

# 鉄道総研報告

第37巻 第5号

2023年5月

## 論文

- 車両** 冬季の降積雪環境下における新幹線電車の増粘着手法  
..... 嵯峨信一, 陳樺, 松野潤司 (1)
- 施設** 小径杭と土のうを併用する基礎を適用した橋脚の地震応答解析  
..... 土井達也, 室野剛隆, 張鋒 (9)
- 施設** 鉄道橋りょう・高架橋群を対象とした下部工単体の固有振動数同定法  
..... 和田一範, 坂井公俊 (19)
- 施設** レール削正による脱炭層除去が及ぼす微小き裂形成の抑制効果  
..... 兼松義一, 上東直孝, 松井元英, 西村英典 (29)
- 施設** 非金属材料を主材料としたレール締結装置の開発と性能評価  
..... 松尾淳史, 弟子丸将, 枘田吉弘, 鈴木実 (37)



# 冬季の降積雪環境下における新幹線電車の増粘着手法

嵯峨 信一\* 陳 樺\*\* 松野 潤司\*\*\*

Adhesion Increase Method for Shinkansen Vehicles under Snowfall in Winter

Shinichi SAGA Hua CHEN Junji MATSUNO

When railway vehicles running in snowy weather, the adhesive force between rails and wheels is lower than that in rainy weather. For this reason, we studied a method to increase the adhesion coefficient focusing on the temperature and the roughness of wheel treads. From the viewpoint of minimizing specification changes, improving the material of current adhesive blocks through full-scale dynamo bench testing, we developed new adhesive blocks. An optimal wheel tread cleaner operation pattern was found through running tests using an actual vehicle in winter. The execution of the pattern contributes to improving adhesive effect such as increasing roughness of wheel treads, and suppressing sliding in the high-speed range, in addition to reducing temperature rise and improving wear resistance.

キーワード：新幹線電車，低温，降積雪，粘着，踏面清掃装置，研摩子，車輪踏面粗さ，動作パターン

## 1. はじめに

新幹線電車の高速化あるいは高減速度化を図るには、より速やかに、なおかつ停止距離を現状よりも短縮することが求められる。車両を減速させるためのブレーキ力は、台車に搭載された基礎ブレーキ装置（ディスク、キャリパ、パッド）により得られるが、根本的な減速原理としてレール／車輪間に働く粘着力（車両の前後方向）に依存しており、これを粘着方式と呼ぶ。

レール／車輪間の粘着力の振る舞いとして、雨天時の粘着力は晴天時に比べて低下することが知られている<sup>1)</sup>。このため、ブレーキ力の設計や制御では、低下する粘着特性（以下、湿潤計画式）を考慮した安全側の設定としているが、レール／車輪間に働く粘着力をより一層高めることができれば、基礎ブレーキ装置の性能向上を図ることが可能となる。

増粘着装置として既に実用化されているセラミック噴射手法<sup>2)</sup>は、レール／車輪間に硬質粒子を供給して増粘着を図るものである。編成中に複数軸設置され、その増粘着効果はレール湿潤条件（雨天を模擬）では概ね3両目まで発揮されると報告されており、実車両の走行試験<sup>3)</sup>においてもその効果を確認している。

降積雪の多い上越新幹線では、様々な雪の問題について、気象条件や取水条件などを検討したうえで軌道の散水消雪装置<sup>4)</sup>を導入した結果、氷雪条件から湿潤条件

へと環境が変化したことにより低粘着の抑制が図られてきたものと考えられる。これに対して、散水消雪装置を持たない軌道（貯雪構造）の整備新幹線では、レール氷雪条件に加え、これまで以上の豪雪地域を高速で走行するため、さらに低粘着の懸念が高まるものと考えられる。

自動車分野では路面氷雪（凍結）条件の知見が数多くあり、特殊なトレッドパターン<sup>5)</sup>を有するスノータイヤやスタッドレスタイヤが実用化されている。一方、鉄道車両では車輪交換が容易でないこと、車輪踏面にタイヤのようなトレッドパターンを形成できないことに加えて、一部限定的な条件下での実験結果<sup>6)</sup>はあるものの、レール氷雪条件に対する一般的な知見は、国内外でほとんどみあたらない。

そこで本稿では、懸念されるレール氷雪条件下（降積雪環境下）における低粘着への対策方法を検討するにあたって、低温下でのレール／車輪間の粘着特性を実験的に調べるとともに、新たな増粘着手法を開発したので、これらについて報告する。

## 2. 降積雪環境下を模擬した2円筒粘着試験

鉄道総研所有の車輪・レール高速接触疲労試験装置を用いて、降積雪環境下を模擬した2円筒粘着試験を実施した。各種条件を表1および表2に示す。

試験の様子および結果を図1に示す。前述の湿潤計画式はレール湿潤条件の下限で計画された粘着係数であり、 $V$  (km/h) を速度として、 $\mu = 13.6/(V+85)$  で与えられ、常用最大ブレーキ7ノッチ（以下、B7N）に相当する。また、同図には各試験条件（A～D）における結果と、それぞれ最小二乗法により $\mu = b/(V+a)$  の形で求めた近似曲線を併せて示す。

\* 車両技術研究部 ブレーキシステム研究室

\*\* 鉄道力学研究部 軌道力学研究室（現 鉄道国際規格センター）

\*\*\* 上田ブレーキ株式会社

表1 供試体および試験条件

レール輪	直径 500mm, 幅 65mm, 形状: 60kg レール
車輪	直径 500mm, 幅 125mm, 形状: 勾配なし
輪重	6.6kN (接触圧 761MPa)
表面粗さ	Ra0.2~0.3 $\mu$ m (算術平均)
初速度	50, 80, 120km/h
すべり率	2%

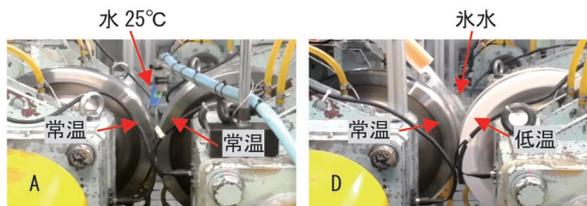
表2 温度および介在物の条件

	A	B	C	D
レール輪	20~25°C	20~25°C	20~25°C	20~25°C
車輪	20~25°C	20~25°C	20~25°C	~-10°C
介在物	水 25°C 0.4 $\ell$ /min	水 5°C 0.4 $\ell$ /min	氷水	氷水

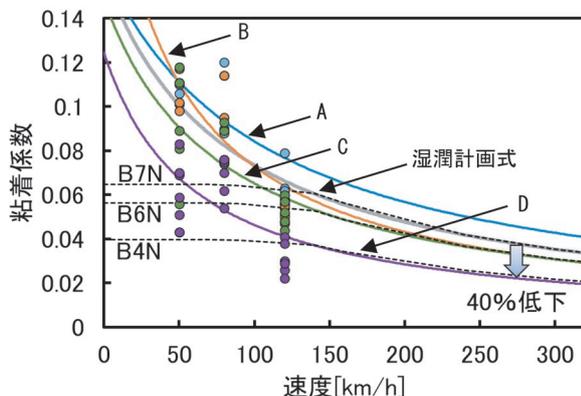
※氷水: 水 (5°C, 1.0 $\ell$ /min) + 削氷片 (2kg/min, 320kg/cm<sup>3</sup>)

速度の増加に伴い近似曲線は、A>湿潤>B $\ge$ C>Dの順で粘着係数が低下する傾向がみられ、BおよびCは常用ブレーキ6ノッチ(以下、B6N)、Dは常用ブレーキ4ノッチ(以下、B4N)に高速域で漸近し、B7Nに対する低下割合は前者(B、C)で約10%、後者(D)で約40%と推測されたことから、レール湿潤条件よりもレール氷雪条件の方がより低粘着である可能性が示唆された。

以上のことから、本研究ではセラミック噴射装置の他に、粘着に寄与する要因<sup>7)8)</sup>として知られている車輪踏面の温度と粗さに着目した車輪毎の増粘着手法について、図2に示す踏面清掃装置と増粘着研磨子(以下、現用品)の機能を高め、冬季の降積雪環境下におけるレール/車輪間の粘着性能向上を目的とした。



(a) 試験の様子



(b) 粘着係数および近似曲線の結果

図1 試験の様子および試験結果



図2 踏面清掃装置および増粘着研磨子

ル/車輪間の粘着性能向上を目的とした。

### 3. 車輪踏面温度のシミュレーション

#### 3.1 車輪残留応力と解析条件

セラミック噴射装置や研磨子は、車輪踏面(以下、踏面)粗さの増大を目的とするものであり、レールや踏面の温度上昇を目的とした機能あるいは材料や装置は未だに導入されていない。その理由として、踏面の温度上昇による様々なリスクへの懸念が挙げられる。

新幹線電車の車輪は、割損対策として製造時にリム部の熱処理を行っており、リム部円周方向の残留応力(約200MPa)が規定されている。また、0系新幹線電車の開発にあたっては、踏面形状の維持が高速安定走行に必須であることから、踏面に過大な摩擦熱が入らないようディスクブレーキ方式が当初から採用されている。

したがって、一層の増粘着性能を得るには、踏面粗さを増大しながらも踏面の温度上昇を極力抑える新たな研磨子が必要である。そこで、踏面温度とリム部円周方向応力の変化量についてシミュレーションを行った。

ソルバはNASTRANを用い、弾性域の解析を以下の条件で行った。2次元で表現した踏面に対し、摺動する研磨子による3種類の入熱範囲(17.5, 35, 70mm)と以下の3種類の入熱パターンをそれぞれ設定した(図3)。

- ①: 踏面入熱
- ②: 踏面入熱+車輪板部 100°C  
(空制非常ブレーキの停止後を想定)
- ③: 踏面入熱+輪重 60kN+横圧 48kN  
(脱線係数の目安値 0.8 を想定)

ブレーキ開始の1秒後に入力熱量が最大値に達し、以後200秒で0W/mm<sup>2</sup>となるように線形変化させた条件

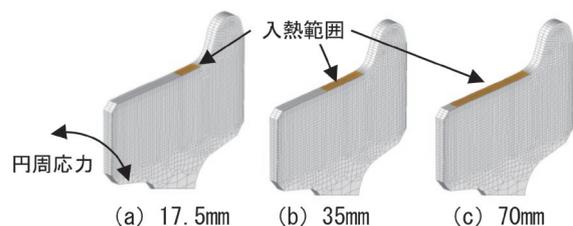


図3 シミュレーションモデル(直径 860mm)

において、リム部の円周方向応力が引張側にそれぞれ 1, 50, 100MPa 変化した際の踏面最高温度を評価した。

### 3.2 解析結果

解析結果を図 4 に示す。入熱パターン①の場合、17.5mm 条件では円周方向応力が 100MPa 増加した際の踏面最高温度は 750℃と推定された。35mm 条件では円周方向応力が 50MPa 増加した際の踏面最高温度は 860℃と推定され、最も応力が小さい条件であった。70mm 条件では円周方向応力が 100MPa 増加した際の踏面最高温度は 410℃と推定された。

入熱パターン②の場合、17.5mm 条件では円周方向応力が 100MPa 増加した際の踏面最高温度は 986℃と推定された。35mm 条件では円周方向応力が 20MPa 増加した際の踏面最高温度は 863℃と推定され、最も応力が小さい条件であった。70mm 条件では円周方向応力が 100MPa 増加した際の踏面最高温度は 474℃と推定された。

入熱パターン③の場合、17.5mm 条件では円周方向応力が 100MPa 増加した際の踏面最高温度は 756℃と推定された。70mm 条件では円周方向応力が 100MPa 増加した際の踏面最高温度は 412℃と推定された。ただし、35mm 条件では 1000℃を超えたため、除外した。

次に、円周方向応力の上限值を策定する台上試験を実施した。研磨子を非動作とした条件で、ディスクとパッドによる空制の非常ブレーキを掛けた際の結果を図 5 に示す。ブレーキ中の変化量の傾向から上限値を 50MPa とし、さらに最も踏面温度が低くなる条件として入熱範

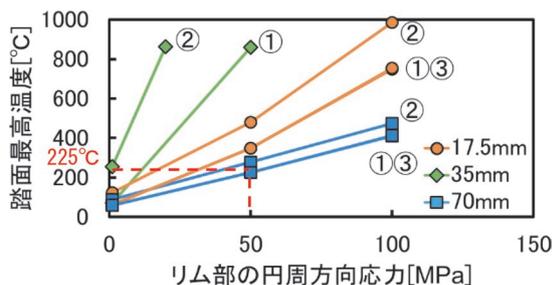


図 4 円周方向応力および踏面最高温度の解析結果

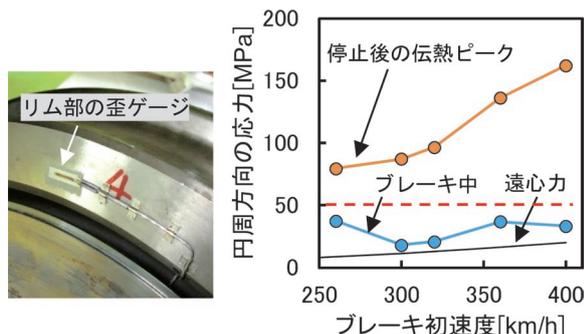


図 5 円周方向応力の台上試験結果

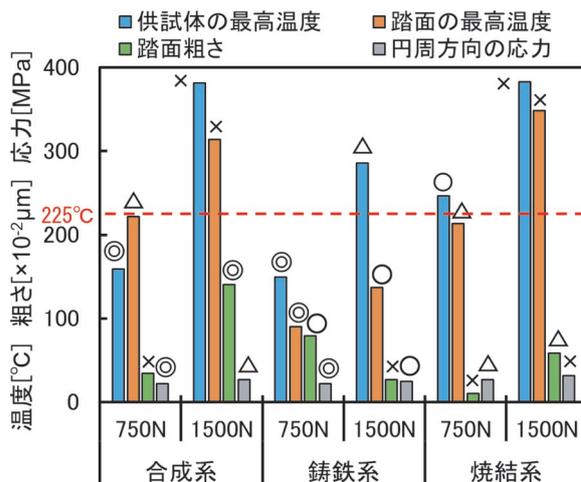


図 6 実物大台上試験の比較結果

囲 70mm を仮定すると、踏面温度は最高で 225℃以下に抑える必要があり、これを踏面温度上昇の参考値とした。

## 4. 鋳鉄系研磨子の開発

### 4.1 台上試験による評価

鋳鉄系および焼結系の研磨子を試作し、実物大車輪を用いた台上試験（高速摺動試験，粘着試験 100km/h）により合成系の現用品と比較した。初速度は 5 種類（260, 300, 320, 360, 400km/h），押付力は 2 種類（750, 1500N，※現仕様は 500N）の条件で、各種温度，踏面粗さ，円周方向応力の変化量を評価した結果を図 6 に示す。

図中の記号（◎，○，△，×）は試験結果の判定を便宜的に表し，優，良，可，不可である。評価項目のうち，踏面の最高温度，踏面粗さおよび応力の変化量に着目し，優位な鋳鉄系研磨子（以下，開発品 A）の 750N を選定した。なお，2 円筒回転試験機を用いた粘着係数は現用品で 0.14，開発品 A で約 1.1 倍となる 0.15 であった。

押付力 1500N を得るには踏面清掃装置を新造する必要があり，必然的に重量増加（現用 7.9kg に対して 9.4kg）を招くことになる。一方，700N 程度の場合には車両の踏面清掃装置の圧力を調整するだけの軽微な変更で済み，導入が容易となる。したがって，現用の踏面清掃装置との組み合わせを前提に開発を進めることとした。

### 4.2 走行試験による評価（非降積雪期）

#### 4.2.1 仮設概要

2 円筒回転試験機を用いた台上粘着試験の最高速度は 100km/h 程度であるため，200km/h を超える新幹線車両の粘着性能を評価するには，実車両を用いた走行試験を行う必要がある。そこで，供試編成の中間車の 1 台車 4 車輪に供試体を搭載した走行試験を非降積雪期に実施した。なお，試験は現用品，開発品 A の順序とした。

粘着特性を調べるには、レール／車輪間の低粘着条件を人為的に作り出す必要がある。そこで、陳らの研究<sup>8)</sup>を参考に、大きな滑走を多発させる方法として低温散水（5℃、5ℓ/min/車輪）を1軸に行った。さらに、正確な空制ブレーキ力（摩擦力）を求める方法として、キャリパブレードに生じる歪値とトルクを関係する予め台上試験機で較正する方法を新たに考案した（特許取得済）。

踏面清掃装置の動作は外付制御装置で行い、制御則は現仕様とした。供試体内部の上下に熱電対を埋め込むとともに、高速回転する踏面温度分布の観察には、台車に搭載可能な超小型サーモカメラシステム<sup>9)</sup>を用いた。

#### 4.2.2 試験方法および条件

従来の粘着試験では、編成惰行中に評価する1軸のブレーキシリンダ圧力をのこぎり波状に繰り返し与えて強制的に滑走させる方法であるが、近年の車両ではシステム上、従来の方法を適用できない。このため、本試験では評価対象号車のブレーキ力を高めに設定し、非常ブレーキを作用させた。また、第1軸を先頭として初速度260から230km/hまで編成減速ブレーキ（セラミック噴射なし）を行った。なお、押付力が500、700Nとなるように踏面清掃装置の圧力調整弁で設定した。

#### 4.2.3 試験結果

滑走状態の例を図7に、試番数に対する滑走発生率とブレーキ力を緩める排気弁の動作率の結果を図8に、基準軸との速度差が1km/h以上になった瞬間を滑走開始と判断して求めた粘着係数の結果を図9に、踏面粗さおよび供試体温度の結果を図10にそれぞれ示す。

いずれの条件も、第1軸の滑走発生率はほぼ100%であった。第2軸は現用品で70~100%、開発品Aで0%であり、排気弁の動作率も同傾向であったことから、開発品Aの平均ブレーキ力は現用品の約1.1倍となった。

第1軸の速度250km/h以上における下限値で粘着係数の大小を比較すると、開発品A（500N）≒開発品A（700N）>現用品（700N）≒現用品（500N）の順であり、開発品Aによる水切り効果や増粘着効果が顕著に表れた。

踏面粗さは開発品Aの700Nが最も大きく平均で0.73μmを示し、現用品の約1.3倍であったが、目標とするセラミック噴射後の粗さ1.0μmに達しない他、鋳鉄が踏面へ移着した凸状粗さによる転動騒音への懸念がある。さらに、滑走しなかった第2軸の供試体温度が最大で100℃を超えるなど、金属材に起因する課題が残った。なお、踏面温度は約40℃であり、参考値を下回った。

### 5. 合成系研磨子の開発

#### 5.1 開発コンセプト

開発品Aの課題である踏面粗さの生成能力、騒音懸念および供試体の温度上昇を解決するため、以下に示す

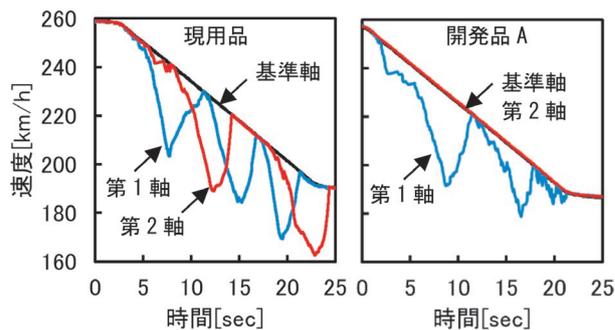


図7 滑走状態の比較

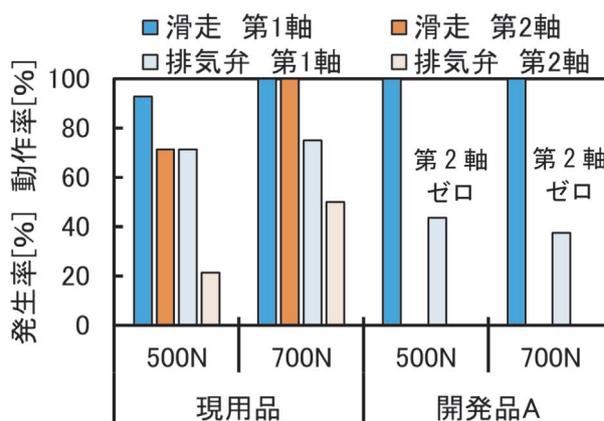


図8 滑走発生率および排気弁動作率の結果

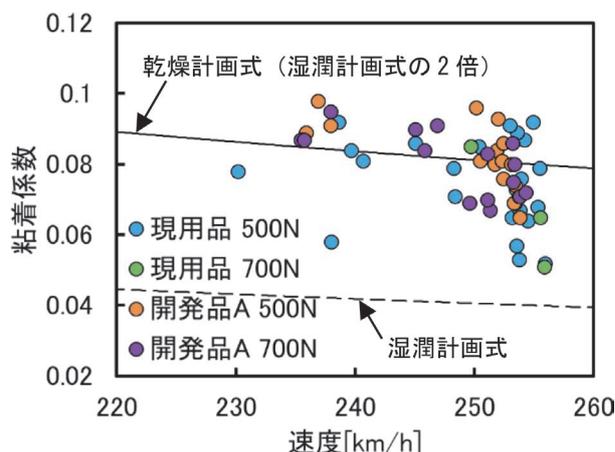


図9 粘着係数の結果

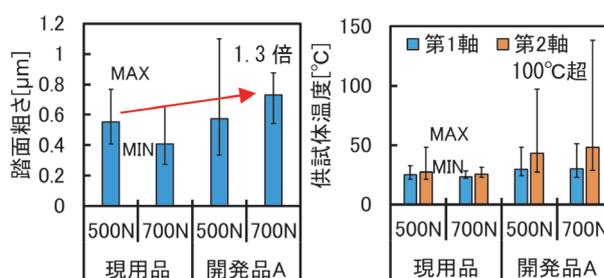


図10 踏面粗さおよび供試体温度の結果

コンセプトに基づき合成系研摩子（以下、開発品 B）の開発を進めた。

- ・強度、粗さの生成能力、耐かじり鉄片の配合組成および成型体構成は現用品に準拠
- ・硬質金属の充填割合増加、バインダの樹脂量調整摺動面の活性化促進、粗さの生成能力向上
- ・温度上昇による水切り性能と増粘着性能の向上  
金属材および繊維材による熱伝導性の向上
- ・開発品 A（2.8kg）より軽量化、現用品と同等

## 5.2 台上試験による評価

### 5.2.1 試験条件

台上試験では再生ブレーキにより、現実的なランカーブを模擬した高速摺動試験と粘着試験および騒音試験による比較評価を行った。各種条件を以下に示す。

- ・高速摺動試験 各 3 回  
速度 300 → 30km/h, 押付力 700N
- ・粘着試験（4.1 節と同じ）各 3 回  
速度 100km/h, 押付力 700N, 低温散水 50ml/min（5℃）
- ・騒音試験 正転逆転各 1 回  
速度 260, 360, 400 → 70km/h, 押付力 700N

### 5.2.2 試験結果

高速摺動試験および粘着試験の結果を図 11 に、騒音試験の結果を図 12 に示す。開発品 B は現用品に比べて、供試体温度は約 1.4 倍に、踏面温度は約 1.1 倍に抑えられており、開発品 A よりも同等もしくは低い値を示した。さらに、踏面粗さは約 1.7 倍に、粘着係数は約 1.4 倍に増大し、高い増粘着効果が見込まれる。

騒音は供試体から正対して 1500mm 離れた位置で測定した。開発品 B は現用品と同等レベルもしくはそれ以下であり、開発品 A よりも大幅に低減することを確認した。

## 5.3 走行試験による評価（降積雪期）

### 5.3.1 試験条件

粘着性能を評価する走行試験では、試験期間の天候が必ずしも降積雪条件とは限らないため、非降積雪期に人為的な散水を行い実施している。冬季の粘着特性に関する知見が少ないのはこれらの理由に因るものである。

このため、本研究では実際に自然降積雪環境下を走行する際の性能評価を行うこととした。なお、試験仮設の内容は 4 章で実施した走行試験と基本的には同様である。ただし、低温散水は 5℃、2ℓ/min/車輪とし、編成停止ブレーキ試験を実施した。主な条件は以下の通りである。

- ・初速度：160, 260, 275, 320km/h
- ・ノッチ：電制非常ブレーキ  
空制非常ブレーキ  
電制常用最大 7 ノッチブレーキ  
空制常用最大 7 ノッチブレーキ

