

地震動を受けたバラスト軌道の道床横抵抗力推定法

関根 悦夫* 白江 雄介** 中村 貴久*

Estimation Method of Lateral Ballast Resistance of Ballasted Track Damaged by Earthquake

Etsuo SEKINE Yusuke SHIRAE Takahisa NAKAMURA

This paper presents the results of an analytical study to examine the estimation method of lateral ballast resistance of ballasted track damaged by earthquake. A new analytical procedure with dynamic FEM analysis considering the cumulative strain derived and static FEM analysis considering dependence of deformation modulus on strain was proposed. It has been revealed that the new analytical procedure can roughly estimate the lateral ballast resistance of ballasted track after earthquake by simulating a series of shaking table tests with a large scale model.
キーワード：道床横抵抗力，地震，FEM，累積損傷，変形係数，道床バラスト，振動台試験

1. はじめに

土木構造物では、常時に加え耐震性を照査する設計法が採用されているが、軌道構造については、地震時を考慮した設計法は整備されていない。しかし、地震動を受けたバラスト軌道では、道床バラストの沈下や流動化が生じ、道床横抵抗力が低下することがある。その結果、図1に示すように、軌きょうの座屈現象や著大軌道変位が発生し、列車の走行安全性に支障をきたした事例が報告されている¹⁾。このため、地震時の列車走行安全性や地震後の復旧を考慮すると、バラスト軌道の地震動に対する性能を評価する必要がある。

これまで、地震動に対するバラスト軌道の評価について、地震時のバラスト軌道の変形特性の実験的・解析的検討^{3), 4), 5), 7)}や地震動を受けたバラスト軌道の道床横抵抗力の実験的検討^{2), 6), 8)}、常時におけるバラスト



図1 地震を受けた軌道の変状の例

軌道の道床横抵抗力の解析的検討⁹⁾を行ってきた。今回、地震時におけるバラスト軌道の安定性評価法の一環として、地震動を受けたバラスト軌道における道床横抵抗力を推定する方法を検討した。今回の検討は、地震動を受けたバラスト軌道について、道床バラストの強度・変形特性に着目したFEM解析により道床横抵抗力を算定する解析方法の検討¹⁰⁾を行うとともに、大型振動台試験における道床横抵抗試験結果との比較検討¹¹⁾により提案した解析方法の妥当性を検証するものである。

2. 道床横抵抗力算定の考え方

地震により被害を受けたバラスト軌道では、道床バラストが沈下・流動して、図2に示すように、まくらぎ端面が現れ、道床横抵抗力が低下する。そこで、地震動を受けたバラスト軌道の道床横抵抗力の低下は道床バラストの見かけの剛性の低減によるものと考え、道床バラス



図2 地震後の道床バラスト状況の例

* 軌道技術研究部（軌道・路盤）

** 前 軌道技術研究部（現 四国旅客鉄道株式会社）

特集：軌道技術

トの剛性低下を累積損傷度理論を用いた FEM 解析により評価し、さらに、道床バラストの剛性が低下したバラスト軌道の道床横抵抗力の評価を道床バラストの強度・変形特性を考慮した FEM 解析によって行うこととした。なお、ここでは、道床バラストの剛性を変形係数で表すこととした。

3. 累積損傷度理論を用いた FEM 解析による道床バラストの剛性評価

累積損傷度理論を用いた FEM 解析による道床バラストの剛性評価は、動的 FEM 解析により算定したバラスト軌道の弾塑性変形量を大型振動台試験の結果と比較することで、道床バラストの変形係数を評価するものである。累積損傷度理論とは、地盤材料の繰返し三軸圧縮試験から得られる累積ひずみ特性を考慮し、地盤材料のせん断剛性を低下させて、繰返し荷重載荷時の地盤構造物の弾塑性変形量を推測するモデルである。これまで、バラスト軌道を対象として累積損傷度理論を用いた解析は、列車荷重作用下の沈下推定^{12), 13), 14)}や地震動を受けたバラスト軌道の変形量の推定⁴⁾があり、試験結果と比較して良好な結果を示しているが、いずれも小型軌道模型を対象としたものである。

