

木材工学研究発表会講演概要集 25

Abstracts of the 25th Symposium on Wood Engineering

公益社団法人土木学会 木材工学委員会

「土木学会論文集 特集号（木材工学） Vol. 83 No. 28」への投稿について

- 第25回木材工学研究発表会で口頭発表を行った方は「土木学会論文集 特集号（木材工学）」に投稿することができます。
- 第25回木材工学研究発表会で討議された内容について十分に検討した上で論文を修正し、2026年9月24日（木）までに木材工学委員会論文編集小委員会のウェブページ(<http://committees.jsce.or.jp/mokuzai07/node/31>)の投稿フォームから投稿して下さい。投稿フォームは発表会終了後にリンクを設けます。
- 論文原稿は土木学会論文集の原稿作成例に従って作成し、受付日は
(Received September 24, 2026)
と表記して下さい(投稿時には受理日を入れないで下さい)。
- ページ番号を入れて下さい。
- 第25回木材工学研究発表会の講演概要と「土木学会論文集 特集号（木材工学）」の原稿は同一タイトルにはできませんのでご注意ください。
- 掲載料など、その他の詳細は木材工学委員会論文編集小委員会のウェブページを参照して下さい。

木材工学研究発表会講演概要集 25

目 次

特別講演

「木橋の（アセット）マネジメント の課題と対応」		1
	（一社）木橋技術協会 会長 植野インフラマネジメントオフィス 植野 芳彦	

一般講演

(1) 構造同定を用いた木橋の振動特性推 定における推定パラメータ設定の一 考察		21
	福岡大学 秋田大学大学院 日本大学 長崎大学大学院 長崎大学大学院 福岡大学	○下妻 達也 後藤 文彦 及川 大輔 中村 聖三 西川 貴文 渡辺 浩
(2) 鋼チャンネル材で補強した木製床版 のねじり解析と実験		31
	函館工業高等専門学校 函館工業高等専門学校 戸沼岩崎建設(株) 北海道大学大学院	○平沢 秀之 三春 壱葵 戸沼 淳 佐々木貴信
(3) 木橋の振動特性評価における欠損デ ータの補間手法に関する基礎的検討		39
	秋田大学大学院 秋田大学大学院 日本大学 秋田大学大学院	○青野 紫音 後藤 文彦 及川 大輔 青木 由香利
(4) CLT床版, プレストレス木床版, RC床 版のライフサイクルGHG排出量比較ー 林道橋を対象としてー		44
	北海道大学大学院 北海道大学大学院 北海道大学大学院 北海道大学大学院	○谷川ひなた 佐々木貴信 高梨 隆也 澤田 圭
(5) 忍野八海・八海橋の健全度調査		51
	日本大学 (株)アーバン設計 (株)エスティ設計 (株)アーバン設計 日本大学	○及川 大輔 管野 侑 辻 俊一 高橋 晃一 子田 康弘

(6) 地域の森林資源を活用した素材型木橋の整備とその保守管理	福岡大学 京都府	○渡辺 浩 篠山 治世	61
(7) ビスを用いて割裂補強を施した金輪継ぎ手の曲げ性能	北海道大学大学院 北海道大学大学院 北海道大学大学院 北海道大学大学院	○流 高史 澤田 圭 佐々木貴信 高梨 隆也	70
(8) 単板積層材 (LVL) を利用した鉄道用まくらぎの曲げ性能	北海道立総合研究機構 北海道立総合研究機構 北海道立総合研究機構 北海道大学大学院 北海道大学大学院 北海道立総合研究機構	○上田麟太郎 今井 良 大橋 義徳 高梨 隆也 佐々木貴信 宮内 輝久	75
(9) 木杭を用いた橋脚周辺の局所洗掘低減効果に関する研究	熊本大学大学院 熊本大学大学院 熊本大学 熊本大学大学院	○用田 瑞歩 張 浩 大本 照憲 田中 蒼生	82
(10) 1964年新潟地震における杭の被害調査	千葉工業大学 飛島建設(株) ソイルウッド	○金田 一広 村田 拓海 沼田 淳紀	87
(11) 気中と水中におけるスギ板同士の摩擦抵抗	ソイルウッド 秋田県立大学 飛島建設(株) 福井工業高等専門学校	○沼田 淳紀 野田 龍 村田 拓海 吉田 雅穂	91
(12) 鋼板挿入集成材複合梁における接着層の検討	秋田大学大学院 秋田大学大学院 (株)長大 秋田大学大学院	○服部 紘大 沼野 泰正 岡田 潤 後藤 文彦	98

特別講演

「木橋の（アセット）マネジメント の課題と対応」

一社）木橋技術協会 会長
植野インフラマネジメントオフィス

植野芳彦

1

自己紹介

【出身】：栃木県小山市

【経歴】東洋大学 工学部 土木工学科
(1981～) 橋梁メーカー → (1989～) 建設コンサルタント
(1994～) (一財) 国土技術研究センター 研究第2部 上席主任研究員
2000～) 韓国テグ～プサン高速道路 PFI 事業 マネージャー
(2006～) (一財) 土木研究センター 専門調査役
(2008～) 非破壊検査会社 役員、外資系コンサル 顧問、
(2013～) 富山市 建設技術管理監、統括監 (2019.03.31 退官)
(2019～) 富山市 政策参与
植野インフラマネジメントオフィス 設立
国立研究開発法人 土木研究所 招聘研究員
一社) 国際建造物保全技術協会 理事長
(2024～) 一社) 木橋技術協会 会長 (2度目)
現在 富山市 政策アドバイザー (同僚に隈研吾氏)
金沢工業大学 客員教授
インフラメンテナンス国民会議 副会長 等

現在の委員会

国土交通省 下水道等に起因する大規模な道路陥没事故を踏まえた対策検討委員会
社会資本整備審議会・交通政策審議会技術分科会技術部会
インフラマネジメント戦略小委員会 委員
地域インフラ群再生戦略マネジメント実践手法検討委員会 委員
計画手法検討委員会 委員
新技術導入に関するハンズオン支援事業検討会 委員
経済産業省 木製立体迷路基準策定委員会 委員

国土交通省の木橋技術基準

建設省・林野庁合同「木の香る道作り研究会」
(平成5年)

木橋技術基準検討委員会の設立

木橋業者にヒアリング
文献調査・試設計・実験

国土交通省モデル橋（5橋）施工

モデル橋の経過観察、修正作業実施、
「木歩道橋設計施工の技術資料」

(財) 国土開発技術研究センター（平成15年）

※平成16年4月26日付け 国土交通本省事務連絡

※この資料の中で、最後に「(参考) 木橋維持管理マニュアル」を提示したが
最初は却下されるも、「木橋は維持管理が重要だから」と無理やり導入。

木橋技術協会
の設立と協力

3

国土交通省のモデル木橋近代木橋



3

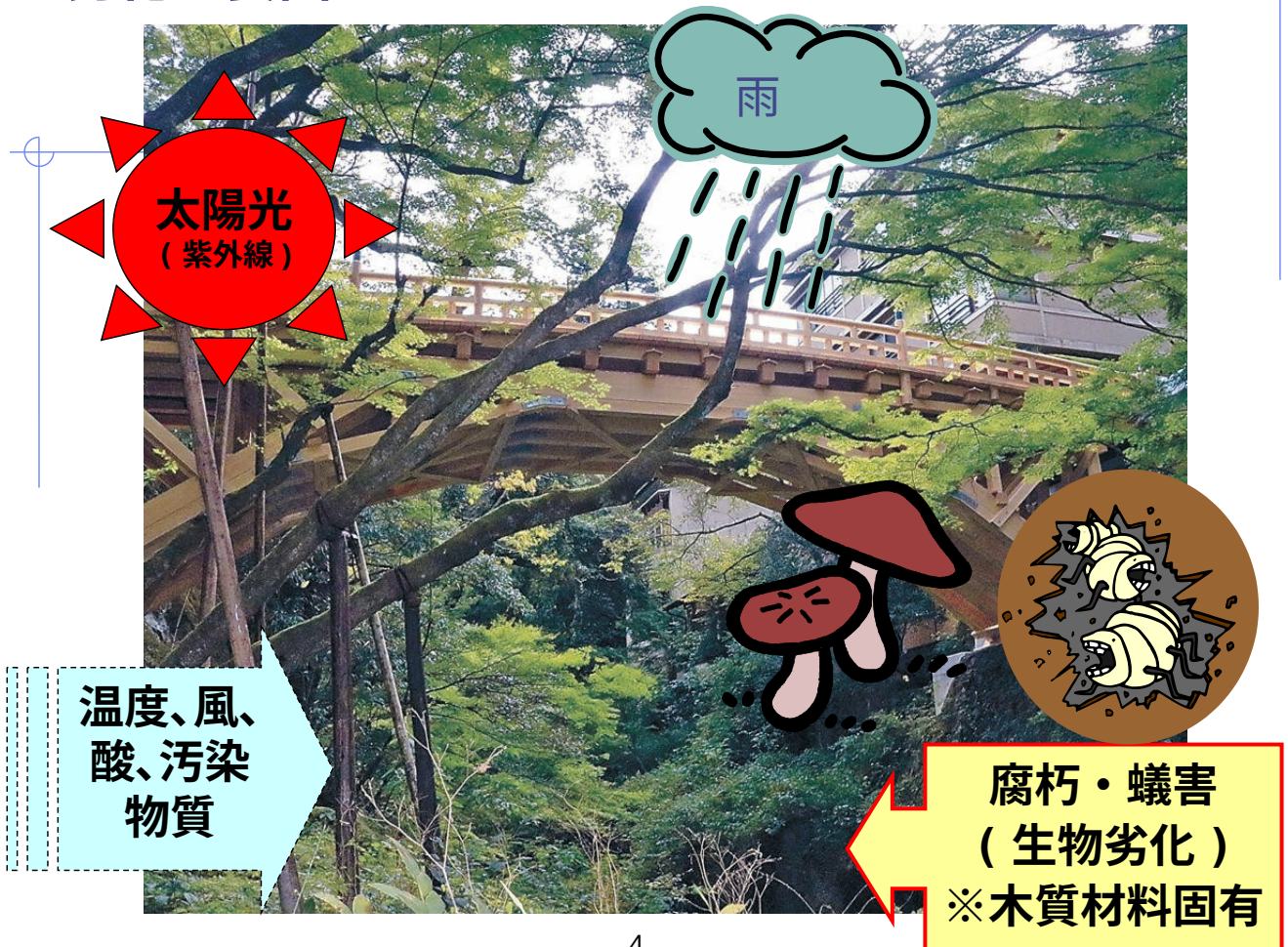
4

日本の木の文化



5

劣化の要因



4

6

よくある質問「木橋はどのくらいの荷重まで大丈夫？」

象が載っても大丈夫！ 車道橋もある。



7

いちき串木野市の森林
この杉の木が木橋に



国土交通省のモデル木橋第 1 号



9



6

19

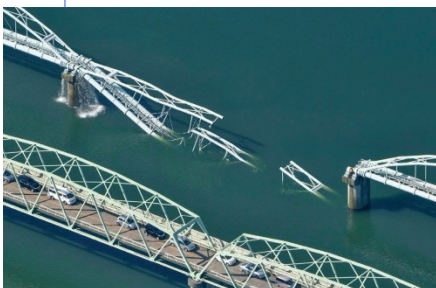
最近の話題から

11

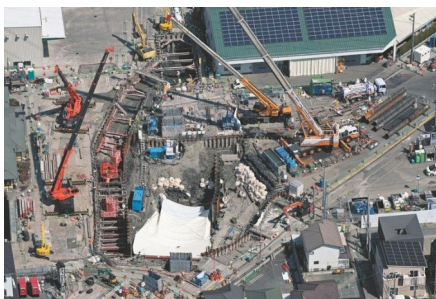
インフラマネジメントへ舵を切りましょう！



12年前、全てはここから始まった
「インフラメンテナンス元年」
しかし、いまだに続く・・・
水管橋の事故・・・
八潮の下水道管破損による大規模道路陥没



「点検はしてました。」では済まされない。
「維持管理」「長寿命化」「予防保全」
では、もはや対応できない。



これからますます、厳しくなる。
皆さん、覚悟はできてますか？
改めて、
「インフラマネジメント」へ！

日本の 2030 年問題

労働力不足

- ・団塊ジュニア世代が 50 代後半になり、現役労働人口が減少
- ・建設、インフラ維持管理分野で人手不足が深刻化
- ・技術継承が困難
 - 「老朽化は進むのに、点検・補修する人が減る」
- ・しかし、維持管理は点検はまだまだ入り口
- ・技術開発が思うように進んでいない。市場の未成熟 ⇒投資不足

インフラ老朽化

- ・高度経済成長期に整備された橋梁・トンネル・水道が一気に更新時期を迎える。
- 「作る時代」から「維持する時代」へ完全移行するのが 2030 年前後とも言われる。この対応ができていない。

「インフラマネジメント」への転換

13

市区町村の 状況

地方自治体全体の、25%、440 団体が
技術職員“0” 50%が5人以下。

点検結果報告、補修提案、
新技術 提案しても これでは判断できない！

マネジメントを実行する
うえで、重要なのは、管理者による
“判断”で
あるが、もはや無理な自治体が多い。

○「群マネの手引き Ver.1」では、群マネの概念や期待される効果を紹介した上で、群マネの類型や先行事例、実施プロセス、計画策定の考え方等を解説することで、導入検討から実践までサポート。

「インフラ老朽化の脅威から、われらのまちを守れるか？」

人手不足時代に束でたちむかう、
新たなヒーロー大集合



目次

- 1 インフラメンテナンスの「見える化」
 - 全国の「見える化」
 - 自治体毎の「見える化」

全国や自分のまちは
どういう状態？
- 2 群マネのコンセプト
 - インフラメンテナンスの現場の苦悩
 - 群マネの概念と目指す姿
 - 先行事例における効果の声
 - 「群マネ」と「束」

「群マ
ネ」ってな
- 3 群マネのメニュー
 - 群マネの類型
 - 先行事例（広域連携、多分野連携、プロセスの束）
 - キーワード解説

「群マネ」の
具体例はある？
- 4 群マネの実施プロセス
 - 標準的なステップ
 - 各ステップのQ & A
 - 群マネを進める上での心得
 - 先行事例におけるエピソード（苦労話など）

具体の一步を
どう踏み出せば
よい？
- 5 群マネの計画策定
 - 群マネの計画策定で検討すべき項目
 - 自治体計画への位置づけ方法

「群マネ」を進め
るた
- 6 人の群マネ（技術者の束）
 - 「人の群マネ」について
 - 全国や各地域の取組例

「群マネ」の素
地はどのように

15

インフラメンテナンスを担うみなさまへ

日々の業務、本当にお疲れ様です。

私たちが住む街を支えるインフラも、私たちの体と同じく、年々、歳を重ねています。でも、それをメンテナンスする私たちの手は、決して十分とは言えない状況ではないでしょうか。

近い将来、一つひとつのインフラを個別に見ていく従来のやり方では、限界がきてしまうかもしれません。そこで今、大切になってくるのが、**インフラを大きくまとめてマネジメントする、通称「群マネ」**という新しい視点です。

例えば、バラバラだったインフラを、自治体の枠やインフラ分野の枠を超えて、一つの「群」として捉え、効率的・効果的にマネジメントしていくことを目指します。

この手引きでは、「群マネ」のコンセプトや類型、期待される効果などを解説した上で、みなさまが具体の一步を踏み出せるよう、先行事例のノウハウや苦労話をもとに、実施プロセスのヒント（標準的なステップやQ&Aなど）を詰め込んでいます。

これらの知恵は、どこか特別な場所で生まれたものではなく、みなさまと同じく、日々の現場で汗を流し、関係者が何度も膝をつき合わせて話し合い、築き上げられたものです。

「群マネ」で、あなたの街のインフラの未来を守る一步を踏み出してみませんか？

【自治体や事業者の皆様への手引き推薦メッセージ】

「群マネ」で、インフラ老朽化に立ち向かおう

社会インフラの老朽化問題は、危機的状態にあります。橋梁の実に92%は地方自治体が管理しており、まさに地方自治体その最前線にあります。これらの荒廃は日本の社会システムの崩壊へ、つながりかねません。

これまでの「造る時代」とは異なり、一度に多数の構造物（群）を同時に管理しなければなりません。マネジメントが重要です。

この1手法として、「群マネ」と言う手法が提示されました。個々の力だけでは解決できない課題を、様々な“群”で解決していくという手法です。マネジメントの1手法として、自分たちの地域にあった新たな手法を考案しながら、取り組んでみてはいかがでしょうか。

地方自治体の職員の方々そして、事業者の方々には是非、「群マネの手引き」を活用し、明日の我が町を持続可能な街にしていきたいと思います。

植野 芳彦（富山市 政策アドバイザー）

・地域インフラ群再生戦略マネジメント実施手法検討委員会
・土木学会エキスパート賞（2021年度）、マイスター賞（2024年度）受賞
富山市のインフラマネジメント基本計画の策定や「橋梁トリアージ」などの施策を推進することでインフラマネジメントの効率化と生産性向上に貢献。さらには、職員教育「植野塾」を通じて、技術職員の技術力およびマネジメント志向の向上に努め、時代の変遷に耐える「考えられる職員」の教育に貢献。

第三次提言（2025 年 11 月）

国土交通省「下水道に起因する大規模な道路陥没事故を踏まえた対策検討 委員会」

信頼されるインフラのためのマネジメントの戦略的転換

I. 2つの『メリハリ』と2つの『見える化』による下水道管路マネジメントの転換

II. 新たなマネジメントに向けた5つの道すじ

●新設＋メンテナンス⇒「**マネジメント**」への転換

●新たなマネジメントの **5つの道すじ**

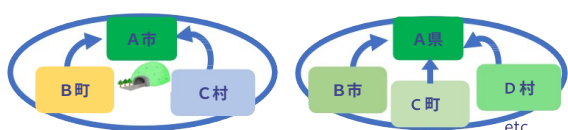
- 1) 2つの「**見える化**」
- 2) 2つの「**メリハリ**」
- 3) 現場（リアルワールド）に「**もっと光を**」
- 4) 「**統合的マネジメント**」の構築
- 5) 改革推進の「**モメンタム**」

17

地域インフラ群再生戦略マネジメント（群マネ）について

- 「地域インフラ群再生戦略マネジメント（群マネ）」とは、技術系職員に限られる中でも、的確なインフラメンテナンスを確保するため、**複数自治体のインフラや複数分野のインフラを「群」として捉え**、効率的・効果的にマネジメントしていく取組。

広域連携の群マネ



市区町村同士の「水平連携」や都道府県も関与する「垂直連携」により、**自治体の枠を越えてマネジメント**

多分野連携の群マネ



道路や河川、公園、下水道など、**インフラ分野の枠を越えてマネジメント**

【3つの束】



発注者としての連携体制
(自治体間、部署間)

人材育成、技術者連携のネットワーク化

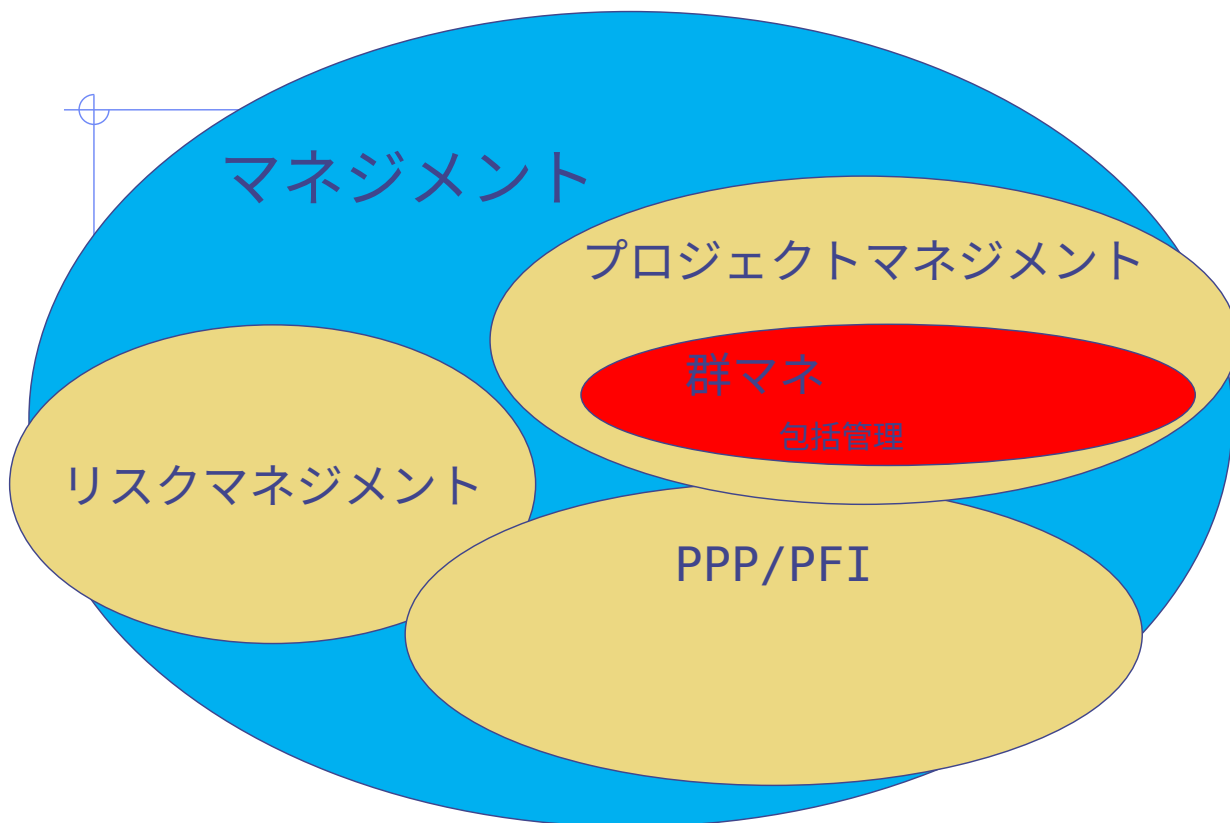
受注者としての連携体制
(JV、事業協同組合等)

スケールメリットや創意工夫により、メンテナンス業務を効率化

【マネジメント戦略】

- 契約年数を束ねる
- プロセスを束ねる
- データを束ねる
- 性能規定等の導入

群マネは、マネジメントの一部



19

群マネには、正解値はない！

どうもみなさん正解値を求めたがる。

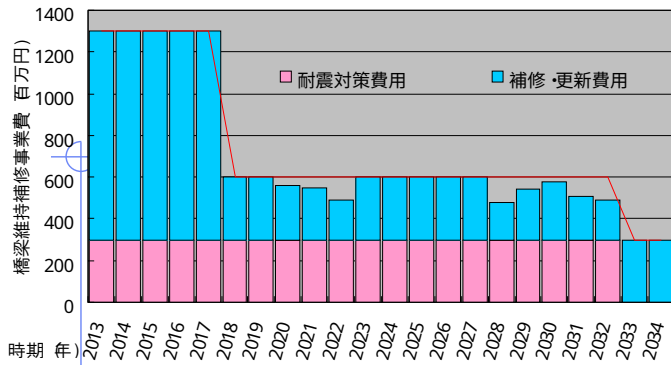
コンサル主導ではだめで、官民の十分な協議
のうえでの制度構築

先行事例と言われる中で、民間事業者側がうまく
いっていない。動かない。スキームをどう作るか？

事業の評価は定期的に行い、軌道修正は必須となる。
浮いたはずの人員と時間は、新たな施策の考案に使う

群マネから、「インフラマネジメント」へ！

マネジメントには分析とシミュレーションと見直しが重要



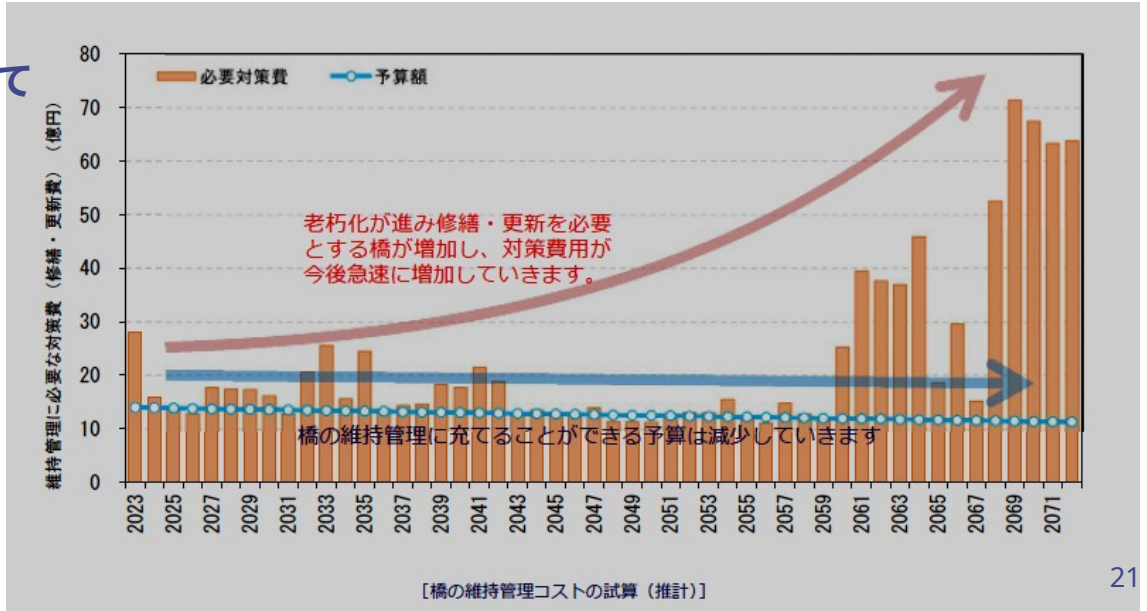
旧「長寿命化計画」
たてまえ、嘘の計画

新たなシミュレーション結果
2016年にシミュレーション

この現実
にどう対処して
いくか

老朽化の現
実と財政

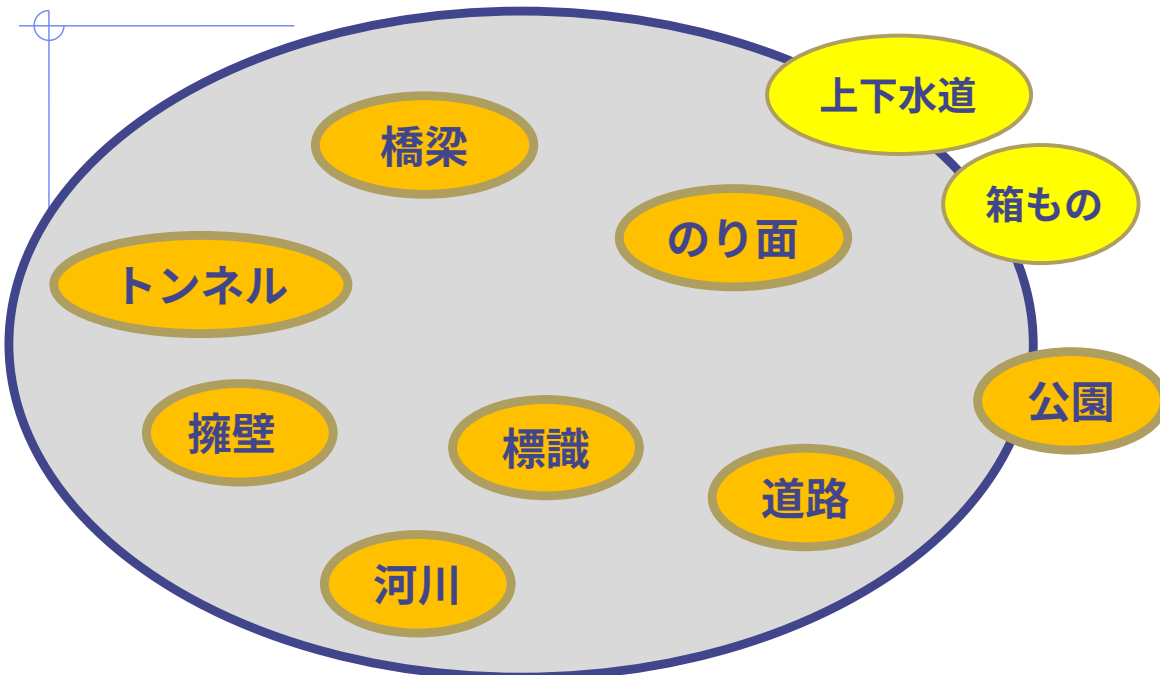
選択と集中
の管理
「橋梁トリ
アージ」



21

インフラ“群”の監理

インフラ群としての管理



持続可能な街にするために

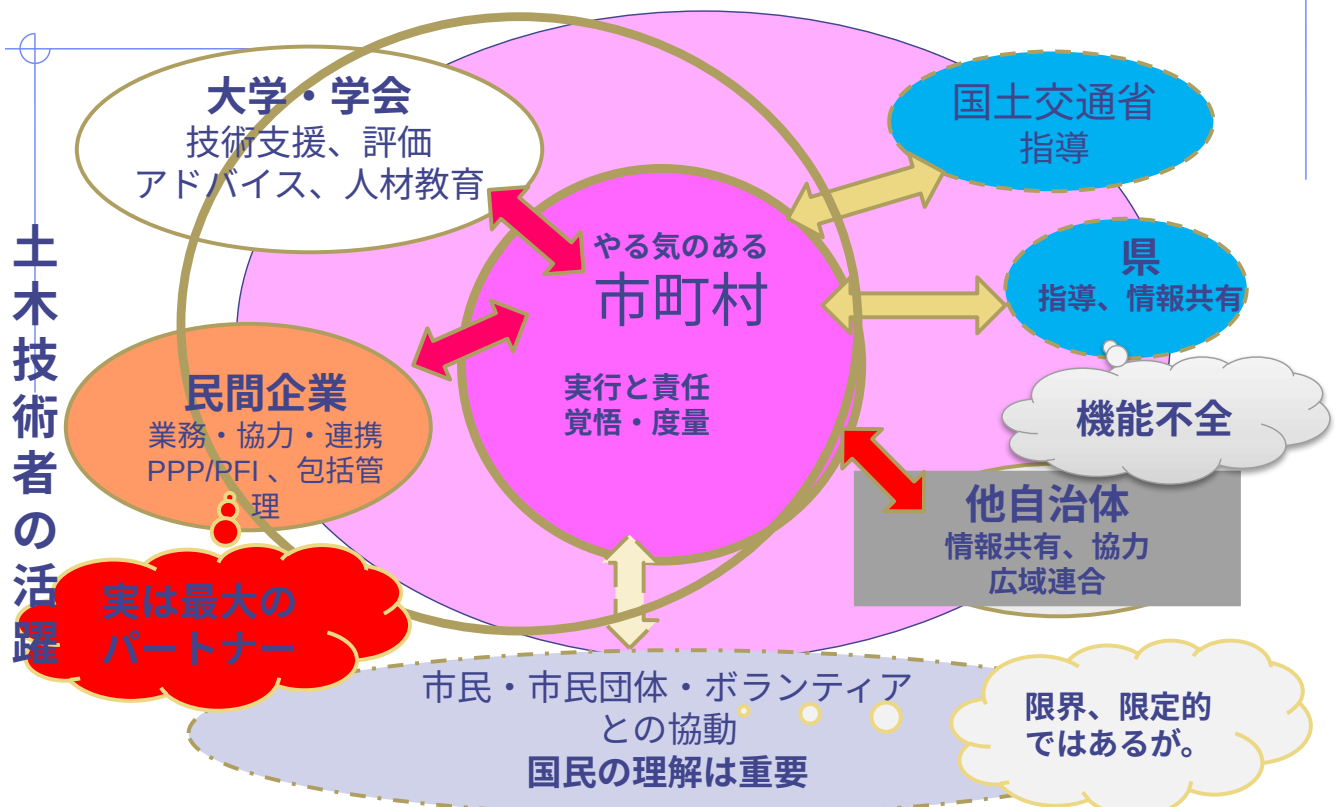
橋梁の種類



日本は、材料によって専門性が分かれる。
圧倒的にコンクリート橋が多数。⇒なぜか？
マネジメント的にはすべて管理。

23

今後の社会は総力戦 = マネジメントは自ら構築する



わたしのマネジメント思考の目覚め



2000 年 韓国 テグ〜ブサン高速道路 PFI 事業のマネージャーとして赴任
橋梁 105 橋、トンネル 13 本、延長 85 kmを一気に施工する。
1 年間の設計照査と 4 年間の施工管理（CM）、モニタリング

インフラの PFI 事業は、韓国では 2000 年に欧米では 1980 年代から実施。

日本ではいまだに実施されていない。

「マネジメント思考」が、今後のインフラマネジメントには必須！

25

社会資本整備審議会・交通政策審議会の組織図



あだち 足立	よしみ 泰美	甲南大学経済学部教授
◎いへだ 家田	ひとし 仁	政策研究大学院大学特別教授
いわき 岩城	いちろう 一郎	日本大学工学部土木工学科教授
うえの 植野	よしひこ 芳彦	富山市政策アドバイザー
おおはし 大橋	ひろし 弘	東京大学大学院経済学研究科教授
おおもり 大森	ゆり 有理	大森法律事務所弁護士
おざわ 小澤	かずまさ 一雅	政策研究大学院大学教授
かいと 貝戸	きよゆき 清之	大阪大学大学院工学研究科 サステナブル・インフラ研究センターセンター長
かじうら 梶浦	としのり 敏範	一般社団法人日本サイバーセキュリティ・イノベーション 委員会代表
くわた 鋤田	やすこ 泰子	神戸大学大学院工学研究科教授
こばやし 小林	きよし 潔司	京都大学経営管理大学院特任教授
すえまつ 末松	のりこ 則子	三重県鈴鹿市長
たきざわ 滝沢	さとし 智	東京都立大学都市環境学部都市基盤環境学科特任教授
とだ 戸田	ゆうじ 祐嗣	名古屋大学大学院工学研究科教授
のぐち 野口	きくみ 貴公美	一橋大学副学長、一橋大学大学院法学研究科教授
はとう 羽藤	えいじ 英二	東京大学大学院工学系研究科教授
ひさだ 久田	まこと 真	東北大学大学院工学研究科 インフラ・マネジメント研究センターセンター長
よこた 横田	ひろし 弘	北海道大学大学院工学研究院名誉教授

(◎：委員長 五十音順、敬称略)

27

マネジメント思考で重要なもの

- (1) 全体を俯瞰 / 統合して対処する力 (建設的統括)
- (2) 組織 / 社会の運動メカニズムを包含して捉える力
(政治学・社会学)
- (3) 価値 / 理念そのものを考える教養力 (人文学、哲学思考)
- (4) 時代の変革期に理念と概念を自ら創出する勇氣 (創造力)
- (5) 全てはマネジメントと捉えるセンス (ダイナミズム)

木橋（アセット）マネジメントの特徴

鋼橋・コンクリート橋との比較は次のとおりです。

項目	木橋	鋼橋	コンクリート橋
主な劣化	腐朽・虫害	腐食	塩害・中性化
点検頻度	高め	標準	標準
劣化速度	環境依存が大きい	中	中
補修方法	部材交換が容易	溶接・塗装	断面修復
脱炭素性	非常に高い	低い	中程度

29

評価項目

評価項目	主な内容
健全度	損傷程度、劣化状況
安全性	落橋、部材破損、第三者被害のリスク
重要度	緊急輸送道路、幹線道路、公共施設へのアクセス
利用状況	交通量、歩行者利用、地域利用
代替性	迂回路の有無、迂回距離
防災性	災害時の役割、孤立集落への影響
経済性	補修費、更新費、維持管理費
将来需要	人口動態、土地利用、道路ネットワークの変化

30

橋梁ごとの管理方針

管理区分	基本方針
重点維持	高い安全性・機能性を確保し、予防保全を優先
長寿命化	計画的な補修により長期間使用
標準維持	必要な安全性を確保し、適切な管理水準で維持
経過観察	利用状況や損傷進行を確認しながら管理
機能縮小	幅員、荷重、利用形態などを見直す
集約・代替	周辺橋梁や道路ネットワークへ機能を統合
撤去	社会的必要性や代替性を確認し、合意形成を経て廃止

31

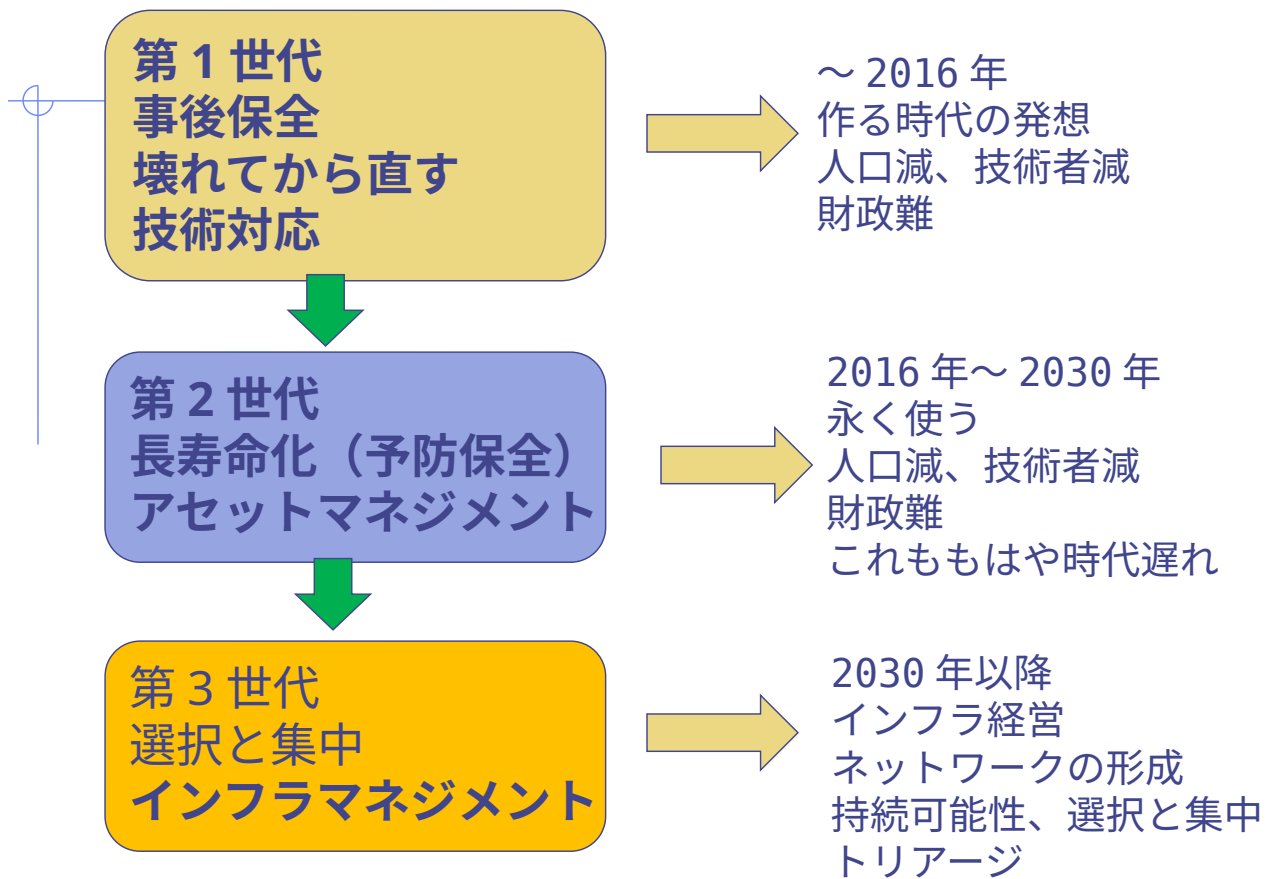
マネジメント化

比較項目	長寿命化	マネジメント
基本目的	橋を長く使う	必要な橋梁機能を持続させる
主な対象	個別橋梁	橋梁群・道路ネットワーク
基本前提	原則として橋を維持する	維持、縮小、集約、撤去も検討
主な評価	健全度、劣化、補修費	健全度、重要度、リスク、代替性、将来需要
判断	いつ補修するか	何を、いつ、どの水準で維持するか
時間軸	橋梁の延命	地域機能の持続
最適化対象	ライフサイクルコスト	地域全体の社会的価値
成果	橋梁寿命の延伸	持続可能な橋梁ネットワーク



植野の考え方
反発はあるが、今後必要

インフラマネジメントのパラダイムシフト



33

木橋を存続させるために

アセットマネジメントでは、はじかれる可能性が高い。

【理由】

- 点検重視社会では点検の手間が大
- 診断の難しさ
- 木橋の専門家が少ない。⇒ 判断できない
- LCCの評価は悪い

新たな価値の創出が重要

インフラマネジメント上、残すべき価値を
創出する必要がある。

ありがとうございました

なにか、ご意見・ご質問等
ございましたら、

ueno.1956yoshi@gmail.com
お気軽に！！

一般講演

構造同定を用いた木橋の振動特性推定における推定パラメータ設定の一考察

下妻 達也¹・後藤 文彦²・及川 大輔³・中村 聖三⁴・西川 貴文⁵・
渡辺 浩⁶

¹ 正会員 福岡大学助教 工学部社会デザイン工学科 (〒814-0180 福岡県福岡市城南区七隈 8-19-1)
E-mail: shimozuma@fukuoka-u.ac.jp (Corresponding Author)

² 正会員 秋田大学大学院教授 理工学研究科 (〒010-8502 秋田県秋田市手形学園町 1 番 1 号)
E-mail: gotou@gipc.akita-u.ac.jp

³ 正会員 日本大学助教 工学部土木工学科 (〒963-8642 福島県郡山市田村町徳定字中河原 1 番地)
E-mail: oikawa.daisuke@nihon-u.ac.jp

⁴ 正会員 長崎大学大学院教授 総合生産科学研究科 (〒852-8521 長崎県長崎市文教町 1-14)
E-mail: shozo@nagasaki-u.ac.jp

⁵ 正会員 長崎大学大学院准教授 総合生産科学研究科 (〒852-8521 長崎県長崎市文教町 1-14)
E-mail: nishikawa@nagasaki-u.ac.jp

⁶ 正会員 福岡大学教授 工学部社会デザイン工学科 (〒814-0180 福岡県福岡市城南区七隈 8-19-1)
E-mail: mag@fukuoka-u.ac.jp

老朽化する橋梁の増加に対し、橋梁の振動特性の変化から橋梁の変状を検出する研究が行われているが、これらの研究では ERA や確率的部分空間法等が用いられている。これらの手法で良好な推定結果を得るためには推定パラメータを適切に設定する必要があるが、木橋への適用事例は少ない。本研究では NExT-ERA 法と確率的部分空間法による振動特性推定法を木橋へ適用し、既往研究の鋼製・コンクリート製の橋梁の推定パラメータと比較を行った。結果、既往研究の推定パラメータと同等か若干小さい値としたときに良好な推定結果を得られることが分かった。

Key Words: timber bridge, ambient vibration, system identification, NExT-ERA, stochastic subspace identification

1. はじめに

国や県の危機的な予算の中、橋梁の維持管理は重要な課題であるが、建設後 50 年以上経過するインフラの加速度的な増加が見込まれる。一方で、膨大な数の橋梁を満足に点検するのは費用や技術者減少等の理由から容易ではない。これに対し、近年橋梁の振動特性の変化（固有振動数、減衰定数、振動モード）から変状の検出を試みる研究が多数行われている¹⁾³⁾。これらの研究では橋梁に設置した加速度センサ等から ERA（ERA：Eigensystem Realization Algorithm）⁴⁾⁵⁾や確率的部分空間法（SSI：Stochastic Subspace Identification）⁶⁾⁷⁾等の構造同定手法により振動特性の推定が行われる。これらの手法は橋

梁で計測された動的応答データを入力すれば振動特性を自動的に推定することが可能であるが、推定に必要な複数のパラメータを適切に設定する必要がある。

鋼橋やコンクリート橋の振動特性推定に構造同定手法を適用した事例は多く⁸⁾⁹⁾、鋼橋を対象に推定パラメータと振動特性推定結果の関係を詳細に検討した事例もある¹⁰⁾¹¹⁾。一方、木橋を対象に構造同定手法を適用した事例は Altunisik et al. による歴史的な木橋へ SSI を適用した研究¹²⁾等があるものの事例数は非常に少ない。木材は繊維方向と繊維と直交する方向でヤング係数が大きく異なり、鋼等の等方性材料と比較するとせん断変形の影響を受けやすい特徴がある。加えてねじりや面外方向の振動を生じやすいと予想されるため、構造同定手法を適用する場

合の推定パラメータについて検討が必要である。

本研究では国内に架設されている木製のアーチ橋を対象に、構造同定手法の1つである NExT-ERA 法と前進 SSI を適用する際の推定パラメータについて数値解析により検討を行うことを目的とする。

2. NExT-ERA 法・前進 SSI と推定パラメータ

本研究では NExT-ERA 法と前進 SSI を用いる。いずれの手法も動的応答データから係数行列 $\mathbf{A}$, $\mathbf{C}$ を作成し、係数行列 $\mathbf{A}$ を固有値解析することで振動数と減衰定数を推定し、係数行列 $\mathbf{C}$ から振動モードを推定する流れとなる。本章では両手法の計算手順と検討する推定パラメータの概要について説明し、既往研究で用いられている推定パラメータの範囲について示す。

(1) NExT-ERA 法

NExT-ERA 法は、NExT (Natural Excitation Technique) 法^{4,5)}を利用して動的応答から特定の基準点に対する相互相関関数を算出し、作成した自由振動波形からハンケル行列を作成する。そして、作成したハンケル行列を特異値分解して係数行列 $\mathbf{A}$, $\mathbf{C}$ を作成する手法である。以下に計算手順を示す。

多自由度系モデルの運動方程式は次式で表される。

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{z}}(t) + \mathbf{c}\dot{\mathbf{z}}(t) + \mathbf{k}\mathbf{z}(t) = \mathbf{d}\mathbf{f}(t) \quad (1)$$

$$\mathbf{y}(t) = \mathbf{e}\mathbf{z}(t) \quad (2)$$

$\mathbf{z}(t)$ は変位、 $\mathbf{f}(t)$ は外力、 $\mathbf{y}(t)$ は観測のベクトルである。 $\mathbf{m}$, $\mathbf{c}$, $\mathbf{k}$ は質量、減衰、剛性の行列であり、 $\mathbf{d}$, $\mathbf{e}$ は外力の作用点と観測点を選択する行列である。運動方程式を離散化し、状態方程式で表すと次式のようになる。

$$\mathbf{x}(k+1) = \mathbf{A}\mathbf{x}(k) + \mathbf{B}\mathbf{f}(k) \quad (3)$$

$$\mathbf{y}(k) = \mathbf{C}\mathbf{x}(k) \quad (4)$$

ここで、 $\mathbf{x}(k)$ は状態変数、 $\mathbf{f}(k)$ は外力、 $\mathbf{y}(k)$ は観測値である。係数行列 $\mathbf{A}$ と $\mathbf{B}$ は次式で表される。

$$\mathbf{A} = e^{\bar{\mathbf{A}}T}, \quad \mathbf{B} = (e^{\bar{\mathbf{A}}T} - \mathbf{I})\bar{\mathbf{A}}^{-1}\bar{\mathbf{B}} \quad (5)$$

$\bar{\mathbf{A}}$ と $\bar{\mathbf{B}}$ は次式で定義され、 $\mathbf{C}$ は観測行列である

$$\bar{\mathbf{A}} = \begin{bmatrix} \mathbf{c} & \mathbf{m} \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} -\mathbf{k} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{m} \end{bmatrix}, \quad \bar{\mathbf{B}} = \begin{bmatrix} \mathbf{c} & \mathbf{m} \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} \mathbf{d} \\ \mathbf{0} \end{bmatrix} \quad (6)$$

$k = 0$ の時刻においてある点に衝撃力が作用する場合について、外力の行列を考える。

$$\mathbf{F}(k) = [\mathbf{f}_1(k) \quad \cdots \quad \mathbf{f}_r(k)] \quad (7)$$

ここで、 r は外力の作用点である。この外力に対応する応答を並べた行列

$$\mathbf{\Lambda}(k) = [\mathbf{y}_1(k) \quad \cdots \quad \mathbf{y}_r(k)] \quad (8)$$

が得られ、式(2)より外力の行列に対応する応答の行列としてマルコフパラメータが得られる。

$$\mathbf{\Lambda}(k) = \mathbf{C}\mathbf{A}^{k-1}\mathbf{B} \quad (9)$$

ハンケル行列はマルコフパラメータを要素とする行列で、次式より表わされる。

$$\mathbf{H}(k-1) = \begin{bmatrix} \mathbf{\Lambda}(k) & \cdots & \mathbf{\Lambda}(k+\beta-1) \\ \mathbf{\Lambda}(k+1) & \cdots & \mathbf{\Lambda}(k+\beta) \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \mathbf{\Lambda}(k+\alpha-1) & \cdots & \mathbf{\Lambda}(k+\alpha+\beta-2) \end{bmatrix} \quad (10)$$

ここで、 α をブロック行列数、 β をセグメント長と呼ぶ。実際に振動特性を推定する際は、NExT 法で作成した自由振動波形からハンケル行列の作成が行われる。(10)式にマルコフパラメータ(9)式を代入し、ハンケル行列を分解すると次式を得る。

$$\begin{aligned} \mathbf{H}(k-1) &= \begin{bmatrix} \mathbf{C}\mathbf{A}^{k-1}\mathbf{B} & \cdots & \mathbf{C}\mathbf{A}^{k+\beta-1}\mathbf{B} \\ \mathbf{C}\mathbf{A}^k\mathbf{B} & \cdots & \mathbf{C}\mathbf{A}^{k+\beta}\mathbf{B} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ \mathbf{C}\mathbf{A}^{k+\alpha-1}\mathbf{B} & \cdots & \mathbf{C}\mathbf{A}^{k+\alpha+\beta-2}\mathbf{B} \end{bmatrix} \\ &= \begin{bmatrix} \mathbf{C} \\ \vdots \\ \mathbf{C}\mathbf{A}^{\alpha-1} \end{bmatrix} \mathbf{A}^{k-1} [\mathbf{B} \quad \cdots \quad \mathbf{A}^{\beta-1}\mathbf{B}] = \mathbf{P}_\alpha \mathbf{A}^{k-1} \mathbf{Q}_\beta \quad (11) \end{aligned}$$

ここで、ブロック行列 $\mathbf{P}_\alpha$ は可観測行列、 $\mathbf{Q}_\beta$ は可制御行列である。ERA 法によるシステムの実現のため、(11)式において $k = 1$ とした場合の特異値分解を行う。

$$\mathbf{H}(0) = \mathbf{U}\mathbf{S}\mathbf{V}^T \quad (12)$$

ここで、 $\mathbf{U}\mathbf{U}^T = \mathbf{I}$, $\mathbf{V}\mathbf{V}^T = \mathbf{I}$ であり、

$$\mathbf{S} = \begin{bmatrix} \mathbf{S}_n & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} \end{bmatrix} \quad (13)$$

の長方形行列である。このとき、(11)、(12)式より $\mathbf{H}(0)$ は次式で与えられる。

$$\mathbf{H}(0) = \mathbf{U}\mathbf{S}\mathbf{V}^T = \mathbf{U}_n \mathbf{S}_n \mathbf{V}_n^T = \mathbf{P}_\alpha \mathbf{Q}_\beta \quad (14)$$

