

道床バラストの繰返し変形特性と推定法

Deformation Properties of Railroad Ballast Subjected to Cyclic Loading and Evaluation Method

名村 明*・木幡行宏**・三浦清一***

Akira NAMURA, Yukihiro KOHATA and Seiichi MIURA

*正会員 (財)鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 主任研究員 (〒185-8540 国分寺市光町 2-8-38)

**正会員 工博 室蘭工業大学 工学部 助教授 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

***フェロー 工博 北海道大学大学院 工学研究科 教授 (〒060-8628 札幌市北区北 13 条西 8 丁目)

In this paper, the deformation properties of railroad ballast under the cyclic loading revealed by full-scale model test are discussed. A series of full-scale cyclic loading tests on the various loading amplitude and the various load center were performed. It is found that the growth of track settlement is large as maximum load is small, when the load amplitude is the same. The growth of track settlement decreases as the number of cyclic loading increases. Based on test results, an estimation method for the track settlement due to the cyclic loading is proposed. In the small number of cyclic loading, the prediction based on the hyperbolic and logarithmic approximation can explain well the track settlement behavior obtained by the full-scale tests.

Key Words : track settlement, cyclic loading, full- scale model test, maintenance

1. まえがき

鉄道における軌道構造は、道床バラストと呼ばれる単粒度碎石を用いた「有道床軌道」になっている場合が多い。有道床軌道材料としての道床バラストは、稜角に富み適度な剛性を保持していることから、補修が容易ではあるが、列車走行時の繰返し荷重を受けることによって生じる摩耗や破碎による細粒化あるいは側方への移動などにより、軌道に不同沈下が生じ、軌道狂いが発生する。

一般に、有道床軌道では、軌道狂いの進行に伴って車両の走行安定性は損なわれ、車体動揺が増加して乗客の乗心地は悪化する。また、さらに軌道狂いが進むと、車体動揺に伴う慣性力の増大により脱線の危険性も生じる。このため、従来から軌道狂い整備基準等が制定され、定

期的なモニタリングによって軌道狂いが一定の大きさを超えた場合には、劣化した軌道状態を修復するために軌道保守が行われてきた。この軌道状態の劣化－修復の過程は、一般に図-1 に示すような保守投入時を周期としたサイクルになる。有道床軌道の設計標準¹⁾では、車両走行特性（走行安全性、乗心地）や保守周期等の条件設定に基づく軌道狂い進みの許容値と、軌道構造と車両・運転条件から得られる軌道狂い進みの推定値を比較することにより、想定した軌道構造の妥当性を判断する方法を採っており（図-2）、これが一つの特徴となっている。このため、有道床軌道の設計は一般の土木構造物の設計と類を異にするものであるが、設計思想自体は、列車の高速化や保守の省力化が指向される現状に適したものであると考えられる²⁾。しかし、軌道構造が多様化し、よりフ

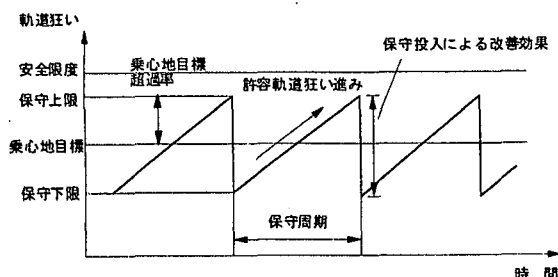


図-1 軌道状態の劣化－修復サイクル

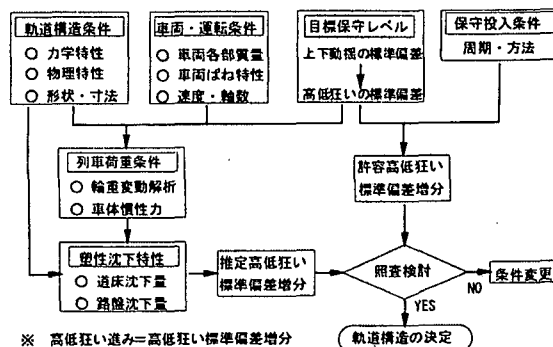


図-2 軌道構造設計手法

レキシブルな軌道構造の設計が望まれる現状で合理的な軌道構造設計を行うには、種々の設計条件に対して軌道狂いの成長の主因である道床部の沈下量を精度よく推定する手法の確立が必要不可欠となる。

我が国における道床バラストの繰返し変形特性に関する研究は、実物大軌道による試験によって古くから行われているが、その多くは定性的な検討であった^{3,4)}。しかし、近年、有道床軌道の設計標準の策定にあたって、定量的な検討が必須とされ、また、試験装置の精度の向上などから、実物大軌道による道床バラストの繰返し変形特性に関する系統的な研究が行われた^{5,6)}。これらの一連の研究から、道床バラストの塑性変形挙動を推定するには、粗粒材としての材料特性を考慮することが有効であることが明らかにされた。一方、海外における研究では、従来より、道床バラストの繰返し変形特性に及ぼす応力履歴や路盤の圧縮性の影響に関する研究が、要素試験として位置づけられている三軸試験を実施することによって、地盤工学的な見地から検討されている^{7,8)}。しかし、これらの研究は残留ひずみの発生傾向にのみ着目した研究であった。近年我が国では、室内三軸試験において、供試体側面での直接的な軸変位測定方法が開発され、供試体上下端面の緩み層などに起因するベディングエラーの影響を含まない微小ひずみレベルでの軸ひずみを測定することが可能になったことから⁹⁾、道床バラストの繰返し変形特性に及ぼす繰返し载荷履歴^{10, 11)}や粒子形状の影響¹²⁾などに関する研究が、剛性評価という観点から検討されるようになってきている。

本論文では、道床部沈下量予測式の精度向上を目的として、高架橋上にあることを想定した実物大有道床模型軌道に対して、これまでほとんど検討されていない中心荷重と荷重振幅に着目した上下方向の繰返し载荷試験を行い、道床バラストの繰返し変形特性とその推定法を明らかにする。

