

有道床軌道の繰返し変形特性に及ぼす荷重とまくらぎ形状の影響に関する実験的研究

名村明¹・木幡行宏²・三浦清一³

¹正会員 (財) 鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 (〒185-8540 国分寺市光町2-8-38)

²正会員 工博 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科 (〒050-8585 室蘭市水元町27-1)

³フェロー会員 工博 北海道大学大学院教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)

有道床軌道の道床部沈下量の予測精度向上を目的として、種々の設計条件のうち最小荷重とまくらぎ形状に着目して上下方向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に及ぼす影響を検討した。標準的な剛性路盤上の有道床軌道では、繰返し載荷によりまくらぎ端部付近でまくらぎ底面と道床部上面の間に微小な隙間が生じることで中央支持条件に近い形式となり、沈下量が増加することがわかった。また、最小荷重が大きい(荷重列間隔が短い)場合には、まくらぎ/道床間に隙間が生じないため沈下量の増分は僅かであることがわかった。さらに、まくらぎ長を現状より長くすれば、繰返し載荷によって両端支持となり不同沈下量を抑制できることがわかった。

Key Words : railway ballast, axle arrangement, sleeper size, deformation, settlement

1. はじめに

有道床軌道は、多いところで年間数百万回にも達する列車走行時の繰返し荷重を受ける。このことにより道床バラストは摩耗や破砕による細粒化あるいは側方への移動を生じ、軌道に不同沈下が生じ、軌道狂いが発生する。

このため、従来から車両走行特性を考慮して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。この作業を道床突固め作業といい、人力で操作する機械(タイタンパ)や複数のタンピングツールを持ち連続して道床突固めを行う大型機械(マルチプルタイタンパ)を使用する。35~57Hzで振動するタンピングツールをまくらぎ幅方向に挟む形で道床バラスト内に差し込み、まくらぎ下に道床バラストを押し込んで上下方向の軌道整正を行っている。まくらぎ長手方向の突固め範囲はレール中心から左右400mm程度である(但し、レール直下は除く)¹⁾。

有道床軌道の設計標準²⁾では、車両走行特性(走行安全性、乗り心地)や軌道整正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ることとしており、これが一つの特徴となっている³⁾。

有道床軌道の設計標準の策定にあたっては、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試験が、JR在来線の直線部で標準的に使用されているPCまくらぎ3号に対して、主にその最大荷重に着目して行われた⁴⁾⁵⁾。従って、この試験結果に基づき定められた道床部沈下量の簡易予測式の適用範囲・適用条件は、厳密には試験条件と類似した荷重条件・軌道構造に限定される。荷重条件・軌道構造が多様化し、よりフ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。

一方、有道床軌道の構造解析手法に、道床部を粒状集合体として扱い、繰返し塑性変形挙動を表現し

得る不連続変形法（DDA）を用いた研究例^{6), 7), 8)}があるが、実務レベルでDDA解析を構造解析手法として利用するには至っていない。

本研究では、上述のように荷重条件・軌道構造が多様化し、よりフレキシブルな軌道構造の設計が望まれる現状を踏まえ、道床部沈下量の予測精度を向上し合理的な軌道構造設計を行うことを目的として、種々の設計条件のうち最小荷重およびまくらぎ形状に着目して上下方向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に及ぼす影響を検討した。

2. 設計標準²⁾の考え方

(1) 荷重列の取扱い

有道床軌道の上下方向荷重に対する構造解析は、1車輪分の設計荷重を載荷した状態でを行い、荷重列として評価する必要がある場合には各荷重による算定結果を重ね合わせることにしている。これは、当該車軸による上下方向荷重の大きさに比べ隣接車軸による影響は極めて小さく、通常2.5m程度以上離れたとその影響はほとんどないことを踏まえたものである。ただし、隣接車軸が2.5m以内にある場合は、必要によりこれを考慮するものとしている。

この取扱いは、最大作用力の割増に対する考え方を示したもので、繰返し作用力の波形を考慮したものではない。

(2) PCまくらぎの取扱い

有道床軌道の上下方向荷重に対する構造解析においてはPCまくらぎを剛体と考え、その変形を考慮していない。これは、従来からPCまくらぎ自体の曲げ応力の計算以外の軌道構造の設計計算においてはPCまくらぎを剛体と考えていること、およびPCまくらぎの剛性は道床バラストの剛性と比較して十分大きく、剛体と考えても設計計算上問題はないと考えられているためである。その一方で、まくらぎ下面圧力と呼ばれる接地圧は底面に一様に分布するとして沈下量を算定している。

この取扱いに従えば、まくらぎ長さおよび幅を変更する効果は支持面積（まくらぎ下面平均圧力）にのみ反映されるが、まくらぎ高さについては全く反映されないことになる。

(3) 沈下量の評価基準

a) 軌道狂い

軌道狂いには、上下方向については高低狂い、水準狂い、左右方向については通り狂い、軌間狂いが

ある。

これらのうち、水準狂いとは左右レールの高さの差（2測点の不同沈下量）を、高低狂いとはレール頭頂面の長手方向での凹凸をいう。高低狂いは、一般的に長さ10mの糸をレール頭頂面に張り、その中央部における糸とレールの垂直距離（3測点の相対沈下量）によって表す。