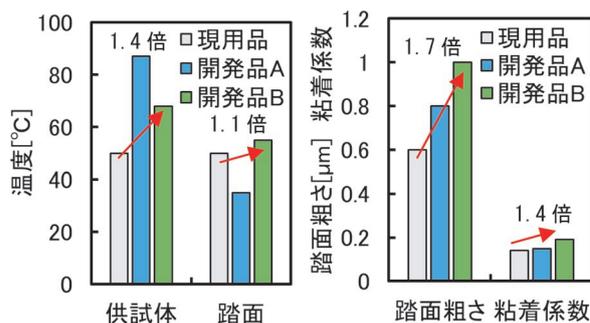


図 11 高速摺動試験および粘着試験の結果

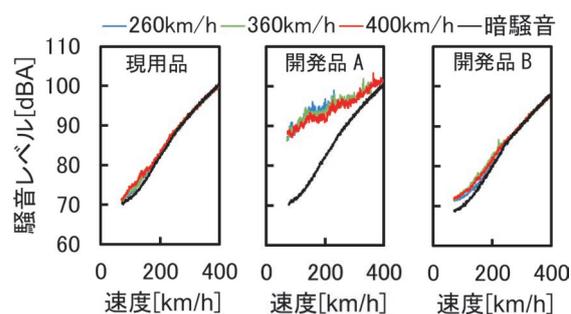


図 12 騒音試験の結果

- ・押付力：500N, 700N
- ・セラミック噴射：なし

### 5.3.2 試験結果

試番数に対する滑走発生率および踏面粗さの結果を図 13 に示す。開発品 B は現用品に比べて滑走回数が大幅に少ない傾向を示し、700N が優位であった。踏面粗さは、現用品では押付力の違いによる差異はなかった。一方、開発品 B では 700N が最も大きく、平均で現用品の約 1.4 倍となる 0.83μm であり、目標とする 1.0μm に近づいた。

図 14 は超小型サーモカメラシステムを用いた踏面温度分布の観察結果例である。いずれも転動部付近の摺動幅（発熱部分）は 500N よりも 700N の方が広い傾向を示し、最も広い開発品 B の 700N では、効果的に転動部の粗さを生成しているものと考えられる。踏面温度は氷雪や外気温の影響を受けて概ね 30℃ 程度となり、踏面への熱影響や車輪応力へ影響は小さいものと考えられる。

供試体温度および摩耗量の結果を図 15 に示す。本試験は編成停止ブレーキであり、短時間の減速を繰り返す粘着試験よりも踏面清掃装置の動作時間が長くなる、さらに ATC ブレーキも供試体のベース温度を底上げする働きを担うことになる。これらの影響を踏まえても開発品 B は現用品より高い温度を示した。顕著な温度上昇は増粘着に寄与する反面、耐摩耗性の悪化が懸念される。

踏面清掃装置の動作ロジックは、ある速度以上で走行中に、ブレーキ指令（全てのノッチ）を受けて動作（間欠）を開始するものである（以下、現行パターン）。そこで、ATC ブレーキのノッチ頻度を分析し、摩耗量を

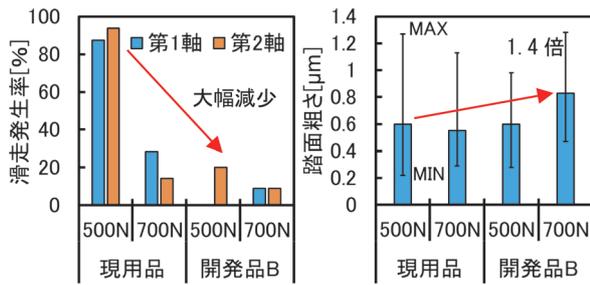


図 13 滑走発生率および踏面粗さの結果

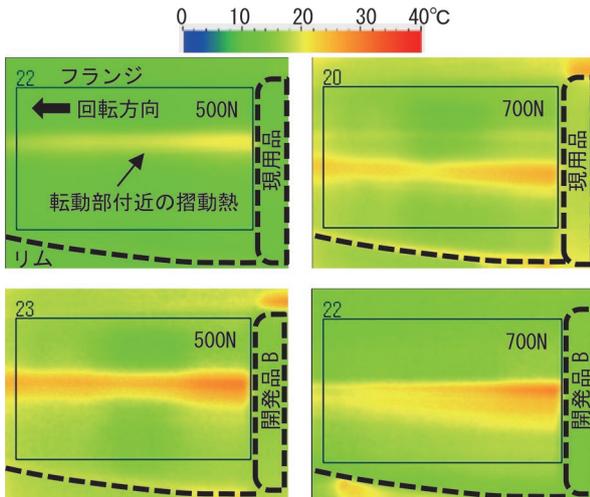


図 14 踏面温度分布の観察結果例 (300km/h 時)

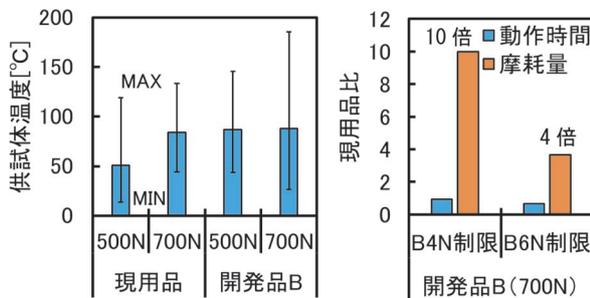


図 15 供試体温度および摩耗量の結果

低減する方策として以下に示すノッチ制限を検討した。

- ・ B4N 以上で動作を開始 (以下, B4N 制限)
- ・ B6N 以上で動作を開始 (以下, B6N 制限)

ノッチ制限により動作時間は、現行パターンに比べて B4N 制限で約 10%, B6N 制限で約 30% 減少したが、摩耗量は現用品に比べて B4N 制限で約 10 倍, B6N 制限で約 4 倍となった。このため、開発品 B の 700N では踏面清掃装置の動作パターンを抜本的に見直す必要がある。

## 5.4 摩耗対策の台上試験

### 5.4.1 動作パターンの策定

動作パターンのイメージを図 16 に示す。現行パターンは、ブレーキ指令 (全てのノッチ) に連動して圧着と

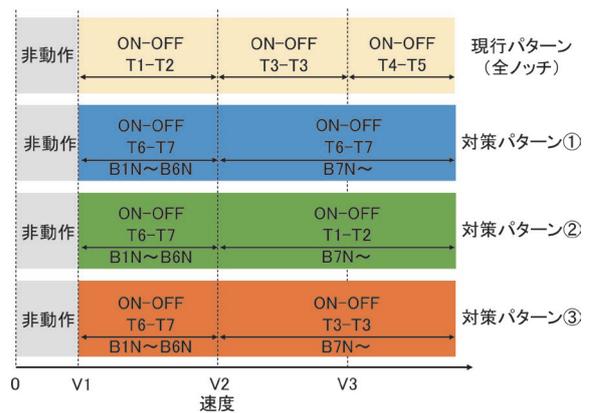


図 16 動作パターンのイメージ

緩解を交互に繰り返す間欠動作を行い、予め設けられた速度帯毎にそれぞれ異なる時間のパラメータが設定されている。例えば、現行パターンの速度 V1~V2 では、ON 時間 T1 と OFF 時間 T2 の組み合わせで間欠動作を行う。したがって、速度帯を跨いで減速する際には、隣り合う 2 つの設定が連続的に動作する場合があります。結果として動作時間が長くなって摩耗に影響することになる。

このため、対策パターンとして、高速側の速度 V3 を撤廃し、在来線の速度帯と新幹線の速度帯に二分した。その他、ATC ブレーキによる入駅を想定した B6N までの制限 (B6N 以下で動作) を低速側に、粘着力不足を想定した B7N 制限 (B7N 以上で動作) を高速側にそれぞれ設けることとした。

次に、摺動トルクの時間変化から、粗さ生成フェーズ (高いトルクを維持) と摩耗フェーズ (トルクが急減) の境界を見極め、粗さ生成の最小圧着時間 T6 を見出し、これをベースに対策パターン①を策定した。対策パターン②および対策パターン③の ON 時間は、それぞれ対策パターン①の約 2 倍、約 3 倍に相当し、総合的な動作時間は対策パターン①が最短で、現行パターンが最長である。

### 5.4.2 試験条件

以下に示す条件において、実物大車輪を用いた台上試験を実施し、踏面粗さと摩耗量の比較評価を行った。

- ・ 高速摺動試験 各 10 回
- 速度：260 → 70km/h, 360km/h → 70km/h (回生ブレーキ)
- 押付力：500N (現用品), 700N (開発品 B)
- 動作パターン：現行パターン
- 対策パターン①
- 対策パターン②
- 対策パターン③

### 5.4.3 試験結果

踏面粗さおよび摩耗量の現用品比の結果を図 17 に示す。踏面粗さはいずれのパターンも現行パターンに比べて 1.2 倍以上の値を維持した。摩耗量は動作時間が長いほど増大し、対策パターン①で目標とする約 2 倍、対策

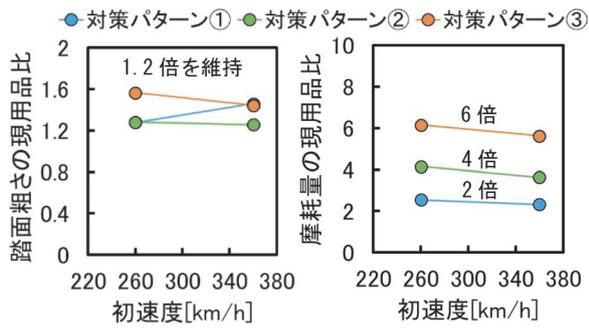


図 17 踏面粗さおよび摩耗量の結果

パターン②で約 4 倍、対策パターン③で約 6 倍であった。

## 5.5 走行試験による対策の検証（降積雪期）

### 5.5.1 試験条件

摩耗の対策効果と粘着性能を評価するため、自然降積雪環境下での走行試験を実施した。試験仮設は 5.3 節で実施した内容と基本的には同様であるが、これまでの台車単位による評価では、各供試体の試験時期が異なっており、厳密には同一の気象や環境条件ではなかった。

そこで、本走行試験では、1 軸に現用品（押付力 500N、現行パターン）を、もう 1 軸に開発品 B（押付力 700N、対策パターン①→対策パターン②→対策パターン③の順で実施）を搭載し、両者の同時刻評価を行うこととした。また、低温散水は氷雪よりも温度が高く、巻き上げや巻き込みによる低粘着への影響を抑えてしまう可能性を踏まえて実施しないこととし、レール/車輪付近を観察する特殊なカメラを台車に取り付けて走行環境を把握した。

### 5.5.2 試験結果

走行中における観察カメラの映像例を図 18 に示す。映像からは、氷雪の猛烈な巻き上げと巻き込みが生じているのが分かる。すなわち、レール/車輪間には大量の氷雪が供給・介在しており、低粘着の状態にあるものと推測される。測定チャート例を図 19 に示す。現用品では、空転と滑走が比較的多くみられる傾向がある。

試番に対する滑走発生率の結果を図 20 に示す。開発品 B は現用品に比べていずれのパターンにおいても再粘着傾向が強く、滑走発生が約 15~20% 抑制された。

粘着係数の結果を図 21 に示す。以降は紙面の都合で対策パターン②についてのみ掲載し、他の対策パターンについては結果のみ言及する。自然降積雪環境下では、湿潤計画式を下回る低粘着傾向を示す場合（貯雪区間、外気温 -8℃ 程度、湿潤計画式より 20% 低下）があることが分かった。近似曲線で両者を比べると、対策パターン①および対策パターン②ではほぼ同等であった。対策パターン③では開発品 B の方が若干優位であった。しかし、粘着係数は前述した通り、滑走し始めの点データの集合である。すなわち、一点の瞬間的な現象を表し

ており、必ずしも動的に変化する連続的な粘着現象を表すものではない。そこで、編成速度に対する各軸速度の比で表されるすべり率に着目した評価を行った。

図 22 はすべり率を速度 5km/h 毎に平均した対策パターン②の結果である。開発品 B の現用品に対する比をみると、対策パターン①では約 30~70% の減少、対策パターン②では約 30~90% の減少、対策パターン③では約 40~80% の減少をそれぞれ示しており、いずれ



図 18 レール/車輪間の映像例（220km/h 時）

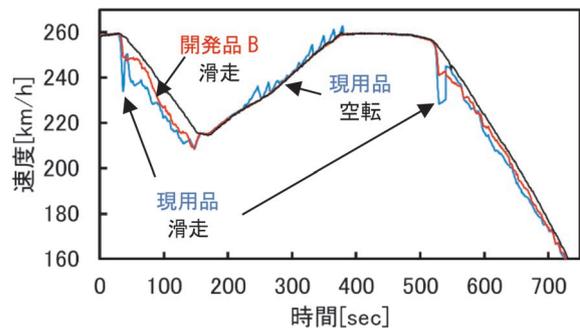


図 19 空転・滑走の測定チャート例

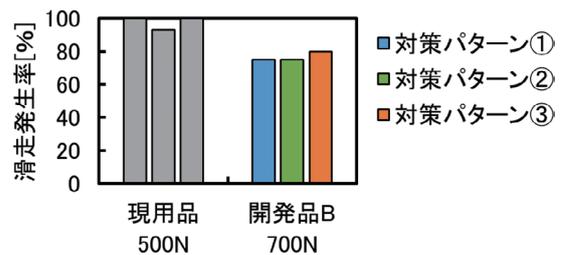


図 20 滑走発生率の結果

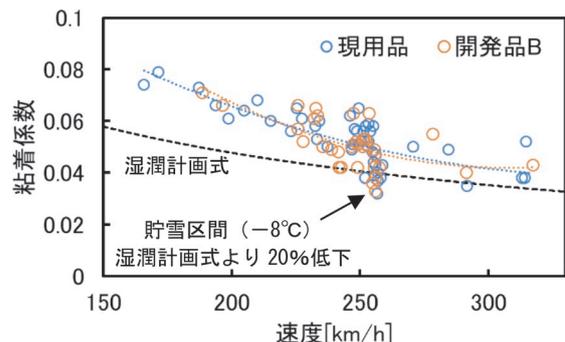


図 21 粘着係数の結果（対策パターン②）

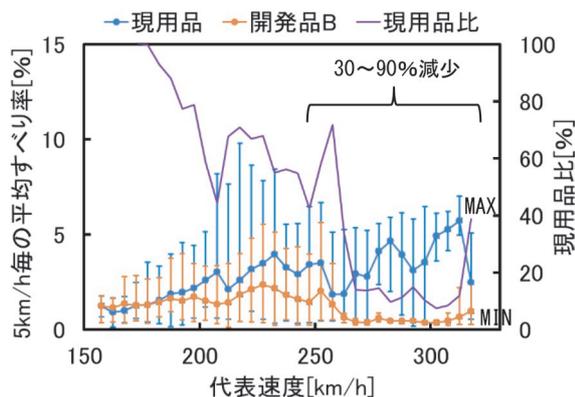


図 22 すべり率の結果 (対策パターン②)

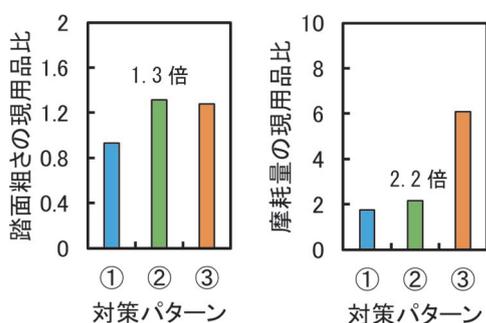


図 23 踏面粗さおよび摩耗量の結果

も開発品 B による滑走の抑制効果がみとめられる。特に高速域では動作時間の長い順で効果が高い傾向を示した。このように、すべり率が抑制されることで、滑走再粘着制御における滑走検知の頻度を減じ、その後の緩め動作によるブレーキ力の低下を抑え、停止距離の短縮すなわち高減速化に寄与することが期待できる。

踏面粗さおよび摩耗量について、現用品比の結果を図 23 に示す。対策パターン②の踏面粗さは現用品の約 1.3 倍であり、氷雪介在下でも摺動できたものと考えられる。また、摩耗量は約 2.2 倍であり、5.4 節の台上試験結果と概ね整合する結果であった。

供試体および踏面の温度の結果を図 24 に示す。供試体温度は、開発品 B では動作時間が長いほど温度が高まる傾向があり、特に対策パターン③は摩耗量に直接的な影響が出たものと考えられる。一方、踏面温度は両者で同等の値を示したことから、踏面への熱影響や車輪応力へ影響は小さいと考えられる。

以上の結果から、対策パターン②は増粘着効果と耐摩耗性を兼ね備えた機能を有していると考えられる。

## 6. まとめ

本研究では、レール湿潤条件下よりも低粘着が懸念されるレール氷雪条件、すなわち降積雪環境下における粘着性能を高め、なおかつ導入容易な合成系の増粘着研摩

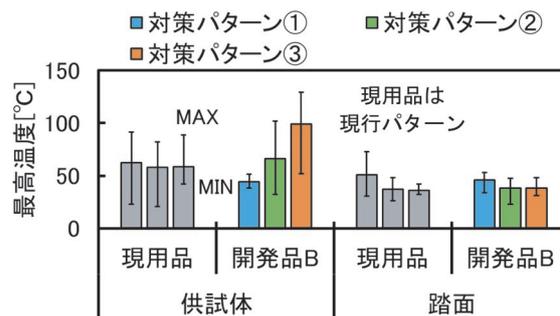


図 24 供試体および踏面温度の結果

子を開発した。また、増粘着効果と耐摩耗性を兼ね備えた踏面清掃装置の動作パターンを提案した。

将来的に、踏面清掃装置の制御仕様に線区や時期を加味し、降積雪の多い線区とその期間には対策パターン②を、それ以外にはさらに短い動作パターンを設定することで、摩耗量が平準化されて通年の使用が期待できる。

## 謝 辞

走行試験の実施にあたり、東日本旅客鉄道株式会社の北村賢一氏、藤田晋平氏、森弘元人氏、西日本旅客鉄道株式会社の山口拓也氏をはじめ、関係者には多大なご協力をいただいた。この場を借りて厚くお礼申し上げる。

## 文 献

- 1) 大山忠夫：粘着の話—車輪とレール間の粘着力とその有効利用—, レールアンドテック出版, 2002
- 2) 大野薫：増粘着材噴射装置 (セラジェット) —その 1—, RRR, Vol.63, No.1, pp.36-37, 2006
- 3) 嵯峨信一, 宮部実, 川村淳也, 杉田裕伸, 竹間克俊：一本リンク牽引力を用いたブレーキ性能評価手法, 鉄道総研報告, Vol.29, No.2, pp.23-28, 2015
- 4) 望月旭編：新幹線電車の技術経緯, 日本鉄道車両機械技術協会, 2014
- 5) 酒井秀男：タイヤ工学, グランプリ出版, 2002
- 6) 陳樺, 井戸達哉：低温条件下における車輪/レールの粘着試験, 鉄道総研報告, Vol.35, No.9, pp.23-28, 2021
- 7) 大山忠夫：増粘着研摩子, RRR, Vol.64, No.5, pp.38-39, 2007
- 8) 陳樺, 伴巧, 石田誠, 中原綱光：湿潤条件下の車輪とレール間の粘着係数に影響を及ぼす因子, 鉄道総研報告, Vol.26, No.2, pp.45-50, 2012
- 9) 嵯峨信一, 池内健義, 石坂啓, 半田和行, 藤田晋平, 松橋克幸, 篠原高征, 畑弘敏：走行する鉄道車両における車輪温度の評価手法, 第 28 回鉄道技術連合シンポジウム (J-RAIL2021) 講演論文集, No.SS1-4-3, 2021

# 小径杭と土のうを併用する基礎を適用した橋脚の地震応答解析

土井 達也\* 室野 剛隆\*\* 張 鋒\*\*\*

Seismic Response Analysis of Piers with Foundation Composed of Micropiles and Soilbags

Tatsuya DOI Yoshitaka MURONO Feng ZHANG

In this paper, the authors propose a new type of foundation, which is a combination of micropiles and soilbags. The proposed foundation is characterized by laying soilbags on the pile head and constructing structures on the soilbags. The effects by the adoption of the new foundation are expected to result in the omission of joint between piles and a footing, a reduction of diameter of piles, and a reduction of response acceleration of structures. In this study, seismic response evaluation method for the proposed structure with actual size was constructed to compare the seismic responses of the proposed foundation with those of pile foundation under the different conditions of input acceleration.

キーワード：土のう，小径杭，直接基礎，応答加速度，耐震性能

## 1. はじめに

直接基礎には、地震時にフーチングの浮き上がりや支持地盤の塑性化により構造物が長周期化し、く体に入力される応答加速度が頭打ちとなる免震特性と類似した効果（以下、基礎免震効果と呼ぶ）があり<sup>1)</sup>など、橋りょう・高架橋などの大断面化を抑制できる可能性がある。一方、地盤が軟弱な箇所では一般的な基礎工法の1つである杭基礎では、通常、杭頭とフーチングを剛結するため、地震時に慣性力による水平力が杭頭に作用する。その結果、杭頭に相応の耐力が必要となり、杭頭部の過密配筋がしばしば問題となる。さらに、基礎免震効果が期待できないため、く体の大断面化につながる。そこで、軟弱地盤上で鉛直支持性能を確保しつつ直接基礎を構築し、応答加速度の頭打ち効果や杭の小径化を期待する手法として、杭頭とフーチングを分離する手法が提案されている。例えば西村ら<sup>2)</sup>は、軟弱地盤の一部に改良杭を設置した直接基礎橋脚の地震応答を模型振動実験により検討し、同構造が基礎免震効果と鉛直支持性能を有することを確認した。一方、この実験では、入力加速度が大きくなると改良杭が折損して残留沈下が生じた。この結果は、単にフーチングと杭を切り離すだけでは、端部杭に応力集中の懸念があることを示している。

以上の背景を踏まえ、著者らは図1に示す「小径杭併用土のう基礎」（以下、提案構造）を提案している<sup>3)</sup>など。提案構造は、小径杭を打設し、杭頭上に土のうを敷設して疑似的に直接基礎を構築するものであり、杭頭とフー

チングは土のうを介して絶縁し、杭頭と土のう、フーチングと土のうについても非接合としている。これにより、フーチングの浮き上がりによる基礎免震効果、杭頭接合構造の省略、杭頭の水平力の抑制による杭の小径化が実現できる。また、本工法ではフーチング下に「土のう」を敷設することに特徴がある。土のうは鉛直方向の圧縮変形に伴って土のう袋に張力が発生し、中詰め材を拘束するため、中詰め材を単独で圧縮した場合に比べて圧縮耐力や圧縮剛性が高まる<sup>4)</sup>。こうした特性を有する土のうは適度な剛性を有し、地震時のフーチング直下の応力条件下でも過度な塑性化が生じにくい。また、「緩衝材」として杭への応力集中を緩和することが期待できる。なお、提案構造で用いる土のうとしては、十分な圧縮耐力および圧縮剛性が期待できるジオテキスタイル土のう<sup>5)</sup>を想定している。

著者らはこれまで、重力場の模型振動台実験やその再現解析により、提案構造の基礎免震効果や土のうの敷設効果について検討してきた<sup>3)</sup>。一方、提案構造の実用化に向けては、提案構造の実応力での応答メカニズムの解明や、杭基礎などの従来の基礎形式との得失の比較が必要と考えられる。小型の模型振動台実験では応力レベル

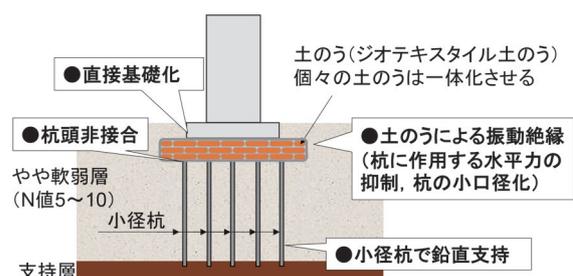


図1 提案する基礎構造の概要<sup>3)</sup>

\* 鉄道地震工学研究センター 地震動力学研究室  
 \*\* 研究開発推進部  
 \*\*\* 名古屋工業大学大学院

の違いから、実構造物に適用した際の地震応答の評価については限界があると考えられる。

そこで本研究では、実規模の提案構造の応答値評価モデルを構築し、従来の杭基礎や、杭頭とフーチングを切り離し、杭頭に土のうを敷設していない基礎（以下、杭頭絶縁基礎と呼ぶ）とあわせて動的応答を試算することにより、提案構造の動的応答メカニズムや効果を明らかにする。

## 2. 比較検討の概要

### 2.1 検討対象構造物

検討対象構造物を図2に示す。本検討では、提案構造（図2(a)）と、小径杭のみを設置し、杭頭とフーチングを分離した杭頭絶縁基礎（図2(b)）、杭基礎（図2(c)）について検討した。上部工の形式は、起点方はRC単純T形桁（L=20m）、終点方はRC単純T形桁（L=15m）とし、支承はゴム支承（起点方：可動、終点方：固定）とした。地盤条件は図3に示すように、埋め戻し土としてN値2の砂質土が2.7m、表層地盤としてN値10の粘性土が10m存在する条件とした。検討に用いた地盤パラメータを表1に示す。入力地震動は鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計<sup>6)</sup>に記載のG1地盤（基盤）に対するL2地震動スペクトルII（以下、L2SpII波）およびL1地震動とし、耐震設計上の基盤面より入力した。ただし杭頭絶縁基礎についてはL2SpII波のみ検討した。検討は線路直角方向に対して行った。土のうの部分は、土のう袋にジオテキスタイル、中詰め材にM-30粒調砕石を使用した幅900mm×奥行き900mm×高さ150mmの土のうを鉛直方向に10段積層し、さらに外側からジオテキスタイルで一体化して構築することを想定した。また、杭諸元については、図2の(a)提案構造および(b)杭頭絶縁基礎と、(c)杭基礎で杭断面、杭本数が異なることから、構造物の死荷重に対する鉛直支持力の照査値が同等程度となるように設定した。提案構造では、杭の例として杭径300mmのPHC杭（A種、プレストレス4N/mm<sup>2</sup>）を25本配置し、施工法は打ち込み工法とした。なお、PHC杭の杭頭には、土のうの全幅に均等に荷重が作用するよう、直径900mmのプレートを設置することを想定した。杭頭絶縁基礎では、土のうの有無による提案構造との比較の観点から、提案構造と同じ杭を使用し、杭長を土のうの厚さ1500mm分だけ長くした。杭基礎構