2. 背景

2.1 繰返し载荷時の道床部の変形挙動

道床突固め保守作業後の軌道に一定の列車荷重が繰返し载荷された場合、従来の研究によると^{3,4)}、道床沈下量

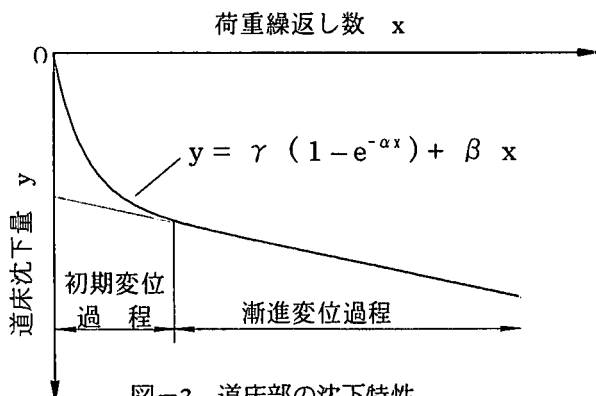


図-3 道床部の沈下特性

y と荷重繰返し数 x との関係は図-3 に示すようになり、次式のように表される。

$$y = \gamma (1 - e^{-\alpha x}) + \beta x \quad (1)$$

ここで、 α , β , γ : 係数

上式の第1項は、軌道保守直後の道床バラスト粒子間空隙の不均一分布を是正するように、道床バラスト粒子が空隙率の大きい方向に移動することにより生じる初期の急激な変形（以下、「初期変位過程」と称す）を表現するものであり、第2項はまくらぎ下の道床バラスト粒子が側方に流動することにより生じる初期変位過程終了後の漸進的な変形（以下、「漸進変位過程」と称す）を表現するものである。このため、初期変位過程は空隙の減少による体積変化すなわち圧縮変形的な傾向が強く、道床部の空隙率等に左右されると考えられる。一方、漸進変位過程では、初期変位過程により道床バラスト粒子配列が密度的に空隙の少ない構造となっており、この場合の変形挙動ではせん断変形が主体になるため、変形が長期間継続すると同時に、変位の増加割合もほぼ一定になると考えられる。この変位の増加割合を道床沈下進み β と称している。

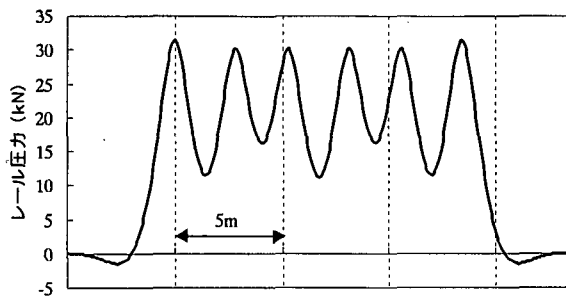
2.2 道床沈下進み β の算定式

「鉄道構造物等設計標準・同解説―軌道構造〔有道床軌道〕(案)」¹⁾においては、初期沈下終了後の道床部の漸進的な沈下進み係数 β は荷重強度に相当する「まくらぎ下面圧力 P 」および動的耐力の減少を評価する指標としての「道床振動加速度係数 $\ddot{y}$ 」から求めることとしている。

$$\beta = a \cdot (P - b)^2 \cdot \ddot{y} \quad \text{ここで、} a, b: \text{係数} \quad (2)$$

この算定式のうち道床振動加速度係数 $\ddot{y}$ を除く部分は、実物大模型軌道に対する上下方向の準静的な繰返し载荷試験結果^{5,6)}をもとに決められている。一方、道床振動加速度係数 $\ddot{y}$ については、荷重条件を一定にして各種の軌道構造に対し振動解析シミュレーションを行い、各種軌道の動的耐力を基準軌道（狭軌、道床厚 25cm、路盤 K_{30} 値 110MN/m^3 ）の道床振動加速度に対して相対評価したものである。

これまでの実物大模型軌道に対する繰返し载荷試験では、主に最大荷重に着目しており、最小荷重は無負荷に近い状態として最大荷重が両振幅と等しくなるような正弦波が载荷されている^{5,6)}。実際の軌道においては、車軸配置、レール剛性、レール支持弾性等にもよるが固定軸距以下の荷重列であれば、レール圧力と称されるまくらぎに作用する片レールあたりの鉛直荷重はその間で完全に除荷されないことが考えられる。図-4 は Winkler の連続弾性床上の梁モデルにより、機関車により生じるレール圧力を計算した例である。図から 2 軸目以降が通過する前にはレール圧力が完全には除荷されないことがわかる。このように、車両および軌道条件により実際の軌道においては最小荷重も変化することが重要であるにもかかわらず、今まで積極的に最小荷重に着目した繰返し載



車両条件：輪重 85kN，固定軸距 2.8m，台車中心間距離 5.3m
軌道条件：50N レール，37 本/25m，軌道支持ばね係数 21.5MN/m
図-4 レール圧力計算例

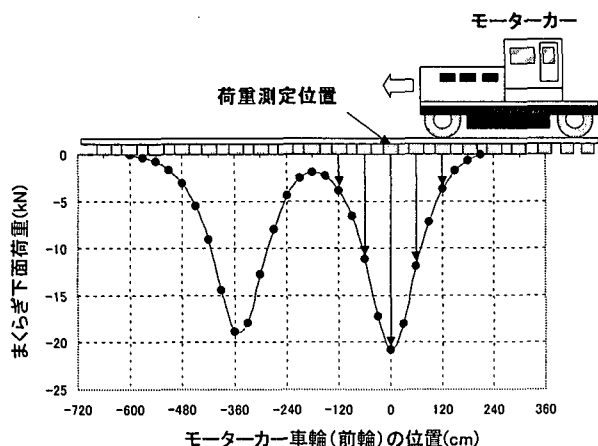


図-5 まくらぎ下面荷重と車輪位置の関係

荷試験は実施されていない。

3. まくらぎ下面荷重

50N レール，3号 PC まくらぎ(まくらぎ間隔：60 cm)からなる試験有道床軌道上を，軸距 3.5 m，軸重約 60 kN 弱のモーターカーを前輪位置がまくらぎ直上または中間となるように 30 cm ずつ移動させて，2 方向ロードセルによりまくらぎの下面荷重を測定した。なお，本軌道における道床突固め保守作業後の載荷履歴は僅かである。

