の事例収集を行っている。本稿では、特にコンクリート部材に対するあと施工アンカーに着目し、関連する基準・マニュアル類を整理するとともに、アンカー部の被災事例、研究や実験事例・アンケート調査を踏まえ、あと施工アンカーの設計における課題について整理する。

Key Words: existing bridge, seismic reinforcement, anchor

1. はじめに

南海トラフ地震をはじめとする大規模地震の発生が危惧されている中、現行の道路橋示方書の設計基準を満たしていない既設の橋梁に対し、各道路管理者の計画・管理のもと、耐震補強事業が進められている¹⁾。耐震補強事業においては、当然のことながら限られた予算の中で優先順位を考慮した耐震補強計画、現行の設計基準類をベースとした適切な設計と性能評価、過去の被災事例を

踏まえた更なる耐震対策、そして生産性、作業効率性、安全性、補強部の既設構造への影響等を考慮した合理的な施工計画について検討を行う必要がある。

土木学会地震工学委員会の性能に基づく橋梁の耐震計画・設計・診断に関する研究小委員会では、「既設橋耐震設計・診断 WG」を立上げ、既設橋に対する耐震診断手法の収集整理と検討（SWG1）、危機耐性を考慮した既設橋の耐震設計・耐震構造（SWG2）、震後における構造物の性能評価方法（SWG3）に分け、既設橋の耐震

設計手法に関する検討を行っているところである。SWG1 では、実務者の参考となるような既設橋固有の課題や状況を考慮した設計手法や解析手法等の事例収集、また設計上の課題と留意点について整理する計画としている。

本報では、耐震補強時によく採用されている落橋防止構造やデバイスーなどにおいて、取り付け部に使用するあと施工アンカーに着目し、関連する基準・マニュアル類を調査しそれぞれの設計・照査方法について整理した。さらに、近年発生したあと施工アンカー部の被災事例や実験等の既往の研究事例、委員会内で実施した実務者のヒアリング結果を踏まえ、あと施工アンカーの設計における各種課題について整理する。

2. あと施工アンカーに関する調査

(1) 設計方法の調査

あと施工アンカーは、既設道路橋に落橋防止構造を取り付ける場合などの耐震補強対策にも適用されており、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料（案）²⁾（以下、復旧仕様と呼ぶ）や既設橋梁落橋防止システム設計の手引き³⁾（以下、橋建と呼ぶ）を参考にしている場合が多く、これらの図書では、アンカー筋の既設コンクリートへの定着長をアンカー径の 15 倍以上としている（樹脂とコンクリートの付着で必要なアンカーボルトの埋込長を計算している計算例もある）。ただし、これは一つの例であり、道路橋の耐震補強対策に着目して体系化された技術基準は確立されておらず、補強設計を行う際には、構造

物毎に設計者が判断し設計手法を選択しているのが現状である。

本節では、まず既往の技術基準について調査を行うとともに、各技術基準の設計方法について、適用範囲、構造細目、耐力評価式の比較を行った。今回調査を行った指針類を表-1 に示す。

なお、あと施工アンカーは大別して、金属系アンカー工法と接着系アンカー工法に分類されるが、土木構造物の耐震補強で適用事例の多い接着系アンカーに着目した。

また、コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工指針（案）⁴⁾（以下、JSCE 指針と呼ぶ）については、標準編の内容について調査を実施した。以下に、各指針類の主要な相違点を示す。

a) 適用範囲

各指針類に示される適用範囲を表-2 に示す。技術書院資料については、適用範囲に関する具体の記述は見られなかった。JSCE 指針【標準編】と RTRI 手引きについて、アンカー径や母材コンクリート強度の範囲が若干異なるが、これらは耐力評価式の元となる実験の範囲が異なるためである。復旧仕様や橋建では、縁端拡幅構造や落橋防止構造のコンクリート部材に定着させるあと施工アンカーに関する設計計算例が示されている。

表-1 調査を行った指針類

発行	名称	発行年
土木学会	コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工指針（案）【標準編】	2022 年
鉄道総研	あと施工アンカー工法設計施工の手引き ⁵⁾ （以下 RTRI 手引きと呼ぶ）	2018 年
技術書院	あと施工アンカー 設計と施工 ⁶⁾ （以下 技術書院資料と呼ぶ）	1990 年

表-2 各指針類の適用範囲

項目	復旧仕様・橋建	JSCE 指針【標準編】	RTRI 手引き	技術書院資料
アンカー径	— (D51 の事例あり)	D10～D25 M8～M24	D10～D38 M10～M30	— (明記されていない)
母材強度	—	18Mpa 以上	12Mpa 以上	—
作用	落橋防止構造	<適用除外> ・地震の影響 ・大きな荷重の繰り返し ・疲労 ・衝撃 ・振動	<適用除外> ・列車荷重による疲労 ・高応力の繰り返し <適用可（例）> ・静的な荷重 ・落橋防止工などの一時的な荷重	—
使用箇所	落橋防止構造	<適用除外> ・長期間にわたり付帯設備等を吊り下げる箇所 <適用可（例）> ・防護柵（歩道） ・点検通路 ・標識 ・防音壁 等	<適用可（例）> ・桁座拡幅工 ・落橋防止工 ・プレキャスト高欄 ・排水樋 ・下束（長期吊り下げ） ・検査用足場 ・仮設物 等	—

作用については JSCE 基準【標準編】，RTRI 手引きともに高応力繰返しや疲労については，これらの影響に対する知見が十分得られていないことから適用範囲外とされているが，落橋防止装置の取り付けなど，地震の影響については JSCE 指針【標準編】では適用範囲外とされているものの，復旧仕様，橋建，RTRI 指針では適用可能となっている。

使用箇所については，作用の適用範囲と連動して，JSCE 指針【標準編】の適用範囲が限定的である。大き



図-1 JSCE 指針【標準編】の適用範囲

く異なるのは，JSCE 指針【標準編】では，長期特性の知見不足と破壊が生じた場合の第三者影響度を考慮し，長期にわたり付帯設備等を吊り下げる箇所については適用範囲外としているが，RTRI 手引きでは，長期持続荷重に対する影響等を考慮することで，トンネル内で架線を吊り下げる下束（長期の吊り下げ）についても適用可能となっている。図-1 に JSCE 指針の適用範囲を示す。

b) 構造細目

各指針類に示される構造細目を表-3 に示す。技術書院資料については，構造細目に関する具体の記述は見られなかった。有効埋込長については，JSCE 指針および RTRI 手引きともに耐力評価式の元となる実験の範囲を踏まえ設定されている。復旧仕様は 15Φ である。

アンカーピッチやへりあき，はしあき，母材の残り厚さについては，引張力が持続作用する場合を除いて RTRI 手引きでは規定されておらず，JSCE 指針のみ規定がなされている。RTRI 指針については，耐力評価式でこれらの影響に対する低減を考慮することで上記の数値を制御しているものと推察される。

表-3 各指針類の構造細目

項目	復旧仕様・橋建	JSCE 指針【標準編】	RTRI 手引き	技術書院資料
有効埋込長	15 φ	7 φ 以上	10 φ 以上 (上向きアンカー：15 φ 以上)	—
アンカーピッチ	—	呼び径の 5 倍以上	—	—
へりあき	—	呼び径の 3 倍以上	—	—
はしあき	—		(引張力が持続作用する場合， 10 φ 以上およびかぶり厚以上)	—
母材の残り厚さ	—	30mm 以上	—	—

表-4 各指針類の耐力評価式の考え方

	JSCE 指針【標準編】	RTRI 手引き	技術書院資料
設計法	限界状態設計法	限界状態設計法	許容応力度法
耐力算定用有効埋込長	母材表面からアンカー筋先端迄	母材表面から無効区間を除いてアンカー筋先端迄 (一般に無効区間＝被り厚)	母材表面からアンカー筋先端迄
軸引張耐力	アンカー筋の降伏耐力，コンクリートコーン状破壊耐力，アンカーと母材の付着耐力のうち最も小さい値	アンカー筋の降伏耐力，コンクリートく体引張破壊耐力のうち小さい方の値	アンカー筋の降伏耐力，コンクリートコーン状破壊耐力，アンカーと母材の付着耐力のうち最も小さい値
せん断耐力	アンカー筋のせん断降伏耐力，コンクリートの支圧破壊耐力のうち小さい方の値	アンカー筋のせん断降伏耐力，コンクリートの支圧破壊耐力のうち小さい方の値	アンカー筋のせん断降伏耐力，コンクリートの支圧破壊耐力のうち小さい方の値
軸引張力・せん断力が同時に作用	軸引張破壊およびせん断破壊の余裕度から算定	軸引張破壊およびせん断破壊の余裕度から算定	—
へりあきの影響(引張に対して)	有効埋込長いかなの場合低減	10 φ 以下の場合低減	—
はしあきの影響(せん断に対して)	水平方向コーン状破壊耐力の照査を追加実施	10 φ 以下の場合水平方向コーン状破壊耐力の照査を追加実施	—
アンカー同士近接の影響	有効埋込長の 2 倍にアンカー直径を加えた値以下の場合低減	20 φ 未満の場合低減	—

c) 耐力評価式

各指針類に示される耐力評価式の考え方を表-4に示す。JSCE 指針および RTRI 手引きについては、部分係数を用いた限界状態設計法であるのに対し、技術書院資料については、従来の許容応力度法による点が異なる。

耐力算定に用いる有効埋込長については、JSCE 指針および技術書院資料については、母材表面からアンカー筋先端まで（直線部分）となっているが、RTRI 手引きでは、ひび割れ等の劣化が生じることを想定し図-2に示すように無効区間を設定し有効埋込長を設定している。軸引張耐力評価式のうち、コンクリートの破壊に対する耐力の考え方については、JSCE 指針および技術書院資料はコーン破壊耐力と付着破壊耐力のうち小さい値と定められている。一方、RTRI 手引きは、破壊形態が上方3〜6φがコーン破壊、残り下方が付着破壊の複合破壊形態（図-3）であるとしてコーン破壊耐力と付着破壊耐力の累加式となっている点が相違している。

せん断耐力評価式および引張力およびせん断力が同時に作用する場合の評価方法の考え方は、各指針類ともに同様となっていた。

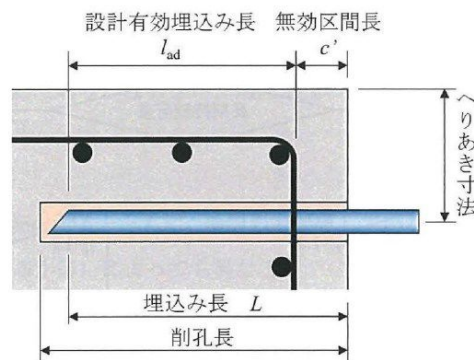


図-2 RTRI 手引き_有効埋込長⁵⁾

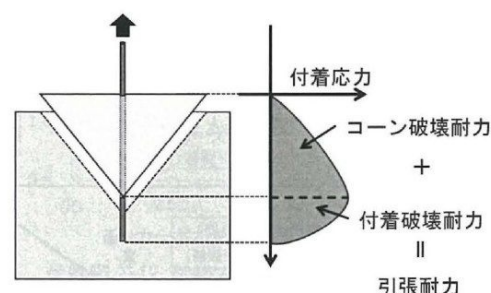


図-3 RTRI 手引き_軸引張に対する破壊形態⁵⁾

(2) 被災事例の調査

あと施工アンカーに関連する被災事例について、2011年東北地方太平洋沖地震、2016年熊本地震、2024年能登半島地震の各被害調査報告書^{7~10)}をもとに調査を行った結果を表-5に示す。なお、本調査はあと施工アンカーに関する調査であることから、取付けられた構造本体の損傷は対象外とした。

調査の結果、あと施工アンカーにより取付られた部材は、変位制限構造、横変位拘束構造、落橋防止構造、制震デバイスなど様々であり、設計地震力や地震力の作用の仕方も異なるが、損傷タイプは以下の2タイプに分けられる。

- ・タイプ1：RC製の下部構造の橋座取付部の損傷
- ・タイプ2：あと施工アンカーの引き抜けや破断

写真-1～写真-7に損傷状況の一例を示す。タイプ1の下部構造の橋座取付部の損傷が多く、その損傷状況から、橋座取付部のせん断耐力、あと施工アンカーの配置位置や縁端距離などが影響しているものと推察される。

タイプ2のあと施工アンカーそのものの被災事例は多くはないが、アンカーの引き抜けや破断などが確認されており、その損傷状況から、取付部の配筋状況、あと施工アンカーの縁端距離、地震力の作用方向などの影響が示唆される。

a) 2016年熊本地震

2016年4月に発生した熊本地震によりあと施工アンカーが被災した1件の事例⁹⁾を紹介する。桑鶴大橋の被災事例では、A1橋台部における上部工と橋台を橋軸方向

に連結した落橋防止構造において橋台側に埋設されたアンカーボルトが橋軸方向の地震力により引き抜かれて破断が生じている（写真-6）。本橋梁に対する橋軸方向への地震力により、上下部構造の相対変位が生じたことが主な原因と推測されるが、アンカーボルトの一部は上下方向に変状しており、上下方向への外力が生じていたことも考えられる。

b) 2024年能登半島地震

写真-7に示すとおり、鶴飼大橋の桁端においてRCブロックの落橋防止装置の損傷があるが、橋脚梁取付部のコンクリートが破壊しており、定着部の強度照査が不十分であった可能性が考えられる。

(3) 実験事例の調査

図-4に下部構造の橋座部取付部の耐力に着目した実験事例の一例¹¹⁾を示す。あと施工アンカーではないものの、橋座縁端に後付け部材が配置される場合の取付部の押し抜きせん断耐力の評価に着目した載荷試験が実施されている。本試験では、縁端距離が大きくなるにつれて最大耐力が増加すること（図-5）、ひび割れ発生状況や切断による破壊面の観察から、橋座式¹²⁾で想定される突起の最後列アンカーから45度もしくは45度より大きな角度を有するひび割れが発生し、それが橋座側面まで到達し押し抜きせん断破壊を示したことで、またこれらのひび割れ状況は橋座式で想定される破壊面と概ね一致することが確認されている。また、定着部の耐力が不足すること

表-5 あと施工アンカーに関連する被災事例
(a) 2011年東北地方太平洋沖地震

橋梁名	あと施工アンカーによる取付部材	損傷部位	損傷タイプ
亀田大橋	RC変位制限構造	橋座取付部	タイプ1
泉高架橋	制震ダンパー	上部工取付ボルトのゆるみ・破断	タイプ2
仲ノ瀬橋	制震ダンパー	橋座取付部	タイプ1
日高見橋	鋼製ダンパー	RC台座	タイプ1
里川橋	RC変位制限構造	橋座取付部	タイプ1
植田跨線橋	RC変位制限構造	橋座取付部	タイプ1
大正橋	落橋防止構造(連結板)	橋座前面取付部, 取付アンカーの引き抜け・破断	タイプ2

(b) 2016年熊本地震

橋梁名	あと施工アンカーによる取付部材	損傷部位	損傷タイプ
東原橋	RC変位制限構造	橋座取付部	タイプ1
南阿蘇橋	RC変位制限構造, 制震ダンパー	橋座取付部	タイプ1
府領第一橋	RC変位制限構造	橋座取付部, 取付アンカーの引き抜け	タイプ2
桑鶴大橋	RC変位制限構造, 落橋防止構造(連結板)	取付アンカーの引き抜け	タイプ2

(c) 2024年能登半島地震

橋梁名	あと施工アンカーによる取付部材	損傷部位	損傷タイプ
能登大橋	RC変位制限構造	橋座取付部	タイプ1
能登島大橋	RC変位制限構造	橋座取付部	タイプ1
鵜飼大橋	落橋防止構造(RC反力壁)	橋座取付部	タイプ1



写真-1 変位制限構造橋座取付部の被災事例(植田跨線橋)



写真-2 変位制限構造橋座取付部の被災事例(亀田大橋)



写真-3 制震ダンパー取付部の被災事例(仲ノ瀬橋)



写真-4 あと施工アンカーの被災事例(大正橋)



写真-5 あと施工アンカーの被災事例(府領第一橋)

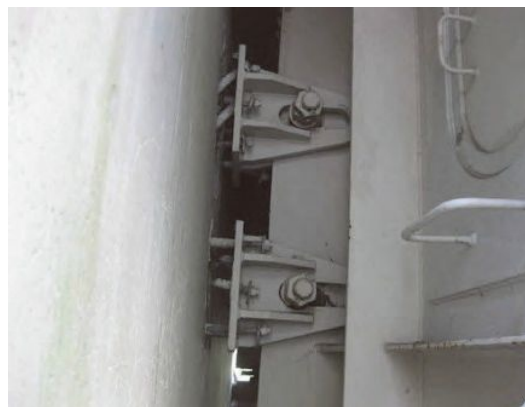


写真-6 あと施工アンカーの被災事例(桑鶴大橋)



写真-7 落橋防止構造取付部の被災事例(鶴飼大橋)

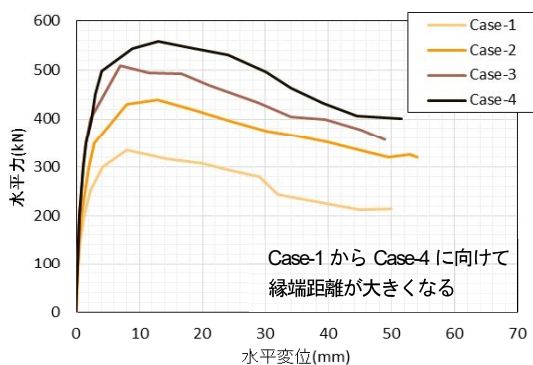


図-5 取付部の耐力に対する縁端距離の影響
(文献11)に加筆)

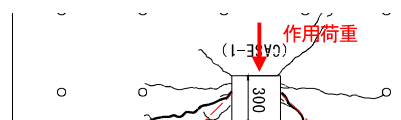
を想定し、補強対策として橋座側面に鋼板とアンカーを設けた試験を併せて実施し、最大耐力が向上することが確認されている。

(4) アンケート調査結果

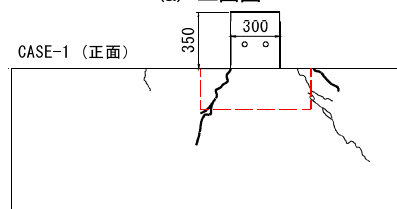
あと施工アンカーの設計や施工における課題を抽出するため、設計会社と施工会社にアンケートを行った。アンケートの質問事項は以下のとおりである。

a) 設計会社へのヒアリング事項

- あと施工アンカーの設計にあたり、主に参考になっている基準・ガイドライン
- 過去の経験から、あと施工アンカーの設計において悩んだ点、課題となった点
- あと施工アンカーの設置が困難であるため、別工法



(a) 上面図



(b) 正面図

図-4 取付部に着目した実験事例（Case-1）
(文献11)に加筆)

を採用した等、工夫した事例

- あと施工アンカーの設計における適用条件
 - 作用力に応じた設計方法の使い分け
 - ブラケットの設計におけるてこ反力の考慮
- b) 施工会社へのヒアリング事項
- あと施工アンカー施工で苦勞する点、設計で改善してほしい点
 - あと施工アンカーの設置が困難なため工夫した事例
 - 過去経験でのあと施工アンカーにおける最大間隔と最小間隔
 - あと施工アンカーの周辺の付着状況や充填状況の確認・補償
 - 充填剤の選定
 - 設計どおりに削孔できない場合の再設計を行う判断
- c) アンケート調査結果

表-6に設計会社及び施工会社からの回答の一覧を示す。設計会社からの回答より、あと施工アンカーの設計にあたり、(I)に示した基準以外にも、さまざまな基準・ガイドラインが用いられていることがわかる。あと施工アンカーの設計における適用条件の回答が、設計者によって異なっている項目がある点もこれが関連していると考えられる。また、あと施工アンカーの設計において悩む