そこで、道床バラストの累積ひずみ特性を検討するため繰返し三軸試験を実施し、実物大軌道を用いた大型振動台試験⁷⁾を対象として、累積損傷度理論を適用した動的 FEM 解析により、地震動を受けた道床バラストの剛性変化すなわち変形係数の変化を評価した。

3.1 道床バラストの累積ひずみ特性

地震時の繰返し荷重を受ける道床バラストは、繰返し荷重強度と累積されるせん断ひずみに依存してせん断剛性が低下し、永久変形が進行する。繰返し荷重強度と累積されるせん断ひずみの関係は、道床バラスト内部の初期せん断応力比に影響される。

地盤材料の累積ひずみ特性に関しては、堀井等¹⁵⁾が砂質土について、初期せん断応力 τ_s 、繰返し応力（動的せん断応力 τ_d ）、繰返し載荷回数 N_c をパラメータとした式(1)を提案しており、道床バラストの累積ひずみ特性も式(1)で表すことができると仮定した。各応力の定義を図3に示す。

$$(\epsilon_a)_{\max} = \left\{ \frac{SR_d}{a1(a2 - a3 \cdot SR_s^{a4}) \cdot N_c^{a5}} \right\}^{a6 \cdot N_c^{a7}} \quad (1)$$

ここに、 SR_s ：初期せん断応力比
 $SR_s = \tau_s / \sigma_m = \sigma_s / (2\sigma_m)$
 SR_d ：動的せん断応力比
 $SR_d = \tau^d / \sigma_m = \sigma_d / (2\sigma_m)$

σ_s ：初期軸差応力
 σ_d ：繰返し応力振幅
 σ_m ：平均主応力
 $(\epsilon_a)_{\max}$ ：累積軸ひずみ
 $a1 \sim a7$ ：係数

そこで、道床バラストに関して、式(1)の $a1 \sim a7$ の係数を同定し、 SR_s 、 SR_d 、 N_c と累積軸ひずみ $(\epsilon_a)_{\max}$ の関係を求めるために、大型振動台試験に用いた道床バラストの 1/3 相似粒度の砕石（図4）に対する繰返し三軸圧縮試験を行った。

繰返し三軸圧縮試験は、図5に示す装置により、円柱供試体（直径 10cm、高さ 20cm）に対して、拘束圧 20kPa まで負圧により等方圧縮させた後、ハーバーサイン波 1Hz で 200 回の載荷履歴を与えた。載荷応力は 40、60、100kPa の 3 ケースとした。軸ひずみは外部変位計、局所

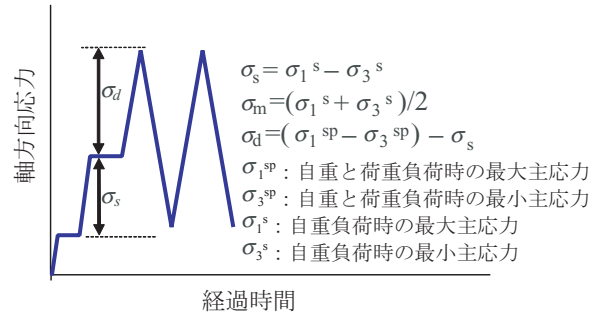


図3 各応力の定義

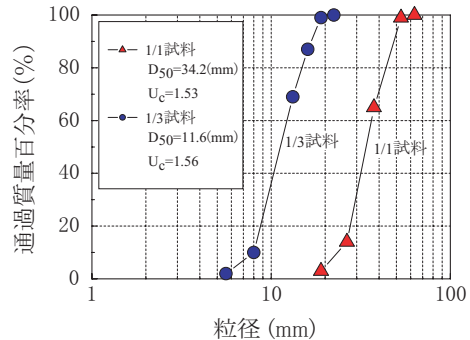


図4 試験に用いた道床バラストの粒度

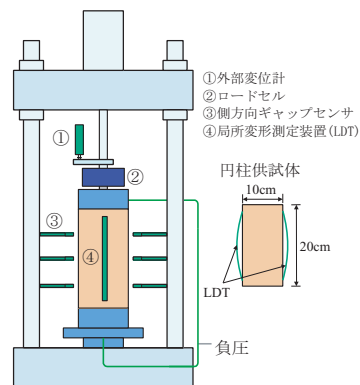


図5 三軸試験装置の概略

変形測定装置LDTを用いて計測した。なお、供試体の密度は大型振動台試験に用いた道床バラストの密度と同程度の1.61g/cm³とした。また、強度・変形特性を把握するために、静的三軸圧縮試験も行った。試験装置、供試体寸法・密度、拘束圧、軸ひずみの測定は繰返し三軸圧縮試験と同じであり、载荷は軸ひずみ速度0.01%/minにて排気条件での単調载荷である。図6に静的三軸圧縮試験の結果を示す。

