

鉄道総研報告

第39巻 第10号

2025年10月

論文

- 車両** 座屈およびせん断破壊を考慮した鉄道車両用アルミニウム合金部材の衝撃圧縮試験
..... 永田恵輔, 沖野友洋, 高野純一 (1)
- 車両** 車輪/レール間の接触位置と横すべりに着目した乗り上がり脱線に対する評価手法
..... 國行翔哉, 中野公彦 (13)
- 施設** 経年変化したアスファルト路盤上に敷設する新幹線用既設線省力化軌道の開発
..... 伊藤壱記, 高橋成汰, 高橋貴蔵 (23)
- 施設** 塗装鋼橋の塗替え時における赤外線による膜厚計測手法の基礎評価
..... 坂本達朗, 山中翔 (34)
- 施設** GIS データを用いた軌道の広域2次元FEMによるふく進と軌道座屈の発生予測法
..... 浦川文寛, 渡辺勉 (44)
- 施設** 車上計測された軌道変位に基づく共振橋りょうの桁たわみ推定法
..... 松岡弘大, 服部紘司 (56)

座屈およびせん断破壊を考慮した鉄道車両用
アルミニウム合金部材の衝撃圧縮試験

永田 恵輔* 沖野 友洋* 高野 純一*

Dynamic Compression Tests of Aluminum-alloy Structure for Railway Vehicles Considering Buckling and Shear Fracture

Keisuke NAGATA Tomohiro OKINO Jun-ichi TAKANO

Two types of impact compression tests were conducted to investigate the crushing characteristics of a double-skinned aluminum-alloy carbody structure used in a conventional railway vehicle. One of the two tests is an overall compression test in which the overall specimen's end face is compressed. Another one is a local compression test in which part of its end face is compressed. As a result of the tests, buckling was the main cause of failure in the overall compression test, whereas shear crushing was the main cause of failure in the local compression test. Finite element analyses were conducted in which several material rupture laws were used to compare with the test results. According to the comparison of the analyses and the tests, the results of the analyses applying the ESI-Wilkins-Kamoulakos model agree with those of the tests.

キーワード：車両構体，アルミニウム合金，圧縮試験，有限要素解析，材料の破断則

1. はじめに

我が国では、鉄道と道路の立体交差化等による踏切の廃止、踏切障害物検知装置の導入等の継続的な取り組みにより、自動車との衝突が生じた踏切事故の件数は、1987年の約700件から2016年には約100件に低下した。しかしながら、踏切遮断後の自動車の誤進入等により踏切事故が発生する可能性は排除されおらず、鉄道車両の踏切事故に対する衝突安全性を検討することは重要と考えられる。鉄道車両と自動車の衝突シナリオ（衝突対象、衝突位置、衝突速度等）は数多く想定され、これらを実車試験で網羅的に調査することは困難であることから、解析による検討が有用であり、車体構造の衝撃挙動を精度よく再現できる解析モデルを構築することが重要となる。国内の在来線向け旅客車両で用いられるのは主にステンレス鋼製車体構造、次いでアルミニウム合金製車体構造である。これらは適用材料の材料特性、加工特性の違いから、車体構造が大きく異なるため、それぞれ特有の車体構造を解析モデルで構築する必要がある。

国内の在来線向け車体構造での衝撃挙動を解析的に検討した事例として、主にステンレス鋼製車体構造を対象とした研究が挙げられる¹⁾²⁾。一方、アルミニウム合金製車体構造に関する圧壊挙動の検討は、主に輸出車両を対象に実施されているが、これらは前頭部に設置したエネルギー吸収部材、あるいは前頭部や車両連結面を衝撃吸収構造とし、変形させることを想定している³⁾⁴⁾⁵⁾。すなわち、積極的に圧壊させる部分の圧壊挙動を検討した事例がほとんどで、車体構造自体の圧壊挙動を詳細に調査した事例は、シングルスキン構体の中間車体に着目した事例にとどまってお⁶⁾、近年製造された車両で主に用いられるダブルスキン構造を対象とした事例は確認されず、さらには踏切事故を対象とした研究は実施されていないのが実情である。

また、踏切事故の検討において、実際の事故での衝突状況は多岐にわたり、大型自動車に衝突する場合

* 車両技術研究部 車両強度研究室

のように車体構造の広い範囲で衝撃荷重を受ける状況だけでなく、自動車の積荷との衝突のように狭い範囲で衝撃荷重を負担する状況が考えられる。積荷に接触したことにより主要な構体部材の一部が削られてせん断破壊が生じた事例があり⁷⁾、踏切事故時の車体構造の変形状態を詳細に検討するためには、圧縮座屈変形に限らず、せん断破壊モードが生じる場合の衝撃破壊特性についても考慮する必要がある。

一方で、アルミニウム合金材料の衝撃圧縮変形に関する解析では、様々な破断則（破断判定モデル）が適用されている状況である。解析での破断則の適用例として、比較的単純なモデル化手法である相当塑性ひずみを閾値にした例^{4) 6)}、あるいは塑性変形時に延性材料中のポイドが生成、成長することをモデル化した Gurson-Tvergaard-Needleman model⁸⁾（以下「GTN model」という。）を適用した例^{5) 9)}が挙げられる。ところが、解析で適用すべき破断則について荷重-変位曲線等を示しながら詳細に議論された研究は少なく、また、今回の検討対象であるせん断破壊モードに対して有効な破断則等も示されていない状況である。

本研究では、踏切事故時の挙動を解析できるアルミニウム合金製鉄道車体構造モデルの構築を目指し、その前段階として、アルミニウム合金部材としての衝撃挙動を把握するため、ダブルスキン構造を有する実車両用の構体部材（A6005CS-T5、屋根用）を用いて、複数の圧縮条件で衝撃圧縮試験を実施し、構体部材の座屈変形挙動のみならず、せん断破壊挙動についても明らかにした。また、本試験の再現解析を実施し、試験結果と比較した。再現解析では、複数の破断則を比較検討し、各圧縮条件での衝撃変形破壊挙動への影響を明示するとともに、破断則の選定により、座屈変形およびせん断破壊を解析的に再現できることを示した。本報では文献 10 をもとに、一部に加筆および修正した内容を紹介する。

2. アルミニウム合金部材の衝撃圧縮試験

2.1 衝撃圧縮試験の概要

本衝撃圧縮試験では、アルミニウム合金部材を供試体とした（図 1）。本報ではその詳細を割愛するが、本供試体から試験片を作成して単軸引張試験を実施し、基礎的な材料特性を把握している。合金部材の寸法は幅：約 380mm、高さ：約 90mm、奥行：約 300mm であり、質量は約 2kg である。本衝撃圧縮試験では、アルミニウム合金部材が局所的に圧縮される際の損傷についても把握することが重要であると考え、部材の全断面を圧縮する場合（以下「全体圧縮条件」という。）および一部の断面を圧縮する場合（以下「局所圧縮条件」という。）の 2 条件で試験を実施した。全体圧縮条件では、部材を座屈させる際に必要なエネルギー量が、後述する試験装置の能力を超えることから、部材の一部を切断し、圧縮断面積を小さくした。一方、局所圧縮条件では、試験体を後述する衝突台車に取り付けられるようにするため、試験体の片端にアルミニウム合金板材（A5052、厚さ 5mm）を溶接した。なお、試験体を構成する部材は押出成形品であり、溶接箇所はない。本試験では、前川試験機製作所製の水平衝撃荷重装置を用いた。装置の概要は文献 11 のとおりである。衝突台車（取り外し可能な面板を含めると約 140kg）の射出機構部にはゴムばねおよびクランプ装置があり、クランプ装置を動かすことでゴムばねにひずみエネルギーが蓄積される。クランプ装置の拘束を解放することにより、蓄積されたひずみエネルギーが衝突台車の運動エネルギーに変換される。クランプ装置の移動量に応じて射出速度を調整することができ、衝突速度の最大値は約 10m/s である。試験体を装置内の衝突台車と衝撃用治具の間に配置し、衝突台車を突放することにより、試験体に対し衝撃荷重を負荷することができる。試験装置の端部には剛体壁があり、圧電式ロードセル 4 個（PCB 製、Model 205C）を介して、衝撃用治具が取り付けられている。剛体壁、ロードセルと衝撃用治具の位置関係を図 2 に示す。剛体壁の内側にレーザー変位計（Keyence 製、LK-GD500）を取り付け、レーザーを衝突台車の端面に照射し、衝突台車の変位を測定した。圧縮荷重が作用する間は衝突台車の端面と試験体とが接触

していることから、衝突台車の変位を試験体の変位とみなした。全体圧縮条件では、試験体の片端を衝撃用治具に接触させて静置し、他端に衝突台車を約 10m/s で衝撃させた。一方、局所圧縮条件では、試験体を衝突台車に取り付けた上で、初速約 10m/s で衝撃用治具（局所圧縮条件用治具）に衝撃させた。当初、両条件とも試験体を衝突台車に取り付ける予定であったが、全体圧縮条件での予備試験を実施したところ、試験体の片端に板材を溶接した際の入熱が試験結果に影響を及ぼす可能性が確認された。このため、全体圧縮条件では衝突台車への取り付けを断念した。試験前の試験体の設置状況を図 3 に示す。全体圧縮条件、局所圧縮条件とも、試験体が衝撃圧縮する直前に走行台車が有する運動エネルギーは約 7kJ であり、衝撃圧縮挙動の進展に伴い、衝突台車の速度は減少する。試番数は全体圧縮条件、局所圧縮条件とも 3 試番とした。本試験のデータレコーダー（NEC 三栄製、オムニエース RA2300）のサンプリング周波数は 100kHz とした。



図 1 試験体 (A6005CS-T5)

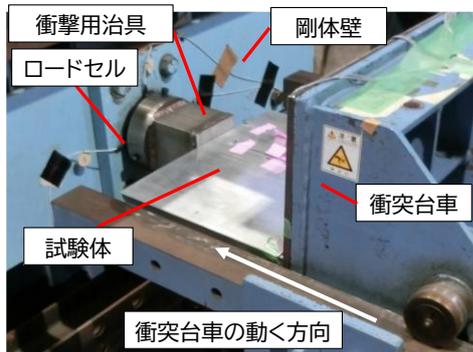


図 2 剛体壁、ロードセルと衝撃用治具の位置関係 (局所圧縮条件)

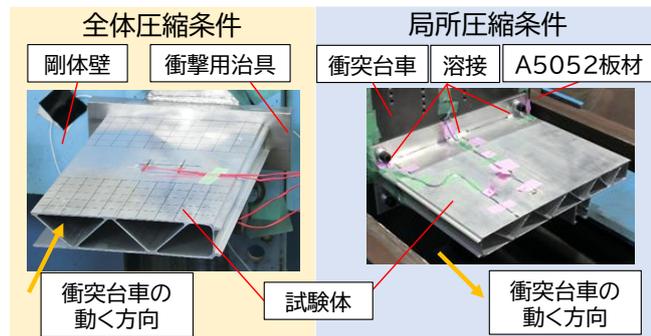


図 3 試験体の設置状況

2.2 衝撃圧縮試験結果および考察

はじめに、本論文での衝撃荷重（以下単に「荷重」という。）、時刻、変位および速度の定義について記す。4 個の圧電式ロードセルの出力の和を荷重とし、荷重の波形が立ち上がった瞬間の時刻を 0 とした。また、時刻 0 での衝突台車の位置を変位の原点とした。速度は変位（生波形）の微分により算出し、荷重、変位および速度について、1kHz のローパスフィルタ処理（位相遅れ補正）を行った。衝撃時の衝突台車の速度は、衝撃直前の 1ms 間の速度の平均値で表した。

2.2.1 全体圧縮条件

試番 2 の試験体について、形状の時刻歴を図 4 に、圧縮後の形状を図 5 にそれぞれ示す。いずれの試番も、試験体の片端で座屈変形が生じた。試番 1 および試番 3 では、剛体壁側の端部で座屈の進展に伴い大変形が生じ、試験体の一部が破断した一方、試番 2 ではこれらの大変形が衝突台車側の端部で生じた。大変形が生じる位置は、衝突台車および衝撃用治具と試験体との初期不整の影響により、試番ごとに变化

したと考えられる。試験体で破断が確認された箇所は、面板（外板／内板）のうち座屈変形が生じた箇所の一部（図5中黄色破線で示した箇所）、およびリブの付け根部分（図5中赤色破線で示した箇所）であった。

つぎに、本試験から得られた荷重・変形エネルギーー変位曲線を図6に示す。横軸の変位は2.1節で記したとおりレーザー変位計での測定値、変形エネルギーは荷重を変位で積分した値である。試番1では荷重および変位にノイズが混入したため、ノイズの影響を受けなかった区間のみを限定して示している。各試番での衝突台車速度、最大荷重、最大変形エネルギー、最大変位、および尺で測定した試験後の変形量を表1にまとめる。最大荷重は294kN（試番3）、最大変位は50.1mm、最大変形エネルギーは7.37kJ、最大スプリングバック量（最大変位から試験後の変形量を減じた値）は約2mm（いずれも試番2）であった。試番1～試番3とも、試験後の最終的な変形量は47～48mmとなり、荷重が0kNまで低下した際のレーザー変位計での変位の測定値とほぼ一致した。なお、試番3については、最大変位よりも試験体の変形量の方が大きい結果となったが、これは前述のとおり変位および試験後の変形量の測定方法が異なることによる。図6に示すように、試番2の荷重値に複数のピークがみられるが、これは、変形の進展により新たな座屈が生じたためと考えられる。

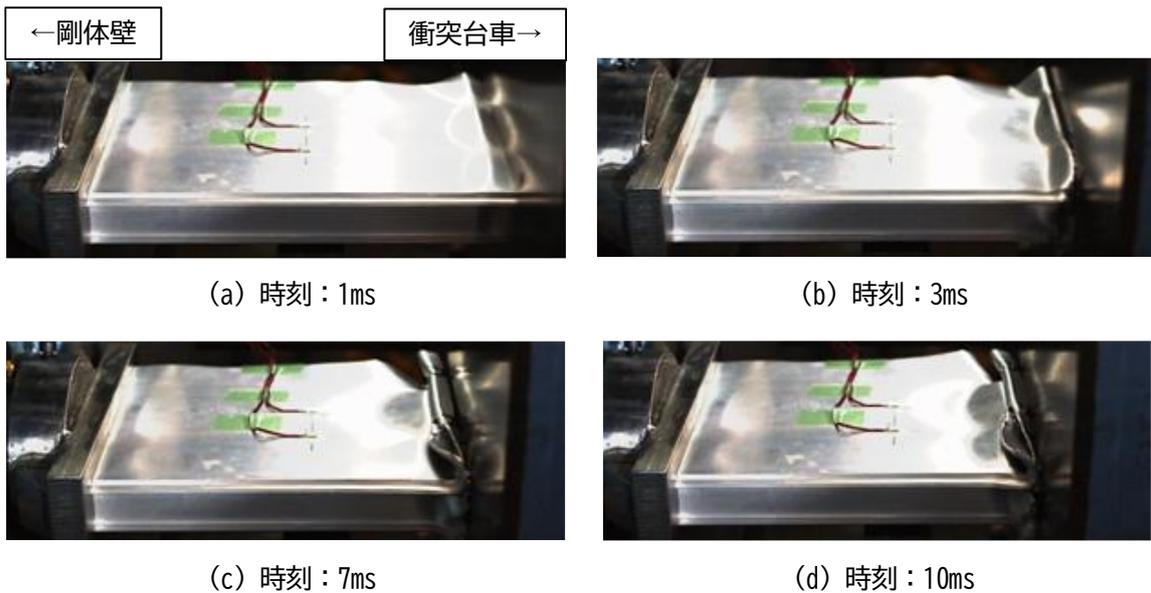


図4 形状の時刻歴（全体圧縮条件，試番2）

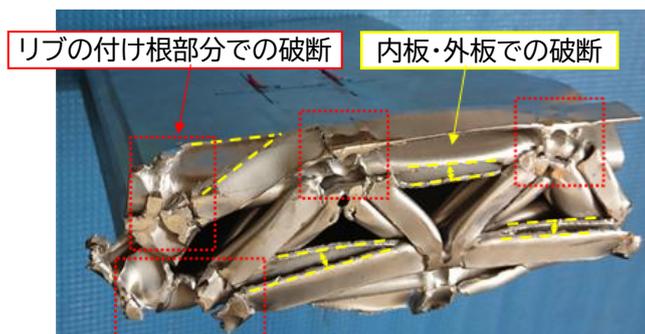


図5 圧縮後の形状（全体圧縮条件，試番2）

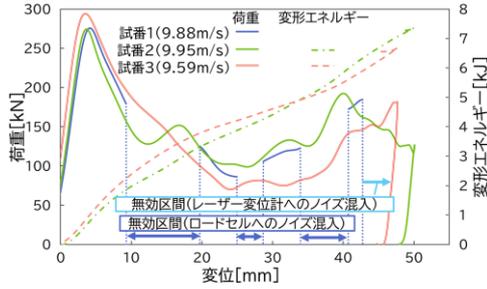


図6 荷重・変形エネルギー—変位曲線（全体圧縮条件）

表1 試験結果（全体圧縮条件）

	試番1	試番2	試番3
衝突台車速度[m/s]	9.88	9.95	9.59
最大荷重[kN]	276	275	294
最大変形エネルギー[kJ]	-*	7.37	6.69
最大変位[mm]	-*	50.1	47.7
試験後の変形量[mm]	47	48	48

* ロードセルおよびレーザー変位計へのノイズ混入のため、示していない。

2.2.2 局所圧縮条件

試番1の試験体の形状の時刻歴を図7に、圧縮後の形状を図8にそれぞれ示す。試験体は、衝撃用治具と接触した箇所近傍の面板およびリブが蛇腹状に座屈し、衝撃用治具の側面と接触した箇所では、衝撃用治具の形状に従って、せん断破壊挙動が確認された。アルミニウム合金材料の破断ひずみが小さいことにより、衝撃用治具の貫入に応じて衝撃用治具側面との接触箇所がせん断破壊し、また座屈変形が衝撃用治具との接触箇所近傍に集中したものと考えられる。荷重・変形エネルギー—変位曲線を図9に、各試番での衝突台車速度、最大荷重、最大変形エネルギー、最大変位および試験後の変形量を表2にまとめる。最大荷重は158kN（試番3）、最大変位は78.0mm（試番1）であった。試験体で生じたスプリングバック量は約1mmであった。座屈に伴う最終的な形状は異なるものの、最大変位の差異は8.0mmであり、最大荷重は各試番で概ね一致した。全体圧縮条件と比較して最大荷重が小さいが、衝撃用治具との接触面積が小さく、変形が局所的に生じたことが原因と考えられる。荷重が最大値に達してからの荷重—変位曲線の挙動が試番により異なるが、これは各試番での座屈形状の相違によるものと考えられる。

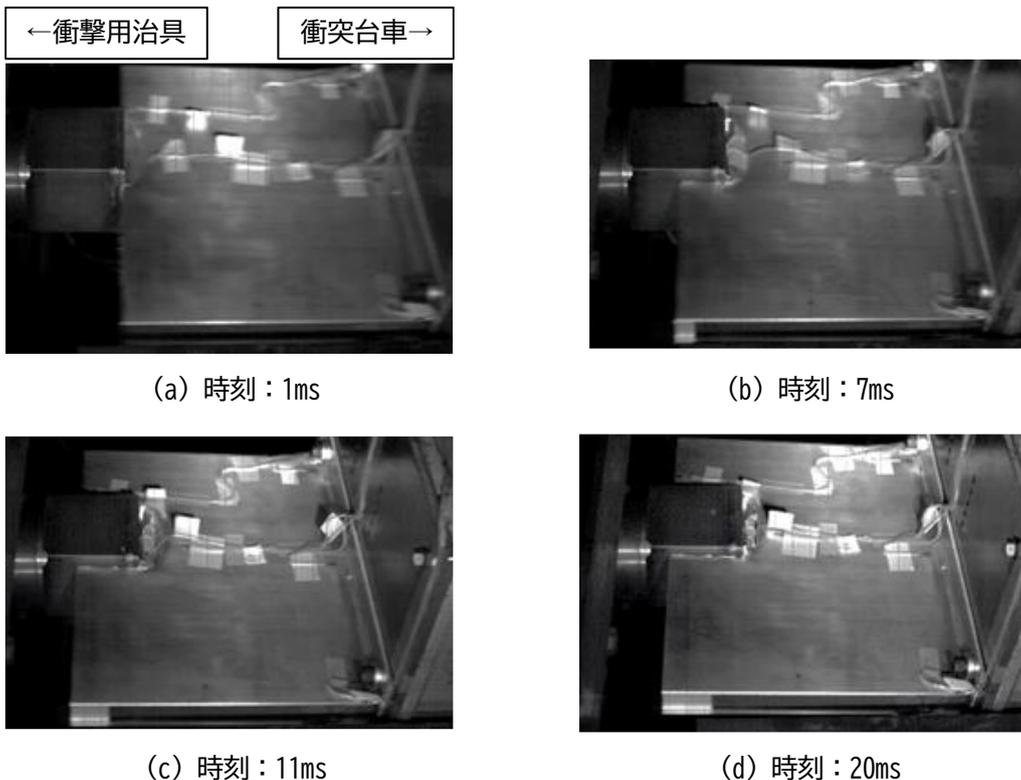


図7 形状の時刻歴（局所圧縮条件，試番1）



図8 圧縮後の形状（局所圧縮条件，試番1）

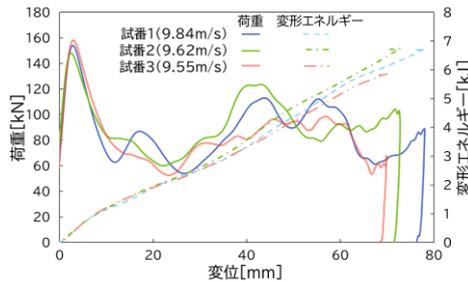


図9 荷重・変形エネルギー—変位曲線（局所圧縮条件）

表2 試験結果（局所圧縮条件）

	試番1	試番2	試番3
衝突台車速度[m/s]	9.84	9.62	9.55
最大荷重[kN]	154	148	158
最大変形エネルギー[kJ]	6.74	6.75	5.86
最大変位[mm]	78.0	72.8	70.0
試験後の変形量[mm]	77	72	70

3. 衝撃圧縮試験の再現解析

3.1 再現解析の概要

衝撃圧縮試験について、再現解析を実施した。解析モデルの概略図を図10（全体圧縮条件）および図11（局所圧縮条件）に示す。試験体はシェル要素を用いて弾塑性体として、衝突用治具およびロードセルはソリッド要素を用いて弾性体としてモデル化した。衝突台車については、全体圧縮条件では、衝突台車の端面を剛体としてモデル化した。一方、局所圧縮条件では、試験体の衝突台車側端面に位置する節点と衝突台車の節点質量を与えた節点とをリンクで接合し、剛体としてモデル化した。解析モデルのメッシュサイズは、今後の車体モデルへの適用を考慮し、10mmを基準とした。試験体のモデル化においては材料破断を考慮しており、後述する破断則の破断クライテリアに達した要素は削除した。全体圧縮条件は試番2を、局所圧縮条件は試験の運用が安定した段階である試番3をそれぞれケーススタディのモデルとした。なお、局所圧縮条件での形状の時刻歴（図7）で試番1の結果を示したのは、高速度カメラの不具合により試番3の撮影ができなかったことによる。全体圧縮条件のモデルでは、衝突台車および衝撃用治具と試験体の間の初期不整が変形挙動に影響すると考えられたため、衝突台車側の端面形状を実際の試験体形状に合わせた。これにより、衝突台車側で確認された大変形を解析においても再現した。

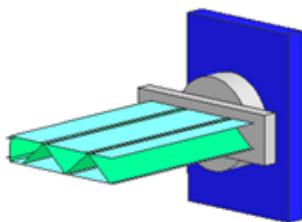


図10 解析モデル（全体圧縮条件）

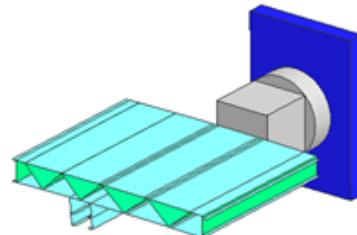


図11 解析モデル（局所圧縮条件）

アルミニウム合金部材の衝撃圧縮破壊挙動を解析する場合、適切な破断則を選択することが重要となる。有限要素解析で材料の破断を判定する場合の比較的簡易なモデル化手法として、破断時の相当塑性ひずみ

を閾値とする方法（以下「ひずみ判定」という。）、要素の厚さの倍率がある閾値に達した際に破断と判定する方法（引張変形時のみ破断が生じると扱うことができる。以下「板厚減少率判定」という。）等が挙げられ、より詳細なモデル化手法としては、前述の GTN model のほか、ひずみ速度および応力三軸度の関数として破断ひずみを表す Johnson-Cook model¹²⁾ 等が挙げられる。先行研究^{5) 9)} では、アルミニウム合金材料に対して GTN model を適用し、単軸引張試験結果からパラメータを同定した。一方でパラメータの厳密な同定に際しては単軸圧縮試験が必要であり、本研究では GTN model のパラメータを厳密に同定することが困難であると考えられた。また、Johnson-Cook model を導入する場合、複数の応力三軸度条件で破断ひずみを求めるための材料試験を別途実施する必要がある。そこで、本研究では、パラメータの設定が容易である ESI-Wilkins-Kamoulakos (EWK) model に着目した。これは、き裂の生成および進展に関する研究を実施していた Wilkins が提案したモデル (Wilkins model) をもとに構築されたものである。式(1)のように応力を静水圧応力 (σ_m) 成分および偏差応力 (s_i , ただし $s_1 > s_2 > s_3$) 成分に分け、それぞれの項を合成して損傷値 D を計算する。

$$D = \int \left(1 - \frac{\sigma_m}{P_{lim}}\right)^\alpha \left(2 - \max\left(\frac{s_2}{s_1}, \frac{s_3}{s_2}\right)\right)^\beta d\epsilon \quad (1)$$

ここで、 P_{lim} , α , β は EWK パラメータであり、それぞれ静水圧成分の閾値ならびに静水圧成分および偏差応力成分の項の指数を表す。本研究では、この EWK model を用いることとし、実際の部材試験結果と比較しながら入力すべきパラメータ(局所垂直ひずみおよび局所せん断ひずみ)を定めた。本解析で用いた EWK パラメータ(入力したパラメータからソルバーが自動的に計算した値)はそれぞれ $P_{lim}: 384\text{MPa}$, $\alpha: -2.34$, $\beta: 1.47$ である。

本解析では、EWK model による破断判定（以下「EWK 判定」という。）の他、板厚減少率判定（単軸引張試験から閾値を同定）、およびひずみ判定（単軸引張試験から同定した値 (0.162) の他、0.5 および 0.6 をそれぞれ閾値に設定した 3 種類のモデル）を扱い、結果を比較した。

3.2 再現解析結果および考察

3.2.1 全体圧縮条件

EWK 判定、板厚減少率判定、およびひずみ判定（閾値：0.162, 0.5 および 0.6）（以下、「ひずみ判定」の後に続く括弧書きの数値は閾値を表す）による各解析結果、ならびに試験結果（試番 2）について、荷重-変位曲線を図 12 に、変形エネルギー-変位曲線を図 13 に、形状の比較を図 14 に示す。ひずみ判定 (0.162) による解析では著しく変形したことから、図 14 (c1) には変位が 52mm 時点での形状を示した。板厚減少率判定および EWK 判定による解析では、形状が試験結果と概ね一致する傾向が確認された。特に、板厚減少率判定による解析では、最大変位が試験結果とほぼ一致し、変形エネルギー-変位曲線は変位が 36mm に達するまでほぼ一致する結果となった。ただし、試験では面板およびリブの付け根部分で破断が発生したが、板厚減少率判定による解析では要素の破断がほとんど発生しなかった。破断形態の違いに関わらず解析結果と試験結果がほぼ一致した要因として、全体圧縮条件での破断が座屈変形の著しい箇所でのみ発生しており、これらの破断自体が全体の圧縮変形に及ぼす影響が小さかったことが考えられる。EWK 判定による解析では、一部の要素が破断したことにより、試験よりも変形が進展する結果となった。しかしながら、実際に試験体で生じた破断を部分的にはあるが再現した点で妥当と考えられ、最大変位の誤差が 11% であることから、実用上十分な精度であると考えられる。ひずみ判定による解析では、単軸引張試験から同定した閾値 (0.162) を入力した結果、最大変位が著大となることが確認された。ひずみ判定では、

他の破断判定モデルと比較して容易に要素が消滅するため変形抵抗が小さく、変形がより進展したと考えられる。一方、ひずみ判定の閾値を 0.5 および 0.6 とした場合は、最大変位が試験結果よりも大きくなるものの、試験で確認された付け根部分の破断、座屈等が再現された。ひずみ判定による解析で試験と同等の変形モードを再現するためには、単軸引張試験で同定したひずみ判定の閾値の約 3 倍以上の値を設定する必要がある。なお、ひずみ判定による解析では入力した閾値によらず、変位が約 10mm 増加するごとに荷重値が大きく変動しているが、これは解析モデルのメッシュサイズ (約 10mm) に対応し、要素が破断した際に荷重変動が生じたためと考えられる。

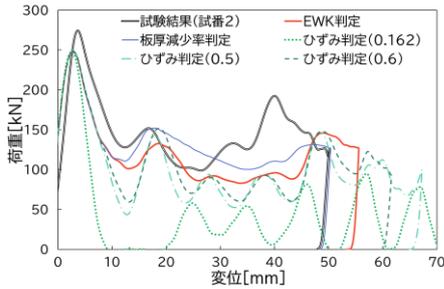


図 12 荷重－変位曲線 (全体圧縮条件)

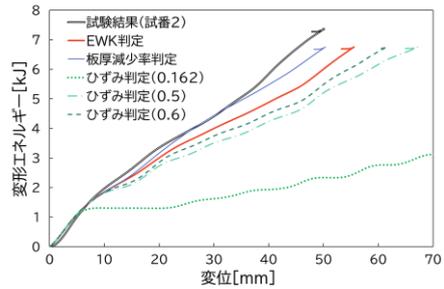


図 13 変形エネルギー－変位曲線 (全体圧縮条件)

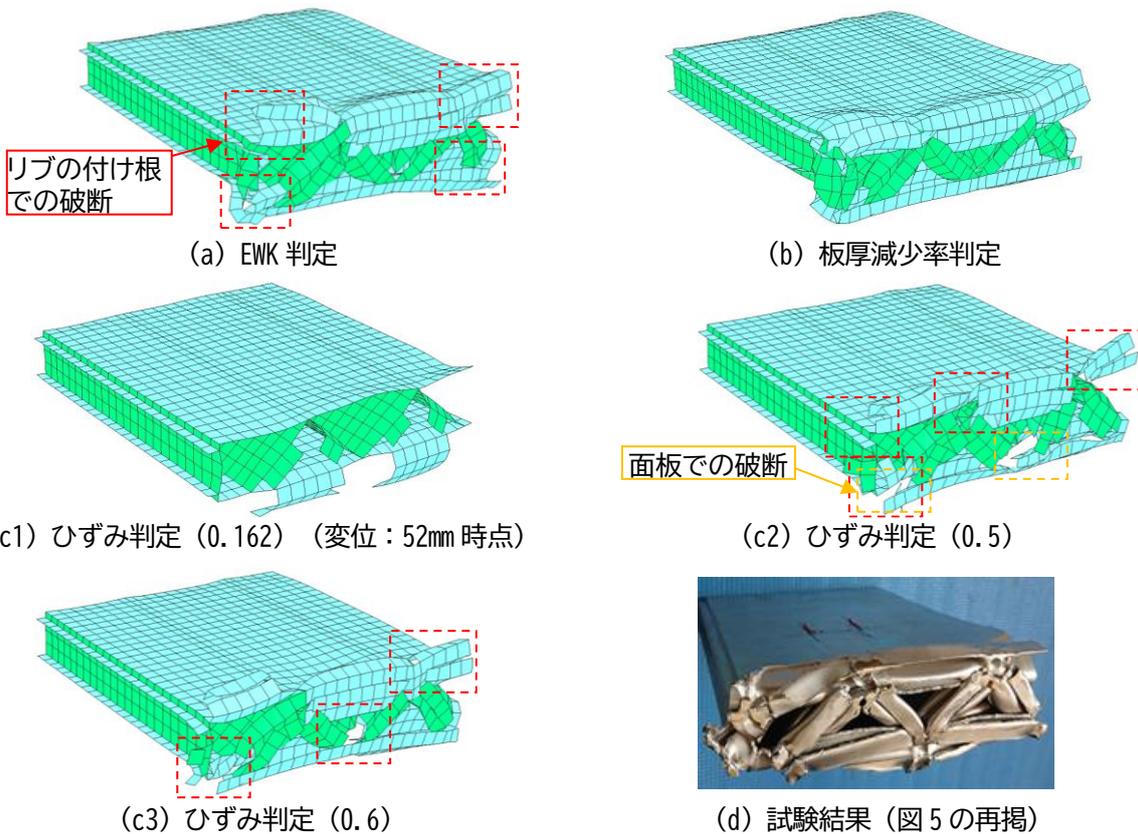


図 14 形状の比較 (全体圧縮条件)