ここで、 $\mathbf{U}_n$, $\mathbf{V}_n$ は行列 $\mathbf{U}$ と $\mathbf{V}$ の最初の n 列から構成される行列であり、 n が特異ベクトル長である。また、上式より次の関係が得られる。

$$\mathbf{P}_\alpha = \mathbf{U}_n \mathbf{S}_n^{1/2}, \quad \mathbf{Q}_\beta = \mathbf{S}_n^{1/2} \mathbf{V}_n^T \quad (15)$$

(11)、(15)式よりマルコフパラメータの関係式が得られる。

$$\mathbf{P}_\alpha = \mathbf{U}_n \mathbf{S}_n^{1/2} = \begin{bmatrix} \mathbf{C} \\ \mathbf{C}\mathbf{A} \\ \vdots \\ \mathbf{C}\mathbf{A}^{\alpha-1} \end{bmatrix} \quad (16)$$

$$\mathbf{Q}_\beta = \mathbf{S}_n^{1/2} \mathbf{V}_n^T = [\mathbf{B} \quad \mathbf{A}\mathbf{B} \quad \cdots \quad \mathbf{A}^{\beta-1}\mathbf{B}] \quad (17)$$

上式より、 $\mathbf{P}_\alpha$ の最初の m 行より係数行列 $\mathbf{C}$ 、 $\mathbf{Q}_\beta$ の最初の r 列より係数行列 $\mathbf{B}$ が得られる。ここで、 m は観測点の数である。同様に $k = 2$ の場合について考える。

$$\mathbf{H}(1) = \mathbf{P}_\alpha \mathbf{A} \mathbf{Q}_\beta = \mathbf{U}_n \mathbf{S}_n^{1/2} \mathbf{A} \mathbf{S}_n^{1/2} \mathbf{V}_n^T \quad (18)$$

(16)、(17)、(18)式より係数行列 $\mathbf{A}$, $\mathbf{B}$, $\mathbf{C}$ が求められる。

$$\mathbf{A} = \mathbf{S}_n^{-1/2} \mathbf{U}_n^T \mathbf{H}(1) \mathbf{V}_n \mathbf{S}_n^{-1/2} \quad (19)$$

$$\mathbf{B} = \mathbf{S}_n^{1/2} \mathbf{V}_n^T \mathbf{E}_r \quad (20)$$

$$\mathbf{C} = \mathbf{E}_m^T \mathbf{U}_n \mathbf{S}_n^{1/2} \quad (21)$$

ここで、 $\mathbf{E}_r$ 、 $\mathbf{E}_m$ は $\mathbf{P}_\alpha$ および $\mathbf{Q}_\beta$ から係数行列を抽出するための行列である。

(2) 確率的部分空間法 (SSI)

確率的部分空間法⁹⁾は構造物の応答から状態変数の推定を行う。前進 SSI と後進 SSI があり、以下に本研究で使用する前進 SSI の計算手順を示す。時刻ステップ k および $k+1$ における状態変数 $\mathbf{x}_k$ 、 $\mathbf{x}_{k+1}$ の推定値 $\hat{\mathbf{x}}_k$ 、 $\hat{\mathbf{x}}_{k+1}$ が得られると、前進イノベーションモデルを構成することで推定状態空間が表される。これを最小二乗法によって解くことにより次式のシステム行列が得られる。

$$\begin{bmatrix} \mathbf{A} \\ \mathbf{C} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \hat{\mathbf{x}}_{k+1} \\ \mathbf{y}_{k|k} \end{bmatrix} \hat{\mathbf{x}}_k^\# \quad (22)$$

上式の $(\cdot)^\#$ は一般逆行列を表している。状態変数を推定するため、データブロック行列 $\mathbf{Y}_{0|2k-1}$ を次のように定義する。

$$\mathbf{Y}_{0|2k-1} = \begin{bmatrix} \mathbf{y}_0 & \mathbf{y}_1 & \cdots & \mathbf{y}_{N-1} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \mathbf{y}_{k-1} & \mathbf{y}_k & \cdots & \mathbf{y}_{k+N-2} \\ \mathbf{y}_k & \mathbf{y}_{k+1} & \cdots & \mathbf{y}_{k+N-1} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \mathbf{y}_{2k-1} & \mathbf{y}_{2k} & \cdots & \mathbf{y}_{2k+N-2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{Y}_{0|k-1} \\ \mathbf{Y}_{0|2k-1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \mathbf{Y}_p \\ \mathbf{Y}_f \end{bmatrix} \quad (23)$$

ここで、 k をモデル次数、 N をセグメント長と呼ぶ。 $\mathbf{Y}_p$ 、 $\mathbf{Y}_f$ はそれぞれ現在の時間ステップの過去および未来のデータ空間を表す。 $\mathbf{Y}_p$ の $\mathbf{Y}_f$ への射影行列を $\mathbf{P}_k$ と定義すると、 $\mathbf{P}_k$ は可観測行列 $\mathbf{O}_k$ と状態推定行列 $\hat{\mathbf{X}}_k$ の積で表され、 $\mathbf{O}_k$ は特異値分解を用いて次式のように表される。

$$\mathbf{P}_k = \mathbf{O}_k \hat{\mathbf{X}}_k = \tilde{\mathbf{U}} \tilde{\mathbf{S}} \tilde{\mathbf{V}}^T \quad (24)$$

$$\mathbf{O}_k = \tilde{\mathbf{U}} \tilde{\mathbf{S}}^{1/2} \quad (25)$$

上式の関係から、 $\hat{\mathbf{X}}_k$ は $\mathbf{P}_k$ と $\mathbf{O}_k$ より(26)式のように推定される。なお、 $\mathbf{O}_k$ の計算に使用する $\tilde{\mathbf{U}}$ と $\tilde{\mathbf{S}}$ は1~ m 行を取り出した行列であり、 m が特異ベクトル長である。

$$\hat{\mathbf{X}}_k = \mathbf{O}_k^\# \mathbf{P}_k \quad (26)$$

同様に、 $\mathbf{Y}_p^\dagger$ の $\mathbf{Y}_f$ への射影行列を $\mathbf{P}_{k-1}$ と定義すると、 $\mathbf{O}_{k-1}$ と $\hat{\mathbf{X}}_{k+1}$ の関係より $\hat{\mathbf{X}}_{k+1}$ が推定される。

$$\mathbf{P}_{k-1} = \mathbf{O}_{k-1} \hat{\mathbf{X}}_{k+1} \quad (27)$$

$$\hat{\mathbf{X}}_{k+1} = \mathbf{O}_{k-1}^\# \mathbf{P}_{k-1} \quad (28)$$

(22)式に(23)、(26)式を代入するとシステム行列が得られ、システム行列の1~ m 行を取り出したものが係数行列 $\mathbf{A}$ 、 $m+1$ 行以降を取り出したものが係数行列 $\mathbf{C}$ である。

(3) 検討する推定パラメータ

本研究では NExT-ERA 法のブロック行列数 α 、セグメント長 β 、特異ベクトル長 n と、前進 SSI のモデル次数 k 、セグメント長 N 、特異ベクトル長 m について検討を行う。NExT-ERA 法のブロック行列数と前進 SSI のモデル次数

表-1 既往研究の推定パラメータ

No	文献番号	橋種	橋長 (m)	最大支間長 (m)	時間刻み (秒)	1次固有振動数 (Hz)
1	15)	吊床版橋	88	78	0.01	0.9
2	15)	吊床版橋	85	76.5	0.01	1.0
3	15)	吊床版橋	137	123	0.025	0.7
4	1)	鋼箱桁橋	119.4	29.85	0.005	3.43
5	2)	吊橋	1380	720	0.05	0.13
6	3)	吊橋	1056	728	0.005	0.16
7	11)	鋼アーチ橋	115	113.75	0.01	1.73
8	11)	鋼箱桁橋	225	87.4	0.005	1.45
9	11)	鋼箱桁橋	479	240	0.005	0.37
10	8)	連続PC箱桁橋	365.4	42.6	0.008	2.64
11	9)	連続PC箱桁橋	380	50	0.01	2.7程度
12	9)	連続RCラーメン橋	47	16.1	0.01	8.5程度
13	9)	単純PCI桁橋	30.7	—	0.01	6.5程度
14	3)	吊橋	1056	728	0.005	0.16

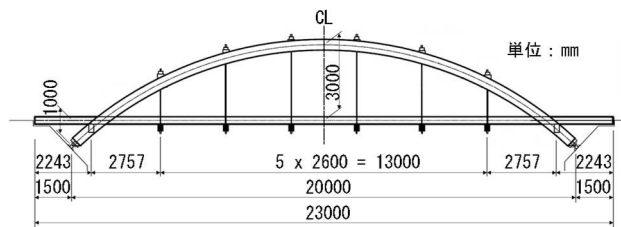
No	推定手法	ブロック行列数 モデル次数	セグメント 長 (秒)	特異 ベクトル長	備考
1	ERA	10	4	—	
2	ERA	5	4	—	
3	ERA	5	4	—	
4	ERA	12	0.5	最大特異値×0.5%	
5	NExT-ERA	23~28	20	特異値500以上	
6	NExT-ERA	200(400)	20(10)	—	()は高次推定時
7	SSI	75~85	30	28~34	
8	SSI	40~45	30	10~50	
9	SSI	140(60)	30	20~26	()は高次推定時
10	SSI	250~400	—	—	
11	SSI	20~100	—	—	
12	SSI	20~100	—	—	
13	SSI	20~100	—	—	
14	SSI	100(50)	—	—	

はハンケル行列、データブロック行列の行数の決定に必要であり、システムで予想される固有振動数の数に基づいて決定される¹³⁾。ハンケル行列、データブロック行列の行数は n 個のモードを同定する場合モデル次数を $2n$ とする必要があり、行数が小さすぎる場合、一部の振動モードが欠落する可能性がある。ノイズを含む場合はより大きい値とする必要があり、 $10n$ 以上必要という報告もある¹⁴⁾。セグメント長はハンケル行列、データブロック行列の列数の決定に必要である。NExT-ERA 法では相互相関関数の末尾のノイズを含めないよう、極力多くのデータを使用する方が良いという報告があり¹³⁾、前進 SSI でもセグメント長が長いほど減衰定数の変動係数を小さくできるという報告がある¹⁰⁾。特異ベクトル長は、(14)(24)式の特異値分解で得られた対角行列において取得する特異値の数を決定するパラメータである。システムの最小実現のため、特異ベクトル長を小さくして値の小さい特異値を除去することで有意ではないノイズを取り除くことができるが、小さすぎる場合は主要なモードも取り除いてしまうため、適切な値を設定する必要がある。本研究ではこれらのパラメータについて検討を行うが、いずれも推定結果へ及ぼす影響が極めて大きいものである。

表-1に既往研究の対象橋梁や橋長等の情報と用いられている推定パラメータを示す。パラメータは文献中に記載のもののみを示しており、NExT-ERA 法はパラメータを示している文献数が少なかったため、ERA 法のもの



(a) 外観

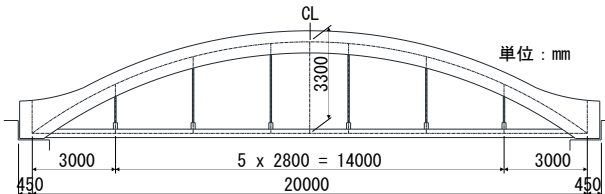


(b) 一般図

図-1 A 橋外観と一般図



(a) 外観



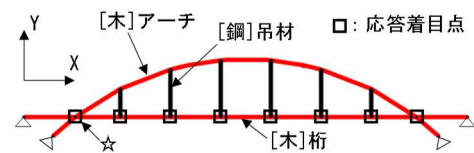
(b) 一般図

図-2 B 橋外観と一般図

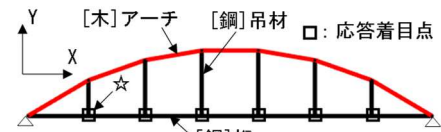
も併せて示している (No.1~6) . No.7~14 は SSI のものである. 表より, ブロック行数, モデル次数は 20~100, セグメント長は 4~30 秒が使用されている. 特異ベクトル長は文献 11) で 10~50 としているが, 文献 4), 5) のように特異値の値に閾値を設けている事例もある.

3. 対象橋梁と解析モデル

本章では, 対象橋梁の概要と解析モデルについて説明する. 後述する固有値解析と常時微動外力に対する加速度応答の算出には, 汎用有限要素法解析ソフトウェア ANSYS 2024R2 のモーダル解析システム, 時刻歴応答構造解析システムを用いた.



(a) A 橋



(b) B 橋

図-3 解析モデル

表-2 材料定数

		鋼部材	木部材		備考
			A 橋	B 橋	
単位重量 (kN/m^3)	ρ	77	7.84	7.84	木部材の材料定数は, 文献 16) より $E_y = E_x / 30$ $E_z = E_x / 30$ $G_{xy} = E_x / 16$ $G_{zx} = G_{xy} / 10$ $G_{yz} = G_{xy} / 10$ とする.
ヤング係数 (N/mm^2)	E_x	200000	7138.0	6109.5	
	E_y		237.9	203.7	
	E_z		237.9	203.7	
ポアソン比	ν_{xy}	0.3	0.4	0.4	
	ν_{xz}		0.6	0.6	
	ν_{yz}		0.9	0.9	
せん断弾性係数 (N/mm^2)	G_{xy}	76923	446.1	381.8	
	G_{xz}		44.6	38.2	
	G_{yz}		44.6	38.2	

(1) 対象橋梁

対象橋梁は図-1, 2 に示す A 橋, B 橋であり, いずれも木製のアーチ橋である. 図-1 に示す A 橋は橋長 23(m), 幅員 1.5(m) の歩道橋であり, 架設年は 2020 年である. アーチリブや縦桁, 床桁等の主構造部材はスギ集成材が用いられている. 図-2 に示す B 橋は橋長 20.9(m), 幅員 5.0(m) であり, A 活荷重により設計されている. 架設年は 1999 年である. アーチ部材や床版にはスギ集成材が用いられ, 床組みには耐候性鋼材が用いられている.

(2) 解析モデルと計算条件

対象橋梁の一般図を元に, 図-3 の解析モデルを作成した. モデル化は梁要素で行い, アーチ片側のみの平面モデルとしている. メッシュはオートメッシュ機能により作成し, 最大サイズは 0.5(m) としている. 図中の赤線が木部材, 黒線が鋼部材である. 床版や横桁, アーチ横支材等の死荷重はアーチと下弦材の節点に付与している. 材料定数は表-2 に示す値を用いているが, 木部材の単位重量とヤング係数 E_x は対象橋梁の設計計算書に記載の値を用い, その他のヤング係数とせん断弾性係数は文献 16) を参考に算出した. ポアソン比は文献 17) の値を用いている. 図-4 に固有値解析で得られた 1~4 次の固有振動数と振動モードを示すが, 本研究では振動数が 20(Hz) 以下のモードに着目している. なお, 用いた解析モデルは平面モデルであるが, 木部材に直交異方性の材料定数

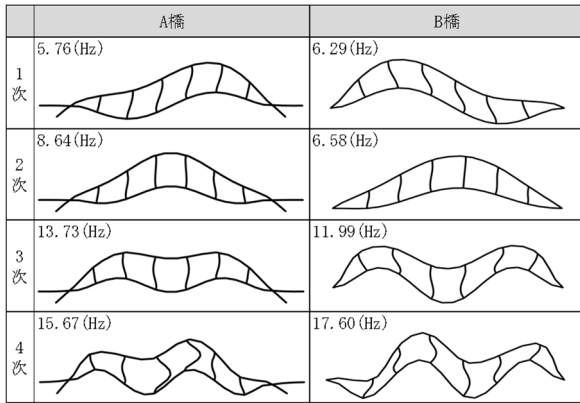


図-4 固有値解析で得られた固有振動数と振動モード

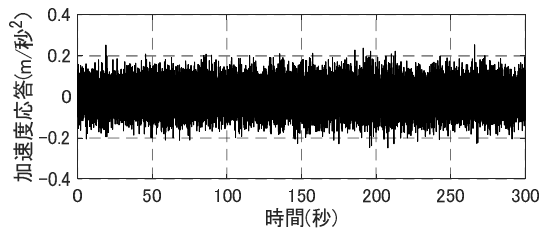
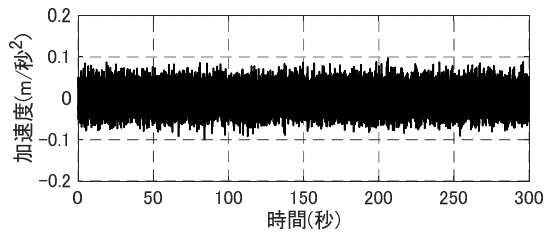


図-5 常時微動外力と推定した加速度応答の一例

を割り当てた場合、等方性材料の場合と比較してせん断変形の影響が大きくなり、推定される固有振動数は小さくなると予想される。

これらの解析モデルに白色雑音から作成した最大加速度 $0.1(\text{m}/\text{s}^2)$ の常時微動外力を鉛直方向に载荷し、得られた下弦材の節点の加速度応答を算出する。加速度応答の着目点はアーチ・吊材と下弦材の交点の節点 (□部) とし、図-3中に示している。時間刻みは $\text{dt}=0.001(\text{秒})$ 、計算時間は $300(\text{秒})$ とし、減衰定数は 0.02 とした。入力した常時微動外力と得られた応答の一例を図-5に示す。

4. 推定パラメータの検討 (NExT-ERA 法)

A, B 橋の加速度応答から NExT-ERA 法により振動特性を推定し、ブロック行列数、セグメント長、特異ベクトル長と推定結果の関係を考察する。相互相関関数を求める際の参照点は図-3に示す☆の節点とする。固有振動数と推定パラメータの関係は Stabilization Diagram によって評価する^{18),19)}。また、振動モードについては信頼性を

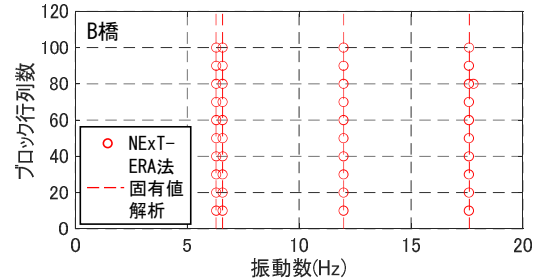
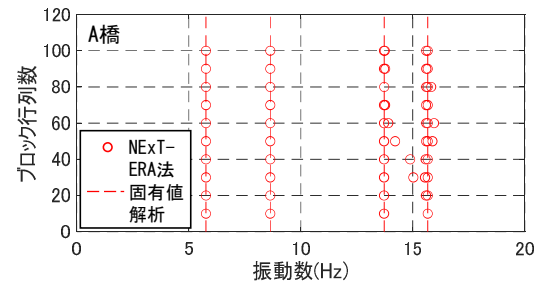


図-6 ブロック行列数に対する振動数推定結果

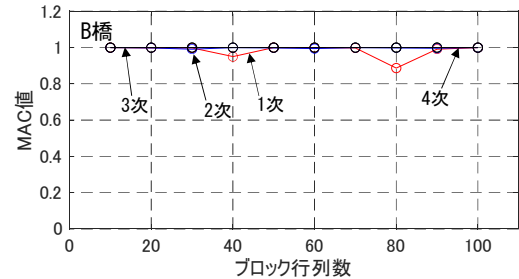
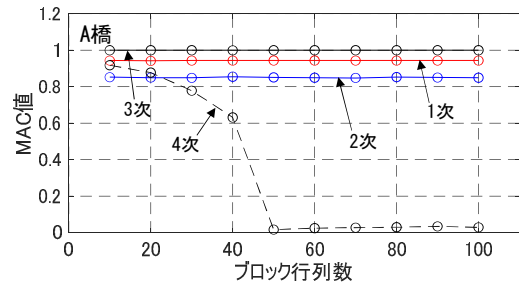


図-7 ブロック行列数に対する MAC 値

評価する指標である MAC (Modal Assurance Criterion) 値を用い、次式より計算する^{19),20)}。

$$MAC = \frac{|\phi_{eig} \phi_{est}|^2}{|\phi_{eig}|^2 |\phi_{est}|^2} \quad (29)$$

ここで、 ϕ_{eig} は固有値解析で得られた振動モードから図-4の応答着目点の値を抽出したもので、 ϕ_{est} は NExT-ERA 法で推定した振動モードである。振動特性の推定は数値解析ソフトウェア MATLAB で作成したプログラムを用いた。

(1) ブロック行列数

表-1を参考に、ブロック行列数を 10~100 の範囲で変え、セグメント長は $20(\text{秒})$ 、特異ベクトル長は 25 として振動特性の推定を行った。図-6にブロック行列数に対する振動数推定結果の Stabilization Diagramを示す。上段が A 橋で、下段が B 橋の推定結果であり、図中の○が NExT-

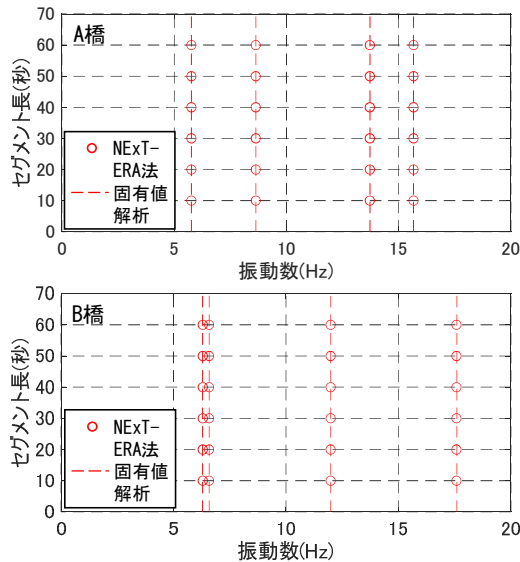


図-8 セグメント長に対する振動数推定結果

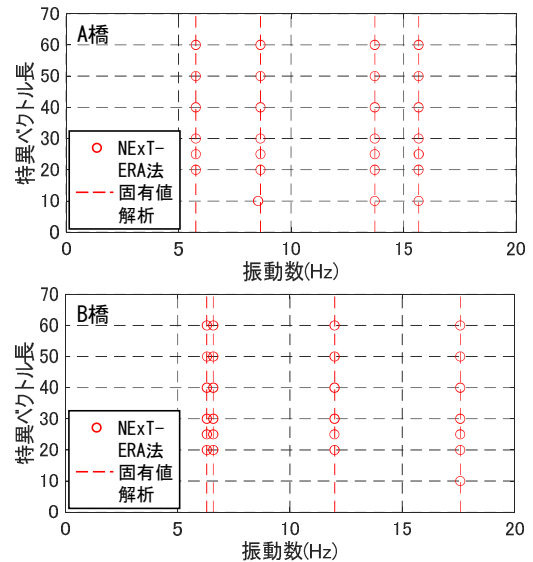


図-10 特異ベクトル長に対する振動数推定結果

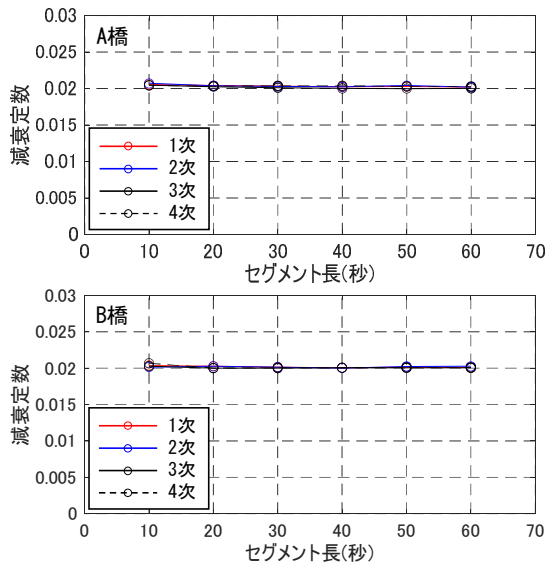


図-9 セグメント長に対する減衰定数の変化

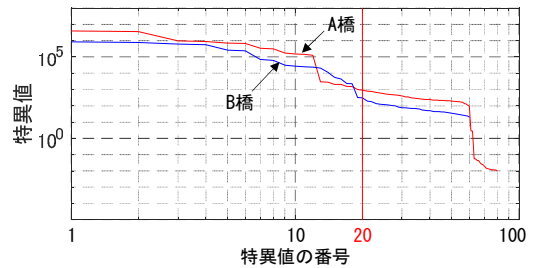


図-11 特異値の変動

ERA 法による振動数推定結果、破線が固有値解析による固有振動数を示している。

概ね両者は同じ結果が得られているが、A橋は3、4次、B橋は4次で一部誤推定された結果が確認できる。ブロック行列数と推定結果の関係を見ると、ブロック行列数が10のときのみA橋、B橋とも最も良好な結果が得られている。図-7にブロック行列数に対するMAC値の変化を示す。A橋の4次を除き、概ね0.8以上の値が得られている。以上の結果より、A橋、B橋ともブロック行列数が10～100の範囲では概ね固有値解析の固有振動数に近い結果が得られるものの、ブロック行列数は10～20程度で良いと考えられる。

(2) セグメント長

セグメント長を10～60(秒)の範囲で変え、ブロック行列数は10、特異ベクトル長は25として振動特性の推定

を行った。図-8にセグメント長に対する振動数推定結果のStabilization Diagramを示す。

図より、セグメント長に関わらず推定した振動数は固有値解析の結果とほぼ一致した。また、西川ら¹⁰⁾により減衰特性の推定においてはセグメント長の影響が大きいという指摘があるため、セグメント長に対する減衰定数を算出した。図-9に結果を示すが、本研究にてノイズ成分を考慮していない影響はあるものの、若干の変動はあるがほぼ一定の値が得られている。従って、セグメント長は10～20(秒)で良いと考えられる。なお、紙面の都合上省略するがMAC値はA橋で0.85～1.0、B橋で0.90～1.0であった。

(3) 特異ベクトル長

特異ベクトル長を10～60の範囲で変え、ブロック行列数は10、セグメント長は10(秒)として振動特性の推定を行った。図-10に特異ベクトル長のStabilization Diagramを示す。

図より、特異ベクトル長が20以上の場合は推定した振動数と固有値解析の結果がほぼ一致し、10の場合は一部の結果が得られていない。特異ベクトル長が小さく主要なモードが欠落してしまったためと考えられる。図-11に(14)(24)式から得られる特異値の変動を示してい

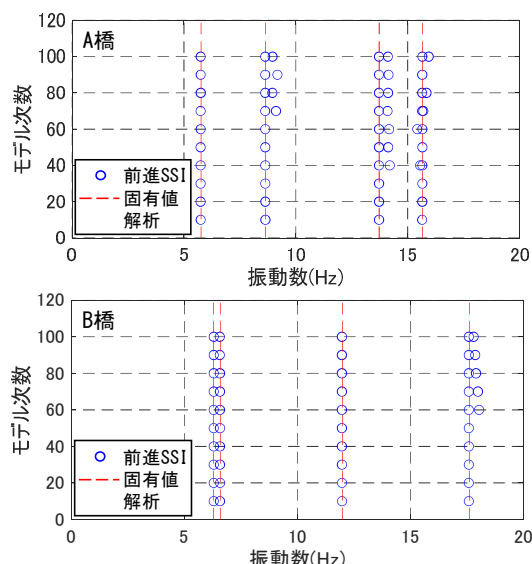


図-12 モデル次数に対する振動数推定結果

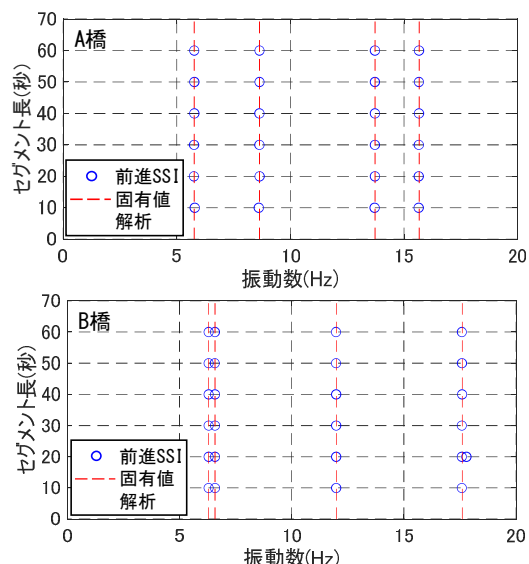


図-14 セグメント長に対する振動数推定結果

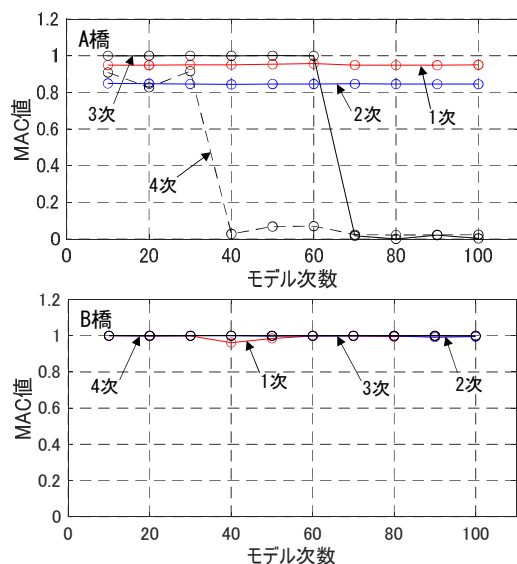


図-13 モデル次数に対する MAC 値

る。図より、特異値の番号が 12～19 を超えると特異値が急激に減少し、20 を超えるとかなりの減少に転じている。MAC 値は A 橋で特異ベクトル長が 10 の場合は 0.0～0.1、20 以上の場合は 0.85～1.0 であり、B 橋で特異ベクトル長が 10 の場合は 0.0、20 以上の場合は 1.0 であった。これらの結果から、特異ベクトル長は 20 以上とすれば安定した推定が可能と考えられる。

(4) 推定パラメータの考察と既往研究との比較

NExT-ERA 法の推定結果から、ブロック行列数 10、セグメント長 10(秒)、特異ベクトル長 20 とすると良好な推定結果を得ることができた。今回は応答にノイズを考慮していないが、表-1 の既往研究の推定パラメータと比較すると橋梁の種類や規模は異なるものの、ブロック行列数とセグメント長は比較的既往研究に近い値となっている。特異ベクトル長について具体的な数値を定めている

文献は著者らの知る限り見当たらないが、得られた特異値の変動から妥当な数値と考えられる。以上より、NExT-ERA 法で振動特性の推定を行う場合、既往研究と同程度の推定パラメータを設定すれば良いと考えられる。

5. 推定パラメータの検討（前進 SSI）

前章と同じ加速度応答から前進 SSI により振動特性を推定し、モデル次数、セグメント長、特異ベクトル長と推定結果の関係を考察する。結果の評価は前章同様に Stabilization Diagram と MAC 値により行う。

(1) モデル次数

表-1 を参考に、モデル次数を 10～100 の範囲で変え、セグメント長は 20(秒)、特異ベクトル長は 25 として振動特性の推定を行った。図-12 にモデル次数の Stabilization Diagram を示す。前章同様に上段が A 橋、下段が B 橋の推定結果であり、図中の○が前進 SSI による振動数推定結果、破線が固有値解析による固有振動数を示している。また、図-13 に MAC 値を示す。

図-12 より、A 橋はモデル次数が 40 以上の場合に誤推定された結果が見られ、図-13 の MAC 値も明確な低下が確認できる。B 橋の MAC 値はいずれの次数も 0.9 以上となっているが、図-12 の振動数を見るとモデル次数が 60 以上の場合に 4 次の固有振動数よりも大きい誤推定された振動数が確認できる。これらの結果から、モデル次数は 10 程度で問題が無いと考えられる。

(2) セグメント長

セグメント長を 10～60(秒)の範囲で変え、モデル次数は 10、特異ベクトル長は 25 として振動特性の推定を行

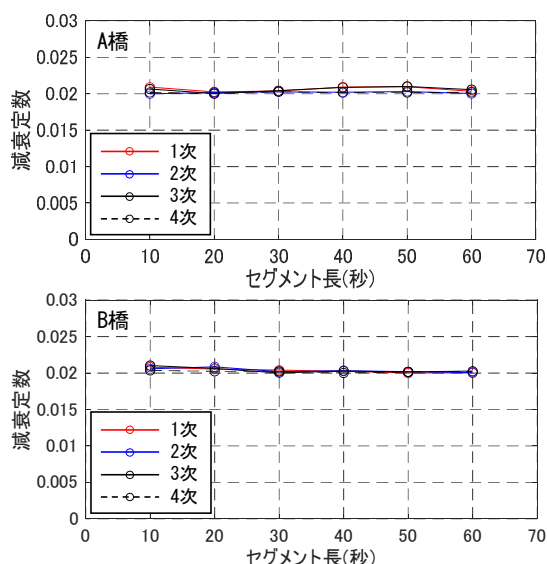


図-15 セグメント長に対する減衰定数の変化

った。図-14 にセグメント長に対する振動数推定結果の Stabilization Diagram, 図-15 にセグメント長に対する減衰定数を示す。

図より、B 橋でセグメント長 20(秒)の場合の 4 次付近に誤推定された結果があるが、概ね固有値解析結果に近い振動数を推定でき、減衰定数も NExT-ERA 法同様に若干の変動はあるもののほぼ一定の値が得られた。なお、MAC 値は A 橋で 0.84~1.0, B 橋で 0.90~1.0 であった。

(3) 特異ベクトル長

特異ベクトル長を 10~60 の範囲で変え、モデル次数を 10, セグメント長を 10(秒)として振動特性の推定を行った。図-16 に特異ベクトル長の Stabilization Diagram, 図-17 に特異値の変動を示す。

図-16 より、NExT-ERA 法の結果と同様に特異ベクトル長が 10 の場合は一部の結果が得られておらず、図-17 では特異値の番号が 8~20 の範囲で特異値が急激に減少し、20 を超えるとなだらかな減少になっている。MAC 値は A 橋で特異ベクトル長が 10 の場合は 0.0~0.12, 20 以上の場合は 0.86~1.0 であり、B 橋で特異ベクトル長が 10 の場合は 0.0, 20 以上の場合は 0.90~1.0 であった。

(4) 推定パラメータの考察と既往研究との比較

前進 SSI の推定結果から、モデル次数 10, セグメント長 10(秒), 特異ベクトル長 20 とすると良好な推定結果を得ることができた。表-1 の既往研究の推定パラメータと比較すると、モデル次数とセグメント長はかなり小さい値となった。本研究はシミュレーションによる検討であり、ノイズを考慮していない影響もあるが、既往研究の数値よりも小さい値にできる可能性がある。特異ベクトル長は具体的な数値が明記された文献が少なかったが、文献 11) の設定値と概ね近い値となった。

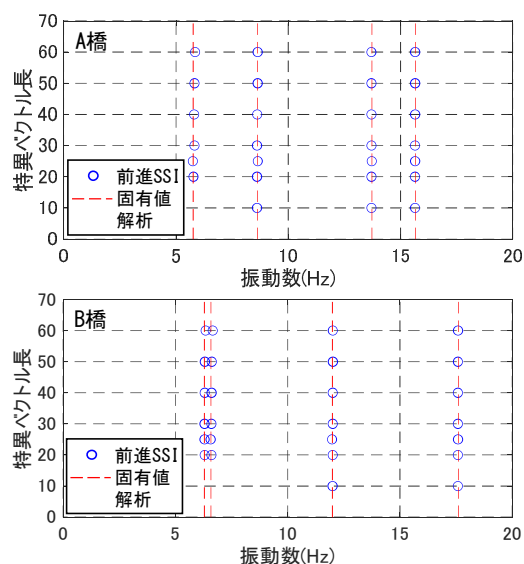


図-16 特異ベクトル長に対する振動数推定結果

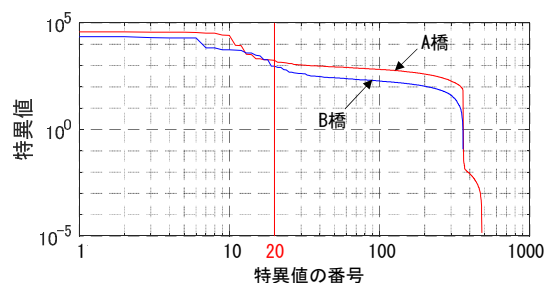


図-17 特異値の変動

6. まとめ

本研究では木橋の振動特性推定に構造同定手法を適用するため、国内に架設されている木製のアーチ橋を対象に NExT-ERA 法と前進 SSI の推定パラメータについて数値解析にて検討を行った。以下に本研究のまとめを示す。

- 1) 木製アーチ橋の直交異方性の材料定数を与えた平面モデルを作成し、時刻歴応答解析を実施した。得られた加速度応答から NExT-ERA 法と前進 SSI により振動特性の推定を行い、ブロック行列数、モデル次数、セグメント長、特異ベクトル長と推定結果の関係を調べた。
- 2) NExT-ERA 法ではブロック行列数 10, セグメント長 10(秒), 特異ベクトル長 20 の場合に良好な振動特性推定結果が得られた。ブロック行列数とセグメント長は既往研究で用いられているパラメータと同程度の値であり、特異ベクトル長は特異値分解で得られた特異値の変動から妥当な数値であると考えられる。
- 3) 前進 SSI ではモデル次数 10, セグメント長 10(秒), 特異ベクトル長 20 の場合に良好な振動特性推定結果が得られた。モデル次数とセグメント長は既往研究で用いられているパラメータよりも小さい値であり、特異ベクトル長は文献 11) と同程度の値であった。

今後の課題として、本研究の対象橋梁と他の橋種の木橋を対象とした動的応答データ計測を実施し、本研究で得られた推定パラメータを適用した際の推定精度について検証を行う予定である。また、本研究では2次元の平面モデルを用いたが、木材の直交異方性の材料特性が振動特性や推定パラメータに及ぼす影響について、3次元モデルを用いた数値解析による検討を実施したい。

REFERENCES

- 1) 宮森保紀, 湯村美紀, 坂和平, 山崎智之, 三上修一, 大島俊之: 常時微動計測による曲線鋼板桁橋の固有振動特性同定に関する一考察, 土木学会北海道支部論文報告集, 第 66 号, 2010. [Miyamori, Y., Yumura, M., Ban, K., Yamazaki, T., Mikami, S. and Oshima, T.: Modal identification of curved steel plate girder bridge based on ambient vibration measurement, *Journal of JSCE Hokkaido chapter*, Vol.66, 2010.]
- 2) Dionysius, M. S. and Fujino, Y.: System identification of suspension bridge from ambient vibration response, *Engineering structures*, Vol.30, pp.462-477, 2008.
- 3) Xianfei, H., Babak, M. Joel, P. C., Ahmed, E. and Sami, F. M.: System identification of Alfred Zampa Memorial Bridge using dynamic field test data, *Journal of structural engineering*, Vol.135, pp.54-66, 2009.
- 4) Farrar C.R. and James III G.H.: System identification from ambient vibration measurements on a bridge, *Journal of sound and vibration*, Vol.205, No.1, pp.1-18, 1997.
- 5) Juang J. N. and Pappa R. S.: An eigensystem realization algorithm for modal parameter identification and modal reduction, *Journal of Guidance, Control and Dynamics*, Vol.8, No.5, pp.620-627, 1985.
- 6) Akaike, H. : Stochastic theory of minimal realization, *IEEE Trans. Autom. Control*, vol. 19, pp.667-674, 1974.
- 7) Overschee, P. V., and Moor, B. D. : Subspace identification for linear systems: *Theory – Implementation – Applications*, 1996.
- 8) Elisa, T., Enrique, G. M. and Filippo, U.: Fast stochastic subspace identification of densely instrumented bridges using randomize SVD, *Mechanical System and Signal Processing*, Vol.225, pp.1-21, 2025.
- 9) Keunhee, C. and Jeong, R. C.: Stochastic subspace identification-based automated operational modal analysis considering modal uncertainty, *Applied Sciences*, Vol.13, pp.1-18, 2023.
- 10) 西川貴文, 田代大樹, 中村聖三, 岡林隆敏: 実稼働モード推定のための構造同定条件に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol.62A, pp.226-238, 2016. [Nishikawa, T., Tashiro, D., Nakamura, S. and Okabayashi, T.: Analytical study on parameter determination of system identification methods for operational modal analysis, *Journal of Structural Engineering*, Vol.62A, pp.226-238, 2016.]
- 11) 田代大樹, 西川貴文, 中村聖三, 奥松俊博: 実応答データを用いた確率的部分空間法の同定条件に関する一検討, 構造工学部論文集, Vol.64A, pp.343-353, 2018. [Tashiro, D., Nishikawa, T., Nakamura, S. and Okumatsu, T.: A study on parameter determination of stochastic subspace identification by the bridge vibration measurement data, *Journal of Structural Engineering*, Vol.64A, pp.343-353, 2018.]
- 12) Altunisik A.C., Kalkan E., Okur F.Y., Ozgan K., Karahasan O.S. and Bostanci A.: Non-destructive modal parameter identification of historical timber bridges using ambient vibration tests after restoration, *Measurement*, Vol.146, pp.411-424, 2019.
- 13) J. M. Caicedo: Practical guidelines for the natural excitation technique (NExT) and the eigensystem realization algorithm (ERA) for modal identification using ambient vibration, *Experimental techniques*, Vol.35, pp.52-58, 2011.
- 14) Reza, D. N., Farzad, T., Mazen, W., John, P. C., Sami, F. M., Joel, P. C. and Ahmed, E.: Study of time-domain techniques for modal parameter identification of a long suspension bridge with dense sensor arrays, *Journal of engineering mechanics*, Vol.135, No.7, pp.669-683, 2009.
- 15) 小松正貴, 奥松俊博, 岡林隆敏, 下妻達也, 深田宰史: 実現理論による近接固有値を有する構造物の振動特性推定, 構造工学論文集, Vol.59A, pp.340-352, 2012. [Komatsu, M., Okumatsu, T., Okabayashi, T., Shimoizuma, T. and Fukada, S.: Vibration characteristics estimation for the structure with closely existing eigenvalues by realization theory, *Journal of Structural Engineering*, Vol.59A, pp.340-352, 2012.]
- 16) FPIInnovations: *Canadian CLT Handbook 2019 EDITION*, Chapter.3, p.7, 2019.
- 17) 森林総合研究所: 改定 4 版木材工業ハンドブック, pp.134-135, 2004. [Forestry and Forest Products Research Institute: *Fourth Edition Mokuzai-kogyo Handbook*, pp.134-135, 2004.]
- 18) 徳永宗正, 曾我部正道, 上半文昭, 谷村幸裕, 室野剛隆, 小野潔: 常時微動による鉄道構造物の等価固有周期推定手法, 鉄道総研報告, Vol.25, No.6, pp.35-40, 2011. [Tokunaga, M., Sogabe, M., Uehan, F., Tanimura, H., Muro, Y. and Ono, K.: A estimation method for equivalent natural period with microtremor measurement, *RTRI Report*, Vol.25, No.6, pp.35-40, 2011.]
- 19) 吉岡勉, 伊藤信, 山口宏樹, 松本泰尚: 鋼トラス橋の斜材振動連成とモード減衰変化を利用した構造健全度評価, 土木学会論文集 A, Vol.66, No.3, pp.516-534, 2010. [Yoshioka, T., Itou, S., Yamaguchi, H. and Matsumoto, Y.: Structural health monitoring of truss bridges based on damping change in diagonal member-coupled mode, *Journal of JSCE A*, Vol.66, No.3, pp.516-535, 2010.]
- 20) 吉岡勉, 山口宏樹, 伊藤信, 原田政彦: 鋼トラス橋の振動特性の同定と斜材損傷が及ぼす減衰性能への影響, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.295-305, 2008. [Yoshioka, T., Yamaguchi, H., Itou, S. and Harada, M.: Identification of vibration characteristic of the steel truss bridge and influence of diagonal member damage on damping, *Journal of Structural Engineering*, Vol.55A, pp.295-305, 2008.]

A STUDY ON PARAMETER SETTINGS FOR ESTIMATING VIBRATION CHARACTERISTICS USING SYSTEM IDENTIFICATION

Tatsuya SHIMOZUMA, Humihiko GOTOU, Daisuke OIKAWA,
Shozo NAKAMURA, Takafumi NISHIKAWA and Hiroshi WATANABE

In response to the growing issue of deteriorating bridges, studies to detect bridge damage from changes in vibration characteristics have been conducted. These previous studies use such as ERA and Stochastic subspace identification. To obtain accurate estimation results using these methods, it is necessary to appropriately set the estimation parameters. However, study focusing on timber bridges remains limited. This study applies NExT-ERA and Stochastic subspace identification to estimate the vibration characteristics of timber bridges. The resulting estimation parameters are then compared with those from previous studies on steel and concrete bridges. The results showed that satisfactory estimation results can be obtained when the parameters are set to values equal to or slightly smaller than those reported in previous studies.

