

累積損傷度理論による有道床軌道の耐震性能評価法

Seismic resistant performance evaluation of ballasted tracks with FE analysis based on cumulative damage model

石川達也*・関根悦夫**

Tatsuya Ishikawa and Etsuo Sekine

*工博 北海道大学准教授, 工学研究科 (〒060-8628 札幌市北区北13条西8)

**工博 鉄道総合技術研究所 軌道技術研究部 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)

This paper presents a simple method to estimate cyclic plastic deformation of ballasted track during earthquake in terms of the strength and deformation characteristics of railroad ballast, which is an assemblage of poorly-graded crushed stone. A new analytical procedure with linear elastic FEM analysis considering the cumulative strain derived from cyclic triaxial test results of railroad ballast was proposed. It was revealed that the analytical procedure could roughly estimate residual displacement of railroad ballast after earthquake by simulating shaking table tests with small scale model ballasted tracks.

Key Words: seismic performance assessment, ballasted track, FEM, cumulative damage

キーワード: 耐震性能評価, 有道床軌道, FEM, 累積損傷

1. はじめに

平成10年12月に運輸省から通達された「鉄道構造物等設計標準(耐震設計)¹⁾」では, 従来考えられてきた地震動(L1地震動)に加え, 構造物の設計耐用期間内に発生する確率の低い強地震動(L2地震動)に対しても構造物の耐震性を照査する設計法が採用されている。しかし, 再現期間が長く, 構造物の設計耐用期間内に発生する確率の低いL2地震動に対しても破壊安全度を確保するよう, 長大な線状構造物である鉄道構造物を設計することは, 一般に極めて不経済である。このため, 現行の鉄道構造物等設計標準(耐震設計)では, 構造物がある程度損傷することを許容しつつ, 各部位の損傷状態や変形状態が地震時あるいは地震後に構造物に要求される性能(耐震性能)を満たすように, 原則として設計想定地震動に対する動的応答解析結果をもとに構造物を設計している。

一方, 我が国の在来線線路の約90%を占める有道床軌道(図-1)に対しては, 鉄道構造物等設計標準(耐震設計)で軌道構造が検討対象外となっていることもあり, これまで軌道構造やその他鉄道構造物の地震時に想定される損傷や変状を静的外力や保有耐力の低下に置き換えた静的解析を行ってはいない²⁾, 同標準で行っているような動的解析法による耐震設計法は確立されていない。しかし, 実際には, 構造物や路盤等に特段の変状が見られない有道床軌道でも, 強地震動に起因する道床バラストの流動や道床抵抗力の低下により軌框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来した事例も報告されている³⁾。このため, 鉄道車両の走行安全性の観点からL2

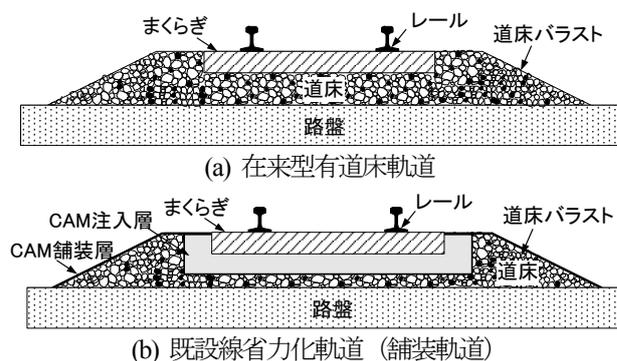


図-1 軌道構造の概略

地震動に対応した線路の耐震設計を安全側で考える場合には, 応答値の算定に動的解析法を採用した軌道構造の耐震性能評価手法を確立する必要がある。

これまで, L2地震動に対応した軌道構造の耐震性能評価法の研究開発の一環として, 実物大模型軌道や縮尺1/3模型軌道の振動台試験結果^{4), 5)}から, まくらぎ・道床間の動的相互作用が加振時の有道床軌道の動的応答特性に顕著な影響を及ぼすことや, まくらぎの設置条件等が異なる軌道構造では耐震性能も異なることが示されている。また, 動的解析方法の研究開発としては, 道床を粒状集合体と考えた有道床軌道の振動台シミュレーション結果^{6), 7)}から, 有道床軌道の地震応答解析に対する不連続体解析手法の有用性が示されてはいるものの, 耐震設計法への適用については未だ研究段階にある。

そこで, 本研究では, 一般的な在来型有道床軌道(図-1(a), 以下, 「有道床軌道」と称す)と, 道床バラストを

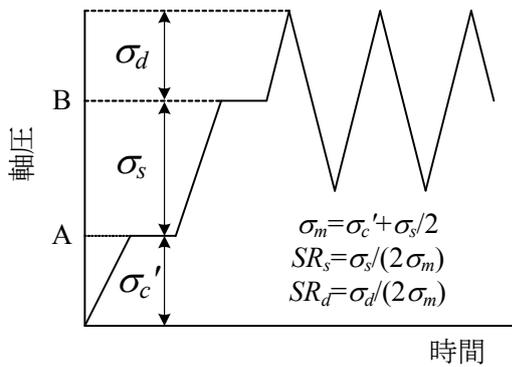


図-2 各種応力の定義

アスファルト系の填充材で固めた舗装軌道⁸⁾に代表される既設線省力化軌道(図-1(b),「省力化軌道」と称す)について,地震時の動的応答解析に適用可能な数値解析モデルを構築することを目的として,有限要素法(FEM)を用いた有道床軌道の地震時の簡易な耐震計算方法の検討を行う。

2. 有道床軌道の耐震性能評価指標

これまでに実施した模型有道床軌道の振動台試験結果⁵⁾より,地震動による損傷を受け易く,耐震性能上最も脆弱と考えられる部位は,道床肩部および法面部等の端部周辺域の道床バラストで構成される道床部分(以下「バラスト道床」と称す)であることが明らかとなっている。また,前述したように地震動による道床抵抗力の低下や著大軌道変位の発生が報告されているが,これらとバラスト道床の塑性変形に高い相関があることも明らかとなっている⁹⁾。したがって,本研究においては,有道床軌道の耐震性能を評価する指標としてバラスト道床の塑性変形に着目し,主に地震後に生じるバラスト道床の残留変位量の予測方法について検討する。具体的には,繰返し三軸圧縮試験結果等から得られる道床バラストの累積ひずみ特性を考慮して,後述する累積損傷度理論に基づくFEM解析を提案するものである。なお,本論文では,地盤材料の累積ひずみ特性を考慮し,地盤材料のせん断剛性を低下(損傷)させて繰返し荷重載荷時の地盤構造物の弾塑性変位量を推測するモデルを「累積損傷度理論」と称す。このモデルは,鉄道構造物等設計標準(耐震設計)において,L2地震時の盛土の揺すり込み沈下量の算定に用いられているものである。