3.2.2 局所圧縮条件

EWK 判定、板厚減少率判定、およびひずみ判定 (閾値: 0.162, 0.5 および 0.6) による各解析結果、ならびに試験結果 (試番 3) について、荷重－変位曲線を図 15 に、変形エネルギー－変位曲線を図 16 に、形状の比較を図 17 に示す。ひずみ判定 (0.162) による解析では著しく変形したことから、図 17 (c1) には変位

が82mm 時点での形状を示した。EWK 判定による解析では、衝撃用治具に沿って生じたせん断破壊、衝突面背後の座屈変形がよく再現された。最大変位についても、試験に対して9%の誤差の範囲内にあり、その荷重－変位特性を概ね再現した。変形エネルギー－変位曲線は、変位が70mm に達するまでほぼ一致した。一方、板厚減少率判定による解析では、衝撃用治具に接触した部分以外の部分で曲げ変形が生じ、せん断破壊が再現されない結果となった。これは、せん断変形が要素の板厚変化に寄与しない変形モードであり、破断基準に達しないことが原因と考えられる。ひずみ判定による解析では、閾値が0.162 の場合は変形抵抗を受けることなく破断した一方で、閾値を 0.6 に設定した場合は EWK 判定による解析と類似した結果となった。詳細は割愛するが、閾値を 0.7 に設定した場合、曲げ変形が卓越し、形状は板厚減少率判定による解析と類似する結果となった。EWK 判定および板厚減少率判定による解析で生じた、変位 15mm での2つめの荷重のピークは、試番 3 の試験ではみられなかったが、試番 1 の試験で生じたピーク（試番 1 では17mm：図9を参照）に対応すると考えられる。

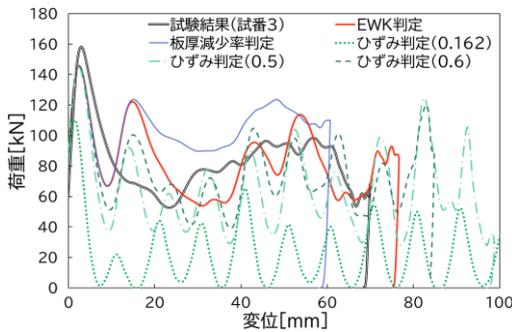


図 15 荷重－変位曲線（局所圧縮条件）

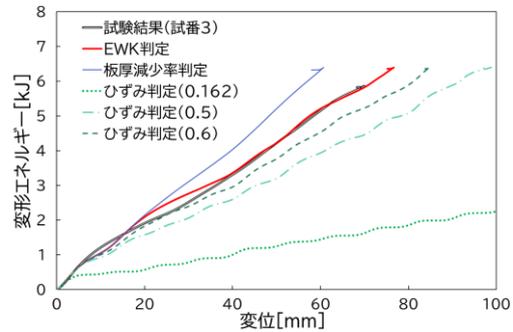


図 16 変形エネルギー－変位曲線（局所圧縮条件）

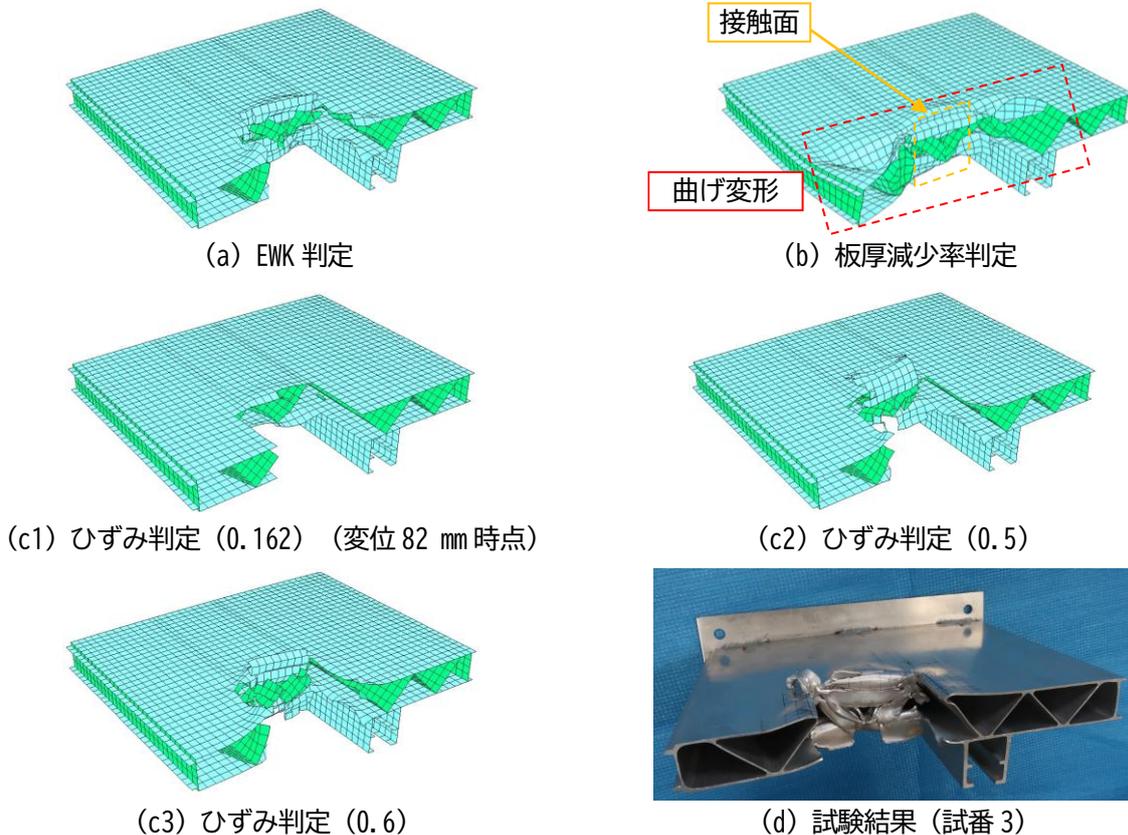


図 17 形状の比較（局所圧縮条件）

3.2.3 再現解析結果の整理

3.2.1 項で示した全体圧縮条件，および 3.2.2 項で示した局所圧縮条件について，それぞれの試験結果および各破断則を適用した場合の再現解析結果を，最大変位，最大荷重，変形エネルギーおよび試験体の形状の 4 項目で整理して表 3 に示す．変形エネルギーは，同一の変位での値を比較するため，全体圧縮条件では試験（試番 2）での最大変位（50.1mm）時点での，局所圧縮条件では板厚減少率判定による解析での最大変位（60.7mm）時点での値をそれぞれ記した．同表中に括弧書きで示した百分率の数値は，試験結果に対する誤差を表す．表 3 中で，試験結果との差異が最も小さい項目を赤背景で示した．なお，ひずみ判定（0.162）による解析では，局所圧縮条件および全体圧縮条件ともに変位が 100mm を超えてもなお変形したため，>100 と記した．

表 3 試験結果および各破断則を適用した場合の再現解析結果との比較

(a) 全体圧縮条件					
		最大変位 [mm]	最大荷重 [kN]	50.1mm 時点での変形エネルギー [kJ]	形状
試験結果（試番 2）		50.1	275	7.37	—
EWK 判定		55.6 (+11%)	248 (-9.8%)	6.02 (-18.3%)	試験結果と一致
板厚減少率判定		50.4 (+0.6%)	248 (-9.8%)	6.72 (-8.8%)	破断はほぼ確認されず
ひずみ判定	0.162	>100	248 (-9.8%)	2.34 (-68.2%)	(変位 52mm 時点の状況) 要素が破断判定されたことにより座屈が確認されず
	0.5	67.2 (+34.1%)	248 (-9.8%)	5.22 (-29.2%)	試験結果と一致
	0.6	61.6 (+23.0%)	249 (-9.5%)	5.49 (-25.5%)	試験結果と一致
(b) 局所圧縮条件					
		最大変位 [mm]	最大荷重 [kN]	60.7mm 時点での変形エネルギー [kJ]	形状
試験結果（試番 3）		70.0	158	5.21	—
EWK 判定		76.6 (+9.4%)	146 (-7.6%)	5.26 (+1%)	試験結果と一致
板厚減少率判定		60.7 (-13%)	146 (-7.6%)	6.30 (+20.9%)	せん断破壊：確認されず 座屈：衝突用治具側の広い範囲で確認された
ひずみ判定	0.162	>100	110 (-30%)	1.47 (-71.8%)	(変位 82mm 点での状況) せん断破壊：確認された 座屈：確認されず
	0.5	98.8 (+41.1%)	145 (-8.2%)	3.98 (-23.6%)	せん断破壊：確認された 座屈：部分的に確認された
	0.6	84.8 (+21.1%)	146 (-7.6%)	4.58 (-12%)	せん断破壊：確認された 座屈：部分的に確認された

3.3 各破断モードで適用すべき破断則の整理

3.2 節では，全体圧縮条件および局所圧縮条件の再現解析で適用する破断則による解の挙動の変化を確認した．これらの結果から，アルミニウム合金部材の衝撃挙動を数値解析で考察する上で適用すべき破断則について整理する．

ひずみ判定による解析について，本試験結果から閾値を試行錯誤的に決定した場合，メッシュサイズが 10mm では，その値は実際の相当破断ひずみの 3 倍以上の数値となり，荷重－変位曲線における荷重は試験と比較して小さくなった．板厚減少率判定による解析では，全体圧縮条件のように主に曲げ変形モードが生じる場合には適切な解が得られた一方で，せん断破壊を扱うことができないことが確認された．EWK 判定による解析では，せん断および曲げによる破壊を考察できることが確認され，特に局所圧縮条件のように，母材部の破断が生じるような衝撃挙動の考察で有効と考えられる．

以上を踏まえ，母材部での破断等が生じることが想定される場合は板厚減少率判定による簡易なモデル

化は適切でなく、破断に関する詳細なモデル化が必要である。モデル化手法としては、詳細なモデル化の中では比較的容易な EWK model で、材料破断を含めた衝撃挙動を再現できることを示した。一方、全体圧縮条件のように材料の破断が重要にならない場合では、板厚減少率判定による解析が有効であると考えられる。ひずみ判定による解析では、いずれの条件でも妥当な結果が得られない結果となった。

4. まとめ

アルミニウム合金製車体構造に用いられるダブルスキン部材の衝撃圧縮挙動を把握することを目的に、複数の圧縮条件のもとで衝撃圧縮試験を実施し、座屈変形挙動のみならず、せん断破壊挙動についても明らかにした。さらに、衝撃試験の再現解析を実施した。再現解析では、複数の破断則を適用し、それぞれの結果を比較することにより、せん断破壊挙動も考慮できる破断則を示した。

衝撃圧縮試験では、部材全体を圧縮した条件、および部材断面の一部を局所的に圧縮した条件の 2 条件を実施した。全体圧縮条件では、曲げ座屈変形が主であり、著しく変形した面板およびリブの付け根部分の一部で部材が破断した。一方、局所圧縮条件では、衝撃用治具と接触した箇所近傍の面板およびリブが蛇腹状に座屈し、衝撃用治具の側面と接触した箇所では、衝撃用治具の形状に従って、せん断破壊した。変形が衝撃用治具まわりの近傍以外に伝搬しなかった原因として、アルミニウム合金材料の破断ひずみが小さいことによる影響が考えられる。衝撃圧縮試験の再現解析の結果、全体圧縮条件では、全体的に座屈変形が卓越したため、破断則が及ぼす影響は小さいと考えられ、板厚減少率判定および EWK 判定による解析で適切な解が得られた。破断則にひずみ判定を適用する場合は、単軸引張試験結果から同定した破断判定ひずみでは適切な解が得られず、約 3 倍以上の値を設定する必要があることを示した。一方、局所圧縮条件のようにせん断破壊モードが生じる場合は、ひずみ判定および板厚減少率判定による解析ではせん断破壊を再現できず、EWK 判定による解析で、せん断破壊および座屈挙動を適切に再現できることを明らかにした。

今後、アルミニウム合金製車体構造の解析モデルにおいて EWK model を適用し、アルミニウム合金製車体構造の衝撃挙動を明らかにしていく方針である。

文 献

- 1) 田口真, 藤本亜紀子, 山田敏之, 井原禎之, 吉川孝男: 数値解析による踏切衝突事故の検証 (鉄道車両の衝突安全性評価の研究), 日本機械学会論文集, Vol.81, No.829, 2015
- 2) 沖野友洋, 永田恵輔, 佐藤裕之, 堀川敬太郎, 小林秀敏: 踏切衝突事故時の各因子が列車乗員の被害度に及ぼす影響評価, 日本機械学会論文集, Vol.85, No.869, 2019
- 3) 川崎健, 山本隆久, 大場英資, 正井健太郎, 中村英之: 焼鈍したアルミニウム合金製中空押出形材を用いた鉄道車両用エネルギー吸収部材の開発, 日本機械学会論文集 A 編, Vol.70, No.697, pp.187-193, 2004
- 4) 川崎健, 山口貴吏, 用田敏彦: 鉄道車両用アルミ合金製衝撃吸収構造を対象にした準静的圧壊実験と数値解析による基礎検討, 日本機械学会論文集 A 編, Vol.74, No.737, pp.154-161, 2008
- 5) 木村宗太, 用田敏彦, 川崎健, 中村英之, 山口貴吏: 鉄道車両向け衝撃吸収構造のエネルギー吸収特性評価 (損傷力学モデルを用いた数値シミュレーション), 日本機械学会論文集 A 編, Vol.78, No.793, pp.98-112, 2012
- 6) 濱島豊和, 西村和彦, 曄道佳明: 非線形動的解析を用いた鉄道車両構体の塑性領域を含む長手方向強度評価, 日本機械学会論文集, Vol.81, No.821, 2015
- 7) 運輸安全委員会: RA2014-10 II 九州旅客鉄道株式会社 佐世保線 高橋駅構内 踏切障害事故, 2014, <https://www.mlit.go.jp/jtsb/railway/rep-acci/RA2014-10-2.pdf> (参照日: 2025 年 9 月 10 日)
- 8) V.Tvergaard, A.Needleman, "Analysis of the cup-cone fracture in a round tensile bar," Acta Metallurgica, Vol.32, Issue 1, pp.157-169, 1984.

- 9) J.Davenport, W.Xu, M.Wilson, D.Zangani, "Modelling of crashworthy welded joints of aluminium railway carriages," Conference paper of WCRR2006, 2006.
- 10) 永田恵輔, 沖野友洋, 高野純一:せん断破壊を考慮した鉄道車両用アルミニウム合金部材の衝撃圧縮試験, 日本機械学会論文集, Vol.87, No.903, 2021
- 11) 佐藤裕之:研究開発七つ道具 117 水平衝撃荷重装置, RRR, Vol.79, No.4, p.47, 2022
- 12) G.R.Johnson, W.H.Cook, "Fracture characteristics of three metals subjected to various strains, strain rates, temperatures and pressures," Engineering Fracture Mechanics, Vol.21, No.1, pp.31-48, 1985.

車輪／レール間の接触位置と横すべりに着目した
乗り上がり脱線に対する評価手法

國行 翔哉* 中野 公彦**

Evaluation Method for Flange-Climb Derailment Focusing on
Contact Position and Transverse Creepage Between Wheel and Rail

Shoya KUNIYUKI Kimihiko NAKANO

This paper proposes a new method for evaluating the running safety of railway vehicles against flange-climb derailment, focusing on the contact conditions between wheel and rail. The method uses two key variables: lateral contact position and normalized transverse creepage, defined as the ratio of transverse creepage to the wheelset angle of attack. Through vehicle dynamics simulations under various running conditions, the relationship between these variables and the running safety was investigated. The results show that the transit domains for the loci of these variables differ significantly between derailment and non-derailment cases. This paper provides fundamental insights into the development of advanced safety assessment techniques for railway operations, taking into account the detailed wheel-rail contact dynamics.

キーワード：走行安全性，接触状態，乗り上がり脱線，クリープ，すべり，アタック角

1. 緒言

走行中の測定が難しい，車輪／レール間の接触に関する状態量を把握する手法が研究されている．例えば，下記の状態量を把握する手法が検討されている．

- ・ 接触位置^{1) 2) 3)}
- ・ アタック角（車輪／レール間の相対的なヨー角）^{4) 5) 6)}
- ・ 摩擦係数^{7) 8) 9)}

以降，上記状態量，ならびにこれら状態量と接触幾何解析や力学的関係式を用いて関係付く状態量をまとめて「接触状態」と呼ぶ．将来的には，実用的な観点で接触状態の把握が可能になると考える．

現在，車両の乗り上がり脱線に対する走行安全性は，脱線係数を測定して目安値と照査することで，評価しているが，接触状態を勘案することで，精度向上を図れる余地があることが報告されている^{10) ~13)}．上記の研究は，いずれも脱線係数をベースに評価手法を検討したものであるが，脱線係数と切り離して，接触状態単独で走行安全性を議論することで，評価の精度を向上できる可能性があると考えられる．

本研究では，接触状態が既知であることを前提にした場合の走行安全性の評価手法を検討した．先行研究として，乗り上がり脱線が生じ得る脱線係数に対応する輪軸の左右変位と左右速度の関係を考えることで，走行安全性を評価する手法が提案され，直線走行時には適切に評価できることが示されている¹⁴⁾．一方で，先行研究は，アタック角の影響が強く表われる曲線通過時における走行安全性を明瞭に評価できる段階に達していない．先行研究の考え方でアタック角の影響を考慮する場合には，4次元的な領域を考える必要があり，煩雑になる．上記を踏まえ，本研究では，接触状態の中で，横クリープ率をアタック角で除いた値ならびに接触位置を用いた評価手法を検討したので，検討内容と結果を報告する．なお，本稿は，文献15の要部を抜粋し，論旨を変えずに再構成したものである．詳細については文献15を参照されたい．

* 鉄道力学研究部 車両力学研究室

** 東京大学

2. 走行安全性の評価手法の検討

2.1 乗り上がり脱線に至るまでの段階

本研究では、乗り上がり脱線に至るまでの段階を、図1に示す車輪／レール間の接触位置に対応させた4つに分類して考える。それぞれの段階を以下で説明する。

- ・段階1 踏面接触：図1にて緑色で示した領域で車輪がレールと接触する段階である。本研究では、フランジのど部で接触する場合もこの段階に含める。
- ・段階2 車輪上昇：図1にて紫色で示した領域で車輪がレールと接触する段階である。この段階では、車輪の接触角が最大（フランジ角 α_F ）になり、車輪上昇量が急激に増加していく。
- ・段階3 フランジ乗り上がり：図1にて橙色で示した領域で車輪がレールと接触する段階である。この段階が進むにつれ、車輪の接触角は最大値 α_F から減少していく。
- ・段階4 脱線：図1にて赤点で示した車輪のフランジトップ部でレールと接触している段階である。車輪が完全にレールに乗り上がり、この段階が進行すると最終的に車輪は脱線する。非常に危険な状態であることから、安全側に考え、本研究ではこの段階を脱線が生じたものとして扱う。

2.2 評価指標

本研究では、下記に示す二項目で表わす接触状態を評価指標として考え、現在の走行状態がフランジ乗り上がり段階に到達する恐れがあるかを判別することで、走行安全性を評価できるかを検討する。

- ・指標1：現在の段階から脱線段階に達するまでの幾何的な余裕度を表わす指標
- ・指標2：現在の段階から脱線段階に達するまでの動的な余裕度を表わす指標

それぞれのイメージを図2に示す。また評価指標に関連する輪軸と車輪周りの座標系と変数を図3に示す。紙面の都合上、図3に示した各変数の詳細な説明は文献15を参照されたい。

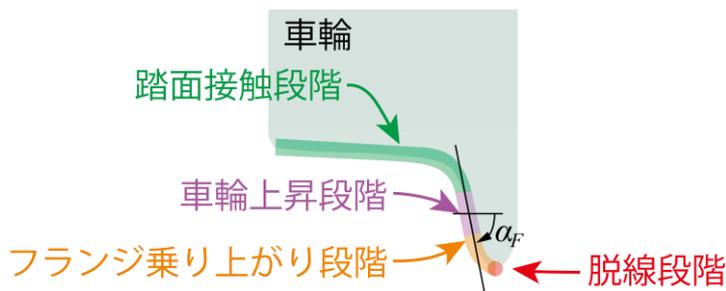


図1 フランジ乗り上がり脱線に至る4つの段階

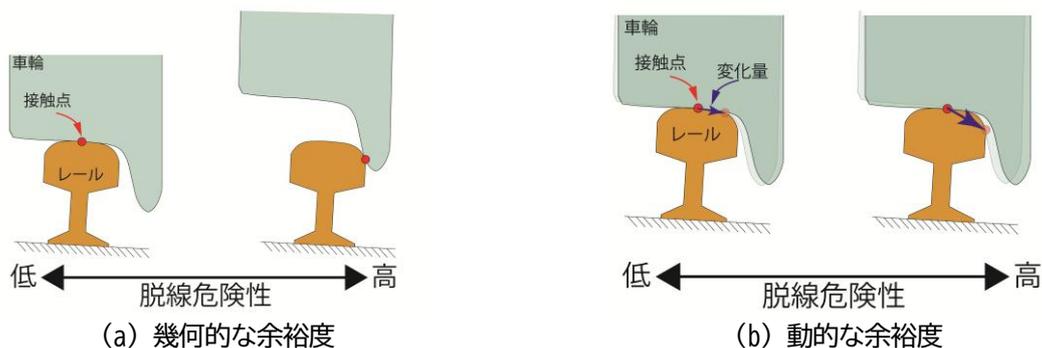


図2 評価指標

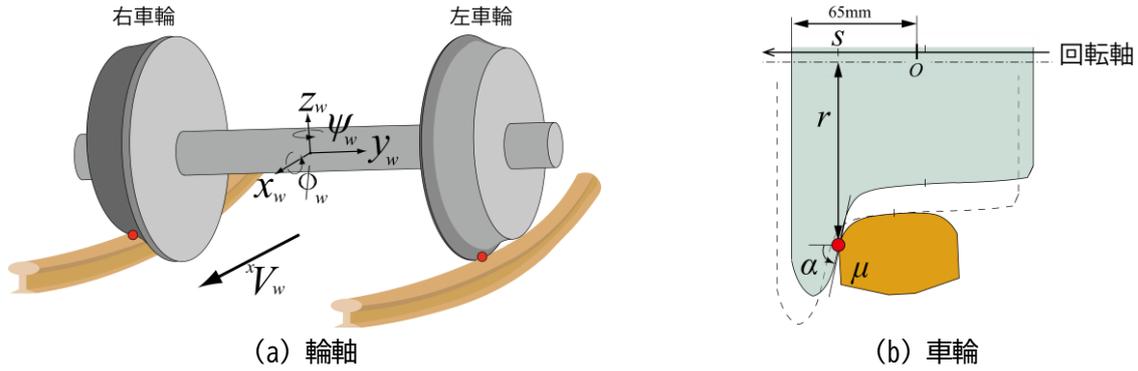


図3 車輪とレールの接触状態を表わす変数と座標系

図2 (a)に示すように、指標1では、現在の接触点がフランジトップに近い領域にある場合に、乗り上がり脱線が発生する危険性が高いと評価する。本研究では、図3 (b)に示す接触位置sを選定した。

図2 (b)に示すように、指標2では、現在の接触点がフランジトップに向かう変化量が多い場合に、乗り上がり脱線が発生する危険性が高いと評価する。これを表わし得るものとして、接触速度sが考えられる。類似する考えとして、輪軸左右変位と輪軸左右速度の領域的關係から走行安全性を評価する手法がある¹⁴⁾。しかし、緒言で述べたように、曲線通過時を想定し、アタック角の影響を考慮すると煩雑化が避けられない。そこで本研究では、sの代わりに、比横クリープ率ξという状態量を新たに定義し、評価指標とした。

2.3 比横クリープ率の定義と特性

比横クリープ率ξは、横クリープ率v_yから計算される。v_yは、車輪/レールからみた接触面の移動速度の差と走行速度より計算される量であり、図3に示す変数を用いて理論的に式(1)で表わせる¹⁶⁾。

$$v_y = -\frac{r}{r_0 \cos \alpha} \psi_w + \frac{\dot{y}_w}{xV_w \cos \alpha} + \frac{r \dot{\phi}_w}{xV_w \cos \alpha} \quad (1)$$

rとαは接触位置での車輪の回転半径と接触角、r₀は左右車輪の平均回転半径である。また、y_w、ψ_w、φ_wおよびxV_wは輪軸の左右変位、アタック角、ロール角、走行速度である。式(1)は左右車輪いずれにおいても成り立つ。

フランジ乗り上がり段階を想定し、アタック角ψ_wがψ_w ≠ 0であると仮定し、式(1)をψ_wで除して標準化した状態量ξを式(2)の通り定義する。本研究では、この状態量ξを比横クリープ率と呼ぶ。

$$\xi := \frac{v_y}{\psi_w} = -\frac{r}{r_0 \cos \alpha} + \frac{\dot{y}_w}{\psi_w xV_w \cos \alpha} + \frac{r \dot{\phi}_w}{\psi_w xV_w \cos \alpha} \quad (2)$$

ξは、接触状態を表わす変数で表現でき、下記に示すように2つの要素に分離できる。

$$\xi = \xi_S + \xi_F \quad (3)$$

$$\xi_S := -\frac{r}{r_0 \cos \alpha} \quad (4)$$

$$\xi_F := \frac{\dot{y}_w}{\psi_w xV_w \cos \alpha} + \frac{r \dot{\phi}_w}{\psi_w xV_w \cos \alpha} \quad (5)$$

式(4)で与える ξ_s は、接触角 α がロール角などに影響されるものの、接触位置 s で概ね定まる状態量であり、本研究では基準比横クリープ率と呼ぶ。式(5)で与える ξ_F は、速度要素によって定まる状態量であり、本研究では変動比横クリープ率と呼ぶ。 ξ_s は、輪軸左右変位を発散させる方向の横クリープ力、 ξ_F は、減速方向の横クリープ力を発生させるすべりに対応する。

車輪の踏面形状が修正円弧踏面の設計形状であり、中立位置での車輪の回転半径が 0.43m の場合における、接触位置 $s > 0$ に対する比横クリープ率 ξ を図 4 に例示する。図 4 では、参考のため車輪の回転半径 r を青線で右軸に示している。図 4 において赤線は、輪軸ロール角 ϕ_w を 0 と近似し、対となる車輪の回転半径を 0.43m とした場合における、基準比横クリープ率 ξ_s を示す。図 4 より分かる、 ξ_s の特性を以下に示す。

- 車輪の踏面領域 (s が約 26mm 以下となる領域) では一定の勾配で減少する。
- 車輪のフランジのど部 (s が約 26.0mm~36.0mm となる領域) に差し掛かると勾配が非線形に変化し、踏面領域よりも急激に減少する。
- 車輪上昇段階であるフランジ直線部で接触している場合 (s が約 36.0mm~40.2mm となる領域) においては、再び一定の勾配となり、なだらかに減少する。
- フランジ乗り上がり段階であるフランジ直線部の出口からフランジトップで接触している場合 (s が約 40.2mm~51mm となる領域) においては、非線形に増加する。

変動比横クリープ率 ξ_F は、輪軸の動的な挙動によって ξ_s (赤線) 周りに示した緑の領域を変動幅とした値を取る。なお、左曲線と右曲線のどちらを走行した場合でも、一般に式(5)の分母と分子の正負が共に入れ替わるため、結果として ξ_F の正負は変わらない。両者の足し合わせである比横クリープ率 ξ は、緑の領域内に存在する。本研究での検討内容は、乗り上がりが生じる恐れがある状態とそうでない状態を s - ξ 平面にプロットした際、両者の描く軌跡に違いが出ると予測し、そこから状態を区別することを試みるものである。

3. 車両運動シミュレーションを用いた検討

検討する状態量と走行安全性の関係を調べるため、乗り上がり脱線を想定した車両運動シミュレーションを実施した。使用したソフトウェアは、様々な曲線・走行条件を容易に設定でき、接触位置などの実験での測定が困難な情報を容易に得られる Simpack (Dassault Systèmes 社, ver.2024x.2) である。

3.1 シミュレーション条件

3.1.1 車両モデル

モデルは一般的な狭軌在来線を想定し、車体、台車枠および輪軸が剛体である1車両モデルとした。車両は、図 5 に示すように、車体1個、台車枠2個、輪軸4個についてそれぞれ6自由度を有する剛体とし、各剛体はばね・減衰要素で結合されたモデルとした。車輪の断面形状は修正円弧踏面の設計形状とした。

3.1.2 軌道モデル

軌道の線形は、図 6 (a)に示すように、左の単曲線として設定した。図 6 (b)に示すように、緩和曲線区間の軌道の曲率は、緩和曲線開始位置からの走行位置に比例して変化する。カントも同様に変化させる。入口側緩和曲線と円曲線の区間長さは 100m で固定する。出口側緩和曲線の区間長さは、図 6 (b)に示す出口側緩和曲線の終端位置 X を後述するカント逡減倍率に応じて、(i)~(iv)の位置で動かし、変化させる。各区間の境界には、計 3m (1.5m ずつ) のスムージングを設定する。レールの断面形状は JIS 50kgN レールの設計形状とし、車輪／レール間のクリープ力の計算には、FASTSIM¹⁷⁾を用いた。なお、内軌側のレールには脱線防止ガードを設置してあり、脱線段階に達すると、内軌側車輪が脱線防止ガードに接触する。この状

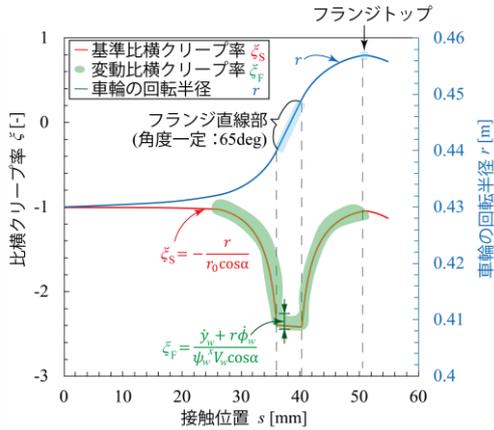


図4 接触位置sと比横クリープ率ζの関係

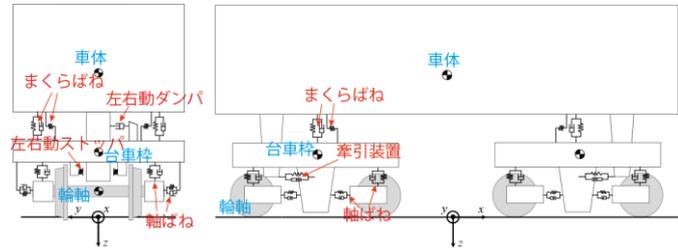


図5 シミュレーションで使した車両モデル

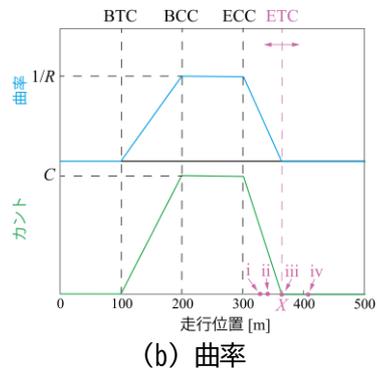
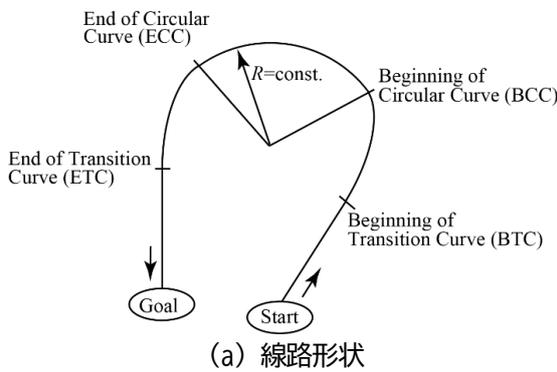