表6 アンケート結果一覧

(a) 設計会社

No.	質疑		回答
1	あと施工アンカーの設計にあたり、主に参考になっている基準・ガイドライン	道路橋	・道路橋示方書・同解説、(公社)日本道路協会、平成24年 ・兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧にかかる仕様」の準用に関する参考資料(案)、日本道路協会、平成7年 ・コンクリートライブラリー141コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工・維持管理指針(案)、(社)土木学会、平成26年 ・コンクリートライブラリー160コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工・維持管理指針(案)、(社)土木学会、令和4年1月 ・既設橋梁の耐震補強工法事例集、(財)海洋架橋・橋梁調査会、平成17年 ・あと施工アンカー・連続繊維補強設計・施工指針、国土交通省、平成18年 ・NEXCO二集 橋梁保全編 ・既設橋梁落橋防止システム 設計の手引き(改訂版)、日本橋梁建設協会、平成22年 ・土研資料1828号、土木研究所
		鉄道橋	・あと施工アンカー・連続繊維補強設計・施工指針、国土交通省住宅局、平成18年 ・あと施工アンカー施工指針(案)・同解説、日本建築あと施工アンカー協会(JCAA)、2005
2	過去の経験から、あと施工アンカーの設計において悩んだ点、課題となった点	定着長	・あと施工アンカー長について、上段から下段まで統一するべきかどうか、 ・あと施工アンカーの埋め込み長について、アンカー本数を減らすために15D以上の定着長を伸ばすことが可能かどうか ・施工空間や、施工部材の厚さ等により、長さが不足する、 ・定着長の設定方針(15φ、10φなどの採用方針)
		付着の照査	・付着の照査方法
		削孔の可否	・工事で削孔が完了するまで、最終決定ができない、 ・中空床版橋において、落橋防止構造と地震時水平力分担構造の下部工付きブラケットを兼用するケースの設計の考え方について ・落橋防止構造の下部工付きブラケットを支承取替時の仮受けに兼用する場合の設計の考え方について ・PC橋など死荷重の大きな橋梁に対する水平力分担構造などの支承部の対策について
3	あと施工アンカーの設置が困難であるため、別工法を採用した等、	その他	・アンカー分散するようにしている、 ・アンカー配置、ブラケット形状を見直すことで対応(別工法等まで採用した事例はなし)
4	あと施工アンカーの設計における適用条件	最大径	・D51まで(2社) ・無条件の最大径は設定していない、(現地条件から最大径を決定することはあり) ・削孔不可能な状況を想定して、本数は少なめとして、代わりに鉄筋径をあげる、 ・特になし
		最大間隔	・既存主鉄筋との取り合いおよび群杭効果を考慮 ・間隔は基本は既設配筋ピッチで決めるため、150とか300等 ・既設RC構造物の鉄筋と鉄筋の間に、1箇所以上の削孔は行わない、 ・特にない(2社)
		最小間隔	・5φ程度以上 ・①中心間隔=5dかつ100mm以上 ※道示Ⅱ11.5.4すれ止め(スタッド)の最小間隔を参考 ・②既設鉄筋間隔を考慮 ・No.1の基準で照査するとあまり狭くできないので、それで最小間隔を決めたりしている、
		取り付ける部材の辺長	・特にない ・現場に搬入可能な大きさ
		アンカーの配置	・既存鉄筋を干渉しないように計算で決定 ・格子配置を基本とする ・最小2段を基本
		定着長	・最小10D(せん断)程度、最大15D程度(曲げ) ・15φ ・曲げが作用する場合は15φ、せん断のみ作用する場合は10φを最小値とし、付着照査にて最終的な長さを設定 ※実績を考慮し、10φ～15φの範囲で設定、
5	作用力に応じた設計方法の使い分け	縁端距離	・道路橋支承便覧、(公社)日本道路協会、平成30年のP.206参照 ・かぶり内にアンカーを配置しない(2社) ・水平力分担構造の場合には支承縁端距離を確保 ①道示Ⅳ 橋座部の設計(0.2+0.005L)を参考に設定 ②ボルトの縁端距離の考えを参考に設定
		その他	・特に設計方法の使い分けは行っていない、決定ケースであと施工アンカー本数・配置を決定している、 ・曲げが作用する場合の定着長を15φと規定し、せん断のみが作用する場合は10φとしている、
6	ブラケットの設計におけるてこ反力の考慮	その他	・高力ボルトの場合は考慮(日本橋梁建設協会 既設橋梁落橋防止システム 設計の手引き) ・鋼上部工に摩擦接合でブラケットを取り付ける場合は考慮している、 ・考慮している

(b) 施工会社

No.	質疑		回答
1	あと施工アンカー施工で苦勞する点、設計で改善してほしい点	施工で苦勞した点	・削孔時に既設コンクリート内の鉄筋と干渉する ・設計図や鉄筋探索では確認することできない、鉄筋(段取り筋)等に頻繁に干渉し、設計図通りに削孔できない点が苦勞する、 ・鋼桁の時アンカー上部には問題無いが、削孔機が既設部材と干渉し、削孔機がセットできない場合がある、
		設計で改善してほしい点	・できるだけ本数が少なくなるように設計してほしい
		その他	・JCAA(日本建築あと施工アンカー協会)の資格を求められる場合がある
2	あと施工アンカーの設置が困難なため工失した事例	その他	・当初設計よりも、アンカーの径を小さくし、本数を増やして対応した、 ・既設躯体を折リ(ウォータージェット等)、鉄筋を露出させてからアンカーを施工した、
3	過去経験でのあと施工アンカーにおける最大間隔と最小間隔	最小間隔	・110mm程度 ・既設アンカーの真横に隙間なし(間隔0)で新設アンカーを打ち替えることがある、
		最大間隔	・530mm程度 ・コア削孔部が既設鉄筋に干渉した場合や既設排水管等の障害物がある場合などに、設計強度とアンカー材のサイズ変更や鋼材の拡大を考慮した限界削孔位置の指示を受けるため状況によって異なる
4	あと施工アンカーの周辺の付着状況や充填状況の確認・補償	その他	・引張試験の実施 ・超音波による長さ試験の実施による定着長の確認 ・アンカーの出代による定着長の確認 ・注入時は、注入用のホースから注入し、リーク確認用のホースから充填剤が出てくれば充填が完了したと判断している ・有機系充填剤(低粘度エポキシ樹脂等)の横向施工では、定着部周辺のクラックやコア削孔済の別孔内からの水漏れが確認されれば注入時にも充填剤の漏れが予想できるため、あらかじめシール材で定着部以外の漏れも阻止しておく、 ・注入は下段から先に行い上段の注入完了後に充填確認用の透明ホース内の充填剤が減少していれば、充填剤の可使時間内に再注入を行なっている、 ・無機系充填剤では付着・充填状況の確認・保証は難しい ・有機系・無機系または金属系等いずれでも、経験豊かな施工者本人の自覚と責任感と技量に頼るしかない
		その他	・無機材、樹脂等の選定は設計に準じて行う、 ・使用実績のある材料の中から選定する、 ・施工形状や条件により選定する、(削孔径、定着長、温度、湿度)
5	充填剤の選定	その他	・設計通り削孔できることが少ない、定着の鉄板なども現地合わせにより固定位置を決めている、施工図として、発注者に提出し、判断を仰ぐ、 ・設計通りに削孔できる場合の方が少ないため、設計本数の削孔・定着後に、全削孔箇所まで再設計を実施している、 ・設計本数の削孔が出来ない場合は、削孔を中断し、再設計を実施する、 ・縮径や位置の変更を行い追加削孔を実施する
6	設計どおりに削孔できない場合の再設計を行う判断	その他	・設計どおり削孔できない場合に再設計を行うよりも、当初からアンカー径を細くして本数を多くすれば、施工性も改善して無駄な補修も少なくなる

点として、あと施工アンカーの定着長の設定に関して多く回答が得られた。

一方、施工会社からの回答からは、施工時の削孔が最大の課題であるように伺える。その対応として、アンカー本数を減らして鉄筋径を上げて対応する場合もあれば、アンカー本数を増やして鉄筋径を下げることで対応する場合もあるようである。

3. あと施工アンカーの設計における課題

以上の調査を踏まえ、あと施工アンカーの設計における課題を以下に整理する。

- ・あと施工アンカーに作用する地震力方向の適切な設定が重要である。落橋防止装置等に使用するあと施工アンカー部については、外力として一般に水平力を主とした設計を行っている事例が多いと思われるが、鉛直方向地震力（アップリフト）が加わったことでアンカーの引張変形した被災事例もみられることから（写真-6）、設計地震力の方向に対し適切な設定が必要と考えられる。
- ・アンケート結果にもあるように、あと施工アンカーの削孔時に難題が多いことから、できるだけ本数を減らした設計が望まれている。設計方法の一つとして、RC断面で応力照査を行いアンカーの必要本数を決定するものがあり、群の影響を考慮した設計法に比べ一般に本数を減らすことが可能である。しかし、その方法を用いた設計を行う際には、想定設計力に対し定着長の取り方について問題ないか十分な検討が必要と考えられる。

4. まとめ

本稿では、土木学会地震工学委員会性能に基づく橋梁の耐震計画・設計・診断に関する研究小委員会の既設橋耐震設計・診断WGの取り組みの一環として、特にコンクリート部材に対するあと施工アンカーに着目し、関連する基準・マニュアル類を整理するとともに、アンカー部の被災事例、研究や実験事例・アンケート調査を踏まえ、あと施工アンカーの設計における課題について整理

した。引き続き調査検討を行い、あと施工アンカーの設計のあるべき姿について議論していく。

REFERENCES

- 1) 例えば、阪神高速道路株式会社：道路橋の耐震補強、<https://www.hanshin-exp.co.jp/company/torikumi/anchor/p04.html>, (2025年6月13日閲覧)
- 2) 社団法人日本道路協会：「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様」の準用に関する参考資料（案），1995.6. [Japan Road Association: Recovery Specifications, 1995.6.]
- 3) 社団法人 日本橋梁建設協会：既設橋梁落橋防止システム 設計の手引き（改訂版），2005. [Japan Bridge Association: Reistraner Design Guideline for Existing Bridge, 2005.]
- 4) 公益社団法人土木学会：コンクリートのあと施工アンカー工法の設計・施工・維持管理指針（案），2022. [Japan Society of Civil Engineers: Recommendation for Design, Construction and Maintenance of Post-installed Anchors in Concret, 2022.]
- 5) 公益財団法人鉄道総合技術研究所：あと施工アンカーの設計・施工の手引き，2018. [Railway Technical Research Institute: Guide to design and construction of post-installed anchors, 2018.]
- 6) 岡田 恒男，田中 礼治，松崎 育弘，坂本 功，河村 壮一：あと施工アンカー設計と施工，技術書院，1990. [Okada, T. and Tanaka, R. and Matuzaki, Y and Sakamoto, I and Kawamura, S.: Design and installation of post-installed anchors, Gijutu Shoin, 1990.]
- 7) 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震による道路橋等の被害調査報告，国総研資料第 814 号，土研資料第 4295 号，2014.
- 8) 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所：平成 28 年（2016 年）熊本地震土木施設被害調査報告，国総研資料第 967 号，土研資料第 4359 号，2017.
- 9) 日本橋梁建設協会：熊本地震橋梁被害調査報告書，2016.
- 10) 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所：令和 6 年能登半島地震土木施設被害調査等報告，国総研資料第 1320 号，土研資料第 4459 号，2025.
- 11) 曾我恭匡，前川和彦，篠原聖二，服部匡洋：水平力分担構造等の定着部の耐力評価手法，阪神高速道路技報第 30 号，2021.
- 12) 公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，2017.

INVESTIGATION OF DESIGN METHODS FOR ANCHORS IN EXISTING BRIDGES

Joon-Ho CHOI, Masahiro HATTORI, Naoki KASAI, Hidehiro KYODA,
Hitoshi TAJIMA, Bin FU, Takuro MATSUBARA and Takashi MATSUMOTO

2-4. 舗装

アスファルト混合物の耐久性評価手法の検討 ～耐流動性の評価～

新里良輔¹・吉田龍平²・青木康素²

¹ (一財) 阪神高速先進技術研究所調査研究部総括・コンクリート・舗装研究室

² 技術部技術推進室

要約

阪神高速道路の橋面舗装における補修設計では、主に表層の損傷状態を考慮し、表基層打換えもしくは表層のみ打換えを行う箇所を選定している。舗装の損傷は表層における「わだち掘れ」と「ひび割れ」に着目しており、基層の状態を直接評価できていない。そこで、ひび割れ抵抗性・はく離抵抗性・耐流動性について既設アスファルト混合物を対象に、耐久性を評価する方法およびエネルギー等の指標を用いた評価方法を開発することを目指し、各種性能評価試験の手順および結果の評価手法について実験的検討を行っている。本稿では、耐流動性の評価方法の確立に向け、繰返し軸圧縮試験を行った結果を報告する。

キーワード: 耐久性, 高耐久アスファルト混合物, 流動, わだち

1. はじめに

近年、阪神高速道路では従来のアスファルトよりも高耐久型の舗装材料として、基層ではポリマー改質アスファルトⅢ型（以下、改質Ⅲ型）を使用した密粒度アスファルト混合物を、表層では高耐久改質H型使用のポーラスアスファルト混合物や改質Ⅲ型使用の密粒度アスファルト混合物が使用されている。

舗装補修のライフサイクルコスト（以下、「LCC」とする）を低減するためには、これらの既設アスファルト混合物の耐久性（主にひび割れ・はく離・流動に対する性状）を適切に評価する必要がある。しかし、アスファルト混合物の耐久性を評価する試験方法は多数提案されているものの、試験時間を要することや、試験に必要な供試体を現場から採取することが困難であるなど、課題が多い状況である。

また、阪神高速道路の橋面舗装における補修設計では、主に表層の損傷状態を考慮し、表基層打換えもしくは表層のみ打換えを行う箇所を選定しており、舗装の損傷は表層における「わだち掘れ」と「ひび割れ」に着目している。現状、基層の状態を直接評価できていないことから、表層打換え後に早期劣化する事例が確認されており、既設の舗装に対して適切な打換え判断を行う必要がある。

本検討は、アスファルト混合物の耐久性を簡便且つ合理的に評価する方法を検討するものである。最終的には、ひび割れ抵抗性・はく離抵抗性・耐流動性について新規アスファルト混合物だけでなく、供用中の舗装から採取したアスファルト混合物のコア

サンプリング供試体も対象に、耐久性の評価方法を開発する。そして、供用中の基層アスファルト混合物の残存耐力を把握することで、舗装補修設計の合理化を目指している。

アスファルト混合物の耐久性評価方法の確立を行うことで合理的な舗装補修設計が可能となり、通行止め期間や車線規制時間の短縮など、お客さまへの影響を減らすことができ、阪神高速グループビジョン 2030 における「最高の安全と安心を提供する阪神高速」を実現するための一手法となる。

本稿では、新規アスファルト混合物に対し、耐流動性の評価方法の確立に向けて、繰返し軸圧縮試験について試験方法および評価方法を検討し、試験結果の妥当性や再現性について検討した。実施した検討について報告する。

2. 検討計画

(1) 検討のロードマップ

図-1 に示す通り、主に3段階に分けて耐久性評価手法を開発することを予定している。まず、Phase 1 では供試体作製方法や試験条件、得られた結果から混合物の残存性能を把握するためのエネルギーを算出する方法を含む試験の実施方法を検討する。次に、Phase 2 では、Phase 1 で検討した試験方法に室内劣化条件を付与することで、劣化度合いによって、結果に差が生じるか確認する。また、最終的に既設材料を対象に評価する手法であることから、現場供試体採取方法の検討を行う。そして、Phase 3 にて、

Phase 1

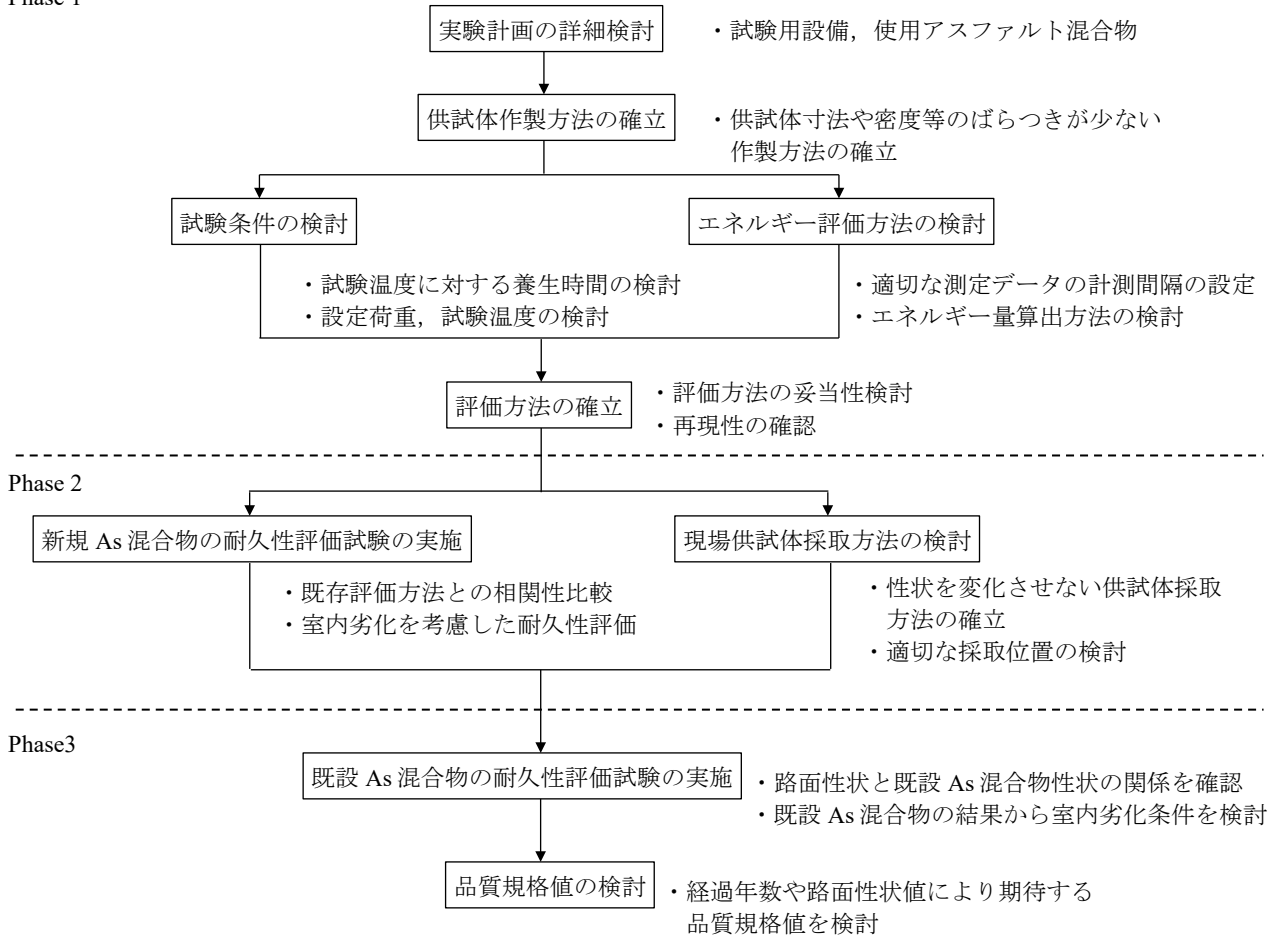


図-1 検討フロー

劣化度合いが異なる現場採取供試体を用いて，既設アスファルト混合物の耐久性評価を行い，試験の適用性を確認する．本稿では，Phase 1 における検討結果について報告する．

(2) 試験方法の検討

一般的な試験方法を整理するとともに，破壊エネルギーを評価可能かつ橋面舗装の動的な作用を考慮できる評価手法について既往の文献を調査し，下記の 3 条件に着目し，繰返し一軸圧縮試験による評価に着目した．

- ① 動的な破壊エネルギーを評価可能
- ② 既存の汎用的な試験機で試験実施が可能または一部の改良で試験実施が可能
- ③ 現場採取したコアサンプリング試料でも試験実施が可能

「舗装調査・試験法便覧¹⁾」に記載されている耐流動性の評価方法として，B006 圧裂試験があるが，上記条件の「①動的な破壊エネルギーを評価可能」を満足しない．

また，B003 ホイールトラッキング試験（以下，WT 試験）があるが，上記条件の「③現場で採取したコアサンプリング試料でも試験実施が可能」を満足しない．

また，海外ではアスファルト混合物の耐流動性に関する強度特性を評価する試験方法として，「AASHTO Designation: T378-17, Determining the Dynamic Modulus and Flow Number for Asphalt Mixtures Using the Asphalt Mixture Performance Tester」（以下，AMPT）に規定された Flow Number（以下，FN）試験は複層構成のアスファルト混合物の塑性変形に対する有効な評価方法として提案されている²⁾．FN 試験は上記の条件①と③を満足するものの，AMPT 専用の試験機が必要となり，汎用性の観点で上記条件の「②既存の汎用的な試験機で試験実施が可能，または一部の改良で試験実施が可能」を満足しない．そこで，FN 試験を汎用的な万能試験機にて実施することとし，繰返し一軸圧縮試験を試験方法として検討することとした．

(3) 使用材料

検討に用いる材料は，阪神高速道路の RC 床版上の舗装への使用実績がある材料を選定する．骨材は密粒度アスファルト混合物（13），アスファルト材料はポリマー改質アスファルトⅡ型（以下，改質Ⅱ型）および改質Ⅲ型を使用する．

