

# 列車の繰り返し载荷による盛土の残留沈下量の算定方法

舘山 勝\* 篠田 昌弘\*\*  
堀井 克己\*\* 小島 謙一\*

## Calculation Method of Residual Deformation of Embankment Subjected to Cyclic Loading due to Running Trains

Masaru TATEYAMA Masahiro SHINODA  
Katsumi HORII Kenichi KOJIMA

The paper describes a calculation method of residual deformation of embankment subjected to cyclic loading due to running trains. In the proposed method, characteristics of accumulated deformation were evaluated by the results of the cyclic loading triaxial tests, then the accumulated damage theory and linear elastic analysis by finite element method were conducted in each soil category to calculate the residual deformation of embankment due to the running trains. By the proposed method, an actual residual deformation of embankment due to the running trains can be evaluated quantitatively.

キーワード：盛土，残留沈下，列車走行，累積損傷度，性能照査，三軸圧縮試験

### 1. はじめに

土構造物における性能照査指標として、交通荷重や地震荷重などの繰り返し载荷による残留沈下量が挙げられる。特に、列車走行に伴う盛土の累積沈下量の推定は、鉄道としては重要な事柄であるにも関わらず、これまで十分な検討は行われてこなかった。

本検討では、盛土の列車走行に伴う残留沈下量の算定方法について合理的な手法を提案した。提案した手法は、代表的な盛土材料に対して三軸圧縮繰り返し試験を行い盛土材料の累積沈下特性を求めた後、累積損傷度理論と有限要素解析をハイブリッドさせることにより、盛土の残留沈下量を算定するものである。

### 2. 三軸圧縮繰り返し試験による累積沈下特性の検討

#### 2.1 実験概要

列車走行による盛土の累積沈下の予測解析を行うためには、盛土の繰り返し沈下特性を把握する必要がある。このため、粒度の良好な礫（千葉礫）と、貧配合な砂（豊浦砂）の2種類の土を対象にして三軸圧縮繰り返し試験を実施した。試験装置を図1に、試料の物性、繰り返し試験初期条件、繰り返し試験条件をそれぞれ表1～3に示す。载荷波形には正弦波を用いて、排気条件で、繰り返し载荷回

数を20万回とした。通常の空圧によるペロフラムシリンダーでは高周波数での载荷が困難であり、20万回の繰り返し载荷を精度よく行うことは実務的にはできない。このため、本試験では油圧ポンプと油圧によるアクチュエーターを用いて、20 Hzで载荷できる装置を作製した。

なお、試験装置の制御はパソコンで行うこととした。パソコンに取り付けたDAボードから出力される電圧信号をサーボアンプに入力すると、サーボアンプから油圧アクチュエーターに電圧が出力される。サーボアンプにはロードセルの出力が入力されるようになっており、所定の荷重に対応した電圧信号に対してフィードバックを行うことにより、油圧アクチュエーターを制御した。

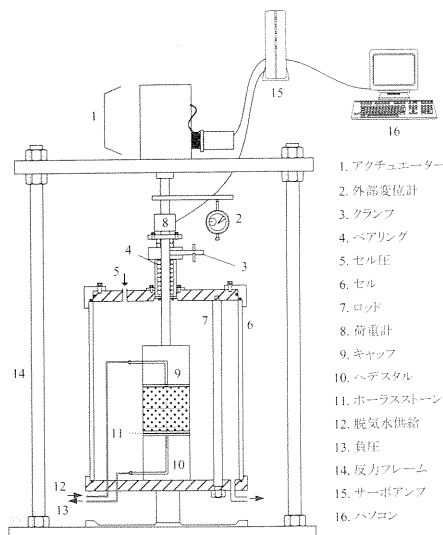


図1 三軸圧縮繰り返し試験装置

\* 構造物技術研究部（基礎・土構造）

\*\* (株)複合技術研究所 技術部

特集：構造物の設計技術

表1 盛土材料の物性

盛土材料	乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	含水比 (%)	締固め密度比 D値 (%)
千葉礫	2.250	1.71	89.5
豊浦砂	1.645	0.12	93.8