図6 シミュレーションで使した軌道モデル

態は接触点数が増加し、計算負荷が著しく増加するため、脱線防止ガードと車輪が接触した場合は、シミュレーションを停止させ、データ整理上は「脱線した」と取り扱った。

3.1.3 パラメトリックスタディの変数設定

フランジ領域での接触状態が多様になるようにシミュレーション条件を定めた。接触状態を変化させる影響について、静的な影響と動的な影響に分けて考えた。その中で、主な因子を以下に列挙する。静的・動的のどちらにも影響を与えると考えられる一部の因子は、両方に記載した。

- ・ 静的な影響：静止輪重，静止輪重のアンバランス，円曲線半径，カント，スラック，摩擦係数，車輪踏面形状，レール断面形状，軸ばね剛性，まくらばね剛性
- ・ 動的な影響：カント逓減倍率，走行速度，軌道変位，摩擦係数，車輪踏面形状，レール断面形状，軸ばね剛性，まくらばね剛性

本研究では、まずは基本的な特性の理解に努めるため、接触状態を変化させる影響として、上記から以下に示す5つの因子を選定し、パラメトリックスタディの変数とした。

- ① 静止輪重のアンバランス：先頭輪軸の外軌側の静止輪重が0%，15%および30%減少するように設定した。
- ② 円曲線半径R：乗り上がり脱線が発生しやすい急曲線である100mと160mの2つを設定した。
- ③ 摩擦係数μ：走行中の内外軌の値を一定かつ同一とし、μ = 0.1～0.7の範囲で設定した。
- ④ カント逓減倍率：出口側の逓減倍率が(i)300，(ii)400，(iii)600および(iv)1000になるように緩和曲線長(図6(b)のX-300m)を設定した。300倍は、軸距が2.1mとなる在来線車両では、最小の倍率となる¹⁶⁾。
- ⑤ 走行速度 v_w ：一定の走行速度を考え、R = 100mの場合は10km/hと30km/hを、R = 160mの場合は

10km/h と 40km/h をそれぞれ設定した。

他の因子については、今回は同じ条件で固定した。その内容を以下に示す。

- ・ 静止輪重：一般的な狭軌在来線を想定してモデルを作成した結果、29.8kN となった。
- ・ カント：カントが大きいほど曲線通過時の外軌側輪重が減少し、脱線に対して不利な条件になりやすいことを考慮し、狭軌在来線車両の場合の最大カント量 105mm¹⁶⁾ を設定した。
- ・ スラック：スラックがあると脱線に対して有利な条件になることから、0mm を設定した。
- ・ 軸ばね剛性とまくらばね剛性：一般的な狭軌在来線を想定した諸元を与えた。
- ・ 軌道変位：軌道変位は無いものとした。

3.2 シミュレーション結果

3.2.1 接触位置に対する比横クリープ率の挙動

実施した車両運動シミュレーション結果の一部を対象として、接触位置 s と比横クリープ率 ξ が s - ξ 平面上に描く軌跡を図7に示す。図7の解析条件は、外軌側の静止輪重が30%の減少、円曲線半径が100m、出口側のカント逡減倍率が400、走行速度が10km/h、摩擦係数 μ が0.1~0.7(刻み0.1)である。

図7(a)は、フランジのど部からフランジトップ域までの全体図を示す。摩擦係数 μ が0.3以上の場合、接触点はフランジ直線部入口に達し、さらに μ が0.5以上の場合、接触点はフランジ直線部出口を超え、フランジトップまで至り、脱線段階に達した。図7(b)は、フランジ直線部(接触位置 s がおおよそ $36.0\text{mm} \leq s \leq 40.2\text{mm}$ となる区間)の領域付近で拡大したものを示す。図7(b)を見ると、接触点がフランジ直線部を超え、最終的に脱線段階に達した条件では、比横クリープ率 ξ が常に基準比横クリープ率 ξ_s よりも高い値を取っていた。一方で、フランジ直線部まで到達したものの、フランジ乗り上がり段階・脱線段階に達しなかったシミュレーション条件では、 ξ は s の増加に伴い ξ_s と大小関係が入れ替わった。その後、接触位置は中立位置方向に移動し、その際に輪軸アタック角が0になるため、 ξ は $-\infty$ に近づく応答になった。

3.2.2 ECC 進入後の乗り上がりの発生有無が異なる軌跡の通過領域

今回設定した条件では、ECC 進入後に乗り上がりが生じた結果が多かった¹⁵⁾。そこで、以降では出口側緩和曲線区間に焦点を当てる。乗り上がり発生の有無でデータを分け、接触位置 s と比横クリープ率 ξ が s - ξ 平面上に描く、種々の条件で変わる軌跡の通過領域を調べた。結果に対して、 ξ を s に対する関数 $\xi = \xi(s)$ とみなし、ECC 進入直後から s が最大値に達するまでのデータを用いて $\xi(s)$ を作成した。その後、各々のデー

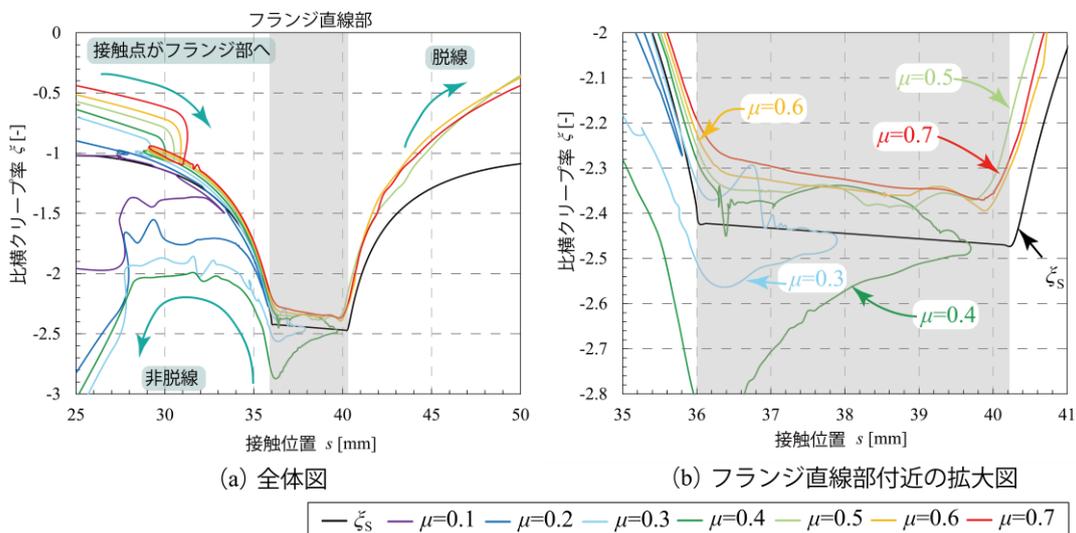


図7 接触位置 s と比横クリープ率 ξ の関係

タ群において、 s に対する ξ の最大値 $\xi_{\max}(s)$ と最小値 $\xi_{\min}(s)$ を求め、通過領域とした。

得られた結果を図8に示す。図8では、赤色の領域が脱線段階に達したデータ（以下、「脱線データ」）の通過領域、橙色の領域がフランジ乗り上がり段階に達したデータ（以下、「フランジ乗り上がりデータ」）の通過領域、青色の領域がフランジ乗り上がり段階に達しなかったデータ（以下、「非フランジ乗り上がりデータ」）の通過領域を示す。図8より得られた結果を以下に記す。

- ・脱線データの通過領域は、接触位置 s が $s \geq 37.3\text{mm}$ の場合に存在していた。その下限の境界線は、フランジ直線部（およそ $37.3\text{mm} \leq s \leq 40.0\text{mm}$ ）で概ね一定であった。
- ・フランジ乗り上がりデータの通過領域は、 $s \geq 36.9\text{mm}$ の場合に存在していた。その下限の境界線は、フランジ直線部の中央付近（およそ $36.9\text{mm} \leq s \leq 39.5\text{mm}$ ）で概ね一定であるが、 s が 39.5mm を超えると ξ に対して下に広がった。
- ・各領域下限の境界線は、非フランジ乗り上がりデータの方が脱線データとフランジ乗り上がりデータよりも下側に存在しており、 ξ に対して領域の幅が広がった。
- ・非フランジ乗り上がり状態の通過領域の下限の境界線は、フランジ直線部出口付近（およそ $40.0\text{mm} \leq s \leq 40.2\text{mm}$ ）を除くほとんどの位置で、基準比横クリープ率 ξ_s を下回っていた。
- ・3つの領域で重複している箇所があった。

3.3 比横クリープ率と乗り上がり発生に関する考察

式(2)～式(5)より、図8において、比横クリープ率 ξ と基準比横クリープ率 ξ_s の差は、変動比横クリープ率 ξ_F に等しい。 ξ_F は、アタック角に対する速度影響を含んだ横クリープの程度を示し、 ξ が ξ_s よりも大きいほど、輪軸は軌間外へ向かう速度を有し、結果として速度を逆転させて輪軸の重心位置を軌道中心側に戻す横クリープ力が作用しようとする（以降では、この横クリープ力を「復元横クリープ力」と呼ぶ。）。

図8において、同じ接触位置 s で脱線データ、フランジ乗り上がりデータと非フランジ乗り上がりデータの通過領域で ξ の広さが異なったのは、乗り上がりが発生しないデータが、発生したデータよりも相対的に走行条件が厳しくないため、その分領域下限の境界線が下に広がったことが理由であると考えられる。 ξ_F が大きくなるにもかかわらず、乗り上がりなし脱線に至ってしまうのは、以下が関係していると考えられる。

- ・フランジ直線部で車輪とレールが接触しているため、大きなスピנקリープが発生しており、復元横クリープ力が作用しない。

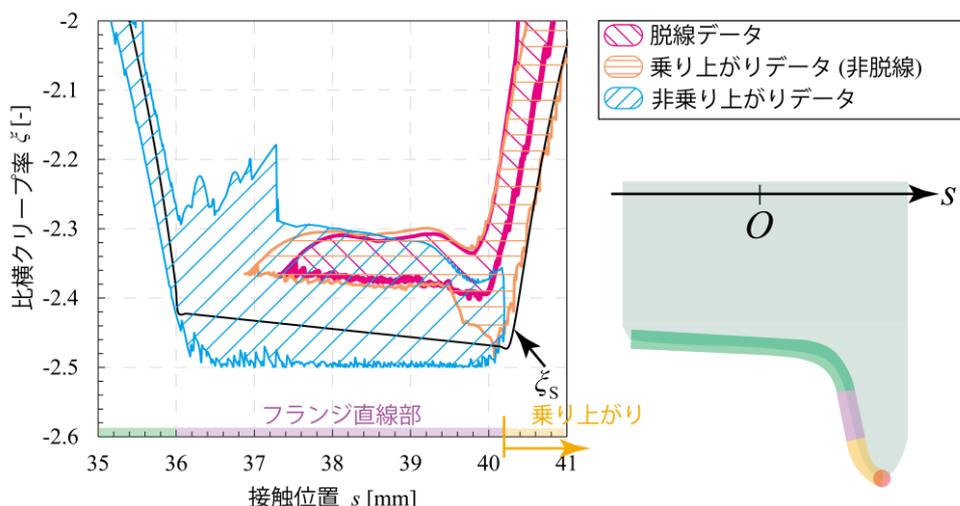


図8 出口側緩和曲線区間における接触位置 s と比横クリープ率 ξ の通過領域

- ・ 輪軸左右方向の加速度の向きが軌間外側に向いており、左右方向の減速が間に合わず、フランジ乗り上がり段階や脱線段階に到達する。

紙面の都合上、これらの詳細な考察は文献 15 を参照されたい。

4. 本手法の活用例

本検討手法を活用して走行安全性を評価する例を述べる。評価には、図 9 に示す安全判定図を使用する。図 9 は、接触位置 s と比横クリープ率 ξ の状態 $[s, \xi]^T$ を安全領域 D_S と危険領域 D_D の二つの領域に分けるものである。参考のため、図 9 では、図 8 で得られた領域を併せて示している。提案する活用法は、状態 $[s, \xi]^T$ がどちらの領域に存在するかで、走行安全性を評価するものである。

二つの領域は、前項までの結果を踏まえて、以下のコンセプトで設定する。

- ・ 接触点が車輪のフランジ部よりも、踏面側に存在する場合（接触位置 $s < 36.0\text{mm}$ ）：
車輪とレールがフランジ接触していないことから、安全領域 D_S とする。
- ・ 接触点がフランジ直線部に存在する場合（ $36.0\text{mm} \leq s < 40.2\text{mm}$ ）：
比横クリープ率 ξ が基準比横クリープ率 ξ_S を下回る場合、その後の運動で接触点が踏面側に移動する状態であるため、安全領域 D_S とする。反対に ξ が ξ_S を上回る場合、その後の運動でフランジ乗り上がり段階に達する可能性があることから、危険領域 D_D とする。
- ・ 接触点がフランジ直線部を超えた場所に存在する場合（ $s \geq 40.2\text{mm}$ ）：
フランジ乗り上がり段階に達していることから、 ξ の値によらず危険領域 D_D とする。

なお、例では、区間 $36.0\text{mm} \leq s < 40.2\text{mm}$ において、 ξ_S を境界線に設定しているが、前章では、 $\xi > \xi_S$ の場合でも、フランジ乗り上がり段階・脱線段階に到達しない状態があるという結果が得られた。また、 s が約 36.8mm を下回っていれば、フランジ乗り上がり段階・脱線段階に到達しない結果も得られている。そのため、この区間においては、境界線を ξ_S の線よりも上側に設定できる可能性がある。これについては、今後さらなる検討を実施し、深度化していく予定である。

本手法を用いた走行安全性を評価するフローチャートを図 10 に示す。図 10 では、以下の 2 つの活用法を示している。

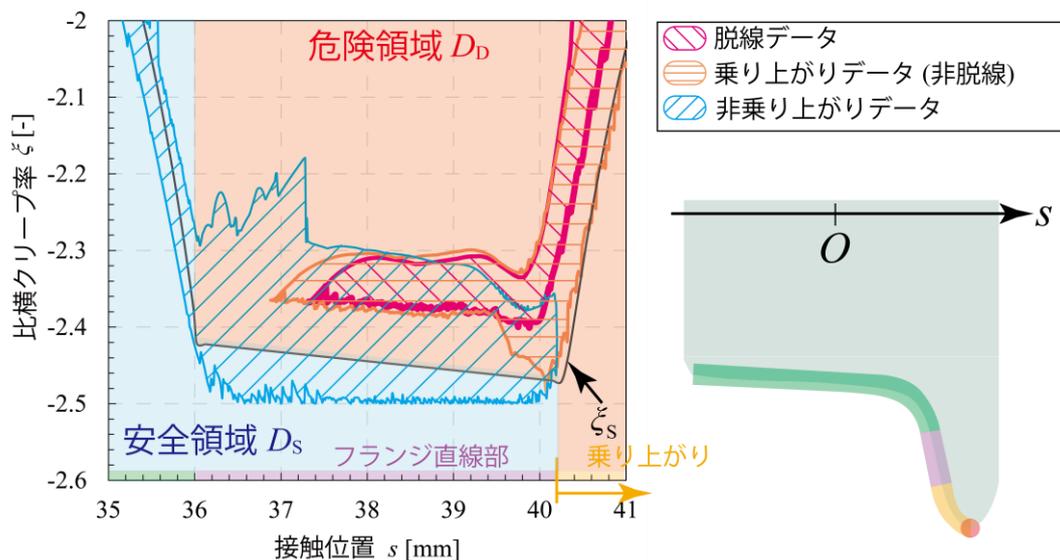


図 9 提案する乗り上がり脱線に対する安全判定領域

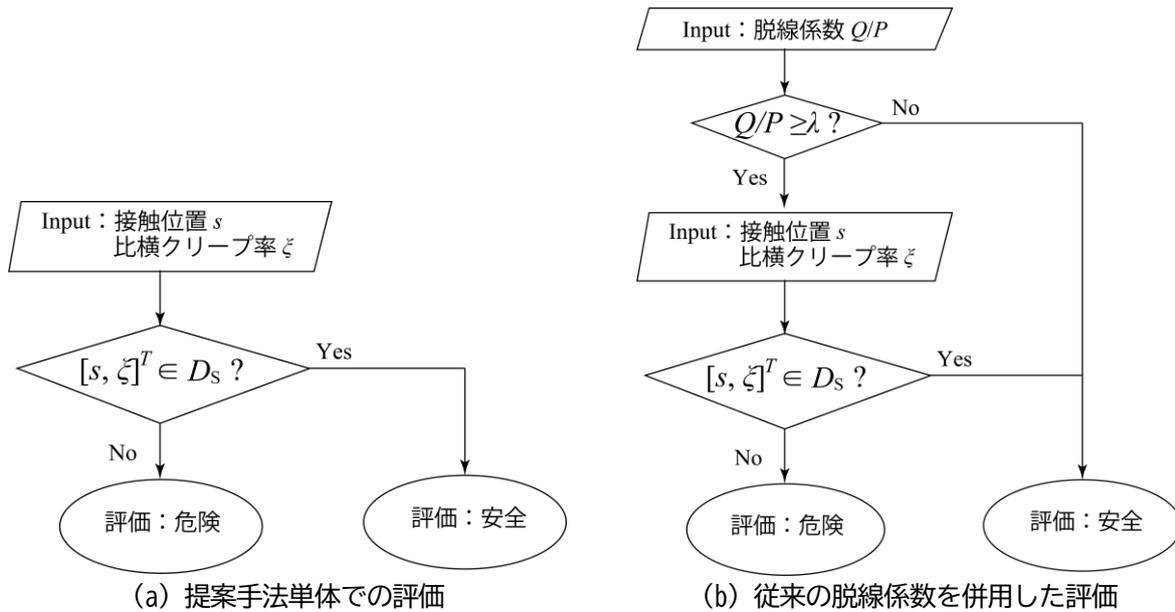


図 10 提案手法による走行安全性の評価フローチャート

・ 1. 本手法単体での評価 (図 10 (a))

走行安全性を従来とは別の観点で評価するものである。状態 $[s, \xi]^T$ が安全領域 D_s に含まれる場合を走行安全性の観点で「安全」、そうでない場合を「危険」と評価する。

・ 2. 従来の評価手法と組み合わせた評価 (図 10 (b))

提案手法を補助的に使用し、従来の手法と組み合わせることで、走行安全性の評価の高精度化を図るものである。まず、脱線係数 Q/P が目安値 λ を超過するかを照査し、走行安全性の観点で安全であるかを従来の手法に基づいて評価する。このとき、 Q/P が λ を超過した場合は、提案手法により状態 $[s, \xi]^T$ が安全領域 D_s に含まれるかを確認する。含まれる場合は、走行安全性の観点で「安全」と評価することができる。なお、 Q/P が λ を下回った場合に「安全」と評価する事自体は、これまでの運用で問題が発生していないことから、提案手法による評価は行なわない。

以上のように、当検討手法を用いて走行安全性を評価する事が可能であるが、上述したように、例として与えた図9の領域の設定が妥当であるかについては、さらに詳細な検証が必要であると考えられる。

5. 結言

今後の研究開発が進み、車輪/レール間の接触状態が簡便に把握できるようになることを見込み、接触状態を勘案して乗り上がり脱線に対する走行安全性を評価する方法について検討した。本研究では、接触状態の中で横クリープ率を輪軸アタック角で除して標準化した比横クリープ率と接触位置を評価指標にした。車両運動シミュレーションを用いて、それらが同一平面上に描く、種々のシミュレーション条件で変わる軌跡の通過領域と走行安全性の関係について検討した。結果、出口側緩和曲線の進入後にフランジ乗り上がりが発生するかについてデータを区分すると、通過領域に違いが生じることが分かった。具体的には、接触点がフランジ直線部にある場合には、比横クリープ率が大きいほど(0に近いほど)、フランジ乗り上がり・脱線しやすい状態であった。したがって、接触位置がフランジ直線部に存在しても、比横クリープ率がある値を下回れば安全と判定できる可能性があると考えられる。すなわち従来の脱線係数による走行安全性の評価では危険と判定される場合においても、当検討手法により安全と評価できる場合が存在する可能性

があると考える。

一方で、本研究で検討した範囲では、下記に示す内容とそれに付随する影響を確認できない。

- ・ 軌道変位を考慮していないため、実際の走行条件とは異なる可能性があること。
- ・ 車輪とレールの形状は、修正円弧踏面と 50kgN レールの設計形状を想定しており、それ以外の形状・組み合わせは考慮しておらず、車両諸元も 1 種類だけを対象に検討していること。
- ・ 各シミュレーションの試行で摩擦係数を内外軌で同一の値としていること。また、摩擦調整剤などで摩擦係数が急激に変化するような場合を考慮せず、摩擦係数を一定の値にしており、多様な接触状態を網羅したシミュレーションを実施できていない可能性があること。

したがって、これらのことから、評価に使用する領域について、安全マージンを考慮した具体的な境界線の設定法についても検討できていない。これらの点は、今後の研究課題として検討する。さらに、実車を用いた走行試験を行ない、より詳細な検討を進める予定である。

文 献

- 1) D. Yamamoto: "Improvement of method for locating position of wheel /rail contact by means of thermal imaging," Quarterly Report of RTRI, Vol. 60, No. 1, pp. 65-71, 2019.
- 2) 本堂貴敏, 國行翔哉, 土井久代: 曲げ・せん断ひずみを活用した PQ 輪軸における周波数解析に基づく接触位置情報抽出処理手法, 日本機械学会論文集, Vol. 88, No. 915, 2021
- 3) 野口芳直, 錦織大幸: ひずみゲージによる車輪／レール接触位置の連続測定手法の検討, 日本機械学会論文集, Vol. 90, No. 935, 2024
- 4) 片折暁伸, 土井賢一, 飯島仁ほか: アタック角連続測定装置の開発と測定結果, JR EAST Technical Review, No. 35, pp. 50-53, 2011
- 5) Z. Yang, Z. G. Lu, X. C. Wang, et al.: "Wheelset states estimation using unscented Kalman filter," Proceedings of the 25th International Symposium on Dynamics of Vehicles on Roads and Tracks, Chapter 89, 2017.
- 6) S. Kuniyuki, T. Hondo, M. Suzuki, et al.: "Improvement of estimation accuracy for wheelset angle of attack using a single-wheel creep-force model by taking into account contact phase difference and lateral contact position," Proceedings of the Fifth International Conference on Railway Technology: Research, Development and Maintenance, Paper. 31.22, 2022.
- 7) A. Matsumoto, Y. Michitsuji, Y. Ichyanagi, et al.: "Safety measures against flange-climb derailment in sharp curve-considering friction coefficient between wheel and rail-," Wear, Vol. 432-433, pp. 1-10, 2019.
- 8) Y. Zhao, L. Shen, Z. Jiang, et al.: "Real-time wheel-rail friction coefficient estimation and its application," Vehicle System Dynamics, Vol. 61, No. 10, pp. 2598-2612, 2023.
- 9) 國行翔哉, 本堂貴敏, 鈴木貢ほか: PQ 輪軸を装着した鉄道車両における単一車輪クリープ力モデルによる輪軸の運動状態と車輪／レール間の摩擦係数の推定法, 日本機械学会論文集, Vol. 90, No. 933, 2024
- 10) J. Elkins and H. Wu: "New criteria for flange climb derailment," Proceedings of the 2000 ASME/IEEE Joint Railroad Conference, pp. 1-7, 2000.
- 11) R. S. Barbosa: "A 3D contact force safety criterion for flange climb derailment of a railway wheel," Vehicle System Dynamics, Vol. 42, No. 5, pp. 289-300, 2004.
- 12) H. Weinstock: "Wheel climb derailment criteria for evaluation of rail vehicle safety," Proceedings of the ASME Winter Annual Meeting, Paper. 84-WA/RT-1, 1984.
- 13) 中橋順一, 三宮大輝, 福村将彦: 車輪上昇量を勘案した乗り上がり脱線評価手法, 鉄道総研報告, Vol. 33, No. 3, pp. 5-10, 2019
- 14) M. Durali, M. M. Jalili and X. Jin: "A new criterion for assessment of train derailment risk," Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part K: Journal of Multi-body Dynamics, Vol. 224, No. 1, pp. 83-101, 2010.
- 15) 國行翔哉, 中野公彦: 鉄道車両の車輪／レール間の接触位置と横すべりに着目した乗り上がり脱線に対する評価手法, 日本機械学会論文集, Vol. 91, No. 942, 2025
- 16) 日本機械学会編: 鉄道車両のダイナミクスとモデリング, 丸善出版, pp. 16-18, 37, 2017
- 17) J. J. Kalker: "Three-Dimensional Elastic Bodies in Rolling Contact," Kluwer Academic Publishers, pp. 117-119, 1990.

経年変化したアスファルト路盤上に敷設する 新幹線用既設線省力化軌道の開発

伊藤 壱記* 高橋 成汰** 高橋 貴蔵*

Development of Grouted Ballasted Track for Existing Shinkansen Asphalt Roadbed

Kazuki ITO Narita TAKAHASHI Takatada TAKAHASHI

One way to reduce maintenance costs for ballasted track is to replace existing lines with grouted ballasted track. When forming the grouted ballasted track, the voids in the ballast bed are filled with a cement-based grout material to create what is known as a pre-packed concrete bed. In this study, we proposed a design method for laying a grouted ballasted track on an existing 40-year-old asphalt roadbed and confirmed that the safety requirements regarding the destruction and fatigue failure of asphalt roadbeds and pre-packed concrete beds were satisfied.

キーワード：アスファルト路盤，既設線省力化軌道，疲労破壊，性能照査

1. はじめに

バラスト軌道では、列車の繰返し通過によって、主にバラスト道床で塑性沈下が生じることから、定期的な軌道保守が必要とされている。昨今では、新幹線の速度向上が実施されており、速度向上に伴う保守コストが増加している¹⁾。また、積雪寒冷地を通過する新幹線のバラスト軌道では、高速走行中の列車からの落雪によるバラストの飛散を防止するためにバラストスクリーン²⁾ (図1)が敷設されている。そのため、軌道保守を行う際に実施されるバラストスクリーンの撤去および復旧により、さらに保守コストが増加している。

バラスト道床の塑性沈下を解消する方法の一つとして、バラスト道床の隙間にセメント系グラウト材を充填したプレパックスドコンクリート道床を有する既設線省力化軌道(以下、省力化軌道)に更新する方法(図2)が在来線を対象として実用化されている³⁾。新幹線においても省力化軌道へ更新することで、保守コストの削減に加え、落雪によるバラスト道床の飛散を防止することが期待される。これまでに、高架橋上に敷設されているバラスト軌道を対象とした検討⁴⁾が行われているが、本開発では図3に示すアスファルト混合物層(以下、As混合物層)と粒度調整砕石層で構成されるアスファルト路盤(以下、As路盤)を対象とした。

既往の研究⁵⁾では、アスファルト路盤上の新幹線バラスト軌道における道床厚300mmに対して最大粒径

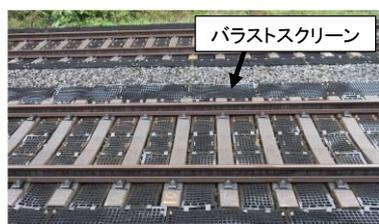
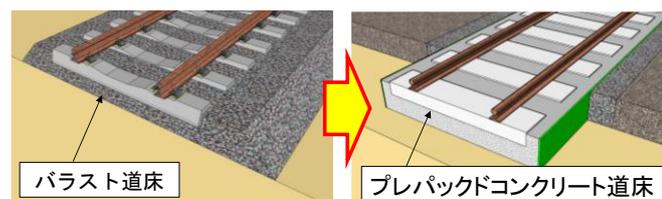


図1 バラストスクリーンの敷設状況



(a) バラスト軌道 (b) 既設線省力化軌道
図2 既設線省力化軌道への更新

* 軌道技術研究部 軌道・路盤研究室

** 元 軌道技術研究部 軌道・路盤研究室

が 63mm のバラストを骨材とした場合、プレパックドコンクリート道床の部材厚さに対して骨材寸法が大きいことから、骨材にコンクリート用砕石 4020 が用いられた。また、既設の As 路盤（以下、既設 As 路盤）上に新幹線に省力化軌道を適用する場合、新幹線のバラスト軌道に As 路盤が使用され始めてから 40 年程度が経過しており、省力化軌道の設計耐用年数を 50 年とすると、既設 As 路盤を 90 年間使用することとなる。「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物⁶⁾」（以下、土構造標準）には、新設の As 路盤を対象とした許容載荷回数を限界値とした照査法が示されているが、供用してから 40 年が経過した As 路盤を対象とした照査法については、土構造標準の他、道路分野等の示方書等にも示されていない。

そこで、供用してから 40 年が経過した As 路盤上に敷設可能な省力化軌道およびその性能照査法の開発を行った。本開発では、在来線で実績のある骨材にバラストを用いたプレパックドコンクリート道床の曲げ疲労強度が、普通コンクリートの曲げ疲労強度の算定式を適用できる⁷⁾ことを踏まえて、新幹線のプレパックドコンクリート道床の骨材にバラストを使用するとともに、在来線よりも高強度のグラウト材を用いることとした。そこで、はじめにプレパックドコンクリート道床の照査に必要な曲げ強度および曲げ疲労強度を評価するため、プレパックドコンクリートの曲げ疲労試験等を実施した。次に、供用してから 40 年経過した As 路盤の照査に必要な許容載荷回数を評価するため、経年変化を模擬した As 混合物の曲げ疲労試験等を実施した。最後に、有限要素解析（以下、FEM 解析）により、As 路盤上に省力化軌道を敷設した際に生じる応答値として、プレパックドコンクリート道床の応力および既設 As 路盤のひずみを算出し、性能照査を実施した。

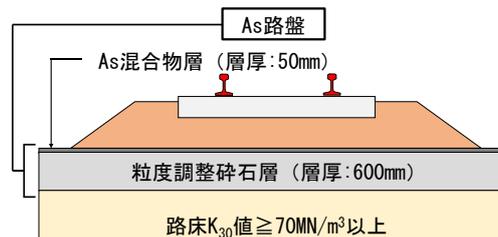


図3 バラスト軌道用のAs路盤の層構成例

2. プレパックドコンクリート道床の強度特性

2.1 プレパックドコンクリートの試験方法および供試体

プレパックドコンクリート道床に用いるプレパックドコンクリートの強度特性を評価するため、曲げ破壊試験（JIS A 1106）および曲げ疲労試験を実施した。なお、曲げ疲労試験の載荷条件については、JIS A 1106 を準用した。図4に載荷方法を示す。

プレパックドコンクリートの供試体の寸法は長さ L800mm×幅 W200mm×高さ H200mm とした。バラストの密度が 1.6g/cm³ となるように型枠内に敷き詰め、表1に示すグラウト材を注入・硬化させることで供試体を作製した。グラウト材の注入は、ハンドバイブレータを用いて型枠に振動を加えながら実施した。なお、グラウト材には、J14 ロートによる流動性が 8±2sec、圧縮強度が材齢3時間で 24N/mm² 以上（材齢28日で 45N/mm² 以上）、可使時間が 15~35分を満足し、凍結融解抵抗性を有するプレミックスタイプの市販品を用いた。供試体の養生は気中養生とし、養生期間は 28日間とした。

2.2 プレパックドコンクリートの試験結果および考察

図5に曲げ疲労試験の結果を示す。同図には、曲げ破壊試験で得られた曲げ強度（3.1MPa）を基に推定

した曲げ疲労強度も示している。曲げ疲労強度の推定には、普通コンクリートの曲げ疲労強度の算定式⁸⁾である式(1)を用いた。プレパックドコンクリートの曲げ疲労強度は、式(1)で求めた曲げ疲労強度の推定値と比較して同等もしくはやや大きくなり、普通コンクリート用の曲げ疲労強度の算定式を用いることでプレパックドコンクリートの曲げ疲労強度を安全側に評価できることを確認した。

$$f_{crd} = k_{cr} \cdot f_k \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{min}}{f_k}\right) \cdot \left(1 - \frac{\log N}{K}\right) / \gamma_c \quad (1)$$

ここに、 f_{crd} ：コンクリートの疲労強度 (MPa)， f_k ：コンクリートの強度特性値 (MPa)， K ：17， k_{cr} ：1.0， N ：破壊回数 (回)， σ_{min} ：最小応力 (ここでは、0MPaとする)， γ_c ：コンクリートの材料係数 (推定に用いる場合 1.0，照査に用いる場合 1.3)

表1 グラウト材の配合 (12L)