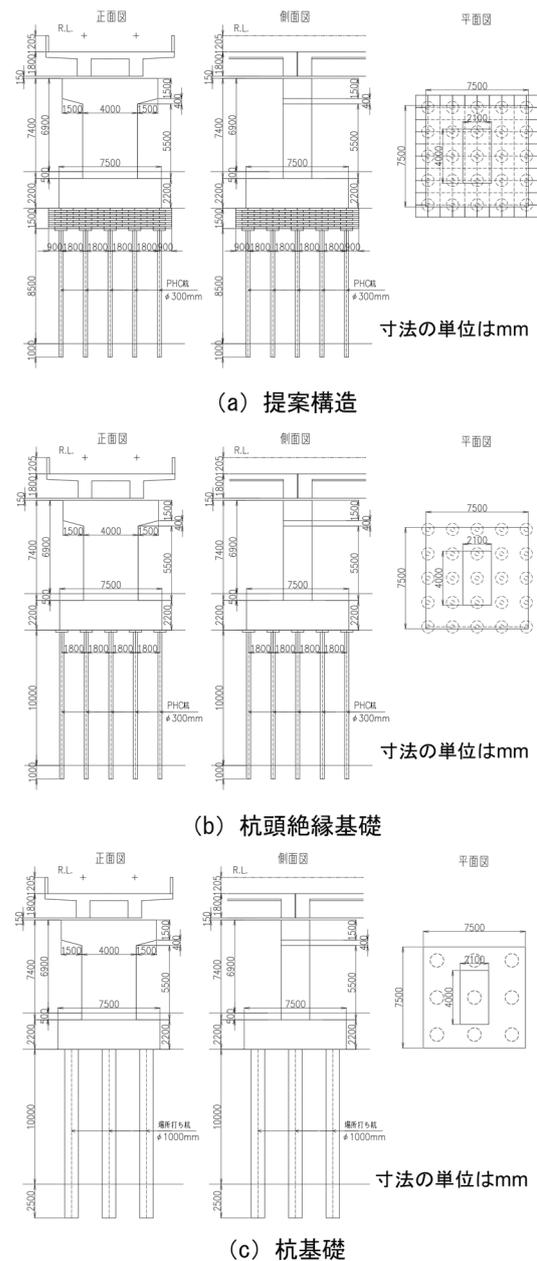


図2 検討対象構造物

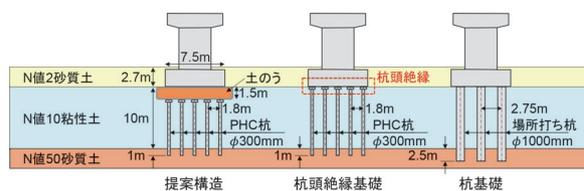


図3 地盤条件

表1 検討に用いた地盤のパラメータ

	単位体積重量(kN/m <sup>3</sup> )	せん断波速度(m/s)	変形係数(kN/m <sup>2</sup> )	粘着力(kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角(deg)
N値2砂質土	18	101	55,835	0.0	30
N値10粘性土	16	215	225,736	62.5	0.0
N値50砂質土	19	430	1,019,160	0.0	43

造では、杭径 1000mm の場所打ち杭（オールケーシング工法、自然泥水）を 9 本配置した構造とした。

## 2.2 解析モデル

提案構造のモデル化においては、今後の設計実務への展開を考慮し、実績のある地盤・構造物一体型の梁ばねモデルを用いた動的解析によることとした。図 4 に解析モデルを示す。また、動的解析とは別に、地盤変位を考慮せず、慣性力作用に対する荷重-変位関係や損傷過程を把握することを目的として、プッシュ・オーバー解析を実施した。プッシュ・オーバー解析は、図 4 における土柱を固定とし、水平震度を漸増载荷する静的非線形解析により行った。

提案構造において、実現象では土のう下面と接する杭間地盤が抵抗力を発揮する可能性もあるが、杭間地盤は地震時に揺すり込み沈下する可能性があることや、杭基礎や杭頭絶縁基礎の応答解析では、図 4(b)、図 4(c) に示すように、一般的な梁-ばね系モデルによる応答解析と同様に杭間地盤の影響を評価していないことから、本検討では土のう下面の杭間地盤の効果は考慮しない。また、土のうについては、土のうの応力を評価する目的で、平面ひずみ要素でモデル化した。個々の土のうは緊密に一体化され、一体挙動すると考え、土のう間の相互作用を無視した。土のうの物性は、既往検討<sup>7)</sup>で評価した鉛直応力-鉛直ひずみ関係（図 5 参照）と概ね等価となる弾性体とした。土のうの変形係数は図 5 に示す通り、自重荷重に対する土のうの変形係数を  $E_1$ 、自重荷重からの荷重の変動に対する変形係数を  $E_2$  とし、それぞれ鉛直応力-鉛直ひずみ関係の割線勾配より  $E_1=4750\text{kN/m}^2$ 、 $E_2=30000\text{kN/m}^2$  とした。ただし、実現象では、圧縮試験と異なり土のうに作用する圧縮力が一様にならない影

響、隣接する土のうの影響、土のうに圧縮力とせん断力が同時かつ繰り返し作用することによる剛性低下や残留ひずみによる影響が考えられるが、本検討の土のうのモデルではこれら进行评估できない。この影響については、今後検討が必要である。中詰め材の単位体積質量は、圧縮試験と同じ値として、 $1.8\text{t/m}^3$  とした。また、図 4(a) で、土のう一体化用ジオテキスタイル（引張変形係数  $980\text{kN/m}$ 、引張耐力  $69\text{kN/m}$ ）はトラス要素でモデル化し、土のう節点とは密着条件とした。なお、本モデルにおいて、く体および小径杭はフーチングの奥行き  $7.5\text{m}$  を考慮していることから、土のうの単位体積重量、土のうの剛性、土のう一体化用ジオテキスタイルの剛性および引張耐力は  $7.5$  倍の値を実際に入力値とした。

提案構造の土のうとフーチングおよび、土のうと杭の境界面は、図 6 に示すジョイント要素でモデル化し、鉛直方向の接触・剥離や、水平方向の滑動（水平力の上限値を超過した際と、鉛直方向に剥離が生じた際）を表現した。水平力の上限値は  $c+F_n \tan \phi$  とした。ここで、 $F_n$  は鉛直力である。 $\phi$  は摩擦角で、提案構造と杭頭絶縁基礎での構造形式の違いや、施工方法等に依存すると考えられるが、現時点では十分な知見がないため、既往の模

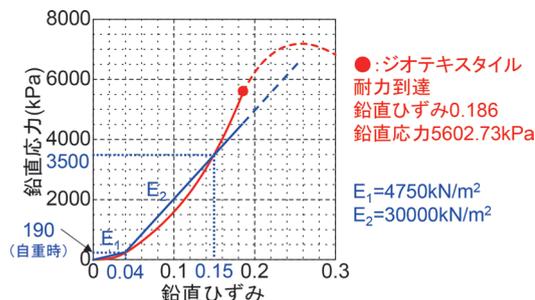


図 5 土のうの変形係数の設定

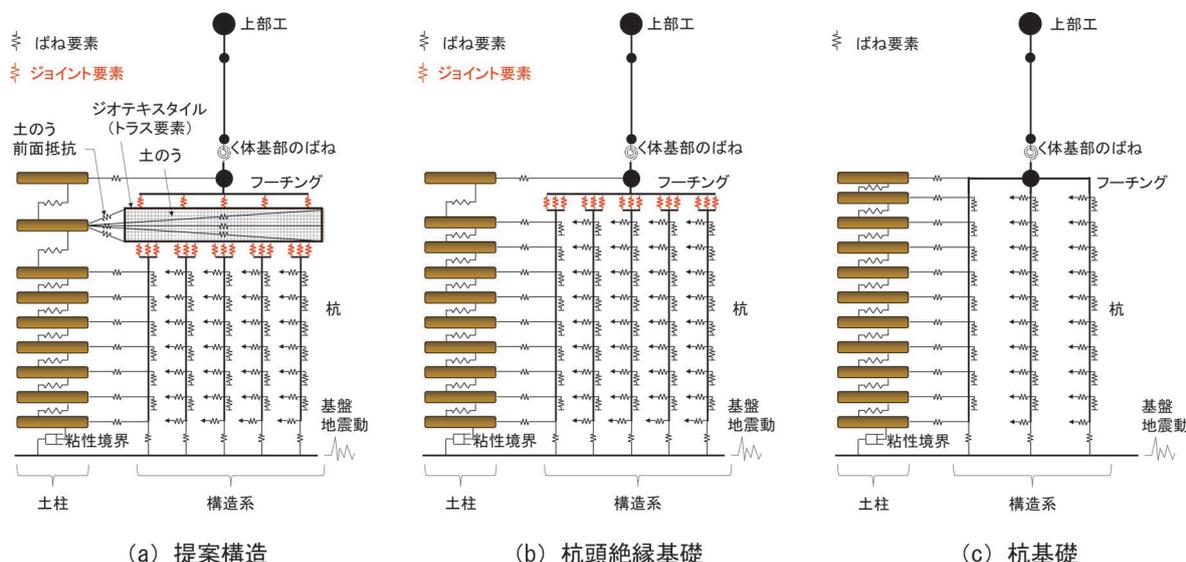


図 4 解析モデル

型振動台実験の再現解析<sup>3)</sup>を参考に45°と仮定した。cは粘着力で、ゼロに近い値に設定した。

図7に橋脚基部および杭の非線形特性を示す。非線形特性の設定においては、橋脚基部、杭とも、自重による初期軸力における骨格曲線を鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計<sup>6)</sup>に基づいて設定し、履歴ルールはClough型モデルを適用した。橋脚基部の骨格曲線の非線形性はM-θ関係でモデル化し、ひび割れ(C)、降伏(Y<sub>b</sub>)、最大耐力(M)点を結ぶトリリニアモデルでモデル化した。PHC杭はM-φ関係でモデル化し、ひび割れ(C)、降伏(Y)点を結ぶバイリニアモデルでモデル化した。場所打ち杭はM-φ関係でモデル化し、ひび割れ(C)、降伏(Y<sub>b</sub>)、最大耐力(M)点を結ぶトリリニアモデルでモデル化した。また、PHC杭の杭頭に設置するプレートは、本来はプレートの諸元に応じた剛性を与えるとともに、プレートの耐力照査等も行う必要があるが、本検討の趣旨は提案構造の地震応答の試算であることから、概略的に十分に剛性の大きい梁部材としてモデル化した。

杭および土のうと連結されている自由地盤は、提案構造および杭頭絶縁基礎においては深さ1D=0.3mを目安に、杭基礎においては深さ1D=1.0mを目安に地盤を分割した。自由地盤の節点にはフーチング面積の100倍の断面積を与えた土柱を設定した。これは、構造物の応答が自由地盤の応答に影響を及ぼさないようにするため

である。この土柱を、各杭の水平地盤ばねを介して杭と接続した。土柱のせん断特性はGHE-Sモデル<sup>8)</sup>により考慮した。GHE-Sモデルの規準ひずみはせん断強度と初期せん断剛性の比から算出し、それ以外のパラメータは標準値<sup>9)</sup>を使用した。なお、底面の地震動入力位置には粘性境界を設定し、反射波を吸収させた。

自由地盤と構造物の間の相互作用ばねは図3の地盤条件より、鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物<sup>10)</sup>より、水平、鉛直、杭先端、フーチング前面の地盤ばねをバイリニア型でモデル化した。ここで、基礎の支持力修正係数α<sub>r</sub>=1.0とした。杭周面の鉛直ばねは、1/β以深において考慮した。ここで、βは杭の特性値である。

減衰マトリクスは、初期剛性の大きいジョイント要素で過大な減衰が発揮されるのを防ぐために、提案構造と杭頭絶縁基礎のジョイント要素の減衰をゼロとし、それ以外の要素にRayleigh減衰を与える要素別Rayleigh減衰により設定した。Rayleigh減衰の定数α、βは、1/4波長則により求めた表層地盤の1次の固有振動数(3.417Hz)と10Hzで減衰定数が3%となるように、α=0.960、β=7.117×10<sup>-4</sup>と設定した。ここで定数α、βは、[C]を減衰マトリクス、[M]を質量マトリクス、[K]を剛性マトリクスとして、[C]=α[M]+β[K]と定義した。

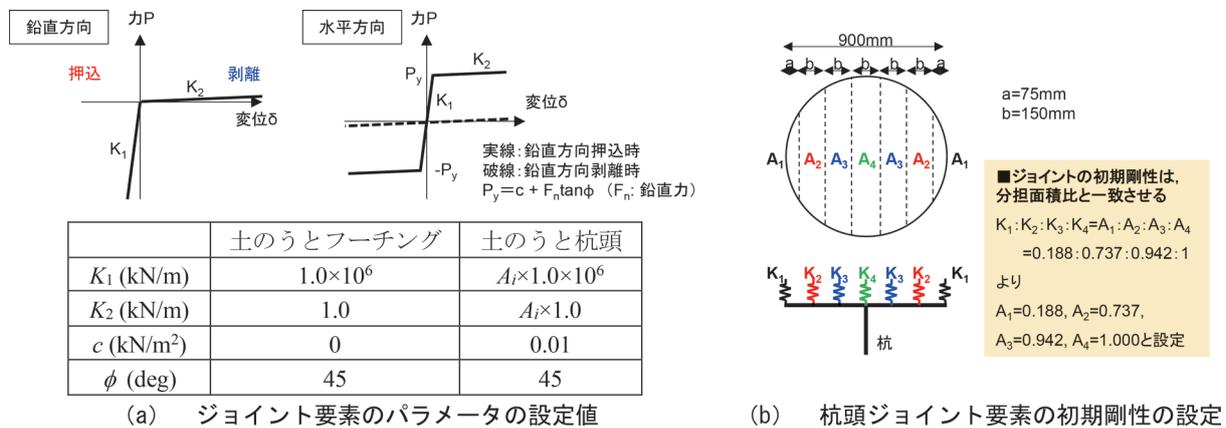


図6 ジョイント要素の特性

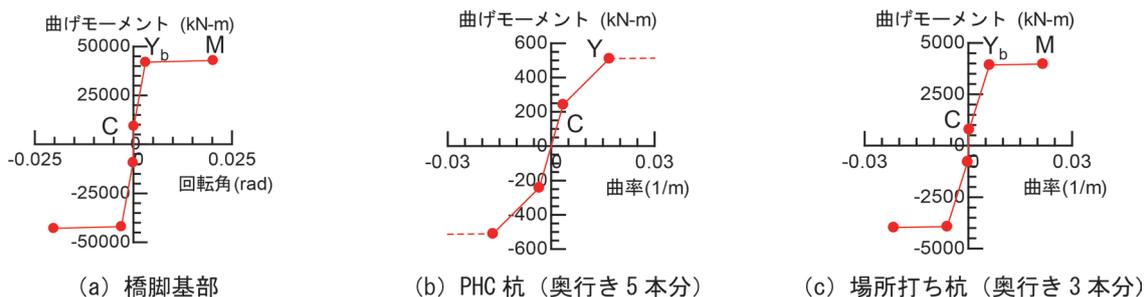


図7 橋脚基部および杭の非線形特性

### 2.3 解析条件

入力地震動は耐震設計上の基盤面より入力した。数値計算は Newmark- $\beta$  法 ( $\beta=1/4$ ) により行った。積分間隔は計算が安定する十分小さい値 (提案構造, 杭頭絶縁基礎の全ケース, 杭基礎の L1 地震動の検討においては 0.001s, 杭基礎の L2SpII 波の検討においては表 2 の値) とした。

## 3. 解析結果

### 3.1 固有値解析およびプッシュ・オーバー解析による振動特性の評価

表 3 に、固有値解析による各ケースの構造物 1 次モードの弾性固有周期を示す。ただし、固有値解析では、ジョイント要素はジョイント要素の初期勾配と同じ勾配のばね要素に置き換えた。表 3 より、提案構造の方が杭基礎構造よりも、構造物 1 次モードの弾性固有周期が長い。これは、フーチング下に比較的剛性の低い土のうを敷設したことによる。また、杭頭絶縁基礎と杭基礎の固有周期がほぼ同じとなっている。これは、杭頭絶縁基礎の固有値解析ではジョイント要素をモデル化することができず、フーチングの浮き上がりによる長周期化を考慮していないためである。

図 8 にプッシュ・オーバー解析から得られた各ケースの荷重-変位関係を示す。図中には部材や基礎の損傷イベントを示している (◆: 橋脚基部の曲げ降伏, ▲: 橋脚基部の最大曲げモーメント到達, ○: 杭先端の支持降伏, □: 杭部材の曲げ降伏)。なお、一般的な RC 部材では、最大曲げモーメント (Mm) 超過以降に荷重低下が生じるが、本検討における橋脚基部や杭部材の骨格曲線には、最大曲げモーメント到達後の荷重低下を考慮していないため、最大曲げモーメント到達後の荷重-変位関係は破線で示している。まず、図 8 の初期勾配をみると、杭基礎と杭頭絶縁基礎がほぼ同じで、提案構造はそれより小さい。これは、表 3 の固有値解析結果の傾向とも整合している。また、図 8 より、提案構造や杭頭絶縁基礎では杭基礎と比較して、同じ水平震度での変位が大きい。これは提案構造や杭頭絶縁基礎における、フーチングの浮き上がりに伴う回転剛性の低下や、杭の支持降伏によるものである。その結果として、提案構造や杭頭絶縁基礎では、杭基礎に比べて地震時に橋脚の長周期化による免震効果が大きく、く体の慣性力応答が低減すると想定される。図 9 に提案構造のフーチングの浮き上がり状況の一例として、水平震度 0.5 における変形図を示す。水平震度の増大によって橋脚がつま先立ちになり、最前列の杭が他の杭より大きく沈下している。また、土のうの鉛直応力は、つま先立ちになったフーチングの直下や杭頭直上で大きい。

表 2 杭基礎の L2SpII 波の検討における積分間隔の設定値

基礎種類	L2SpII 波の振幅倍率	積分間隔 (s)
杭基礎	0.05, 0.2	0.0005
	0.5, 1.0	0.0002
	1.5	0.0001

表 3 各ケースの構造物 1 次モードの弾性固有周期

基礎種類	周期 (s)
提案構造	0.986
杭頭絶縁基礎	0.624
杭基礎	0.633

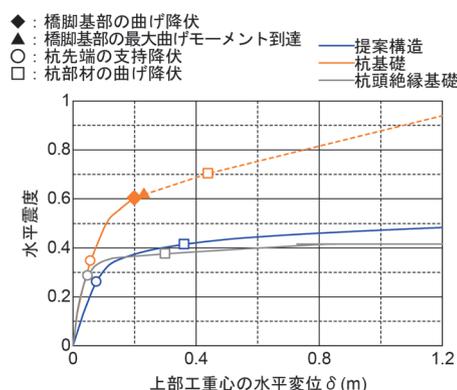


図 8 各ケースの荷重-変位関係

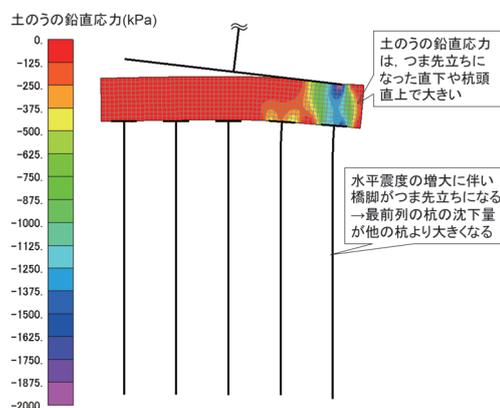


図 9 提案構造の水平震度 0.5 における変形図

### 3.2 提案構造の動的応答特性

#### 3.2.1 提案構造の基礎免震効果

提案構造の応答加速度の頭打ち効果の考察にあたり、まず橋脚の慣性力作用に影響を及ぼす地表面加速度 (耐震設計上の基盤面に入力した入力波形に対する、土柱の地表面位置での応答加速度) について考察する。図 10 に、地表面加速度を用いた弾性加速度応答スペクトルを示す。図中の加速度応答スペクトルは、L2SpII 波 (振幅 1.0 倍) に対する提案構造、杭頭絶縁基礎、杭基礎の地表面

応答加速度について表示している。また、縦線は、表3に示した構造物の1次モードの弾性固有周期を表している。図10より、加速度応答スペクトルは各構造ではほぼ同じであり、概ね0.5~1.0sの周期帯で卓越していることがわかる。提案構造においては弾性固有周期が1.0s程度であり、さらに大地震時の構造物の損傷による長周期化も考慮すると、今回の地震作用および構造条件においては、杭頭絶縁基礎や杭基礎よりも慣性力作用が小さくなると想定される。ただし、極端に長周期の地震に対しては、応答が増幅する可能性も考えられる。このような場合における提案構造の適用性は今後の検討課題である。

次に、入力地震動の大きさに応じた橋脚の応答加速度の頭打ち傾向を評価するために、L2SpII波の振幅を0.005, 0.2, 0.5, 1.0, 1.5倍に設定したケースを対象に動的応答を比較する。なお、本研究で実施した解析において、橋脚基部で図7(a)のM点を超える応答(図8の荷重-変位関係の破線部に至る応答)は生じなかった。図11に地表面位置の最大加速度と上部工重心位置の最大加速度の関係を示す。図11より、杭基礎では地表面応答加速度に対して上部工重心位置の応答加速度が増幅する傾向がある一方、提案構造および杭頭絶縁基礎では、地表面応答加速度が200~300gal程度の範囲では若干の増幅はみられるものの、地表面応答加速度が大きくなるにしたがって上部工重心位置の応答加速度が頭打ちになる傾向がある。また、いずれの地表面加速度のレベルにおいても、提案構造および杭頭絶縁基礎の方が杭基礎よ

りも上部工重心位置の応答加速度が小さい。このような上部工重心位置の応答加速度が頭打ちとなる傾向は、既往の模型振動実験<sup>3)</sup>の傾向や、図8で提案構造および杭頭絶縁基礎において水平震度0.4程度で頭打ちになることとも合致する。

また、図12に、L2SpII波(振幅1.0倍)を加振した場合の橋脚基部部材の曲げモーメント-回転角関係を示す。曲げモーメントの最大値(絶対値)は、杭基礎の37200kNmに対して、提案構造では27400kNm、杭頭絶縁基礎では25700kNmと、杭基礎より3割程度小さくなっている。この傾向は、図11の応答加速度の頭打ち傾向(図中の赤枠で囲った結果)と対応している。これらは、提案構造および杭頭絶縁基礎におけるフーチングの浮き上がりによる長周期化が原因である。

### 3.2.2 提案構造における小径杭の断面力低減効果

提案構造と杭頭絶縁基礎で小径杭の断面力を比較し、土のうの敷設による小径杭の断面力低減効果について検討する。図13に提案構造および杭頭絶縁基礎の、小径杭の曲率分布図および曲げモーメント-曲率関係を示す。ここで、曲率分布図は、着目要素の曲率最大時刻について作図しており、レンジは曲率の応答値が最も大きい杭頭絶縁基礎の曲率の最大値、最小値を丸めた値としている。図13(a)(i)より、提案構造では、両端の杭で損傷が大きい傾向がある。また、杭の深度方向にみると、杭頭部と杭頭部より下方で応答曲率が大きい範囲がみられる。このうち、杭頭部の応答曲率は杭頭に設置したブ

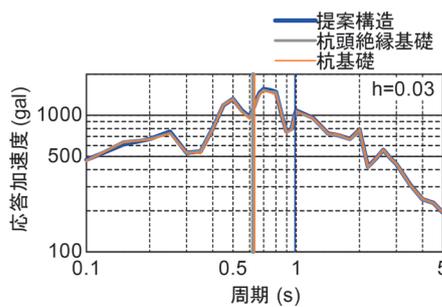


図10 地表面加速度の弾性加速度応答スペクトル (L2SpII波, 振幅1.0倍, 減衰定数3%)

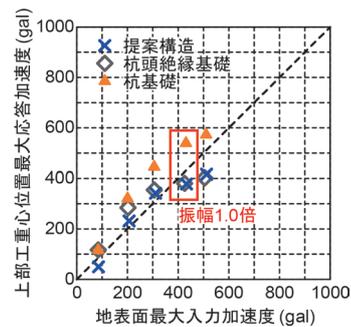


図11 地表面位置の最大加速度と上部工重心位置の最大加速度の関係 (L2SpII波)

