

鉄道総研報告

第37巻 第3号

2023年3月

論文

- 施設** 粘着力を有する背面地盤から擁壁に作用する地震時土圧の評価法
.....尾崎匠, 中島進, 佐名川太亮 (1)
- 施設** バラスト軌道の道床安定作業による道床横抵抗力の回復メカニズム
.....中村貴久, 高浦真行, 景山隆弘, 早川容平 (9)
- 施設** 塩害が生じたシールドトンネルの継手腐食を考慮した数値解析法
.....木下果穂, 牛田貴士 (17)
- 電気** 無線式列車制御システムへの汎用通信回線の適用手法
.....北野隆康, 祇園昭宏 (23)
- 運転** 列車運転時の覚醒低下防止支援のための警報音のデザインと効果の検証
.....星野慧, 鈴木綾子, 本田真佐浩, 原威史 (29)

粘着力を有する背面地盤から擁壁に作用する地震時土圧の評価法

尾崎 匠* 中島 進* 佐名川 太亮*

Evaluation Method for Seismic Active Earth Pressure
Acting on Back of Retaining Wall with Cohesive Backfill

Takumi OZAKI Susumu NAKAJIMA Taisuke SANAGAWA

In Japan, seismic reinforcement of retaining walls has been actively carried out. In the current Japanese seismic design standard of railway structures, seismic active earth pressure is evaluated without taking account of backfill cohesion effect. However, the approach results in an overestimation of seismic active earth pressure acting on the retaining wall. On the basis of the above, by conducting a series tests using models, the authors aim to clarify the effect of backfill cohesion on appearing characteristics of seismic active earth pressure acting on retaining walls in this study. The authors propose an evaluation method for seismic active earth pressure considering the effect of cohesion mobilized on failure planes and the adhesion force mobilized on the back surfaces of retaining walls.

キーワード：擁壁，地震時主働土圧，粘着力，模型実験

1. はじめに

近年，大規模地震に対して，既設の土構造物・土留め構造物の耐震診断・耐震補強が進められている。在来線における土構造物・土留め構造物の構成比率は約80%であり¹⁾，耐震診断・耐震補強の対象は膨大である。

上記のうち，既設の重力式擁壁やもたれ壁といった抗土圧擁壁の耐震診断・耐震補強においては，新設構造物を対象とする現行の鉄道構造物等設計標準・同解説（土留め構造物）²⁾（以下，「土留め標準」）を参考に擁壁の安定性が検討されることが多い。土留め標準において，擁壁背面に作用する地震時主働土圧は，物部岡部法³⁾⁴⁾や修正物部岡部法⁵⁾といった背面地盤の粘着力の影響を考慮しない手法により算定される。ここで，土留め標準では擁壁の背面地盤には細粒分が少ない砂や礫からなる盛土材料を用いることを基本としている。このような盛土材料では，粘着力度が小さいことが多い。

一方で，耐震診断・補強の対象となる既設擁壁は，土工の材料・施工管理規定⁶⁾の整備が進む前に建設されたものが多い。こうした擁壁の背面地盤には，細粒分を多く含有する盛土材料が使用されている場合がある。こういった盛土材料では粘着力が大きいことも多く，土のせん断強度に及ぼす粘着力の影響が大きくなることが想定される。しかし，粘着力の影響を考慮した土圧算定法が未整備なことや，粘着力が擁壁の地震時挙動に及ぼす

影響も未解明なことから，粘着力の影響は既設擁壁の耐震診断・補強設計では考慮されていないのが現状である（図1）。この場合，実態より過小評価された土のせん断強度を用いることで，擁壁に作用する地震時土圧が耐震診断・補強設計上で過大に評価されると考えられる。

以上の背景から，本論文では，粘着力の影響を反映した地震時土圧算定法を構築する。提案法による評価より，既設擁壁の耐震補強の低コスト化が可能と考えられる。

本論では以下の通り検討を進めた。2章では，既設鉄道盛土中で発揮されている粘着力度を調査した。3章では，2章の調査結果を元に条件設定をした実験を行い，粘着力の影響を把握した。4章では3章で把握した粘着力の影響を考慮した地震時土圧算定法を示し，5章において実験結果との対比により提案法の妥当性を確認した。

2. 既設鉄道盛土の調査結果

地盤調査結果から，既設鉄道盛土中の粘着力度について

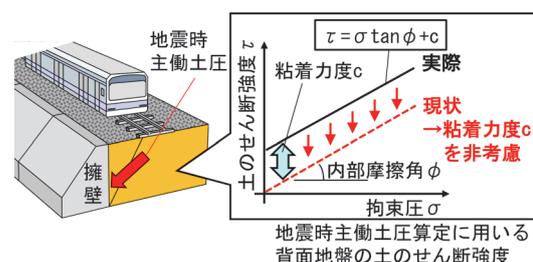


図1 現状の耐震診断・補強設計での粘着力度の扱い

* 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室

て分析した⁷⁾。対象は粘着力度が比較的大きいと考えられる、細粒分含有率 50%以上の土質区分 F_m とし、飽和条件の供試体を用いた、圧密非排水三軸圧縮試験（以下、「CUB 試験」）と非圧密非排水三軸圧縮試験（以下、「UU 試験」）の結果を収集した。サンプル数は、CUB 試験は 89 点、UU 試験は 61 点である。CUB 試験は全応力及び有効応力による結果をそれぞれ整理した。

各試験により得られた内部摩擦角 ϕ および粘着力度 c の関係を図 2 に示す。図中に示されている値はサクシオンによる影響を含んだ、いわゆるみかけの値となっている。図 2 の粘着力度 c の分布より、平均的な粘着力度 c は、CUB 試験（有効応力）が最も小さく、CUB 試験（全応力）、UU 試験の順で大きくなる傾向にあるとわかる。

上記のような飽和条件よりも不飽和条件の方が、一般的に土の粘着力度は大きい。ただし、供用過程における擁壁背面地盤の飽和度の変化は、擁壁背面地盤の土質、排水設備の状態や擁壁の立地条件などに多大な影響を受けるため、常に不飽和状態が保たれているとは限らない。

また、耐震診断・補強において粘着力の影響を考慮する場合、粘着力度を過大評価すると土のせん断強度を過大評価し、擁壁へ作用する地震時土圧の過小評価につな

がるため、避けるべきと考えられる。以上を踏まえ、本章では図 2 に示す飽和条件の CUB 試験（有効応力）を目安に、粘着力度を 25kPa 未満で設定した模型実験により、粘着力が地震時主働土圧に及ぼす影響を確認する。

3. 粘着力が地震時主働土圧に及ぼす影響

3.1 実験概要

背面地盤の粘着力が擁壁の地震時挙動と地震時主働土圧の発現に与える影響を確認するため、1/10 模型による振動実験⁸⁾（以下、「1G 場実験」）と、1/30 模型に 30G の遠心加速度を載荷し、実物相当の応力条件を再現した振動実験⁹⁾（以下、「遠心模型実験」）を行った。

実験模型の概要を図 3、図 4 に、模型地盤の物性を表 1、表 2 に示す。背面地盤の粘着力度は、前章の調査結果を参考に実物換算で 25kPa 以内の範囲で設定した。各表に示す $c/\gamma h$ は粘着力度 c を地盤の単位体積重量 γ および擁壁高さ h で除した値で、背面地盤の自立性の高さを示す指標となる。1G 場実験では粘着力度の有無を、遠心模型実験では粘着力度の大きさを変化させた。

実験では、正弦波 10 波を実物換算で目標最大加速度約 100gal から約 100gal の増分目標で増大させて模型に入力した。正弦波の周波数は 1G 場実験で 5Hz とし、遠心模型実験では Case2-1 の最初の 5 加振のみ 1Hz の周波数としたが、安定した加振が困難であったため、以降は 2Hz での加振とした。実験では、擁壁の変位や擁壁背面に作用する土圧・基礎底面に作用する地盤反力や、擁壁・背面盛土の応答加速度を測定した。特に、土圧・地盤反力の計測については壁面直交成分・平行成分を独

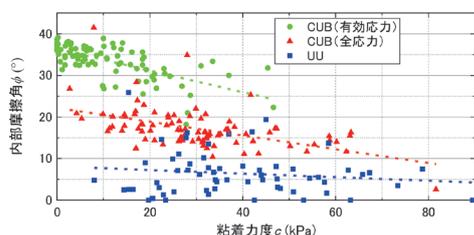


図 2 粘着力度と内部摩擦力の関係（土質区分 F_m ）

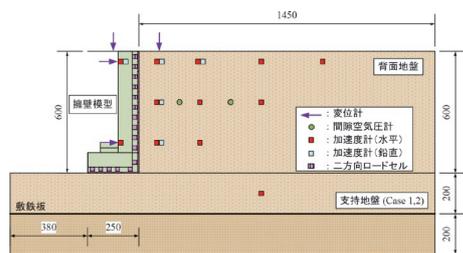


図 3 1G 場実験概要（単位：mm）

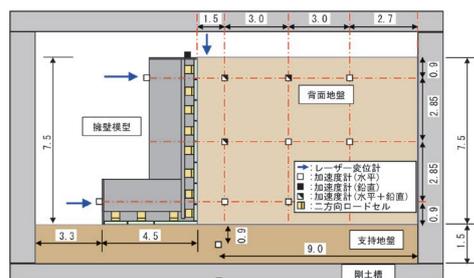


図 4 遠心模型実験概要（実物換算表記、単位：m）

表 1 1G 場実験における地盤条件

	Case1-1	Case1-2	Case1-3	Case1-4	
支持地盤	豊浦砂		敷鉄板		
背面地盤	豊浦砂 w=1.0% Dr=60%	豊浦砂 w=0% Dr=60%	稲城砂 w=12% Dc=80%	稲城砂 w=0% Dc=87%	
単位体積重量	14.9 kN/m ³	14.8 kN/m ³	15.6 kN/m ³	13.6 kN/m ³	
ピーク強度	ϕ_{peak}	39.1°	32.6°	43°	
	c_{peak}	1.9 kPa	0 kPa	0 kPa	
	$c/\gamma h$	0.21	0.00	0.24	0.00
残留強度	ϕ_{res}	34.2°	32.5°	39°	
	c_{res}	1 kPa	0 kPa	2.2 kPa	0 kPa
	$c/\gamma h$	0.11	0.00	0.24	0.00

表 2 遠心模型実験における地盤条件

	Case2-1	Case2-2	Case2-3	Case2-4	
支持地盤	地盤材料A	地盤材料A	稲城砂	稲城砂	
背面地盤	地盤材料A w=22.0% Dc=90%	地盤材料A w=22.0% Dc=85%	稲城砂 w=16.6% Dc=92%	稲城砂 w=16.6% Dc=85%	
単位体積重量	13.7 kN/m ³	12.9 kN/m ³	17.1 kN/m ³	15.8 kN/m ³	
ピーク強度	ϕ_{peak}	38.4°	39.2°	35.2°	33.8°
	c_{peak}	14.5 kPa	6.4 kPa	13.6 kPa	3.8 kPa
	$c/\gamma h$	0.14	0.07	0.11	0.03
残留強度	ϕ_{res}	39.7°	39.3°	36.0°	33.8°
	c_{res}	6.9 kPa	5.6 kPa	1.6 kPa	3.7 kPa
	$c/\gamma h$	0.07	0.06	0.01	0.03

w: 含水比, Dr: 相対密度, Dc: 締固め密度比, γ : 単位体積重量, h: 擁壁高さ
 ϕ_{peak} : 内部摩擦角(ピーク時), c_{peak} : 粘着力度(ピーク時)
 ϕ_{res} : 内部摩擦角(残留時), c_{res} : 粘着力度(残留時)

立して計測可能な二方向ロードセルを用いた。

本報では、各実験結果のうち一部を抜粋して示しており、詳細は文献8、文献9をそれぞれ参照されたい。

図5に1G場実験における加振後における擁壁天端の残留水平変位を示す。図5より、粘着力がある背面地盤の場合、擁壁の残留変位が抑制され、粘着力があることにより擁壁の安定性が向上したことがわかる。

実験結果の分析より、背面地盤の粘着力が擁壁安定性を向上させる要因として次節以降に示す3点を確認した。

3.2 擁壁背面地盤における自立領域の発生

擁壁上部に背面地盤が自立する領域が一部存在することが背面地盤の亀裂と水平土圧から確認された。

図6に1G場実験における擁壁背面地盤のすべり面形状の例を示す。一部のケースで、図6のようにすべり面背面に鉛直方向の亀裂が確認された。これはテンションクラックと呼ばれ、粘着力を有する地盤に特有の現象で、盛土の安定検討ではこの影響を考慮する場合もある¹⁰⁾。

図7に1G場実験および遠心模型実験それぞれについて、擁壁背面に作用する土圧の水平成分の分布を示す。なお、土圧の水平成分は擁壁に作用する全水平力（擁壁慣性力+水平土圧合力）が最大となるタイミングのものを示している。図7の1G場実験の結果をみると、粘着力を有する地盤材料を用いた場合、土圧の作用しない（0以下となっている）自立領域があることが確認できる。これは、土の重量や慣性力により擁壁背面に作用しようとする水平土圧よりも、粘着力の方が大きいため、擁壁前面方向への土圧が作用しない領域が生じた結果と考えられる。一方で、図7の遠心模型実験の結果をみると、自立領域の存在はほぼ確認できない。また、1G場実験における自立領域は、400gal加振までは深度120mm程度まで、500gal加振では深度75mm程度までとなり、600gal以降は消失することが確認された。このように、自立領域は徐々に消失していくことが確認された。以上から、地震時には擁壁背面地盤に自立領域が発生する場合はあるが、地震の大きさ、粘着力の大きさ、擁壁高さや自立高さとの相関に依存するため、常にこの自立領域が発生しているとは断定できない。

3.3 擁壁背面に作用する鉛直力の増加

粘着力を有する背面地盤の場合、擁壁と背面地盤の境界で生じる付着力（以下、「壁面付着力」）に伴う鉛直力の増加が確認された。擁壁背面に作用する鉛直力が増加すると、擁壁の底面中央を回転中心とした転倒に対する抵抗モーメントが増加し、転倒安定性が向上する。

図8は1G場実験におけるCase1-3とCase1-4の見かけの壁面摩擦角 δ_w と擁壁天端水平変位 d_{top} の時刻歴の例である。ここで「見かけ」としているのは、当実験にお

ける見かけの壁面摩擦角は背面地盤の内部摩擦角に由来する鉛直力と、壁面付着力に起因する鉛直力の両者由来するためである。図8に赤字で示すみかけの壁面摩擦角の極大値を比較すると、粘着力を有するCase1-3では、

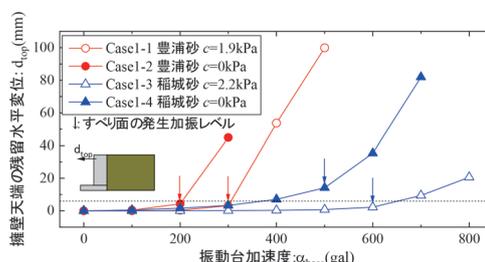


図5 各加振により生じた擁壁天端の残留水平変位 (1G場実験の結果)

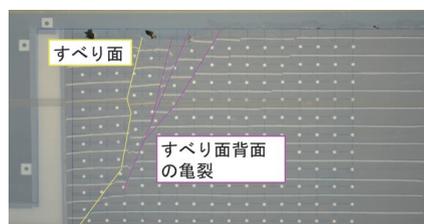


図6 最終加振後に確認されたすべり面と亀裂 (1G場実験：Case1-3の例)

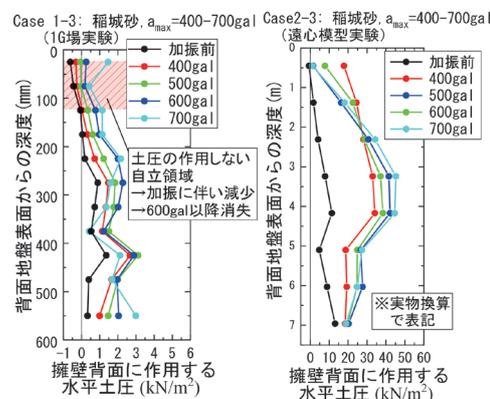


図7 擁壁背面に作用する水平力の深度分布例

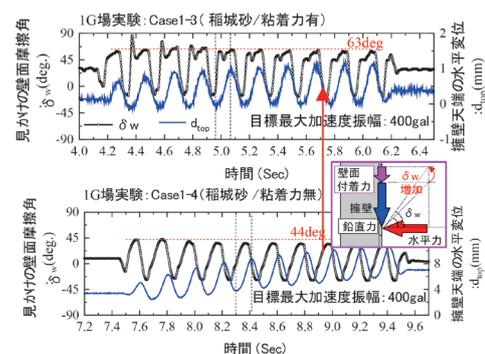


図8 擁壁天端水平変位と見かけの壁面摩擦角の時刻歴 (1G場実験 / 上：Case1-3, 下：Case1-4)

粘着力がない Case1-4 よりもこの角度は大きく、さらにこの角度は表 1 に示す背面地盤材料の内部摩擦角よりも顕著に大きいこともわかる。これは前述の通り、壁面付着力により、擁壁背面に作用する鉛直力が増加した結果と考えられる。なお、この見かけの壁面摩擦角の増加傾向は 1G 場実験・遠心模型実験の双方において、低加振加速度から高加振加速度領域まで安定的に確認された。

3.4 すべり面上で発揮するせん断強度の増加

主働土圧は擁壁背面に生じるすべり面内の土塊が擁壁を押し出そうとして生じる。ここで、すべり面上で発揮されるせん断強度 τ が増加すると、土塊の移動を抑制する力が増大する。この τ は、内部摩擦角 ϕ 、拘束圧 σ 、粘着力度 c の関数として $\tau = \sigma \tan \phi + c$ と表現される。粘着力がすべり面上で動員される場合、せん断強度 τ が粘着力度 c により上式に従い増加する。実験においては、すべり面上において粘着力が動員されていることが確認された。(以下、すべり面上において発揮している粘着力度を「動員粘着力度」と記載。)

図 9 に 1G 場実験および遠心模型実験結果より逆算したすべり面上の動員粘着力度を示す。同図には、擁壁天端の残留水平変位が擁壁高さの 1% に到達する直前の加振における、擁壁天端の変位が最大時の値を示した。ここで、逆算にあたっては図 10 に示す力のつり合いを考

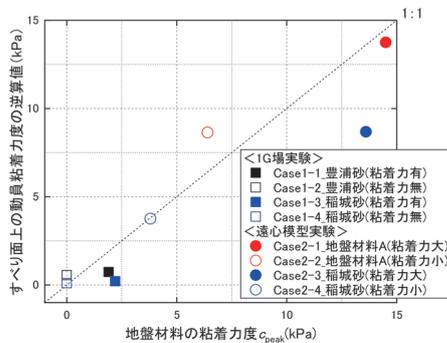


図 9 すべり面上の動員粘着力度の比較

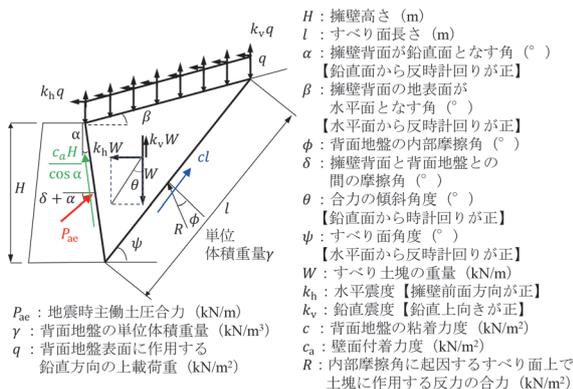


図 10 すべり土塊に作用する力の模式図 (提案法)