表2 繰返し試験初期条件

初期有効拘束圧	初期せん断応力
49.0 kPa	35.0 kPa

表3 繰返し試験条件

繰返しせん断 応力 (kPa)	初期せん断 応力比	繰返しせん断 応力比
50.0	0.417	0.595

2.2 実験結果および考察

図2に、千葉礫と豊浦砂の軸ひずみの時刻歴を示す。千葉礫は、繰返し载荷開始付近（1000sec以下）において軸ひずみの増加が若干見られるものの、その後は収束傾向にある。これに対して豊浦砂は、繰返し回数とともに軸ひずみが増大し、20万回程程度の载荷では軸ひずみは収束しなかった。これらの結果は、用いる盛土材によって繰返し载荷時の累積沈下特性が大きく異なることを意味する。したがって、列車载荷の繰返しによる盛土の累積沈下特性を推定するためには、代表的な土質ごとに実験によって累積沈下特性を把握しておく必要がある。

2.3 繰返し载荷時の累積沈下特性の定式化

過去の研究成果<sup>1)</sup>から、繰返し载荷による累積沈下特性は、式(1)で表すことができる。

$$\epsilon_1^p = (SR_d/a_1)^{1/a_2} N^m \quad (1)$$

ここに、 $\epsilon_1^p$ は累積ひずみであり、 $a_1$ 、 $a_2$ 、 $m$ は土質および初期せん断応力比に応じて定まるパラメーターである。 $N$ は繰返し载荷回数、 $SR_d$ は繰返し载荷による動的せん断応力比である。 $a_1$ は式(2)による。

$$a_1 = \begin{cases} 0.2 & \text{if } SR_{d,max} < 0.5 \\ SR_{d,max} - 0.3 & \text{if } SR_{d,max} \geq 0.5 \end{cases} \quad (2)$$

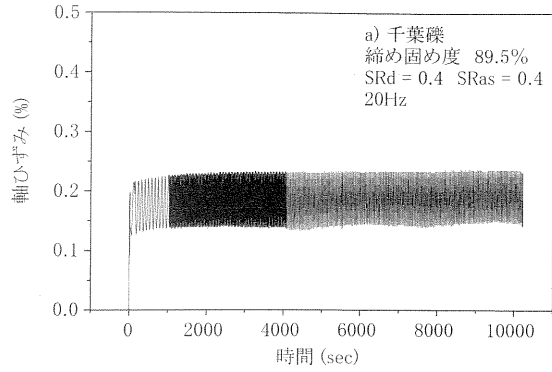
次に、式(2)の繰返し载荷による最大動的せん断応力比  $SR_{d,max}$  は以下により求める。

$$SR_{d,max} = SR_{s,max} \left[ 1 + 0.5 \sqrt{1 - (SR_s/SR_{s,max})^2} \right] - SR_s \quad (3)$$

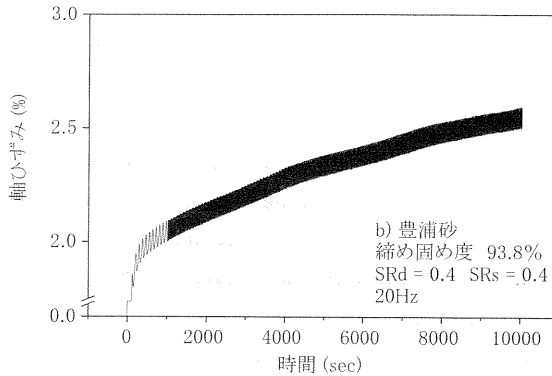
$$SR_{s,max} = \tau_f / \sigma_m \quad (4), \quad SR_s = \tau_s / \sigma_m \quad (5)$$

$$\tau_f = \frac{\sin\phi}{1 - \sin\phi} \sigma_3 + \frac{\cos\phi}{1 - \sin\phi} c \quad (6)$$

ここに、 $SR_s$ は初期せん断応力比、 $SR_{s,max}$ は最大せん断応力比、 $\phi$ は内部摩擦角、 $c$ は粘着力、 $\sigma_3$ は最小主応力である。式(4)と式(5)中の $\sigma_m$ は式(7)により求める。