超早強セメント	粉末樹脂	水	AE 剤
25kg	0.25kg	5.0kg	0.0625kg

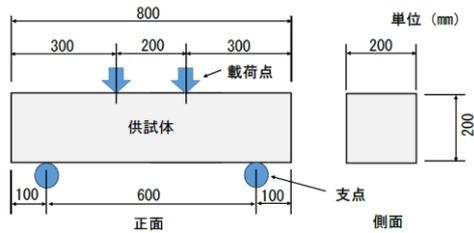


図4 プレパックドコンクリートの供試体に対する曲げ破壊試験および曲げ疲労試験の載荷方法

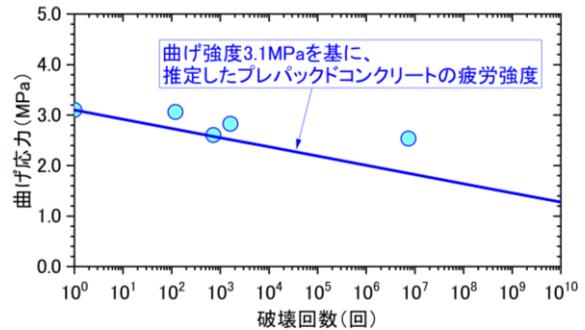


図5 曲げ疲労試験の試験

3. 既設アスファルト混合物の強度特性

3.1 既設アスファルト混合物の試験方法および供試体

As 混合物の内、供用から 40 年が経過した既設のアスファルト混合物 (以下、既設 As 混合物) の強度特性を評価するため、曲げ破壊試験 (舗装調査・試験法便覧 B005) および曲げ疲労試験 (舗装調査・試験法便覧 B018T) を実施した。曲げ破壊試験は変位制御で実施し、載荷速度を 50mm/min，試験温度を 20°C とした。また、曲げ疲労試験は変位制御で実施し、載荷周波数を 10Hz，試験温度を 20°C とした。曲げ疲労試験における供試体底面に与えるひずみは 250 μ ，200 μ ，150 μ ，100 μ の 5 種類とし、供試体の変位量からひずみを算出した。

既設 As 混合物の供試体の寸法は、曲げ破壊試験に対して長さ L300mm×幅 W100mm×高さ H50mm，曲げ疲労試験に対して長さ L400mm×幅 W50mm×高さ H50mm とした。As 混合物層は、図 6 に示すとおり、骨

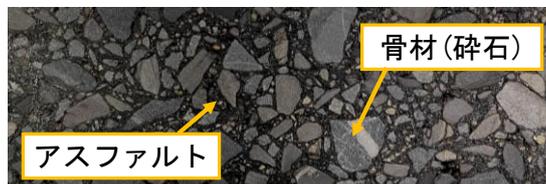


図6 アスファルト混合物層の断面

材とアスファルトで構成され、アスファルトには骨材同士を接着させる役割がある。一般的に、交通荷重による疲労や温度変化の影響により、アスファルトの粘性が低下し硬くなることが知られている⁹⁾。そこで、経年変化したAs混合物層のアスファルトの粘性を評価するために、既設のAs混合物層からアブソン抽出・回収試験（舗装調査・試験法便覧 G029）によりアスファルトを抽出した。抽出したアスファルトの硬さを評価するため、針入度試験（舗装調査・試験法便覧 A041）を実施した。針入度試験は標準針をアスファルトに貫入させた際の貫入量を用いて硬さ等を評価する試験方法であり、1/10mm が針入度 1 となる。針入度試験の結果、一般的に用いられているアスファルトの針入度が 60 程度（敷設時）に対して、経年したアスファルトの針入度は 11 であり、アスファルトが硬くなっている状態であった。

アスファルトの経年変化を模擬するためには、実際の環境下で作製した供試体を暴露することが望ましいものの現実的に難しい。そこで、As 混合物を構成するアスファルトを熱劣化させる方法を用いた。本研究では、「締め固めない As 混合物の室内熱劣化試料の作製方法（舗装調査・試験法便覧 B020）」を参考に、アスファルトの針入度が 11 となるように、As 混合物を温度 160°C の恒温槽で 24 時間養生した後に、As 混合物を転圧して供試体を作製した。

3.2 既設アスファルト混合物の試験結果および考察

図 7 に曲げ破壊試験の結果を示す。同図より、既設 As 混合物については、荷重-変位曲線における面積に相当する曲げタフネスが新品の As 混合物より低下したが、曲げ破壊荷重は 2.8 倍に増加した。

図 8 に曲げ疲労試験の結果を示す。同図には試験温度 20°C に相当する As 混合物層の弾性係数 E_A を 2500MPa、供試体作製時の値を基に空隙率 V_V を 5.0%、アスファルト量 V_b を 5.25% として、土構造標準に示されている式(2)を用いて算定した許容載荷回数も示している。なお、式(2)はアスファルト舗装の設計に用いられている破壊規準式に 0.6 を乗じた式になっている。道路の場合では走行位置がばらつくのに対して、鉄道の場合では軌道上を走行することで走行位置がばらつかず、累積される疲労度が大きくなるため、0.6 が乗じられている。

$$N_A = 0.6 \times 18.4 \times C \times 6.167 \times 10^{-5} \varepsilon_t^{-3.291} E_A^{-0.854} \quad (2)$$

ここに、 N_A : As 混合物層の疲労破壊に対する許容載荷回数、 ε_t : As 混合物層下面の引張ひずみ、 E_A : As 混合物層の弾性係数、 C : As 混合物層の空隙率 V_V と As 量 V_b の関数、 $C = 10^M$ 、 $M : M = 4.84 \{ V_b / (V_b + V_V) - 0.69 \}$

図 8 より、新品の As 混合物では試験結果による破壊回数と式(2)で得られた許容載荷回数が概ね一致した。既設 As 混合物では試験結果による破壊回数と式(2)で得られた許容載荷回数が一致しなかった。式(2)で得られた許容載荷回数と比較して、ひずみが 250 μ の破壊回数は少なくなり、ひずみが 200 μ 以下の破壊回数は多くなった。これは、経年変化より As 混合物層の曲げ強度が大きくなり、曲げ強度に対する曲げ応力度の割合が小さくなったため、破壊回数が多くなったと考えられる。したがって、式(2)に示した許容載荷回数の算定式は、既設 As 混合物には適用できないことがわかった。

そこで、既設 As 混合物の破壊回数を試験結果に対する対数近似曲線を用いて推定した。図 9 に新品の As 混合物の破壊回数に対する既設 As 混合物の倍率を示す。本試験で想定した条件における既設 As 混合物の破壊回数は新品の As 混合物と比較すると、ひずみ 250 μ で 0.1 倍、ひずみ 200 μ で 1.2 倍、ひずみ 150 μ で 7.8 倍、ひずみ 100 μ で 55.5 倍、ひずみ 50 μ で 118.9 倍となり、ひずみ 200 μ を超えると逆に許容載荷回数が

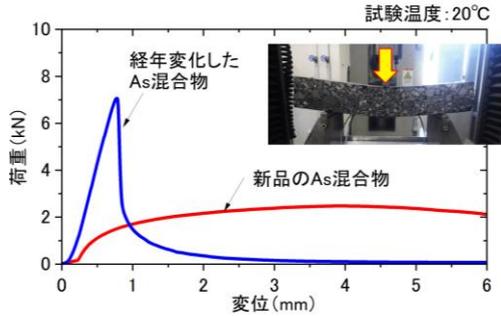


図7 曲げ破壊試験の結果

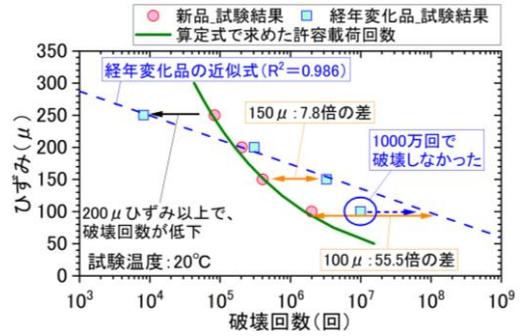


図8 曲げ疲労試験の結果

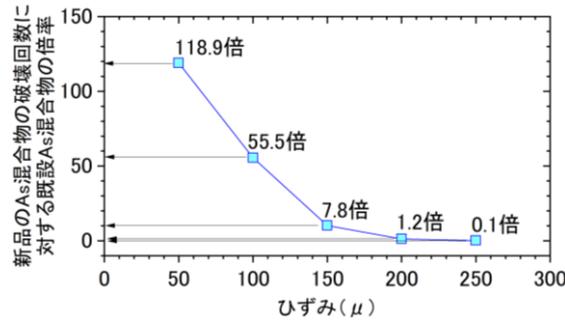


図9 新品Asの破壊回数に対する既設Asの倍率

小さくなった。道路分野における既往の研究¹⁰⁾¹¹⁾においても、ひずみが200μ以下の場合、供用13年経過したAs混合物の許容載荷回数は、新品のAs混合物を想定して設定した推定式で求めた許容載荷回数よりも大きくなる傾向が示されている。

4. 既設アスファルト路盤上における既設線省力化軌道の性能照査

4.1 プレパックドコンクリート道床の性能照査

経年変化したAs路盤上に省力化軌道を施工することを想定し、プレパックドコンクリート道床およびAs路盤に対する性能照査を実施した。性能照査においては、省力化軌道施工前の既設As路盤の供用年数を40年、省力化軌道施工後の設計耐用年数を50年とした。

図10に省力化軌道の寸法を示す。また、応答値の算定に用いた解析モデルとして、図11(a)に省力化軌道用を、図11(b)にバラスト軌道用を示す。図11には物性値(弾性係数Eおよびポアソン比ν)も示してい

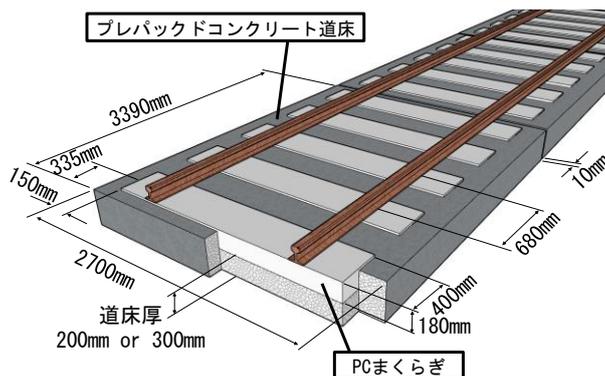


図10 省力化軌道の寸法

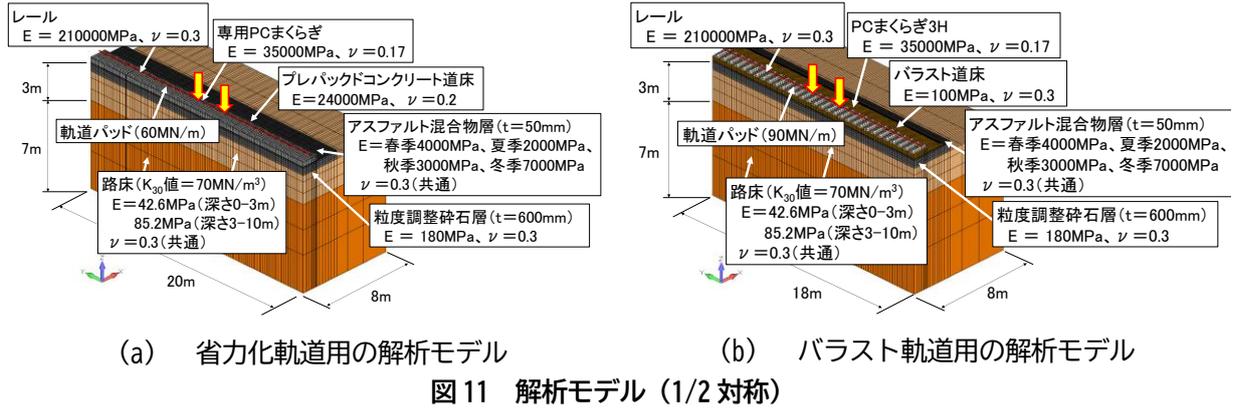


図 11 解析モデル (1/2 対称)

る。なお、路床の地盤反力係数 K_{30} 値は、新設線時に最低限必要とされている $70\text{MN}/\text{m}^3$ とした。

4.1.1 プレパックドコンクリート道床の性能照査の方法

プレパックドコンクリート道床の性能照査における性能項目および要求性能は、「鉄道構造物設計標準同解説 軌道構造¹²⁾」(以下、軌道標準)に準じて、破壊および疲労破壊に関する安全性、外観および損傷に関する使用性を対象とした。

安全性の照査に係るプレパックドコンクリート道床の限界値は、破壊に対して曲げ破壊強度、疲労破壊に対して曲げ疲労強度とした。また、プレパックドコンクリート道床の供用時にひび割れの発生を許容しないことから、ひび割れ幅を限界値とする外観および曲げ破壊強度を限界値とする損傷に関する使用性については、性能照査を省略した。

性能照査の手順を図 12 に、性能照査の方法を式(3)に示す。

$$\gamma_i \cdot (I_{Rd} / I_{Ld}) \leq 1.0 \tag{3}$$

ここに、 γ_i : 軌道構造係数, I_{Rd} : 設計応答値, I_{Ld} : 設計限界値

プレパックドコンクリート道床の性能照査に用いる安全係数を表 2 に示す。プレパックドコンクリート道床は無筋のコンクリート部材であるため、部材のばらつきやまくらぎを直接支持する重要な部材であることを考慮して軌道部材係数 γ_b は、鉄筋コンクリート構造(以下、RC 構造)の軌道部材で用いられている 1.0 ではなく 1.1 とした。

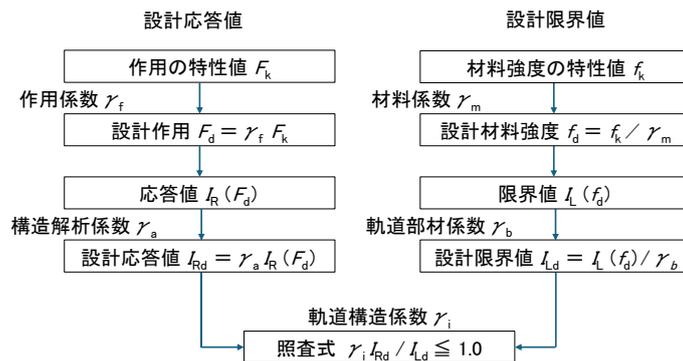


図 12 性能照査の手順

表2 プレパックドコンクリート道床の性能照査に用いる安全係数

要求性能	安全係数				
	作用係数 γ_f	構造解析係数 γ_a	材料係数 γ_c	軌道部材係数 γ_b	軌道構造係数 γ_i
安全性（破壊）	1.1	1.0	1.3	1.1	1.1
安全性（疲労破壊）	1.0	1.0	1.3	1.1	1.1

4.1.2 プレパックドコンクリート道床の設計応答値

性能照査に用いる応答値は、列車荷重で生じるプレパックドコンクリート道床下面の曲げ応力であり、図 11(a)に示した解析モデルを用いて、FEM 解析により求めた。As 混合物層の弾性係数が小さいほどプレパックドコンクリート道床の応答値は大きくなることから、As 混合物層の弾性係数は設計時に用いられる最も小さい 2000MPa（夏季）とした。応答値の算出では静的輪重に変動輪重係数を乗じて動的な成分を考慮した。

疲労破壊の性能照査に用いる変動輪重係数は、As 路盤の設計で用いられているロングレール区間における速度衝撃率⁹⁾の算定式(4)を用いて、国内で想定される最高速度 360km/h の条件で算出した 2.1 とした。

$$i = 1 + 0.3V/100 \tag{4}$$

ここに、 i ：速度衝撃率、 V ：列車速度（km/h）

列車速度 360km/h に対する破壊の性能照査に用いる変動輪重係数は、既往の研究⁵⁾を踏まえて設定した。列車速度 260km/h に用いるプレパックドコンクリート道床に作用する疲労破壊に関する変動輪重係数 1.45 に対して、破壊に関する変動輪重係数 2.2 の倍率は 1.52 であった。そこで、列車速度 360km/h の変動輪重係数は、先述の列車速度 360km/h に対する疲労破壊に関する変動輪重係数 2.1 を 1.52 倍した 3.2 とした。

静止輪重 85kN（1 台車分）で生じるプレパックドコンクリート道床下面の曲げ応力は 0.295MPa であった。したがって、疲労破壊に関する設計応答値(I_{rd})は、変動輪重係数 2.1、作用係数 1.0 および構造解析係数 1.0 を乗じた、0.62MPa となる。同様に、破壊に関する設計応答値(I_{rd})は、変動輪重係数 3.2、作用係数 1.1 および構造解析係数 1.0 を乗じた、1.04MPa となる。

4.1.3 プレパックドコンクリート道床の設計限界値

疲労破壊に関する設計限界値(I_{Ld})に用いる曲げ疲労強度の特性値については、式(1)から求めた。As 路盤区間における基本の道床厚は 300mm であり、曲げ破壊試験用の供試体の厚さである 200mm と異なることから、式(1)に用いる曲げ強度の特性値には曲げ試験で得られた曲げ強度に対して寸法効果を考慮した。普通コンクリートと同じ寸法効果¹³⁾を考慮すると、図 5 に示した 3.1MPa に対して、曲げ強度の特性値は 2.92 MPa となる。破壊回数は、設計耐用年数を 50 年、17 両編成の列車が一日 60 編成通過する条件として算定される通過軸数である 7446 万回とした。したがって、疲労破壊に関する設計限界値(I_{Ld})である設計曲げ疲労強度は、曲げ疲労強度の特性値である 1.57MPa を、材料係数 1.3 および軌道部材係数 1.1 で除した、1.10MPa となる。

破壊に関する設計限界値(I_{Ld})に用いる曲げ強度の特性値は、前述した通り普通コンクリートと同じ寸法効果¹¹⁾を考慮した 2.92 MPa とした。したがって、破壊に関する設計限界値(I_{Ld})である設計曲げ強度は、曲げ強度の特性値である 2.92 MPa を、材料係数 1.3 および軌道部材係数 1.1 で除した、2.04MPa となる。

4.1.4 プレパックドコンクリート道床の性能照査結果

疲労破壊に関する性能照査の結果は、設計応答値(I_{Rd})が 0.62MPa 、設計限界値(I_{Ld})が 1.10MPa であり、軌道構造係数を 1.1 とすると、式(3)より 0.62 となった。同様に、破壊に関する性能照査の結果は、設計応答値(I_{Rd})が 1.04MPa 、設計限界値(I_{Ld})が 2.04MPa であり、軌道構造係数を 1.1 とすると、式(3)より 0.56 となった。

以上より、プレパックドコンクリート道床は疲労破壊および破壊に関する安全性を満足することを確認した。

4.2 既設アスファルト路盤の照査

4.2.1 既設アスファルト路盤の性能照査の方法

省力化軌道を敷設した後の既設As路盤の性能照査における性能項目および要求性能は、土構造物標準に示されているAs路盤の設計を基に、疲労破壊に関する安全性とした。性能照査の指標は、省力化軌道を敷設した後の既設As混合物層の許容載荷回数とした。なお、照査の対象はAs路盤を構成するAs混合物層である。

既設As路盤の性能照査には、式(5)に示す損傷度の判定を用いる。式(5)の季節毎(春季, 夏季, 秋季, 冬季)のAs混合物層の疲労破壊に対する損傷度 m_{Ai} は式(6)により算定し、季節毎の許容載荷回数 N_{Ai} に対する載荷回数 n_i の比率として求められる。

$$M_A = \sum_{i=1}^4 m_{Ai} \leq 1 \tag{5}$$

$$m_{Ai} = n_i / N_{Ai} \tag{6}$$

4.2.2 既設アスファルト路盤の載荷回数

図11(a)および図11(b)に示した解析モデルに対するFEM解析で得られたAs混合物層の下面に生じるひずみの分布を図13に示す。As混合物層の弾性係数は 2000MPa とした。各軌道においてひずみが最も大きくなった位置は、バラスト軌道ではまくらぎ端部付近(位置 1110mm)、省力化軌道ではプレパックドコンクリート道床縁部(位置 1350mm)であり、軌道構造によりAs混合物層の下面に生じる最大ひずみの位置が変化した。また、バラスト軌道を支持するAs混合物層の下面に生じるひずみは、位置 -1350mm 付近(省力化軌道の位置 1350mm に対応)において 0μ であり、それよりも外側では圧縮方向(-)のひずみが生じた。以上より、As混合物層に対する疲労破壊に関する安全性の照査において、省力化軌道に更新する前の損傷度を、更新後の損傷度に加算しなくてよいと考えられる。

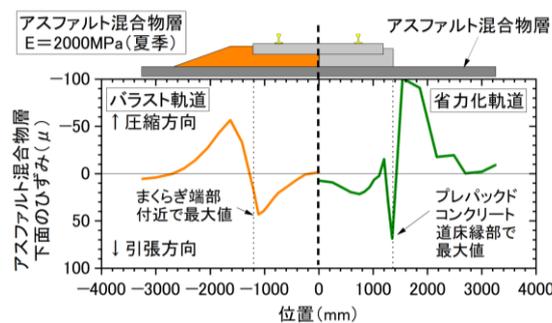


図13 解析結果

したがって、省力化軌道に更新した後の既設 As 混合物層の損傷度の判定に用いる載荷回数は、軌道構造の更新後のみを対象とし、4.1.3 項に示した通り設計耐用年数 50 年で 7446 万回とした。なお、季節毎の載荷回数は 1861.5 万回となる。

4.2.3 既設アスファルト路盤の許容載荷回数

既設 As 混合物層の許容載荷回数については、図 11(a)に示した解析モデルを用いた FEM 解析により得られた As 混合物層の下面に生じる季節毎のひずみの最大値を用いて求めた。ここでは、既設の As の許容載荷回数を算定する式がないことを踏まえ、新品 As から図 9 の関係を用いて既設 As の許容載荷回数を算定した。既設 As 混合物層に対する許容載荷回数の算出手順は、以下に示す①～④の通りである。なお、各手順の詳細については後述する。

- ① FEM 解析により、新品の As を対象とした As 混合物層の弾性係数を用いて As 混合物層の下面に生じるひずみの最大値を求める。
- ② ①のひずみの最大値と As 混合物層の弾性係数を用いて、式(2)より新品の As を対象とした As 混合物層の許容載荷回数を算出する。
- ③ ①のひずみの最大値を用いて、図 9 より既設 As 混合物の破壊回数の倍率を算出する。
- ④ ②の As 混合物層の許容載荷回数に③の倍率を乗じて、既設 As 混合物層の許容載荷回数を算出する。

手順①について、FEM 解析で用いる As 混合物層の弾性係数は、新設を対象とした四季毎の弾性係数（春季 4000MPa、夏季 2000MPa、秋季 3000MPa および冬季 7000MPa）⁶⁾を用いる。なお、アスファルト舗装の設計で用いられている As 混合物層の弾性係数は最大で 12000MPa 程度である¹⁴⁾。列車の荷重条件は列車速度 360km/h 走行を想定して、4.1.2 項に示した速度衝撃率 2.1 を静的輪重 85kN に乗じた 178.5kN/輪重とする。

既設 As 混合物層の弾性係数とひずみの関係を確認するため、図 11(a)に示した解析モデルを用いた FEM 解析を実施した。既設 As 混合物の弾性係数は、道路のアスファルト舗装上における載荷試験で生じた As 混合物層のたわみ量を基に推定した結果¹⁵⁾によると、供用 15 年以上の As 混合物ではばらつきが大きいものの、最大で 50000MPa 程度との報告がある。解析の結果、図 14 に示すように、生じるひずみが 100 μ 以下であり、新品 As の弾性係数の範囲において 7000MPa 付近でひずみが最大値を示し、弾性係数が増加するとともにひずみが減少した。これは、図 15 に示すように、As 混合物層の弾性係数が 2000MPa では、列車荷重の影響が大きい軌道直下において As 混合物層がたわみやすくなり、レール直下で引張方向に、まくらぎ端部直下で圧縮方向にひずみが生じた結果、プレパッドコンクリート道床縁部直下のひずみは As 混合物層の弾性係数が 7000MPa 時よりも小さくなったと考えられる。

手順②について、手順①で求めた四季毎のひずみの最大値（図 16）を用いて、式(2)より新設を対象とした As 混合物層の許容載荷回数を算出する。

手順③について、手順①で求めた四季毎のひずみの最大値（図 16）を基に、図 9 から求まる倍率を求める。本検討では、経年劣化を想定した As 混合物層で生じるひずみが 100 μ 以下であること、新品の As 混合物層の弾性係数で求めた四季毎のひずみの最大値も 100 μ 以下であることを踏まえて、安全側の照査となるようにひずみの大きさに関わらず 100 μ における 55.5 倍を用いることとした。なお、既設の As 混合物層においても、新品の As 混合物と同様に、四季毎の温度による影響があると考えられるが、ここでは同じ倍率を用いることとした。

手順④について、手順②で求めた新設を対象とした As 混合物層の許容載荷回数を基に、手順③で求め

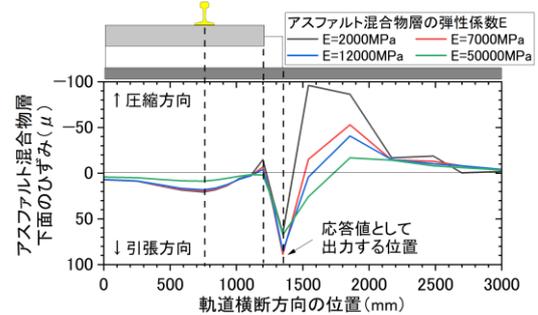
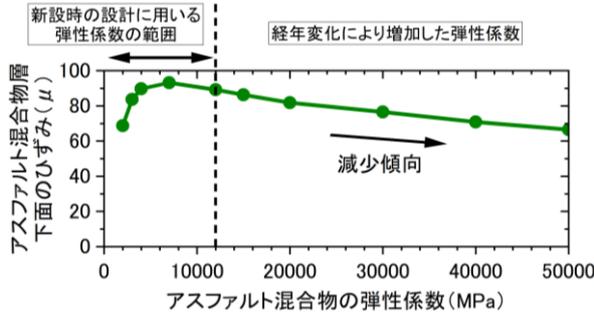


図 14 アスファルト混合物の弾性係数とひずみの関係 図 15 アスファルト混合物層下面のひずみ分布

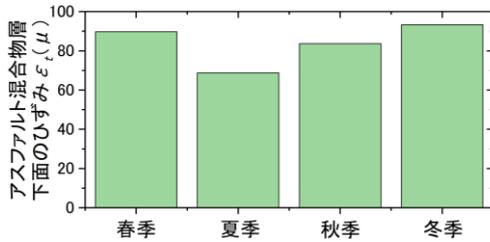


図 16 季節毎に生じるひずみ

表 3 既設のアスファルト路盤の照査結果

項目	春季	夏季	秋季	冬季
新設時の設計に用いるアスファルト混合物層の弾性係数 E_f (MPa)	4000	2000	3000	7000
アスファルト混合物層下面のひずみ ϵ_t (μ)	89.7	68.8	83.6	93.2
新品アスファルトの許容載荷回数 (回)	1,642,511	7,117,744	2,646,740	897,762
経年変化したアスファルトの許容載荷回数 N_{Af} (回) (新品アスファルトの許容載荷回数 $\times 55.5$)	90,338,081	391,475,934	145,570,675	49,376,933
載荷回数 n_f (回) (17両編成 \times 4軸 \times 60本/日 \times 365日 \times 50年 \div 4)	18,615,000	18,615,000	18,615,000	18,615,000
季節毎の損傷度 m_{Af}	0.21	0.05	0.13	0.38
損傷度 M_A	0.76			

た倍率（本検討では、55.5 倍）を用いて、既設 As 混合物層の許容載荷回数を算出する。なお、経年変化を模擬した As 混合物の曲げ疲労試験で得られる破壊回数は、新品 As 混合物と同様に試験温度が低いほど増加する傾向が報告されている¹⁶⁾。

表 3 に、弾性係数、ひずみの最大値、許容載荷回数、図 9 から求まる倍率の他、4.1.2 項に示した載荷回数、損傷度を示す。

4.2.4 既設アスファルト路盤の性能照査結果

季節毎の損傷度 m_{Af} を合計して、全体としての損傷度 M_A を式(5)より求めた結果、表 3 に示したとおり、既設 As 混合物層の損傷度 M_A は 0.76 となり、1 以下となった。

以上より、既設 As 路盤は疲労破壊に関する安全性を満足することを確認した。

5. まとめ

プレパックドコンクリートおよび As 混合物に対する曲げ疲労試験等により材料特性を検討し、既設の As 路盤上に敷設した省力化軌道に対する性能照査を行った結果を以下にまとめる。

- (1) 新幹線のバラスト間に高強度のグラウト材を注入して作製したプレパックドコンクリートに対して、曲げ疲労強度の推定において、普通コンクリート用の曲げ疲労強度の算定式を適用できることを確認した。
- (2) 既設の As 路盤の許容載荷回数の算定方法として、経年変化した As 混合物の曲げ疲労試験で得られた破壊回数に基づいて定めた倍率を、新品の As 混合物を対象とした算定式で求めた許容載荷回数に乘じる方法を提案した。
- (3) 供用してから 40 年経過した既設の As 路盤上に省力化軌道を敷設することを想定して、列車速度 360km/h および設計耐用年数 50 年の条件で、プレパックドコンクリート道床および既設の As 路盤を照査した結果、性能を満足することを確認した。

文 献

- 1) 伊藤孝記, 桃谷尚嗣, 景山隆弘, 中村貴久, 川中島寛幸: 累積損傷度理論による列車速度を考慮した新幹線盛土の塑性沈下量の評価, 土木学会論文集, Vol.79, 2023
- 2) 輪田朝亮: 新幹線新型バラストスクリーンの開発, 日本鉄道施設協会誌, No.47, 2009
- 3) 北重幸: 第二期 TC 型省力化軌道工事の取組み, 新線路, Vol.57, No.7, pp.8-11, 鉄道現業社, 2003
- 4) 高橋成汰, 伊藤孝記: 実物大載荷試験による新幹線用既設線省力化軌道の変形特性の評価, 第 2 回交通地盤工学に関する国内シンポジウム, 2022.11
- 5) 高橋貴蔵, 桃谷尚嗣, 伊藤孝記, 長沼光, 及川祐也, 鈴木実, 鈴木浩明: 寒冷地に対応した既設新幹線バラストレス軌道の開発, 鉄道総研報告, Vol.28, No.6, pp.11-16, 2014
- 6) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物, 丸善出版, 2007
- 7) 伊藤孝記, 桃谷尚嗣, 景山隆弘: 既設線省力化軌道用路盤改良の設計法, 鉄道総研報告, Vol.36, No.3, pp.35-40, 2022
- 8) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善出版, 2004
- 9) 青木秀樹: アスファルトの組成分析, アスファルト, 第 41 巻, 第 199 号, 1999
- 10) 丸山記美雄, 岳本秀人, 笠原篤: 配合の異なる混合物の疲労破壊特性に関する検討, 土木学会舗装工学論文集, 第 9 巻, pp.141-148, 2004
- 11) 交通履歴のないアスファルト舗装の経年的な支持変化に関する研究: 神谷和明, 東滋夫, 金井利浩, 土木学会舗装工学論文集, 第 4 巻, pp.53-60, 1999
- 12) 国土交通省鉄道局監修, 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
- 13) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物 (SI 単位版), 丸善出版, 1999
- 14) 日本道路協会: 舗装設計法便覧, 2006
- 15) 安倍隆二, 田高淳, 久保裕一: 北海道の一般国道におけるアスファルト舗装各層の弾性係数に関する検討, 土木学会舗装工学論文集, 第 13 巻, pp.163-170, 2008
- 16) 前原弘宣, 高橋修, 芥川直人: 経年変化によるアスファルトの性状変化とアスファルト混合物の疲労特性に関する研究, 土木学会舗装工学論文集, 第 12 巻, pp.73-81, 2007

塗装鋼橋の塗替え時における赤外線による
膜厚計測手法の基礎評価

坂本 達朗* 山中 翔*

A Study of Infrared Coating Thickness Measurement Method when Repainting of Coated Steel Bridge

Tatsuro SAKAMOTO Sho YAMANAKA

Repainting of coated steel bridges is performed manually, and construction management is required to prevent variations in film thickness. However, the coating thickness measurement equipment used on site measures film thickness locally, which makes it difficult to measure a large number of points over a wide area. The purpose of this paper is to determine the applicability of a film thickness measurement method using an infrared camera. To this end, we report the results of the evaluation of the optical properties of coatings applied to steel plates with various surface profiles and the results of a study on the material composition of coatings suitable for this film thickness measurement.