鋼チャンネル材で補強した木製床版の ねじり解析と実験

平沢 秀之¹・三春 孝葵²・戸沼 淳³・佐々木 貴信⁴

¹正会員 函館工業高等専門学校 教授 (〒042-8501 函館市戸倉町14-1)
E-mail: hide@hakodate-ct.ac.jp

²学生会員 函館工業高等専門学校専攻科 (〒042-8501 函館市戸倉町14-1)
E-mail: 25904@hakodate.kosen-ac.jp

³正会員 戸沼岩崎建設株式会社 代表取締役 (〒042-0932 函館市湯川町21-2)
E-mail: j-tonuma@tonuma.com

⁴正会員 北海道大学大学院農学研究院 教授 (〒060-8589 札幌市北区北9西9)
E-mail: tak-sas@agr.hokudai.ac.jp

自動車荷重に抵抗できる災害復旧用緊急仮設橋を開発する。橋梁形式はワーレントラス橋とし、主要材には木材を用いる。トラス主構が自動車荷重に耐える強度を有するほか、床版も輪荷重に耐える必要がある。本研究では床版に着目し、人力で運搬、組み立てが可能で且つ強度も十分な床版構造を考案した。この構造は、正方形断面の製材の左右に鋼チャンネル材を並べてボルトで密着させた鋼-木ハイブリッド桁を成し、この桁を数本敷き並べて床版を形成する。輪荷重によりこの桁は曲げを受けるが、載荷位置によってはねじりも受ける。ねじりを受けた際、ボルト本数が少ないと一体化の程度が低く、木と鋼との間にズレが生じねじり角が大きくなる。本研究はこの桁にねじり載荷実験を行ったもので、ボルトを7本用いれば一体化したと見なせることが判明した。

Key Words : emergency bridge, timber Warren truss bridge, slab, pure torsion, warping torsion

1. まえがき

災害復旧用緊急仮設橋として、著者らは軽量で加工が容易な木材を利用したトラス橋¹⁻⁴⁾を開発してきた。それらは人力で組み立てができ、半日以内での架設が可能な施工性を有しているが、支間長が10m程度の小規模な橋で、荷重は群集荷重を適用したものであった。そこで、著者らは自動車荷重にも対応した緊急仮設橋を開発しようと試みている⁵⁾。自動車荷重に対応した緊急仮設橋として、国や自治体が保有する鋼製の橋梁が既に開発されているが、それらは完成まで数日から1か月程度の期間を要する⁶⁾。本研究で開発する緊急仮設橋は、これまでの研究で進めてきた超短時間架設と人力組み立てを踏襲しつつ、車道橋へ拡張することを目指している。

自動車荷重に対応させるためには、群集荷重で設計した歩道橋よりもトラス主構や部材接合部を高強

度化するほか、床版構造も輪荷重に耐える強度を確保する必要がある。このうち本研究は床版構造に着目し、輪荷重に抵抗できる新たな構造として鋼-木ハイブリッド桁を提案する。この桁は120mm角のスギ材1本と桁高150mmの鋼チャンネル材2本で構成され、それらは複数本のボルトで固定させている。災害時の現場組み立てを想定し、木、鋼とも人力で運べる重量であること、ボルトは少ない本数で短時間で組み立てられることを考慮している。輪荷重が作用しない歩行者の通行部分には木材のみによる桁を用いる。これらのハイブリッド桁と木桁をトラス橋の床桁上に敷き並べて床版を形成する。

輪荷重がハイブリッド桁に作用する際、桁には曲げが作用するほか、作用位置によっては偏心載荷状態となり桁にねじれを引き起こすこととなる。鋼と木が一体化(剛結)されてねじれに抵抗できることが望ましいが、両者はボルトで接合されているためボ

ルト本数によっては一体化とはみなし難い場合が考えられる．そこで本研究では，このハイブリッド桁のねじり載荷実験を行い，ボルト本数と一体化の程度の関係性を調べることにする．

2. 木製ワーレントラス橋の構造

本研究で対象とする鋼－木ハイブリッド桁は，図-1に示すワーレントラス橋に用いる．支間長は18300mm，格間長は3660mm，トラス部材(上弦材，斜材，下弦材)の部材長は全て3650mmとしている．トラス部材には，120×120mmの断面のスギ製材(道南スギ)を2本使用する．格点部はSS400，板厚4.5mmの鋼板によりトラス部材をボルト接合できる構造となっている．

上横構には2×4材(道南スギ)，下横構にはφ6mmの鋼ワイヤーロープを配置してトラスの立体形状を安定させるとともに，上横構は上弦材の有効座屈長を短くさせる役割を持たせている．下弦材の格点部には，橋軸直角方向に鋼チャンネル材(75×200×4.5mm)による床桁を10本配置し，床版を支持させる．床版の橋軸方向長さはトラス部材と同じ3650mmとしているが，床桁間隔は3160mmとしており床版の桁掛り長が確保されている．

橋梁の断面を図-2に示す．図中の点線は緊急車両の大きさを表しており，ここでは救急車(トヨタ・ハイエース，車幅=1880mm，車高=2285mm，トレッド=1655mm)を想定した．活荷重として3.2tfを仮定し，輪荷重を800kgf(≒7840N)とした．

災害現場において人力組み立てを行うことを想定し，全ての部材(接合用鋼板も含む)が1人または2人で持ち運べる重量となっている．

3. 床版構造

床版は図-3に示すように，鋼チャンネル材と角材から成る桁A(赤点線部)，及び2×10材(38×235mm)と2×8材(38×184mm)から成る桁B，2×8材から成る桁Cを敷き並べた構造となっている．これらの角材とツーバイ材も道南スギである．桁Aには輪荷重が作用し，桁Bと桁Cには歩行者荷重が作用する．桁Aは1輪に対して2本配置され270 + 270 = 540mmの幅が確保されている．これは，救急車のほか，普通乗用車や軽トラックの走行も考慮し，トレッドの値に柔軟に対応させることを意図している．桁高は，桁A=150mm，桁B・C=222mmとなっており，72mmの段差がある．これは運転者のハンドル操作によりタイヤが左右方向に逸脱しないことを意図したものである．

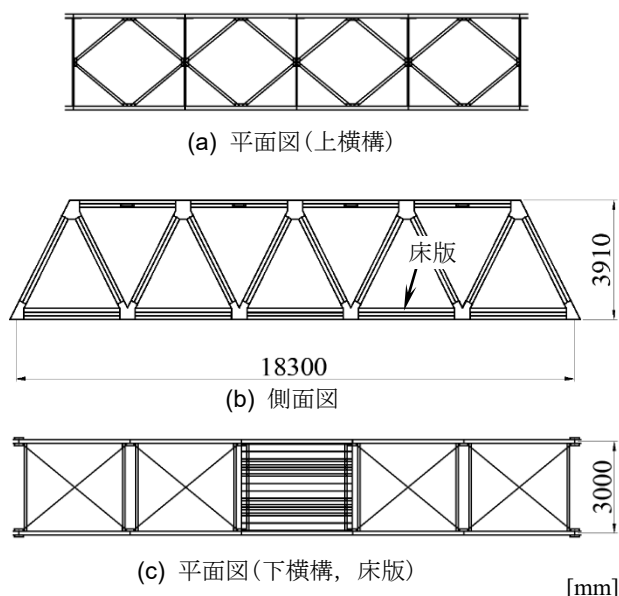


図-1 木製ワーレントラス橋概略図

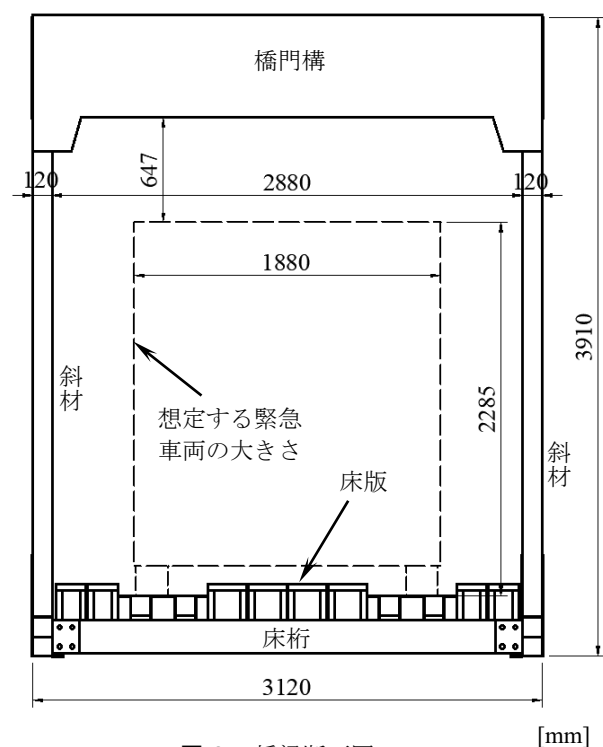


図-2 橋梁断面図

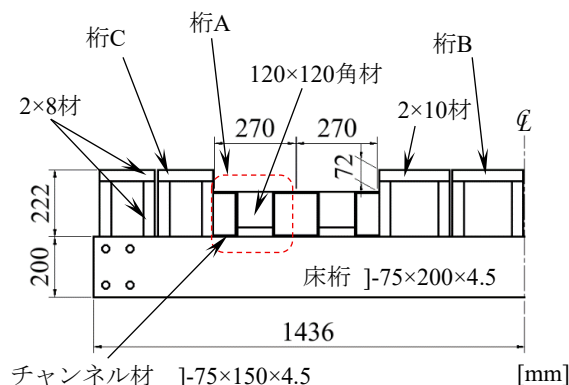


図-3 床版断面図

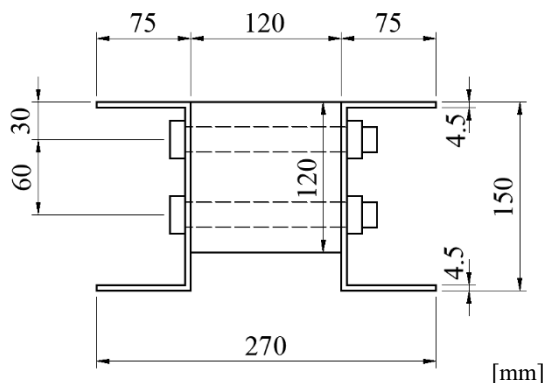


図-4 桁A断面図

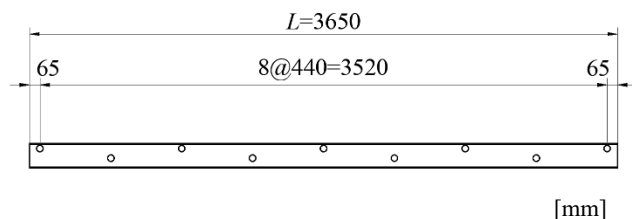


図-5 桁A側面図

桁Aは図-4のように2本の鋼チャンネル材を1本の角材にボルト接合させたハイブリッド桁となっている。角材とチャンネル材の長さは共に3650mmである。角材1本の重量は17kgf (≒167N)程度で、1～2人で持ち運ぶことができる。チャンネル材1本の重量は、35.0 kgf (≒343N)で、2人で持ち運ぶことが想定される。一方、これらがボルト接合され一体化されると重量は87kgf (≒853N)程度となり、2人でも持ち運ぶことは困難である。そこで、災害時における床版の組み立ては、角材とチャンネル材はあらかじめボルト接合してから現場へ運ぶのではなく、1本ずつ現場へ持ち運び、その後ボルト締めを行って一体化させる施工法とする。なお、桁Bの重量は29kgf (≒284N)、桁Cの重量は26kgf (≒255N)であるため、それぞれ2人で持ち運ぶことが可能である。

このハイブリッド桁Aは、1格間当たり4本、構造全体では20本となるため、ボルト接合に多くの時間を要する。本橋梁は災害時の緊急仮設用とすることから、組み立て時間短縮のためボルト本数は少ないことが望ましい。加えて、桁Aは角材とチャンネル材がずれることなく一体となって剛性を発揮させる必要がある。本研究では図-5のような等間隔で千鳥配置となるような位置にボルト孔を設け、実験では使用するボルト本数を変化させて、ボルト本数による一体化の程度を調べることにした。なお、ボルト径及びボルト孔はそれぞれ20mm及び24mmとし、トラス部材の接合部と等しくしている。また、ボルト孔の縁距離は規定^{7,8)}を満足している。

4. ねじり解析

図-3の赤点線で示された桁Aの図心上に輪荷重が作用すると、桁にはねじりモーメントが作用しないが、輪荷重は図心上だけでなく偏心して作用するケースが多いと考えられる。偏心载荷によりねじりモーメントが発生すると、桁はねじり変形を受ける。このねじり変形を抑えるには鋼と木の間に滑りが生じずに完全に一体化されていることが望ましいが、鋼と木はボルトで接合されているため多少の滑りが生じ、ねじり変形は想定より大きくなると考えられる。

桁のねじり解析を行うに当たり、本研究では荷重条件として支間中央集中荷重を偏心载荷させることとし、支点条件として曲げに対して単純支持、ねじり角を拘束、そりを拘束しないものとする。図-6(a)は桁Aに集中荷重 P を偏心载荷(偏心量= e)させた状況を表している。

(1) 一体化した桁のねじり変形

桁Aの角材(木)とチャンネル材(鋼)が完全に剛結されズレがないと仮定したとき、ねじりモーメント T によるねじり変形は図-6(b)のようになる。ここで、 T は次式で得られる。

$$T = Pe \quad (1)$$

桁Aは T によりねじり変形を生じ、そのねじり角を ϕ とおくと、 ϕ はそりねじりを考慮した次式で得られる⁹⁾。

$$\phi = \frac{T}{GJ_T} \left\{ \frac{\ell - c}{\ell} x - \frac{\sinh v(\ell - c)}{v \sinh v\ell} \sinh vx \right\} \quad (2)$$

ここで、

$$v = \sqrt{\frac{GJ_T}{EC_w}} \quad (3)$$

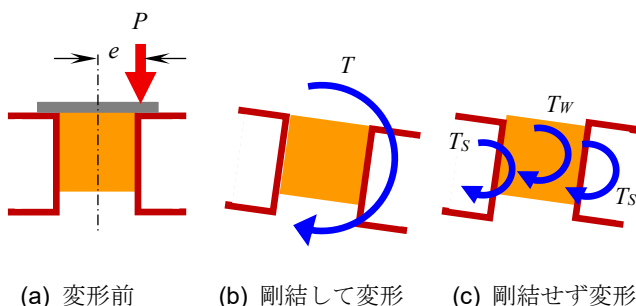


図-6 偏心载荷によるねじり変形

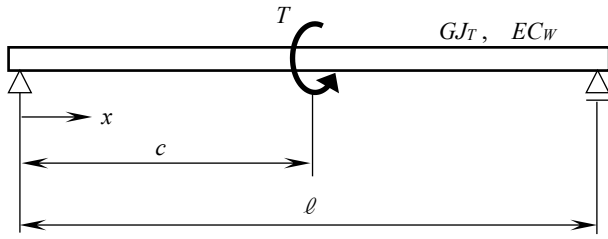


図-7 ねじり荷重を受ける桁

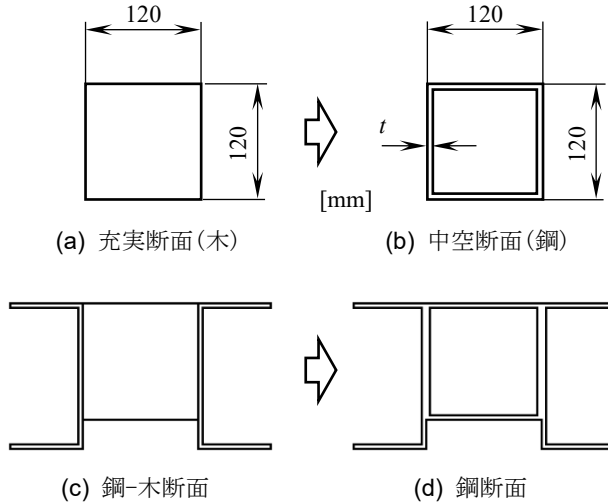


図-8 鋼断面への換算

J_T = 純ねじり定数, C_W = そりねじり定数,
 E = 弾性係数, G = せん断弾性係数
 ℓ = 支間長, c = 載荷点

である。また、 x は支点からの着目点である(図-7)。

桁Aは鋼と木によるハイブリッド桁であるため、 J_T 及び C_W は木を鋼に換算した断面により算定する。桁Aの木部は図-8(a)のように一辺120mmの充実断面である。これを純ねじり剛性 GJ_T が等価な鋼-箱形断面(図-8(b))に換算する。図-8(a)、(b)の GJ_{Ta} 、 GJ_{Tb} はそれぞれ以下の通りである⁹⁾。

$$GJ_{Ta} = G \times 0.1406 \times 120 \times 120^3 \quad (4)$$

$$GJ_{Tb} = G \times 120 \times (120 - t)^3 \quad (5)$$

ここで、式(4)の G は木材のせん断弾性係数であり、 $G = E/15$ より求めた⁷⁾。 E は木材の弾性係数であり、 $E = 6.9 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$ を用いることとした¹⁰⁾。式(5)の G は鋼材のせん断弾性係数であり、 $G = 7.7 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ を用いた。 E 及び G をまとめて表-1に示す。また、式(5)の t は、中空断面の肉厚である。式(4)と(5)を等しいとおいて t を求めると、 $t = 0.102 \text{ mm}$ となった(このとき、 $GJ_{Ta} = GJ_{Tb} = 1.35 \times 10^{10}$)。

図-8(c)の桁Aの木部材を図-8(b)の中空断面部材に置き換え、図-8(d)で表される鋼断面を得る。この断面の純ねじり定数 J_T とそりねじり定数 C_W を求める。

表-1 弾性係数 E 及びせん断弾性係数 G

	木材	鋼材
$E [\text{N/mm}^2]$	6.9×10^3	2.0×10^5
$G [\text{N/mm}^2]$	4.6×10^2	7.7×10^4

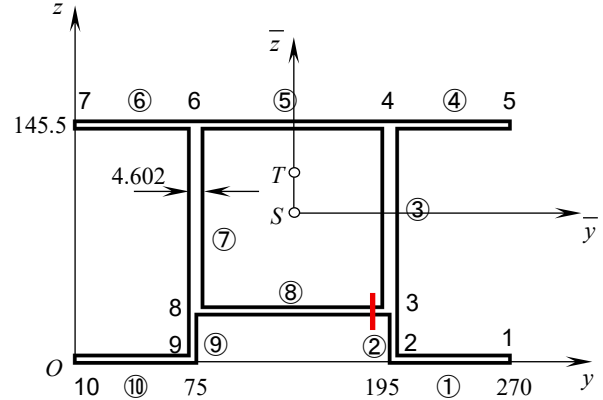


図-9 そりねじり解析モデル

図-9は木部材を鋼部材に換算した桁Aの断面を、点Oを原点とする $y-z$ 平面内に配置し、節点番号(1~10)、要素番号(①~⑩)を付したものである。要素③と⑦の板厚は4.602mm、それ以外の要素の板厚は4.5mmである。 S は図心で、 $\bar{y}-\bar{z}$ は S を原点とする座標系である。 T はせん断中心である。

この断面の J_T は次式により求めることができる¹¹⁾。

$$J_T = \frac{4F_1^2}{\oint \frac{ds}{t}} + \frac{1}{3} \sum s t^3 \quad (6)$$

ここで、

F_1 = 要素③⑤⑦⑧の板厚中心線で囲まれる閉断面の断面積

s = 要素の長さ

t = 要素の板厚

である。また、右辺の第1項目は要素③⑤⑦⑧に関する線積分、第2項目は、要素①②④⑥⑨⑩に関する和とする。

次に C_W は以下の手順で求めることができる¹²⁾。点Oから要素までの距離を r_t とおくと、Oに関するそり関数 w は次式で求められる。

$$w = \int_0^s r_t ds - \frac{2F_1}{\oint \frac{ds}{t}} \int_0^s \frac{ds}{t} \quad (7)$$

ここで、右辺の第1項目の積分区間は0から着目点 s までとしているが、図-9の節点番号3の箇所に仮想的に切断線(赤線)を入れ、一旦開断面とみなして次の節点番号順に w を計算した。

1 → 2 → 3 → 4 → 5
 ↳ 6 → 7
 ↳ 8 → 3(切断線手前)
 ↳ 8 → 9 → 10

右辺の第2項目は③⑤⑦⑧に関する w を求める際に考慮する．式(7)で得られた w を式(8)により S に関するそり関数 $\bar{w}$ に変換する．

$$\bar{w} = w - \frac{F_w}{F} \quad (8)$$

ここで、 F は断面積、 F_w は式(9)により得る．

$$F_w = \int w dF \quad (9)$$

式(8)で得られたそり関数を T に関するそり関数 $\tilde{w}$ へ変換するには次式を用いる．

$$\tilde{w} = \bar{w} + z_t \bar{y} - y_t \bar{z} \quad (10)$$

ここで、 (y_t, z_t) は O に関する T の座標である．

図-10は、得られたそり関数の分布を表したものである．そりねじり定数 C_w は次式により求めることができる．

$$C_w = \int \tilde{w}^2 dF \quad (11)$$

図-9で表された断面の J_T を式(6)より、 C_w を式(11)より算出すると、表-2の(b)の通りとなった．

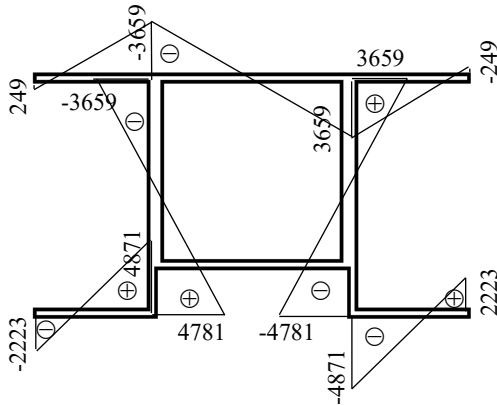


図-10 そり関数 $\tilde{w}$ [mm²]

表-2 純ねじり定数 J_T とそりねじり定数 C_w

	剛結 (b)	剛結していない (c)	
		スギ材	チャンネル材
J_T [mm ⁴]	3.382×10^5	2.915×10^7	8.839×10^3
C_w [mm ⁶]	1.495×10^{10}	0	2.675×10^9

(2) 一体化していない桁のねじり変形

桁Aが一体化していない場合、すなわち木材とチャンネル材が剛結していない場合、ねじりモーメント $T = Pe$ により図-6(c)のようにズレを生じて変形すると考えられる．このとき、ズレが生じて木材とチャンネル材との間に隙間は生じることなく、木材のねじり角と2つのチャンネル材のねじり角は等しいと仮定する．外力によるねじりモーメント T は、木材が受け持つねじりモーメント T_w とチャンネル材が受け持つねじりモーメント T_s に分配され、

$$T = T_w + 2T_s \quad (12)$$

が成り立つ．

T_w による木材のねじり角 ϕ は、純ねじりによる次式で得られる．

$$\phi = \frac{T_w}{GJ_T} \frac{\ell - x}{\ell} x \quad (13)$$

T_s によるチャンネル材のねじり角 ϕ は、そりねじりを考慮した次式で得られる．

$$\phi = \frac{T_s}{GJ_T} \left\{ \frac{\ell - c}{\ell} x - \frac{\sinh v(\ell - c)}{v \sinh v\ell} \sinh vx \right\} \quad (14)$$

式(13)、(14)の定数にはそれぞれの材料の定数を用いる． J_T 、 C_w は、図-4の寸法から求めることができ、表-2の(c)の値となった．

式(13)の ϕ と式(14)の ϕ は等しく、式(12)が成り立つことから、任意の T における T_w と T_s を求めることができる．

(3) ねじり角の解析値

桁Aの木材とチャンネル材が一体化していると仮定した場合のねじり角(解析値1、式(2)による ϕ)と一体化していないと仮定した場合のねじり角(解析値2、式(13)または式(14)による ϕ)を表-3にまとめた．

表-3 ねじり角の解析値

T [Nmm]	(1) 解析値1 ϕ [rad] (一体化したと 仮定した場合)	(2) 解析値2 ϕ [rad] (一体化していない と仮定した場合)
0	0	0
1.2×10^5	2.676×10^{-3}	4.219×10^{-3}
2.4×10^5	5.351×10^{-3}	8.438×10^{-3}
3.6×10^5	8.027×10^{-3}	1.266×10^{-2}
4.8×10^5	1.070×10^{-2}	1.688×10^{-2}
6.0×10^5	1.338×10^{-2}	2.110×10^{-2}

5. ねじり載荷実験

図-4, 5で示す桁Aを3体(A1, A2, A3)製作し、ねじり荷重を載荷させる。載荷装置の都合上、支間長は $\ell = 3000\text{mm}$ とし、支間中央断面に鉛直荷重 P を $e = 60\text{mm}$ だけ偏心させてねじりモーメント T を与える。荷重 P は、桁Aの鋼・木ともに弾性域を超えないよう、 $0 \sim 10\text{kN}$ を与える。すなわち、ねじりモーメントは、 $0 \sim 6.0 \times 10^5 \text{Nmm}$ とする。

木部材と鋼チャンネル材の一体化の程度とボルト本数との関係を調べるため、図-11のようにボルト本数を3本、5本、7本(赤点の箇所)として実験を行う。図中の白丸はボルト孔は空けられているがボルトは使用していない箇所である。実験はA1, A2, A3の3体に対し、ボルト本数B3, B5, B7の3通り、のべ9回実施する。

写真-1に載荷装置内に設置された試験体の状況を示す。載荷点は半円形になっており、試験体がねじ

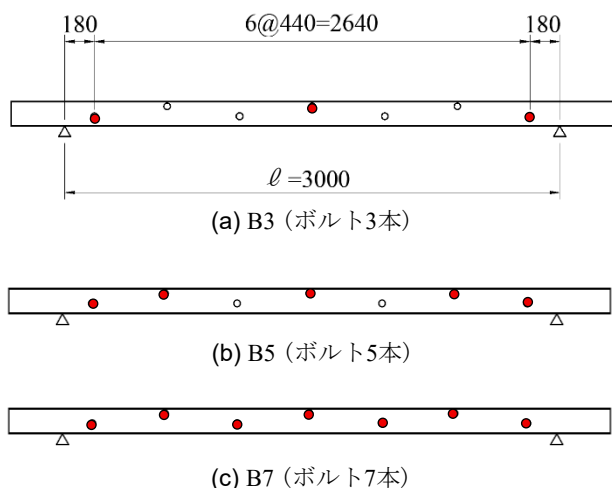


図-11 実験供試体



写真-1 載荷装置と試験体

り変形を受けても線載荷状態が維持される。試験体上に置かれた載荷板は $200 \times 80 \times 18\text{mm}$ の寸法で、試験体にめり込みなどの局所変形を引き起こすことなく面で載荷される。接触式変位計を $3\ell/8$ の断面に2つ設置し、ねじり角の実験値を次式により得る。

$$\phi = (\delta_1 - \delta_2) / d \quad (15)$$

ここで、 δ_1, δ_2 = 鉛直変位の実測値、 $d = 2$ つの変位計の間隔で、 $d = 250\text{mm}$ としている。

実験結果を図-12, 13, 14に示す。黒丸と点線で表されたグラフは解析値1すなわち木と鋼が一体化していると仮定した場合のねじりモーメントーねじり角の関係を表す。黒丸と実線は一体化していないと仮定した解析値であり、解析値1と比較してねじり角はかなり大きく算出されている。その他の曲線はボルト3本、5本、7本による実験結果である。

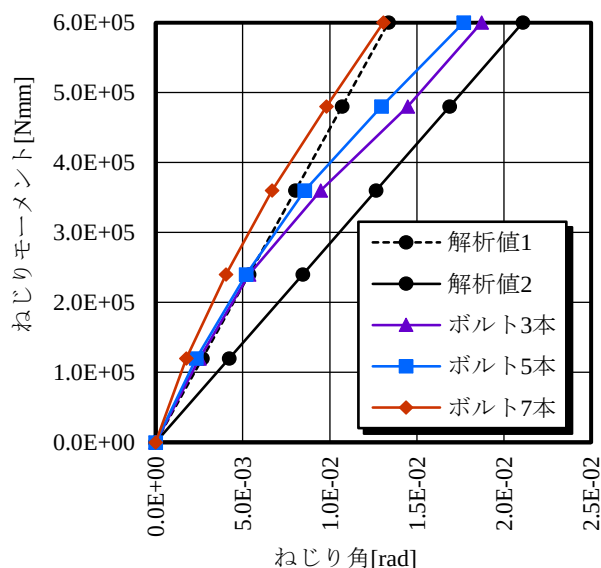


図-12 ねじりモーメントーねじり角 (A1)

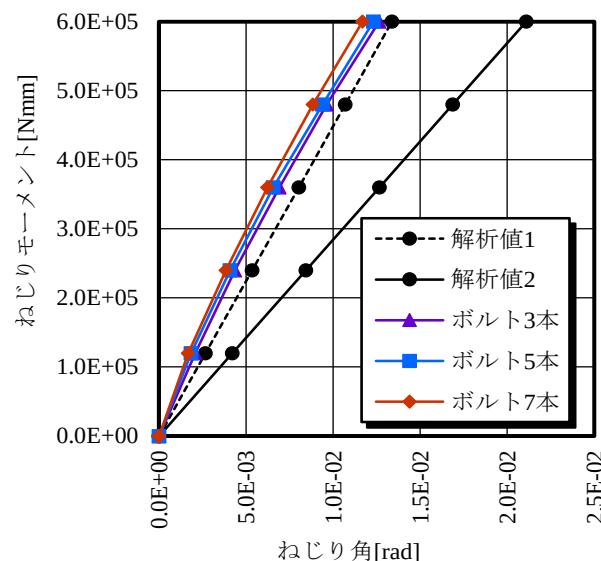


図-13 ねじりモーメントーねじり角 (A2)

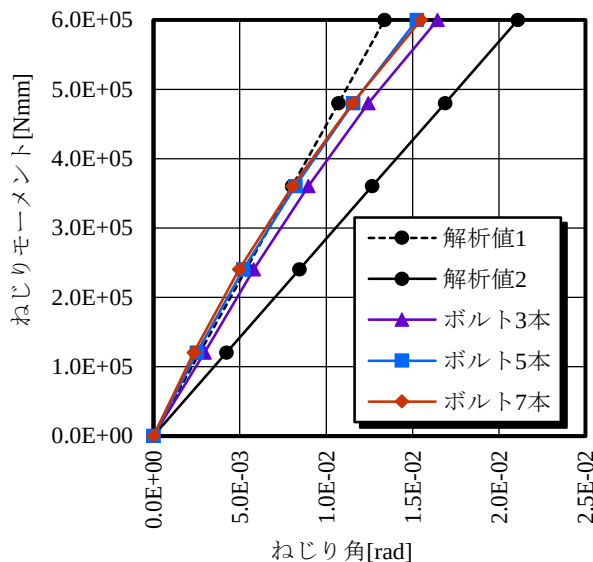


図-14 ねじりモーメント—ねじり角(A3)

図-12より、試験体A1ではボルト本数が少ないほどねじり角が大きくなっている。ボルト本数が3本と5本では、解析値1と2の間に位置しており、一体化している/していない、の中間的な剛結度と考えられる。ボルト7本では、解析値1より小さなねじり角が生じており、ねじり剛性が非常に高い結果となった。これは仮定したせん断弾性係数が実際にはより大きかった可能性が考えられる。載荷荷重を増加させていくと、ねじりモーメント $=2.4 \times 10^5$ Nmmを超えた付近からグラフの勾配がやや小さくなって非線形挙動を示している。これは、実験中に試験体から音が発生し、音と共に油圧が抜ける現象が認められたため、木部材と鋼チャンネル材との間で滑りが生じたためと考えられる。

図-13は試験体A2の実験結果を表したものである。ボルト本数の違いがねじり角にほとんど影響せず、いずれのボルト本数のケースについても剛結とみなした解析値1よりも小さいねじり角が得られた。ボルト本数が3本でも、桁を一体化させる効果があると言えるが、試験体A2も仮定したせん断弾性係数が実際にはより大きかった可能性がある。

図-13、すなわち試験体A3の実験結果は、解析値1および2の間の範囲にあることが分かる。木材と鋼材が一体化していない状態(解析値2)より、一体化している状態(解析値1)に近い傾向にあり、ボルト本数が7本の場合は解析値1にかなり接近している。

試験体A1、A2およびA3に最大荷重 $P=10$ kNが作用した時のねじり角の実験値と解析値を表-4に示す。3体共にボルト本数が多いほどねじり角が小さくなる傾向にあり、解析値1(一体化した状態)に接近する。各ボルト本数におけるねじり角の平均値は、ボルト3

表-4 最大荷重作用時のねじり角 $\times 10^{-2}$ rad

	実験値			解析値1	解析値2
	B3	B5	B7		
A1	1.87	1.77	1.31	1.338	2.110
A2	1.26	1.23	1.17		
A3	1.64	1.52	1.55		
平均値	1.59	1.51	1.34		

本のとき 1.59×10^{-2} rad、5本のとき 1.51×10^{-2} rad、7本のとき 1.34×10^{-2} radが得られている。7本のときのねじり角は解析値1(1.338×10^{-2} rad)とほぼ等しい値になっている。このことから、桁Aの木部材と鋼チャンネル材を一体化させるためにはボルト本数を7本とするのが良いとの知見が得られた。

なお、本実験では桁Aの支間長を $\ell = 3000$ mmとしたため、その範囲内での本数として3～7本を検討したが、両支点より外側の張り出し部(張り出し長 $= 325$ mm)にも2つのボルト設置個所を設けている。したがって、実際のボルト本数は9本用いることとする。

6. あとがき

自動車荷重に対応した災害復旧用木製トラス橋の床版として鋼-木ハイブリッド桁を考案した。この桁はスギ製材と鋼チャンネル材をボルトで結合した構造で、輪荷重によりねじりモーメントを受ける。木部材と鋼部材が滑らずに一体化するために必要なボルト本数を見出すため、そりねじりを考慮したねじり解析と載荷実験を行った。

そりねじり解析では、一体化している場合と一体化していない場合の2ケースを取り上げ、それぞれについて純ねじり定数やそりねじり定数を算出し、ハイブリッド桁にねじりモーメントが作用した際のねじり角を求めた。一体化していない場合の計算では、外力として与えるねじりモーメントを木桁と鋼チャンネル材に分配し、木部材と鋼部材のねじり角が等しいとする条件によりねじり角を得た。

ねじり載荷実験では、木部材と鋼部材の結合するボルトを、3本、5本、7本とし、偏心荷重によりねじりモーメントを与えた。ねじり角は、ボルト本数を7本とした場合の実験値と、桁が一体化した場合の解析値がほぼ一致した。このことから、桁を一体化させるにはボルトを7本用いる必要があると判明した。

今後は、このハイブリッド桁を床版に使用した木製トラス橋の人力組み立てを行い、組み立ての作業性と組み立て時間を確認する。また、床版上を自動車で走らせ、走行性の確認も行う予定である。

REFERENCES

- 1) 平沢秀之, 吉田朋哉, 戸沼淳, 佐藤哲也, 渡辺浩 : 木材のカスケード利用に適したトラス橋の実証実験, 木材利用研究論文報告集9, 土木学会木材工学特別委員会, pp.112-119, 2010. [Hirasawa Hideyuki, Yoshida Tomoya, Tonuma Jun, Sato Tetsuya, Watanabe Hiroshi : Cascade use of timber and substantiation tests of the truss bridge, *Proceedings of the 9th Symposium on Use of Wood for Civil Engineering*, pp.112-119, 2010.]
- 2) 平沢秀之, 菊池幸恵, 戸沼淳 : ツーバイ材による災害復旧用木製トラス橋の架設実験と載荷実験, 土木学会論文集E2, 77巻5号, I_22-I_30, 木材工学特集号(論文), 2022. [Hirasawa Hideyuki, Kikuchi Yukie, Tonuma Jun : Construction tests and loading tests of timber truss bridge for disaster recovery using two-by material, *Journal of Japan Society of Civil Engineers*, Vol.77, No.5, I_22-I_30, 2022.]
- 3) 加藤慎吾, 平沢秀之, 菊池幸恵, 戸沼淳 : 木製緊急架設橋の屋内及び屋外架設実験, 土木学会論文報告集, Vol.79, No.28, 22-28005, 2023. [Shingo KATO, Hideyuki HIRASAWA, Yukie KIKUCHI and Jun TONUMA : Indoor and field erection tests of timber emergency bridge, *Journal of Japan Society of Civil Engineers*, Vol.79, No.28, 22-28005, 2023.]
- 4) 戸沼淳, 平沢秀之, 菊池幸恵, 軽米晃汰 : シンプルで組立が容易な木製トラス橋の開発, 土木学会論文集, Vol.81, No.28, 24-28002, 2025. [Jun TONUMA, Hideyuki HIRASAWA, Yukie KIKUCHI, Kota KARUMAI : Development of simple and easy assembling timber truss bridge, *Journal of Japan Society of Civil Engineers*, Vol.81, No.28, 24-28002, 2025.]
- 5) 軽米晃汰, 平沢秀之, 戸沼淳, 菊池幸恵 : 自動車荷重を受ける木製トラス橋の接合部設計と耐力, 土木学会北海道支部論文報告集第 81 号, A-3-05, 2025. [Kota KARUMAI, Hideyuki HIRASAWA, Jun TONUMA, Yukie KIKUCHI : Connection design and strength of timber warren truss bridge subjected to vehicle load, *Paper Reports of Japan society of civil engineer, Hokkaido branch* No.81, A-3-05, 2025.]
- 6) 中沢正利, 小野秀一, 近広雄希, 木下幸治 : 応急組立橋の使用状況調査及び緊急仮設橋の基準整備に向けた提言, 構造工学論文集, Vol. 69A, pp. 1208-1218, 2023. [Masatoshi NAKAZAWA, Shuichi ONO, Yuki CHIKAHIRO, Koji KINOSHITA : Usability analysis of temporary bridge of MLIT and suggestions of code developing for emergency bridge, *J. Structural Eng.* Vol.69A, pp. 1208-1218, 2023.]
- 7) 日本建築学会 : 木質構造設計規準・同解説, 2006. [Architectural Institute of Japan : Standard for Structural Design of Timber Structures, 2006.]
- 8) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋・鋼部材編, 2017. [Japan Road Association: *Dorokyo-shihosyo & Doukaisetsu II Kokyo・Kobuzai-hen*, 2017.]
- 9) 土木学会 : 構造力学公式集, 技報堂, 1986. [JSCE : The Structural Mechanics Handbook, Gihodo, 1986.]
- 10) 戸沼淳, 平沢秀之, 菊池幸恵 : 木製ワーレントラス橋接合部の強度に関する実験的研究, 構造工学論文集 Vol.71A, pp.729-739, 2025. [Jun TONUMA, Hideyuki HIRASAWA, Yukie KIKUCHI : Experimental study on the strength of connections in timber Warren truss bridge, *J. Structural Eng.* Vol.71A, pp. 729-739, 2025.]
- 11) 高岡宣善 : 構造部材のねじり解析, 共立出版, 1974.[Nobuyoshi TAKAOKA : Torsion analysis of structural member, Kyoritsu shuppan, 1974]
- 12) Bornscheuer : Systematische Darstellung des Biegeund Verdrehvorgangs unter besonderer Berücksichtigung der Wölbkrafttorsion, Stahlbau, 21. Jahrgang Heft 1 Januar, 1952.

TORSIONAL ANALYSES AND TESTS OF TIMBER SLAB REENFORCED BY STEEL CHANNEL

Hideyuki HIRASAWA, Ikki MIHARU, Jun TONUMA and Takanobu SASAKI

A type of hybrid slab consists of timber beam and steel channel member is presented for an emergency timber bridge. On the slab subjected to vehicle load, the hybrid beam is twisted by the vertical force acting off-centering. This hybrid beam is assembled by some bolts. If a lot of bolts are used in the hybrid beam, the timber and the steel are integrated rigidly. However, it takes more times to assemble the beam if a lot of bolts are used. It is necessary to assemble the emergency bridge in short time under the disaster condition. To find the appropriate number of bolts, loading tests were executed using test pieces with 3-, 5- and 7-bolts and warping torsional analyses were done. As a result of tests and analyses, the most appropriate number of the bolts is seven which agrees with the result of analysis of the integrated model.

木橋の振動特性評価における欠損データの補間手法に関する基礎的検討

青野 紫音¹・後藤 文彦²・及川 大輔³・青木 由香利⁴

¹学生会員 秋田大学大学院 理工学研究科 (〒 010-8502 秋田県秋田市手形学園町 1-1)
E-mail: d8526007@s.akita-u.ac.jp (Corresponding Author)

²正会員 秋田大学教授 大学院理工学研究科 (〒 010-8502 秋田県秋田市手形学園町 1-1)
E-mail: gotou@gipc.akita-u.ac.jp

³正会員 日本大学助教 工学部土木工学科 (〒 963-8642 福島県郡山市田村町徳定字中原 1 番地)
E-mail: oikawa.daisuke@nihon-u.ac.jp

⁴正会員 秋田大学助教 大学院理工学研究科 (〒 010-8502 秋田県秋田市手形学園町 1-1)
E-mail: yaoki@gipc.akita-u.ac.jp

木橋は他形式の橋梁に比べ、振動試験による固有振動数の測定が比較的容易であり、複数の振動モードに対応する固有振動数を用いることで、構造全体の剛性変化を多面的に把握できる可能性がある。しかし、実橋の振動計測では、計測条件等の影響により、全ての固有振動数を安定して取得できるとは限らない。本研究では、かじか橋の有限要素解析により得られた4種類の固有振動数を対象に、1種類を欠損値、残り3種類を説明変数として、ガウス過程回帰および重回帰分析による補間を行った。補間精度は5分割交差検証により評価した。その結果、いずれの補間対象においても平均相対誤差率は0.1%未満となり、欠損した固有振動数を高い精度で補間できる可能性が示された。

Key Words: modal analysis, deterioration diagnosis, non-destructive inspection, natural frequency

1. はじめに

2014年の道路法施行規則の一部改正により、橋梁に対する5年ごとの定期点検が義務化されて以降¹⁾、様々な橋梁形式において点検技術の整備が進められてきた。特に木橋に関しては、劣化診断や維持管理の体系が十分に確立されておらず、その点検・維持管理方法には依然として課題が残されている。木部材の健全性を評価するためには、これまで主に目視試験や打音検査といった非破壊検査が用いられてきた。これらの手法は、部材表面の腐朽や局所的な異常を把握するには有効であるが、橋梁全体にわたる部分的な腐朽箇所の定量的評価には限界がある。このような背景から、著者らはこれまで、砂袋や加速度センサー付きタブレット端末を用いることで、橋梁の各種振動モードに対応した固有振動数を簡易的に測定する手法を検討してきた²⁾。しかし、この手法から定量的に推定できるのは橋梁全体の剛性変化であり、木部材の部分的な腐朽箇所を直接的に特定することは困難である。そこで著者らの既往研究^{3),4),5)}では、橋梁部材の局所的な劣化が構造全体の固有振動数に及ぼす影響を感度解析を用いて検討した。その結果、振動の腹にあたる箇所では固有振動数に対する感度が高く、振動の節にあたる箇所では感度が低いという傾向が示された。また、複数箇所に腐朽がある

場合でも、その感度は各部位の感度の和によって近似できることも明らかにした。さらに、これらの固有振動数を用いた腐朽箇所推定手法として、各種振動モードに対応する固有振動数を説明変数、腐朽箇所における残存ヤング率を目的変数とした重回帰分析を適用し、部分的な腐朽箇所の推定を試みた。その結果、残存ヤング率の予測については良好な精度が得られた一方で、腐朽の進行が軽微な場合には腐朽箇所の推定精度が低下する傾向がみられた。また、推定精度のさらなる向上に向けて、説明変数の拡張や機械学習手法の適用が課題として挙げられた。

腐朽箇所の推定や健全性評価においては、複数の振動モードに対応する固有振動数を用いることで、構造物の剛性変化を多面的に捉えられる可能性がある。しかし、実橋における振動計測では、計測条件や加振方法、センサー設置位置、周辺環境などの影響により、すべての振動モードに対応する固有振動数を常に安定して取得できるとは限らない。また、将来的に高次モードを含む固有振動数を評価に用いる場合、実測で明瞭に取得できない振動モードをどのように扱うかが課題となる。そのため、既知の固有振動数から未取得の固有振動数を補間できれば、振動特性に基づく評価に用いる説明変数を拡張できる可能性がある。

そこで本研究では、木橋の数値解析モデルから得ら



図-1 かじか橋 外観



図-2 縦桁とアーチの接合部の腐朽



図-3 アーチ端部の腐朽

れた複数の固有振動数を対象として、一部の振動モードが取得できない場合を想定し、既知の固有振動数から欠損した固有振動数を補間する手法について基礎的検討を行う。補間手法としてガウス過程回帰および重回帰分析を用い、補間値と解析値を比較することで、各手法の補間精度を評価する。本検討は、将来的な説明変数の拡張に向けた基礎的検討として位置づける。

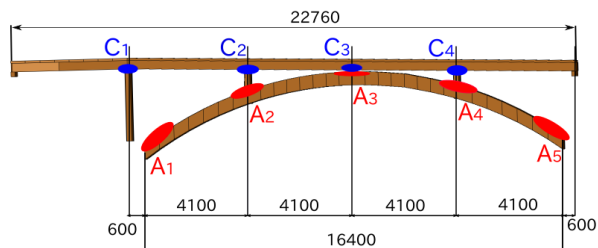


図-4 腐朽箇所 側面図

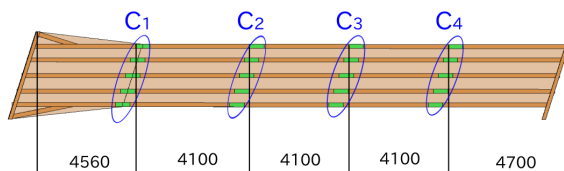


図-5 腐朽箇所 平面図

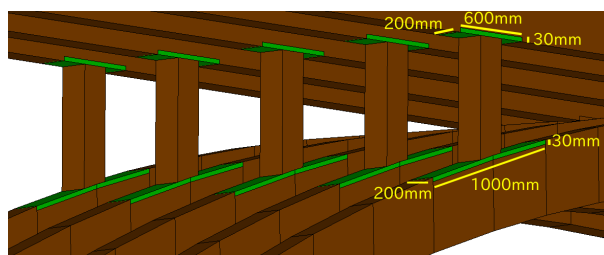


図-6 腐朽範囲 (A₂, C₂)

2. かじか橋の概要

本研究の対象とする「かじか橋」(図-1)は、1987年に石川県にある「石川県民の森」内に架設された、2ヒンジ上路式アーチ構造を有する木製道路橋である。橋長は22.8 m、アーチ支間長は16.4 m、有効幅員は3.0 mであり、大断面集成材を使用したアーチ形式の木車道橋としては、国内初の施工例である。2009年には、床版・高欄・地覆の交換やアーチリブの一部補修が実施されており、床版にはアカマツ材、主構造部材にはヒバ集成材が用いられている。架設から38年が経過した現在に至るまで、計5回の動的特性調査が行われており⁶⁾、その中で固有振動数の経年低下が確認されている。また、2019年に実施された健全度調査における目視試験の結果からは、縦桁とアーチの接合部(図-2)やアーチ端部(図-3)における木部材の腐朽が確認されている。本研究では、このかじか橋を対象とした既往の有限要素解析により得られた固有振動数を用いて、欠損した固有振動数の補間を検討する。

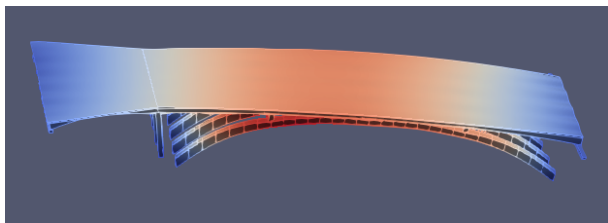


図-7 水平対称 1 次モード

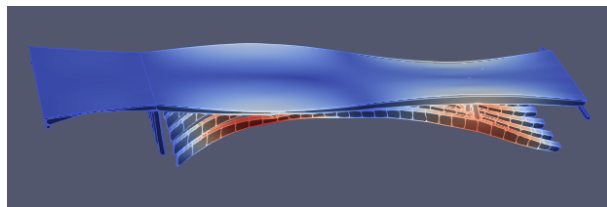


図-9 ねじれ逆対称 1 次モード

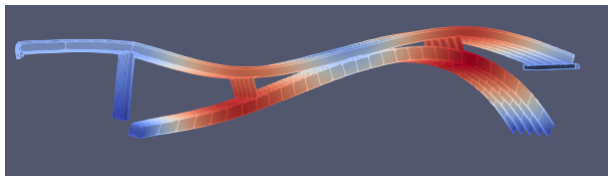


図-8 鉛直逆対称 1 次モード

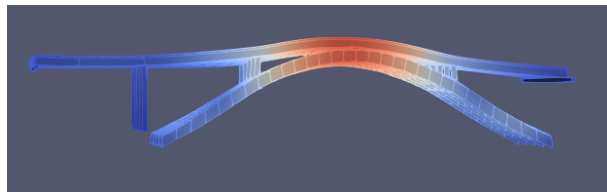


図-10 鉛直対称 1 次モード

3. 解析データ

(1) 腐朽条件

本研究では、文献⁴⁾で作成されたかじか橋の有限要素モデルによる固有値解析結果を用いた。解析では、腐朽を想定する部位として、アーチ部材の $A_1 \sim A_5$ および縦桁下面と支柱との接合部の $C_1 \sim C_4$ を対象とした。腐朽箇所的位置を図-4 および図-5 に示す。また、腐朽範囲の例を図-6 に示す。

アーチ部分の腐朽箇所 ($A_1 \sim A_5$) の腐朽範囲は、深さ 30 mm、長さ 1000 mm、幅 200 mm (図-6) とする。 $A_1 \sim A_5$ は、目視試験において図-2 および図-3 に示すような腐朽が確認された箇所であり、 $A_2 \sim A_4$ は特に雨水の滞留が予想される箇所でもある。縦桁下面と支柱との接合部の腐朽箇所 ($C_1 \sim C_4$) の腐朽範囲は、深さ 30 mm、長さ 600 mm、幅 200 mm (図-6) とする。 $C_1 \sim C_4$ は、目視試験において腐朽が確認されていないが、鋼板に覆われている縦桁下面と支柱との接合部に雨水が滞留し、腐朽しやすいと予想される。腐朽箇所のヤング率は、健全時の 1.0 倍から 0.3 倍まで 0.1 刻みで段階的に低減させた。以降では、健全時に対するヤング率の倍率を残存率と呼ぶ。本研究では、 $A_1 \sim A_5$ および $C_1 \sim C_4$ の計 9 箇所を腐朽対象部位とし、1 箇所腐朽から 9 箇所同時腐朽までの計 511 通りの腐朽条件を対象とした。したがって、各腐朽条件における 8 段階の残存率に対応する計 4088 組の固有振動数データを補間対象データとして用いた。

(2) 対象とする振動モード

かじか橋では、既往の動的調査において、測定波形に対するフーリエ解析およびクロススペクトル解析によ

り、複数の卓越振動数および振動モードが同定されている⁶⁾。また、既往研究⁴⁾では、かじか橋の有限要素モデルを用いた固有値解析により、腐朽条件に応じた各振動モードの固有振動数が求められている。本研究では、これらのうち、水平対称 1 次モード (図-7)、鉛直逆対称 1 次モード (図-8)、ねじれ逆対称 1 次モード (図-9)、鉛直対称 1 次モード (図-10) の 4 種類の振動モードを対象とする。これら 4 種類の振動モードに対応する固有振動数を用いて、欠損した固有振動数の補間を行う。以降では、各振動モードに対応する固有振動数を、それぞれ水平、鉛直逆対称、ねじれ、鉛直対称の固有振動数と表記する。

4. 固有振動数の補間方法

(1) 補間条件

本研究では、前章で示した 4 種類の固有振動数のうち、1 つの振動モードに対応する固有振動数が取得できない場合を想定した。そのうえで、残り 3 つの固有振動数を説明変数として、欠損した 1 つの固有振動数を補間した。補間対象とする振動モードは順に入れ替え、水平、鉛直逆対称、ねじれ、鉛直対称の各固有振動数をそれぞれ補間対象とした。

例えば、水平の固有振動数を補間する場合には、鉛直逆対称、ねじれ、鉛直対称の 3 つの固有振動数を説明変数とし、水平の固有振動数を目的変数として補間を行う。同様に、鉛直逆対称、ねじれ、鉛直対称の各固有振動数についても、補間対象以外の 3 つの固有振動数を用いて補間を行った。これにより、実測において一部の振動モードが明瞭に取得できない場合に、既知

の固有振動数から未取得の固有振動数を補間できるかを検討した。

(2) 補間手法

補間手法には、ガウス過程回帰および重回帰分析を用いた。ガウス過程回帰は、入力データ間の相関構造をカーネル関数により表現し、線形関係に限定されない形で未知データに対する予測値を確率的に推定する手法である。本研究では、補間対象以外の3つの固有振動数を入力値、補間対象とする固有振動数を出力値として学習を行い、欠損した固有振動数を補間した。

一方、重回帰分析では、補間対象以外の3つの固有振動数と補間対象とする固有振動数との間に線形関係を仮定し、式(1)により補間値を算出した。

$$\hat{f}_j = \beta_0 + \beta_1 f_1 + \beta_2 f_2 + \beta_3 f_3 \quad (1)$$

ここで、 $\hat{f}_j$ は補間対象とする固有振動数、 f_1, f_2, f_3 は補間に用いる既知の固有振動数、 β_0 は切片、 $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ は回帰係数である。本研究では、重回帰分析を線形関係に基づく補間手法として用い、ガウス過程回帰による補間結果と比較した。

(3) 補間精度の評価方法

補間精度の評価には5分割交差検証を用いた。すなわち、全4088組の固有振動数データを5分割し、そのうち4分割を学習データ、残り1分割を評価データとして補間値を算出した。この操作を評価データとする分割を入れ替えながら5回行い、全データが一度ずつ評価データとなるようにした。これにより、学習データに対する当てはまりではなく、学習に用いていないデータに対する補間性能を評価した。

ただし、本研究で用いたデータは、同一の有限要素モデルに基づく数値解析結果である。そのため、本研究で得られる補間精度は、同一解析条件から得られたデータ群に対する交差検証結果として位置づける。

補間精度は、補間値と解析値の相対誤差率に基づいて評価し、相対誤差率 e は式(2)により算出した。

$$e = \frac{|\hat{f} - f|}{f} \times 100 \quad (2)$$

ここで、 f は解析値、 $\hat{f}$ は補間値である。また、相対誤差率の分布を確認することで、平均値のみでは把握しにくい補間誤差のばらつきについても検討した。

5. 固有振動数の補間結果

各振動モードに対する補間精度を表-1に示す。表中の平均相対誤差率および最大相対誤差率は、5分割交差

表-1 各振動モードに対する固有振動数の補間精度

補間対象 適用可能性	補間手法	平均相対誤差率 (%)	最大相対誤差率 (%)
水平	GPR	0.0136	0.7125
水平	重回帰	0.0296	0.4061
鉛直逆対称	GPR	0.0643	2.2870
鉛直逆対称	重回帰	0.0837	0.5743
ねじれ	GPR	0.0612	2.8244
ねじれ	重回帰	0.0961	1.7468
鉛直対称	GPR	0.0425	1.0440
鉛直対称	重回帰	0.0823	0.5587

検証により得られた評価データに対する補間結果から算出したものである。

いずれの補間対象モードにおいても、ガウス過程回帰および重回帰分析による平均相対誤差率は0.1%未満となった。このことから、本解析条件においては、既知の3種類の固有振動数から欠損した1種類の固有振動数を高い精度で補間できる可能性が示された。特に、ガウス過程回帰では、全ての補間対象モードにおいて重回帰分析よりも平均相対誤差率が小さくなった。この結果より、4種類の固有振動数間には線形関係のみでは表しきれない関係性が含まれており、ガウス過程回帰がその関係性を反映して補間を行った可能性がある。

一方で、最大相対誤差率に着目すると、全ての補間対象モードにおいて、ガウス過程回帰の方が重回帰分析よりも大きい値を示した。例えば、ねじれの補間では、平均相対誤差率はガウス過程回帰が0.0612%、重回帰分析が0.0961%であり、平均的にはガウス過程回帰の方が高い補間精度を示した。しかし、最大相対誤差率はガウス過程回帰で2.8244%、重回帰分析で1.7468%となり、一部の条件ではガウス過程回帰の方が大きな誤差を示す場合が確認された。したがって、ガウス過程回帰は平均的な補間精度に優れる一方で、局所的には重回帰分析よりも誤差が大きくなる場合があると考えられる。

また、相対誤差率の分布を確認したところ、相対誤差率が1%以内となるデータの割合はいずれの補間条件においても99.5%以上であった。このことから、補間誤差は一部の条件で相対的に大きくなるものの、全体としては小さい範囲に集中していると考えられる。ただし、本結果は同一の有限要素モデルに基づく数値解析データを対象とした交差検証結果であるため、実橋における計測誤差や取得可能なデータ数の制約を含む条件での補間精度については、今後さらに検討する必要がある。

6. まとめ

本研究では、木橋の振動特性評価において、一部の振動モードに対応する固有振動数が取得できない場合を想定し、既知の固有振動数から欠損した固有振動数を補間する手法について基礎的検討を行った。解析対象はかじか橋の有限要素解析により得られた固有振動数データとし、4種類の固有振動数のうち1種類を補間対象、残り3種類を説明変数として補間を行った。補間手法には、ガウス過程回帰および重回帰分析を用い、5分割交差検証により補間精度を評価した。

その結果、いずれの補間対象モードにおいても、ガウス過程回帰および重回帰分析による平均相対誤差率は0.1%未満となり、本解析条件においては既知の3種類の固有振動数から欠損した1種類の固有振動数を高い精度で補間できる可能性が示された。また、ガウス過程回帰は全ての補間対象モードにおいて重回帰分析よりも平均相対誤差率が小さく、平均的な補間精度に優れる傾向がみられた。一方で、最大相対誤差率は全ての補間対象モードにおいてガウス過程回帰の方が重回帰分析よりも大きく、一部の条件ではガウス過程回帰の誤差が相対的に大きくなる場合が確認された。

さらに、相対誤差率の分布を確認したところ、相対誤差率が1%以内となるデータの割合はいずれの補間条件においても99.5%以上であり、補間誤差は全体として小さい範囲に集中していた。以上より、同一の有限要素モデルに基づく数値解析データを対象とした範囲では、ガウス過程回帰および重回帰分析による固有振動数の補間は有効であると考えられる。ただし、本研

究で得られた結果は数値解析データに対する交差検証結果であるため、今後は実橋における計測誤差や取得可能なデータ数の制約を考慮した補間精度の検討が必要である。

REFERENCES

- 1) 国土交通省：道路の維持修繕に関する省令・告示の制定について，2014. [Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism: *Dôro no izi syûzen ni kansuru syôrê-kokuzi no sêitê ni tuite*, 2014.]
- 2) 及川 大輔, 岩崎 圭音, 後藤 文彦, 青木 由香利: 加速度センサー搭載タブレットを用いためもと橋の振動特性評価, 土木学会論文集, 79 巻, 7 号, 2023. [Oikawa,D., Iwasaki,K., Gotou,H. and Aoki,Y.: Estimation of vibration characteristics of meoto bridge using tablets with accelerometer. Japanese Journal of JSCE, Vol.79 , No.7, 2023.]
- 3) Oikawa,D., Aoyama,M, Aoki,Y.and Gotou,H.: Influence of partial decay of timber bridge members on natural frequency, Journal of JSCE, Vol.12, Issue 1, pp. 1-7, 2024.
- 4) 青野 紫音, 及川 大輔, 後藤 文彦, 青木 由香利: かじか橋における部分的腐朽の組み合わせが固有振動数に与える感度土木学会論文集, 81 巻 28 号, 2025. [Aono,S.,Oikawa,D.,Gotou,H. and Aoki,Y.: Sensitivity of partial decay combinations in kajika bridge to the natural frequencies, Japanese Journal of JSCE, Vol.81, No.28, 2025.]
- 5) 青野 紫音, 後藤 文彦, 及川 大輔, 青木 由香利: 重回帰分析による木橋の部分的な腐朽箇所の推定, 木材工学研究概要集 24, pp.70-74, 2025. [Aono,S.,Gotou,H.,Oikawa,D. and Aoki,Y.: Estimation of partial decay in wooden bridges using multiple regression analysis, Abstracts of the 24th Symposium on Wood Engineering, pp.70-74, 2025.]
- 6) 及川 大輔, 故 菅沼 源二郎, 本田 秀行, 後藤 文彦: 経年による木製アーチ道路橋 (かじか橋) の構造性能と健全度調査, 木材工学論文報告集 19, pp.72-79, 2021. [Oikawa,D.,The Late Suganuma,G.,Honda,H and Gotou,H.: Structural performance and soundness evaluation of aging timber arch highway bridge, Paper Reports on Wood Engineering 19, pp. 72-79, 2021.]