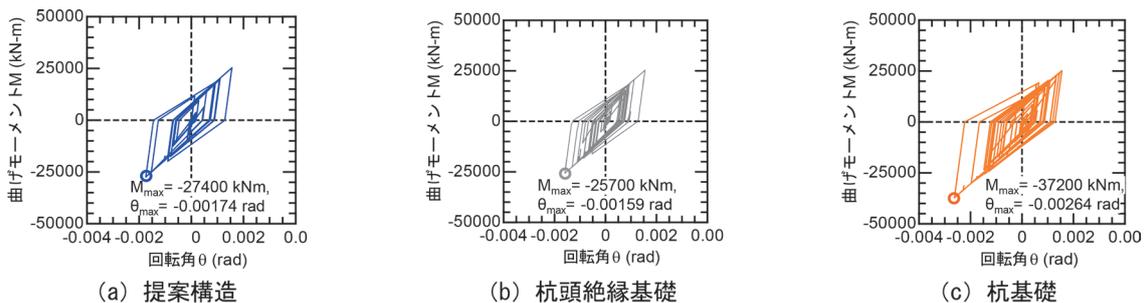


図12 橋脚基部の部材の曲げモーメント-回転角関係 (L2SpII波, 振幅1.0倍, 時計回りが正)

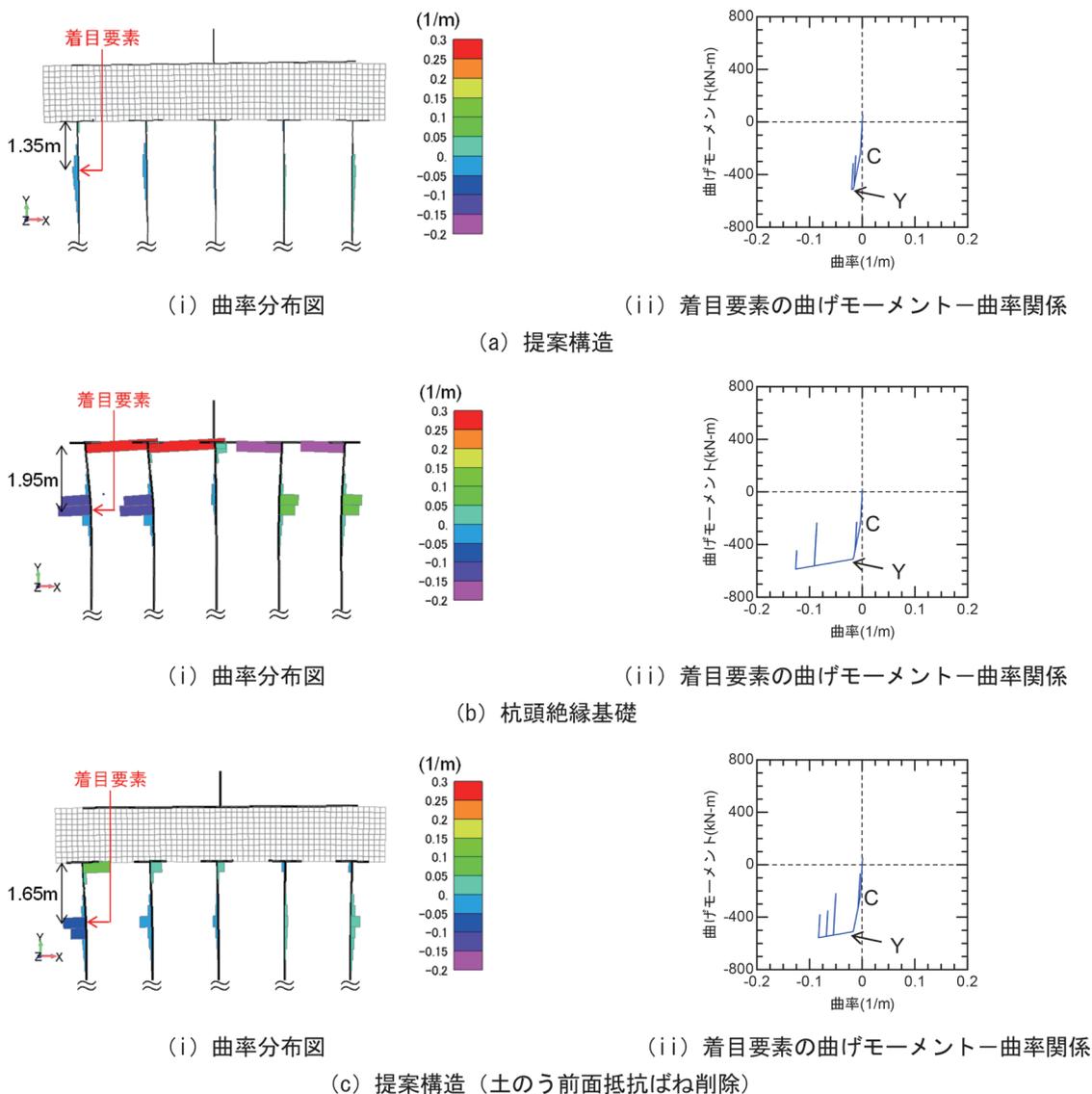


図 13 小径杭の曲率分布図および着目要素の曲げモーメント-曲率関係 (L2Sp11 波, 振幅 1.0 倍)

レートに作用する鉛直力の影響で生じたものであり、杭頭より下方の応答曲率は杭頭に作用した水平力の影響で生じたものである。杭頭より下方で、加振後の応答曲率が最も大きい要素に対する曲げモーメント-曲率関係を図 13(a) (ii) に示す。図 13(a) (ii) より、杭の損傷レベルは降伏点 (Y) をわずかに超過する程度である。一方、図 13(b) (i) より、杭頭絶縁基礎では、杭の応答曲率は提案構造に比べてかなり大きい。また、杭頭より下方で、加振後の応答曲率が最も大きい要素に対する曲げモーメント-曲率関係を図 13(b) (ii) に示す。図 13(b) (ii) より、杭の損傷は降伏点 (Y) を大きく超過していることがわかる。このように、フーチングの直下に設置した杭が大きく損傷する結果は、西村ら<sup>2)</sup>による模型振動実験でも示されている。この要因として、(i) 土のうを介することで、杭頭に伝達する鉛直力や水平力が他の杭に分散されること、(ii) 土のうの前面抵抗ばねが水平力

を受け持つため、杭頭に作用する水平力が減少することが考えられる。

そこで、(i)、(ii) の要因がどの程度小径杭の曲げモーメントに影響するかを考察するため、図 4(a) で土のうの前面抵抗ばねを削除することで、(ii) の要因を取り除いたモデルに対しても応答解析を行った。図 13(c) に、土のう前面抵抗ばねを削除したモデルに対する結果を示す。図 13(a) ~ (c) において、(a) 提案構造、(b) 杭頭絶縁基礎、(c) 提案構造 (土のう前面抵抗なし) の応答曲率の絶対値の最大値は、それぞれ  $0.0182\text{m}^{-1}$ 、 $0.292\text{m}^{-1}$ 、 $0.0954\text{m}^{-1}$  である。(b) と (c) の比較より、土のうの敷設による応力分散効果により応答曲率の絶対値が約 1/3 となる。さらに、(a) と (c) の比較により、土のうの前面抵抗がない場合に比べ、ある場合では応答曲率の絶対値が約 1/5 となる。このため、土のう自体の応力分散効果に加え、土のうの前面抵抗が杭の損傷の抑

制に寄与していることがわかる。

### 3.2.3 提案構造における応答変位および走行安全性

本項では、提案構造と杭基礎に対して、応答変位や走行安全性を比較する。図14に上部工重心位置の応答変位(L2SpII波、振幅1.0倍)を示す。図14より、提案構造の最大応答変位が若干大きいものの、残留変位は杭基礎とほぼ同等である。このため、提案構造の残留変位は、土のうとフーチングや小径杭の間に十分な摩擦が確保されれば、杭基礎構造と同等程度となるといえる。

次に、提案構造と杭基礎でL1地震動に対する走行安全性を比較するため、軌道面位置のスペクトル強度SIを評価する。ここで、SIは、応答速度の周期成分を積分して、応答の総和であるスペクトル強度として算出するものであり、式(1)のように表される。

$$SI = \int_{0.1}^{2.5} S_v(h, T) dT \quad (1)$$

ここで、 $S_v(h, T)$  は応答速度スペクトルである。提案構造と杭基礎の速度応答スペクトルの比較を図15に示す。ただし、減衰定数は鉄道構造物等設計標準・同解説変位制限<sup>11)</sup>より5%を仮定した。図15より、提案構造では、短周期側では杭基礎よりスペクトルの値が小さいが、長周期側では大きい。これは、提案構造の方が杭基礎よりも等価固有周期が長いことが原因と考えられる。その結果、杭基礎のSIは1850.79mm、提案構造のSIは2351.83mmと、提案構造の方が杭基礎より大きくなる。ただし、図16に示す走行安全性に関する限界値 $SI_L$ <sup>11)</sup>は下回っており、走行安全性の照査は満足する。

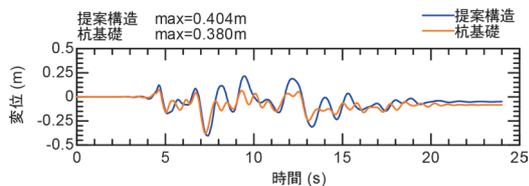


図14 上部工重心位置の応答変位の比較 (L2SpII波、振幅1.0倍)

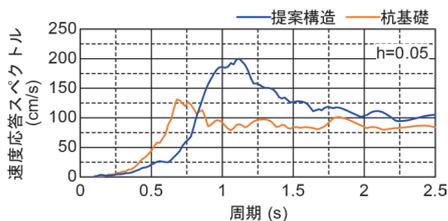


図15 L1地震動に対する軌道面位置の応答加速度の速度応答スペクトル

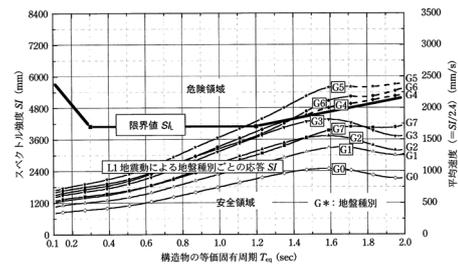


図16 走行安全性に関する限界値 $SI_L$ <sup>11)</sup>

## 4. まとめ

本検討では、実規模の小径杭と土のうを併用する基礎を有する橋脚の応答値評価モデルを構築し、杭頭とフーチングを切り離し、杭頭に土のうを敷設していない杭頭絶縁基礎や、場所打ち杭を有する杭基礎とあわせて耐震性能を数値計算により比較した。

本検討から得られた結論を以下に示す。

- (1) 提案構造、杭頭絶縁基礎、杭基礎について、地表最大加速度と上部工重心位置の最大応答加速度の関係を比較し、提案構造および杭頭絶縁基礎において上部工位置の応答加速度が頭打ちになることを確認した。これは、フーチングの浮き上がりによる長周期化が原因であり、既往の模型振動実験や、その再現解析の傾向とも合致する。
- (2) (1)と対応し、提案構造および杭頭絶縁基礎では杭基礎構造に比べ、橋脚基部に発生する曲げモーメントや回転角が抑制される。
- (3) 杭頭絶縁基礎に比べ、提案構造では土のうの敷設により杭の損傷が抑制される。これは、土のうを介することにより水平応力や鉛直応力が端部以外の杭に分散することと、土のうの前面抵抗により杭頭に作用する水平力が低減することによる。
- (4) 今回の検討条件では、提案構造の採用によりL1地震動に対する軌道面位置のスペクトル強度SIが増加するが、走行安全性の限界値 $SI_L$ は満足する。

## 文献

- 1) 羽矢洋, 西村昭彦: 大地震力を考慮した直接基礎の設計法の提案, 土木学会論文集, No.595/VI-39, pp.127-140, 1998
- 2) 西村隆義, 本山絃希, 井澤淳, 室野剛隆: 地盤改良併用型直接基礎の免震効果に関する実験的検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.68, No.4 (地震工学論文集第31-b巻), pp.I\_598-I\_607, 2012
- 3) 土井達也, 押田直之, 山田聖治, 室野剛隆, 張鋒: 小径杭併用土のう基礎の地震時応答特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.65A, pp.164-177, 2019

- 4) 松岡元, 劉斯宏, 長谷部智久, 島尾陸: 土のう積層体の変形・強度特性と設計法, 土木学会論文集, No.764/III-67, pp.169-181, 2004
- 5) 野中隆博, 小島謙一, 米澤豊司, 佐藤孝史, 森野達也, 青木一二三: パイルスラブ式盛土における改良杭頭部ジオテキスタイル土のうの特性評価, ジオシンセティックス論文集, 第27巻, pp.93-100, 2012
- 6) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善出版, 2012
- 7) 土井達也, 室野剛隆, 岩井裕正, 張鋒: 軟弱地盤を土のうで置換した直接基礎の支持力特性に関する解析的検討, 第54回地盤工学研究発表会, 2019
- 8) 室野剛隆, 野上雄太: S字型の履歴曲線の形状を考慮した土の応力～ひずみ関係, 第12回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.494-497, 2006
- 9) 野上雄太, 室野剛隆: S字型履歴曲線を有する土の非線形モデルとその標準パラメータの設定, 第30回土木学会地震工学研究発表会論文集, No.2-0014, pp.1-7, 2009
- 10) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物, 丸善出版, 2012
- 11) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 変位制限, 丸善出版, 2006



# 鉄道橋りょう・高架橋群を対象とした 下部工単体の固有振動数同定法

和田 一範\* 坂井 公俊\*

Natural Frequency Identification Method for a Substructure in Railway Bridges and Viaducts

Kazunori WADA Kimitoshi SAKAI

We have proposed a method to identify the natural frequency of a single structure from data obtained by measuring the vibration of railway bridges and viaducts. In the method, the natural frequency of a single structure can be theoretically calculated by using undamped natural frequencies and natural modes of a whole structure. The eigenvalue analysis was performed, and it was shown that the natural frequency of a single structure can be identified by the proposed method.

キーワード：下部工，固有振動数，同定，鉄道橋りょう・高架橋

## 1. はじめに

鉄道橋りょう・高架橋は，上部工（桁）や支承を介して複数の下部工（ラーメン高架橋の場合は，スラブ～基礎部を下部工と表記）が連続した群を構成しているため，振動計測から得られる固有振動数などの振動特性は，隣接構造物の振動の影響を含んだ構造全体系としての値である。これは，道路橋を対象とした橋脚単体と構造全体系の実測比較<sup>1)</sup>や鉄道構造物群の連成に関する実測および解析的検討<sup>2)</sup>の事例を見ても明らかである。

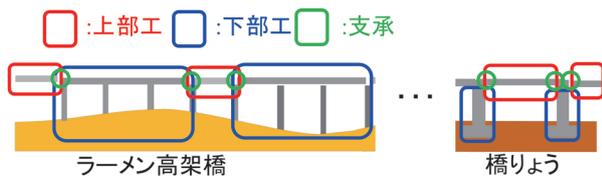
振動計測で得られる構造全体系の振動特性は，構造物の健全性判断に活用されてきた。特に鉄道分野では，橋りょう・高架橋の着目構造に衝撃加振を行い，得られる波形から構造全体系の固有振動数を評価して，下部工単体の健全性を評価する衝撃振動試験<sup>3)4)</sup>が長年に亘り活用されている。下部工の損傷や安定性の低下は，構造全体系の固有振動数の低下を招くため，この衝撃振動試験は有効な非破壊検査法の1つといえる。その一方で，隣接する構造物の違いによっては，局所的な下部工の損傷が構造全体系の固有振動数の変化に与える影響が限定的となり，下部工単体の特性を明瞭に評価できない場合も考えられる。そのため，下部工単体の固有振動数を直接評価できるようになれば，より正確に健全性を判断できる可能性がある。

計測結果に基づく構造全体系の振動特性把握，下部工単体としての剛性把握といった事柄は，システム同定と呼ばれる。システム同定には，モードの固有振動数，減衰定数，モード形状等の構造のモーダルパラメータを同定するもの<sup>5)</sup>などと，質量，剛性，減衰のような構造を構

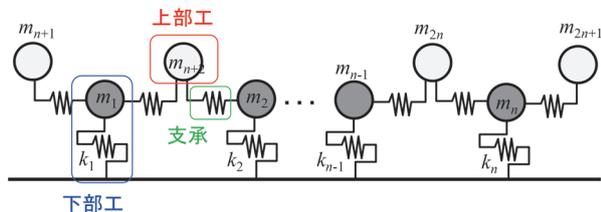
成する物理量（物理パラメータ）を同定するもの<sup>6)~10)</sup>に大別されるが，本稿で着目するのは後者である。物理パラメータを同定する手法には，時間領域で同定する手法と周波数領域で同定する手法があり，土木・建築の分野などで様々な検討がなされてきた。時間領域の同定手法の検討事例を挙げると，ニューラルネットワークを用いた研究<sup>6)</sup>，地震観測記録から最小二乗法で同定する方法<sup>7)</sup>などがある。一方で，周波数領域の同定手法の検討事例としては，1次固有値の制約条件下での重み付き剛性と最小設計問題の解に基づく検討<sup>8)</sup>，粘性減衰機構のモデルを対象とした理論的検討<sup>9)</sup>，伝達関数の静的な極限值を利用した手法<sup>10)</sup>などがある。これらの研究はいずれも建築構造を想定した多層構造もしくは土木構造であっても1自由度のばねマスモデルを基としている。鉄道のような連続する橋りょう・高架橋群は，後述するように地盤結合する質点が複数存在し，支配方程式が既往研究と異なりより複雑となるが，その問題を対象に物理パラメータを同定する研究はこれまで十分になされていない。

そこで著者は，上部工，支承を介して複数の上部工・下部工が連続した橋りょう・高架橋群（図1(a)）をばねマスモデル（図1(b)）で表現し，振動計測等のデータから下部工単体の剛性に直接関係する下部工単体の固有振動数を同定する手法を開発した<sup>11)</sup>。提案手法は，自由振動問題を対象にした理論的検討から導出される周波数領域での同定手法である。本手法が確立すれば，例えば地震や河川橋脚における洗掘等で下部工の健全性低下が疑われる場合に，下部工単体の固有振動数を新たな健全度判定の指標に用いることで，衝撃振動試験<sup>3)4)</sup>の判定指標（全体系の1次固有振動数）よりも直接的かつ正確に下部工の健全度を判断できる可能性がある。本稿で

\* 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室



(a) 対象とする橋りょう・高架橋



(b) 検討するばねマスモデル

図1 対象とする構造物およびモデルのイメージ

は、文献11の一部に示されている下部工単体の固有振動数の同定法に関する理論展開および数値解析による妥当性の検証について述べる。

## 2. 下部工単体の固有振動数同定法の提案

本章で述べる理論展開は下記前提条件のもと行う。

- ・橋りょう・高架橋群は弾性挙動をする。
- ・剛性の振動数依存性は考慮しない。
- ・減衰はRayleigh減衰等の比例減衰型の特性を持つ。
- ・モデル境界は、設計振動単位<sup>12)</sup>の考えを準用し、モデル範囲外の上部工質量の半分を考慮した自由端とする。

### 2.1 下部工1基の場合

#### 2.1.1 非減衰系の場合

起終点の上部工を有する下部工1基の3自由度系が自由振動している状態を考える(図2)。下部工の質量を $m_1$ 、剛性を $k_1$ とし、起点の上部工質量を $m_2$ 、支承を介した連成ばね剛性を $k_{12}$ 、終点の上部工質量を $m_3$ 、支承を介した連成ばね剛性を $k_{13}$ 、各質点の振動の変位波形を $x_1 \sim x_3$ とする。ここで、質量 $m_1 \sim m_3$ は設計図書等から全質量を把握したうえで、振動に寄与するだけ質量(等価質量の考え方<sup>13)</sup>)に応じて算定可能である。また、

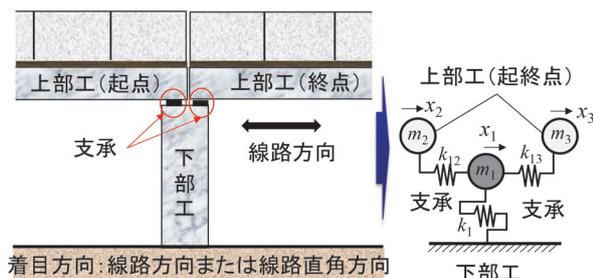


図2 下部工1基の自由振動問題

変位波形 $x_1 \sim x_3$ は振動計測を行い、変位計で取得するか、もしくは速度計や加速度計を用いてその微分形( $\dot{x}_1 \sim \dot{x}_3$ や $\ddot{x}_1 \sim \ddot{x}_3$ )を取得して把握できる。この条件下で、剛性 $k_1, k_{12}, k_{13}$ を同定する問題を考える。

この問題の運動方程式は次式で表せる。

$$M_3 \ddot{X}_3 + K_3 X_3 = 0 \quad (1a)$$

$$X_3 = \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{Bmatrix}, M_3 = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \quad (1b)$$

$$K_3 = \begin{bmatrix} k_1 + k_{12} + k_{13} & -k_{12} & -k_{13} \\ -k_{12} & k_{12} & 0 \\ -k_{13} & 0 & k_{13} \end{bmatrix} \quad (1c)$$

各変位の振幅 $r_1 \sim r_3$ 、固有円振動数 $\omega$ および位相角 $\phi$ を用いて、上式の一般解は下記ようになる。

$$X_3 = \begin{Bmatrix} r_1 \\ r_2 \\ r_3 \end{Bmatrix} e^{\pm i(\omega t + \phi)} \quad (2)$$

式(2)を式(1a)に代入し、任意の時刻について成立する条件を考慮すると、下式が成り立つ。

$$(K_3 - \omega^2 M_3) \begin{Bmatrix} r_1 \\ r_2 \\ r_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3)$$

ここで、式(3)が非自明解を持つための必要十分条件から、 $\omega = \omega_j (j=1, 2, 3, j$ 次の固有円振動数)が求まる。2行目の式を整理すると次式となる。

$$k_{12} = \frac{m_2 \omega^2 R_2}{R_2 - 1}, R_2 = \frac{r_2}{r_1} \quad (4)$$

全く同様の手順で式(3)の3行目の式を整理すると、

$$k_{13} = \frac{m_3 \omega^2 R_3}{R_3 - 1}, R_3 = \frac{r_3}{r_1} \quad (5)$$

となる。ここで、 $R_2, R_3$ は下部工の振幅を1としたときの上部工の振幅を表す。

さらに、式(4)、(5)を式(3)の1行目に代入して整理すると、

$$k_1 = (m_1 + R_2 m_2 + R_3 m_3) \omega^2 \quad (6)$$

となる。ここで、上式の意味をイメージするために極端な2例として以下を考える。

・  $k_{12}=k_{13}=0$  (連成ばね剛性0)

・  $k_{12}=k_{13}=\infty$  (連成ばね剛性無限大)

$k_{12}=k_{13}=0$  のとき式(4), (5)より  $R_2=R_3=0$ , 即ち  $r_2=r_3=0$  となる。これは、上部工が変位せず下部工に何も影響を与えない状況であり、上部工が載っていない状況と等価といえる。このとき、式(6)より  $k_1=m_1\omega^2$  となり、下部工剛性・質量だけの1自由度系に帰着される。一方で、 $k_{12}=k_{13}=\infty$  のときは、式(4), (5)より  $R_2=R_3=1$ , 即ち  $r_1=r_2=r_3$  がいえる。これは、上部工と下部工が完全に一体挙動している状況であり、設計振動単位での取り扱い方に相当する。このとき、式(6)より  $k_1=(m_1+m_2+m_3)\omega^2$  となり、上部工質量を付加した状況での1自由度系に帰着される。

### 2.1.2 減衰系の場合

減衰を考慮した場合、復元力項と同じ符号で速度に比例する減衰項が追加される。そのため、運動方程式は下式となる。

$$M_3\ddot{X}_3 + C_3\dot{X}_3 + K_3X_3 = 0 \quad (7a)$$

$$C_3 = \begin{bmatrix} c_1 + c_{12} + c_{13} & -c_{12} & -c_{13} \\ -c_{12} & c_{12} & 0 \\ -c_{13} & 0 & c_{13} \end{bmatrix} \quad (7b)$$

本稿では、比例減衰型の減衰を扱っており、その条件下では固有モードが非減衰の場合と同じ実数となるため、上記の一般解は次式となる。

$$X_3 = \begin{Bmatrix} r_1 \\ r_2 \\ r_3 \end{Bmatrix} e^{\lambda t \pm i\phi}, \lambda = -\sigma \pm i\omega_D \quad (8)$$

ここで、 $\lambda$  は固有値であり、全体系の減衰固有円振動数  $\omega_D$  とモード減衰定数  $\sigma$  で表される。

式(8)を式(7a)に代入し、任意の時刻について成立する条件を考慮すると、下式が成り立つ。

$$(\lambda^2 M_3 + \lambda C_3 + K_3) \begin{Bmatrix} r_1 \\ r_2 \\ r_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (9)$$

式(9)の2行目に着目して整理すると、 $R_2=r_2/r_1$  として、

$$(-c_{12}\lambda - k_{12}) + (m_2\lambda^2 + c_{12}\lambda + k_{12})R_2 = 0 \quad (10)$$

となる。上式を実部、虚部に分けて整理すると、

$$\begin{aligned} & [(R_2 - 1)k_{12} - (R_2 - 1)\sigma c_{12} + R_2 m_2 (\sigma^2 - \omega_D^2)] \\ & + i[\pm(R_2 - 1)\omega_D c_{12} \mp 2m_2 \sigma \omega_D R_2] = 0 \end{aligned} \quad (11)$$