キーワード：橋りょう，塗替え，塗膜，膜厚，防食，計測，赤外線

1. はじめに

長期的な使用を想定する鋼橋（以下、塗装鋼橋とする）では、防食を目的として塗装が施されている。塗装の防食性には膜厚が大きく影響することが知られている¹⁾。その一方、経年劣化した塗装の性能回復のために実施される塗替え工事において、塗装は手作業で行われている。このため、塗装の品質は塗装作業者の技能に左右されることになり、膜厚にばらつきが生じないような施工管理が求められる。

塗替え時の膜厚に関する施工管理には、一般的にウェット膜厚ゲージを用いた乾燥前での膜厚計測や、硬化した膜厚に対する電磁式膜厚計での膜厚計測が挙げられる（図1）²⁾。ただし、これらの器具はピンポイントで膜厚を測定するため、広範囲に精度よく膜厚を把握することが難しい。このため現状の施工管理としては、ウェット膜厚ゲージを部分的に使用するほか、塗装面積に対する塗料の使用量から膜厚を大まかに管理するに留まっている。近年、塗装分野における人的資材の減少などに伴い施工品質の低下が懸念されることから、膜厚不足による塗替え後の早期の腐食発生に伴う再塗替えのための労力やコストの発生を避けるため、塗替え時の膜厚を広範かつ定量的に計測する手法の構築が望まれている。



図1 電磁式膜厚計での膜厚計測例

* 材料技術研究部 防振材料研究室

こうした状況に鑑み、筆者らは赤外線による膜厚計測手法に着目した。これは、塗膜表面から放射される赤外線の強度が膜厚によって異なることを利用して、赤外線カメラの撮影画像から広範囲に膜厚を推定する方法である。過去には、塗装された鋼道路橋の最表層の塗膜を対象とした、近赤外線の波長域(約700~2500nm)での測定事例が報告されている³⁾⁴⁾。ただし、これは紫外線による塗膜の減耗程度の把握を目的としたものであり、塗替え時の施工管理を目的としたものではない。

本論文では、これまでに実施した、赤外線カメラを用いた膜厚計測手法の適用可能性を把握することを目的とした各種の検討にあたり、種々の表面形状の鋼板に対して塗装した場合の塗料の光学特性を評価した結果と、赤外線カメラによる膜厚計測に適した塗料の材料配合について検討した結果⁵⁾について報告する。

2. 赤外線による膜厚計測対象の設定

2.1 対象とする塗料の設定

鋼橋の塗替え時に主に防食性を担うのは鋼板近傍に配置される塗料であり、一般には下塗り塗料と呼ばれる。特に、鋼板に対して塗布する1層目の塗料には、長期間の防食性を確保するため、鋼板との長期密着性や材料としての長期耐久性が要求される。また、塗装鋼橋の塗替えでは同一の作業者が最終層まで塗装するのが一般的であることから、施工上の不具合を早期に発見するため、1層目の塗料の膜厚を把握することが望ましい。以上より、本論文では塗替え時の1層目の塗料を膜厚計測対象とした。

膜厚計測の対象塗料として、本論文ではエポキシ樹脂塗料を計測対象とした。この理由として、エポキシ樹脂塗料が塗装鋼橋を含む鋼構造物の防食用塗料として一般的であることや、鉄道鋼橋のみならず道路鋼橋の塗装仕様にもエポキシ樹脂塗料が1層目の塗料として使用されていることが挙げられる。

2.2 赤外線による膜厚計測の測定原理

鋼板に塗布された塗料の膜厚を赤外線によって計測する場合、塗膜表面における赤外線の反射および塗膜中の赤外線吸収を考慮する必要がある。鋼板上に塗装された塗膜に照射した光のエネルギー挙動について、簡略化した模式図を図2に示す。図2より、塗膜表面から放射されるエネルギーは、以下の式(1)、(2)で示すように、塗膜内部に侵入せず表面で反射した成分 E_1 と、塗膜内部に侵入後、鋼板表面で反射して再び塗膜表面から放射された成分 E_2 の和として与えられる。

$$E_1 = \rho_p E \quad (1)$$

$$E_2 = \tau_p \{ \rho_m (\tau_p E) \} \quad (2)$$

ここで、外部から塗膜表面に照射された光エネルギーは E 、塗膜の反射率と透過率は ρ_p 、 τ_p 、また鋼板の反射率は ρ_m である。

E_1 に着目すると、塗膜の表面状態は一般的に膜厚に依存しないものの、局所的に極端に膜厚が薄い箇所が存在し、かつ顔料が均一に分散していない場合には、表面粗度の変化による塗膜表面での散乱や、局所的に光を透過することなどにより、 E_1 の挙動が変化する可能性がある。また塗膜中を通過する E_2 に着目すると、ランベルト・ベールの法則(所定濃度の溶液中を通過する光エネルギーの吸収量は光路長に依存する)に従い、固体の樹脂内部を通過する光エネルギーの透過率は光路長の関数で与えられる⁶⁾。したがって、異なる膜厚の塗膜に対して赤外線を照射すると、光路長によって塗膜の表面から放射される成分

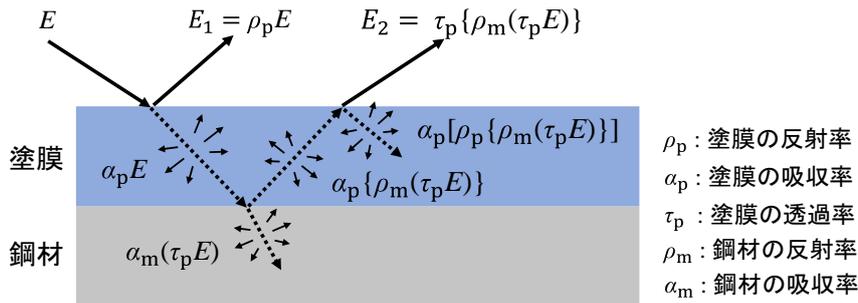


図2 塗膜に入射する赤外線の挙動を簡略化したイメージ

E_2 に差が生じる可能性が考えられる。さらに鋼板表面における反射率も影響し、鋼板表面の状態により E_2 の強度が変化する可能性がある。

以上から、実際の測定ではこれらの影響を総合的に考慮した上で E_1, E_2 の強度と膜厚の相関を把握し、測定条件を構築する必要がある。

3. 分光光度計を用いた材料の光学特性評価

本章では、エポキシ樹脂塗料の光学特性を詳細に把握するため、膜厚をパラメータとした場合の光学特性を分光光度計によって評価した。また、被塗物である鋼板の表面状態の光学特性についても評価した。

3.1 エポキシ樹脂塗料の光学特性評価

3.1.1 試験方法

エポキシ樹脂塗料は、鋼構造物塗装設計施工指針²⁾（以下、塗装指針とする）に規定される鋼構造物用厚膜型変性エポキシ樹脂系塗料下塗（以下、基準塗料とする）と、塗料製造会社3社から市販されているエポキシ樹脂塗料（以下、汎用塗料A～汎用塗料Cとする）とした。基準塗料とは、塗装指針において塗膜の防食性を評価する際の基準として設計されたもので、塗装鋼橋に用いられるエポキシ樹脂塗料と同等の防食性を有するほか、塗料の配合が開示されている（表1）。汎用塗料はいずれもJIS K 5551に規定されるC種1号に該当するものであり、基準塗料と同程度の防食性を有する。なお、塗料の色相については基準塗料がさび色であるため、これに合わせて全ての塗料をさび色とした。

上述の各塗料を用いて、単膜状の試験体（以下、フィルム状試験体とする）と鋼板に塗装した試験体（以下、塗装試験体とする）の2種類の試験体を作製した。フィルム状試験体は、ポリエチレン板に各塗料をエアスプレーで塗装し、乾燥後に約10mm角で塗膜を剥離して作製した。エアスプレー塗装の際に適切な粘度とするため、基準塗料の希釈率を30%、各汎用塗料の希釈率を15%とした。塗装試験体は、寸法70×75×3.2mm、表面粗さがJIS B 0601に規定される10点平均粗さ（ Rz_{JIS} ）で約30 μ mとなるようにアルミナ研削材でブラスト処理した鋼板（以下、ブラスト鋼板とする）に対して、フィルム状試験体と同じ条件で塗装したものとした（図3）。各塗料の一般的な目標膜厚は60 μ mであることから、本試験では20, 40, 60, 80 μ mを目標として塗装した。

光学特性の評価に使用した機器は分散型の分光光度計（日本分光株製、V770）であり、各試験体へ照射した光の透過率および反射率を測定した。ここで、透過率は物質に照射した光の強度に対する透過光の強度の割合であり、反射率は物質に照射した光の強度に対する反射光の強度の割合である。測定する波長域は200～2500nmとした。

表 1 基準塗料の配合²⁾

材料名		重量割合	
主剤	樹脂	エポキシ樹脂	30.0
		変性樹脂	5.0
	顔料	防錆顔料	5.0
		体質顔料	30.0
		着色顔料	10.0
	添加剤	分散剤	1.0
		消泡剤	0.1
		シランカップリング剤	1.0
	溶剤	キシレン	9.9
		メチルイソブチルケトン	9.0
硬化剤	ポリアミドアミン	32.0	

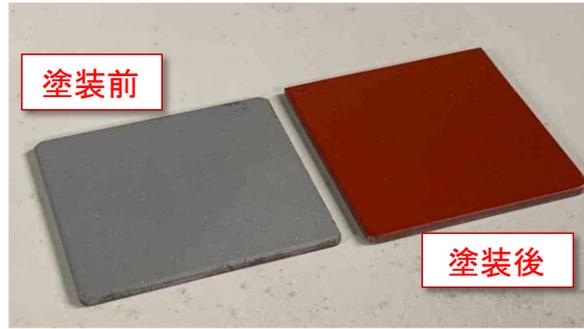


図 3 塗装試験体の外観

3.1.2 試験結果と考察

各塗料の光学特性を評価した結果、基準塗料と3種類の汎用塗料には類似の傾向が確認された。ここでは基準塗料を用いたフィルム状試験体の透過率と反射率、塗装試験体の反射率を図4に示す。フィルム状試験体の透過率は、測定した全波長域において膜厚が大きくなるほど減少する傾向にあった。これは、塗膜は顔料によって着色されており、膜厚の増加とともに光が透過しにくくなるためと考えられる。一方、反射率は約1000nm以上の波長域において膜厚が小さくなるほど減少する傾向にあった。この原因の一つに、顔料の分散状態が挙げられる。フィルム状試験体の裏側からLEDライトを照射した場合の外観を図5に示す。膜厚が20μmの場合には赤い色相がまだらに分布し、膜厚が40μmの場合でも色相がわずかにばらつくなど、膜厚が小さいと不均一な色相に見える。これにより、基準塗料中の着色顔料の粒子は塗膜中で均一に分散しておらず、膜厚が小さい場合には光が通過しやすくなり、その分反射率が減少したと推定される。

塗装試験体の反射率は、フィルム状試験体の反射率と類似した結果となった。この要因の一つに、ブラスト鋼板の表面粗さは約30μmRz_{JIS}であり、塗膜を透過した光が鋼板表面での散乱によってほとんど反射せず、測定結果に大きく影響しなかったことが挙げられる。このように、膜厚によって反射率が異なる波長域が存在したことから、反射光の特定の波長域の強度を測定することにより、膜厚を計測できる可能性が得られた。

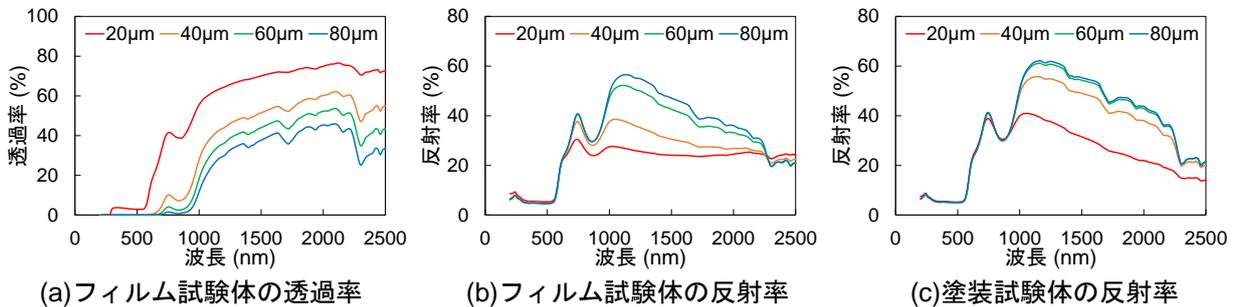


図 4 基準塗料の膜厚における透過率または反射率

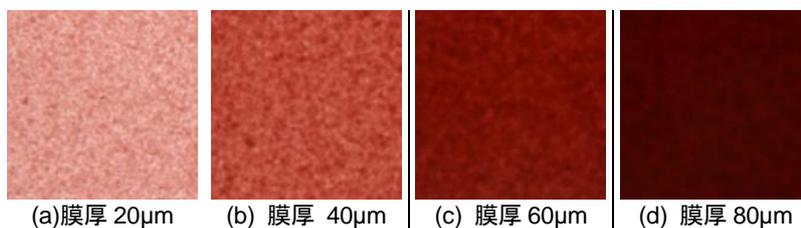
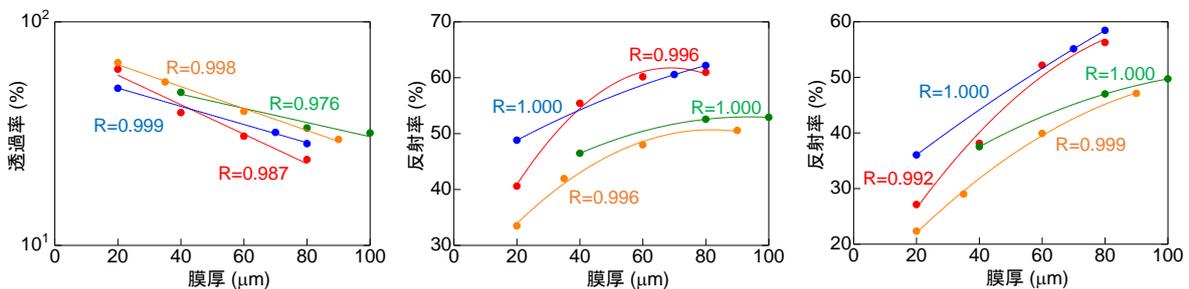


図 5 塗膜の裏側からLEDライトを照射した場合の外観

ここで、特定の波長に着目した場合の膜厚と光学特性の関係として、膜厚の影響が他の波長と比較して大きい 1100nm の波長について、各種塗料の膜厚と光学特性の関係を図 6 に示す。また、測定値から回帰分析を行った際の相関係数を併せて示す。なお、膜厚と光学特性に関する詳細なメカニズムは現時点では明らかではないため、各測定結果に対して最も相関の強い分析結果を選定し、透過率においては縦軸を対数とした場合の線形回帰、反射率においては 2 次関数による回帰とした。これらの結果から、いずれの場合も強い相関を示し、膜厚の増加に伴って透過率は減少、反射率は増加する傾向があることがわかった。この結果より、測定した膜厚の範囲においては反射率または透過率から膜厚を定量的に計算できることが確認された。文献 3 によると、反射光の強度に応じて赤外線カメラの撮影画像の輝度が変化する。このため、膜厚に対する反射率や透過率の変化量が大きな塗料配合を検討することにより、赤外線カメラの撮影画像から膜厚を高精度に把握できると考えられる。



(a) フィルム試験体の透過率 (b) フィルム試験体の反射率 (c) 塗装試験体の反射率

注 1: 各色は次の通り. 赤...基準塗料, 橙...汎用塗料 A, 緑...汎用塗料 B, 青...汎用塗料 C

図 6 1100nm における膜厚と透過率または反射率の関係

3.2 鋼板表面の光学特性評価

3.2.1 試験方法

鋼板表面の光学特性の評価には、前節のブラスト鋼板に加えて黒皮鋼板と磨き鋼板に対して基準塗料を塗装した塗装試験体を用いた。これは、鉄道の架設年代の古い塗装鋼橋では黒皮鋼板に塗装されたものが存在することや、塗替えの際の素地調整時に金属光沢を有する鋼板面が部分的に形成されるためである。黒皮鋼板は JIS G 3101 に規定される熱間圧延鋼板のうち、熱間圧延時に形成される酸化皮膜（黒皮）が残存したものであり、磨き鋼板は JIS G 3141 に規定されるブライト鋼板である。塗装方法は前節の方法と同様とした。また、光学特性については分光光度計を用いて反射率を測定した。このとき、塗装していない鋼板表面についても測定を行った。

3.1.2 試験結果と考察

塗装試験体に用いた各種鋼板の反射率測定結果を図 7 に示す。反射率の序列は測定した全波長域において概ね同一となり、大きい順に磨き鋼板、ブラスト鋼板、黒皮鋼板となった。ブラスト鋼板の表面には微細な粗さが付与されており、黒皮鋼板の表面には製造工程の熱間圧延時に生じた酸化皮膜が存在し、磨き鋼板と比較して平滑ではない上に組成が異なる。このため、各鋼板の反射率が異なる原因として、ブラスト鋼板においては表面粗さに起因する散乱、黒皮鋼板においては表面の酸化皮膜での散乱や吸収が生じたことが挙げられる。

次に、各塗装試験体の反射率測定結果を図 8 に示す。磨き鋼板の塗装試験体では、約 1700nm 以上の波長域で膜厚の増加とともに反射率が低下するなど、前節のフィルム状試験体の透過率測定結果（図 4(a)）と類似する傾向にあった（図 8(a)）。しかしながら、1000~1700nm の波長域では膜厚の増加とともに反射率が高くなっており、前節のフィルム状試験体の反射率測定結果（図 4(c)）と類似する傾向にあること

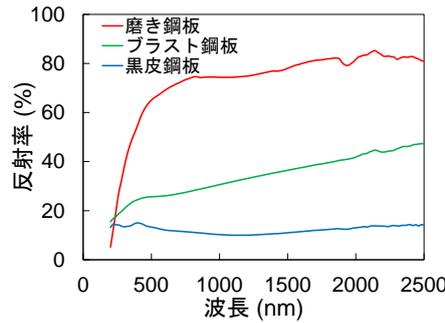


図7 各種鋼板の反射率

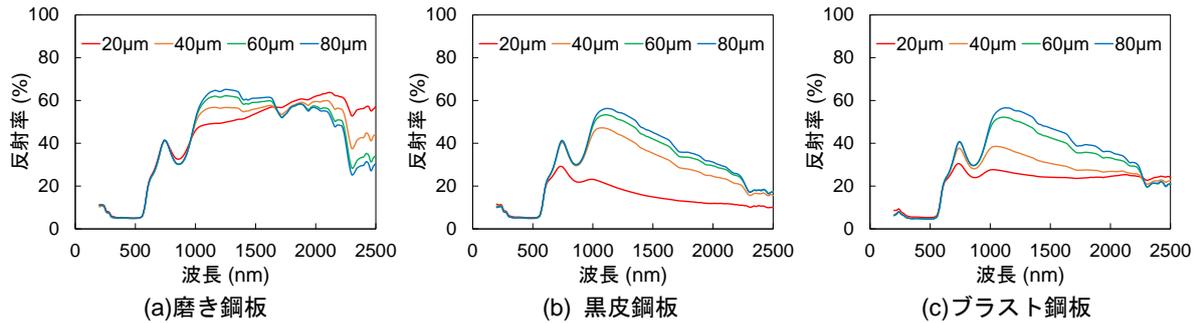


図8 各種鋼板に塗装した塗装試験体の反射率

が分かった。このように、塗装試験体の反射率が波長域によって異なる傾向を示す要因の一つに、樹脂の吸収特性が挙げられる。約 1700nm 以上の波長域では、エポキシ樹脂や塗料中の顔料種に由来すると考えられる吸収ピークが多く存在している。このため図 2 に基づき考察すると、塗膜中に侵入した光はエネルギーを失いながら進行し、塗膜に侵入した光の光路差すなわち膜厚に依存する E_2 の影響が大きくなると推定される。さらに、図 7 に示すように、磨き鋼板表面の反射率は他の鋼板と比較して大きいことから、反射率は前節のフィルム状試験体の透過率と類似すると考えられる。このため、膜厚の増加とともに反射率が低下した可能性がある。

黒皮鋼板およびプラスト鋼板の塗装試験体では、全波長域でフィルム状試験体の反射率測定結果（図 4(b)）に類似した傾向が確認された（図 8(b), 図 8(c)）。この要因として、黒皮鋼板とプラスト鋼板の反射特性が挙げられる。図 8 で示したように、両鋼板の反射率は磨き鋼板と比較して小さい。このため E_2 よりも E_1 の影響が大きくなり、フィルム状試験体の反射率測定結果に類似した測定結果が得られたと推定される。

以上の結果から、鋼板に塗装された通常塗料の膜厚を計測する場合、黒皮鋼板とプラスト鋼板については反射率から膜厚を計測できる可能性が得られた。なお、磨き鋼板については、膜厚と反射率の相関が逆転する 2 つの波長域が存在するため、本試験からは膜厚の計測可能性を判断できず、今後の検討項目としたい。

4. 塗料中の着色顔料の塗膜特性への影響評価

前章の結果から、フィルム状試験体と塗装試験体の双方とも反射率が膜厚と相関することが見出されたことから、赤外線カメラによる赤外線領域の反射エネルギーを可視化することで、膜厚を広域にかつ定量的に測定できる可能性が得られた。また、上記結果が得られた要因の一つに塗料中の着色顔料の存在が挙げられ、塗膜の光学特性は着色顔料の配合量や分散程度に大きく影響することが推定された。

本章では着色顔料の配合量と塗膜の光学特性との関係把握を目的として、着色顔料の配合割合の異なるエポキシ樹脂塗料の光学特性を評価した。また、着色顔料の配合割合を変えた場合の塗膜の長期耐久性について、塗膜の環境遮断性能や室内での促進劣化試験から評価した。

4.1 赤外分光法による塗膜の光学特性評価

4.1.1 試験方法

塗料には、着色顔料の配合割合を 0~40 の範囲で調整した 7 種類の基準塗料（以下、基準塗料 A~G とする）を用いた。このとき、塗装作業性が大きく変化しないように、体質顔料と着色顔料の重量の合計が同一になるようにした。各基準塗料の配合を表 2 に示す。なお、通常の配合は基準塗料 D に該当する。これらを用いて、前章と同様の手順で塗装試験体を作製した。膜厚は 20, 40, 60, 80 μm を目標とし、分光光度計を用いて塗装試験体の反射率を測定するとともに赤外線カメラ撮影を行った。使用した赤外線カメラ（浜松ホトニクス製、C12741-03）は光電素子にインジウム、ガリウム、ヒ素を用いた InGaAs カメラであり、計測可能な波長域は約 950~1700nm である。この赤外線カメラでは、出力した撮影画像において、当該波長域で計測可能な範囲でのエネルギー強度を 256 階調の輝度で表現することができる。このため前章の試験結果を考慮すると、試験体から放射される赤外領域のエネルギーを適切な強度に調整することで、当該カメラで膜厚の計測は可能と考えられる。撮影にあたり、光源には赤外線領域での発光強度を有するハロゲンランプを使用した（図 9）。

表 2 基準塗料の配合²⁾

材料			重量部						
			A	B	C	D	E	F	G
主剤	樹脂	エポキシ樹脂	30						
		変性樹脂	5.0						
	顔料	防錆顔料	5.0						
		体質顔料	40	37	34	30	20	10	0
		着色顔料	0	3	6	10	20	30	40
	添加剤	分散剤	1.0						
	消泡剤	0.1							
	シランカップリング剤	1.0							
	溶剤	キシレン	9.9						
		メチルイソブチルケトン	9.0						
硬化剤	溶剤型ポリアミドアミン	32.0							



図 9 赤外線カメラの撮影状況

4.1.2 試験結果と考察

前章と同様、膜厚と光学特性の関係を詳細に把握するため、塗装試験体に対して特定の赤外線波長における分析を実施した。ここでは、本試験条件において膜厚に対する反射率の変化幅が大きくなった波長域である 1200nm を選定した。なお、前章で選定した波長域（1100nm）とは異なる要因として、本章で用いた塗料の配合を変更したことが挙げられる。膜厚と反射率の関係を図 10 に示す。図中の曲線は、最も相関の強い分析結果である 2 次回帰分析の曲線である。これらの結果から、いずれの場合も膜厚と反射率には強い相関があり、測定した膜厚の範囲においては反射率から膜厚を定量的に計算できる可能性が示唆された。

なお、エポキシ樹脂塗料の一般的な目標膜厚は 60 μm であり、この値の前後の膜厚をなるべく高精度で測定できることが望ましい。そこで、各基準塗料の膜厚が 80 μm と 40 μm の場合の反射率を図 10 から実測し、これらの差分を算出した結果を表 3 に示す。これより、着色顔料の配合割合が 10 である基準塗料 D が最も大きな差分を示し、目標膜厚 ± 20 μm で形成された塗膜については膜厚を高精度に測定できると

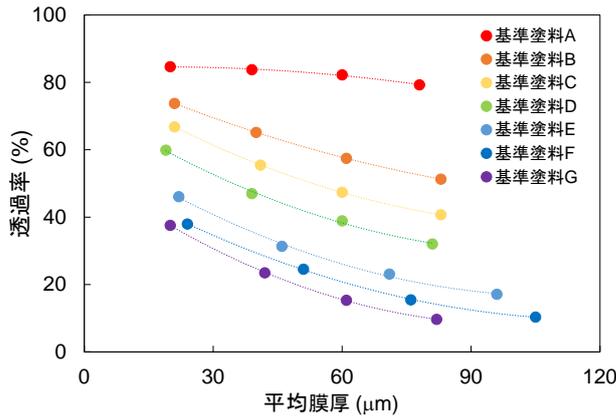


図 10 1200nm における膜厚と反射率の関係

表 3 図 10 における各基準塗料の膜厚 80μm と膜厚 40μm の反射率の差分

塗料名	反射率の差分
基準塗料 A	0.4
基準塗料 B	8.4
基準塗料 C	12.7
基準塗料 D	13.9
基準塗料 E	12.7
基準塗料 F	11.0
基準塗料 G	8.6

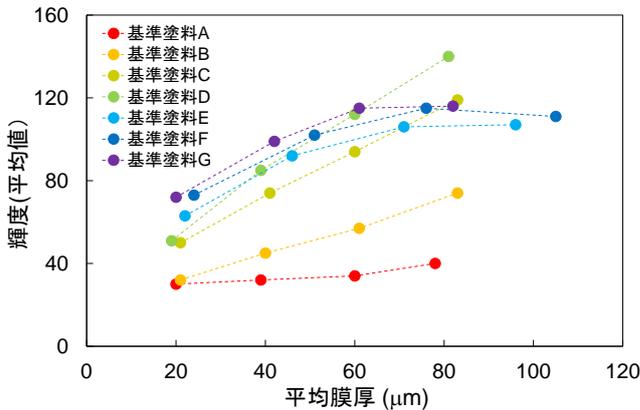


図 11 膜厚と赤外線カメラ写真の輝度の関係

表 4 図 11 における各基準塗料の膜厚 80μm と膜厚 40μm の輝度の差分

塗料名	輝度の差分
基準塗料 A	9.0
基準塗料 B	26.0
基準塗料 C	43.0
基準塗料 D	50.0
基準塗料 E	21.0
基準塗料 F	23.0
基準塗料 G	17.0

考えられる。

各塗装試験体の赤外線カメラ画像の輝度と膜厚の関係を図 11 に示す。なお、輝度については画像の中心を約 40×40mm でトリミングした範囲 (100×100=10000 画素) の輝度を平均化したものである。図 11 に示した結果は、図 10 に示した分光光度計の測定結果と異なり、基準塗料 B, C, D が比較的線形に近い結果となったのに対して、基準塗料 E, F, G が曲線に近い結果となり、後者は大きな膜厚に対して輝度の変化量が小さく膜厚を計測しにくくなる可能性が示唆された。このような違いが生じた要因の一つに、分光光度計で測定した際の光源と、赤外線カメラで撮影した際の光源が異なり、赤外線領域におけるエネルギー分布も異なっていたことが挙げられる。また、図 10 に示した分光光度計の測定結果が 1200nm の波長を分析したものであるのに対して、図 11 に示した測定結果は赤外線カメラが測定できる波長域 (約 950~1700nm) での光学特性が影響したものであり、対象とする波長域が異なることが挙げられる。

各基準塗料の膜厚が 80μm と 40μm の場合の輝度を図 11 から実測し、これらの差分を算出した結果を表 4 に示す。これより、赤外線カメラの撮影においても基準塗料 D が最も大きな差分を示し、目標膜厚 ±20μm で形成された塗膜について膜厚を高精度に測定できると考えられる。

4.2 塗膜の耐久性評価

4.2.1 試験方法

基準塗料 A~D を用いて、前章と同様の手順によってフィルム状試験体と塗装試験体を作製した。なお、基準塗料 E~G については、膜厚の増加とともに膜厚計測が困難になる可能性が示唆されたため、本試験では割愛した。また、鋼板には寸法 150×70×3.2mm のブラスト鋼板を用いた。

塗膜の耐久性評価には、一般的な評価方法とされる環境遮断性評価と防食性評価を実施した。環境遮断性評価には膜厚を 60 μm としたフィルム状試験体を用い、JIS Z 0208 に規定される透湿カップ法を採用した。これは、所定時間に対して塗膜を通過した水蒸気量を測定し、その値から算出される水蒸気透過係数⁷⁾から塗膜の環境遮断性を評価するものである。

防食性評価には、塗装指針の附属書 C に記載される鉄道総研式複合サイクル試験²⁾ による室内促進劣化試験を実施した。試験体には塗装試験体を用いた。膜厚は防食性に大きく影響することから、1 回塗りでの膜厚を 60 μm とし、1, 2, 4 回塗りの塗装試験体を試験に供した。なお、塗膜損傷個所での防食性を評価するため、試験体には塗膜損傷を模擬したスクラッチを導入し、塗膜の健全部とスクラッチ部の両方について、塗膜変状程度から防食性を評価した。

4.2.2 試験結果と考察

透湿カップ法による各試験体の測定結果を表 5 に示す。比較のため、エポキシ樹脂塗料を用いる塗装仕様の上塗りに用いられるポリウレタン樹脂塗料の水蒸気透過係数を併記した。ポリウレタン樹脂塗料の水蒸気透過係数は 7.6 であるのに対して、基準塗料 A~D の水蒸気透過係数は 1 前後であった。このことから、各基準塗料の水蒸気透過係数に大きな違いはなく、環境遮断性に対する着色顔料の配合量の影響は小さいと考えられる。

室内促進劣化試験結果については、一般的な環境の 10 年程度に相当する 10 サイクルまで実施した結果、健全部ではいずれの試験体にも変状は見られなかったため、スクラッチ近傍に発生した膨れの体積（以下、膨れ体積とする）から評価した。なお、膨れ体積についてはレーザ変位計（株式会社キーエンス製、LJ-G080）を用いて試験体の表面形状を計測し、健全部を基準面として算出した（図 12）。このときのスポット径は $\phi 80\mu\text{m}$ 、測定ピッチは 50 μm とし、計測は目視で膨れが容易に視認できるようになった 4 サイクル以降で実施した。サイクル数と膨れ体積の関係を図 13 に示す。1 回塗りの場合、10 サイクル時点で膨れ体積が最も小さいのは基準塗料 C であり、最も膨れ体積が大きくなった基準塗料 A と比較して半分以下の膨れ体積になるなど、着色顔料の配合割合によってスクラッチの変状程度に違いが生じることが分かつ

表 5 各塗料の水蒸気透過係数

塗料名	水蒸気透過係数 ($\text{g}\cdot\text{cm}/\text{m}^2/\text{day}/\text{mmHg}$)
基準塗料 A	0.9
基準塗料 B	0.9
基準塗料 C	0.9
基準塗料 D	1.0
ポリウレタン樹脂塗料	7.6