Fundamental Study on Missing Data Interpolation Methods for Vibration-Based Evaluation of Timber Bridges

Shion AONO, Humihiko GOTOU, Daisuke OIKAWA and Yukari AOKI

Compared with other types of bridges, wooden bridges allow natural frequencies to be measured relatively easily through vibration testing. By using natural frequencies corresponding to multiple vibration modes, it may be possible to evaluate changes in the overall structural stiffness from multiple perspectives. However, in vibration measurements of actual bridges, it is not always possible to obtain all natural frequencies stably because of the effects of measurement conditions and other factors. In this study, four types of natural frequencies obtained from finite element analysis of the Kajika Bridge were used. One natural frequency was treated as a missing value, and the remaining three were used as explanatory variables. The missing natural frequency was then estimated using Gaussian process regression and multiple regression analysis. The estimation accuracy was evaluated using five-fold cross-validation. As a result, the mean relative error was less than 0.1% for all target natural frequencies, indicating that missing natural frequencies can potentially be estimated with high accuracy.

CLT 床版, プレストレス木床版, RC 床版の ライフサイクル GHG 排出量比較 ー林道橋を対象としてー

谷川ひなた¹・佐々木貴信²・高梨 隆也³・澤田 圭⁴

¹ 非会員 北海道大学大学院 農学院 (〒060-8589 札幌市北区北 9 条西 9 丁目)

E-mail: tanigawa.hinata.w3@elms.hokudai.ac.jp

² 正会員 北海道大学大学院教授 農学研究院 (〒060-8589 札幌市北区北 9 条西 9 丁目)

E-mail: tak-sas@agr.hokudai.ac.jp (Corresponding Author)

³ 正会員 北海道大学大学院助教 農学研究院 (〒060-8589 札幌市北区北 9 条西 9 丁目)

E-mail: rtakanashi@agr.hokudai.ac.jp

⁴ 非会員 北海道大学大学院准教授 農学研究院 (〒060-8589 札幌市北区北 9 条西 9 丁目)

E-mail: ksawata@agr.hokudai.ac.jp

北海道の林道橋梁の多くは老朽化が進んでおり、床版の更新が求められている。更新材料として木質系床版 (CLT 床版, プレストレス木床版) は RC 床版と比較してカーボンニュートラルへの貢献が期待されるが、塗装・防腐処理を含めた維持管理を考慮したライフサイクル GHG 排出量の比較は十分になされていない。本研究では、北海道赤平市の幹線林道奥大谷線 1 号橋を対象に、ポリウレタコーティングを施したカラマツ CLT 床版, カラマツ集成材を用いたプレストレス木床版, RC 床版の 3 種類について、50 年の評価期間を設定し、材料製造から維持管理・廃棄までを含むライフサイクル GHG 排出量を、IDEAv3.5.1 を用いて比較評価することを目的とした。

Key Words: life cycle assessment, cross laminated timber deck, stress-laminated timber deck, RC deck, forest road bridge, greenhouse gas

1. 背景

日本では、高度経済成長期以降に集中的に整備された社会資本が今後一斉に老朽化することが見込まれており、林道橋も例外ではない。図-1 は林野庁の調査^{注1)}により公開された林道橋 (橋長 4m 以上) のうち、整備後 50 年以上経過する施設の割合を管理者別に示したものである。2019 年度末時点で整備後 50 年以上が経過した林道橋の割合は全体で 44% であり、20 年後には 88% に達すると推計されている。北海道においても同様の傾向が見られる。道有林が管理する林道は総延長約 3.0 千 km、橋梁 646 橋 (令和 6 年 3 月末現在) に上るが、このうち整備後 50 年以上経過する橋梁の割合はすでに 63% であり、10 年後には 92%、20 年後には 98% とほぼ全数が更新時期を迎えることになる^{注2)}。

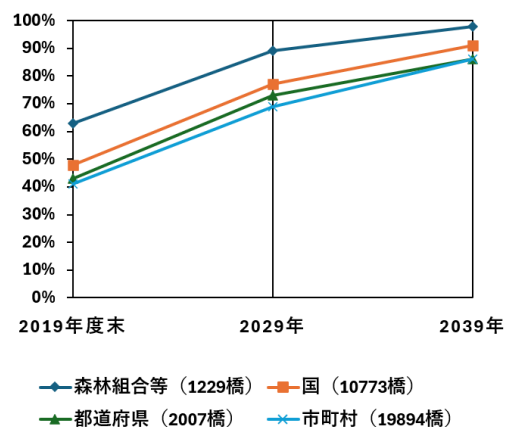


図-1 整備後 50 年以上経過する林道橋の割合

床版の改修・更新に一般に使用されてきた鉄筋コンクリート (RC) は製造時の GHG 排出量が多い一方、木

質材料は鉄鋼・コンクリートと比較して材料生産時のエネルギー消費量および GHG 排出量が小さく、地球温暖化の緩和に貢献するとされている。

近年、直交集成板（Cross Laminated Timber: CLT）やプレストレス木床版など、新しい木質材料を活用した橋梁床版の開発・適用が進んでいる。岩瀬ら（2019）²⁾は、秋田県大仙市の農道橋において CLT 床版と RC 床版のライフサイクル GHG 排出量を LCA（Life Cycle Assessment）により比較し、防水処理を施した CLT 床版が RC 床版よりも約 25%の GHG 削減効果をもたらす可能性を示した。一方、佐々木ら（2023）³⁾は、北海道赤平市の林道橋改修においてポリウレアコーティングによる CLT 床版の防腐対策を提案した。しかし、ポリウレアを含む CLT 床版の LCA、ならびにプレストレス木床版を含む複数の木質床版と RC 床版の 3 案比較による LCA 研究は行われていない。

そこで本研究では、北海道赤平市の幹線林道奥大谷線 1 号橋（図-2）を対象に、ポリウレアコーティングを施した CLT 床版、カラマツ集成材を用いたプレストレス木床版、RC（鉄筋コンクリート）床版の 3 種類について、50 年の評価期間におけるライフサイクル GHG 排出量を比較評価することを目的とした。

2. 研究方法

(1) 評価対象橋梁と比較シナリオ

評価対象とした幹線林道奥大谷線 1 号橋（北海道赤平市）は、橋長 6.8m、総幅員 4.3m（車道幅員 4.0m）の林道橋である。1980 年に架設後、約 42 年が経過した時点で床版の老朽化が進行したため、2023 年 3 月にカラマツ CLT 床版（Mx120-7-7, t=210 mm, 6 枚）への改修工事が実施された³⁾。改修にあたり、CLT 床版の全面にポリウレアによる防水処理が施され、橋面はアスファルト舗装（t=50 mm）が敷設されている。

本研究では、この改修橋梁を評価対象として、実際に改修に用いられた CLT 床版（図-3）、同設計荷重（140kN）で設計したプレストレス木床版（図-4）および RC 床版（図-5）の 3 種類の床版について、ライフサイクル GHG 排出量を比較した。また、CLT 床版には防水処理の有無、プレストレス木床版には防腐処理の有無を考慮し、評価期間を 50 年として計 5 シナリオを評価対象とした（表-1）。各シナリオは木橋の耐用年数予測法⁴⁾を用いて、算定した耐用年数予測値から設定した。橋梁形式を床版橋として算定した耐用年数の予測値は防水処置をした CLT 床版（C-1）と防腐処理をしたプレストレス木床版（P-1）で概ね 25 年（23.3 年）となり、防水処理や防腐処理を行わない CLT 床版（C-2）およびプ

レストレス木床版（P-2）では 15 年となる。なお、耐用年数予測法では上限値を 50 年としている。これらの値より、供用期間を 50 年として、C-1 では改修後 25 年で、再舗装とポリウレア処理の部分補修、P-1 では再舗装および木床版の取替えを行うこととした。C-2 および P-2 では改修後 15 年ごとに舗装および床版の取替えを行うこととした。RC 床版は、岩瀬らの研究²⁾を参考に、改修後

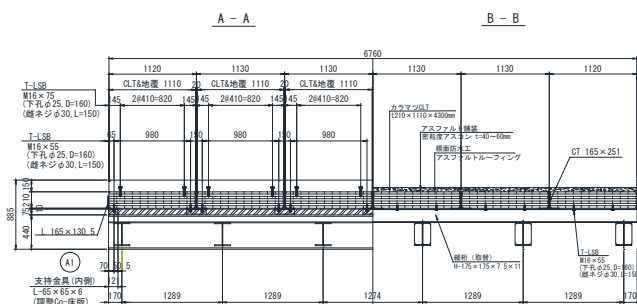


図-2 林道奥大谷線 1 号橋一般図

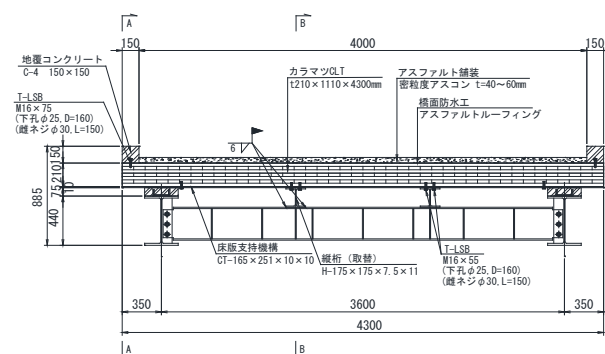


図-3 CLT 床版断面図

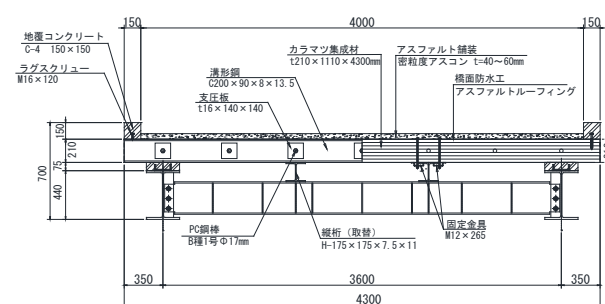


図-4 プレストレス木床版断面図

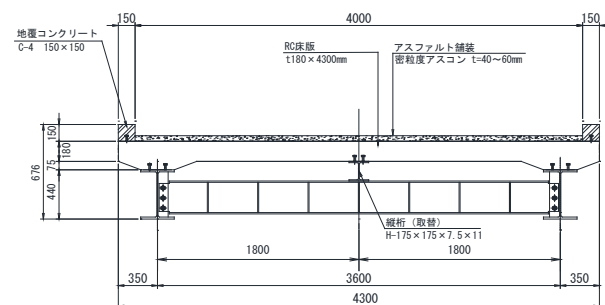


図-5 RC 床版断面図

25 年時点にエポキシ樹脂系注入材によるひび割れ注入および再舗装を 1 回実施するとした。

表-1 評価対象シナリオ

シナリオ	床版種別	防水・防腐処理	維持管理
C-1	CLT 床版	ポリウレア 全面塗布	25 年で再防水 (1 回)
C-2	CLT 床版	防水処理なし	15 年ごと全交換 (3 回)
P-1	プレストレス 木床版	防腐剤加圧注 入	25 年で全交換 (1 回)
P-2	プレストレス 木床版	防腐剤なし	15 年ごと全交換 (3 回)
RC	RC 床版	なし	25 年で ひび割れ注入

(2) 評価方法と評価範囲

本研究では ISO 14040 シリーズに基づく LCA 手法を用いてライフサイクル GHG 排出量を評価した。評価期間は 50 年、機能単位は 1 号橋床版 1 基（橋長 6.8 m×総幅員 4.3 m）の 50 年間の使用とした。評価範囲は、材料製造、材料輸送、施工、維持管理、廃棄・再利用の各過程とし（図-6）、改修に伴う新桁の設置以外の橋桁・橋台に関わる過程は対象外とした。

化石燃料消費由来の GHG（CO₂、CH₄、N₂O）を評価対象とし、木材の炭素貯蔵は計上しなかった。木材燃焼由来の CO₂ はカーボンニュートラルとして評価対象外とした。GHG 排出量原単位には LCI データベース IDEAv3.5.1^{注 3)} を使用し、地球温暖化係数（GWP100 without LULUCF）を用いて CO₂ 換算した。

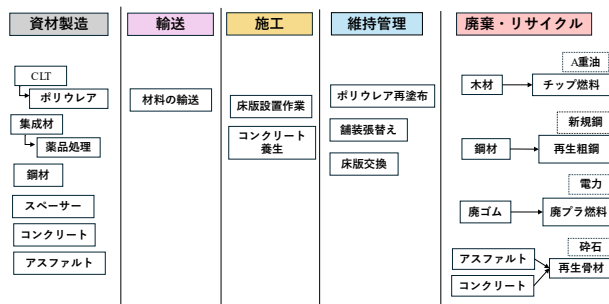


図-6 評価範囲

(4) インベントリデータ

各材料および燃料の使用量（フォアグラウンドデータ）は、施工数量計算書、設計図面、および施工業者への聞き取り調査をもとに収集した。カラマツ CLT の原単位

は中野ら（2020）⁵⁾ の値（252 kg-CO₂ eq/m³）を採用し、防腐処理を行った集成材の原単位は、IDEA 内の集成材 +（薬品処理木材－製材）の原単位を足したものとした。ポリウレアについては、主成分である MDI とポリエーテルポリオール配合比を一般的な 50:50 とし、原単位を算出した。CLT・集成材工場（北見市）から現場（赤平市）までの輸送距離は google maps により 211 km とした。RC 床版の施工に関わる情報については、国土交通省土木工事積算基準等を参考に積算した。

(5) 廃棄・再利用の評価方法

廃棄過程における各材料の評価方法を以下に示す。

廃木材はチップ加工後にチップボイラーの燃料として利用し、A 重油ボイラーを代替するものと仮定した。A 重油代替による GHG 削減量 E_{wood} (kg-CO₂ eq/kg) は式(1)により算出し、チップ燃焼による GHG 排出は成長時に吸収した量と同等とみなすカーボンニュートラルの考えを採用し、計算していない。

$$E_{wood} = \frac{H_{chip} \cdot \eta_{chip}}{H_{oil} \cdot \eta_{oil}} \times e_{oil} - e_{chip} \quad (1)$$

ここで、 H_{chip} ：チップの標準発熱量（18.45 MJ/kg^{注 4)}）、 η_{chip} ：チップボイラー熱効率（77.5%²⁾）、 H_{oil} ：A 重油の標準発熱量（38.82 MJ/kg^{注 4)}）、 η_{oil} ：A 重油ボイラー熱効率（88.5%²⁾）、 e_{oil} ：A 重油の GHG 排出量原単位（kg-CO₂ eq/kg）（燃焼を含む）、 e_{chip} ：チップ化工程の GHG 排出量（kg-CO₂ eq/kg）である。

廃 CT 材・鋼材・鉄スクラップは電炉法による再生粗鋼生産で新規転炉鋼を代替するものとし、歩留まり $\alpha = 0.90$ とし式(2)によりクレジットを算出した。

$$E_{steel} = \alpha \times (e_{BOF} - e_{EAF}) - e_{crush} \quad (2)$$

ここで、 e_{BOF} ：転炉法による粗鋼製造の GHG 原単位（kg-CO₂ eq/kg）、 e_{EAF} ：電炉法による粗鋼製造の GHG 原単位（kg-CO₂ eq/kg）、 e_{crush} ：金属くず類の破碎・選別処理の GHG 原単位（kg-CO₂ eq/kg）である。

廃ゴム（スペーサー）は廃プラスチックとして焼却発電し、発電効率 20%^{注 5)} で北海道の系統電力を代替するものと仮定した。電力代替による GHG 削減量 E_{rubber} (kg-CO₂ eq/kg) は式(3)により算出した。

$$E_{rubber} = H_{std} \times \eta_{gen} \times f_{MJ \rightarrow kWh} \times e_{grid} - (e_{burn} + e_{crush}) \quad (3)$$

ここで、 H_{std} ：標準発熱量（28.71 MJ/kg^{注 4)}）、 η_{gen} ：発電効率、 $f_{MJ \rightarrow kWh}$ ：MJ から kWh への換算係数（2.78×

10^{-1}), e_{grid} : 北海道電力の GHG 原単位 (kg-CO₂ eq/kWh), e_{burn} : 廃プラ燃焼による GHG 排出量 (kg-CO₂ eq/kg), e_{crush} : 廃プラスチック類の破碎・選別処理の GHG 原単位 (kg-CO₂ eq/kg) である。

廃アスファルト舗装は破碎により再生骨材 (歩留まり 100%) として利用し, 式(4)によりクレジットを計上した。廃コンクリートは破碎により路盤材用再生砕石 (歩留まり 90%) として利用し, 同様に式(4)によりクレジットを計上した。

$$E_{\text{recycle}} = \beta \times (e_{\text{virgin}} - e_{\text{recycled}}) - e_{\text{crush}} \quad (4)$$

ここで, β : 歩留まり, e_{virgin} : 新規砕石の GHG 原単位 (kg-CO₂ eq/kg), e_{recycled} : 再生骨材製造の GHG 原単位 (kg-CO₂ eq/kg), e_{crush} : がれき類の破碎・選別処理の GHG 原単位 (kg-CO₂ eq/kg) である。

3. 結果

(1) ライフサイクル GHG 排出量の比較

5 シナリオの各ライフサイクル過程における材料・燃

料使用量および廃棄物発生を表-2 に, ライフサイクル GHG 排出量 (評価期間 50 年) の内訳を表-3 に示す。廃棄・再利用によるクレジットを含めた 50 年ライフサイクル GHG (LCGHG) の合計は, P-2 (-9,555 kg-CO₂ eq) が最小となり, 次いで C-2 (-4,918 kg-CO₂ eq), P-1 (-3,489 kg-CO₂ eq) の順で負値 (GHG 削減) となった。一方, C-1 (477 kg-CO₂ eq) および RC (2,041 kg-CO₂ eq) は正値となり, RC が最大となった。

(2) 各過程の寄与分析

材料製造 GHG は C-1・C-2 が P-1・P-2 および RC より高い。これは CLT 床版に使用するポリウレア (336 kg-CO₂ eq) やゴムスペーサー (772 kg-CO₂ eq) の寄与による。一方, 維持管理 GHG は防水・防腐処理の有無と交換周期によって大きく異なる。維持管理 (材料) GHG は C-1 が 945 kg-CO₂ eq と最小であるのに対し, C-2 は 7,575 kg-CO₂ eq (C-1 の約 8 倍) に達した。廃棄・再利用過程では, 木質系床版が鉄鋼・木材のリサイクルクレジットにより大きな負値を示し, P-2 (-19,278 kg-CO₂ eq) が最大となった。RC は鉄筋リサイクルクレジットが主体で, -1,870 kg-CO₂ eq であった。

表-2 各ライフサイクル過程における材料・燃料使用量および廃棄物発生量

区 分		材料・燃料名	単位	C-1	C-2	P-1	P-2	RC
材料製造	木質材料	カラマツ集成材／CLT／型枠合板	m³	5.86	5.86	6.14	6.14	0.46
	コンクリート	調整・床版コンクリート	m³	0.20	0.20	0.20	0.20	5.73
	鋼材	鉄筋・形鋼・PC 鋼材・T-LSB 等	kg	1,432	1,432	1,042	1,042	1,475
	ゴム	硬質ゴムスペーサー	kg	107.3	107.3	-	-	-
	防水材	ポリマーセメント系防水・ポリウレア	kg	253.6	253.6	162.6	162.6	162.6
	アスファルト舗装	細粒度アスコン	kg	3,114	3,114	3,114	3,114	3,114
材料輸送	工場→現場	総輸送量（製造現場～施工現場）	t・km	830	830	817	817	571
施 工	重機燃料	軽油（架設・打設等）	L	52.6	52.6	-	-	268.9
	養生燃料	灯油（ジェットヒーター）	L	-	-	-	-	518.4
維持管理 （50 年）	木質材料	床版更新（集成材・CLT）	m³	-	17.57	6.14	18.42	-
	鋼材	PC 鋼材・接合金具更新	kg	-	-	208.0	624.1	-
	防水材	ポリウレア再塗布	kg	6.89	-	-	-	-
	ゴム	スペーサー交換	kg	107.3	321.9	-	-	-
	補修材	ひび割れ注入材（エポキシ樹脂）	kg	-	-	-	-	2.92
	アスファルト	舗装張替	kg	3,114	9,343	3,114	9,343	3,114
廃 棄 ・ 再利用	廃木材	廃集成材・CLT・型枠合板	kg	3,162	12,648	6,754	13,509	252
	廃鋼材	鉄スクラップ	kg	1,432	1,432	1,252	1,673	1,475
	廃コンクリート	調整・床版コンクリート	kg	480	480	480	480	13,743
	廃プラ	スペーサー・ポリウレア	kg	314.7	520.2	-	-	-
	廃アスファルト	舗装アスコン・ルーフィング	kg	6,871	14,059	3,919	14,059	3,356

表-3 各ライフサイクルにおける材料・燃料カテゴリ別の GHG 排出量 (kg-CO₂ eq)

	区 分	C-1	C-2	P-1	P-2	RC
材料製造	木質材料	1,476	1,476	1,738	1,255	96
	コンクリート	55	55	55	55	1,562
	鋼材	1,626	1,626	2,103	2,103	1,558
	ゴム	772	772	-	-	-
	防水材	378	42	42	42	42
	アスファルト舗装	73	73	73	73	73
材料輸送	工場→現場（初期）	161	161	158	158	162
施 工	軽油（重機）	22	22	-	-	114
	灯油（養生）	-	-	-	-	197
維持管理（50年）	木質材料（床版更新・集成材／CLT）	-	4,428	1,738	3,766	-
	鋼材（更新）	-	-	469	1,407	-
	防水材（ポリウレタ再塗布）	25	-	-	-	-
	ゴム（スペーサー交換）	772	2,316	-	-	-
	補修材（ひび割れ注入）	-	-	-	-	18
	アスファルト（舗装張替）	73	218	73	218	73
	維持管理輸送（更新材）	75	613	158	645	16
材料製造～維持管理	5,508	11,802	6,607	9,723	3,911	
廃棄・再利用（50年）	廃木材（集成材・CLT・型枠）	-4,099	-16,396	-8,756	-17,511	-327
	廃鋼材（鉄スクラップ）	-1,546	-1,546	-1,353	-1,807	-1,593
	廃コンクリート	1	1	1	1	40
	廃プラ	593	1,181	-	-	-
	廃アスファルト（舗装・ルーフィング）	19	39	11	39	9
廃棄・再利用	-5,031	-16,720	-10,096	-19,278	-1,870	
LCGHG 合計（50年）	477	-4,918	-3,489	-9,555	2,041	

4. 考察

(1) 木質系床版の優位性とその要因

廃棄・再利用のクレジットを含めた 50 年 LCGHG では、木質系床版のうち C-2・P-1・P-2 が負値となり、中でも P-2 (-9,555 kg-CO₂ eq) が最小となった。一方、C-1 (477 kg-CO₂ eq) はわずかに正値となり、RC 床版 (2,041 kg-CO₂ eq) が最大となった。これは、木質系床版では廃木材の燃料利用および PC 鋼材・鉄鋼類の電炉リサイクルによる大きなカーボンクレジットが計上されるためであり、特に交換回数の多い P-2 (廃棄・再利用-19,278 kg-CO₂ eq) でクレジットが最大となった。一方 RC 床版は鉄筋リサイクルクレジット (-1,870 kg-CO₂ eq) が限られるため、正値のままとなった。

(2) 防水・防腐処理が GHG に与える影響

材料製造から維持管理までの排出は、CLT 床版では C-

1 (5,508 kg-CO₂ eq) と C-2 (11,802 kg-CO₂ eq) の間に約 2.1 倍の差が生じた。ポリウレタによる防水処理により維持管理までの合計を 6,294 kg-CO₂ eq 削減できる効果が確認された。同様にプレストレス木床版でも P-1 (6,607 kg-CO₂ eq) と P-2 (9,723 kg-CO₂ eq) の差 (3,116 kg-CO₂ eq) から、防腐処理の効果が GHG 削減に寄与することが示された。ただし、廃棄・再利用クレジットを含めた 50 年 LCGHG では、交換回数の多い防水・防腐なし案 (C-2・P-2) でも廃材クレジットが大きく計上されるため、最終的には P-2 が最小、C-2 が次いで小さい LCGHG となった。

(3) 廃棄・再利用を含めない場合の比較

本研究の LCGHG は廃棄・再利用によるカーボンクレジットに大きく依存しているため、廃棄クレジットを計上しない「材料製造～維持管理までの合計」による比較も併せて検討する。維持管理までの合計では、RC 床版

(3,911 kg-CO₂ eq) が最小となり、以下 C-1 (5,508 kg-CO₂ eq) , P-1 (6,607 kg-CO₂ eq) , P-2 (9,723 kg-CO₂ eq) , C-2 (11,802 kg-CO₂ eq) の順であり、廃棄クレジットを含めた LCGHG (P-2 最小, RC 最大) とは順位が完全に逆転する。これは、材料製造から維持管理までの排出量自体は、50 年間全交換が不要で維持管理 GHG が極めて小さい RC 床版が最も小さく、交換回数の多い木質系床版ほど大きくなるためである。したがって、木質系床版の GHG 優位は廃木材の燃料利用や鉄鋼類の電炉リサイクルによるクレジットをどの程度見込めるかに左右される。廃木材を燃料利用せず埋め立て処分する場合や、選別回収・再資源化が進まない場合には、RC 床版が相対的に有利となる可能性があり、廃棄シナリオの選択が結論を大きく左右する点に留意が必要であることが示された。

(4) 岩瀬ら (2019) ²⁾ の研究との比較

本研究で対象とした赤平 1 号橋の CLT 床版 (C-1 : ポリウレア防水, 25 年ごとに再防水処理) のライフサイクル GHG 排出量を、CLT 床版の先行事例である岩瀬ら (2019) の評価結果と比較した。

以下 3 点の定性的な傾向は両研究で整合した。

- (i) CLT 床版に防水処理を行うケースは正味で排出超過となる (本研究 C-1 : +477 kg-CO₂ eq, 岩瀬ら防水処理あり : +2,170 kg-CO₂ eq) 一方、防水処理を行わず廃 CLT を燃料利用するケースは正味で大幅な削減となる (本研究 C-2 : -4,918 kg-CO₂ eq, 岩瀬ら防水処理なし : -39 kg-CO₂ eq)
- (ii) 廃棄・再利用過程における削減は、廃 CLT のチップボイラー燃料化による A 重油代替が支配的である
- (iii) RC 床版は正味で排出超過となる (本研究 : +2,041 kg-CO₂ eq, 岩瀬ら : +2,285 kg-CO₂ eq)

一方、廃棄・再利用過程の GHG 削減量の絶対値は本研究の方が大きかった (C-1 : -5,031 kg-CO₂ eq に対し、岩瀬ら防水処理あり : -2,424 kg-CO₂ eq) 。これは主として対象橋梁の規模および改修構成の違いに起因する。本橋の CLT 床版質量は約 3.16 t と岩瀬らの事例より大きく、廃木材の燃料代替による削減量が増加した。本橋の CLT 床版の質量が大きいのは、対象橋が林道橋であり、岩瀬らの農道橋に比べて設計荷重が 3.5 倍 (40kN→140kN) であることによる。加えて、本橋では床版改修に伴い新設縦桁・垂直補剛材等の鋼材が追加されており、これらの廃鋼材の再生粗鋼利用による削減量が上乘せされたことも、削減量を押し上げた要因である。なお、廃木材代替原単位 (約 -1.30 kg-CO₂ eq/kg) の算定では、岩瀬らと同一の熱効率 (チップボイラー 77.5%, A 重油ボイラー 88.5%) を採用した。岩瀬ら (IDEAv2.1.3 使用) はチップ化工程の GHG を計上していないと思われるが、本研

究では IDEAv3.5.1 のチップ加工原単位を差し引いている。なお、LCI データベースの更新による A 重油 GHG 値の増加分がチップ化 GHG の差引分とほぼ相殺するため、両者の代替原単位は偶然にもほぼ同値となっている。その結果、本研究では RC 床版 (+2,041 kg-CO₂ eq) を CLT 床版 (C-1 : +477 kg-CO₂ eq) へ代替することで約 77% の GHG 削減が見込まれ、防水処理を行う場合でも相応の削減効果が得られた。これは、防水処理ありのケースでは RC 床版との差が小さく削減効果は限定的とした岩瀬らの結果とは異なる。この差異は、本橋の廃棄・再利用過程における廃 CLT・廃鋼材の削減量が相対的に大きいことによるものと考えられる。

(5) 不確実性と今後の課題

本研究ではポリウレアを 25 年で再塗布するとし、またその再塗布量を全面積の 10% と仮定しているが、この仮定が妥当かはポリウレアの耐久性が未知数であるため、分からないのが現状である。これらの変数がどの程度結果に影響するか、今後感度分析によって確認する必要がある。さらに、本研究では木材の炭素貯蔵効果を評価対象外としており、これを考慮すれば木質系床版の優位性がより明確になると予想される。

5. 結論

幹線林道奥大谷線 1 号橋を対象に、CLT 床版、プレストレス木床版、RC 床版の 3 種類 5 シナリオについて、50 年評価期間のライフサイクル GHG 排出量を、IDEAv3.5.1 を用いて比較評価した。主な結論は以下のとおりである。

- (1) 廃棄・再利用クレジットを含めた 50 年ライフサイクル GHG (LCGHG) は、木質系床版のうち C-2・P-1・P-2 が負値 (GHG 削減) となり、防腐処理なしプレストレス木床版 P-2 (-9,555 kg-CO₂ eq) が最小となった。一方、CLT 床版 C-1 (477 kg-CO₂ eq) および RC 床版 (2,041 kg-CO₂ eq) は正値となり、RC が最大となった。
- (2) 防水・防腐処理の有無は維持管理 GHG に大きく影響し、CLT 床版ではポリウレア防水の採用により防水なし案と比較して維持管理までの合計で約 53% の GHG 削減効果が認められた。
- (3) 廃棄・再利用によるカーボンクレジットを計上した結果、木質系床版の LCGHG はいずれも正値の RC 床版を下回り、C-1 を除く 3 案では負値 (GHG 削減) となった。さらに木材の炭素貯蔵効果を考慮すれば、木質系床版の GHG 優位性がさらに高まる可能性がある。

謝辞 : 本研究は JSPS 科研費 26K0102906 の助成を受けた

ものです。本研究を行うにあたり、多くの方々にご指導、ご協力をいただきました。積算に必要なデータを集める際には、服部エンジニア株式会社の荒木昇吾様、瀧上工業株式会社の水口大輔様、三井住友建設株式会社の山村学様にお力添えをいただきました。この場を借りて感謝申し上げます。

NOTES

- 注1) 林野庁：林野庁インフラ長寿命化計画（行動計画），令和3年3月31日改定，2021.
- 注2) 北海道水産林務部林務局森林整備課：北海道インフラ長寿命化計画（行動計画）施設編 V-iii 林道，2025.
- 注3) AIST-IDEA Ver.3.5.1 標準版 (2025/5/30)
国立研究開発法人 産業技術総合研究所 安全科学研究部門 IDEA ラボ
- 注4) 資源エネルギー庁：総合エネルギー統計
https://www.enecho.meti.go.jp/statistics/total_energy/carbon_2023.html,
- 注5) 一般社団法人プラスチック循環利用協会「プラスチックリサイクルの基礎知識 2025」
<https://www.pwmi.or.jp/pdf/panfl.pdf>

REFERENCES

- 1) 林野庁：令和4年度森林・林業白書，林野庁，pp. 2-15，2022. [Forestry Agency: Annual Report on Forest and Forestry in Japan FY2022, Forestry Agency, pp. 2-15, 2022.]
- 2) 岩瀬鉄也，佐々木貴信，橋本征二，荒木昇吾，加用千裕：直交集成板を床版に用いた橋梁のライフサイクル温室効果ガス排出量，木材利用研究論文報告集，Vol. 18，pp. 40-46，2019. [Iwase, T., Sasaki, T., Hashimoto, S., Araki, S. and Kayo, C.: Life cycle greenhouse gas emissions of a bridge using cross laminated timber as a deck, Proceedings of Wood Utilization Research, Vol. 18, pp. 40-46, 2019.]
- 3) 佐々木貴信，大橋義徳，宮内輝久，久保 征治：カラマツ CLT を用いた林道橋の床版補修，令和5年度土木学会全国大会第78回年次学術講演会，V-174，2023. [Sasaki, T., Ohashi, Y., Miyauchi, T. and Kubo, M.: Repair of floor deck of forest road bridge using Cross Laminated Timber of Japanese larch, Proceedings of the 78th Annual Conference of the Japan Society of Civil Engineers, V-173, 2023.]
- 4) 土木学会 木材工学特別委員会，JSCE 木材利用ライブラリー002 木橋の耐用年数，土木学会，2011. [Japan Society of Civil Engineers, Special Committee on Timber Engineering; JSCE Wood Utilization Library 002: Service Life of Wooden Bridges, Japan Society of Civil Engineers, 2011.]
- 5) Nakano, K., Koike, W., Yamagishi, K. and Hattori, N.: Environmental impacts of cross-laminated timber production in Japan, Clean Technologies and Environmental Policy, Vol. 22, No. 10, pp. 2193-2205, 2020.

Comparative Life Cycle GHG Emissions of Cross-Laminated Timber, Stress-Laminated Timber, and Reinforced Concrete Bridge Decks for Forestry Roads

Hinata TANIGAWA, Takanobu SASAKI, Ryuya TAKANASHI and Kei SAWATA

Many forestry road bridges in Hokkaido are experiencing significant deterioration, and replacement of bridge decks has become increasingly necessary. Timber bridge decks, such as cross-laminated timber (CLT) decks and stress-laminated timber (SLT) decks, are expected to contribute to carbon neutrality compared with conventional reinforced concrete (RC) decks. However, few studies have comprehensively compared their life cycle greenhouse gas (GHG) emissions while accounting for maintenance activities, including protective coating and preservative treatments.

This study aims to compare the life cycle GHG emissions of three bridge deck systems: a CLT deck coated with polyurea, an SLT deck made from larch glulam, and an RC deck. The assessment is conducted for Bridge No. 1 on the Okutani Forest Road in Akabira city, Hokkaido, Japan. A 50-year service life is assumed, and GHG emissions are evaluated from material production through maintenance and end-of-life treatment using the IDEA v3.5.1 life cycle inventory database.

忍野八海・八海橋の健全度調査

及川 大輔¹・管野 侑²・辻 俊一³・高橋 晃一⁴・子田康弘⁵

¹正会員 日本大学 工学部 (〒 963-8642 福島県郡山市田村町徳定字中河原 1 番地)
E-mail: oikawa.daisuke@nihon-u.ac.jp (Corresponding Author)

²正会員 株式会社アーバン設計 (〒 963-0201 福島県郡山市大槻町御前東 46-26)
E-mail: t-kanno@urban-dc.co.jp

³正会員 株式会社 エスティ設計 (〒 409-1303 山梨県甲州市勝沼町小佐手 718)
E-mail: stplanning@dance.ocn.ne.jp

⁴正会員 株式会社アーバン設計 (〒 963-0201 福島県郡山市大槻町御前東 46-26)
E-mail: takahashi@urban-dc.co.jp

⁵正会員 日本大学 工学部 (〒 963-8642 福島県郡山市田村町徳定字中河原 1 番地)
E-mail: koda.yasuhiro@nihon-u.ac.jp

本研究では、供用後 30 年以上が経過した忍野八海内の木製歩道橋（八海橋 1 号・2 号）を対象に、スマートフォンを用いた振動試験による全体剛性評価と、FAKOPP、ピン貫入試験、視診および打診による局部腐朽診断を実施した。固有振動数に基づく曲げ剛性の低下率は 1 号橋で約 24%、2 号橋で約 21%であり、数値解析上は両橋とも要求性能を満たした。一方、局部診断では 1 号橋の主桁継手部や橋脚部、2 号橋の桁端部や床版に顕著な内部腐朽が確認され、外観上の健全度と内部劣化の進行度に乖離がある実態が浮き彫りとなった。これらの結果から、既設木橋における全体評価と局部診断を併用した総合的評価の重要性を示すとともに、観光需要の増加やユニバーサルデザインの観点から踏まえた計画的な架替え等の維持管理方針を提言した。

Key Words: timber bridge, smartphone accelerometer, natural frequency, stiffness degradation, stress wave propagation, deterioration diagnosis

1. はじめに

近年、地域資源の有効活用や脱炭素社会の実現に向けて、土木分野における木材利用の重要性が再認識されている。木材は軽量で加工性に優れ、周辺景観との調和性にも優れることから、歩道橋、遊歩道、公園施設などの小規模インフラに適した構造材料である。一方で、屋外暴露環境下で使用される木橋では、雨水、日射、湿潤乾燥の繰返し、生物劣化等の影響を受けやすく、供用年数の経過に伴う腐朽劣化が維持管理上の重要な課題となる。

木橋の健全度評価では、目視点検や打診により表面劣化や部材損傷を把握することが一般的である¹⁾。しかし、木材の腐朽は必ずしも表面から明瞭に確認できるとは限らず、外観上は比較的健全に見える部材であっても、内部で腐朽が進行している場合がある。そのため、既設木橋の安全性を適切に評価するためには、外観調査のみに依存するのではなく、橋梁全体の構造性能と部材内部の局部劣化を組み合わせる評価することが重要である。

著者らはこれまで、スマートフォンやタブレット端末に内蔵された加速度センサーを用いて、木橋の振動特性を簡易に測定し、固有振動数に基づいて橋梁全体の曲げ剛性を推定する手法について検討してきた^{2),3),4)}。

この方法は、特別な計測機器を用いずに現地で実施できる点で、木橋の簡易点検手法として有用であると考えられる。一方で、振動試験により得られる情報は橋梁全体の平均的な剛性状態を反映するものであり、継手部、桁端部、橋脚部などに生じる局所的な腐朽劣化を直接評価するものではない。

そこで本研究では、供用から 30 年以上が経過した山梨県南都留郡忍野村の観光地である忍野八海内に位置する木製歩道橋「八海橋 1 号」および「八海橋 2 号」を対象として、木橋の健全度調査を実施した。調査では、スマートフォンを用いた振動試験により橋梁全体の曲げ剛性の低下傾向を推定するとともに、FAKOPP による応力波伝播試験、フォースゲージによるピン貫入試験、視診および打診により、部材内部を含む局部的な腐朽劣化の状態を確認した。さらに、振動試験から得られた固有振動数をもとに現状の剛性状態を反映した 3 次元数値解析モデルを作成し、静的載荷解析により部材応力および鉛直たわみの観点から要求性能を評価した。本研究の目的は、供用から 30 年以上が経過した既設木製歩道橋を対象として、スマートフォンを用いた振動試験により橋梁全体の剛性状態を簡易に評価し、その結果を FAKOPP 等による部材単位の腐朽診断結果と照合することで、既設木橋の健全度評価における簡易振動測定の適用可能性を検討することである。特に、観



図-1 八海橋 1 号の外観

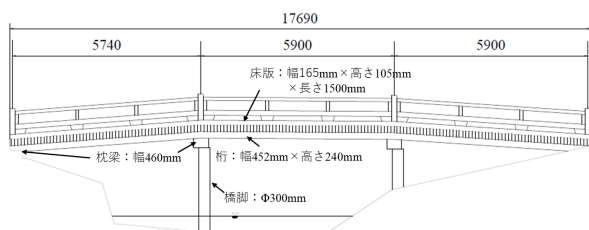


図-2 八海橋 1 号の一般図

光地に位置し利用頻度の高い木製歩道橋を対象とした実橋調査を通じて、振動特性に基づく全体評価と、部材単位の劣化状況との関係を整理し、木橋の維持管理における簡易調査手法の活用に向けた基礎的知見を得ることを目的とする。

2. 対象橋梁

本研究で対象とした橋梁は、山梨県南都留郡忍野村忍草に位置する忍野八海内の木製歩道橋である八海橋 1 号および八海橋 2 号である。忍野八海は富士山周辺の代表的な観光地であり、国内外から多くの観光客が訪れる地域である。対象橋梁はいずれも観光ルート上に位置しており、歩行者の移動を支える重要な施設である。一方で、両橋は供用開始から 30 年以上が経過しており、屋外環境下での長期供用に伴う腐朽劣化の進行が懸念される。

八海橋 1 号（外観：図-1，一般図：図-2）は、新名庄川を横断する橋長 17.690m，全幅員 1.5m の木製歩道橋である。橋梁形式は 3 径間の 2 主桁橋であり，主桁，床版，高欄，橋脚および枕梁に木材が用いられている。一方，



図-3 八海橋 2 号の外観

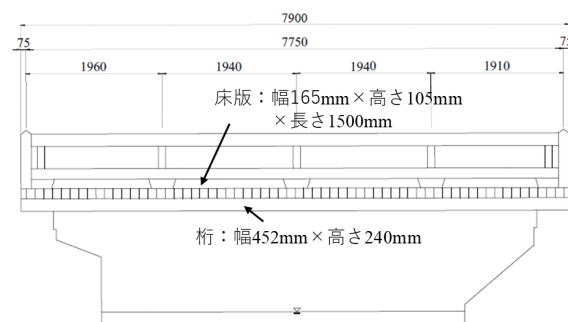


図-4 八海橋 2 号の一般図

表-1 対象橋梁の概要

項目	八海橋 1 号	八海橋 2 号
所在地	山梨県南都留郡忍野村忍草	
管理者	忍野村	
橋梁種別	木製歩道橋	
橋長	17.690 m	7.900 m
全幅員	1.5 m	1.5 m
構造形式	3 径間 2 主桁橋	単径間 2 主桁橋
主桁寸法	452 mm × 240 mm	
床版寸法	165 mm × 105 mm × 1500 mm	
使用材料	カラマツと推定	

八海橋 2 号（外観：図-3，一般図：図-4）は，橋長 7.900m，全幅員 1.5m の単径間の 2 主桁橋である。八海橋 1 号および八海橋 2 号は，橋長や橋脚の有無に違いはあるものの，基本的な構造形式および主要部材寸法は同様である。主桁は，断面寸法 B:452mm × H:240mm の木桁 2 本で構成されている。床版は，断面寸法 B:165mm × H:105mm，長さ 1500mm の角材を，その長手方向が橋軸直角方向となるように配置し，これを橋軸方向に複数本並べることで構成されている。支間内には横構や対傾構は設けられておらず，橋台上，および八海橋 1 号では橋脚上に設置された枕梁と床版を介して，2 本の主桁間で荷重分配がなされる構造である。したがって，本橋は比較的簡易な 2 主桁形式の木製歩道橋であり，主桁間の荷重分配や全体挙動は，床版および枕梁の剛性に影響を受ける構造であると考えられる。

使用材料については，建設時の正式な記録は残され

ていないものの、管理者である忍野村への聞き取り等から、八海橋 1 号および八海橋 2 号ともにカラマツ材であると推定される。対象橋梁の概要を表-1 に示す。両橋はいずれも全幅員が 1.5m であり、観光地内に位置する歩道橋としては、歩行者のすれ違いや車椅子利用者等の通行を考慮した場合、使用性の面で十分な余裕があるとは言い難い。そのため、本研究では、供用後 30 年以上を経過した木製歩道橋の健全度評価という観点に加え、観光地において高頻度に利用される既設木橋の維持管理上の課題を把握することを目的として、八海橋 1 号および八海橋 2 号を調査対象とした。

3. 調査方法

本研究では、2026 年 1 月 12 日および 13 日に、八海橋 1 号および八海橋 2 号を対象として、橋梁全体の曲げ剛性を把握するための振動試験と、部材単位の腐朽劣化を確認するための局部劣化診断を実施した。調査時の天候は両日ともに晴れであった。

振動試験では、スマートフォンに内蔵された加速度センサーを用いて橋梁の応答加速度を測定し、得られた加速度波形に対して FFT 解析を行うことで、卓越振動数から固有振動数を推定した。また、部材ごとの劣化診断として、FAKOPP による応力波伝播試験、フォースゲージによるピン貫入試験、視診および打診を実施した。

これらの結果を総合的に比較することで、振動試験により推定される橋梁全体の曲げ剛性の低下と、部材内部に生じる局部腐朽の関係を検討した。以下に、各試験方法の詳細について述べる。

(1) 振動試験

橋梁全体の曲げ剛性を把握するため、スマートフォンに内蔵された加速度センサーを用いた振動試験を実施した。著者らはこれまで、加速度センサーを搭載したスマートデバイスを用いて木製歩道橋の応答加速度を測定し、得られた加速度波形から固有振動数および振動モードを推定する手法について検討してきた²⁾。本研究においても既往研究²⁾および橋梁振動モニタリングのガイドライン⁵⁾を参考に測定対象とする振動モードの腹の位置をできる限り含むようにスマートフォンを配置し、加振時または通行時に生じる橋梁の応答加速度を測定した。

測定では、スマートフォンを床版上面に設置し、橋軸方向の 1/4 点、1/2 点、3/4 点付近を主な測定位置とした。また、鉛直方向の曲げ振動を把握するための砂袋落下衝撃加振、水平振動を把握するための人力加振を実施した。加振位置は、誘起する振動モードに応じて、

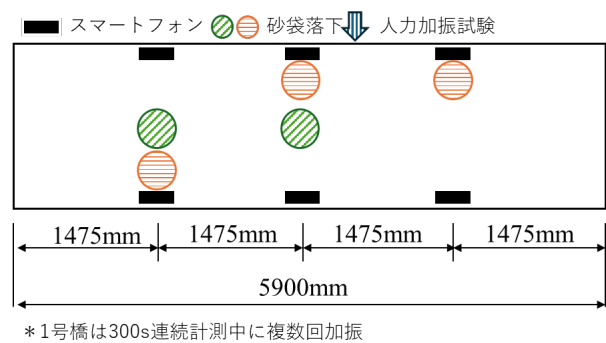


図-5 八海橋 1 号のセンサー設置位置と加振位置

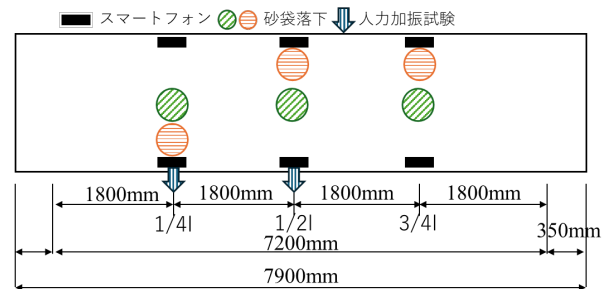


図-6 八海橋 2 号のセンサー設置位置と加振位置

支間中央部または高欄部とした。

八海橋 1 号は 3 径間橋であるため、中央径間を対象として測定を実施した。八海橋 1 号では観光客の往来が多く、通常の 30s 程度の測定を加振条件ごとに繰り返して実施することが困難であった。そのため、測定時間を 300s とし、連続的に応答加速度を記録した。測定中には、観光客の往来状況を確認しながら、砂袋落下衝撃加振および人力加振を複数回実施した（センサーの設置位置と加振位置：図-5）。したがって、八海橋 1 号の測定波形には、砂袋落下衝撃加振、人力加振、常時微動および歩行者通行に伴う振動応答が含まれている。一方、八海橋 2 号では、八海橋 1 号と比較して観光客の往来が少なかったため、各試験の測定時間を 30s とし、砂袋落下衝撃加振および人力加振により振動モードを誘起し、応答加速度を測定した（センサーの設置位置と加振位置：図-6）。なお、全ての試験において、サンプリング周波数は 100Hz である。得られた加速度波形に対して FFT 解析を行い、パワースペクトル密度を算出した。そのうえで、卓越振動数および測定点間の応答の傾向を確認し、橋梁の固有振動数を推定した。本研究では、特に鉛直 1 次振動モードに着目し、後述する数値解析結果と比較することで、橋梁全体の曲げ剛性の低下傾向を評価した。

(2) 応力波伝播試験

部材内部の腐朽劣化を把握するため、FAKOPPを用いた応力波伝播試験を実施した^{1),6)}。本試験は、木部材の任意の2点間にセンサーを設置し、一方の端子をハンマーで打撃することにより発生させた応力波が、他方の端子に到達するまでの伝播時間を測定するものである。測定された伝播時間を用いて、2点間の距離を伝播時間で除すことにより、応力波伝播速度を算出した。

木材内部に腐朽や空洞が生じている場合、健全部材と比較して応力波の伝播時間は長くなり、伝播速度は低下する。そのため、本研究では、部材ごとに応力波伝播速度を算出し、推定される樹種および測定方向に対応する標準的な伝播速度と比較することで、部材内部の腐朽劣化を評価した。評価にあたっては、標準的な伝播速度より10%以上低下した箇所を、腐朽が疑われる箇所として整理した。

