

鉄道総研報告

第38巻 第12号

2024年12月

論文

- 施設** 既設 PC まくらぎに適用可能な無螺締板ばね式レール締結装置の開発
..... 山岡大樹, 弟子丸将, 玉川新悟 (1)
- 施設** 凍害を受けた軌道スラブの補修方法
..... 高橋貴蔵, 北条優, 高橋成汰 (7)
- 施設** 変圧法を用いた低圧縮量レールガス圧接工法の開発
..... 伊藤太初, 小納谷優希 (15)
- 施設** 鉄道橋りょう・高架橋の耐震設計に用いる所要降伏震度スペクトルの実用的な設定方法
..... 坂井公俊 (21)

既設 PC まくらぎに適用可能な 無螺締板ばね式レール締結装置の開発

山岡 大樹* 弟子丸 将** 玉川 新悟*

Development of Unloosening Rail Fastening System with Leaf Spring Clip
and Existing Concrete Sleeper

Daiki YAMAOKA Tadashi DESHIMARU Shingo TAMAGAWA

Rail fastening systems using leaf spring clips and bolts are widely used in Japan. This rail fastening system requires regular maintenance to prevent the bolts from loosening. Some railway companies are replacing rail fastening systems using leaf spring clips with boltless rail fastening system using round bar clips in order to eliminate the need for re-tightening of bolts. This replacement involves replacing existing concrete sleepers with dedicated sleepers for round bar clips. Therefore, some railway companies find it difficult to introduce boltless rail fastening systems using round bar spring clips due to construction costs and labor. In response to this problem, we have developed unloosening rail fastening systems using leaf spring clips and existing concrete sleepers.

キーワード：板ばね，既設 PC まくらぎ，無螺締，レール締結装置，締結座金，締結工具

1. はじめに

現在国内で使用されているレール締結装置は，締結ばねを，ボルトやナットの回転によりたわませてレールを押さえつける「螺締式」と呼ばれる方式が主流である。国内で導入されている螺締式レール締結装置では，一般的に板状のばね鋼を加工した板ばねが使用されている。図1に螺締式レール締結装置の一例として，国内において汎用的な5N形レール締結装置（3号PCまくらぎ用・在来線50kgNレール用）を示す。螺締式レール締結装置は，レールを押さえつける力（以下，レール押さえ力）を維持するために，ボルトの緩みを定期的に管理し，緩みが確認された場合には締結トルク等の指標に基づいた締め直しを行う必要がある。

これに対して，ボルトやナットの締め直しが不要なレール押さえ方式を「無螺締式」という。図2に無螺締式レール締結装置の一例として，国内で普及しているe2009クリップを示す。本レール締結装置は線状のばね鋼を加工した線ばねを使用したものであり，あらかじめPCまくらぎに埋め込まれたショルダーに，専用工具で線ばねを差し込むことで，所定のレール押さえ力が発現される。そのため，板ばねを用いた螺締式レール締結装置を，線ばねを用いた無螺締式レール締結装置に置き換えることで，ボルトの締め直し作業を省力化することができる。

しかしこの置き換えの際には，既設のPCまくらぎを，線ばねに対応したPCまくらぎに取り換える作業が必要であり，工事の労力と設備投資費の面で線ばねを用いた無螺締式レール締結装置の導入が困難な鉄道事業者がある。

そこで既設のPCまくらぎを撤去せずにその構造を活

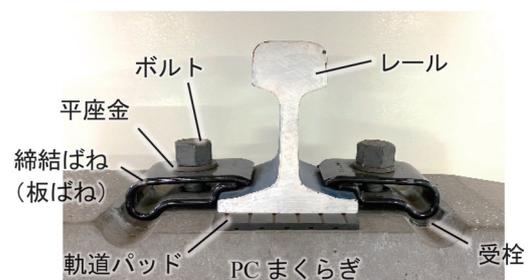


図1 螺締式レール締結装置の一例
(5N形レール締結装置)

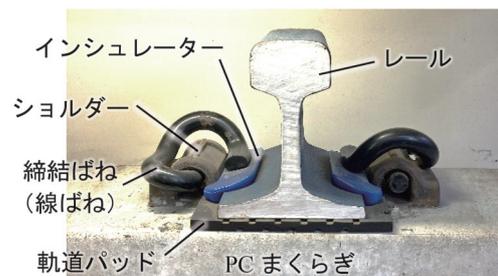


図2 無螺締式レール締結装置の一例
(e2009クリップ)

* 軌道技術研究部 軌道構造研究室

** 軌道技術研究部 レールメンテナンス研究室

用できる、板ばねを用いた無螺締式レール締結装置（以下、無螺締板ばね式レール締結装置）を開発した^{1) 2)}。

2. 無螺締板ばね式レール締結装置の構造検討

2.1 適用対象と要求仕様

無螺締板ばね式レール締結装置の適用対象として、前述の5N形レール締結装置を選定した。

無螺締板ばね式レール締結装置の構造検討にあたり、以下の要求仕様を設定した。

- ・既設のPCまくらぎの構造を活用できること
- ・既設のPCまくらぎへの設置が容易であること
- ・レールを締結後、部材の緩みを生じないこと

2.2 構造案の検討

部材点数や製作の容易さ、部材強度の観点から踏まえ、図3に示す構造を考案した。構成部材は、板ばね・ボルト・締結座金の3点である。本構造案は、あらかじめPCまくらぎの埋込栓にボルトを接着剤で固定したうえで板ばねをまくらぎ座面の受栓に設置し、ボルトと板ばねの間に締結座金を差し込むことで、板ばねの上ばね部が下ばね部に押しつけられ、レールが締結されることを期待したものである。

2.3 構成部材の試作

2.2節で考案した無螺締板ばね式レール締結装置の構造案を踏まえて、構成部材である板ばね・ボルト・締結座金を試作した。図4に試作した構成部材の外観を示す。

板ばねについては、5N形レール締結装置の板ばねと断面形状は同一とした。ただし、ボルトを埋込栓に固定した後に板ばねを脱着できるように、板ばねの円孔部はボルト頭部が通過できる大きさとした。また、板ばねのたわみ時に上ばね部と下ばね部が接触するより先に、上ばね先端がレールに接触し、ボルトと板ばねの隙間が想定よりも小さくなる場合もあることが懸念された。そこで、上ばね部先端に曲げ加工部を設けず、レール締結過程で上ばねと下ばねが先端で必ず接触する形状とした。

締結座金については、ボルト幹部を囲う形で、ボルトと板ばねの間に差し込むことができるようにコの字型構造とした。また、締結座金の上面は、ボルト首下部と嵌合する形状がより有効であると考えられるものの、ここでは試験的に平滑形状とした。

ボルトについては、ボルト首下からまくらぎ座面までの距離が一定になるように、ボルト幹部に異なる径のフランジ部を設定して、フランジ部より上部はボルトが挿入されない構造とした。なお、ボルト首下からフランジ部までの距離は標準寸法で51mmとし、加工時の許容寸法誤差は $\pm 0.5\text{mm}$ とした。また、締結座金の上面と

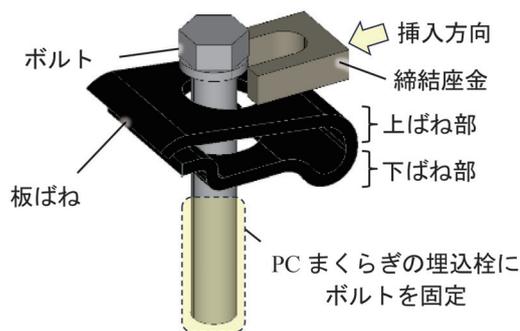
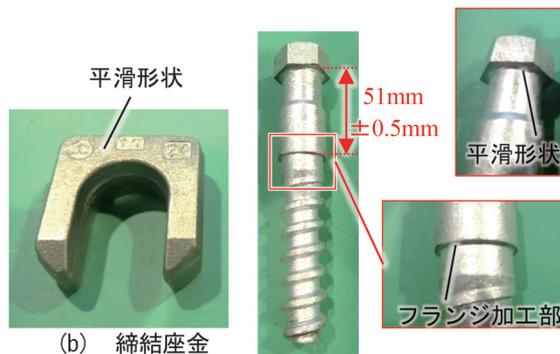


図3 無螺締板ばね式レール締結装置の構造案



(a) 板ばね



(b) 締結座金

(c) ボルト

図4 試作した構成部材の外観

接触する首下部は、締結座金と同様に試験的に平滑形状とした。

2.4 レール締結方法

図5にレール締結方法の概念図を示す。具体的なレール締結の手順は以下の通りである。

- ① 板ばねをたわませて、上ばね部と下ばね部を接触させた状態とする。
- ② ①の状態を維持している間に、締結座金をボルトと板ばねの隙間に設置する。
- ③ 板ばねのたわみ状態を解放し、板ばねの復元力によりボルトとの間で締結座金を挟み込んでレールを締結する。

上記の手順でレール締結を実施したところ、ボルトに大きな負荷をかけることなく、図6のように締結できる

ことを確認した。

2.5 レール押え力の検討

開発した無螺締板ばね式レール締結装置では、螺締式レール締結装置と異なり、締結時に締結トルクが作用しないことによりレール押さえ力が5N形レール締結装置と比較してやや小さくなるのが懸念される。そこで本レール締結装置のレール押さえ力について検討した。

レール押さえ力はふく進抵抗に影響するパラメータであり、両者には以下のような関係がある³⁾。

$$\gamma = 2P\mu_1 + 2P\mu_2 \quad (1)$$

ここで、 γ ：レール締結装置1組（締結ばね2個）のふく進抵抗（kN）、 P ：締結ばね1個あたりのレール押さえ力（kN）、 μ_1 ：レールと締結ばねの摩擦係数、 μ_2 ：レールと軌道パッドの摩擦係数である。

バラスト軌道用レール締結装置のふく進抵抗は、一般的に道床縦抵抗の標準値 $6\sim 10\text{kN/m}^3$ を上回る必要がある。そこで、ふく進抵抗が道床縦抵抗の標準値の最大である 10kN/m を上回るために必要な締結ばね1個あたりのレール押さえ力 P を、まくらぎ間隔を 641mm 、 $\mu_1 = 0.25^{4)}$ 、 $\mu_2 = 0.65^{4)}$ として式(1)より逆算すると、 3.56kN となる。

無螺締板ばね式レール締結装置のレール押さえ力を把握するため、FEMによる線形弾性解析を実施した。図7に板ばねの解析モデルを示す。使用した解析ソフトはNX Nastran ver.10.0である。本モデルでは、ボルト軸力が上ばね部中央において鉛直下方向へ作用するものとし、その拘束反力として下ばね部の先端でレール押さえ力が、下ばね部の尻部で残りの反力が生じるものとした。板ばねの初期開口量は 9mm であり、たわみ時の上ばね部と下ばね部の接触は考慮しないものとした。板ばねのたわみ量は、上ばね部の先端とボルト軸力の作用点の2か所で取得した。

図8に、解析で得られた板ばねのたわみ量とレール押さえ力の関係を示す。上ばね部と下ばね部が接触するとき（上ばね部の先端におけるたわみ量が、初期開口量 9mm と等しくするとき）のレール押さえ力は 4.08kN となり、確保すべきと考えられる前述のレール押さえ力 3.56kN を上回った。

また、レール押さえ力が 4.08kN となるときのボルト軸力の作用点におけるたわみ量は 3.97mm 、確保すべきとされる値である 3.56kN となるときのたわみ量は 3.46mm となり、この場合ボルト軸力の作用点におけるたわみ量の差は 0.51mm となる。ここで、ボルト首下からフランジ部までの距離については、加工上の許容寸法誤差を $\pm 0.5\text{mm}$ としている。そのため、板ばねを上ば

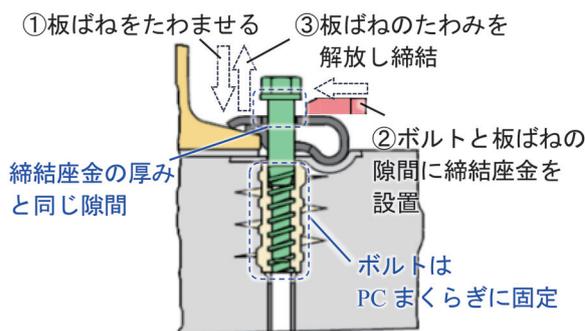


図5 レール締結方法の概念図



図6 締結状態

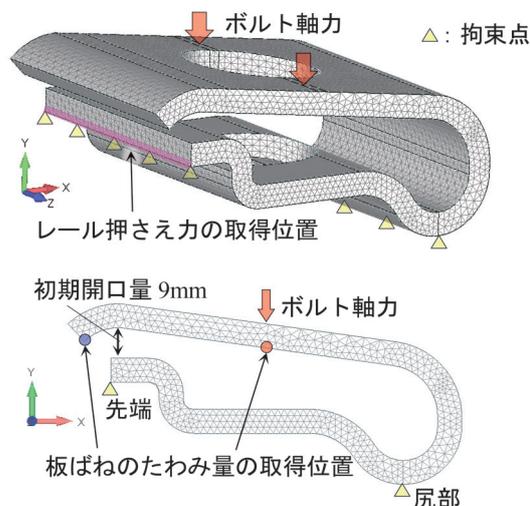


図7 板ばねの解析モデル

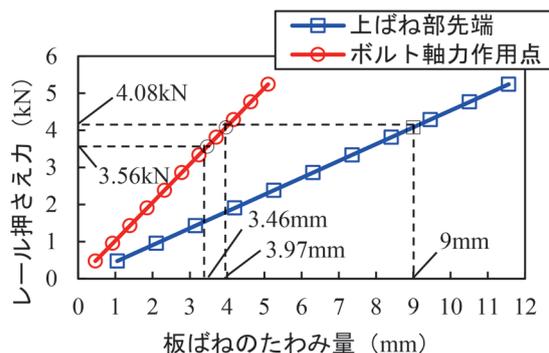


図8 解析結果

ね部と下ばね部が接触するまでたわませたときの、板ばねのボルト軸力の作用点におけるたわみ量も $\pm 0.5\text{mm}$ の誤差に収まることから、必要なレール押さえ力を確保できる設計となっている。

3. 性能評価試験

2次試作品の性能評価を目的として、レール締結装置の疲労破壊に関する安全性照査³⁾のための先端ばね定数試験および二方向载荷試験を実施し、さらにふく進抵抗試験を実施した。