(a) 千葉礫における結果



(b) 豊浦砂における結果

図2 三軸圧縮繰返し载荷試験結果

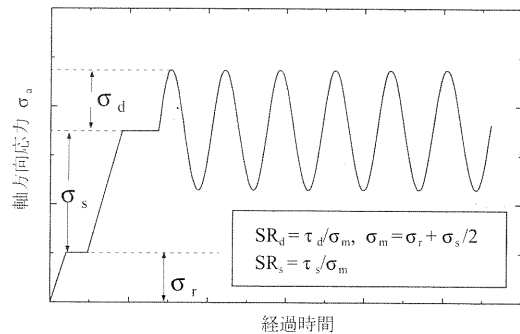


図3 試験における応力経路と記号の定義

表4 土質別の累積沈下特性パラメーター

土質区分	$a_2$	$m$
土質① 粒度配合の良好な砂、砂礫等	0.7	0.04
土質② 一般の砂、砂礫	0.6	0.15
土質③ 粒度配合の悪い砂	0.5	0.30
土質④ 粘性土	0.3	0.35

また、 $\sigma_r$ と $\sigma_s$ は図3に示した応力値に対する記号である。

$$\sigma_m = \sigma_r + \frac{\sigma_s}{2} \quad (7)$$

表4は、別途、設計標準に示す土質区分<sup>2)</sup>毎に実施した繰返し三軸圧縮試験<sup>3)4)</sup>を基に、累積沈下特性パラメーターを推定した結果を示す。図4は、動的せん断応力比と累積変形特性との関係の一例（豊浦砂の場合）を示す。この試験シリーズでは、種々の盛土材料に対して

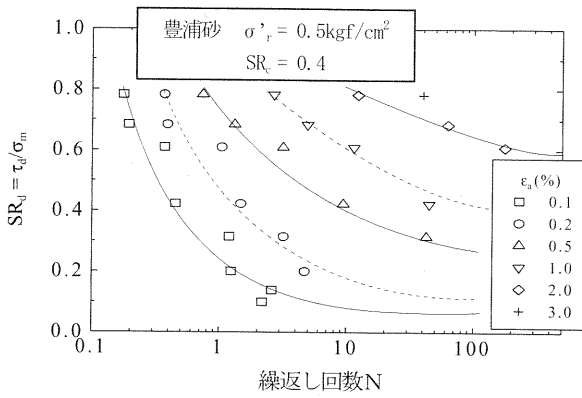
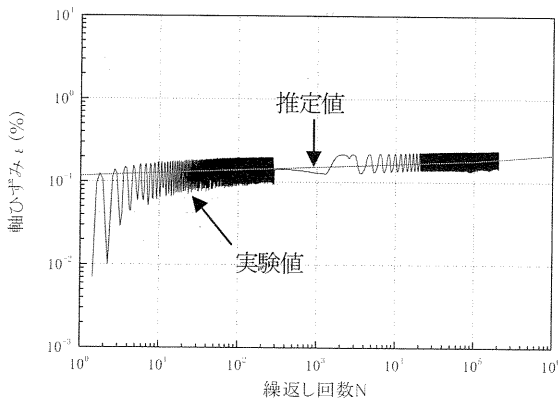


図4 動的せん断応力による累積変形特性

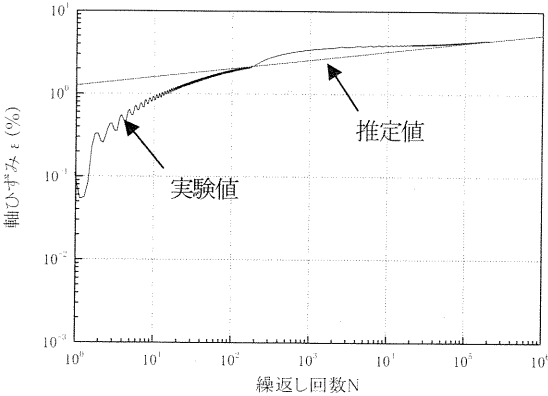
試験を行っているが、動的変形特性の把握が主目的であったため従来の空圧による荷重であり、荷重周波数(0.1Hz)、荷重回数(200回)とも小さい。しかしながら、図4に示すように荷重回数に対する非線形性の把握は可能である。表4の沈下特性パラメーターは、図4の結果と式(2)を用いて  $a_1$  を決定した後に、 $a_2$  と  $m$  を実験値に適合するように決定した。