測定結果を図-5 に示す。図から，まくらぎ下面荷重は，車輪が直上にあるときに約 21 kN，車輪が隣のまくらぎにあるときには約 12 kN，車輪がさらに隣のときには約 3.8 kN であり，まくらぎの荷重分担率は 4 : 2.3 : 0.7 となっている。さらに，一般的な 2 軸台車の固定軸距 2.1 m よりも長い軸距 3.5 m においても，軸間においてまくらぎ下面荷重は完全に除荷されないことがわかる。

4. 中心荷重および荷重振幅に着目した繰返し載荷試験

4.1 試験軌道

試験軌道は JR 各社在来線の高架橋上直線部で標準的

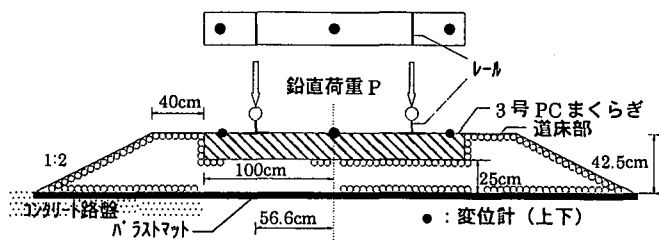


図-6 試験軌道

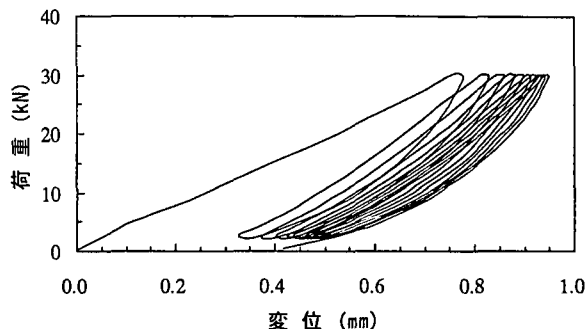


図-7 繰返し載荷初期の荷重—変位関係

に使用されているような図-6 に示す断面とした。ただし，軌框剛性により荷重が隣接まくらぎに分散することを防ぐため，各試験とも荷重を PC まくらぎ 1 本で支持させている。道床部の作製は実際の保守作業と同様に以下のような手順で行った。まず，所定の断面に近い形に道床バラストをかき均し，ランマーで締固めを行い，まくらぎを配置した。その後，タンピングツールによるレール直下のまくらぎ下道床部の突固め，およびランマーによる道床肩部の締固め等の軌道整備を行った。なお，各試験開始前には上記の軌道整備を行い，前回の試験の影響が残らないように配慮した。試験に用いた道床バラストは，山梨県大月市で産出された安山岩の碎石であり，気乾燥状態のものをを用いた。

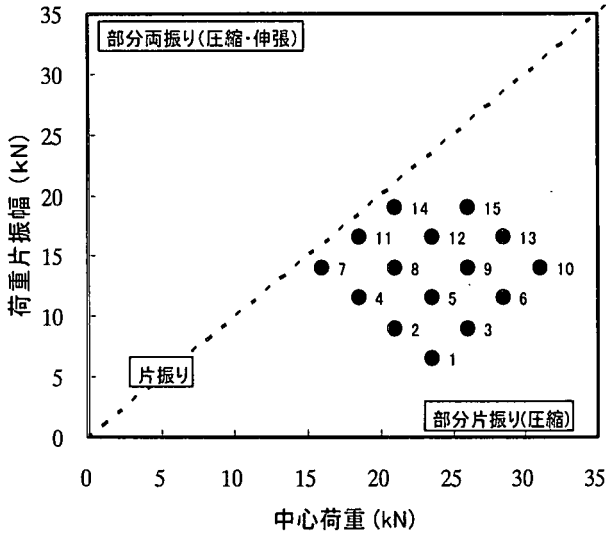
4.2 荷重条件

試験では，鉛直荷重を PC まくらぎ(底面積：0.48m²)の両側レール位置に直接載荷した。片レール当たりの鉛直荷重としては，実際の列車荷重，車軸配置を想定した上，軌框剛性による荷重分散効果を考慮して最大鉛直荷重 (P_{max}) を 30, 35, 40, 45 kN の 4 段階，最小鉛直荷重 (P_{min}) を 2, 7, 12, 17 kN の 4 段階とした。載荷方法としては，図-7 に示すように最初に所定の P_{max} まで載荷・除荷を 10 回繰返した。なお，この場合の載荷速度は 1 kN/sec とした。その後，表-1 および図-8 に示す中心荷重，荷重振幅で載荷振動数を 7 Hz とし，正弦波によって 6×10^5 回まで繰返し載荷した。

道床部の漸進変位過程における変形挙動ではせん断変形が主体になると考えられているが，これまで道床部に関しては，まくらぎ下面圧力の測定結果に基づいた道床圧力分布が提案されているものの，せん断応力分布の測定や推定はなされていない。そこで，ここではせん断変形と密接な関係にある道床内の最大せん断応力分布につ