上式が成立するには、実部=虚部=0が必要となるため、次式が成り立つ。

$$\begin{bmatrix} R_2 - 1 & -\sigma(R_2 - 1) \\ 0 & \omega_D(R_2 - 1) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} k_{12} \\ c_{12} \end{Bmatrix} = m_2 R_2 \begin{Bmatrix} \omega_D^2 - \sigma^2 \\ 2\sigma \omega_D \end{Bmatrix} \quad (12)$$

上記連立方程式を解くことで、連成ばね剛性  $k_{12}$  および減衰係数  $c_{12}$  が次式で求まる。

$$\begin{Bmatrix} k_{12} \\ c_{12} \end{Bmatrix} = \frac{m_2 R_2}{R_2 - 1} \begin{Bmatrix} \omega_D^2 + \sigma^2 \\ 2\sigma \end{Bmatrix} \quad (13)$$

また、式(9)の3行目について全く同じ計算ができるので、連成ばね剛性  $k_{13}$  および減衰係数  $c_{13}$  が求まる。

$$\begin{Bmatrix} k_{13} \\ c_{13} \end{Bmatrix} = \frac{m_3 R_3}{R_3 - 1} \begin{Bmatrix} \omega_D^2 + \sigma^2 \\ 2\sigma \end{Bmatrix}, R_3 = \frac{r_3}{r_1} \quad (14)$$

次に式(9)の1行目に着目し、実部=0、虚部=0の条件を適用すると、

$$\begin{Bmatrix} k_1 \\ c_1 \end{Bmatrix} = (m_1 + R_2 m_2 + R_3 m_3) \begin{Bmatrix} \omega_D^2 + \sigma^2 \\ 2\sigma \end{Bmatrix} \quad (15)$$

ここで、減衰行列を比例減衰型と仮定しているため、減衰固有円振動数  $\omega_D$  およびモード減衰定数  $\sigma$  は、非減衰固有円振動数  $\omega$  と減衰定数  $h$  を用いて、次式で表せる。

$$\sigma = h\omega, \omega_D = \omega\sqrt{1-h^2} \quad (16)$$

上式を式(13)~(15)に代入すると、

$$\begin{Bmatrix} k_1 \\ c_1 \end{Bmatrix} = (m_1 + R_2 m_2 + R_3 m_3) \begin{Bmatrix} \omega^2 \\ 2h\omega \end{Bmatrix} \quad (17)$$

$$\begin{Bmatrix} k_{12} \\ c_{12} \end{Bmatrix} = \frac{m_2 R_2}{R_2 - 1} \begin{Bmatrix} \omega^2 \\ 2h\omega \end{Bmatrix} \quad (18)$$

$$\begin{Bmatrix} k_{13} \\ c_{13} \end{Bmatrix} = \frac{m_3 R_3}{R_3 - 1} \begin{Bmatrix} \omega^2 \\ 2h\omega \end{Bmatrix} \quad (19)$$

となり、 $k_1, k_{12}, k_{13}$  が非減衰の解(式(4)~(6))と一致することがわかる。即ち、非減衰固有円振動数を用いれば、減衰振動問題における解も非減衰振動問題と同じ式で表現できることがわかる。なお、式(17)の  $k_1$  は文献

8で示される多層構造のせん断ばねマスモデルでの剛性の算定式と同様の形をしている。

## 2.2 下部工が2基以上の場合

上部工、支承を介して2基の下部工が連結された減衰自由振動問題を考える(図3)。この問題の運動方程式は下記となる。

$$M_5 \ddot{X}_5 + C_5 \dot{X}_5 + K_5 X_5 = 0 \quad (20)$$

上式の一般解は式(8)と同様に下記の形で表せる。

$$X_5 = \begin{Bmatrix} r_1 \\ r_2 \\ r_3 \\ r_4 \\ r_5 \end{Bmatrix} e^{\lambda t \pm i\phi}, \lambda = -\sigma \pm i\omega_D \quad (21)$$

運動方程式に上記調和振動解を代入して整理すると、下式となる。

$$\sum_{i=1}^2 (\lambda C_i + \Omega_i^2) M_i R_i = -\lambda^2 \sum_{i=1}^5 M_i R_i \quad (22)$$

ここで、 $j$ : 着目下部工の添え字(ここでは1)として、

$$C_i = \frac{c_i}{m_i}, \Omega_i^2 = \frac{k_i}{m_i}, M_i = \frac{m_i}{m_j}, R_i = \frac{r_i}{r_j} \quad (23)$$

とする。なお、 $\Omega_i$ は下部工*i*単体の固有円振動数に相当する。式(22)について実部=虚部=0の条件を適用すると、

$$\sum_{i=1}^2 \Omega_i^2 M_i R_i = \omega^2 \sum_{i=1}^5 M_i R_i \quad (24)$$

$$\sum_{i=1}^2 C_i M_i R_i = 2\sigma \sum_{i=1}^5 M_i R_i \quad (25)$$

となる。ここで、 $\omega$ は非減衰固有円振動数である。式(24)

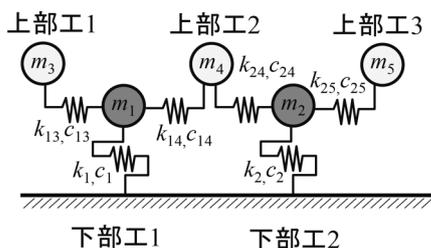


図3 下部工2基の自由振動問題

を確認すると、 $\Omega_1, \Omega_2$ を1つの式で表していることがわかる。本稿では、剛性の振動数依存性は考慮していないため、2種類の非減衰固有円振動数 $\omega$ および固有モードベクトル( $R_i$ )を代入すれば $\Omega_1, \Omega_2$ を一意に求めることができる。ちなみに本稿の主題ではないが、仮に各固有モードに対応するモード減衰定数 $\sigma_i$ が算定できれば、式(25)から個々の減衰係数に関連する物理量 $C_i$ を算定することも可能である。

一般に*n*基の下部工で構成されるばねマスモデル(図1(b))では、先と同じ議論ができ、式(24)と同様に、

$$\sum_{i=1}^n \Omega_i^2 M_i R_i = \omega_j^2 \sum_{i=1}^{2n+1} M_i R_{ji} \quad (26)$$

と表記することができる。なお以降の考察の都合も踏まえ、式(26)は*j*次モードに関するものであると添え字を加えて明記した。未知数が $\Omega_i$  ( $i=1, 2, \dots, n$ )の*n*個であるため、*n*組の非減衰固有円振動数 $\omega_j$ と固有モード $R_{ji}$ があれば一意に $\Omega_i$ を決めることができる。

なお、 $n=1$ のとき $R_{11}=M_1=1$ であることを踏まえると、式(26)は下部工1基の式(17)に一致するため、本式は一般性のある式といえる。

## 2.3 下部工単体の固有振動数同定法の活用方法

下部工の損傷や安定性の低下などによる健全性の低下は、ばねマスモデルにおいては下部工の剛性低下、即ち下部工単体の固有円振動数の低下を意味する。そこで、下部工単体の固有振動数を新たな健全度判定の指標に用いれば、衝撃振動試験<sup>3)4)</sup>の判定指標(全体系の1次固有振動数)よりも直接的かつ正確に下部工の健全度を判断できる可能性がある。

ここでは提案手法の具体的な活用例として、下部工単体の固有振動数を用いた健全度判定の手順を示す。

- ・下部工単体の固有振動数の初期値 $F_0$ を把握する。新設構造については、建設中の上部工が載っていない状態で振動計測を実施すれば最も正確な値が得られる。既設構造物については、下部工、上部工を含めた複数箇所での振動計測を実施し、全体系の固有振動数や固有モードを算定し、式(26)から同定することができる。
- ・下部工の健全性低下が疑われるとき(地震や河川橋脚における洗掘等)、再度振動計測を実施し、式(26)から下部工単体の固有振動数 $F$ を同定する。
- ・ $F$ と $F_0$ を比較し、顕著な変化( $F_0$ に比べて $F$ が低下)が見られた場合、下部工の健全性低下と判定する。

上記は異常時の健全度判断を想定しているが、常時モニタリングのような下部工単体の固有振動数の経年変化を把握することも可能である。なお、振動計測結果から全体系の固有振動数や固有モードを算定する方法は、卓越

振動数におけるフーリエ振幅比とフーリエ位相差を活用する方法や、FDD (Frequency Domain Decomposition) 法<sup>14)</sup> を活用する方法などがある。

## 2.4 実際の鉄道橋りょう・高架橋へ活用する場合の注意点

### 2.4.1 $M_i, R_{ji}$ の基準点について

式 (23), (26) の形からわかるように、質量比  $M_i$  や固有モード  $R_{ji}$  の基準となる質点ほどの点を活用しても良い。また質量比については、設計図書等から得られる実質量を基に振動に寄与するだけ質量 (等価質量の考え方<sup>13)</sup>) に応じて評価すればよい。

### 2.4.2 非減衰固有円振動数の算定について

実測で取得できる波形をフーリエ変換して得られる卓越振動数は、厳密には減衰固有振動数に一致するはずである。しかし、式 (26) より必要な物理量は非減衰固有円振動数なので、その算定について述べる。

1 次モードを例にとると、減衰 1 次固有円振動数と非減衰 1 次固有円振動数の差  $\Delta\omega_1$  は、

$$\Delta\omega_1 = \omega_1 - \omega_{D1} = (1 - \sqrt{1 - h^2}) \omega_1 \quad (27)$$

となり、振動数表現で記載すると、次式となる。

$$\Delta f_1 = (1 - \sqrt{1 - h^2}) \frac{f_1}{2\pi} \quad (28)$$

ここで、減衰定数  $h$  は通常数 % ~ 20% 程度であり、固有振動数  $f_1$  は数 Hz ~ 10 Hz 程度である。

次に、実測の計測時間を  $t_N$  (s) とすると、収録波形をフーリエ変換したときの振動数刻み幅  $\Delta f$  は次式となる。

$$\Delta f_1 = \frac{1}{t_N} \quad (29)$$

通常の振動計測でフーリエ変換するひとかたまりの計測時間  $t_N$  (s) は数十秒程度、サンプリング周波数は 100 ~ 1000 Hz 程度である。 $\Delta f_1$  や  $\Delta f$  の例を表 1 に示す。表中において、 $N$  はデータ数、 $f_s$  はサンプリング周波数である。取りうる値の範囲の目安を知るために  $\Delta f_1$  や  $\Delta f$  が比較的小さくなる場合と比較的大きくなる場合の条件で算定した。ここで、波形処理は高速フーリエ変換の活

用を想定するためデータ数  $N = f_s \times t_N$  が 2 の累乗となるような計測時間としている。本表より、 $\Delta f_1$  が比較的大きい条件である減衰定数が 20% で非減衰固有振動数が 10 Hz の構造物を  $\Delta f$  が比較的小さくなる条件であるサンプリング周波数 1000 Hz で 65.536 s 計測した場合によりやく  $\Delta f_1$  と  $\Delta f$  が同じオーダーとなることがわかる。このことから減衰固有振動数と非減衰固有振動数の差異は非常に小さく、通常の計測精度で得られる刻み幅では区別できない程度であることがわかる。すなわち、実務上はフーリエ振幅スペクトルの卓越振動数をそのまま非減衰固有振動数と判定しても差し支えないといえる。

### 2.4.3 固有モードの算定について

下部工 2 基 (5 自由度) の場合を例にとり、式 (26) に  $j$  次モードと  $k$  次モードの値を代入すると、

$$\begin{bmatrix} 1 & M_2 R_{j2} \\ 1 & M_2 R_{k2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Omega_1^2 \\ \Omega_2^2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \omega_j^2 (1 + M_2 R_{j2} + M_3 R_{j3} + M_4 R_{j4} + M_5 R_{j5}) \\ \omega_k^2 (1 + M_2 R_{k2} + M_3 R_{k3} + M_4 R_{k4} + M_5 R_{k5}) \end{Bmatrix} \quad (30)$$

となる。ここで式 (23) の定義より  $R_{j1} = R_{k1} = M_1 = 1$  となることを利用している。

この連立方程式が一意に解けるためには、左辺の行列式  $= M_2 (R_{k2} - R_{j2}) \neq 0$  が必要十分条件となる。これは、 $k$  次モードと  $j$  次モードにおける下部工 1 と下部工 2 の振幅比が異なることを意味する。一般に  $n$  基の下部工の場合でも同様の議論ができ、下部工のみに着目したときのモード形状が異なる  $n$  個のモードを選択しないと、式 (30) が一意には解けず、下部工単体の固有振動数が算定できない。

## 3. 数値解析に基づく手法の検証

本章では、2 章で理論展開を基に提案した手法の妥当性を数値解析により検証する。具体的には、下部工 1 基の場合と 3 基の場合を例にとり、数値解析から得られる固有振動数や固有モードを基に提案手法を適用して、下部工単体の固有振動数を同定し、解析モデルの設定値 (正解値) との比較を行う。また、本章で扱う数値解析モデルの設定値は、実際の鉄道橋りょう・高架橋の諸元とは異なる範囲も含めて検討する。例えば、下部工単体と支承部の固有振動数が非常に近い領域で設定している

表 1  $\Delta f_1$  や  $\Delta f$  の例

例	$h$	$f_1$ (Hz)	$\Delta f_1$ (Hz)	$f_s$ (Hz)	$N$	$t_N$ (s)	$\Delta f$ (Hz)
1	3%	0.5	$3.6 \times 10^{-5}$	1000	65536	65.536	$1.5 \times 10^{-2}$
2	20%	10	$3.2 \times 10^{-2}$	100	1024	10.24	$9.8 \times 10^{-2}$

が、実際は支承部の固有振動数は、下部工単体の固有振動数よりも十分大きいと想定される。また、減衰定数を最大で40%まで設定しているが、実際は常時に発揮される減衰定数は数%程度、地震時の非線形化の影響も踏まえても30%程度と考えられる。このような設定をしたのは、本章の目的が提案手法の妥当性検証としているためである。なお、実橋での実測を想定した提案手法の妥当性検証も別途実施している<sup>15)</sup>。

### 3.1 下部工1基の場合

下部工1基の場合について、線形の衝撃加振解析を行い、提案手法で下部工単体の固有振動数を算定することで手法の有効性を検証する(図4)。表2に検討ケースを示す。下部工の質量を1tonと基準化し、質点*i*との質量比  $M_i = m_i/m_1$  を変化させた。また、上部工一支承のばねや下部工のばねの剛性は、それぞれ単体としての固有振動数  $F_i$  を設定し、それらを基に  $k_i = 4\pi^2 m_i F_i^2$  と換算して設定した。減衰行列は剛性比例減衰として算定し、構造全体系1次モードについて減衰定数  $h$  となるように設定した。衝撃加振としては、時刻0.001sに1kNとなり、それ以外の時刻は0の力を質点1(下部工位置)に作用させた。時間刻みは0.001sで60sの解析を実施した。解析結果を分析する際は打撃直後の強制加振状態の影響を除く必要があるため、5s以降の波形に着目して整理した。

応答変位波形、応答変位のフーリエ振幅スペクトル、フーリエ振幅スペクトル比の例として、Case1-3とCase1-5の結果を図5に示す。ここで、フーリエ振幅スペクトルは、

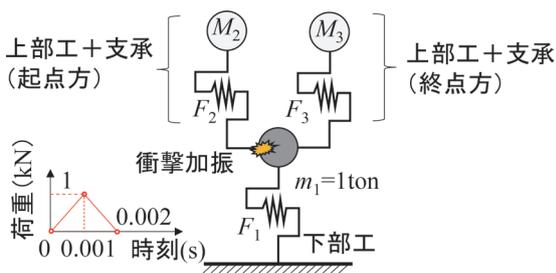


図4 衝撃加振解析のイメージ

表2 検討ケース一覧

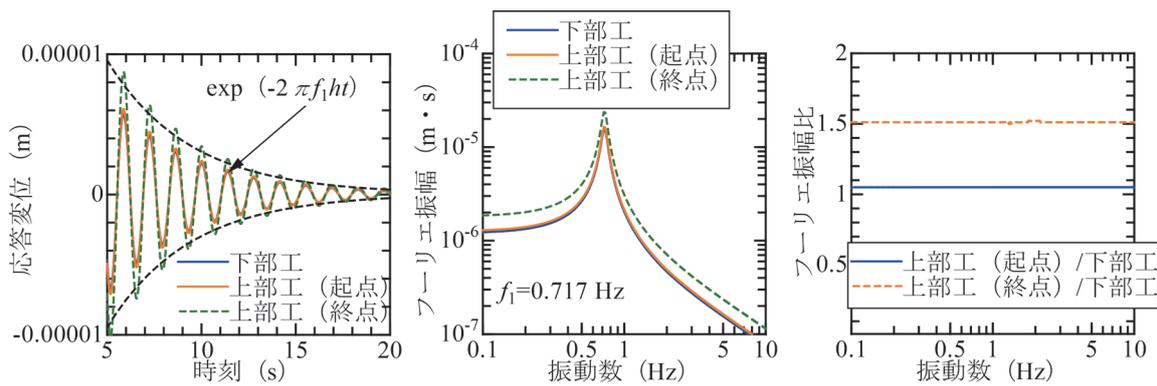
Case	$M_2$	$M_3$	$F_1$ (Hz)	$F_2$ (Hz)	$F_3$ (Hz)	$h$
1-1	1	1	2.0	2.0	2.0	0.05
1-2	2	3	2.0	2.0	2.0	0.05
1-3	2	3	2.0	3.3	1.25	0.05
1-4	2	3	2.0	3.3	1.25	0.1
1-5	2	3	2.0	3.3	1.25	0.3
1-6	2	3	2.0	3.3	1.25	0.5

5s以降の応答変位最大値時点からの減衰波形で算定している。本図より各ケースとも全体1次モードで振動していること、その振動波形は設定した減衰定数の包絡線上を推移することがわかる。この結果を実測データと考えた場合、卓越振動数と減衰定数およびその振動数におけるフーリエ振幅比が判明したことになる。なお、同定したい下部工単体の固有振動数  $F_1$  は2.0Hzであるが、その情報はフーリエ振幅スペクトル等からは判断できないことがわかる。

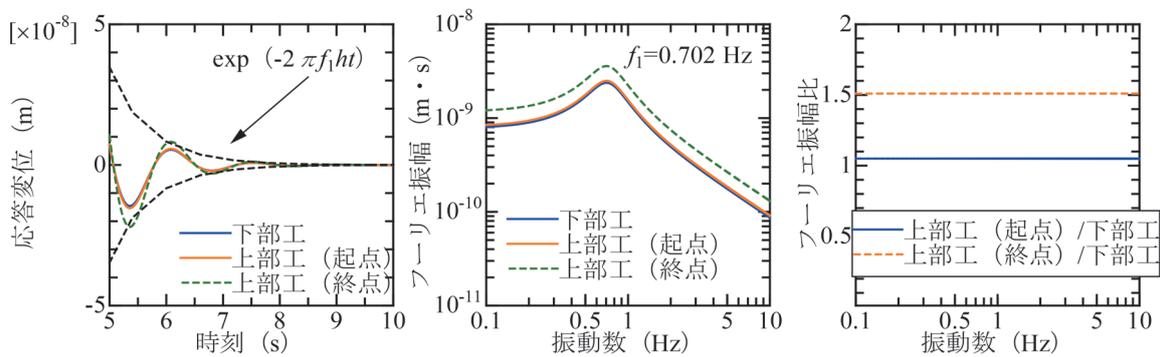
続いて表3にCase1-1~1-6の複素固有値解析で得られる減衰固有振動数  $f_{d1}$ 、非減衰固有振動数  $f_1$  と応答波形のフーリエ振幅スペクトルから得られる卓越振動数  $f$  を示す。また、卓越振動数と減衰定数、フーリエ振幅スペクトル比から式(26)で算定される固有円振動数を固有振動数に変換したものと  $F$ (Hz) と  $F_d$ (Hz) を示す。ここで、 $F$ (Hz) は得られた卓越振動数を非減衰固有振動数と仮定して算定した結果であり、 $F_d$ (Hz) は卓越振動数を減衰固有振動数と仮定して算定した結果である。また、横軸に減衰定数を取り、縦軸に  $F$ (Hz) と  $F_d$ (Hz) を取ったものを図6に示す。なお、図6では表2のケースに加え、減衰定数が1%、3%、20%、40%でその他の条件がCase1-3~1-6と同じとした条件での結果も示す。本表および本図よりCase1-1~1-3(減衰定数5%)の場合、 $f_1$  と  $f_{d1}$  がほぼ一致し、このとき  $F$ (Hz) と  $F_d$ (Hz) とともに設定値(2.0Hz)を高い精度で同定できていることがわかる。一方で、減衰定数の増加とともに、下部工単体の固有振動数の同定精度は低下する傾向にあり、特に減衰を考慮しない算定法だと乖離が大きい。これは、Case1-3~1-6について減衰定数が増加するとともに、 $f_1$  と  $f_{d1}$  が乖離するためである(表3)。但し、減衰定数30%程度までであれば、非減衰の算定法であっても十分正確値(2.0Hz)に近い結果を推定できていることがわかる。減衰定数30%というのは鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)<sup>12)</sup>に記載の地盤ばねに与える減衰定数の目安値(15~30%)から考えても比較的大きな値といえるため、実用上は卓越振動数を非減衰固有振動数とみなして算定しても問題ないと言える。

### 3.2 下部工が2基以上の場合

下部工が2基以上の場合、全体系の高次モードが必要となるため、衝撃加振解析では高次モードを励起させることは難しい。本検討では、式(26)の妥当性を数値解析的に検証することが目的であるため、前節のような衝撃加振の結果を用いるのではなく、固有値解析によって妥当性を検証することとした。実構造物を対象とした場合には、常時微動観測等の結果を基にFDD法<sup>14)</sup>などを適用することで、全体系の固有振動数、固有モードを得ることができる<sup>16)</sup>。検討対象としたばねマスモデルのパラメータを表4に示す。下部工3基の7自由度モデル



(a) Case1-3



(b) Case1-5

図5 応答解析結果の例（左：応答変位波形，中：フーリエ振幅スペクトル，右：フーリエ振幅スペクトル比）

表3 全体系および下部工単体の固有振動数（下部工1基）

Case	$f_1$ (Hz)	$f_{d1}$ (Hz)	$f$ (Hz)	$F$ (Hz)	$F_d$ (Hz)
1-1	1.035	1.034	1.038	2.004	2.007
1-2	0.764	0.763	0.763	1.997	2.000
1-3	0.725	0.724	0.717	1.979	1.982
1-4	0.725	0.721	0.717	1.979	1.989
1-5	0.725	0.691	0.702	1.937	2.031
1-6	0.725	0.628	0.626	1.727	1.994

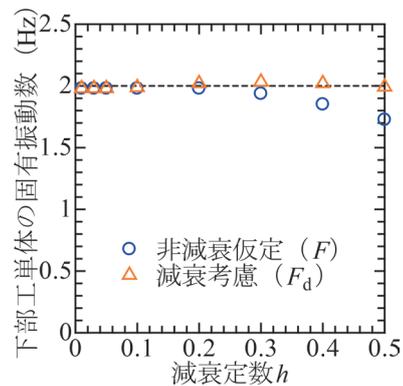


図6 減衰定数と同定される下部工単体の固有振動数の関係

表4 固有値解析の検討ケース

Case	$M_2$	$M_3$	$M_4$	$M_5$	$M_6$	$M_7$	$F_1$	$F_2$	$F_3$	$F_4$	$F_5$	$F_6$	$F_7$
2-1	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	2.0Hz	2.0Hz	2.0Hz	2.0Hz	2.0Hz	2.0Hz	2.0Hz
2-2	1.5	2.0	2.5	0.5	0.75	1.25	2.0Hz	2.0Hz	2.0Hz	2.0Hz	2.0Hz	2.0Hz	2.0Hz
2-3	1.5	2.0	2.5	0.5	0.75	1.25	2.0Hz	1.25Hz	3.3Hz	5.0Hz	10.0Hz	2.5Hz	1.67Hz

(図7)で3ケース設定した。質量や剛性の設定法は前節と同様である。ここで、算定に必要な非減衰固有振動数および固有モードは実固有値解析で取得できるため、本モデルでは減衰に関する設定は行っていない。

次に、Case2-1~2-3の1~3次の固有振動数 $f$ 、有効質量比を表5に示し、Case2-3の固有モード図を図8に示す。上記のモード図を見ると、1~3次モードは全て下部工1~3の振幅比が異なることがわかり、これらを用いることで下部工単体の固有振動数を算定できる可能性がある。なお、各モードの固有振動数からは下部工単体の固有振動数を判断できないことがわかる。

各ケースの1~3次モードを活用し、式(26)により算定した下部工単体の固有振動数を図9に示す。図にはモデルに設定した正解値も併せて示すが、各ケース、各下部工単体の固有振動数が正確に算定できていることがわ

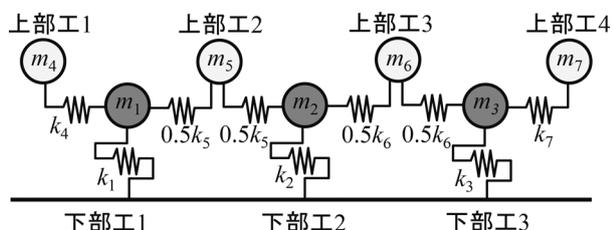


図7 検討対象モデル (下部工3基)