3.1 先端ばね定数試験

板ばね先端の鉛直方向のばね定数である先端ばね定数と、締結時のレール押さえ力を把握するため、先端ばね定数試験を実施した。図9に試験状況を、図10に試験結果を示す。アクチュエーターを試験用レール頭部に固定し、レールがある程度上昇したところで軌道パッドを抜き取った後、上下方向に繰り返し载荷した。レール変位の符号はレールの上昇方向が正で、下降方向が負であり、上昇時の経路から先端ばね定数とレール押さえ力を把握した。先端ばね定数は板ばね1枚あたりに換算すると 1.0MN/m となった。レール押さえ力については板ばね1枚あたりに換算すると 4.10kN となり、2.5節で実施したFEM解析の結果と概ね一致した。

3.2 二方向载荷試験

表1に示す設計作用および軌道条件、先端ばね定数試験で取得した先端ばね定数、レール押さえ力をもとに、表2のとおり二方向载荷試験の载荷条件を算定し⁵⁾、試験を実施した。なお、本試験ではボルトにエポキシ樹脂系の接着剤を塗布してPCまくらぎに固定した。

図11に二方向载荷試験の状況を示す。試験は、2つのアクチュエーターで片側ずつレールに対して静的に载荷し、板ばねの発生応力やレール頭部左右変位量を把握する静的载荷試験と、2つのアクチュエーターを交互に動的に载荷したときの部材異状の有無を確認する動的载荷試験の2つを実施した。

図12に静的载荷試験で得られた板ばねの発生応力を、板ばねの材質であるSUP9の耐久限度線図上にプロットしたものを示す。板ばねの応力状態は、第2破壊限度線および第2へたり限度線の内側に入っており問題なかった。また、試験用レールに生じた頭部左右変位量から換算した 50kgN レールの頭部左右変位量の設計応答値は 0.5mm 程度であり、在来線の設計限界値である 7.0mm より小さかった。

動的载荷試験は、载荷周波数 5.5Hz で100万サイクル実施した。試験の結果、载荷完了後に締結座金の脱着

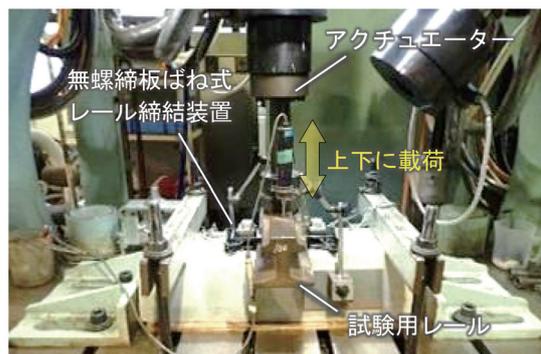


図9 先端ばね定数試験の状況

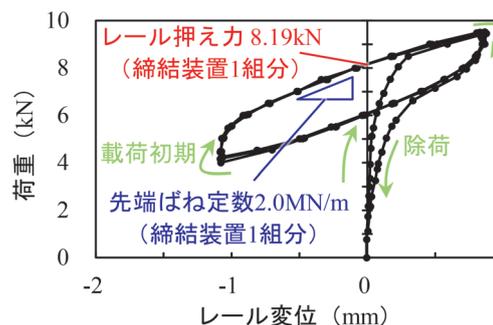


図10 先端ばね定数試験の結果

表1 設計作用および軌道条件

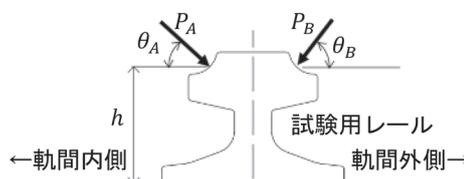
設計輪重	A 荷重 ^{※1} (kN)	98
	B 荷重 ^{※2} (kN)	86
設計横圧	A 荷重 ^{※1} (kN)	30
	B 荷重 ^{※2} (kN)	15
レール締結間隔 (mm)		641
軌道パッドばね定数 (MN/m)		110
まくらぎ下ばね定数 (MN/m)		40
横方向ばね定数 (MN/m)		90

※1 ごく稀に発生する極大荷重に相当

※2 しばしば発生する最大荷重に相当

表2 载荷条件

载荷荷重 P_A	最大値 (kN)	34.2
	最小値 (kN)	10.0
载荷角度 θ_A (度)		58.7
载荷荷重 P_B	最大値 (kN)	27.7
	最小値 (kN)	10.0
载荷角度 θ_B (度)		67.1
载荷点高さ h (mm)		100.0



や移動は認められず、部材の異状は認められなかった。

3.3 ふく進抵抗試験

図13にふく進抵抗試験の状況を示す。PCまくらぎを試験機定盤に固定した状態で、レールに長手方向に2回载荷し、ふく進抵抗を測定した。図14に試験結果を示す。ふく進抵抗は2回载荷分の平均でレール締結装置1組あたり7.78kNとなり、まくらぎ間隔641mmで換算すると12.1kN/mとなり、道床縦抵抗力10kN/mを上回る結果となった。

4. 締結工具の開発

提案したレール締結方法を実現するためには、作業工程の一つである板ばねを容易にたわませるための機構が必要である。そこで、人力施工方式と機械施工方式の2種類の工具を開発した。図15に開発したそれぞれの工具を示す。

人力施工方式は、電動の機械等を用いることなく、人力で板ばねをたわませる工具である。本方式は、レール首下で反力を取り、アームを操作者側に倒すことによりアーム先端で板ばねをたわませる、てこの原理を活用した機構である。

機械施工方式は、電動の機械等と組み合わせ、機械の出力を用いて、板ばねをたわませる工具である。工具の下部に取り付けられた2つの爪状プレートをレール底面に当てることで反力を取り、頭部に取り付けられた六角部を、保守作業で広く用いられるインパクトレンチ等の工具と連結して回転させ、工具内部に格納されたブロックにより板ばねをたわませる機構である。

この2種類の締結工具を用いて施工性の確認を実施した。その結果、どちらの締結工具についても、板ばねをたわませて上げね部を下げね部に密着させることができ、その状態でボルトと板ばねの隙間に締結座金を適切に設置できることを確認した。

5. 現地敷設試験

実際の敷設環境下での性能を確認する目的で、営業線への試験敷設を実施した。敷設場所は5N形レール締結装置が敷設されている、在来線の直線区間を選定した。図16に、前述の図15(a)に示した人力施工方式の締結工具を用いた施工の状況を示す。

無螺締板ばね式レール締結装置の敷設数量はまくらぎ1本おきにまくらぎ計5本分（レール締結装置10組分）とした。人力施工方式の締結工具を用いて2.4節に示したレール締結の手順で施工し、図17に示すように本レール締結装置を営業線に問題なく設置できることを確認した。

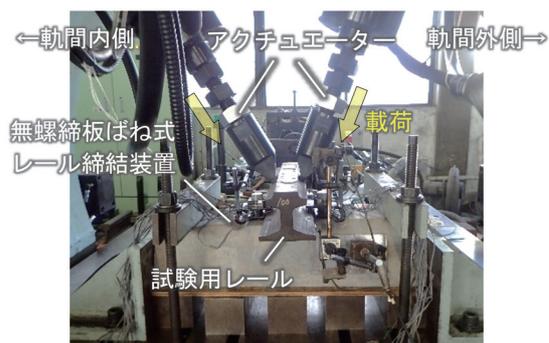


図11 二方向载荷試験の状況

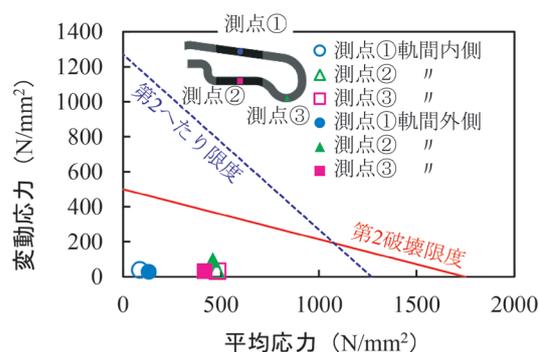


図12 静的载荷試験の結果（板ばねの発生応力）



図13 ふく進抵抗試験の状況

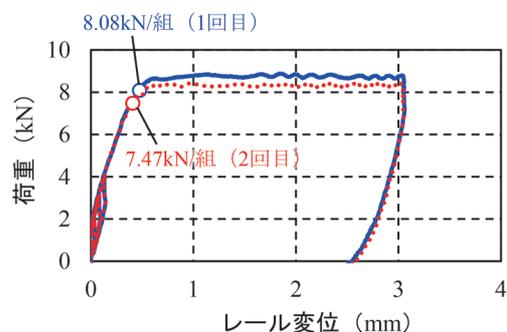


図14 ふく進抵抗試験の結果

6. まとめ

PCまくらぎの交換が不要で、その構造を活用した無螺締板ばね式レール締結装置を開発し、性能評価試験で



(a) 人力施工方式



(b) 機械施工方式

図 15 考案した締結工具

実軌道に適用可能な性能を有していることを確認した。また、レール締結を容易に行うための締結工具を2種類開発し、施工性を確認した。

本レール締結装置は、締結座金の上面とボルト首下を平滑形状としても、動的載荷試験において締結座金の脱落や移動は認められなかった。ただし、製品化に向けては両部材が嵌合することで、脱落や移動を確実に防止できる構造を付加する予定としている。また、営業線への試験敷設後の経過観察を行いながら、接着剤の耐久性の検証などを進めるとともに、必要に応じてさらなる改良を行う予定である。

謝 辞

本研究における現地敷設試験の実施にあたり、西日本



図 16 締結工具を用いた施工の状況



図 17 敷設後の状況

旅客鉄道株式会社の関係者には多大なご協力をいただいた。この場を借りて厚くお礼申し上げる。

文 献

- 1) 山岡大樹, 弟子丸将, 玉川新悟: 無螺締板ばね式レール締結装置の開発, 令和6年度土木学会全国大会 第79回年次学術講演会, VI-696, 2024
- 2) 山岡大樹, 弟子丸将, 玉川新悟, 佐藤弘規: トルク管理等が不要な無螺締板ばね式レール締結装置の開発, 新線路, Vol.78, No.7, pp.26-28, 2024
- 3) 国土交通省監修, (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, 丸善出版, 2012
- 4) 宮本俊光, 渡辺偕年: 線路-軌道の設計・管理-, 山海堂, 1980
- 5) 玉川新悟, 片岡宏夫, 弟子丸将: レールの小返り解析モデルの提案とレール締結装置の性能評価試験への応用, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.73, No.2, pp.330-343, 2017

凍害を受けた軌道スラブの補修方法

高橋 貴蔵* 北条 優* 高橋 成汰*

Method for Repairing Track Slabs with Frost Damage

Takatada TAKAHASHI Masaru HOJO Narita TAKAHASHI

We have clarified the deterioration mechanism of cross-sectional repair sections in track slabs laid in open sections in cold regions. We also evaluated the residual strength of rail fastening systems on track slabs simulating frost damage. Furthermore, we confirmed the effectiveness of silane/siloxane type surface penetrants in suppressing the progression of frost damage by freezing and thawing tests. Based on these results, we proposed a method for repairing track slabs laid in open sections in cold regions.

キーワード：軌道スラブ，凍害，ASR，シラン・シロキサン系表面含浸材，補修方法

1. はじめに

スラブ軌道は、軌道スラブ、てん充層、レール、レール締結装置、突起およびコンクリート道床で構成される軌道構造である。明かり区間で用いられているスラブ軌道の模式図を図1に示す。軌道スラブは、軌間を保持するとともに、てん充層を介して列車荷重を構造物に伝達する重要な軌道部材である。そのため、劣化や損傷が生じた場合は、スラブ軌道各部補修の手引き¹⁾（以下、「手引き」とする。）に示されている表1に基づいた補修が行われている。

寒冷地の明かり区間に敷設されている軌道スラブでは、凍害（アルカリシリカ反応²⁾（以下、「ASR」とする。）と凍害の複合劣化も含む）によって生じるコンクリートの欠損等が確認されている。このような欠損等に対しては、表1に示した樹脂モルタル（エポキシ樹脂と細骨材による補修材）による断面修復が行われている¹⁾。しかし、補修を行った一部の軌道スラブでは、図2に示すような剥落が生じている。

なお、トンネル区間の直線部に敷設されている軌道スラブでは、ASRによるひび割れや内在塩分による鉄筋腐食³⁾によって生じるコンクリートの欠損等が確認されている。このような欠損等に対しても樹脂モルタルによる断面修復が行われており、十分な補修効果が確認されている。トンネル区間の直線部に対しては、樹脂モルタルに加えて、ポリマーセメントモルタルを用いることが可能なことも確認されている⁴⁾。

以上を踏まえ、凍害を受けた軌道スラブの補修方法を提案することを目的に、断面修復部の劣化メカニズムを検討するための付着強度試験、劣化を模擬した軌道スラブにおけるレール締結部の耐力を評価するための水平載

荷試験、さらに表面含浸材による耐凍害性の向上を評価するための気中凍結水中融解試験を実施し、これらの結果を踏まえて補修方法を提案したので報告する。

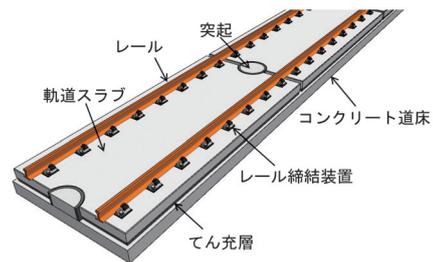


図1 明かり区間用のスラブ軌道の模式図

表1 スラブ軌道各部補修の手引きに示されている補修方法

状況	原因	補修方法	補修材料
欠損	指定なし	断面修復工法	・樹脂モルタル
ひび割れ	指定なし	塗布工法 (0.2mm以下) 充填工法 (5.0mm以下)	・合成樹脂系塗布材 ・合成樹脂系充填剤
	ASR	表面含浸 (0.5mm以下) 表面被覆 (2.0mm以下)	・水性シラン系含浸材 ・シリコーン樹脂系被覆材
		ASR+凍害	ひび割れ低圧注入 + 表面含浸 (0.5mm以下) 表面被覆 (2.0mm以下)