表-1 繰返し荷重条件

試験 ケース (順序)	最大荷重 (kN)	最小荷重 (kN)	中心荷重 (kN)	荷重片振幅 (kN)	まくらき下面 平均圧力振幅 (kPa)
1	30	17	23.5	6.5	54.2
2	30	12	21.0	9.0	75.0
3	35	17	26.0	9.0	75.0
4	30	7	18.5	11.5	95.8
5	35	12	23.5	11.5	95.8
6	40	17	28.5	11.5	95.8
7	30	2	16.0	14.0	116.7
8	35	7	21.0	14.0	116.7
9	40	12	26.0	14.0	116.7
10	45	17	31.0	14.0	116.7
11	35	2	18.5	16.5	137.5
12	40	7	23.5	16.5	137.5
13	45	12	28.5	16.5	137.5
14	40	2	21.0	19.0	158.3
15	45	7	26.0	19.0	158.3



(図中の数字は試験ケース (順序) を示す)

図-8 繰返し荷重条件

いて検討するが、本研究では実験条件の制約から、道床内のせん断応力分布を直接測定できない。したがって、図-9 に示す道床圧力分布¹³⁾に基づいて、まくらぎ下面における圧力分布を鉛直帯状荷重によるものと仮定し、半無限体の表面に作用させた場合のまくらぎ下 15 cm の位置における最大せん断応力分布を計算した。図-10 は鉛直荷重別のまくらぎ長手方向の最大せん断応力分布を示しており、図-11 はまくらぎ中心 ($x = 0$ cm)、レール位置直下 ($x = 58$ cm) およびまくらぎ下面圧力分布端部 ($x = 20.5, 95.5$ cm) における最大せん断応力と鉛直荷重の関係を示している。図から最大せん断応力はまくらぎ端部付近 ($x = 95.5$ cm) で最大となり、各点の最大せん断応力は鉛直荷重に比例して増加することがわかる。後述する試験結果の考察においては、特に断わらない限り、まくらぎ端部付近のまくらぎ下 15 cm における最大せん断応力を用いることにする。

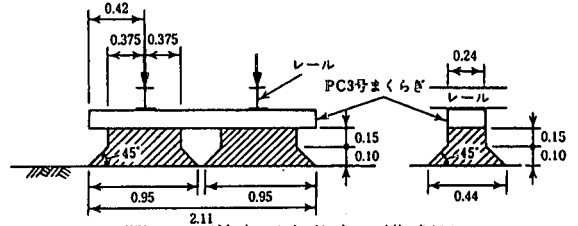


図-9 道床圧力分布の模式図

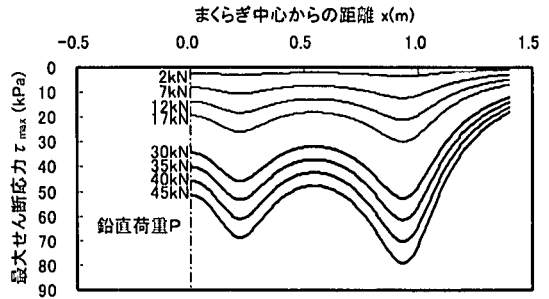


図-10 まくらぎ長手方向の最大せん断応力分布

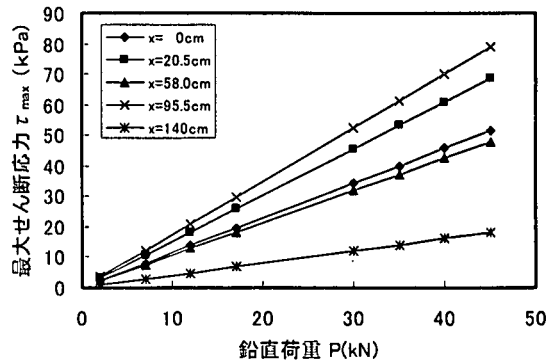


図-11 最大せん断応力と鉛直荷重の関係

(1) 最大変位

繰返し載荷試験時の最大変位量の推移を最大せん断応力振幅（荷重振幅）条件別に図-12に示す。なお、最大変位とはまくらぎ両端付近で測定される2測点の平均鉛直変位波形から荷重繰返し数毎に最大変位を読み取り、1回目の最大変位を0 mmとして正規化している。最大変位量は荷重繰返し数とともに増加し、その増分割合は減少していくことがわかる。さらに、最大せん断応力振幅が同じ場合は最大せん断応力が小さいほど最大変位量が大きくなり、その傾向は最大せん断応力振幅が大きいほど顕著である。

(2) 変位振幅

繰返し載荷試験時の変位振幅量の変化傾向を最大せん断応力振幅条件別に図-13に示す。なお、変位振幅とはまくらぎ両端付近で測定される2測点の平均鉛直変位波形から荷重繰返し数毎に読み取られた最大変位と最小変位の差である。変位振幅は繰返し載荷初期には若干増加するものの、その後は一定値に収束する傾向にある。さらに、最大せん断応力振幅が同じ場合は最大せん断応力が小さいほど変位振幅量が大きくなり、その傾向は最大せん断応力振幅が大きいほど顕著である。