表5 固有値解析結果

Case	モード	固有振動数 (Hz)	有効質量比
2-1	1次	1.15	0.96
	2次	1.27	0.00
	3次	1.71	0.01
2-2	1次	0.99	0.47
	2次	1.34	0.43
	3次	1.72	0.03
2-3	1次	1.12	0.71
	2次	1.53	0.16
	3次	2.37	0.02

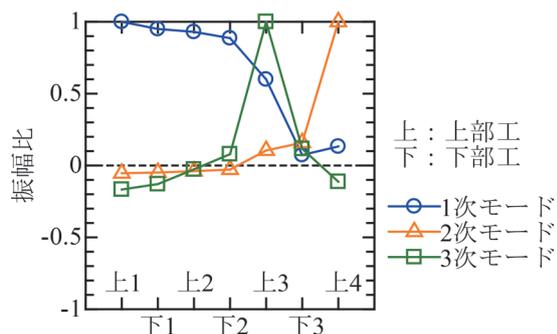
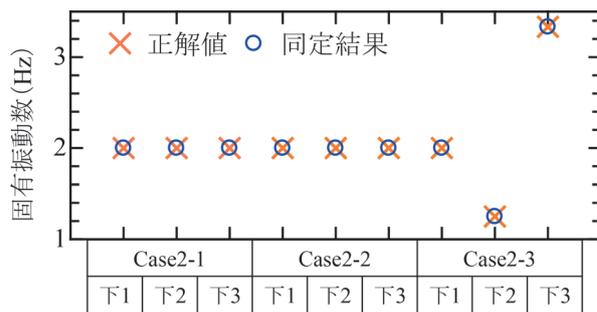


図8 固有モードの例 (Case2-3)



※下：下部工

図9 下部工単体の固有振動数の同定結果(下部工3基)

かる。以上より、複数の構造物が連続する橋りょう・高架橋群においても、複数の全体系の固有振動数および固有モードが取得できれば、提案手法により下部工単体の固有振動数を算定できることが示された。

#### 4. まとめ

本稿では上部工、支承を介して複数の下部工が連続した橋りょう・高架橋群をばねマスモデルで表現し、振動計測等で得られるデータから下部工単体の剛性に直接関係する単体の固有振動数を同定する手法を開発した。そして、数値解析により同定手法の妥当性を検証した。得られた知見を下記に示す。

- ・ $n$ 基の下部工の系について、全体系に関する $n$ 個の非減衰固有振動数および固有モードを用いて各下部工単体の固有振動数を算定できることを理論的に証明した。
- ・一般解として得られた理論式の妥当性を検証するため、下部工1基の場合や3基の場合を例にとり、線形の衝撃加振解析や固有値解析の結果を基に提案手法を適用した。その結果、下部工単体の固有振動数を高精度に同定できることを示した。
- ・鉄道橋りょう・高架橋で想定される減衰定数の範囲であれば、応答波形の卓越振動数と非減衰固有振動数はほぼ同一であるため、実用上は応答波形の卓越振動数を利用して提案手法を適用できることを示した。

なお、紙面の都合で記載を省略したが、データに誤差が含まれている場合の同定精度に与える影響評価<sup>11)</sup>および実橋での実測を想定した提案手法の妥当性検証<sup>15)</sup>も別途実施している。

#### 文献

- 1) 中島章典, 中野喜代美, 中村晋: 常時微動に基づく独立橋脚および橋梁完成系の振動特性の把握, 構造工学論文集 Vol.56A, pp.305-314, 2010
- 2) 徳永宗正, 曾我部正道, 谷村幸裕, 小野潔: 常時微動測定に

- 基づく鉄道高架橋の等価固有周期の推定手法, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.71, No.1, pp.72-86, 2015
- 3) 西村昭彦, 棚村史郎: 既設橋梁橋脚の健全度判定法に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.3, No.8, pp.41-49, 1989
  - 4) 西村昭彦: ラーメン高架橋の健全度評価法の研究, 鉄道総研報告, Vol.4, No.9, pp.14-21, 1990
  - 5) 斎藤知生: モード解析型多入力多出力 ARX モデルを用いた高層建物のシステム同定, 日本建築学会構造系論文集, 第 508 号, pp.47-54, 1998
  - 6) 佐藤忠信, 菊川雅士: 非線形構造システム方程式の線形同定法, 土木学会論文集 No.584/I-42, pp.175-184, 1998
  - 7) 池田芳樹, 花房広哉: 地震観測に基づく曲げせん断型建物モデルの剛性の直接同定法, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 卷, 第 705 号, pp.1601-1611, 2014
  - 8) Nakamura, T. and Yamane, T., "Optimum design and earthquake-response constrained design of elastic shear buildings," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.14, pp.797-815, 1986.
  - 9) Udawadia, F.E., D.K. Sharma and P.C. Shah, "Uniqueness of Damping and Stiffness Distributions in the Identification of Soil and Structural Systems," *Journal of Applied Mechanics*, Vol.45, pp.181-187, 1978.
  - 10) 中村充, 竹脇出, 安井譲, 上谷宏二: 限定された地震観測記録を用いた建築物の剛性と減衰の同時同定, 日本建築学会構造系論文集, 第 528 号, pp.75-82, 2000
  - 11) 和田一範, 坂井公俊: 橋梁・高架橋群における下部工単体の固有振動数同定法の提案, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.77, No.2, pp.I\_25-I\_34, 2021
  - 12) 国土交通省監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善出版, 2012
  - 13) 国土交通省監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善, 1999
  - 14) Brincker, R., Zhang, L. and Anderson, P., "Modal Identification from Ambient Response using Frequency Domain Decomposition," *Proceedings of 18 th International Modal Analysis Conference*, pp.625-630, 2000.
  - 15) 和田一範, 坂井公俊: 橋梁・高架橋群における下部工単体の固有振動数同定法の解析的検証, 土木学会 第 24 回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集, pp.77-82, 2021
  - 16) Chen, P.Y., Iiyama, K., Morikawa, H., Sakai, K., and Kitamura, H., "A Study on Modal Characteristic of Elevated Bridge in Different Construction Stage," *The 39 th JSCE Earthquake Engineering Symposium*, 2019.



# レール削正による脱炭層除去が及ぼす 微小き裂形成の抑制効果

兼松 義一\* 上東 直孝\* 松井 元英\*\* 西村 英典\*

Effect of Decarburisation Layer Removal by Rail Grinding on Reduction of Microcrack Formation

Yoshikazu KANEMATSU Naotaka UEHIGASHI Motohide MATSUI Hidenori NISHIMURA

This study aims to understand the effect of decarburisation on microcrack formation on rails using a twin-disc test and an on-site (laying) test. Test pieces with and without decarburisation were compared under the same test conditions using a twin-disk test. The results show that decarburisation affects the formation of microcracks and a plastic flow. Furthermore, we investigated the decarburisation effect on the microcrack formation using test pieces taken from actual tracks. The comparison between the test pieces with and without a decarburized layer showed that the crack density of rails on the unground was 2.7-5.7 times higher than that of rails ground at a cumulative tonnage of 23 MGT.

キーワード：レール，レール削正，脱炭層，微小き裂，二円筒試験，敷設試験

## 1. はじめに

鉄道レールが果たす主たる役割は、車両を安全かつ円滑に走行させることにあり、レールは鉄道を構成する重要な部材のひとつといえる。レールを使用し続ける上で問題の一つに転がり接触疲労損傷の一種であるシェリングがある。シェリングは、車輪との繰り返し接触によってレール表層に微小き裂が形成され、一部のき裂が進展することにより生じると考えられている<sup>1)2)</sup>。また、シェリングは進展し続けるとレールの破断に至る場合がある。そのため、レールの検査や交換が行われており、鉄道の維持のためのコストの一部を占めている。また、シェリングの予防のために、レール削正が行われている<sup>3)4)</sup>。

レールにおいては、製造過程の大気中での加熱によって、空気中の酸素が鋼中の炭素と化合してガスとなって飛散し、鋼の表面の炭素濃度が低下する「脱炭」が生じる。表面部で脱炭が生じて炭素量が低下した部分は「脱炭層」と呼ばれ、この脱炭層は機械的性質が低下することが知られている。脱炭層の厚さは、主に加熱炉内の雰囲気を含む多くの要因に依存する<sup>5)</sup>。

脱炭層がき裂に及ぼす影響に関する研究事例として、二円筒試験によって転がり接触疲労に及ぼす脱炭層の影響に関する研究が実施されている<sup>6)7)</sup>。これらの室内試験による研究では、脱炭層によって摩耗が促進されること、最大せん断応力が発生する深さに比べて脱炭層が浅いため転がり接触疲労への影響は小さいことなどが報告

されている。ただし、これらはすべり率1~4.5%を採用しており、曲線外軌のきしみ割れが対象と考えられ、直線区間のシェリングには適用できない。また、一定期間使用されたレールの評価を実施した研究<sup>8)9)</sup>では、転がり接触による加工硬化が生じた部分の金属組織解析によって、初析フェライト相（脱炭層の強度低下層と同じ金属組織）に強いひずみが生じていることや、脱炭層の深さからレール削正量を検討した結果が示されている。しかし、これらの研究では、レール削正によって脱炭層が除去された場合の転がり接触疲労に及ぼす効果については確認されていない。

そこで本研究では、レール表層の脱炭層の有無が微小な疲労き裂（微小き裂）発生に及ぼす影響を把握することを目的とし、①国内製造の新品レールに形成された脱炭層の調査により脱炭層の傾向を把握すること、②室内試験機を用いて微小き裂の形成に対する脱炭層の影響の確認を行うこと、③脱炭層深さが既知のレールを敷設し、一部区間をレール削正で脱炭層を除去し、それぞれのレールについて微小き裂の形成頻度を調査すること、の3点を実施した。

## 2. 新品レールの脱炭層形成状態の把握

### 2.1 調査対象および調査方法

新品未使用の50kgNレール18本および60kgレール10本を調査対象とした。なお、調査対象のレールは普通レールである。

脱炭層の有無を確認するために、金属組織観察を実施した。脱炭層の深さの評価は、ISO5003「43kg/m以上

\* 材料技術研究部 摩擦材料研究室

\*\* 材料技術研究部

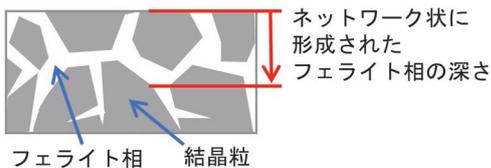
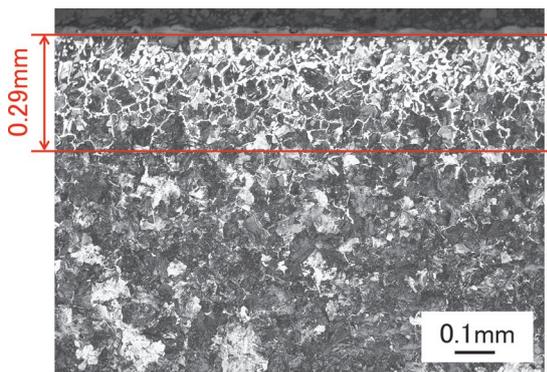


図1 新品レールの平均的な脱炭層深さおよびフェライトネットワークの模式図

の平底レール<sup>10)</sup>に規定される方法に準拠した。観察断面はレール長手方向断面，レール幅方向の観察位置はレール頭部幅中心とした。観察断面を鏡面研磨し，金属組織現出のために5% ナイタルで腐食した後で組織写真を撮影した。また，脱炭層深さは，脱炭によって形成されたフェライト相が結晶粒界にネットワーク状（以降，フェライトネットワークと称す）に形成されている深さまでを脱炭層深さとして計測した。

## 2.2 調査結果

調査対象レール 28 本の調査を行った結果，新品未使用レールには概ね 0.14~0.45mm 程度の脱炭層が形成されており，最大で 0.76mm の脱炭層が形成されていた。脱炭層深さの平均値は 0.29mm，標準偏差は 0.14mm であった。なお，レールの JIS 規格（JIS E 1101）には脱炭層に関する具体的な規定はない。図 1 に今回調査した平均的な脱炭層深さを持つレールの金属組織写真の例を示す。

## 3. 室内試験による脱炭層の微小き裂形成に及ぼす影響確認

### 3.1 西原式二円筒試験機

西原式二円筒試験機の概要を図 2 に示す。歯車を用いて二つの円筒試験片を異なる速度で回転させ，円筒面同士を押し当て，すべり接触状態における摩耗特性や耐損傷性等を把握する試験機である。荷重はばね機構により負荷し，面圧は 500~2,000MPa，すべり率は歯車により 0%~9% まで選択できる。回転速度は最高 2,000rpm である。試験環境は水・油の滴下が可能である。

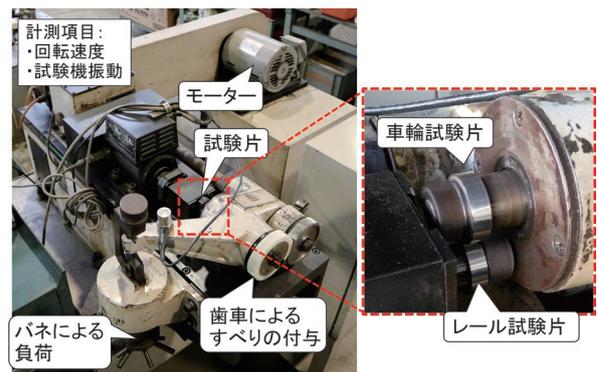


図2 西原式二円筒試験機

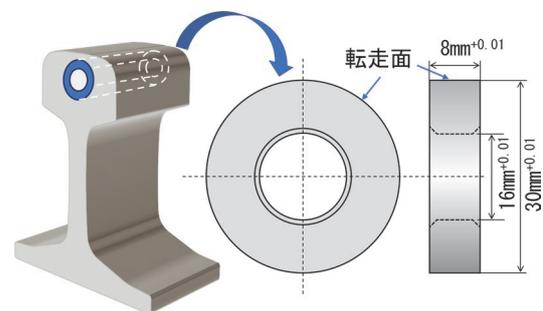


図3 試験片採取位置および試験片形状

### 3.2 試験片採取位置

試験に供するレール側の円筒試験片は，脱炭層なしの試験片と，脱炭層を付与した脱炭層ありの試験片の 2 種類とし，ともにレール頭部から採取した。レール試験片の採取位置を図 3 に示す。脱炭層を付与した試験片は，レールから中空円筒形状の試験片素材を採取し，次節に記す熱処理後，試験片形状に加工した。

### 3.3 脱炭層付与のための熱処理

脱炭層ありの試験片は，中空円筒形状の試験片素材採取後に，脱炭層を付与するため熱処理を実施することにより作成した。加熱炉の炉内温度を 1,000℃ に調整し，大気雰囲気加熱炉内で 4 時間経過後に空冷した。熱処理後，試験片形状に仕上げた試験片の金属組織の写真の一例を図 4 に示す。脱炭層の深さは，試験片を 90 度ずつ回転させた 4 箇所ので平均で 0.13mm であった。前章の新品未使用レールの脱炭層を調査した結果，平均で 0.29mm 程度であったため，本試験片の脱炭層は新品未使用レールと比較して浅い。

試験片転走面表層から深さ方向の硬さ分布を図 5 に示す。硬さは脱炭の影響で約 0.4mm~0.6mm 深さ程度まで低減していた。なお，試験片の脱炭によって形成されたフェライト相の深さ（全脱炭層深さ<sup>11)</sup>）は，図 4 に示す ISO5003 で規定されるフェライトネットワークの深さよりも深く，その影響が硬さ分布に影響している可能

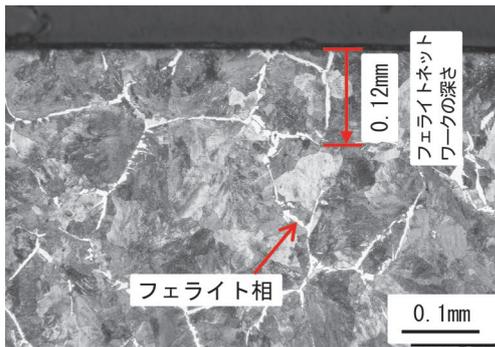


図4 熱処理後の試験片表層の金属組織写真

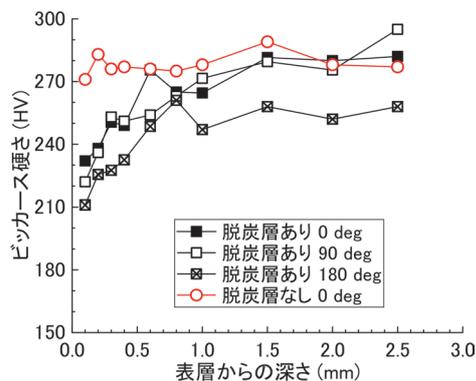


図5 試験片転走面表層からの硬さ分布

性が考えられる。また、深さ0.6mmよりも深い位置では、レール母材の硬さ値（約260～270HV）と同等であった。

### 3.4 試験方法

試験条件のひとつであるすべり率に関するこれまでの知見では、すべり率を0%とした場合には試験片にき裂が生じにくいことが分かっている。試験の目的である脱炭層と微小き裂形成の関係を把握するためには、すべりを付与することが必要である。そこで、設定できる最小のすべり率である0.5%(車輪試験片が速く回る)で試験を実施した。また、面圧900MPa、回転速度1,000rpm、大気乾燥状態とし、回転数が10万回時点で試験を終了とした。試験前と試験後の試験片質量変化を摩耗量として整理した。

### 3.5 試験結果

表1に、試験に供した試験片の摩耗量の測定結果を示す。脱炭層ありの試験片は脱炭層なしの試験片と比較すると、摩耗量は2倍以上であるが、絶対値としては小さいため、明瞭な差は認めにくいものの、脱炭層がある試験片の方が摩耗量が多い結果であった。

つぎにレール試験片の転走面中央位置で試験片を輪切り状に切断し、走査型電子顕微鏡を使用して観察した。図6に試験片の転走面断面の観察例を示す。試験片の転

表1 各試験片の摩耗量

試験片の種類	摩耗量
脱炭層無し	0.05 g
脱炭層有り	0.12 g

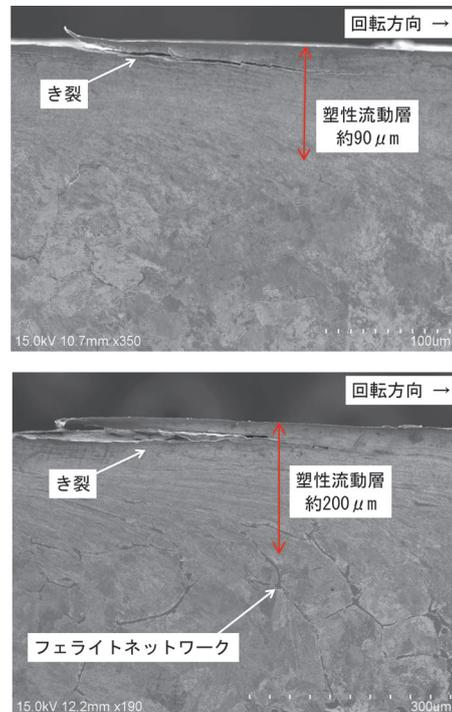


図6 試験後の試験片表層の金属組織写真  
(上段：脱炭層無し、下段：脱炭層有り)

表2 試験後のき裂および塑性流動層の形成状況

試験片	き裂 個数 (個)	き裂 密度 (個/mm)	平均 き裂 長さ (μm)	塑性流動層 の深さ (μm)
脱炭層 なし	85	0.90	240.5	94.0
脱炭層 あり	117	1.24	236.7	200.3

走面表層には試験片の脱炭層の有無によらず、き裂が形成されていた。また、転走面表層付近には塑性流動層が形成され、き裂はこの塑性流動層内で進展していた。

脱炭層なしの試験片および脱炭層ありの試験片の両方の転走面付近の断面で見られたき裂について、その断面円周方向のき裂の個数を計測し、試験片円周長さに対するき裂の本数をき裂の密度として算出した。また、き裂それぞれの長さを測定した上でその平均を算出した。あわせて、き裂先端の表層（転走面）からの深さを測定し、その平均を算出した。結果を表2に示す。

脱炭層ありの試験片は、脱炭層なしの試験片と比較して、き裂密度が高く、塑性流動層の深さが脱炭層なしの試験片より深かった。一方で、き裂長さは、脱炭層の有無による顕著な差異は認められなかった。

#### 4. 敷設試験による脱炭層の微小き裂形成に及ぼす影響確認

##### 4.1 調査方法

脱炭層深さの異なるレールについて、一定通過トン数毎に部分レール交換を実施し、微小なき裂の形成状況を調査した。

新品レール交換時に発生する端材レールについて金属組織観察を行い、交換箇所の中でレールの脱炭層深さを予め把握した区間を追跡調査箇所として選定した。当該レールについて、0.1~0.5億トン程度の累積通過トン数で部分レール交換を行い、脱炭層深さと通過トン数および形成される微小き裂形成の関係を把握する調査を行った。また、調査区間の一部については、1頭式レール削正機によってレール頭頂面を十分削正し、脱炭層がない区間として準備した。

図7にレールの交換およびレール削正の概要図を示す。選定した調査箇所の軌道条件は、車輪とのすべり接触によって生じる白色層が重畳することを避けるため、直線区間・駅間とした。今回の調査では、複線区間で同様の条件の2線区（上り線・下り線と呼ぶ）について調

査を実施した。この2線区について、次の段取りで、レール交換およびレール削正を実施した。

段階Ⅰ：既存レール（脱炭層深さ0.31mm）の一部に新品レール（脱炭層深さ0.42mm）を敷設した。

その際、既存レールの端材を記号Aとした。

段階Ⅱ：新品レール敷設後2週間の時点で、新品レールの一部に対して一頭式レール削正機でレール頭頂面を約0.8mm削正し、脱炭層を除去した。

段階Ⅲ：新品レール敷設から12ヶ月後（通トン数0.23億トン加算）に、新たにレール交換（脱炭層深さ0.28mm）を実施し、その際、記号B、記号C、記号Dのレールを交換した。

段階Ⅳ：新品レール敷設後18ヶ月後（通トン数0.11億トン加算）に、記号E、記号F、記号Gのレールを交換した。

なお、金属組織観察ではフェライトネットワークの深さによって脱炭層の深さは評価できるが、レール表層からの脱炭の程度の深さ方向の推移を評価することはできない。そこで、電子線マイクロアナライザー（EPMA）装置を用いて、元素マッピングを行い、レール表層に形成された脱炭層の深さ方向の炭素元素の分布を調査した。調査対象は、敷設試験のレールの中で最も脱炭層が深く形成されていた、調査箇所上り線・記号Cレール（脱炭層深さ0.42mm）とし、レール表層を含む幅4mm×深さ1mm（ビーム径約1μm）をマッピング領域とした。各計測深さの炭素濃度の推移を図8に示す。

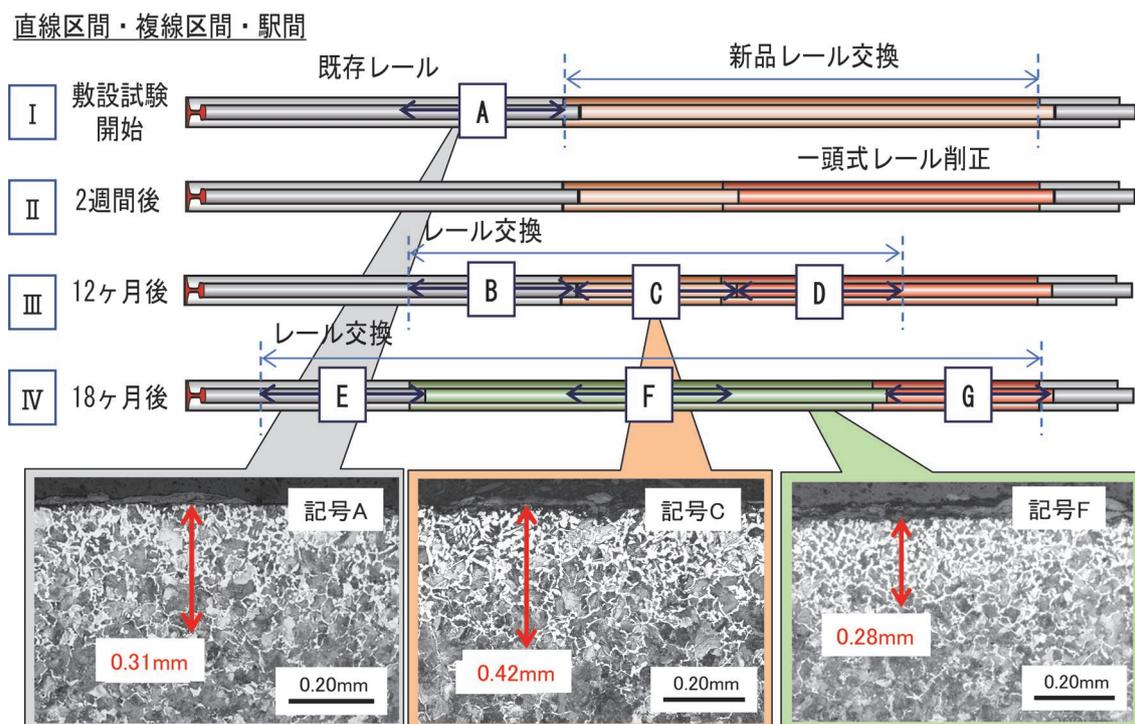


図7 レールの交換およびレール削正の概要図

炭素濃度分布は、レール最表層で0.4%以下と最も低下していた。レールの母材レベルまでの炭素量となるまでの深さは0.6~0.7mm程度であり、金属組織観察で評価した脱炭層深さ、すなわちフェライトネットワーク深さよりも深くまで脱炭の影響が見られた。