繰返し三軸圧縮試験から得られた繰返し回数と軸ひずみとの関係を図7に示す。なお、軸ひずみはLDTを用いて供試体側面で測定した値である。同図には、式(1)を用いた近似曲線もあわせて示す。この近似により得られた式(1)の係数は、a1=3.08, a2=0.63, a3=0.38, a4=1.38, a5=-0.01, a6=1.72, a7=-0.01であった。式(1)による近似曲線は試験結果をよく表せていることから、累積ひずみ特性式は道床バラストのような粒状体の累積ひずみ特性に対しても有効であることがわかった。

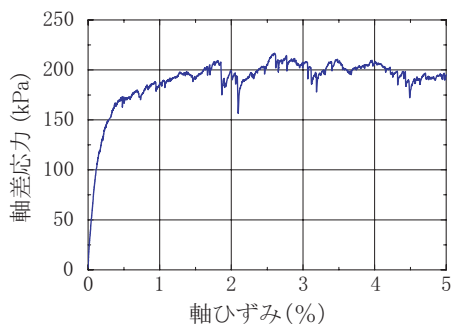


図6 静的三軸圧縮試験結果（応力～ひずみ関係）

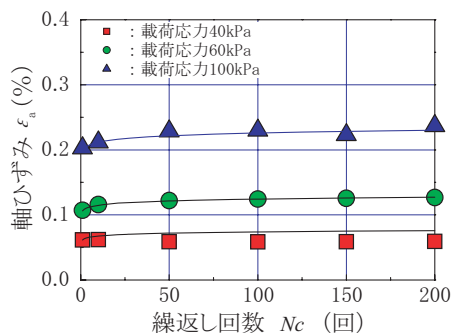


図7 繰返し回数と軸ひずみの関係

3.2 累積損傷度理論を用いた動的FEM解析

累積損傷度理論を用いた動的FEM解析は、実物大軌道を用いた大型振動台試験⁷⁾におけるまくらぎ1本軌道での200, 400, 600, 800gal加振に対して行った。解析手順を図8に示す⁴⁾。具体的な解析手順や累積損傷度理論の適用の過程での初期軸差応力 σ_s 、繰返し応力振幅 σ_d 、平均主応力 σ_m の決定方法については、文献⁴⁾と同じである。

解析モデルの概要を図9に、解析パラメータを表1に

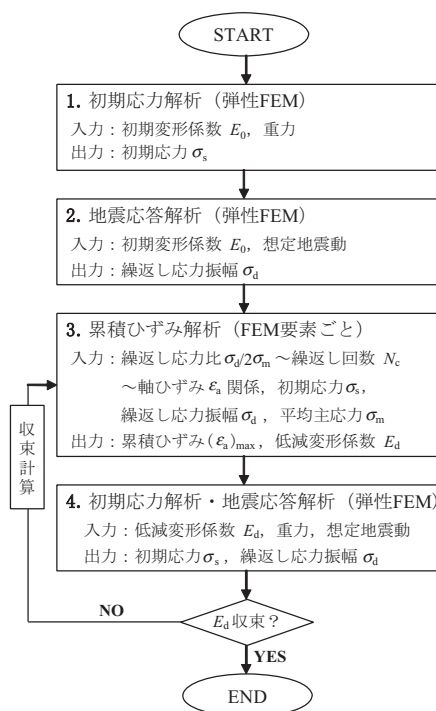


図8 解析手順

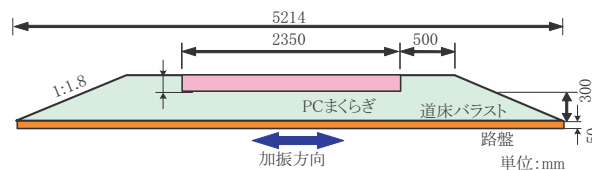


図9 解析モデルの概要（動的解析）

表1 解析パラメータ

	密度 (t/m ³)	変形係数 (MPa)	ポアソン比
PCまくらぎ	2.60	34,300	0.16
道床バラスト	1.68	※	0.49
路盤(鉄)	8.00	210,000	0.30