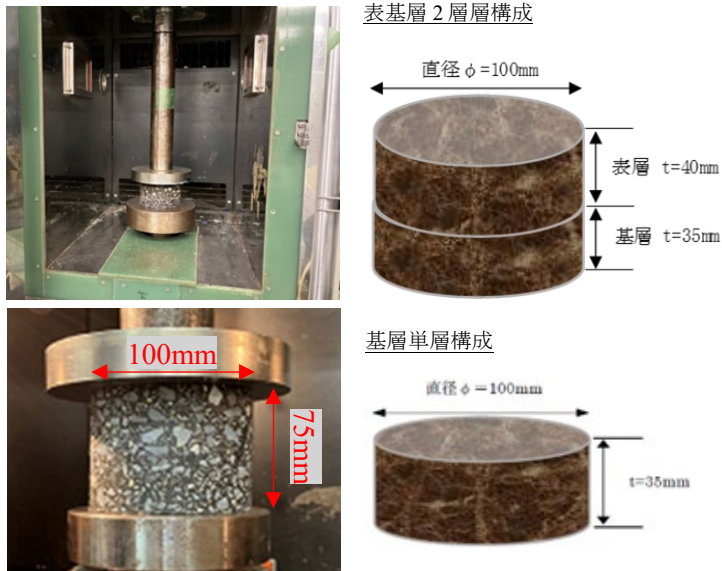


図-2 万能試験機試験状況および供試体寸法

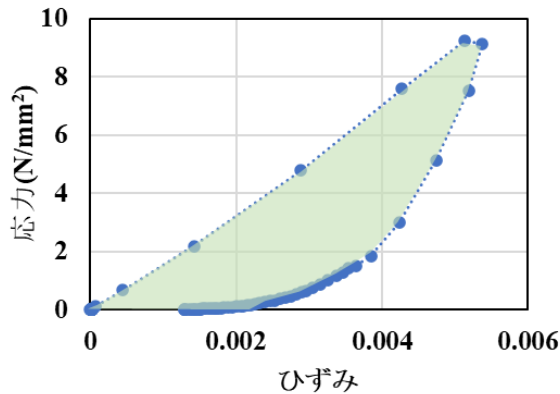


図-4 ヒステリシスループで囲まれる単位エネルギー

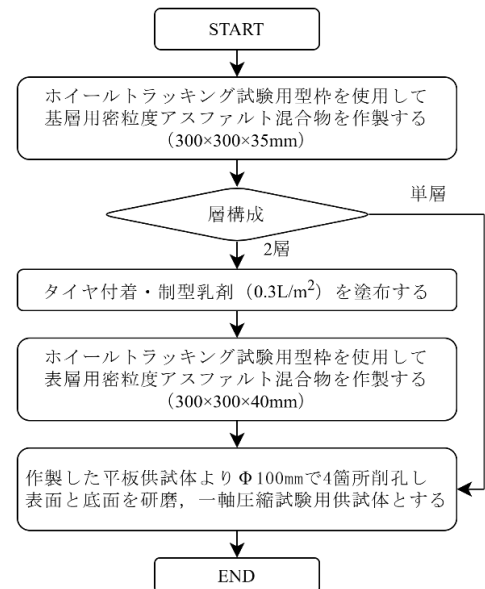


図-3 供試体の作製フロー

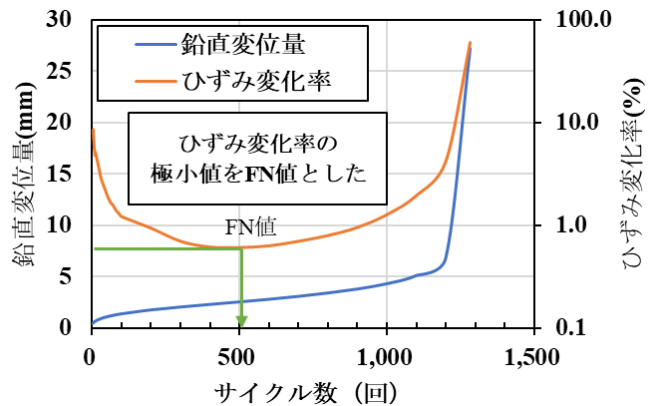


図-5 耐流動限界エネルギーの算出

3. 試験の実施

(1) 試験条件

AMPTを用いたFN試験を参考に、図-2に示す恒温恒湿室機能付きの万能試験機を用いるものとし、圧縮型のロードセルおよびデータロガーにより、供試体上部治具の鉛直変位量を経時的に測定した。供試体は図-3に示す方法で作製し、直径は既設の基層アスファルト混合物を現場で採取する際のコアの寸法を考慮して供試体厚さは阪神高速道路のRC床版の設計厚さである表層40mm、基層35mmの2層構成または基層のみの単層構成とし、直径はφ100mmとした。(図-2)。動的载荷条件はハーバーサイン波(载荷0.1秒・休止0.9秒)と载荷周波1Hzとした。試験温度は60℃とし、载荷圧は想定試験時間が1時間程度となるように予備試験を実施した上で1.25MPaに設定した。なお、FN試験との試験条件の違いは载荷圧(FN試験:0.9MPa)と供試体寸法(FN試験:φ100×h150mm・複層供試体)である。

(2) 耐流動限界エネルギーの算出

耐流動性を評価するため、各载荷サイクルの応力と鉛直ひずみの関係から図-4に示すようなヒステリシスループで囲まれる面積を各サイクル数の単位エネルギーとし、図-5に示すように繰返し载荷による鉛直ひずみの変化率が極小値となるサイクル数(FN値)までの単位エネルギー量の累計を、耐流動限界エネルギーと定義して評価した。なお、ひずみ変化率の算定は式(1)、式(2)による。

$$\varepsilon_{n,max} = \frac{\Delta x_{n,max} \times 10^6}{h} \quad (1)$$

$$\varepsilon'_n = \frac{\Delta \varepsilon_n \times 10^6}{\varepsilon_0} \times 100 = \frac{\varepsilon_{n,max} - \varepsilon_{n-1,max}}{\varepsilon_{1,max}} \times 100 \quad (2)$$

ここで、

$\varepsilon_{n,max}$: nサイクルにおける最大ひずみ
 $\Delta x_{n,max}$: 最大鉛直変位量 (mm) × 10⁶
 h : 供試体高さ (mm)
 ε'_n : nサイクルにおけるひずみ変化率 (%)
 $\Delta \varepsilon_n$: ひずみ変化量 (mm) × 10⁶
 ε_0 : 基準となるひずみとなる。

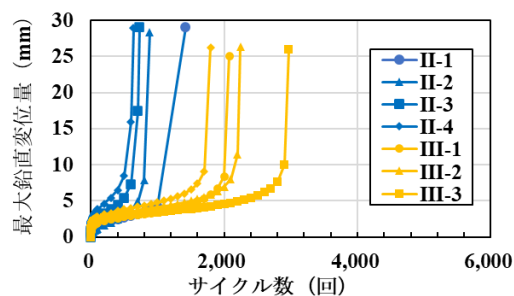


図-6 最大鉛直変位量-サイクル数
(2層構成改質Ⅱ型・改質Ⅲ型)

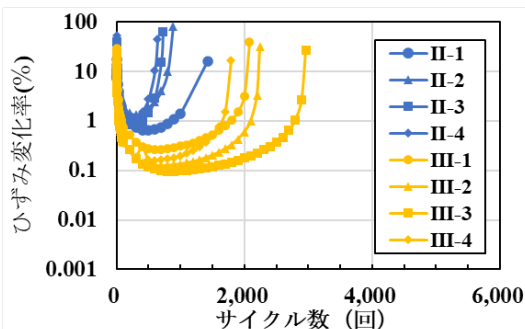


図-7 ひずみ変化率-サイクル数
(2層構成改質Ⅱ型・改質Ⅲ型)

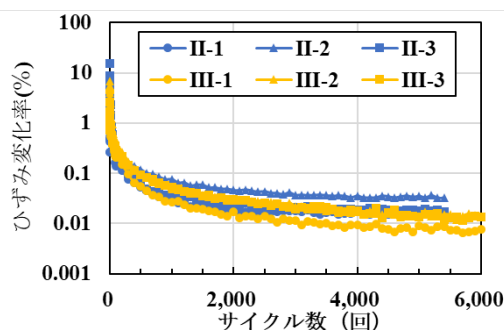


図-9 ひずみ変化率-サイクル数
(基層単体改質Ⅱ型・改質Ⅲ型)

表-1 エネルギーの算定結果 (2層構成)

項目	改質Ⅱ型		改質Ⅲ型	
	FN値 (回)	エネルギー (10^{-3} N/mm ²)	FN値 (回)	エネルギー (10^{-3} N/mm ²)
1	500	275	700	601
2	300	150	700	601
3	300	179	800	741
4	300	201	600	527
平均	350	201	700	618
変動係数	25%	23%	10%	13%

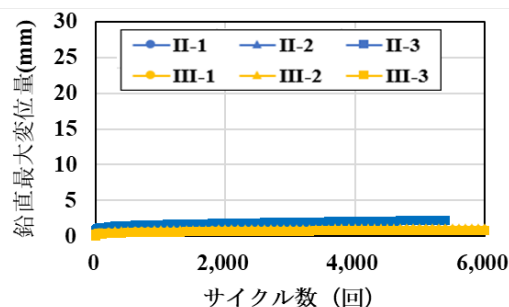


図-8 最大鉛直変位量-サイクル数
(基層単体改質Ⅱ型・改質Ⅲ型)

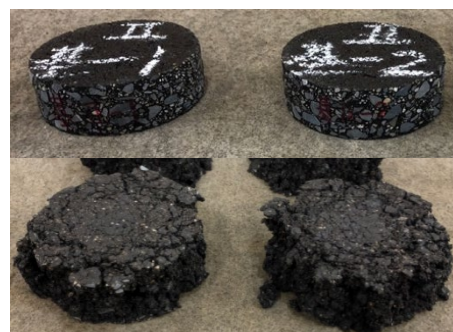


図-10 試験後の供試体
(上：単層供試体，下：2層供試体)

(3) アスファルト材料ごとの試験結果の比較

耐流動限界エネルギーによりバインダーの違いが評価可能かどうか検討するため、改質Ⅱ型と改質Ⅲ型の2層供試体を用いて試験を行った。最大鉛直変位量とサイクル数の関係を図-6に、ひずみ変化率とサイクル数の関係を図-7に示す。改質Ⅲ型は改質Ⅱ型と比べて、FN値や耐流動限界エネルギーが大きく、変動係数が小さい(表-1)。改質Ⅱ型および改質Ⅲ型いずれの指標の変動係数も25%以下とばらつきが小さく評価指標として用いることができる。また、改質Ⅲ型は改質Ⅱ型と比較して、FN値は約2倍、耐流動限界エネルギーは約3倍となっており、エネルギーを評価指標として用いる方が混合物の材料物性が評価しやすいことが示されている。ただし、現時点では改質Ⅱ型と改質Ⅲ型の2材料のみの評価であるため、他のアスファルト材料を用いて試験を実施して、評価指標の妥当性を確認する必要がある。

(4) 単層供試体による評価の検討

既往文献²⁾では複層構成の供試体の耐流動性を評価可能としているが、既設舗装の場合は表層の劣化状態が試験結果に影響を与える可能性がある。そこで、基層の単層供試体の試験により基層の直接評価が可能かどうかを検討するため、改質Ⅱ型と改質Ⅲ型を用いた基層の単層供試体を用いて試験を行った。最大鉛直変位量とサイクル数の関係を図-8に、ひずみ変化率とサイクル数の関係を図-9に示す。改質Ⅱ型と改質Ⅲ型ともに、想定している試験時間(1時間・3,600サイクル)で明確なFN値が認められなかった。また、基層単体および2層構成の試験後の供試体を図-10に示す。2層供試体は側方に流動破壊し、鉛直変位量が30mm程度となった。一方で、基層単層供試体は変状が認められず、鉛直変位量は1mm程度となった。基層単層の場合、供試体の厚さが薄いことから、寸法効果により強度特性が増加し、耐流動性を適切に評価できないと推測する。

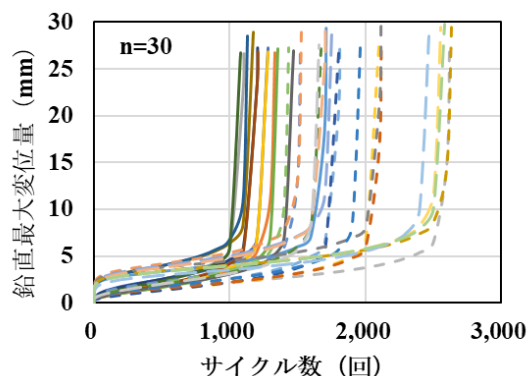


図-11 最大鉛直変位量-サイクル数
(再現性の検討) 改質Ⅲ型

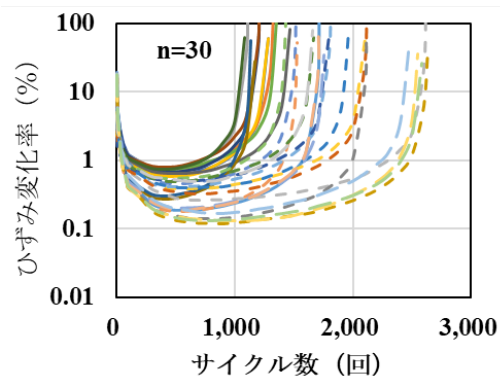


図-12 ひずみ変化率-サイクル数
(再現性の検討) 改質Ⅲ型



図-13 試験状況

(5) 再現性の検討

本検討手法の再現性を確認するため、 $n = 30$ 個の改質Ⅲ型 2 層供試体に対して繰返し一軸圧縮試験を実施した。図-11 に最大鉛直変位量とサイクル数の関係を、図-12 にひずみ変化率とサイクル数の関係を示す。また、表-2 に FN 値と耐流動限界エネルギーの算出結果を示す。FN 値の変動係数は 30%であり、耐流動限界エネルギーの変動係数は 29%であった。また、いずれの供試体も図-13 に示す通り 2 層の界面でズレは生じておらず、2 層全体で耐流動性を評価できていると考えられる。

4. 結論

アスファルト混合物の評価手法の確立に向けて、耐流動性に着目し、破壊エネルギーによる評価が可能かつ、現場採取したコアサンプリング試料を用いて汎用的な試験機で実施できる繰返し一軸圧縮試験について検討した。

- 1) 表基層の 2 層構成の供試体による試験の結果より得られる耐流動限界エネルギーを用いて評価することで、改質Ⅱ型と改質Ⅲ型の試験結果において有意な性能差を評価することができた。
- 2) 基層単層のみの供試体で試験を実施した結果、明確な FN 値が認められず、耐流動限界エネルギーを評価することができなかった。
- 3) 表基層の 2 層構成の改質Ⅲ型の供試体による再現性の検討を行った結果、FN 値の変動係数が 30%、耐流動限界エネルギーの変動係数は 29%であった。

表-2 エネルギーの算定結果
(再現性の検討) 改質Ⅲ型

項目	FN値 (回)	エネルギー (10^{-3} N/mm ²)	項目	FN値 (回)	エネルギー (10^{-3} N/mm ²)
1	500	445	16	600	421
2	400	324	17	500	369
3	400	368	18	500	417
4	500	429	19	700	501
5	500	423	20	700	545
6	400	311	21	800	711
7	400	357	22	900	727
8	400	290	23	600	468
9	500	376	24	500	415
10	400	373	25	500	489
11	400	379	26	600	553
12	400	338	27	800	628
13	500	412	28	1,000	778
14	500	500	29	900	774
15	700	516	30	800	713
平均	577	478	変動係数	30%	29%

以上より、繰返し一軸圧縮試験によりアスファルト混合物の耐流動性を評価できる可能性を確認した。今後は試験結果のばらつきの低減策を検討した上で、WT 試験などの既存の耐流動性を評価する試験との相関性について確認した上で、劣化供試体や供用中の舗装から採取した供試体を対象として検討を行う予定である。

アスファルト混合物の耐久性を評価する方法およびエネルギー等の指標を用いた評価方法の確立は、舗装の維持管理の一助となるとともに、阪神高速の事業シナリオ A2「道路を守る」および機能戦略 B2「研究開発技術戦略」に寄与すると考える。

謝辞：本検討にあたっては、阪神高速道路（株）構造技術委員会舗装分科会（主査：長岡技術科学大学高橋教授），（一財）阪神高速先進技術研究所舗装技術検討委員会（委員長：大阪市立大学山田名誉教授）の委員の方々、ならびに共同事業者である阪神高速道路（株）の方々に貴重なご意見をいただいた。

また、本稿の実験的検討にあたっては鹿島道路（株）に尽力いただいた。ここに記して感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 社団法人日本道路協会：舗装調査・試験法便覧（平成31年版）第3分冊，2019，3.
- 2) 宮城裕一，丸山陽，内海正徳：AMPTを用いたアスファルト混合物の弾性係数 E^* と塑性変形抵抗性の関係の検討，土木学会第72回年次学術講演会，V-008，2017,9.

アスファルト混合物の耐久性評価方法の確立に向けた検討 ～繰返し一軸圧縮試験による耐流動性評価～

(一財) 阪神高速先進技術研究所	正会員	○新里 良輔	正会員	谷口 惺
阪神高速道路(株)	正会員	吉田 龍平	正会員	青木 康素
鹿島道路(株)	正会員	神下 竜三	正会員	武藤 朱音

1. 概要

阪神高速道路の舗装では、路面性状から補修（打換え）方針を決定しており、表層のみ、または表基層打換えを実施している。一方で、基層の状態を十分に把握できていないためか、表層打換え後に早期劣化する事例が確認されている。舗装補修にかかる LCC を低減させるためには、基層部アスファルト混合物の耐久性（主にひび割れ・流動・剥離）を定量的に評価する必要がある。アスファルト混合物の耐久性のうち、耐流動性の評価はホイールトラッキング試験（以下、WT 試験）が一般的だが、実路の基層から WT 用供試体の採取が難しいことが課題である。そこで、実路で採取可能なコアを用いた耐流動性の評価方法の確立を目的として、実験的検討を行った。

2. 耐流動性の評価

(1) 試験条件

耐流動性を評価することを目的に、Asphalt Mixture Performance Tester（以下、AMPT）¹⁾を用いた Flow Number（以下、FN）試験を参考に繰返し一軸圧縮試験を実施した。また、国内では AMPT による FN 試験が複層構成のアスファルト混合物の塑性変形に対する有効な評価方法として提案されている²⁾。試験に用いる材料は、阪神高速道路の舗装に使用実績のある材料として、骨材は密粒度アスファルト混合物（13）、バインダーはポリマー改質アスファルトⅡ型（以下、改質Ⅱ型）およびポリマー改質アスファルトⅢ型（以下、改質Ⅲ型）を使用した。試験機器は図-1 に示すとおり、万能試験機（恒温恒湿室機能付）にて実施した。圧縮型ロードセルおよび変位計により、荷重と鉛直変位を測定し、そこから計算した破壊エネルギー量による評価を行った。図-2 のフローに示すように、供試体の寸法は RC 床版上の橋面舗装の表基層の既設アスファルト混合物をコア削孔することを想定し、供試体厚さは阪神高速道路の RC 床版の設計厚さである表層 40 mm、基層 35 mm の 2 層構成または基層のみの単層構成とし、直径は $\phi 100$ mm とした（図-3）。動的荷重条件はハーバーサイン波（荷重 0.1 秒・休止 0.9 秒）とし、荷重の周波数を 1 Hz とした。試験条件は AMPT 試験規格¹⁾および検討例²⁾を参考に設定した。試験温度は 60℃とし、荷重圧は想定試験時間が 1 時間程度となるように、予備試験を踏まえて 1.25 MPa に設定した。なお、FN 試験との試験条件の違いは荷重圧（FN 試験：0.9 MPa）と供試体寸法（FN 試験： $\phi 100 \times h 150$ mm）である。



図-1 万能試験機外観および試験状況



図-2 供試体の作製フロー

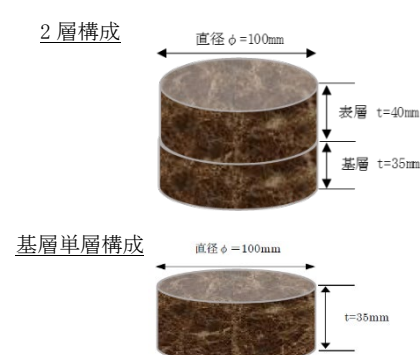


図-3 供試体寸法

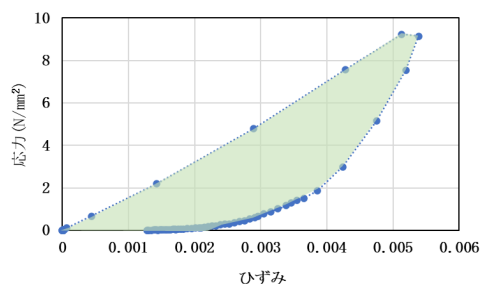


図-4 ヒステリシスループで囲まれる
単位エネルギー

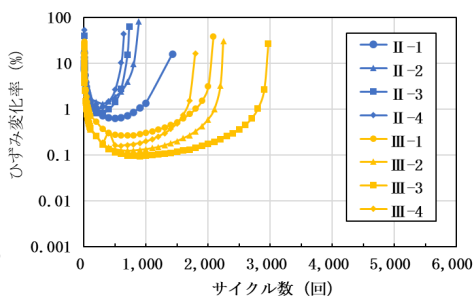


図-5 ひずみ変化率-サイクル数
(2層構成改質Ⅱ型・改質Ⅲ型)

表-1 改質Ⅱ型と改質Ⅲ型の結果比較
(2層構成)

項目	改質Ⅱ型		改質Ⅲ型	
	FN値 (回)	エネルギー (10^{-3} N/mm 2)	FN値 (回)	エネルギー (10^{-3} N/mm 2)
1	500	275	700	601
2	300	150	700	601
3	300	179	800	741
4	300	201	600	527
平均	350	201	700	618
変動係数	25%	23%	10%	13%

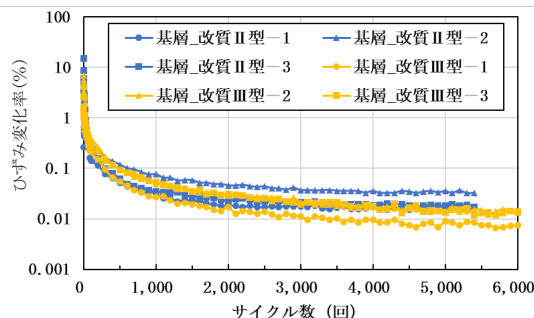


図-6 ひずみ変化率-サイクル数
(基層単体改質Ⅱ型・改質Ⅲ型)

表-2 再現性の確認 (2層構成改質Ⅲ型)

項目	FN値 (回)	エネルギー (10^{-3} N/mm 2)	項目	FN値 (回)	エネルギー (10^{-3} N/mm 2)	項目	FN値 (回)	エネルギー (10^{-3} N/mm 2)
1	500	445	11	400	379	21	800	711
2	400	324	12	400	338	22	900	727
3	400	368	13	500	412	23	600	468
4	500	429	14	500	500	24	500	415
5	500	423	15	700	516	25	500	489
6	400	311	16	600	421	26	600	553
7	400	357	17	500	369	27	800	628
8	400	290	18	500	417	28	1,000	778
9	500	376	19	700	501	29	900	774
10	400	373	20	700	545	30	800	713
-	-	-	平均	577	478	変動係数	30%	29%

(2) 耐流動限界エネルギーの算出

耐流動性を評価するため、各载荷サイクルの応力と鉛直ひずみの関係から図-4に示すようなヒステリシスループで囲まれる面積を各サイクル数の単位エネルギーとし、繰返し载荷によるひずみ変化率が極小値となるサイクル数 FN 値²⁾ (Flow Number) までの単位エネルギー量の累計を、耐流動限界エネルギーとして評価した。

(3) バインダーごとの試験結果の比較

耐流動限界エネルギーによりバインダーの違いが評価可能かどうか検討するため、改質Ⅱ型と改質Ⅲ型の2層供試体を用いて試験を行った。ひずみ変化率とサイクル数の関係を図-5に示す。改質Ⅲ型は改質Ⅱ型と比べて、FN 値や耐流動限界エネルギーが大きく、変動係数が小さい(表-1)。改質Ⅱ型および改質Ⅲ型についていずれの指標の変動係数も25%以下とばらつきが小さく評価指標として用いることができる。

(4) 単層供試体の評価の検討

単層供試体の試験により基層の直接評価が可能かどうかを検討するため、改質Ⅱ型と改質Ⅲ型を用いた基層の単層供試体のひずみ変化率とサイクル数の関係を図-5に示す。改質Ⅱ型と改質Ⅲ型ともに、想定している試験時間(1時間・3,600サイクル)で明確なFN値が認められなかった。厚さの薄い供試体の場合、寸法効果により強度特性が増加することから、耐流動性を適切に評価できないと推測する。

(5) 再現性の検討

本検討手法の再現性を確認するため、n = 30個の改質Ⅲ型供試体に対して繰返し一軸圧縮試験を実施した。FN値と耐流動限界エネルギーの算出結果を表-2に示す。耐流動限界エネルギーの変動係数は29%程度であった。

3. まとめ

以上の検討により、アスファルト混合物の実路で採取可能なコア供試体を用いた耐久性評価方法の1つとして、耐流動性に着目し、繰返し一軸圧縮試験により得られる耐流動限界エネルギーを用いた評価を実施した。耐流動限界エネルギーの評価により、改質Ⅱ型および改質Ⅲ型の性能差を確認できた。今後は試験結果のばらつきの低減策を検討した上で、WT試験などの既存の試験との相関性について検討する予定である。

4. 参考文献

- 1) AASHTO : Determining the Dynamic Modulus and Flow Number for Asphalt Mixtures Using the Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT)
- 2) 宮城裕一, 丸山陽, 内海正徳 : AMPT を用いたアスファルト混合物の弾性係数 E^* と塑性変形抵抗性の関係の検討, 土木学会第72回年次学術講演会, V-008, 2017.9.