#### 4.2 敷設試験結果

レール交換された各レールについて金属組織観察を行い、き裂の形成状態について材料解析を行って確認した。図9に観察したき裂の写真（上段）および同き裂形成箇所5%ナイトールによる腐食後の写真（下段）の代表

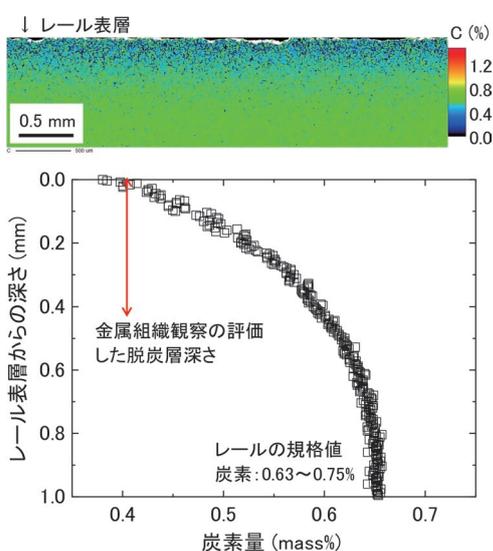


図8 試験線区：上り線・記号Cレールの新品時の炭素濃度分布

例を示す。表3および表4に調査線区・上り線および下り線のレールの脱炭層深さ、削正履歴、通過トン数、微小き裂形成の観察結果、金属組織観察で観察された残存脱炭層深さを示す。なお、表中の網掛けは同じ製造ロットのレールであることを意味しており、表記の順番は通過トン数やレール削正履歴で整理した。また、図10には表3および表4から、き裂密度と通過トン数の関係を図示した。削正を行っていないレールには脱炭層が残存し、すべてのレールにき裂が観察されていた。

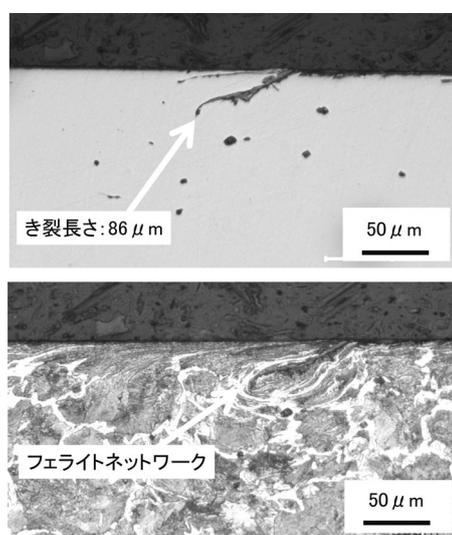


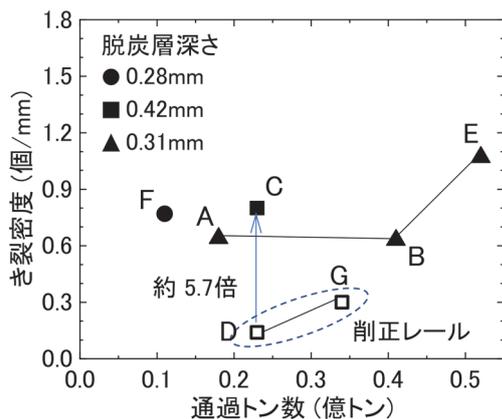
図9 試験線区：上り線・記号Cレールに形成されたき裂（上段）と金属組織写真（下段）

表3 調査レールの脱炭層深さ、削正履歴、通過トン数、微小き裂形成の観察結果（試験箇所：上り線）

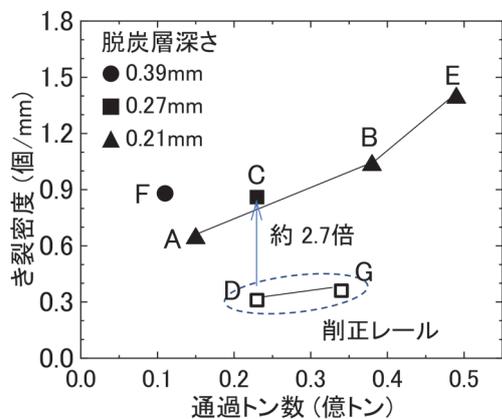
記号	削正履歴	脱炭層深さ (mm)	通トン数 (億トン)	き裂個数 (個)	き裂密度 (個/mm)	き裂長さ (μm)		き裂深さ (μm)		残存脱炭層深さ (mm)
						平均値	最大値	平均値	最大値	
F	無し	0.28	0.11	115	0.77	33.49	46	9.0	21	0.11
A	無し	0.31	0.18	96	0.64	29.53	37	8.0	21	0.20
B	無し	0.31	0.41	95	0.63	44.69	93	9.9	20	0.13
E	無し	0.31	0.52	161	1.07	40.28	86	10.4	29	0.07
D	有り	0	0.23	21	0.14	35.95	52	7.3	14	0.00
C	無し	0.42	0.23	120	0.80	35.48	80	10.1	41	0.18
G	有り	0	0.34	45	0.30	47.51	28	8.7	36	0.00

表4 調査レールの脱炭層深さ、削正履歴、通過トン数、微小き裂形成の観察結果（試験箇所：下り線）

記号	削正履歴	脱炭層深さ (mm)	通トン数 (億トン)	き裂個数 (個)	き裂密度 (個/mm)	き裂長さ (μm)		き裂深さ (μm)		残存脱炭層深さ (mm)
						平均値	最大値	平均値	最大値	
F	無し	0.39	0.11	132	0.88	25.37	82	8.7	17	0.14
A	無し	0.21	0.15	96	0.64	22.69	73	9.0	20	0.12
B	無し	0.21	0.38	154	1.03	35.06	106	9.3	37	0.12
E	無し	0.21	0.49	209	1.39	30.44	131	9.8	20	0.10
D	有り	0	0.23	46	0.31	27.87	76	7.9	15	0.00
C	無し	0.27	0.23	129	0.86	35.12	130	8.9	17	0.10
G	有り	0	0.34	54	0.36	16.35	149	6.4	12	0.00



(a) 調査箇所上り線



(b) 調査箇所下り線

図 10 き裂密度と通過トン数の関係

## 5. 考察

### 5.1 西原式二円筒試験

表 1 に示した西原式二円筒試験の結果より、明瞭な差は認めにくいですが、脱炭層ありの試験片は脱炭層なしの試験片と比較して脱炭層がある試験片の方が摩耗量が多い結果であった。また、塑性流動層の表層からの深さは、脱炭層ありの試験片は脱炭層なしの試験片と比較して深い結果であった。脱炭層はレール母材と比較して相対的に強度が低くなるため、接線力の影響を受けやすいことが考えられる。また、脱炭層ありの試験片は脱炭層なしの試験片と比較して、き裂密度は 1.4 倍程度高かった。

これも塑性流動層内に脱炭層が存在することで、き裂の発生を促した可能性がある。しかし、き裂長さは、脱炭層ありの試験片と脱炭層なしの試験片と比較して顕著な差異は認められなかった。したがって、今回の試験条件においては、形成されるき裂の長さには脱炭層の有無は影響しないと判断できる。

今回、熱処理によって脱炭層を意図的に付与した試験片を用いた二円筒試験の結果から、脱炭によるフェライ

トネットワークの存在により、同じ接線力であっても塑性流動やき裂の形成が増加することが確認された。しかし、二円筒試験では実際の車輪とレールの接触を再現することはできないこと、熱処理を行った試験片においては、実際のレールの脱炭層の深さや、フェライトネットワークの程度とは厳密には同じにできなかったことから、脱炭層の影響については定性的な検討にとどまっている。そこで次節では、敷設試験での脱炭層の影響について考察する。

### 5.2 敷設試験

#### 5.2.1 脱炭層の有無によるき裂の形成

表 3 および表 4 の右端に示すように、削正を実施していないレールはすべて脱炭層が残存しており、き裂近傍には車輪との接触による塑性流動層や脱炭層が存在していた (図 9)。

記号 C と記号 D は、レール製造ロットが同じであるため製造時の脱炭層深さも同じであり、通過トン数も 0.23 億トンと同じである。記号 C は敷設後削正実施箇所、記号 D は削正未実施箇所であることから、両者の比較により脱炭層ありなしの違いを評価することができる。表 3 および表 4、図 10 より調査箇所上り線では脱炭層があるレールのき裂密度は約 5.7 倍、下り線ではき裂密度は約 2.7 倍であった。また、計測した最大き裂長さに着目すると、脱炭層があるレールは脱炭層を除去したレールの最大き裂長さと比較して、上り線では約 1.5 倍、下り線では約 1.7 倍大きい結果であった。先行研究<sup>12)</sup>では、実レールに形成された転がり接触疲労損傷を調査し、き裂の発生起点がパーライト組織中の初析フェライト組織であることを明らかにした報告がなされており、その報告と今回の敷設試験の結果は一致する。今回の敷設試験レールの金属組織観察で観察されたき裂深さは、塑性流動層の深さとほぼ同じであった (図 9)。そのため、シェリングのようにき裂が大きく成長するまでは、今回の敷設試験での通過トン数では確認することができなかった。観察された微小き裂とシェリングの成長については別途検証が必要である。

記号 G は、敷設後レール削正され、その後通過トン数が 0.34 億トン経過したレールである。試験線区 2 箇所の調査箇所のき裂密度は約 0.30 個/mm、0.36 個/mm であった。一方、削正未実施で 0.11 億トン経過時のレール (記号 F) のき裂密度は 0.77 個/mm、0.88 個/mm であり、記号 G は記号 F よりもき裂の形成程度は軽微であった。従って、敷設後の初回レール削正を実施することで、き裂が形成されるまでの通過トン数が長くなると考えられる。しかし、レール削正を実施したレールにも微小き裂が形成されていた。既往研究では、脱炭層ではないが同組織である初析フェライトが転がり接触疲労の起点とな

ることが指摘されている<sup>13)</sup>。今回調査した削正レールのき裂もこれと同様の原因である可能性がある。

この敷設試験では、削正によって脱炭層を除去した。削正したレールと削正していないレールでは、レールの断面形状が異なり、それに伴って車輪との接触状態を全レールで統一することができていないことに留意する必要がある。また、脱炭層深さや程度が異なる場合には、今回確認したき裂の挙動と異なる可能性がある。

### 5.2.2 通過トン数の増加によるき裂の形成

記号 A, B および E は同一レール（既存レール）について、通過トン数が 0.18 億トン、0.41 億トン、0.52 億トン時点のレールであり、これらの比較により通過トン数の増加によるき裂形成の変化を評価することができる。表 3 および表 4、図 10 より通過トン数が 0.5 億トンで、き裂密度が増加する傾向がみられた。

シェリングはレールの経年変化、すなわち通過トン数とともに増加することが報告されている<sup>14)</sup>。今回、調査した範囲では通過トン数が 0.5 億トンに達すると脱炭層に起因する微小き裂が増加することが明らかになった。これらの微小き裂が通過トン数の増加に伴い、シェリングに成長する可能性が考えられる。しかし、微小き裂が形成された後、摩耗との競合によって消滅する可能性も考慮しなければならない。

### 5.2.3 脱炭層深さとき裂の形成

先行研究では脱炭層深さが 0~0.6mm の試験片を用いた二円筒試験の結果、脱炭層深さが増加するにつれてき裂長さが長くなる傾向があることが報告されている<sup>7)</sup>。各調査線区において、3つの脱炭層深さが異なるレールが存在する。調査箇所上り線では、0.28mm、0.31mm、0.42mm 深さであるが、図 10 よりこれらのレールにおけるき裂密度には顕著な差は認められなかった。

### 5.3 微小き裂のシェリングへの進展と削正の影響

転がり接触疲労き裂の進展には、輪重変動・軌道の不規則性<sup>15)</sup> や、レールの残留応力<sup>16)</sup>、き裂内部に水などの流体が存在する場合にはき裂が進展しやすくなる<sup>17)</sup> などいくつかの要因が関連することが多数報告されている。本研究で分析した範囲では、脱炭層を有するレールの方が多くき裂が形成されていた。これらのき裂が進展・伝播する可能性は上述の要因等に関係すると考えられる。そのため、今回調査した微小き裂が直接シェリングに成長するか確認することはできないが、シェリングの初期となりうる微小き裂と脱炭層の関係を把握することができたと考える。

また、観察されたき裂の深さはすべて 0.1mm 以下であったこと、図 8 より脱炭による炭素低減は表層から約 0.3mm 程度までの範囲で顕著であることから、累積通過トン数 0.5 億トンで 0.3mm の削正が実施されれば、こ

れらのき裂および脱炭層は概ね除去できると考えられる。

他方、0.5 億トン以下でのシェリング発生<sup>18)</sup> や、敷設から 0.5 億トン以上経過後に削正した場合にはシェリングの発生傾向が高いことが報告<sup>19)</sup> されていることから、レール敷設後の初回のレール削正効果が高い可能性が考えられる。なお、文献で報告されたシェリングが白色層に起因したものであるかは定かではない。今回調査した 0.5 億トン以下のレールの材料解析結果では、脱炭層の影響でき裂の密度や最大き裂長さが大きくなる傾向があることから、削正車の運用や削正コスト等を考慮する必要があるものの、0.5 億トン未満でのレール削正はシェリングとなるき裂を低減させる可能性があると考えられる。

## 6. まとめ

レール表面の脱炭層がき裂発生に及ぼす影響を明らかにするため、レールに形成された脱炭層の状態を調べ、二円筒試験機を用いてレールの微小き裂に及ぼす影響を調査した。また、敷設試験により、脱炭層とき裂形成の影響を確認した。

- (1) 新品未使用レール 28 本の平均脱炭深さは 0.29mm であり、標準偏差は 0.14mm であった。
- (2) 二円筒試験の結果、脱炭層を有する試験片は、脱炭層を有さない試験片に比べ、摩耗量がやや多く、塑性流動層が深くなっていることがわかった。また、き裂密度も 1.4 倍に増加した。脱炭層はレール母材に比べ強度が低いため、接線力の影響を受けやすいことを基礎的に把握した。
- (3) 敷設試験において、累積通過トン数 0.23 億トンの未削正レール（脱炭層あり）と削正レール（脱炭層なし）を比較すると、脱炭層ありのレールは脱炭層を除去したレールに比べ、き裂密度が約 2.7~5.7 倍、最大き裂長が約 1.5~1.7 倍大きくなっていた。
- (4) レール敷設直後にレール削正を施し、その後通過トン数 0.34 億トンに達したレールのき裂密度は、2箇所の調査地点で約 0.30 および 0.36 個/mm であった。これは 0.11 億トンに達した削正未実施のレール（脱炭層あり）よりもき裂の発生は少なかった。レール削正により脱炭層を除去することで、微小き裂の進展が効果的に抑制されると考えられる。
- (5) 観察されたき裂の深さはすべて 0.1mm 以下であったこと、脱炭による炭素低減は表層から約 0.3mm 程度が顕著であることから、累積通過トン数 0.5 億トンで 0.3mm の削正が実施されれば、これらのき裂および脱炭層は概ね除去できると考えられる。
- (6) 今回調査した 0.5 億トン以下のレールの解析結果

では、脱炭層の影響でき裂の密度や最大き裂長さが大きくなる傾向があることから、削正車の運用や削正コスト等を考慮する必要があるものの、0.5億トン未満でのレール削正はシェリングとなるき裂を低減させる可能性があると考えられる。

この論文は、Elsevierの許可を得て、Wear, Volumes 504-505, Yoshikazu Kanematsu, Naotaka Uehigashi, Motohide Matsui, Shoji Noguchi, Influence of a decarburised layer on the formation of microcracks in railway rails: On-site investigation and twin-disc study, 204427, 2022年より転載した。

## 文献

- 1) M. Steenbergen, R. Dollevoet, "On the mechanism of squat formation on train rails-part I: origination," International Journal of Fatigue, 47, 2013.
- 2) Grassie SL, "Squats and squat-type defects in rails: the understanding to date," Proc Inst Mech Eng F: J Rail Rapid Transit, 2011.
- 3) Kunihiro Kondo, "Cause, increase, diagnosis, countermeasures and elimination of Shinkansen shelling," Wear, 191, 1-2, 1996.
- 4) Makoto Ishida, Noritsugu Abe, Takuya Moto, "The effect of preventive grinding on rail surface shellings," Quarterly Report of RTRI, 39, 3, 1998.
- 5) G.F. Vander Voort, "Understanding and measuring decarburisation," Advanced Material and Processes, 2015.
- 6) R.I. Carroll, J.H. Beynon, "Decarburisation and rolling contact fatigue of a rail steel," Wear, 260, 2006.
- 7) X.J. Zhao, J. Guo, H.Y. Wang, Z.F. Wen, Q.Y. Liu, G.T. Zhao, W.J. Wang, "Effects of decarburisation on the wear resistance and damage mechanisms of rail steels subject to contact fatigue," Wear, 364-365, 2016.
- 8) S. Pal, W.J.T. Daniel, M. Farjoo, "Early stages of rails squat formation and the role of a white etching layer," Int. J. Fatigue, 52, 2013.
- 9) R.I. Carroll, J.H. Beynon, "Rolling contact fatigue of white etching layer: Part 1 crack morphology," Wear, 262, 2007.
- 10) ISO 5003, "Flat bottom (Vignole) railway rails 43 kg/m and above," 2016.
- 11) ISO 3887, "Steels - Determination of the depth of decarburisation," 2017.
- 12) H.C. Eden, J.E. Garnham, C.L. Davis, "Influential microstructural changes on rolling contact fatigue crack initiation in pearlitic rail steels," Materials Science and Technology, 21, 6, 2005.
- 13) Richard Stock, Wilhelm Kubin, Werner Daves, Klaus Six, "Advanced maintenance strategies for improved squat mitigation," Wear, 436, 2019
- 14) Yousif Muhamedsalih, Samuel Hawksbee, Gareth Tucker, Julian Stow, Mark Burstow, "Squats on the Great Britain rail network: Possible root causes and research recommendations," International Journal of Fatigue, 149, 2021.
- 15) Robin Andersson, Peter T. Torstensson, Elena Kabo, Fredrik Larsson, Anders Ekberg, "Integrated analysis of dynamic vehicle-track interaction and plasticity induced damage in the presence of squat defects," Wear, 366-367, 2016.
- 16) B. Trollé, M.C. Baietto, A. Gravouil, S.H. Mai, T.M.L. Nguyen-Tajanb, "XFEM Crack Propagation Under Rolling Contact Fatigue," Procedia Engineering, Volume 66, 2013.
- 17) Stanisław Bogdański, "Quasi-static and dynamic liquid solid interaction in 3D squat-type cracks," Wear, 314, 1-2, 2014.
- 18) 山根寛史, 今西進也, 辰己新太郎: レールシェリング傷の発生傾向分析について, Track Engineering Report, Vol.2, 2014
- 19) 後藤耕平: レール初期削正によるシェリング抑制効果に関する研究, 土木学会第72回年次学術講演会, 2017

# 非金属材料を主材料としたレール締結装置の開発と性能評価

松尾 淳史\* 弟子丸 将\* 栞田 吉弘\*\* 鈴木 実\*\*

## Development and Performance Evaluation of Rail Fastening System Using Non-metallic Materials Applied to Its Main Components

Atsushi MATSUO Tadashi DESHIMARU Yoshihiro MASUDA Minoru SUZUKI

A function of rail fastening systems is to fasten rails to supporting structures such as sleepers. In addition to the fastening function, rail fastening systems are designed to provide a certain level of electrical insulation to prevent rail current from leaking through the supporting structures to the earth. Despite this, some cases have been reported where the electrical insulation of rail fastening systems has deteriorated in some installation environments, resulting in transport disturbances such as ground faults and short circuits. Thus, we studied the applicability of resin materials to the rail fastening components to prevent the reduction of the electrical insulation. Based on the results of this study, we produced a prototype of a rail fastening system using resin components and evaluated its performance. In order to evaluate the performance of the prototype, design reference values were proposed to reflect the influence of the installation environment on the material strength. The performance evaluation of the prototype based on the proposed value confirms that the prototype has the performance to be installed on a conventional rail track.

キーワード：レール締結装置，CFRP，FRTP，GFRP，性能確認試験

## 1. はじめに

レール締結装置は、まくらぎや軌道スラブといった支承体上にレールを固定するための軌道部材であると同時に、レールに流れる信号電流および帰線電流が支承体に漏れ出ることを防止するためにレールと支承体間で一定の電気絶縁性を確保する構造となっている。一方で、営業線に敷設されているレール締結装置の中には、飛来物や湿潤環境下での塵埃の堆積等の影響により電気絶縁性が低下するものがあり、これらを原因として鋼桁とレールの間で地絡が生じ、火災や発煙事象につながり、大きな輸送障害に至った事例も報告されている。これらの課題を解決する手段として、塵埃の堆積する環境下でも所定の電気絶縁性を確保可能なレール締結装置の開発が考えられる。

また、現在実用に供しているレール締結装置の構成部材のうち締結ばね、図1中に示すタイプレートや図2中に示す横圧受金具などの列車からレールを介して伝達する荷重を負担する主要な部材は耐久性や加工性に優れた金属材料を適用しているため、電気絶縁性には劣る。それに対し、非金属材料は電気絶縁性の確保に必要な箇所限定して適用するに留まっていることから、主要な部材に非金属材料を適用することで、塵埃の堆積する環

境下でも電気絶縁性の低下の回避が期待できる。一方、これまでレール締結装置の主たる構成部材に非金属材料を適用した事例は少ないため、非金属部材の荷重を負担するための最適な構造や外的な作用に対する評価手法に関する知見がほぼない状況であった。

以上の背景を踏まえ、レール締結装置の電気絶縁性に起因する輸送障害の発生リスクの大幅な低減を目的として、非金属材料を主材料としたレール締結装置の実現可能性を検証した。本稿では、レール締結装置の主要な構成部材への非金属材料の適用性検討と、検討結果を踏まえて試作したレール締結装置の性能確認試験を実施したので報告する。

## 2. 検討対象とするレール締結装置の構成

### 2.1 検討対象とするレール締結装置種別の選定

非金属材料の適用性の検討は、既存のレール締結装置の構成部材を非金属材料に置き換えることを前提として実施した。今回、検討の対象とする基本構造として、直

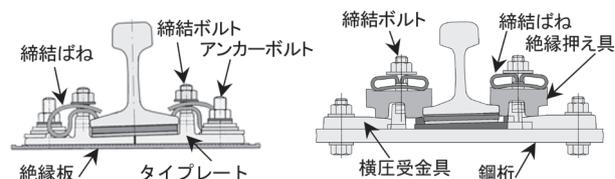


図1 直結8形  
レール締結装置

図2 鋼直5形  
レール締結装置

\* 軌道技術研究部 軌道構造研究室

\*\* 材料技術研究部 防振材料研究室

結8形レール締結装置(図1)を選定した。選定理由は、①電気絶縁性が求められている直結系軌道用レール締結装置の代表的な種別である。②レールとアンカーボルト締結位置とのレール直角方向の間隔は、他のタイププレート式の直結系軌道用レール締結装置と比較して狭く、塵埃の堆積による電気絶縁性能の低下の面から最も厳しい設計条件となる。以上の①と②より、直結8形レール締結装置を基本とした構造が実現できれば、その知見を他の直結系軌道へ応用することが容易であると考えられる。

## 2.2 構成部材に対する要求性能

レール締結装置の構成部材を非金属材料化した場合、電気絶縁性を向上できる一方、列車通過時のレールの沈みこみに対する締結ばねの追随性や列車からレールを介して伝達する水平方向の荷重に対する耐荷重性能が低下する可能性がある。そのため、部材別に所定の要求性能を定め、非金属材料の選定を実施した。本節では、直結8形レール締結装置の主要な構成部材である締結ばねおよびタイププレートを非金属材料に置き換えた場合に想定される課題を抽出し、部材ごとに実現すべき性能を検討した結果を述べる。

### (1) 締結ばね

締結ばねを非金属材料化することの長所としては、電気絶縁性の向上に加えて、耐腐食性の向上があげられる。一方で、非金属材料化にあたっては、ばね特性の実現が課題となる。レールを直接押さえる部材として非金属材料を使用する場合、既往のレール締結装置では、図2のように非金属材料と金属製ばねの組み合わせでばね特性を実現していた。これは、金属製の板ばねのような、曲げに起因するたわみにより発揮するばね特性を非金属材料単独で実現することは、疲労強度の観点から困難であったためである。そのため、今回の検討では、非金属材料単独でばね特性を発揮できる材料と形状の実現を目的とした。

### (2) タイプレート

現行の直結系軌道用レール締結装置では横圧受け装置としてタイププレートや横圧受け金具を使用していることが多い。これらを非金属材料化することによる長所として、部材の体積抵抗率が大幅に向上することから、大電流に対する電気絶縁性を確保しつつ、既存のレール締結装置において電気絶縁性を確保するために必要な絶縁板の機能を統合し、部材点数を減じることがあげられる。一方で、材料の機械的強度の違いから、耐荷重性能が金属材料製のものと比較して低下することが予想される。以上より、今回の検討では、横圧受け装置として十分な強度を有する材料と形状の実現を目的とした。