4.3 試験結果

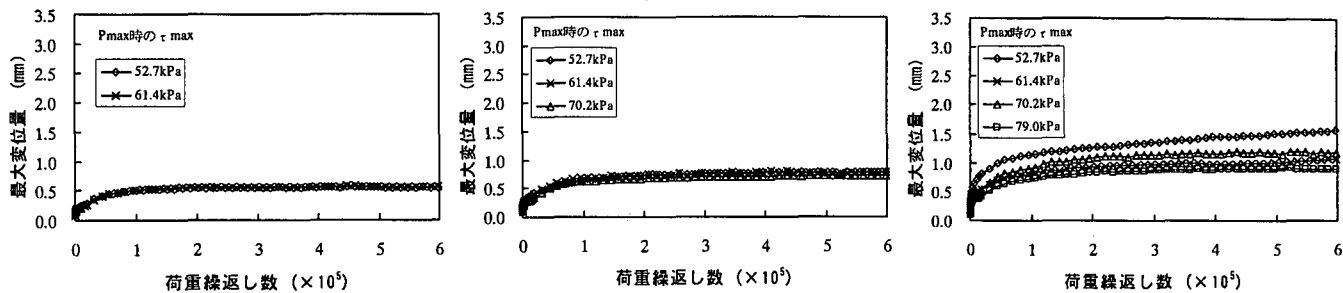


図-12 繰返し载荷による最大変位量の推移

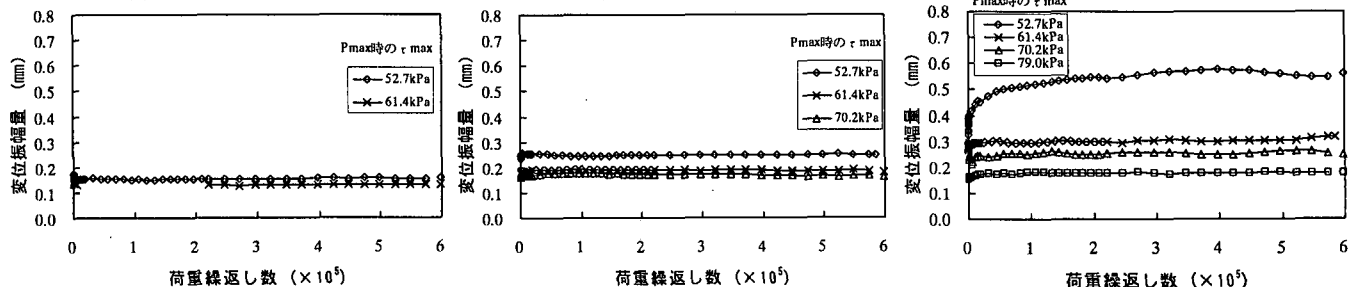
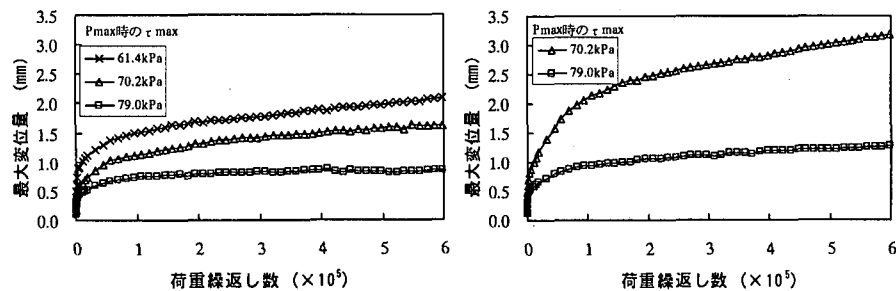
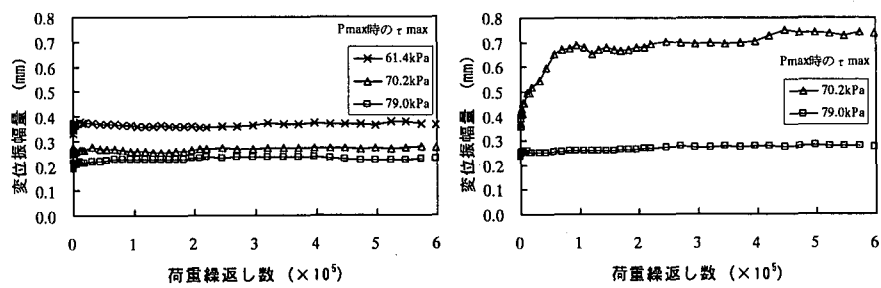


図-13 繰返し载荷による変位振幅の変化傾向



(3) 割線ばね係数

軌道構造解析に軌道支持ばねを利用する場合があるが、軌道の構成体には非線形性を呈するものや繰返し载荷により、その特性が変化するものがある。そこで、荷重振幅を図-13に示す荷重繰返し数毎の変位振幅で除した値である割線ばね係数(図-14)について検討した。繰返し载荷試験時の割線ばね係数の変化傾向を最大せん断応力振幅条件別に図-15に示す。割線ばね係数は繰返し载荷初期には若干減少するものの、その後は一定値に収束する傾向にある。また、最大せん断応力が同じ場合は最大せん断応力が小さいほど割線ばね係数が小さくなる事がわかる。

(4) まくらぎ支持状態

図-16は、荷重条件 16 ± 14 kN および 21 ± 19 kN の

繰返し载荷試験における変位振幅の変化を測定部位(まくらぎ端部(平均), 中央部) 別に示している。図から、突き固め直後の繰返し载荷初期では、端部と中央部の変位振幅はほぼ等しいが、繰返し载荷に伴い端部変位振幅が