※ASR：アルカリシリカ反応 () 内の数字：ひび割れ幅



図2 樹脂モルタルによる断面修復部の劣化状況

* 軌道技術研究部 軌道・路盤研究室

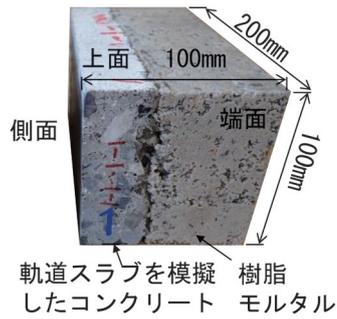


図3 付着供試体の外観⁵⁾

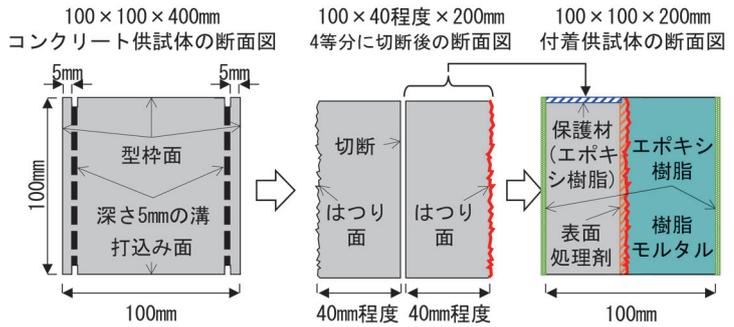


図4 付着供試体の作製手順

2. 断面修復部の劣化メカニズム

2.1 付着強度試験の方法

寒冷地の明かり区間に敷設されている軌道スラブで断面修復部が剥落する劣化メカニズムを検討するため、付着強度試験を実施した。

付着強度試験用の供試体（以下、「付着供試体」とする。）の寸法は100×100×200mm（図3参照）とし、図4に示す手順で作製した。はじめに、100×100×400mmのコンクリート供試体の両側面から5mmの位置に溝を掘る。次に、電動ハンマーで両側面をはつり取った後、コンクリート供試体を横断・長手方向中央断面で切断する（4等分：100×40程度×200mm）。ここで、切断後のコンクリート供試体は軌道スラブを模擬している。最後に、スラブ軌道各部補修の手引き¹⁾に基づいて、はつり面に表面処理剤を塗布し、樹脂モルタル（以下、「RM」とする）で断面修復する。なお、軌道スラブ上面からの吸水を防止するため、スラブ軌道各部補修の手引き¹⁾にはRMで用いられているものと同じエポキシ樹脂を保護材として塗布することが示されている。そのため、付着供試体のコンクリート上面にエポキシ樹脂を塗布した。また、付着供試体の側面からの凍害を防止するためコンクリート側面に対してもエポキシ樹脂を塗布した。

コンクリートの配合を表2に示す。コンクリートの配合は配合1と配合2の2種類とし、粗骨材および細骨材にはASRに対して反応性を有する骨材を用いた。配合1に対してはASRが生じないようにアルカリ分は添加せず、配合2に対してはASRが生じるようにアルカリ分としてNaClを添加した。なお、コンクリートの材齢28日における目標圧縮強度は軌道スラブの設計基準強度と同じ40N/mm²とし、NaClの添加による圧縮強度の低下を考慮して配合を決定した。コンクリートの空気量は、新幹線建設時に軌道スラブに対して定められた管理値の下限である2%とした⁶⁾。

付着強度試験の方法を図5に、付着強度試験の状況を図6に示す。付着供試体のコンクリート側から直径50mmのコアを削孔し、図5に示すようにコア上面に接

表2 コンクリートの配合

	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	NaCl (kg/m ³)	空気量 (%)
配合1	45.0	45.0	0.0	2.0
配合2			10.0	

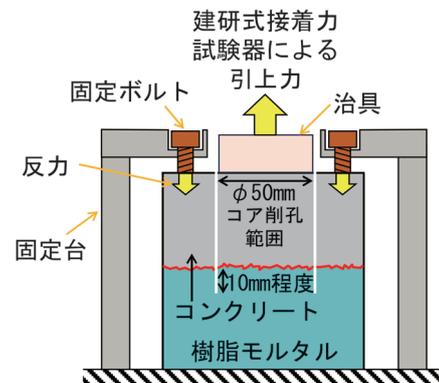


図5 付着強度試験の方法

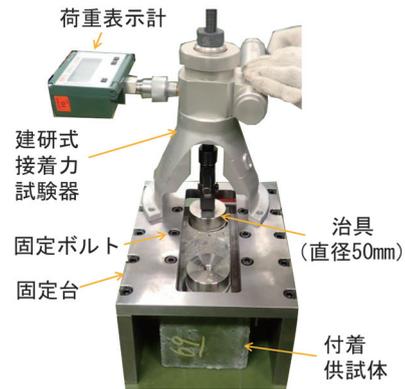


図6 付着強度試験の状況

着した治具（直径50mm）を、図6に示すように建研式接着力試験機で引き上げた際の最大荷重をコアの面積で除算することで付着強度を算出した。各ケースにおける試験数は付着供試体1体に対して3回とした。

付着供試体の条件および付着強度試験のタイミングを表3に示す。表3中に示す「事前凍結融解」、「ASR」および「底面吸水凍結融解」に関する内容を以下に示す。

表3 付着供試体の条件および付着強度試験のタイミング

CASE	付着供試体の条件		付着強度試験のタイミング		
	配合	事前凍結融解	ASR	底面吸水凍結融解	
				50回	100回
1-1	1	—	—	○	○
1-2	1	○	—	○	○
2-1	2	—	○	○	○
2-2	2	○	○	○	○

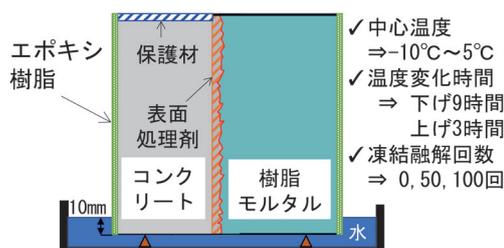


図7 底面吸水凍結融解試験

- ・事前凍結融解：コンクリートが事前に受けている凍害の影響を想定し、コンクリート供試体をはつる前に相対動弾性係数が80%程度となるように水中凍結水中融解試験（JIS A 1148（A法））を行う。
- ・ASR：ASRによる膨張を想定し、付着供試体のコンクリート部分の膨張量が0.05%となるように40℃の高湿度環境下に保管する。なお、CASE2-2については、事前凍結融解後に上記した環境に保管した。ここで、ASRが原因で別途現地より撤去した軌道スラブから採取した直径50mmのコアに対して促進膨張試験（JCI-S-011：40℃、湿度95%以上の環境）を実施した結果、測定材齢91日における膨張率は0.040～0.055%であったことから、付着供試体のコンクリート部分の膨張量を0.05%に設定した⁴⁾。
- ・底面吸水凍結融解試験：軌道スラブ底面から断面修復材とコンクリートの界面に吸水される水に起因する凍害の影響を想定し、図7に示すように付着供試体の底面を浸水させた状態で供試体の中心温度を $-10 \pm 3^\circ\text{C}$ ～ $5 \pm 3^\circ\text{C}$ となるように変化させる。

2.2 付着強度試験の結果および考察

付着強度試験の結果としてASRによる膨張を与えないケース（配合1）における付着強度（平均値）を図8（a）に、ASRによる膨張を与えるケース（配合2）における付着強度（平均値）を図8（b）に示す。なお、図8（a）および図8（b）における凍結融解回数0回の付着強度を比較すると、配合2の付着強度の方が小さくなった。また、配合1と配合2の圧縮強度は、それぞれ 54.6N/mm^2 および 44.8N/mm^2 であり、配合2の圧縮強度の方が小さかった。したがって、配合2の付着強度の方が小さくなった要因の一つとして、コンクリートの圧縮強度が影響していた可能性がある。以下に、本試験で得られた結果を示す。

図8（a）の凍結融解回数0回より、事前凍結融解を与えたCASE1-2の付着強度はCASE1-1と比較すると35%小さく、 1.9N/mm^2 となった。図8（b）の凍結融解回数0回（ASR前）より、事前凍結融解を与えたCASE2-2の付着強度はCASE2-1と比較すると10%小さく、 1.7N/mm^2 となった。事前凍結融解で付着強度が

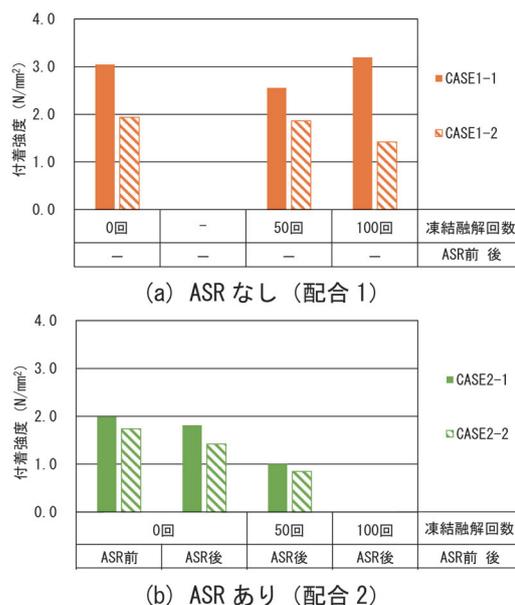


図8 付着強度試験の結果⁵⁾

低下した要因の一つとして、RMの流動性が低いことから、はつり面の脆弱な層の内部まで浸透することができず、RMが脆弱な層と接着したためと考えられる。

図8（a）の凍結融解回数0, 50, 100回より、CASE1-1の付着強度は、凍結融解回数50回でやや低下するものの、0回と100回の付着強度は概ね一定であり、底面吸水凍結融解を受けることによる明確な付着強度の低下は確認されなかった。一方、CASE1-2は凍結融解回数の増加により付着強度が低下する傾向を示した。図8（b）の凍結融解回数0, 50, 100回より、CASE2-1およびCASE2-2の付着強度は、底面吸水凍結融解を受けることで低下する傾向を示し、凍結融解回数100回後における付着強度は 0N/mm^2 となった。

以上の結果より、ASRのあり・なしにかかわらず、事前凍結融解の影響により付着強度が小さくなり、さらに底面吸水凍結融解によって付着強度が低下することが分かった。付着強度試験の結果に基づいて想定される断面修復した箇所が剥落するメカニズムを図9に示す。

- ① 凍害が単独あるいはASRと複合して生じている軌道スラブにおいて劣化部のはつり作業後に脆弱部が残存する。

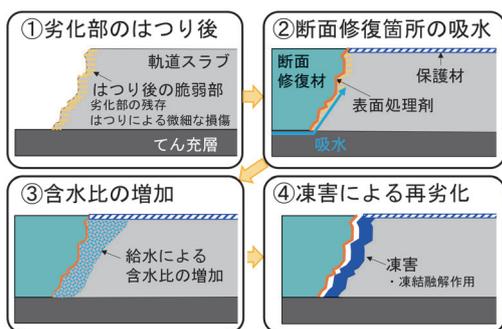


図9 断面修復部の劣化メカニズム⁵⁾

- ② 軌道スラブ底面から断面修復部とコンクリートの界面に吸水される。
- ③ 断面修復部の界面付近におけるコンクリートの脆弱部において含水率が增加する。
- ④ 断面修復部の界面におけるコンクリートの脆弱部で凍害が生じ、断面修復部が剥落する。

なお、図8(b)の凍結融解回数0回においてASRの前・後でCASE2-1の付着強度を比較すると、ASRによって付着強度は9%低下して1.8 N/mm²となったが、十分な付着強度を有していた。供用年数40年以上が経過した軌道スラブにおいてASRによる残存膨張量が減少していると考えられること、また敷設環境が変化しない場合はASRの膨張に必要な水分量も変化しないと考えられることから、促進膨張試験で確認された0.05%の膨張が今後生じる可能性は低い。また、0.05%の膨張が生じた場合でも付着強度が確保される。したがって、凍害が生じない場合、スラブ軌道各部補修の手引き¹⁾に示されている通り、ASRが生じている軌道スラブに対してRMを用いることは可能であると考えられる。

3. 劣化を模擬した軌道スラブにおけるレール締結部の耐力

3.1 軌道スラブに対する水平載荷試験の方法

軌道スラブの欠損がレール締結部の耐力に与える影響を検討するため、営業線から撤去した図10に示す人工的に欠損を与えた軌道スラブ(A-55:厚さ160mm)に対する水平載荷試験を行った。欠損の範囲は、タイプレートよりも軌間外側の軌道横断方向210mm×軌道長手方向815mm×高さ160mmとし、範囲内のコンクリートをはり落とすとともに、鉄筋を切断した。なお、線路長手方向のはり面と埋込カラー部の間には線路長手方向の鉄筋が上段および下段にそれぞれ1本残存している。水平載荷試験の状況を図11に示す。水平載荷試験では、図12に示すようにタイプレートを模擬した載荷治具に対して、軌道横断方向の横圧を想定した荷重を与えた。レール締結装置の固定部は健全な状態と欠損を与

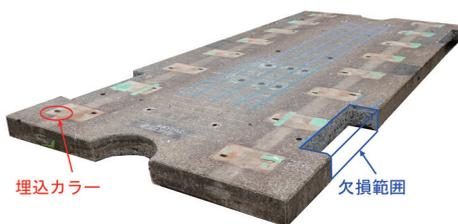


図10 営業線から撤去した軌道スラブに人工的な欠損を与えた状況



図11 水平載荷試験の状況

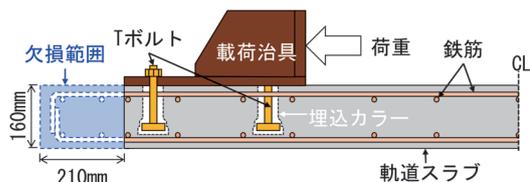


図12 水平載荷試験の方法(欠損あり)

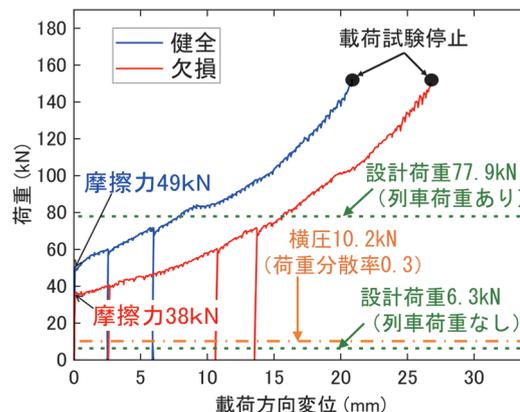


図13 明かり区間用軌道スラブの荷重—載荷方向変位関係⁵⁾

えた状態の2種類とした。載荷試験の最大荷重は150kNを上限とした。また、載荷治具は2本のTボルトで埋込カラーに締結し、ボルト軸力は63kNを目標とした。

3.2 水平載荷試験の結果

図13に水平載荷試験で得られた荷重と載荷治具の載荷方向変位の関係を示す。健全な状態における摩擦力は

表 4 気中凍結水中融解試験の試験ケース

No.	供試体種別	塗布範囲	表面含浸材の塗布	塗布量 (g/m ²)
1	S1	上面全面	あり	350
2		上面半面		
3	S2	切断面	なし	—
4			あり	350
5			あり	500