主桁については、端部および支間内の複数箇所において、繊維直角方向の応力波伝播時間を測定した。また、床版については、床版を構成する角材を対象として、繊維方向の応力波伝播時間を測定した。測定の概要を図-7に示す。なお、現地では足場を設置していないため、橋梁下部など測定が困難な箇所については、安全に測定可能な範囲で試験を実施した。

(3) ピン貫入試験

木材表面付近の腐朽状態を把握するため、フォースゲージによるピン貫入試験を実施した(図-8)。木材の腐朽診断では、ピロディンを用いたピン貫入試験が表面劣化を把握する方法として用いられている¹⁾。本研究では、ピロディン試験の代替的な方法⁸⁾として、フォースゲージの先端にプラスドライバー状のピンを装着し、一定荷重で木材表面に押し込むことにより、ピンの貫入深さを測定した。

測定では、フォースゲージにより150Nの荷重を作用させ、そのときのピン貫入深さを読み取った。腐朽が進行して木材表面付近の抵抗が低下している場合、ピンは健全部材よりも深く貫入する。本研究では、主として高欄部材である笠木、平桁、水繰木を対象としてピン貫入試験を実施し、得られた貫入深さから表面付近の腐朽劣化の有無を確認した。

(4) 視診および打診

外観上の損傷および腐朽の兆候を確認するため、視診を実施した。視診では、主桁、床版、高欄、橋脚、枕梁等を対象として、腐朽、割れ、部材の欠損、苔や菌類の発生、接合部周辺の劣化状況を確認した。特に、床版裏面、主桁端部、継手部、橋脚上部および水際付近など、雨水の滞留や湿潤状態が生じやすい箇所に着目

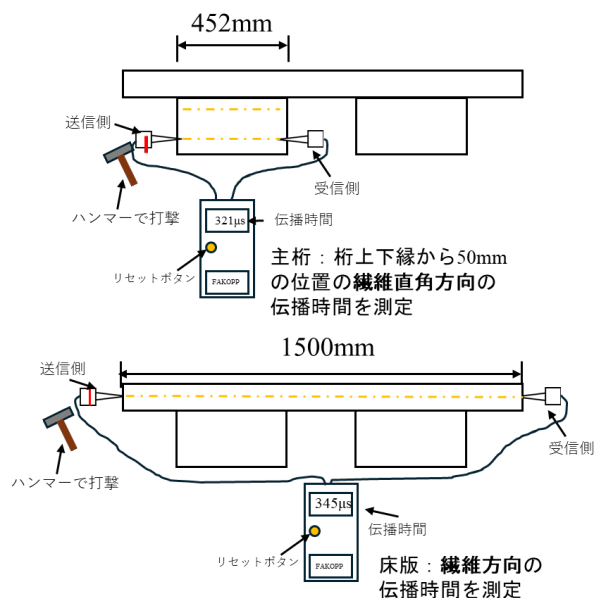


図-7 応力波伝播時間測定の概要



図-8 ピン貫入試験の様子

した。

また、視診のみでは判断が困難な内部腐朽の有無を補助的に確認するため、ハンマーによる打診を実施した。打診では、木部材表面を軽く打撃し、その反響音により内部状態を判断した。健全な部材では比較的高く明瞭な打音が得られるのに対し、内部腐朽や空洞が生じている場合には、濁音または空音が生じる。

4. 振動試験による全体剛性評価

(1) 固有振動数の同定

測定された応答加速度波形（例えば図-9,10）に対してFFT解析を行い、各測点におけるパワースペクトル密度（例えば図-11,12）を算出した。その後、卓越振動数を確認するとともに、卓越振動数近傍を対象としてバンドパスフィルタ処理を行い、抽出された振動波形か

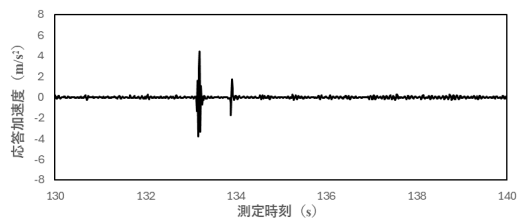


図-9 1号で測定された加速度波形（砂袋落下 $\frac{1}{2}$ 地点）

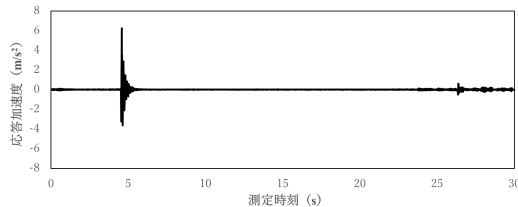


図-10 2号で測定された加速度波形（砂袋落下 $\frac{1}{2}$ 地点）

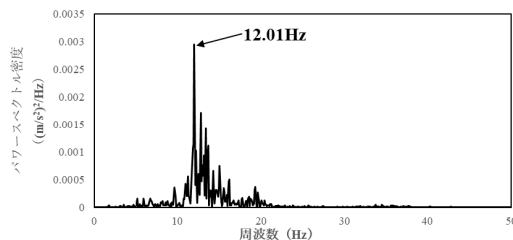


図-11 パワースペクトル密度の例（1号：砂袋落下 $\frac{1}{2}$ 地点）

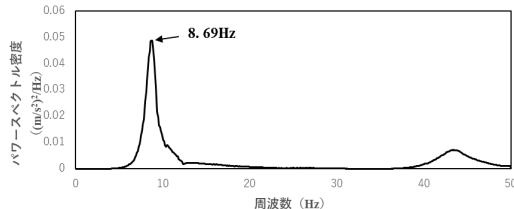


図-12 パワースペクトル密度の例（2号：砂袋落下 $\frac{1}{2}$ 地点）

ら測点間の位相差を確認することで、固有振動数および振動モードを同定した。

著者らはこれまで、加速度センサーを搭載したスマートデバイスを用いて、木製歩道橋の応答加速度を測定し、得られた加速度波形から固有振動数および振動モードを推定する方法について検討してきた^{2),3),4)}。本研究においても、これらの既往研究と同様に、複数の測点で測定された加速度波形の周波数特性および位相差に基づいて振動モードの同定を行った。

FFT解析およびバンドパスフィルタ処理には、数値計算プラットフォームMATLABを用いた。FFT解析におけるデータ数は1024点とし、サンプリング周波数を100Hzとしたため、周波数分解能は $100/1024=0.0977\text{Hz}$ である。なお、1号橋については、各試験を実施した時

間の加速度データを1024個抽出してFFT解析を実施してパワースペクトル密度を求めた。また、複数のスマートフォンにより同時測定を行うため、各端末の測定開始時刻の差を確認し、必要に応じて波形データの開始点を補正した。測定開始時刻は出力データに記録された時刻を用い、測点間の位相差を比較できるように整理した。さらに、3Dソリッドモデルを用いた固有値解析結果と照合することで、実測により得られた卓越振動数に対応する振動モードを確認した。本研究では、橋梁全体の曲げ剛性の評価を目的として、鉛直曲げの基本振動モードである鉛直1次振動モードに着目した。

(2) 橋梁全体の曲げ剛性の低減

振動試験によって得られた固有振動数を、供用後30年以上が経過した現時点における実測値とみなし、数値解析モデルを用いて橋梁全体の曲げ剛性の低下率を推定した。既往研究では、経年劣化に伴う固有振動数の低下に着目し、実測された固有振動数を基準として固有値解析による逆解析を行うことで、橋梁全体の曲げ剛性低下を推定している^{9),10)}。本研究においても、鉛直1次固有振動数が橋梁全体の曲げ剛性に依存することに着目し、みなし新設時モデルのヤング率を段階的に低減させ、実測固有振動数と一致する低減率を橋梁全体の曲げ剛性低下率として評価した。

本研究では、みなし新設時の数値解析モデルを作成し、そのモデルに対してヤング率を一様に低減させることで、橋梁全体の曲げ剛性低下を再現した。具体的には、解析により得られる鉛直1次固有振動数が実測値と一致するようにヤング率を段階的に低減させ、そのときの低減倍率を橋梁全体の曲げ剛性の低減率として評価した。なお、本評価は橋梁全体の平均的な剛性状態を推定するものであり、部材内部の局部腐朽を直接評価するものではない。

その結果、八海橋1号では橋梁全体の曲げ剛性が約24%、八海橋2号では約21%低下していると推定された。すなわち、みなし新設時に対する現在の曲げ剛性は、八海橋1号で約76%、八海橋2号で約79%であると考えられる。

5. 部材単位の腐朽診断結果

(1) FAKOPPによる応力波伝播試験結果

FAKOPPによる応力波伝播試験では、各部材における応力波伝播時間を測定し、測定区間長を伝播時間で除することで応力波伝播速度を算出した。本研究では、対象橋梁の主要木部材がカラマツ材であると推定されることから、カラマツ材の標準的な伝播速度を基準として

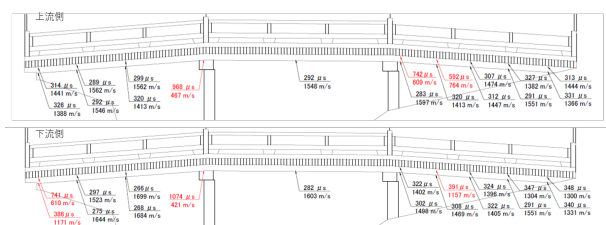


図-13 応力波伝播試験の結果（1号の桁）

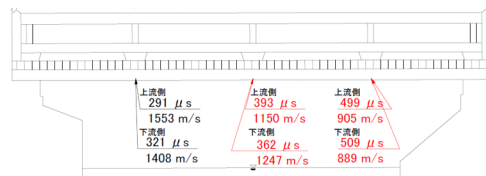


図-16 応力波伝播試験の結果（2号の桁）

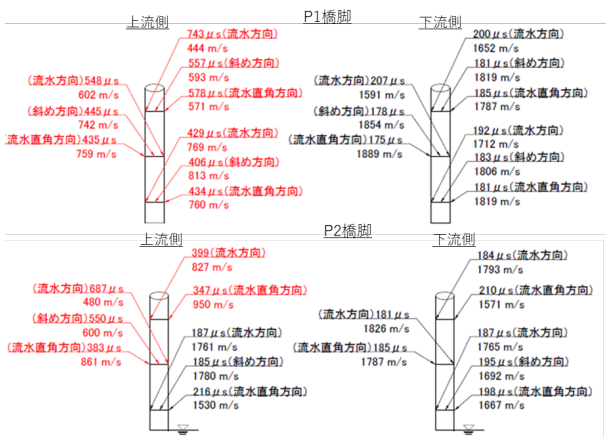


図-14 応力波伝播試験の結果（1号の橋脚）

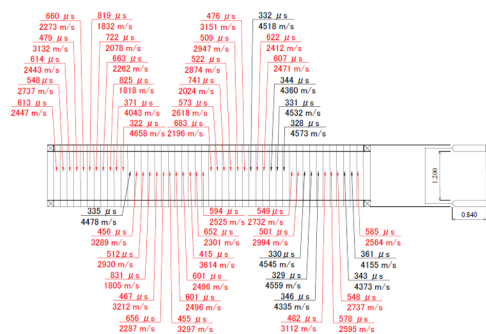


図-17 応力波伝播試験の結果（2号の床版）

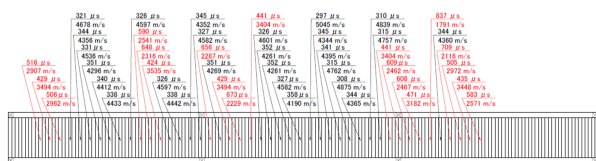


図-15 応力波伝播試験の結果（1号の床版）



図-18 1号の橋脚部の劣化状態（視診）



図-19 2号の桁部の劣化状態（視診）

評価を行った。評価にあたっては、標準的な伝播速度より10%以上低下した測定箇所を、腐朽が疑われる箇所として整理した。八海橋1号、2号における応力波伝播試験の結果を図-13～図-17に示す。八海橋1号では、主桁端部、特に継手部において応力波伝播速度の低下が確認された。また、上流側の橋脚部では伝播速度の低下が顕著であり、内部腐朽が進行している可能性が高い結果となった。床版についても、複数の測定箇所では伝播速度の低下が確認された。

八海橋2号では、左岸側の主桁下縁部において応力波伝播速度の低下が確認された。また、床版については右岸側を中心として、多くの測定箇所では標準的な伝播速度を下回る結果となった。

(2) フォースゲージによるピン貫入試験結果

フォースゲージによるピン貫入試験では、主として高欄部材である笠木、平桁および水線木を対象として、木材表面付近の腐朽状態を確認した。その結果、八海橋1号および八海橋2号のいずれにおいても、一部を除き、著しい表面劣化を示すような大きな貫入深さは

確認されなかった。フォースゲージによるピン貫入試験は、木材表面付近の抵抗性を評価する方法であるため、本試験結果は、主として表面付近の腐朽劣化の有無を示すものとして整理した。

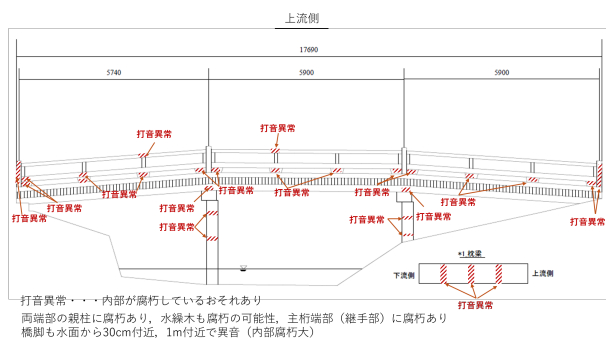


図-20 打診の結果（1号の上流側）

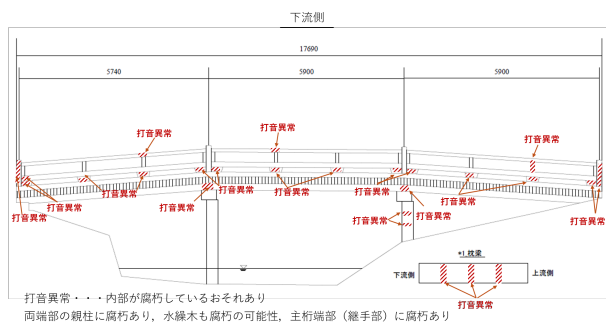


図-21 打診の結果（1号の下流側）

(3) 視診および打診結果

視診では、主桁、床版、高欄、橋脚および枕梁を対象として、腐朽、割れ、苔や菌類の発生、部材の欠損等を確認した。その結果、八海橋1号および八海橋2号のいずれにおいても、床版や主桁の一部に白色腐朽菌の発生が確認され、腐朽が進行している箇所が認められた（図-18, 19）。一方で、主桁や橋脚などの主要構造部材の多くは、目視のみで明らかに腐朽していると判断できる状態ではなかった。打診では、ハンマーにより木部材表面を軽く打撃し、反響音から内部腐朽の有無を確認した。八海橋1号（図-20, 21）では、高欄部材である笠木、平桁および水縁木において濁音が確認され、内部腐朽が進行している可能性が示された。また、主桁の継手部および橋脚部においても異常音を確認された。

八海橋2号（図-22, 23）では、主桁端部において濁音または空音が確認され、桁端部を中心として腐朽が進行していると考えられる。また、床版（図-24）についても複数箇所でも異常音を確認された。

6. 全体評価と部分評価の関係

振動試験による全体剛性評価では、八海橋1号および八海橋2号の曲げ剛性低下率はそれぞれ約24%、約21%であり、供用後30年以上が経過した木橋としては、橋梁全体系の剛性低下が極端に大きい状態ではないと

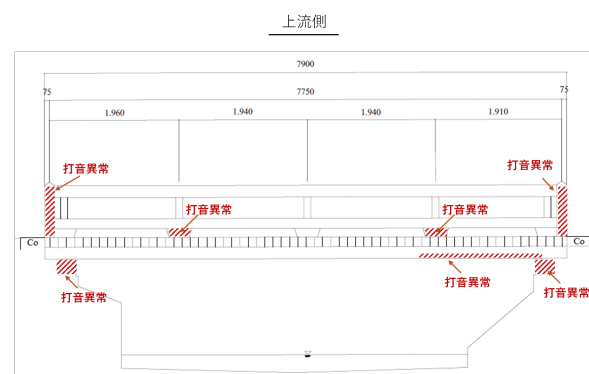


図-22 打診の結果（2号の上流側）

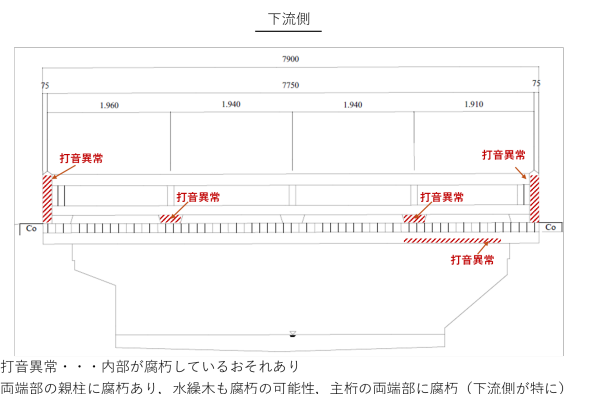


図-23 打診の結果（2号の下流側）

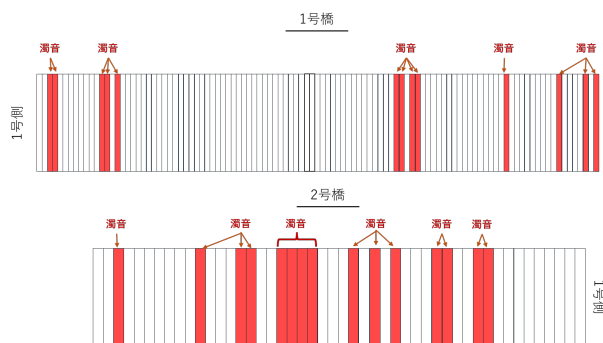


図-24 打診の結果（1号と2号の床版）

推定された。

一方で、部材単位の腐朽診断では、FAKOPPによる応力波伝播試験および打診の結果から、八海橋1号では主桁継手部および橋脚部に、八海橋2号では主桁端部および床版に腐朽が確認された。また、フォースゲージによるピン貫入試験および視診では、表面劣化が限定的であったことから、本橋の劣化は外観上明瞭に確認される表面腐朽よりも、部材内部で進行している可能性が高いと考えられる。

以上の結果から、八海橋1号および八海橋2号では、

橋梁全体の曲げ剛性低下は比較的小さい一方で、継手部、橋脚部、桁端部、床版といった構造上重要な部位に局部的な内部腐朽が生じていることが確認された。このことは、振動試験による全体剛性評価のみでは、局部的な腐朽劣化を十分に把握できない可能性を示している。

一方で、局部腐朽が進行し、橋梁全体の曲げ剛性に影響を及ぼす段階に至った場合には、スマートフォンを用いた簡易振動測定によって、全体系の性能低下を把握できる可能性がある。したがって、木橋の健全度評価においては、FAKOPPや打診等による局部劣化診断と、振動試験による全体剛性評価を組み合わせることが有効であると考えられる。

7. 数値解析による要求性能評価

(1) 解析方法

振動試験により得られた実測固有振動数をもとに、現時点における八海橋1号および八海橋2号の剛性状態を反映した3次元数値解析モデルを作成し、静的載荷解析を実施した。解析では、死荷重および活荷重を作用させ、主桁に発生する橋軸方向応力および支間中央部の鉛直変位を算出した。これらの結果を、カラマツ材の許容応力度および木橋のたわみ制限値と比較することで、現時点における対象橋梁の要求性能を評価した。

数値解析モデルは3Dソリッド要素により作成し(図-25)、解析値が収束するまでメッシュ分割を細かくして計算を行った。前章における橋梁全体の曲げ剛性低下の推定では、みなし新設時モデルのヤング率 E を一律に低減させることで、現時点における曲げ剛性 EI を再現した。一方、静的載荷解析においては、ヤング率を低減させたモデルでは部材に発生する応力を適切に評価することが困難である。そこで本研究では、橋梁全体の曲げ剛性 EI が現時点の状態と等価となるように、断面二次モーメント I を調整した解析モデルを用いた。なお、ヤング率を調整したモデルと断面二次モーメントを調整したモデルにおいて、鉛直1次固有振動数が一致することを確認している。

(2) 部材応力の照査

まず、活荷重および死荷重作用時に主桁支間中央部に発生する橋軸方向応力について評価を行った。本橋の使用材料はカラマツ材であると推定されるため、カラマツ材の長期許容応力度¹¹⁾を6.0MPaとして照査を行った。八海橋1号における解析結果のコンター図を図-26に示す。解析の結果、八海橋1号における引張側および圧縮側の橋軸方向応力は1.66MPaであった。また、八海橋2号における引張側および圧縮側の橋軸方向応力

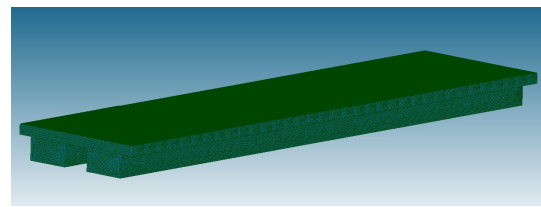


図-25 八海橋1号の3D数値解析モデル

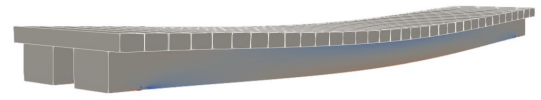


図-26 八海橋1号の静的線形解析の結果

は1.70MPaであった。いずれの橋梁においても、発生応力はカラマツ材の長期許容応力度を下回っており、部材応力の観点では要求性能を満たしていることが確認された。

(3) 鉛直たわみの照査

次に、支間中央部に生じる鉛直たわみについて評価を行った。木橋では、部材応力が許容値以内であっても、支間中央部のたわみが使用性に影響を及ぼす可能性があるため、たわみ制限に基づく照査が重要である。本研究では、木歩道橋における一般的なたわみ制限として、死荷重および活荷重作用時のたわみ制限値¹²⁾を式(1)により評価した。

$$\delta_a = \frac{l}{600} \quad (1)$$

ここに、 δ_a は許容たわみ、 l は支間長である。この基準に基づいて算出した許容たわみは、八海橋1号で9.06mm、八海橋2号で11.63mmである。

静的載荷解析の結果、八海橋1号の支間中央部における鉛直たわみは5.15mm、八海橋2号の鉛直たわみは11.43mmであった。八海橋2号では許容値に近い値を示したものの、いずれの橋梁においても解析値は許容たわみ以内であり、たわみの観点においても現時点では要求性能を満たしていると判断される。

(4) 要求性能評価のまとめ

以上より、振動試験により得られた現時点の固有振動数をもとに、橋梁全体の曲げ剛性低下を反映した数値解析モデルを作成し、部材応力および鉛直たわみについて照査を行った。その結果、八海橋1号および八海橋2号はいずれも、部材応力および鉛直たわみの観点では要求性能を満たしていることが確認された。

一方で、本解析では、FAKOPPによる応力波伝播試験

や打診により確認された主桁継手部、橋脚部、桁端部および床版の局部腐朽を詳細にモデル化していない。したがって、数値解析上は要求性能を満足する結果であっても、局部腐朽が構造全体の安全性や今後の剛性低下に影響を及ぼす可能性は残されている。特に、八海橋1号では主桁継手部および橋脚部、八海橋2号では桁端部および床版に劣化が確認されていることから、全体剛性評価および静的解析結果のみで健全性を判断するのではなく、局部劣化診断の結果を併せて総合的に評価する必要がある。

8. 全体剛性評価と局部腐朽診断に基づく考察

本研究では、振動試験による橋梁全体の曲げ剛性評価、FAKOPPによる応力波伝播試験、フォースゲージによるピン貫入試験、視診および打診、さらに数値解析による要求性能評価を行い、八海橋1号および八海橋2号の健全度を総合的に評価した。

振動試験による全体剛性評価では、八海橋1号の曲げ剛性低下率は約24%、八海橋2号では約21%であり、供用後30年以上が経過した木橋としては、橋梁全体系の剛性低下が極端に大きい状態ではないと推定された。また、振動試験により得られた固有振動数をもとに現状の剛性状態を反映した数値解析モデルを作成し、死荷重および活荷重作用時の部材応力と鉛直たわみを照査した結果、両橋はいずれも部材応力および静的たわみの観点では要求性能を満たしていることが確認された。

一方で、FAKOPPによる応力波伝播試験および打診の結果から、八海橋1号では主桁継手部および橋脚部に顕著な内部腐朽が確認され、八海橋2号では桁端部および床版に広範な内部劣化が認められた。特に、八海橋1号の主桁継手部および橋脚部は、構造上重要な部位であり、局部的な劣化が今後の構造性能低下に大きく影響する可能性がある。

フォースゲージによるピン貫入試験および視診では、表面劣化は限定的であった。しかし、FAKOPPによる応力波伝播試験および打診では内部腐朽を示唆する結果が得られたことから、本橋の劣化は主として部材内部で進行している可能性が高い。すなわち、外観上の健全性と内部劣化の進行度に乖離が生じている状態であり、目視や表面劣化診断のみでは、木橋の健全度を十分に評価できないことが示された。

以上より、八海橋1号および八海橋2号は、現時点では橋梁全体として直ちに耐荷性能を失っている状態ではないものの、局部的な内部腐朽が進行している劣化進展段階にある橋梁であると評価できる。また、本研究の結果は、振動試験による全体剛性評価が、橋梁全体系の性能低下を把握するうえで有効である一方、継

手部、橋脚部、桁端部、床版などに生じる局部腐朽を直接把握するには限界があることを示している。したがって、木橋の健全度評価においては、スマートフォンを用いた簡易振動測定による全体評価と、FAKOPPや打診等による部材単位の局部劣化診断を組み合わせる判断することが重要である。

さらに、本橋は観光地である忍野八海内に位置し、利用頻度の高い木製歩道橋である。近年の観光利用の増加や車椅子利用者等の多様な利用形態を考慮すると、構造的健全度のみならず、使用性や安全性の観点からも維持管理方針を検討する必要がある。特に、有効幅員が限られていることから、歩行者のすれ違いやユニバーサルデザインの観点では課題が残る。そのため、今後は詳細調査により劣化範囲を把握したうえで、補修・補強による延命化に加え、利用環境の変化を踏まえた計画的な架替えについても検討する必要がある。

9. まとめ

本研究では、供用後30年以上が経過した忍野八海の八海橋1号および八海橋2号を対象として、スマートフォンを用いた振動試験、FAKOPPによる応力波伝播試験、フォースゲージによるピン貫入試験、視診および打診を実施し、既設木製歩道橋の健全度評価を行った。得られた知見を以下に示す。

1. 振動試験により推定された橋梁全体の曲げ剛性低下率は、八海橋1号で約24%、供用後30年以上が経過した木橋としては、全体系の剛性低下が極端に大きい状態ではないと推定された。
2. 振動試験により得られた固有振動数をもとに現状の剛性状態を反映した数値解析モデルを作成し、部材応力および鉛直たわみを照査した結果、両橋はいずれも要求性能を満たしていることが確認された。
3. FAKOPPによる応力波伝播試験および打診の結果、八海橋1号では主桁継手部および橋脚部、八海橋2号では桁端部および床版に内部腐朽が確認された。一方で、視診およびピン貫入試験では表面劣化は限定的であり、外観上の健全性と内部劣化の進行度に乖離が生じていることが示された。
4. 対象橋梁は観光地である忍野八海内に位置し、利用頻度の高い木製歩道橋である。近年の観光利用の増加や車椅子利用者等を含む多様な利用形態を考慮すると、構造的健全度のみならず、使用性および安全性の観点からも維持管理方針を検討する必要がある。特に、現状の幅員では歩行者のすれ違いや車椅子利用者等の通行に対して十分な余裕があるとは言えず、今後の補修・補強または架替えの検討においては、ユニバーサルデザインの

観点を考慮することが重要である。

以上より、八海橋1号および八海橋2号では、橋梁全体の曲げ剛性の低下は比較的小さい一方で、主桁継手部、橋脚部、桁端部および床版などの局部において内部腐朽が進行していることが確認された。このように、全体剛性評価と部材単位の腐朽診断結果に乖離が生じる場合があることから、木橋の健全度評価では、振動試験による橋梁全体の剛性評価のみではなく、FAKOPPや打診等による局部腐朽診断を組み合わせる総合的に判断することが重要である。今後は、詳細調査により劣化範囲を把握したうえで、補修・補強による延命化に加え、観光地としての利用環境の変化を踏まえた計画的な架替えについても検討する必要がある。

REFERENCES

- 1) 日本林道協会・木橋技術協会: 木橋の定期点検要領 version 2, pp. 28-37, 2022. [Japan Forest Road Association, *Mokkyougizyutukyoukai: Mokkyou no teikitenkenyouryo- version 2*, pp. 28-37, 2022.]
- 2) 及川大輔, 岩崎圭音, 後藤文彦, 青木由香利: 加速度センサー搭載タブレットを用いた木橋の振動特性評価, 土木学会論文集, 79巻, 7号, 2023. DOI: <https://doi.org/10.2208/jscej.22-00348> [Oikawa, D., Iwasaki, K., Gotou, H and Aoki, Y.: Estimation of vibration characteristics of meoto bridge using tablets with accelerometer, *japanese journal of jsce*, vol.79, issue 7, 2023.]
- 3) 及川大輔, 後藤文彦, 青木由香利: 架設から26年経過した近代木橋の剛性と振動使用性, 土木学会論文集, 81巻, 28号, 2025. [Oikawa, D., Gotou, H. and Aoki, Y.: STIFFNESS AND VIBRATION SERVICEABILITY OF A MODERN TIMBER BRIDGE IN SERVICE FOR 26 YEARS, *Japanese Journal of JSCE*, Vol.81, Issue 28, 2025.]
- 4) 及川 大輔, 田村 陸, 後藤 文彦, 青木 由香利, 野田 龍: ボンゴシ材3 ヒンジ中路式アーチ歩道橋の振動計測に基づく構造特性および健全度評価, 土木学会論文集, 82巻, 28号, 2026. [Oikawa, D., Tamura, R., Gotou, H., Aoki, Y. and Noda, R.: Vibration-Based Structural Characterization and Condition Assessment of a Bongossi (Ekki) Three-Hinged Through-Arch Timber Pedestrian Bridge, *japanese journal of jsce*, vol.82, issue 28, 2026.]
- 5) 土木学会: 橋梁振動モニタリングのガイドライン, 土木学会, pp. 81-84, 2000. [Japan Society of Civil Engineers: *Guidelines for Bridge Vibration Monitoring*, Japan Society of Civil Engineers, pp. 81-84, 2000.]
- 6) FAKOPP Enterprise Bt.: FAKOPP Microsecond Timer User's Manual, Hungary. <https://fakopp.com/en/product/treesonic/> (browsed in 2026/1/12)
- 7) MathWorks, <https://matlab.mathworks.com/> (browsed in 2026-03-10)
- 8) 野田龍: 荷重測定器を用いた腐朽劣化診断手法の基礎的実験, 木材保存, Vol. 44, No. 4, pp. 226-234, 2018. [Noda, R.: Fundamental study on deterioration diagnosis method with force gauge, *Mokuzai Hozon (Wood Protection)*, Vol. 44, No. 4, pp. 226-234, 2018.]
- 9) 豊田淳, 本田秀行, 篠原聖人, 加藤真吾: 経年による木橋の動的特性の実態に基づく構造剛性, 木材利用研究論文報告集 17, pp. 24-30, 2018.12. [Toyoda, A., Honda, H., Shinohara, M. and Kato, S.: Structural rigidity based on dynamic performance of timber bridge by passing age, *Paper Reports on Use of Wood for Civil Engineering* 17, pp. 24-30, 2018.12.]
- 10) Toyoda, A., Honda, H. and Kato, S.: Static and dynamic structural performance of modern timber bridges, *Journal of JSCE*, Vol. 8, pp. 26-34, 2020.
- 11) 日本建築学会: 木質構造設計規準・同解説 - 許容応力度・許容耐力設計法 -, 丸善, pp. 149-168, 2006. [Architectural Institute of Japan: Standard for Structural Design of Timber Structures: *Allowable Stress Design and Allowable Strength Design*, Maruzen, pp. 149-168, 2006.]
- 12) (財) 国土技術研究センター: 木歩道橋設計・施工に関する技術資料, pp. 184-232, 2003. [Japan Institute of Country-ology and Engineering: *Mokuhodoukyo-sekkei & sekou ni kansuru gisyutusriryo*, pp. 184-232, 2003.]

CONDITION ASSESSMENT OF HAKKAI TIMBER PEDESTRIAN BRIDGES NO. 1 AND NO. 2 IN OSHINO HAKKAI

Daisuke OIKAWA, Tasuku KANNO, Shunichi TSUJI, Kouichi TAKAHASHI and Yasuhiro KODA

This study investigated the structural condition of two timber pedestrian bridges (Hakkai Bridge No. 1 and No. 2) in Oshino Hakkai, which have been in service for over 30 years. Global flexural stiffness was evaluated via vibration tests using smartphone accelerometers, while local deterioration was diagnosed using stress wave propagation tests (FAKOPP), pin penetration tests, visual inspection, and hammer sounding. Based on the measured natural frequencies, the estimated reduction in flexural stiffness was approximately 24% for Bridge No. 1 and 21% for Bridge No. 2; nevertheless, three-dimensional numerical analyses confirmed that both bridges currently satisfy the required structural performance. Conversely, local diagnoses revealed significant internal decay at the main girder joints and pier members of Bridge No. 1, and at the girder ends and deck members of Bridge No. 2, highlighting a discrepancy between visual soundness and the progression of internal deterioration. These results demonstrate the critical importance of a comprehensive assessment that combines global vibration-based evaluation with local deterioration diagnosis. Furthermore, this study proposes future maintenance strategies, including planned bridge replacement, taking into account increasing tourist demand and universal design perspectives.

地域の森林資源を活用した 素材型木橋の整備とその保守管理

渡辺 浩¹・篠山 治世²

¹ 正会員 福岡大学教授 工学部社会デザイン工学科 (〒814-0180 福岡市城南区七隈 8-19-1)
E-mail:mag@fukuoka-u.ac.jp (Corresponding Author)

² 京都府丹後広域振興局 農林商工部森づくり振興課 (〒627-8570 京丹後市峰山町丹波 855)
E-mail:c-shinoyama97@pref.kyoto.lg.jp

木橋が活発に架けられた 1990 年代当時、森林資源を活用する機運はあったものの蓄積の状況から大径材の入手は難しく、大断面材を必要とする新設木橋では集成材に頼るしかなかった。そんな頃にあえて集成材を使わずに木橋を架ける取組があった。そこでは、地域産の丸太を地域の手で製材・加工し、地域の手で架けるという理念の下、実際に 2005 年に林道木橋が架けられ、実用に供されてきた。架設から 20 年が経過した 2025 年には大改修され供用を続けている。本稿では、この木橋が開発された経緯を振り返るとともに、実橋の架設、この 20 年間の保守管理、改修工事について触れ、当初の目的は達成されたのかについて考察する。

Key Words: timber bridge, forest resources, forest road construction, maintainance

1. はじめに

森林資源に恵まれた我が国では、古くから木材を活用した生活が営まれてきた。しかし近代以降その利用は相対的に減少している。橋梁分野においても木橋は鋼橋やコンクリート橋へと置き換えられていった。この要因として鋼材およびコンクリートの優れた力学的性能に加え当時の木材供給量が需要に対して十分ではなかったことが挙げられる。

このような背景から木材は鋼材やコンクリートに比べて性能の低い建設材料であるとの認識が広く存在する。だが実際には木材はコンクリートと同等の圧縮強度を有し、さらに引張力にも抵抗可能である。また比強度レベルでは鋼材に匹敵するなど構造材料として優れた力学的特性を備えている。1990 年代以降、環境負荷低減や持続可能な社会の実現に対する関心の高まりを受け国産木材の利用価値が改めて見直されるようになった。その結果、木材需要の拡大と木材利用促進の象徴として全国各地で大規模木造建築物や木橋の整備が進められた。

ただ、当時の森林から大径材を安定的に大量供給することは困難であった。このため大型木造建築や木橋には小径材からでも大断面部材を製造可能な集成材が主に用

いられた。ただし集成材の製造には大規模な生産設備を必要とするためその生産拠点は限られた。そのため材料を広域的に輸送して製造・架設ことが求められ、その輸送コストや労力が課題となっていた。

当時、京都府においても森林資源の有効活用方策に関する検討が進められ、その取組の一つとして地域材を最小限の加工で利用することを基本理念とした木製治山ダムが実用化されていた。木橋開発においても同様の理念を採用し、地域材を活用した地産地消型の橋梁システムの構築を目指した。しかしながら京都府内には集成材工場が存在しないことから、集成材の利用を前提とした橋梁整備には課題があった。そこで、地域で入手可能な断面の製材を用いて架設できる短支間木橋を対象とした林道整備における「素材木橋」と呼ばれる新たな谷渡り工法の開発を進めた。これにより 2005 年に整備されたのが写真-1 および写真-2 の金深木橋（かなぶけきばし）である。

架設後 20 年を経た 2025 年には、大規模改修が実施された。改修にあたっては、地域材を活用するという当初の基本理念を継承しつつ、この間に大径化した丸太を、新たに整備された防腐加工設備で処理して用材を準備した。また細部構造の見直しを行い、耐久性および維持管

理性の向上を図った。

本稿では、金深木橋が開発された経緯を振り返るとともに本橋の架設、この 20 年間の保守管理、2025 年の改修工事について触れ、当初の目的は達成されたのかについて考察する。

2. 素材木橋の設計と施工¹⁾²⁾³⁾⁴⁾

(1) 金深木橋の概要²⁾

林道奥寄線は、京都府が整備した 1 級林道である。金深木橋は、その終点に近い京丹後市大宮町三重地内の国道交差点付近に 2005 年に架設された。橋長は 6m で 2 車線を有し、幅員は曲線部の拡幅により 9m となっている。ここが素材木橋の 1 号橋の架設地点として選定された理由は、京丹後市が京都府下のスギの主要産地であること、国道との交差点に位置し京丹後鉄道の車窓からも見ることができると高い展示効果が期待できること、さらに必要な支間条件が素材木橋に適していたことによる。

(2) 地域の木材資源の状況²⁾

金深木橋の設計に先立ち丹後地域のスギ人工林の齢級構成を調査した。その結果、9 齢級（41～45 年生）が最も多く、11 齢級を超えると蓄積が急減することが明らかとなった。9 齢級のスギでは採寸長 6m の丸太の末口径がおおむね 300mm 程度であり、主要部材の径はこれ以下に設定しなければ地域内での調達が困難であることがわかった。

スギ材の強度はヤング係数と相関があることが知られているが、当時は丹後地域産のスギ材の強度データが存在していなかった。また、本橋では材長 6m の丸太を大量に使用するため、過度な選別による歩留まりの低下やコスト増加を避ける観点からも地域材の強度特性を把握する必要があった。そこで応力波伝播速度測定器 FAKOPP を用いて立木のヤング係数を測定した。その結果、測定木のおよそ 80% が 7kN/mm^2 以上のヤング係数を有することが確認された。この結果を踏まえ本橋で主要構造材にスギ E70 材を用いることを前提として設計することとした。

(3) 金深木橋の設計²⁾

支間 5m の一般的な桁橋について T 荷重（100kN）を考慮して必要な主桁径を試算したところ約 550mm となった。しかし、この径の丸太を地域内で安定的に調達することは困難である。そこで調達した丸太を写真-3 のように $260 \times 260\text{mm}$ に製材し、これを写真-4 のように上下 2 段に積層して桁高 520mm の主桁を構成するものとした。また、床版に生じるせん断応力の低減を図るため主桁間



写真-1 架設中の金深木橋（2005 年）



写真-2 橋のたもとに立つ案内板



写真-3 製材後の桁材

隔も 520mm とし、写真-5 に示すように 18 本の主桁を密に配置する構造とした。またプレストレス木床版の考え方を参考に主桁群に弱い横緊張力を導入して各主桁の荷重分担を均一化するとともに、床版の支持性能を高めることとした。このため、積層桁の間には積層していない単材の主桁を配置し、横締め材を通す構造とした。

積層桁は、写真-4 のようにウレタン系接着剤により各層を接着した後、千鳥配置した 10 本の異形鉄筋または貫通ボルトによってせん断補強を施した。なお、この積層桁については完全合成桁の 0.65～1.12 倍の曲げ剛性を有すること、加えて仮に接着層が破壊した場合であっても鋼製せん断補強材が機能して粘り強い破壊挙動を示すことが実験により確認されている⁴⁾。

床版には断面寸法 $250 \times 200\text{mm}$ に加工して主桁と直交

する方向に敷設するものとした。また将来の維持管理において床版の取り替えが容易に行えるよう写真-6に示すように幅員方向に千鳥配置した3分割構造とした。また木橋としての景観性の向上と主桁構造の視覚的な表現を目的としてコンクリート地覆上の駒止材および主桁外側に配置する荷重を受け持たない桁保護材には写真-7に示す太鼓断面材を設置するものとした。なお本橋は比較的大きな縦断勾配を有していることから、路面の排水は縦断勾配によって確保できると判断し横断勾配は設けなかった。

(4) 丸太の調達²⁾

使用する丸太は、あらかじめ立木段階でヤング係数を測定したものを中心に材長 6m で調達した。調達後に丸太の状態で縦振動法によるヤング係数測定を行ったところ、 7kN/mm^2 以上を示したものは全体の約 75%であり、その分布は立木段階での測定結果とほぼ一致していた。そこで丸太段階で測定したヤング係数の大きい順に材料を選別し、高強度のものから順に積層桁の下側材、積層桁の上側材、積層しない桁、床版材へと配分した。さらに、床版材のうち外観に優れたものについては駒止材および主桁保護材として使用した。このように部材断面をほぼ同じにし性能に応じて使い分ける工夫により調達した丸太のほぼ全数を使用することができた。

(5) 製材加工²⁾

製材は地域内の製材所で実施した。特に積層桁の接着面となる部分については、積層後のそりねじれによる接着不良を防ぐため台車製材機を用いて精度よく加工した。なお末口径 300mm 程度の丸太を $260\text{mm} \times 260\text{mm}$ の断面に製材したため、写真-3に示すように多くの部材で丸みが残リ、また辺材がかなり含まれていた。

木材は通常、人工乾燥を施して使用するが、本橋で用いた部材は大径の芯持ち材であり、十分な人工乾燥には長期間と多額の費用を要することが予想された。このため伐採後の葉枯らし乾燥を除き特別な乾燥処理は行わなかった。なお乾燥に伴う割れを制御するため、部材下面に幅 3mm のスリットを設けて割れを下面側へ誘導するとともに、この位置にせん断補強用鋼棒が配置されないよう配慮した。

一般に木橋部材には防腐剤の加圧注入処理を施すが、本橋の部材については加圧注入処理を行わなかった。その理由として、当時は京都府内において当該処理を実施できる施設がなかったことに加え、本橋で採用した大断面部材に対する処理実績が少なかったこと、さらに未乾燥材であったため十分な防腐効果が期待しにくいと判断されたことが挙げられる。このため、防腐対策として架設前に部材全面へ防腐塗料（アリゾール CZ）を塗布す



写真-4 積層桁の製作の様子



写真-5 桁下の状況（2015年）



写真-6 床版材の敷設の状況



写真-7 駒止材と桁保護材（2006年）

るとともに、水分の浸入を受けやすい木口面には加えてタールピッチを塗布した。また駒止材など外部から視認される部材については、景観性の向上を期待して表面保護塗料（ナフタデコール）による塗装を施した。

(6) 架設²⁾

架設作業は、あらかじめ製作した部材を現地で組み立てる方式としたため、特殊な施工技術が必要としなかった。部材重量は最大でも約 600kgf であり、写真-8 に示すように小型の建設機械を用いて効率的に施工することができた。

床版および主桁を雨水の浸入から保護するため、床版上面には防水シートを敷設した。舗装には木床版のたわみに起因するひび割れの発生を抑制するため、追従性に優れた弾性アスファルト（シノファルト M）を採用した。

3. 供用期間中の状況

(1) 20 年間の管理の状況

供用開始から約 20 年間にわたり通行に支障を及ぼすような不具合は発生しなかった。未乾燥材を使用したことから、乾燥収縮に伴う割れや変形による性能低下が懸念されたが、そのような問題は確認されなかった。主桁下面には乾燥割れを誘導することを目的としてスリットを設けていたが、供用 20 年後においても顕著な開きは認められなかった（写真-5）。このことから供用期間中に主桁内部の含水状態が大きく変化しなかったものと推察される。一方、桁下からの観察では主桁材間から広範囲にわたり漏水が確認されたことから、防水層は既に機能を喪失していたものと考えられる。また防水機能の低下により雨水が主桁内部へ浸入し、部材が高含水状態に維持されたことが、主桁の乾燥収縮を抑制した要因の一つである可能性が示唆される。

また防腐剤の加圧注入処理を施していないことから腐朽の発生が懸念されたが、主桁下面からの目視点検では腐朽を示す兆候は確認されなかった。一方、駒止材には写真-9 に示すような腐朽が認められた。その断面を観察したところ、写真-10 に示すように腐朽は太鼓断面材に残存した辺材部分にほぼ限定されていた。このことから耐朽性の高い心材部分では腐朽の進行が抑制されていたものと考えられる。

そこで供用開始から 11 年後の 2016 年に写真-11 に示すように駒止材の交換および側面部の改修が実施された。これらの部材は主構造部材ではないものの、雨水や日射に直接曝される環境にあったことから主桁よりも劣化が進行しやすかったものと考えられる。



写真-8 桁の設置の状況



写真-9 駒止材の腐朽（2015 年）



写真-10 駒止材の断面（2015 年）



写真-11 改修後の状況（2016 年）



写真-12 舗装打換え時の路面（2023 年）



写真-14 主桁材上面の様子（2024 年）



写真-13 床版材の上面の様子（2023 年）



写真-15 桁下の様子（2024 年）

一方、舗装面には 2015 年頃からひび割れや局所的な凹みが認められ、降雨後には水たまりの発生も確認された。しかしながら、これらの損傷はいずれも軽微であり、供用上の支障は生じていなかった。

(2) 改修に至った経緯

2022 年頃になると舗装面のひび割れや凹みが顕著となったため、2023 年 4 月には写真-12 に示すように一車線分の舗装打換えが実施された。しかし、舗装撤去後に床版上面を調査したところ、写真-13 に示すような床版材の腐朽が確認された。この結果を受けて木橋の撤去も検討されたが、本橋が素材木橋として貴重な事例であることに加え、これまでの整備・活用の取組が地域に及ぼした波及効果も大きいことから、継続供用を前提として改修を行う方針とした。

そして 2024 年 6 月に床版の交換に着手したところ、その直下に位置する主桁材においても写真-14 に示すような腐朽が確認された。一方、同時点においても主桁下面からの目視観察では写真-15 に示すように漏水の痕跡は認められたものの、腐朽を確認することはできなかった。なお写真中に白色に見える部分はカビであると考えられる。主桁下面から腐朽が確認できなかったのは、腐朽が主として部材相互が面接触する上面および側面において進行していたためと考えられる。このことは積層された



写真-16 撤去された主桁材

素材木橋においては外観上健全に見える場合であっても部材間の接触部に腐朽が進行している可能性があることを示唆している。

床版材および主桁材の腐朽は、いずれもコンクリート地覆直下に位置する幅員端部において顕著であった（写真-13 左端、写真-14 右端）。これは漏水量が他の部位に比べて大きくなったためと考えられる。

解体後の積層桁には接着層の剥離は認められず、主桁材および床版材にも顕著な変形は確認されなかった。このことから舗装面に発生したひび割れや凹みは、床版材の腐朽による断面減少が主な原因であると判断された。しかしながら将来的な耐久性の確保を目的として主桁についても交換することとし、その改修設計に活用するため主桁材の劣化診断を実施した。



写真-17 主桁材の木口付近の例(1)



写真-18 主桁材の木口付近の例(2)

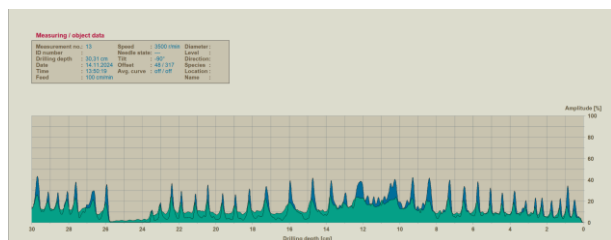


図-1 穿孔抵抗値の測定結果 (写真-16 の測点 13)

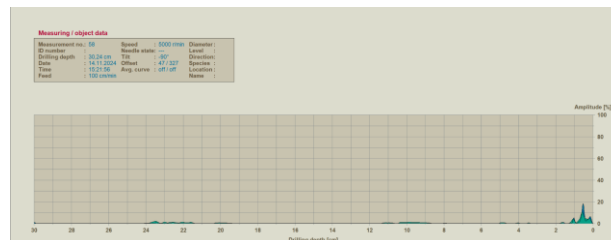


図-2 穿孔抵抗値の測定結果 (写真-17 の測点 58)

(3) 主桁材の腐朽の状況

写真-16 に撤去した主桁材の外観を示す。なお撤去作業時にワイヤーやバールによって損傷し、局部的に欠損した箇所も含まれている。上面において色が濃く見える箇所は断面欠損部であり、その多くは断面に丸みが認められることから、辺材部分を含む箇所であることがわかる。

図-1は写真-17の測点13におけるIML RESI-PD300による穿孔抵抗値の測定結果である。腐朽しやすい木口付近であるが健全な様子がわかる。図-2は写真-18の測点58の穿孔抵抗値の測定結果である。上部材の断面が腐朽していることが切断面の目視からもうかがえるが、穿孔抵抗はほぼ測定されなかった。ただ、数としては年輪が検知できた図-1のようなものも多く、木口へのタールピッチの塗布は有効であったことがうかがえる。

一方、図-2に示す写真-18の測点58では、上部材の切断面において腐朽による断面欠損が目視で確認され、穿孔抵抗もほとんど検出されなかった。このような著しい腐朽が認められた箇所も存在したものの、全体としては図-1のように年輪に対応した抵抗値が得られる測点が多かった。これらの結果から、木口部に施工したタールピッチ塗布は木口からの水分浸入の抑制および腐朽防止に一定の効果を有していたものと考えられる。

写真-19に主桁材側面の状況を示す。これは写真-14右端に相当する箇所であり、本橋において特に劣化が進行していた部位である。表-1は写真中に示した6測点における穿孔抵抗測定結果の評価をまとめたものである。そ



写真-19 主桁材の側面の例

表-1 写真-18の6測点における穿孔抵抗値の評価

測点	55	54	53
評価	ある程度抵抗がある	抵抗はほぼない	抵抗はない
測点	2-9	2-8	2-7
評価	良好	良好	中央部が小さめ

の結果、全体的に上側部材において穿孔抵抗値が小さく、腐朽が進行している傾向が認められた。一方、下側部材では比較的健全な状態が維持されていた。このことから腐朽は主として床版に近い上部の部材間接触部やその周辺で進行していたものと考えられ、そのため桁下からの目視点検では腐朽を確認することができなかったものと推察される。

(4) 当初設計の有効性

以上の結果から、当初設計について以下のように考察

できる。

- a) 主桁の腐朽は主として辺材部で進行していた。このことから当時より大径の丸太が入手可能であれば、辺材の割合を低減でき、腐朽の進行を抑制できた可能性がある。
- b) 主桁に使用する丸太は強度性能を重視して選定されたが、辺材の混入を抑える観点から大径材を優先的に採用していればさらなる長寿命化が図れた可能性がある。
- c) 未乾燥材を使用したことによる割れや変形などの顕著な不具合は確認されなかった。
- d) 防腐処理は加圧注入ではなく表面塗布にとどまっており、高い耐久性は期待しにくい条件であった。しかしながら舗装面のひび割れの主因は床版材の腐朽による沈下であり、橋梁の安全性に関わる重大な問題は生じることなく約 20 年間の供用が可能であった。
- e) 積層面に接着剥離は認められず、積層断面は供用期間を通じて一体的な構造として十分に機能していた。
- f) 防腐剤の表面塗布のみを施した太鼓断面材を風雨や直射日光に直接曝される駒止材として使用したことは、耐久性の観点から必ずしも適切ではなかったと考えられる。
- g) 路面の防水機能は十分ではなく、その機能低下が床版材および主桁材の腐朽を促進した可能性がある。防水性能を長期にわたり維持できていれば、さらに長期間の供用が可能であったと考えられる。

以上のように、当初設計で意図した各種の工夫は、金深木橋において概ね有効に機能していたと評価できる。一方で辺材を含む部材の使用や防水性能の維持など耐久性の観点から改善の余地も明らかとなった。

4. 改修設計と施工

(1) 改修設計の考え方

2024 年の改修では、結果として全部材を交換することとなった。そこで、当初設計で得られた知見および反省点を踏まえ、以下の方針により新たな設計を行った。

- i) 部材構成は当初設計を踏襲し、主桁には 260×260 mm の積層材を、これに直交して 250×200 mm の床版材を配置することとした。断面寸法を拡大しなかったのは森林資源の成長に伴い大径材の利用が可能となり辺材の混入割合を低減できると考えたためである。なお積層に用いる接着剤および鋼棒による接着補強についても当初設計と同様の仕様とした。
- ii) 当初設計では積層桁としない桁を交互に配置していたが、改修では全てを積層桁とした。これは施工性の向上に加え、たわみの抑制による舗装の保護が期待できるためである。



写真-20 製材された主桁材



写真-21 防腐剤注入後の主桁材

- iii) 桁保護材については、太鼓断面材ではなく矩形断面材を採用した。
- iv) 全ての木部材に対して防腐剤の加圧注入処理を施した。また加圧注入処理の前工程として十分な乾燥を行った。

以上の改良により、耐久性の向上と腐朽リスクの低減が期待され、従来以上に長期の供用が可能になるものと考えられる。

(2) 改修橋の製作と施工

改修橋の用材には京都府内産スギを使用した。用材は末口径 $380 \sim 420$ mm、長さ 6 m の丸太とし、京北森林組合において製材および乾燥を行った。写真-20 にその断面を示す。写真-3 に示した当初橋の用材と比較すると大径材が使用されていることがわかる。辺材は一部に含まれているものの四隅に限られており、いずれの面においても心材部が現れていた。その後、京都府森林組合連合会木材加工センターにおいて設計寸法への製材、開孔等の加工を行い、防腐剤（タナリス CY）の加圧注入処理を実施した。写真-21 に防腐処理後の主桁材を示す。さらに、これらの部材を用いて写真-22 に示す積層桁を製作した。なお、駒止材や親柱などの露出する木部材については、加圧注入処理後に木材保護塗料であるガードラ

ック Pro (チーク) を 2 回塗布し、耐候性および景観性の向上を図った。

現場では既設の下部工をそのまま利用して主桁材を設置 (写真-23 および写真-24)、床版材を設置 (写真-25)、地覆コンクリートを打設したのち駒止材を設置した (写真-26)。

床版上には、床版のせん断変形に起因する舗装のひび割れや防水機能の低下を抑制することを目的として合板を敷設した。その上に防水材を塗布し基層工の施工、カチコート塗布 (写真-27)、サミーシートの敷設・転圧を経て、表層にシナヤカファルトを敷設して路面を仕上げた。このように路面の防水対策には万全を期した。

用材の発注は 2024 年 11 月であった。しかし 3 か月前の段階で概算数量を共有していたため原木の確保や加工の準備をあらかじめ進めることができ、調達は円滑に行われた。架設工事は 2025 年 2 月に着手し同年 4 月に完了した。供用開始は同年 6 月であった (写真-28)。新しい金深木橋では、4 基の親柱の上部にチェーンソーアート倶楽部京丹後のみなさんによるチェーンソーアートを配置している (写真-29)。これらは防腐剤の加圧注入処理を施した後に製作されており、さらに仕上げとして木材保護塗料を塗布することで耐久性にも配慮している。

5. まとめ

本稿では、成熟しつつある森林資源を橋梁構造物に活用する手法として開発された京都府の地産地消型素材木橋に着目し、その 1 号橋である金深木橋を対象として、架設に至る経緯を振り返るとともに、約 20 年間にわたる維持管理および改修工事を通じて、その技術的価値を検討した。本稿で得られた知見を以下に示す。

- ・京都式素材木橋の 1 号橋である金深木橋は、当時の材料供給や施工条件などの制約下においても約 20 年間にわたり十分な性能を発揮した。
- ・森林資源の成熟に伴い大径材の利用が可能となったことで、素材木橋の設計自由度は向上しており、今後はより多様な設計への展開が期待できる。
- ・素材木橋の長寿命化には、大径材の活用による辺材割合の低減と、路面防水性能の確保が重要である。
- ・京都式素材木橋は、地域産材を活用した地産地消型の橋梁として、簡易な車道橋整備における有効な選択肢となり得る。

金深木橋の事例は、地域森林資源の活用と木橋技術の発展の両面において有用な知見を提供するものである。今後、本橋で得られた経験や改修時の知見を活かして素材木橋の技術的改良が進められ、新たな木橋整備へと展開されることが期待される。

謝辞：本稿をまとめるにあたり、京丹後市役所および京

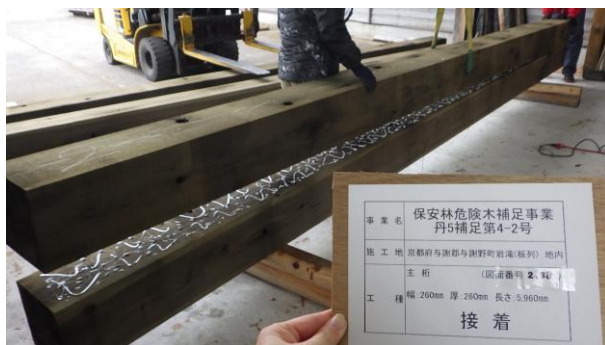


写真-22 積層桁の製作



写真-23 主桁材の設置



写真-24 設置された主桁材



写真-25 床版材の設置



写真-26 駒止材の設置



写真-28 完成した金深木橋



写真-27 防水層の設置



写真-29 親柱とチェーンソーアート

都府森林組合連合会から貴重な資料の提供をいただいた。
ここに記して感謝の意を表する。

REFERENCES

- 1) 渡辺 浩, 小松 幸平, 高奥 信也, 塚脇 健 : 丸太を用いた道路橋の可能性について, 第 2 回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集, pp.149-156, 2003. [Watanabe, H., Komatsu, K. Takaoku, S. and Tsukawaki, t : Trial regarding a road bridge composes of laminated logs, Proceedings of The 2nd Symposium on Timber Bridges, pp.149-156, 2003.]
- 2) 塚脇 健, 土屋 幸敏, 高奥 信也, 小松 幸平, 渡辺 浩 : 丸太素材を活用した道路橋の開発, 第 3 回木橋技術に関するシンポジウム論文報告集, pp.147-154, 2004. [Tsukawaki, T., Tsuchiya, Y., Takaoku, S., Komatsu, K. and Watanabe, H : A study and development of road br idge composed of logs,

Proceedings of The 3rd Symposium on Timber Bridges, pp.147-154, 2004.]