※図6から算出した10⁻⁵ひずみレベルの割線変形係数

示す。拘束条件は、路盤底面を完全固定、路盤側面は初期応力解析時に水平方向固定、地震応答解析時に鉛直方向固定とした。なお、道床バラストの初期変形係数は単調载荷による静的三軸圧縮試験から求めた10⁻⁵ひずみレベルの割線変形係数であり、道床バラストの変形係数以外の物性値については、加振により損傷は受けないと考え、各解析を通して一定とした。また、地震動による損傷後の道床バラストの変形係数(低減変形係数) E_d は累積ひずみ特性が式(1)により表させることから、式(2)により算出した。

$$E_d(N_c) = (\sigma_d + \sigma_s) / (\epsilon_a)_{max} \quad (2)$$

解析により得られた道床バラストの変形係数低減率の分布を図10に示す。変形係数の低下は加振振幅が大きいほど大きくなるのがわかる。また加振に対し、特に低

特集：軌道技術

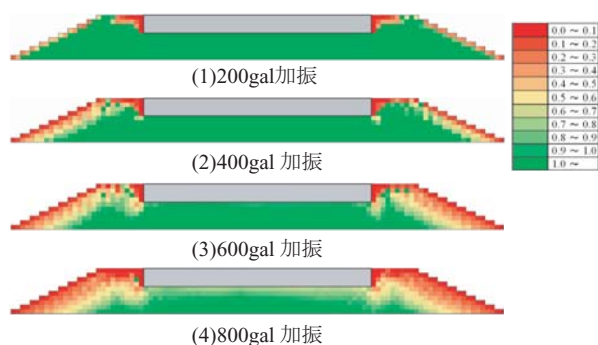


図10 変形係数低減率分布

下が進むのは、まくらぎ端部、道床表面、道床肩付近であり、まくらぎ直下については低下しにくいことがわかる。まくらぎ端部や表面の道床バラストが損傷を受けることは大型振動台試験でも確認されており、変形係数低減率の分布の状況と一致していることから、道床バラストの損傷傾向を再現できたものと考えられる。なお、まくらぎ直下の道床が損傷を受けにくいのは、道床バラストで発生する拘束圧は全体的に低いもの、まくらぎ直下では、道床表面等に比べて拘束圧が高いことに起因していると推測される。

4. FEM 解析による道床横抵抗力の評価

FEM 解析によるバラスト軌道の道床横抵抗力の評価は、前章にて評価した道床バラストの変形係数の分布状況に対して、静的3次元FEM解析により、大型振動台試験での道床バラストの横抵抗力試験結果⁸⁾と比較することで行うものである。

4.1 FEM 解析の条件

道床横抵抗力のFEM解析モデルの検討に際し、道床バラストの材料非線形性、道床バラストの拘束圧依存性、道床バラストとまくらぎとの摩擦力は、以下の条件によることとした。

①道床バラストの材料非線形性

道床横抵抗力試験では、道床バラストの変形係数は、発生するひずみや荷重応力によって変化するため、一様には設定できない。そこで、道床バラストの変形係数には非線形性を考慮し、静的三軸圧縮試験から得られた応力-ひずみ関係の割線変形係数で与えることとした。

②道床バラストの拘束圧依存性

道床バラストのような粒状材料の変形特性は拘束圧の影響を受ける。特に道床表面においては、三軸試験での拘束圧に比べ非常に小さい。そこで、静的三軸圧縮試験の結果に対して拘束圧の補正を行うこととした。