JRの最高速度120km/h以上の線区の場合、高速軌道検測車による測定値に対する軌道整備目標値は、水準狂い11mm、高低狂い13mmである⁹⁾。

以上のように、軌道形状に関して絶対沈下量に関する基準値、目標値等は規定されていないが、絶対沈下量や平均沈下量が大きくなれば沈下量の標準偏差も大きくなり、従って不同沈下量や相対沈下量も大きくなる¹⁰⁾ことから、絶対沈下量を抑制することが軌道狂いを抑制することになるのは当然である。

b) PCまくらぎの応力

列車荷重によるまくらぎの曲げ変形（まくらぎ長手方向の相対沈下）によって有害な応力、特にプレストレスを大きく超えるような引張応力が発生しないようにPCまくらぎを設計する必要がある。まくらぎに生じる応力を求めるためには道床の支持状態を知る必要があるが、道床の支持状態は保守方法からみてまくらぎ全長にわたって一様であるとは考えられないし、繰返し荷重により常に変化していると想定される。そのため、設計においては数種類の道床反力分布を仮定しているのが現状である。

現在使用されているPCまくらぎについては、軌道形状に関する基準値を満足するよう保守されていれば、まくらぎの曲げ変形によってひび割れ等の損傷が生じることはないようである。

3. 荷重条件に着目した繰返し載荷試験

(1) 列車通過時の荷重～変位関係

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、まくらぎに作用する片レールあたりの鉛直荷重（レール圧力と称される）はその車軸間で完全に除荷されない。

在来線の有道床軌道において道床沈下量と道床振動加速度の長期的な変化を把握するための現地測定試験が、JR北海道の単線非電化区間とJR西日本の複々線電化区間において実施されている¹¹⁾。そのうち、JR北海道で道床突固め後の比較的早い時期に行われた基本的な動特性調査結果例を以下に示す。

50kgNレール、PCまくらぎ1-F号（底面積：

0.48m², まくらぎ間隔：62 cm) からなる有道床軌道において、タイタンバによる道床突固め保守作業から約4週間（累積通過トン数：1.8×10⁶ton）の時点で、ディーゼル機関車が38km/hで通過した際に測定された荷重およびまくらぎ変位波形を図-1に、その荷重～変位関係を図-2に示す。図から後軸が通過する前には荷重が完全には除荷されず、前軸除荷・後軸載荷によるまくらぎ変位振幅は僅かであり、履歴曲線の面積も小さいことがわかる。

このように、実際の軌道において車軸配置等により車軸間荷重振幅も変化するが、設計標準においては、最小荷重を無負荷状態と仮定して、荷重の繰返し効果は最大荷重により算定される塑性沈下の重ね合わせを成立せしめるものとしている。すなわち、各軸通過による最大荷重が同じであれば、前軸・後軸の区別なく各軸で同じ塑性沈下量が生じるものとしている。

(2) 試験軌道

試験軌道はJR在来線の高架橋上直線部で標準的に使用されているような図-3に示す断面とした。ただし、軌きょう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、プレー

トコンパクタで締固めを行い、まくらぎを配置した。その後、タイタンバによるレール直下のまくらぎ下道床部の突固め、およびプレートコンパクタによる道床肩部の締固め等の軌道整備を行った。なお、各試験開始前には以上の軌道整正を行い、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、気乾状態で使用した。図-4に試料の粒度分布を示し、最近10年間にその地山で採取された試料のJRの「道床バラスト製作積込工事標準準方書」に基づく物理的性質試験¹²⁾結果等を表-1に示す。

