

バラスト軌道の地震時変形挙動

浅沼 潔* 関根 悦夫** 片岡 宏夫***
曾我部 正道* 後藤 恵一* 徳永 宗正*

Dynamic Behavior of Ballasted Track at Earthquake

Kiyoshi ASANUMA Etsuo SEKINE Hiroo KATAOKA
Masamichi SOGABE Keiichi GOTO Munemasa TOKUNAGA

A number of researches have been implemented on the safety of ballasted track to minimize the degree of damages by earthquake. Nevertheless, sufficient knowledge has not been obtained yet on the dynamic behaviors of ballasted track itself. Against the above background, firstly the authors carried out a static analysis in order to evaluate stability against track buckling of straight track of continuous welded rails. Secondly the authors carried out a dynamic analysis about ballasted track on ground and on structure during earthquake, using parameters of lateral peak resistance of ballast, degree of earthquake, etc., and examined the dynamic behavior of ballasted track during earthquake.

キーワード：バラスト軌道，ロングレール，地震，道床抵抗力，座屈，残留変位

1. はじめに

新潟県中越地震における上越新幹線の列車脱線事故を契機に地震時の脱線および逸脱防止対策について検討が鋭意進められ^{例え1)}、これらの成果を基にバラスト軌道を対象として地上側の各種対策が実施され始めている。また、地震時のバラスト軌道の変形挙動を大きく左右する道床横抵抗力の向上対策についても、実物大バラスト軌道による振動台実験により各種対策効果が定量的に示される²⁾ほか、従来のバラスト止めよりも低コストな新たな工法が開発され、変位抑制効果や施工性が確認されている³⁾。

一方、これらの対策が講じられるバラスト軌道自体の変形挙動については、座屈の発生が懸念されるロングレール区間のバラスト軌道を対象として、沼田⁴⁾、宮井⁵⁾によるエネルギー法を用いた座屈安定性の検討をはじめ、列車走行時に軌道に作用するアップリフト⁶⁾、振動⁷⁾、横圧⁸⁾の影響に関する検討など数多くの研究が行われているが、地震時におけるバラスト軌道の変形挙動については不明な点が多い。例えば、加振時の道床横抵抗力特性を考慮して算出された最低座屈強さに相当する温度変化量と座屈発生温度変化量を基に座屈安定性が検討された研究例⁹⁾はあるが、地震動やそれによって変化する道床抵抗力等の影響を受けてバラスト軌道がどのような

変形挙動を示し座屈あるいは大きな残留変位を生じるかなどについては十分に明らかにされているとは言い難い。

このような現状を踏まえ、本研究では、はじめに、解析対象とするバラスト軌道の基本的な座屈安定性を把握するために、直線ロングレール区間の地盤上のバラスト軌道を対象として常時の温度変化に対する変形挙動について道床抵抗力特性等をパラメータとする静的解析により検討を行った。次に、地盤上および構造物上のバラスト軌道を対象とし、道床抵抗力特性および地震動をパラメータとする地震時動的解析を行いバラスト軌道の変形挙動について検討を行った。また、構造物上のバラスト軌道については、構造物の等価固有周期、降伏震度、振動変位および不同変位がバラスト軌道の変形挙動に及ぼす影響についても検討を行った。

2. 解析モデルおよび解析条件

2.1 解析モデルおよび解析条件

2.1.1 軌道

対象とするバラスト軌道の平面図および解析モデルを図1に、解析条件を表1に示す。

道床抵抗力の特性については、既報¹⁰⁾ではバラスト軌道の変形挙動に対する道床横抵抗力の影響について検討するために道床縦抵抗力は一定値として解析を行ったが、本研究では道床縦抵抗力の影響も含めて検討するために、道床縦抵抗力は、以下に示す道床横抵抗力と同一

* 鉄道力学研究部 構造力学研究室
** 軌道技術研究部
*** 軌道技術研究部 軌道構造研究室

特集：鉄道力学

のモデルを用いて変化させた。道床横抵抗力は、図2 (a) の特性を有するバイリニア型非線形ばね要素でモデル化した¹¹⁾。最終道床横抵抗力 (g_0) は、新幹線軌道工事標準示方書 (営業線) 及び同解説¹²⁾ の中で一般区間に対して示される必要最小値8.8kN/mを基に10kN/mを基準とした。地震時の道床横抵抗力特性は、バラスト部分の耐震性能の指標として応答加速度が有効であること¹³⁾を踏まえ、同図 (c) に示すように、加振開始時から地表面入力加速度最大時 (構造物上のバラスト軌道を対象とした解析では構造物天端の応答加速度最大時) まで、時間経過に対して線形に最終道床横抵抗力を所定の値 (表1) に減少させることによりモデル化した。本解析では、地震時の最終道床横抵抗力は、解析モデル全長にわたり均一に低下させている。構造物上のバラスト軌道で不同変位 (角折れ等) が生じる場合は、同部近傍のバラストの変形が大きくなり、バラスト内のせん断ひずみも増加すると想