3. 累積損傷度理論に基づくFEMによる解析

3.1 道床バラストの累積ひずみ特性

地震荷重を受ける砂質土盛土は,繰返し荷重強度と繰返し載荷回数に依存してせん断剛性が低下し,せん断ひずみの塑性成分が累積される。さらに,繰返し荷重と累積されるせん断ひずみの関係は,盛土内部の初期せん断応力比に影響される。そこで,鉄道構造物等設計標準(耐震設計)では,平野ら¹⁰⁾が実施した砂質土盛土材料の繰返し三軸圧

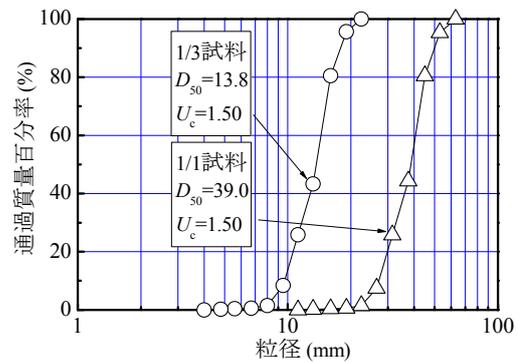


図-3 道床バラスト試料の粒度分布

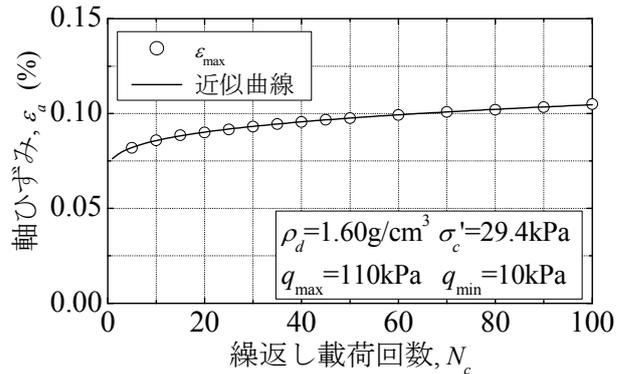


図-4 道床バラストの繰返し三軸圧縮試験結果

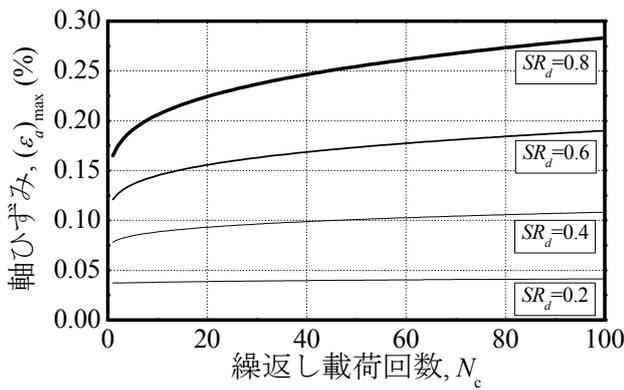
縮試験結果をもとに,初期せん断応力比 SR_s ,動的せん断応力比 SR_d ,繰返し載荷回数 N_c をパラメーターとして,累積軸ひずみ $(\epsilon_a)_{max}$ を式(1)のように定式化している¹¹⁾。各応22力の定義を図-2に示す。

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

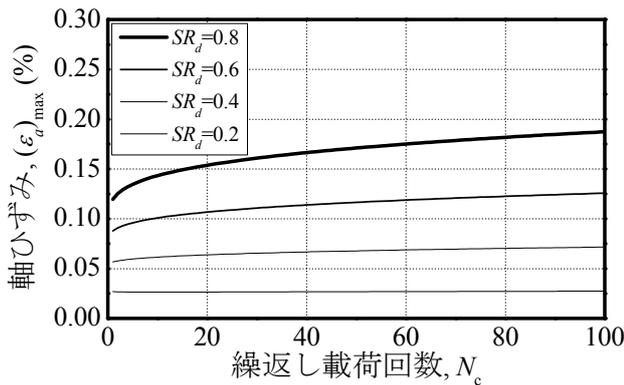
ここに, $SR_s = \tau_c / \sigma_m = \sigma_s / (2\sigma_m)$, $SR_d = \tau_d / \sigma_m = \sigma_d / (2\sigma_m)$, σ_s :初期せん断応力, τ_d :繰返しせん断応力振幅, σ_m :平均主応力, σ_s :初期軸差応力, σ_d :繰返し軸差応力振幅, $a1 \sim a7$:係数である。

ここでは,道床バラストの累積ひずみ特性が,砂質土盛土材料の累積ひずみ特性と同様に式(1)のように表すことができると仮定し,有道床軌道の振動台模型試験で用いた道床バラスト(図-3中「1/1試料」)の1/3相似粒度の砕石(図-3,以下「1/3試料」と称す)に対する繰返し三軸圧縮試験をもとに式(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 $(\epsilon_a)_{max}$ の関係を求めることとした。

図-4は,繰返し三軸圧縮試験(供試体初期乾燥密度 1.60 g/cm^3 ,有効拘束圧 $\sigma_c' = 29.4 \text{ kPa}$ (等方応力状態),軸差応力振幅 $q_a = 100 \text{ kPa}$ ($q_{max} = 110 \text{ kPa}$, $q_{min} = 10 \text{ kPa}$,載荷周波数 $f = 0.25 \text{ Hz}$)¹²⁾から得られた軸ひずみ ϵ_a と繰返し載荷回数 N_c の関係を示したものである。ただし,同図の軸ひずみ ϵ_a は,図-2に示すA点の状態の軸ひずみを基準にした測定結果であり,図中の ϵ_{max} は繰返し載荷中に最大軸差応力 q_{max} を負荷した状態の軸ひずみを示している。図から,繰返し載荷に伴い軸ひずみは増加する傾向にあるものの,繰返し載荷初期には残留軸ひずみの増加が大きく,塑性の卓越する弾塑性状態を示すが,繰返し載荷回数の増加とともに



(a) $SR_s=0.4$



(b) $SR_s=0.8$

図-5 $(\epsilon_a)_{max} \sim N_c$ 関係の推定曲線

に残留軸ひずみの増加量が減少し、軸ひずみと軸圧の応答が弾性的挙動に推移することがわかる。この $\epsilon_a \sim N_c$ 関係を式(1)で近似した結果を図-4 中に実線で示す。同図から、近似は試験データに対してほぼ妥当なものとなっており、式(1)が道床バラストの累積ひずみ特性に対しても有効であることがわかる。さらに、図-5 は、式(1)に基づく道床バラストの累積ひずみ特性の一例として、 $(\epsilon_a)_{max} \sim N_c$ 関係を $SR_s \cdot SR_d$ 別に求めたものである。同図から、道床バラストの累積ひずみ特性に関して以下のことがわかる。

- SR_s と SR_d が一定の場合、 $(\epsilon_a)_{max}$ は N_c の増加とともに増加する。
- SR_s と N_c が一定の場合、 $(\epsilon_a)_{max}$ は SR_d の増加とともに増加する。
- SR_d と N_c が一定の場合、 $(\epsilon_a)_{max}$ は SR_s の増加とともに減少する。