- 3) 渡辺 浩, 小松 幸平, 土屋 幸敏 : 接着剤と鋼棒により一体化された丸太積層桁の終局挙動について, 第 54 回日本木材学会大会, I40945, 2004. [Watanabe, H., Komatsu, K. and Tsuchiya, Y. : Ultimate behavior of a laminated log girder integrated with adhesive and steel rods, The 54th Annual Meeting of the JWRS, I40945, 2004.]
- 4) 渡辺 浩, 小松 幸平 : スギ素材を活用した積層桁車道橋の提案, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.888-895, 2007. [Watanabe, H. and Komatsu, K : A proposal of short road bridges composed of coupled sawing lumber beams made of Japanese cedar, Journal of structural engineering, Vol.53A, pp.888-895, 2007.]

ビスを用いて割裂補強を施した金輪継ぎ手の曲げ性能

流 高史¹・澤田 圭²・佐々木貴信³・高梨 隆也⁴

¹ 非会員 北海道大学大学院 農学院 (〒060-8589 札幌市北区北 9 条西 9 丁目)

E-mail: nagare.takafumi.o0@elms.hokudai.ac.jp

² 非会員 北海道大学大学院准教授 農学研究院 (〒060-8589 札幌市北区北 9 条西 9 丁目)

E-mail: ksawata@agr.hokudai.ac.jp

³ 正会員 北海道大学大学院教授 農学研究院 (〒060-8589 札幌市北区北 9 条西 9 丁目)

E-mail: tak-sas@agr.hokudai.ac.jp (Corresponding Author)

⁴ 正会員 北海道大学大学院助教 農学研究院 (〒060-8589 札幌市北区北 9 条西 9 丁目)

E-mail: rtakanashi@agr.hokudai.ac.jp

歴史的価値のある木橋では審美性や木造の個性を保つ観点から劣化部材の修復や鉛直部材の縦継ぎを行う際に金輪継ぎ手が使われることがある。金輪継ぎ手は曲げの力が働くと割裂を伴い脆性的に破壊する。割裂を抑制する手法として割裂が予想される部位にビスを打ち込み割裂を抑える方法があるが、継ぎ手への応用例はない。そこで、本研究ではビス補強を施した金輪継ぎ手の曲げ試験を行い、継ぎ手の曲げ性能を向上させることが可能か検証した。実験では金輪継ぎ手の強軸と弱軸の両方向についてビス補強の有無や補強様式を変化させた 4 条件で試験し、補強効果の大きさを比較した。無補強と比べて補強を施したほとんどの試験条件で最大曲げモーメントが向上し、強軸方向では最大で約 1.2 倍、弱軸方向では最大で約 1.8 倍となったほか、靱性も向上した。

Key Words: tenon-mortise joints, splitting reinforcement, screw, bending performance

1. 背景

木橋において橋脚や高欄などの鉛直部材で腐朽や虫害などの劣化や損傷が生じた場合、損傷部分を切り取り健全材と縦継ぎして補修する必要がある。特に、文化的価値がある木橋においては木造ならではの審美性や個性を保つため、金物を極力用いない縦継ぎ技法が好ましい。

金輪継ぎは主に鉛直部材の縦継ぎに用いられる日本の伝統的な技法の一つであり、部材を切り欠いて組み合わせることで金物を使用せずに部材を一体化することができる。主に寺社仏閣などの補修に用いられる技法であるが、木橋の鉛直部材の補修に適用される場合もある。

橋脚や高欄など補修した鉛直部材に水平力が作用する場合、継ぎ手には曲げの力がかかる。この場合、継ぎ手は割裂を伴って脆性的に破壊するところが知られている^{注1)}。割裂が生じる部材の補強方法として、ビスを想定される割裂線に対して垂直に打ち込みビスの引抜抵抗で割裂を抑制する方法が知られている。例えば、秋山ら²⁾は集成

材鋼板挿入ドリフトピン接合に対して全ネジビス補強を施すことでドリフトピン列からの割裂を抑え、接合部の塑性変形性能を向上させられることを示した。また、ビス補強は外観への影響が少ないほか、他の補強方法に比べて施工が容易で経済的であるという利点もある。

そこで、本研究では金輪継ぎ手に対してビス補強を用いることで割裂を抑え、強度や変形性能を向上させることを目的とした。

2. 実験

(1) 試験体

a) 素材と試験体仕様

試験体には 120mm 正角で繊維方向の長さがおおよそ 3800mm のスギ製材を用い、同一のスギ製材から一対の継ぎ手を手加工で製作した。継ぎ手を組んだ状態で試験体長が 2240mm となり、かつ継ぎ手中央の込栓部分が試験体全

Technical drawing of a 3D connector assembly. The drawing shows two main components: a base block and a top block. The base block has a central rectangular cutout. The top block is designed to fit into this cutout. Dimensions are indicated with arrows and numbers:

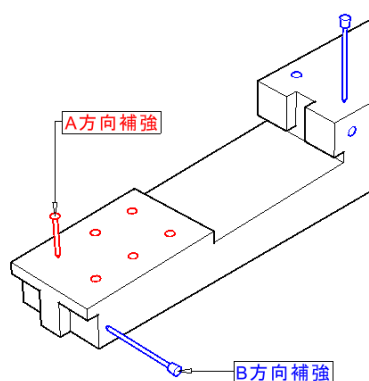
- 目違い** (Misalignment): Indicated by a vertical double-headed arrow on the right side of the top block, with a dimension of 5 mm.
- 頸** (Neck): The narrow section of the top block, with a width dimension of 12 mm.
- 込栓** (Insert Pin): The pin that fits into the base block, with a diameter dimension of 16 mm.
- 目違いへそ** (Misalignment Groove): The groove on the base block that accommodates the neck of the top block.
- 弱軸** (Weak Axis): Indicated by a vertical double-headed arrow on the left side of the base block.
- 強軸** (Strong Axis): Indicated by a horizontal double-headed arrow at the bottom of the base block.

単位: mm

Technical drawing of a roof structure showing a cross-section and a plan view. The cross-section shows a roof with a height of 120 and a width of 180. The plan view shows a rectangular area with a length of 2240 and a width of 120. The unit is mm.

ビスの打ち込み方向を図-3に示す。鎌に対して垂直に内側から打ち込むA方向、目違い部と目違いへその周辺に外側から打ち込むB方向の2種類とした。A方向補強では若井産業製の鉄デッキスレンダービス（呼び径5.5mm、全長55mm、半ネジ）を用い、B方向補強では若井産業（株）製のXポイントプラスZ（呼び径6.0mm、全長110mm、全ネジ）を用いた。

補強仕様と荷重方向から、合計 8 条件の試験体を製作した。試験体数は各仕様で 3-5 体とし、事前に測定した密度と動的ヤング率をもとに各仕様で平均密度と平均の動的ヤング率が近い値になるように素材を割り振った。試験条件の命名法を図-4 に、各試験条件の試験体数、平均密度、平均動的ヤング率を表-1 に示す。



試験条件

A S

補強仕様
N：無補強
A：A方向のみ
B：B方向のみ
AB：AB両方向

荷重方向
S：強軸方向
W：弱軸方向

表-1：試験体数と平均の物性値

試験条件	試験体数	密度 [kg/m ³]	動的ヤング率 [GPa]
NS	4	353	6.00
AS	3	343	6.51
BS	4	346	5.86
ABS	4	332	5.60
NW	3	344	6.99
AW	3	345	6.81
BW	3	345	7.36
ABW	5	343	6.61

試験はスパン 2000mm, 荷重点間距離 700mm の四点荷重方式とし、スパン中央に継手部分が来るように配置した。単調載荷で載荷速度は毎分 8mm とし、荷重が最大荷重の 4 割に低下した時点で試験を中止した。変位計はスパン中央、左右の荷重点下の 3 か所の他、目違いの開きを測定するために左右の目違い部側面にも設置し合計 5 か所に変位計を設置した。弱軸、強軸それぞれについて変位計の設置位置を図-5 に示した。強軸荷重条件の試験図中に点線で示した変位計は、図の方向から見て試験体の裏側に目違いに設置した変位計である。

71

- ・最大曲げモーメント $M_{\max}$ [kNm]

荷重回復を含め、試験終了までの間で曲げモーメントの値が最大となった点の曲げモーメント値とした。一時的に荷重低下し、その後荷重が回復して荷重の最大値をとるケースが多く見られたため、荷重回復までを含めた。

- ・初期剛性 K [kNm/mm]

初期剛性は曲げモーメントの値が $M=0.1M_{\max}$ となる点と $M=0.4M_{\max}$ となる点を結んだ直線の傾きとした。

- ・吸収エネルギー S [kJ/mm]

最大荷重となった後、荷重が低下して最大荷重の 0.8 倍となった点までの荷重変位曲線に囲まれた部分の面積として算出した。

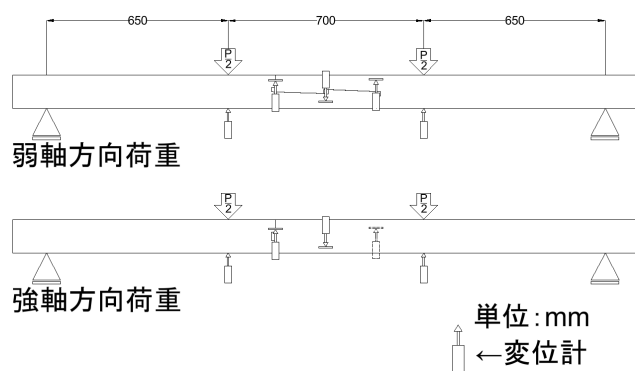


図-5 試験図

3. 結果と考察

(1) 強軸方向荷重

図-6 に強軸方向に加力した試験から得られた荷重変位曲線を、表-2 に $M_{\max}$, K , S の平均値と変動係数をまとめて示す。

NS 仕様の試験結果から無補強の場合に代表的な破壊パターンを図-7 のように I-S, II-S, III-S の 3 種類に分類した。I-S は目違いが目違いへそから荷重方向の力を受けることにより開口型と面外せん断型の割裂を伴って発生する破壊パターンである。II-S は顎部分に鎌の先端方向への力が加わり、面内せん断型の割裂が発生する破壊パターンである。III-S は面外せん断型の割裂により目違い部から母材全体を分断する様に繊維方向に割裂が進行する破壊パターンである。無補強の場合は、I-S もしくは III-S 型割裂がまず発生して一時的に荷重が低下し、その後割裂の進展と荷重の低下を繰り返しながら最終的には II-S 型割裂が発生して荷重が大幅に低下するケースが多かった。

ビス補強により AS 試験体では II-S 型破壊の発生が抑

えられた。BS, ABS 試験体ではビス補強により I-S, III-S 型割裂の発生と進行が抑えられたほか、II-S 型割裂も発生しなかった。

実験から得られた値を比較する。特に BS, ABS 試験体で最大曲げモーメントと吸収エネルギー量が顕著に向上した。BS, ABS 試験体では B 方向補強の効果で I-S, III-S 型割裂が抑えられ、目違いからの割裂の発生や拡大にともなう段階的な荷重低下が発生しなかったことから、最大曲げモーメントと吸収エネルギー量が特に大きく向上したと考えられる。

BS, ABS 試験体では鎌の付け根部分で曲げ破壊を起こすケースが複数みられた(写真-1)。このような場合、靱性が大きく低下し、特に吸収エネルギー量が非常に低い値になった。鎌の付け根での曲げ破壊が起きた試験体は用いた素材の動的ヤング率や密度が低く、曲げ強度も小さかったと考えられる。BS, ABS 試験体では B 方向補強により I-S や III-S 型割裂が抑制された結果、鎌の付け根に応力が集中し、素材強度の低い材で曲げ破壊が生じたと推察される。

表-2 強軸方向試験結果

		$M_{\max}$ [kNm]	K [kNm/mm]	S [kJ/mm]
NS	Ave.	2.72	0.13	368
	(C.V.)	(0.11)	(0.05)	(0.55)
AS	Ave.	2.66	0.14	402
	(C.V.)	(0.07)	(0.12)	(0.17)
BS	Ave.	3.20	0.13	554
	(C.V.)	(0.12)	(0.07)	(0.44)
ABS	Ave.	3.03	0.11	425
	(C.V.)	(0.06)	(0.20)	(0.19)

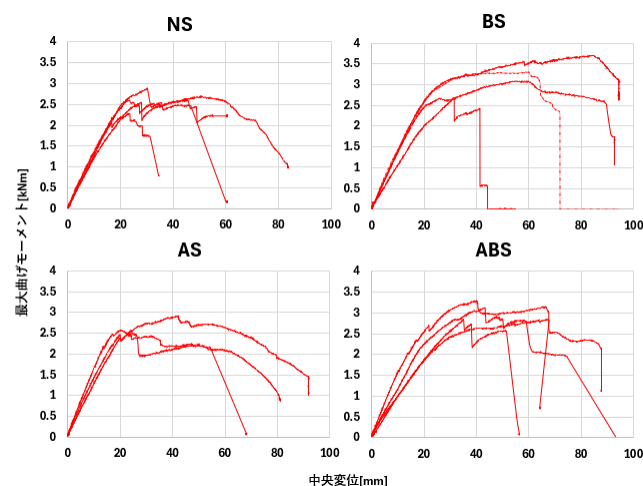


図-6 強軸方向荷重変位曲線

※点線のグラフは中央変位ではなく荷重点の変位

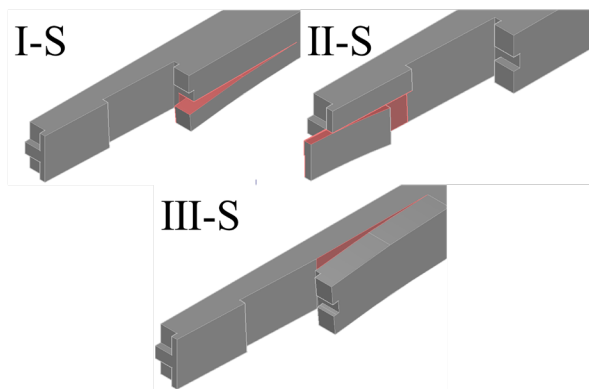


図-7 強軸荷重時に顕著な割裂



写真-1 鎌の付け根で曲げ破壊した試験体

(2) 弱軸方向荷重

図-8に弱軸方向に加力した試験から得られた荷重変位曲線を、表-3 に M_{max} , K , S の平均値と変動係数をまとめて示す。

無補強の場合に顕著であった破壊パターンを図-9に示した。I-W 型では目違いが目違いへそこから継手の W 方向に力を受け、目違いを境に繊維方向に母材が二つに割り裂ける様にして開口型割裂が進行した。II-W 型は目違いへそが目違いから荷重方向に力を受けた場合、もしくは顎部が栓から継手先端方向に力を受けた場合に力を受けた箇所から開口型の割裂が進行する破壊パターンである。無補強の場合はほぼ全ての試験体で I-W 型割裂が先に発生し、II-W 型割裂の発生によって荷重が完全に低下した。

ビス補強により AW 試験体では II-W 型破壊の進行が抑えられ、靱性が最も大きく向上した。BW 試験体ではビス補強により I-W 型割裂の発生と進行が抑えられたが、逆に II-W 型破壊が顕著になり、無補強と比較して最大荷重や変形性能に大きな改善は見られなかった。ABW 試験体では両方の発生と進行を抑える効果が得られた。

表-3 から結果を比較する。最大曲げモーメント、吸収エネルギー量はいずれの補強仕様でも向上した。特に ABW 試験体では最大曲げモーメントが約 1.84 倍、吸収エネルギー量が 2.74 倍となり、強度、靱性ともに大きく

向上した、このことから弱軸方向に加力した場合は AB 両方向に補強するのが最も効果的であるといえる。

表-3 弱軸方向試験結果

		M_{max} [kNm]	K [kNm/mm]	S [kNmm]
NW	Ave.	1.10	0.18	86.8
	(C.V.)	(0.04)	(0.04)	(0.17)
AW	Ave.	1.37	0.12	254
	(C.V.)	(0.28)	(0.13)	(0.34)
BW	Ave.	1.28	0.20	91.9
	(C.V.)	(0.20)	(0.18)	(0.34)
ABW	Ave.	2.02	0.16	238
	(C.V.)	(0.14)	(0.09)	(0.41)

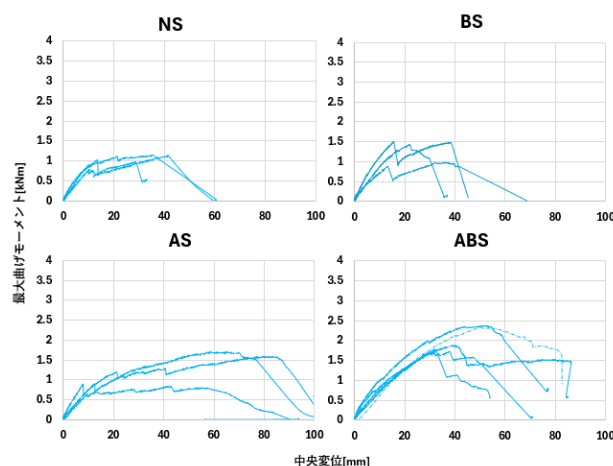


図-8 弱軸方向荷重変位曲線

※点線のグラフは中央変位ではなく荷重点の変位

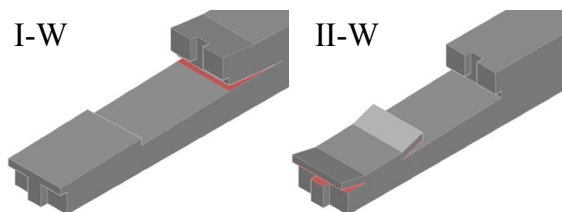


図-9 弱軸荷重時に顕著な割裂

4. 結論

本研究では金輪継ぎ手に対してビスを用いた割裂補強を施すことで曲げ性能が向上するかを明らかにすることを目的として、補強の有無や配置が異なる試験体に対して曲げ破壊試験を行った。本研究で得られた結果を以下に示す。

- 1) 強軸載荷条件の場合、B 方向補強を有する BS、ABS 仕様の試験体で顕著な最大曲げモーメント、吸収エネルギーの増加がみられた。これは B 方向補強が目違いからの割裂を抑え、目違いへその圧

縮によって変形したためである。

- 2) B 方向補強は素材の強度が低い場合は鎌の付け根が破壊し、十分に補強効果を得られなかった。このため、補強を施す場合は施工する素材の強度には十分に注意する必要がある。
- 3) W 方向載荷条件の場合、A 方向補強の試験体は最大荷重の向上はわずかであるが、吸収エネルギー量や変形性能は大きく向上した。また、最も曲げ性能の向上が著しいのはAB仕様であった。

謝辞：本研究を行うに当たり、若井産業株式会社からはビスの提供、武部建設株式会社からは試験体寸法や加工方法に関して助言をいただきました。この場を借りて厚く御礼申し上げます。

NOTES

注1) 瀧口広熙：金輪継ぎを適用したトドマツ柱の強度性能評価，北海道大学大学院農学院修士論文，2017。

REFERENCES

- 1) 秋山信彦，岡本滋史，小林研治：矩形配置した集成材鋼板挿入ドリフトピン式梁端接合部の塑性変形性能向上のための全ネジビスによる割裂補強の実験的検討，日本建築学会技術報告集，第 28 巻 68 号，pp. 149-154，2022. [Nobuhiko AKIYAMA, Shigefumi OKAMOTO, Kenji KOBAYASHI, Experimental study on plastic deformability of glulam beam-end joint by drift-pined joint with inserted steel plate reinforced with full-thread screw, *AIJ Journal of Technology and Design*, Vol. 28, No.68, pp149-154, Feb., 2022]

単板積層材(LVL)を利用した鉄道用まくらぎの 曲げ性能

上田 麟太郎¹・今井 良²・大橋 義徳³・高梨 隆也⁴・佐々木 貴信⁵・
宮内 輝久⁶

¹正会員 北海道立総合研究機構 林産試験場 (〒071-0198 北海道旭川市西神楽 1 線 10 号)

E-mail: ueda-rintarou@hro.or.jp (Corresponding Author)

²正会員 北海道立総合研究機構 林産試験場 (〒071-0198 北海道旭川市西神楽 1 線 10 号)

³非会員 北海道立総合研究機構 林産試験場 (〒071-0198 北海道旭川市西神楽 1 線 10 号)

⁴正会員 北海道大学大学院 助教 農学研究院 (〒060-8589 北海道札幌市北 9 条西 9 丁目)

⁵正会員 北海道大学大学院 教授 農学研究院 (〒060-8589 北海道札幌市北 9 条西 9 丁目)

⁶非会員 北海道立総合研究機構 林産試験場 (〒071-0198 北海道旭川市西神楽 1 線 10 号)

原料調達が困難になりつつある鉄道用木まくらぎの補完と国産材需要の維持・拡大を目的に、単板積層材(LVL)を利用したまくらぎの開発に取り組んでいる。試作した LVL まくらぎ(スギ、ヒノキ、アカマツ、カラマツ、シラカンバ)と市販の製材まくらぎ(クリ、カラマツ、ケンパス)に対して、JIS E 1203「合成まくらぎ」の規定に準じた試験を実施し、曲げ性能を評価した。製材まくらぎの試験結果は樹種による差が大きく、市販されている製材まくらぎの曲げ性能が広範にわたっていることが示唆された。試作したヒノキ、アカマツ、カラマツ、シラカンバ LVL の試験結果は平使い・縦使いともに市販の製材まくらぎの試験結果の間に分布したことから、曲げ性能において同等性が認められると考えられた。

Key Words: Railroad sleeper, Bending test, LVL, Kempas

1. はじめに

鉄道発明以来 200 年以上にわたり、レールを固定するために木まくらぎが利用されている。国内で初めて横浜・新橋間に鉄道が敷設された際にも、安価かつ日本の環境に合うというイギリス人技師長の助言により、木まくらぎが採用された¹⁾。木まくらぎの弱点は腐朽をはじめとする生物劣化であり、現代は、生物劣化がほぼ生じないコンクリートまくらぎ、合成まくらぎ(ガラス長繊維と硬質発泡ウレタンの複合材料²⁾)も多く導入され、スラブ軌道への技術革新も進んでいる³⁾。しかし、木まくらぎには価格の安さや電気絶縁性の高さ⁴⁾などのメリットがあり、全国の中小鉄道や地方ローカル線では未だに木まくらぎが主体となっている³⁾など、常に一定の需要がある。木まくらぎには製材が利用されており(製材まくらぎ、写真-1)、国産材ではクリをはじめとする広葉樹



写真-1 木まくらぎの事例 (明知鉄道 恵那駅構内)

のほか、ヒノキ、ヒバなど様々な樹種の利用がみられる。国産材を上回る硬さと重さを得るため、ケンパスやアピトンといった密度の高い熱帯産材も多く利用されている。

しかし、国産材、外材ともに、環境問題等のため良質なまくらぎ用材は減少してきている⁴⁾。国産広葉樹材は人工的な資源育成が難しく資源状況が不安定であり、また、熱帯産材は天然林資源に強く依存し、違法伐採のリスクも国産材に比べ高いことから、製材まくらぎの原料調達はますます困難になりつつある。

そこで製材まくらぎを補完し、かつ国産材の需要を維持・拡大することを目的として、国産材を原料とする木質材料系まくらぎの新規開発を目指し、その材料としてLVL(単板積層材)に着目した。LVLは、同樹種の製材に比べて材の均質性が高いという特徴がある。また、生物劣化への耐性を付与するための保存処理において、薬剤がLVLを構成する単板の裏割れに沿って製品の内奥まで浸透することが考えられ、製材に比べより高い耐久性を得られる見込みがある。

新規開発するLVLまくらぎの利用に先立ち、既存の製材まくらぎとの同等性の確認が必要である。そこで基礎的な材質のうち曲げ性能について、試作したLVLまくらぎと既存の製材まくらぎに対し曲げ試験を実施して評価を行った。

2. 材料と試験

(1) 試験材料

a) 製材まくらぎ

市販のクリ、カラマツ、ケンパスまくらぎを各5本用意した。寸法は幅200×厚140×長2100mm(並まくらぎ2号の規格寸法)である。製材まくらぎはすべて国内メーカーから入手した新造品であり、平素の出荷品通り、乾燥処理は行われていなかった。試験に先立って、まくらぎ用のインサイジングを施した。なお、薬剤注入など保存処理は行っていない。

b) LVLまくらぎ

国産樹種から資源量や用途開発の求めを考慮してスギ、ヒノキ、アカマツ、カラマツ、シラカンバを用材に選定し、各樹種のLVLまくらぎを製作した。まず厚さ35mmのLVLを製造(一次接着)し、これを4枚または6枚接着(二次接着)することで140または210mmに積層した母材を製造し、それぞれから幅200×厚140mm断面でまくらぎを採材する手順をとった。LVLとして前者は平使い(単板の積層方向=まくらぎの厚さ方向)、後者は縦使い(単板の積層方向=まくらぎの幅方向)であり、全樹種に対してこれら2種のLVLを各5本用意した。平使いと縦使いを写真-2および3に示す。長さ4060mmの母材から試験体を採材する都合上、LVLまくらぎの長さは2000mmとした。試験に先立って、製材まくらぎと同じくまくらぎ用のインサイジングを施した。薬剤注入など保存

処理は行わなかった。



写真-2 平使いLVLまくらぎ(カラマツ)



写真-3 縦使いLVLまくらぎ(カラマツ)

(2) 試験方法

木まくらぎに対応する試験方法は特に規定されていないため、JIS E 1203:2007「合成まくらぎ」⁵⁾に規定された耐曲げ荷重試験に準じ、次の仕様で曲げ試験を実施した。

- ・中央集中荷重方式(単調加力)
- ・スパン1120mm(材厚の8倍)
- ・加力部に面取り($R=10$ mm)した幅200×長140×厚12mmの鋼板、支点部に幅200×長280×厚18mmの鋼板を設ける

試験実施状況を写真-4に示す。試験は1000kN木材実大強度試験機(東京衡機製)を用いて行い、载荷速度は5.0mm/分とした。荷重は容量200kNの圧縮型ロードセル



写真-4 まくらぎの曲げ試験の実施状況

で計測したが、ケンパスまくらぎは破壊荷重が 200kN を超える懸念が生じたため、容量 1000kN のロードセルを利用した。試験体中央の側面に 1 つずつ固定した変位計により鉛直変位を計測し、その平均値をまくらぎの曲げたわみ量として求めた。試験は荷重が最大荷重の 80% 以下に低下するまで行い、最大の荷重低下が生じた時の破壊の状況を破壊モードとして記録した。荷重-変位関係および最大荷重を求め、式(1)、(2)により見かけの曲げヤング係数 E_b (kN/mm²) および曲げ強さ F_b (N/mm²) を算出した。

$$E_b = \frac{L^3}{4bh^3} \times \frac{P}{\delta_L} \quad (1)$$

$$F_b = \frac{3P_{\max}L}{2bh^2} \times 10^3 \quad (2)$$

ここで L : スパン(=1120 mm), b : 試験体の幅 (mm), h : 試験体の厚さ(mm), P : 荷重 (kN), P/δ_L : 荷重変位曲線の直線域における傾き (kN/mm), $P_{\max}$: 最大荷重 (kN) である。

試験後、試験体から長さ 30mm 程度の断片を採取し、全乾法により含水率と全乾密度を求めた。

3. 結果と考察

(1) 試験体の破壊性状

試験結果の一覧を表-1 に示す。スパンが材厚の 8 倍と短かったことから、曲げ変形に比べせん断変形が卓越する可能性があったが、製材および縦使い LVL では曲げ破壊(写真-5)が優勢であった。平使い LVL では 5 樹種計 25 体中 17 体で水平せん断破壊(写真-6)またはせん断破壊を伴う曲げ破壊を生じた。縦使い LVL では、水平方向のせん断力に対して多数の単板と接着層がせん断応力を分担すると考えられる。これに対して平使い LVL では、せん断応力が最大となる中立軸付近の特定の単板に応力が集中しやすく最弱な単板でせん断破壊が生じやすいと考えられる。



写真-5 LVL まくらぎの曲げ破壊(スギ, 縦使い)



写真-6 LVL まくらぎのせん断破壊(シラカンバ, 平使い)

(2) 製材まくらぎの曲げ性能

製材まくらぎの曲げ強さと曲げヤング係数の関係を図-1 に示す。ケンパス製材は 5 体中 1 体が低い荷重で破壊したものの、残る 4 体はクリ、カラマツ製材に比べて顕著に高い曲げヤング係数および曲げ強さを示した。現在市販されている製材まくらぎについて、曲げ性能が広範にわたっていることが示唆された。

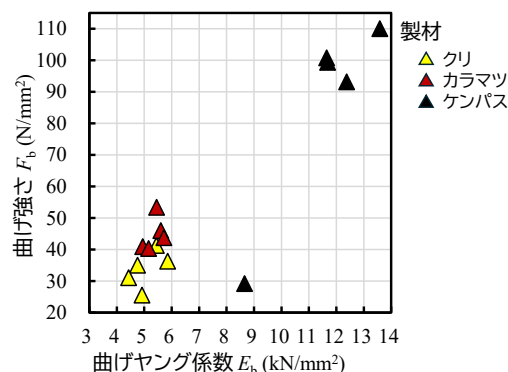


図-1 製材まくらぎの曲げ強さと曲げヤング係数の関係

(3) LVL まくらぎの曲げ性能

LVL まくらぎの曲げ強さと曲げヤング係数の関係を図-2 に示す。縦使いと平使いで比較した場合、アカマツ、カラマツ、シラカンバ LVL は平使いに比べ、縦使いで

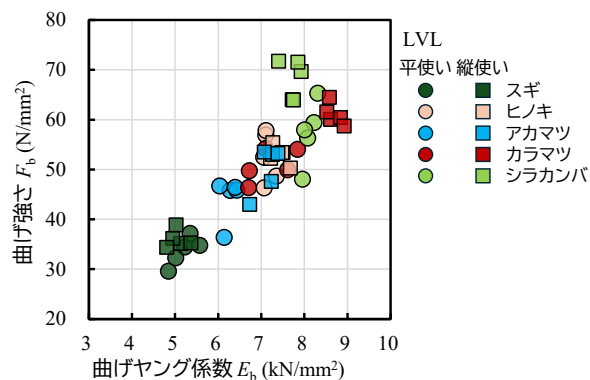


図-2 LVL まくらぎの曲げ強さと曲げヤング係数の関係

曲げ強さが高くなる傾向を示した。製材と LVL で曲げ強さおよび曲げヤング係数を比較したところ、スギLVLは平使い・縦使いともクリ製材と同等の値に留まった。これに対しヒノキ、アカマツ、カラマツ、シラカンバ LVLは、平使い・縦使いともクリ製材の値を上回っており、ケンパス製材より低い値であった。未乾燥材による試験結果ではあるものの、クリ製材とケンパス製材が示した曲げ性能の間に試験結果が分布していることから、ヒノキ、アカマツ、カラマツ、シラカンバ LVL は平使い・縦使いとも、曲げ性能において市販の製材まくらぎと同等性が認められると考えられる。なお、カラマツ LVL(縦使い)およびシラカンバLVL(縦使い)は全数がカラマツ製材の曲げ性能を上回った。

ただし、製材は未乾燥材で含水率が高かったのに対して、LVLは単板乾燥を含む通常の製造工程で生産されて含水率が低い状態だった。実際に施工された後にそれぞれの含水率が変わる可能性があり、両者の強度性能の関係は今後も検証していく必要がある。

表-1 試験結果の一覧

試験体		E_b		F_b		P_{max}	破壊モード	MC	ρ_{on}		
樹種	番号	kN/mm ²		N/mm ²		kN		%	kg/m ³		
L	スギ	S1.2	5.22	Mean	34.5	Mean	80.4	曲げ・せん断	12.0	405	
		S5.2	5.35	5.20	37.2	33.66	86.7	せん断	11.8	418	
		S7.1	4.84	C.V.	29.6	C.V.	69.1	曲げ	12.0	401	
		S8.1	5.01	5.4	32.3	8.5	75.4	曲げ	12.2	403	
		S14.1	5.57		34.8		81.1	曲げ・せん断	11.4	401	
	ヒノキ	H2.1	7.10	Mean	56.9	Mean	132.8	曲げ・せん断	8.0	476	
		H5.2	7.11	7.14	57.8	52.44	134.9	曲げ・せん断	7.2	467	
		H11.1	7.35	C.V.	48.7	C.V.	113.5	曲げ・せん断	7.1	457	
		H16.2	7.06	1.7	46.3	9.6	108.1	曲げ	7.9	459	
		H18.2	7.05		52.5		122.5	曲げ	7.8	466	
	アカマツ	A2.1	6.28	Mean	45.8	Mean	106.9	曲げ	10.1	473	
		A4.1	6.43	6.26	45.8	44.23	106.9	曲げ・せん断	10.2	480	
		A5.1	6.14	C.V.	36.4	C.V.	84.9	曲げ・せん断	10.1	483	
		A8.2	6.03	2.7	46.7	10.0	109.0	曲げ	11.7	468	
		A11.1	6.40		46.4		108.3	曲げ	9.5	492	
	カラマツ	K7.2	6.72	Mean	49.8	Mean	116.1	曲げ	11.9	562	
		K10.1	6.70	7.20	46.4	50.87	108.2	せん断	10.4	567	
		K15.1	7.10	C.V.	54.2	C.V.	126.5	せん断	9.8	574	
		K18.2	7.84	7.2	54.0	6.5	126.1	曲げ・せん断	10.3	581	
		K22.1	7.61		50.0		116.6	せん断	9.6	578	
	シラカンバ	B6.1	8.31	Mean	65.3	Mean	152.4	曲げ・せん断	8.9	561	
		B8.1	8.22	8.11	59.4	57.40	138.6	せん断	8.1	573	
		B15.1	8.08	C.V.	56.3	C.V.	131.3	せん断	7.3	593	
		B16.1	7.96	1.8	48.0	10.9	112.1	せん断	7.5	586	
		B16.2	8.01		57.9		135.2	せん断	7.7	594	
	V	スギ	S4.1	5.13	Mean	35.1	Mean	82.0	曲げ	13.8	402
			S5.2	5.37	5.06	35.2	35.95	82.2	曲げ	12.0	421
			S9.1	4.95	C.V.	36.1	C.V.	84.3	曲げ	12.9	411
			S10.1	5.03	4.2	38.9	4.9	90.7	曲げ	13.1	411
			S11.2	4.81		34.3		80.1	曲げ	13.1	403
ヒノキ		H1.1	7.27	Mean	55.4	Mean	129.2	曲げ	7.7	483	
		H4.1	7.51	7.43	53.4	52.92	124.5	曲げ	8.2	476	
		H6.2	7.22	C.V.	52.2	C.V.	121.8	曲げ	7.3	467	
		H10.2	7.48	2.5	53.4	3.5	124.5	曲げ	7.9	473	
		H13.2	7.68		50.3		117.4	曲げ	7.7	468	
アカマツ		A3.1	6.73	Mean	43.0	Mean	100.3	曲げ	9.8	488	
		A7.2	7.23	7.14	47.6	50.04	111.0	曲げ	10.8	508	
		A10.2	7.26	C.V.	53.0	C.V.	123.6	曲げ	9.9	500	
		A11.2	7.38	3.5	53.2	9.3	124.1	曲げ	9.5	511	
		A12.2	7.07		53.5		124.8	曲げ	9.7	522	
カラマツ		K4.1	8.61	Mean	60.0	Mean	140.1	曲げ	10.0	590	
		K5.2	8.84	8.70	60.4	61.03	141.0	曲げ・せん断	10.6	756	
		K9.2	8.93	C.V.	58.7	C.V.	137.0	曲げ	9.6	573	
		K13.2	8.52	2.0	61.5	3.5	143.5	曲げ・せん断	9.7	577	
		K14.2	8.58		64.5		150.4	曲げ	10.9	574	
シラカンバ		B2.1	7.72	Mean	64.0	Mean	149.3	曲げ	8.3	572	
		B4.1	7.93	7.73	69.7	68.17	162.5	曲げ	8.3	563	
		B6.2	7.75	C.V.	64.0	C.V.	149.2	曲げ	8.2	564	
		B8.2	7.40	2.6	71.7	5.7	167.4	曲げ	8.5	574	
		B14.1	7.85		71.5		166.9	曲げ	8.4	569	
製材		クリ	C6	4.92	Mean	25.6	Mean	59.7	曲げ	63.2	424
			C7	5.86	5.08	36.3	33.86	84.6	曲げ	66.5	463
			C8	5.44	C.V.	41.3	C.V.	96.4	曲げ	55.8	458
			C9	4.76	11.1	35.0	17.4	81.8	曲げ	69.8	443
			C10	4.43		31.1		72.5	曲げ	85.3	439
	カラマツ	K9	5.61	Mean	46.0	Mean	107.3	曲げ	29.5	419	
		K10	4.94	5.38	40.9	44.88	95.5	曲げ・せん断	30.3	453	
		K25	5.72	C.V.	43.8	C.V.	102.1	曲げ	17.4	406	
		K26	5.16	6.0	40.3	11.8	94.1	曲げ・せん断	18.3	397	
		K27	5.46		53.4		124.6	曲げ	21.7	425	
	ケンバス	M14	11.69	Mean	99.3	Mean	231.8	曲げ	26.3	861	
		M15	11.65	11.59	100.8	86.51	235.1	曲げ・せん断	23.8	820	
		M16	13.58	C.V.	110.0	C.V.	256.8	曲げ・せん断	24.9	873	
		M18	12.38	15.7	93.2	37.7	217.4	せん断	21.7	775	
		M19	8.66		29.2		68.1	曲げ	29.0	661	

ここで、 E_b ：見かけの曲げヤング係数、 F_b ：曲げ強さ、 P_{max} ：最大荷重、MC：含水率、 ρ_{OD} ：全乾密度、Mean：平均値、C.V.：変動係数(%)である。

(4) 試験方法による影響の検討

試験はJISE 1203「合成まくらぎ」の規定に準じて実施したが、スパンが材厚の8倍と短くせん断変形成分が大きかったとみられ、曲げヤング係数は真の値より低い値となっていると考えられる。特に、平使い LVL では曲げ破壊に比べせん断破壊が優勢であり、曲げ強さも真の値より低い値となっていると考えられる。したがって本試験により得られた結果は、真のな曲げ性能に比べて低い値となっていると考えられる。また写真-7 に示す通り、加圧部に設けた鋼板が試験体に大きくめり込む場合もあった。支点に設けた鋼板2枚の合計面積に対して加力点に設けた鋼板の面積は 1/4 であり、また、スパンの短さのため破壊に要する荷重が大きくなったことから、加力点で過大なめりこみ応力が生じたと考えられる。

4. まとめ

試作した LVL まくらぎ(スギ, ヒノキ, アカマツ, カラマツ, シラカンバ)と市販の製材まくらぎ(クリ, カラマツ, ケンバス)の同等性確認を目的に, JISE 1203「合成まくらぎ」の規定に準じた試験を実施し曲げ性能を評価した。得られた結果は次の通りである。

- ・製材まくらぎの試験結果は樹種による差が大きく、市販の製材まくらぎの曲げ性能が広範にわたっていることが示唆された。
- ・試作したヒノキ, アカマツ, カラマツ, シラカンバ LVL の試験結果は平使い・縦使いともに市販の製材ま



写真-7 加圧部に設けた鋼板のめりこみ(平使い LVL, カラマツ)

くらぎの試験結果の間に分布したことから、曲げ性能において同等性が認められると考えられた。

- ・ JIS E 1203「合成まくらぎ」規定に準じる試験仕様では、スパンの短さからせん断成分の影響があり、鋼板のめりこみも生じやすい。

LVL まくらぎの実用化にあたっては、軌間保持性能をはじめ、曲げ以外の性能に関する検証も必要である。引き続き、実用化に向けた検討を進める。

謝辞：本研究は、令和6年度 CLT 等木質建築部材技術開発・普及事業の支援を受けて実施したものである。

REFERENCES

- 1) 荒井浩：全国枕木協会について，木材保存，50 巻 6 号，pp. 225-229，2024. [Arai, H.: Zenkoku makuragi kyokai ni tsuite, *Wood Protection*, Vol.50, Issue 6, pp.225-229, 2024.]
- 2) 塩田勝利：合成まくらぎ，RRR，Vol.78, No.12, pp. 24-27，2021. [Shiota, K.: Synthetic sleepers, *RRR*, Vol.78, No.12, pp. 24-27, 2021.]
- 3) 上浦正樹：木まくらぎの脱線防止に資する腐朽判定と犬くぎの引張抵抗力に関する研究，開発論集，117 号，pp.89-111，2026. [Kamiura, M.: Study on derailment prevention ways and judgement of adhesion of rail spike for decay wooden sleeper, *Kaihatsu Ronshu : the Journal of Development Policy Studies*, Vol.117, pp.89-111, 2026.]
- 4) 新版軌道材料編集委員会編：新版軌道材料，pp.247, 252，鉄道現業社，2011. [Shiban Kidou Zairyou Henshu Iinkai: *Shiban Kidou Zairyou*, pp.245-247, Tetsudou Gengyousha, 2011.]
- 5) 日本産業規格：JIS E 1203:2007 合成まくらぎ，pp.4-5，2007. [Japan Industrial Standards: *JIS E 1203:2007 Synthetic sleepers—Made from fiber reinforced foamed urethane*, pp.4-5, 2007.]

BENDING PROPERTIES OF EXPERIMENTAL LVL-RAILROAD SLEEPER

Rintaro UEDA, Makoto IMAI, Yoshinori Ohashi, Ryuya Takanashi,
Takanobu SASAKI and Teruhisa MIYAUCHI

Development of LVL (laminated veneer lumber) railroad sleepers is in progress to secure a new substitute for the conventional solid lumber railroad sleepers of which the sourcing capabilities are shrinking, and to maintain and expand the demand for Japanese wood resources. Bending properties of 5 experimental LVL sleepers of Japanese cedar, Japanese cypress, Japanese red pine, Japanese larch, and Japanese white birch and 3 commercial solid wood sleepers of Japanese chestnut, Japanese larch, and Kempas were examined by bending tests according to JIS E 1203. The tested solid lumber sleepers showed remarkably different results between wood species, implying that the bending properties of commercial solid lumber sleepers are broadly ranged. The bending properties of the experimental LVL sleepers of Japanese cedar, Japanese cypress, Japanese red pine, Japanese larch, and Japanese white birch were distributed within those of the solid wood sleepers, regardless of the laminated direction. Thus, it was considered that those 4 experimental LVL sleepers had an equivalence to the solid lumber sleepers in bending properties.