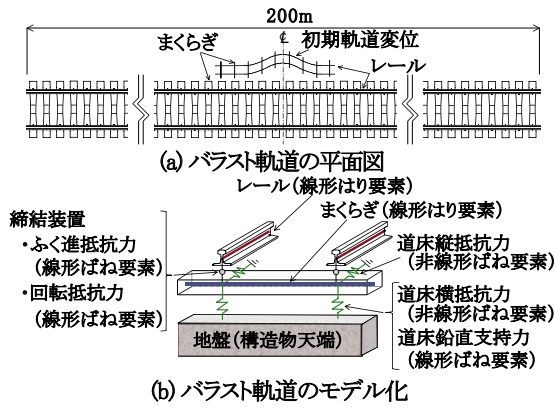


図1 バラスト軌道の解析モデル

表1 解析条件

レール種別	60kg レール	
まくらぎの種類	ポストテンション式PCまくらぎ (4H)	
締結間隔	62.5cm	
最終道床横 (縦) 抵抗力	加振前	$g_0=10\text{kN/m}$
	加振ピーク後	$g_0 \times 1.0, 0.9, 0.8, 0.7, 0.6, 0.5, 0.4, 0.3, 0.2, 0.1$
締結装置の回転抵抗力	$M = 70 \cdot \theta$ M : 回転抵抗力 (kN・m) θ : 回転角 (rad)	
レールの温度変化量	常時	0 ~ 座屈発生温度
	地震時	40°C

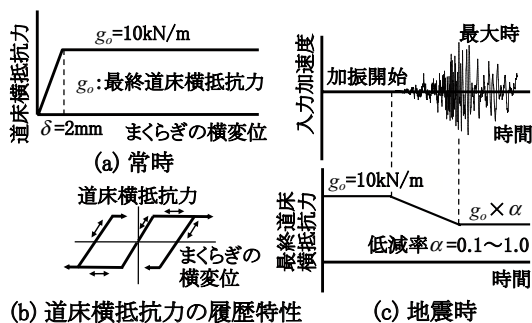


図2 道床横抵抗力のモデル化

定される。このような場合は、既往の研究結果¹⁴⁾ から、同部近傍の道床横抵抗力はさらに低下すると考えられるが、この影響については今後検討を進める予定である。

初期軌道変位 (通り) は、前述の示方書に示される、直ちに補修が必要とされる値4mmを基準として、静的解析では2, 3, 4mmに変化させた。初期軌道変位の波形は半正弦波曲線 (半波長10m) によりモデル化した。

レールの温度は、常時の解析の場合は座屈が生じるまで0°Cから徐々に上昇させた。地震時の解析の場合は、ロングレールの設定温度の制限値から想定される最大温度変化量として40°C⁹⁾ に設定した。

2.1.2 構造物

構造物は、線路方向に連続する代表的な鉄道構造物としてRCラーメン高架橋を対象とし、具体的には、図3に示すように、RCラーメン高架橋 (R1 ~ R7, 5径間, スパン長10m) と調整桁 (RC-T形桁, スパン長10m, 回転拘束条件: ピン・ピン) を交互配置した¹⁵⁾。高架橋諸元を表2に示す。高架橋高さは近年建設されているRCラーメン高架橋の平均的な高さ10mとした。等価固有周期 T_{eq} は、短周期型として0.5s, 長周期型として1.0sとした。降伏震度 K_{hp} は、対象構造物の降伏震度が0.5 ~ 0.6程度であることを踏まえ0.5を基準として、バラスト軌道の変形挙動に対して応答加速度の面で厳しい条件となる0.8に変化させた。

構造物の不同変位 (角折れ) の影響を検討する場合は、高架橋R4の構造諸元のみ変化させた。隣接する高架橋との高低差は、0.5m程度の事例が多いことを踏まえ0.5mを基準として1.0, 2.0mに変化させた。