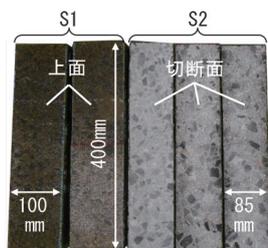


図 14 角柱供試体の外観図⁵⁾

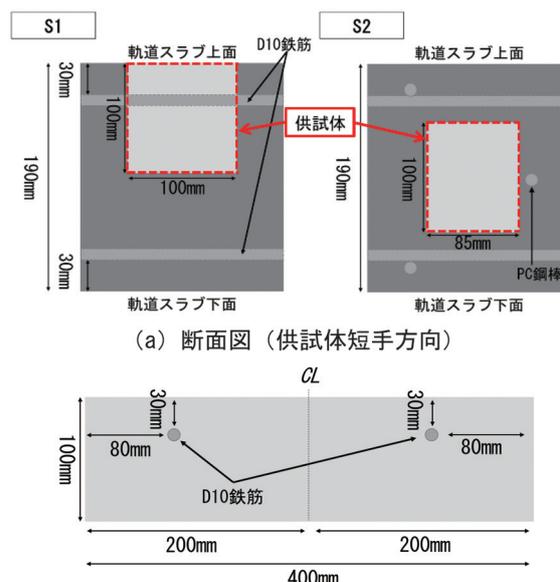
49kN, 欠損を与えた条件における摩擦力は 38kN となり, 最大荷重は両条件共に 150kN 以上となった。摩擦力は列車荷重がない場合の設計荷重 6.3kN⁷⁾ よりも大きく, また最大荷重は列車荷重がある場合の設計荷重 77.9kN⁷⁾ よりも大きくなり, 欠損を与えた条件でも十分な耐力を有していた。なお, 欠損を与えた条件の摩擦力の方が小さくなったのは, 荷重の増加に伴い徐々に載荷治具が傾斜し, T ボルトの軸力が低下したことが要因として考えられる。常時に生じる横圧を輪重 85kN × 変動横圧係数 0.4 の 34kN とし, 軌道横断方向の荷重分担率を 0.3 とした場合における 1 締結装置あたりに作用する横圧は 10.2kN と求められる⁷⁾。38kN 以上の荷重では健全よりも欠損の条件における変位の方が大きい, 横圧 10.2kN は摩擦力以下となり, 載荷治具の変位はほぼ 0mm であった。なお, 変位は主に載荷治具の滑動によって生じており, 欠損の条件における変位の方が大きい理由は, 欠損の条件における摩擦力の方が小さく, 健全よりも小さい荷重で滑動が生じたためである。

以上より, タイプレート式のレール締結装置が用いられている軌道スラブについては, タイプレート端部までコンクリートが劣化しても摩擦力によってタイプレートは滑動せず, 設計上の最大荷重が作用しても耐力上の問題がないと考えられる。なお, 列車荷重が作用する場合にはタイプレートと軌道スラブ間の摩擦力はさらに増加するため, 安全性はさらに高まる可能性がある。

4. 表面含浸材による耐凍害性の向上

4.1 気中凍結水中融解試験の方法

凍害が単独あるいは ASR と複合して生じている軌道スラブの耐凍害性を向上させる方法を検討するため, 寒冷地の明かり区間より撤去した軌道スラブ (4950 × 2340



(a) 断面図 (供試体短手方向)

(b) 断面図 (S1 供試体長手方向)

図 15 供試体の切り出し位置

×190mm) から切り出した角柱供試体 (以下, 「供試体」とする) に対する気中凍結水中融解試験を実施した。耐凍害性を向上させる方法として, コンクリート内の水分の蒸発を阻害しない一方, コンクリート表面に撥水機能を付与することが可能なシラン・シロキサン系含浸材 (以下, 「シラン」とする) を塗布する方法を用いた。

供試体の条件を表 4 に示す。供試体の寸法は 100 × 100 × 400 (S1) と 100 × 85 × 400mm (S2) の 2 種類である (図 14 参照)。軌道スラブの高さ方向に対する供試体の切り出し位置は図 15 (a) の通り, 上面 (S1) と中央 (S2) とした。S1 については, 図 15 (b) に示すように軌道長手方向の 2 本の鉄筋 (D10) が供試体を横断する方向に貫通している。2 本の鉄筋は供試体の両端面からそれぞれ 80mm の位置にあり, 鉄筋のかぶりは 30mm である。S2 については, 供試体内部に軌道横断方向の鉄筋を含まないようにするため幅を 85mm とした。なお, S2 には供試体を横断する鉄筋は含まれていない。

40℃ の恒温槽に供試体を 5 日間保管して乾燥させた後, 表面含浸材を塗布しない 5 面をエポキシ樹脂でコーティングした。表面含浸材を塗布した面は実際の施工手順を想定して, S1 に対して上面, S2 に対して切断面をディスクサンダーで 1~2mm 程度研磨した面とした。No.1, 2, 4, 5 にはシランを塗布し, No.3 は無塗布とした。なお, No.2 で塗布範囲を半面としたのは, 無塗布範囲の影響を確認するためである。また, シランの塗布量は標準量 (350g/m²) を基本とし, 塗布量と耐凍害性の関係を把握するため, 標準量の約 1.5 倍となる 500g/m² を塗布した条件でも検討を行った (No.5)。な

表5 気泡組織

空気量(%)	気泡間隔係数(μm)
3.6	198

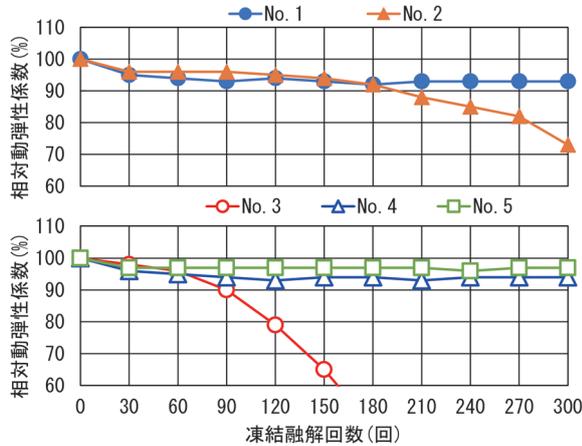


図16 気中凍結水中融解試験の結果⁵⁾

お、一度の塗布作業でコンクリートに含浸させることが可能な量として500g/m²を設定した。

凍結融解試験の方法は気中凍結水中融解試験(JIS A1148 (B法))とした。表面含浸材を塗布した3日後から3日間の水中養生を行った後、凍結融解試験を開始した。

同じ軌道スラブから採取したコンクリートコア(φ100×190mm)の圧縮強度(3本の平均)は52.0N/mm²であり、設計基準強度である40N/mm²を上回っていた。また、中性化深さ(3本の最大値)は0.4mmであり、中性化はほとんど進行していなかった。また、リニアトラバース法(ASTM C457)に準拠して測定した気泡組織を表5に示す。一般的に耐凍害性を有していると判断される気泡組織を満足していた⁸⁾。

4.2 試験結果および考察

気中凍結水中融解試験で得られた相対動弾性係数を図16に示す。

図16より、No.1、No.4およびNo.5は相対動弾性係数が低下せず、高い耐凍害性を有していることが分かった。特に、切断面の塗布量を1.5倍程度に増やしたNo.5の凍結融解回数300回における相対動弾性係数は標準量を塗布したNo.4よりも3%であるが大きくなり、軌道スラブに対して凍害の進行を遅らせる効果が高いと考えられる。上面の半分にシランを塗布したNo.2については、無塗布範囲で凍害が進行することによって、凍結融解回数180回以降で相対動弾性係数が低下した。



図17 シラン・シロキサン系含浸材による軌道スラブの補修範囲と塗布量

5. 凍害を受けた軌道スラブに対する補修方法の提案

凍害を受けた軌道スラブに対して提案する補修方法を図17に示す。提案する補修方法では、断面修復を実施せず、軌道スラブの劣化の進展を抑制することを目的として、シラン・シロキサン系含浸材を塗布することとした。凍害が個別あるいはASRと複合することで生じる劣化は、はじめに軌道スラブ側面とその周辺にひび割れが発生し、その後、軌道スラブの隅角部に欠損が生じ、次第に軌道長手方向に進展するのが一般的である。

そこで、提案する補修方法では、劣化の状態(レベル1~4)に対応して補修方法を選定できるようにした。レベル1はひび割れが生じている状況、レベル2は隅角部、レベル3は隅角部から2締結装置未満、レベル4は隅角部から2締結装置以上の欠損が生じている状況とした。

ひび割れが生じている場合(レベル1)は、シラン・シロキサン系含浸材をひび割れが生じている面を覆うように塗布する。隅角部(レベル2)や2締結装置以上(レベル2~3)の範囲に欠損が生じている場合は、欠損部のはつり面、軌道スラブの側面および上面に対してシラン・シロキサン系含浸材を塗布する。塗布量は標準の塗布量とする。さらに、レベル3以上の劣化の場合、耐凍害性のレベルが低いコンクリートが用いられている、あるいは環境条件が厳しい可能性があることから、撥水効果を高めるために塗布量を標準の1.5倍にする。軌道スラブ上面に対する塗布範囲は軌道スラブ側面からレール直下までの範囲以上とする。特に、劣化が進んでいる軌道スラブに対しては、全面に塗布することを推奨する。

6. まとめ

凍害を受けた軌道スラブの補修方法を提案することを目的に各種検討を行った。得られた結果を以下に示す。

- (1) 付着強度試験の結果、断面修復部と脆弱部を有するコンクリートの界面に対して軌道スラブ底面から吸水されることでコンクリートの脆弱部の含水率が増加し、コンクリートに凍害が生じることで断面修復材が剥落するメカニズムを示した。
- (2) 水平載荷試験の結果、タイプレート端部まで軌道スラブのコンクリートが劣化しても摩擦力によってタイプレートは滑動せず、設計上の最大荷重が作用しても耐力上の問題がないことが分かった。
- (3) 凍結融解試験の結果、耐凍害性が低い軌道スラブから切り出した供試体に対してシラン・シロキサン系含浸材を塗布することで、耐凍害性が向上することが分かった。
- (4) 以上より、断面修復は実施せず、シラン・シロキサン系含浸材を塗布することで軌道スラブの劣化の進展を抑制する補修方法を提案した。提案した補修方法には、劣化の状態に応じた含浸材の塗布範囲と塗布量を示した。

なお、本論文は文献5をもとに内容を加筆・修正したものである。

文 献

- 1) 公益財団法人鉄道総合技術研究所：スラブ軌道各部補修の手引き，2021.6
- 2) 山根寛史，森山陽介：山陽新幹線における軌道スラブの変状実態調査結果，新線路，Vol.65，No.12，pp.12-14，2011.12
- 3) 高橋貴蔵，測上翔太，関根悦男，飯島亨：経年軌道スラブの劣化原因と耐力の評価，日本鉄道施設協会誌，pp.28-31，2011.4
- 4) 高橋貴蔵，北条優，高橋成汰：ポリマーセメントモルタルを用いたトンネル区間用軌道スラブの断面修復，鉄道総研報告，Vol.37，No.10，pp.15-22，2023.10
- 5) 北条優，高橋貴蔵，高橋成汰：軌道スラブ種別および劣化機構に対応した補修方法，第28回鉄道工学シンポジウム論文集，Vol.28，No.1，pp.62-94，2024.7
- 6) 日本国有鉄道：軌道工事標準示方書（総則及び新幹線新設線）軌道スラブ製作運搬工事示方書，日本鉄道施設協会，1979.8
- 7) 公益財団法人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，2012.1
- 8) 長谷川寿夫，藤原忠司：コンクリート構造物の耐久性シリーズ 凍害，技報堂，pp.65-66，1988.2

変圧法を用いた低圧縮量レールガス圧接工法の開発

伊藤 太初* 小納谷 優希*

Rail Gas Pressure Welding of Low Upset Length Using Variable Pressure Method

Hajime ITOH Yuki KONAYA

In order to reduce the bulge of gas pressure weld and finish by grinding only, the authors carried out rail gas pressure welding tests and numerical analysis for reduction of the upset length. In the tests, a new rail gas pressure welding method using the variable pressure method was achieved with a compression of the upset length of about 6 mm, which is 1/4 of the conventional method, with sufficient strength for practical use. As the trimming process is not necessary, the trimming device is not required. This also reduces the weight of the gas pressure rail welding machine.

キーワード：ガス圧接，数値解析，低圧縮量，継手強度，変圧法

1. はじめに

レールガス圧接法は、ガス炎を用いた固相接合法の一種であり、日本国内のレール溶接施工総数の約40%を占める主要なレール溶接法である。ガス圧接法は、テルミット溶接およびエンクローズアーク溶接に比べ継手の信頼性が高く、装置の機動性も比較的良いことから、線路脇に配列されたレールの溶接（二次溶接）に主に用いられている。ガス圧接法の接合原理は、ガス炎による部材外周からの加熱による接合面温度の上昇、および部材軸方向への加圧に伴う接合面の塑性変形により、接合阻害因子（酸化介在物）を分断・微細化し、金属結合を達成させることである。図1にレールガス圧接法の施工手順を示す。レールガス圧接法では、接合時の塑性変形により生じる余盛を圧接直後の熱間状態において専用バイトで押抜くことで、グラインダによる仕上げ加工の労力を低減している。しかしながら、この押抜き作業には専用の油圧ポンプやバイトなどの高重量の機材（TGP-H-A型レールガス圧接機の場合、押抜き装置の総重量：計145kg¹⁾）が必要となる。したがって、昨今の労働人口減少に伴い各種レール溶接法の自動化が求められている中、これらの作業の簡略化は大きな課題の一つである。そこで、本研究ではレールガス圧接施工時の圧縮量の低減による押抜き作業の省略を目標とした。

これまでの知見より、圧縮量は接合強度に大きく影響を及ぼす因子であり、圧縮量の低下は接合強度の低下を招くことが予想された。他方で、先行研究において、ガス圧接施工時の加圧力を変化させる変圧法（初期過程において高加圧力で圧縮変形を早期に開始させた後、圧縮変形開始後ただちに加圧力を低下させることで変形を抑

制しつつ接合面の温度を上昇させる手法）を適用することで、接合面の酸化を抑制しつつ接合温度を上昇しうる手法が提案されている²⁾。したがって、当該手法を適用することで、圧縮量を抑制しつつ接合温度を上昇させ、接合強度を確保することが可能であると考えられる。

上記の考えのもと、定圧法および変圧法を用いた低圧縮量レールガス圧接試験および数値解析を実施すると共に、作製した低圧縮量レールガス圧接試験体に対し、一連の性能評価試験を実施し、実用性能を評価した。これらの結果より、押抜き工程を省略可能な低圧縮量レール