なお、本来であれば、同一試料に対して系統立てた繰返し三軸圧縮試験を行い、種々の試験条件の試験結果に対し図-4 のような近似を行って式(1)の係数の妥当性を検証すべきであるが、以下では、近似結果が他の応力状態についても適用できると仮定して検討することとした。

3.2 累積損傷度理論に基づく FEM 解析

(1) 解析手順

本研究で提案する累積損傷度理論に基づく FEM 解析による地震荷重載荷時のバラスト道床の弾塑性変形量の推定方法の概略を図-6 に示す。ただし、累積損傷度理論で

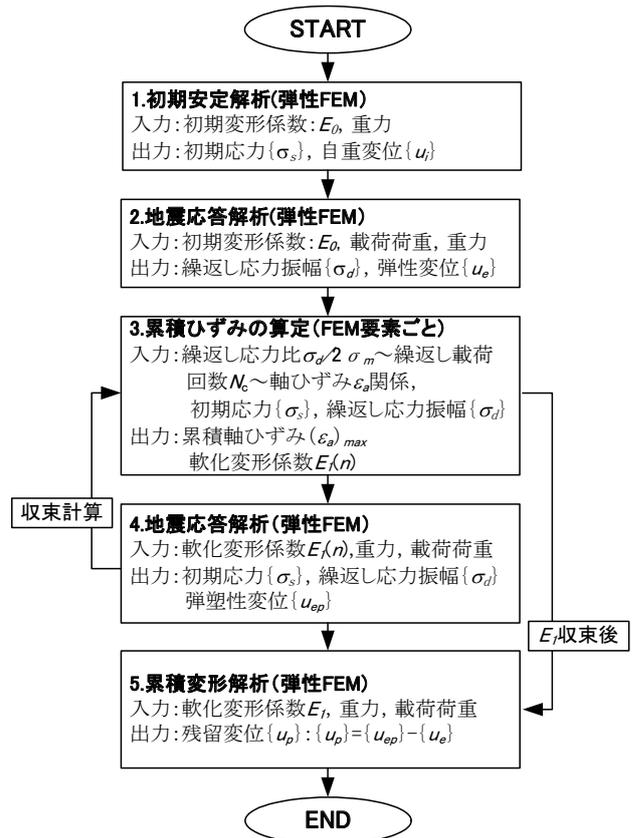


図-6 累積変形解析の処理手順

は、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土構造物の弾塑性変形を予測することから、バラスト道床のように繰返し荷重によりひずみが累積される部材以外には適用しない。累積損傷度理論によるバラスト道床の変形係数の設定方法および FEM 解析の解析手順は以下の通りである。

- ① 道床各要素に損傷していない状態の変形係数（初期接線変形係数） E_0 を設定した軌道構造の解析モデルに対して、FEM で自重による静的線形弾性解析（初期安定解析）を行い、道床各要素の応力 (σ_s, σ_m) と、自重変位量 u_i を算出する（図-6 処理手順 1）。この際、 E_0 としては、道床バラストの静的三軸圧縮試験において等方圧密状態からせん断開始後 $\epsilon_a=0.001\%$ 程度の微小ひずみ領域で定義される初期接線変形係数を採用する（図-7）。
- ② 初期接線変形係数 E_0 を与えた軌道構造の解析モデルに対して 1 波分の設計想定地震動を入力し、FEM の動的応答解析（地震応答解析）を行い、道床各要素の応力 (σ_d) と、弾性変位量 u_e を算出する（図-6 処理手順 2）。
- ③ 解析手順①、②で求めた道床各要素の $\sigma_s, \sigma_b, \sigma_m$ を式(1)に代入し、 $N_c=1$ とおいて繰返し荷重 1 回目・収束計算 n 回目の累積軸ひずみ $(\epsilon_a)_{max}$ を算出する。その後、道床各要素の 1 波分の設計想定地震動による損傷後の変形係数（軟化変形係数） $E_1(n)$ を式(2)により算出する（図-6 処理手順 3）。

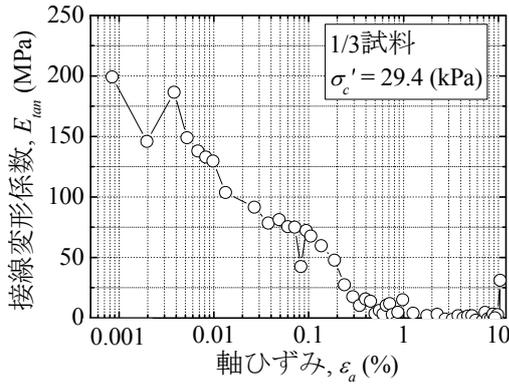


図-7 静的三軸圧縮試験結果

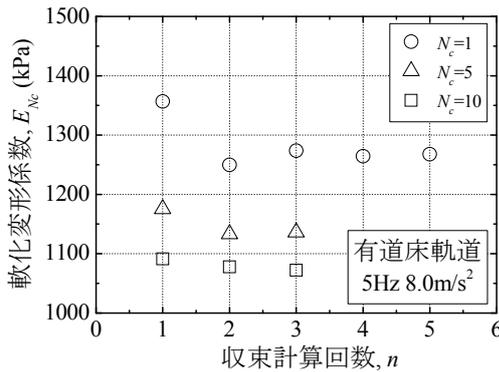


図-8 軟化変形係数の収束傾向

$$E_I(n) = \sigma_d / (\varepsilon_a)_{max} \quad (2)$$

- ④ 軟化変形係数 $E_I(n)$ を用いて初期安定解析・地震応答解析を解析手順①, ②に従って行い, 収束計算 $n+1$ 回目の道床の応力分布 (σ_s , σ_b , σ_m) と弾塑性変位量 u_{ep} 等を算出する. その後, 再度累積損傷度理論により累積軸ひずみ $(\varepsilon_a)_{max}$ と軟化変形係数 $E_I(n+1)$ を算出し, 解析前後の軟化変形係数を比較する. 両者が一致しない場合には, 処理手順3, 4を収束するまで繰り返す (図-6 処理手順4).
- ⑤ 収束した軟化変形係数 E_I を用いて1波分の設計想定地震動による動的応答解析 (累積変形解析) を行い, 弾塑性変位量 u_{ep} を算定し, 弾塑性変位量 u_{ep} と弾性変位量 u_e の差を地震動による損傷後の残留変位量 u_p とする (図-6 処理手順5).

参考として, 解析手順④において軟化変形係数 $E_I(n)$ が収束する過程を, 4.2節の解析結果をもとに図-8に示す. ただし, 収束の判定は, 収束計算前後の道床各要素の軟化変形係数の変化率が±5%以下となった場合に収束したものと判定した. また, 計算が充分収束せずに, ある値を中心とした振動状態にある場合には, 振動の中心値を収束後の軟化変形係数とした. なお, 本研究では, 軟化変形係数が収束した場合, 各要素はその応力状態における当該材料の累積ひずみ特性を満足すると考える.