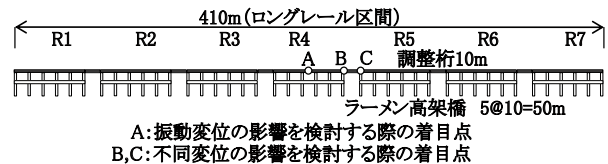


図3 解析対象構造物

表2 構造物諸元

ラーメン高架橋番号	高さ H (m)	等価固有周期 T_{eq} (s)	降伏震度 K_{hp}
R1-R3, R5-R7	10.0	0.5	1.0
R4	10.0	0.5	1.0
	9.5	0.475	0.95
	9.0	0.45	0.90
	8.0	0.40	0.80

2.1.3 地震動

入力地震動は、G3地盤 (普通地盤) の地表面設計地震動¹⁶⁾ とし、L1地震動 (最大加速度188gal), 海溝型L2スペクトルI地震動 (最大加速度446gal, 以下, L2S I地震動) および内陸活断層型L2スペクトルII地震動 (最大加速度975gal, 以下, L2S II地震動) を用いた。

2.2 解析手法

数値解析は既開発の軌道座屈安定性解析ツール¹⁷⁾を用いて行った。本解析ツールの解析機能については、静的解析は座屈点以降の挙動を追うために弧長増分法¹⁸⁾により行っており、欧米で開発されている軌道座屈安定性解析ツールによる解析結果との比較¹⁷⁾や模型軌道座屈試験結果⁸⁾との比較(図4)により解析結果の妥当性を検証している。また、動的解析については、加振時の道床抵抗力の変化を考慮して直接積分法(Newmark β 法)による時刻歴動的解析法により行っており、実物大バラスト軌道による加振試験結果²⁾との比較(図5)により、限られた試験条件の範囲ではあるが、加振時における道床抵抗力特性を適切に考慮することにより、試験結果を概ね捉えることができることを確認している。

本研究では、常時の温度変化に対する地盤上のバラスト軌道の座屈安定性を検討する際は上記の静的解析を行った。地震時の動的解析は、具体的には、レールの温度を40°Cに変化させた静的解析結果を初期条件として、地盤上のバラスト軌道の場合は、解析モデルのレールおよびまくらぎ要素に線路直角方向に地震動を入力して上記の動的解析を行った。構造物上のバラスト軌道の場合は、バイリニア型の履歴復元力特性(骨格曲線:完全弾塑性モデル,履歴モデル:剛性劣下型Cloughモデル)を