慮して、擁壁背面に作用する直応力およびせん断力の計測結果を用いて未知数である背面地盤の粘着力度を動員粘着力度として算定した。図 9 より、背面地盤の粘着力度が大きい材料を用いたケースにおいて、すべり面上の動員粘着力度が大きく発揮されていることがわかる。1G 場実験では模型実験の相似則の関係から動員粘着力度自体は小さいが、実応力場と同様の粘着力度が発揮される遠心模型実験では、より地盤材料の粘着力度に近い動員粘着力度が発揮されている傾向が確認できる。

3.5 粘着力が地震時主働土圧に及ぼす影響のまとめ

1G 場実験および遠心模型実験により、擁壁背面地盤の粘着力が擁壁の地震時挙動と地震時主働土圧の発現に与える影響として、以下の 3 点が確認された (図 11)。

- ① 擁壁背面地盤における自立領域の発生
- ② 擁壁背面に作用する鉛直力の増加
- ③ すべり面上で発揮するせん断強度の増加

このうち、①の擁壁背面地盤に生じる自立領域は、加振加速度の上昇とともに消失する傾向や遠心場で発生しないこと等が確認された。以上より、背面地盤の粘着力の影響を考慮した地震時主働土圧の算定では、②③の 2 つの影響を反映することとした。

4. 粘着力を考慮した地震時主働土圧の評価法

前章までを踏まえ、背面地盤の粘着力の影響を考慮した地震時主働土圧の評価法について検討する。

粘着力の影響としては、「②擁壁背面に作用する鉛直力の増加」、「③すべり面上で発揮するせん断強度の増加」を考慮可能な 2 種類の地震時主働土圧評価法を示す。まず、既往の土圧算定式に実験で確認された②③の影響を簡易に導入する「見かけの内部摩擦角 ϕ_{ap} の導入による評価手法」を示し、その後本論で新たに提案する「試行楔法に粘着力の効果を組み込む手法」を示す。

4.1 見かけの内部摩擦角 ϕ_{ap} の導入による評価手法⁷⁾

この手法では見かけの内部摩擦角 (Apparent internal frictional angle: ϕ_{ap}) の概念を導入することで、粘着力の効果を実内部摩擦角 ϕ の増加により考慮する (以下、

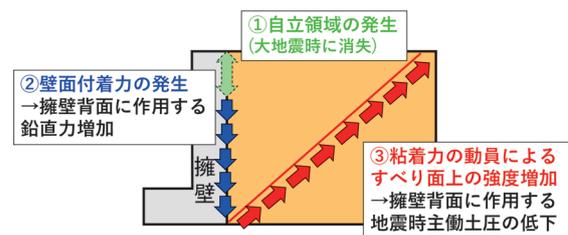


図 11 粘着力が擁壁への地震時の作用に及ぼす影響

「 ϕ_{ap} 法」)。 ϕ_{ap} 法における土のせん断強度の概念図を図12に示す。任意の応力状態におけるせん断強度が、内部摩擦角 ϕ と粘着力 c の双方を考慮した場合、 ϕ_{ap} のみを考慮する場合で等価となるように、 ϕ_{ap} を逆算する。ここで、せん断強度を比較する有効土被り圧を、擁壁下部の条件で設定することで、擁壁高さ全域にわたり、粘着力の影響を安全側に考慮することが可能である。

ϕ_{ap} 法は、 ϕ_{ap} を用いて既往の土圧算定式を用いることができる簡易な手法である。また、現行設計²⁾では、壁面摩擦角 $\delta = 1/2 \phi_{res}$ (ϕ_{res} : 残留状態における内部摩擦角)として算定されるため、同手法ではすべり面上のせん断強度増加に加えて、壁面摩擦角 δ も増加する。これにより、模型実験で確認された粘着力による影響のうち、「②擁壁背面に作用する鉛直力の増加」と「③すべり面上で発揮するせん断強度の増加」の双方の効果を考慮可能である。ただし、直接的に壁面付着力による鉛直力増分を評価するものでないことに加え、図12に示す通り調査結果よりもせん断強度を小さく設定していることから、安全側に粘着力の影響を考慮する手法である。

4.2 試行楔法に直接粘着力を組み込む手法⁹⁾

前述した粘着力の影響のうち、「②擁壁背面に作用する鉛直力の増加」と「③すべり面上で発揮するせん断強度の増加」を試行楔法により考慮する(以下、「提案法」)。試行楔法は、擁壁背面のすべり土塊に作用する力のつり合いを考慮して、試行的にすべり面角度を変化させ、土圧が最大となるすべり面角度を決定することで、土圧を評価する手法である。なお、計算時は試行楔法において擁壁背面およびすべり面上で均一な粘着力が発揮されていると仮定した。その上ですべり土塊に作用する力のつり合いを計算することで、すべり面角度に依存した地震時主働土圧が計算可能である(図10)。前述したすべり土塊に作用する力のつり合いを考慮すると、式(1)、式(2)が導出される。ここで、 W_T はすべり土塊の重量と上載圧合力の総和である。両式より算定される地震時主働土圧合力が最大となるすべり面角度を試行的に探査

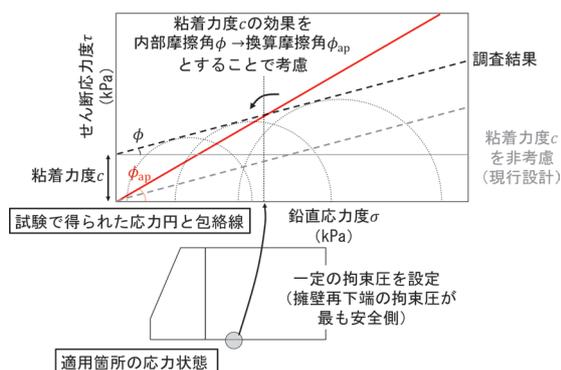


図12 粘着力による内部摩擦角増加の模式図 (ϕ_{ap} 法)

し、その際の地震時主働土圧合力を算定する。

$$P_{ac} = \frac{1}{\cos(\psi - \phi - \delta - \alpha)} \times [(1 - k_v) W_T \sec \theta \sin(\psi - \phi + \theta) - c \cos \phi - c_a H \sec \alpha \sin(\psi - \phi - \alpha)] \quad (1)$$

$$W_T = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{(1 + \tan \psi \tan \alpha)}{\tan \psi - \tan \beta} \times \left[(1 + \tan \alpha \tan \beta) + \frac{2q}{\gamma H \cos \beta} \right] \quad (2)$$

5. ϕ_{ap} 法・提案法と実験値との比較

前章で ϕ_{ap} 法・提案法の2種の土圧算定法を示した。本章では、擁壁背面に作用する水平力・鉛直力に関して、現行設計法(従来法)・ ϕ_{ap} 法・提案法による算定値と、実物大の応力状態を再現した遠心模型実験で得られた実験値とを比較した。なお、 ϕ_{ap} 法・提案法の計算においては表2におけるピーク強度を用いた。

擁壁背面に作用する水平力・鉛直力の実験値と ϕ_{ap} 法・提案法で算定した計算値との比較を図13、図14に示す。なお、計算値に関しては松尾ら¹¹⁾や渡辺ら¹²⁾の研究を参考に、実験上で擁壁の降伏に相当する水平震度により定まる地震時主働土圧の上限値を設定している。

図13より、擁壁背面に作用する水平力に関しては従来法よりも、 ϕ_{ap} 法・提案法ともに水平力が減少し、実験値との整合性が向上することが確認される。これは、粘着力によるすべり面上でのせん断強度の増加を考慮した結果と考えられる。ただし、前述の通り ϕ_{ap} 法では擁壁全高さにわたりせん断強度を安全側に評価するため、提案法と比較して安全側の評価になったと解釈できる。

一方で、図14を見ると擁壁背面に作用する鉛直力に関しては、提案法で従来法よりも実験値との整合性が向上しているが、 ϕ_{ap} 法に関しては従来法よりも実験値との整合性が低い。前述の通り、 ϕ_{ap} 法は壁面付着力の影響を内部摩擦角の増加に伴う壁面摩擦角の増加として疑似的に反映している。これにより鉛直力は土圧合力の壁面直交方向に対する傾斜角度の増加に伴い増大する結果となる。しかし、 ϕ_{ap} 法では ϕ の増加により粘着力の影響を考慮するため、土圧合力自体が減少する。このため、粘着力による擁壁背面で増加する鉛直力の影響を反映できなかった結果である。なお、Case2-4において擁壁背面に作用する鉛直力の実験値が計算値に比べて大きいのは、Case2-4は遠心加速度載荷時の沈下やゆすり込み沈下が大きく、他のケースより大きなせん断力が擁壁背面に作用したためと考えられる。ただし、図14を見ると、Case2-4においても鉛直力の初期からの増分に関しては、

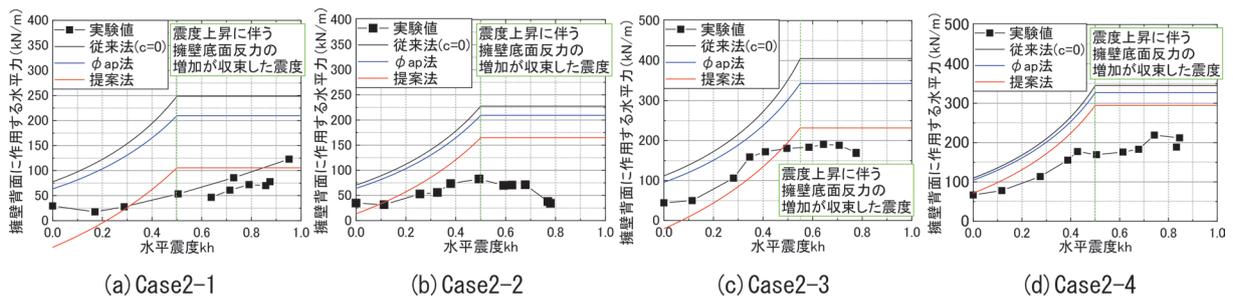


図 13 擁壁背面に作用する水平力の比較（遠心模型実験）

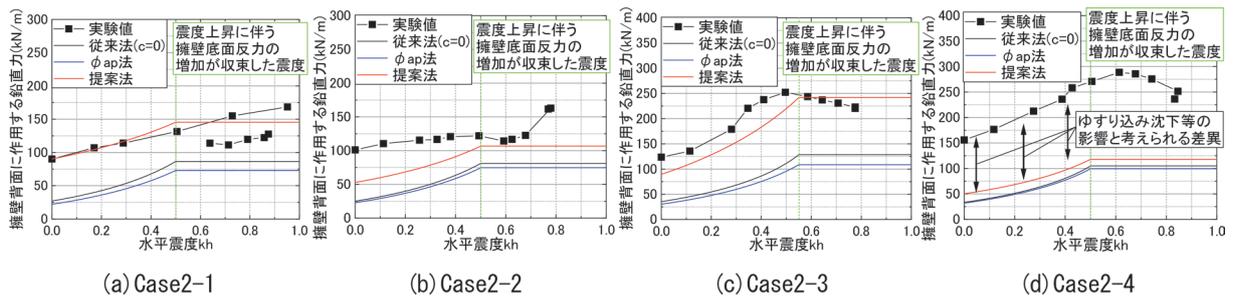


図 14 擁壁背面に作用する鉛直力の比較（遠心模型実験）

概ね他ケースと同様の傾向が得られていると考えられる。

以上より提案法は、擁壁背面に作用する水平力・鉛直力とともに従来法や ϕ_{ap} 法と比較して実験値に整合する結果が得られており、妥当な手法と考えられる。また、 ϕ_{ap} 法を用いた場合においては、従来法よりも水平力を合理的に評価可能なものの、鉛直力に関しては地震時主働土圧全体が低下することに起因して、従来法よりもやや小さく安全側に評価された。

6. まとめ

背面地盤の粘着力による擁壁の地震時挙動への影響メカニズムを解明し、地震時主働土圧の評価法を提案・検証した。実験の結果から、擁壁背面地盤の粘着力による影響として「擁壁背面に作用する鉛直力の増加」と「すべり面上で発揮するせん断強度の増加」の2点が安定的に発揮されていることを確認した。また、この2つの影響を考慮した地震時主働土圧算定法を提案した。最後に、提案法が従来法よりも実態に即した評価が可能であること、および簡易法である ϕ_{ap} 法は提案法より安全側かつ従来法より水平力に関して合理的な評価が可能と考えられることを、実験結果との比較で確認した。

なお、本報で示した試行楔法では試行計算が必要であるため、筆者らは、「すべり面上で発揮するせん断強度の増加」を考慮した地震時主働土圧の算定式を導出している¹³⁾が、本検討を踏まえ「擁壁背面に作用する鉛直力の増加」の効果も考慮した算定式に拡張を試みている。今後は一般実務に適用可能とするため、「既設土留め構

造物の耐震診断の手引き」発刊の準備を進めている。

文 献

- 1) 篠田正弘：土構造物，RRR，Vol.73，No.1，pp.28-31，2016
- 2) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説土留め構造物，2012
- 3) 物部長穂：地震上下動に関する考察並びに振動雑論，土木学会誌，vol.10，No.5，pp.1063-1094，1924
- 4) Okabe, S.: General theory on earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam, Journal of the Japan Society of Civil Engineers, Vol.10, No.6, pp.1277-1323, 1924.
- 5) Koseki, J, Tatsuoka, F, Yulman, M, Tateyama, M, Kojima, K.: A modified procedure to evaluate active earth pressure at high seismic loads, Soils and foundations, pp.209-216, 1998.
- 6) 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，2007
- 7) 尾崎匠，中島進：粘着力を有する背面地盤から擁壁に作用する地震時土圧の評価法，JREA，Vol.64，No.5，pp.55-58，2021
- 8) Nakajima, S, Ozaki, T, Sanagawa, T.: 1g Shaking table model tests on seismic active earth pressure acting on retaining wall with cohesive backfill soil, Soils and foundations, Vol.61, pp.1251-1272, 2021.
- 9) Ozaki, T, Nakajima, S: Centrifuge model test on seismic active earth pressure acting on retaining wall with cohesive backfill soil, Proceedings of the 20th ICSMGE, 2022.

- 10) 東日本高速道路, 中日本高速道路, 西日本高速道路: 設計要領第一集土工編, 2012
- 11) 松尾修, 齊藤由紀子, 岡村未対: 擁壁に作用する地震時主働土圧に関する考察および比較計算, 第26回地震工学研究発表会, 2001
- 12) Kenji, W. Junichi, K. Masaru, T: Seismic earth pressure exerted on retaining walls under a large seismic load, *Soils and foundations*, Vol.51, No.3, pp.379-394, 2011.
- 13) 尾崎匠, Hong Kimor, 中島進, 古関潤一: 粘着力を考慮した地震時主働土圧合力を導出する一般式, 第55回地盤工学研究発表会, 2020

バラスト軌道の道床安定作業による 道床横抵抗力の回復メカニズム

中村 貴久* 高浦 真行* 景山 隆弘* 早川 容平**

Recovery Mechanism on the Lateral Resistance of Ballasted Track by Stabilization Work

Takahisa NAKAMURA Maiku TAKAURA Takahiro KAGEYAMA Yohei HAYAKAWA

On ballasted tracks, it is known that the lateral resistance of track beds is reduced by performing tamping work and restored by track bed stabilization work using stabilizers. However, the mechanism in which the lateral resistance changes due to these operations has not been sufficiently investigated. In this study, we measured the lateral resistance properties on each side of sleepers by tamping work and stabilization work using a 1/5 scale model test. The results show that the recovery mechanism of the lateral resistance by stabilization work has been clarified.

キーワード：バラスト軌道，道床横抵抗力，バラスト安定作業，つき固め保守作業，画像解析

1. はじめに

レールは温度上昇による伸長を拘束されることで軸力が生じ、軌きょうを横方向に変位させようとする荷重が作用する。バラスト軌道ではこの荷重に対してまくらぎ周辺のバラストが抵抗力（以下、「道床横抵抗力」という）を発揮し、軌きょうの横方向の安定性を確保している。一般に道床横抵抗力は、1本あるいは複数のまくらぎを水平に載荷して載荷荷重とまくらぎ変位を測定する道床横抵抗力試験により評価される。

バラスト軌道においては、タイタンパを用いたつき固め保守作業（以下、「つき固め作業」という）によりバラストが弛緩されて道床横抵抗力が低下するとともに、横方向の安定性が低下する。道床横抵抗力がレールの温度上昇による横方向の荷重を下回ると、軌きょうが横方向に大きく歪む「座屈」現象の発生につながることから、レール温度が上昇する夏期においては、一部の鉄道事業者では道床弛緩作業の制限が設けられている。一方、つき固め作業により低下した道床横抵抗力は、道床安定作業車（以下、「スタビライザ」という）を用いた道床安定作業により、つき固め作業前の状態まで回復することがわかっている¹⁾。そのため、道床安定作業車を用いることで保守作業制限の緩和が期待されている。

つき固め作業および道床安定作業後の道床横抵抗力特性については、基地線における実物大試験によりその検証が行われている²⁾。新品バラストの場合に実施したこの検証では、まくらぎ変位2mm時の道床横抵抗力が、

つき固め作業後に道床安定作業を実施することで3割程度増加し、さらにまくらぎを変位させた後の最終道床横抵抗力では1割程度増加すると示されている。しかし、これらの作業で道床横抵抗力が変化するメカニズムについては十分な検討がされておらず、未解明な点が多い。

そこで本研究では、つき固め作業および道床安定作業を行う保守用重機械として、マルチプルタイタンパ（以下、「MTT」という）およびスタビライザを模擬した1/5縮尺の小型模型を用いて道床横抵抗力が変化するメカニズムを検討した。検討においては、つき固め作業および道床安定作業による道床横抵抗力の変化を評価した。さらに、各作業時においてまくらぎ各面に作用する垂直応力を測定するとともに、まくらぎ周辺のバラストの変形挙動を高速度カメラを用いて撮影し、画像解析を行った。

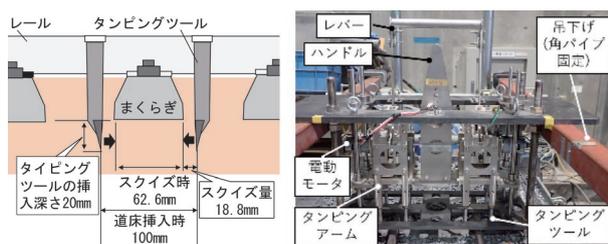
2. 保守用重機械の1/5縮尺模型

2.1 MTTの模型条件

MTTは、ブラッサー&トイラー社製09-16DMTTのタンピングユニットを参考にし、タンピングツールの道床挿入深さおよび変位振幅、タンピングアームの長さ、スクイズ量、タンピングユニットの質量について相似則³⁾を考慮した縮尺1/5の構造とした（図1(a)）。タンピングツールの振動機構は、実機と同様に電動モーターの回転軸に取り付けた偏心シャフトにより、その偏心量相当分の変位振幅をタンピングアームに生じさせ、タンピングツールを振動させる方法とした。また、タンピングユニットの昇降はハンドルの上下動作、スクイズ作業はレバーの前後動作による手動で制御する方法とした。さらに、軌きょうにタンピングユニットの振動が伝達することによ