補正には拘束圧と等価ヤング係数の関係を定式化した式(3)¹⁶⁾を用い、道床バラストのひずみレベルに応じて

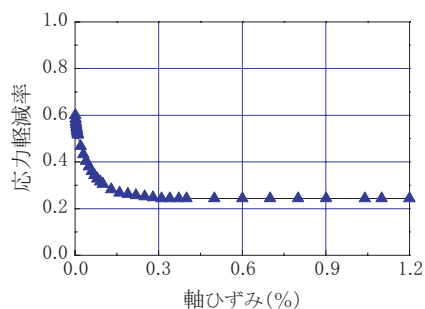


図11 応力軽減率～軸ひずみ関係

図11に示した曲線を用いて低減させた。

$$E_h = (E_h)_0 \cdot (\sigma_h / \sigma_0)^{nv} \cdot f(e) / f(e_0) \tag{3}$$

$$f(e) = (2.17 - e)^2 / (1 + e)$$

ここに、 $(E_h)_0$ ：初期ヤング係数

σ_h ：拘束圧

nv ：=0.5

$f(e)$ ：密度補正係数

e ：間隙比

e_0 ：初期間隙比

③道床バラストとまくらぎとの摩擦力

まくらぎと道床バラストとの境界面では摩擦力が発生する。そこで、実物のPCまくらぎの底面のみが道床バラストと接した状態での水平荷重試験結果を基に、道床バラストとまくらぎとの摩擦抵抗を考慮することとした。

4.2 解析モデル

解析モデルは、図12に示すように、道床バラスト上に1本のPCまくらぎを配置した3次元モデルである。また、PCまくらぎと道床バラストの境界面には、せん断ばねを設けて摩擦力を考慮した。解析パラメータを表2に示す。

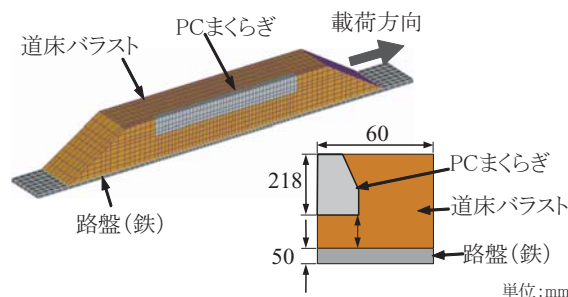


図12 道床横抵抗力の解析モデル

表2 解析パラメータ

	変形係数 E (MPa)	ポアソン比
PC まくらぎ	34,300	0.16
道床バラスト	※	0.49
路盤 (鉄)	210,000	0.30

※図6から算出した割線変形係でひずみレベルにより変化

す。荷重は、PCまくらぎ長手方向への水平荷重である。

4.3 無加振でのFEM解析

常時におけるバラスト軌道では、道床バラストの初期の変形係数は道床内均一とした。変形係数は、図6に示す応力～ひずみ曲線から算出した割線変形係数とし、積荷によって生じるひずみレベルに応じて変化させ、非線形性を持たせた。

道床バラストは引張に対して応力がほとんど作用しないため、引張方向は圧縮方向の1/100の値とし、拘束圧の補正を行った。解析に使用した軽減応力とひずみの関係を図13に示す。

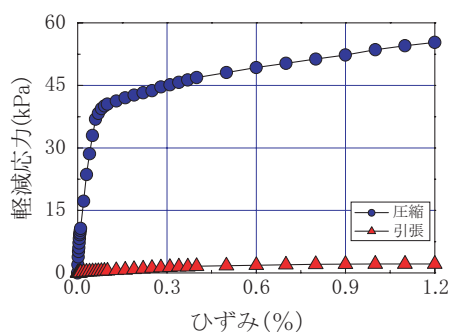


図13 軽減応力～ひずみ関係

4.4 加振後のFEM解析

加振を受けた道床バラストは無加振に比べて剛性が低下する。加振を受けた場合には、無加振の解析手法に加え、無加振の解析で使用した図13に示す応力～ひずみ関係に図14に示した変形係数低減率を適用することで剛性低下を考慮した。なお、図14は、図10に示す800gal加振時の変形係数低減率分布をブロック化したものである。図15に、変形係数低減率に応じた軽減応力とひずみの関係を示す。

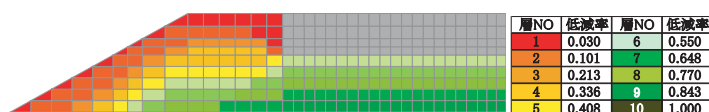


図14 道床バラストの変形係数低減率分布

4.5 FEM解析結果

無加振の状態と800galの加振を受けた後の状態に対して、PCまくらぎに水平荷重し水平変位1.5mm、3.0mm時におけるPCまくらぎ端部付近の水平方向のひずみ分布を図16に示す。