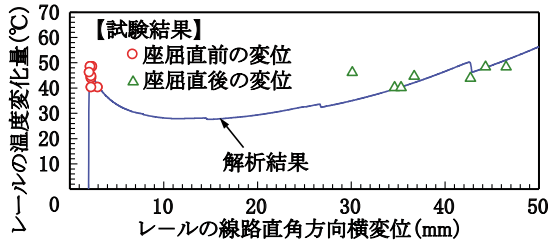


図4 模型座屈試験結果と解析結果の比較

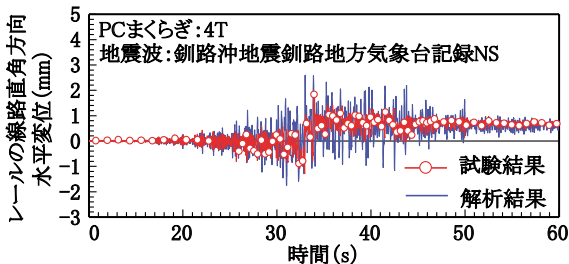


図5 加振試験結果と解析結果の比較

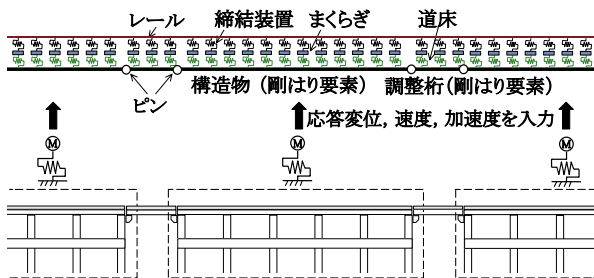


図6 構造物のモデル化

仮定した1自由度系モデルを用いて構造物天端の応答を求め、本応答を図6中の構造物を表す剛はり要素に入力して、前述と同様の方法により動的解析を行った。

3. 常時の温度変化に対する地盤上バラスト軌道の座屈安定性

初期軌道変位を4mmに設定した場合のレールの温度変化量と線路直角方向水平変位(以下、レール横変位)の関係を図7に示す。一般に、レール温度変化量が最低座屈強さに相当する温度変化量(t_{min})以下であれば座屈は生じないが、座屈発生温度(t_{max})に達すると飛び移り座屈を生じる。実際の軌道の場合は、敷設条件に加わる外乱によって $t_{min} \sim t_{max}$ 間で座屈は生じるため、 t_{max} と t_{min} の差が大きい場合は t_{min} を超えてからの座屈安定性は高いと判断される。同図から分かるように、本解析結果は、 t_{max} から t_{min} に至り、その後、温度変化量の増加に伴いレール横変位が増加する一般的な傾向を捉えている。

初期軌道変位を変化させた場合の座屈に関する温度特性(t_{max} , t_{min})を図8に示す。同図から、本解析条件の範囲では、初期軌道変位の増加に伴い t_{max} は減少傾向を示すが、 t_{min} については初期軌道変位の影響は少ないこと、最終道床横抵抗力が5kN/m程度を下回ると t_{min} が40°C以下になるため、この値の前後を境に地震動などの外乱によって座屈を生じる場合があることが分かる。

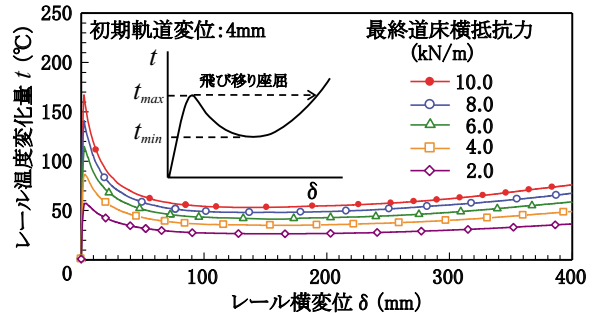


図7 レールの温度変化量と横変位の関係

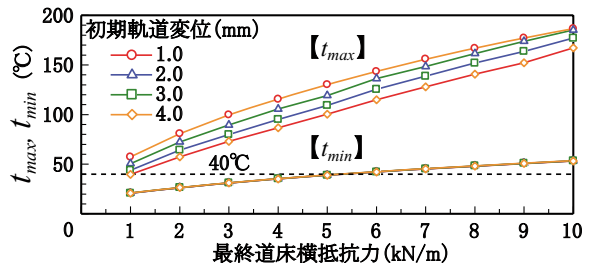


図8 最終道床横抵抗力と軌道の温度特性の関係

4. 地盤上バラスト軌道の地震時変形挙動

各地震動に対するレール横変位の時刻歴変化を図9~図11に示す。これらの図には入力地震動の時刻歴変化も併

特集：鉄道力学

記した。これらの図から、加振時における道床横抵抗力の低下の程度によって、入力加速度が最大となる前後でレール横変位が急増することが分かる。これは、前述の図2に示すように、道床横抵抗力を加振開始時から入力加速度最大時まで、時間経過に対して線形に減少させていることの影響も含まれるが、入力加速度が最大になるまでのレール横変位が小さい値に留まっていることから、加振の影響が大きいと考えられる。図11に示すL2S II地震動、入力加速度最大時の最終道床横抵抗力4.0kN/mの場合を取り上げると、最終道床横抵抗力がすでに一定に設定されている加振後8.5s程度からレール横変位が急増しており、レール横変位に対する加振の影響が大きいことがうかがえる。

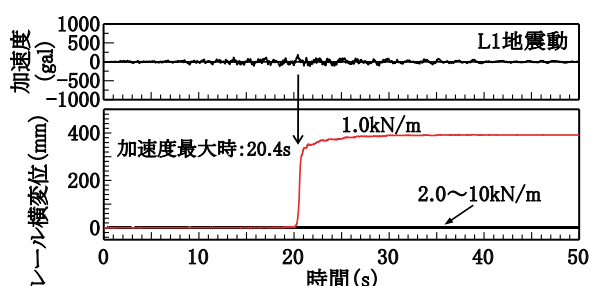


図9 レール横変位の時刻歴変化 (L1地震動)