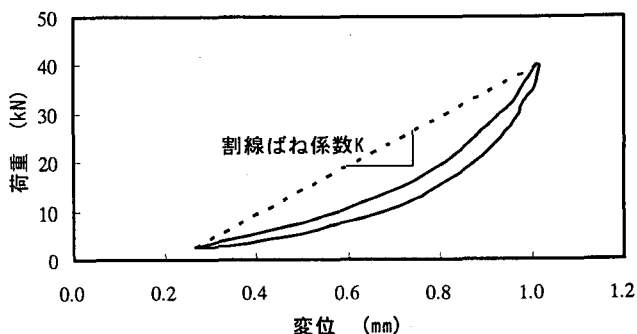


図-14 荷重-変位ループと割線ばね係数

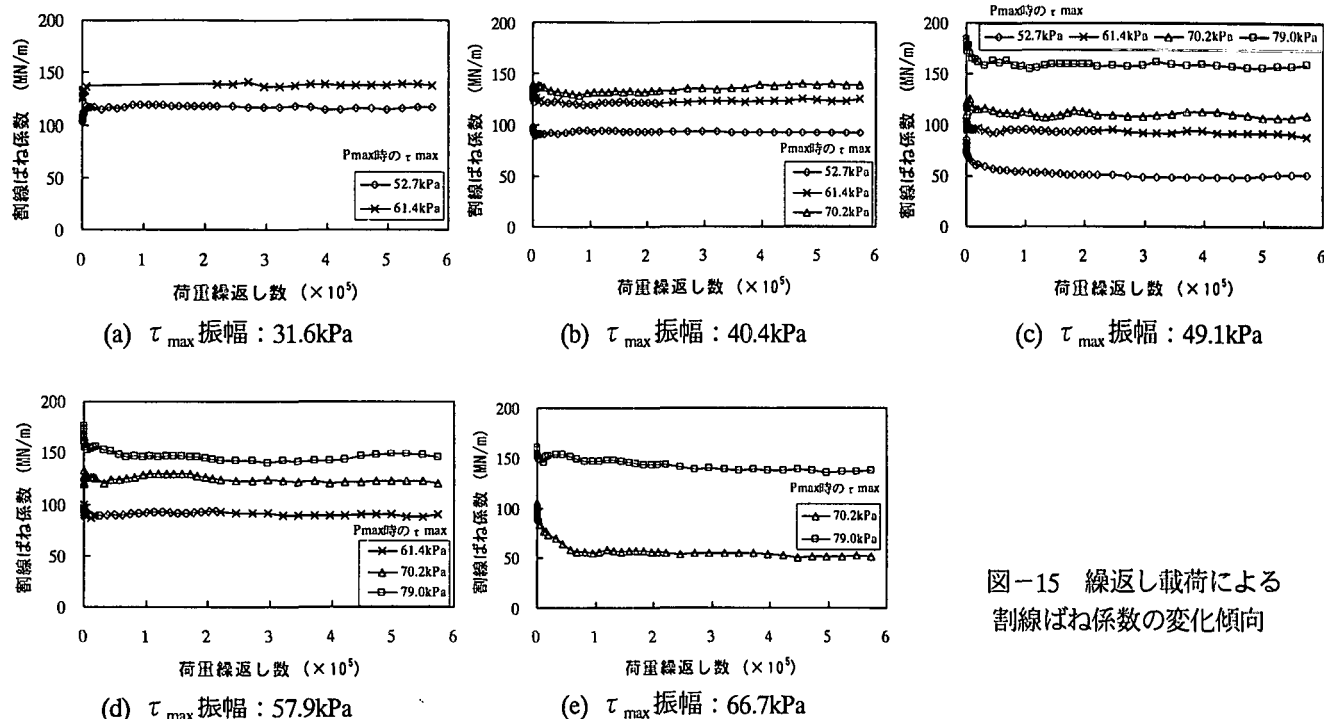


図-15 繰返し载荷による割線ばね係数の変化傾向

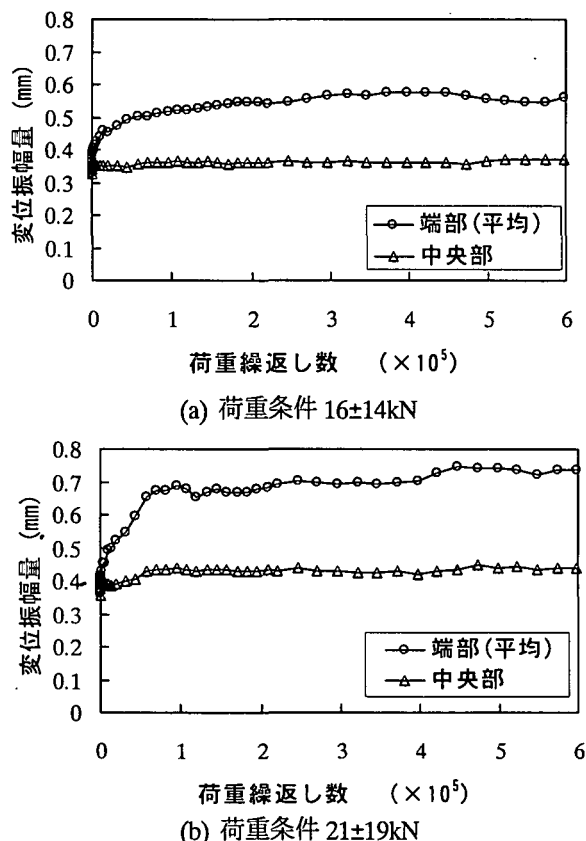


図-16 繰返し载荷による変位振幅の推移

徐々に増加し、端部と中央部の変位振幅の差が大きくなっていることがわかる。この傾向は最小荷重が小さい荷重条件において観察されており、最小荷重が小さい場合に生じやすい現象であると考えられる。

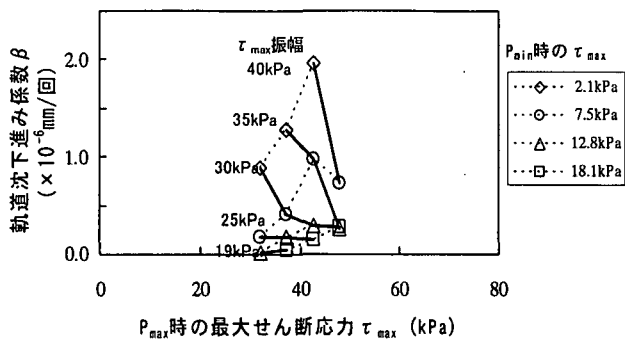
この現象をまくらぎ支持状態の変化として検討した場合、繰返し载荷によりまくらぎ支持位置が突き固め直後のレール位置直下近傍からまくらぎ中央付近に変化し、

レール位置直下近傍のまくらぎ底面と道床部上面の間に微小な隙間が生じ、端部変位振幅と中央部変位振幅の差が大きくなった可能性が考えられる。最小荷重が大きい場合にはまくらぎ支持状態が変化し難い上に、仮に変化しても最小荷重が载荷された状態でまくらぎ底面と道床部上面の間の微小な隙間が既になくなっているため、端部と中央部の変位振幅の差が変化しないと考えられる。