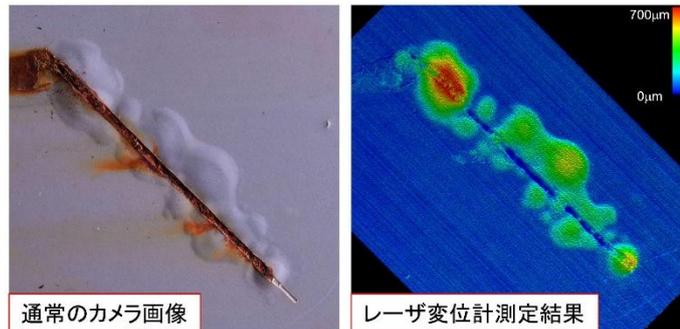


図 12 スクラッチ部の外観とレーザ変位

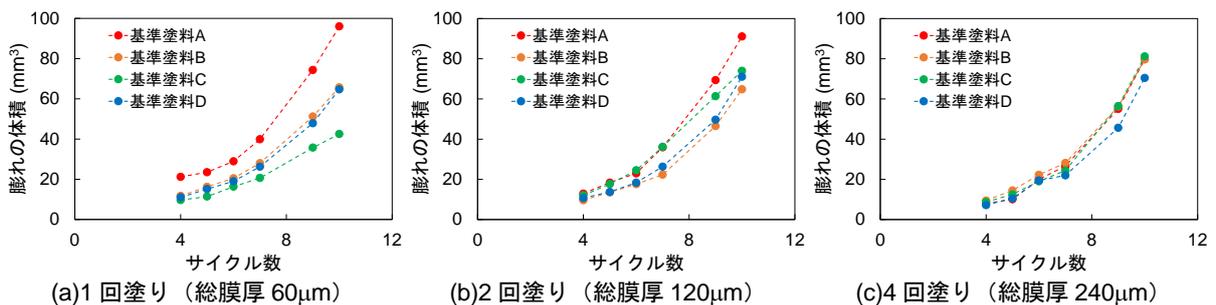


図 13 各試験体のサイクル数と膨れ体積の関係

た。ただし、塗り回数が増すごとにその体積差は小さくなり、4回塗りの場合には大きな違いは確認されなかった。近年採用事例の多い塗装仕様の目標総膜厚は230 μm であることを考慮すると、実用上、防食性に対する着色顔料の配合量の影響は小さいと考えられる。

以上の結果から、着色顔料の配合割合を0~10の範囲で変えた場合、その割合は塗膜の長期耐久性に大きく影響しないことが分かった。このため、前節の塗膜の光学特性評価結果を考慮すると、基準塗料Dが長期耐久性と赤外線による膜厚計測の観点から最も適切な配合と考えられる。

5. おわりに

塗装鋼橋の塗替え時の施工管理にあたり、赤外線カメラを用いた膜厚計測手法の適用可能性を把握することを目的として、当該計測手法による膜厚計測対象をエポキシ樹脂塗料とし、同塗料を鋼板に塗装した際の光学特性を評価するとともに、赤外線カメラによる膜厚計測に適した塗料配合を検討した。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 分光光度計を用いて塗装鋼板の光学特性を評価した。その結果、塗装鋼板の反射率は膜厚と関連し、赤外線による膜厚計測の可能性を得た。また、塗料中の着色顔料や鋼板表面の成分や粗度などの表面状態が計測結果に影響することを見出した。
- (2) 目視では膜厚の違いを判断困難な塗装鋼板に対して赤外線カメラ撮影を行った結果、撮影画像の輝度から膜厚の計測が可能であることを見出した。
- (3) 着色顔料の配合量を変えた場合のエポキシ樹脂塗料の光学特性を評価した結果、膜厚を精度よく計測するための塗料中の着色顔料の最適な配合量が存在することを見出した。
- (4) 着色顔料の配合量を変えた場合の塗膜の長期耐久性への影響を評価した結果、複合サイクル試験による促進劣化試験や透湿カップ法による水蒸気透過性の測定結果から、実用的な膜厚の場合には着色顔料の配合割合が塗膜の長期耐久性に大きく影響しないことを明らかにした。

なお、膜厚の増加とともに塗膜に対する光の透過率は低下するため、塗替え時の膜厚計測にあたり、第2層目以降での膜厚計測、すなわち複数回の塗り重ねを行った塗膜の膜厚は計測困難であることが懸念される。このため、本手法は塗装作業者の塗装に関する技能を把握することを主な目的として、第1層目の膜厚分布や塗りむらを計測することを念頭に適用することが適切と考える。今回得られた知見を活用して、赤外線カメラを用いた膜厚計測手法の適用可能性を引き続き検討する予定である。

文献

- 1) J.D.keane : Minimam Paint Film Thickness for Economical Protection of Hotrolled Steel Against Corrosion, J.Paint Technology, Vol.41, pp.372-381, 1969.
- 2) 鉄道総合技術研究所：鋼構造物塗装設計施工指針，2013
- 3) 溝上善昭, 阪上隆英：赤外線カメラを用いた塗膜劣化評価による実橋調査, 土木学会年次学術講演会, Vol.73, I-027, pp.53-54, 2018
- 4) 松本悠希, 阪上隆英：近赤外線カメラを用いた重防食塗装最表層の損耗度定量評価, 土木学会年次学術講演会, Vol.73, I-028, pp.55-56, 2018
- 5) 坂本達朗, 山中翔：塗装鋼橋の塗替え時を対象とした赤外線による膜厚計測手法の検討, 防錆管理, Vol.68, No.9, pp.295-304, 2024
- 6) H.Chen, A.Baitenov, Y.Li : Thickness Dependence of Optical Transmittance of Transparent Wood : Chemical Modification Effects, ACS Appl. Mater. Interfaces, Vol.11, No.38, pp.35451-35457, 2019.
- 7) K.Nagai : Gas Barrier Properties of Plastic Products for Packaging Applications, Journal of Printing Science and Technology, Vol.52, No.2, pp.149-155, 2015.

GIS データを用いた軌道の広域 2 次元 FEM によるふく進と軌道座屈の発生予測法

浦川 文寛* 渡辺 勉*

A Method of Predicting Rail Creeping and Track Buckling Using Wide-area 2-D FEM of Railway Tracks Based on GIS Data

Fumihiko URAKAWA Tsutomu WATANABE

This study developed a horizontal two-dimensional static elasto-plastic FEM analysis program for rail track. The validity of the developed program was confirmed by comparing it with an existing one-dimensional analysis model. Additionally, it was found that the developed program was able to analyze the behavior prior to track buckling and the buckling temperature T_A with the same level of accuracy as the existing buckling analysis model. Furthermore, corner breakage in curves was a problem in the analysis using GIS line data of railway. Therefore, we proposed a smoothing method in which corner breakage was replaced with a circular arc of radius R and then moving average was performed, and confirmed its effectiveness.

キーワード：ふく進，軌道座屈，GIS，広域の構造解析，軌道線形の平滑化，日陰/日向

1. はじめに

主要な鉄道線路の多くで，レール同士を溶接してつなぎ，レール継目（ここでは，継目板とボルトによりレール端部を接続する普通継目を指す）をなくしたロングレールが用いられている。ロングレールは走行安全性の向上，騒音や振動の低減，乗り心地の向上等，多くの利点を持つ反面，レール継目でのレール伸縮を吸収する機能がなくなり，レール温度が上昇した際に圧縮のレール軸力が発生する。そのため，夏季の高温時に，特にバラスト軌道では，軌道がレール直交方向に張り出す軌道座屈の危険性が高まる。ロングレールではレールの温度 T_R に対する圧縮軸力 P_R は式(1)より算出される。

$$P_R = EA\beta(T_R - T_0) + \Delta P \quad (1)$$

ここで， E, A, β はそれぞれレールの縦弾性係数，断面積，線膨張係数である。 T_0 は設定温度と呼ばれる，レールの中立温度（軸力がゼロとなる温度）の管理上の目標値である¹⁾。 ΔP は設定温度と中立温度の差による付加軸力で，レールのふく進（長手方向の移動）や軌道作業によって生じる。我が国のロングレール管理では，レール温度が高温となる夏季までに，式(1)の T_R に夏季の予想最高レール温度とふく進量を代入して求めた最大発生軸力と，軌道の剛性と形状から算出される座屈耐力とを照査して座屈に対する安全度の判定を行う。さらに，判定結果に応じ，道床バラストの追加や軌道整備，設定替（長手方向に移動したレールを元の位置に戻す作業），夏季特別巡回等の処置を行うことで，軌道座屈に対する安全性を確保している²⁾。

通常，ロングレール軌道は予想最高レール温度に対して十分な座屈耐力を得られるよう設計されており，安全度判定で問題となる箇所のはほとんどはふく進が大きい箇所である。ここで，現状のふく進測定は

* 鉄道力学研究部 軌道力学研究室

おおよそ 200 m 間隔で行われており、局所的なふく進の発生までを正確に把握できているとは言い難い。また、前述の処置には多大な労力が必要となるため、著大なふく進の発生が予見される箇所にて適切な対策（例えばアンチクリーパー³⁾の設置等）を講じ、ふく進自体を低減させることが望ましい。このように、ふく進の詳細かつ定量的な予測は、軌道座屈に対する安全性の向上と管理コストの低減のために重要である。

ふく進の原因は既往の文献でいくつか挙げられているが、それらは①列車の通過や制動による荷重⁴⁾、②軌道の修繕・保守作業^{1) 4) 5)}、および③レール温度（年間の最高/最低温度^{4) 5)}、日陰/日向の温度差および太陽の日周運動に伴う日陰の移動^{6) 7)}）に大別できる。この内、①と②のふく進への影響については不明な点が多く、定量的な予測が難しい。一方③については、阿部ら^{6) 7)}の理論的検討により明らかにされつつある。また、筆者らが開発したレール温度予測モデル^{8) 9)}では、GIS (Geographic Information System) データと気象データを用いて 100km 程度の広域のレール温度分布を、地物による日陰を加味して予測することが可能である。このレール温度の予測結果を入力値とした軌道の構造解析を行うことで、レール温度によって発生するふく進の定量的な予測が可能と考える。同様の検討は文献 10 にて行われたが、レール長手方向の 1 次元解析であったため、曲線や通り変位、日陰による左右レールの温度差等、軌道の変形に影響すると思われる種々の条件を再現できなかった。

これら条件を再現するためには水平方向の 2 次元解析が必要であるが、2 次元解析にはふく進の精緻化だけでなく、軌道座屈を解析上で再現できるという利点がある。詳細は 4 章で述べるが、既往の FEM による座屈解析は座屈耐力の指標を算出するため、非線形の解法に弧長増分法を用いる等、比較的複雑な計算を行っている。そのため、対象とする線路延長は 1km 程度と短かく、軌道変位等の条件も限定される¹¹⁾。

本稿では、レール温度によるふく進を精緻にモデル化するため、水平方向 2 次元の静的弾塑性 FEM 解析プログラム（以降「開発プログラム」）を Fortran にて開発する。開発プログラムは非線形の解法を単純化することで、100km 程度の広域のふく進および座屈の計算を可能とするものである。これを既往のレール温度予測モデルと組み合わせ、バラスト軌道におけるふく進および軌道座屈の発生を解析的に予測する手法（図 1）を提案する。また、既往の解析モデルとの比較等から、開発プログラムの妥当性を検証する。

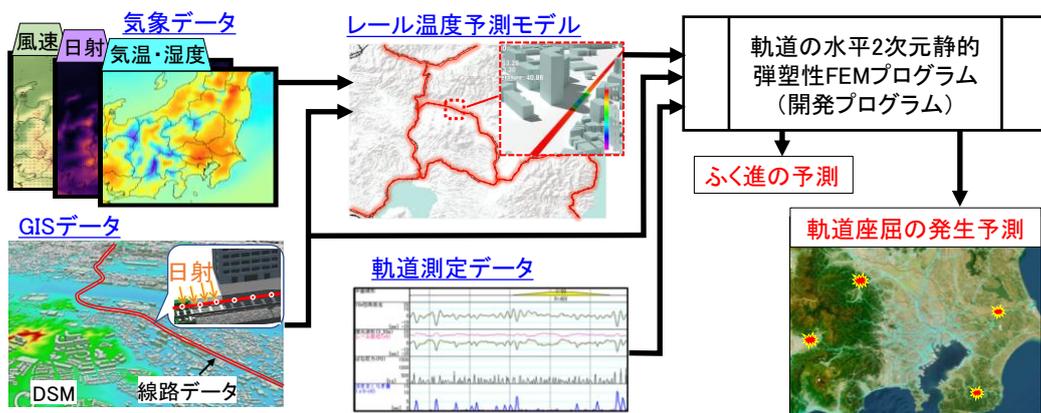


図 1 鉄道線路の広域 2 次元 FEM によるふく進と軌道座屈の発生予測法

2. 開発プログラム

2.1 モデルの概要

図 2 に示すとおり、レールとまくらぎをオイラー梁要素、レール締結装置を並進と回転方向のばね要

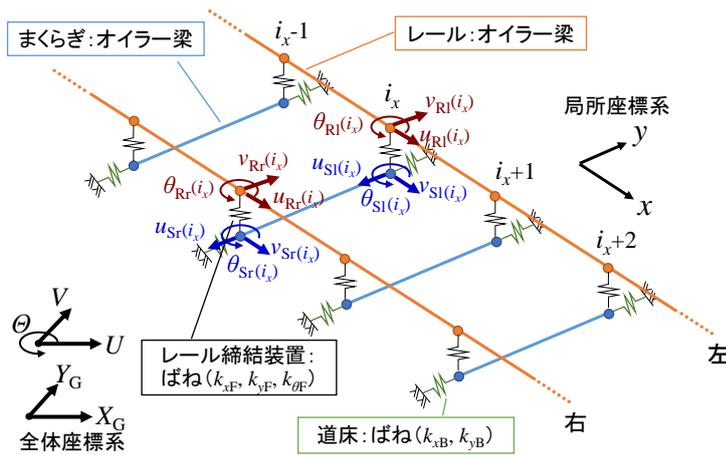


図2 解析モデルの構造・座標系

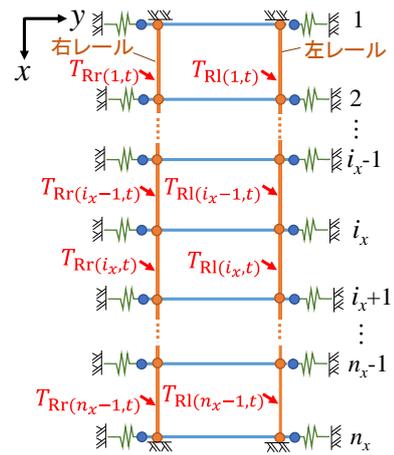


図3 解析モデルの荷重条件・拘束条件

素、道床を並進方向のばね要素でモデル化する。ここで、開発プログラムおよび本稿では、レール長手方向を局所座標系の x 、レール直交方向を局所座標系の y とし、 $+y$ 側を x 軸の正方向を向いて左側とする。また、全体座標系の X_G, Y_G は入力する GIS データに準ずる。レール締結装置のばね要素はレールとまくらぎの節点を結合し、道床のばね要素はまくらぎの節点と不動点を結合する。 x 方向に位置番号 i_x ($=1, 2, \dots, n_x$) を与え、レール要素 i_x は、 i_x と $i_x + 1$ のレール節点から成る要素とする (図 2)。まくらぎ節点を左右のレール節点と同じ位置に配置し、 i_x の左右のまくらぎ節点を両端とする梁要素をまくらぎ要素 i_x とする (図 2)。荷重条件は図 3 に示すとおり、左右レール要素 i_x に熱解析で得られた左右レール温度 $T_{Rl}(i_x, t)$ 、 $T_{Rr}(i_x, t)$ を与え、レールの熱膨張による軸力を負荷する。拘束条件は図 3 に示すとおり、モデル両端 ($i_x=1, n_x$) の左右レール節点を完全固定とする。開発プログラムでは、GIS 線路データに沿って概ね 1m 間隔でレール節点を配置し、その節点毎の位置座標とレール温度の時刻歴データ (レール温度予測モデル^{8) 9)} の解析結果を使用) を読み込み、前述の要素、荷重条件、境界条件のモデル化を自動で行う。

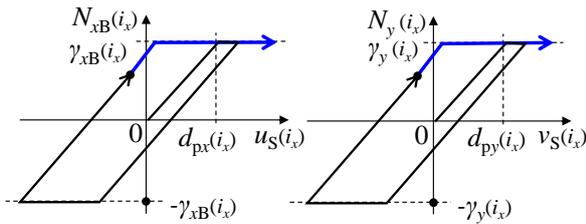
2.2 線形/非線形モデル

線形/非線形のモデル化手法を表 1 にまとめる。まくらぎがバラスト道床上を滑動する動きを再現するため、道床のばね要素は降伏荷重 γ と降伏変位 d_p で定義される完全弾塑性とする (図 4)。実軌道ではレール締結装置部でもレールは滑動しうるが、「レール締結装置の抵抗力 \gg 道床の抵抗力であるため、ふく進は道床部で生じる」という従来のバラスト軌道におけるロングレールの設計法¹²⁾を踏襲し、レール締結装置のばね要素は弾性線形ばねでモデル化する。また、軌道座屈や曲線区間でのレールの張り出し等の大変形に対応するため、幾何学的非線形としてレール梁要素の回転を考慮する。具体的には図 5 に示すとおり、レールの要素座標系をレール変位に応じて逐次定義する。その他は全て線形モデルとする。

開発プログラムでは一般的な FEM と同様、節点変位 $\{D\}$ を未知数とし、要素毎に静的な力のつり合いから立てた要素剛性方程式を全体剛性方程式に重ね合わせ、全体剛性方程式を $\{D\}$ について解く。非線形モ

表 1 要素毎の線形/非線形のモデル化手法

部位	要素	材料非線形	幾何学的非線形	境界条件非線形
レール	オイラー梁	線形	要素の回転	線形
まくらぎ	オイラー梁	線形	線形	線形
締結装置	ばね(x, y, θ)	線形	線形	線形
道床	ばね(x, y)	完全弾塑性	線形	線形



(a) 軌道長手(x)方向 (b) 軌道直交(y)方向
図4 道床のばね特性 (完全弾塑性)

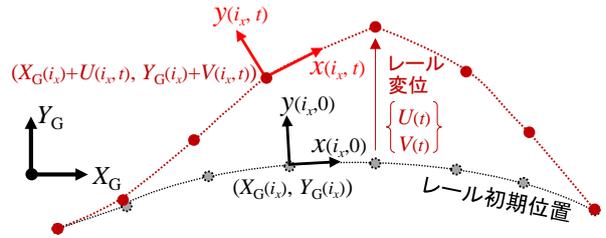


図5 節点変位に応じたレールの要素座標系の定義

デルを導入するため、求めた $\{D\}$ を使用してまくらぎ節点の塑性変位とレールの要素座標系を更新し、前回の節点変位の解 $\{D\}$ との差が収束判定値 D_c (本稿では 0.05mm とする) 以下となるまで繰り返し計算を行う。定式化や計算フロー等の詳細は文献 13 を参照されたい。

3. ふく進解析の妥当性の検証

3.1 解析条件

軌道の延長は 200m とし、図 6 に示すように線形は直線，円曲線，曲線 (GIS データ) とする。直線については文献 10 の 1 次元解析プログラム (以降「既往プログラム」) との比較を行う。円曲線について、ロングレール区間では曲率半径 R が概ね 600m 以下は急曲線に分類され、かつ軌道の剛性の関係から R は 300m 以上とすることが一般的である¹²⁾。ここでは、急曲線における解の安定性を確認するため、曲率半径 R を 600m ($R600\text{m}$)、および R の最小値よりも急な 200m ($R200\text{m}$) とした 2 条件で解析を行う。曲線 (GIS データ) では、実線路の GIS データから曲線区間 200m を抽出して使用する。

解析パラメータは、一般的なバラスト軌道のロングレール区間を想定して表 2 を用いる。既往プログラムでも同様の解析パラメータを使用するが、レールは梁ではなく軌道長手方向のばね要素であるため、ばね定数は $E_{R(i_x)}A_{R(i_x)}/L$ ($=0.00775\text{m}^2 \times 206 \times 10^9\text{N/m}^2 / 1\text{m} = 1.60\text{MN/m}$) とする。ここで、 L はレールの x 方

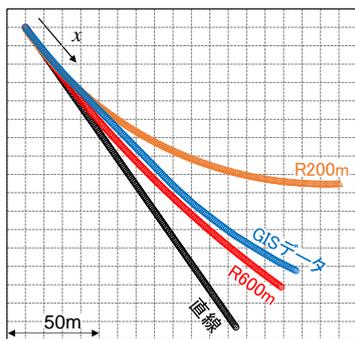
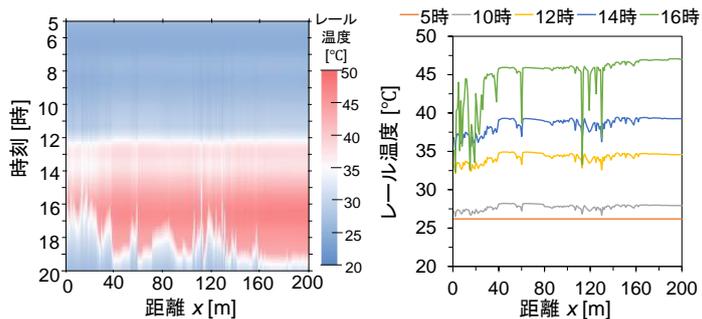


図6 線路(左レール)の線形データ



(a) 時空間分布のコンター (b) 特定時刻の温度分布
図7 解析に用いたレール温度

表2 軌道の解析パラメータ (片側レール, 1m 当たり)

部材	記	項目	設定値	部材	記	項目	設定値
レール (JIS 60kg)	E_R	ヤング率	$206 \times 10^9\text{N/m}^2$	レール締結 装置	k_{xF}	ばね定数_x 方向	$62.5 \times 10^6\text{N/m}$
	A_R	断面積	0.00775m^2		k_{yF}	ばね定数_y 方向	$31.3 \times 10^6\text{N/m}$
	I_R	断面 2 次モーメント	$5.12 \times 10^6\text{m}^4$		$k_{\theta F}$	ばね定数_回転方向	$4.33 \times 10^4\text{rad/m}$
	β_R	線膨張係数	$11.4 \times 10^{-6}/^\circ\text{C}$	道床	γ_{xB}	降伏荷重_x 方向	8000N
PC まくらぎ	E_S	ヤング率	$88 \times 10^9\text{N/m}^2$		γ_{yB}	降伏荷重_y 方向	4000N
	A_S	断面積	0.033m^2		d_{pxB}	降伏変位_x 方向	0.002m
	I_S	断面 2 次モーメント	$3.4 \times 10^4\text{m}^4$		d_{pyB}	降伏変位_y 方向	0.002m

向の節点間距離である。レール温度は、日射量・熱伝導の連成解析⁸⁾により、日陰を考慮して算出した図 7 の値を用いる。レールの中立温度は 30℃とする。

3.2 解析結果

3.2.1 直線

図 8(a), (b)に、直線のレールの軸力と x (レール長手) 方向の変位の解析結果をそれぞれ示す。レール軸力について、図 8(a)より、開発プログラムの解析結果 (実線) と既往プログラムの解析結果 (破線) は一致することが分かる。レール変位について、図 8(b)より、開発プログラムと既往プログラムを比較すると、距離方向の波形のずれが若干見られるものの、両者の値はほぼ等しい。距離方向の波形のずれは、レールの温度応力計算の際、既往プログラムではレール梁要素 i_x を構成する節点 i_x と $i_x + 1$ の温度の平均値 $(T_{R(i_x)} + T_{R(i_x+1)})/2$ を使用しているのに対し、開発プログラムでは $T_{R(i_x)}$ を使用しているためと思われる。

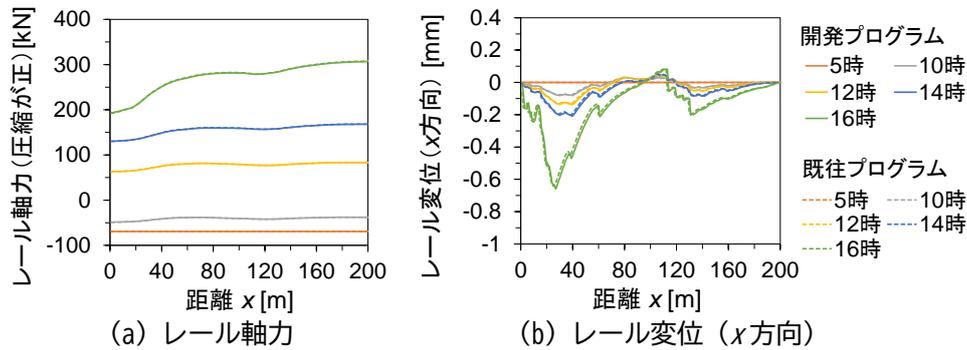


図 8 直線の解析結果および既往プログラムとの比較

3.2.2 円曲線

図 9 に、右 (曲線外側) レールの軸力と, x, y (レール長手, 直交) 方向の変位の解析結果を示す。レール y 方向変位について、レールが高温となる 12 時以降では曲線全体が外側に張り出すような変位が生じ、R200m の変位は R600m よりも約 3~4 倍程度大きくなった (図 9(c))。レールの軸力と x 方向変位については、R600m と R200m で差は見られない (図 9(a), (b))。また、図 9(b), (c)より、レール x, y 方向変位は 1mm 以下と、道床ばねの降伏変位の 2mm (表 2) よりも小さいため軌道に塑性変形は生じていない。そのため、レールの軸力 (図 9(a)) と x 方向の変位 (図 9(b)) は直線 (図 8(a), (b)) とほぼ等しくなった。

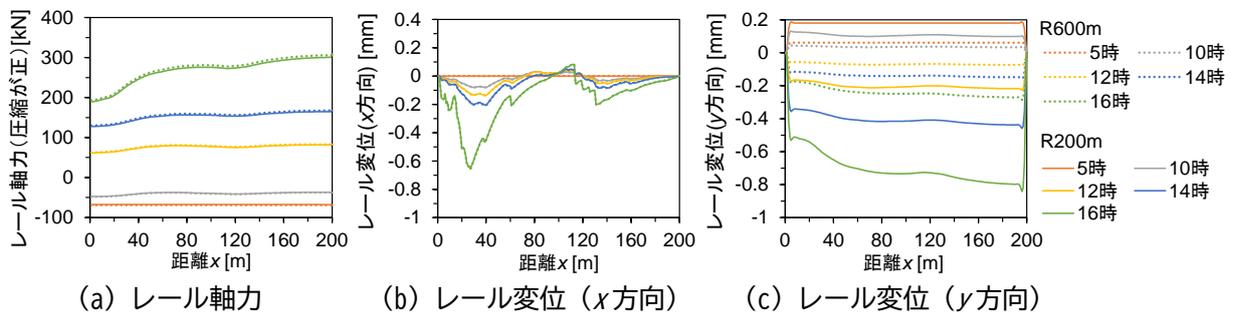


図 9 円曲線の解析結果

3.2.3 曲線 (GIS データ)

図 10 に GIS 線路データから算出したレール初期形状の曲率を示すが、解析区間内に曲率が 0.04m^{-1} を超える (曲率半径 R が 25m を下回る) 箇所がいくつか存在することが分かる。これは、実線路の線形は直線と円弧が緩和曲線を挟んで接合されて曲率が緩やかに変化するのに対し、GIS 線路データでは、線路を直線の集合で表しており、直線の接合部ではレールが角折れの状態となるためである。図 11 に、GIS 線

路データを用いた解析結果を示すが、前述の角折れ箇所では y 方向変位が 10mm を超える著大変位が局部的に生じ (図 11(c))，円曲線と比較してレールの軸力が低下し (図 11(a))， x 方向変位が増加した (図 11(b))。このように、入力した線路の形状データの問題によりレールに著大な変位が生じたものの、そのような特異な条件下においても計算は問題なく収束し、解析結果にも不自然な挙動は見られない。

以上、開発プログラムによる直線と円曲線での解析結果が既往プログラムと一致したこと、R200m の急曲線およびレール y 方向変位が 10mm を超える特異な条件下でも安定した解が得られたことから、開発プログラムの妥当性を確認できた。一方で、GIS 線路データに含まれる角折れが解析上で問題となった。開発プログラムは地理情報と関連付けた日射量解析との連成解析を前提としており (図 1)、レールの位置情報として GIS データの使用は不可避である。そのため、解析を実施する前に、レール線形の平滑化や、軌道の設計形状による補正を行う等、GIS 線路データの調整が必要であることが分かった。これについては、5 章にて GIS 線路データの角折れを解消するための平滑化方法を検討する。

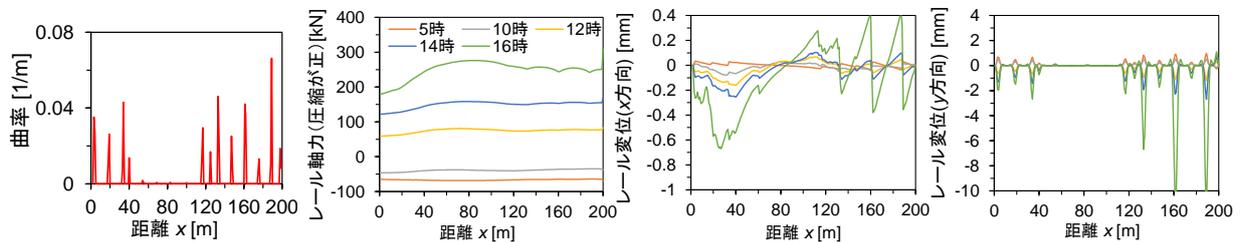


図 10 GIS 線路データの曲率

(a) レール軸力 (b) レール変位 (x 方向) (c) レール変位 (y 方向)
図 11 曲線(GIS データ)の解析結果

4. 座屈解析の精度検証

軌道座屈におけるレールの中立温度からの温度上昇量と y (レール直交) 方向変位には図 12 に示す関係がある。実際の軌道では、図 12 の赤破線に示すとおり、レール温度の上昇に伴い軌道の微小な変位が増大し、限界点(A)点に達すると瞬時に大変位が発生して(B)点へ飛び移る。図 12 の(A)点の左側および(C)点の右側は安定なつり合い状態であり、それぞれ座屈前および座屈発生後の状態に対応する。(A)~(C)間は不安定なつり合い状態であり、実際にはこの状態で軌道がつり合いを保つことはない。(A)点における温度 T_A は、実際に軌道座屈が発生する「座屈発生温度」であり、 T_A に相当する軸力を「座屈発生軸力」と呼ぶ。(C)点における温度 T_C は、理論上これ以下では軌道座屈が生じない温度であり、 T_C に相当する軸力を「最低座屈強さ」と呼ぶ¹²⁾。ここでの「相当する軸力」とは、レールの変位が完全に拘束された状態で、中立温度からの温度上昇量 T' により生じる軸力であり、 $EABT'$ (E, A, B はレールの縦弾性係数、断面積、線膨張係数)で表される。 T_A と T_C は、従来から座屈耐力を表す指標に用いられており、既往の座屈解析モデル¹¹⁾では T_A と T_C を得るため、弧長増分法を用いて不安定なつり合い状態を解き、図 12 の黒線の関係を算出している。一方、開発プログラムは実現象と同様、図 12 の赤破線に示すとおり、レール温度が T_A に達すると軌道座屈が生じて y 方向変位が急激に増加する。これは、開発プログラムは実軌道の挙動の再現を目的としており、レール温度に対する安定なつり合い条件を時間ステップ毎に解いているためである。このように、開発プログラムでは T_C を算出することはできないが、 T_A の算出は可能である。

本章では、開発プログラムにて静的座屈解析を行い、レールの温度上昇量と y 方向変位の関係から座屈発生温度 T_A を求め、既往の座屈解析モデルによる T_A の解析結果と比較し、解析精度を検証する。既往の座屈解析モデルには、FEM 軌道安定性解析ツール ATRAS^{11) 14)}を用いる。

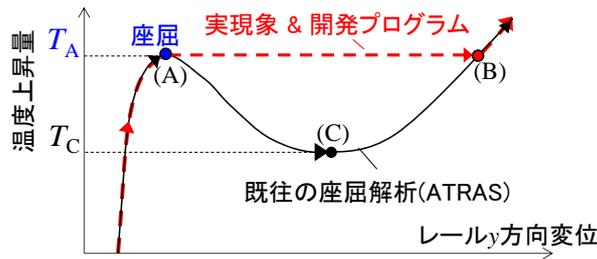


図 12 軌道座屈時のレールの中立温度からの温度上昇量と y 方向変位の関係

4.1 解析条件

軌道線形には文献 14 と同様、半径 $R=600\text{m}$ の円曲線に、軌道座屈の起点となる波長 l 、波高 $\delta_0=20\text{mm}$ 、中心位置 x_0 の初期通り変位 δ を曲線外側に張り出すように重ねさせた形状を用いる (図 13)。図 13 の δ は第 I 波形と呼ばれ、既往の座屈解析において曲率半径の小さい (おおよそ 1000m 以下) 条件で使用される通り変位である¹⁵⁾。また、レール温度は日陰による温度低下を模擬するため、レール長手方向の温度差 ΔT_x (図 14(a))、左右レールの温度差 ΔT_y (図 14 (b)) を与える。レール長手方向の温度分布は図 15(a)に示すとおり、温度差 ΔT_x 、温度が低下する延長 W 、および初期通り変位の中心からの距離 λ により定義する。また、温度差 $\Delta T_x, \Delta T_y$ は、 T_1 が所定の $\Delta T_x, \Delta T_y$ に達した時点から、 T_2 を T_1 と同じ速度で温度上昇させることで計算に導入する (図 15(b))。ここで、解析上の軌道座屈は、レール温度上昇に伴い初期通り変位が増大して発生するため、初期通り変位の中心位置 x_0 と座屈箇所の中心位置は等しい。