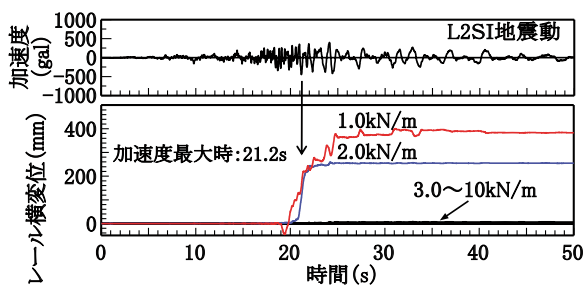


図10 レール横変位の時刻歴変化 (L2S I地震動)

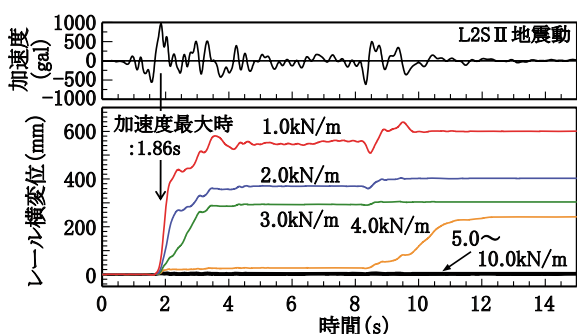


図11 レール横変位の時刻歴変化 (L2S II地震動)

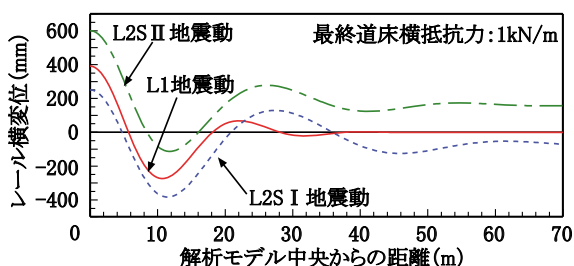


図12 レール横変位の分布

L1地震動による加振で大きなレール横変位が生じた最終道床横抵抗力1.0kN/m (極めて小さい値) の場合を例として、加振後のレール横変位の分布を図12に示す。同図および前述の図1 (a) から、レール横変位の分布は初期軌道変位を設定した解析モデル中央をピークとする波形を示すこと、L2S I, II地震動の場合は軌道全体が水平移動していることが分かる。過去に行われた実物バラスト軌道の静的座屈試験¹⁹⁾では、初期軌道変位を設定した軌道中央に向かって6m程度の距離からレール横変位が増加しピーク値300~400mm程度に達する結果が得られている。試験条件と本解析条件は異なるため両者を直接比較することはできないが、本解析結果においても同様の傾向をみる事ができる。

各地震動に対する最終道床横抵抗力と加振後のレール横変位の関係を図13に示す。同図には、無加振の結果(3章に示すレール温度変化量40℃の場合のレール横変位)も併記した。同図から、L1, L2S I, L2S II地震動に対して、最終道床横抵抗力がそれぞれ、2.0 ($g_0 \times 0.2$), 3.0 ($g_0 \times 0.3$), 5.0 ($g_0 \times 0.5$) kN/m程度を下回るとレール横変位は急増し大きな残留変位が生じることが分かる。

以上の結果から、地震時における軌道に対する動的作用と最終道床横抵抗力の低下により、大きなレール横変位が生じる場合があることが分かった。なお、道床横抵抗力は、まくらぎの底面、端面(線路直角方向に対する面)および側面(線路方向に対する面)の3面で分担され、それぞれの分担割合は30%前後であることが実験的に示されている²⁰⁾。加振時の道床横抵抗力は静的実験結果と異なると考えられるが、これを準用すると、道床横抵抗力3.0kN/m ($g_0 \times 0.3$)に相当するまくらぎの状態は、端面および側面が露出し、底面の摩擦抵抗のみが作用している状態に近く、バラスト軌道の変形挙動を抑えることに対してかなり厳しい条件と推定される。

L2S II地震動の加速度振幅を線形に低減させた地震波で加振した場合の地表面最大入力加速度と加振後のレール横変位の関係を図14に示す。同図から、入力加速度最大時の最終道床横抵抗力が5.0kN/m ($g_0 \times 0.5$)程度以上保持されていれば地表面最大入力加速度がかなり大きい値に達してもレール横変位は小さい値に収まること、4.0kN/m ($g_0 \times 0.4$)程度以下になると最大地表面入力加