* 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



(a) タンピングユニットの模型条件 (b) MTT 模型の外観

図1 1/5 縮尺の MTT

る道床の沈下を防止するため、タンピングユニットを固定した角パイプから吊り下げる構造とした(図1(b))。

2.2 スタビライザの模型条件

スタビライザは、プラッサー&トイラー社製 DTS62N および 09-16DMTT 搭載スタビライザの加振ユニットを参考に、輪軸間距離、起振部の偏心重錘の質量、偏心重錘の偏心量、鉛直荷重(プレロード)について相似則を考慮した構造とした(図2)。加振機構については、実機と同様に一對の偏心重錘を上下に配置し、電動モーターの回転軸に取り付けたギアを介してそれぞれの偏心重錘を逆方向に同期させて回転させ、まくらぎ長手方向のみの水平振動を生じさせる機構とした(図3)。振動は、車輪フランジ(左右車輪間距離可変式)により軌間内側からと、車輪間中心位置に設けたベアリングローラにより軌間外側からレールを拘束して軌きょうに伝達させた(図2)。また、道床安定作業時に左右の油圧シリンダにより軌道に作用させる鉛直荷重はおもりを積載することで再現した。さらに、道床安定作業時におもりの慣性力が起振力に影響を与えないよう、おもり積載部と起振部の間に振動方向のリニアガイドを設けた。

3. 1/5 縮尺の道床横抵抗力試験

3.1 模型試験の条件

つき固め作業後および道床安定作業後の道床横抵抗力特性を把握するため、1/5 縮尺の軌道模型を用いて、ま

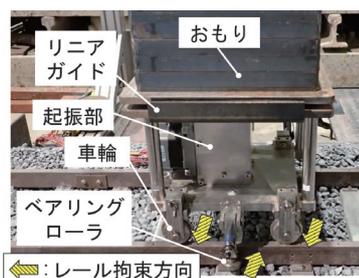


図2 スタビライザ模型の外観

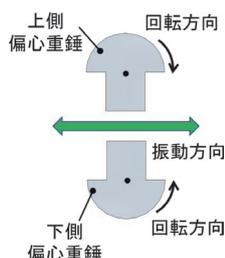


図3 加振機構

くらぎ1本の水平荷重試験(以下、「1本引き試験」という)を行った。軌道模型は3号PCまくらぎ(以下、「PCまくらぎ」という)の模型9本をまくらぎ間隔114mmで配置した。道床バラストは新品バラストとし、実際の道床バラストの基準粒度⁴⁾に対して1/5相似粒度の範囲内にある単粒度碎石6号を用いて、密度1.6g/cm³に締め固めて構築した(図4)。

試験ケースは3ケースであり、case1はつき固め作業および道床安定作業のいずれも行わない作業なしの条件、case2はつき固め作業を行う条件、case3はつき固め作業後に道床安定作業を行う条件である。作業なしのcase1では、軌道模型を道床厚40mmで構築し、それ以外のcase2およびcase3では、中央のまくらぎ5本分の道床厚を36mmで構築したのち、模型用ジャッキを用いて4mmこう上させてつき固め作業により道床厚40mmとなるように構築した。

タンピングツールの振動周波数は、実機の標準的な周波数である35Hzに対して相似則を考慮し、 $\sqrt{5}$ 倍した78Hzとした。道床安定作業は、つき固め作業を行ったのち、スタビライザを用いて軌道模型上を走行させながら加振した。加振周波数は、実機の標準的な周波数である35Hzに対して相似則を考慮し、 $\sqrt{5}$ 倍した78Hzとした。道床安定作業時に軌道に作用させる鉛直荷重は実機のシリンダ油圧4MPa(片レールあたりの作用荷重31.4kN)に対して1/125倍に相当する重量490Nのおもりを積載した。また、走行速度は実機の0.4km/hに対して $1/\sqrt{5}$ 倍した50mm/sとし、巻き取り機を用いて一定速度でスタビライザ模型を牽引した。

1本引き試験には、各ケースともに3号PCまくらぎおよび、3号PCまくらぎを模擬した形状で各面にロードセルを内蔵したまくらぎ(以下、「ロードセル付きまくらぎ(横引き用)」という)を用いた。ロードセル付きまくらぎ(横引き用)では、道床横抵抗力(R)に対して、端面(R_{end})に作用する圧縮力、側面(R_{side})および底面(R_{bottom})に作用するせん断力を測定し、各面の荷重分担を評価した(図5)。道床横抵抗力とまくらぎ各面の負担力の関係を式(1)に示す。

$$R = R_{bottom} + R_{side} + R_{end} \quad (1)$$

1本引き試験の荷重条件は、荷重速度0.4mm/minとし、水平変位10mmまで荷重した。ここで、鉄道構造物等設計標準・同解説 軌道構造⁵⁾では、軌きょうの道床横抵抗力試験において、まくらぎ変位の増加に伴い一定となった荷重を最終道床横抵抗力としている。また、実軌道における道床横抵抗力試験では、まくらぎ水平変位2mm時の荷重を軌きょう引きの最終道床横抵抗力として評価している。そこで本試験においては、まくらぎ水平変位

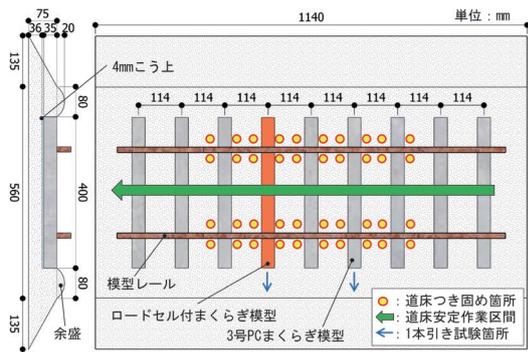


図4 1本引き試験用軌道模型

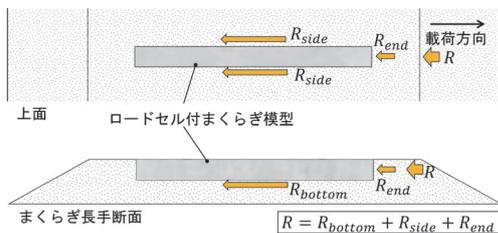


図5 ロードセル付きまくらぎの荷重測定方向

0.4mm (実スケール 2mm) 時の荷重 (以下、「0.4mm 時の道床横抵抗力」という) および水平変位 4~6mm (実スケール 20~30mm) 時の平均荷重 (以下、「最終道床横抵抗力」という) により道床横抵抗力特性を評価した。

3.2 道床横抵抗力特性の評価

図6にPCまくらぎの1本引き試験の荷重-変位関係を示す。0.4mm時の道床横抵抗力は、つき固め作業後 (case2) に対して、道床安定作業 (case3) を行うことで32.4Nから40.3Nに24%増加した。また、最終道床横抵抗力は、つき固め作業後 (case2) に対して、道床安定作業 (case3) を行うことで47.5Nから50.2Nに6%増加した。いずれも実物大試験結果²⁾と概ね同様の傾向となり、つき固め作業後に道床安定作業を行うことで道床横抵抗力が増加し、特に载荷初期時にその効果が発揮されることがわかった。

ロードセル付きまくらぎ (横引き用) の1本引き試験の荷重-変位関係を図7~図9に示す。図7より、作業なし (case1) の0.4mm時の道床横抵抗力は、底面の負担率が端面および側面よりもやや高く43%であったが、最終道床横抵抗力では各面の負担率が概ね1/3ずつとなり、既往の研究⁶⁾と同様の傾向となった。

図7および図8より、つき固め作業後 (case2) の0.4mm時の道床横抵抗力は、作業なし (case1) と比較して、側面が8.7Nから6.6Nに2割程度低下し、端面および底面は概ね同程度であった。最終道床横抵抗力は、作業なし (case1) に比べて、側面が14.6Nから9.7Nまで3割程度低下し、端面および底面は概ね同程度であった。

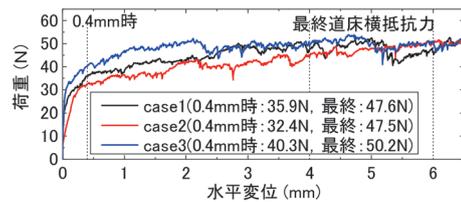


図6 1本引き試験結果 (PCまくらぎ)

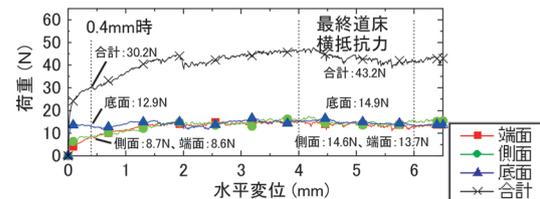


図7 1本引き試験結果 (ロードセル付きまくらぎ (横引き用), 作業なし (case1))

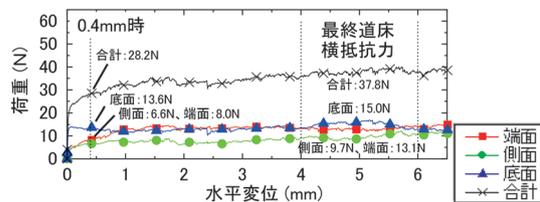


図8 1本引き試験結果 (ロードセル付きまくらぎ (横引き用), つき固め作業後 (case2))

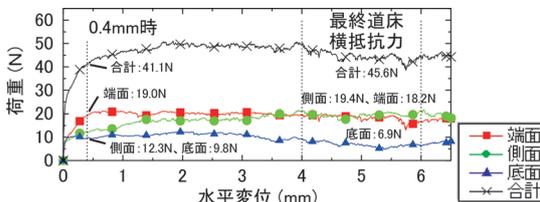


図9 1本引き試験結果 (ロードセル付きまくらぎ (横引き用), 道床安定作業後 (case3))

図8および図9より、つき固め作業後に道床安定作業後 (case3) の0.4mm時の道床横抵抗力は、つき固め作業後 (case2) と比較して、28.2Nから41.1Nに46%増加した。側面は6.6Nから12.3Nに、端面は8.0Nから19.0Nにそれぞれ2倍以上増加したのに対し、底面は13.6Nから9.8Nに低下した。また、最終道床横抵抗力は、つき固め作業後 (case2) に比べて37.8Nから45.6Nに2割程度増加した。ここで、底面の負担力は、4.2節の式(4)⁷⁾からまくらぎの自重およびバラストとまくらぎ底面の摩擦に依存することがわかっている。本試験条件の1本引き試験では、まくらぎの自重が変化しないことから、底面の摩擦に影響を与える底面のバラストの接触状態および締固め状態が変化すると推測される。

4. まくらぎ各面に作用する垂直応力測定試験

4.1 模型試験の条件

ロードセル付きまくらぎを用いてつき固め作業前後および道床安定作業前後のまくらぎ各面に作用する垂直応力を検討した(図10)。小型模型は3.1節と同様の方法で構築した。本ロードセル付きまくらぎは、ロードセル付きまくらぎ(横引き用)の各面を、圧縮力を測定するロードセルに交換したものである(以下、「ロードセル付きまくらぎ(垂直応力用)」という)。軌きょう中央にロードセル付きまくらぎ(垂直応力用)を配置し、まくらぎ各面に作用する各作業後の垂直応力を測定した。つき固め作業および道床安定作業は、3.1節の道床横抵抗力試験と同様の方法で実施した。測定タイミングは、作業前(case1)、つき固め作業の前後(case2)および道床安定作業の前後(case3)とした。測定結果は模型構築前の無負荷の状態を初期値とし、圧縮力をまくらぎの各面の面積で除した垂直応力で整理した。

4.2 まくらぎ各面に作用する垂直応力の評価

既往の研究⁷⁾では、3.1節の式(1)より道床横抵抗力を算出する方法が提案されており、まくらぎの1/5縮尺模型の最終道床横抵抗力を推定できることが示されている。式(1)の計算値と本試験の最終道床横抵抗力を比較すると、PCまくらぎの試験結果47.6Nおよびロードセル付きまくらぎ(垂直応力用)の試験結果43.2Nに対して計算値は44.0Nであり、概ね同程度であった。式(1)では、まくらぎに作用するバラストの土圧に摩擦等を考慮して道床横抵抗力を算出している。以下では、式(2)~式(4)を用いて求めたまくらぎ各面に作用するバラストによる土圧の計算値と、軌きょうの中央に設置した圧縮型ロードセル付きまくらぎで各作業前後に測定した垂直応力を比較した。ここで、各面の垂直応力は、各ロードセルで測定された荷重をそれぞれまくらぎの底面、側面、端面の面積で除して求めた。また、まくらぎ端面に作用するバラストの垂直応力の計算値は、文献7の内部摩擦角($\phi = 55$ 度)を用いてJakyの式から静止土圧係数($K'_0 = 1 - \sin \phi$)を設定して算出した。

$$\sigma_{\text{end}} = (1 - \sin \phi) \times \rho_d \times h \quad (2)$$

$$\sigma_{\text{side}} = \frac{1}{2} K'_0 \times \rho_d \times \ell \times h^2 \times \frac{1}{S_{\text{side}}} \quad (3)$$

$$\sigma_{\text{bottom}} = W_{\text{bottom}} \times \frac{1}{S_{\text{bottom}}} \quad (4)$$

ここで、 σ_{end} :まくらぎ端面の垂直応力、 ϕ :内部摩

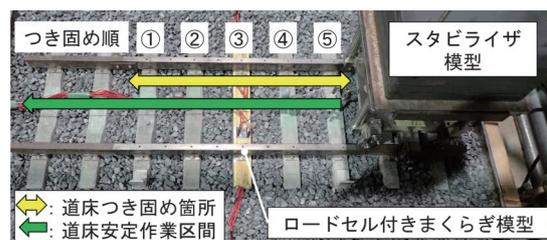


図10 まくらぎ各面の垂直応力測定試験の状況

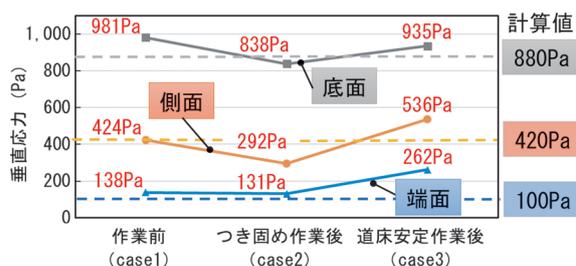


図11 まくらぎ各面の垂直応力測定結果

擦角、 ρ_d :バラストの密度、 h :まくらぎ高さ、 σ_{side} :まくらぎ側面の垂直応力、 K'_0 :静止土圧係数、 ℓ :まくらぎ長さ、 S_{side} :まくらぎ側面積、 σ_{bottom} :まくらぎ側面の垂直応力、 W_{bottom} :まくらぎおよびレール重量、 S_{bottom} :まくらぎ底面積

図11にまくらぎ各面に作用する垂直応力を測定した結果を示す。側面に作用する垂直応力については、作業前(case1)は424Paであり、計算値の420Paと同程度であった。また、つき固め作業後(case2)の垂直応力は292Paとなり、作業前(case1)と比較して0.7倍程度に低下したものの、道床安定作業後(case3)は536Paとなり、作業前(case1)の1.3倍程度に増加した。

まくらぎ端面に作用する垂直応力について、作業前(case1)における端面の垂直応力は138Paであった。一方計算値は100Pa程度であり、測定値の方がやや大きくなった。つき固め作業後(case2)は131Paであり、作業前(case1)と比較してほぼ変化がなかった。それに対し道床安定作業後(case3)は262Paとなり、作業前(case1)と比較して1.9倍に増加した。

まくらぎ底面に作用する垂直応力は、作業前(case1)が981Pa、つき固め作業後(case2)が838Pa、道床安定作業後(case3)が935Paとなり、レールおよびまくらぎの自重から求めた計算値880Paと概ね同程度であった。ここで、軌きょうの状態では、各作業後の隣接まくらぎの支持状態の変化にともない、当該まくらぎの底面に作用する軌きょうの自重が変化し、垂直応力がわずかに変化したと考えられる。

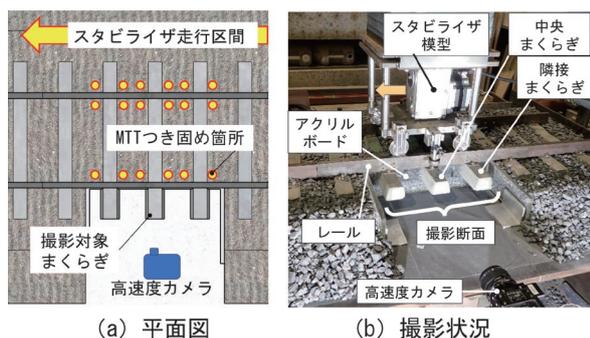


図 12 レール長手方向断面の撮影方法

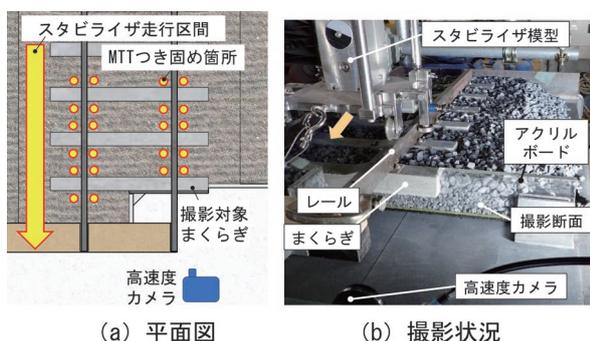


図 13 レール直角方向断面の撮影方法

5. 画像解析によるバラストの変形挙動の評価

5.1 高速度カメラによる撮影試験の方法

つき固め作業時および道床安定作業時におけるバラスト粒子の挙動を PIV (Particle Imaging Velocimetry: 粒子画像流速測定法) による画像解析で可視化することを目的とし、縮尺 1/5 の小型模型による撮影試験を実施した。

試験ケースは case4~case8 の全 5 ケースである。撮影は高速度カメラを用いて、つき固め作業時と道床安定作業時におけるレール長手方向およびレール直角方向の各断面に対して行った (図 12 および図 13)。レール長手方向断面の撮影は、軌道模型のまくらぎ 9 本のうちの中央のまくらぎ 3 本に対して、レール直下の位置に透明の亚克力ボードを設置し、つき固め作業時 (case4) および道床安定作業時 (case6) に行った。レール直角方向断面の撮影は、まくらぎ 6 本の軌道模型の片側端部のまくらぎ直下の位置に亚克力ボードを設置し、つき固め作業時 (case5) および道床安定作業時 (case7) に行った。また、上記に加えて、道床安定作業時の道床上面 (case8) のバラスト変形挙動も撮影した。撮影条件は、撮影速度 100fps、解像度 1920×1080pixel とし、各作業前後の 2 枚の画像を用いて、直接相互相関法による PIV 解析で変位増分ベクトルを求め、せん断ひずみを算出した。

5.2 画像解析結果

図 14 につき固め作業時 (中央まくらぎ) のレール長手方向断面の画像解析結果 (case4) を示す。軌道こう上によりまくらぎ下に生じた 4mm の空隙に対し、つき固め作業によりまくらぎ側面からのバラストが 3mm 以上移動してまくらぎ下に押し込まれ、まくらぎ底面とバラストが接触している状況を確認した。また、隣接まくらぎのつき固め時に、まくらぎ側面のバラストが中央まくらぎ側に移動し、まくらぎ下の隙間にバラストが押し込まれていた。まくらぎ側面では、タンピングツールがまくらぎ下に挿入されてスクイズする際に、バラストが乱されながらまくらぎ下方向に移動することで、まくらぎの方に作用する垂直応力が低下したと考えられる。

図 15 につき固め作業時 (中央まくらぎ) のレール直角方向断面の画像解析結果 (case5) を示す。タンピングツール挿入箇所では、まくらぎ底面のバラストが上方向に 3mm 以上移動した。また、軌道こう上時に生じたまくらぎ下の空隙に、タンピングツール挿入位置以外でもバラストがつき込まれ、まくらぎ底面とバラストが全体的に接触している状況が確認された。まくらぎ端面のバラストは、つき固め作業時にまくらぎ下のバラストとともに軌道外側に移動する挙動が確認されたが、移動量は 1mm 以下であり、まくらぎ端面に作用する垂直応力が変化していないことから、道床横抵抗力に与える影響は小さいと考えられる。