図5に今回20万回まで荷重した実験値と、表のパラメーターを用いた推定値との関係を示す。 $10^1 \sim 10^2$  回数度までは軸ひずみが急激に増加し、推定値と開きがある。このことは、車輪が100回程度通過するまでの盛土材の初期沈下は大きいことを示唆する。しかしながら実際の現場では、盛土構築中には工事車両の履歴を受け、開業前には路盤の踏み固めのための走行試験を実施する。これらによって、初期沈下は解消されると考える。したがって、開業後の沈下推定に対しては、今回設定した沈下特性パラメーターは適切であると考える。

図6は土質区分ごとの推定結果の例( $SR_s=0.4, SR_d=0.4$ )であるが、これにより土要素に作用する応力状態さえ設定できれば、任意の繰返し回数における軸ひずみ(累積沈下量)が推定できることになる。



(a) 千葉礫における実験値と推定値の比較



(b) 豊浦砂における実験値と推定値の比較

図5 繰返し荷重時の累積沈下特性

### 3. 列車走行に伴う残留沈下量の算定

#### 3.1 解析手法

図7に、列車走行に伴う残留沈下量の算定方法のフローを示す。まず、①盛土のモデル化など解析条件を設定し、②初期応力( $SR_s$ )算定のための自重(弾性)解析を実施する。次に、③列車荷重の荷重による盛土内の応力増分( $SR_d$ )を求める。④上記②③により要素毎に得られた応力条件に対して累積沈下特性を適用し、盛土の剛性低下を評価する。⑤列車荷重による変形の累積で擬似的に低下した剛性を用いて再度自重解析を行い、⑥列車走行の繰返しによる累積沈下量を求める。

以下に、④の累積損傷度理論を適用した剛性低下の評価法について詳細に述べる。

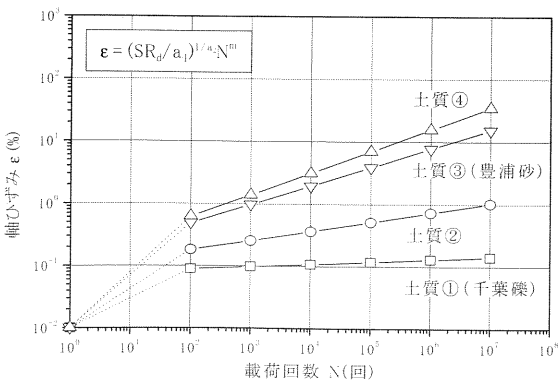


図6 土質別の軸ひずみと荷重回数の関係

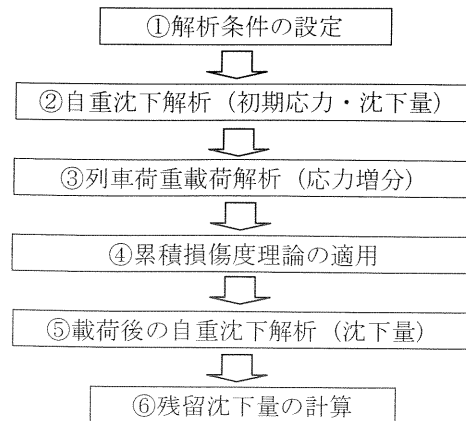


図7 残留沈下量の解析フロー

特集：構造物の設計技術

この解析では、列車の繰返し载荷による累積ひずみ量を、盛土の累積沈下特性によりせん断弾性係数が低下したと見なして求める。軸方向の累積ひずみを基に累積せん断ひずみ  $\gamma^p$  を以下のように算定する。

$$\varepsilon_3^p = -v\varepsilon_1^p \quad (8)$$

$$\gamma^p = \varepsilon_1^p - \varepsilon_3^p = (1+v)\varepsilon_1^p \quad (9)$$