橋面舗装における AI 技術を活用した損傷要因分析の試み

(一財) 阪神高速先進技術研究所 正会員 ○福島 誉央
阪神高速道路(株) 正会員 青木 康素
阪神高速道路(株) 正会員 岡山 真人

1. はじめに

阪神高速では、アスファルト舗装の補修設計にあたり、路面性状調査により得られた表層面でのひび割れ率とわだち掘れ量を主に用い、その他、第三者影響などの事項も加味し、補修対象および補修方法を決定している。一方で、舗装の損傷要因は、材料、施工、道路構造、交通荷重等の外的要因など多岐に渡ることから、現在補修設計で用いているひび割れ率・わだち掘れ量・その他事項以外にも舗装損傷に影響を及ぼす要因が存在すると思われることや、各要因が舗装損傷に与える影響度合いも異なると想定される。そのため、舗装損傷要因の推定や路面性状調査結果との相関関係を確認・検討することにより、さらに合理的な補修設計を実施することが可能になり維持管理の効率化が図られると考えられる。これまで、舗装の損傷分析では例えば、劣化予測モデルの検討¹⁾やポットホール発生予測のための劣化促進要因検証²⁾という試みがなされている。これらのような統計分析・予測モデル的なアプローチにより相関関係を分析することを考え、本稿では、AI 技術の一つである機械学習による予測モデルを用いた要因分析を行った。

2. 分析概要

分析は橋面舗装を対象とし、阪神高速 3 号神戸線のうち、図-1 に示す区間とした。(京橋～摩耶)区間は 1968 年および 1969 年の供用、(摩耶～芦屋)区間は 1970 年の供用で、供用から 50 年以上が経過している。また、交通影響の観点では、重交通路線であり、特に(京橋～摩耶)区間は神戸市の中心に位置し平日平均交通量(2019 年 5 月時点)が 93,300 台と交通が集中する区間である。

分析データは、2022 年および 2023 年に実施した路面性状調査結果を対象とし、径間・車線単位で得られるひび割れ率と最大わだち掘れ量を用いた。分析対象とするデータ(特徴量)を表-1 に示す。舗装損傷の発生に影響を及ぼすと考えられる幾何構造、構造情報、交通状況から選定した。交通量は 2024 年 1 月 1 日からの 1 年間を対象とした。

分析手法は、単一の予測モデルではなく、複数の予測モデルから得られた結果を統合し評価することにより、信頼性の向上を図ることとした。実施方法を図-2 に、適用する予測モデルを表-2 に示す。既往文献²⁾³⁾も参考に、本稿では 5 つの予測モデルを適用することとし、木構造系モデル 3 種、ニューラルネットワーク系モデル

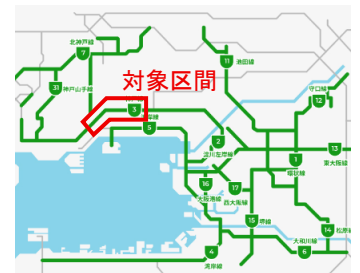


図-1 分析対象区間

表-1 分析対象データ(特徴量)

項目	分類	備考
基層経過年	構造	基層舗設からの経過年数
床版種別	構造	コンクリート床版・鋼床版
床版補修	構造	舗装切削後の床版面の損傷有無
縦断勾配	幾何構造	
横断勾配	幾何構造	
合成勾配	幾何構造	
曲線半径	幾何構造	
交通量	交通	1日あたりの平均交通量
上下線区分	交通	上り線/下り線の区分
車線区分	交通	走行/追越/拡幅

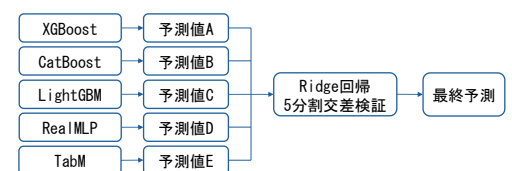


図-2 機械学習による予測実施方法

表-2 適用モデルおよび概要

モデル名	種類	特徴	役割
XGBoost	木構造系	精度が高く汎用的	主力予測器
CatBoost		カテゴリデータに強い	区分データの処理
LightGBM		高速かつ大規模データに強い	効率的な学習
RealMLP	ニューラルネットワーク系	多層構造で非線形関係を捉える	木構造系と異なる視点の予測
TabM		表形式データに特化した深層学習	複雑なパターンの補完

ル2種とした。木構造系モデルは仮定による条件分岐で予測を行うもので、ニューラルネットワーク系モデルは変数間の複雑な組み合わせパターンを自動的に学習するものであることから、両者の予測結果を統合することで単独では見逃しやすいパターンを互いに補完し精度向上を図る目的で選定した。これらにより得られた予測結果を Ridge 回帰を用い統合し、加えて、5 分割交差検証により予測精度を評価し信頼性の担保を図ることとした。

本手法にて、表-1 に示すデータ（特徴量）を用いてひび割れ率および最大わだち掘れ量を予測し、実測値との整合性を確認することでモデルの妥当性を確認した上で、各特徴量が損傷に与える影響度を分析した。

3. 分析結果

機械学習による予測結果を図-3, 4 に示す。横軸は実測値、縦軸は機械学習による予測値となっている。ひび割れ率、最大わだち掘れ量ともに決定係数 R^2 が 0.29 程度であり、高い数値ではないものの一定の相関性が認められる結果となった。なお、ひび割れ率については負の値の予測結果が一部見受けられることから十分な予測ができていない可能性が考えられるものの、少数のため結果に大きな影響は無いものとする。

以上の結果を受け、機械学習モデルの予測に対する各説明変数の寄与度を評価する手法である SHAP (SHapley Additive exPlanations) を用いて³⁾ひび割れ率およびわだち掘れ量に対する特徴量の寄与度を確認した。確認結果を図-5, 6 に示す。ひび割れ率・わだち掘れ量ともに共通して、床版種別、交通量、基層経過年が上位となっている。その他、ひび割れ率については、合成勾配、曲線半径の寄与度が、最大わだち掘れ量は、縦断勾配、横断勾配の寄与度が続いて高い結果となった。

以上の結果から、本検討の対象とするデータ（特徴量）について、本手法による要因分析が一定有効であると考えられる。今回の予測結果からは、交通量、床版種別が最も大きな影響因子であることが評価でき、交通荷重による負荷や橋梁の挙動が大きい鋼床版での損傷発生しやすいといった点はこれまでの技術的な知見に感覚的に整合する。一方で、曲線半径や勾配は、車両の遠心力や急制動が生じるために舗装損傷への影響が伺えたものの、寄与度は高くない結果となった。これは、損傷の発生・進行が、曲線半径や勾配の変化による車両走行状態にも影響されることから、幾何構造の数値のみでの予測が困難になっているものと考えられる。したがって、損傷発生メカニズムを考慮したデータ（特徴量）の取り扱いが課題である。

4. まとめ

本稿では、阪神高速道路における舗装補修設計の合理化の実現に向け、機械学習による予測モデルを用い舗装損傷要因分析を行った。この結果、舗装の損傷に対する要因の抽出が可能となった。ただし、決定係数 R^2 は十分に高い値とは言えないことから、より説明性の高い結果となるよう、対象とするデータ（特徴量）の設定や事前処理方法など、より適切なものとするよう検討が必要である。

参考文献

- 1) 小林ら：サンプル欠損を考慮した舗装劣化予測モデル，土木学会論文集，63 巻 1 号，pp. 19-33，2007.
- 2) 川西ら：高頻度路面調査データを用いたポットホール発生予測手法の検討，AI・データサイエンス論文集，2 巻 J2 号，pp. 661-670，2021.
- 3) 龍田ら：床版調査データと機械学習技術による床版上面土砂化推定モデルの検討，道路橋床版シンポジウム論文報告集，pp. 211-216，2024.

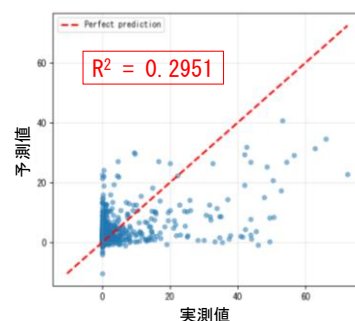


図-3 予測結果
(ひび割れ率(%))

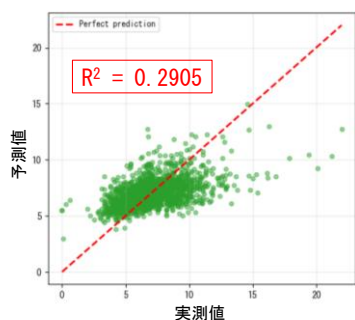


図-4 予測結果
(最大わだち掘れ量(mm))

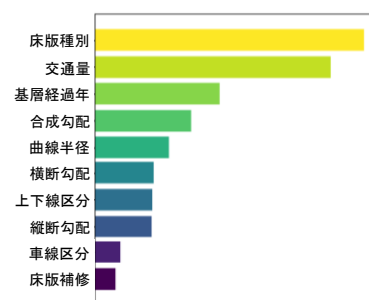


図-5 予測結果への寄与度
(ひび割れ率)

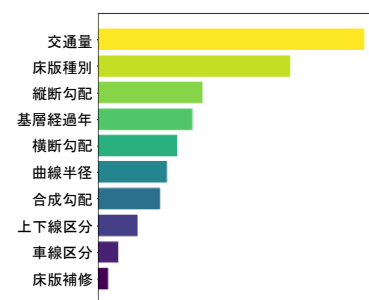


図-6 予測結果への寄与度
(最大わだち掘れ量)

2 - 5 . 情報・施設

3 次元点群データを用いた橋梁の損傷検出における検討

(一財) 阪神高速先進技術研究所 正会員 ○堀川 真伸
阪神高速道路(株) 正会員 谷口 祥基
阪神高速道路(株) 非会員 稲生 有希

1. はじめに

阪神高速道路は 1964 年に供用を開始し、現在の総延長 258.1km のうち、50 年以上経過した橋梁が約 3 割を占め、10 年後には約 5 割、20 年後には 6 割を超える。今後、構造物の老朽化に伴い、損傷数が増加することが予想される。また、生産年齢人口の減少による点検員の不足も予想される中、橋梁点検の効率化・高度化が求められている。本検討では、MMS(Mobile Mapping System)で取得した 3 次元点群データの活用により、3 次元点群データから損傷検出がどの程度可能かを試行的に確認することを目的に検討を行った。具体的には、阪神高速道路上を巡回し、車上目視にて損傷や異常箇所の確認を行う日常点検を対象に、MMS で取得した 3 次元点群データをヒートマップ表示することにより、損傷箇所を特定できるかについて検証を行った。3 次元点群データにより損傷箇所の特定ができれば、損傷の大きさや深さなどの情報を定量的に把握することができ、点検の高度化にも繋がる。

2. 損傷箇所の可視化についての検証

(1) 対象損傷

本検討における対象損傷として、実際に日常点検で発見された高欄はく離の損傷と路面はく離の損傷を選定した。選定理由としては、はく離の深さを目視で正確に確認することは難しく、3 次元点群データによる定量化の効果が大きいと考えたためである。

(2) ヒートマップ図の作成方法

ヒートマップ図の作成にあたり、以下の 2 つの基準面作成方法を試行した。

- ①全点を使用して近似平面を算出し、基準面を作成
 - ②任意の 3 点を選択し、基準面を作成
- 対象損傷の損傷箇所を確認するためのヒートマップ

図の作成方法は以下の通りである。

- STEP1：損傷を含む対象箇所の点群の切り取り
- STEP2:①全点を使用して、②任意の 3 点を選択して、近似平面の算出
- STEP3：STEP2 で算出した近似平面から基準面を作成し、点群の後方に配置 (図-1)
- STEP4：点群と基準面の距離を算出
- STEP5：色を表示する距離の閾値の設定



図-1 点群 (黒色) と基準面 (青色) の配置位置

(3) 検証結果

高欄はく離、路面はく離について、損傷画像と基準面作成方法① (全点使用)、② (任意の 3 点) にて作成したヒートマップ図を図-2、図-3 に示す。

高欄のはく離については、どちらの基準面作成方法であっても、損傷箇所の特定が可能であることがわかった。しかしながら、基準面作成方法② (任意の 3 点) については、基準面作成方法① (全点使用) と比べると、損傷箇所の特定が難しい結果となった。これは、基準面作成のために 3 点を選択するが、高欄の平面から外れた点を選択してしまった可能性があり、その 3 点で基準面を作成したために、傾いた基準面ができてしまい、損傷箇所の特定が難しくなったと考える。

路面はく離については、どちらの基準面作成方法であっても、損傷箇所 (図-3 の赤枠) だけでなく、損傷箇所の右側の部分もはく離があると判断されてしまうため、図-3 だけでは損傷の有無を判断することが難しい結果となった。また、基準面作成方法①、②で作成し

キーワード 3 次元点群データ、MMS、ヒートマップ図

連絡先 〒541-0054 大阪府大阪市中央区南本町 4-5-7 東亜ビル 2F

(一財) 阪神高速先進技術研究所 調査研究部 TEL06-6244-6023

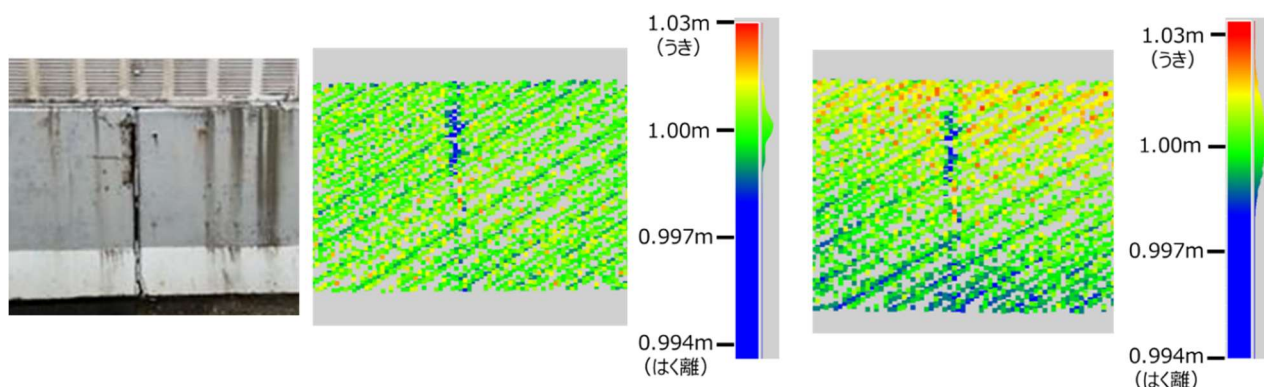


図-2 高欄はく離の損傷画像とヒートマップ図（方法①（全点使用）は左図，方法②（任意の3点）は右図）

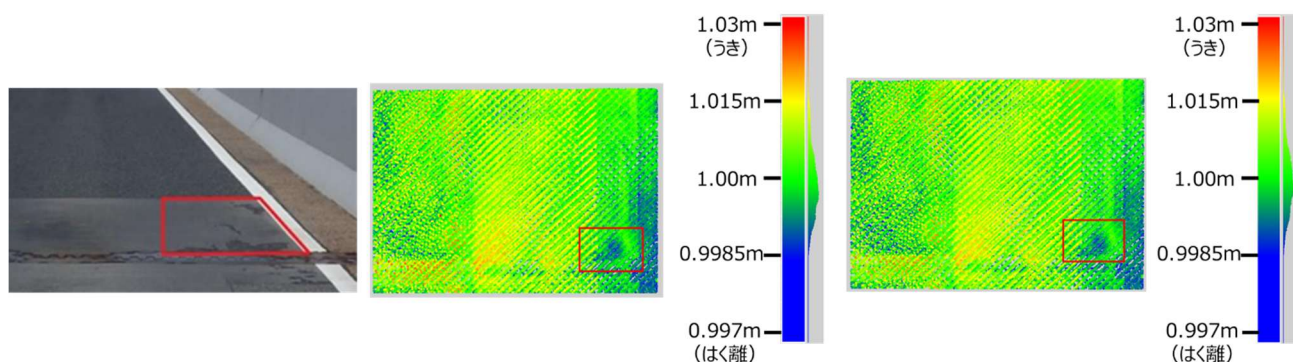


図-3 路面はく離の損傷画像とヒートマップ図（方法①（全点使用）は左図，方法②（任意の3点）は右図）

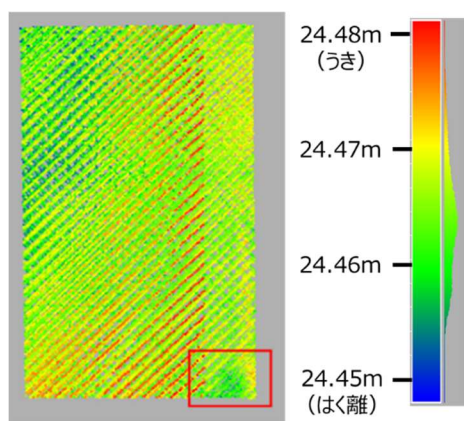


図-4 路面はく離のヒートマップ図（区画線箇所削除）

たヒートマップ図に大きな差異はなかった。

また、図-3 の損傷箇所の右側部分が区画線箇所であるために、対象範囲から区画線箇所を除外することにより、損傷箇所の特定ができないか検証を行った。図-4 に示す通り、区画線箇所を除いた場合においても、損傷の有無を判断することが難しい結果となった。

今回の結果から、基準面作成方法について、基準面作成方法②（任意の3点）は、選択する3点により、基準

面が正しく作成できない可能性があり、損傷の特定も難しくなる場合があるため、基準面作成方法①のほうが、損傷箇所の特定がしやすいと考える。

3. おわりに

本検討では、MMS で取得した3次元点群データを用いた損傷箇所の特定可否について検証を行った。その結果、高欄はく離は損傷箇所の特定ができた。一方、路面はく離は損傷箇所の特定が難しいことがわかった。路面はく離は、カメラによる画像撮影等、他の手段にて取得した損傷情報と組み合わせることで、損傷箇所の特定が可能になると考える。その上で3次元点群データを活用することで、損傷に対する定量的な数値把握が可能となり、点検高度化の一助となると考える。

参考文献

- 1) 関和彦，山口愛加，窪田諭：3次元点群データを用いた道路橋の損傷抽出とヒートマップ表示，土木学会論文集，Vol.79，No.10，pp.22-71，2023。

キーワード 3次元点群データ，MMS，ヒートマップ図

連絡先 〒541-0054 大阪府大阪市中央区南本町 4-5-7 東亜ビル 2F

（一財）阪神高速先進技術研究所 調査研究部 TEL06-6244-6023

一般高架橋における点検結果の 4D 表示および活用方法の検討

山木誠也¹・服部匡洋¹・安藤翠²

¹ (一財) 阪神高速先進技術研究所調査研究部橋梁・構造研究室

² 阪神高速技術(株)技術マネジメント部保全マネジメント課

要約

特殊橋梁は構成部材が多く部材番号が複雑であり、橋梁全体の損傷の把握に多大な時間を要する。そこで、これまで東神戸大橋を対象に既存の 3D モデル及び 3D 表示ツールを用い、点検結果に時間軸を加えた 4D 表示させることで、損傷の全体像の把握や損傷進展箇所の特定を可能にし、長大橋の維持管理の効率化に繋がる可能性を示した。一方で、阪神高速道路における特殊橋梁が占める割合はごく一部であり、一般高架橋に対してもこの 4D 可視化技術を用いることで点検・診断・補修計画立案の効率化を実現できる可能性があると考えられる。このため、本検討では一般高架橋の 1 橋梁を対象に点検結果の 4D 可視化を試み、活用方法について検討した。