図 16 に道床安定作業時のレール長手方向断面の画像解析結果 (case6) を示す。道床安定作業時にまくらぎ側面および底面の周辺のパラストが沈下し、特にまくらぎ周辺ではバラストが 3mm 以上沈下した。これより、水平加振によってまくらぎ周辺のパラストが締め固められ、まくらぎに作用する垂直応力が増加したと考えられる。

図 17 に道床安定作業時のレール直角方向断面の画像

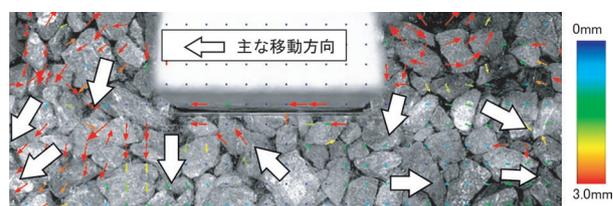


図 14 つき固め作業時の画像解析結果 (case4)

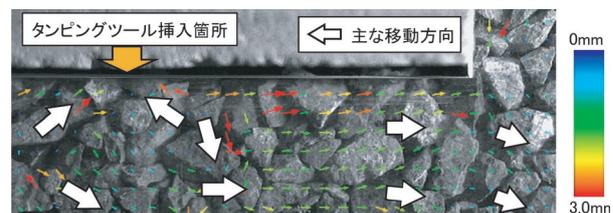


図 15 つき固め作業時の画像解析結果 (case5)

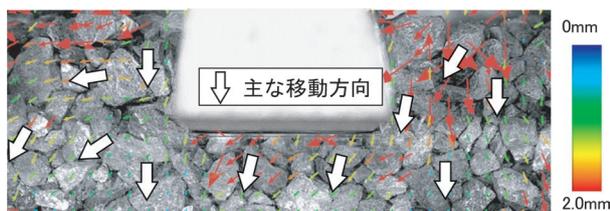


図 16 道床安定作業時の画像解析結果 (case6)

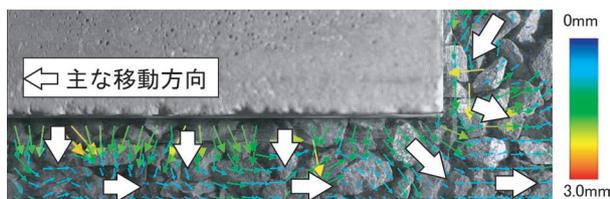


図 17 道床安定作業時の画像解析結果 (case7)

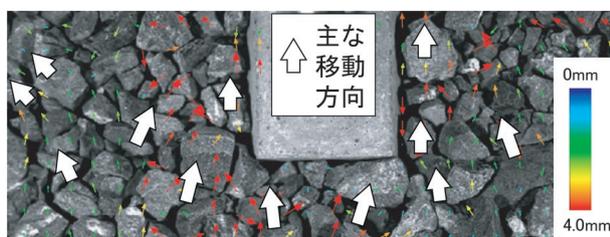


図 18 道床安定作業時の画像解析結果 (case8)

解析結果 (case7) を示す。道床安定作業によりまくらぎ底面のバラストが全体的に 1.5mm 程度沈下するとともに、軌道外側に 1mm 程度移動した。まくらぎ端面においては、道床肩部の表面バラストがまくらぎ側に 1mm 程度移動し、端面に接触する範囲では底面側に向かい沈みこむ挙動が確認された。その結果、まくらぎ端面の垂直応力が増加したと考えられる。

図 18 に道床安定作業時 (case8) の軌道模型上面の画像解析結果を示す。加振点が隣接まくらぎを通過する時点からバラストが徐々に移動し始め、当該まくらぎ直上の通過前～通過中～通過後において道床肩部からまくらぎに向かってバラストが 4mm 以上移動しており、端面に接触する範囲では底面側に沈み込んでいく挙動が確認された。また、まくらぎ側面のバラストはまくらぎに沿って軌間内側へ向かって水平方向に移動しており、これによりまくらぎ間のバラストが水平方向に締め固められ、まくらぎ側面の垂直応力が増加したと考えられる。

以上より、つき固め作業によりまくらぎ側面のバラストが乱されながらまくらぎ下方向に移動する挙動が確認されたことから、まくらぎ側面の垂直応力の低下とともに道床横抵抗力も低下したと考えられる。その後の道床安定作業により、まくらぎ間およびまくらぎ端面のバラストが上面から底面に向かって移動する挙動が確認された。その締め固め効果により垂直応力の増加とともに道

床横抵抗力も増加したと考えられる。

6. まとめ

本研究では、つき固め作業および道床安定作業により道床横抵抗力が変化するメカニズムを検討するため、1/5 縮尺の小型模型試験を行った。以下に本研究で得られた知見を示す。

- (1) 道床横抵抗力試験により、道床安定作業を行うことで、まくらぎ変位 0.4mm (実スケール 2mm) 時の道床横抵抗力はつき固め作業後に対して 24% 増加、最終道床横抵抗力は 6% 増加することを確認した。
- (2) まくらぎの各面に作用する垂直応力の測定試験により、つき固め作業によりまくらぎ側面の垂直応力が低下するのに対し、道床安定作業によりまくらぎ側面および端面の垂直応力が増加することを確認した。
- (3) 画像解析によるつき固め作業時のバラスト変形挙動から、まくらぎ側面は、タンピングツールがまくらぎ下に挿入されてスクイズする際に、バラストが乱されながらもまくらぎ下に移動しており、これにより、まくらぎ側面に作用するバラストの垂直応力が低下し、道床横抵抗力が低下したと考えられる。
- (4) 画像解析より、道床安定作業時の加振点の通過時に、道床肩部上面のバラストがまくらぎに向かって移動し、まくらぎ端面から底面に向かって沈み込んでいた。また、まくらぎ側面のバラストはまくらぎに沿って軌間内側へ向かい水平方向に移動する挙動を確認した。これにより、まくらぎ端面およびまくらぎ側面のバラストが水平方向に締め固められて垂直応力が増加し、道床横抵抗力が増加したと考えられる。

文献

- 1) 高井秀之：ダイナミック・トラック・スタビライザ (DTS) に関する文献調査，日本鉄道施設協会誌，Vol.30, No.11, pp.44-47, 1992
- 2) 吉川秀平，高尾賢一，桃谷尚嗣，中村貴久，伊藤壱記：大型保線機械によるつき固め作業後の道床横抵抗力特性の検証試験，鉄道工学シンポジウム，2021
- 3) 新版軌道材料編集委員会：新版軌道材料，第 7 編道床バラスト，pp.382-383, 2011
- 4) 香川崇章：土構造物の模型振動実験における相似則，土木学会論文集，第 275 号，pp.69-77, 1978
- 5) (公財) 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，2012
- 6) 関根悦夫，中村貴久，平尾博樹：バラスト軌道の道床横抵抗力に関する模型試験，土木学会年次学術講演会，IV -237, pp.473-474, 2009

7) 市川拓真, 早野公敏, 中村貴久, 桃谷尚嗣, 小池陽平: 極限釣り合い法を用いた鉄道バラスト軌道の道床横抵抗力の

推定, 土木学会論文集 E1, Vol.70, No.3, I_71-I_77, 2015

塩害が生じたシールドトンネルの 継手腐食を考慮した数値解析法

木下 果穂* 牛田 貴士**

Numerical Analysis Method for Corrosion of Segment Joint
of Shield Tunnel Caused by Chloride Attack

Kaho KINOSHITA Takashi USHIDA

Deterioration caused by chloride ions may occur in some shield tunnels located in waterfront areas or near tidal rivers. In this paper, we propose a three-dimensional finite element method for the maintenance of shield tunnels effected by chloride ions. In proposing this method, we developed a modeling method for deteriorated segment joints by reducing stiffness. In addition, we verified the validity of the method by loading tests of tunnel lining specimens.

キーワード：シールドトンネル，セグメント継手，塩害，腐食，載荷試験，数値解析

1. はじめに

近年，臨海部や感潮河川近傍に位置するシールドトンネルでは，RCセグメントに塩化物イオンを含む漏水に起因する鋼材腐食が見られる場合がある。塩化物イオンの存在によりコンクリート中の鋼材腐食が進行し，コンクリートのひび割れや剥離・剥落，あるいは鋼材の断面減少が生じ，性能低下につながる現象（以下，塩害劣化）は，一旦顕在化するとその後の進行が速く，効果的な対策も限られることが多いため¹⁾，維持管理において重要な課題の一つとなっている。

また，シールドトンネルにおける漏水は継手部から生じることが多く，漏水発生箇所の継手鋼材は厳しい腐食環境となることが予測される。しかし，塩害環境下におけるRCセグメントの鉄筋腐食の状況や，コンクリート中の塩化物イオンの挙動に関する研究が進められている一方で，塩害劣化が力学的挙動に及ぼす影響について検討した事例²⁾は少ない。

さらには，シールドトンネルは多数の継手を有する構造であり，継手部の剛性は本体のコンクリート部よりも小さい。そのため，継手鋼材の腐食により継手部の剛性が変化した場合，トンネル覆工の力学的挙動に影響を及ぼすことが考えられる。今後，塩害環境下のシールドトンネルを適切に維持管理するためには，継手部の劣化状況と劣化に伴う力学的挙動を把握し，これらの影響を考慮した解析法が必要となると考えられる。

以上を踏まえ，本研究では，継手部を模擬した供試体

の腐食促進実験³⁾の知見に基づき，既設の鉄道シールドトンネルに多く使用されているボルト継手を対象として，三次元FEMにおいて塩害劣化の影響を考慮できる新たな継手部のモデル化手法を提案し，載荷実験の結果を用いて提案手法の妥当性を検証する。

2. シールドトンネルの三次元FEM

2.1 提案手法の概要

多数の継手を有することはシールドトンネルの構造的特徴であるため，数値解析的にシールドトンネルの力学的挙動を把握する際には，継手のモデル化は重要と考えられる。一般に設計で用いられるはり-ばねモデルでは，継手を回転ばねとしてモデル化し，覆工全体系の応答値を算出する。また，三次元FEMを用いてセグメントの詳細検討を行った事例に，セグメント覆工をシェル要素，継手をばね要素でモデル化して検討を行った例⁴⁾や，セグメント覆工をソリッド要素，継手をばね要素でモデル化して検討を行った例⁵⁾がある。

そこで，本研究では，シールドトンネルの維持管理において，対策工の詳細検討に用いることを想定し，継手部のモデル化手法を提案した。その概要は以下の通りである。まず，部材内の応答を三次元的に把握できるソリッド要素でセグメント覆工をモデル化した。継手は既設の鉄道シールドトンネルに多く使用されているボルト継手を想定し，継手を構成する継手板はシェル要素で，ボルトやアンカー筋は継手ばねとしてモデル化する。次に，塩害劣化の影響については，継手ばねの剛性を低減させる方法で表現する。なお，シールドトンネルの通常の維持管理では，継手鋼材の降伏応力以下に応答値を抑える

* 構造物技術研究部 トンネル研究室

** 構造物技術研究部 基礎・土構造研究室

表1 提案手法におけるモデル化方法

モデル化対象	要素種類 (呼称)	備考
セグメント本体	ソリッド要素	線形弾性モデル
継手板	シェル要素	線形弾性モデル
継手ボルト	ばね要素 (継手ばね)	継手ボルトとアンカー筋 の複合ばね
継手アンカー筋		
コンクリート面の相互作用	ばね要素※ (接触ばね)	等価剛性で非線形挙動を 考慮する圧縮ばね

※引張状態となる場合は剛性を0とする

ことが一般的と考えられるため、本提案手法は継手鋼材の降伏応力以下の挙動を対象として構築した。

2.2 シールドトンネルのモデル化

提案手法におけるシールドトンネルのモデル化方法を表1、図1に示す。提案する解析法は、継手挙動を2種類のばねによりモデル化することを特徴とするソリッド-シェル要素を用いた解析法である。

提案手法では、既往研究⁴⁾を参考にセグメント本体をソリッド要素で、継手板をシェル要素でモデル化する。また、ソリッド要素とシェル要素の境界は二重節点として剛結する。シェル要素の自由度にはソリッド要素にはない回転3成分があるため、それを拘束するために機能要素の一種である剛体要素を用いる。ここでボルトボックスは、有限要素モデルによりその形状を実物に合わせて表現する。

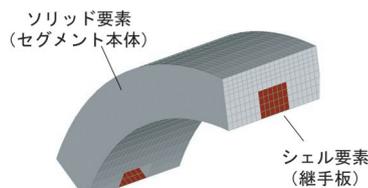
上記のソリッド要素およびシェル要素でモデル化していない継手鋼材、セグメント間のコンクリート面の相互作用は、継手ばね、接触ばねでモデル化する。継手ばねは継手ボルトと継手アンカー筋とをモデル化した1つの複合ばねである。継手部を模擬した供試体の腐食促進実験³⁾の結果から、継手付近では継手鋼材に沿った塩化物イオンの浸透が生じており、アンカー筋の欠損やアンカー筋の先端部まで腐食が発生することを確認した。これより、アンカー筋の腐食によってコンクリートとの付着が低減し、覆工の力学的挙動に影響を及ぼすことが示唆されたため、継手ばねは継手アンカー筋を考慮した複合ばねとし、それをボルト位置に設置する。

また、接触ばねはセグメント間のコンクリート面の相互作用をモデル化する圧縮ばねであり、セグメント本体のひび割れ等の影響を考慮した等価剛性として、継手面のコンクリート全体に設置する。なお、地盤ばねと接触ばねが引張状態となる場合のばね剛性は0とした。

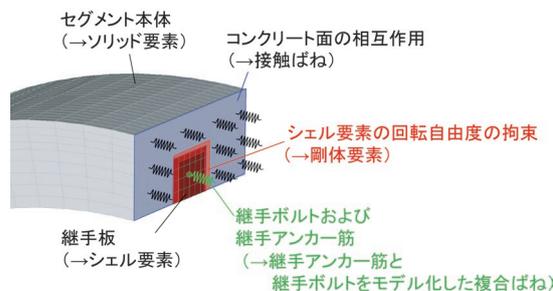
2.3 継手部のモデル化

2.3.1 セグメント間の接触ばね

載荷に伴いセグメント本体では、継手部においてセグメント同士の接触・圧縮により反力を生じる。これらを表現するため、セグメント間のコンクリート面に接触ば



(a) セグメント本体・継手板のモデル化



(b) 継手部のモデル化

図1 シールドトンネルのモデル化方法

ねを導入することとした。継手部ではコンクリートの圧縮時の非線形挙動や、ひび割れ発生に伴う非線形挙動、セグメント同士が不連続であることから生じる接触挙動等、材料の非線形性のほか、部材的な非線形性、構造的な非線形性を有する複雑な挙動を呈すると考えられる。提案手法では、これらの挙動を接触ばねで一括してモデル化するものとした。ここで、接触ばねは、接触ばね長さによってセグメントの非線形挙動を等価線形で考慮することとした。接触ばねの剛性は式(1)により算定する。なお、接触ばねの長さについては、次章で後述する。

$$k = \frac{E_c A}{L} \quad (1)$$

ここで、

E_c : セグメント本体のヤング係数 (kN/m²)

A : 継手面におけるコンクリートの断面積 (m²)

L : セグメントの非線形挙動を等価線形で考慮する接触ばね長さ (m)

2.3.2 継手ばね

提案手法では、継手板はシェル要素によりモデル化し、ボルト継手の他の主な構成要素である継手ボルト1本とアンカー筋8本については、継手ばねとしてモデル化する。供用時は、継手のアンカー筋と継手ボルトは引張と曲げが作用した状態となると考えられるため、図2に示す引張挙動と図3に示す曲げ挙動を考慮して、式(2)でばね剛性を設定する。

引張挙動については、ワンパス継手の引張ばね定数の算出方法⁶⁾を参考に、図2に示すように1つの複合ばね(以下、継手ばね)としてモデル化し、これをトンネル周方向の継手ばね剛性とした。

曲げ挙動については、セグメント覆工の荷重実験³⁾後に取り出した継手のアンカー筋の変形状態から、アンカー筋先端部を固定端とした片持ち梁の曲げ状態と仮定して式(3)を用いて設定することとし、トンネル半径方向の継手ばね剛性とした。ここで、半径方向の継手ばねにおいて、アンカー筋の周囲のコンクリートによる拘束の影響や、その破壊進展に伴う非線形性、腐食によるアンカー筋の曲げ剛性への影響等については、感度が低いことを確認したうえで、簡便のため考慮しないこととした。また、本手法では横断方向の挙動に着目しているため、トンネル奥行き方向の継手ばね剛性は、半径方向と同じ値を用いることとした。

また、継手部を模擬した供試体の腐食促進実験³⁾の結果から、塩化物イオンの作用が継手アンカー筋に強く影響を及ぼすことが示唆された。この結果を踏まえ、アンカー筋や継手ボルト等の継手鋼材の腐食の影響は、トンネル周方向の継手ばね剛性 k_2 においてばね低減係数 α を乗じることで考慮することとした。

$$[k_1, k_2, k_3] = \left[8k_{ab}, \alpha \frac{k_{at}k_{bt}}{k_{at} + 2k_{bt}}, 8k_{ab} \right] \quad (2)$$

ここで、

- k_1 : トンネル半径方向の継手ばね剛性 (kN/m)
 - k_2 : トンネル周方向の継手ばね剛性 (kN/m)
 - k_3 : トンネル奥行き方向の継手ばね剛性 (kN/m)
 - k_{ab} : 1本の継手アンカー筋の曲げによるばね剛性 (kN/m)
- 式(3)による。(継手1つあたりアンカー筋8本)

$$k_{ab} = \frac{3E_s I}{l^3} \quad (3)$$

- k_{at} : 継手アンカー筋の引張ばね剛性 (kN/m)
- k_{bt} : 継手ボルトの引張ばね剛性 (kN/m)
- α : 腐食によるばね低減係数 ($\alpha = 0 \sim 1.0$)
- E_s : アンカー筋のヤング係数 (kN/m²)
- I : アンカー筋の断面二次モーメント (kN/m²)

3. 大型覆工模型実験を用いた提案手法の検証

3.1 概要

セグメント覆工の荷重実験³⁾を対象に、提案した解析法の検証を実施した。提案手法は、覆工の継手が降伏応力以下の状態での挙動の把握を目的としている。また、現在供用中の鉄道シールドトンネルは許容応力度法で設計されている。そのため、解析法の検証は、覆工模型の応答値が概ね許容応力度以下であった荷重板鉛直変位10mm程度以下の範囲を対象として行うこととした。