ここで、式(8)と式(9)中の  $\varepsilon_1^p$  は式(1)より求める。上記の累積せん断ひずみを基に軟化せん断弾性係数を以下のように算定する。

$$G^* = G \frac{1}{1 + (\gamma_{\max}^p / \gamma_{\max}^s)} \quad (10)$$

ここに、 $\gamma_{\max}^s$  はせん断力  $\tau$  が作用したときのせん断ひずみ、 $\gamma_{\max}^p$  はせん断力  $\tau$  が作用したときの軟化剛性を用いたときの累積せん断ひずみであり、図8を参照とする。列車走行による繰返し载荷後の自重解析では、上記解析で得られた軟化せん断弾性係数を用いて沈下量  $u_{step3}$  を求める。列車荷重による累積沈下量  $\delta$  は、式(11)を用いて初期からの差分として算定できる。

$$\delta = u_{step3} - u_{step1} \quad (11)$$

なお、 $u_{step1}$  は初期自重解析時の変位である。

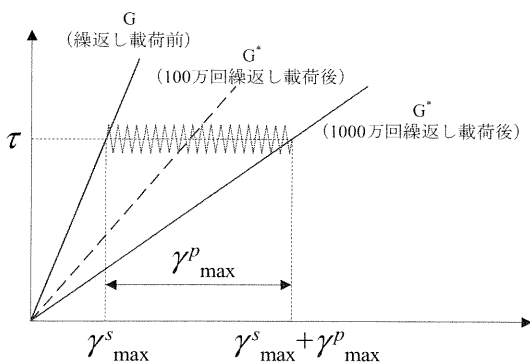


図8 軟化せん断弾性係数とせん断ひずみの関係

3.2 解析条件

三軸圧縮繰返し試験結果から得られた累積沈下特性を用いて、列車走行による繰返し载荷時の盛土の沈下量の試算を実施した。解析モデルは表5に示す性能ランクごとに設定した。ここで、性能ランクとは、新しい土構造標準で示した要求性能水準<sup>5)</sup>であり、性能ランクIIが2つあるのは、盛土勾配を2通り設定したためである。性能ランク毎の断面形状の違いは、図9を参照されたい。その他、性能ランクIでは省力化(スラブ)軌道の適用を想定している。また、図9(a)に示したように性能ランクIの盛土には補強材を敷設している。

解析ケースは、表5に示した4種類の性能ランクに対し解析モデルごとに実施し、合計4ケース行った。表6に解析に用いた列車荷重を示す。性能ランクIの盛土を

表5 性能ランクごとの解析モデル

	性能ランク			
	I	II-1	II-2	III
盛土勾配	1:1.8	1:1.8	1:1.5	1:1.5
上部盛土材	土質1	土質1	土質1	土質2
下部盛土材	土質1	土質2	土質2	土質3
軌道	省力化軌道	有道床軌道	有道床軌道	有道床軌道
想定列車	新幹線	在来線	在来線	在来線
補強材	1.5m 毎	なし	なし	なし
層厚管理材	30cm 毎	30cm 毎	30cm 毎	30cm 毎

表6 解析に用いた列車荷重

性能ランク	種別	衝撃係数	荷重値
性能ランクI	新幹線 (P16) V=270km/h	0.80	70 kN/ 輪重
IIおよびIII	在来線 (P16) V=180km/h	0.54	37 kN/ 輪重