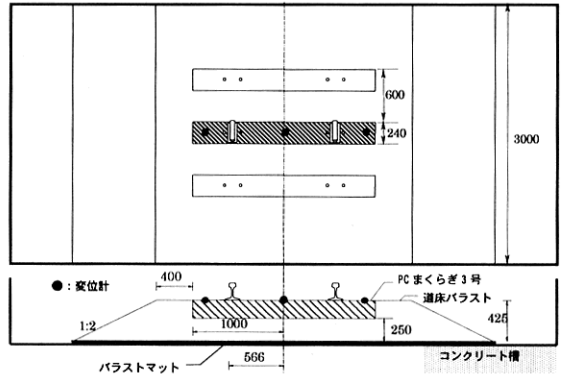


図-3 試験軌道

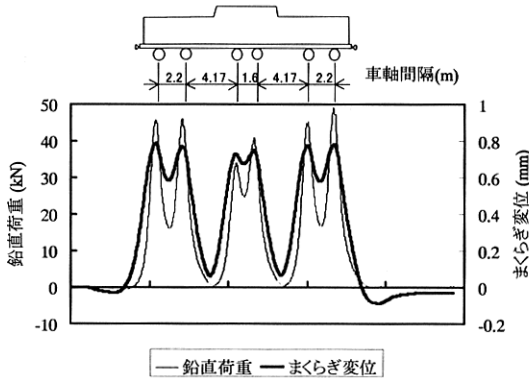


図-1 鉛直荷重およびまくらぎ変位波形

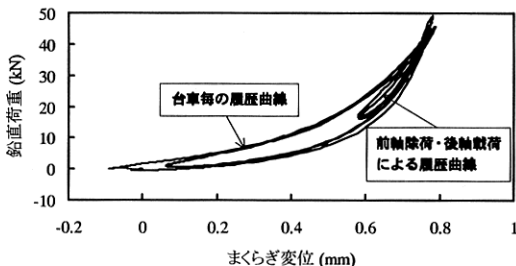


図-2 鉛直荷重～まくらぎ変位関係

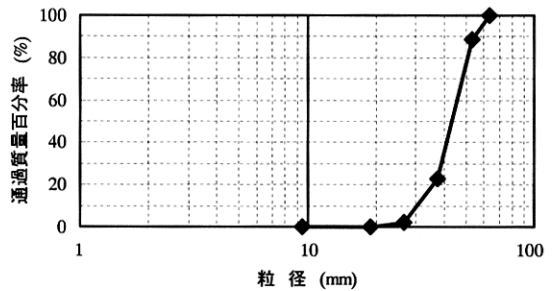


図-4 試料の粒度分布

表-1 試料の各種試験結果

原石	硬度		18.5 ~ 19.2
	吸水率	%	0.30 ~ 2.40
	吸水耐圧強度	MPa	140 ~ 260
	密度	t/m ³	2.75
	圧縮強さ	MPa	230.0
道床部	均等係数		1.70
	単位容積質量	t/m ³	1.60 ~ 1.70
	摩損率	%	14.3 ~ 21.6
	圧縮粉碎率	%	12.2 ~ 19.4

(3) 荷重条件

試験では、軌道動的載荷試験装置¹³⁾により鉛直荷重をPCまくらぎ3号¹⁴⁾ (底面積: 0.48m²) の両側レベル位置に直接載荷した。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、軌きょう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、最初に所定の P_{max} まで載荷・除荷を10回繰返した。この場合の載荷速度は、1 kN/secとした。その後、表-2および図-5に示す中心荷重、荷重振幅で振動数を7 Hzとする正弦波によって6×10⁵回まで、繰返し載荷した。なお、試験結果の再現性については、一部の荷重条件で複数回の繰返し載荷試験を行い、所定の精度にあることを確認している。

表-2 荷重条件

試験ケース (順序)	最大荷重		中心荷重 (kN)	荷重片振幅 (kN)	まくらぎ下面 平均圧力振幅 (kPa)
	P_{max} (kN)	P_{min} (kN)			
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
16	45	2	23.5	21.5	179.2

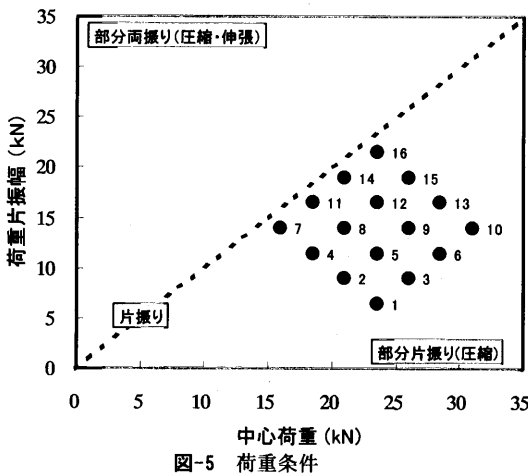


図-5 荷重条件

(4) 試験結果

a) 最大荷重時のまくらぎ沈下量

最大荷重時のまくらぎ沈下量 D_{max} の推移を最大荷重条件別に図-6 に示す。なお、ここでの D_{max} 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 として正規化したものである。 D_{max} 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、最大荷重が同じ場合は最小荷重が小さい (荷重振幅が大きい) ほど D_{max} が大きくなる。

b) まくらぎ変位振幅

まくらぎ変位振幅 D_{total} の変化傾向を最大荷重条件別に図-7 に示す。なお、ここでの D_{total} 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。最小荷重 $P_{min}=2$ kN の場合、 D_{total} は繰返し載荷に伴い増加する傾向にあるものの、それ以外では繰返し載荷初期から変化していない。最大荷重が同じ場合は最小荷重が小さい (荷重振幅が大きい) ほど D_{total} が大きくなる。ことがわかる。

c) まくらぎ支持状態

図-8 は、最小荷重 $P_{min}=2$ kN の場合の繰返し載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、中央部) 別に示している。図から、試験開始直後の繰返し載荷初期では、端部と中央部の変位振幅はほぼ等しいが、繰返し載荷に伴い端部変位振幅が徐々に増加し、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 $P_{min}=2$ kN の条件においてのみ観察されており、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、繰返し載荷によりまくらぎ支持位置が試験開始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からまくらぎ端部付近で、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載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ないため、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。