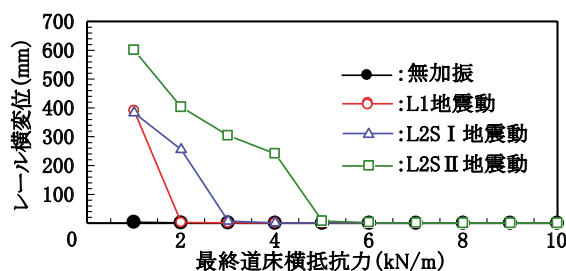


図13 最終道床横抵抗力とレール横変位の関係

速度の大きさによってはレール横変位は大きく増加することが分かる。これは、3章の静的解析で得られた最終道床横抵抗力 4.0kN/m に対する t_{min} (35°C) は設定した温度変化量 40°C を大きく下回るため、外乱によって座屈を生じる場合があるなど変形挙動に対する軌道の安定性が低下する。このため、外乱の一つである地震動の大きさによってレール横変位は大きくなると考えられる。

以上のように、最終道床横抵抗力等の条件を基に静的解析で求められる t_{min} と想定される最終道床横抵抗力の低下の程度を基に、バラスト軌道が地震時に大きな残留変位を生じるか否かを概ね評価できるものと考えられる。

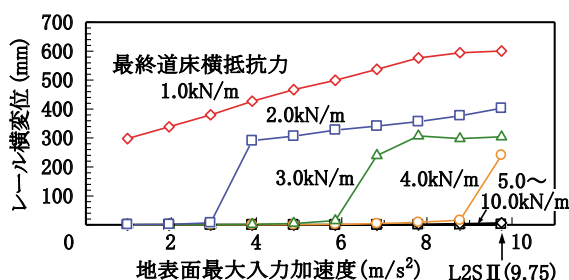


図 14 地表面最大入力加速度とレール横変位の関係

5. 構造物上バラスト軌道の地震時変形挙動

5.1 振動変位に対する変形挙動

高架橋 R1～R7 の構造諸元が同一の場合を例として、振動変位の影響について以下に述べる。

L2S I 震動, $T_{eq}=1.0\text{s}$, $K_{hy}=0.8$ の場合を例として、レール相対横変位の時刻歴変化を図 15 に示す。同図には、構造物天端の応答加速度の時刻歴変化 (最大応答加速度: 8.7m/s^2) も併記した。ここに示すレール相対横変位は、レール横変位と構造物天端の水平変位の差を表す。同図から、道床横抵抗力の低下の程度によって入力加速度が最大となる前後でレール相対横変位が急増すること、また、その後も加振の影響によりレール相対横変位が増加する場合があることが分かる。

表 2 に示す構造物諸元の条件に対する最終道床横抵抗力と加振後のレール相対横変位の関係を地震動ごとに図 16 に示す。図中 () 内の数値は構造物天端の最大応答加

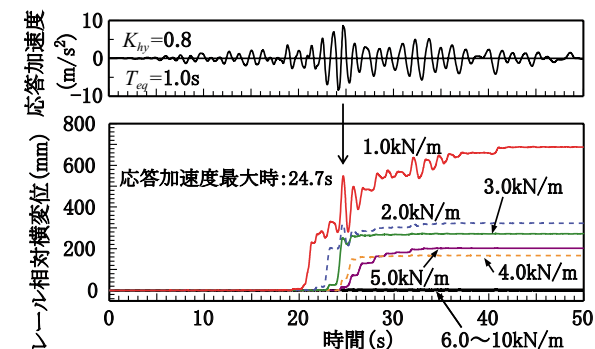


図 15 レール相対横変位の時刻歴変化 (L2S I 地震動)