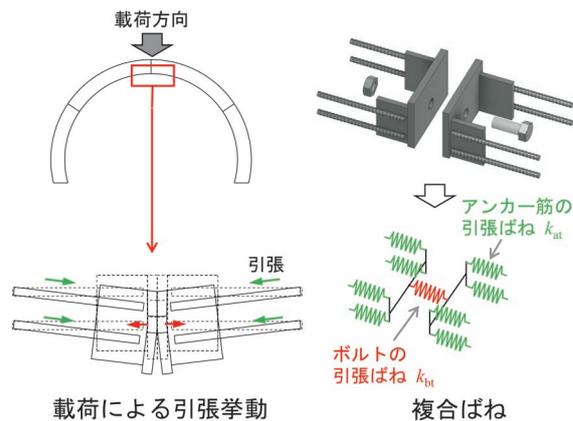


図2 ボルトとアンカー筋の引張挙動

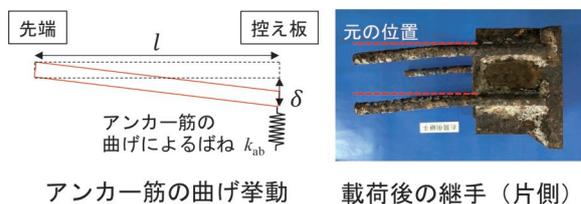


図3 アンカー筋の曲げ挙動



図4 大型トンネル覆工模型実験装置の外観

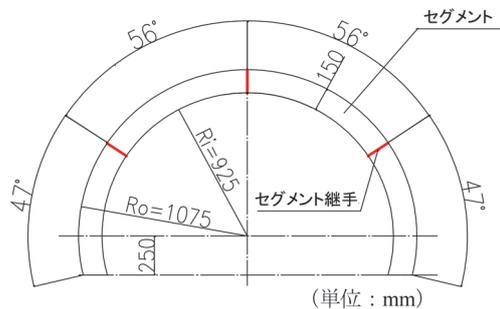


図5 覆工模型

3.2 セグメント模型の荷重実験

検証対象である荷重実験は図4に示す大型トンネル覆工模型実験装置⁷⁾を用いた。荷重実験は、装置の反力用油圧ジャッキをすべて稼働させ、地盤反力が生じている状態を模擬して、天端部の荷重用油圧ジャッキにより鉛直下向きに荷重を行った。また、セグメント覆工は、

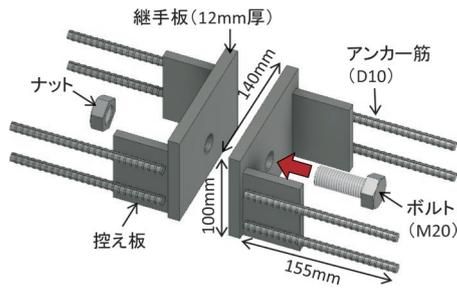


図6 ボルト継手



図7 有限要素モデル

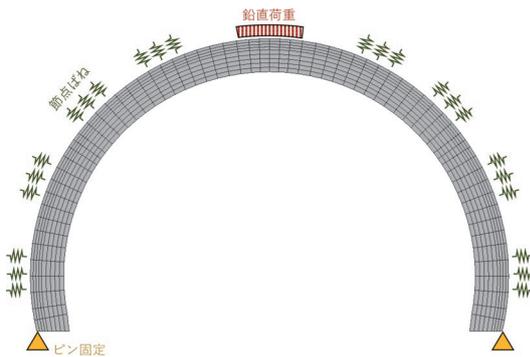


図8 境界条件

図5に示すように4つのセグメント模型を図6に示すボルト継手により結合して作製した。作製した覆工模型は、塩害劣化覆工、アンカー筋の付着切れ覆工、健全覆工の3体である。

塩害劣化覆工は、荷重実験において継手の変形が最も大きいと考えられる天端部のセグメント模型の2ピースを、腐食促進実験³⁾により劣化させ、促進実験終了後にM20のボルトでセグメント模型を締結して作製した。なお、締結時に必要な強度を確保するため、締結ボルトは促進実験を実施していない。

アンカー筋の付着切れ覆工は、腐食促進実験³⁾の結果を参考に、ボルト継手のアンカー筋をD10からφ8の丸鋼(SR-24)に変更してプチルゴム系のテープを接着し、アンカー筋とモルタル部を事前に縁切りしてから、モルタルを打設して作製した。

健全覆工は、塩害劣化覆工および付着切れ覆工との対比用として作製した。

表2 解析に用いた物性値等

構成部材	項目	諸元
セグメント本体	ヤング係数 E_c^{**}	22.5 kN/mm ²
	ポアソン比 ν_c	0.2
	単位体積重量 γ_c^{**}	24.5 kN/m ³
継手板	ヤング係数 E_s	200 kN/mm ²
	ポアソン比 ν_s	0.3
継手ばね	単位体積重量 γ_s	77.0 kN/m ³
	半径方向剛性 k_1	1.9 kN/mm
	周方向剛性 k_2	379.5 kN/mm
	奥行き方向剛性 k_3	1.9 kN/mm
接触ばね	ばね低減係数 a	1 (健全) 0 (付着切れ)
	周方向剛性	0.03 kN/mm

※実験値

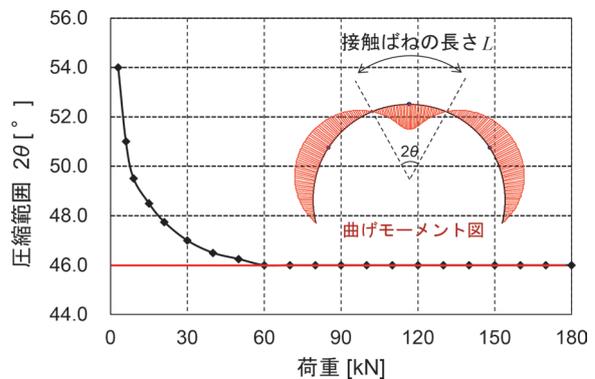


図9 はりばね解析による圧縮範囲の試算結果

3.3 解析条件

解析に用いた有限要素模型を図7に示す。セグメント本体を8節点ソリッド要素、ボルト継手の継手板を4節点シェル要素でモデル化した。また、ソリッド要素とシェル要素の境界部には剛体要素を配置した。節点数は14702、要素数は11736である。

本解析の境界条件を図8に示す。セグメント覆工の脚部は、地盤側の端部を鉛直・水平固定とし、底面は鉛直下側への変位固定を与えた。背面地盤との相互作用を模擬した実験装置の反力板は地盤ばねとしてモデル化し、既往の研究⁸⁾から地盤反力係数は16 MN/m³とした。

本解析で用いた物性値等を表2に示す。ここで、荷重実験は天端部から鉛直荷重したため、同位置の継手挙動の影響が大きいことが考えられた。また、接触ばねは継手面の圧縮や接触挙動を表現するものであり、天端の継手は外側が圧縮となっている。そこで、本解析では接触ばねの長さLは天端付近の地山側で圧縮が生じる範囲と仮定し、すべての継手に同値の値を適用することとした。

具体的には、図9に示すように別途実施したはりばね解析⁹⁾から、荷重の増加に伴い圧縮が生じる範囲は一定値に収束することが確認されたため、天端付近の正曲げ区間の周長の収束値を接触ばねの長さLとした。なお、実験ではコンクリートの引張領域でひび割れが生

じる程度の変位レベルでは、荷重～変位曲線の勾配に影響は認められなかった。そのため、接触ばねの長さ L は、線形のはりばね解析から設定している。

腐食の影響によるばね低減係数 α については、健全覆工を想定した $\alpha=1$ と、付着切れ覆工を想定した $\alpha=0$ の2ケースを実施した。また、荷重の進行に伴うばね剛性の変化を考慮するため、荷重増分を与えるステップ解析とした。

3.4 解析結果

3.4.1 荷重～変位

トンネル天端位置における、実験と解析の荷重～変位曲線の比較を図10に示す。載荷板鉛直変位10mm程度までの範囲において、ばね剛性を低減させなかったケース（ばね低減係数 $\alpha=1$ ）は健全覆工の実験結果を精度よく表現することができた。これより、セグメント本体を線形弾性体としてモデル化し、非線形化の影響をセグメント間の接触ばねとして考慮する提案手法の妥当性を例証する結果を得た。

ばね剛性を低減させたケース（ばね低減係数 $\alpha=0$ ）は、付着切れ覆工の実験結果と概ね整合する結果が得られたが、変位10mm以降は乖離が見られた。また、健全覆工に対する覆工の剛性の低減率は、実験よりも解析の方が大きい結果となった。この結果は、解析では完全に付着が切れた状態としていることに対し、実験では控え板の付着等により抵抗力が残存しているためと考えられる。これより、提案手法で対象とする変形レベルにおける妥当性を例証する結果を得た。

3.4.2 目開き量および応力分布

健全覆工を想定したばね低減係数 $\alpha=1$ のケースと付着切れ覆工を想定した $\alpha=0$ のケースの鉛直変位と、von Mises 応力分布を図11に示す。同図(a)鉛直変位については、継手部の回転剛性低下により、 $\alpha=1$ のケースよりも $\alpha=0$ のケースの方がセグメント間の目開き量が5.2mm程度大きく、それに伴い天端部の鉛直変位も

大きい結果であった。実験では、健全覆工よりも付着切れ覆工の方が目開き量は2.8mm程度大きく、定性的に一致する結果が得られた。解析では、アンカー筋とボルトの抵抗力がボルト位置の継手ばねに集約されていることや、前述したように解析では完全に付着が切れた状態としていること等から、実験の目開き量よりも大きい値となったものと考えられる。

同図(b) von Mises 応力については、想定される損傷範囲として、せん断強度(6N/mm²)以上を着色して図示した。なお、せん断強度は覆工模型に使用したコンクリートの圧縮強度(30N/mm²)の1/5相当とした。 $\alpha=1$ のケースでは、ボルトボックス内部や継手周囲に von Mises 応力が大きい領域が集中した。載荷実験³⁾では、同位置にひび割れが生じており、解析結果と概ね一致している結果が得られた。これより、継手部を接触ばねと

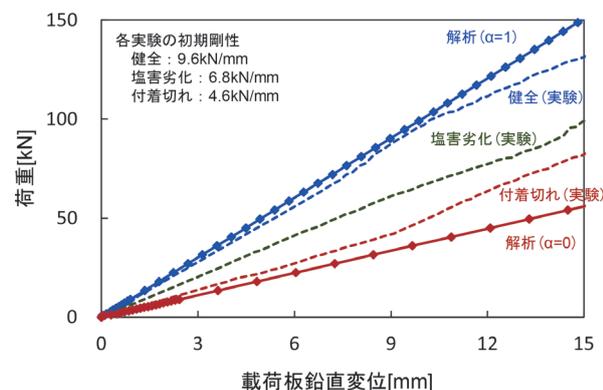


図10 荷重～変位曲線比較

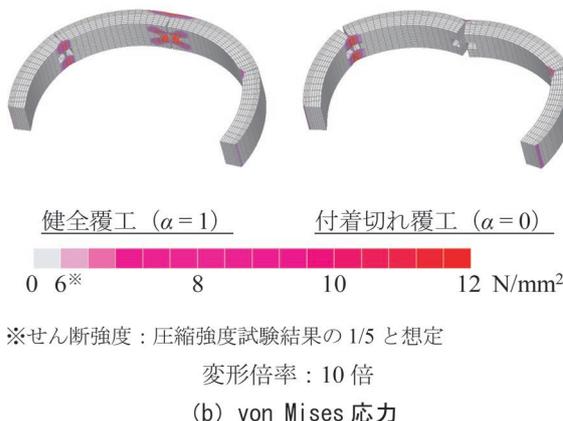
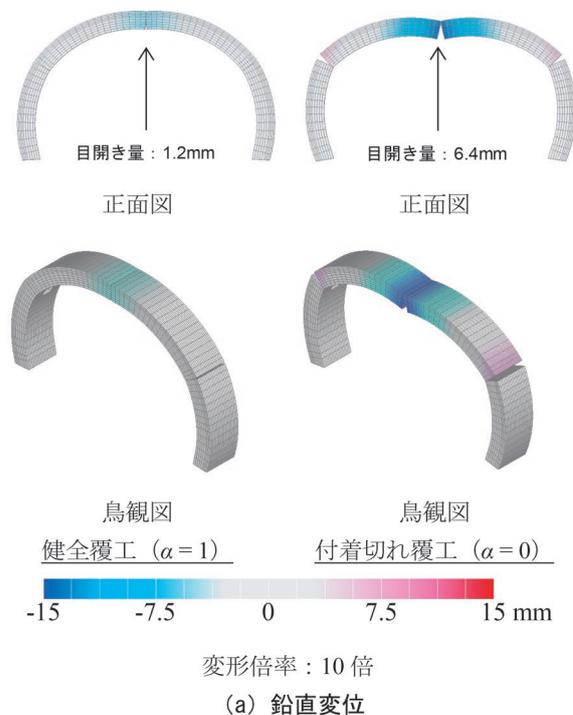


図11 解析結果 (54 kN 載荷時)

して考慮し、実験を再現することができた。

また、 $\alpha=0$ のケースでは天端の継手付近の応力集中は認められず、継手ばねが低減し目開きが大きくなることで、継手周囲が負担する応力が小さくなるという結果が得られた。これは、載荷実験で得られた曲げモーメント分布や覆工のひび割れ発生状態³⁾と定性的に一致する結果であり、継手特性が変化した覆工の応答を把握する手法としての有用性を例示する結果を得た。

3.5 塩害劣化ケースに関する検討

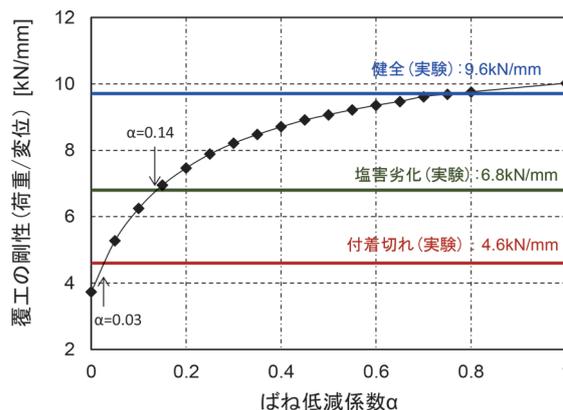
本節では、塩害劣化覆工ケースの状況推定を通じて、提案手法を用いた覆工の状態推定の手順を例示する。ばね低減係数 α のパラメトリックスタディを実施して、荷重～変位曲線の勾配（以下、覆工の剛性）との関係を整理した結果を図12に示す。なお、同図には実験各ケースの覆工の初期剛性も示した。

変状過程を加速期程度の状態を想定して腐食させた塩害劣化覆工では、実験後に目視確認した継手アンカー筋は全体的に孔食が生じており³⁾、付着特性に大きな影響が生じていると想定される状況であった。また、FEMにおける覆工の剛性は $\alpha=0.14$ 程度で実験と整合し、解析においても付着特性のばね低減係数が小さい状態であると推定された。また、本検討の条件では、ばね低減係数 $\alpha=0.2$ 程度以下で、覆工の剛性低下が大きくなる傾向が認められた。

4. まとめ

本研究では、感潮河川付近や沿岸部における塩害劣化したシールドトンネルの維持管理において、対策工の詳細検討に用いることを想定して、継手鋼材の腐食の影響を考慮したシールドトンネルの数値解析法を提案した。提案手法では、セグメント間の接触や、コンクリートの圧縮を接触ばねとしてモデル化することとした。また、継手板を除く継手鋼材を継手ばねとしてモデル化し、腐食の影響をばね剛性の低減で考慮することとした。この提案した手法を用いて覆工モデルの載荷実験の再現解析を行った結果、荷重～変位や継手目開き量、応力分布において整合する結果が得られ、手法の妥当性を確認した。

本論文では模型実験を対象として手法の検証を行った。今後は、実トンネルを対象とした検討を行い、目視調査で得られる指標と継手の腐食状態の関係性の整理を進め、手法の深度化を図る計画である。



※実験は初期剛性（載荷板変位5～10mm）を記載

図12 覆工剛性（荷重／変位）とばね低減係数の関係

文献

- 1) 土木学会：2018年制定コンクリート標準示方書〔維持管理編〕，2018
- 2) 塩冶幸男，阿南健一，大塚正博，小泉淳：地中送電用シールドトンネルの維持管理に関する研究，土木学会論文集F1，Vol.67，No.2，pp.108-125，2011
- 3) 木下果穂，牛田貴士，津野究，細田暁：継手鋼材の腐食の影響を考慮したシールドトンネルの有限要素解析法の提案，土木学会論文集F1，Vol.78，No.1，pp.88-101，2022
- 4) 石村利明，真下英人，森本智：三次元シェルモデルを用いた施工時荷重の影響に関する一考察，トンネル工学報告集，Vol.22，pp.303-308，2012
- 5) 小山幸則，岡野法之，清水満：シールドトンネルにおけるセグメント継手の3次元FEM解析，トンネル工学研究発表会論文・報告集，第5巻，pp.397-402，1995
- 6) 日本シールドセグメント技術協会RCセグメント部会：コーンコネクターセグメントワンパス継手，パンフレット，2014
- 7) 高橋幹夫，津野究，小島芳之：大型トンネル覆工模型実験装置の開発，土木学会第61回年次学術講演会講演概要集，第III編，pp.139-140，2006
- 8) 野城一栄，小島芳之，新井泰，岡野法之，竹村次朗：圧縮破壊後の軟化を考慮した無筋コンクリート山岳トンネル覆工の数値解析手法に関する研究，土木学会論文集C，Vol.65，No.4，pp.1024-1037，2009
- 9) 木下果穂，津野究，牛田貴士：セグメント覆工を対象とした数値解析手法に関する検討，土木学会第74回年次学術講演会講演概要集，III-26，2019

無線式列車制御システムへの汎用通信回線の適用手法

北野 隆康* 祇園 昭宏**

Methods for Applying Public Communication Network to Communication-Based Train Control Systems

Takayasu KITANO Akihiro GION

A method for applying public communication networks to communication-based train control systems is proposed. The application of public communication networks to train control systems differs from conventional systems in that transmission lines which cannot be controlled by railway operators, intervene between safety equipment. Therefore, in order to construct a system in which safety techniques can be applied without depending on transmission lines, a configuration in which train control function and information transmission are independent of each other is presented. Furthermore, threats posed by information transmission function from the perspective of the train control function and countermeasure requirements are presented, as well as implementation methods which satisfy these requirements at the current techniques.