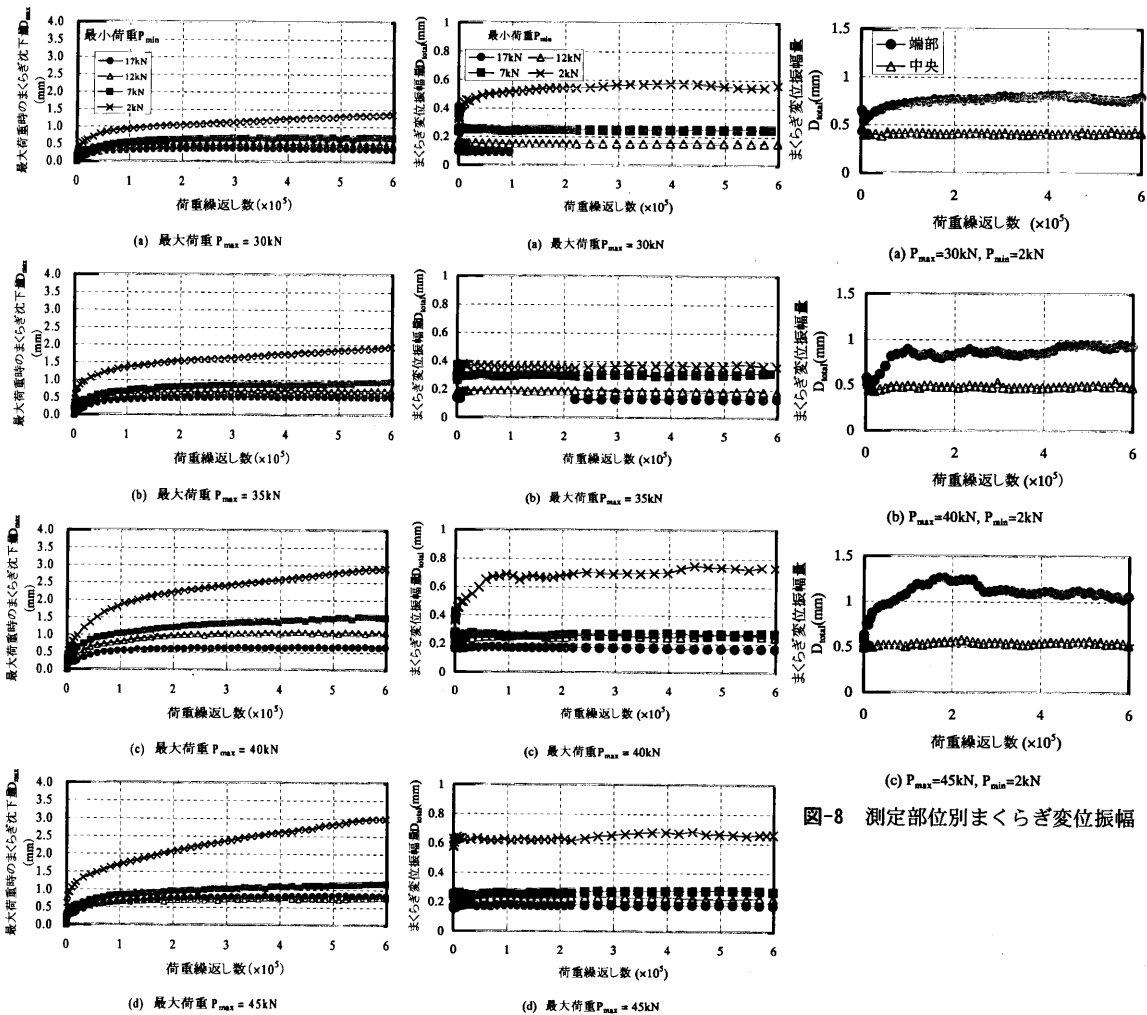


図-6 まくらぎ沈下量の推移

図-7 まくらぎ変位振幅の変化

図-8 測定部位別まくらぎ変位振幅

(5) 道床沈下量の推定

a) 道床沈下曲線のフィッティング

従来から、有道床軌道における道床沈下曲線として以下の式が適用されている^{15), 16)}。

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

ここに、 S_N ：道床沈下量

N ：荷重繰返し数

α, β, γ ：フィッティングパラメータ

式(1)第1項は初期沈下過程に関するもので、 α は初期沈下過程の長さを、 γ は初期沈下量を表すパラメータである。一方、第2項は漸進沈下過程に関するもので、 β は道床沈下量の増分割合を表すパラメータである。