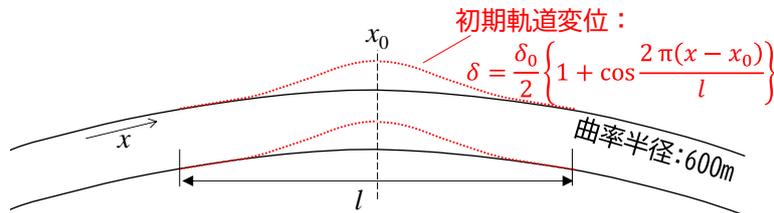
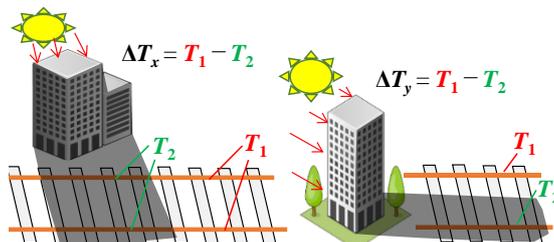
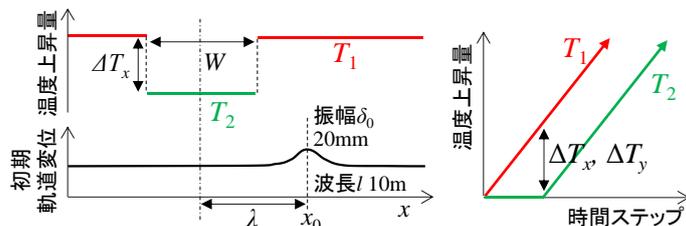


図 13 座屈解析に使用する軌道線形



(a) 長手方向の温度差 ΔT_x (b) 左右の温度差 ΔT_y

図 14 日陰等によるレール温度差



(a) 長手方向の温度分布 (b) 温度上昇の位相差

図 15 温度差 $\Delta T_x, \Delta T_y$ の解析への導入方法

表 3 座屈解析の解析パラメータ (片側レール 1m 当たり)

部材	記号	項目	設定値	部材	記号	項目	設定値
レール (JIS 50kgN)	E_R	ヤング率	$206 \times 10^9 \text{N/m}^2$	レール締結 装置	k_{xF}	ばね定数_x 方向	$62.5 \times 10^6 \text{N/m}$
	A_R	断面積	0.00642m^2		k_{yF}	ばね定数_y 方向	$31.3 \times 10^6 \text{N/m}$
	ν_R	ポアソン比	0.3		$k_{\theta F}$	ばね定数_回転方向	$4.33 \times 10^4 \text{rad/m}$
	β_R	線膨張係数	$11.4 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$	道床	γ_{xB}	降伏荷重_x 方向	8000N
PC まくら ぎ	E_S	ヤング率	$88 \times 10^9 \text{N/m}^2$		γ_{yB}	降伏荷重_y 方向	4000N
	A_S	断面積	0.033m^2		d_{pxB}	降伏変位_x 方向	0.002m
	ν_S	ポアソン比	0.3		d_{pyB}	降伏変位_y 方向	0.002m

表 4 座屈解析の解析ケース ※曲線外側が高い条件を正とする

	$\Delta T_x [^\circ\text{C}]$	$\Delta T_y [^\circ\text{C}]$	$W [\text{m}]$	$\lambda [\text{m}]$	$\gamma_{yB} [\text{kN/m}]$	ケース数
Case0	0	0	0	0	4.0	1
Case1	15, 30	0	35, 70	0~85	2.0, 2.8, 4.0, 6.0	29
Case2	0	-20, 10, 20	0	0	2.0, 4.0, 6.0	9

解析パラメータは既往の座屈解析の値¹⁴⁾を参照して表3とする。解析ケースは表4に示すとおりで、温度差のない標準状態を Case0、レール長手方向の温度条件 ΔT_x 、 ΔT_y 、 W 、 λ 、道床の y 方向の強度 (降伏荷重 γ_{yB}) を変えた 29 ケースを Case1、左右レール温度 ΔT_y と γ_{yB} を変えた 9 ケースを Case2 とする。

4.2 解析結果

Case0, Case1, Case2 のレール温度上昇量と y 方向変位の関係 (Case1, Case2 は一例) を図 16 に示すが、前述のとおり、開発プログラムは座屈直後の剛性低下による不安定な力のつり合い状態を追跡できず、座屈後に y 方向変位が急増したが、軌道座屈が発生する(A)点 (図 12) は既往モデル (ATRAS) とほぼ同じである。また、座屈発生温度 T_A の、開発プログラムと ATRAS の解析結果の比較は図 17 に示すとおりで、両者はよく一致することが分かる。これらの結果より、開発プログラムは座屈発生温度 T_A を既往の座屈解析モデルと同程度の精度で解析できることを確認した。

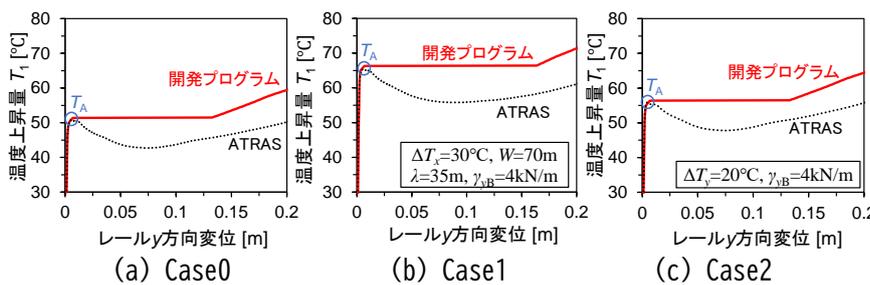


図 16 座屈解析の結果 (レール温度上昇量 vs. y 方向変位)

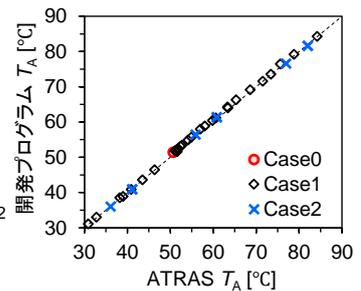


図 17 座屈発生温度 T_A の比較

5. GIS 線路データの平滑化方法 の検討

5.1 平滑化方法

5.1.1 移動平均による平滑化

対象の節点座標 $\{X_{G(i_x)}, Y_{G(i_x)}\}^T$ を、その接点を中心とした指定範囲内の節点の位置座標の平均値とする。

5.1.2 円弧による平滑化

図 18 に示すように、GIS 線路データに節点位置で接する半径 $R_{(i_x)}$ の円を左右に配置し、円が GIS 線路データと 2 点で接触する箇所では、データをその 2 点間の円弧で置き換える。

5.1.3 円弧+移動平均による平滑化

後述するが，前項の円弧による平滑化では，円弧（平滑化データ）と直線（元データ）の結合部で曲率が大きくなったため，円弧で平滑化したデータをさらに移動平均で平滑化するものである。

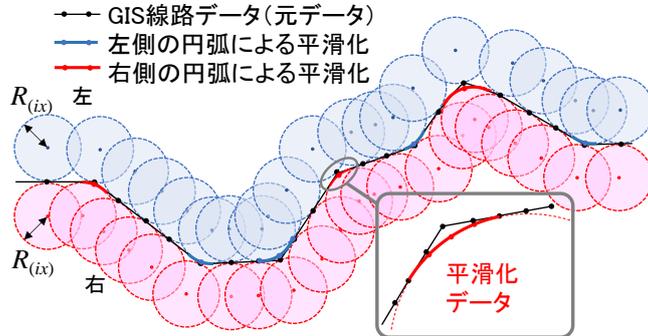


図 18 円弧による GIS 線路データの平滑化

5.2 平滑化の試計算

前節の平滑化方法を図 19 に示す延長約 12km の GIS 線路データに適用し，表 5 に示す 7 条件で平滑化を実施した。GIS 線路データの曲率が特に大きかった $x=911\text{m}$ 付近の，平滑化前後の線路形状の一部を図 20，曲率分布を図 21 に示す。図 20 より，曲線の角折れ部にて最大約 2m の変化が確認できる。また，移動平均による平滑化では，元データに見られる角折れが解消され，曲率の最大値は①20m 移動平均では 0.013m^{-1} ，②40m 移動平均では 0.007m^{-1} となった。円弧による平滑化について $x=911\text{m}$ の角折れに着目すると， $x=911\text{m}$ 近傍では③R200m 円弧，④R300m 円弧とも設定した円弧半径 R 分の 1 の曲率となるが，③R200m 円弧では $x=927\text{m}$ ，④R300m 円弧では $x=938\text{m}$ で局所的に曲率が増加した（図 21）。これは，線路

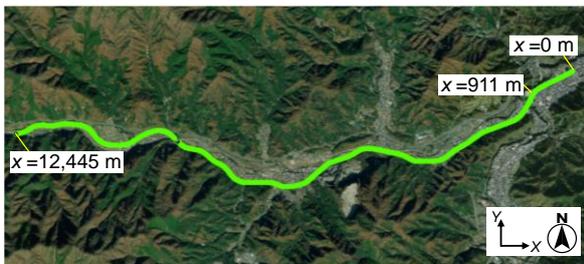


図 19 GIS 線路データ (①元データ)

表 5 平滑化条件

平滑化条件	平滑化方法	平均範囲	円弧半径
①20m 移動平均	5.1.1 項	20m	-
②40m 移動平均	5.1.1 項	40m	-
③R200m 円弧	5.1.2 項	-	200m
④R300m 円弧	5.1.2 項	-	300m
⑤R200m 円弧+20m 移動平均	5.1.3 項	20m	200m
⑥R300m 円弧+20m 移動平均	5.1.3 項	20m	300m
⑦R300m 円弧+40m 移動平均	5.1.3 項	40m	300m



図 20 平滑化による線路形状の変化 ($x=911\text{m}$ 付近)

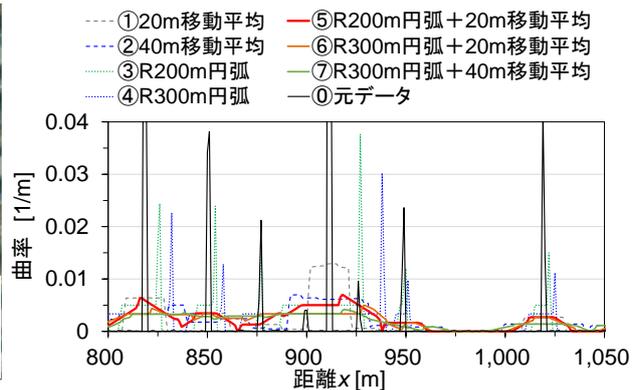


図 21 平滑化による曲率分布の変化

データは 1m ピッチの離散データであるため、円の理論上の接触位置と節点配置のずれにより、円弧（平滑化データ）と直線（元データ）の結合部で新たに角折れが生じたためある。円弧+移動平均による平滑化では、前述の円弧と直線の結合部における角折れが緩和され、曲率の最大値は⑤R200m 円弧+20m 移動平均では 0.007m^{-1} 、⑥R300m 円弧+20m 移動平均では 0.005m^{-1} 、⑦R300m 円弧+40m 移動平均では 0.004m^{-1} 、となった（図 21）。また、円弧+移動平均では、 $x=911\text{m}$ の角折れ部近傍にて、曲率が円弧半径の逆数（R200m では 0.005m^{-1} 、R300m では 0.0033m^{-1} ）となり、かつ角折れ部から離れるにつれ曲率が徐々に減少して直線と結合されることが分かる（図 21）。実線路では円曲線と直線、または 2 つの円曲線の間で曲率を緩やかに変化させる緩和曲線が設けられているが、円弧+移動平均による平滑化により、このような実線路の線形を再現できた。

これらの結果より、移動平均または円弧+移動平均による平滑化を行うことで、GIS 線路データの角折れを除去できることが分かった。ただし、移動平均では曲線の線形が元データの形状分解能や精度に依存するため、種々の GIS 線路データに対して広く適用することは難しい。一方、円弧+移動平均による平滑化では、角折れの除去に加え、円曲線と直線の間で曲率が緩やかに変化する緩和曲線を模擬することができた。以上より、GIS 線路データの平滑化には、円弧+移動平均による平滑化を採用することとした。今回は平滑化に用いる円弧の半径を全区間で同一としたが、曲線半径の実際の値を曲線毎に設定することで、実線路の線形形状を再現できると考える。図 6 の「GIS データ」に R200m 円弧+20m 移動平均による平滑化を行い、3.2.3 項と同様の解析を行った結果を図 22 に示す。同図より、平滑化前に見られた角折れ部での局所的な著大変位（図 11(c)）が、平滑化によって解消されることを確認した。

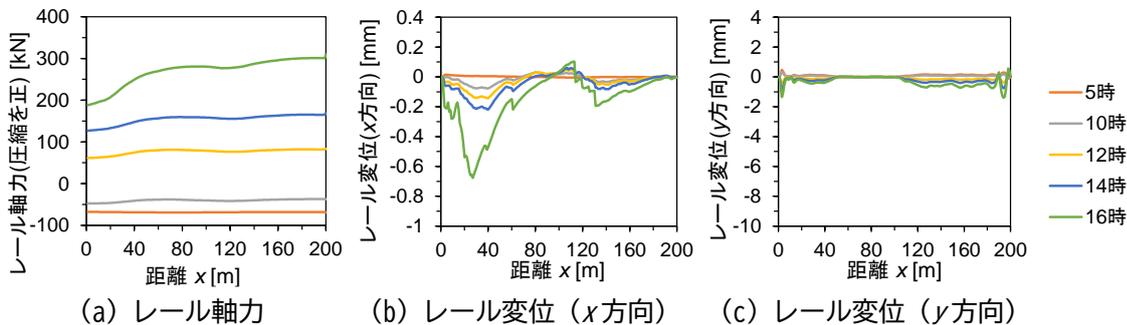


図 22 図 6 「GIS データ」を平滑化した線路データを用いた解析結果

5.3 平滑化後の GIS 線路データを用いた解析例

図 19 の GIS 線路データを R200m 円弧+20m 移動平均にて平滑化し、図 23 に示すレール温度を入力して開発プログラムによる解析を行う。ここで、図 23 の温度分布は、図 19 に示す線路と標高の GIS データから、夏季（9 月 1 日）晴天時の平均的なレール温度を推定した結果であり、局所的に温度が低下している箇所は、トンネル区間または周囲の山等の陰となっている箇所である。解析パラメータは、一般的なバラスト軌道のロングレール区間を想定した表 2、および軌道座屈が発生しやすい条件として、表 2 の道床の y 方向の降伏荷重 γ_{yB} を $1/2$ (2 kN) とした 2 条件とする。

図 24(a), (b) に、右レールの x 方向と y 方向変位の、14 時の解析結果を示す。図 24(a) より、 $\gamma_{yB}=4\text{kN}$ では日陰等によりレール温度の x 方向の勾配が高い箇所にて最大 5mm のふく進（レール x 方向変位）が生じた。 $\gamma_{yB}=2\text{kN}$ では、曲線区間で 50mm を超える著大な通り変位（レール y 方向変位）が発生し（図 24(b)）、その近傍で約 2mm のふく進が生じた（図 24(a)）。このようなレールの直交方向の変位に伴うふく進は、既往の 1 次元解析¹⁰⁾では再現できない挙動であり、2 次元の静的弾塑性 FEM 解析を行う開発プログラム

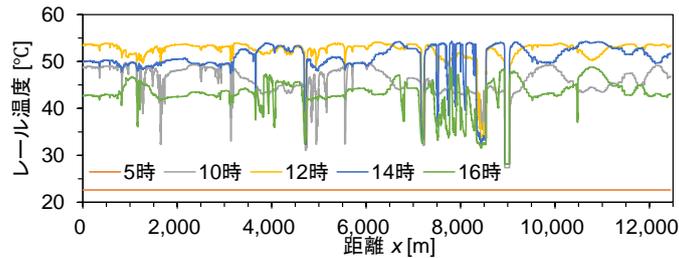


図 23 解析に使用したレール温度の時空間分布

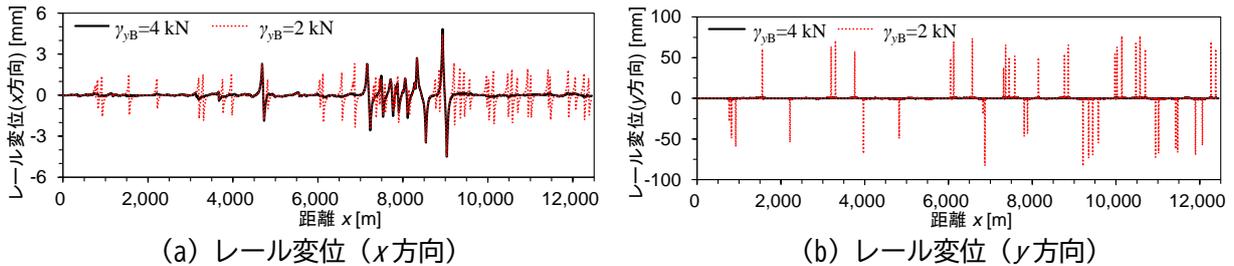


図 24 図 19 の GIS 線路データを R200m 円弧+20m 移動平均で平滑化した形状を用いた 14 時の解析結果

の有効性が示された。

以上、本稿で提案した手法により、これまで実施困難であった延長 10km を超える広域のふく進と軌道座屈解析を、曲線や通り変位、左右レール温度差等、レール直交方向変位に影響すると思われる種々の条件を考慮して実施できることを確認した。

6. まとめ

本稿では、水平方向 2 次元の静的弾塑性 FEM 解析プログラムを開発するとともに、既往のレール温度予測モデルとの連成解析により、ふく進および軌道座屈の発生を解析的に予測する手法を提案した。また、既往の解析モデルとの比較を行い、開発プログラムの妥当性を検証した。得られた結果を以下にまとめる。

- ・開発プログラムによる直線と円曲線での解析結果は、既往の 1 次元解析結果と一致した。また、曲率半径 200m の急曲線およびレール y 方向変位が 10mm を超える特異な条件下でも安定した解が得られたことから、開発プログラムの妥当性を確認した。
- ・開発プログラムは、軌道座屈前の挙動および座屈耐力の指標の一つである座屈発生温度 T_A を、既往の座屈解析モデルと同程度の精度で解析できることが分かった。
- ・レールの位置情報として GIS 線路データを使用して解析を行うには、曲線区間の角折れの補正が必要であることが分かった。そこで、GIS 線路データの角折れ部を指定半径 R の円弧で置き換え、さらに移動平均を行う平滑化手法により、円曲線と直線間の緩和曲線を模擬できるなど、実線路の再現性が高い補正が行えることを確認した。また、これにより、角折れ部での局所的な張り出しの問題を解消できた。
- ・開発プログラムにより、既往の 1 次元解析では不可能であった、曲線区間等でのレールの直交方向の変位に伴うふく進挙動を再現することができた。
- ・以上の結果より、開発プログラムの精度と有効性を確認でき、提案手法によるふく進および軌道座屈の発生予測は可能であることが分かった。今後は、軌道変位や、気象条件の季節変動、太陽の年周運動をモデル化し、それらがふく進の進展や軌道座屈の発生に及ぼす影響を明らかにする予定である。

文 献

- 1) 玉川新悟, 西宮裕騎, 額瀬智也: 低温時のロングレール保守作業制限の見直しの提案, 鉄道総研報告, Vol.36, No.3, pp.11-16, 2022
- 2) 保線工学編集委員会編: 保線工学 (上) 第 5 編-第 1 章, pp.284-330, 鉄道現業社, 2016
- 3) 新版軌道材料編集委員会編: 新版 軌道材料 第 4 編-第 4 章, pp.220-224, 鉄道現業社, 2011
- 4) Esveld, C., "Improved Knowledge of CWR track," in Interactive Conference on Cost Effectiveness and Safety Aspects of Railway Track, UIC/ERRI, Paris, France, 1998. https://esveld.com/Download/TUD/D202_Paris_98.PDF (閲覧日: 2025 年 4 月 21 日)
- 5) Zakeri, J.A., Mohammadzadeh, S. and Barati, M., "New definition of nutral temperature in continuous welded railway track curves," Periodica Polytechnica Civil Engineering, Vol.61, No.1, pp.143-147, 2018.
- 6) 阿部和久, 桑山卓也, 元好茂: 空間的・時間的な温度変化を受けるロングレールの軸力分布解析, 鉄道工学シンポジウム論文集, No.16, pp.101-108, 2012
- 7) 高木柚子, 阿部和久, 紅露一寛: 建物の日陰の移動がレール中立温度に及ぼす影響, 土木学会論文集, Vol.80, No.15, 23-15007, 2024
- 8) 浦川文寛, 渡辺勉: 地理・気象データを使用した鉄道用レール温度予測法, 土木学会論文集 A2 (応用力学), Vol.76, No.2, pp. I_553-I_564, 2020
- 9) 浦川文寛, 渡辺勉: GIS データを使用した夜間の鉄道用レール温度予測法の開発, AI・データサイエンス論文集, Vol.4, No.3, pp.425-434, 2023
- 10) 浦川文寛, 渡辺勉, 木村成克: 日陰等に起因するレール軸力変動の広域予測法の提案, 第 26 回 鉄道技術連合シンポジウム (J-RAIL2019), S2-4-2, 2019
- 11) 浅沼潔, 曾我部正道, 後藤恵一, 徳永宗正: 弾塑性有限変位解析によるバラスト軌道の座屈温度特性値に関する検討, 土木学会論文集 A2, Vol.68, No.1, pp.78-91, 2012
- 12) 国土交通省鉄道局監修, 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 11 章 ロングレール, 丸善出版, pp.173-186, 2012
- 13) 浦川文寛, 渡辺勉: GIS データを用いた鉄道線路の広域 2 次元 FEM によるふく進と軌道座屈の発生予測法, AI・データサイエンス論文集, Vol.5, No.3, pp.84-94, 2024
- 14) 浦川文寛, 渡辺勉, 木村成克: 地物の陰影を考慮した軌道座屈安定性評価に関する一考察, 鉄道工学論文集, Vol.23, pp.245-252, 2019
- 15) 沼田実: ロングレールの座屈強さ, 鉄道総研技術研究報告, No.721, 1970

車上計測された軌道変位に基づく
共振橋りょうの桁たわみ推定法

松岡 弘大* 服部 紘司*

A Method for Estimating Bridge Girder Deflections Under Resonant Condition
Based on Drive-by Measured Track Geometries

Kodai MATSUOKA Koji HATTORI

In some high-speed railways, considerable cost and labor are invested in-situ bridge deflection measurements to appropriately manage resonant bridges during train passage. In this study, we propose a method for estimating girder deflection of resonant railway bridges using drive-by measured track geometries. Analyzing the dynamic response of resonant bridges could show that the deflection is estimated from three peak values in the difference of track geometries between the first and last cars. Numerical simulations and field verification on a high-speed railway showed that the proposed method can accurately estimate maximum girder deflection, with an error margin of less than 0.5 mm.

キーワード：車上計測，共振橋りょう，軌道変位，高速鉄道，MCMC

1. はじめに

高速鉄道の橋りょうでは，列車通過時に大きい振動が生じる共振現象が問題となることがある．共振現象は，走行列車の規則的な軸配置に起因する加振振動数と橋りょうの固有振動数が近接することで発生する¹⁾．これにより生じる橋りょう振動は橋りょう本体のひび割れ発生・進展^{2) 3)}のほか，橋りょう上を走行する列車の乗り心地⁴⁾に影響する場合がある．また，橋りょう上の電柱の過大振動を誘発し，電車線設備の破損などに至った例^{5) 6)}も報告されている．このため，古くから理論，実験，解析，および実測により現象の解明，設計法の整備⁷⁾が進められており，近年の高速鉄道では橋りょうの共振発生自体が問題となることはほとんどない．

ただし，過去に建設された一部の高速鉄道では，共振により増大した橋りょうの動的応答が乗り心地に影響する場合があり，特に深刻な場合には走行速度の減速や大規模な補強対策が実施される⁸⁾．また，このような路線では橋りょうの共振状態および対策要否を適切に把握するため，膨大な時間と労力を掛けて1橋りょうずつ列車通過時の桁たわみを地上から計測している．これまで，桁たわみ計測負荷を軽減するため，地上からの効率的な桁たわみ計測手法の研究開発⁹⁾のほか，橋りょう上を走行する車両上で計測したデータを活用した共振状態の橋りょうの検知手法^{10) 11)}の開発が進められてきた．ただし，既存手法では通過した橋りょうが共振状態であったか否かしか判別できず，共振状態にある橋りょうの桁たわみ量は不明であった．このような状況から共振状態の橋りょうの桁たわみを車上計測データに基づき推定する方法の実現は実務的な要請が高い．

車上計測された軌道変位に基づく桁たわみ推定法についても研究が進められている．走行車両上で車上計測された2つの軌道変位の差分最大値が地上から計測される桁たわみ最大値と比例することが理論的に導き出され，これを利用した軌道変位の差分からの桁たわみ推定法が提案された¹²⁾．ただし，静力学理論に基づく当該手法は，列車通過時に動的応答が卓越する共振状態の橋りょうには適用できない¹³⁾．共振状態

* 鉄道力学研究部 構造力学研究室

の橋りょうの桁たわみ推定には、既存手法で考慮されていない橋りょうの動的応答を考慮した新たな方法論が必要となる。

以上を踏まえ、本研究では車上計測された軌道変位に基づく共振状態の橋りょうの桁たわみ推定法の構築を試みる。なお、本研究でも既往研究^{12) 13)}と同様に先頭および最後尾車両で計測された軌道変位の差分を利用する。これにより、両者で共通するレール凹凸など橋りょう変形以外の軌道変位の影響を除去する。まず、差分処理により抽出される最後尾車両の軌道変位における橋りょう動的応答成分の理論的分析¹⁴⁾により、共振状態と軌道変位ピークとの関係を明らかにする。そのうえで、共振状態の橋りょうの桁たわみ評価に必要なパラメータ(固有振動数とモード減衰比)を軌道変位の差分から推定する方法¹⁴⁾を構築する。なお、本研究では、走行列車の加振周期と橋りょうの固有振動数が一致する一般的な共振に加え、両者が多少異なりうなりが生じる共振に近い状態も含めて共振状態と呼ぶ。

2. 橋りょう動的応答の理論分析

ここではまず走行車両上の任意箇所に設置した軌道検測装置により計測される軌道変位として共振状態の橋りょうの変位を観測した場合について簡易な理論を用いて分析する。

図1に示す列車車軸(車両長 L_c)と同じ配置の移動荷重列が単純支持梁上を走行する際の梁(支間長 L_b , 曲げ剛性 EI , 単位長質量 \bar{m} , モード減衰比 ξ)の挙動を考える。移動荷重の大きさはすべて同じ P , いずれも速度 v で図中左から右へ移動する。モード座標系に変換した際の1次たわみモードのモード変位 $z_{b,1}$ は質量基準化されたモード外力 f_1 , 梁の固有円振動数 $\omega_{b,1}$, モード減衰比 $\xi_{b,1}$ により以下の式(1)となる。

$$\frac{\partial^2 z_{b,1}}{\partial t^2} + 2\xi_{b,1}\omega_{b,1} \frac{\partial z_{b,1}}{\partial t} + \omega_{b,1}^2 z_{b,1} = f_1 \tag{1}$$

ここでモード外力 f_1 を車両長周期の調和成分とそれ以外の定常成分に分離する。

$$f_1 = f_{1,d} + f_{1,s} \tag{2}$$

ここで、調和成分 $f_{1,d} = A_f \exp(i\omega_f t)$ であり、 A_f は調和成分 $f_{1,d}$ の振幅、 ω_f は調和成分 $f_{1,d}$ の変動の円振動数、 i は虚数単位である。 $f_{1,d}$ は車軸が密集する車両連結位置が支間中央に位置する度に極小(すなわち、1車両長で1周期)となるため、車両長 L_c と列車速度 v から $\omega_f = 2\pi v/L_c$ となる¹⁴⁾。式(1)のモード変位 $z_{b,1}$ のうち調和成分 $f_{1,d}$ に対応する変位成分 $z_{b,1}^d$ に着目すると、橋りょう応答が定常状態であるため、図1に示すように調和成分 $f_{1,d}$ に対する梁の変位成分の解を $B_f \exp(i\omega_f t)$ と仮定でき、

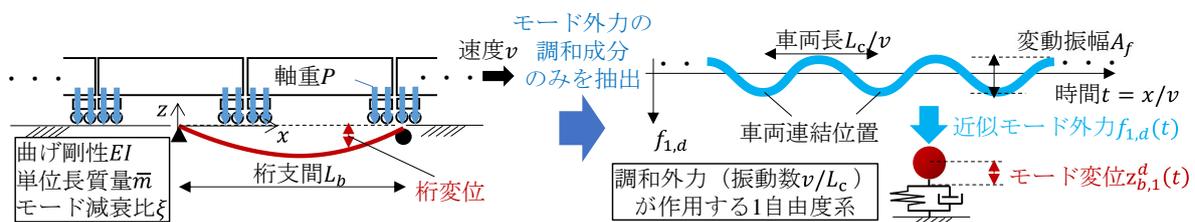


図1 理論分析モデルと橋りょう1次たわみモードの伝達関数モデル

$$B_f \left\{ \omega_{b,1}^2 - \left(\frac{2\pi v}{L_c} \right)^2 + 2i\xi_{b,1}\omega_{b,1} \frac{2\pi v}{L_c} \right\} = A_f \quad (3)$$

の関係が得られる。ここで、モード外力の調和成分作用時の準静的な変位振幅 $A_f/\omega_{b,1}^2$ に対する動的応答振幅 B_f の比である伝達関数 G は $\omega_{b,1}^2 B_f/A_f$ となる。加振周期が列車速度 v の関数であるため、伝達関数は列車速度 v の関数として式(4)および(5)により表現できる¹⁴⁾。

$$|G(v)| = \left(\sqrt{\{1 - (\beta v)^2\}^2 + (2\beta\xi_{b,1}v)^2} \right)^{-1} \quad (4)$$

$$\angle G(v) = \tan^{-1} \left(\frac{2\beta\xi_{b,1}v}{1 - (\beta v)^2} \right) \quad (5)$$

ここで、 $\beta = 2\pi/\omega_{b,1}L_c$ である。式(5)の位相遅れを加振円振動数 ω_f により距離遅れに変換すると式(6)となる、

$$dG(v) = \frac{L_c}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{2\beta\xi_{b,1}v}{1 - (\beta v)^2} \right) \quad (6)$$

調和成分 $f_{1,d}$ に対する変位成分 $z_{b,1}^d$ を物理座標系に戻したうえで、 $\omega_f = 2\pi v/L_c$ について $vt = x$ 、車両連結位置が梁に進入する時点を $t = 0$ とすれば、橋りょう動的変位 $z_b^d(x)$ は

$$z_b^d(x) = B_f \sin(2\pi x/L_c + \theta) \sin(\pi x/L_b) \quad (7)$$

$(0 < x \leq L_b)$

と表すことができる。式(7)は橋りょう上を走行する車両連結位置から観測した場合における共振状態の橋りょうの動的応答を示し、車両長を波長とする波と支間長の半波長とする波（1次モードのモード形）の掛け合わせで表現されることがわかる。なお、 θ は調和外力 $f_{1,d}$ に対する橋りょう動的応答の位相と検測装置位置と車両連結位置の距離 L_i から定まり、以下の式(8)で表すことができる。

$$\theta = \frac{2\pi}{L_c} \left(dG(v) - \frac{L_b}{2} - \frac{L_c}{2} + L_i \right) \quad (8)$$

図2に式(4)および(6)で計算した、モード外力の調和成分に対する橋りょう1次たわみモードの伝達関数（車両長25m、固有振動数2.5Hz、モード減衰比2%）を示す。距離遅れは調和成分 $f_{1,d}$ に対する橋りょうの変位成分 $z_{b,1}^d$ の位相遅れを車両走行距離で表したものである。距離遅れ0の場合、同位相となり、車両連結位置が支間中央に位置する調和外力 $f_{1,d}$ 極小のタイミングで桁の変位成分 $z_{b,1}^d$ も極小（下側ピーク）となる。一方で完全な共振状態（ $\omega_f = \omega_{b,1}$ ）の場合（図2では共振速度225km/hの場合）、変位成分 $z_{b,1}^d$ は調和成分 $f_{1,d}$ に対して $\pi/2$ だけ遅れるため、遅れ距離は $L_c/4 = 25/4 = 6.25\text{m}$ となる。