(2) 実問題への適用方法

図-6に示す累積損傷度理論の適用過程では, 式(1)に基づき累積軸ひずみ $(\varepsilon_a)_{max}$ を算定し, 軟化変形係数 $E_I(n)$ を求

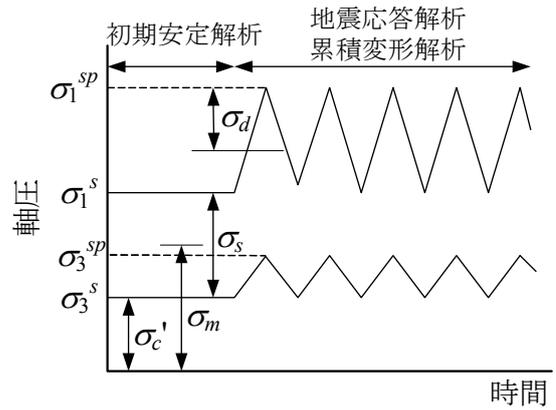


図-9 繰返し荷重載荷時の各種応力の定義

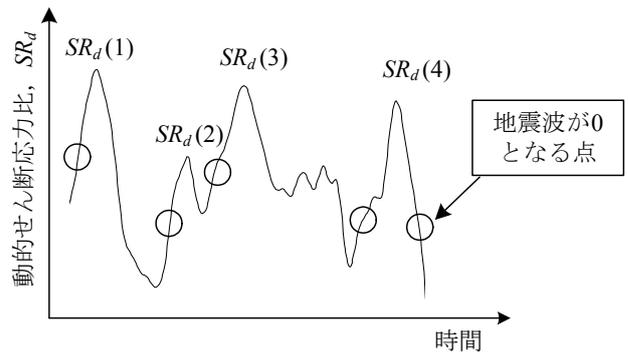


図-10 動的せん断応力比の時刻歴

めるために, 初期軸差応力 σ_s , 繰返し応力振幅 σ_b , 平均主応力 σ_m を決定しなければならない. しかし, 三軸圧縮試験のように軸圧が載荷されても側圧が一定に保たれる応力状態と異なり, 一般に地盤内の応力状態はある方向から荷重が載荷されれば, その方向の応力状態が変化だけでなく, それと直交する他の二方向の応力状態も変化する. この傾向はFEM解析においても同様である. したがって, 地盤中の自重のみが載荷された場合の応力状態と自重と載荷荷重が載荷された場合の応力状態で, 三軸圧縮試験の等方圧密状態の応力状態と軸差応力載荷時の応力状態を近似することが必要になる. 本研究では, 式(3)の方法により近似した. なお, σ_s , σ_b , σ_m , σ'_c と載荷状態の最大・最小主応力 σ_1 , σ_3 との関係を図-9に示す.

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s &= \sigma_1^s - \sigma_3^s & \sigma_d &= (\sigma_1^{sp} - \sigma_3^{sp}) - \sigma_s \\ \sigma'_c &= \sigma_3^s & \sigma_m &= (\sigma_1^s + \sigma_3^s) / 2 \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

ここに, σ_1^{sp} : 自重と載荷荷重負荷時の最大主応力, σ_3^{sp} : 自重と載荷荷重負荷時の最小主応力, σ_1^s : 自重負荷時の最大主応力, σ_3^s : 自重負荷時の最小主応力である.

さらに, 地震波は不規則振動であることから, 地震動により地盤に発生する最大・最小主応力は, 時間とともに変化し, 一般に明確なピークを示さない. このため, 累積損傷度理論を適用する際の応力状態 (σ_s , σ_b , σ_m) や繰返し載荷回数 N_c の決定方法は, 繰返し三軸圧縮試験と異なることになる. そこで, 図-10のような動的せん断応力比 SR_d の時刻歴が与えられた場合, 入力加速度 (地震動) がゼロとなる時刻 (図中の○印で示す) で挟まれた区間内の

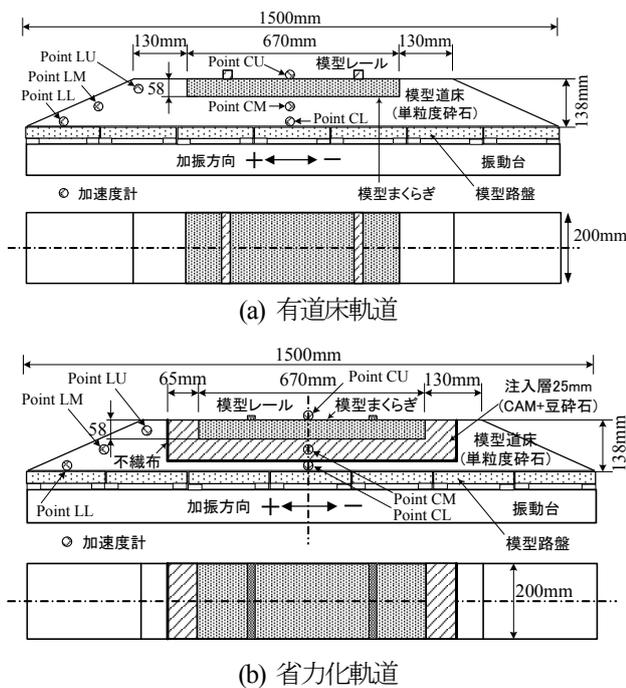


図-11 模型軌道の振動台試験の概略

最大の動的せん断応力比をピーク値と考え、応力状態の算定を行うとともに、動的せん断応力比がピーク値を示す数を繰返し載荷回数 N_c と考えることとした¹¹⁾。なお、繰返し載荷を行う場合の累積損傷度理論の適用方法は、次章で検討する。

一方、例えば、三軸圧縮試験では、軸圧の載荷方向と最大主応力の方向は一致しているが、地盤内では載荷荷重の方向と最大主応力の方向は必ずしも一致しない。このため、地盤内では、載荷荷重と平行な方向の剛性が低くなるわけではなく、累積損傷度理論を用いる場合でも理論的には損傷の発生方向を考慮する必要がある。しかし、本研究では、計算の簡略化のため材料特性については等方性を仮定し、損傷発生の方向性についてはその影響を考慮せず、損傷は要素内で一様に発生するものと考えたこととした。

なお、筆者らは、列車荷重繰返し作用時のバラスト道床の塑性沈下量推定に累積損傷度理論の適用を別途検討しているが¹³⁾、列車荷重のような片振り荷重と地震荷重のような両振り荷重では、累積変形解析の処理手順(図-6)や各種応力・軟化変形係数の計算方法(式(2)、式(3))は異なることに留意する必要がある。