木杭を用いた橋脚周辺の局所洗掘低減 効果に関する研究

用田瑞歩¹・張 浩²・大本照憲³・田中蒼生⁴

¹ 学生会員 熊本大学大学院 自然科学教育部 (〒860-8555 熊本市中央区黒髪2丁目39-1)

E-mail: 267d8322@st.kumamoto-u.ac.jp

² 正会員 熊本大学教授 大学院先端科学研究部 (同上)

E-mail: hcho@kumamoto-u.ac.jp (Corresponding Author)

³ 正会員 熊本大学特任教授 くまもと水循環・減災研究教育センター (同上)

E-mail: ohmoto@kumamoto-u.ac.jp

⁴ 学生会員 熊本大学大学院 自然科学教育部 (同上)

E-mail: 255d8313@st.kumamoto-u.ac.jp

河川整備における木材の利活用は、河川環境の再生および防災・減災への寄与にとどまらず、持続可能な森林管理に基づく資源循環や炭素貯蔵を通じた気候変動対策にも資するものである。本研究では、河川横断橋の橋脚直上流に木杭群を配置し、橋脚周りに形成される馬蹄形渦および橋脚前面に生じる下降流を抑制することによって、橋脚周辺の洗掘を低減する手法の開発に関する実験的研究を行った。実験の結果、木杭群を設置した場合、無対策時に比べて橋脚周りの最大洗掘深は最大約44%、洗掘孔体積は最大約97%削減されることを明らかにした。さらに、木杭群の流れに対する透過率を高める条件では、群杭先端部における洗掘の進行が抑制されることを示した。

Key Words: bridge pier, timber pile, local scour, scour volume, laboratory experiment

1. はじめに

近年の日本では、気候変動の影響により、線状降水帯を伴う集中豪雨や台風による大雨が激甚化・頻発化している。これに伴い、河川流量が急激に増大し、河川構造物に深刻な影響を及ぼした事例が各地で報告されている。河川構造物の中でも橋梁の被害は多数確認されており、交通機能に多大な影響をもたらす、社会的影響は極めて大きいといえる。近年の被害事例として、令和2年7月豪雨では熊本県南部における梅雨前線の停滞により、球磨川を渡河する鎌瀬橋、相良橋、神瀬橋などが流失するなど、甚大な被害をもたらした¹⁾。

橋脚被害の主な要因の1つとして、橋脚周辺に発生する局所洗掘が挙げられる。橋脚周辺の局所洗掘対策としては、流体力に対する河床の抵抗力を高めるために保護工を設置する方法と、橋脚周辺の流れを制御することで河床近傍の流体力を弱める方法の2つが挙げられる。前者としては、コンクリートブロックを用いたブロック工や根固め工、石礫を用いた捨て石工などが挙げられる。

²⁾ しかし、これらの対策工は、大規模洪水時に流失する

可能性に加え、経済性や環境負荷といった課題がある。一方、ベーン工や杭等の導流工を用いて流れを制御する後者の方法は、これらの課題を低減する可能性がある。特に自然材料である木杭を用いた場合、施工性に優れ、撤去や更新が容易である。さらに、コンクリート構造物と比較して環境に優しいことに加え、木材の利活用による森林の維持管理、資源循環や温室効果ガス削減などにも貢献できる可能性がある。橋脚直上流に木杭群を設置することで、橋脚への接近流速および下降流を低減し、馬蹄形渦を抑制することができると考えられる。³⁾ その結果、橋脚の局所洗掘の抑制が期待される。著者ら^{4), 5)} は、これまでに水没した群杭の局所洗掘低減効果について検討してきた。特に、杭の直径および配列を系統的に変化させ、集団効果としての群杭が橋脚の局所洗掘に与える影響に着目した。しかし、局所洗掘は軽減できたものの、群杭の先端部において洗掘孔が発達し、群杭の流出リスクが課題として残っている。本研究では、群杭の直径や本数を変え、流れに対する遮蔽面積を変化させることにより、橋脚周辺に加え、群杭先端部において洗掘孔を抑制する工法を実験により検討する。橋脚周辺の最大洗掘

深および洗掘体積の低減効果に加え、杭群先端部に新たに形成される洗掘孔の評価も行う。

2. 実験装置および方法

実験は、熊本大学工学部にある、図-1 に示すように全長10m、幅40cm、深さ20cmの亚克力樹脂製の循環式可変勾配開水路を用いて実施した。上流端から1m~9mの8m区間に移動床厚9cmで図-2に示す一様に近い中央粒径0.77mm、均等係数1.29の4号硅砂を敷きならした。橋脚模型は直径 $D_0=3.0$ cmの単円柱として水路上流端から5m下流の中央部に設置した。

実験では、図-3に示す橋脚模型の直上流に群杭模型3パターンを配置した。群杭模型は、杭5本を「く」字型（点線）となるように並べ、これを1ペアとした。これまでの研究結果を踏まえ、顕著な低減効果が期待される、橋脚および群杭先端部の洗掘がそれぞれ独立した6ペアを設定した。また、杭先端部の洗掘を低減させるために、群杭外側から杭の直径を順次 $D_1=10$ mm（赤丸）から $D_2=5$ mm（青丸）に変え、透過率をA、B、Cの3パターンを変化させた。これらをCaseA-6、CaseB-6、CaseC-6とした。これらのケースの実験結果を踏まえ、最も洗掘に効果のある群杭配列CaseC-6において、図-4に示すように群杭のペア数を変化させ、CaseC-1からCaseC-5の5ケースを追加で実施した。なお、比較のため、群杭の設置しない無補強も1ケース（CaseN）実施した。実験においては、

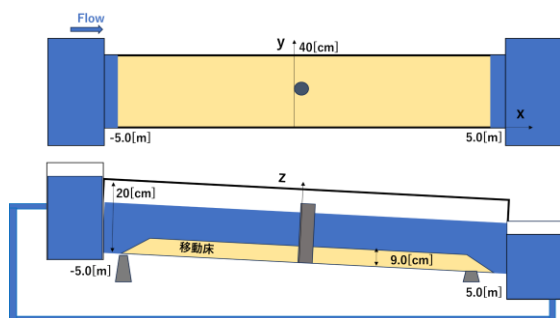


図-1 水路の概要

表-1 水理条件

流量 Q (l/s)	6.7
水路勾配 i_0	1/1000
水深 h_0 (cm)	6.9
平均流速 U_m (cm/s)	24.3
摩擦速度 u_* (cm/s)	2.23
無次元河床せん断力 τ_*	0.054
相対摩擦速度 u_*/u_{*c}	1.08
フルード数 Fr	0.30

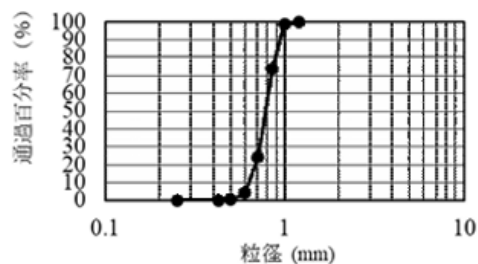
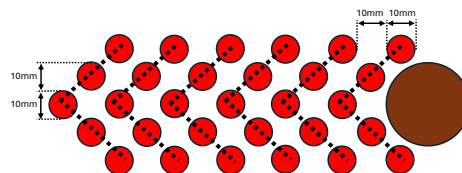
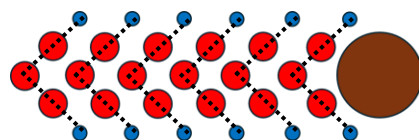


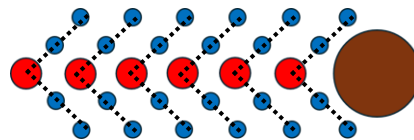
図-2 河床材料の粒度分布



(a) 群杭配列パターン A



(b) 群杭配列パターン B



(c) 群杭配列パターン C

図-3 群杭配列

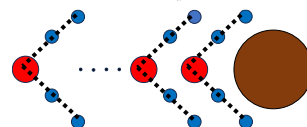


図-4 群杭配列パターン C の補強条件

杭は水没状態であり、初期河床面からの突出高さは2.5cmとした。なお、群杭配列CaseB-6およびCaseC-6では、杭の直径を5mmに変化させた際、杭中心の座標を一致させて配置した。座標系は図-1に示す通り、平均河床高における橋脚前面を原点とし、流下方向にx軸、横断方向にy軸、鉛直上向きにz軸とした。

実験における水理条件は表-1に示す。本研究では、Clear water scour 条件下で橋脚周辺の局所洗掘が最も顕著になるように、相対摩擦速度 u_*/u_{*c} を1程度に設定した。ここに、 u_{*c} は限界摩擦速度である。なお、水路上流からの給砂は行わない。

本実験では通水から36時間後を準平衡状態と判断し、ポンプを停止し、河床変動の計測を実施した。河床変動については通水停止後に最終の河床形状をカメラで撮影するとともにCMOSレーザーアプリアセンサ（キーエンス製IL-600）を用いて計測を行った。計測点については、全ケースにおいて縦断方向、横断方向について0.5cm間

隔で行った。

3. 実験結果とその考察

(1) 木杭の配置による河床変動特性

河床変動は、初期河床高さ ($z=0$) を基準とし、負は洗掘、正は堆積とする。なお、河床変動量は橋脚直径 $D_0=30\text{mm}$ で無次元化した。

図-5 は、群杭の設置が無い無補強 (CaseN) における準平衡状態に達したときの河床コンターを示す。橋脚まわりの局所洗掘の形状は頂点を下にした円錐に近いことが分かる。このような洗掘形状の発生は、既往研究で詳細な検討がされ、鈍い物体形状を有する橋脚のために流下方向に強い圧力勾配が生じ、橋脚下部には前面の強い下降流を伴う馬蹄形の三次元剥離渦が主因であることが指摘されている²⁾。無補強における橋脚周辺の洗掘孔の空間スケールは、流下方向の距離 $x/D_0=7.17$ 、横断方向の距離 $y/D_0=8.67$ 、洗掘体積は $V/D^3=34.5$ 、最大洗掘深 $z/D_0=-1.90$ である。また、橋脚周辺で洗掘された土砂はその下流で帯状に堆積していた。Richardson and Davis (2001)⁹⁾式によれば、最大洗掘深 $z/D_0=-1.77$ であることから、実測値を良好に予測していることが認められた。

図-6 は、図-3 の(a)に示された橋脚の直上流部に直径 $D_1=10\text{mm}$ の群杭を設置した CaseA-6 における準平衡状態に達した河床コンターを示す。洗掘孔スケールは橋脚周辺では流下方向に $x/D_0=1.17$ 、横断方向に $y/D_0=2.17$ となった。群杭先端近傍での洗掘体積は、 $V/D^3=22.9$ 、橋脚周辺の洗掘体積は、 $V/D^3=1.19$ であった。最大洗掘深は $z/D_0=-1.25$ になり、無補強 (CaseN) に比べ大幅に減少している。また、橋脚周辺の洗掘体積は大幅に抑制されたが、群杭先端部の洗掘体積は大きく、群杭の流出リスクがあり、改良する必要がある。

図-7 は、図-3 の(b)に示された最外列の杭の直径を 5mm に変えて設置した CaseB-6 における準平衡状態に達した河床コンターを示す。洗掘孔スケールは、橋脚周辺では下方向に $x/D_0=2.00$ 、横断方向に $y/D_0=2.50$ となった。群杭先端部での洗掘体積は、 $V/D^3=1.71$ 、橋脚周辺の洗掘体積は、 $V/D^3=1.63$ であった。最大洗掘深は $z/D_0=-1.07$ となった。無補強 (CaseN) に比べ橋脚周辺の洗掘体積は大幅に減少した。また、群杭先端部の洗掘体積は CaseA-6 と較べて 94%減少し、大幅に抑制されたことが分かる。

図-8 は、図-3 の(c)に示された中心 1 列を残して杭の直径を 5mm に変えて設置した CaseC-6 における準平衡状態に達した河床コンターを示す。洗掘孔スケールは、橋脚周辺では流下方向に $x/D_0=2.83$ 、横断方向に $y/D_0=3.16$ となった。群杭先端部での洗掘体積は、 $V/D^3=1.32$ 、橋脚周辺の洗掘体積は、 $V/D^3=2.32$ であった。最大洗掘深は

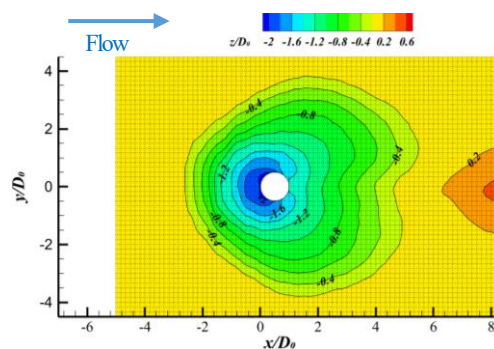


図-5 無補強 (CaseN) における河床コンター

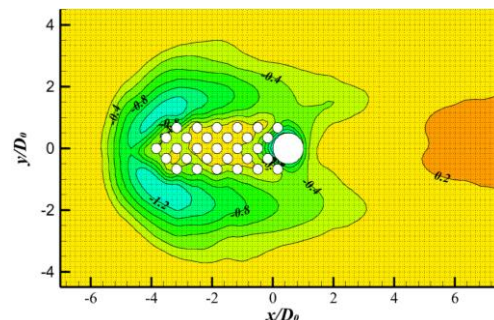


図-6 CaseA-6 における河床コンター

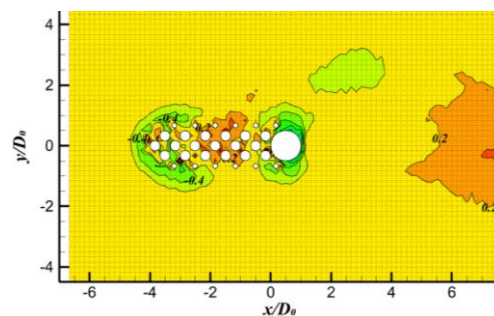


図-7 CaseB-6 における河床コンター

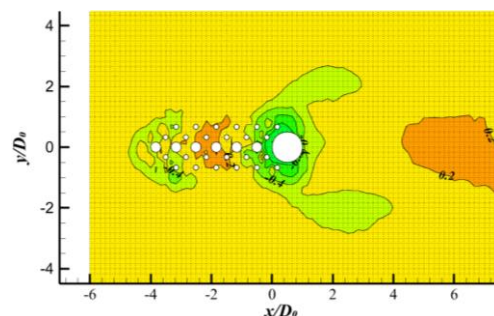


図-8 CaseC-6 における河床コンター

$z/D_0=-1.06$ となった。橋脚周辺の洗掘体積には大幅に減少し、CaseB-6 と較べて群杭先端部での洗掘体積はさらに減少した。また、最大洗掘深は全ケースの中で最も小さかった。

CaseA-6, CaseB-6 および CaseC-6 において流れに対する群杭の透過率を算出し、透過率が洗掘孔に与える影響を検討した。群杭の透過率は、群杭幅と杭の突出高さによって構成される矩形面積に対する杭の総断面積の比として定義した。CaseA-6, CaseB-6 および CaseC-6 の流れに

表-2 各ケースの透過率

Case	透過率(%)
A-6	0
B-6	11
C-6	33

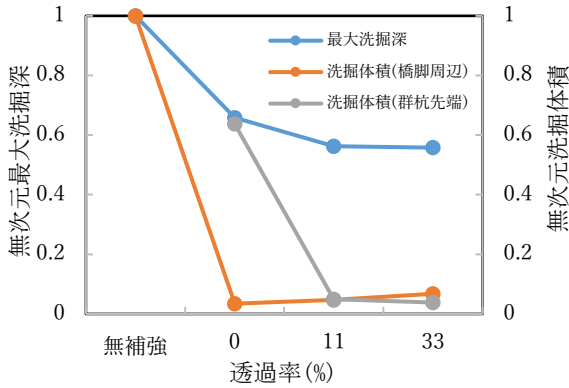


図-9 透過率が洗掘孔に与える影響

に対する群杭の透過率を表2に示す。

CaseA-6では透過率は0%であり、群杭へと直進する流れはいずれかの杭と衝突することになる。一方、CaseC-6になると透過率は33%まで増加していることが分かる。

図-9は、群杭の透過率が橋脚の最大洗掘深および洗掘

孔の体積に与える影響を示す。なお、最大洗掘深および洗掘孔の体積は、各々、無補強 (CaseN) における最大洗掘深および洗掘孔の体積で正規化した。

透過率が増加すると最大洗掘深は減少していることが分かる。これは上流からの流れが群杭内部へ流入し流速は低下しているためであると考えられる。しかし、群杭の透過率を極端に減少させると上流からの流れが減衰されることなく橋脚に衝突し、最大洗掘深は増加する可能性があると考ええる。CaseC-6で無補強時に較べた最大洗掘深の削減率は44%である。また橋脚周辺の洗掘体積は、群杭の透過率の増加に対して顕著な変化は無く、無補強時に較べた削減率は93%-97%であった。一方、群杭先端部の洗掘体積は、CaseA-6では無補強時の洗掘体積の64%と非常に大きかったがCaseC-6ではCaseA-6と較べた群杭先端部の洗掘体積の削減率は94%であった。

群杭配列 CaseA-6, CaseB-6 および CaseC-6 において、橋脚周辺に加え群杭の先端部の洗掘体積を抑制し、最大洗掘深が最も抑制された CaseC-6 を橋脚周辺および群杭先端部の局所洗掘に対して最も有効であることが明らかになった。中心1列を10mmにすることで橋脚の安全性を確保しつつ、他のケースと較べて透過率も高いため群杭の先端部においても洗掘が抑制され、群杭の流出リスクが低減できたと考えられる。これを踏まえ、次に、

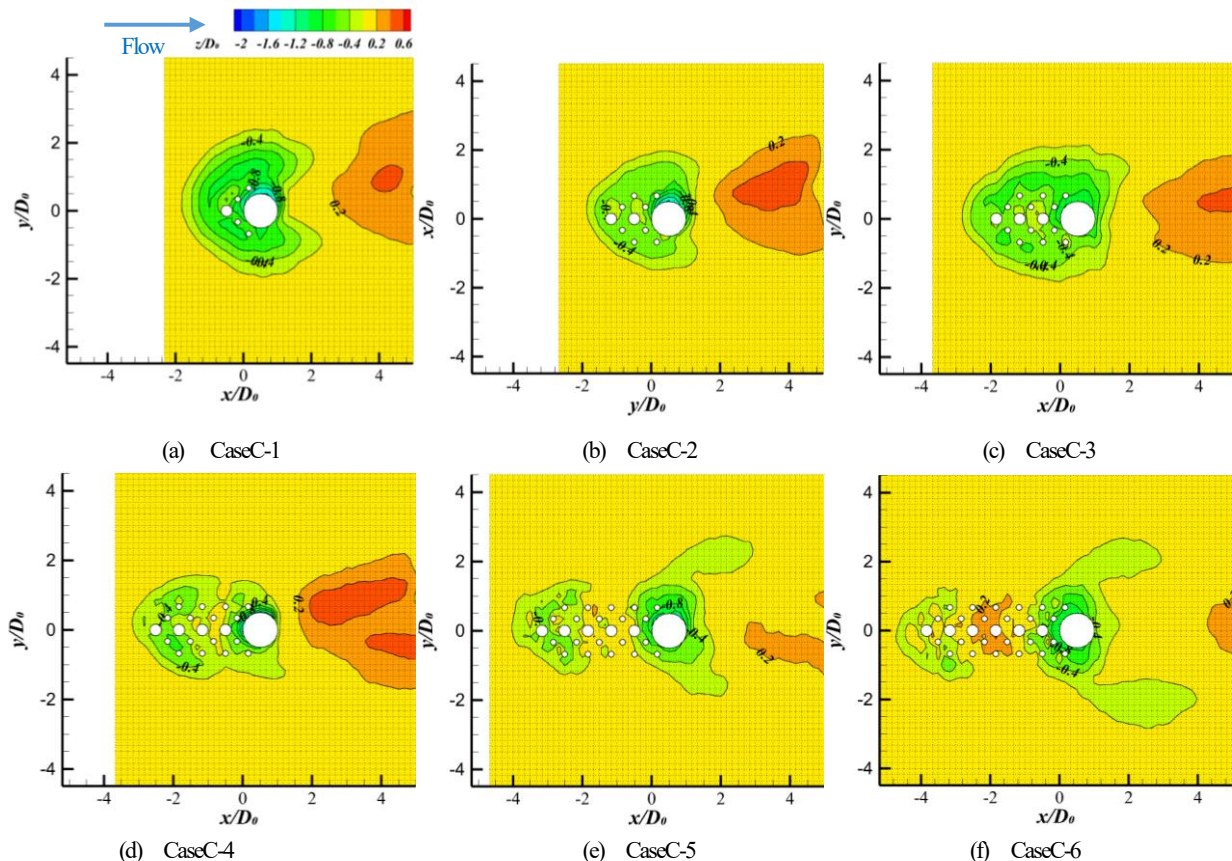


図-10 群杭配列 CaseC における河床コンター

群杭配列 CaseC において群杭の本数が洗掘孔に与える影響を検討する。

(2) 群杭の本数が洗掘孔に与える影響

図-10は、群杭配列 CaseC においてペア数を1ペアから6ペアへ変化させた CaseC-1 から CaseC-6 における準平衡状態に達した河床コンターを示す。

CaseC-1 から CaseC-4 では橋脚と群杭を取り囲むように洗掘孔が一体化した形態であるのに対して、CaseC-5 および CaseC-6 では橋脚および群杭先端部の洗掘孔は独立して存在していることが分かる。CaseC-4 では、群杭の中央付近において、わずかな土砂堆積が確認される。

最大洗掘深は橋脚前面で生じ、CaseC-1 では $z/D_0 = -1.49$ となり、CaseC-2 から CaseC-5 では $z/D_0 = -1.44 \sim -1.07$ である。CaseC-6 では $z/D_0 = -1.06$ である。群杭4ペアを除いてペア数の増加に伴って一様に減少した。ペア数が5ペア以上では最大洗掘深の削減率は45%程度となっており、CaseC-6 で最大洗掘深が最も抑制された。

橋脚周辺の洗掘体積はCaseC-1 では $V/D^3 = 7.14$ となり、無補強時に対して81%削減されている。CaseC-2~CaseC-5 では $V/D^3 = 6.31 \sim 2.01$ である。橋脚周辺の洗掘体積はペア数の増加に伴い減少し、CaseC-6 では $V/D^3 = 1.82$ となり無補強時に対して93%削減されている。

群杭先端部の洗掘体積は、橋脚および群杭先端部の洗掘孔が完全に独立したCaseC-5およびCaseC-6において算出した。CaseC-5 では $V/D^3 = 1.62$ 、CaseC-6 では $V/D^3 = 1.32$ であり顕著な変化は無かった。

ペア数を5ペア以上では、橋脚周辺および群杭先端部で洗掘孔が独立することで、4ペア以下と較べて最大洗掘深および橋脚周辺の洗掘体積をより削減できたと考えられる。また、ペア数を5ペア以上に増やしても洗掘孔に顕著な変化は見られなかった。

4. まとめ

本研究では、橋脚周辺の洗掘対策として、木杭群が橋脚周辺の洗掘孔に与える影響について、基礎水理実験を実施し調べた。得られた主な結果を以下に示す。

- (1) 群杭配列を CaseA-6 から CaseC-6 へと変え、群杭の透過率を増加させた際、無補強時に較べた最大洗掘深の削減率は34%~44%であった。また、橋脚周辺の洗掘体積に顕著な変化は無く、無補強時に較べた削減率は93%~97%であった。一方、群杭先端の洗掘体積は CaseC-6 で最も減少し、CaseA-6 に較べた削減率は94%であった。
- (2) 群杭配列 CaseC において群杭ペア数の増加に伴い、

最大洗掘深および橋脚周辺の洗掘体積が減少した。しかし、5ペア以上では洗掘孔に顕著な変化は無かった。

- (3) 群杭配列 CaseC において群杭ペア数が4ペア以下では橋脚と群杭を取り囲むように洗掘孔が一体化した形態であるのに対して、5ペア以上では橋脚および群杭先端部の洗掘孔は独立して存在する。

謝辞：本研究は JSPS 科研費 24K00971 の助成を受けたものである。

REFERENCES

- 1) 竹山真平：令和2年7月豪雨で流失した橋梁の復旧検討について、国土交通省九州地方整備局九州国土交通研究会 ROMBUNNO.IBUMON,13, 2022. [S,akeyama : Study on Restorations of Washed-away Bridges Caused by the July 2020 heavy Rain, ROMBUNNO IBUMON,13, 2022]
- 2) 井上隆・倉上由貴・佐名川太亮・二瓶泰雄：各種対策工による橋脚周辺の洗掘抑制効果に関する実験的検討, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol77, No.2, pp.I_763-I_768, 2021. [Takashi Inoue, Yuki Kurakami, Taisuke Sanagawa and Yasuo Nihei : Experimental Study on Reduction of Local Scour Due to Various Scour Protection Around Pier, Journal of the Japan Society of Civil Engineers B1 (Water Engineering), Vol77, No.2, pp. I_763-I_768, 2021.]
- 3) Melville, B. W. and Raudkivi, A. J. : Flow characteristics in local scour at bridge piers. J. of Hyd. Res. , IAHR. 15(4) : 373-38, 1977.
- 4) 大本照憲・張浩・濱砂翔：群杭を適用した橋脚の局所洗掘の対策工に関する実験的検討, 河川技術論文第29巻, pp.109-114, 2023. [Terunori Ohmoto, Hao Zhang and Kakeru Hamasuna: Experimental Study on Countermeasures with Guide Piles Against Local Scouring Around a Bridge Pier, Advances in river engineering Vol.29, pp.109-114, 2023.]
- 5) 大本照憲・張浩・三川丈斗・濱砂翔：群杭を用いた橋脚の局所洗掘対策工に関する基礎的研究, 土木工学論文第 Vol80, No.16, 23-16177, 2024. [Terunori Ohmoto, Hao Zhang So Tanaka and Mizuho Mochida : Experimental Study on Countermeasures with Groupe Piles Against Local Scouring Around a Bridge Pier, Vol80, No.16, Article ID 23-16177, 2024.]
- 6) Richardson, E.V. and Davis, S. R. : Evaluating Scour At Bridges, Report No. FHWA/NH01 001, HEC18, U. S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, 2001

1964 年新潟地震における杭の被害調査

金田 一広¹・村田 拓海²・沼田 淳紀³

¹ 正会員 千葉工業学教授 創造工学部都市環境工学科 (〒275-0016 千葉県習志野市津田沼 2-17-1)

E-mail: kazuhiko.kaneda@chibatech.ac.jp (Corresponding Author)

² 正会員 飛鳥建設株式会社 技術開発部 研究開発グループ (〒270-0222 千葉県野田市木間ヶ瀬 5472)

E-mail: Takumi_Murata@tobishima.co.jp

³ 正会員 ソイルウッド 技術士事務所 (〒343-0041 埼玉県越谷市千間台西 1-18-1-2-506)

E-mail: atsunori_numata@outlook.jp

1964 年に発生した新潟地震は液状化が多くの被害をもたらしたことでよく知られている。この地震に関して、新潟地震調査報告書、昭和 39 年新潟地震震害調査報告、新潟地震災害報告書の 3 つに関して杭の損傷について調査した。鋼管杭やコンクリート杭に関しては杭の損傷の記述があったが、木杭に関してはほとんど被害の記述が認められなかった。それぞれの杭の杭長、杭径および打設間隔の違いがあり、また構造物も様々で条件が違うので早急に結論は出せないものの、木杭は液状化地盤に対して鋼管杭やコンクリート杭以上に、液状地盤に対して高い耐久性がある可能性が考えられる。

Key Words: wood pile, Niigata earthquake, damage, literature review, liquefaction

1. はじめに

過去の地震では、地盤の液状化が発生すると、杭が損傷することが数多く報告されている^{1)~4)}。これらは、いずれもコンクリート杭か鋼管であり、木杭の被害は見当たらない。森ら¹⁾は、1964 年新潟地震の数多くの調査事例より地盤の永久変位に起因する基礎の被害をまとめている。そこに記されているのは、鋼管杭 1 例、RC 杭 5 例、ケーソン 1 例、井筒 1 例、木杭 1 例である。ここで、示されている木杭の 1 例は、後述する調査より木杭自体に被害があったものではない事が分かっている。

筆者らも経験的に、基礎杭の被害は、地震で液状化が発生する度に耳にするが、木杭での被害事例を聞いたことがない。そもそも、1950 年代以前は、杭と言えば木杭であったことを考えれば、それ以降に発生した地震では、コンクリート杭や鋼管杭よりも木杭の方が数は多かったと考えれ、被害事例がないというのは、それなりの理由があると考えべきである。一般に、木杭は、地震時、および、液状化発生時には耐久性が低いものと捉えられているようだが、そもそもコンクリート杭や鋼管杭に比べ、上部構造物の慣性力や地盤変形に対して、むしろ耐久性が高いとも考えられる。

そこで、著者らは、多くの調査が実施され、詳細な報告が残っている 1964 年新潟地震の被害報告書（新潟地震調査報告書⁵⁾、昭和 39 年新潟地震震害調査報告⁶⁾、新潟地震災害報告書⁷⁾）を取り上げ、その中で示されている杭被害について、今まで着目されてこなかった木杭を加えて再調査を行った。この地震は、日本で液状化被害が大規模に発生し、それが世界的に知られるようになった地震として知られている。集合住宅の転倒など直接基礎の支持力喪失、護岸のはらみだしなど報告がなされているが、杭の被害も相当数存在している。鋼管杭、コンクリート杭などと並び、わずかではあるが木杭も報告書に記載があった。液状化する地盤での杭の被害形態はさまざまであるが、本論文では、木杭とその他の杭の被害状況について調べてまとめた。

2. 調査方法と調査結果

上記 3 つの報告書から杭構造物の記述を抽出し、構造物名、構造物の種類、構造物の詳細、場所、構造物の被害の有無、杭の種類、木杭の場合は樹種、杭径、杭長、杭間隔、杭被害の有無、杭基礎設置地盤の土質名、N 値範囲、最小 N 値、文献を表に示してまとめた。表 1 にまと

めたものの一例を示す。全部で 234 件該当した。但し明確に書かれていないものや杭としか記述がないものなどもすべて含めた。

3. 杭被害の分析

図 1 に調査した全体の杭種別数を、図 2 にその中で杭の被害の有無について示す。「杭」としか記載のないものは不明としている。木杭が 41 件、コンクリート杭が 45 件と判明している杭の中で多くあった。ただ木杭の中には取り付け部や抑え杭で用いられているものも多くそれも数に含めている。古くはコンクリートに並び木杭も活用されていたことがよくわかる。図 2 を見ると、その杭の中で被害があったもの、なかったものともに 7 件であった。それ以外は明確な記述がなされていない。図 3 に被害がなかった杭、図 4 に被害があった杭の内訳を示す。被害がなかったと記述してあった中で木杭が 6 件となっており、木杭が地震時や液状化地盤中で有効であったことが分かる。一方、被害ありの場合はコンクリート杭が 5 件、鋼管杭が 1 件、木杭が 1 件であった。コンクリート杭の被害が多く、木杭もあるが、文献の記載では上部構造の被害から基礎の被害も想定されると記載されていたためカウントしている。図 5 には記載がある木杭、コンクリート杭および鋼管杭に関して杭長 $L(m)$ と杭径 $D(m)$ の関係を、図 6 には杭長 $L(m)$ と打設間隔 $B(m)$ の関係を、図 7 には杭長 $L(m)$ と打設間隔 $B(m)$ / 杭径 $D(m)$ の関係図を示す。木杭、コンクリート杭および鋼管杭それぞれに対して被害あり、なし、不明で分類している。杭長～杭径関係図より、鋼管杭は杭長が長く杭径も大きく、木杭は杭長、杭径が小さくなる。コンクリート杭はちょうどその中間に位置する。杭長と杭径は一定の関係がありそうである。木杭の場合は杭長および杭径は最大でも 12m および 0.3m 程度である。コンクリート杭でも杭長や杭径が短いものでも被害がある場合もあるが、杭長、杭径が長いほど被害が発生する件数が多くなる。プロットされている数からすれば木杭は杭長、杭径が小さいものの被害がほかの杭に比べて少ないことは確かである。杭長～打設間隔の関係図もおおむね木杭、コンクリート杭および鋼管杭と長くなる傾向にあるが、木杭やコンクリート杭の一部では杭長が短く打設間隔が広いケースもある。どちらも被害は見られていない。杭長～打設間隔/杭径関係図をみると、打設間隔/杭径が小さいほど杭の配置が密になる。木杭は 2 から 14 程度まで広く分布している。一方、コンクリート杭は鋼管杭は 4 から 6 に集中している。図 8 に杭の周りの土層が細砂である杭の杭長 $L(m)$ と杭径 $D(m)$ の関係図を示す。やはりこの部分で杭の被害が多くみられる。コンクリート杭や鋼管杭で杭が損傷しているのは砂地盤で液状化が発生し地盤の支持

力が不足するとともに構造物の慣性力によって杭の耐力以上の曲げせん断が発生したと考えられる。一方木杭も杭頭での曲げモーメントが発生しているが、杭長が短い、構造物の慣性力が小さかったなど他の要因も考えられるが被害がほとんど見られない。杭の剛性の違い、杭と地盤の相互作用の影響などさらにメカニズムを解明する必要があるものの、耐液状化という観点では木杭は有効であったといえると思われる。

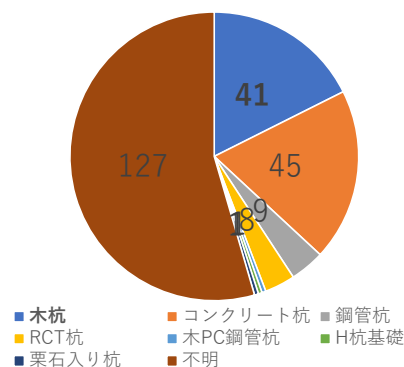


図 1 杭種別数

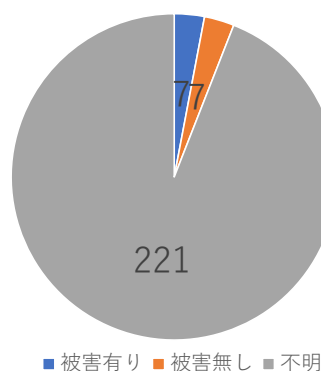


図 2 杭の被害件数

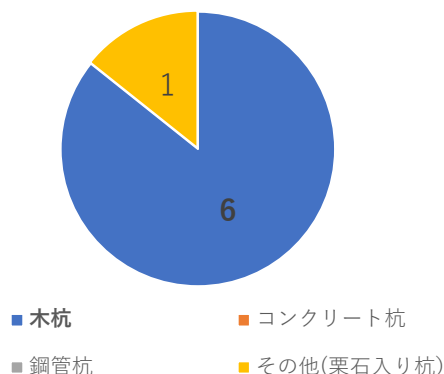


図 3 被害なしの杭別の件数

表1 文献調査結果

No.	上部構造物			杭の種類	杭の種類			杭の種類			杭の種類			杭の種類			杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類	杭の種類			杭の種類
-----	-------	--	--	------	------	--	--	------	--	--	------	--	--	------	--	--	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------	------	--	--	------

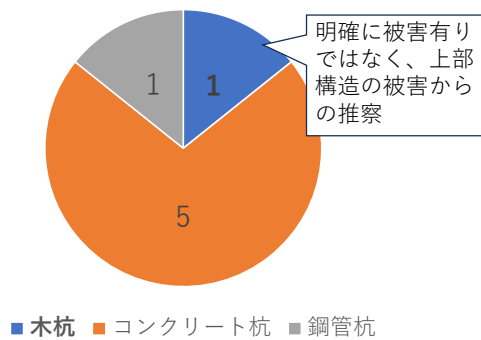


図4被害ありの杭別の件数

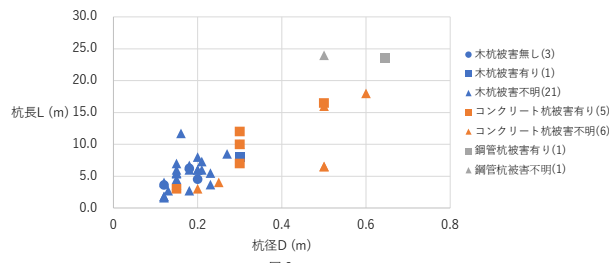


図5杭長 L(m)と杭径 D(m)の関係

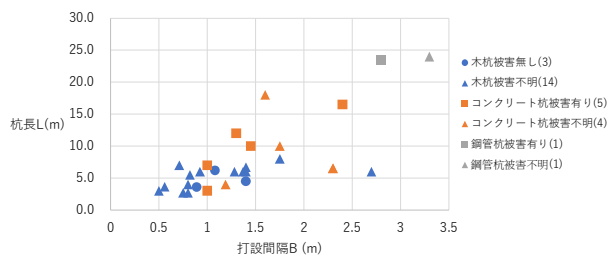


図6杭長 L(m)と打設間隔 B(m)の関係

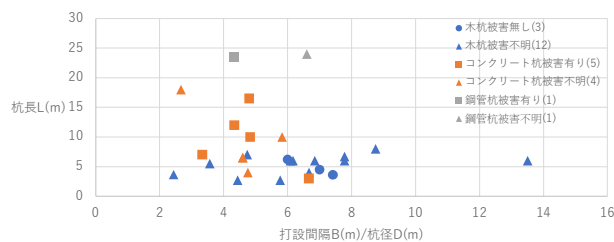


図7杭長 L(m)と杭径 D(m)/打設間隔 B(m)の関係

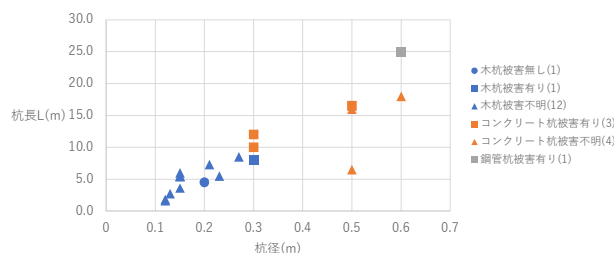


図8杭長 L(m)と杭径 D(m)の関係 (細砂地盤)

4. まとめ

1964年に発生した新潟地震の調査報告書を詳細に調べた結果液状化に起因する杭の損傷が見られた。コンクリート杭、鋼管杭はその損傷は顕著であったが、木杭は明らかに被害があったと断定できる事例は見られなかった。今度はさらに文献調査を進めるとともに、コンクリート杭、鋼管杭および木杭の液状化時に杭に発生する応力を検討するなど、杭損傷メカニズムについて明らかにしていきたい。

謝辞：本研究は、JSCE 木材地中小委員会（委員長：原忠 高知大学教授）における研究テーマの一つに取り上げていただき、議論した。また、千葉工業大学 2026 年卒業生、齊藤清人氏、山中翼氏、4 年生の郷麻太郎氏、島田啓希氏にご協力いただいた。謝意を表する。

REFERENCES

- 1) 森伸一郎, 清水勝美, 鈴木信久, 高木政美, 中村晋: 液状化による地震の永久変位に起因する杭基礎の被害と解析, 地震工学研究発表会講演概要, pp. 25-28, 1989.
- 2) Yoshida, N. and Hamada, M.: Damage to foundation piles and deformation pattern of ground due to liquefaction-induced permanent ground deformations, Proc. 3rd Japan-US Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, pp. 147-161, 1990.
- 3) Fujii, S., Iseimoto, N., Satou, Y., Kaneko, O., Funahara, H., Arai, T. and Tokimatsu, K.: Investigation and analysis of a pile foundation damaged by liquefaction during the 1995 Hyogoken-numbu Earthquake, Special Issue of Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society, pp. 179-192, 1998.
- 4) Mori, S., Numata, A. and Guan, Bauqi: Damage to a pile foundation due to liquefied ground motion, 12WCEE, 2000.
- 5) 建設省土木研究所 (1965): 新潟地震調査報告, 土木研究所報告, 第 125 号, 土木研究所.
- 6) 土木学会新潟震災調査委員会 (1966): 昭和 39 年新潟地震震害調査報告, 土木学会.
- 7) 建設省北陸地方建設局 (1964): 新潟地震災害報告書, 建設省北陸地方建設局.

気中と水中におけるスギ板同士の摩擦抵抗

沼田 淳紀¹・野田 龍²・村田 拓海³・吉田 雅穂⁴

¹正会員 ソイルウッド (〒343-0042 埼玉県越谷市千間台西 1-18-1-2-506)

E-mail: atsunori_numata@outlook.jp (Corresponding Author)

²正会員 秋田県立大学准教授 木材高度加工研究所 (〒016-0876 秋田県能代市海詠坂 11-1)

E-mail: noda@iwt.akita-pu.ac.jp

³正会員 飛鳥建設 (〒270-0222 千葉県野田市木間ヶ瀬 5472)

E-mail: takumi_murata@tobishima.co.jp

⁴正会員 福井工業高等専門学校教授 環境都市工学科 (〒916-8507 福井県鯖江市下司町)

E-mail: masaho@fukui-nct.ac.jp

新しい軟弱地盤対策の取り組みとして、大きな木板を水平や鉛直に地盤中に設置することで、効率的に軟弱地盤対策を試みる検討を行っている。しかしながら、重ね合わせた木板の地盤内環境における力学的特性は、ほとんど不明である。そこで、木板同士の摩擦抵抗を種々の鉛直圧下で計測できる実験装置を開発し、スギ板同士の摩擦抵抗について、重ね合わせた木板の方向の影響、ラミナとだら挽き板の影響、乾燥状態と高含水状態の影響について、気中と水中の環境下で比較を行った。この結果、木板同士の摩擦抵抗は、地盤のせん断抵抗と同様に粘着力と摩擦角で示すことができ、重ね合わせた方向により差があること、その値はラミナよりもだら挽き板、乾燥材よりも高含水率の板、水中よりも気中の方が、摩擦角が大きくなることを明らかにした。

Key Words: frictional resistance, wooden board, loading direction, coarse-grained

1. はじめに

木材の土木分野での利用拡大の取り組みが進められているが、いまだに木材利用量が拡大しているとは言えない状況であり、新たな開発が望まれる¹⁾。その中で、木材の軟弱地盤対策などへの利用は、そのポテンシャルが大きいとされている²⁾。木材を使った軟弱地盤対策は、基本的に丸太や円柱加工した木材を鉛直に地盤に打設するものであった^{例えば3)4)}。近年、丸太や円柱状ではなく、新たに板状の木材を地盤中に構築し地盤補強を行おうとする取り組みが行われている⁵⁾⁶⁾。これは、大きな板材を用いることで、荷重の分散効果を期待することや、施工性を高めることが期待されている。現在、直交集成板 (Cross Laminated Timber, 以下「CLT」と記す) をこれらに使うことが考えられているが、木板自身を簡易に作り、よりこれを廉価にしようという考えもある。

これらを検討する上で、地盤中の、特に、地下水位以深を想定した環境における木板の力学特性に関する知見はほぼ皆無である。そこで、ここではまず、基本的な力

学特性として、大きな木板を作るときに必要な木板同士の摩擦抵抗について着目した。

木板の摩擦抵抗について、堀⁷⁾は、ヒノキを用いて、載荷荷重と摩擦抵抗の間には明らかな直線関係があり、このような直線関係は水分の影響を受けても失われず、摩擦抵抗は含水率が高くなると大きくなることを示した。また、孟ら⁸⁾は、含水率が十分平衡状態に達した 12~13%程度のプレーナー加工したスギ、トドマツ、カラマツの静止摩擦係数は、繊維方向と繊維に直交する方向では異なり、直交する方が大きく、直交する場合は 0.29~0.33 (16~18 deg)、平行する場合 0.27~0.31 (15~17 deg) であり、密度が大きくなると摩擦係数は小さくなることを示した。しかしながら、特に高含水率における摩擦抵抗やプレーナー加工を行っていない丸太をだら挽きしただけの木板 (以降、「だら挽き板」と記す) 同士の摩擦抵抗についての研究事例は見当たらない。

そこで、基本的な事項であるスギ板同士の摩擦抵抗を求めるために、気中と水中で鉛直圧を設定可能な実験装置を開発し、人工乾燥しプレーナー加工した木板 (以降、

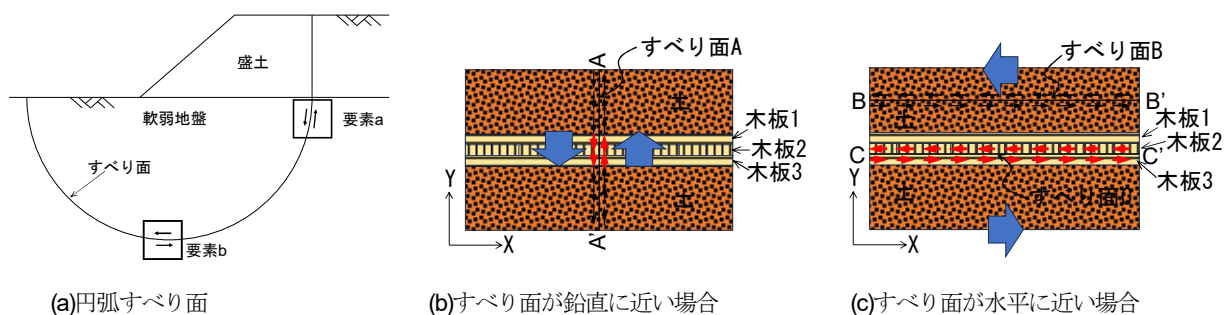


図-1 軟弱地盤上の盛土と想定される円弧すべり面

「乾燥ラミナ」と記す），乾燥状態と高含水率のただら挽き板を用いて，気中と水中における環境で検討をおこなった．本論文では，文献9)に，新たな実験結果を加えて検討した結果を示す．

2. 研究背景¹⁰⁾

軟弱地盤上の盛土の安定検討には，図-1に示す円弧すべり面を想定し，その起動力と地盤の抵抗力を比較することが多い．この場合，要素aと要素bでは想定されるすべり面の方向が90度近く異なり，水平方向に改良体を設置した場合には，その効果が大きく異なると思われる．(b)と(c)に，水平方向に数枚の木板を重ねた場合に想定されるすべり面の模式図を示す．すべり面が，木板に直交する場合は，軟弱粘性土地盤のせん断抵抗が20 kN/m²程度なのに対し，木材のせん断抵抗は6 MN/m²程度（スギ）¹¹⁾なので，木材の方が，かなり強度が大きく，すべり面全体のせん断抵抗は，必ず地盤のみの状態よりも大きくなる．

一方，すべり面が木板に平行となる場合は，地盤内を通るすべり面B-B'と，木板と木板の間を通るC-C'の小さい方で最小のせん断抵抗が決まり，木板間の摩擦抵抗が，地盤よりも小さな場合には，木板を敷設することでむしろすべりに対する安定性を低下させるので，少なくとも地盤のせん断抵抗以上に，木板同士の摩擦抵抗が大きい必要がある．この木板同士の摩擦抵抗を実験装置を開発し求めた．

3. 実験方法

(1) 実験装置

図-2に，実験装置の概要を示す．供試体は，120×200×30 mmの下板と，120×120×30 mmの上板からなる．ただし，後述するRのケースにおける下板の寸法は，120×120×30 mmである．下板を装置にセットし，その

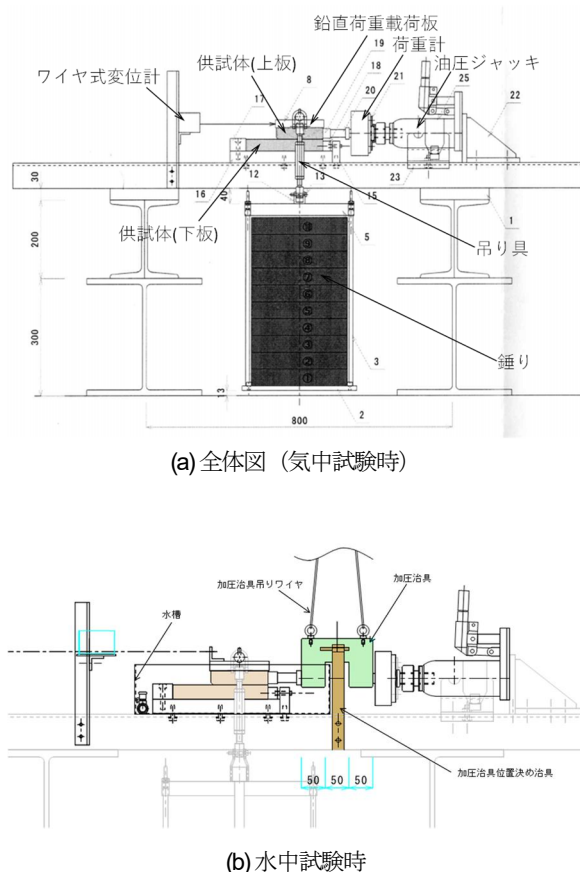


図-2 実験装置の概要

上に上板を載せ，さらに鉛直荷重載荷板を載せ，そこに取り付けられた吊り具を介して錘を吊るし，吊るした錘により鉛直圧を载荷できる．下板は固定され，上板を油圧ジャッキで水平方向に押すことで，2枚の木板の摩擦抵抗を計測した．鉛直載荷板と不動点との間の水平変位は，ワイヤ式変位計で計測した．油圧ジャッキは，手でレバーにより操作した．このため，水平荷重と水平変位の関係は，きれいではないが，基本的なデータを取得するには十分であると考えた．水平荷重の载荷速度は，凡そ0.4～0.5 kN/minである．

木板を軟弱地盤対策として使用する場合，木板は基本的に地下水位以深に設置することが想定される．そこで，この装置に，地下水位以深の環境を再現できるように，

表-1 実験ケース

試験環境	載荷方向	鉛直圧 σ_v kN/m ²	ラミナ 乾燥材	だら挽き材 乾燥材	だら挽き材 飽和材
気中	平行	19	CDaP000-00-03a		
		53	CDaP000-05-01a~03a		
		101	CDaP000-12-01a~03a		
		155	CDaP000-20-0001~0003		
	平行・直交	19	CDaR000-00-01a~03a		
		53	CDaR000-05-01a~03a		
		101	CDaR000-12-01a~03a		
		155	CDaR000-20-0001~0003		
	クロス	19	CDaC000-00-01a~03a	CHaC000-00-0001~0003	CHaCD00-00-01~03
		53	CDaC000-05-01a~03a	CHaC000-05-0001~0003	CHaCD00-05-01~03
		101	CDaC000-12-01a~03a	CHaC000-12-0001~0003	CHaCD00-12-01~03
		155	CDaC000-20-0001~0003	CHaC000-20-0001~0003	CHaCD00-20-01 CHaCD00-20-02 CHaC000-20-03
水中	クロス	19		CDsC000-00-0001~0003	CHsC000-00-0001~0003
		53		CDsC000-05-0001~0003	CHsC000-05-0001~0003
		101		CDsC000-12-0001~0003	CHsC000-12-0001~0003
		155		CDsC000-20-0001~0003	CHsC000-20-0001~0003

木板同士が水中に没した状態で実験ができるようにもした。図-2(b)に、水中試験時の装置を示す。上下の木板が完全に水没するように、台座に水槽を固定し、そこに供試体と底板を固定した。載荷時は、水槽を乗り越えて、水槽には接触せずに載荷が可能にする加圧治具を取り付けた。この治具は、水平方向に抵抗がないように、上部よりワイヤで吊られている。図中にある、加圧治具位置決め治具は、実験中は取り除かれる。この装置で、上板と下板が完全に水没する状態で実験を実施した。

(2) 実験ケース

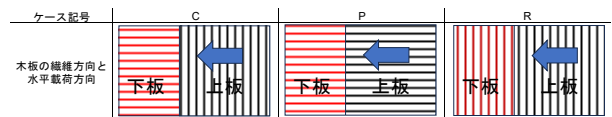
表-1に、実験ケースを示す。実施したケースは、下板と上板のいずれもスギで、気中と水中で載荷実験を行った。下板と上板は、乾燥ラミナと、だら挽き板を用いた。下板と上板は、常に同じ条件の木板を用いた。含水状態は、乾燥と高含水率とした。高含水率の板は、未乾燥のそれを浸漬させて高含水率にした。高含水率のだら挽き板の含水率は、最小134%、平均201%、最大260%(文献9)に示した値は誤り)であり、繊維飽和点よりも十分大きく、飽和状態に近いと考えられる。木板の繊維の方向と、水平載荷を行う方向も摩擦抵抗に影響があるので⁹⁾、ここでは、表-2に示す3通りの水平載荷を実施した。Cは上板と下板の繊維方向を直交させ重ね、Pは繊維方向を並行に重ね載荷方向も繊維方向に行い、Rは繊維方向を並行に重ね載荷は繊維に直角に行った。鉛直圧は、最大10m程度の盛土の鉛直荷重を想定し、19, 53, 101, 155 kN/m²とした。この鉛直圧には、錘を除いた吊り具などの治具の自重(19 kN/m²)も含まれている。