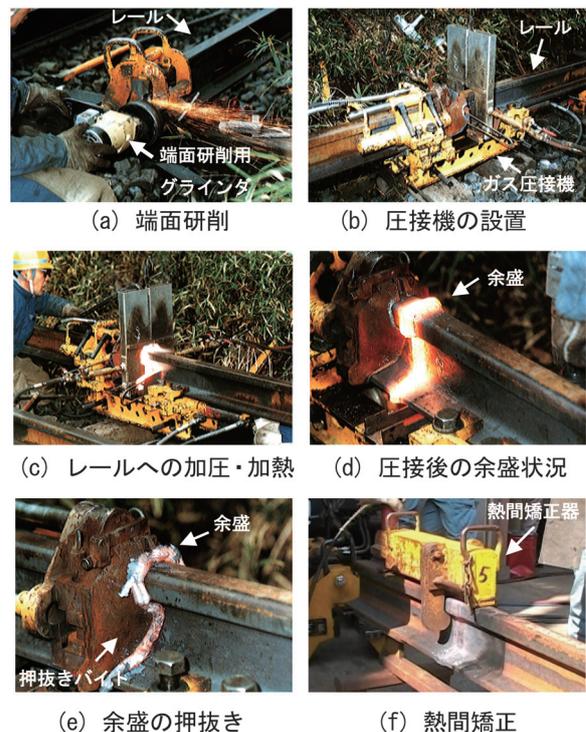


図1 レールガス圧接施工手順

* 軌道技術研究部 レールメンテナンス研究室

ガス圧接工法を提案した。

2. 低圧縮量レールガス圧接試験

2.1 押抜き作業を省略可能な圧縮量の検討

グラインダによる仕上げ時間が現行と同等となる圧縮量を検討するため、予備試験として、圧縮量を変えたレールガス圧接試験体を作製し、仕上げ時間を測定した。試験体は、押抜きを省略した圧縮量 6mm および 10mm、および標準条件である圧縮量 24mm（押抜きを実施）とした。表 1 に、各圧縮量において測定した仕上げ時間を示す。これによると、標準作業の仕上げ時間は約 42 分であり、これと同等の作業労力とするには、6mm 程度（仕上げ時間約 39 分）まで圧縮量を減らす必要がある。そこで、圧縮量を 6mm 程度とする低圧縮量レールガス圧接工法の開発に向けて、定圧法および変圧法を用いて圧縮量を 6mm 程度としたレールガス圧接試験体を作製し、静的曲げ試験にて接合状態を評価した。

2.2 低圧縮量レールガス圧接工法による試験体作製

事前検討において種々の加圧パターンを用いた数値解析およびレールガス圧接試験を実施し、加熱初期段階において高い加圧力によって早期に接合面を閉口させること、加圧および加熱を維持することによる金属原子の相互拡散を助長させることが接合状態の向上に寄与することを把握した。そこで、本試験では、初期加圧力を 28MPa とし、圧縮量が 1mm に達するまで保持した後、油圧ポンプを停止し、シリンダーの残圧により加熱・加圧を保持する変圧法を採用した。加熱時間は十分な熱量を投入することを目的に、現行手法（圧縮量 24mm）の加熱時間を同等の 420 秒とした。その結果、圧縮量は約 6mm となった。表 2 に各試験体のガス圧接条件、図 2 に各条件における加圧力と圧縮量の測定結果例を示す。試験では、0.75m の JIS60kg 普通レールを準備し、TGP-HA 型レールガス圧接機を用いた。また、現行手法である定圧法は、加圧力を標準条件と同様 22MPa とし、圧縮量が 6mm に達した時点で加熱および加圧を停止した。ガス流量はいずれの条件も酸素 100L/min、アセチレン 110L/min とし、試験体本数は各条件 2 体ずつ、計 4 体とした。また、押抜き工程は省略し、レールガス圧接部の余盛をグラインダにより均した。なお、圧縮量 6mm とすることで、現行法と比較し余盛部分の体積を 60% 減じることが可能となる。また、作製した試験体に対し、レール溶接部の仕上がり検査で実施されている磁粉探傷検査³⁾を実施した結果、いずれの試験体にも欠陥は検出されなかった。

表 1 仕上げ時間の比較

圧縮量	仕上げ時間
6mm	39 分
10mm	59 分
24mm（押抜きあり）	42 分

表 2 低圧縮量レールガス圧接条件

No.	加圧方式	初期加圧力 (MPa)	初期圧縮量 (mm)	加熱時間 (s)	最終圧縮量 (mm)
1-1	定圧法	22	—	310	6
1-2					
2-1	変圧法	28	1	420	6
2-2					

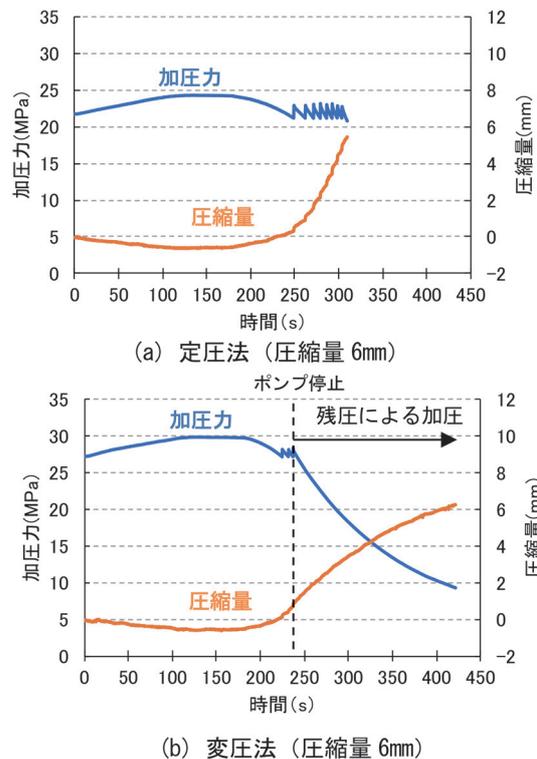


図 2 各条件における加圧力と圧縮量の測定結果例

2.3 静的曲げ試験

作製した試験体に対し、支点間距離 1m 中央集中荷重の 3 点曲げによる静的曲げ試験を実施した。破断姿勢は頭部上向き (HU)、頭部下向き (HD) それぞれ 1 体ずつとした。

図 3 に HU 姿勢および HD 姿勢における各試験体の静的曲げ試験結果を示す。HU 姿勢および HD 姿勢ともに、定圧法による圧縮量 6mm の試験体では JIS60kg 普通レールガス圧接部の破断荷重およびたわみ量の各基準

値をкаろうじて満たす結果であったが、変圧法を用いた圧縮量 6mm の試験体ではいずれも各基準値を大きく上回った。図 4 に HU 姿勢における各条件での破面を示す。定圧法を用いた圧縮量 6mm の試験体では引張応力の作用する領域（HU：底部領域，HD：頭部領域）に平滑な破面形態が認められたが、変圧法を用いた圧縮量 6mm の試験体ではほとんど認められなかった。この平滑面は、へき開破面および微細な球状介在物を内在するディンプル破面が混在したものであり、接合面（突合せ面）で破断したことを示している。なお、現行条件である圧縮量 24mm のレールガス圧接部における曲げ破面ではこのような平滑面が破面上に表出することが稀に生じる程度であり、多くの場合、凹凸のあるへき開破面形態を呈する²⁾。

以上の結果より、圧縮量 6mm 低圧縮量条件において、提案する変圧法を適用することにより継手強度が基準値を十分に上回り、かつ破面に平滑面が生じないことが判明した。以降、当手法を「低圧縮量レールガス圧接工法」と称する。

3. 数値解析による考察

3.1 解析モデルの詳細

先行研究においてレールガス圧接部の温度分布および変形量を精度よく予測可能なレールガス圧接部の加熱変形解析モデルを構築している⁴⁾。ここでは、当該モデルを用いて、定圧法および変圧法を適用した際のレールガス圧接部の接合面における温度および変形を評価した。

図 5 に本検討で使用したモデルを示す。解析モデルはレールガス圧接部の接合面を中心とした 1/4 対称モデルとし、加熱範囲（接合面から長手方向に 100mm）として設定した領域に、ガス炎による熱流束分布および放射による境界条件、加熱範囲以外には放射および大気対流による境界条件を設けた。また、熱伝導物性値および材料定数については温度依存性を考慮した。なお、メッシュ形状は 6 面体（27 節点）とし、接合面から長手方向 100mm を加熱範囲として一辺を約 1mm で分割した。本解析モデルでは、固-液相変態は考慮していない。また、本検討では変位制御とし、ガス圧接試験体作製時に取得した圧縮量の推移を境界条件として、接合面から 750mm 離れたレール端面（接合面と反対側のレール端面）上の全接点に入力した。

3.2 解析結果

本検討では、レールガス圧接部の接合面上の変形度の指標として、先行研究で妥当性を検討した相当塑性ひずみを用いた。図 6 に解析モデルで計算された圧縮量 6mm 到達時点における接合面および中央縦断面上の温

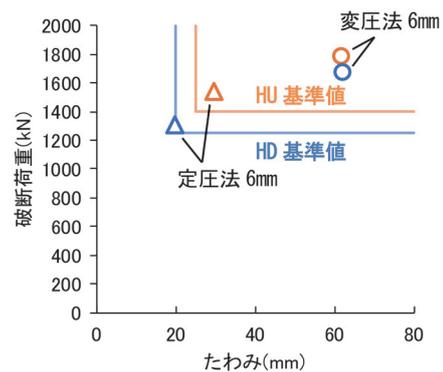


図 3 各試験体の静的曲げ試験結果

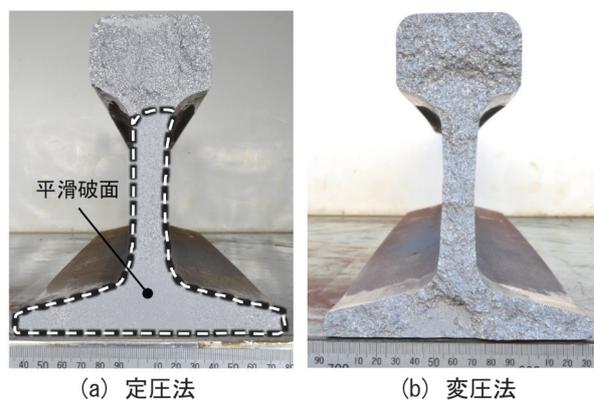


図 4 HU 姿勢（頭部上向き）における破面

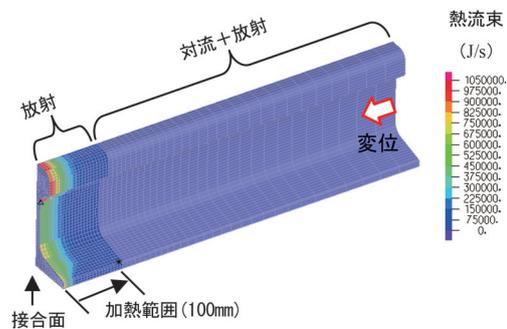


図 5 使用した数値解析モデル

度分布および相当塑性ひずみ分布を示す。解析結果によると、定圧法（加熱時間 310 秒）と比較し、変圧法（加熱時間 420 秒）において各部位の温度が 100℃ 程度高くなっており、加熱時間の延長によって接合面の温度が上昇したことがわかる。また、接合面内の各部位の相当塑性ひずみに着目すると、いずれの部位においても相当塑性ひずみが増加している。中央縦断面の相当塑性ひずみ分布を見ると、定圧法と比較し変圧法のひずみが生じている領域がやや狭く、より接合面に近い位置で変形が集中して生じていることがうかがえる。丸棒鋼ガス圧接部における過去の研究結果において、温度分布が相当塑性ひずみ分布に影響を与え、温度勾配が大きいほど接合面

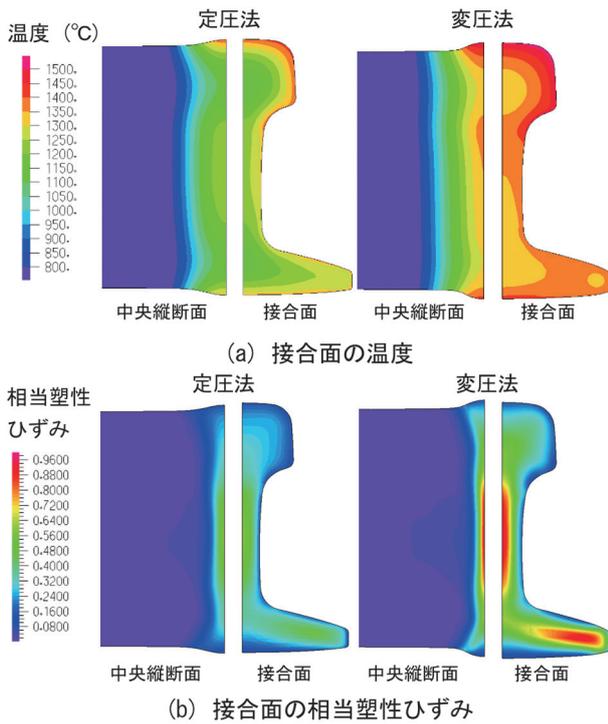


図6 温度および相当塑性ひずみの解析結果

付近の相当塑性ひずみが増加することが判明している⁵⁾。このことから、図6(a)に示すように、定圧法に比べ変圧法における接合面の温度上昇により縦断面方向の温度勾配が大きくなった結果、接合面近傍で集中して変形が生じ、接合面の相当塑性ひずみが増加したものと推定される。

以上の結果より、変圧法を用いることで、温度および変形が増加し、接合面の酸化介在物の分断・微細化に寄与した結果、接合状態が向上したものと考えられる。

4. 性能評価試験

低圧縮量レールガス圧接工法を用いて作製した試験体に対し、各種性能評価試験を実施した。なお、性能評価試験用に作製したすべての試験体において、磁粉探傷試験による欠陥磁粉模様は観察されなかった。

4.1 静的曲げ試験

2章での試験と同様に支点間距離1m、中央集中荷重による静的曲げ試験を実施した。破断姿勢はHUおよびHD姿勢としてそれぞれ2体ずつ実施した。図7に静的曲げ試験結果を示す。すべての試験体がJIS60kg普通レールの曲げ破断基準値(HU:1400kN-24mm, HD:1250kN-20mm)を上回った。また、破面は、2章の静的曲げ試験結果と同様、割れ等の溶接欠陥や平滑面は認められず良好であった。