図3には、この特徴を車上から観測した橋りょう動的応答として表した結果（式(7)）の計算例を示す。橋りょうは支間長30mとし、列車速度は共振速度および共振速度 $\pm 5\%$ とした。また、軌道検測装置の位置は実際と同じ最後尾台車中心から約3m車両中心側とした。いずれも橋りょう区間において、車両長25m

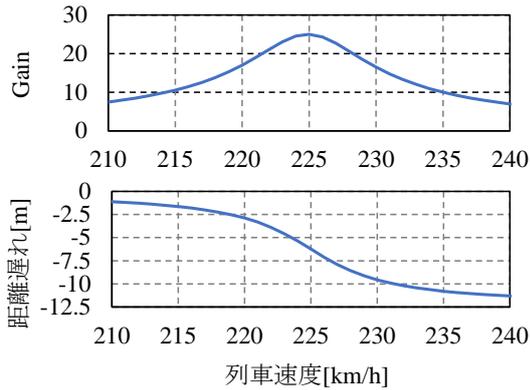


図2 モード外力に対する梁の伝達関数

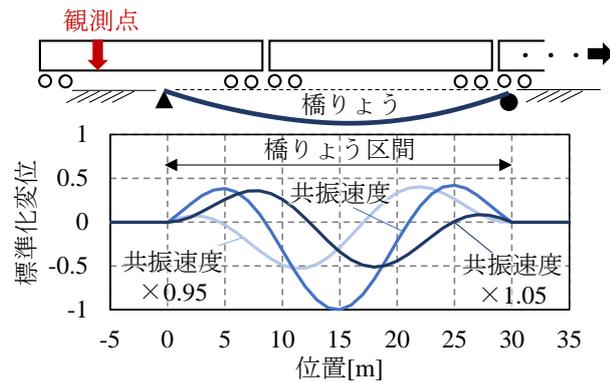


図3 車上から見た梁応答の理論解

の波と支間長 30m を半波長とする波の掛け合わせであることを確認できる。車上から観測した共振領域の橋りょうの動的応答は、共振速度において支間中央で極小値（下側ピーク）が生じ、共振速度よりも遅いもしくは速い列車速度の場合に、共振状態に応じた距離遅れの影響により、支間中央から進入側もしくは退出側にそれぞれ極小値がシフトする。したがって、列車速度と共振速度の差、すなわち橋りょう固有振動数、が下側ピークの位置（位相）に反映される。

なお、下側ピークの振幅は主にモード減衰比に支配される。共振状態の橋りょうの動的応答は、固有振動数とモード減衰比に支配されることから、共振状態の橋りょうで計測された軌道変位の下側ピークの振幅と位置がこれら 2 つのパラメータと対応する。ただし、伝達関数の位相はモード減衰比の影響を受けるうえ、ピーク位置は軌道変位の位置同期誤差にも影響を受けるため、ピークの振幅と位置から橋りょうの固有振動数とモード減衰比を一意に算出することは難しい。この点を考慮した桁たわみ推定法について次章で検討した。

3. 軌道変位差分に基づく桁たわみ推定法

3.1 軌道変位の観測値と計算値

観測データとして、軌道管理の実務でも利用される 20m 弦正矢軌道変位の利用を前提とする。また、先頭および最後尾車両位置で観測される 20m 弦正矢軌道変位の差分をとること（以下、単に軌道変位差分と呼ぶ）で、静的軌道変位成分や橋りょうの準静的な桁たわみ成分を消去できる。加えて、橋りょうの共振現象による列車通過とともに徐々に増大する動的応答成分は差分により抽出できる。

逆解析の基本モデルとして式(1)および(2)で示した橋りょうを単純支持梁、列車を移動荷重列としたモデルを利用した。解析モデルの入力パラメータは、列車速度 v 、車両数 N_w 、軸重 P 、橋りょう 1 次曲げモードのモード質量 m_1 、固有振動数 $n_{b,1}$ ($n_{b,1} = \omega_{b,1}/2\pi$)、モード減衰比 $\xi_{b,1}$ 、支間長 L_b 、および解析に考慮する次数である。なお、次数は過去の研究⁵⁾を参考に 3 次とした。これらのパラメータを入力したうえで式(1)の数値積分により列車通過時の橋りょう応答が得られる。入力パラメータのうち、列車速度 v は車上で軌道変位とともに計測される。車両数 N_w 、軸重 P 、支間長 L_b 、単位長質量 m_1 は仕様・設計値等を利用できる。なお、2 次以上の固有振動数は単純支持梁の理論により 1 次の値から一意に与えることができる⁵⁾。また、2 次以上のモード減衰比は 1 次と同様とした。したがって、未知パラメータは固有振動数 $n_{b,1}$ とモード減衰比 $\xi_{b,1}$ のみとなる。これら 2 つの未知パラメータを $\theta = [n_{b,1}, \xi_{b,1}]$ と記載する。

観測値と比較するためには数値解析により得られた橋りょう応答から軌道変位差分を計算する必要がある

る。本研究では先頭および最後尾車両で軌道変位を計測する場合を想定し、慣性正矢軌道検測装置の設置位置における橋りょう応答を算出したうえで実測軌道変位と同様に 0.25m 間隔の距離系列に変換した。また、実測と同様の処理により 20m 弦正矢軌道変位に変換し、先頭と最後尾の位置を同期させたうえで差分を取ることで軌道変位差分の計算値 dI を得た。この計算過程を、未知パラメータ θ を入力し、軌道変位差分 dI を出力するシステムと考え、式(9)で表現する。

$$dI = G(\theta) \tag{9}$$

このとき、共振状態の橋りょうにおける桁たわみの推定問題は、計算により得られる軌道変位差分 dI と観測される軌道変位差分との誤差を最小とする $\hat{\theta} = [\hat{n}_{b,1}, \hat{\xi}_{b,1}]$ を求める問題に帰着する。

3.2 評価点の設定

つぎに上記の未知パラメータを軌道変位差分から推定するための評価点を設定する。軌道変位差分の計測波形と実測波形の差を直接計算する場合、高い位置同期精度が要求される。精度が不十分な場合、原理的に軌道変位差分波形の勾配の大きい箇所では誤差が増大する。一方、固有振動数やモード減衰比を特徴付けるのは、軌道変位差分の下側ピーク（勾配 0）の振幅と位置である。これを踏まえ、軌道変位差分波形の勾配の大きい箇所は推計に利用せず、軌道変位差分の下側ピークのみを利用することが考えられる。軌道変位差分に見られる下側ピークはその振幅と位置が固有振動数とモード減衰比に対応する。ただし、位置合わせ精度が不十分な場合には、下側ピークの位置の推定誤差も増大してしまう。このため、軌道変位差分の下側ピーク位置の推定を別の上側ピークの振幅の推定で代替することを考える。具体的には支間中央付近の下側ピークに加え、前後の 2 つの上側ピークの計 3 点の振幅を評価点とする。図 4 に式(9)により算出した共振状態の橋りょう上で観測される軌道変位差分と 3 つの評価点を示す。前後の 2 つの上側ピークの振幅は共振速度と列車速度の差により大小関係が変化する。これは共振速度からの乖離による遅れ距離に加え、橋りょう区間における軌道変位差分の波形が橋りょうモード形の影響を受けて支間中央で最大、支点部で最小となることに起因する¹⁴⁾。すなわち、下側ピークが橋りょう退出側にずれる場合（共振速度 $\times 1.05$ ）、前半の上側ピーク 1 は支間中央に、後半の上側ピーク 2 は橋りょう退出側にそれぞれ移動するため、上側ピーク 1 の振幅は大きく、上側ピーク 2 の振幅は小さくなる。この特徴から 2 つの上側ピークの振幅を含めて推計することで、下側ピーク位置のシフトを代替的に評価できる。

以上の条件のもと、軌道変位差分の 3 つのピーク振幅を指標として、実測値と計算値の誤差が最小となる固有振動数とモード減衰比を数値的に求める。推計にはベイズ推計法の一つであるマルコフ連鎖モンテカルロ法 (MCMC 法)¹⁵⁾ を用いた。詳細については文献 14 を参照されたい。推計された固有振動数とモード減衰比を梁モデルのパラメータに設定し、移動荷重解析を行うことで桁たわみが推計される。

3.3 数値解析による検証

数値解析による推計手法の検証を行った。移動荷重列は 12 両編成の新幹線車両を想定し、列車速度はいずれのケースも 260km/h とした。橋りょうは共振が生じやすい支間長 25m とし、単位長質量は 25t/m、モード減衰比は 2.5% とした。固有振動数は列車走行速度 (260km/h) が共振速度となる 2.9Hz を基本とした。以上の条件で得られた軌道変位差分、列車速度、橋りょう支間長および単位長質量を入力とし、固有振動数とモード減衰比、および軌道変位差分と桁たわみ最大値を推計した。

図 5 上部に軌道変位差分の推計過程を示す。10 回目の推計過程における軌道変位差分は正解値との乖離

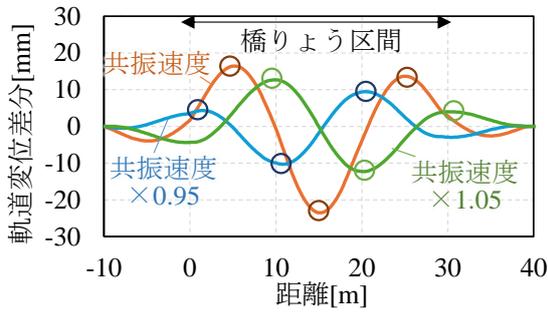


図4 軌道変位差分の3つのピークの特徴

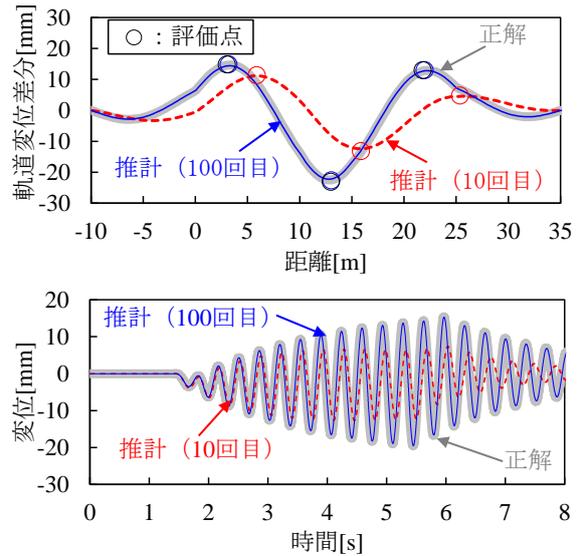


図5 数値解析での検証結果（支間長 25m）

が見られるが、推計計算を繰り返すことで100回目の推計結果では正解と良好に一致する。また、3点の評価点のみで軌道変位差分のピーク値だけでなくピーク位置も正解値に合うよう更新されており、支間中央付近の極小値に加え、その前後の極大値を用いることでピーク位置を代替的に推定できることがわかる。図5下部は軌道変位差分を介して推計した桁たわみの推計過程を示す。軌道変位差分と同様に10回目のサンプリング時の桁たわみは正解値と乖離が大きいが、100回目には桁たわみの推計波形は正解波形と精度よく一致する。したがって、少なくとも数値解析の条件下では、提案手法により共振状態の橋りょうの軌道変位差分から、3点の評価点が合うよう固有振動数とモード減衰比を推計することで桁たわみを推計できることがわかる。以上の数値解析による検証を支間長25mおよび50mの桁で実施した。また、共振速度だけでなく共振速度の±5%および±10%の場合についてもそれぞれ検証した。その結果、固有振動数は誤差1%以内、モード減衰比は誤差40%以内、桁たわみは誤差10%以内で正解値を推計できることを確認している¹⁴⁾。なお、桁たわみ推計誤差が増大するのは共振速度-10%の場合で、うなり現象により最後尾車両通過時の動的応答が減少することに起因する¹⁴⁾。これを除けば、桁たわみ推定誤差は最大でも2%程度であり、十分な精度を有することを確認している。

4. 実路線での検証

4.1 検証条件

列車通過時に橋りょうの共振が報告された新幹線を対象とし、当該路線における先頭および最後尾車両での軌道変位計測を実施し、4橋りょう上の軌道変位差分に提案手法を適用した。また、対象4橋りょうにおいて当該車両通過時の桁たわみをUドップラー¹⁶⁾により地上から同時計測し、提案手法により推定された桁たわみ最大値と比較することで推定精度を検証した。

軌道変位は12両編成営業列車の先頭と最後尾車両に設置された車体装架型の慣性正矢軌道検測装置¹⁷⁾により計測され、20m弦正矢軌道変位に変換される¹⁴⁾。対象橋りょうは、これまでの検査により共振が確認された橋りょうA~Dの4橋りょうとした。橋りょう形式はいずれも同じで、支間長29.2m、橋長30m、桁高1.9mのポストテンション式単純T形4主桁（複線桁）である。図6に断面図を示す。同形式の別の橋りょうでは大規模な補強事例⁸⁾も存在し、共振現象が維持管理上の課題となっている代表的な橋りょう形

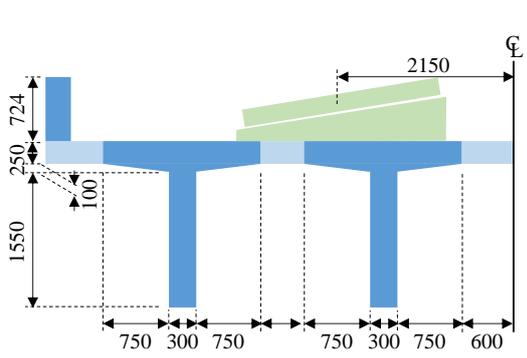


図6 橋りょう断面図（支間長 29.2m）

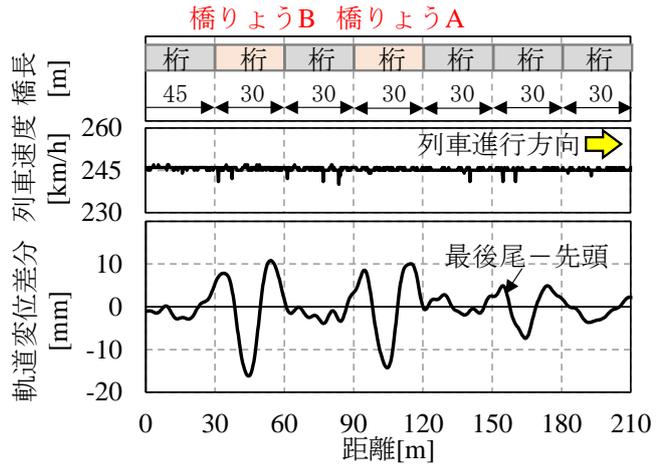


図7 橋りょうAおよびB区間の車上計測データ

式である。

図7に当該路線のうち橋りょうAおよびBを含む約200mの区間で計測された列車速度，および先頭と最後尾車両の軌道変位差分を示す。最上段に構造物情報として構造物種別（桁）および橋長を示す。2段目は，列車が図中左から右へ速度約247km/hで走行したことを示す。最下段は最後尾車両の軌道変位から先頭車両の軌道変位を引いた軌道変位差分を示す。橋りょうAおよびBでは軌道変位差分に振幅20mm以上の変動が確認できる。これらの変動における支間中央付近の下側ピーク，その前後の上側ピークは理論分析結果と良好に一致する。

4.2 推計結果

軌道変位差分のうち各橋りょう区間の前後5m分を含めた40m分に提案手法を適用した。橋りょう諸元はいずれも設計計算値に基づき支間長29.3m，単位長質量24.6t/mとした。固有振動数とモード減衰比の初期値は2.9Hzおよび2.0%とした。MCMC法でのサンプリング回数は5000回とし，初期500回をバーンインとして除去した4500回を事後分布からのサンプルとした。

図8に橋りょうAの推計過程における軌道変位差分および桁たわみの推計結果の推移を実測値とともに示す。上段に固有振動数とモード減衰比の推移を，中段および下段に代表的な回数（1，50，および500回目：図中a～c）における推定軌道変位差分，桁たわみを示す。aとして示す1回目の推定軌道変位差分は実測と比較して振幅が小さく，3つの評価点のうち2つが大きく異なっている。サンプリングを繰り返すことにより，軌道変位差分の推計結果は徐々に実測値に近づいていく。cとして示す500回目には推計軌道変位差分の下側ピークは実測値とほぼ同じ値となる。パラメータの収束に合わせ，桁たわみ波形も実測として示す地上からの計測波形に近づいていく。軌道変位差分の更新では，b：50回目で極小値のみが一致しているが，桁たわみ波形ではb：50回目の推計時点ですでに最大変位が実測値と概ね一致する。ここからc：500回目までで推計された桁たわみ波形は大きく変動せず，いずれも実測値と精度よく一致する。以上から，路線においても軌道変位差分を良好に再現できれば桁たわみ波形も高い精度で再現できること，車上計測された軌道変位差分の極小値を良好に再現できれば，少なくとも地上から計測された桁たわみ波形の最大変位を概ね評価できることを確認できる。

表1に各橋りょうで提案手法により推計した桁たわみ最大値と実測値の一覧，および各推計値を実測値で除した推計誤差を整理した。桁たわみ最大値の推計値は，橋りょうA：15.3mm（実測15.2mm），橋りょうB：13.8mm（実測14.2mm），橋りょうC：11.9mm（実測11.4mm），橋りょうD：9.4mm（実測9.7mm）

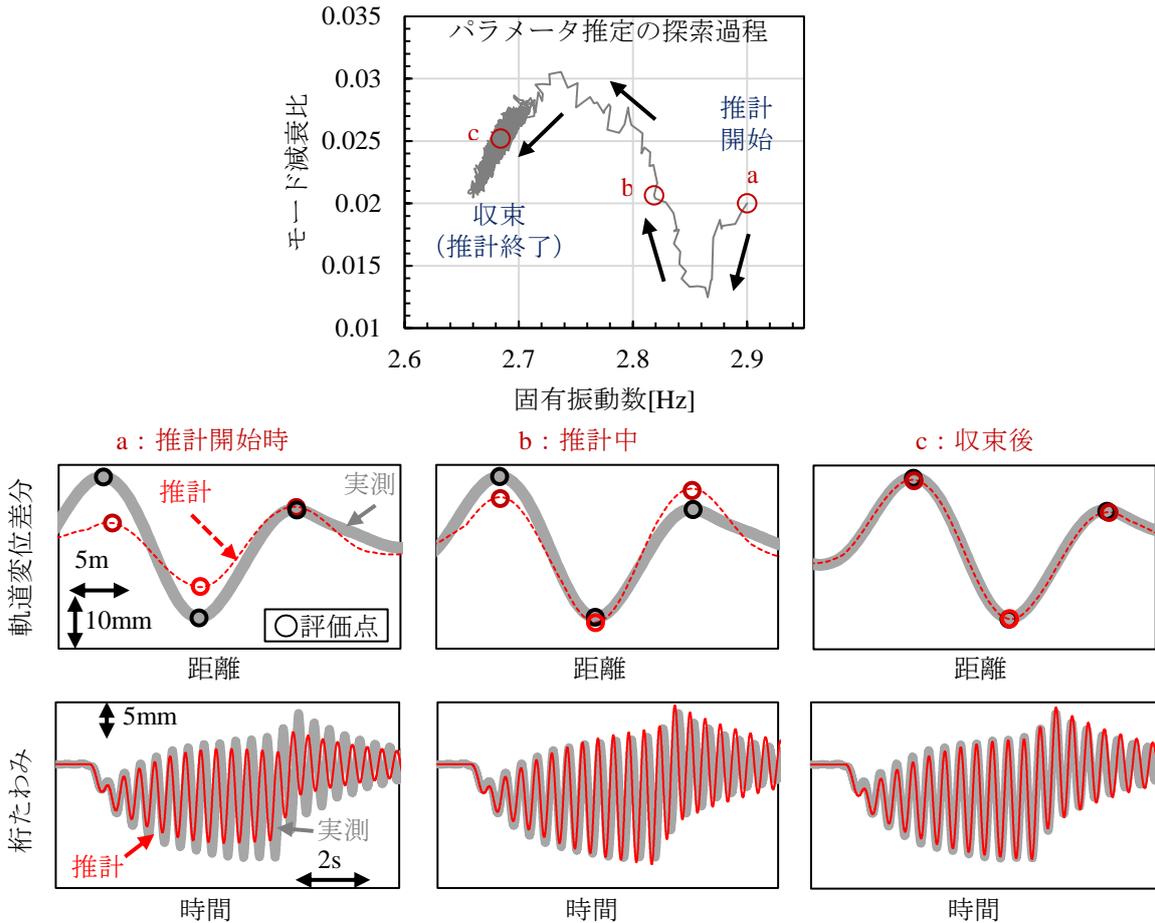


図8 推計過程における軌道変位差分・桁たわみ（橋りょうA，列車速度247km/h）

表1 桁たわみ推計結果と地上計測結果

橋りょう	推計値 [mm]	実測値 [mm]	推計値/実測値	列車速度 [km/h]	推計共振速度 [km/h]
A	15.3	15.2	1.009	247	241.4
B	13.8	14.2	0.973	235	241.3
C	11.9	11.4	1.040	255	244.0
D	9.4	9.7	0.965	245	258.0

であった。いずれの推計値も実測値と誤差 0.5mm 程度（5%）以内であり，良好な精度で共振状態の橋りよりの桁たわみ最大値を推計できていると言える。なお，同表に示す列車速度と推計共振速度の差異が大きいほどわずかではあるが誤差が増加する傾向が見られる。これは列車速度が共振速度からわずかにずれたことにより生じるうなりの影響と考えられる。ただし，このうなりの影響が生じる場合でも桁たわみ最大値の推計誤差は5%以下である。なお，本稿には示していないが，桁たわみ最大値の推計過程において各橋りよりの固有振動数およびモード減衰比についても得られていること¹⁴⁾を付記しておく。固有振動数やモード減衰比の推計結果の詳細については文献14を参照されたい。

4.3 提案手法の適用フロー

本研究の提案手法は共振状態の橋りょうに適用対象を絞っている。このため，軌道変位を車上計測した際に，どの橋りょうが共振状態にあるか事前に把握していることが前提となる。この点については，過去に開発された車上計測による共振状態の橋りょうの抽出手法^{10) 11)}により解決できる。図9に既存の車上計

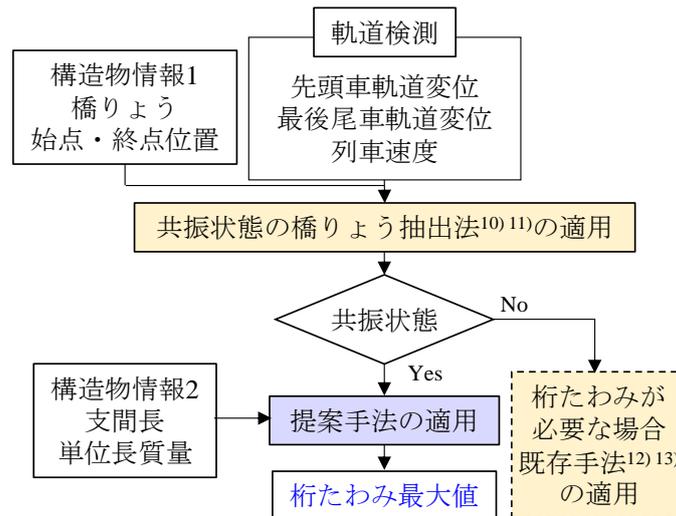


図9 既存手法と組み合わせた適用フロー

測手法も含めた提案手法の適用フローを示す。提案手法の適用に先立ち、すでに開発され実路線での有効性も検証されている共振状態の橋りょう抽出法を用いることで、本研究の前提条件である共振状態の橋りょうを選定できる。既存の共振状態の橋りょう抽出法では車上計測された先頭および最後尾車両の軌道変位を利用するため、軌道変位の車上計測はその後の本研究の提案手法の適用も含めて1度でよい。共振状態の橋りょうの抽出法では先頭と最後尾車両の軌道変位に波長25mを通過帯とするフィルタ処理を行ったうえで差分を計算することで、差分波形のピークから共振状態か否かを判定する。ただし、共振状態の橋りょうの桁たわみ最大値まではわからない。抽出法により選定された橋りょうを対象として本研究の提案手法を適用することで実務的要請の高い共振状態の橋りょうの桁たわみ最大値を得ることができる。

5. まとめ

本研究では、実務的に高い要請を有するもこれまで困難であった車上計測された軌道変位に基づく共振状態の橋りょうの桁たわみ推定法の構築を試みた。得られた知見を以下にまとめる。

- ・伝達関数を用いた列車通過時の単純支持梁の理論分析により、軌道変位として観測される共振状態の橋りょうの動的成分を定式化し、共振速度と列車速度との差異が橋りょう区間の軌道変位のピーク値と位相により表現できることを明らかにした。
- ・理論分析結果を利用し、先頭と最後尾車両で得られた橋りょう区間の軌道変位差分の3つのピーク振幅を用いて、MCMC法により橋りょうの固有振動数とモード減衰比を求めることで桁たわみ最大値を推計する方法論を提案した。
- ・数値解析での検証の結果、列車速度が共振速度と10%程度異なる場合にうなり現象によりモード減衰比の推計精度が低下するものの、共振速度±10%以内であれば桁たわみ最大値を誤差10%以内で推計できることを示した。
- ・実際の高速鉄道で車上計測された軌道変位差分に提案手法を適用した結果、推定された共振状態の橋りょうの桁たわみ最大値は、誤差0.5mm以内で地上計測結果と精度よく一致することを示した。

本手法は軌道管理のためにすでに営業列車に設置されている慣性正矢軌道検測装置¹⁷⁾、および軌道保守管理データベースシステムLABOCS¹⁸⁾に整備された構造物情報を利用でき、実導入に際した新たな設備投資が不要である。この点も踏まえ、現在一部路線での実用化への検討を進めている。ただし、実用化に際し

ては推計時の計算量も課題となる。1度の車上計測で数十の共振状態の橋りょうが検知された場合、本研究のMCMC法では少なくない計算時間を要する。解決策として、最尤推計などのより高速な推計法を用いる方法や、橋りょう種別を限定したうえでノモグラムを用いて評価を行う方法の構築があげられる。特に、実高速鉄道で桁たわみが課題となる橋りょう¹⁹⁾は限られるため、現在、ノモグラムの作成と検証を進めている。

文 献

- 1) 松浦章夫：高速鉄道における橋桁の動的挙動に関する研究，土木学会論文報告集，No.256，pp.35-47，2013
- 2) Matsuoka, K., Tokunaga, M., Kaito, K., “Bayesian estimation of instantaneous frequency reduction on cracked concrete railway bridges under high-speed train passage,” Mechanical Systems and Signal Processing, Vol. 161, No. 107944, 2021.
- 3) 徳永宗正，池田学：鉄道 PRC 桁の複線同時載荷によるひび割れ進展に伴う動的応答増大の再現解析，土木学会論文集 A2 (応用力学)，Vol.77，No.2，pp. I_467-I_476，2021.
- 4) Sogabe, M., Furukawa, A., Shimomura, T., Iida, T., Matsumoto, N., Wakui, H.: Deflection limits of structures for train speed-up, Quarterly Report of RTRI, Vol. 46, No. 2, pp. 130-136, 2005.
- 5) Matsuoka, K., Tsunemoto, M., Tokunaga, M., “Dynamic behaviour of railway poles built on bridges under train passage in high-speed railways and a simple evaluation method,” Engineering Structures, Vol. 257, No. 114099, 2022.
- 6) 常本瑞樹，松岡弘大，薄広歩，高島将，以倉慶子，佐藤修平：列車通過時の高架橋振動に伴う電車線路設備損傷の現象説明と低減対策，電気学会論文誌 D (産業応用部門誌)，Vol.145，No.1，pp.9-19，2025
- 7) 曾我部正道，松本信之，藤野陽三，涌井一，金森真，宮本雅章：共振領域におけるコンクリート鉄道橋の動的設計法に関する研究，土木学会論文集，Vol. 724, pp. 83-102, 2003.
- 8) 松岡弘大，徳永宗正，荻原裕貴，築嶋大輔，後藤恵一：列車通過時における高速鉄道 PRC 桁の動的応答に対する支点追加補強の効果と適用範囲，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol. 76, No. 3, pp. 523-541, 2020.
- 9) Matsuoka, K., Uehan, F., Kusaka, H., Tomonaga, H., “Experimental validation of non-marker simple image displacement measurements for railway bridges,” Applied Sciences, Vol. 11, No. 15, pp. 7032, 2021.
- 10) 松岡弘大，川崎恭平，田中博文，常本瑞樹：高速鉄道車両の車体上下加速度を利用した車上からの共振橋梁の検知手法，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.77，No.1，pp.146-164，2021
- 11) Matsuoka, K., Tanaka, H., Kawasaki, K., Somaschini, C., Collina, A., “Drive-by methodology to identify resonant bridges using track irregularity measured by high-speed trains,” Mechanical Systems and Signal Processing, Vol. 158, No. 107667, 2021.
- 12) 松岡弘大，田中博文：車上計測された軌道変位に基づく鉄道橋の準静的な桁たわみ推定法，土木学会論文集，Vol.79，No.15，pp.22-15051，2023
- 13) Matsuoka, K., Tanaka, H., “Drive-by deflection estimation method for simple support bridges based on track irregularities measured on a traveling train,” Mechanical Systems and Signal Processing, Vol. 182, No. 109549, 2023.
- 14) 松岡弘大，服部紘司：車上計測された軌道変位に基づく共振状態の橋りょう桁たわみ推定法，土木学会論文集，Vol.81，No.5，ID.24-00284，2025
- 15) 松岡弘大，曾我部正道，上半文昭，渡辺勉：列車通過時の単点加速度と梁の動力学モデルを用いた鉄道橋の動特性及び変位のベイズ推計，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.72，No.3，pp.420-439，2016
- 16) 上半文昭：構造物診断用非接触振動測定システム「U ドップラー」の開発，鉄道総研報告，Vol.21，No.12，pp.17-22，2007
- 17) Tsubokawa, Y., Yazawa, E., Ogiso, K., Nanmoku, T., “Development of the car body mounted track measuring device with the inertial mid-chord offset method,” Quarterly Report of RTRI, Vol. 53, No. 4, pp. 216-222, 2012.
- 18) 吉田尚史，田中博文，西本正人：鉄道総研だより 軌道保守管理データベースシステム (LABOCS) Ver. 4.2 のリリースと新機能，新線路，Vol.74，No.10，pp.23-25，2020
- 19) Matsuoka, K., Tokunaga, M., Kaito, K. “Bayesian estimation of instantaneous frequency reduction on cracked concrete railway bridges under high-speed train passage,” Mechanical Systems and Signal Processing, Vol. 161, No. 107944, 2021.

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

小島謙一

■企画・監修

川崎邦弘	上半文昭	石毛 真	武内陽子
仁平達也	瀧上唯夫	田所敏弥	根津一嘉
桃谷尚嗣	布川 修	福田光芳	平井 力
松井元英	池田 学	宇田東樹	遠藤広晴
富田 優	豊岡亮洋		

鉄道総研報告 第39巻 第10号

2025年10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

©2025 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. 39 No. 10

Oct. 2025

PAPERS

- Dynamic Compression Tests of Aluminum-alloy Structure for Railway Vehicles Considering Buckling and Shear Fracture
.....K.NAGATA, T.OKINO, J.TAKANO (1)
- Evaluation Method for Flange-Climb Derailment Focusing on Contact Position and Transverse Creepage Between Wheel and Rail
.....S.KUNIYUKI, K.NAKANO (13)
- Development of Grouted Ballasted Track for Existing Shinkansen Asphalt Roadbed
.....K.ITO, N.TAKAHASHI, T.TAKAHASHI (23)
- A Study of Infrared Coating Thickness Measurement Method when Repainting of Coated Steel Bridge
.....T.SAKAMOTO, S.YAMANAKA (34)
- A Method of Predicting Rail Creeping and Track Buckling Using Wide-area 2-D FEM of Railway Tracks Based on GIS Data
.....F.URAKAWA, T.WATANABE (44)
- A Method for Estimating Bridge Girder Deflections Under Resonant Condition Based on Drive-by Measured Track Geometries
.....K.MATSUOKA, K.HATTORI (56)