無加振での水平方向の圧縮ひずみはPCまくらぎ端部に集中しており、最大圧縮ひずみは、水平変位1.5mmで0.012程度であり、水平変位3.0mmでは、0.024程度まで増加している。また、ひずみ分布範囲はPCまくらぎ端部を中心に荷重方向だけでなく、荷重直角方向および下方向にも広がっていることがわかる。

加振後における水平方向の最大圧縮ひずみは、水平変位1.5mm、3.0mmとも無加振の場合と同じ程度であるが、無加振では、PCまくらぎ端面全面に水平ひずみが分布しているのに対して、加振後では、PCまくらぎ端面下部に集中している。また、荷重方向の水平ひずみの分布は、PCまくらぎ下面程度の深さでは、無加振と加振後は同じ程度の分布状況であるのに対して、PCまくらぎ上面付近では、加振後のほうが広く分布している。PCまくらぎ直角方向については、無加振で分布していた水平ひずみは、加振後ではかなり分布範囲が小さくなっている。このように、加振後におい

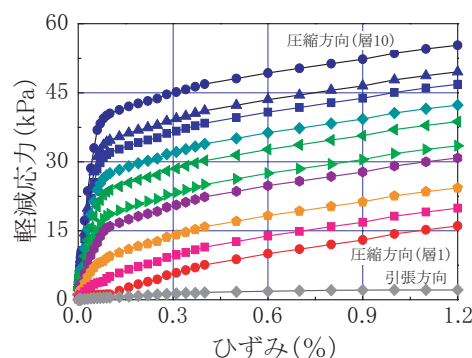


図15 変形係数低減率に応じた軽減応力～ひずみ関係

て、水平方向のひずみが荷重方向にPCまくらぎ上面で広がっているのは、図14に示すように加振後の道床バラスト表面の剛性が常時と比べ低くなっていることに起因し

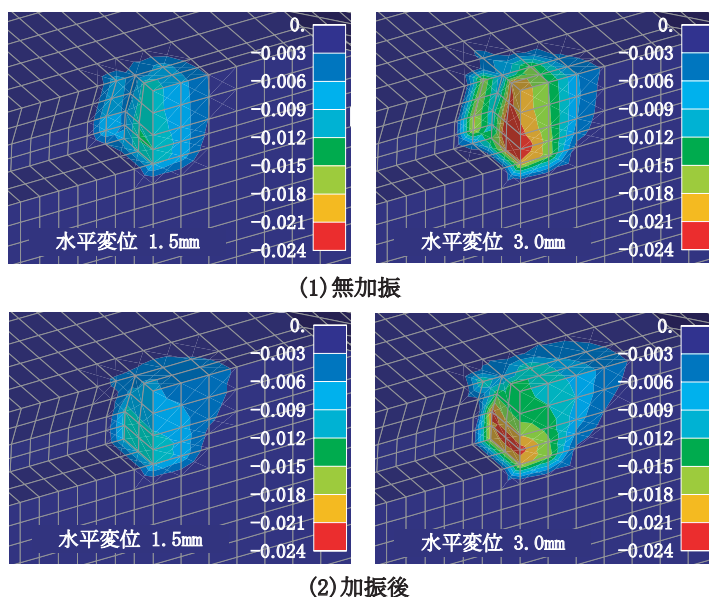


図16 まくらぎ端部付近の水平方向ひずみ分布

特集：軌道技術

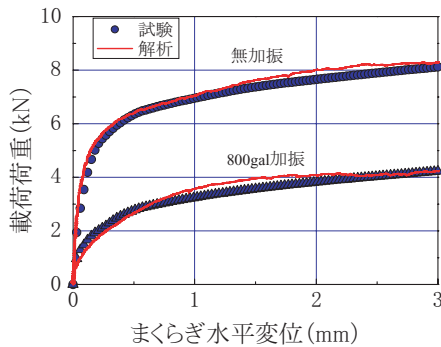


図 17 まくらぎ水平変位と載荷荷重

ているからと考えられる。

図17に、まくらぎ水平変位と載荷荷重との関係を解析値と試験値を合わせて示す。解析から得られた載荷荷重～変位関係は、無加振で変位1mm以上で解析値の載荷荷重がやや大きく、加振後で変位0.5mm以下で解析値の載荷荷重がやや小さいものの、載荷による荷重、変位の増加傾向はほぼ一致しており、本研究で提案した方法が、地震動を受けたバラスト軌道の道床横抵抗力の推定に有効であることがわかる。