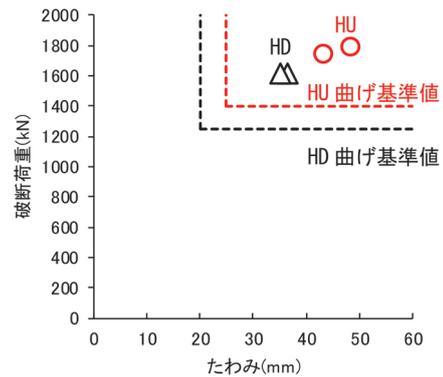


図7 静的曲げ試験結果

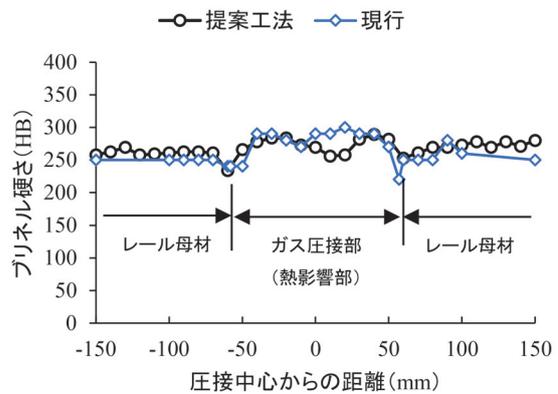


図8 頭頂面のブリネル硬さ分布

4.2 頭頂面硬さ測定試験

低圧縮量レールガス圧接試験体の硬度分布を調査するため、頭頂面のブリネル硬さ(HB)を測定した。測定箇所は接合面を中心として300mmの範囲とし、測定間隔は10mmとした。図8に提案工法の頭頂面のブリネル硬さ分布を現行法と併せて示す。熱影響部(A₁変態点(723℃)を超えて加熱された部位)の硬さがレール母材に比べやや高くなっており、熱影響境界部には約10mm幅の軟化域が認められる。これらは現行のレールガス圧接部と同様の硬さ分布であり、実使用上、局部落込み等の問題を生じることはないと考えられる。

4.3 曲げ疲労試験

レール底部領域に引張応力の作用するHU姿勢にて疲労試験を実施した。なお、熱影響部を含むガス圧接部全域の疲労強度を評価するため、支点間距離1300mm、中央載荷点距離150mmの4点曲げを採用した。試験では、最小応力を30MPaとする片振り条件を採用し、繰り返し数200万回を限度とした。なお、レール底面をグラインダにより滑らかに研磨することで、錆肌を起点としたレール底面からの疲労破壊を防止し、ガス圧接部のみの疲労強度を評価した。図9に曲げ疲労試験の状況、表3に曲げ疲労試験結果を示す。はじめに、標



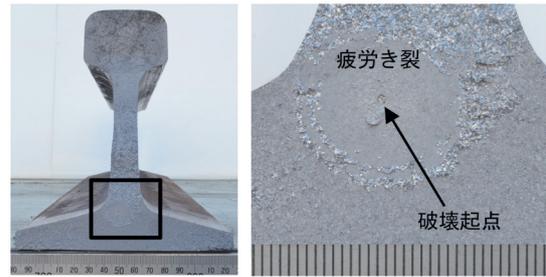
図9 曲げ疲労試験状況

表3 曲げ疲労試験条件と試験結果

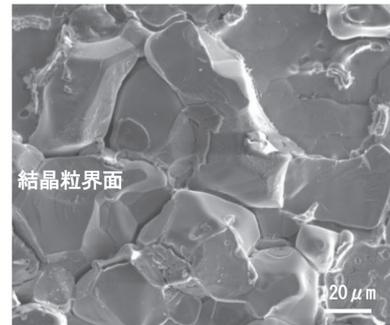
No.	応力 (MPa)			繰り返し数
	最大	最小	全応力振幅	
1	350	30	320	2,000,000
2	350	30	320	1,298,000 (破断)
3	330	30	300	2,000,000
4	330	30	300	2,000,000

準的なガス圧接部の200万回疲労強度である全応力振幅320MPaの条件下で試験体2体に対して試験を実施した結果、1体の試験体は繰り返し数200万回で未破断であったが、1体の試験体は繰り返し数約130万回で破断した。そのため、全応力振幅を300MPaに下げた条件下で試験体2体に対して試験を実施した結果、いずれも繰り返し数200万回で未破断であった。

図10に応力振幅320MPaで破断したNo.2試験体の破面写真および起点部の拡大観察結果を示す。破面をみると、下首部領域に疲労き裂進展を示す円状の平滑破面が認められ、その中心を拡大観察すると、図10(c)に示すような結晶粒界面を呈する粒界割れ破面が認められた。粒界割れはレール母材の旧オーステナイト粒界が溶融することで生じる高温割れであり、フラッシュ溶接やエンクローズアーク溶接などで内部に生じる欠陥形態である。また、通常のレールガス圧接部では入熱過多により接合面近傍の表面に生じることがあるが、加圧により圧縮されるため、内部にこのような欠陥は生じない。本工法では、加圧力を低減させているため、残存したものと推定される。なお、応力振幅320MPaの試験条件は実使用条件下に生じるレール応力と比較すると極めて大きいいため、当該欠陥が疲労破壊の起点となったが、実使用条件下では上述の通り経年による錆肌を起点としてレール底面から疲労破壊に至る⁶⁾ことから、実使用条件下において当該欠陥が疲労破壊の起点となるものではな



(a) No. 2 破面 (b) 左図口拡大



(c) 破壊起点部 (粒界割れ)

図10 No.2試験体の破面観察結果

いと考えられる。

以上の結果から、提案工法は無欠陥のエンクローズアーク溶接部(疲労強度280MPa)を上回る応力振幅300MPaの200万回疲労強度を有していると判断される。

4.4 金属組織観察

作製した1体の試験体について、ガス圧接部を中央縦断面で切断し、マクロ組織を観察した。図11にエッチング処理を施した圧接部の縦断面を示す。熱影響部の幅を測定すると、頭部、腹部、底部領域でいずれも現行の圧縮量24mm以上のレールガス圧接部に比べ20mm程度熱影響範囲が広い⁷⁾ことが分かった。これは投入熱量が変わらず、圧縮量のみが少ないためと考えられる。また腹部は頭部、底部に比べ断面の幅が小さく熱の影響をより大きく受けるため、熱影響幅は大きくなっているが、この傾向は現行のレールガス圧接部と同様である。

図12に圧接部の中央縦断面上で光学顕微鏡により観察したミクロ組織を示す。観察位置は頭頂面下5mm位置の①圧接中心、②熱影響中央、③熱影響境界、④熱影響近接母材、⑤母材の5か所である。より最高到達温度の高い圧接部中心付近では大きい結晶粒が、熱影響境界付近では微細な結晶粒が観察された。いずれの観察箇所でもマルテンサイト等の異常組織は認められず、一般的なガス圧接部と同様の金属組織であると言える。

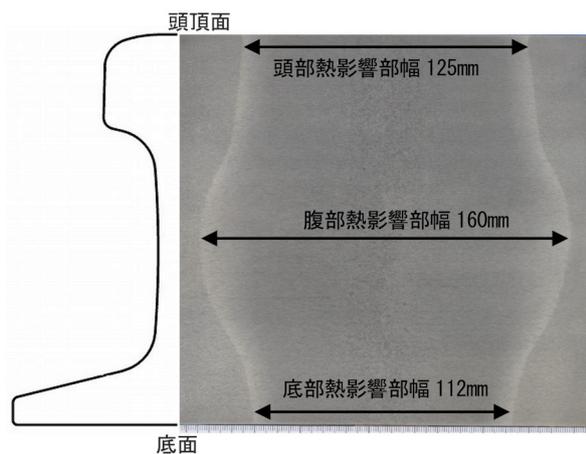


図 11 縦断面マクロ組織

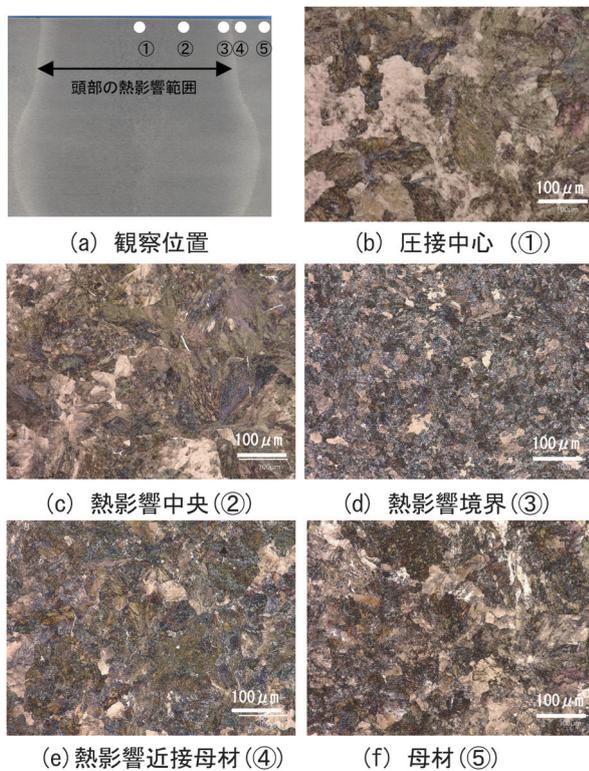


図 12 縦断面ミクロ組織観察結果

5. まとめ

本研究では、圧縮量の低減による押抜き工程の省略を目的として、レールガス圧接試験および数値解析により各種検討を実施した。結果は以下の通りである。

- (1) 変圧法を用いることで、圧縮量 6mm とし押抜き工程を省略可能な低圧縮量レールガス圧接工法を提案した。本工法は、静的曲げ試験および曲げ疲労試験において、現行のレールガス圧接部の荷重・たわみ基準値を上回る曲げ強度および、応力振幅 300MPa 以上の曲げ疲労強度を有していることを確認した。
 - (2) レールガス圧接部の加熱変形解析モデルを用いて、定圧法および変圧法を適用した際のレールガス圧接部の接合温度および変形を評価した。その結果、加熱時間の延長により変圧法における各部位の温度が定圧法と比べ 100℃ 程度上昇した。また、接合面の温度増加により接合面近傍で変形が集中して生じ、相当塑性ひずみが増加した。これらにより、接合面の酸化介在物の分断・微細化に寄与した結果、接合状態が向上したものと考えられる。
- なお、提案工法を用いることで、作業員 2 人（従来は 3 人）で圧接作業を実施することができるため、施工コストの削減が期待される。

文献

- 1) 白山商事株式会社 レールガス圧接機：http://www.hakusan-shoji.co.jp/products/gas_assetsu/index.html（参照日：2024 年 10 月 11 日）
- 2) 辰巳光正，深田康人，上山且芳，山本隆一：レールガス圧接における加熱バーナの改良と加圧方式の変更，鉄道総研報告，Vol.13，No.5，pp.27-32，1999
- 3) JR 東日本：レール溶接工事標準示方書，本設第 728 号，2007
- 4) 伊藤太初，山本隆一，相澤宏行，井筒宏樹，岩崎幹大：レールガス圧接の加熱変形解析手法の構築：鉄道総研報告，Vol.36，No.3，pp.47-52，2022
- 5) 伊藤太初，山本隆一，佐々木朋裕：有限要素法を用いた丸棒鋼ガス圧接部の加熱変形解析，溶接学会論文集，Vol.38，No.4，pp.418-428，2020
- 6) 弟子丸将，片岡宏夫，阿部則次，大野宗伸：経年ロングレールの疲労寿命推定，鉄道総研報告，Vol.20，No.4，pp.5-10，2006
- 7) 山本隆一，伊藤太初，寺下善弘，辰巳光正，吉田佳史：水素・エチレン混合ガスを用いたレールガス圧接法，鉄道総研報告，Vol.27，No.4，pp.47-52，2013

鉄道橋りょう・高架橋の耐震設計に用いる 所要降伏震度スペクトルの実用的な設定方法

坂井 公俊*

Practical Method for Setting Nonlinear Response Spectrum for Seismic Design of Railway Bridges and Viaducts

Kimitoshi SAKAI

A Non-linear Response Spectrum Method is one of the methods used to calculate the seismic response values of railway bridges and viaducts. In this study, a method for expressing the non-linear response spectrum was proposed using a relatively simple mathematical equation. In addition, a procedure for estimating the parameters to be input into this equation was proposed. The proposed method was applied to seismic records. The result confirmed that the proposed method can automatically represent the overall trend of the spectra of seismic records while significantly reducing the number of parameters used compared to conventional methods.

キーワード：所要降伏震度スペクトル，耐震設計，地震動予測式

1. はじめに

鉄道構造物の耐震設計に用いる設計地震動は、弾性加速度応答スペクトル、時刻歴波形によって表示されている¹⁾。ただし、一般的な鉄道橋りょう・高架橋のL2地震動に対する地震応答値を算定する際には、非線形応答スペクトルを用いる方法が設計実務において用いられており、これに対応する形で地盤条件、構造物条件毎にそれぞれ「所要降伏震度スペクトル」が用意されている。この所要降伏震度スペクトルを用いることで、エネルギー一定則や変位一定則のような近似的な地震応答値の算定手法と比較して、構造物の非線形応答値を高い精度で算定可能である。さらに、非線形の動的解析が不要であるため、耐震設計時の構造物の応答値算定法として有用な手法の一つである^{例えは2)}。

所要降伏震度スペクトルは、入力地震動の時刻歴波形を用いた非線形動的解析を繰り返すことで比較的容易に算定可能であるが、鉄道構造物の耐震設計ではこの計算結果（例えば図1の橙線）をそのまま用いることはせず、図1の青線で示すような複数の直線を組み合わせて表示している。これは、設計地震動や構造物の周期特性の算定精度等の現状を鑑みて、構造物に要求される降伏震度が構造物の固有周期によって極端に変化することを避けるような配慮であるとともに、設計時の取り扱いの容易さも考慮した対応である。

この直線化した所要降伏震度スペクトルを設定する際には、応答塑性率毎に複数の直線を設定する必要があり、図1で示したケースでは応答塑性率 $\mu=1\sim 10$ の範囲で計37個のコントロールポイント（等価固有周期 T_{eq} と

所要降伏震度 k_{hy} の74個の数値)を目視で設定している。このコントロールポイントは、計算結果を概ね再現できるように配慮して設定しているが、定量的な判定基準が存在するわけではないため、設定者による主観や任意性が含まれる可能性がある。また基盤地震動が決定した場合に、地盤条件毎、構造種別毎の所要降伏震度スペクトルが必要であるため、設計で用いる所要降伏震度スペクトル設定には比較的多くの作業を要する。基盤地震動が一つに固定されていれば、この直線化作業は実務設計においてそれほど問題にならないが、近年では基盤位置での設計地震動を地域ごとに個別に評価する事例^{例えは3)}も増えてきており、このような目視によるスペクトルの直線化作業を毎回実施することが弊害になりつつある。何かしらの手法によって、ある地震動に対して計算された所要降伏震度スペクトルを自動的に数式等で設定することが出来れば、設計実務の省力化に貢献するとともに、作業による結果のバラツキの抑制にも繋がる。