4. 模型軌道の水平加振時の動的応答解析

本章では、累積損傷度理論に基づくFEM解析を用いて、水平加振時の模型有道床軌道と模型省力化軌道の動的応答解析を行い、軌道構造の地震挙動解析に対する本研究で提案した簡易な耐震計算方法の適用性について検討する。具体的には、累積損傷度理論適用の過程で得られた軟化変形係数の分布傾向と、累積変形解析より得られたバラスト道床の残留変位量を、別途実施した各種模型軌道の振動台試験結果⁵⁾と比較し、加振後のバラスト道床の残留変位量

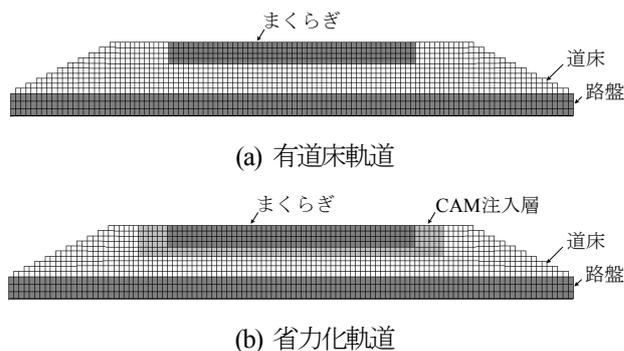


図-12 模型軌道の振動台試験の概略

表-1 FEM解析に用いたパラメーター

部材	密度 ρ (t/m^3)	変形係数 E (GPa)	ポアソン比 ν
バラスト道床	1.60	0.195*	0.49
CAM注入層	2.25	0.405	0.30
まくらぎ	2.35	30.0	0.20
路盤	7.85	210.0	0.30

*初期変形係数 E_0

の予測方法の妥当性や適用限界について考察する。

4.1 解析方法

(1) 解析モデル

解析対象とした実軌道の縮尺1/3の模型軌道の振動台試験の概略を図-11に示す。模型有道床軌道は、模型まくらぎ、模型道床、模型路盤から構成されている。また、模型省力化軌道は、道床肩部および法面部分を舗装していない填充道床軌道を想定しており、模型まくらぎ周囲に豆砕石(粒径4.0~6.7mmの単粒度砕石)とセメントアスファルトモルタル(以下、「CAM」と略す)を混合したCAM注入層を有する。なお、振動台試験は、FEM解析と同様に二次元平面ひずみ状態を仮定して行ったため、軌道縦断面方向におけるまくらぎの不連続性は考慮されておらず、奥行き方向に対し連続な模型まくらぎを使用した。

模型軌道の振動台試験を模擬した線路横断面方向の二次元平面ひずみFEM解析モデルの概略を図-12に示す。解析モデルの境界条件は、初期安定解析時には、路盤側辺スライド拘束(水平方向のみ固定)・路盤底辺完全固定とし、地震応答解析時・累積変形解析時には、路盤側辺スライド拘束(鉛直方向のみ固定)・路盤底辺完全固定とした。また、繰返し三軸圧縮試験結果より得られる道床バラストの累積ひずみ特性がバラスト道床を表す要素の平均的な挙動を表現するものであることから、解析モデルは、バラスト道床のメッシュサイズが1/3試料(図-3)の平均粒径 D_{50} とほぼ等しくなるように要素分割した。なお、解析には汎用有限要素法プログラムAFIMEX¹⁴⁾を用い、FEM解析は静的解析、動的解析とも、線形解析を実施した。

(2) 解析条件

解析は、図-6に示したように、初期安定解析、地震応答解析、累積変形解析と段階的に行うが、初期安定解析で

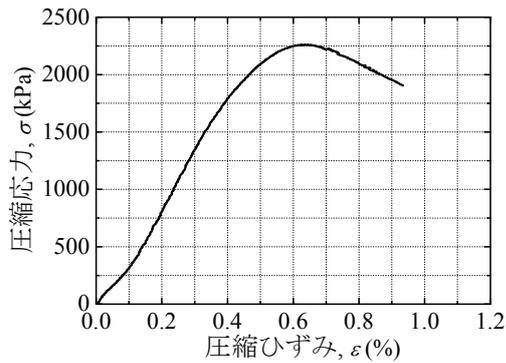


図-13 CAMの一軸圧縮試験結果

は重力 $1G$ (9.8m/s^2) のみを载荷し、地震応答解析・累積変形解析では設計想定地震動として水平方向の正弦波を路盤に入力して加振した。与える正弦波としては、振動台試験同様に、加振周波数 f を 5Hz とし、入力加速度片振幅 $a_{i,sa}$ を 2.0m/s^2 から 10.0m/s^2 まで 2.0m/s^2 刻みで変化させた。

FEM 解析で用いる解析パラメーターを表-1 に示す。このうち、バラスト道床の初期接線変形係数 E_0 は、静的三軸圧縮試験結果 (図-7) を参照して設定し、収束計算開始後のバラスト道床の軟化変形係数 $E_i(n)$ は、前述の累積損傷度理論による解析手順に沿って設定した。また、バラスト道床の減衰比については、繰返し三軸圧縮試験から得られる砂や礫の減衰比が、繰返し载荷に伴い低下する変形係数と初期接線変形係数の比と関係がある¹⁵⁾ ことから、本研究で累積損傷度理論を適用する場合の軟化変形係数と初期接線変形係数の比 (E_i/E_0) の範囲を考慮し、 0.2 に設定した。さらに、道床の密度とポアソン比については、模型試験の試験条件と応力状態を想定した砕石 (1/3 試料) の繰返し三軸圧縮試験結果¹²⁾ を参考にして設定した。一方、バラスト道床以外の部材は繰返し载荷により損傷しないと考え、累積損傷度理論を適用しないで FEM 解析を行う。そこで、まくらぎおよび路盤の材料定数 (密度 ρ 、変形係数 E 、ポアソン比 ν) については、振動台試験と同じコン

クリート製まくらぎと鉄製路盤を想定して鉄道構造物等設計標準などで用いられている一般的な値を採用した。また、CAM 注入層の材料定数については、CAM の一軸圧縮試験結果 (図-13) を参考にして設定した。以上のように、本研究では、累積損傷度理論を適用するバラスト道床の変形係数以外の材料定数は、解析を通して一定とした。

4.2 解析結果

(1) 軟化変形係数の分布

累積損傷度理論に基づく FEM 解析により予測される水平加振による道床の損傷状況について検討する。

図-14 は、加振周波数 $f=5\text{Hz}$ の FEM 解析より得られた模型有道床軌道の軟化変形係数の収束値 E_i と初期接線変形係数 E_0 との比 (E_i/E_0) を求め、その分布状況をコンター図として入力加速度片振幅 $a_{i,sa}$ 毎に整理したものである。同様に、図-15 は、模型省力化軌道の E_i/E_0 の分布状況をコンター図にしたものである。ただし、図中央にある長方形の空白部分は、载荷により変形係数の低減が生じないまくらぎ部分あるいは CAM 注入層を表している。また、図-16 は、 $f=5\text{Hz}$ の FEM 解析より得られた両模型軌道の道床左端部各鉛直位置 (図-11 の位置 LU, LM, LL) における E_i/E_0 を $a_{i,sa}$ 毎に比較したものである。