キーワード: 点検結果, 3D 表示, 4D 表示, Google Earth Pro

1. はじめに

我が国では道路橋が約 73 万橋存在する。その多くが高度経済成長期以降に建設されており、2029 年には建設後 50 年を経過した橋梁の割合は全体の 52% となる。さらには事後保全から予防保全への転換など、今後ますます橋梁の維持管理が重要となることが想定される。このような背景から管理者や大学といった様々な組織により 3D モデルや AR を用いた点検結果の可視化により全体像の把握など、維持管理の効率化を図る取り組みが行われてきた^{1),2),3)}。

阪神高速道路においても、供用開始から約 60 年が経過し、構造物の老朽化が着実に進んでいる。阪神高速グループビジョン 2030⁴⁾では「3.世界水準の卓越した都市高速道路技術で発展する阪神高速」を掲げ、都市高速道路の管理の技術・経験を活かしたメンテナンスしやすい高速道路の開発に挑戦している。その取り組みのひとつとして、過年度には部材数が多くかつ複雑な特殊橋梁のひとつである東神戸大橋を対象に、既存の耐震設計用動的解析モデル（以下、動的解析モデル）および地理情報表示ソフトを利用した点検結果の 4D（3D に時間軸を追加）表示を行うことで（図-1）、損傷分布・推移を視覚的に捉え、補修計画の立案等、維持管理の効率化に繋がる可能性を示した⁵⁾。

一方で、阪神高速道路における特殊橋梁が占める割合はごく一部であり、多くの割合を占める一般高

架橋に展開できれば更なる維持管理の効率化に資すると考えられる。本検討では損傷の要因や関連性の分析に適用できるか評価することを目的に、過年度の東神戸大橋を対象とした検討で得られたノウハウを既設の一般高架橋に適用し、3D モデルに日常および定期点検結果を表示して実務での活用性を検証する。



(a) 俯瞰図



(b) 部分着目

図-1 東神戸大橋における点検結果の 4D 表示⁵⁾

2. 3D モデルの構築

点検結果の可視化には、点検結果を映し出す 3D モデルと地理情報表示ソフトが必要である。前述の通り、過年度の東神戸大橋を対象とした検討で得られたノウハウを活用し、既存の動的解析モデルや地理情報表示ソフトを使用して、3D モデルの表示を行う方針とした。

本検討は、一般高架橋を対象とした損傷表示の試行として、阪神高速道路内の 1 橋梁を対象とした。対象橋梁は下部構造が鋼製ラーメン橋脚、上部構造が 3 径間連続鋼床版箱桁で構成される橋梁のうち、老番側にある側径間の 1 径間を対象とした。

(1) 点検結果の区分方法の確認

点検結果を 3D モデルに過不足や重複なく表示させるには、どのように部材を分類して点検結果を区分しているかを把握しておく必要がある。日常および定期点検では上部構造物、下部構造物、はり上構造物、路面構造物に分類され、それぞれ点検が実施されている。

対象橋梁は箱桁を 3 つ有する橋梁であり、図-2 に示すように上部構造は橋軸直角方向には G1～G3 の箱桁とその両隣の A～D の計 7 箇所のエリアが存在し、橋軸方向には B17～B23 の横桁で区切られている。また、図-2 の丸印は鋼床版の損傷箇所を示しており、対象橋梁では B（橋軸直角方向）-17（橋軸方向）の区画に損傷があることを示している。横桁は主桁との添接部と中央部に分かれて損傷が分類される。下部構造は橋脚の梁、柱、基礎で分けられ、損傷が分類される（図-3）。はり上構造は支承（図-4）や伸縮装置、落橋防止構造で分けられ、損傷が分類される。路面構造は舗装や標識、高欄、中央分離帯に分けられる。図-5 が示すとおり対象橋梁は片側 3 車線であり、舗装の損傷はどの車線上にあったかが登録される。

(2) 3D モデル

これまでの検討により、点検結果を表示させる上では必ずしも実構造物を忠実に再現する必要はなく、また既存の動的解析モデルを活用し座標等の情報を取得することで、一からモデルを作成するよりも効率的に作成できることを確認した。阪神高速道路においては過年度に全路線を対象とした広域の地震応答シミュレーションが実施されており⁶⁾、その時に作成された動的解析モデル（以下、全路線モデル）から任意の箇所を抽出することで、モデル作成を省力化できる。既存の全路線モデルから抽出した対象箇所の 3D モデルを図-6 に示す。

全路線モデルは節点と要素で形成される骨組構造で形成されており、橋脚柱は断面形状の情報を持つファイバー要素でモデル化されている。一方で橋脚梁や上部構造は構造解析に必要な数値情報（断面積や断面二次モーメント等）は有するものの、断面形状の情報を持たず、また橋脚梁の張り出しは無視さ

れているため（図-7）、点検結果をプロットできるように 3D モデルを改良し、梁や上部構造にも断面形状の情報を与える必要がある。

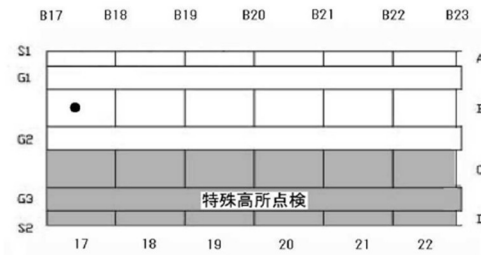


図-2 上部構造点検結果

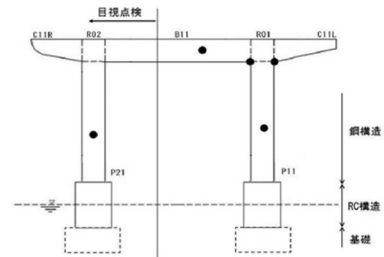


図-3 下部構造点検結果

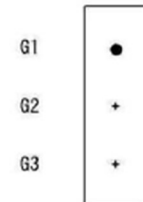


図-4 はり上構造点検結果

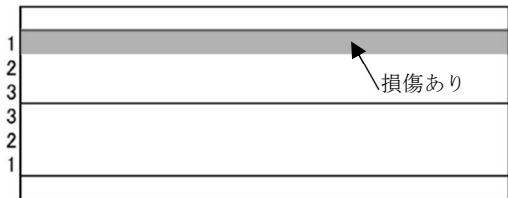


図-5 路面構造点検結果登録イメージ

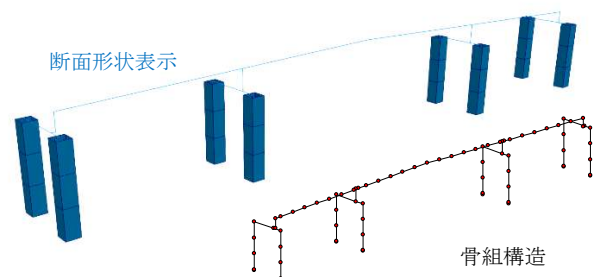


図-6 抽出した動的解析モデル

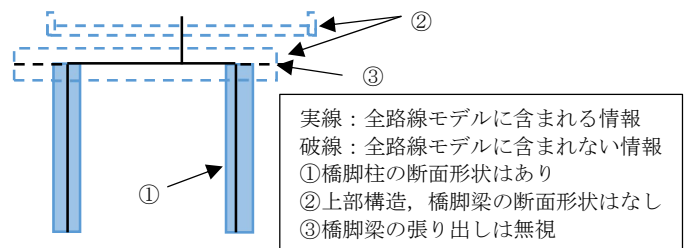


図-7 全路線モデルが持つ情報

改良した 3D モデルを図-8 に示す。点検結果を表示させるために橋軸方向、橋軸直角方向、高さ方向に分割した最小単位を本検討ではポリゴンと呼ぶこととする。改良箇所を次に示す。

a) 上部構造の断面形状の追加

上部構造は一般部、横桁部、支承部、伸縮装置部の 4 種類の代表断面を作成した (図-9)。図-10 に示すような上部構造の代表断面の配置を行うため、横桁位置や桁端部に新たに節点を追加した (図-11)。これは、断面形状が節点間の要素に割り当てられるものであり、全路線モデルにおいては上部構造の節点は支承部以外では等間隔に設定されていることから、そのままでは横桁部や伸縮装置部を配置できないためである。点検結果の区分と 3D モデルの断面が 1 対 1 対応となるように 3D モデルの断面を分割する必要がある。前述した点検結果の区分方法を踏まえ、本検討では舗装を片側 3 分割、横桁を 3 分割、鋼床版を 7 分割し、それ以外の部材は分割なしとした。

b) 橋脚梁の張り出し部の追加

橋脚梁の張り出し部を追加するために橋脚柱と橋脚梁を結ぶ節点から外側に節点を追加した (図-11)。

c) 橋脚梁の断面形状の追加

追加した張り出し部を含め、橋軸直角方向に一定の矩形断面を追加した。梁軸心までは橋脚柱の断面形状が配置されているため、梁軸心が断面下端となる断面形状にすることにより、橋脚梁と橋脚柱の断面の重複を避けた (図-12)。

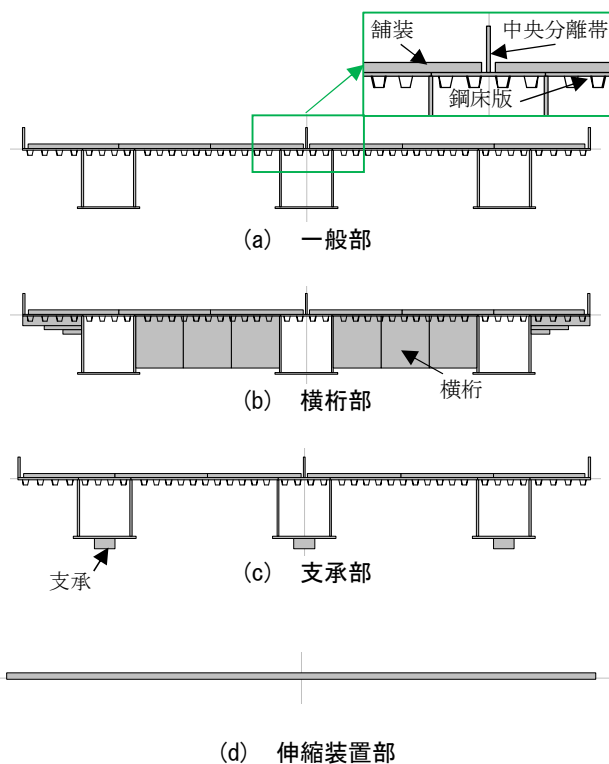


図-9 上部構造代表断面

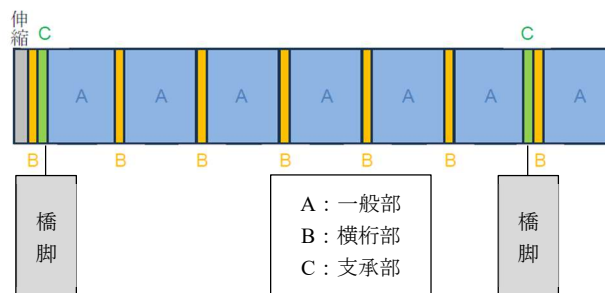


図-10 上部構造代表断面の配置

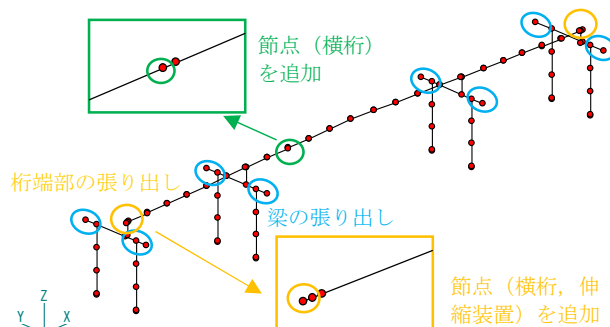


図-11 骨組構造の改良箇所

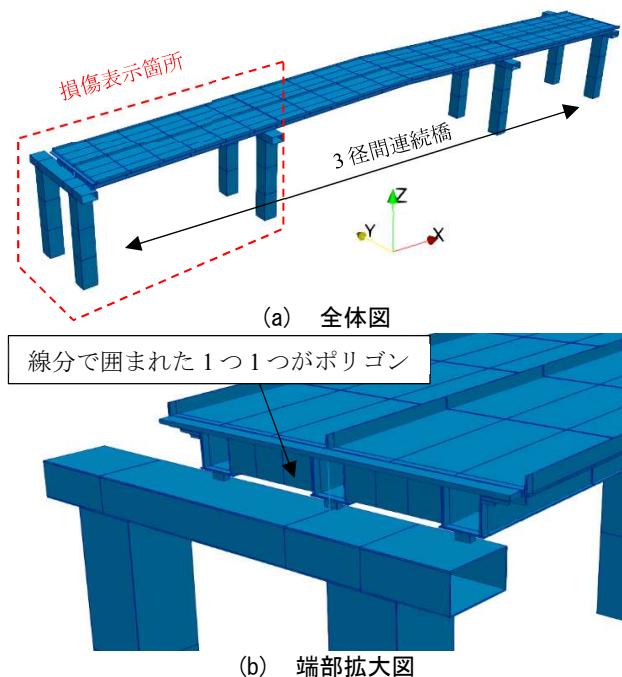


図-8 改良 3D モデル (断面形状表示)

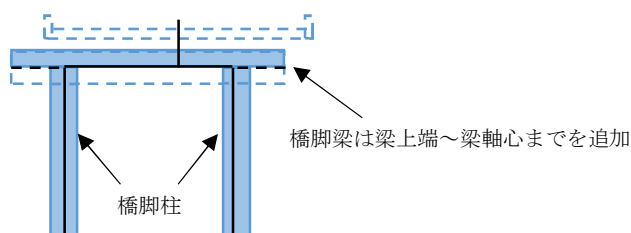


図-12 橋脚梁の断面形状

(3) 地理情報表示ソフト

地理情報表示ソフトは、ArcGIS 等多数市販されているが、Google Earth Pro⁷⁾を用いた。Google Earth Pro は衛星画像を表示する Google 社提供のフリーソフトであり、地形の立体表示も可能な 3D 地理情報表示ソフトである。Google Earth Pro を用いた理由は、多くの利用者がいつでも簡単に使える利便性を有し、時間軸を考慮した 4D 表示機能などを備えていることから、求める機能を概ね実現できると考えたためである。

Google Earth Pro に情報を表示するファイル形式には、KMLを用いた。KML(Keyhole Markup Language) は、地理データと関連コンテンツを格納するための XML ベースの形式で、OGC(Open Geospatial Consortium)の公式標準である。KML は簡単にインターネットで配信して、Google Earth Pro や ArcGIS Explorer など多くの無料アプリケーションで表示できるため、非 GIS ユーザーと地理データを共有するための一般的な形式とも言われている⁸⁾。

(4) 3D モデルの表示

本検討用に改良した 3D モデルを Google Earth Pro 上にプロットしたものを図-13 に示す。図-13(a)～(c)では部材ごとに表示する色を分けている。部材が入り組んでいる箇所では内部構造の部材を確認しづらいため、図-13(d)に示すチェックボックスをクリックすることで部材ごとに表示/非表示を切り替えられるようにした。

3. 損傷の 3D 表示

(1) 損傷の表示方法

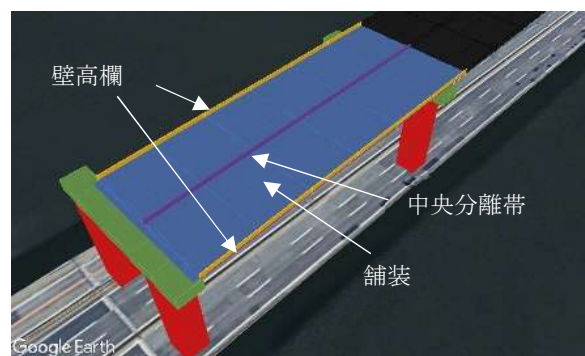
本検討では架空の損傷を表示している。その理由は、一般的に損傷の関連性があると考えられる鋼床版のき裂（以下、き裂）、舗装のポットホール（以下、PH）を架空の損傷として選定し 3D 表示することで、損傷の要因・関連性を評価し易いと考えたためである。損傷の表示方法はポリゴンを着色あるいは損傷箇所にピンを立てることとし、損傷ランクごとに色を分ける。ランクごとに対応する色を表-1 に示す。「損傷報告なし」は点検実施後、損傷報告のなかった部材、対象外は本検討で対象としなかった径間を指す。

(2) 損傷の表示パターンの比較検討

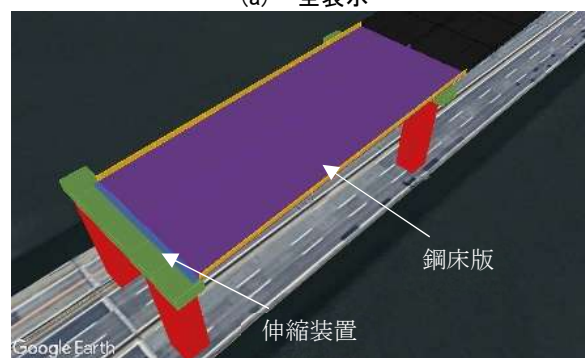
迅速な状況把握、損傷の関連性の評価をし易い表示パターンを検討するため、き裂と PH の表示方法を着色とピンで入れ替え、図-14 に示す 4 パターンでの比較を行った。ピン表示する際にき裂と PH のアイコンが一緒だと識別できないため、き裂は「◎」、PH は「△」で表示している。

いずれのパターンにおいても損傷が発生していることが俯瞰して分かる。

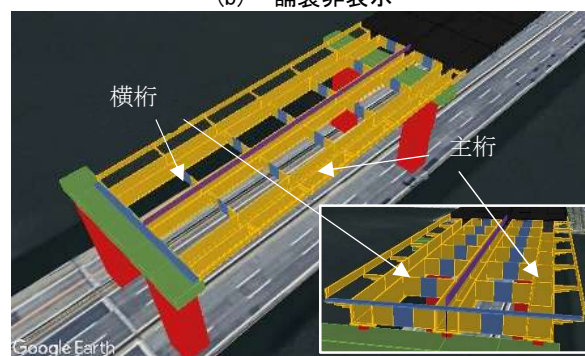
図-14(a)、(c)はき裂を確認するために舗装ポリ



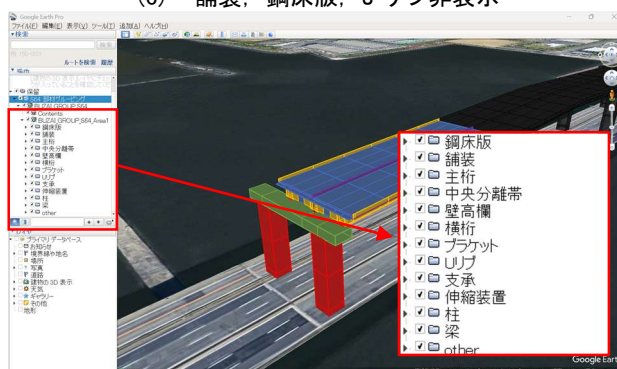
(a) 全表示



(b) 舗装非表示



(c) 舗装、鋼床版、U リブ非表示



(d) チェックボックス

図-13 部材ごとの表示/非表示切り替え
(Google Earth Pro 上に表示)

表-1 各判定区分に対応する色名と RGB

判定区分	色名	RGB
S	赤紫	153, 0, 153
A	赤	255, 75, 0
B	黄赤	246, 170, 0
C	黄	242, 231, 0
損傷報告なし	緑	0, 176, 107
対象外	黒	0, 0, 0

ゴンを非表示にする必要があり、き裂と PH を同時に確認することができない。また使用者によっては部材を全て表示した際に一見してき裂がないと判断する可能性もあり、状況把握や共通認識を図る上では、表示方法として適切ではないと考える。図-14(b)、(d)はき裂と PH を確認するためにポリゴンを非表示にする必要はなく、迅速な状況把握、技術者間の共通認識が可能であると考え。

図-14(b)～(d)はき裂と PH の発生位置が近接していることが分かるため、損傷同士の関連性を把握できる。しかし図-14(c)、(d)は PH をピンで表示することにより損傷の関連性を確認しやすいが、現在の日常点検では PH はどの車線上にあるかの情報しか登録しないため、ピンで表示するには新たに位置情報の取得が必要になる。また、図-14(d)はき裂、PH とともにピン表示であるため、損傷が多数ある場合は煩雑になり、俯瞰すると状況を理解しづらくなることが難点である。

したがって、3D 表示する有用性と実務への活用性のバランスを勘案し、図-14(b)が最も適していると考え。

4. おわりに

本検討では既存の動的解析モデルを活用し、Google Earth Pro を用いて架空の損傷の 3D 表示を試みた。本検討で明らかになったことは次の 4 点である。

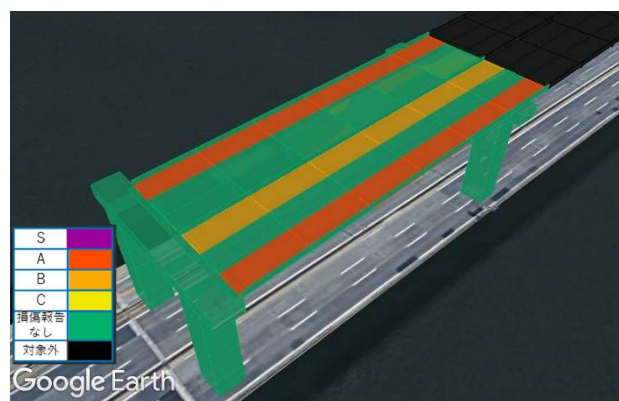
- ① 東神戸大橋などの特殊橋梁だけでなく、一般高架橋においても既存の動的解析モデルに対し、断面形状等の不足する情報を追加して改良を行い、Google Earth Pro といった既存のツールを用いることで点検結果の 3D 表示を実現できる。
- ② 損傷を 3D 表示することで、迅速な損傷状況の把握および技術者間の共通認識を図ることができ、効率化に貢献できることを確認した。
- ③ 損傷同士の位置関係が分かる等、損傷の要因・関連性を評価し易くなり、維持管理計画の高度化が期待できる。
- ④ 損傷をピン表示するには位置情報が必要となる。点検における損傷箇所の緯度経度等の取得方法を考える必要がある。