以上を踏まえて本検討では、設計時の所要降伏震度スペクトルを自動的かつ合理的に設定可能な手法⁴⁾につい

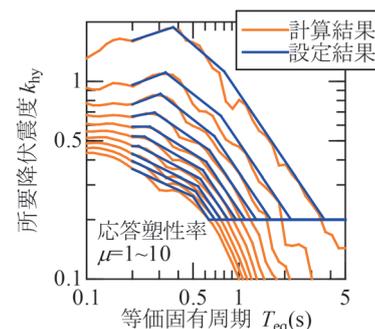


図1 所要降伏震度スペクトルの例¹⁾

* 鉄道地震工学研究センター 地震応答制御研究室

で紹介する。

2. 所要降伏震度スペクトルの自動的な設定方法の検討

2.1 表示方法の検討

所要降伏震度スペクトルの表示方法とパラメータ推定の手順を整理する。所要降伏震度スペクトルは、図1で示したように等価固有周期 T_{eq} と所要降伏震度 k_{hy} を軸として、同一の応答塑性率 μ (=最大応答変位 δ_{max} /降伏変位 δ_y) となる構造物の T_{eq} , k_{hy} を繋ぎ合わせることで表示される。所要降伏震度スペクトルは、応答塑性率 μ が1~10の範囲を1刻みで計算、表示されることが多いため、今回もこの表示方法を踏襲する。

ここで、非減衰の速度応答スペクトルは地震動のフーリエ振幅スペクトルの形状と類似することが確認されている(例えば5)。応答スペクトルは、加速度、速度、変位のそれぞれで固有円振動数 ω を乗じたり除いたりすることで、簡易かつ概略的に変換可能である。そのため、フーリエ振幅スペクトルの数式表示を活用することが有効であると考えられる。震源、伝播経路、サイト特性の重ね合わせに基づくフーリエ振幅スペクトルの表示方法を使用することで、周期間の関係を有する表示となるため、地震動1波の所要降伏震度スペクトルの簡易な設定が期待される。例えば点震源を仮定した場合の岩盤位置のフーリエ振幅スペクトル $A(f)$ は、次式で算定できる。

$$A(f) = \frac{R_{\theta\phi} \cdot FS \cdot PRITTN}{4\pi\rho V_s^3} \times M_0 \times \frac{(2\pi f)^2}{1+(f/f_c)^2} \times \frac{\exp(-\pi fR/Q_s V_s)}{R} \quad (1)$$

ここで、 M_0 : 地震モーメント, $R_{\theta\phi}$: ラディエーションパターン係数, FS : 自由表面の影響による増幅, $PRITTN$: エネルギーの水平2成分への分散を表す係数, ρ :

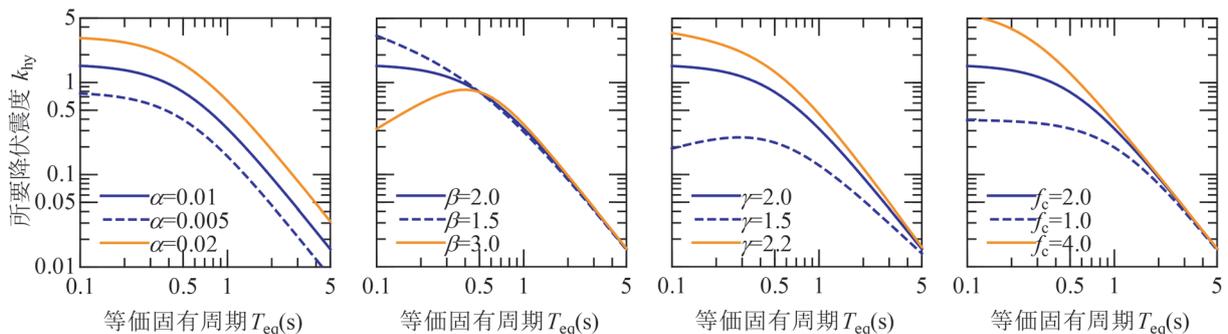
地盤の密度, V_s : 地盤のせん断弾性波速度, f_c : コーナ一周波数, R : 震源からの距離 (km), Q_s : 伝播経路における Q 値である。このうち、表示形式をより簡便にするため距離減衰に関する項を無視するとともに、 M_0 以前の項を定数 α とし、スペクトル長周期、短周期側の勾配を支配する指数部を変数 β, γ として拡張すると、式(1)は次のように簡略化できる。

$$A(f) = \alpha \cdot \frac{(2\pi f)^\gamma}{1+(f/f_c)^\beta} \quad (2)$$

このようにすることで、地震動の振幅スペクトルが有する物理的な関係性を保持しつつ、パラメータを $\alpha, \beta, \gamma, f_c$ のみに絞った表示が可能となる。この4つのパラメータを自動的に同定する手順を整理するとともに、式(2)によって当該地点の設計地震動の所要降伏震度スペクトルを適切に再現することができれば、従来よりも少ない作業量、指標で設計スペクトルの表示が可能となり、設計実務における利便性の飛躍的な向上が期待される。

ここで、式(2)で算定される $A(f)$ に関して、 $\alpha=0.01$, $\beta=2.0$, $\gamma=2.0$, $f_c=2.0$ を基本として、各パラメータを変化させた場合のスペクトル形状の変化を図2に示す。なお基本とした各係数の値は、地震記録から算出される所要降伏震度スペクトルの一般的な形状(例えば図1)を概ね再現できるような値を試行錯誤的に決定したものである。

図2の結果を見ると、まずスペクトルの全体的な形状として図1に示した所要降伏震度スペクトルと類似しているとともに、4つのパラメータを変化させることで、比較的自由度の高いスペクトル表示が可能になることが分かる。ここで式(2)は、式(1)における指数部の2乗を β, γ というパラメータで評価することで、各地震動の短周期側、長周期側の勾配を容易に制御可能としている。これによって、様々な周波数特性を有する可能性のある設計地震動波形1波の所要降伏震度スペクトル



(a) α が変化した場合 (b) β が変化した場合 (c) γ が変化した場合 (d) $f_c (=1/T_0)$ が変化した場合

図2 パラメータの変化に伴うスペクトル特性の変化 ($\alpha=0.01$, $\beta=2.0$, $\gamma=2.0$, $f_c=2.0$ を基本)

ルを簡易かつより適切に設定可能となる事も期待される。

そこで以降では、この式(2)を基本としつつ、鉄道構造物の設計者が理解しやすいような記載方法(周波数ではなく周期での表記、構造物の等価固有周期 T_{eq} 、降伏震度 k_{hy} 等での表示)に変更した式(3)によって、地震動を対象とした所要降伏震度スペクトルの表示を試みる。

$$k_{hy}(\mu, T_{eq}) = \alpha \cdot \frac{(2\pi/T_{eq})^\gamma}{1 + (T_c/T_{eq})^\beta} \quad (3)$$

ここで、 T_{eq} : 構造物の等価固有周期 (s), T_c : コーナー固有周期 (s), $k_{hy}(\mu, T_{eq})$: 対象とする地震動に対して等価固有周期 T_{eq} (s)の構造物が応答塑性率 μ となる降伏震度(所要降伏震度), $\alpha, \beta, \gamma, T_c$: 構造物の応答塑性率 μ に対して変化する回帰係数である。

2.2 パラメータ回帰方法の検討

前節で提案を行った式(3)を用いて所要降伏震度スペクトルを表示するが、本節ではパラメータの回帰手順について整理を行う。ここで地震動、応答塑性率毎に全パラメータを非線形の最小二乗法で同定する方法も考えられるが、その場合には最終的なパラメータの物理的解釈が困難になり、将来的な地震動予測式への拡張に課題が残る可能性も考えられる。そこで図1、図3に示す所要降伏震度スペクトルの一般的な形状を勘案して、以下の手順によって各パラメータの推定を行うこととした。パラメータ推定の手順、イメージも図3に示している。

- [1] 所要降伏震度スペクトルの長周期成分の勾配から係数 γ を最小二乗法によって算定する。この γ は応答塑性率 μ によらず全ての μ で共通した値とする。
- [2] 上記[1]で得られたパラメータ(γ)を固定した状況で、所要降伏震度スペクトルの短周期成分の値から、係数 α を最小二乗法によって算定する。この α は、応答塑性率 μ 毎に算定する($\mu=1\sim10$ まで10個の値を個別に同定する)。
- [3] 上記[1]、[2]によって算定される2直線の交点からコーナー周波数に相当する係数 $T_c(f_c)$ を算定する。これも応答塑性率 μ 毎に算定する($\mu=1\sim10$ まで10個の値を個別に同定する)。
- [4] 上記[1]～[3]で得られたパラメータ(γ, α, T_c)を固定した状況で、計算される所要降伏震度スペクトルに最も合致する係数 β を最小二乗法によって算定する。この β も応答塑性率 μ 毎に算定する($\mu=1\sim10$ まで10個の値を個別に同定する)。

ここで上記[1]～[4]の手順について補足を行う。まず[1]、[2]の長周期、短周期成分として設定する範囲は、地震記録毎に網羅的に設定し、最終的に得られる所要降伏震度スペクトルの誤差二乗和が最小になる範

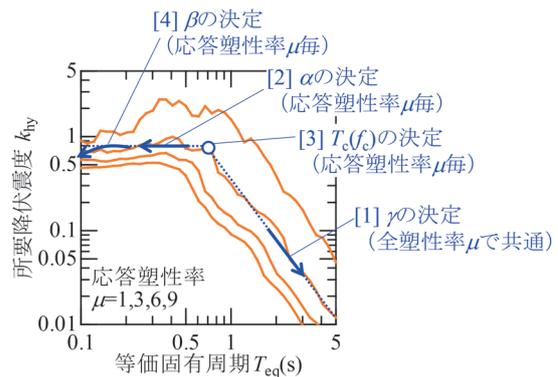


図3 所要降伏震度スペクトルのパラメータ回帰の手順

囲を決定することとした。また、[1]でまず長周期成分の勾配から係数 γ を算定しているが、これは図2を見ても分かるように、今回使用する4パラメータのうち長周期成分に大きく寄与するものが γ のみであること、これを変化させると短周期側も含めてスペクトル全体の周期に依存した形状変化が生じるためである。次に全体の形状を大きく支配する係数 α を設定し、係数 $T_c(f_c)$ と係数 β を順番に設定することで、安定した係数が同定されることを期待している。また短周期成分のスペクトル形状を規定する β について、多様な観測記録に対する所要降伏震度スペクトルを俯瞰した場合に、応答塑性率 μ 毎に変化することを確認しているため、今回は μ 毎に個別に同定することとした。

以上の手順を経ることで、地震波によって様々な形状を有する所要降伏震度スペクトルに対しても比較的安定したパラメータ同定が期待されるとともに、例えば応答塑性率 μ を1～10の10タイプとした場合の係数の数が31個(γ :1個, α, T_c, β :各10個)と比較的少なく抑えることが出来る。また各パラメータの表示形式を拡張した上で、多様な地震記録に対してパラメータを同定することで、例えば地震規模、距離等に応じた所要降伏震度スペクトルの距離減衰式の実現も期待される。

3. 提案手法の有効性の確認

3.1 対象とする地震動、計算条件

前章で提案を行った所要降伏震度スペクトルの数式表示、パラメータの回帰方法を実際の地震動に対して適用することで、手法の有効性を確認する。検討を行う地震動波形を図4、弾性加速度応答スペクトルを図5に示すが、ここでは代表的な地震観測記録として1995年兵庫県南部地震のJMA神戸観測記録(NS成分)(以降、JMA神戸)、1993年釧路沖地震動JMA釧路観測記録(NS成分)(以降、JMA釧路)の2波形を対象とするとともに、鉄道構造物の耐震設計で用いられている標準

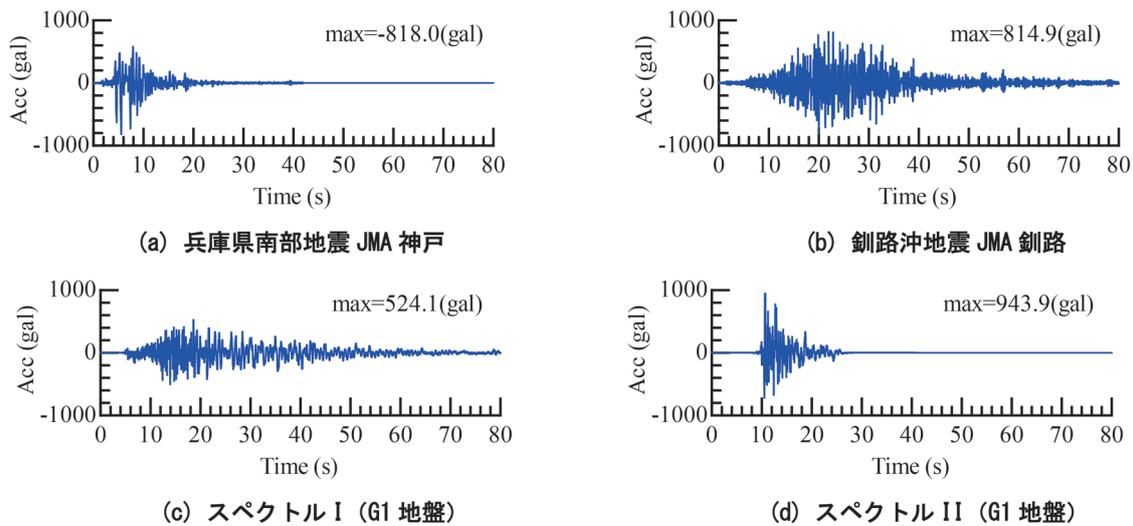


図4 検討に用いる地震動の時刻歴波形

L2地震動スペクトルI, II (G1地盤)の時刻歴波形¹⁾も用いた。この標準L2地震動は、既往の観測記録を統計的に処理した弾性加速度応答スペクトルに一致しつつ、構造物の安全性を評価するための設計地震動という観点で所要降伏震度スペクトルが相対的に大きくなるような位相特性を有する時刻歴波形である。

これらの地震動波形に対して所要降伏震度スペクトルを計算する。この時に対象とする構造物条件、計算条件としては、鉄道構造物の耐震設計における鉄筋コンクリート橋りょう・高架橋を対象とした所要降伏震度スペクトルの計算条件と同様とした。具体的には、構造物の非線形特性として骨格をバイリニアモデル、履歴をクラフモデル(第2勾配比0.1, 除荷時剛性低下指数0.2)で設定し、応答塑性率 $\mu=1\sim 10$ (1刻み)となる構造物の降伏震度 k_{hy} を収束計算によって求める。構造物の等価固有周期 T_{eq} は0.1~5秒の範囲で対数軸において等間隔に40個設定した。構造物の減衰定数は固有周期に依存させず $h=0.05$ で一定とした。