現在、海外の道路および鉄道分野で粒状材料の繰返し塑性ひずみの発生傾向のフィッティングには、以下に示すべき乗近似式を適用する例が多くなって

いる(例えば、17), 18), 19)。

$$S_N = aN^b \quad (2)$$

ここに、 a, b ：フィッティングパラメータ
べき乗近似式のフィッティングパラメータの決定法について、Chrismer¹⁷⁾は以下に示す3つの可能性を指摘している。

① a, b ともに未知数とし、データ解析ソフトウェア等により χ 二乗値を最小化して近似曲線を求める。この場合 a, b ともに変動する。

② a には、実測から得られた $N=1$ の時の沈下量 $S_{N=1}$ を直接使用し、 b のみを未知数としてフィッティングする。この場合、 a は各試験における初期の粒子配列構造の影響を受ける。

③ 路盤剛性、荷重条件を変えた繰返し載荷試験から、 b は路盤剛性により変化するが荷重条件によっては変化しないという結果を得た。そのため、路盤剛性

が同じ条件では b を一定値とし、 a のみを未知数としてフィッティングする。この場合、 a と荷重条件の間には線形関係が見られた。

Indraratnaら¹⁸⁾は、締固めおよび荷重条件を変えた繰返し載荷試験結果について、 a に実測値を使用してフィッティングを行ったところ、 b は締固めおよび荷重条件によらず一定値となったとしている。

ここでは、さしあたりChrismerの第①法と同様の方法で a, b を決定することとした。

中心荷重と荷重振幅に着目した繰返し載荷試験においては、試験毎に荷重条件が異なるため最大または最小荷重時の沈下量を一概に比較できない。そこで、1回目の載荷による最大沈下量を0mmとして正規化した道床沈下曲線(図-6)に対してフィッティングを行った。すなわち、

$$\begin{aligned} D_{\max} &= S_{i,N} - S_{i,N-1} \\ &= \gamma(1 - e^{-\alpha(N-1)}) + \beta(N-1) \end{aligned} \quad (3)$$

または、

$$D_{\max} = a(N-1)^b \quad (4)$$

ここに、 $S_{i,N}$: N 回目の全沈下量

従来近似式(3)とべき乗近似式(4)により 6×10^5 回載荷後の沈下量をフィッティングに用いる荷重繰返し数を変えて予測した結果と実測値の比較を図-9に示す。図から、従来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。これは、道床沈下量の増分割合 dS/dN が荷重繰返し数の増加に伴い漸減していく現象を従来近似式では十分に表現できないためである。従来近似式はフィッティングを行う範囲内を初期沈下過程に関わる式(3)第1項と漸進沈下過程に関わる式(3)第2項に分離し、漸進沈下過程では $dS/dN = \beta$ (const.)としている一方で、

初期沈下過程の長さを表す α を明確に定義せず未知数の1つとしてフィッティングしている。べき乗近似($b < 1$)であれば dS/dN が荷重繰返し数の増加に伴い漸減していくため、予測値は少ない荷重繰返し数の場合でも比較の実測値に近い値を示す。

少ない荷重繰返し数の載荷試験結果に近似式を適用して道床沈下量を外挿する場合、従来近似式では十分な予測精度が得られない可能性があるため、べき乗近似式の方が適していると考えられる。

b) 荷重条件別の沈下量推定式

試験結果を最小荷重条件が2kNの場合とそれ以外の場合に分類する。これは、最小荷重の大小により繰返し変形特性が異なる傾向を示すと考えられるためである。最小荷重が小さい条件では、繰返し載荷に伴いまくらぎ/道床間に微小な隙間が生じ、その状態から衝撃荷重が載荷されるようになるが、最小荷重が大きい条件では、最小荷重が載荷された状態で、まくらぎ/道床間の微小な隙間が既になくなっており準静的な繰返し荷重が載荷されていると推測される。

変位振幅 D_{total} は、最小荷重 $P_{min}=2kN$ の場合を除けば繰返し載荷初期から変化しないため、一定値である変位振幅と式(4)のフィッティングパラメータ(a, b)との関係をプロットした(図-10)。 a については、変位振幅と線形関係にあり、 b については、ばらつきはあるものの、結果としてChrismerの第③法と同様に変位振幅によらず一定であるとみなせるため以下のとおり定式化した。