## 2.3 非金属材料の種別の選定

前節までの課題を踏まえ、部材に適用する非金属材料

表1 適用部材および材料種別

適用部材	目標とする性能	材料種別
締結ばね	非金属材料単体でのばね特性	CFRP
タイププレート	既往の締結装置相当の耐荷重性能	GFRP FRTP

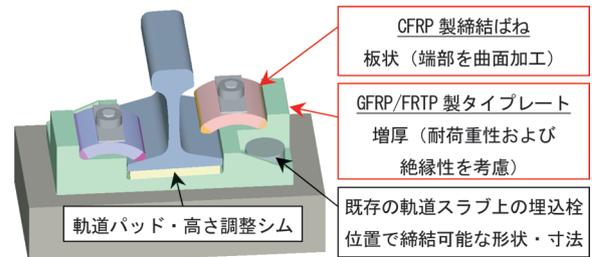


図3 提案構造の概要

の選定を実施した。選定にあたっては、レール締結装置の機能維持のための必要強度や許容変形量の観点から比較的機械的強度やヤング率が大きい繊維強化プラスチックを中心に検討した。その中から、疲労強度、耐候性、加工性および量産性を考慮し、

- ・炭素繊維強化プラスチック(以下、CFRP)
  - ・ガラス繊維強化プラスチック(以下、GFRP)
  - ・ガラス短繊維強化熱可塑性プラスチック(以下、FRTP)
- の3種類を選定した。このうち、CFRPについては他の材料と比較して一般的には電気絶縁性に劣るものの、ばね特性の実現性に加え耐腐食性の向上が見込めることから、締結ばねへの適用を検討した。GFRPおよびFRTPについては電気絶縁性に優れることに加え、比較的高い機械的強度を有していることから、タイププレートへの適用を検討した。表1に適用する非金属材料種別、適用対象とする部材およびその要求性能の一覧を示す。

## 3. 非金属材料の適用性検討

### 3.1 非金属材料を用いたレール締結装置の構造提案と試作

適用性の検討にあたって、前節で決定した部材構成と材料について、これらを組合わせた構造の提案および試作を実施した。提案した構造の概要を図3に示す。提案にあたっては、寸法上の制約条件として、タイププレートのアンカーボルト用の長穴を既存の軌道スラブ埋込栓の設置位置と一致させ、互換性を確保するようにした。CFRP製締結ばねはボルト・ナット締結とし、形状は端部を曲面に成型した板状とすることでレールの高低調整に対して締結ばねの姿勢変形によって追随可能な構造である。GFRPおよびFRTP製タイププレートは直結8形レール締結装置に使用される絶縁板の機能を統合し部材



図4 開発した部材

表2 開発品の材料構成

部材	CFRP 製 締結ばね	GFRP 製 タイププレート	FRTP 製 タイププレート
樹脂	エポキシ樹脂	ビニルエステル樹脂	ポリアミド 610
繊維	カーボン (プリプレグ)	ガラス (織布)	ガラス (短繊維)
製法	プレス成形	ハンドレイアップ 成形	射出成形

点数を減じつつ、ショルダー部を増厚することで耐横圧性能および電気絶縁性を高めた構造とした。

提案構造をもとに、選定材料を用いた部材の試作を実施した。開発した部材を図4に、材料構成を表2に示す。

(1) CFRP 製締結ばね (図4(a), 図4(b))

エポキシ樹脂を含浸したカーボン繊維織布（プリプレグ）を積層し、レール長手方向、レール直角方向およびその±45°方向にカーボン繊維を配向させた補強構造とした。

(2) GFRP 製タイププレート (図4(c), 図4(d))

エポキシ樹脂を含浸させたガラス繊維の織布を積層し、加圧成型により製作した。耐荷重性能を付与するため、ショルダー部は断面の補強繊維の方向を90°上向きに屈曲した構造としている。

(3) FRTP 製タイププレート (図4(e), 図4(f))

加熱溶融した樹脂を金型に注入する射出成型により製作した。底部を格子状としているのは、中実構造にした場合に徐冷過程で生じるひずみや残留応力の影響を低減するためである。

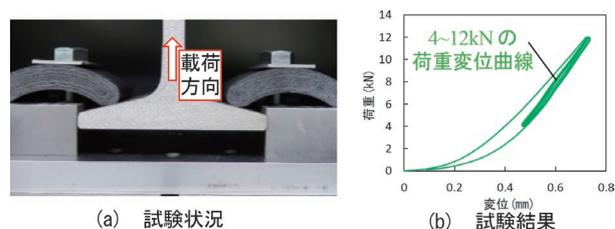


図5 CFRP 製締結ばねのばね特性

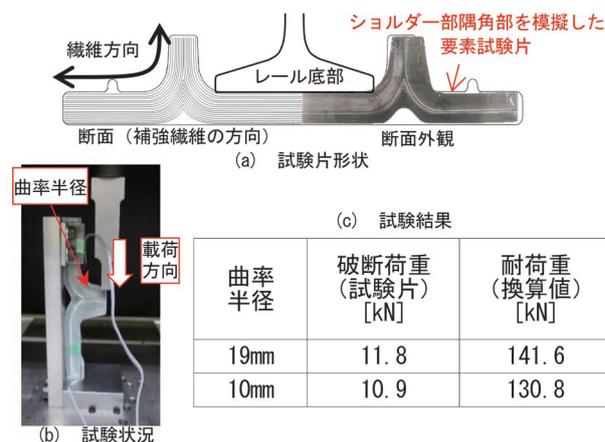


図6 GFRP 製タイププレートの荷重試験

3.2 要素試験および数値解析による適用性検討

本節では、試作の前段階で行った要素試験および数値解析の結果から、目標とする性能を満足するか確認することにより実施した非金属材料の選定部材への適用性検討について述べる。検討にあたって想定した設計条件は、設計軸重 170kN、締結間隔は 625mm とした。

(1) CFRP 製締結ばね<sup>1)</sup>

CFRP 製締結ばねについては、先端ばね特性を試験により取得し、現行のレール締結装置で使用されている鋼製の板ばねと比較した。試験状況および結果を図5に示す。従来の直結8形レール締結装置における締結ボルト軸力 5kN を想定した荷重範囲 4~12kN における先端ばね定数は 7.7MN/m となり、現行の板ばねと比較すると 13 倍となったものの、試作した締結ばねが従来用いられていた金属製の締結ばねと同程度のばね特性を実現できることを確認した。なお、今回得られたばね特性については、ばねの形状を薄くすることでたわみ量を増やせばばね定数を小さくするなど、今後形状や寸法を更に検討することで現行のレール締結装置と同等まで調整していくことができると考える。

(2) GFRP 製タイププレート

GFRP 製タイププレートでは、図6に示す要素試験片を用いた荷重試験により、ショルダー部の耐荷重性能の評価を実施した<sup>2)</sup>。試験片は、タイププレートのショルダー部隅角部を模擬した形状とし、曲率半径を 10mm および 19mm とした場合について実施した。要素試験の結果

果、曲率半径 10mm においてタイププレート幅に換算した耐荷重が 131kN 相当となり、設計上最も厳しい曲線半径 600m 未満における、レール締結装置一組当たり作用する横圧の設計荷重 54kN に対して十分な強度を有することを確認した。

### (3) FRTP 製タイププレート

FRTP 製タイププレートでは、底部を格子状としたことから、最大応力の発生箇所がショルダー隅角部に限らないと予想されたため、FEM 解析によりレール横圧力に対する耐荷重性能の評価を行った。FRTP は射出成型により樹脂中の短繊維がランダムに配向することから疑似的に等方性材料とみなした。また、アンカーボルト締結穴下側の縁部の変位を完全拘束した。直線および曲線半径 800m 以上を想定した荷重 30kN をショルダー部に負荷した場合の発生応力分布を図 7 に示す。タイププレートの剛性が低く、横圧負荷時には変形により底面の摩擦が期待できないものと仮定した場合、発生応力の最大値は、アンカーボルト孔周辺部の 127MPa であり、FRTP の引張強さ 231MPa を下回っており、耐荷重性能を有することを確認した。なお、曲線半径 800m 未満の条件においても解析を実施した結果、発生応力の最大値が 310MPa となり、引張強さを上回り、破断に至る可能性があることを確認したことから、試作品は直線および曲線半径 800m 以上への適用を前提として試作することとした。

以上の検討をもとに、試作した部材の適用範囲を設定した。

## 4. 樹脂部材の設計基準値の算定法の提案

レール締結装置の疲労破壊に関する安全性の照査は、組み立てたレール締結装置に対し、列車走行時に発生する荷重に相当する試験荷重を繰り返し作用させたときの応答値を試験により取得し、応答値が設計基準値以内であることを確認することにより実施する。ただし、樹脂材料では、機械的強度の温度依存性や紫外線劣化などの高分子素材特有の性質があるため、実使用環境条件が部材強度に与え得る影響を考慮した、樹脂材料の設計基準値の算定式を暫定的に提案した。算定式を式 (1) に示す。

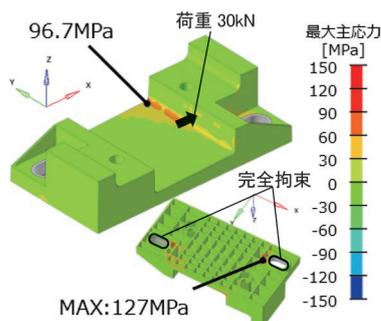


図 7 FRTP 製タイププレートの解析結果 (発生応力)

$$D_{si} = (P_s - 3\sigma) \times (1 - C_T) \times (1 - C_{WA}) \times (1 - C_F) \times (1 - C_W) \quad (1)$$

ここで、 $D_{si}$  は設計基準値、 $P_s$  は標準温度物性値、 $\sigma$  は標準温度物性値の標準偏差、 $C_T$  は温度低減係数、 $C_{WA}$  は吸水低減係数、 $C_F$  は疲労劣化低減係数、 $C_W$  は耐候劣化低減係数である。式 (1) は、標準温度 (23℃) における物性値について、そのばらつきを見込んだうえで、さらに環境条件に応じた材料強度の低減を考慮した設計値を算定するものである。この算定に用いた各種低減係数の詳細について以下に述べる。

#### (1) 温度低減係数 $C_T$

各種の物性試験<sup>3)4)5)</sup>を実施し、標準温度での標準物性値に対する -20℃~60℃ 最低物性値の低減割合を温度低減係数とした。

#### (2) 吸水低減係数 $C_{WA}$

吸湿による機械的強度の低下が生じる FRTP では、絶乾時および吸水時の物性値を取得し、絶乾時に対する吸水時の物性値の低減割合を吸水低減係数とした。

#### (3) 疲労劣化低減係数 $C_F$

今回の評価では、大幅な強度低下が生じない疲労限度以下での使用を想定し、暫定的な値として 0.1 を仮定した。

#### (4) 耐候劣化低減係数 $C_W$

紫外線の影響は表層の数百  $\mu\text{m}$  以下の領域に留まり、内部構造に及ばないため、大幅な強度低下が生じないと想定し、暫定的な値として 0.1 を仮定した。

上記の特性のほか、樹脂材料の適用にあたっては、さらにクリープ特性および耐摩耗特性に関する試験を実施し、適用する樹脂材料の寸法変化や摩耗対策を十分に検討する必要がある。以上の検討を踏まえ、低減係数に実測値および暫定的に仮定した値を設定し、式 (1) より設計基準値の暫定値を算定した。表 3 に算定結果を示す。今後、基準値を実用化するうえでは今回推定値とした係数について、材料特性評価を適切に行い設計基準値の精度を高める必要がある。

## 5. 試作品の性能確認試験

本章では、試作品について組立状態での実軌道への敷設可能性を検証するため、鉄道構造物等設計標準・同解説 軌道構造<sup>6)</sup>に準拠し性能確認試験を実施した。試験は CFRP 製締結ばねを共通とし、タイププレートを GFRP および FRTP とした 2 種類について実施した。本稿ではふく進抵抗試験、横圧強度試験、静的・動的二方向載荷試験および電気絶縁抵抗試験について記述する。

表3 低減係数と算定した設計基準値（暫定）

項目			CFRP		GFRP		FRTP	
			引張	曲げ	引張	圧縮	引張	圧縮
標準温度物性値 (MPa)	$P_s$	実測値	638.4	462.0	191.8	317.9	204.1	252.1
標準偏差 (MPa)	$\sigma$		18.0	9.4	24.3	10.1	2.0	3.1
設計基準値 (MPa) (暫定値)	$D_{si}$	—	306.6	263.7	85.6	200.8	93.4	119.4

### 5.1 ふく進抵抗試験

直結系軌道で用いられるレール締結装置については、構造物に伝達するレールの温度荷重が過大にならないよう、適切なふく進抵抗力を有していることが望ましく、その目安値は5kN/m/レールである<sup>6)</sup>。ふく進抵抗試験の結果を表4に示す。締付トルク60N・mで締結したところ、10.2kNであった。この値は、締結間隔625mmで換算した締結装置1組あたりのふく進抵抗力の目安値3.1kNよりも過大であった。また、締付トルクを下げ、30N・mで締結した状態でも締結装置1組あたりのふく進抵抗力は6.2kNと、目安値よりも大きい値を示した。実軌道上での適用にあたっては、敷設条件に応じてCFRP製締結ばねの形状変更や、レール底部との接触部の摩擦を低減する等の改良を行いふく進抵抗力を低減する必要がある。以降の試験では締付トルクを30N・mとし、できる限りふく進抵抗力を目安値に近づけた状態で実施した。

表4 ふく進抵抗試験結果

締結ばねの締付トルク (N・m)	1締結あたりふく進抵抗力 (kN)	片側レールあたりふく進抵抗力 (kN/m/レール)
60	10.2	16
30	6.2	10
(目安値)	3.1	5

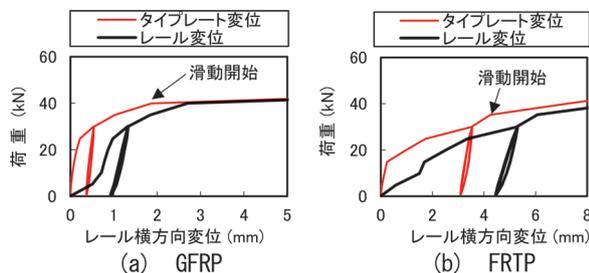


図8 横圧強度試験の結果

表5 設計条件

レール種別	JIS60kg レール
設計軸重	150kN
線形	600m≤R
レール締結間隔	625mm

### 5.2 横圧強度試験

試作品の横圧に対する耐荷重性能の確認のため実施した、横圧強度試験の結果を図8に示す。2種類の開発品それぞれについて、曲線半径600m未満の軌道条件における設計水平荷重60kNよりも低い荷重でタイプレートが滑動し、特にFRTPタイプレートについては図9のようにアンカーボルト締結部の金属製フレームとFRTP材料付近で破壊が生じた。当初想定していた横圧強度が確認できなかったため、以降の試験では、軌道条件を曲線半径600m以上とし、設計水平荷重を45kNに設定した。

### 5.3 静的・動的二方向载荷試験<sup>7)</sup>

二方向载荷試験は、レール締結装置一組に対する方法を採用した。表5に示す条件に基づき算定した設計作用と、別途実施した鉛直ばね定数試験、横方向ばね定数試験、先端ばね定数試験の結果を用いて、レール小返り解析モデル<sup>8)</sup>により定めた载荷試験の荷重条件および载荷角度を表6、図10に示す。なお、荷重条件がGFRPとFRTPで異なる理由は、供試体ごとの各種ばね定数試験結果の違いが、レール締結装置一組あたりの分散荷重に影響を及ぼしたためである。

静的二方向载荷試験で発生した部材の発生応力を図11～図13に示す。GFRP製タイプレート、FRTP製タイプレートともにA荷重作用時に発生した最大引張応力および最大圧縮応力が表3で提案した材料の設計基準値を下回ることを確認した。

また、表6の条件で実施した動的二方向载荷試験の結果、100万回载荷後、試作品にボルト・ナットのゆるみは生じておらず、構成部材の外観に顕著な摩耗等はみられなかった。また、载荷中のボルト軸力およびレール変位の大きな変動はみられなかった。



図9 横圧強度試験の破壊状況 (FRTP)

表6 二方向载荷試験の荷重条件

項目	単位	GFRP	FRTP
試験荷重 $P_{Amax}$	kN	48.5	49.6
試験荷重 $P_{Bmax}$	kN	34.1	34.2
载荷角度 $\theta_A$	deg	49.1	51.1
载荷角度 $\theta_B$	deg	58.2	60.3
载荷点高さ	mm	100	110
残留荷重	kN	10	10

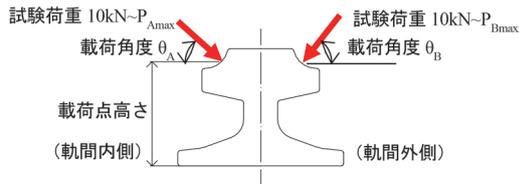


図10 载荷角度

#### 5.4 電気絶縁抵抗試験<sup>7)</sup>

試作品の電気絶縁性の向上効果の確認のため、電気絶縁抵抗試験を実施した。電気絶縁抵抗試験は、アースした電極上に置いたコンクリートブロックにレールを締結し、レールーアース間に交流10Vを印加し電気絶縁抵抗値を取得する試験である。試験条件として、乾燥状態、降雨状態（時雨量100mm相当の水道水を散布）、汚損状態（時雨量100mm相当の0.1%食塩水を散布）を設定した。汚損状態は、塵埃が堆積し湿潤状態といった、電気絶縁性にとって厳しい環境を模擬した条件である。試験は2種類の試作品および現行品の直結8形レール締結装置について実施した。散布と同時に測定を開始し、飽和した時点での電気絶縁抵抗値を図14に示す。全ての

試験条件において、乾燥状態、降雨状態、汚損状態となるにつれて電気絶縁抵抗値が低下したものの、表5の設計条件より定めた電気絶縁抵抗値の設計基準値1.6kΩを上回ることを確認した。ここで、2種類の試作品については、最も厳しい試験条件である汚損状態であっても、現行品と比較して設計基準値に対して十分大きな電気絶縁抵抗値を有することを確認した。このことから、試作品は、試験の設定よりも厳しい汚損状態や、高い電位差が生じる環境であっても、現行品より高い電気絶縁性を確保可能な構造であると考えられる。

以上、5.3節および5.4節の結果より、表4に示すレール押え力およびふく進抵抗力の条件においては、2種類の試作品が在来線の曲線半径600m以上の区間に敷設可能な性能を有しており、実軌道に敷設可能である見通しを得た。ただし、5.1節に示したように、今回試作したCFRP締結ばねではふく進抵抗力が一般に構造物の設計作用として用いられる5kN/mレールを超過していることから、実軌道への敷設にあたっては締結ばね形状の見直し等によるふく進抵抗力の低減が課題である。

## 6. まとめ

本稿では、非金属材料を主材料としたレール締結装置の実現可能性を検証した。直結系軌道用レール締結装置のタイプレートおよび締結ばねを対象とし、非金属材料の適用性を検討した。また、検討結果を踏まえ試作したレール締結装置の性能確認試験を実施した。その結果、締結ばねをCFRP製とし、タイプレートをFRTP製およびGFRP製として試作した2種類のレール締結装置に

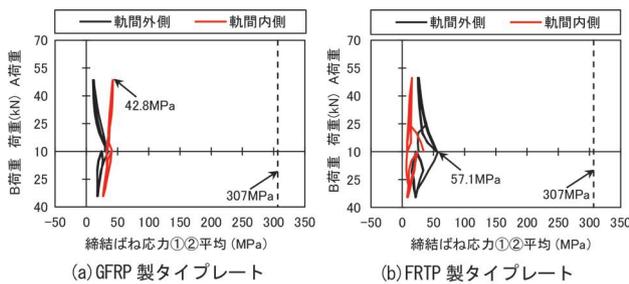


図11 二方向载荷試験結果 (CFRP)

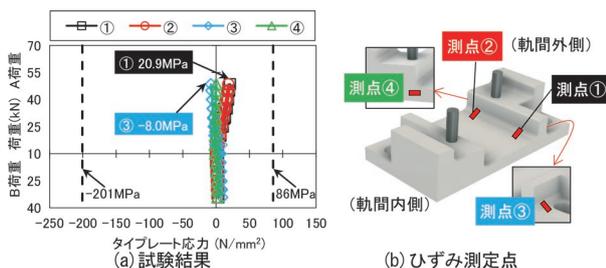


図12 二方向载荷試験結果 (GFRP)

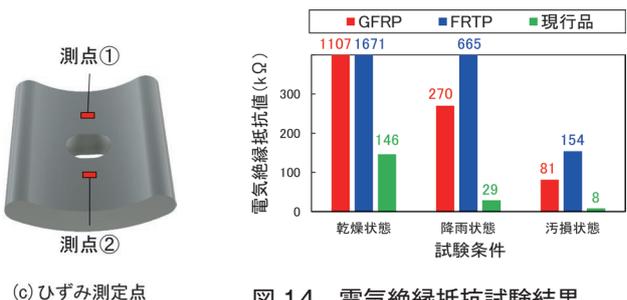


図13 二方向载荷試験結果 (FRTP)

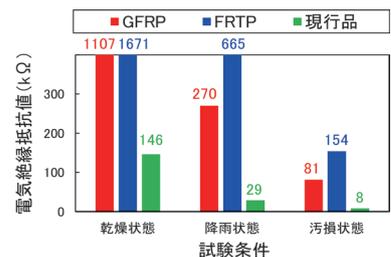


図14 電気絶縁抵抗試験結果 (測定周波数 2.02kHz)

ついて実施した二方向載荷試験および電気絶縁抵抗試験の結果から、在来線・曲線半径 600m 以上の曲線区間の設計条件で敷設可能な性能を有することを確認し、非金属材料を主材料としたレール締結装置の実用化の見通しを得た。一方で、今回の形状ではふく進抵抗力が目標値を超過していたことや、急曲線区間への展開を見据えると、使用条件に合わせて材質や形状等を選定する必要がある、今後、構造を改良していくうえでの課題とする。

なお、本研究の成果の一部は、東レ株式会社と東レ・カーボンマジック株式会社、ならびに株式会社日本コンポジット工業との共同研究により得られたものである。

## 文 献

- 1) 栢田吉弘, 鈴木実, 弟子丸将, 山本智之: タイプレート式レール締結装置への樹脂材料の適用性の検討, 土木学会第 77 回年次学術講演会概要集, VI-420, 2022
- 2) 鈴木実, 栢田吉弘, 片岡篤史: タイプレート式締結装置用 CFRP 締結ばねの試作と適用性に関する性能評価, 土木学会第 77 回年次学術講演会概要集, VI-419, 2022
- 3) JIS K 7161-2 プラスチック—引張特性の求め方—第 2 部: 型成形, 押出成形及び注塑プラスチックの試験条件, 2014
- 4) JIS K 7181 プラスチック - 圧縮特性の求め方, 2011
- 5) JIS K 7084 炭素繊維強化プラスチックの 3 点曲げ衝撃試験方法, 1993
- 6) 国土交通省監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 軌道構造, 丸善出版, 2012
- 7) 松尾淳史, 弟子丸将, 山本智之, 鈴木実, 栢田吉弘: 非金属材料を用いた直結系軌道用レール締結装置の性能確認試験, 土木学会第 77 回年次学術講演会概要集, VI-421, 2022
- 8) 玉川新悟, 片岡宏夫, 弟子丸将: レールの小返り解析モデルの提案とレール締結装置の性能評価試験への応用, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), 73 巻 2 号, pp.330-343, 2017



鉄道総研報告 監修スタッフ

■監修責任者

芦谷公稔

■編集責任者

谷村幸裕

■企画・監修

川崎邦弘	長倉 清	日比野有	高橋紀之
石毛 真	神田政幸	重枝秀紀	桃谷尚嗣
布川 修	新井英樹	福田光芳	松井元英
上半文昭	斉藤実俊	水上直樹	富田 優
小島謙一			

鉄道総研報告 第37巻 第5号

2023年5月1日 発行

監修・発行所：公益財団法人 鉄道総合技術研究所

〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38

©2023 Railway Technical Research Institute

本誌に関するお問い合わせ先  
総務部広報 電話 042-573-7219

# RTRI REPORT

Vol. 37 No. 5

May 2023

## PAPERS

- Adhesion Increase Method for Shinkansen Vehicles under Snowfall in Winter  
.....S.SAGA, H.CHEN, J.MATSUNO (1)
- Seismic Response Analysis of Piers with Foundation Composed of Micropiles and Soilbags  
.....T.DOI, Y.MURONO, F.ZHANG (9)
- Natural Frequency Identification Method for a Substructure in Railway Bridges and Viaducts  
.....K.WADA, K.SAKAI (19)
- Effect of Decarburisation Layer Removal by Rail Grinding on Reduction of Microcrack Formation  
.....Y.KANEMATSU, N.UEHIGASHI, M.MATSUI, H.NISHIMURA (29)
- Development and Performance Evaluation of Rail Fastening System Using Non-metallic Materials  
Applied to Its Main Components  
.....A.MATSUO, T.DESHIMARU, Y.MASUDA, M.SUZUKI (37)