キーワード：無線式列車制御，汎用通信回線，公衆通信回線，セキュリティ，システム構成

1. はじめに

将来的な人口減少に伴い、鉄道事業者が自営で保有している設備の保守・保全に携わる作業員の確保が困難になる可能性がある。このような状況下では、保守すべき地上設備を削減する技術開発への期待が高まる。地上の保安設備の削減が期待されるシステムとして、車上装置の高度化と地上一車上間の無線による情報伝送を活用した無線式列車制御システムがすでに実用化されている¹⁾²⁾。しかし、従来の無線式列車制御システムでは、軌道回路などの従来技術に基づく地上設備は削減されるものの、地上一車上間で制御情報を伝達する伝送装置が追加で必要となることや、車上装置の機能が増加することなど、導入する線区の条件によってはシステム全体として必ずしも設備減とはならないケースがある。

今後、鉄道事業者にて設備して保守・管理する必要がある地上設備のさらなる削減を目的として、他分野で普及している汎用技術の保安装置への適用に対する期待が高まっている。特に、無線式列車制御システムにおいては、地上一車上間の制御情報の伝送に対して公衆通信回線などの汎用的に使用できる通信回線（以下、汎用通信回線と呼ぶ）を適用することで、用途に特化した専用の基地局やアンテナ等の無線設備を削減することで保守の省力化が実現できる見込みである。

そこで本報告では、自営通信回線と汎用通信回線のいずれの通信回線にも依存しない無線式列車制御システムの構築を目的として、無線式列車制御システムに汎用通

信回線を適用する際の安全性確保の考え方を定義し、通信回線への要件の決定を含めたシステム開発の手順とセキュリティの実装方法を提案する。

2. 汎用通信回線適用の考え方

2.1 無線式列車制御システムの概要

2.1.1 システム概要

無線式列車制御システムの概要を図1に示す。このシステムにおいては、無線を用いた地上一車上間での制御情報の伝達と、車上での列車位置検知、車上装置による主体的な制御により、柔軟な列車運行の実現と運転保安に関わる地上設備の削減を図っている³⁾。このシステムを実現する上で重要な機能として、車上装置が自列車位置を正しく認識すること、車上装置が認識した列車位置を地上装置に正しく伝達すること、地上装置にて各列車位置に従って進路を構成して停止限界を設定すること、設定した停止限界を車上装置に伝達すること、伝達された情報に従って停止パターン作成して列車を制御することなどがあげられる。

2.1.2 地上設備削減に関する課題

これまでに国内で開発された無線式列車制御システムでは、地上一車上間の情報伝達に自営の通信回線を構築して使用している。そのため、地上の保安設備は削減されるが、通信回線を構築する伝送装置が必要となり、システム全体としての設備減とならない可能性がある。

例えば、列車の在線について、従来のシステムでは軌道回路を用いて検知していたのに対し、無線式列車制御システムでは、車上装置で認識した位置を地上装置に伝達し、地上装置にて列車の在線範囲を把握することとな

* 信号技術研究部 列車制御システム研究室

** 情報通信技術研究部 通信ネットワーク研究室

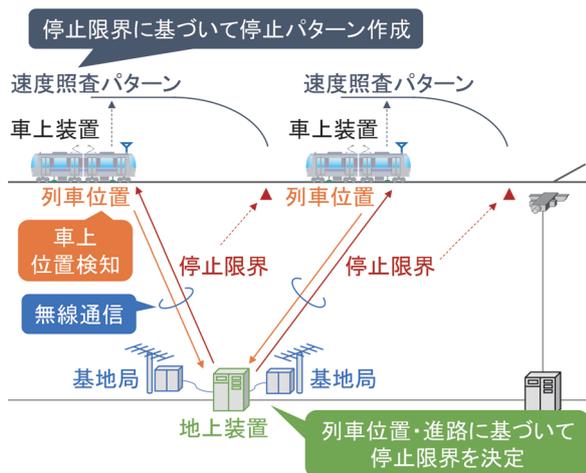


図1 無線式列車制御システムの概要

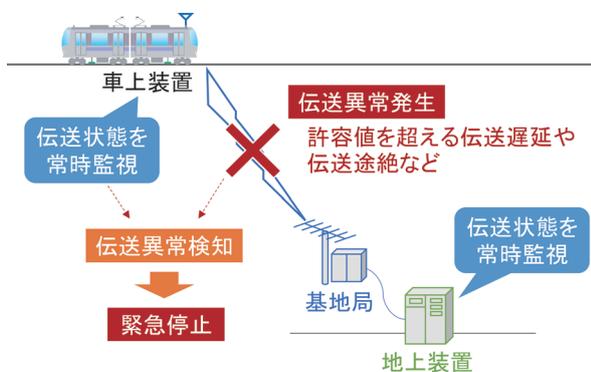


図2 無線式列車制御システムの安全側制御の例

る。この場合、列車検知の観点で軌道回路は不要となるが、従来システムにはなかった地上一車上間での情報伝送を行う装置を沿線に整備する必要がある。

特に地方線などの列車運行密度が高くない線区では、列車の運行本数に比べて相対的に設備が多くなるなど、自営設備の保守に対する負担が大きくなる傾向にある。

2.2 汎用通信回線を適用したシステム開発の方向性

2.2.1 無線式列車制御における安全確保の概要

無線式列車制御システムでは、安全性を確保する上で、地上一車上間の情報伝達に異常が発生する場合への対策が必要である。この対策の例として、図2に示すように、地上装置および車上装置にて、送受信する電文や、その送信相手となる装置が正常かつ正当なものであることをチェックする機構を設け、異常を検知すると列車を停止させることがあげられる。

2.2.2 安定した列車運行の確保

前項2.2.1のように伝送異常時に停止制御を行うと、伝送品質の低下などにより安定して情報が伝達できない事象が生じると、その都度、列車が停止することとなり、安定した列車運行が確保できない可能性がある。

安定した列車運行を確保するには、①保安装置の仕様や動作を踏まえて安定と見なせる通信回線を使用する、もしくは、②不安定な通信回線でも安定性が担保できるように保安システムを構成・設計する、の方針がある。

これまでに開発・実用化された無線式列車制御システムでは、上記①の方針に沿って、列車制御システムとしての動作を満足するよう、専用の通信設備により自営の通信回線を構築していた。一方、汎用通信回線を活用する場合は、通信設備に専用の機能を搭載できないことを前提として、列車制御用の設備や装置に持たせる機能を決定する必要がある⁴⁾⁵⁾。

なお、汎用通信回線を活用する場合、上記①と②のいずれの場合でも、安全の確保という観点で保安装置に必要なとなる機能は同じである。本報告では、以下、安全の確保を中心とした、列車制御システムへの汎用通信回線の適用手法について述べる。

2.2.3 汎用通信回線適用における課題

従来の列車制御システムを構成する装置は、安全となる動作を定義した上で異常時を含めてフェイルセーフに動作することを前提に開発・設計されていたが、汎用通信回線で使用される装置は、フェイルセーフな動作を想定せずに開発・設計されている。従来の無線式列車制御システムでは、フェイルセーフな装置構成を前提にIEC62280⁶⁾⁷⁾を踏まえた対策を実施していたことに対して、汎用通信回線を適用する場合は、汎用的でフェイルセーフに動作しない伝送装置が保安装置の間に挿入されることを前提としてIEC62280を踏まえた対策を実施する必要があることが課題となる。

そのため、従来の保安装置間で実施していた安全性技術に加えて、保安装置が外部からもたらされる安全への脅威に対する対策技術が重要となる。すなわち、保安装置間にブラックボックスな伝送装置や通信回線が介在する場合でも安全側に動作するよう、伝送装置によらず保安装置にて安全を担保する仕組みが必要となる。

3. 無線式列車制御への汎用通信回線の適用

3.1 列車制御システムの構成決定手順

列車制御システムの具体的な仕様を定める前に、システムを構成する装置の機能や動作を決定する。システム構成の決定にあたり、目的や運行条件に基づいて列車制御の機能や動作を決定し、列車検知などの要素技術を適用する以下の手順を提案する⁴⁾。

(1) システム導入方針の明確化

汎用通信回線の活用により列車制御システムの導入コストを下げるには、汎用的な用途で開発された伝送装置を改修せずにそのまま活用することが最も効果的である。一方、汎用通信回線をそのまま活用する場合は、運

転取り扱いなどの運用において、従来と同じ運用を維持できないことがあり、運用が変更になる可能性がある。

そこで、システムを構成する方向性としては、従来の運用を維持しつつ汎用技術を活用することと、運用を変更して低コスト化を図ることのいずれかとなる。これらの方針は装置の機能や機能割り付けに関係し、システムの開発と導入に大きな影響を与えるため、列車制御方式や列車検知方式などを定める前に決定すべき事項である。

(2) 列車制御方式の決定

導入線区の運用上の課題や、線区特有の事情などにより変更できない取扱いを事前に特定し、これらの要件を満足する列車制御の機能を決定する。特に、輸送量を満足するために必要となる運行面の要件を抽出することが重要である。機能を決定した後、列車の運行や保守、更新する設備などを踏まえて車上装置と地上装置に割り付ける機能を決定する。

(3) 列車検知方式の決定

無線式列車制御システムでは、車上で認識した列車位置に基づいて列車検知を行うが、車上で位置認識技術と列車検知機能の機能割り付けを検討する必要がある。

前段の(2)にて抽出した導入線区の運用上の要件や、具体的な列車制御方式の機能を考慮し、列車検知機能の車上・地上への割り付けと、必要な位置認識の精度を定めたのち、適合する位置認識技術を採用する。

(4) 伝送装置と通信回線の選定

地上一車上間の情報伝送を担う伝送装置と通信回線は、列車制御および列車検知の機能を定めた後、要件を定めて選定する。これらを選定するために必要となる要件の決定については3.3節にて後述する。

上記(1)～(4)に基づくことで、無線式列車制御システムの構成を決定できる。

3.2 列車制御システムの構成

汎用通信回線で使用される伝送装置は保安装置への適用を想定せずに開発されているため、安全に関わる機能を搭載させることができない。そのため、これまでに開発・実用化された無線式列車制御システムと同じ構成にて伝送装置のみを置き換えることができず、装置の機能の割り付けを変更する必要がある⁵⁾。

そこで、列車運行の安全に関わる機能と、情報の伝達を行う機能を明確に分離させ、それぞれの機能の依存関係を解消する列車制御システムの構成を提案する(図3)。この構成では、保安装置である地上装置と車上装置の間での電文の伝達において、情報伝達の機能に依存することなく、地上装置と車上装置の機能のみで安全やセキュリティを確保できるようにする。また、基地局や車上無線局が持つ情報伝達に関わる機能としては、地上一車上間で情報を伝達する機能のみとする。

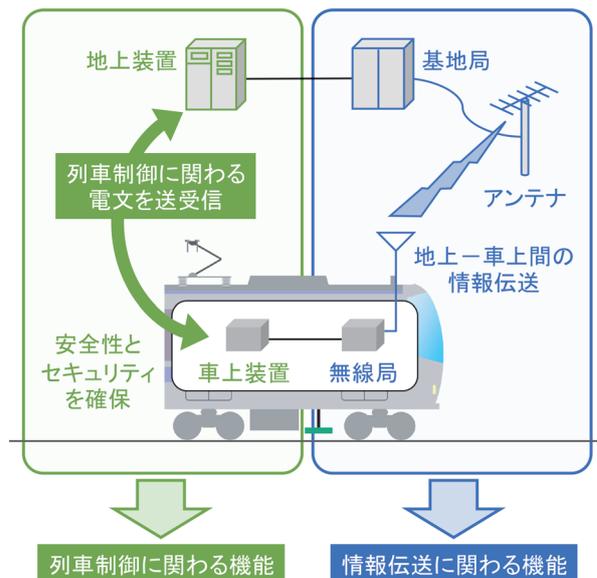


図3 保安制御と無線伝送の機能分離

なお、本報告では、以降、情報伝達の媒体や手法に依存せず、安全に列車を制御するために必要な機能を「列車制御に関わる機能」と定義する。また、指定された装置間での情報伝送を担う機能を「情報伝達に関わる機能」と定義し、それを担う伝送装置と通信回線を含めたシステムを「伝送システム」と定義する。

3.3 伝送システムに対する要件の決定

地上一車上間で、列車制御に関わる機能を満足するために必要な情報を確実に伝達できることが重要である。

列車制御を実現するうえで必要となる制御装置の要件や、線区における運用条件に基づいて、装置間で必要となる情報の情報量と伝送周期および、伝送品質(誤り率、遅延時間)を要件として定義し、満足する伝送システムを適用することが必要である。これを手順化したものを図4に示す。3.1節に示したように、列車制御システムの構成を決定した後、各装置の機能の動作に必要な情報を抽出し、その情報の入出力への要件を策定する、という手順である。なお、この方法は、IEC/TS 62773で定義された手順にも対応する。このとき、図5に示すように列車制御に関わる機能に注目して伝送システムを一般化することで、安全側制御に必要な機能の抽出と伝送システムへの要件の定義が容易になる。

4. 汎用通信回線適用時のセキュリティ対策

4.1 伝送システムにおける脅威と要件

4.1.1 サイバー攻撃

伝送システムからの脅威に対して想定されるサイバー攻撃の分類としては、なりすまし(Spoofing)、改ざん

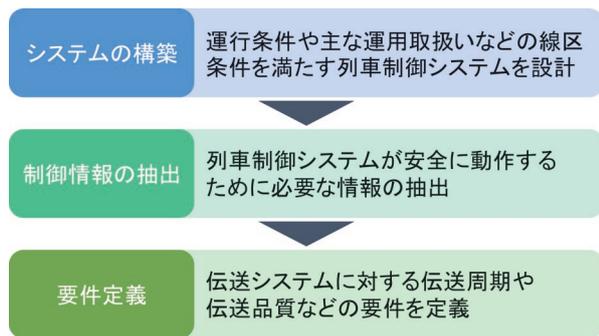


図4 伝送システムへの要件の決定手順

(Tampering), DoS (Deny of Service) 攻撃がある。
 なりすましでは、相手装置なりすましとリプレイ攻撃が想定される。相手装置なりすましについては、外部の第三者がシステム内の装置のひとつであるかのように振る舞って「なりすまし」ことである。リプレイ攻撃は、外部の第三者がシステム内の装置が送信する電文を記録しておき、異なるタイミングで過去に送信されたものと同じ電文を再送する攻撃である。

改ざんは、電文の送受信の過程に第三者が介入して情報を改ざんすることである。

DoS 攻撃は、攻撃対象の装置に対して無関係な大量の情報を送信することで、正常な動作を阻害する攻撃である。攻撃された装置は、送信された大量の電文を処理することになり、処理が遅延する可能性や、異常な動作をする可能性がある。

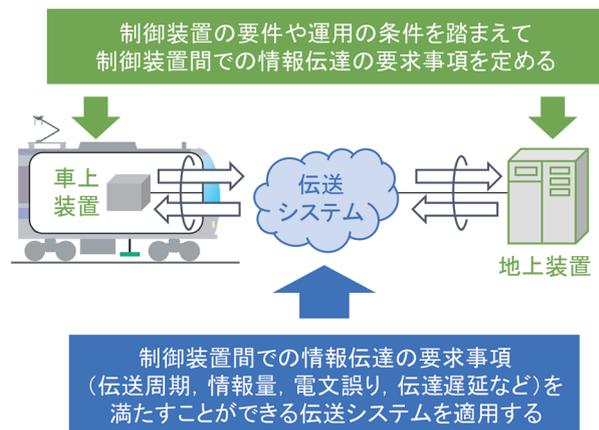


図5 伝送システムに対する要件を決定する考え方

4.1.2 伝送システムにおける脅威

安全関連伝送に関する国際規格として IEC 62280 が規格化され⁶⁾⁷⁾、伝送システムにおいて発生しうる7つの脅威（重複、挿入、順序誤り、破壊、削除、遅延、なりすまし）が定義されている。これらについて、保安装置である車上装置または地上装置の入力情報への脅威という観点で整理すると、表1に示すように、「誤った情報が入力される」「情報が途絶する」「入力情報が遅延を含む」の3つに整理できる。なお、重複、挿入、順序誤り、破壊、および、なりすましについては、いずれも保安装置への入力としては誤った情報として整理できる。

4.1.3 第三者による脅威への対策

列車制御システムの伝送システムにおける脅威として、ノイズなどの自然発生的な要因による「非意図的な誤り」と外部からの第三者による「意図的な誤り」がある。これまでの列車制御システムでは、非意図的な誤りに対して、通番やタイムスタンプ、安全符号に基づく電文の検定や伝送途絶の検知により検証している。さらに、意図的な誤りに対しては、電文の暗号化により、機密性に重点を置いた対策を実施している。これらの対策についてはIE62280でも定義されている⁷⁾が、汎用通信回線を適用する場合は、意図的な誤りに対する検証が特に重要となる。これについて、情報入力先の装置が正しい相手であることを示す「真正性 (Authenticity)」, および、情報が正確かつ最新である「完全性 (Integrity)」を検証する方法が有力である (図6)。

そこで、意図的な誤りに対する攻撃分類と安全に対する脅威およびその対策について表2に示す。

なりすましに対しては、送信装置になりすました他装置から、危険となる動作を誘発するような「誤った情報が入力される」ことが脅威となる。これに対しては、送信された電文の送信相手の真正性を検証することにより対策が可能である。

リプレイ攻撃は、電文そのものはシステム内の装置間で伝達されるものと同じであることから、リプレイ攻撃目的で送信された電文を受信した装置が、現在の状態を誤認して動作することで危険な事象となる可能性がある。この場合、「入力情報が遅延を含む」ことと、「誤った情報が入力される」ことの両方が脅威となる。改ざんについては、「誤った情報が入力される」ことが脅威と

表1 保安装置への入力における伝送システム上で発生する脅威の影響

	重複	挿入	順序誤り	破壊	削除	遅延	なりすまし
誤った情報が入力される	✓	✓	✓	✓			✓
情報が途絶する					✓		
入力情報が遅延を含む						✓	✓

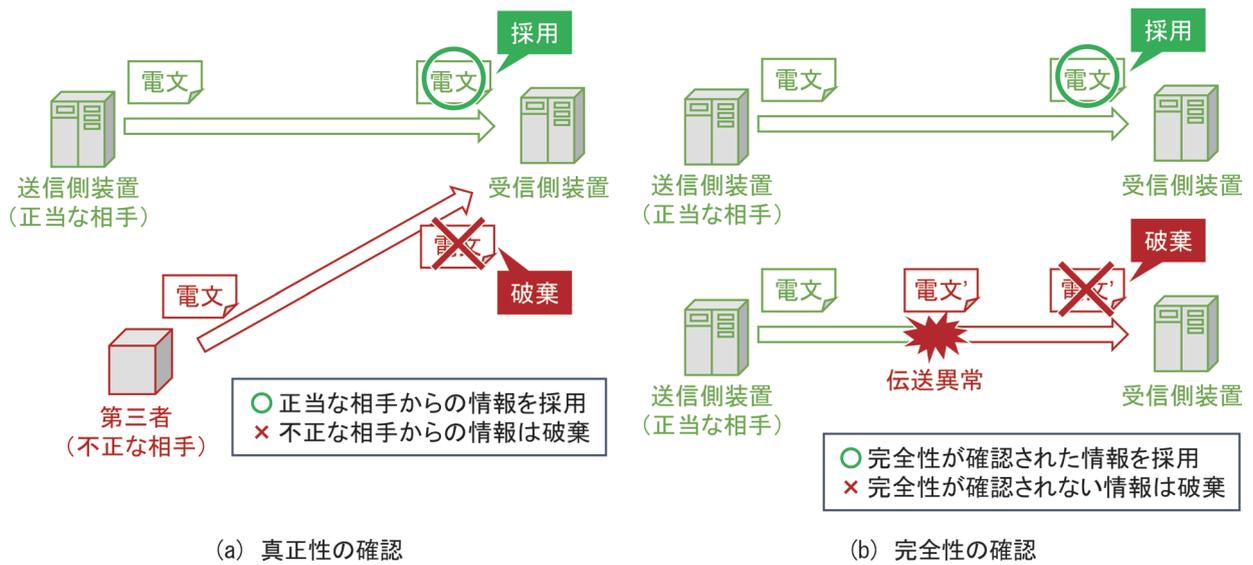


図6 相手装置の真正性と情報の完全性

表2 伝送システムにおけるサイバー攻撃手法

脅威	なりすまし		改ざん	DoS 攻撃	
	相手装置 なりすまし	リプレイ攻撃	電文の 途中改ざん	伝送遮断 (遅延)	大量電文
誤った情報が入力される	✓	(✓)	✓		✓
情報が途絶する				✓	
入力情報に遅延を含む		✓		(✓)	
検証方法	真正性	完全性			