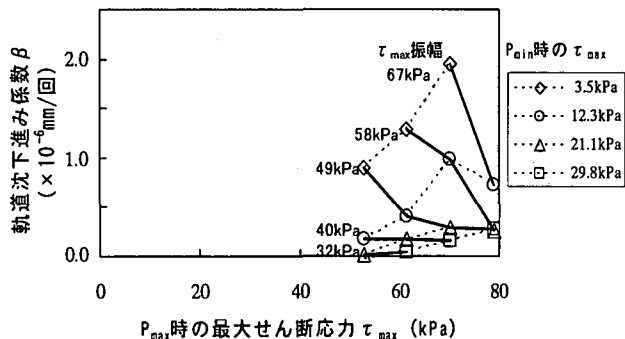
(5) 最大せん断応力が軌道沈下進み係数 β に及ぼす影響

初期沈下終了後の漸進変位過程における沈下進み係数 β を、前節で計算した最大せん断応力別に図-17に示す。図-17(a)はレール位置、図-17(b)はまくらぎ端部付近、図-17(c)は道床のり肩で、それぞれまくらぎ下15 cmの位置における最大せん断応力との関係が描かれている。なお、図中の破線は、最小荷重時の最大せん断応力が等しい場合を示し、実線は、最大せん断応力振幅が等しい場合を示している。図から、最大荷重時の最大せん断応力が同じであれば、最小荷重時の最大せん断応力が小さい（最大せん断応力振幅が大きい）ほど β は大きくなるのがわかる。さらに、最大せん断応力振幅が同じであれば、最大せん断応力が小さいほど β が大きくなるのがわかる。この傾向は図-11で傾きが大きいまくらぎ端部付近の最大せん断応力との関係において顕著であり、図-11で傾きが小さくなるほどその傾向は明確でなくなる。

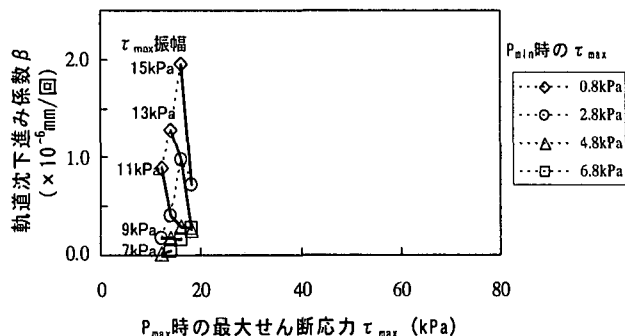
これは、道床部の変形特性に荷重レベル依存性があることに起因して、図-13に示すように最大（最小）荷重载荷時の最大せん断応力が小さいほど変位振幅が大きくなり、変位振幅が大きいほど道床バラスト粒子間のすべりが生じやすくなることから β が大きくなると考えることができる。



(a) レール位置 (x=58cm)



(b) まくらぎ端付近 (x=95.5cm)



(c) 道床のり肩 (x=140cm)

図-17 最大せん断応力と軌道沈下進みの関係

(6) 荷重繰返し数が軌道沈下進み係数 β に及ぼす影響の評価

前述したように、初期変位過程終了後の道床沈下量は

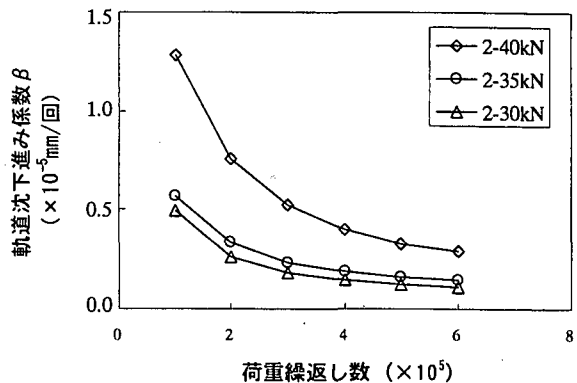


図-18 沈下進み係数と荷重繰返し数の関係

荷重繰返し数に対して1次関係にあると仮定し近似（線形近似）しているが、設計標準においても「荷重繰返し数が多いほど β が小さくなる傾向にある」ことが指摘されている。そのため、軌道沈下進み係数 β を算定するのに必要な荷重繰返し数の検討が重要である。ここでは、荷重繰返し数が β に及ぼす影響を検討するとともに、他の近似式の適用性についても検討した。

最小荷重が同じ2kNで最大荷重が異なる荷重条件の軌道沈下進み係数 β と荷重繰返し数の関係を図-18に示す。図より、荷重繰返し数の増加に伴って β が減少し、その傾向は最大荷重が大きいほど顕著であることがわかる。これは、少ない荷重繰返し数では初期変位過程が完全に終了していない場合があり、最大荷重が大きいほど沈下量が大きくなり初期変位過程の終了も遅くなることから、 β の変化も大きくなると考えられる。

そこで、他の近似式として双曲線近似および対数近似について検討した。近似式は以下のとおりである。

$$\text{線形近似: } y = a + bx \quad (3)$$

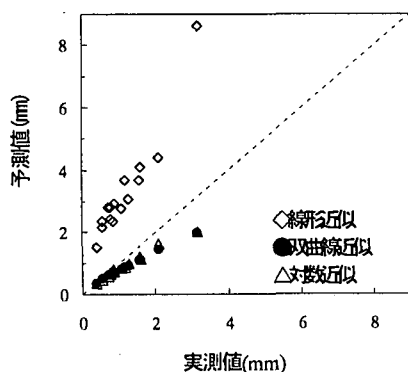
$$\text{双曲線近似: } y = x / (a + bx) \quad (4)$$