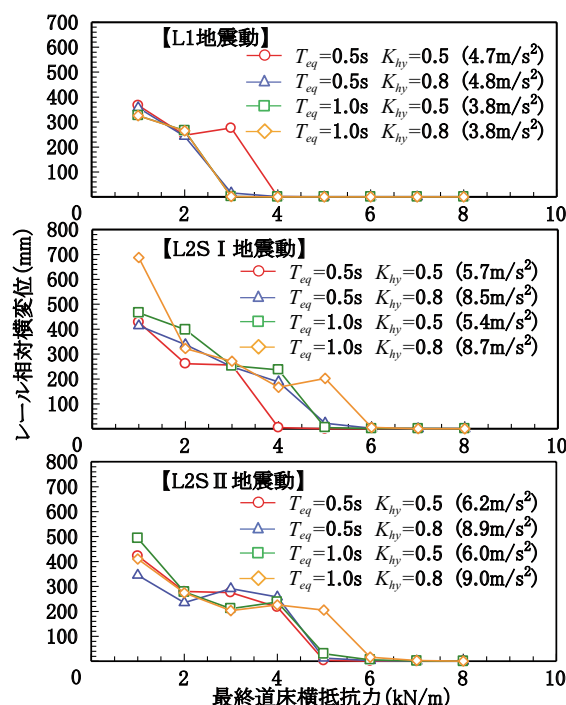


図 16 最終道床横抵抗力とレール相対横変位の関係

速度を表す。同図から、バラスト軌道の変形挙動に対して応答加速度の面で厳しい条件となる $T_{eq}=1.0\text{s}$, $K_{hy}=0.8$ の場合は他の構造諸元に比較してレール相対横変位が急増する最終道床横抵抗力が大きくなる傾向がみられるが、本構造諸元の範囲では、概ね、L1, L2S I, L2S II 地震動に対して、入力加速度最大時の最終道床横抵抗力がそれぞれ、 $4.0 (g_0 \times 0.4)$, $6.0 (g_0 \times 0.6)$, $6.0 (g_0 \times 0.6)$ kN/m 程度を上回ると無加振の結果とほぼ同等でありレール相対横変位に対する加振の影響はほとんどみられないことが分かる。

5.2 不同変位に対する変形挙動

高架橋 R4 の構造諸元が他の高架橋と異なる場合を例として、不同変位 (角折れ) の影響について以下に述べる。

L2S I 地震動, L2S II 地震動, R4 の高さ 8.0m , $T_{eq}=1.0\text{s}$, $K_{hy}=0.8$ の場合を例として、高架橋間に生じる不同変位の時刻歴変化を図 17 に示す。なお、ここに示す不同変位は図 3 に示す B, C 点の線路直角方向水平変位の差を表し、以下に示す折れ角は不同変位を調整桁長 10m で除した値である。同図から分かるように、最大不同変位は、L2S I, L2S II 地震動、それぞれに対して、 210mm (折れ角 21‰)、 173mm (同 17‰) 程度に達した。

バラスト軌道の変形挙動に対して応答加速度の面で厳しい条件となる $T_{eq}=1.0\text{s}$, $K_{hy}=0.8$ の場合を例として、L2S I 地震動および L2S II 地震動で加振した場合の最終道床横抵抗力と加振後のレール相対横変位の関係を図 18 に示す。図中 () 内の数値は最大不同変位を表す。同図から、L2S II 地震動の場合は不同変位の影響によりレール

特集：鉄道力学

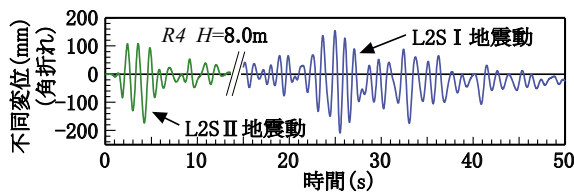


図 17 不同変位（角折れ変位量）の時刻歴変化の一例

ル相対横変位が急増する最終道床横抵抗力は小さくなる傾向を示すが構造物間の高低差が0.5~2m程度の範囲であればその影響はほぼ同程度であること、L2S I地震動の場合には不同変位の影響は小さいことが分かる。