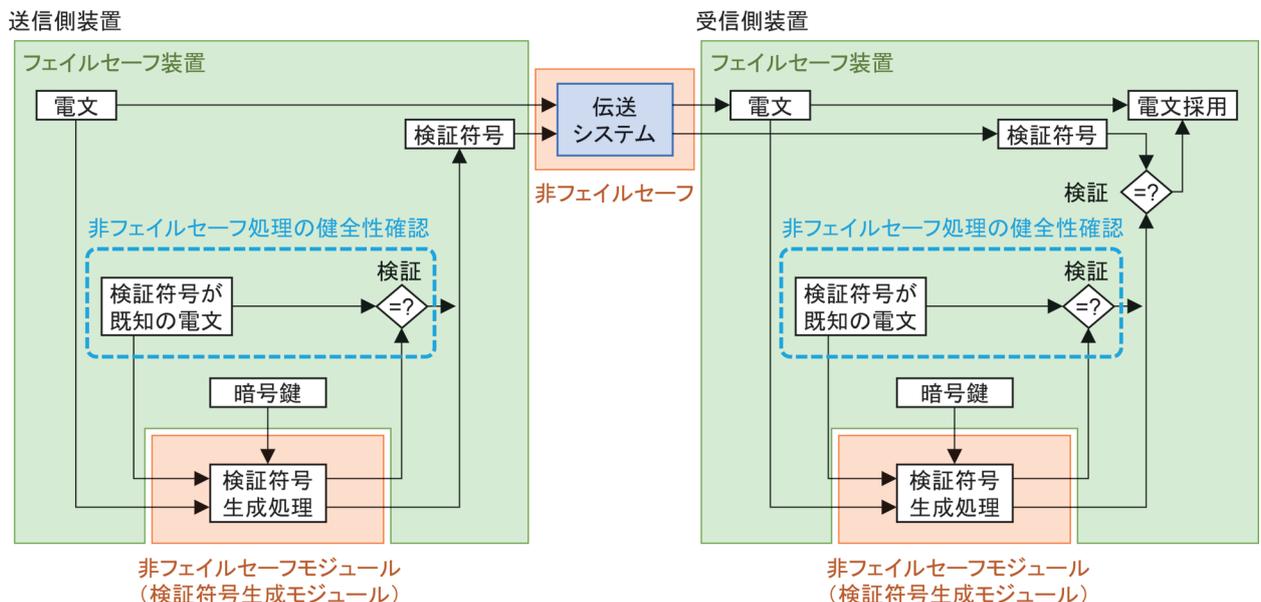


図7 メッセージ認証における処理と検証の分離構成

なる。DoS 攻撃は、大量電文に処理が膨大になる結果として、「情報が途絶する」ことや「伝送遅延が発生」することとなる。また、大量のランダムな情報が送信される場合、「誤った情報が入力される」可能性もある。リプレイ攻撃、改ざん、DoS 攻撃に対しては、送信された電文の完全性の検証により対策が可能である。

以上により、外部の第三者からの攻撃に対しては、真正性および完全性にて対策することが有効である。列車制御システムに汎用通信回線を適用する際は、保安制御機能にて表2に従った対策が実施されていることを確認して列車制御システムを設計することが重要となる。

4.2 脅威への対策を実装する手法の提案

4.2.1 メッセージ認証の適用

相手装置の真正性と情報の完全性を検証するためには、メッセージの改ざん対策であるメッセージ認証が有効である。これは、メッセージに対応した検証符号（MAC）を鍵情報より生成し、鍵情報の秘匿によって第三者によるメッセージの改ざんを検知する手法である。しかし、MACの生成処理は、処理性能に応じて解析に必要な時間が複雑であることをもって暗号の安全性が確保される「計算量的安全性」に基づくため処理負荷が高く、現在のフェイルセーフCPUで実施することは困難である。また、メッセージ認証で使用されるような暗号化技術はライフサイクルが早く、当該機能のみ交換できる構成であることが望ましい。

これに対して、非フェイルセーフで処理が高速なモジュールに暗号化技術に基づく処理を割り当てることが考えられるが、非フェイルセーフモジュールが正常に動作していない場合、改ざんを検知できず危険側となる可能性がある。

そこで、暗号化技術に基づいた電文の検証符号の生成処理を非フェイルセーフモジュールに割り当てたうえで、フェイルセーフCPUにて非フェイルセーフモジュールの完全性を検証する手法を図7のように提案する。なお、図7では、検証符号が既知の電文を使用して検証符号の生成処理の完全性を確認している。

4.2.2 提案した構成の利点と留意点

鉄道信号用の保安装置等の産業システムと、一般的な情報システムではライフサイクルが異なるが、汎用の非フェイルセーフなモジュールと組み合わせることで、情報セキュリティ技術の更新への対応が容易になる。ただ

し、汎用通信回線を用いて保安情報を伝送する場合、保安装置に搭載されたフェイルセーフなモジュールで検証する事項の分析や抽出を含め、システム全体としての安全側動作を考慮することが重要である。

5. まとめ

本報告では、公衆通信回線などの汎用通信回線を無線式列車制御システムに適用する手法について提案した。汎用通信回線を適用する場合、従来の列車制御システムと比較すると、保安装置の間の情報伝送にコントロールできない伝送装置と通信回線を介在する点が異なる。そこで、「列車制御に関わる機能」と「情報伝送に関わる機能」を機能的に独立させるシステム構成を提案した。列車制御と情報伝送の機能を切り分けて考えることで、伝送回線に依らず安全性を担保する技術の適用が可能となる。さらに、列車制御に関わる機能の観点で伝送システムから与えられる脅威と対策の要件を示すとともに、現在の技術水準でその要件を満たす構成を提案した。今後、公衆通信回線を適用した列車制御システムの実用化に向けて、仕様策定と装置の試作を行う予定である。

文献

- 1) 八木圭介, 山口智敬, 内山大輔: デジタル無線を用いた列車制御システム (ATACS) の導入について, 計測と制御, Vol.55, No.05, pp.443-447, 2016
- 2) 小川祥吾: 丸の内線へのCBTCシステム導入, JREA, Vol.59, No.8, pp.28-32, 2016
- 3) 北野隆康: 無線を用いた列車制御, RRR, Vol.73, No.4, pp.28-31, 2016
- 4) 北野隆康, 熊澤一将, 小川祥吾, 藤田浩由, 祇園昭宏: 無線を用いた列車制御におけるシステム構成プロセスに関する検討, 電気学会全国大会, 5-150, 2021
- 5) 北野隆康: 列車制御システムにおける無線通信技術の活用と展望, 信学技報, vol.119, no.244, RCS2019-186, pp.45-50, 2019
- 6) IEC 62280: 2014: Railway applications-Communication, signalling and processing systems-Safety related communication in transmission systems, 2014.
- 7) 川崎邦弘: 安全関連伝送に関する国際規格 IEC 62280, 鉄道総研報告, Vol.27, No.2, pp.41-44, 2013

列車運転時の覚醒低下防止支援のための 警報音のデザインと効果の検証

星野 慧* 鈴木 綾子* 本田 真佐浩** 原 威史**

Designing Auditory Warnings for Preventing Arousal-Level Decline during Train Operation and Examining its Effectiveness

Kei HOSHINO Ayako SUZUKI Masahiro HONDA Takeshi HARA

Train driving is characterized by late-night and early-morning shifts when operators may be prone to drowsiness. This study developed and evaluated a system aimed at maintaining and improving arousal level by presenting auditory warnings. First, auditory warnings were designed based on survey of the opinions of train operators. In our experiments, designated auditory warnings were scored and selected in terms of three conditions (“audibility,” “distinctiveness,” and “arousal function”) under train noise. The result shows that the arousal effects of the warning auditory were confirmed by presenting the designed sound during a monotonous task with the train driver environment.

キーワード：警報音，音響設計，覚醒レベル，列車運転士，走行音

1. はじめに

列車運転士の勤務は，一般的に眠気が生じやすいとされている深夜・早朝帯を含む不規則不定形な勤務であり，線区の特徴によっては，ブレーキ等の機器操作のない単調状態が続く区間もある。このため，万一居眠りや失神などの異常事態が生じて，自動的に列車を停止させる運転保安装置が開発されてきた。また，乗務中の眠気の予防について，睡眠習慣の見直しや体調管理が運転士に推奨されている¹⁾。弊所でも，眠気対策の一環として，乗務中の覚醒レベルの低下を検知して警報を提示する支援装置の開発を行っている。本報告は，このうち警報に関するものであり，導入しやすさの観点から「音」の使用を想定し，より覚醒効果の高い警報音のデザインと効果検証を行う。

2. 警報音のデザイン

2.1 警報音の目的と条件の設定

警報音をデザインする手順として，先行研究では二段階の手順を踏まえることが示されており，最初に「何を（何の目的で）」、「いつ」、「どんな音で」行うのかについて情報を整理し，次に音響パラメータを設定することが推奨されている²⁾。この手順に則り，情報を整理した。「何を」に関しては，覚醒レベルが低下し，危険な状態

であることを運転士に知らせることで，覚醒レベル低下防止を支援することとした。「いつ」に関しては，列車運転時に覚醒レベル低下を検知した時とした。「どんな音で」については，列車走行時の運転席で背景騒音となる走行音のある環境下でも警報音が聞き取れる「知覚性（聞き取りやすさ）」，運転室内で使用されている他の報知音・警報音と聞き分けられる「識別性（他の音との聞き分けやすさ）」，覚醒レベルを向上させるという「機能性」を持つ音とした。この機能性については，主観的に「目が覚めた」と感じることに加えて，客観的に生体反応として捉えられることが挙げられる。以上のような，「知覚性・識別性・機能性」を警報音の条件として，警報音のデザインを行った。

2.2 警報音に関する現場のニーズ調査

運転士の警報音に対する要望や意見等を明らかにするためにヒアリング，アンケート調査を実施した。

2.2.1 指導運転士へのヒアリング

警報音に関する要望や意見を収集し，さらにアンケート調査の具体的な項目を作成するため，指導員らへのヒアリングを行った。ヒアリングは，指導運転士7名，運転士に関わる業務の管理者9名の合計16名を対象とした。「覚醒レベル低下防止支援のための警報音はどのようなものが良いか」という項目に対して，「トンネル走行音に紛れ込まない音（知覚性）」，「列車内で聞かない音（識別性）」という回答が示された。また，「機能性」に関する警報音の内容については「不快な音，単調ではない音，緊急感を抱く音」という回答が認められた。

* 人間科学研究部 人間工学研究室

** 日本貨物鉄道株式会社

2.2.2 列車運転士へのアンケート

ヒアリング結果に関する回答結果から、「不快な音、単調ではない音、緊急感を抱く音」の具体例として、表1の音をあげ、「警報音の内容はどのようなものが良いか」を一つ回答するように求めた。長大トンネルを含む区間を担当する全運転士117名を対象として、アンケート調査を実施した結果を表1に示す。表1の項目は、列車運転の業務時の音と混同しないものを項目として選定したが、業務中に聞き慣れている音との比較のために「ブザーのような音」を代表的な音として項目に追加した。その結果、「ブザーのような音」は最も多い回答であったが、選定した項目についての回答も多い傾向が確認された。

2.3 警報音デザイン

表1にあげた音のうち、「ブザーのような音」は、識別性の観点から、これを除外し、その他の音を「音程の変化」で表2のような3つの型に分類した。一つ目は「目覚まし時計」と「家電製品の電子音」のような高音で、音色はベル音や電子音、テンポは高速という特徴の、音階の変動が少ない音で「型1」とした。二つ目は、「緊急地震速報³⁾」のチャイム音のように、特定の音階の組み合わせや音程の上昇で警告感を抱かせる音で「型2」とした。三つ目は、「緊急車両のサイレン音」のように、不協和音を用いたスweepの上行・下行の音程変化による警告感のある音で「型3」とした。これらの各型の音の特徴を「周波数・テンポ・音色」の音響パラメータについて表2のようにまとめた。3つの型それぞれについて、以下のように「知覚性・識別性・機能性」を配慮して、基本音（音1、11、14）を作成した。

最初に「識別性」について、表2に斜体で示した音響パラメータの調整により、既存の音と異なるようにした。次に「知覚性」は走行音にマスクングされない音として1000Hz以上の音を含む⁴⁾こと、ISO7731では警報音の基本周波数は500Hz～2500Hzが推奨されている⁵⁾こと、広い周波数帯域を含むことで年齢による聴力低下にも対応する⁶⁾ことを考慮した。「機能性」については、高速なテンポと音色の調整に加えて、図1に示すような周波数に関連する「音階」と「付加音」の設定を行った。「音階」は、半音高い、または低い音が連続する半音階を利用することで、緊急性を高めるとされる「トリル」³⁾や警報音に多く用いられる「スweep」に類似した周波数が変化する音⁵⁾⁶⁾をデザインした。「付加音」は「知覚性」の観点で広周波数帯域を含める点や、和音の特定の音程差により警報感を強めて⁷⁾⁸⁾「機能性」を高めるように設定した。

基本音の音響パラメータを変化させた12音を追加し、合計15音をSinger Song Writer Lite 9.5（株式会社

表1 運転士が良いと評価した音

項目	回答数	%
ブザーのような音	29	25
目覚まし時計のようなジリジリ音	27	23
家電製品の電子音のような「ピーッピーッ」、「ビビビビ」などの音	23	19
携帯電話の緊急地震速報のような音	16	14
パトカーや救急車、消防車のサイレンのような音	7	6
生理的に嫌だと感じる音	9	8
その他	6	5
計	117	100

表2 各型の音響パラメータの特徴[†]

型	周波数	テンポ	音色
型1	高音、音階変動が少ない、単音	高速	ベル音・電子音
型2	高音、特定の5音が上行する音階、増4度やデンジョンノートを含む	高速	ピアノ音
型3	中音、スweep部分と持続音が混在、不協和音	高速	サイレン音

†: 識別性に最も関係する要素を下線で示す。

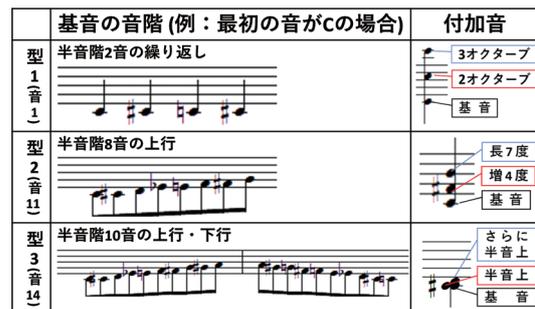


図1 各型の周波数に関する設定例

表3 デザイン音の音響パラメータ設定

型 ^{†1}	番号	音階と周波数 (Hz) ^{†2}		付加音 ^{†3}	1音長 (0.1秒)	音色 ^{†4}
		最低音	最高音			
型1	音1	C#6 (1109)	D8 (4684)	オク	5	ピ
	音2	C#3 (139)	D5 (587)	オク	5	ピ
	音3	C3 (131)	C#5 (554)	オク	10→5	ト
	音4	C3 (131)	C#5 (554)	オク	10→5	グ
	音5 ⁵⁾	C#4 (277)	C#6 (1109)	オク	10	シ
	音6 ⁵⁾	C4 (262)	B4 (494)	増4	7.5	ト
	音7 ⁵⁾	C4 (262)	B4 (494)	増4	7.5	グ
	音8 ⁵⁾	C4 (262)	B4 (494)	増4	7.5	シ
	音9	C7 (2093)	B7 (3951)	不協	10	ト
	音10	C5 (523)	B5 (988)	不協	10	ト
型2	音11	C6 (1047)	F#7 (2960)	増4	10	バ
	音12	C#4 (277)	G5 (784)	増4	10	バ
	音13 ⁵⁾	C#3 (139)	B4 (494)	増4	15	シ
型3	音14	G6 (1568)	F#7 (2960)	不協	3.75	バ
	音15 ⁵⁾	C3 (131)	D#4 (311)	不協	10	バ

†1: 型の分類は、図1を基本とし、音1・音11・音14は太字で示した。
 †2: 周波数は音に含まれる最低音（1番目の音の基音）と最高音（付加音の最も高い音）について、括弧内に周波数を記載した。
 †3: 付加音の表記は、各型の半音階を基音として、図1に示した2音の音程を全てに付加した。音1で設定した2音のオクターブを「オク」、音11で設定した増4度と長7度を「増4」、音14で設定した半音2音の不協和音を「不協」と記載した。
 †4: 音色の表記は、ピ:ピアノ、ト:トランペット、グ:グロックンシュピール、シ:シンセベース1、バ:バイオリン、とした。
 †5: 基本の型との比較のために細部を変更した型を用いた。

インターネット)を用いてデザインした。表3に15音で設定した各音響パラメータの詳細を示す。音の持続時間は全て4.8秒とし、音のラウドネスをAdobe Audition(アドビ株式会社)を用いて統一した。

3. 警報音の評価実験

3.1 予備実験による印象評価と警報音の選択

表3の15音について、警報音の3条件「知覚性・識別性・機能性」に関する印象評価を行った。7段階で尋ね(1:全くあてはまらない~7:非常にあてはまる)、4(どちらでもない)以上の評価で各条件を満たすものとした。

一般の成人28名が実験に参加し、年齢は26歳~52歳(平均年齢37.0歳、標準偏差7.23歳)であった。PCでランダム順に再生した音をヘッドフォンで聴き、10項目について回答した。

各音の評価点の平均値を図2に示す。基本音(音1, 11, 14)についてみると、図2の上図から、「知覚性・機能性」の評価点は全て5(どちらかといえば当てはまる)以上の評価となり条件を満たすことが確認された。「識別性」に関しては音11, 音14は条件を満たすことが確認できたが、音1は評価点4(どちらでもない)未満となり条件を満たさなかった。よって、音響パラメータ設定は音11と音14では妥当であったことが確認できた。

これらの評価結果をふまえ、次の実験(列車走行音下での警報音の比較実験)で用いる音を選択した。「識別性」は、予備実験では日常生活で耳にする音に関する評価であることから、特に運転室内の「識別性」が低い音を除くため列車運転士経験のある管理職者1名へのヒアリングを行い、4音(音1, 音5, 音9, 音10)を除外した。残った11音のうち、「機能性」の評価点の高かった上位4音の「音7, 音11, 音12, 音14」と、音7, 音14を改善した音8, 音15, を加えた6音を走行音下での評価対象とした。さらに、比較の基準としてピアノ音(C5の高さで1.2秒を4音)を「フィルター音」として用いた。

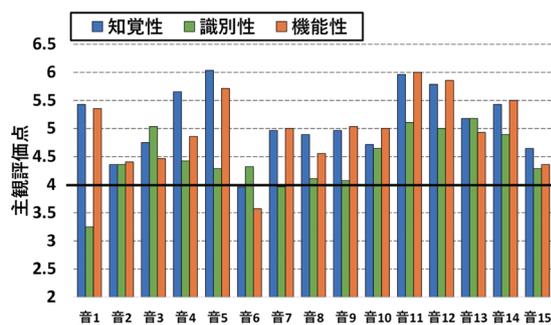


図2 印象評価の結果

3.2 実験1(列車走行音下での警報音の比較)

列車の運転室内では列車走行音が背景騒音となることから、走行音が同時に提示されている状態でデザインした各音を比較し、3条件「知覚性・識別性・機能性」が最も高い音を選定するため、一対比較の実験を実施した。

3.2.1 走行音と警報音の音圧と周波数分布

本実験では代表的な走行音として、トンネル外のポイント通過時の走行音(以下、走行音と表記する)を用いた。走行音と警報音の提示音圧は75dB(L_{Aeq})とした。騒音測定は、精密騒音計(RION-NL52)により、参加者の右耳位置となるように高さ1.2メートルで三脚を利用して測定した。騒音計の設定は周波数重み付特性A, 時間重み付け特性Fで、等価騒音レベルの音圧計測を行った。走行音・選択した警報音を75dB(L_{Aeq})で提示した際の1/3オクターブ分析の結果を図3に示す。

3.2.2 実験参加者と実験環境

実験は、一般の成人27名が参加し、年齢は26歳~56歳(平均年齢37.0歳、標準偏差7.63歳)であった。実験参加者は机上の1メートル間隔で左右に置かれたスピーカー(ワイヤレスパワードスピーカーシステムWS-X66A Panasonic)から、1メートル離れた椅子に座った。実験室の背景騒音は約42dB(L_{Aeq})であった。