今後の展望について次に示す。

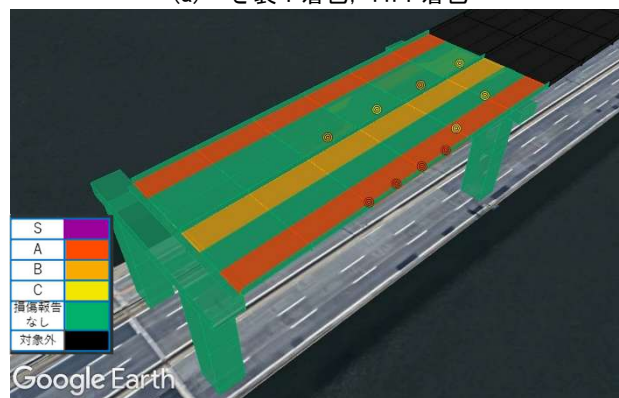
- ① 本検討では架空の損傷としてき裂と PH のみを表示させたが、実損傷を入れ、複数種類の損傷が含まれる場合の表示方法について検討する必要がある。
- ② 複数の日常点検や定期点検結果、補修情報をそれぞれ入力し、損傷の発生や補修記録を時系列で表示（4D 表示）させることにより劣化進捗度や補修効果検証を行う。

謝辞：本検討を進めるにあたり、株式会社地震工学研究開発センター馬越一也氏、中村真貴氏、株式会社アクテム村田学氏には多大な協力と助言を頂いた。

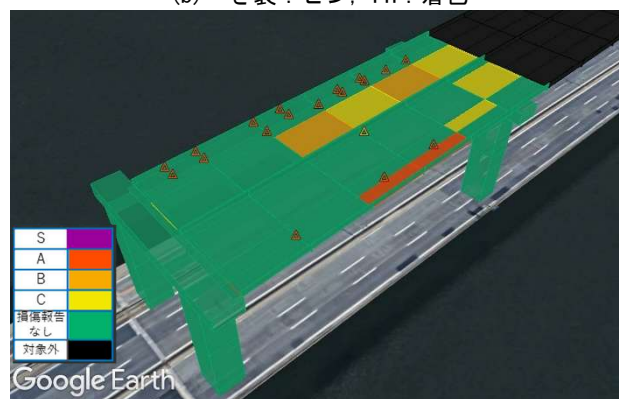
ここに記して謝意を表する。



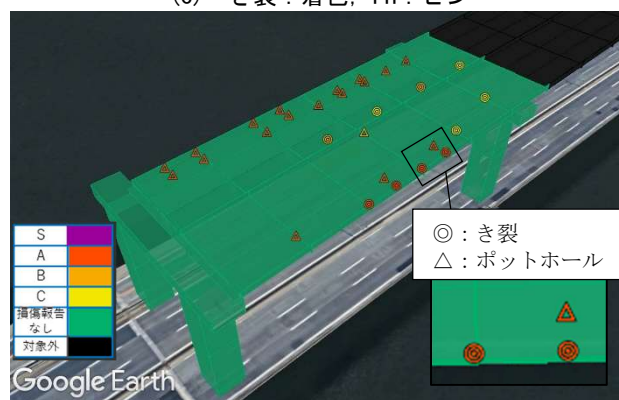
(a) き裂：着色，PH：着色



(b) き裂：ピン，PH：着色



(c) き裂：着色，PH：ピン



(d) き裂：ピン，PH：ピン

図-14 架空の損傷表示
(Google Earth Pro 上に表示)

参考文献

- 1) 関和彦ほか：3次元点群データを用いた道路橋の損傷抽出とヒートマップ表示，土木学会論文集，Vol.79，No.10，22-00071，2023.
- 2) 青山憲明ほか：橋梁の維持管理における CIM の利用と3次元モデルの作成，土木技術資料，58-4，2016.
- 3) 杉山剛史ほか：BIM/CIM とタブレット端末の連携による長大橋維持管理の効率化・高度化検討，令和6年度土木学会全国大会第79回年次学術講演会，CS11-17，2024.
- 4) 阪神高速グループ：阪神高速グループビジョン 2030，<https://www.hanshin-exp.co.jp/company/philosophy/vision/>，2016.
- 5) 安藤翠ほか：点検結果の4D表示を用いた維持管理効率化の可能性，令和6年度土木学会全国大会第79回年次学術講演会，CS11-78，2024.
- 6) 服部匡洋ほか：広域ネットワークの地震被害シミュレーションによる地震発生後の走行性評価に関する検討，阪神高速道路株式会社「技報」第29号，2018.
- 7) Google Earth：<https://www.google.co.jp/intl/ja/earth/about/>
- 8) ESRI：<https://desktop.arcgis.com/ja/arcmap/latest/manage-data/kml/what-is-kml-.htm>，2025/3/28 参照

一般高架橋における点検結果の4D表示および活用方法の検討

一般財団法人阪神高速先進技術研究所	正会員	○山木 誠也	正会員	服部 匡洋
阪神高速技術株式会社	正会員	安藤 翠	正会員	坂根 英樹
株式会社地震工学研究開発センター	正会員	馬越 一也	正会員	中村 真貴
		株式会社アクテム	非会員	村田 学

1. はじめに

近年、橋梁分野では設計時に作成される CIM モデル等を用いて点検結果を可視化して、維持管理を効率化させることを目的とした取り組みが行われている¹⁾。また、阪神高速では部材数が多くかつ複雑な長大橋を対象に、既存の耐震設計用動的解析モデル（以下、動的解析モデル）および地理情報表示ソフトを利用した点検結果の4D（3Dに時間軸を追加）表示を行うことで、損傷分布・推移を視覚的に捉え、補修計画の立案等、維持管理の効率化に繋がる可能性を示した²⁾。そこで、本検討では損傷の要因や関連性の分析に適用できるか評価することを目的に、これまでの長大橋を対象とした検討で得られたノウハウを既設の一般高架橋に適用し、3Dモデルに日常および定期点検結果を表示して実務での活用性を検証した。

2. モデルの構築

これまでの検討により、点検結果を表示させる上では必ずしも実構造物を忠実に再現する必要はなく、また既存の動的解析モデルを活用し座標等の情報を取得することで、一からモデルを作成するよりも効率的に作成できることを確認した。したがって本検討においても、3Dモデルは既存の動的解析モデル³⁾から対象とする橋梁部分を抽出し作成した。対象は一般的な3径間連続鋼床版箱桁橋であり、側径間に損傷を表示させた（図-1(a)）。既存の動的解析モデルには上部構造の断面形状の情報が存在しなかったため、点検結果を表示するために新たに上部構造の断面形状の情報を追加し、橋軸方向と断面方向に分割して点検結果の区分と1対1対応が可能なポリゴンを作成した（図-1(b)）。部材が入り組んでいる箇所では内部構造の部材を確認しづらいため、チェックボックスで部材ごとに表示/非表示を切り替えられるように3Dモデルを構築した（図-2）。

地理情報表示ソフトは Google Earth Pro⁴⁾を用いた。

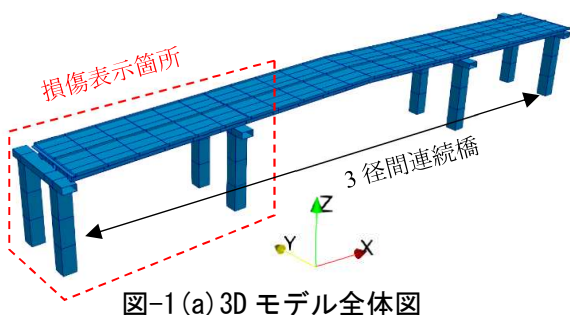


図-1(a) 3Dモデル全体図

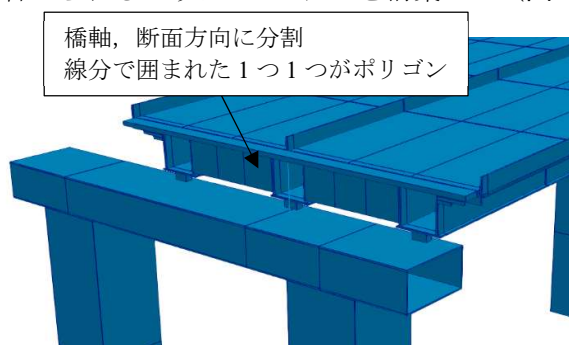
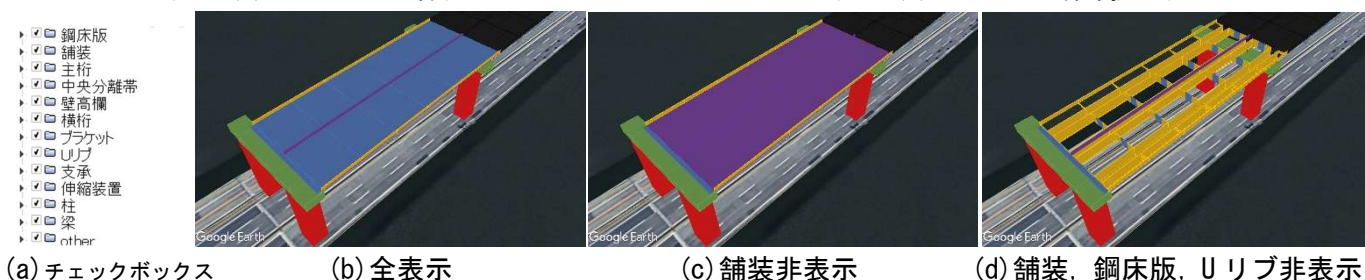


図-1(b) 3Dモデル端部拡大図



(a) チェックボックス

(b) 全表示

(c) 舗装非表示

(d) 舗装、鋼床版、Uリブ非表示

図-2 部材ごとの表示/非表示切り替え（Google Earth Pro 上に表示）

キーワード 点検結果, 3D 表示, 4D 表示, 維持管理効率化, Google Earth Pro
連絡先 〒541-0054 大阪府大阪市中央区南本町 4-5-7 東亜ビル 2 階
(一財) 阪神高速先進技術研究所 TEL06-6244-6060

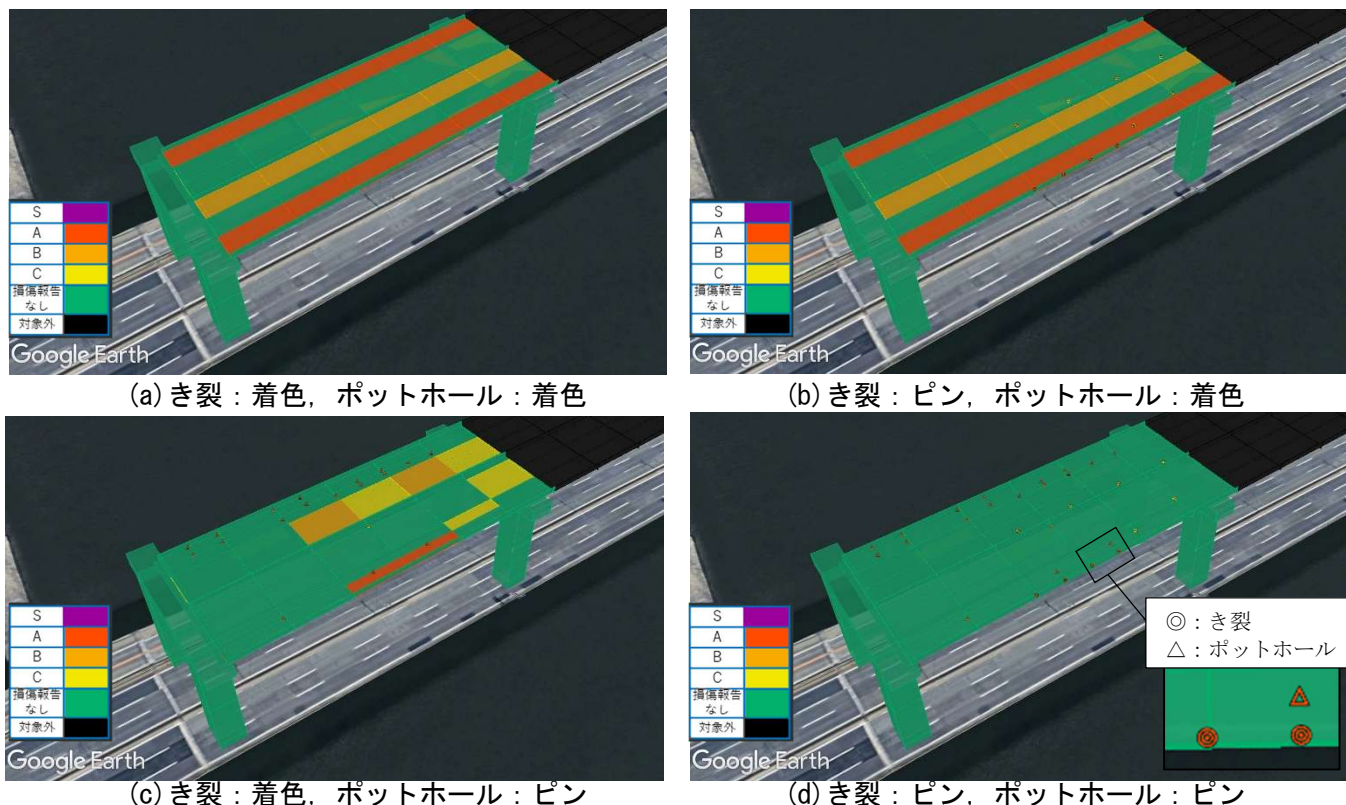


図-3 架空の損傷表示 (Google Earth Pro 上に表示)

3. 損傷の 3D 表示

本検討では架空の損傷を表示している。その理由は、一般的に損傷の関連性があると考えられる鋼床版のき裂（以下、き裂）、舗装のポットホール（以下、PH）を架空の損傷として選定し 4D 表示することで、損傷の要因・関連性を評価し易いと考えたためである。損傷の表示方法はポリゴンを着色あるいは損傷箇所にピンを立てることとし、損傷ランクごとに色を分ける。表示方法の検討として 4 パターンで比較を行った（図-3）。いずれのパターンにおいても損傷が発生していることが俯瞰して分かる。また(b)~(d)はき裂と PH の発生位置が近接していることが分かるため、損傷同士の関連性を把握できる。(a)はき裂を確認するために舗装ポリゴンを非表示にする必要がある。迅速な状況把握、技術者間の共通認識を図る上で、一見するとき裂がないと判断される可能性もあり、表示方法として適切ではないと考える。(c)、(d)は損傷の関連性を確認しやすいが、現在の日常点検では PH はどの車線上にあるかの情報しか登録しないため、ピンで表示するには新たに位置情報の取得が必要になる。また(d)は損傷が多数ある場合は煩雑になり、俯瞰すると状況を理解しづらくなることが難点である。したがって、本検討では 3D 表示する有用性と実務への活用性のバランスを勘案し、(b)が最も適していると考ええる。

4. おわりに

本検討では一般高架橋の動的解析モデルを活用して 3D モデルを作成し、架空の損傷の 3D 表示を試みた。損傷を 3D 表示することで、迅速な損傷状況把握および技術者間の共通認識を図ることができ、効率化に貢献できることを確認した。また損傷の関連性の把握により維持管理計画の高度化も期待できる。今後の展望として①実損傷を入れ、複数種類が含まれる場合の表示方法についての検討、②損傷の発生を時系列で表示することにより劣化進行度や補修効果検証を行う。

参考文献：1) 青山ら：橋梁の維持管理における CIM の利用と 3 次元モデルの作成，土木技術資料 58-4(2016)，2) 安藤ら：点検結果の 4D 表示を用いた維持管理効率化の可能性，令和 6 年度土木学会全国大会第 79 回年次学術講演会 CS11-78，3) 服部ら：広域ネットワークの地震被害シミュレーションによる地震発生後の走行性評価に関する検討，阪神高速道路株式会社「技報」第 29 号，2018，4) Google Earth：https://www.google.co.jp/intl/ja/earth/about/

Thermal Mapping Analysis for Effective Road Heating Equipment Installation

K. Hatamoto

Research and Development Division, Hanshin Expressway Research Institute for Advance Technology, Japan

keigo-hatamoto@hit.or.jp

K. Horikoshi & S. Kume

Kobe Management and Conservation Department, Hanshin Expressway Co., Ltd., Japan

koichi-horikoshi@hanshin-exp.co.jp, kume-shoichi@hanshin-exp.co.jp

ABSTRACT

This report presents a thermal mapping analysis conducted on the Kita-Kobe Route of the Hanshin Expressway to identify areas particularly prone to freezing. The study aims to address issues related to road freezing and the frequent use of deicing agents by identifying the most effective locations for installing road heating systems. Over two winter periods in 2021 and 2022, a study was conducted using three vehicles to collect road surface temperature and infrared radiation data. A total of 54 measurement sessions were conducted.

The main results identified the top 10% of locations with the lowest pavement surface temperatures as "cold spots." Specific conditions contributing to pavement surface freezing, such as bridge sections, areas permanently in the shade, and sections without roofs, were also identified. The majority of the high-frequency cold spots were concentrated in the eastern section of the route, with the total length of the most frequent cold spots being approximately 1.3 km. The reproducibility of the top locations was confirmed for each year. Comparison with feedback from snow removal crews generally matched the thermal mapping results, though there were some exceptions due to differences in snow depth distribution and solar radiation. These results will be used to prioritize the installation of road heating systems using carbon sheets. We have the potential to establish a system that can regularly conduct thermal mapping, integrate data with ICT-enabled spraying vehicles, and implement on-demand measures that allow for minimal spraying at necessary locations.

1. INTRODUCTION

The Hanshin Expressway is an urban expressway in the Kansai region of Japan. Among its routes, the Kita-Kobe Route experiences the lowest road surface temperatures, making it the most prone to freezing. Consequently, snow and ice alerts are issued frequently each year, and the repeated application of anti-icing agents has led to severe salt damage to the expressway's structures. On the other hand, snowfall is not particularly heavy, with closures due to snow accumulation occurring only seven times in the past 10 years. However, these closures often last for extended periods, causing significant disruption to drivers. This situation created a demand for snow and ice countermeasure equipment capable of both preventing freezing and melting snow.

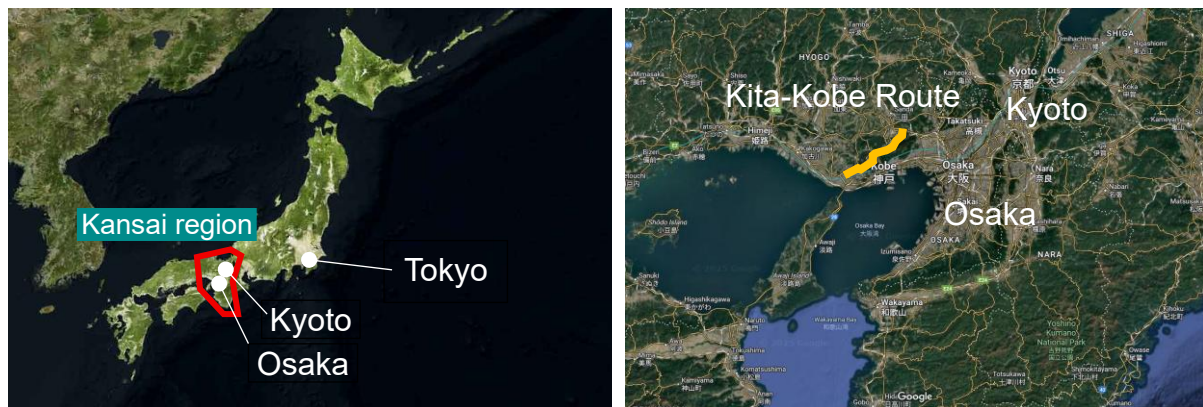


Figure-1 Location Map

Through validation experiments, road heating using carbon sheets was identified as the optimal equipment for both preventing road surface freezing and melting snow. Initially, we considered installing this system on steep, high-elevation ramps. However, equipping all ramps was not feasible from a cost perspective, necessitating a more selective approach to identify the most effective sections. Furthermore, on-site teams responsible for applying anti-icing agents suggested that many high-risk locations are also scattered along the main expressway line. This led us to conclude that a comprehensive plan for the entire Kita-Kobe Route was necessary. Therefore, we decided to conduct thermal mapping over a two-year period to survey the road surface temperature and identify the specific locations most prone to cooling and freezing.

Thermal mapping is an approach in road freezing countermeasures that allows for a linear understanding of the road surface's temperature characteristics to find potentially freeze-prone locations. With thermal mapping, an entire route can be measured within nearly the same timeframe, which minimizes discrepancies caused by time lags. By simultaneously measuring infrared radiation (the presence or absence of radiative cooling), the method provides data that excludes weather-induced variations, making it possible to compare various locations under nearly identical conditions. The objective is to specifically identify the most hazardous, high-priority locations along the route, leading to more efficient snow and ice countermeasures.

2. INTRODUCTIONOBSERVATION METHOD AND PERIOD

2.1. Observation Equipment

For the thermal mapping, we mounted sensors, including a radiation thermometer and recording devices, onto a vehicle as shown in Figure-2, and conducted observations while driving the actual routes.



Figure-2 Sensor Mounting Position

Covering the entire Kita-Kobe Route—including the mainline (both directions) and all ramps—with a single vehicle would take over four hours, making the data susceptible to changes in road surface temperature over time. To address this, the route was divided into sections, and three vehicles were deployed simultaneously, allowing the entire survey to be completed in about one hour. The raw data was recorded at 0.2-second intervals, which corresponds to a data point approximately every 3.3 meters when traveling at 60 km/h.