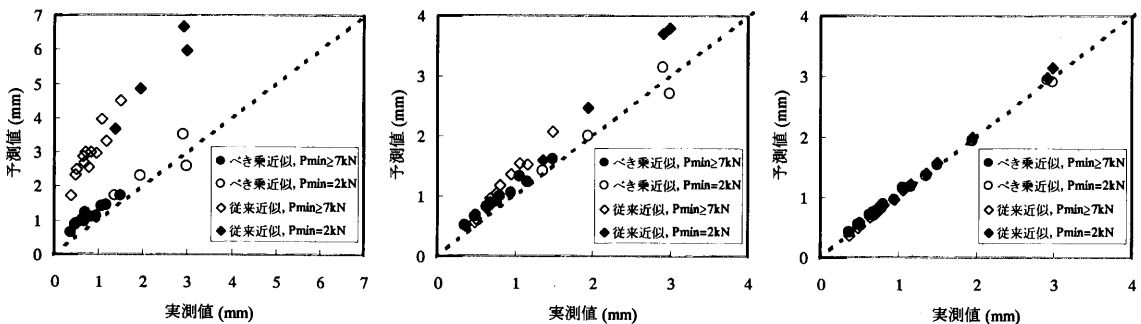
$$a = c_1 \cdot D_{total} \quad (5)$$

$$b = const. (= 0.2203) \quad (6)$$

ここに、 D_{total} : 変位振幅

c_1 : 定数(=0.2145)

図-11に示すように最小荷重が小さい条件を除い



(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-9 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

● a, P_{min} ≥ 7kN ○ a, P_{min} = 2kN ◇ b, P_{min} ≥ 7kN ◆ b, P_{min} = 2kN

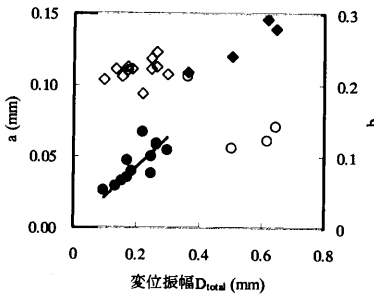


図-10 フィッティングパラメータと変位振幅の関係

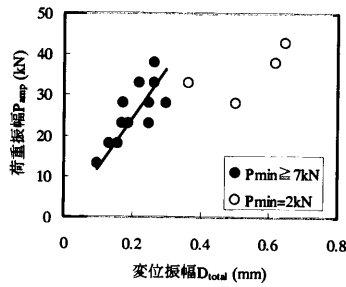


図-11 荷重振幅と変位振幅の関係

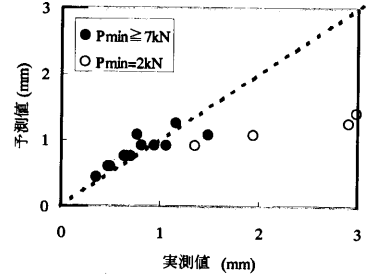


図-12 実測値と予測値の比較

た載荷重範囲内であれば変位振幅と荷重振幅は中心荷重によらず線形関係にあるとみなせる。

$$P_{total} = c_2 \cdot D_{total} \quad (7)$$

ここに、 P_{total} : 荷重振幅

c_2 : 定数(=122.1kN/mm)

式(4)-(7)より

$$D_{max} = c_1 / c_2 \cdot P_{total} \cdot (N-1)^b \quad (8)$$

式(8)を用いて、 6×10^6 回載荷後の沈下量を予測した結果を実測値とともに図-12に示す。図から、最小荷重 $P_{min} \geq 7kN$ の場合は荷重振幅から道床沈下量を予測可能であることがわかる。最小荷重 $P_{min} = 2kN$ の場合、変位振幅 D_{total} は繰返し載荷によりまくらぎ/道床間の隙間が成長しながら増加していくと考えられ、変位振幅 D_{total} が変化しないという仮定が成立しないため、式(8)により予測することは困難である。

換言すれば、図-1に示した2軸/台車×3台車の荷重およびまくらぎ変位波形のうち、各台車の前軸除荷・後軸載荷による荷重振幅から道床沈下量を予測することは可能であり、設計標準における前軸・後軸の区別なく各軸で同じ塑性沈下量が生じるという仮定と比較すると、今回予測した後軸載荷による塑性沈下量は非常に小さいことがわかった。一方、実際の軌道における道床沈下量の大半を占める台車単位の載荷は、まくらぎ/道床間に微小な隙間が生じた状態から衝撃荷重が載荷されると考えられ、現段階では予測式は確立されておらず今後の課題とした。

4. まくらぎ形状に着目した繰返し載荷試験

前章における最小荷重が小さい繰返し載荷条件において沈下量が大きくなる傾向が見られ、繰返し載

荷に伴い端部変位振幅が徐々に増加し、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った。この現象にまくらぎの形状が影響している可能性が考えられたため、長さおよび高さを変えたまくらぎを用いた実物大模型軌道における繰返し載荷試験を行い、道床バラストの繰返し変形特性に及ぼすまくらぎ形状の影響を検討した。

(1) 既往の研究

有道床軌道におけるまくらぎの役割は、①レールの位置、特に軌間(両レール間の距離)を一定に保つため、レールの取付けが容易で、相当の保持力があること、②列車荷重を支持し、これを広く分散して道床に伝えるための十分な強度があること、③軌道に座屈抵抗力を与えること、④両レール間で必要な電気絶縁を実現すること、等である。このうち、列車荷重を広く分散して道床に伝える役割について、まくらぎの形状寸法に関する研究例は非常に少ない。