3.2.3 実験手順

実験参加に関する説明と同意書の記入後に、サーストンの一対比較法により全ての音の比較を行った。走行音を背景騒音とし、選択した警報音6音とフィルター音の計7音から2音ずつランダムな組み合わせで合計21パターンを提示した。背景騒音の走行音を提示してから約5秒後に、比較する2音の警報音のうち一音目を提示し、約4秒間の間隔を空けて二音目を提示した。聞き逃しがあった場合のみ繰り返しの提示を行った。実験参加者は2音の提示後に、「知覚性・識別性・機能性」の3項目について、2つの音のうち評価の高い方をそれぞれ選択するよう求められ、調査用紙に回答を記入した。

3.2.4 一対比較の結果と考察

3項目のサーストンの一対比較の結果を図4に示す。今

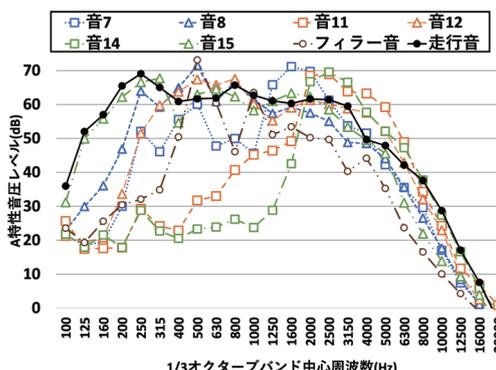


図3 走行音と各警報音の1/3オクターブ分析

回の一般的な走行音の下では、「知覚性・識別性・機能性」の3条件全てについて音11が最も高評価となったことから、音11を選定音とした。先行研究では走行音下で聞き取りやすい音は2000Hz～4000Hz帯域を含む音である可能性が示唆されており⁹⁾、図3の周波数解析によるとこれらの周波数帯域の成分が音11では大きいことから、「知覚性」や「機能性」の評価に影響した可能性があると考えられる。

3.3 実験2〈覚醒レベル低下時の機能性評価〉

列車走行音の背景騒音下において、覚醒レベルが低下した参加者を対象に、警報音の「機能性」を検証する。

3.3.1 使用する警報音と走行音について

選定音の「音11」を、以下「警報音」と表現する。背景騒音とする走行音は、単調状態が続きやすいとされる列車運転時の環境を模擬するため、トンネル区間で測定した走行音（以下、トンネル走行音と表記する）を用いた。提示音圧は、実験1と同様に、警報音・走行音ともに75dB (L_{Aeq})とした。

3.3.2 実験参加者

一般の成人29名が実験に参加し、年齢は20歳～57歳（平均年齢38.2歳、標準偏差10.8歳）であった。全参加者は普通自動車運転免許を保持し、視力・聴力及び健康状態に問題がないことを参加の条件とした。また、前日の睡眠時間は通常よりも2時間短縮することを条件としたが、4時間を下回る場合は4時間の睡眠時間を確保するものとした。これらの条件については、参加者の自己申告により実験前に確認した。

3.3.3 実験環境

列車運転時の状況を模擬するため、実験は列車の運転シミュレータで実施した。覚醒レベルが低下する深夜走行時の室内環境を模擬するため、実験室を消灯した。シミュレータのモニターには単調作業課題が表示され、シミュレータ台上に置かれたキーボードでボタン操作を行う。単調作業課題中は、参加者の前方1メートルの床上の中心から左右に75センチメートル離れた位置に置かれた2つのスピーカーよりトンネル走行音を75dB (L_{Aeq})で提示した。休憩

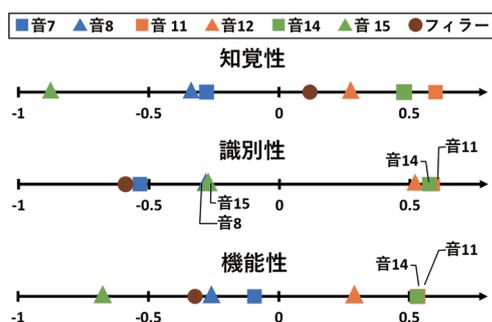


図4 一対比較の結果[†]

†: フィラー音は比較の基準とするピアノ音 (C5・1.2秒の4音)

時間と調査用紙回答時にもトンネル走行音を65dB (L_{Aeq})で提示し、列車走行音が途切れないようにした。警報音は、前方1メートルの床上に置かれたスピーカーから提示した。実験室の背景騒音は約42dB (L_{Aeq})であった。

3.3.4 実験手順

実験参加に関する説明と同意書の記入を行った後、心拍計を装着し、運転シミュレータに着座するよう指示した。実験課題についてのキーボード操作の説明後に、数回練習を行い、図5のように5～6セッションの課題を実施した。実験時間は実験説明から計測機器の取り外しを含めて全体で120分間であった。1セッションは、12分間の単調作業課題と、その後の調査用紙への回答、水分補給のための約2分間の休憩時間という構成であった。

単調作業課題は、図6に示すようにモニター上に複数の「○」記号で構成された円が表示され、円弧の一部が途切れた「Cマーク」のランドルト環が含まれている場合は手元のキーボード上の×ボタンを、含まれていない場合は○ボタンをできるだけ早く正確に押すというものであった。1試行ごとに提示される「○」記号の数はランダムに変化する。

警報音は、全セッションのうち1セッション以上の間を空けた計2セッションの中で一回ずつ、1人当たり合計2回提示した。

3.3.5 測定項目

機能性の検証を目的として、以下の4項目を測定した。

- ① 眠気評定値（他覚的指標）：課題中の顔画像を記録し、警報音提示の前後1分を、5秒間隔で北島らの顔表情評定基準（1：全く眠くなさそう、2：やや眠そう、3：眠そう、4：かなり眠そう、5：非常に眠そう）¹⁰⁾を評定した値の平均値
- ② 課題反応時間（パフォーマンス指標）：単調作業課題のキーボードのボタン操作の時間の警報音提示前後30秒の平均反応時間
- ③ 心拍数（生理指標）：警報音の提示前後10秒のRRI（心拍間隔）から算出した瞬時心拍数
- ④ 警報評価（主観的指標）：警報音が鳴動したセッションの休憩時間に回答する、警報音提示による主観的

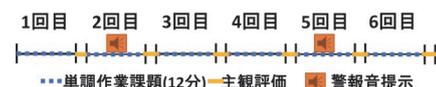


図5 実験の流れの例

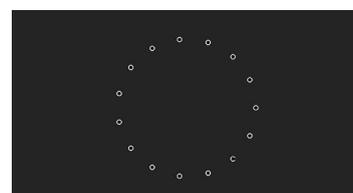


図6 単調作業課題のモニター画面の例

な覚醒効果の9段階の評価値

3.3.6 データ分析について

表4のように、警報音の提示時の眠気評価値に基づいて、覚醒低下の大きさの程度で計測データを3群に分け、警報音提示による覚醒低下防止の効果を確認する。3群は、眠気評価値1と2を覚醒低下[小]、評価値3を覚醒低下[中]、評価値4と5を覚醒低下[大]とした。また、①・②・④の指標では参加者全29名につき警報音の提示が2回のため全58データであった。③の心拍数は、ノイズの混入や測定機器の不具合等がなかった18名において、警報音の提示2回分の全36データであった。

3.3.7 実験結果と考察

(1) ①眠気評価値及び②課題反応時間について

警報を提示した前後1分間の眠気評価値の群ごとの変化を図7に示す。警報音を提示した前後30秒の単調作業課題の反応時間の群ごとの変化を図8に示す。眠気評価値及び課題反応時間について、中央値の比較をウィルコクソン符号付検定で行ったところ、覚醒低下[大]において、警報提示後は提示前に比べ眠気評価値及び課題反応時間が有意に減少した ($p < 0.05$)。以上から、他覚的な眠気評価及びパフォーマンスの観点からは「覚醒低下の度合いが大きい(眠気が強い)」ときの警報音の提示が効果的であることが示唆された。

(2) ③心拍数及び④警報評価について

警報音の提示前・後10秒と提示後1分の平均心拍数を図9に示す。時間変化を被験者内要因、覚醒低下の程度を被験者間要因とする二元配置分散分析を実施した結果、警報提示前後の時間変化について有意な主効果を認めた ($F(2,66) = 13.77, p < 0.001$)。多重比較の結果、警報提示後10秒は提示前10秒に比べて平均心拍数が有意に減少した ($p < 0.001$)。また、警報提示後10秒は警報提示後1分に比べて有意に平均心拍数が減少した ($p < 0.05$)。さらに、警報提示後1分は警報提示前10秒に比べて平均心拍数が有意に減少した ($p < 0.05$)。覚醒低下の大きさの主効果と交互作用には有意な差がみられなかった。また、警報提示の効果の主観評価の回答漏れを除いた結果を表5に示す。警報音の効果について、選択肢1から6までの警報音の効果を回答した割合が9割以上であった。ここで、一般的に心拍数の低下状態は副交感神経が優位な状態でリラックス時や覚醒レベルの低下時にみられるとされているが、新規の刺激に対して意識を向けている状態の場合にも、心拍数が一時的に低下することが知られており、この反応は「定位反応」と呼ばれ、注意や集中している状態と関係があると考えられている¹¹⁾。警報音の主観評価の結果で、警報の効果を感じている人の割合が高いことを考慮すると、警報提示による心拍数低下は、「定位反応」を反映している可能性があると考えられる。よって、デザイン

表4 覚醒低下の大きさの程度による群分け[†]

群	眠気評価値	警報1回目(個)	警報2回目(個)	合計(個)	群別(個)
[小]	1	3 (2)	1 (1)	4 (3)	22 (17)
	2	12 (8)	6 (6)	18 (14)	
[中]	3	5 (2)	10 (6)	15 (8)	15 (8)
[大]	4	5 (2)	6 (2)	11 (4)	21 (11)
	5	4 (4)	6 (3)	10 (7)	
合計		29 (18)	29 (18)	58 (36)	58 (36)

†: 括弧内は③心拍数の取得データ数を記載した。

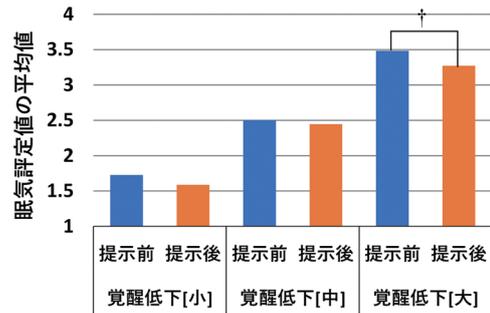


図7 警報提示前後1分間の眠気評価値の平均

†: 統計分析の結果、覚醒低下[大]では、警報音提示の前後で眠気評価値が有意に低下した ($p < 0.05$)。

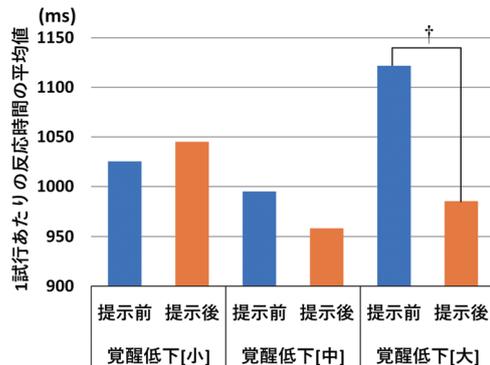


図8 警報提示前後30秒の課題反応時間の変化

†: 統計分析の結果、覚醒低下[大]では、警報音提示の前後で課題反応時間が有意に減少した ($p < 0.05$)。

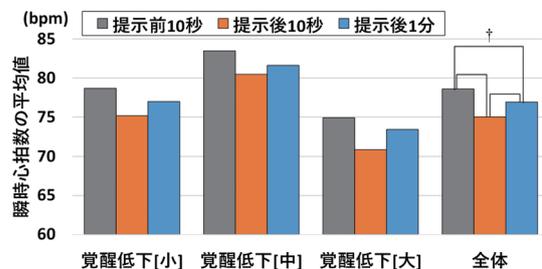


図9 警報提示前後の群ごとの平均心拍数

†: 統計分析の結果、警報音の提示後10秒は、提示前10秒 ($p < 0.001$) と提示後1分 ($p < 0.05$) に比べて瞬間心拍数の平均値が有意に低下した。提示後1分は、提示前10秒に比べて有意に平均値が低下した ($p < 0.05$)。

表5 警報効果の主観評価の結果

項目(覚醒効果の段階)	[小] (人)	[中] (人)	[大] (人)	合計 (人)	%
1. とも目が覚めた	1	1	2	4	7
2. 1と3の中間	1	1	5	7	13
3. 目が覚めた	8	4	2	14	26
4. 3と5の中間	1	1	0	2	4
5. やや目が覚めた	8	6	7	21	39
6. 5と7の中間	1	1	2	4	7
7. 聞こえたが目が覚めなかった	1	0	1	2	4
8. 7と9の中間	0	0	0	0	0
9. 全く気が付かなかった	0	0	0	0	0
合計	21	14	19	54	100
平均値	4.00	3.93	3.79	3.91	

した警報音が適度な注意喚起を促す音刺激として機能していることが示唆された。

4. 列車運転士による評価

4.1 印象評価について

列車運転士を対象として警報音の印象評価を行った。印象評価に用いた音は、運転士の協力が得られる所要時間を考慮し、実験1で使用した7音から、音7、音8、音11、音15、フィラー音の5音を選択した。また、実験1で用いた走行音を背景騒音として68dB (L_{Aeq})で提示し、各警報音を75dB (L_{Aeq})で提示した際の測定音を音源ファイルとして用いた。印象評価時には聞き取りやすい一定の音量でPCから提示した。評価項目は予備実験(3.1節)と同一である。

印象評価には、21歳~62歳の現役運転士99名(平均年齢39.3歳、標準偏差8.72歳)が参加した。その結果、図10に示すように、音11では「知覚性・識別性・機能性」の評価値は全て5(どちらかといえば当てはまる)を超え、5音の中で最も高い評価値となった。よって、一般参加者の評価結果と列車運転士の評価の高い音が一致する傾向が確認できた。

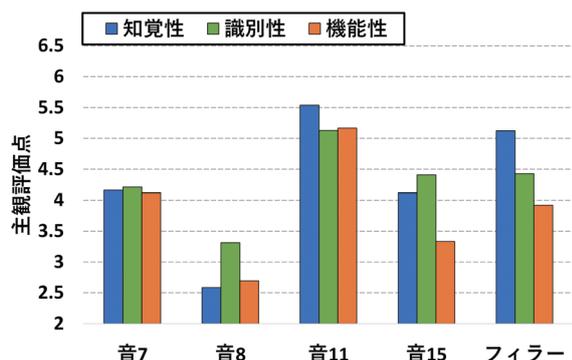


図10 運転士の印象評価結果

4.2 現車試験での警報音提示について

実際の走行列車において覚醒レベルが低下した際に警報音を指導運転士1名と現役運転士2名に提示する現車試験を行い、警報音の実用性を検証した。

警報音は音11とし、運転室の助手席の下に設置したスピーカー(MSP3 Powered Monitor Speaker YAMAHA)から運転士の右耳位置で75dB (L_{Aeq})の音圧で提示した。

指導運転士は進行方向と逆向きの運転席に着座し、警報音鳴動の直後に警報の効果の評価した。実験2(3.3節)で用いた表5の項目で評価を行った結果、「2([1. とも目が覚めた]と[3. 目が覚めた]の中間)」の回答が得られた。現役運転士に対しては、運転席で列車の運転中に警報音を提示し、警報の効果は乗務終了後に評価した。業務時間を考慮し、簡略化した6段階評価(1: とも目が覚めた~6: 全く目が覚めなかった)を用いた結果、2名の現役運転士からは評価点「1(とも目が覚めた)」と「3(やや目が覚めた)」の回答が得られた。

5. まとめ

本研究では「列車運転時の覚醒レベル低下防止支援」となる警報音をデザインし、「知覚性・識別性・機能性」を満たすことを確認した。また、現車試験で列車走行中に提示した警報音の覚醒レベルの低下防止の効果が確認されたことから、警報音の実用性の高さが確認された。一方で、警報音提示のタイミングや警報音提示後に列車運転士が取るべき対応については、引き続き、鉄道事業者と協力して検討していく必要がある。(本稿は文献12を基に、内容を加筆・修正した。)

文献

- 1) 西日本旅客鉄道株式会社 安全研究所: 運転士のための眠気防止ガイドライン, pp.8-9, 2009
- 2) 和氣早苗, 上窪真一, 福住伸一, 旭敏之, 広明敏彦: 音響インタフェース設計手法“報知音多次元設計手法”確立への一考察, 電子情報通信学会論文誌 D- II, Vol. J82-D- II, No.10, pp.1721-1728, 1999
- 3) 筒井信介: ゴジラ音楽と緊急地震速報, ヤマハミュージックメディア出版, pp.116-154, 2012
- 4) 市東邦生, 遠藤博哉: 地下鉄の車内騒音, 騒音制御, Vol.7, No.5, pp.261-266, 1983
- 5) International Organization for Standardization “ISO 7731: 2003 (E) Ergonomics- Danger signals for public and work areas – Auditory danger signals”, 2003.
- 6) 桑野園子: 警告信号音の心理的評価, 騒音制御, Vol.25, No.1, pp.3-7, 2001
- 7) 藤田愛子: 継時的に鳴る2音の音高変化がサイン音の機能

- イメージに及ぼす影響, 日本音楽知覚認知学会平成18年度秋季研究発表会資料, pp.89-94, 2006
- 8) 早田雄人, 田中みなみ: 音程変化に着目した危険伝達のための警報音の研究, 日本デザイン学会(第67回春季研究発表大会)研究発表大会概要集, 2020
- 9) 橋本仁成, 和田一成: 音声の周波数スペクトルと聞き取りやすさの評価, 人間工学, Vol.57, No.Supplement, pp.2E1-1, 2021
- 10) 北島洋樹, 沼田伸穂, 山本恵一, 五井美博: 自動車運転時の眠気の予測手法についての研究: 第1報, 眠気表情の評価法と眠気変動の予測に有効な指標について, 日本機械学会論文集(C編), Vol.63, No.613, pp.93-100, 1997
- 11) 大須賀美恵子: 自律神経指標を用いたドライバの状態推定, 自動車技術, Vol.64, No.10, pp.24-29, 2010
- 12) 星野慧, 鈴木綾子, 本田真佐浩, 原威史: 列車運転時の覚醒レベル低下防止の警報音デザイン及び警報音の効果と実用性の検証, ヒューマンインタフェース学会論文誌, Vol.24, No.4, pp.215-230, 2022

鉄道総研報告 監修スタッフ

■監修責任者

芦谷公稔

■編集責任者

谷村幸裕

■企画・監修

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

鉄道総研報告 第37巻 第3号

2023年3月1日 発行

監修・発行所：公益財団法人 鉄道総合技術研究所

〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38

©2023 Railway Technical Research Institute

本誌に関するお問い合わせ先
総務部広報 電話 042-573-7219

RTRI REPORT

Vol. 37 No. 3

Mar. 2023

PAPERS

- Evaluation Method for Seismic Active Earth Pressure Acting on Back of Retaining Wall with Cohesive Backfill
.....T.OZAKI, S.NAKAJIMA, T.SANAGAWA (1)
- Recovery Mechanism on the Lateral Resistance of Ballasted Track by Stabilization Work
.....T.NAKAMURA, M.TAKAURA, T.KAGEYAMA, Y.HAYAKAWA (9)
- Numerical Analysis Method for Corrosion of Segment Joint of Shield Tunnel Caused by Chloride Attack
.....K.KINOSHITA, T.USHIDA (17)
- Methods for Applying Public Communication Network to Communication-Based Train Control Systems
.....T.KITANO, A.GION (23)
- Designing Auditory Warnings for Preventing Arousal-Level Decline during Train Operation and Examining its Effectiveness
.....K.HOSHINO, A.SUZUKI, M.HONDA, T.HARA (29)