5. まとめ

本研究では、地震動を受けたバラスト軌道について、地震動を受けたバラスト軌道の道床横抵抗力の低下は道床バラストの見かけの剛性の低減によるものと仮定し、道床バラストの強度・変形特性に着目した FEM 解析により道床横抵抗力を算定する解析方法の検討を行った。

その結果、道床バラストの累積ひずみ特性を考慮した FEM 解析により、道床バラストの剛性低下を評価することができた。さらに道床バラストの材料非線形性、道床バラストの拘束圧依存性、道床バラストとまくらぎとの摩擦力を考慮した FEM 解析により、バラスト軌道の道床横抵抗力を推定する方法を提案することができた。また、大型振動台試験結果との比較検討から、提案した推定方法の妥当性を検証し、比較的簡易な FEM 解析でもバラスト軌道の道床横抵抗力を概略推定できることを示した。今後、提案した解析手法の適用性や精度の向上を図っていきたい。

文献

1) 三浦重, 切敷啓介: 地震による列車および軌道の被害に関する文献調査, 鉄道技術研究所速報, No.82-45, 1982.3
 2) 平尾博樹, 関根悦夫, 村本勝己: 有道床軌道における座屈

防止対策の効果確認試験, 土木学会第 62 回年次学術講演会, 第IV部門, 2007.9
 3) 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
 4) 関根悦夫, 石川達也: 累積損傷度理論による有道床軌道の耐震性能評価, 鉄道総研報告, Vol.20, No.4, pp.17 ~ 22, 2006
 5) 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, 第IV部門, 2008. 9
 6) 平尾博樹, 関根悦夫: 模型バラスト軌道の振動台試験 その2 道床抵抗力, 土木学会第63回年次学術講演会, 第IV部門, 2008. 9
 7) 中村貴久, 関根悦夫, 白江雄介: 実物大バラスト軌道の大型振動台試験 その1 バラスト軌道の変形特性, 土木学会第 65 回年次学術講演会, 第IV部門, 2010. 9
 8) 飯島正敏, 田村幸彦他: 実物大バラスト軌道の大型振動台試験 その2 道床横抵抗力, 土木学会第 65 回年次学術講演会, 第IV部門, 2010. 9
 9) 白江雄介, 関根悦夫, 中村貴久: バラスト軌道の道床横抵抗力に関する FEM 解析, 土木学会第64回年次学術講演会, 第IV部門, 2009. 9
 10) 白江雄介, 関根悦夫, 中村貴久: 地震動を受けたバラスト軌道の剛性評価に関する FEM 解析, 土木学会第 65 回年次学術講演会, 第IV部門, 2010. 9
 11) 藤波潔, 大野和巳, 大木裕: 地震動を受けたバラスト軌道の道床横抵抗力に関する FEM 解析, 土木学会第 65 回年次学術講演会, 第IV部門, 2010. 9
 12) 関根悦夫, 石川達也: 繰返し荷重を受ける粒状材料の累積損傷度理論による塑性変形解析, 土木学会舗装工学論文集, Vol.10, pp.53-60, 2005. 12
 13) 関根悦夫, 石川達也: 累積損傷度理論によるバラスト軌道の沈下予測手法, 鉄道総研報告, Vol.21, No.6, pp.17-22, 2007
 14) 関根悦夫, 石川達也: 移動輪荷重を受ける粒状材料の累積損傷度理論による塑性変形解析, 土木学会舗装工学論文集, Vol.12, pp.47-55, 2007. 12
 15) 堀井克己, 館山勝, 小島謙一, 古関潤一: 砂質土盛土の地震による残留沈下予測, 土木学会第 52 回年次学術講演会, 第III部門, 1997. 9
 16) Jiang, G.L., Kohata Y., Tateyama M., and Tatsuoka F.: Small strain deformation characteristics at low pressure of dense gravel, Proc. Of Second International Symposium on "Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials, IS Torino'99, 1999. 9.