4. 実験結果

(1) 乾燥ラミナの実験結果

初めに、乾燥ラミナについての実験結果を示す。図-3に、水平変位と水平荷重の関係の一例として、乾燥ラミナで鉛直圧が155 kN/m²の時の実験結果を示す。図には、

表-2 木板の繊維方向と水平載荷方向



※Rのケースの下板の寸法は、120mm×120mmであるが、この表では、繊維方向がわかるようにCとPと同じ寸法で示した。

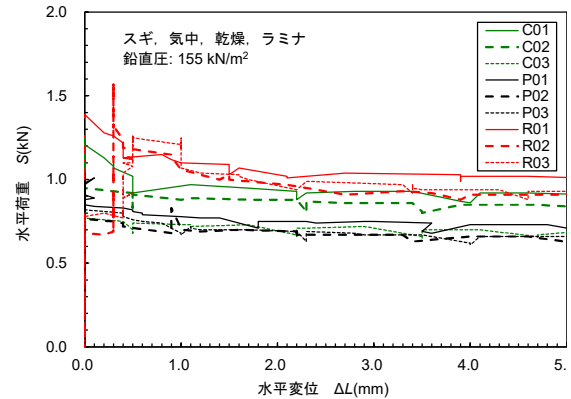


図-3 乾燥ラミナにおける水平変位と水平荷重の関係の一例

繊維方向が直交するケース(C)、繊維方向が平行で載荷方向も平行なケース(P)、繊維方向が平行だが載荷方向が直角のケース(R)を示した。多くの場合、水平変位がほぼ0の状態では水平荷重が大きくなり、木板がすべり出すと水平荷重は低下し、水平変位が2 mm程度以上ではほぼ定常状態になった。これは、前者が静摩擦、後者が動摩擦に相当するといえる。R02とR03のケースでは、一度すべり出してから水平荷重はさらに大きくなり最大荷重となり、その後定常状態となっている。そこで、ここでは、それぞれを「すべり出し荷重」、「最大荷重」、水平変位5 mmの時の水平荷重を「残留荷重」と呼び、以降検討を進める。

図-4に、乾燥ラミナを用いたケースのすべり出し荷重、最大荷重、残留荷重を示す。横軸の01~03の番号は、それぞれのケース番号である。CとPのケースではほとんどですべり出し荷重と最大荷重が一致し、PよりもCの方がやや大きい傾向がある。一方、Rのケースでは、多くがすべり出し荷重と最大荷重は一致せず、CやPよりも大きい。PよりもCが大きくなる傾向は、孟ら⁹⁾の実験結果とも整合している。今回の実験で、RがCやPよりも大きく、すべり出し荷重より最大荷重が大きいのは、繊維方向が平行であるので、下板と上板の年輪が噛み合い、僅かにすべりを生じた時点で最も噛み合わせの良い状態が出現する場合が多くなるためだと考えられる。ただし、この噛み合わせは、年輪幅に対して供試体面積が小さくなるほど高い噛み合わせが出現する可能性が高く、大きな板の板目面などが接触する場合には、実験で得られたような噛み合わせは生じにくいと考えられ

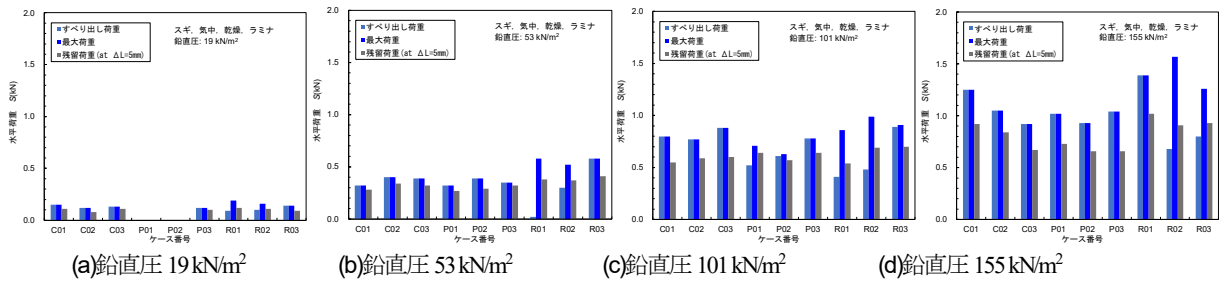


図-4 乾燥ラミナにおけるすべり出し荷重, 最大荷重, 残留荷重 (スギ, 気中)

る。実際の木板を重ね合わせることを想定すると、上下を直交させることが一般的であると考えられるので、以降では下板と上板は直交させるケース (C) を基本に検討を行うこととする。

(2) 高含水率のだら挽き板の実験結果

図-5 に、だら挽き板の実験結果の一例として、下板も上板も高含水率のだら挽き板の鉛直圧が 155 kN/m^2 のケースの結果を示す。前述の図-3 に示した乾燥した製材の実験結果と比較し、水平荷重が大きく、すべり出し荷重よりもすべり出し後に生じる荷重の方が大きくなり、それが最大荷重となっているとともに、残留荷重も乾燥ラミナよりも大きくなった。

(3) だら挽き板の各条件における実験結果

図-6 に、だら挽き板におけるすべり出し荷重, 最大荷重, 残留荷重 (at $\Delta L=5 \text{ mm}$) を鉛直圧ごとに示す。それぞれの条件は、気中または水中の環境下、乾燥状態の板または高含水率の板である。

乾燥ラミナと異なり、数例を除き、他は全てが鉛直圧に関わらず、すべり出し後に水平荷重が大きくなり、最大荷重とすべり出し荷重が異なる。これは木板同士の接触面が粗になることで、単に木板を重ね合わせた状態よりも少し動いた状態の方が粗な木板同士の噛み合わせがよくなるためだと考えられる。さらに、この噛み合った状態は乾燥ラミナを重ね合わせた状態よりも噛み合わせが強く、全体的に大きな抵抗を発揮すると考えられる。これより、ラミナにおいてもだら挽き板においても、

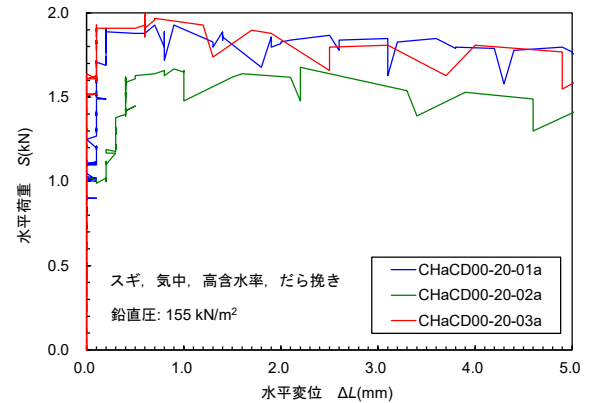


図-5 高含水率だら挽き板における水平変位と水平荷重の関係の一例 (スギ, 気中, 繊維直交方向)

盛土などの安定性を考える上で、地盤中に設置された木板同士の摩擦抵抗として、最大荷重が代表値とし適切だと考えられ、以降では水平抵抗荷重として最大値を用い摩擦抵抗応力は、これを板同士の接触面積で除した値を用いることとする。

5. 考察

(1) 鉛直圧と摩擦抵抗応力の関係

図-7 に、気中における鉛直圧と摩擦抵抗応力の関係を乾燥ラミナ、乾燥だら挽き板と高含水率だら挽き板について示す。いずれも木板を繊維直交方向に重ねたものである。

鉛直圧と摩擦抵抗応力の関係は、ほぼ原点を通る直線関係にあり、両者を一次式で近似した時の決定係数も 1

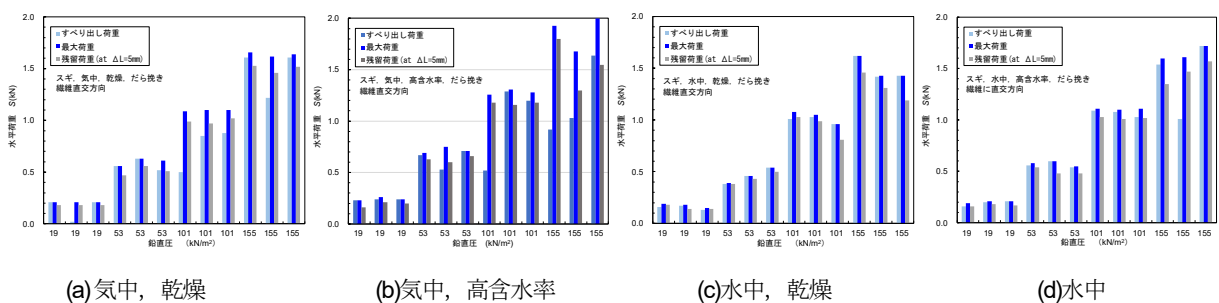


図-6 高含水率だら挽き板におけるすべり出し荷重, 最大荷重, 残留荷重 (スギ, 気中, 繊維直交方向)

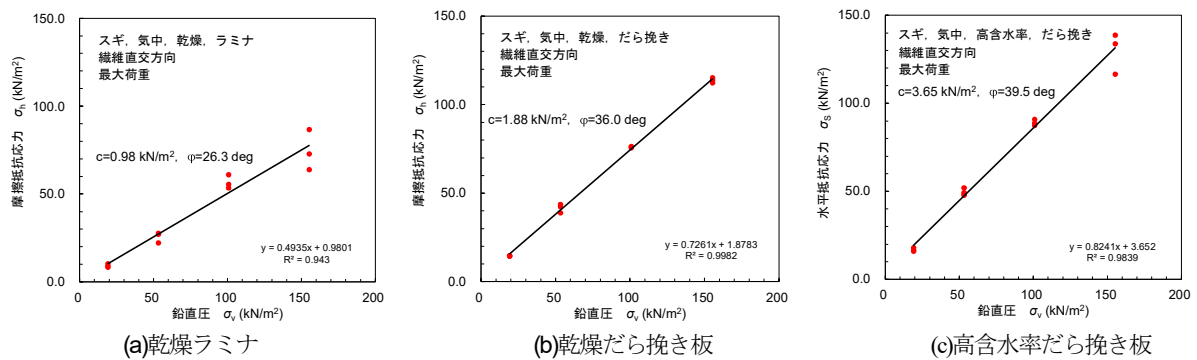


図-7 気中における鉛直圧と摩擦抵抗応力の関係（スギ，繊維直交方向）

に近く，両者の関係は，地盤工学で地盤のせん断抵抗に使われる粘着力 c と内部摩擦 ϕ と同様に扱えることがわかる。

表-3 に，実験で求められた粘着力と摩擦角を示す。乾燥ラミナにおける，摩擦角（直線の勾配）は 26° (0.49) で，孟ら⁹⁾の実験結果と比較するとやや大きい。これは，孟らの実験の下板は密度の高い構造用シート材であるためだと考えられる。

乾燥ラミナとだら挽き板を比較すると，ラミナよりもだら挽き板の方が，明らかに摩擦角が大きくなる。これは，板の表面が粗いからだと考えられる。

だら挽き板同士で，乾燥と高含水率で比較すると，高含水率の方が大きく，摩擦角は約 40° である。このように含水率が大きくなると摩擦抵抗が大きくなることは堀⁷⁾の結果とも一致している。

(2) 水中環境の影響

図-8 に，水中における鉛直圧と摩擦抵抗応力の関係を乾燥だら挽き板と高含水率だら挽き板について示す。気中における結果と同様に，乾燥した板よりも高含水率の板の方が摩擦角が大きくなる事が分かる。この明確な理由は不明だが，次のメカニズムが推測される。①ラミナも含め木板の表面には凹凸があり，この凹凸はだら挽き板の方が大きい，②上下の板は，高含水率にした状態では鉛直圧の载荷により水分が絞り出され，板同士の

表-3 実験で求められた粘着力と内部摩擦角

環境	木板の種類	含水状態	粘着力 kN/m ²	摩擦角 deg
気中	ラミナ	乾燥	0.98	26.3
	だら挽き	乾燥	1.88	36.0
		高含水率	3.66	39.5
水中	だら挽き	乾燥	-1.73	34.5
		高含水率	0.76	36.4

境界は飽和状態に近い状態となる，③水平荷重が載荷されると板同士はすべり出そうとするが，凹凸により鉛直方向に膨らもうとするので，板同士の間が飽和状態になっていると境界の水圧が負圧方向に移行し，有効鉛直圧が増加する。このため，摩擦抵抗応力も増加する。田中・吉田¹²⁾は，砂とCLTを用いて，一面せん断試験を実施し，両者の摩擦角が高含水率のCLTになると大きくなることを示した。その要因の一つとして，CLTの表面観察の結果，高含水率とすることで晩材部分が早材部分より膨張していることを挙げている。これを参考にする，板同士であっても晩材部の膨張で，表面の凹凸が増し，せん断されることで板同士間が膨張し，より負圧が発生しやすくなる可能性が考えられる。田中・吉田による高含水率のせん断変位とせん断応力の関係は，せん断変位が増えると，一度せん断応力は増加傾向が低下するが，その後再びせん断応力が回復して行く，非排水条件における砂の膨張に伴うせん断抵抗の増加と類似の傾向を示しており，板同士でも類似の現象が起きている可能

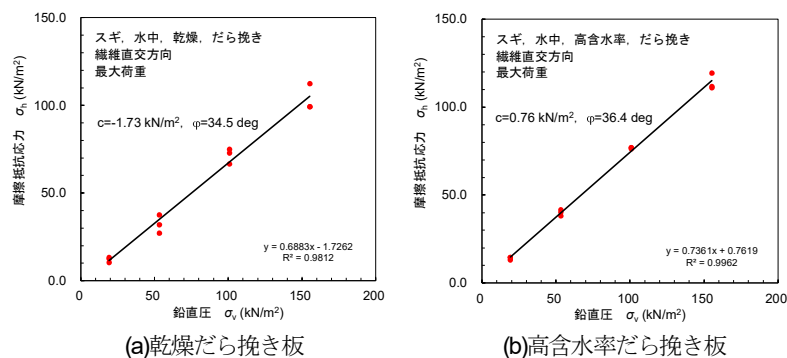


図-8 水中における鉛直圧と摩擦抵抗応力の関係（スギ，繊維直交方向）

性が考えられる。

板同士が水中に没していると、摩擦角は、気中における結果と比べ小さくなる。当初、水中における結果は気中と変わらず、特に、高含水率の場合には、その差は小さくなると想定していたが、むしろ逆になった。この原因は、不明だが、だら挽き板同士の水中環境における摩擦抵抗を求める時には、それを再現した水中における試験が必要だと言える。

(3) 土質定数との比較

これらの値を盛土などの土構造物の設計に用いられる土質定数¹³⁾と比較する。乾燥ラミナの摩擦角は、「密実でない砂質土 ($\phi=25\text{ deg}$)」程度でありかなり低い。気中における高含水率だら挽き板は、「締固めた礫および礫まじり砂 ($\phi=40\text{ deg}$)」「密実なものまたは粒径幅の大きな礫 ($\phi=40\text{ deg}$)」「密実な礫混じり砂 ($\phi=40\text{ deg}$)」程度であり、かなり内部摩擦角の大きな材質の地盤と同等だといえる。それ以外のだら挽き板の摩擦角は、「締固めた粒径幅の広い砂 ($\phi=35\text{ deg}$)」「密実でないまたは分級された礫 ($\phi=35\text{ deg}$)」「密実でない礫混じり砂 ($\phi=35\text{ deg}$)」「密実なものまたは粒径幅の広い砂 ($\phi=35\text{ deg}$)」程度であり、比較的内部摩擦角の大きな材料と同等であると言える。したがって、だら挽きにした板を重ねて土中に設置した場合、木板同士の境界層は、地盤や盛土などによる鉛直圧により摩擦抵抗応力は増加し、また、地下水位以深に設置されることで木板は高含水率となり、さらに摩擦抵抗応力が増加し、板同士を接着したり木ダボやビスなどで固定しなくても、地盤内で十分板同士の摩擦抵抗を確保でき、地盤内の弱層となる可能性は低いと考えられる。

なお、粘着力は、鉛直圧がない状態では水平抵抗があるとは考えらず、あったとしても0に近いと考えられるので、木板同士の摩擦抵抗応力は0として良いと考える。

6. まとめ

- (1) ラミナ板同士の摩擦抵抗は、重ね合わせるラミナの繊維方向と、載荷する方向により異なる。
- (2) だら挽き板の摩擦抵抗は、板同士がすべり出し後に最大荷重となる。
- (3) 乾燥ラミナもだら挽き板も鉛直圧と摩擦抵抗応力の関係はほぼ直線関係にあり、地盤工学のせん断抵抗に用いられる粘着力と内部摩擦角と同様に板同士のせん断抵抗を表すことができる。
- (4) 乾燥しただら挽き板よりも、高含水率のだら挽き板の内部摩擦角は大きくなる。
- (5) 気中環境と水中環境におけるだら挽き板の内部摩擦

角は、気中環境の方が内部摩擦角が大きくなる。

- (6) だら挽き板の内部摩擦角は、気中・水中、および、乾燥・高含水比に関わらず密な砂や礫と同等程度に大きく、地盤や盛土内で板同士の境界層が弱層となりすべりを生じる可能性は低いと考えられる。

謝辞：本研究は、JSPS 科研費 23H02280 の助成を受けて実施した。実験は、公益財団法人秋田県木材加工推進機構の石川信也様に協力していただいた。ここに記して感謝申し上げます。

REFERENCES

- 1) 沼田淳紀：土木分野における木材利用の拡大へ向けて—主に木材の地中利用の視点から—，木材情報，日本木材総合情報センター，6月号，2023. [Numata, A.: Toward expanding use of wood in civil engineering - From viewpoint of underground use of wood, *Wood and Wood industry*, Japan Wood Products Information and Research Center, June, 2023.]
- 2) Kayo, C. and Noda, R. :Climate change mitigation potential of wood use in civil engineering in Japan based on life-cycle as-sessment, *Sustainability*, 10, 561, 2028.
- 3) 飛島建設，兼松サステックサステック，昭和マテリアル：丸太打設液状化対策&カーボンストック工法，先端建設技術・技術審査証明報告書，先端建設技術センター，145 p., 2014. [Tobishima Corporation, Kanematsu-NNK Corporation (now Kanematsu Sustech Corporation) and Showa Material: Log piling method for liquefaction mitigation and carbon stock, *Report of Construction Technology Review and Certification*, Advanced Construction Technology Center, 145 p., 2014. (in Japanese)]
- 4) 九州パイルリング：QP パイル工法—木材による地盤補強工法—，建設技術性能証明評価概要報告書，日本建築総合試験所，125 p., 2012. [Kyushu Piling Co., Ltd.: QP Pile Method, *Report of Assessment of Technology for Building Construction*, General Building Research Corporation of Japan, 125 p., 2012. (in Japanese)]
- 5) 沼田淳紀，村田拓海，吉田 雅穂，足立有史，尾崎健一郎，西岡英俊，原忠，山田昌郎，野田龍，上田摩耶子：CLT の軟弱地盤水平補強の実証実験，土木学会論文集（特集号），Vol. 81, No. 7, 24-00261, 2025. [Numata, A., Murata, T., Yoshida, M., Adachi, Y., Ozaki, K., Nishioka, H., Hara, T., Yamada, M., Noda, R. and Ueda, M.: Demonstration experiment on horizontal reinforcement of soft ground using cross-laminated timber, *Journal of JSCE*

Special Publication, Vol. 81, No. 7, 24-00261, 2025.]

- 6) Hong Son Nguyen, 足立有史, 西尾竜文, 吉田雅穂, 沼田淳紀: CLT の鉛直配置による地盤補強の適用性及び施工性検討, 木材工学研究発表会講演概要集 23, 土木学会, pp.119-127, 2024. [Nguyen, H., Adachi, Y., Nishio, T., Yoshida, M. and Numata, A.: Applicability and workability study of ground reinforcement by CLT vertical arrangement, Paper Reports on Wood Engineering 23, JSCE, pp.119-127, 2024.]
- 7) 堀高夫: 木材の摩擦抵抗に及ぼす水分の影響, 日本林学会誌, 33 巻, 4 号, pp. 147-151, 1951. [Hori, T.: The effect of water content on the frictional resistance of wooden surface, Journal of the Japanese Forestry Society, Vol. 33, No.4, pp. 147-151, 1951.]
- 8) 孟慶軍, 平井卓郎, 小泉章夫: 木材と各種構造用面材との摩擦係数, 木材学会誌, Vol. 54, No. 5, pp. 281-288, 2008. [Meng, Q., Hirai, T. and Koizumi, A.: Frictional coefficients between timber and some structural sheet materials, Journal of the Japan wood research society, Vol. 54, No. 5, pp.281-288, 2008.]
- 9) 沼田淳紀, 野田龍, 村田拓海, 吉田雅穂: 気中におけるスギ板同士の摩擦抵抗, 木材工学研究発表会講演概要集 24, 土木学会木材工学委員会, pp.101-105, 2025. [Numata, A., Noda, R., Murata, T. and Yoshida, M.: Frictional resistance in air between Japanese cedar boards, JSCE, Abstracts of the 24nd Symposium on Wood Engineering, pp. 101-105, 2025.]
- 10) 沼田淳紀, 野田龍, 吉田雅穂, 村田拓海: スギ板材同士のせん断抵抗計測装置とそのせん断抵抗, 土木学会第 79 回年次学術講演会, V-277, 2024. [Numata, A., Noda, R., Yoshida, M. and Murata, T.: Shear resistance measurement device for Japanese cedar boards and its shear resistance, Japan Society of Civil Engineers 2024 Annual Meeting, V-277, 2024.]
- 11) 森林総合研究所監修, 木材工学ハンドブック, 丸善, p. 194, 2004. [Supervision by Forestry and Forest Products Research Institute, Handbook of Wood Engineering, Maruzen, p. 194, 2004.]
- 12) 田中こころ, 吉田雅穂: 一面せん断試験および表面観察による砂と CLT の接触面におけるせん断特性の評価, 土木学会論文集 (特集号), Vol. 81, No. 28, 24-28006, 2025. [Tanaka, K. and Yoshida, M.: Evaluation of shear characteristics on contact surface between sand and cross laminated timber by direct shear test and surface observation, Journal of JSCE Special Publication, Vol. 81, No. 28, 24-28006, 2025.]
- 13) 日本道路協会: 道路土工盛土工指針, 丸善, p. 101, 2010. [Japan Road Association: Guideline for Road Earthworks and Embankment Works, Maruzen, p. 101, 2010.]

FRictional RESISTANCE BETWEEN JAPANESE CEDAR BOARDS IN AIR AND UNDERWATER

Atsunori NUMATA, Ryu NODA, Takumi MURATA and Masaho YOSHIDA

鋼板挿入集成材複合梁における接着層の検討

服部 紘大¹・沼野 泰正²・岡田 潤³・後藤 文彦⁴

¹非会員 秋田大学大学院 理工学研究科 (〒 010-8502 秋田県秋田市手形学園町 1-1)
E-mail: m8025813@s.akita-u.ac.jp

²非会員 秋田大学大学院 理工学研究科 (〒 010-8502 秋田県秋田市手形学園町 1-1)
E-mail: m8026809@s.akita-u.ac.jp

³非会員 株式会社社長 (〒 103-0014 東京都中央区日本橋蛸殻町一丁目 20 番 4 号)
E-mail: okada-jun@chodai.co.jp

⁴正会員 秋田大学教授 大学院理工学研究科 (〒 010-8502 秋田県秋田市手形学園町 1-1)
E-mail: gotou@gipc.akita-u.ac.jp

本研究では、鋼板挿入集成材複合梁を対象に、接着不良率 (30%, 50%, 70%) および接着不良配置 (パターン状・ランダム) が構造性能に及ぼす影響を有限要素解析により検討した。解析の結果、接着率の低下に伴い鋼板と集成材間の応力伝達性が低下し、剛性やスパン中央部の応力が減少することが確認された。また、接着率だけでなく接着剤の配置位置も応力分布や変形挙動に影響を及ぼすことが示された。さらに、継手端部では接着剤のせん断強度を上回る応力が発生し、剥離の可能性が示唆された。以上より、接着率の確保と均一な接着施工が継手性能の維持に重要であることが明らかとなった。

Key Words: Salome-Meca, adhesive layer, steel-plate-inserted glulam beam, hybrid beam, joint

1. はじめに

近年、CO₂ 排出量の削減や施工性、景観性の向上などを背景として、集成材と鋼材を組み合わせた複合部材の利用が進められている。鋼板を挿入した集成材複合梁は、集成材のみの梁と比べて高い剛性を有するため、断面の縮小や長スパン化が可能であり、木橋への適用も期待されている。しかし、木橋のように比較的大きなスパンを必要とする構造物へ適用する場合には部材の継手が必要となるため、継手における十分な剛性および耐力の確保が重要な課題となる。

既往研究では、鋼板を挿入した集成材複合梁を対象として、継手部で挿入鋼板同士を重ね合わせる新たな継手構造が提案された。この研究では基礎研究として、集成材と鋼板が接着剤によって全面接着された複合梁モデルを対象とし、継手における力学的挙動および構造成立性について検討が行われた。

一方、実際の構造物では製作時の施工誤差や接着剤の塗布状況などの影響により、接着界面に接着不良が生じる可能性がある。そのため、全面接着を仮定したモデルのみでは、実構造物の力学的挙動を十分に評価できない可能性がある。

そこで本研究では、既往研究で対象とした全面接着型の鋼板挿入集成材複合梁を基礎とし、接着不良を考慮した解析モデルを作成して検討を行った。接着不良は接着面積に対して 30%, 50%, 70% の割合のものを用意し、さらに規則的に配置したパターン状モデルと、

不規則に配置したランダムモデルを作成した。これらのモデルに対して有限要素解析を実施し、接着不良率および接着不良の配置形状が梁全体の剛性や応力分布に及ぼす影響を評価した。また、全面接着モデルとの比較を通じて、接着不良が複合梁および継手部の構造性能に与える影響について考察した。

2. 解析手法

有限要素解析ツール「Salome-Meca2021」を用いて、鋼板プレートが挿入された集成材複合梁の 3D モデルを作成し、弾塑性解析を行い、梁の剛性、応力状態について検討を行った。

(1) 解析モデル

本研究で用いる鋼板挿入集成材複合梁は、橋長 10m、幅員 1m 程度の歩道橋に用いることを想定しているが、今回は梁の全長を 10 m、スパンを 9.7 m とする。本研究で用いる鋼板挿入集成材複合梁は、図-1 図-2 のように継手部に関して逆対象な複合断面を有する 2 部材からなる。

梁の断面に関しては図-3 に示す。側面からみた断面図-3 の左図について、幅 90mm × 桁高 420mm の集成材と幅 100mm × 桁高 420mm の集成材の間に幅 1mm × 高さ 410mm の接着剤層を挟んで幅 9mm × 高さ 410mm の鋼板を挿入したものとなっている。また部材の継手部分の断面図-3 の右図に関しては幅 100mm の集成材に図-

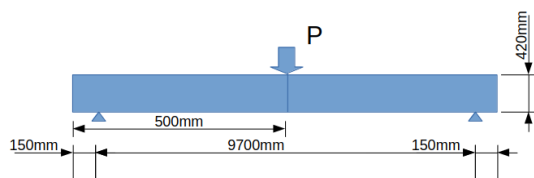


図-1 全体図

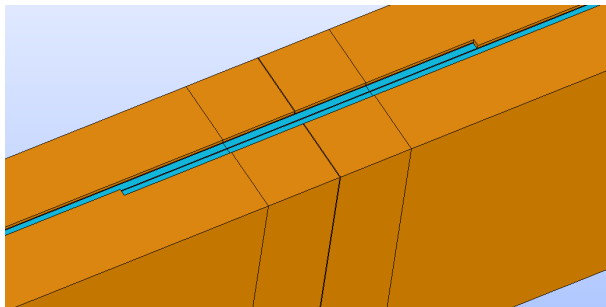


図-2 上部図

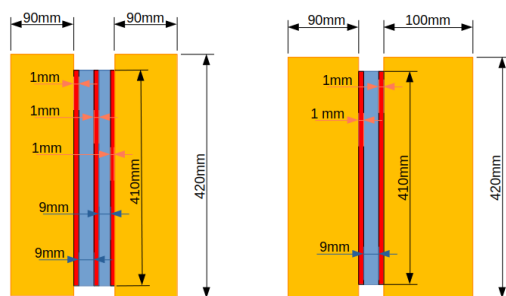


図-3 右図 側面の断面 左図 スパン中央の断面

2のような幅10mmぶんの切り欠きが入り、ここに逆対称な部材から突き出した鋼板が挿入され、このような継ぎ手部の断面が構成されている。こうすることで鋼板がスパン中央から鋼板1枚分ずれた位置に挿入され、継手部では鋼板2枚分となり、継手部での剛性を補う。切り欠き部の軸方向の長さは250mmで、ここに2部材から突き出した鋼板250mmが挿入されることで図-2のように鋼板が重なり合う部分は500mmとなる。

この接着層の接着不良を再現するために図-4 それぞれ接着剤の付着率が30%、50%、70%のものを用意し、接着層を入れ替えて解析を行う。この接着層の1マスあたりの大きさに関して150mm × 82mm × 1mmとしている。またこの接着層の接着剤の付着のパターンがランダムな図-5 も同様に解析を行い比較を行う。

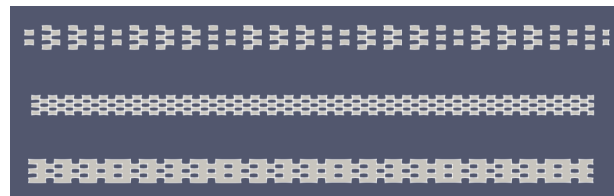


図-4 接着層 上から 30% 50% 70%

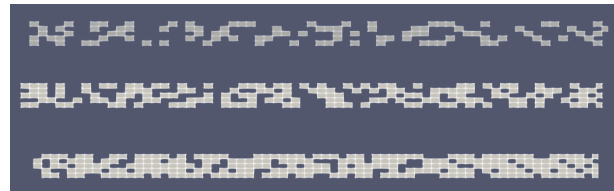


図-5 接着層 上から 30% 50% 70%

表-1 材料諸元

	鋼板	集成材	接着層
ヤング率 E	206GPa	7.5GPa	7.5GPa
ポアソン比 ν	0.3	0.4	0.4
降伏点	245MPa	24MPa	-

(2) 解析手法

今回の解析では複合梁の中央上部より荷重を加え、3点曲げ載荷を行う。梁の下面の支点位置の一方は、梁の端部から100mmの箇所に全方向変位を幅方向の線に沿って拘束、他方は梁の反対側の端部から100mmの箇所に鉛直方向変位と幅方向変位を幅方向の線に沿って拘束する。載荷に関しては載荷は、中央から支点側にそれぞれ100mmずつの計200mmの範囲の集成材部分の上面に等分布荷重を載荷する。これを今回のモデルは実際には全長10mのものだが、簡易試験や解析を行いやすいように全体を10分の1に縮小したモデルを作成している。そのため載荷面積や拘束線も10分の1のサイズになっている。

(3) 材料設定

複合梁に用いる鋼材はSM400材、集成材はE75-F240の異等級構成のスギ集成材とし、接着剤は樹脂系接着剤を用いることを想定する。これらの材料諸元を表-1に示す。鋼板と集成材は共に等方性材料とし表-1の降伏点を有する完全弾塑性材料としてモデル化する。

集成材部分は厳密には異方性材料であるが、今回の3点曲げ解析においては軸方向の剛性が支配的であり、本研究で使用しているSalome-Meca2021では異方性材料

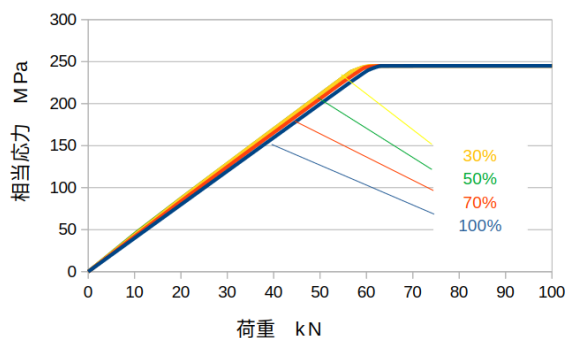


図-6 スパン中央鋼板下縁部における応力と荷重

に対して弾塑性解析を行うことができないため、今回は弾塑性材料として扱うことを優先した。

接着層は接着率が100%の完全接着のものと、接着不良を再現した、接着率が30%、50%、70%のものを用意した。接着剤のヤング率に関しては集成材のヤング率と等しい7.5GPaとする。

鋼板1枚の曲げ剛性は、継手部以外の断面における集成材部分の曲げ剛性の1.2倍であるため、この部分の複合断面全体の曲げ剛性は集成材部の曲げ剛性の2.2倍となる。一方、引張側では鋼板2枚のみしか剛性に寄与できないスパン中央の突き合わせ面においては、鋼板2枚の剛性は継ぎ手部以外の断面における集成材部の2.4倍となるため、鋼板や集成材の接着が理想的に行われれば、継ぎ手中央部の剛性は複合断面の剛性を十分に確保できるものと考えられる。

3. 解析結果

部材の降伏を確認できるまで荷重を行い、スパン中央の鋼板の下縁部の相当応力をそれぞれ図-6に降伏付近の拡大図も同様に図-7に示す。また接着剤の欠損パターンをランダムにしたモデルの結果も同様に図-8に示す。

接着剤の接着率が低下するに伴って荷重に対する応力が小さくなっていることが確認できる。ただ50%と70%にあまり差がないように見られるが、これは接着剤のついている位置によっては中央部分の応力に影響があるのではないと思われる。接着剤の付着状況がパターン状になっているものとランダムのものとの差はやはり接着率が低くなるほど隙間が大きくなる分、接着剤が付着している箇所が重要になってくるため、今回の付き方だと接着率が30%のものは顕著に荷重に対する応力が小さくなっていった。

他にも接着剤の付着率はモデルの降伏後のたわみの状

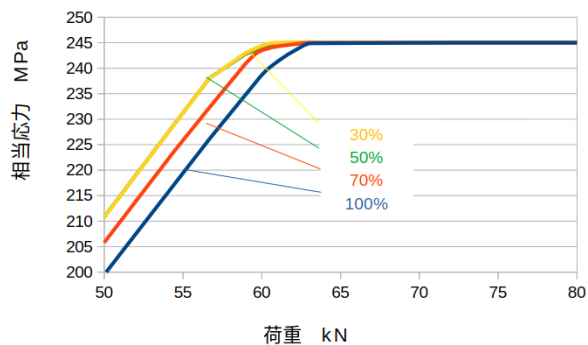


図-7 スパン中央鋼板下縁部における応力と荷重

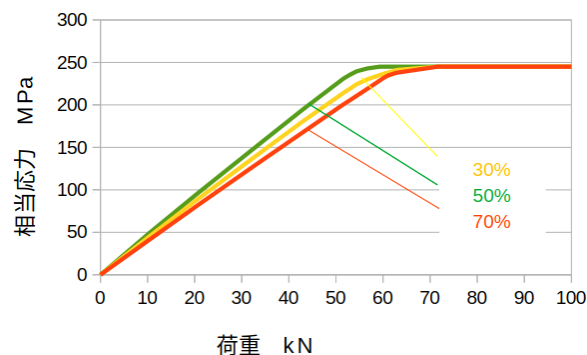


図-8 スパン中央鋼板下縁部における応力と荷重 接着層欠損パターンランダム時

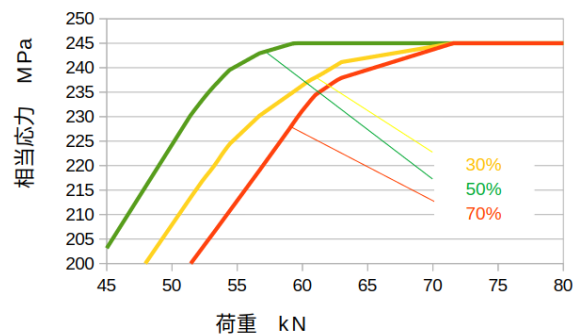


図-9 スパン中央鋼板下縁部における応力と荷重 接着層欠損パターンランダム時（鋼板の降伏付近）

況にも大きく影響していると言える。その結果が図-10図-11のようになった。ただ今回のモデルは実際の10分の1のため、実際のサイズではたわみは変わってくるはずなので、今後別の解析が必要だといえる。

続いて、モデル継手部におけるせん断剥離について考察する。継手部で鋼板の突き出し部が接着された集成材や鋼板から剥離して、下側に飛びだす方向に変形する場合、接着層の断面(梁軸直角面)は鋼板に接着さ

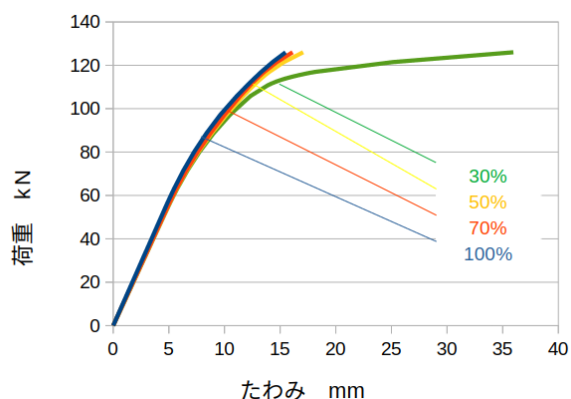


図-10 スパン中央部の荷重とたわみ

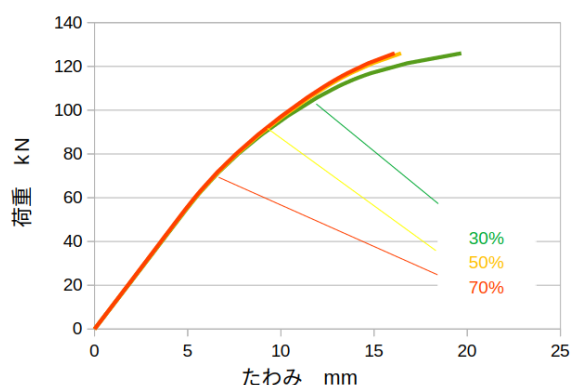


図-11 欠損パターンランダムな荷重とたわみ

れた側が下方向に引っ張られ、集成材に接着された側は固定されているため、せん断変形し、他の2面よりもせん断応力が卓越すると考えられる。集成材突き合わせ面となるスパン中央の鋼板下縁に降伏が認められる45kN 載荷時において、スパン中央の接着剤層の断面(梁軸直角面)に作用するせん断応力 τ を接着率100%, 70%, 50%, 30%のものそれぞれを図-12 図-13 図-14 図-15に示す。同様に接着剤の欠損パターンがランダムなものも70%, 50%, 30%の順に図-16 図-17 図-18に示す。

ここに図示している領域は、継手部で重なり合う鋼板2枚に挟まれた接着剤層と、それが継手部以外まで延長されている鋼板と集成材に挟まれた接着剤層の中央部の縦断面のスパン中央付近を示している。いずれの結果からも見て取れる通り、鋼板の先端部分はせん断応力が大きくなっていることが見て取れるが、その継手両端におけるせん断応力の絶対値の最大値が今回の中で最も小さいものでも7.6MPaであった。

樹脂接着剤層のせん断強度は6.57MPaであるため、鋼板縁部が降伏していない45kNの荷重レベルでも継手

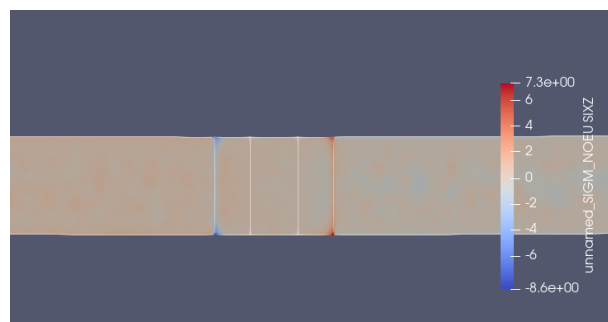


図-12 接着層に乗じるせん断応力 接着率100%

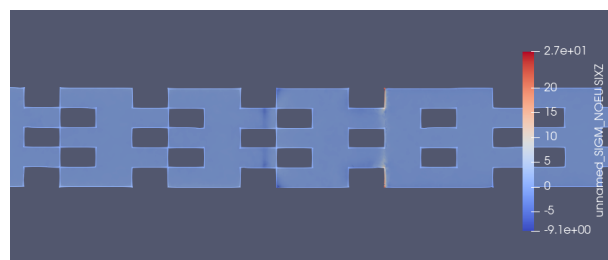


図-13 接着層に乗じるせん断応力 接着率70%

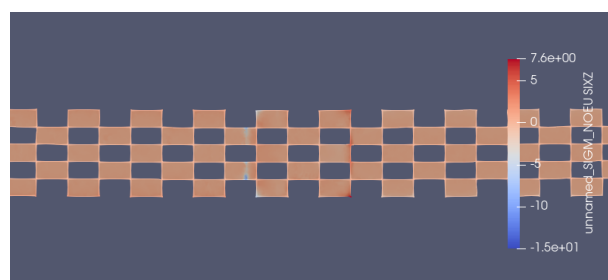


図-14 接着層に乗じるせん断応力 接着率50%

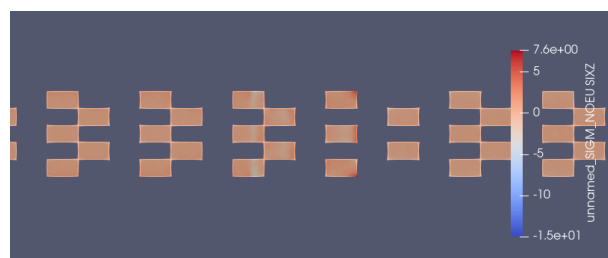


図-15 接着層に乗じるせん断応力 接着率30%

端部の鋼板縁部には剥離が発生する可能性があると言える。

続いて、鋼板縁下部における応力分布について考察していく。既往研究より鋼板を1枚のみ挿入したモデルではスパン中央の鋼板下縁に降伏が45kNで認められた。その45kN 載荷時の鋼板縁下部における応力分布を

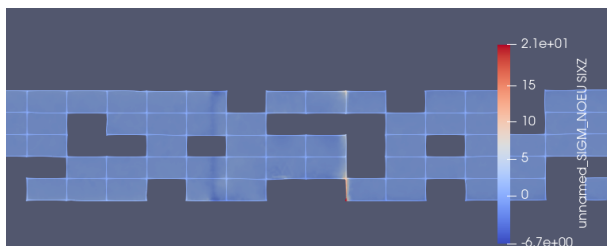


図-16 接着層に乗じるせん断応力 欠損ランダム 接着率 70 %

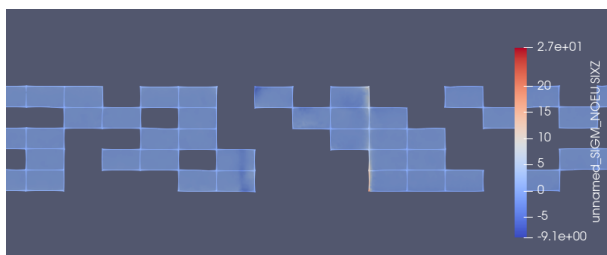


図-17 接着層に乗じるせん断応力 欠損ランダム 接着率 50 %

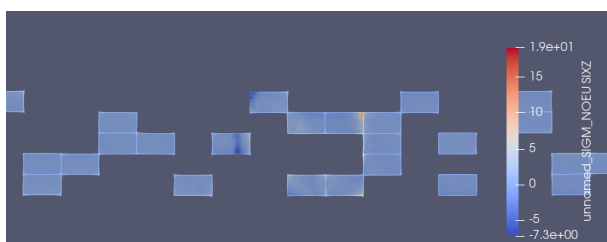


図-18 接着層に乗じるせん断応力 欠損ランダム 接着率 30 %

今回のモデルでも比較していく。鋼板1枚モデルでは、中央の集成材の突き合わせ部分で引張側の集成材が応力を伝達できずに剛性が落ちるため、継ぎ手なしで鋼板が1枚のモデルよりも低い荷重で鋼板縁部に降伏が生じていた。さらに鋼板が互い違いに2枚入っている、今回も使用している接着率が100%のモデルの場合更にスパン中央における応力は小さく剛性は高いものとなっていた。その結果を踏まえ、今回の結果を図-19図-20に示す。まず475mm付近と525mm付近から中央に向って応力が一度落ちているのはこの部分に集成材の切り欠きがあり、左右の鋼板同士が接着しているためである。接着率が下がるにつれて応力の推移がなめらかではなくなっていく件に関しては、接着剤が付着していない箇所から集成材への応力の伝達がうまくできていないためであると考えられる。特に鋼板同士が重なっている箇所に関して、接着率が100%のものと比較した

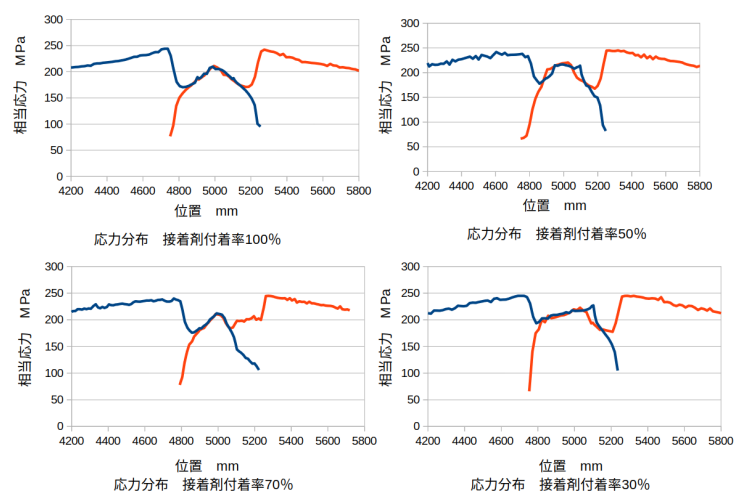


図-19 鋼板下縁部における応力分布

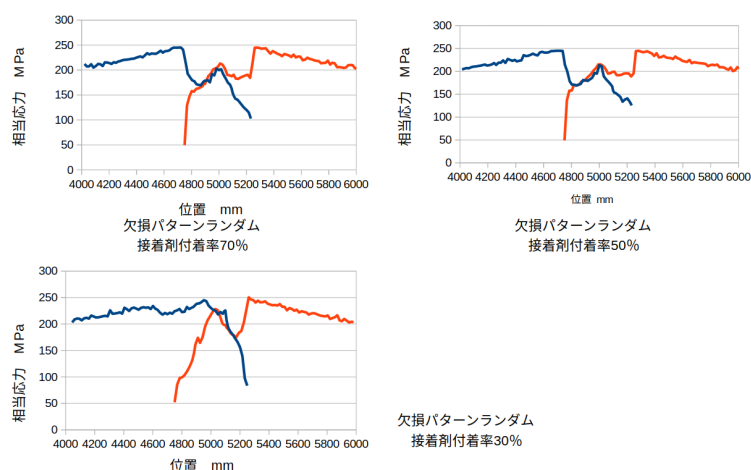


図-20 鋼板下縁部における応力分布

とき、接着率が低下するにつれて応力が高くなっている箇所が多く確認できるため接着剤の欠損率とその箇所におけるモデルの剛性への影響というものは密接に関係があると言える。

4. まとめ

本研究では接着層における接着剤の接着不良率および接着不良の配置形状が梁全体の剛性や応力分布に及ぼす影響を評価した。また、全面接着モデルとの比較を通じて、接着不良が複合梁および継手部の構造性能に与える影響について考察した。

解析の結果、接着率の低下に伴いスパン中央の鋼板下縁に発生する相当応力は低下する傾向が確認された。これは接着剤の欠損によって鋼板と集成材間の応力伝達が十分に行われなくなり、継手部全体の剛性が低下し

たためであると考えられる。また、接着剤の付着の仕方によっては接着率 50 %と 70 %では大きな差が見られない場合も確認され、接着率だけでなく接着剤の付着位置も応力分布に影響を及ぼすことが示唆された。特に欠損パターンがランダムなモデルでは、接着率 30 %においてスパン中央部における応力の低下が顕著であり、接着剤が残存する位置の重要性が高まることが確認された。

荷重-たわみ関係においても接着率の影響が認められ、接着率が低いモデルほど降伏後の変形挙動が大きく変化した。このことから、接着剤の付着状況は部材の耐力だけでなく変形性能にも大きく関与していると考えられる。

継手部接着層のせん断応力について検討した結果、45kN 載荷時において鋼板先端部付近で大きな応力集中が確認された。継手端部におけるせん断応力の最大値は最小の場合でも 7.6MPa となり、接着剤のせん断強度 6.57MPa を上回った。このことから、鋼板下縁が降伏する以前の荷重レベルにおいても、継手端部では接着層のせん断剥離が発生する可能性があることが示された。

さらに鋼板下縁の応力分布を比較した結果、接着率の低下に伴い応力分布は不均一となり、鋼板が重なる箇所では局所的な応力増加が確認された。これは接着

剤が欠損した箇所で鋼板と集成材間の応力伝達が阻害されるためであり、接着剤の欠損率と継手部剛性との間に密接な関係があることを示している。

以上より、接着剤の付着率および付着位置は継手部の応力伝達機構、剛性、変形性能に大きな影響を及ぼすことが明らかとなった。特に接着率が低い場合には接着剤の配置状況による影響が顕著となるため、継手性能を安定的に確保するためには十分な接着率の確保とともに、接着剤を均一に付着させる施工品質の管理が重要であると考えられる。

今後は実験結果との比較検証や、接着剤の欠損位置を考慮した統計的評価や接着層の欠損をマスキングではなくより現実に近いモデルでも検討を行う必要がある。

REFERENCES

- 1) 佐々木貴信, 薄木征三, キッシュ・ラヨシュ, 小山田忠央: 鋼材-木材接着の衝撃強さに関する基礎的研究, 土木学会第 60 回年次学術講演概要集, pp. 571-572, 2005.
- 2) 岡田 潤, 後藤 文彦, 青野 紫音, 青木 由香利: 鋼板挿入集成材複合梁の継ぎ手の検討, 木材工学研究発表会講演概要集 24, p.75-78, 2025/8.
- 3) 岡田 潤, 及川 大輔, 後藤 文彦, 青木 由香利: フランジを用いた鋼板挿入集成材梁の継ぎ手の挙動: 木材工学研究発表会講演概要集 23, p.47-50, 2024/8.

STUDY ON ADHESIVE LAYERS IN STEEL-PLATE-INSERTED GLULAM BEAMS

Kodai HATTORI, Taisei MUMANO, Jun OKADA and Humihiko GOTOU

In this study, finite element analysis was conducted on steel plate-inserted glued laminated timber (glulam) composite beams to investigate the effects of bonding defect ratios (30%, 50%, and 70%) and bonding defect distributions (patterned and random) on structural performance. The analysis results showed that, as the bonding ratio decreased, the stress transfer capability between the steel plate and the glulam deteriorated, resulting in reductions in stiffness and stress at the midspan region. In addition, it was found that not only the bonding ratio but also the location of the adhesive significantly affected the stress distribution and deformation behavior. Furthermore, stresses exceeding the shear strength of the adhesive were observed near the ends of the joint, suggesting the possibility of debonding. These findings indicate that maintaining a high bonding ratio and achieving uniform adhesive application are essential for preserving joint performance.