国内においては、在来線用PCまくらぎについて、昭和30年代のPCまくらぎ開発初期に設計面²⁰⁾と軌道沈下^{21), 22), 23)}から検討された例があり、新幹線用PCまくらぎについて、設計荷重の増加に伴いまくらぎが大型化した例²⁴⁾がある。また、在来線継目用木まくらぎの大型化に関する敷設調査の例^{25), 26)}がある。

ドイツにおいては、標準軌用PCまくらぎ開発初期は長さ2.3mであったが、1975年には長さ2.8mのものまで開発されている^{27), 28)}。現在は、用地幅の問題から長さ2.6mが一般的で、長さ2.8mのまくらぎの使用は高速新線に限られているようである。

a) まくらぎ形状と設計²⁰⁾

まくらぎの形状寸法を決めるに当り設計上次のような点に考慮を払わなければならないとされている。

まくらぎの長さは、まくらぎの曲げモーメントに大きな影響を持つ。一般にまくらぎの長さが長くなるにつれて、まくらぎ中央部の負の曲げモーメント

の絶対値が減少し、ついには正の曲げモーメントを受けるようになることもあり、レール下部分では正の曲げモーメントの影響が徐々に大きくなる。従って、PCまくらぎとしては、まくらぎ中央部とレール下部分の曲げモーメントが均衡のとれた長さとする必要がある。

まくらぎの重量を増すためには高さを大きくしなければならない。また、道床中において、軌道方向およびこれに直角方向の水平荷重に対する抵抗力を増すためには高さを高くしなければならない。しかし、所要コンクリート量が多くなってまくらぎの価格が増大するとともに、必要な道床量も多くなって不経済となる。また、まくらぎの高さが高くなると、まくらぎのねじり破壊が生じやすくなる。

b) まくらぎ形状と軌道沈下^{21), 22), 23)}

日本国有鉄道からの委託により岡部らが行った木まくらぎおよびコンクリートまくらぎの形状効果に関する試験がある。まくらぎ長さ4種類(2m, 2.1m, 2.2m, 2.3m)、高さ(120~180mm)および幅(180~280mm)を変えた計20種類のコンクリートまくらぎについて、振動試験を実施し、「まくらぎの長さ、幅、高さおよび質量のいずれを増しても軌道沈下抑制に効果があるが、効果的なのは質量、長さ、幅、高さの順である。高さについては既に剛性が非常に高いため、これ以上の剛性増加は必要ない」としている。

c) 現状

PCまくらぎは木まくらぎに比べて高価であったため、荷重による曲げモーメントが最も大きくなるレール下断面において必要なプレストレスが導入できる最小のPC鋼線付着長40cmのみを考慮してまくらぎ長さを2.0mと決定したと思われる。その後開発された在来線用まくらぎも長さについてはほぼ変更されることなく現在に至っている。まくらぎ高さについては、当初は木まくらぎとの交換を考慮して木まくらぎ高さ140mmと同程度のものから開発されたが、ロングレール軌道の座屈安定性や急曲線の水平荷重

対策などのため、230mm程度のもので開発されている。

以上のことから、前節で述べたまくらぎ形状と軌道沈下に関する研究成果は現在のまくらぎの設計に反映されていないことがわかる。

(2) 試験の概要

表-3に示す形状のガラス長繊維強化硬質発泡ウレタン製の合成まくらぎ²⁹⁾を製作した。この材料を選択した理由は、木まくらぎと比較して品質が安定しており、コンクリートまくらぎと比較して様々な形状に加工しやすいためである。ただし、合成まくらぎのヤング率がコンクリートまくらぎの約1/3であるので、PCまくらぎ3号と曲げ剛性がほぼ一致するのは、合成まくらぎのまくらぎ高さが260mmの場合である。

試験軌道は図-13に示す断面とした。図-3とほぼ同様の断面であるが、長さ $l=2600\text{mm}$ のまくらぎにおいても道床肩幅400mmを確保できるように軌道中心から道床肩までの幅を1700mmとしている。

有道床軌道の荷重応答特性値として載荷に伴うまくらぎの鉛直変位量、ひずみおよび路盤圧力の3項目について測定を行った。まくらぎ変位は、まくらぎ中心から0, ±375, ±780, ±980, ±1130mm(まくらぎ長さ $l=2.3, 2.6\text{m}$ の場合)、および±1280mm(まくらぎ長さ $l=2.6\text{m}$ の場合)の位置で測定した。まくらぎのひずみは、まくらぎ中心から0, ±566mm(各レール中心)の位置で、まくらぎ上面から10mm下のまくらぎ側面でまくらぎ長手方向のひずみを測定した。路盤圧力は、まくらぎ中心から0, ±566mm(各レール中心)の位置で、バラストマット下に設置した土圧計により測定した。

荷重条件は、最大荷重45 kN、最小荷重2 kN、振動数2Hzとし、正弦波によって10°回繰返し載荷した。

表-3 まくらぎ寸法(mm)