図から、模型有道床軌道における地震動による変形係数の低減は、入力加速度片振幅 $a_{i,sa}$ が大きいほど大きくなることわかる。また、地震動による変形係数の低減が大きいのは道床肩部と道床法面等の道床端部周辺域であり、まくらぎ直下にある道床中央の要素は地震動による変形係数の低減が比較的小さい。これは、道床肩部と道床法面の拘束圧は低く、まくらぎ直下にある道床中央の拘束圧が高いことに起因していると考えられる。同様な傾向は省力化軌道でも確認できるが、同一加振条件で比較した場合、模型有道床軌道の変形係数の低減に比べ模型省力化軌道の変形係数の低減は全体的に小さい。これは、模型省力化軌道では、CAM 注入層は損傷しないと仮定し、当該部分の

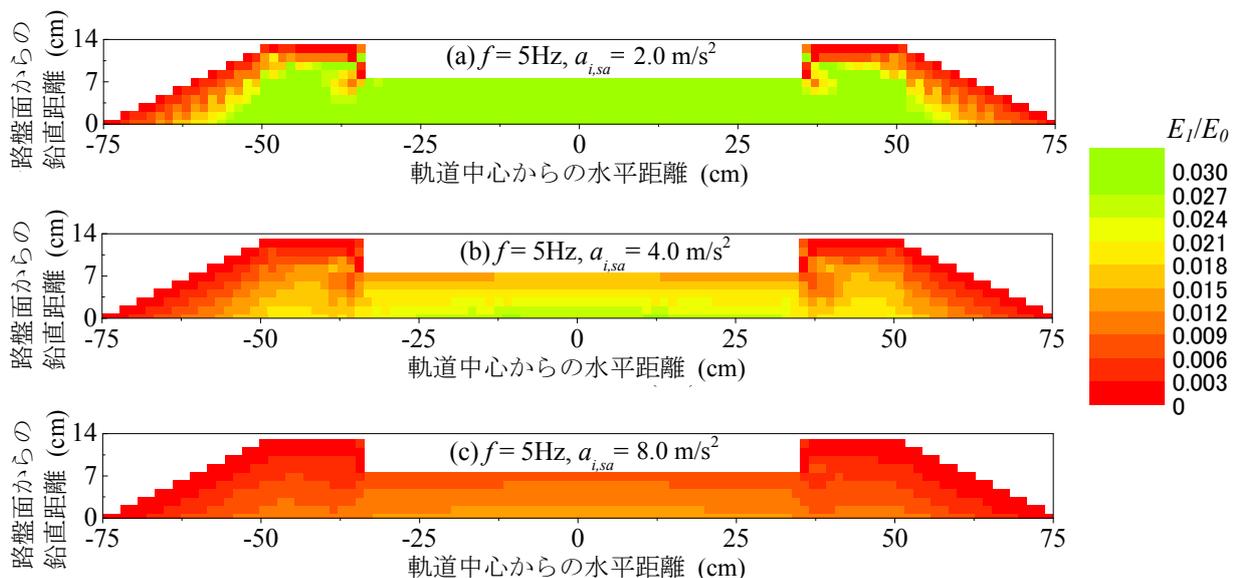


図-14 繰返し载荷に伴う変形係数の低減傾向 (有道床軌道)

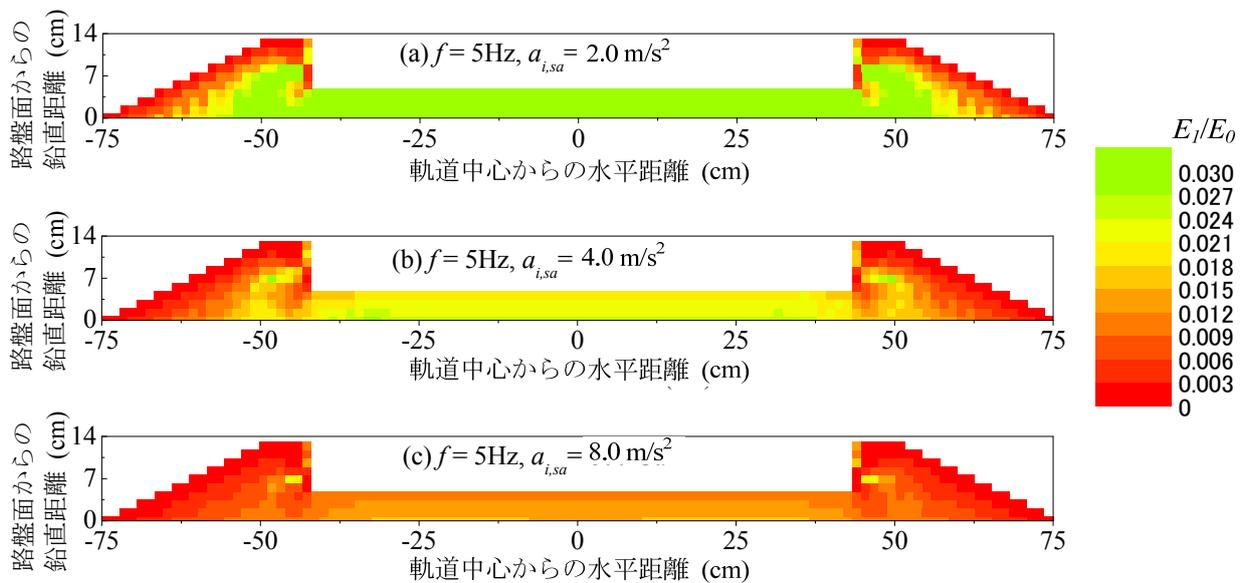


図-15 繰り返し荷荷に伴う変形係数の低減傾向 (省力化軌道)

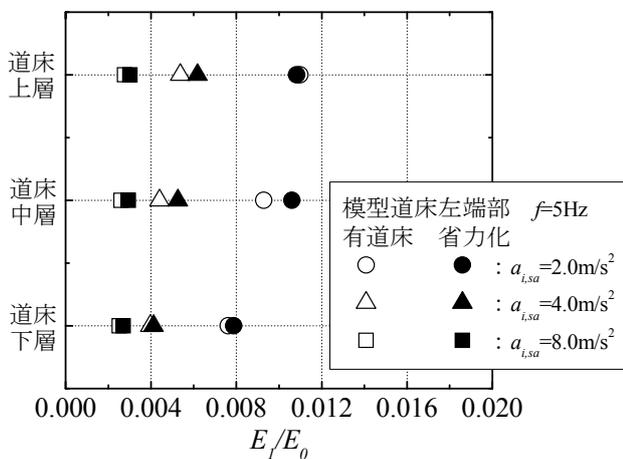


図-16 軌道種別による変形係数の低減傾向の差異

変形係数を一定として FEM 解析を実施していることと関係があると考えられる。なお、以上のような傾向は振動台試験結果⁵⁾の道床の損傷状況と定性的に一致することから、累積損傷度理論による道床の損傷傾向の推定は妥当であるとえられる。