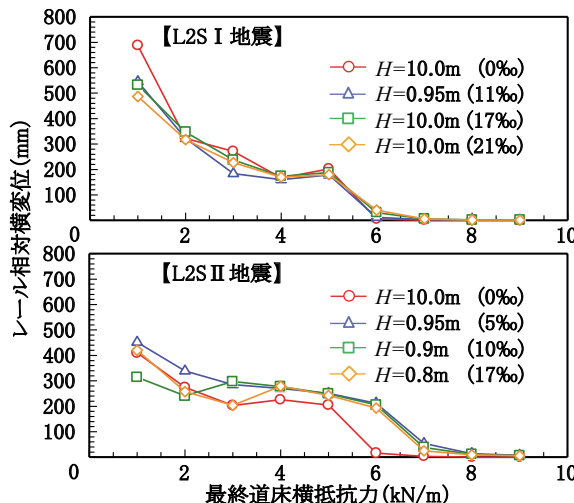


図 18 最終道床横抵抗力とレール相対横変位の関係

6. まとめ

地盤上および構造物上のバラスト軌道の地震時変形挙動について、今回対象とした解析条件、解析モデルを基に得られた知見をまとめると以下のとおりである。

- (1) 地震時における軌道に対する動的作用と最終道床横抵抗力の低下により、地震動の大きさ、最終道床横抵抗力の低下の程度、構造物の諸元によっては大きなレール横変位が生じる。
- (2) 静的解析で求められる最低座屈強さに相当するレール温度変化量と地震時に想定される道床横抵抗力の低下の程度を基に、バラスト軌道が地震時に大きな残留変位を生じるか否かを概ね評価できる。
- (3) 構造物上のバラスト軌道に対する不同変位（角折れ）の影響については、地震動、構造物の諸元によってはレール相対横変位が急増する最終道床横抵抗力が小さくなる場合があるが、構造物間的高低差が0.5~2m程度の範囲であればその影響はほぼ同程度である。

文 献

- 1) 森村勉, 関雅樹: 新潟県中越地震後の東海道新幹線の地震

対策について, 第16回鉄道技術連合シンポジウム講演論文集, No.09-65, pp.545-548, 2009.

- 2) 中村貴久, 関根悦夫, 白江雄介: 大型振動台試験によるバラスト軌道の耐震性能評価, 鉄道総研報告, Vol.24, No.12, pp.23-28, 2010.
- 3) 小林幹人, 関雅樹, 渡邊康人, 可知隆, 古関潤一: ジオテキスタイル材料を用いたバラスト流出防止工の性能確認試験, 鉄道力学論文集, Vol.13, pp.15-22, 2009.
- 4) 沼田実: ロング・レールの座屈強さ, 鉄道技術研究報告, No.721 (施設編第313号), 1970.
- 5) 宮井徹: エネルギー法による軌道座屈の数値解析, 鉄道技術研究報告, No.1271 (施設編第554号), 1984.
- 6) 片岡宏夫, 柳川秀明: 軌道のアップリフトを考慮した座屈安定性解析, 鉄道総研報告, Vol.14, No.4, pp.7-12, 2000.
- 7) 片岡宏夫, 柳川秀明, 高原正樹: 列車荷重を考慮したロングレールの座屈安定性解析, 鉄道総研報告, Vol.17, No.2, pp.5-10, 2000.
- 8) 岩佐裕一, 片岡宏夫, 柳川秀明: 横圧に対する軌道の座屈安定性評価, 鉄道総研報告, Vol.19, No.2, pp.11-16, 2005.
- 9) 佐藤吉彦, 高谷博文, 鈴木俊一: 軌道の地震時における座屈安定性の検討—新幹線の場合—, 鉄道技術研究報告, No.1334 (施設編第584号), 1987.
- 10) 浅沼潔, 関根悦夫, 片岡宏夫, 曾我部正道, 渡辺勉, 後藤恵一: バラスト軌道の地震時変形挙動に関する解析的検討, 鉄道力学論文集, No.14, pp.21-28, 2010.
- 11) Coenraad Esveld: Modern Railway Track, Second edition, pp.197-198, 2001.
- 12) 日本鉄道施設協会: 新幹線軌道工事標準示方書(営業線)及び同解説, 1995.
- 13) 関根悦夫, 石川達也: 地震時における有道床軌道の変形挙動, 鉄道総研報告, Vol.19, No.2, pp.23-28, 2005.
- 14) 関根悦夫, 平尾博樹: 模型バラスト軌道の振動台試験 その1 バラスト軌道の変形, 土木学会第63回年次学術講演会論文集, 第4部門, pp.145-146, 2008.
- 15) 曾我部正道, 渡辺勉, 谷村幸裕, 金森真: 鉄道RCラーメン高架橋の地震時列車走行性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.19-24, 2008.
- 16) 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), 1999.
- 17) 浅沼潔, 奥田広之, 松本信之, 涌井一, 富田耕司: バラスト・ラダー軌道の座屈安定性に関する解析的検討, 鉄道総研報告, Vol.20, No.11, pp.41-46, 1996.
- 18) 久保俊明, 野口裕久: 非線形有限要素法の基礎と応用, 丸善, 1995.
- 19) 宮井徹, 飯田肇善, 篠田七次: 実物軌道座屈実験装置の製作と第一次実験, 鉄道技術研究所速報, No.A-83-170, 1983.
- 20) 佐藤吉彦, 宮井徹: 各種有道床まくらぎ軌道の道床横抵抗力とその特性, 鉄道技術研究所速報, No.76-150, 1976.