$$\text{対数近似: } y = a + b \log x \quad (5)$$

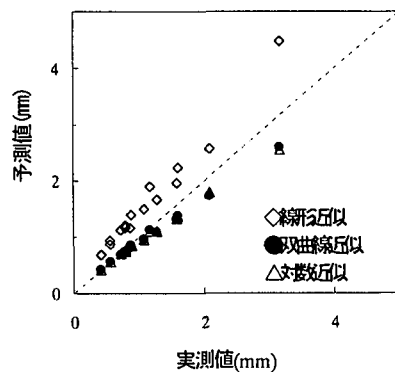
ここで、 y : 沈下量、 x : 荷重繰返し数、

a, b : フィッティングパラメータ

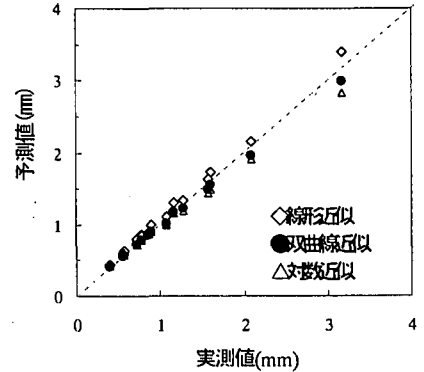
フィッティングパラメータは、1次式に変換した上で最小二乗法により決定した。荷重繰返し数別の近似式により 6×10^5 回載荷後の沈下量を予測した結果と実測値の比



(a) 1×10^5 回までの実測値による予測



(b) 3×10^5 回までの実測値による予測



(c) 6×10^5 回までの実測値による予測

図-19 荷重繰返し数および近似式の違いが 6×10^5 回載荷後の予測値に及ぼす影響

較を図-19に示す。すなわち、図-19(a)は、図-12に示す荷重繰返し数と最大変位量の関係において、載荷初期から 1×10^5 回までの区間におけるフィッティングパラメータを用いて 6×10^5 回載荷後の沈下量を予測した結果である。同様に、図-19(b),(c)は、それぞれ 3×10^5 回までの区間、 6×10^5 回までの区間におけるフィッティングパラメータによる予測結果である。図から、線形近似による予測値は少ない荷重繰返し数の場合に実測値と大きく異なる値を示し、予測値は荷重繰返し数の増加に伴い実測値に近づくが、実測値よりも常に大きな値を示すことがわかる。双曲線近似および対数近似による予測値は少ない荷重繰返し数の場合でも比較的実測値に近い値を示し、荷重繰返し数の増加に伴いさらに実測値に近づくが、実測値よりも常に低めの値を示すことがわかる。

以上より、初期変位過程における沈下量を厳密に定義することは難しいことから、従来の沈下量予測式に用いられている軌道沈下進み係数 β を定量的に算定することは困難であると言える。道床沈下量の予測は、初期変位過程における沈下量と、その後の漸進沈下量を加え合わせた全沈下量で検討すべきであると考えられる。

5. まとめ

道床部沈下量予測式の精度向上を目的として、高架橋上にあることを想定した実物大有道床模型軌道に対して、中心荷重・荷重振幅を変えた一連の繰返し載荷試験を行い、道床バラストの繰返し変形特性とその推定法について検討した。得られた知見をまとめると以下のようである。

- (1) 最大せん断応力振幅が同じ場合は最大せん断応力が小さいほど最大変位量が大きくなり、その傾向は最大せん断応力振幅が大きいほど顕著である。
- (2) 最大せん断応力が小さいほど変位振幅量が大きくなり、その傾向は最大せん断応力振幅が大きいほど顕著である。したがって、割線ばね係数は、最大せん断応力が小さいほど低くなる。
- (3) 荷重振幅が同じであれば、最大（最小）荷重が小さいほど軌道沈下進み係数 β が大きくなる。
- (4) 軌道沈下進み係数 β は、荷重繰返し数の増加に伴い減

少することが確認され、少ない荷重繰返し数の場合では線形近似よりも双曲線近似、対数近似の方が実測値により近い予測値が得られる。

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－軌道構造〔有道床軌道〕（案），研友社，1997.3
- 2) 内田雅夫，石川達也，名村明，高井秀之，三和雅史：軌道狂い進みに着目した有道床軌道の新しい設計法，鉄道総研報告，第9巻，第4号，pp.37-42，1995.
- 3) 佐藤 裕：繰返荷重による道床沈下の実験，鉄道技術研究報告，No.65，1959.
- 4) 岡部二郎：バラスト支持力の実験的研究（上），鉄道線路，第9巻，第8号，pp.5-10，1961.
- 5) 石川達也，名村明，堀池高広：道床バラスト部の繰返し変形特性の定量化に関する検討，鉄道総研報告，第8巻，第11号，pp.31-36，1994.
- 6) 石川達也，名村明：実物大試験による道床バラスト部繰返し変形特性の検討，土木学会論文集，第512号/IV-27，pp.47-59，1995.
- 7) Stewart, H.E. : Permanent strains from cyclic variable amplitude loading, Journal Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol.112, No.6, pp.646-660, 1986.
- 8) Sellig, E.T. and Waters, J.M. : Track geotechnology and substructure management, Thomas Telford, 1994.
- 9) Goto, S., Tatsuoka, F., Shibuya, S., Kim, Y.-S. and Sato, T. : A simple gauge for local small strain measurements in the laboratory, Soils and Foundations, Vol.31, No.1, pp.169-180, 1991.
- 10) 石川達也・須長誠・董軍・名村明：大型繰返し三軸試験による道床バラストの変形係数の検討，土木学会論文集，No.575, III-40, pp.169-178, 1997.
- 11) 関根悦夫・木幡行宏・蔭関魯・矢崎澄雄・長戸博：道床バラストの強度・変形特性，鉄道総研報告，Vol.14, No.4, pp.13-18, 2000.
- 12) 木幡行宏，只野尚徳，関根悦夫：繰返し載荷履歴を受ける単粒度碎石の変形特性，鉄道力学論文集，第5号，pp.61-65，2001.
- 13) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説－土構造物，丸善，p.283，1992.

（2002年4月19日受付）