(2) 累積ひずみの計算方法

比較対象となる模型軌道に対して行った振動台試験⁵⁾の設計想定地震動は、正弦波 10 波である。そこで、ここでは、繰り返し荷荷を行う場合の累積損傷度理論の適用方法について検討する。図-6 に従って、繰り返し荷荷を行う場合の残留変位量の計算方法としては、「①繰り返し荷荷回数 $N_c=1$ 回目の軟化変形係数 E_1 を用いて算出される設計想定地震動 1 波分の残留変位量 u_p を、繰り返し荷荷回数によらず一定であると仮定し、10 倍する方法」、「② $N_c=10$ 回目の軟化変形係数 E_{10} を用いて算出される設計想定地震動 10 波分の残留変位量 u_p とする方法」がえられる。計算方法①・②から得られる軟化変形係数の概念図を図-17 に示す。本研究では、以上の二種類の計算方法で解析を行い、試験結果との比較検討から、より適当な加振後の残留

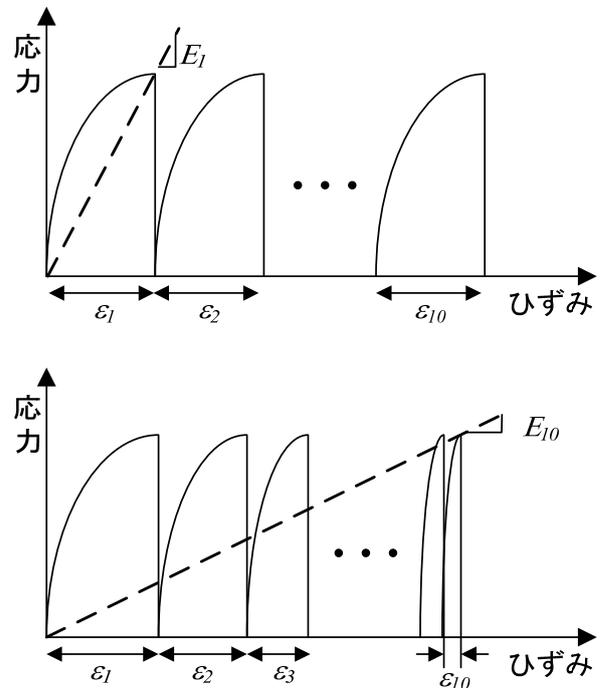


図-17 繰り返し荷荷時の軟化変形係数の計算方法 (上図：計算方法①, 下図：計算方法②)

変位量を得られる計算方法を採用することにした。図-18 は、計算方法①・②を用いて模型有道床軌道の道床左端部各鉛直位置 (図-11 の位置 LU, LM, LL) における残留変位量を算出し、同一条件 ($f=5\text{Hz}$, $a_{i,sa}=8.0\text{m/s}^2$) の試験結果と解析結果を比較したものである。

図を見ると、各軌道構造とも試験結果と比較して、計算方法②の残留変位は全体的に小さく、計算方法①の残留変位は下層および中層では整合性が比較的良好のものの上層で大きくなる傾向にある。この理由の一つとして、繰り返し三軸圧縮試験から得られた累積ひずみ特性が加振時の道床の塑性変形傾向を充分捉えていないことがえられる。一般に、繰り返し三軸圧縮試験では、繰り返し荷荷回数の増加

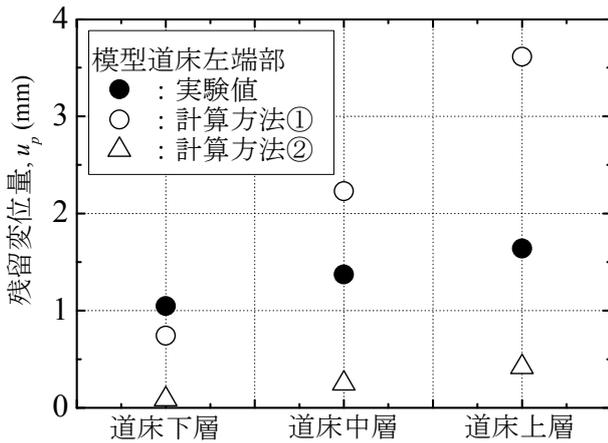
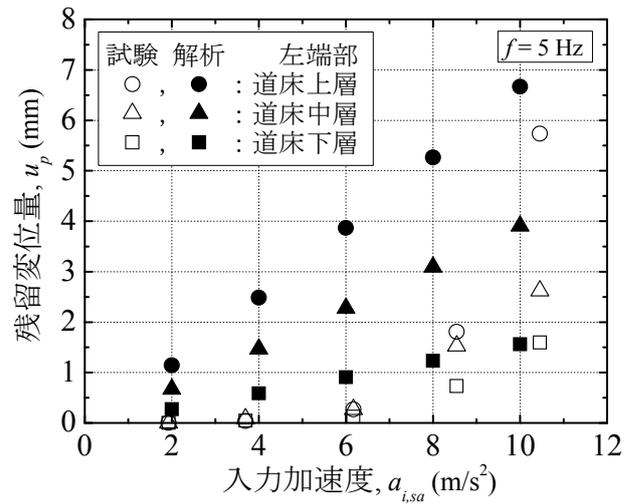


図-18 計算方法による残留変位量の差異

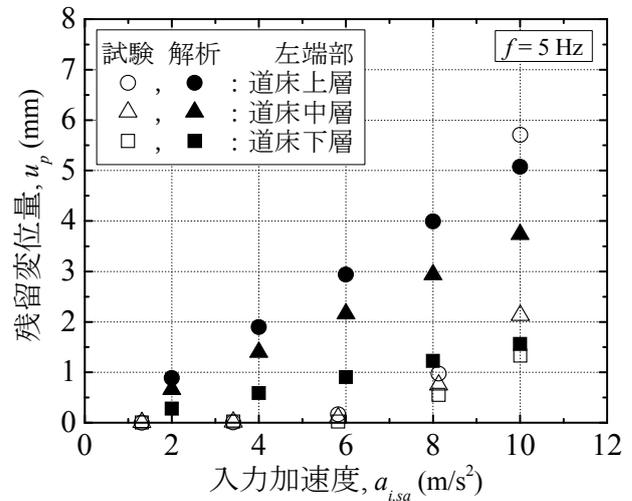
に伴って供試体の密度も増加していくが、振動台試験では繰返し载荷により締め固めた道床が崩れ、その密度は低下する傾向にある。このため、繰返し载荷回数2回目以降において生じる残留変位量を過小評価する可能性がある。また、振動台試験結果から、加振によって生じる道床の残留変位量の増加は、繰返し载荷に伴い減少することがわかっている。このため、計算方法①に従った場合、試験結果に比べて残留変位量を過大評価することになると考えられる。ただし、計算方法②は、地震波が正弦波のように規則的な場合に適用可能な方法である。このため、実際の地震波のように不規則な場合には、前述のように、入力加速度（地震動）がゼロとなる時刻で挟まれた範囲を1波と考え、累積損傷度理論に基づくFEM解析により地震動1波分の残留変位量を求め、それらを重ね合わせる計算方法①の方が現実的である。以上のような理由から、本研究では、試験結果に比べて残留変位量を過大に見積もる可能性はあるものの、工学的には安全側の検討となる計算方法①を採用する。