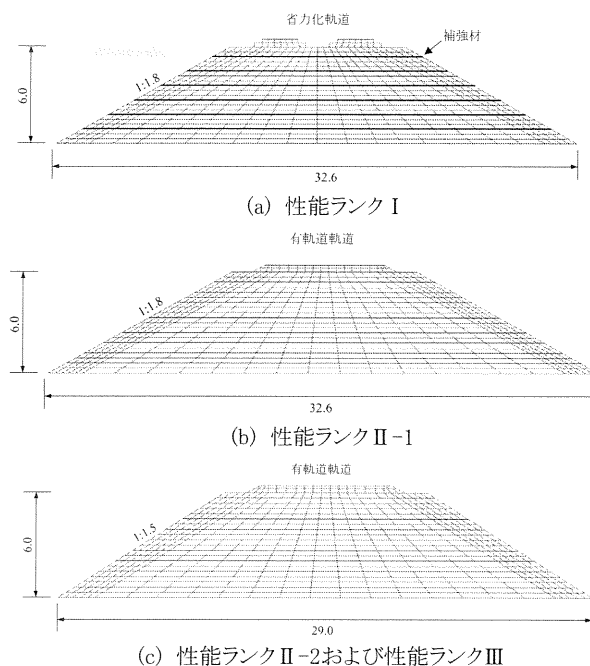


図9 解析モデル

走行する列車荷重は新幹線を想定し、性能ランクIIとIIIの盛土の列車荷重は在来線を想定して設定した。スラブ軌道における列車荷重の具体的な算定を以下に示す。省力化軌道では、隣接する2台車(4軸重)がスラブ盤およびRC路盤を介して線路方向に等分布に载荷されるとし、2次元解析での列車荷重の影響を算定した。なお、省力化軌道における列車荷重は下式により求めた。

$$P = \alpha \cdot P_0 \cdot (1+i) \quad (12)$$

ここに、 $\alpha$  は2次元モデル補正係数<sup>6)</sup>であり、以下のように求める。

$$\alpha = \frac{4 \cdot P_0}{L} \quad (13)$$

Lは線路方向分布幅、式(12)と式(13)中の  $P_0$  は輪重、

$i$  は衝撃係数である。本検討では、P16荷重を想定して輪重は80 kN、衝撃荷重は新幹線相当（列車速度270 km/hでロングレール）として衝撃係数は0.8とした。

表7(a)～(c)に、性能ランクごとの初期の自重解析に用いた土質定数を示す。上部盛土（路盤面から3m以浅）と下部盛土（路盤面から3m以深）で、拘束圧が異なることから、それぞれの性能ランクにおいて変形係数（ $E$ ,  $G$ ）を多少変化させた。なお、これらの値は平均応力を基に決定した。また、累積沈下（軟化）特性パラメータは、三軸圧縮繰返し試験結果から同定した表4の値を用いた。

表7 解析に用いた土質定数

(a) 性能ランク I

区分	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E$ (MN/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$G$ (MN/m <sup>2</sup> )
上部盛土	21	150	0.35	55.6
下部盛土	21	300	0.40	107

(b) 性能ランク II -1 および II -2

区分	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E$ (MN/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$G$ (MN/m <sup>2</sup> )
上部盛土	21	75	0.40	26.8
下部盛土	19	117	0.45	40.3

(c) 性能ランク III

区分	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$E$ (MN/m <sup>2</sup> )	$\nu$	$G$ (MN/m <sup>2</sup> )
上部盛土	19	43.5	0.45	15.0
下部盛土	19	108	0.45	37.2

### 3.3 解析結果と考察

図10に列車載荷時における鉛直応力コンター図を、図11に最大せん断応力のコンター図を示す。図10, 図11の(a)に示した性能ランク I の盛土の軌道のみが省力化（スラブ）軌道であり、その他のモデルは有道床（バラスト）軌道である。鉛直応力と最大せん断応力の分布形状は、性能ランクや軌道構造によらずほぼ同じ傾向を示した。列車載荷による盛土の沈下量を求めるためには、まず、図11に示した最大せん断応力と表7に示したせん断剛性  $G$  を用いて、最大せん断ひずみを求める。次に要素試験から得られた土質ごとの軟化特性を考慮して、式(9)により累積せん断ひずみを求めた後に、式(10)を用いて軟化したせん断剛性を求める。最後に、軟化したせん断剛性を用いて自重解析を行うことにより、盛土沈下量を求めることができる。

表8には、上記手順により求めた盛土表面沈下量を示す。列車（車輪の通過）による繰返し載荷回数が、100万回の場合と1000万回の場合の両方を示した。列車荷重の影響が大きい上部盛土には、土質①②の使用を基本としていることから、大きな沈下は生じていない。