2.2. Number of Observations

Observations were conducted during the winters of 2021 and 2022, with 24 observation runs in 2021 and 30 in 2022, for a total of 54 runs. Observations were scheduled three times a day at 1:30, 3:30, and 5:30. If any part of the data from a single run was incomplete, all data from that entire run was excluded from the analysis.

2.3. Cold Spots

For each observation run, the data from the entire route was sorted by road surface temperature from lowest to highest. The top 10% of these locations were defined as "cold spots," representing areas particularly susceptible to freezing or lingering snow. We then counted the number of times each location was classified as a cold spot across all runs.

The decision to define cold spots as the top 10% was based on an analysis of the rate of change (the slope of the graph) in temperature between ranked data points. As shown in Figure-3, this rate of change tended to decrease around the top 5% mark. However, the temperature differences around this 5% boundary were small, meaning that minor temperature fluctuations between observation runs could easily alter a location's rank. To account for this and ensure no critical locations were missed, we decided to use a more conservative range, doubling the data volume to the top 10%. The specific procedure for extraction is as follows.

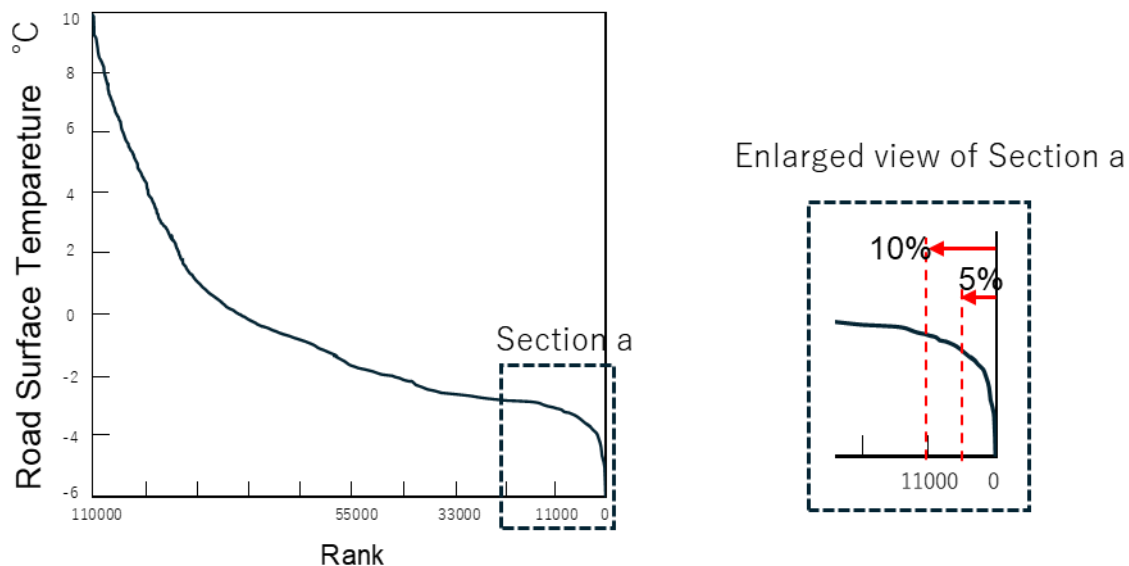


Figure-3 relationship between Road Surface Temperature and Rank

2.4. Analysis Method

2.4.1 Organizing the Original Data

As the driving routes for each observation area resulted in some overlapping data, the original data was first segmented by route (e.g., eastbound mainline, westbound mainline, individual ramps) and organized to ensure there was only one data point for each unique location.

2.4.2 Correcting Data to Standard Coordinates

Because the observations were made from moving vehicles, the exact measurement locations were not identical for each run. Therefore, we used linear interpolation between the measured data points to estimate the road surface temperature at standardized coordinate positions. This process resulted in a dataset with a uniform 1-meter interval for each location, enabling direct comparison of data across different runs.

2.4.3 Extracting Cold Spots

The cold spots (the top 10% of locations) were extracted and compiled into a table. With the total length of the Kita-Kobe Route, including the mainline and ramps, being approximately 110 km, the top 10% corresponds to a total length of 11 km.

2.4.4 Tallying Cold Spot Frequency

All the individual cold spot tables were aggregated to calculate the total number of times each 1-meter section of the route appeared as a cold spot (i.e., ranked in the top 10%) across all observation runs.

3. COLD SPOT EXTRACTION RESULTS

3.1. Aggregated Results from All Observation Runs

Figure-4 shows the cold spot extraction results, color-coded on a continuous scale based on the frequency of occurrence. Colored sections indicate locations that were classified as a cold spot at least once, with cooler colors (e.g., blue) signifying a higher frequency. The results confirmed that cold spot occurrences were infrequent in the western area and were concentrated in the eastern area, which has a relatively higher elevation.

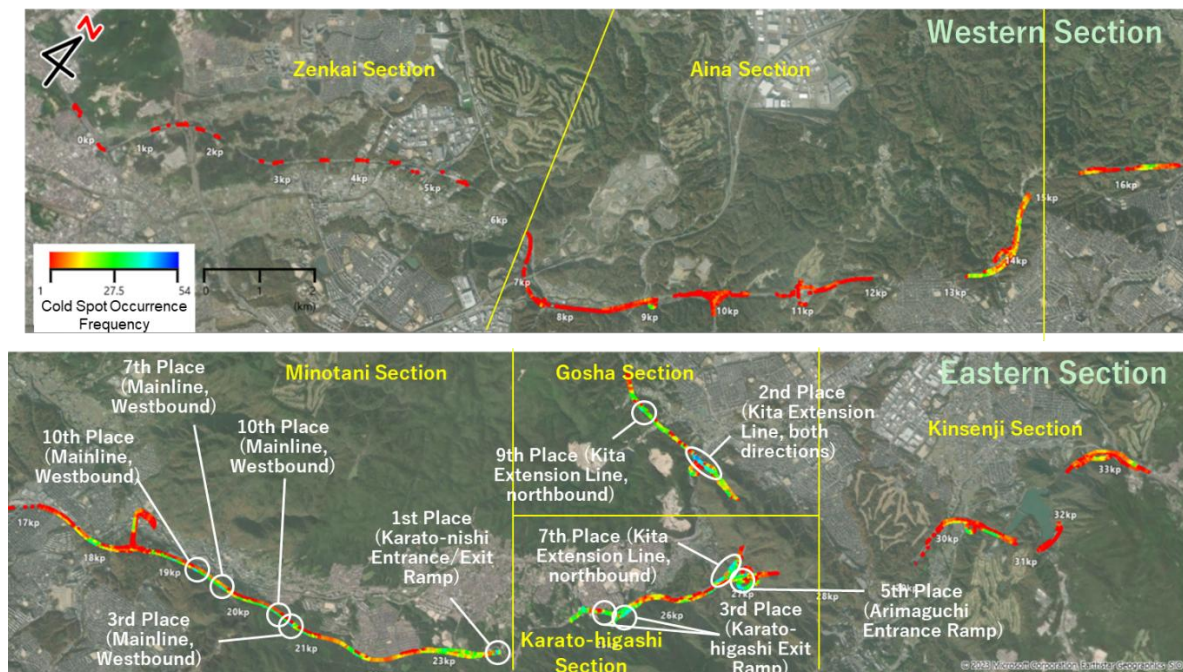


Figure-4 Frequency of Cold Spot Occurrences on the Kita-Kobe Route

Further investigation into the locations with a high frequency of cold spots revealed they commonly share the following conditions:

- Bridge sections
- Sections shaded during the daytime
- Open sections with no overhead structures, which are susceptible to radiative cooling

Next, Table-1 lists the locations with the highest frequency of cold spot occurrences in descending order. It details the locations that were classified as cold spots in 40 or more of the 54 total observation runs, along with the length of these sections. In calculating the section lengths—a task performed with the selection of sites for snow and ice countermeasure installation in mind—we consolidated points into lines wherever possible. If locations with 40 or more occurrences were within 20 meters of each other, the intermittent gaps were included to calculate a total continuous length.

Table-1 Cold Spot Occurrence Frequency and Section Length on the Kita-Kobe Route

Rank	Section Name	Section Length	Number of Cold Spot Occurrences
1	Karato-nishi Entrance	40m (50m)	40-49 times
	Karato-nishi Exit Ramp	20m (30m)	40-43 times
2	Kita Extension Line Southbound 2.54kp~2.23kp	250m (320m)	40-48 times
	Kita Extension Line Northbound 2.57kp~2.29kp	220m (330m)	40-46 times
3	Karato-higashi Exit Ramp (near exit)	40m (140m)	40-46 times
	Karato-higashi Exit Ramp (near mainline)	85m (205m)	40-42 times
3	Mainline Westbound 20.83kp~20.76kp	70m (100m)	40-46 times
5	Arimaguchi Exit Ramp (near mainline)	75m (200m)	40-45 times
5	Arimaguchi Entrance Ramp (near mainline)	70m (125m)	40-45 times
	Arimaguchi Entrance Ramp (loop section)	75m (180m)	40-45 times
7	Mainline Westbound 19.81kp~19.77kp	40m (120m)	40-44 times
7	Kita Extension Line Northbound 0.88kp~0.53kp	160m (310m)	40-44 times
9	Kita Extension Line Northbound 3.45kp~3.43kp	20m (100m)	40-43 times
10	Mainline Westbound 19.42kp~19.36kp	60m (100m)	40-42 times
10	Mainline Westbound 20.56kp~20.55kp	10m (110m)	40-42 times
	Total : 1235m	Total : 1235m (2420m)	

The total length of the sections identified as cold spots 40 or more times using this method was approximately 1.3 km. The length shown in parentheses in the table represents an extended range that includes surrounding areas where cold spots occurred 30 or more times, indicating a wider high-frequency zone. Although the structural type is not specified in the table, most of the sections with 40+ occurrences were on bridges; the remaining locations were in areas that receive minimal solar radiation.

3.2. Reproducibility of Results Over Two Years

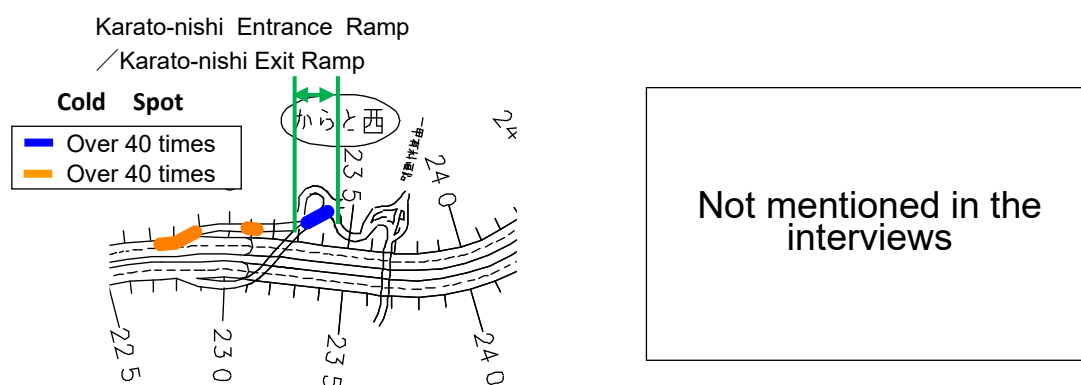
We compared the thermal mapping results from the two years (2021 and 2022) to verify the reproducibility of the highest-ranking cold spot locations. The locations that ranked in the top 5 in the combined results also ranked highly in the analysis of each individual year, confirming reproducibility for these key spots. However, for locations with lower ranks, reproducibility was not confirmed within the top 10 of each respective year's results. Nevertheless, the general trend of top locations being concentrated around the Karato-higashi and Goshha interchanges demonstrated sufficient reproducibility.

Table-2 Cold Spot Occurrence Frequency Over Two Years

Section Name	Overall Rank	2022 Rank	2021 Rank
Karato-nishi Entrance Ramp／Karato-nishi Exit Ramp	1	2	2
Kita Extension Line Southbound 2.54kp - 2.23kp／Kita-Kobe Northbound 2.57kp - 2.29kp	2	1	6
Karato-higashi Exit Ramp (near exit)／Karato-higashi Exit Ramp (near mainline)	3	2	2
Mainline Westbound 20.83kp - 20.76kp	3	4	6
Arimaguchi Exit Ramp (near mainline)	5	4	1
Arimaguchi Entrance Ramp (near mainline)／Arimaguchi Entrance Ramp (loop section)	5	-	1
Mainline Westbound 19.81kp - 19.77kp	7	-	6
Kita Extension Line Northbound 0.88kp - 0.53kp	7	-	4
Kita Extension Line Northbound 3.45kp - 3.43kp	9	6	-
Mainline Westbound 19.42kp - 19.36kp／Mainline Westbound 20.56kp - 20.55kp	10	7	-
Karato-higashi Entrance Ramp	-	7	-
Gosha Entrance Ramp／Gosha Exit Ramp	-	-	4
Nishinomiya-Yamaguchi-Minami Entrance Ramp	-	-	9
Mainline Westbound 19.7kp - 19.3kp	-	-	9
Minotani JCT Westbound Exit Ramp	-	-	9

3.3. Comparison with Interview Results from Snow Removal Personnel

Following a road closure on the Kita-Kobe Route due to snowfall from January 24 to 26, 2023, we interviewed the snow removal personnel involved. We asked them to identify locations where snow remained the longest and where road icing was observed. The results of this interview were then compared with the cold spots extracted from the thermal mapping data, as shown in Figures 5 through 9.



While the extraction results based on cold spot frequency were generally consistent with the interview results, some discrepancies were observed. For instance, the Karato-nishi entrance/exit ramp (Figure-5), which had the highest cold spot frequency, was not pointed out during the interviews. Similarly, the loop section of the Arimaguchi entrance ramp had a high number of cold spot occurrences but no reports of lingering snow or ice. One possible explanation for these inconsistencies is that snowfall depth is not always uniform even in adjacent areas, as it can be influenced by local topography and wind direction.

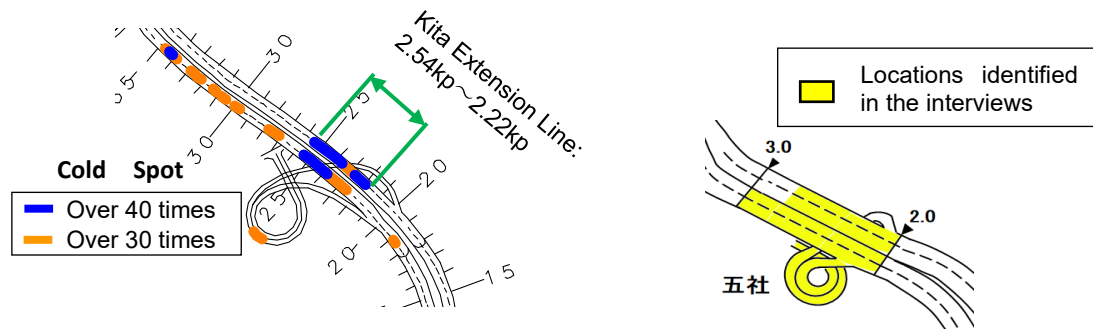


Figure-6 Comparison of Cold Spots (left) and Interview Results (right) near the 2.54 kp mark on the Kita Extension Line

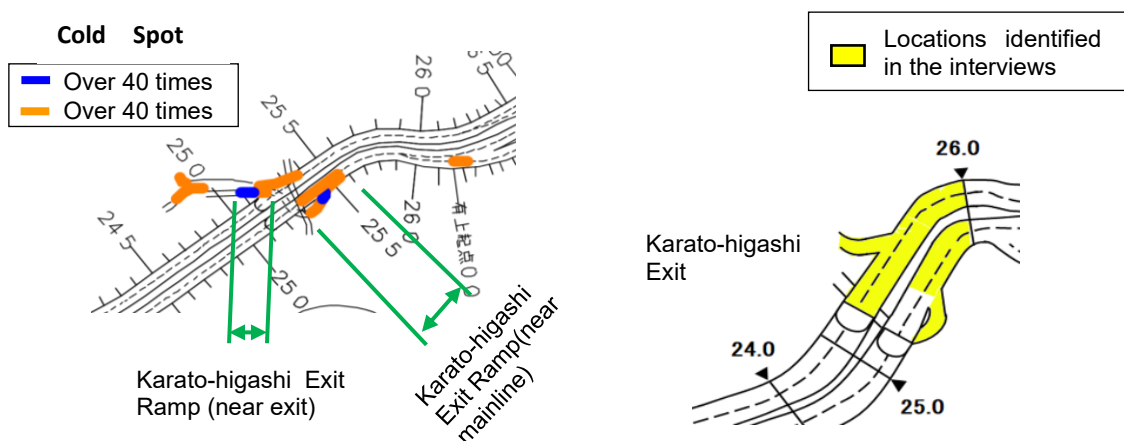


Figure-7 Comparison of Cold Spots (left) and Interview Results (right) at the Karato-higashi Exit

In the section around the 19.4–20.8 kp mark of the mainline (Figure-8), only the eastbound lane ranked high in cold spot frequency, whereas the interview results indicated lingering snow or ice on the westbound lane as well. This discrepancy is likely due to the influence of daytime solar radiation. As mentioned in section (1), being in the shade is one of the conditions that contributes to lower road surface temperatures. The topography in this section features a slope on the south side of the road, which shades the eastbound lane during the day.

Since the thermal mapping was primarily conducted on clear days, the westbound lane, which received sunlight, registered a lower cold spot frequency. In contrast, the shaded eastbound lane showed a higher frequency, resulting in a difference between the lanes in our data. However, on rainy or snowy days, neither lane receives thermal energy from the sun. Given that other conditions such as elevation and road structure are identical for both lanes, the westbound lane is also susceptible to temperature drops under these

circumstances. The interviews were conducted during a snowfall event, so it is presumed they reflect the on-site conditions where snow cover prevented both lanes from receiving sunlight, leading to the potential for lingering snow and ice on the westbound lane as well.

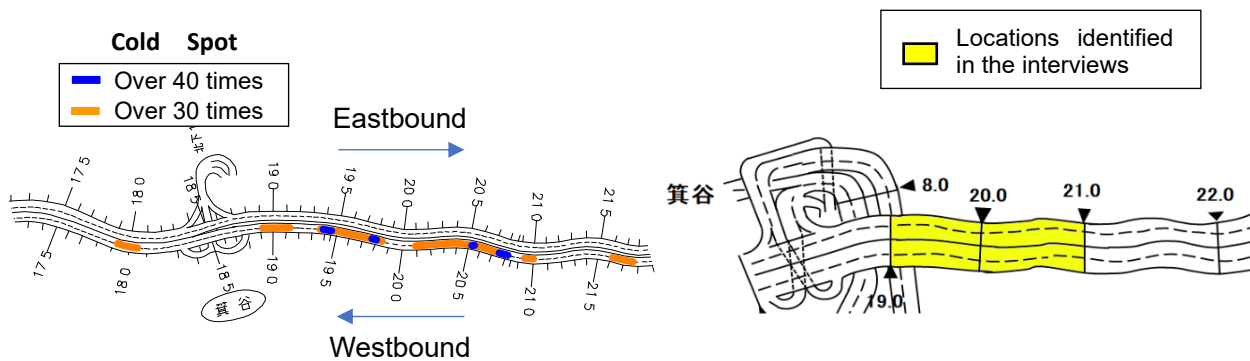


Figure-8 Comparison of Cold Spots (top) and Interview Results (bottom) on the Mainline, Westbound (19.4–20.8 kp)

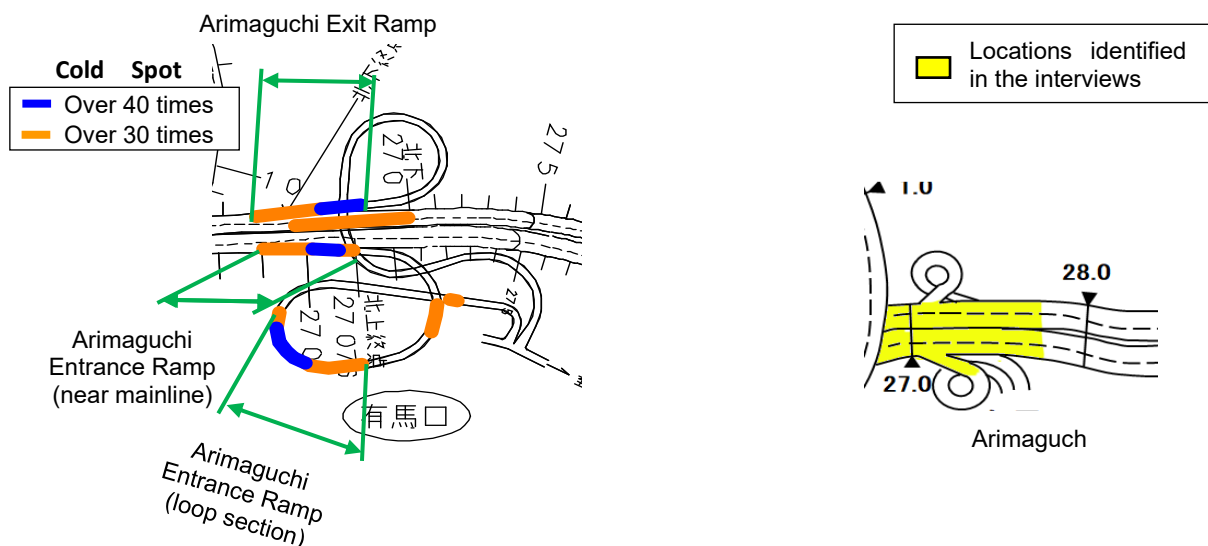


Figure-9 Comparison of Cold Spots (left) and Interview Results (right) at Arimaguchi

4. CONCLUSION

In this study, we created a thermal map of the Kita-Kobe Route and extracted cold spots from it, successfully identifying the locations most prone to significant drops in road surface temperature. A comparison of two years of observation data confirmed the reproducibility of the highest-ranking cold spot locations. Furthermore, by comparing our analysis with interviews conducted with snow removal personnel, we confirmed a general consistency between the thermal mapping results and the actual locations where lingering snow and ice occur.