以上の条件に基づいて、各地震波形の所要降伏震度スペクトルを計算した結果($\mu=1, 3, 6, 9$ のみ)を図6に橙線で示す。所要降伏震度スペクトルの大まかな形状としては図3に示したように、応答塑性率 μ 毎に、ある固有周期で所要降伏震度 k_{hy} が大きくなり、それ以外では徐々に k_{hy} が小さくなる形状であるとともに、長周期側の下り勾配は μ に依らず概ね類似している。また使用する地震動波形の違いによって所要降伏震度の全体的な大きさ、ピークを示す周期、下り勾配等が異なっている。そのため前章で定義したように、ある程度の自由度を有したスペクトルフィッティングを行う必要があることが分かる。

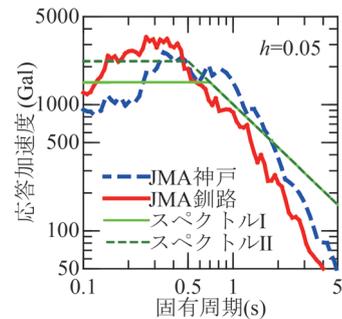


図5 検討に用いる地震動の弾性応答スペクトル

3.2 スペクトルフィッティングの結果

前述した4地震波形の所要降伏震度スペクトル(図6の橙線)に対して、提案手法を適用する。この時には、今回整理した手順に従ってパラメータ $\gamma, \alpha, T_c, \beta$ の同定を行う。パラメータ同定時には、基本的に各パラメータの存在範囲、制約条件等を設けていないが、短周期側のスペクトルの勾配を制御するパラメータ β については、最終的な推定結果が地震波毎に大きくばらつく場合があったこと、極端に大きな値や小さな値を設定した場合にも所要降伏震度スペクトルの形状・適合度にはそれほど大きな変化・改善が見られなかったことから、 $1.0 \leq \beta \leq 5.0$ の範囲で制約を設けた。

以上の条件で、地震動毎に所要降伏震度スペクトルのフィッティングを実施した。最終的に得られた所要降伏震度スペクトルを図6に青線で示す。これらの結果より、今回提案した定式化、フィッティング手順によって、いずれの地震動、応答塑性率 μ を対象とした場合にも所要降伏震度スペクトルの特徴を適切に再現できていることが分かる。また元波形にみられる周期毎のスペクトルの凸凹について、今回の手法で得られるスペクトルはこれを平滑化したような結果となっており、1章で述べた

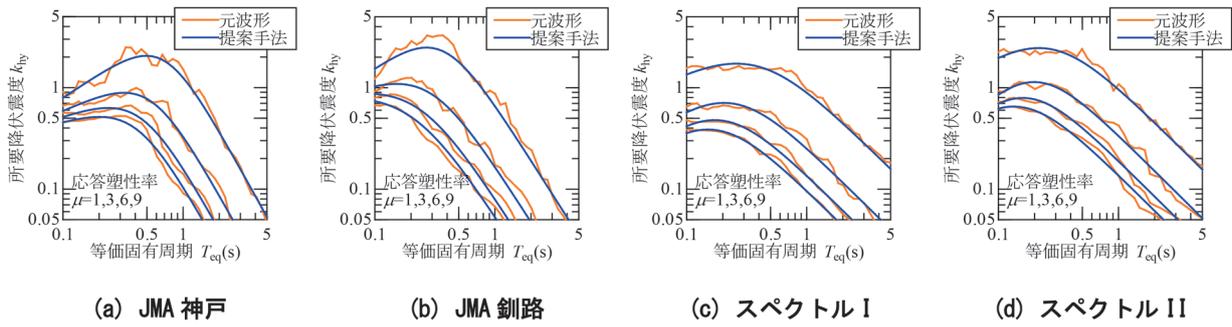


図6 所要降伏震度スペクトルの適合結果

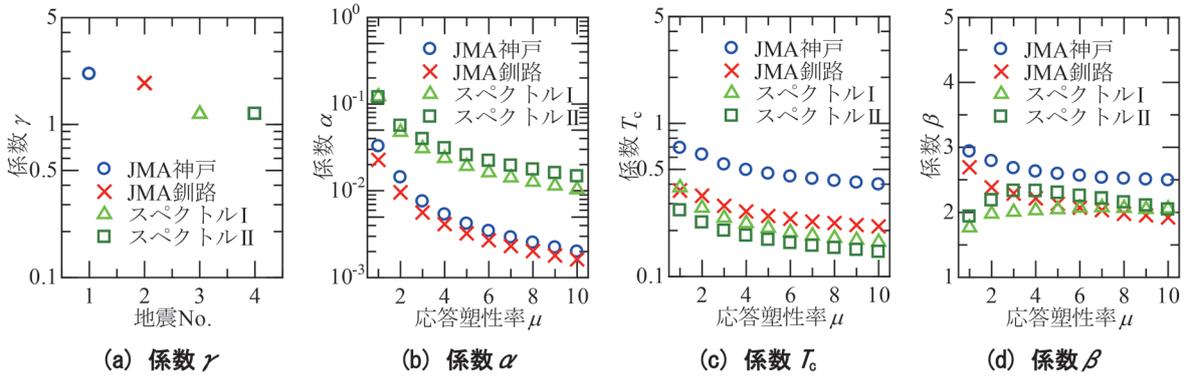


図7 各パラメータの同定結果

耐震設計に用いることを念頭に実施するスペクトル直線化の意図を適切に汲んだ結果が得られている。ただし、今回は幅広い応答塑性率、等価固有周期のスペクトルを平均的に再現するようなパラメータを求めているため、例えば図6 (b) のJMA 釧路、 $T_{eq}=0.4s$ 、 $\mu=1$ などでは元波形の所要降伏震度よりも多少小さな結果となる条件も存在する。これについては、設計時の取り扱いを勘案して元波形の結果を包含する、一定の割合で上回る等の制約条件を設けることで問題を回避可能である。

各地震動に対して算定された回帰係数をまとめて図7に示す。これを見ると、まず長周期側の勾配の程度を表す指標である γ は、JMA 神戸、JMA 釧路、標準L2地震動(スペクトルI、スペクトルII)の順に徐々に小さくなっており、スペクトルIとスペクトルIIはほぼ同一の値が得られた。これは、図3に示した弾性加速度応答スペクトルの長周期成分の勾配と同様の傾向を示している。特にスペクトルIとスペクトルIIでは、設計地震動の取り扱いの容易さを考慮して弾性加速度応答スペクトルの長周期成分の勾配を同一としているが、同定された γ はこの傾向と合致している。

所要降伏震度スペクトルの最大値を規定するパラメータである α は、各地震で応答塑性率 $\mu=1$ の時に最大値を示すとともに、 μ が大きくなるに従って徐々に α が小さくなっている。 $\mu=1$ 時の α は弾性時の構造物応答の大小を示しているとともに、 μ の変化に伴う α の変化程

度は構造物の塑性化時の所要降伏震度の変化割合の大小を示している。このような観点で観測記録(JMA 神戸、JMA 釧路)と設計地震動(スペクトルI、スペクトルII)を比較すると、設計地震動の方が $\mu=1$ 時 α が大きいたとも、 μ の変化に伴う α の変化程度も鈍い。スペクトルI、スペクトルIIは、構造物の非線形挙動の影響にも配慮して、同一の弾性加速度応答となる時刻歴波形の中で非線形化しやすい位相特性を設定しており、 α の変化程度が観測記録よりも小さくなっているという今回の結果は、設計地震動の位相設定の有効性を示すものである。

所要降伏震度スペクトルのピーク周期に影響を与える T_c は、応答塑性率 μ の増大に伴って小さくなるとともに、JMA 神戸を対象とした結果のみ全体的な値が大きくなっている。これは図5や図6の結果からも分かる通り、構造物の塑性化程度が増大(振動中の卓越周期の長周期化)に伴ってピーク周期が徐々に短周期側に移行しているとともに、応答のピーク周期はJMA 神戸においてより長周期側に存在することを表したものである。

短周期側のスペクトル低減程度を支配する係数 β は、対象とする地震動によって増加、低減の傾向が異なるが、観測記録を対象とした場合には応答塑性率 μ が大きくなるにしたがって β が徐々に小さくなっている。これには対象とする周期帯(今回は $T_{eq}=0.1\sim 5s$ を対象)の影響も含まれるが、塑性化が大きくなるに従い構造物の履歴減衰が増大する結果、周期毎の所要降伏震度の変化が小

さくなる効果を表したものであると捉えることもできる。

以上のように、提案した式(3)とパラメータの推定手順に従って所要降伏震度スペクトル設定を行うことで、実地震動に基づくスペクトルの全体的な傾向を適切に再現可能であるとともに、スペクトル形状の自動設定が可能となる。そのため、従来の目視による直線化作業と比較して大幅な省力化、パラメータ数の低減($\mu=1\sim 10$ の範囲で従来:74個, 今回:31個)を実現している。

3.3 パラメータの低減, 任意の応答塑性率への拡張

前節の検討により、式(3)によって各応答塑性率 μ ($\mu=1\sim 10$ の範囲で1刻み)の所要降伏震度スペクトルを良好に設定できることを確認した。ただし、設計を考えると各構造物の応答塑性率 μ , 応答変位をより細かい分解能で把握する必要がある、任意の応答塑性率 μ における等価固有周期 T_{eq} と降伏震度 k_{hy} の組み合わせが必要になる。そこで、パラメータ α , T_c , β をそれぞれ次式によって回帰することで、あらゆる応答塑性率 μ においても所要降伏震度スペクトルを容易に表示可能な形に拡張する。

$$\log \alpha(\mu) = \sum_{n=0}^3 k_{\alpha,n} \cdot \mu^n \quad (4)$$

$$T_c(\mu) = \sum_{n=0}^3 k_{T_c,n} \cdot \mu^n \quad (5)$$

$$\beta(\mu) = \sum_{n=0}^3 k_{\beta,n} \cdot \mu^n \quad (6)$$

ここで、 $k_{x,n}$:各パラメータ x を算定するための係数($n=0, 1, 2, 3$), μ :応答塑性率($1 \leq \mu \leq 10$)である。今回対象とした地震動のうちJMA神戸に対して $k_{x,n}$ を最小二乗法によって算定した結果を表1に、これによって計算される所要降伏震度スペクトルを図8に示すが、この方法で各応答塑性率のスペクトルを適切に再現していることが分かる。また今回は省略するが、他の3地震動に対しても同様に適切な所要降伏震度スペクトルを評価可能であることを確認しており、式(3)~式(6)を用いることで、使用するパラメータ数をさらに低減(計13個)した上で、任意の応答塑性率 μ の所要降伏震度スペクトルを設定可能となる。そのため、この設定方法により、設計実務における有用性がさらに向上すると言える。

4. まとめ

構造物設計時の地震時非線形挙動を簡易に算定するための地震作用の表示方法の一つである所要降伏震度スペ

表1 γ , $k_{x,n}$ の評価結果 (JMA神戸の場合)

n	γ	$k_{\alpha,n}$	$k_{T_c,n}$	$k_{\beta,n}$
0	2.143	-1.049	8.072×10^{-1}	3.111
1		-5.061×10^{-1}	-1.238×10^{-1}	-2.053×10^{-1}
2		6.071×10^{-2}	1.412×10^{-2}	2.538×10^{-2}
3		-2.673×10^{-3}	-5.827×10^{-4}	-1.109×10^{-3}

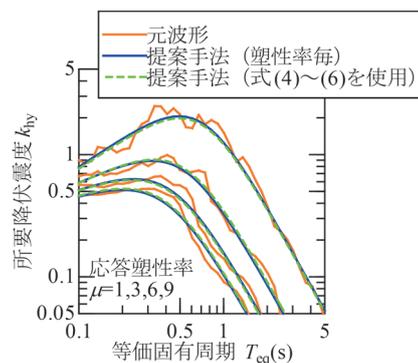


図8 所要降伏震度スペクトルの適合結果(式(4)~(6), 表1による設定)

クトルを自動的に設定可能な手法構築を目的とした検討を行った。その結果、提案手法によって自動的にスペクトルの全体的な傾向を適切に再現可能であることを確認した。提案手法を用いることで、従来の目視による直線化作業と比較して大幅な省力化と、パラメータ数の低減を実現している。これにより、地域性を考慮した設計地震動を設定した場合にも、標準L2地震動をそのまま用いた場合と概ね同程度の作業量による構造物の設計が実現可能となり、地域特性をより反映させた合理的な構造物の実現も期待される。

また今回は紙面の都合上省略したが、提案手法を多様な地震観測記録に適用した結果、手法の幅広い適用性を確認するとともに、地震記録の特性変化に伴って各係数が一定の傾向で変化することも確認している⁴⁾。

なお本検討では、元波形の平均的な傾向を再現するために最小二乗法によってパラメータ推定を行ったが、状況によっては例えば周期毎のスペクトルの変動を安全側に設定する等の配慮が要求される場合もある。この時には全結果を包絡する、ある一定割合で上回る等の制約条件を付加することで適切なパラメータ推定も可能であるため、今回提案した定式化、パラメータ推定手法は、耐震設計における所要降伏震度スペクトルの設定、提示手法として有効である。

文献

1) (公財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同

- 解説（耐震設計），丸善出版，2012
- 2) 家村浩和，三上卓：目標耐震性能に必要な降伏強度と塑性率のスペクトル，土木学会論文集，No.689/I-57，pp.333-342，2001
- 3) 朝長光，西恭彦，青柳広樹，神澤拓，坂井公俊：常時微動観測に基づくサイト増幅特性評価とこれを考慮した設計地震動評価，鉄道工学シンポジウム論文集，Vol.23，pp.155-162，2019
- 4) 坂井公俊：鉄道橋りょう・高架橋の耐震設計に用いる非線形応答スペクトルの表現方法に関する一考察，構造工学論文集，Vol.70A，2024
- 5) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門，鹿島出版会，1994

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	長倉 清	日比野有	小方正文
仁平達也	瀧上唯夫	田所敏弥	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	豊岡亮洋		

鉄道総研報告 第38巻 第12号

2024年12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

©2024 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. 38 No. 12

Dec. 2024

PAPERS

- Development of Unloosening Rail Fastening System with Leaf Spring Clip and Existing Concrete Sleeper
.....D.YAMAOKA, T.DESHIMARU, S.TAMAGAWA (1)
- Method for Repairing Track Slabs with Frost Damage
.....T.TAKAHASHI, M.HOJO, N.TAKAHASHI (7)
- Rail Gas Pressure Welding of Low Upset Length Using Variable Pressure Method
.....H.ITOH, Y.KONAYA (15)
- Practical Method for Setting Nonlinear Response Spectrum for Seismic Design of Railway Bridges and Viaducts
.....K.SAKAI (21)