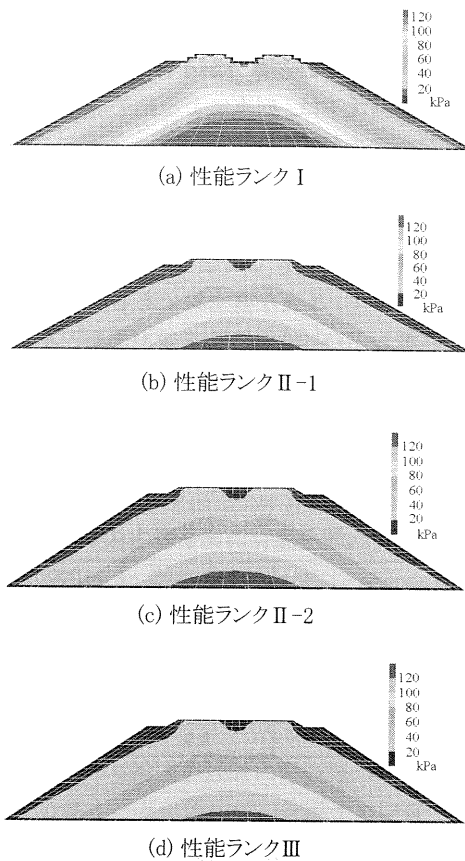


図10 列車載荷時における鉛直応力コンター図

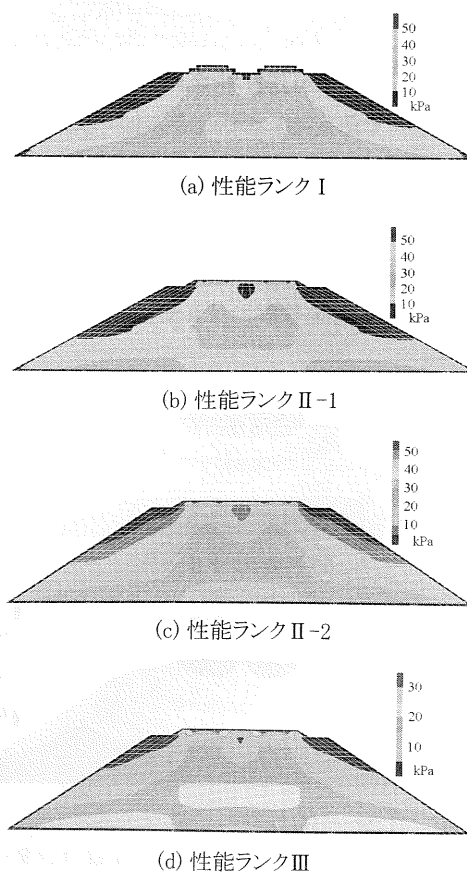


図11 列車載荷時における最大せん断応力コンター図

特集：構造物の設計技術

図12は、列車による繰返し載荷1000万回時の鉛直変位コンター図を示す。いずれも、軌道面に近づくに従い沈下量が大きくなるのが分かる。この図からも、列車載荷による累積沈下は、列車による動的応力が大きい上部盛土において生じることが確認できる。

表9は、上部盛土のみをモデル化し、盛土材料(土質)の違いによる沈下量を比較したものである。土質の違いにより盛土沈下量は大きく異なり、良質な盛土材である土質①②に比べて、不良な盛土材である土質③④を用いた場合は、概ね10～40倍の沈下差がある。また土質①では、100万回と1000万回の繰返し回数の差は極めて小さいが、土質④ではその差は大きく、沈下がなかなか収束しない。

表8 列車走行による盛土沈下量

性能ランク	100万回 $\delta$ (mm)	1000万回 $\delta$ (mm)
性能ランク I	8.2	9.7
性能ランク II -1	8.6	11.4
性能ランク II -2	9.2	12.2
性能ランク III	8.9	13.0