The Hanshin Expressway is located in a relatively temperate region of Japan. Although the Kita-Kobe Route is the coldest section of this expressway system, it is not frequently impacted by heavy snowfall. Nevertheless, the frequent application of anti-icing agents to prevent freezing is required. The overall human and financial costs of snow and ice countermeasures are substantial, encompassing staff standby duties and construction

schedule adjustments dependent on weather forecasts. Moreover, concerns regarding the corrosion of road structures caused by these anti-icing agents remain an unresolved issue.

By advancing these studies further, if a system for conducting thermal mapping on a routine basis can be established, it could potentially be linked with data from ICT-equipped spreader vehicles. This would open up the possibility of realizing on-demand countermeasures, where a minimum amount of anti-icing agent is applied only to the necessary locations. We will continue to closely monitor the challenges faced on-site and proceed with studies that are aligned with real-world needs.

3. 2025 年度の主な研究・行事

【2025 年度の主な研究・行事】

3-1 2025 年度研究トピックス

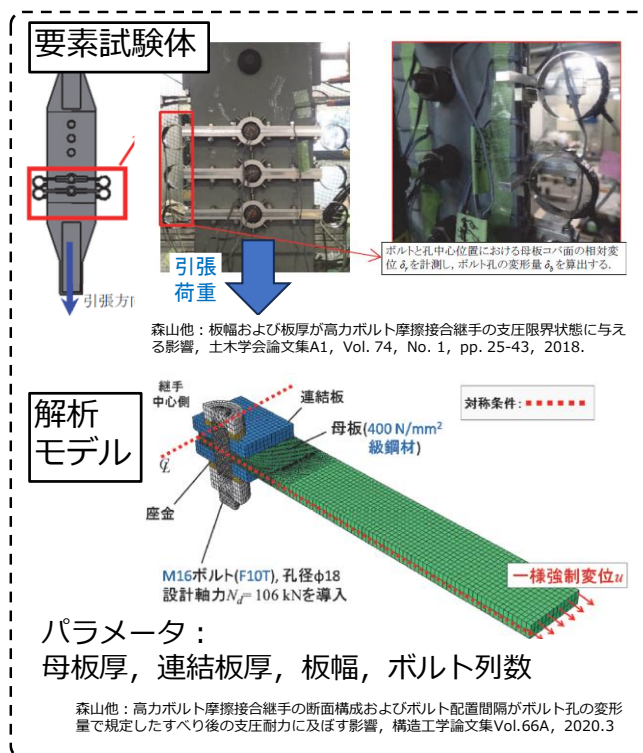
高力ボルト摩擦接合部での変形支圧限界を考慮した設計法に関する一検討

【検討の目的と概要】

橋梁部材の高力ボルト摩擦接合継手部に対して、道路橋示方書では各限界状態の照査が求められるが、一部照査法が確立していないため、合理的な照査方法に向けた基礎的な検討を実施した。

【検討結果】

試験体を用いた実験と数値解析で検討した結果、照査に必要な「支圧係数」を導出するための特性値の分布を導出し、照査に適用可能と考えられる特性値の計算式を提案した。



3-2 技術委員会活動状況

平成 26 年度から鋼構造、コンクリート構造、基礎構造、アセットマネジメントなどの分野に精通した 6 名の学識経験者をセンターの技術顧問として招聘し、「阪神高速道路技術センター技術委員会」を設置して活動してきた。

技術委員会の主な活動として、「専門委員会の開催」、「技術アドバイス」「若手技術者との交流」を行っている。

専門委員会の開催においては、学識経験者と経験豊富な実務者からなる 9 分野の委員会を設置し、技術委員会の統括のもとに適宜審議を行い、多面的高度な検討を実施している。

2025 年度の活動状況（専門委員会）

■鋼構造物検討委員会

開催日：4/14、6/11、10/7、1/16、3/4

委員：(4/14、6/11) 川谷充朗、森猛、北根安雄、石川敏之、廣畑幹人、
(10/7～) 北根安雄、野阪克義、廣畑幹人
(10/7～) 首都高速道路(株)

日本橋梁建設協会

顧問：(10/7～) 杉浦邦征

主なテーマ：鋼構造物参考図集の改訂に関する検討

スタッドボルトを用いたリリブ取り換え工法の検討

「皿型高力ボルト摩擦接合継手の設計・施工の手引き」の更新

鋼床版横リブ交差部の補修対策工法に関する検討

特殊橋梁の健全性診断の高度化に向けた検討

鋼橋疲労設計法の高度化に関する検討

デッキプレートに生じたき裂の損傷判定の合理化

ゲルバー部を有する鋼 I 桁橋の補修・補強に係わる予備検討状況について

阪神高速道路の鋼床版 I 桁橋の健全性評価に関する現地計測結果と分析

高力ボルト摩擦接合の限界状態設計法の基準化に向けた検討

■コンクリート構造物検討委員会

開催日：5/9

委員：宮川豊章、三方康弘、山本貴士、三木朋広、上田尚史、
プレストレストコンクリート建設業協会 関西支部
建設コンサルタンツ協会 近畿支部

主なテーマ：道路構造物の塩害維持管理マニュアルに関する検討
環境配慮型コンクリートの構造物適用に向けた手引きに関する検討
喜連瓜破高架橋の垂れ下がりに関する検討

■PC 構造物検討委員会【新設】

開催日：開催なし
委員：三木朋広、上田尚史、高谷哲
首都高速道路(株)
プレストレストコンクリート建設業協会 関西支部
建設コンサルタンツ協会 近畿支部
首都高速道路(株)
顧問：井上晋

■基礎・地下構造物検討委員会【新設】

開催日：開催なし
委員：竹山智英、橋伸也、寺本俊太郎
首都高速道路(株)
日本建設業連合会 関西支部
建設コンサルタンツ協会 近畿支部
顧問：飯塚敦

■耐震技術検討委員会

開催日：6/11、10/28
委員：(6/11)伊津野和行、高橋良和、後藤浩之
(10/28)高橋良和、後藤浩之、松村政秀
(10/28)首都高速道路(株)
建設コンサルタンツ協会 近畿支部
顧問：(10/28)伊津野和行
主なテーマ：木津川大橋における RC 梁部のねじりに対する補強効果検証実験計画
フルシェルモデルを用いた長大橋に対する性能照査手法に関する検討
柱状付属構造物の軽量化検討
「プッシュオーバー解析の手引き案」の作成に関する検討
「光ファイバセンシング」の適用性検討

■舗装技術検討委員会

開催日：10/29、2/20

委員：竹内康、鍋島康之、麓隆行

首都高速道路(株)、名古屋高速道路公社、
福岡北九州高速道路公社、(株)高速道路総合技術研究所
日本道路建設業協会 関西支部、日本改質アスファルト協会

顧問：西澤辰男

主なテーマ：小規模補修材料の性能規定化に関する検討

コンクリート床版の素地調整方法に関する検討

舗装の損傷分析に基づく補修設計高度化検討

アスファルト混合物の耐久性評価方法の確立に向けた研究

舗装の損傷分析に基づく補修設計高度化検討

■土工構造物検討委員会

開催日：1/23

委員：竹山智英、河井克之、小山倫史、北田奈緒子

顧問：常田賢一

主なテーマ：土工部モニタリング手法の検討

名谷盛土計測

神戸管理・保全部管内土工部維持管理マニュアル(案)改訂検討

設計基準第3部第2編 土工の改定

■トンネル換気・防災検討委員会

開催日：4/24

委員：水野明哲、川端信義、田中太

主なテーマ：濃煙空間内における避難者検出技術の検討

水噴霧設備稼働による火災煙等への影響検証

■スマートエクスプレスウェイ検討委員会

開催日：開催なし

委員：河野浩之、野村泰稔、窪田諭、全邦釘、川西康友

顧問：大西有三、古田均

3-3 講演会

(1) 技術講演会「“その時”に備えるー阪神・淡路大震災の教訓と南海トラフ巨大地震への準備」

2025 年 11 月 25 日、中之島会館にて技術講演会「“その時”に備えるー阪神・淡路大震災の教訓と南海トラフ巨大地震への準備」を開催した。

基調講演では、「阪神・淡路大震災からの創造的復興」にご尽力された兵庫県前知事の井戸敏三氏を講師としてお招きし、「阪神・淡路大震災を振り返って」をテーマに講演いただいた。

また、特別講演では、地質学者の立場から南海トラフ巨大地震をはじめとした自然災害への警鐘を鳴らす「科学の伝道師」としてご活躍されている京都大学名誉教授の鎌田浩毅氏を講師としてお招きし、「南海トラフ巨大地震の科学的予測と防災ー地学の最新情報と道路インフラ対応ー」をテーマに講演いただいた。

また、基調講演と特別公演の間において、本年度作成した当研究所の紹介動画を披露するとともに、受付付近で研究員紹介パネル展示を行い、当研究所の認知向上に努めた。

WEB 配信併用のハイブリッド形式で開催し、会場では 243 名、オンラインでは 238 名の方々に聴講いただいた。さらに、当日から年内限定で行ったアーカイブ配信は 321 回視聴いただいた。



開会あいさつ



基調講演



動画上映

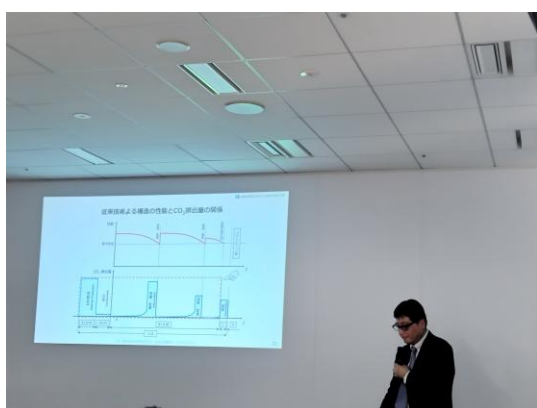


特別講演

(2) 特別技術講演会「インフラ分野におけるカーボンニュートラルへの対応について」

2026 年 3 月 9 日、当研究所の特任顧問である春日昭夫氏（三井住友建設株式会社 エグゼクティブ・フェロー【当時】）に、特別講演をいただいた。阪神高速グループにおいては、2023 年 1 月に「サステナビリティ基本方針」「CSR 活動指針」を策定し、グループ理念「先進の道路サービスへ」の具現化を通じたサステナビリティ実現への貢献を目指しており、カーボンニュートラルはマテリアリティ 1「地球環境の保全」の重要テーマであることを踏まえ、テーマ選定し、阪神高速グループおよび関連財団法人を対象に、特別講演会を実施した。

会場聴講のみの開催とし、56 名の方々に聴講いただいた。



講演状況



質疑応答状況

3-4 震災資料保管庫見学者案内運営

(1) 一般公開

阪神・淡路大震災での被災・復旧経験を風化させることなく後世に語り継ぐため、事前予約制（毎月の第 1・第 3 水曜日、日曜日）にて一般公開を実施している。震災当時から阪神高速道路公団、阪神高速道路株式会社に勤めておられた OB の方々が語り部として、経験談や被災構造物について詳細な説明を行っていただいている。今年度は、前年度を大きく上回る 2,950 人のお客さまにご来館いただいた。



一般公開状況

(2) 特別開館

2026 年 1 月 11 日、阪神高速道路株式会社と共同で震災資料保管庫特別開館を開催した。震災経験の継承をテーマに阪神高速道路株式会社の現役社員である伊藤学氏、加藤祥久氏、茂呂拓実氏に当時の状況や復旧までの苦労等について講演いただいた。また、館内の構造物の案内ツアーも実施し、229 名の方々にご参加いただいた。



阪神高速道路(株)社員による講演



被災構造物の説明案内

3-5 土木構造物点検診断技術者資格認定制度

土木構造物の点検及び診断業務の技術水準と信頼性の向上を図り、阪神高速道路等における土木構造物の保全に寄与することを目的として、土木構造物点検診断技術者資格認定を継続して実施している。今年度も引き続き試験問題の改善を図り、主任点検診断士は 7 人、点検診断士は 15 人を資格保有者として認定した。



筆記試験 (TKP 大阪淀屋橋)



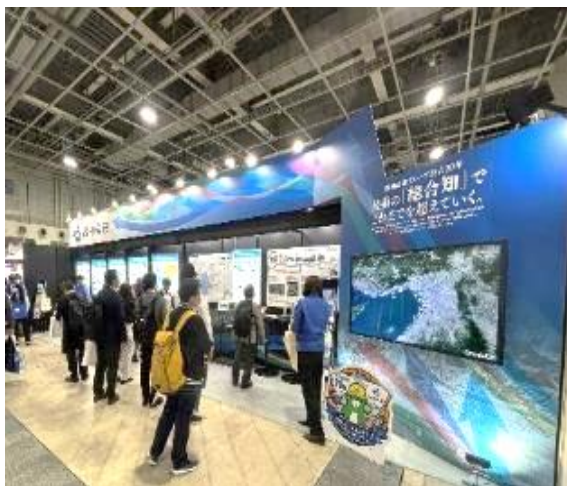
実地試験 (深江浜)

3-6 建設技術展 2025 近畿

2025 年 10 月 30 日、31 日、インテックス大阪にて「建設技術展 2025 近畿」が開催され、

阪神高速グループとして、サステナビリティの実現をテーマに出展し、地震被害シミュレーションやその他調査・研究事業、公益目的事業についてPRを行った。

なお、展示ブースについて阪神高速グループとして「ベストブース賞」を受賞した。



ブース展示(全体)



ブース展示(当研究所)

3-7 道路広報用サイト「カンサイドボクスタイル」運営

技術者だけでなく、子どもを含む一般の方々に土木やインフラをより身近なものとして感じてもらい、土木ファンを増やしていくことを目的に、関西の土木・インフラに関する情報を発信するHP「カンサイドボクスタイル」を運営している。今年度は11本の記事を新たに公開し、27,000回以上のアクセスを記録した。

【カンサイドボクスタイル URL】

<https://kansai-doboku-style.com/>



カンサイドボクスタイル HP

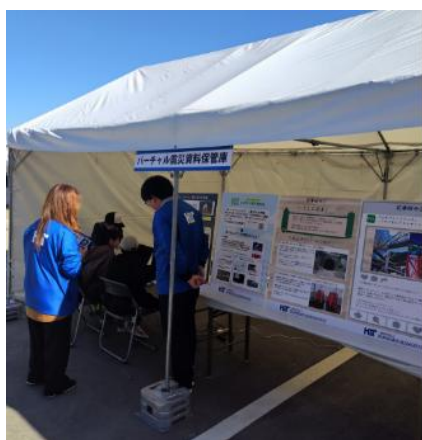
3-8 若手研究者助成

若手研究者の育成に寄与する社会貢献の一環として、更には研究成果を阪神高速の道路サービス向上に活かすために、阪神高速道路株式会社、一般財団法人阪神高速地域交流センターおよび当研究所の3団体で「阪神高速若手研究者助成基金」を設け、都市高速道路に関する研究に対して助成を行っている。今年度は構造、交通工学および経済など幅広い分野から13件の応募をいただき、選定委員会において厳正に審査した結果、次の4件の研究を助成することを決定し、研究を進めてもらっている。

研究課題名	所属	職名	氏名
セメントを使用しないアルカリ活性材料（AAMs）と鉄筋・FRPの付着強度に関する研究	京都大学大学院 工学研究科 社会基盤工学	助教	佐藤 顕彦
UFC部材中の鋼繊維が漏洩磁束法によるPC鋼材の健全性評価に与える影響	大阪大学大学院 工学研究科 地球総合工学	助教	寺澤 広基
使用済み太陽電池モジュールを再利用した壁面設置型ソーラーパネルの屋外実証試験とリサイクルの実現	立命館大学 理工学部 電気電子工学科	助教	河野 悠
ロジスティック回帰分析を用いた人間ドライバの割り込み目標先決定要因の解明	工学院大学 工学部 機械システム工学科	准教授	WOO HANWOOL (ウ ハンウル)

3-9 土木の日協賛行事「土木フェスタ in 淀川左岸線工事現場内」

2025年11月16日、土木の日協賛行事を、阪神高速グループと共同開催した。本イベントでは、淀川左岸線建設現場見学や土木技術体験イベントが開催される中、当研究所はVR震災資料保管庫の体験、HP「カンサイドボックススタイル」のパネルを掲示したブースを出展し、PR活動を行った。



ブース展示



阪神高速グループ
各社キャラクターとの写真撮影

3-10 道路管理者支援活動

道路・橋梁の維持管理やアセットマネジメントへの高い関心や国土交通省における長寿命化修繕計画策定事業を背景に、2006 年より阪神高速道路株式会社、阪神高速技術株式会社および阪神高速技研株式会社の協力を得て、「道路・橋梁管理者のためのメンテナンス実務者コミュニティ（MEC）」を設立し、地方公共団体道路管理者を対象に情報提供、情報交換、技術的支援を実施している。今年度は2026 年 3 月 27 日に震災資料保管庫にて「震災資料保管庫見学会及び意見交換会等」を開催した。関西の自治体等 6 団体より申込があり、16 名の方々にご参加いただいた。



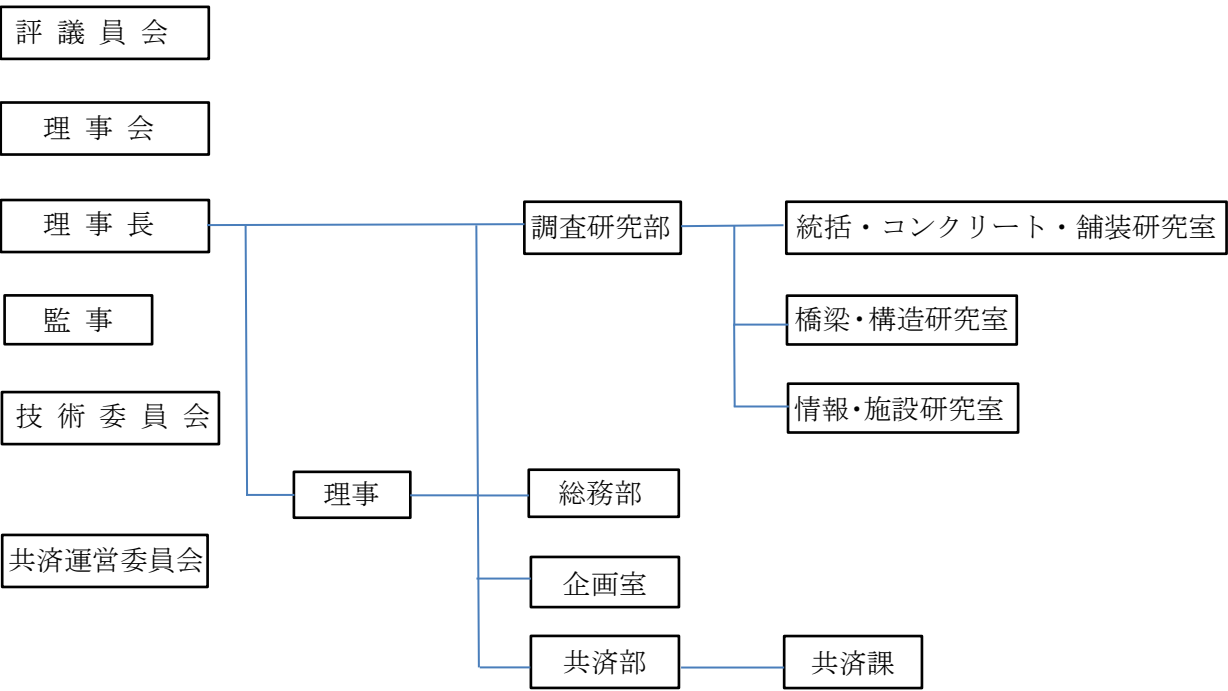
震災資料保管庫の見学



意見交換

參考資料

参考－1 組織図



参考－2 有資格者(2026 年 3 月現在)

工学博士	5 名
技術士	4 名
技術士補	8 名
RCCM	1 名
測量士	1 名
一級土木施工管理技士	3 名
コンクリート診断士	2 名
コンクリート主任技士	1 名
基本情報技術者	2 名

参考－３ 保有特許

特許名称	特許登録日	概略
床版パネルの固定構造 (特開 2016-094819)	2018/2/16	短い工期で容易に床版パネルを主桁に固定する事ができる床版パネルの固定構造
軽量充填モルタル組成物 (特開 2014-221702)	2016/7/15	鋼床版の補強として、鋼床版Ｕリブ等の内部空間に軽量モルタル組成物、軽量モルタルを充填する方法
点検対象部材の決定方法 (特開 2011-080211)	2013/10/25	重点的に点検を行うべき点検対象部材を客観的に把握することが可能な点検対象部材の決定方法
橋梁の活荷重測定方法 (特開 2010-107246)	2012/12/14	種々の構造形式の橋梁に適用できる活荷重の測定方法
橋梁鋼床版の補強構造、 及び橋梁鋼床版の補強方法 (特開 2017-133320)	2020/1/8	縦リブ内の空間を利用して補強材を設置する橋梁鋼床板の補強構造、及び補強方法
鋼管矢板及び鋼管矢板の 打設方法 (特開 2020-169469)	2023/1/30	下方の継手を省略した鋼管矢板基礎の鋼管を精度よく打設するための打設方法



一般財団法人

阪神高速先進技術研究所

530-0003

大阪市北区堂島2丁目4番27号

JRWD 堂島タワー 7階

TEL:06-6244-6060 URL:<https://www.hit.or.jp>