(3) 残留変位量～入力加速度関係

累積損傷度理論に基づくFEM解析により予測される水平加振によるバラスト道床の塑性変形挙動について検討する。図-19は、模型有道床軌道と模型省力化軌道の道床左端部各鉛直位置（図-11の位置LU, LM, LL）における残留変位 u_p と入力加速度片振幅 $a_{i,sa}$ の関係を、加振周波数 $f=5\text{Hz}$ の加振条件について解析結果と試験結果と比較したものである。図から、軌道構造に依らず解析結果の残留変位 u_p は入力加速度片振幅 $a_{i,sa}$ の増加に伴い増加すること、およびその増加傾向は鉛直位置毎に異なり道床上層部ほど u_p の増加割合が高くなることからわかる。また、入力加速度片振幅 $a_{i,sa}$ が同一の場合、省力化軌道の解析結果は、有道床軌道の残留変位 u_p と比較して各鉛直位置とも小さくなる。解析結果のこのような傾向を試験結果と比較した場合、定性的な傾向に関しては一致するものの、定量的には解析結果の残留変位量が試験結果に比べて若干大きくなることからわかる。特に、省力化軌道の $a_{i,sa}=6.0\text{m/s}^2$ 以下で解析結果は残留変位量を過大評価しており、試験結果との整合性が悪い。しかしながら、L2地震動に対応し



(a) 有道床軌道



(b) 省力化軌道

図-19 解析結果と試験結果の比較

た $a_{i,sa}=6.0\text{m/s}^2$ を越えるような強地震動に対しては、全体的には安全側の検討になっており、簡易な動的応答解析としては十分な解析精度があることから、累積損傷度理論に基づくFEM解析を用いた場合、模型道床の弾塑性挙動をある程度推定できると考えられる。特に、L2地震動に対応した $a_{i,sa}=6.0\text{m/s}^2$ を越えるような強地震動に対し有効であると考えられる。

5. まとめ

L2地震動に対応した軌道構造の耐震性能評価法の研究開発の一環として、地震時の動的応答解析に適用可能な数値解析モデルを構築するために、碎石の繰返し三軸圧縮試験結果より得られる累積ひずみ特性を考慮した累積損傷度理論に基づくFEM解析で各種軌道構造の振動台試験を解析した。得られた知見を要約すると以下ようになる。

- ① 地震荷重作用時のバラスト道床の変形挙動予測に対する礫材の要素試験結果の適用方法について検討し、繰返し三軸圧縮試験結果より得られる道床バラストの累積ひずみ特性を利用した累積損傷度理論を考案

した。

- ② 道床バラストの累積損傷度理論に基づく FEM 解析を用いて、有道床軌道および省力化軌道で、地震後に生じるバラスト道床の残留変位量の予測方法を提案した。
- ③ 提案した予測手法により、有道床軌道と省力化軌道の軟化変形係数の分布傾向や残留変位量の発生傾向の差異を示し、有道床軌道に対する省力化軌道の耐震性能の優位性を検証した。

本研究により、有道床軌道の耐震性能評価に関する、有限要素法 (FEM) を用いた簡易で実用的な耐震計算方法を提案することができた。本研究成果は、強地震動に対応した経済的な軌道構造の耐震設計法を体系化する上で有益な研究成果になると考えられる。しかし、本研究で提案した耐震計算方法を実務レベルで利用するには、加振時のバラスト道床の変形挙動を再現した要素試験方法の開発、実地盤を想定した要素試験の応力状態の近似方法や累積損傷度理論に基づく FEM 解析方法の適正化等まだ多くの課題がある。今後、提案した耐震計算方法の適用性や解析精度の向上に関する検討を継続し、応答値の算定に動的解析法を採用した軌道構造の耐震性能評価手法の確立に向け、研究をより一層深化させる必要がある。

謝辞：東海旅客鉄道（株） 泉剛生氏に解析結果の整理について多大なご協力を頂きました。ここに記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，丸善，1999。
- 2) 佐藤吉彦，小林悟，永田正己：地震時における道床横抵抗力，鉄道技術研究所報告，No.675，1969。
- 3) 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。
- 4) 池田学，村田清満，行澤義弘，岩田秀治，家村浩和：バラスト軌道を有する鉄道免震構造の動的挙動に関する検討，鉄道総研報告，Vol.18，No.4，pp.17-22，2004。
- 5) 石川達也，関根悦夫，泉剛生：有道床軌道の耐震性能評価に関する実験的検討，土木学会論文集 F，Vol.63，No.4，pp.517-529，2007。
- 6) 相川明：不連続変形法解析を用いた碎石道床の地震時における内部破壊特性，土木学会応用力学論文集 Vol.6，pp.593-602，2003。
- 7) 上半文昭，目黒公郎：高架橋—バラスト軌道系の地震時挙動に関する基礎的検討，鉄道総研報告，Vol.19，No.9，pp.47-50，2005。
- 8) 関根悦夫，須長誠：土路盤上における舗装軌道の載荷試験，土木学会第 48 回年次学術講演会 講演概要集 第 IV 部門，pp.418-419，1993。
- 9) 須田征男，長門彰，徳岡研三，三浦重：新しい線路，日本鉄道施設協会，1997。
- 10) 平野圭一，蔣関魯，館山勝，筑摩栄，龍岡文夫：砂質土盛土材の変形特性・累積ひずみ特性，土木学会第 52 回年次学術講演会，III-73，pp.146-147，1997。
- 11) 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，III-74，pp.148-149，1997。
- 12) 木幡行宏，三浦宏介，井口充，関根悦夫：相似粒度による単粒度碎石の強度・変形特性，鉄道力学論文集—シンポジウム発表論文—第 7 号，pp.25-30，2003。
- 13) 石川達也，関根悦夫，三浦清一，累積損傷度理論を用いたバラスト軌道の変形挙動解析，理論応用力学講演会講演論文集，56，pp.93-94，2007。
- 14) 富士通エフ・アイ・ピー株式会社：“AFIMEX-GT”，<<http://www.fip.fujitsu.com/fcena/pakg/pdf/afimex.pdf>>，(accessed 2006-7-31)
- 15) 田中幸久，工藤康二，吉田保夫，池見元宣：砂礫の力学特性に関する研究—室内再調整試料の動的強度・変形特性—，電力中央研究所報告，1987。

(2010年3月9日 受付)