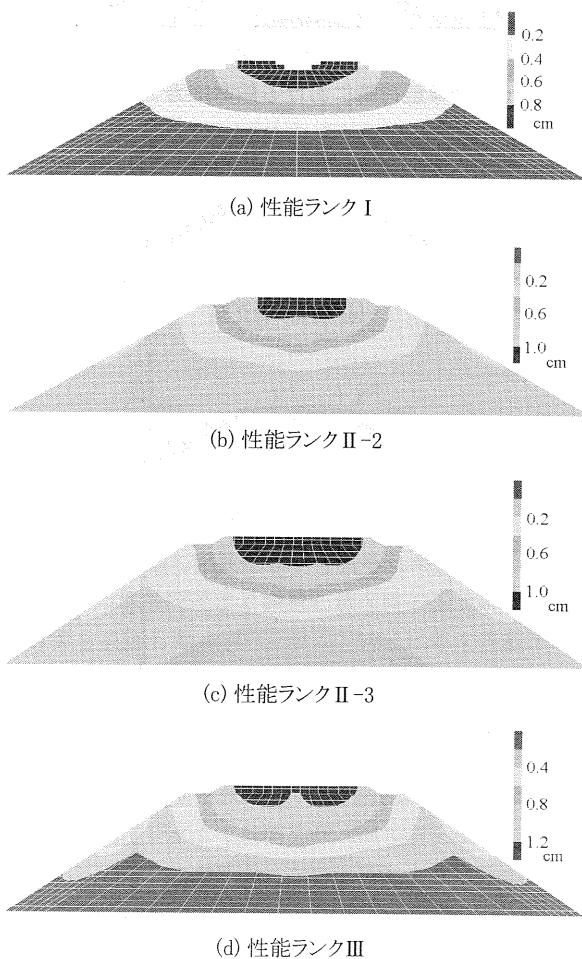


図12 列車載荷1000万回後の鉛直変位コンター図

表9 盛土沈下量  $\delta$  (スラブ軌道, 盛土高さ3m)

土質区分	100万回 $\delta$ (mm)	1000万回 $\delta$ (mm)
土質① 良好な砂, 礫等	5.9	6.1
土質② 一般の砂, 礫	19.3	27.7
土質③ 粒度配合の悪い砂	128.6	176.8
土質④ 粘性土	160.4	239.2

4. まとめ

列車荷重の繰返しに伴う累積沈下の計算手法の検討を行った。変形量の算定法としては弾塑性有限要素解析が有効であるが、列車走行のように同じ荷重が多数繰返されることによって生じる残留沈下量を予測する構成則は現在提案されていない。このため、土の累積変形特性を三軸圧縮繰返し載荷試験から定式化し、その結果を用いて累積損傷度理論と有限要素解析をハイブリッドさせる手法を提案した。

上記手法により沈下量の算定を行った結果、列車載荷の影響は上部盛土で顕著であり、良質な盛土材を用いた場合には極めて小さな沈下に抑制できることを解析によって示した。この計算結果は、省力化軌道用盛土(土質①)の列車の繰返しによる圧縮沈下率は0.2%程度という実験や実測からのこれまでの知見<sup>7)</sup>と概ね整合する。

さらに精度を高めるためには、種々の土質材に対して締固め度や応力条件を変えた実験データの蓄積や、現場計測データとの検証が重要となる。また、土の構成則そのものに、繰返し載荷による累積変形特性を組み込むことも、今後の重要な検討課題である。

文献

- 1) 堀井克己, 館山勝, 小島謙一, 青木一二三, 米澤豊司: 砂質土の累積変形特性に関する実験式, 第52回年次学術講演会講演概要集, 土木学会, 1999.9
- 2) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説(抗土圧構造物), 丸善, pp.363-364, 1997.3
- 3) 青木一二三, 米澤豊司, 梅原俊夫, 松室哲彦, 蔣関魯, 館山勝: 砂質土の累積変形特性, 第52回年次学術講演会講演概要集, 土木学会, 1999.9
- 4) 蔣関魯, 館山勝, 青木一二三, 龍岡文夫, 古関潤一: 低拘束圧下での礫の動的変形・強度特性の研究, 第34回地盤工学会研究発表会, 地盤工学会, 1999.7
- 5) 館山勝: 土構造物設計標準の概要, 鉄道総研報告, Vol. 20, No.12, 2006.12
- 6) 須長誠: 鉄道強化路盤の合理的設計法に関する研究, 鉄道総研報告, 特別第6号, 1996.5
- 7) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説(省力化軌道用土構造物) 付属資料5,19, 丸善, pp.128-130, pp.216-219, 1999.11