幅	高さ h_s	長さ l
240	130	2000
	195	
	260	
	130	2300
	195	
	260	
240	130	2600
	195	
	260	

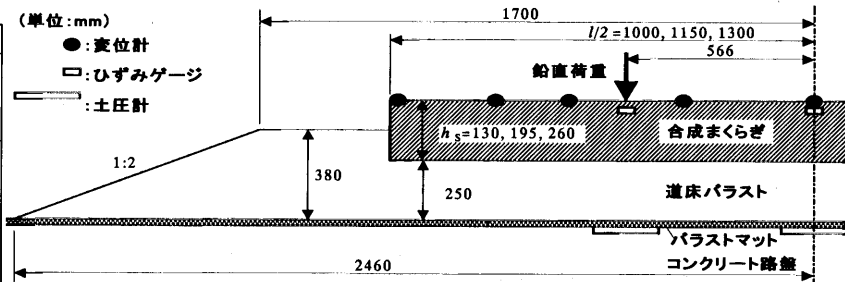


図-13 試験軌道

(3) 試験結果

a) まくらぎ変形状

まくらぎ変位振幅 D_{total} の繰返し载荷による変化を図-14に、最大荷重時のまくらぎ沈下量 D_{max} の繰返し载荷による変化を図-15に示す。図-14から剛性路盤上有道床軌道の軌道横断面における繰返し载荷初期のまくらぎ変形状は、レール（荷重）位置付近の変形が最も大きくなる「W型」を示すことがわかる。長さ $l=2.0m$ のまくらぎでは、繰返し载荷に伴いまくらぎ端部付近の変位振幅が増加することにより、左右レール位置で異なる沈下を生じている(図-14, 15の(a), (b))。長さ $l=2.3m$ のまくらぎの場合は、高さ h_s によってたわみ形状の変化の仕方が異なる。高

さ $h_s=130mm$ では繰返し载荷に伴いまくらぎ中央部付近の変位振幅が増加するが、まくらぎ両端部付近の変位振幅の変化は小さく、まくらぎはほぼ均等に沈下している(図-14, 15の(c))。高さ $h_s=260mm$ では繰返し载荷に伴いまくらぎ端部付近の変位振幅が増加することにより、左右レール位置で異なる沈下を生じている(図-14, 15の(d))。長さ $l=2.6m$ のまくらぎでは、繰返し载荷に伴いまくらぎ中央部付近の変位振幅が増加するが、まくらぎ両端部付近の変位振幅の変化は小さく、まくらぎはほぼ均等に沈下していることがわかる(図-14, 15の(e), (f))。

b) まくらぎ支持状態

前述したように、まくらぎ長さや高さによってま

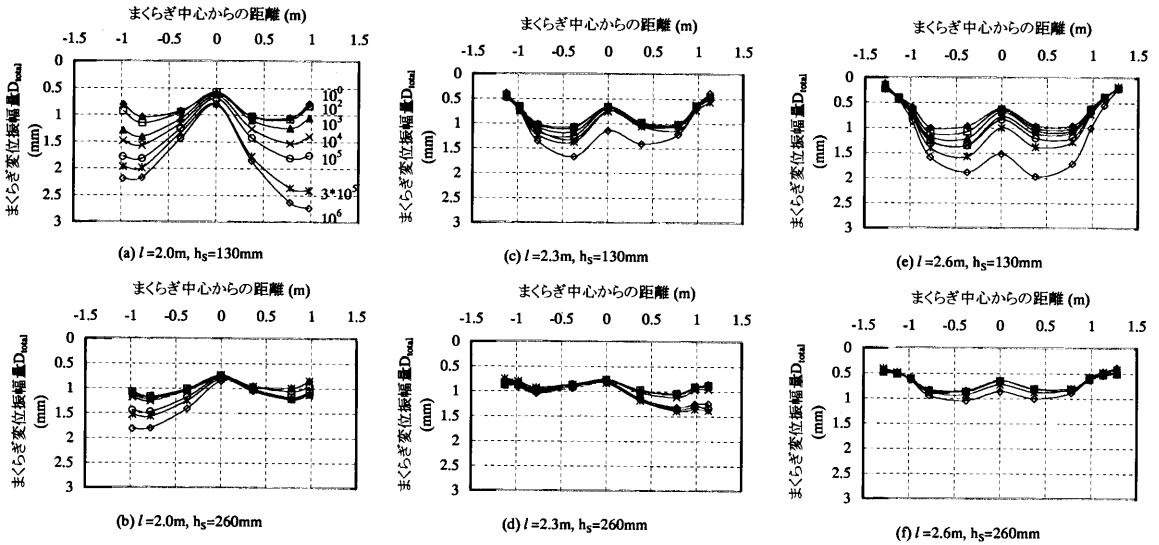


図-14 まくらぎ変位振幅の変化

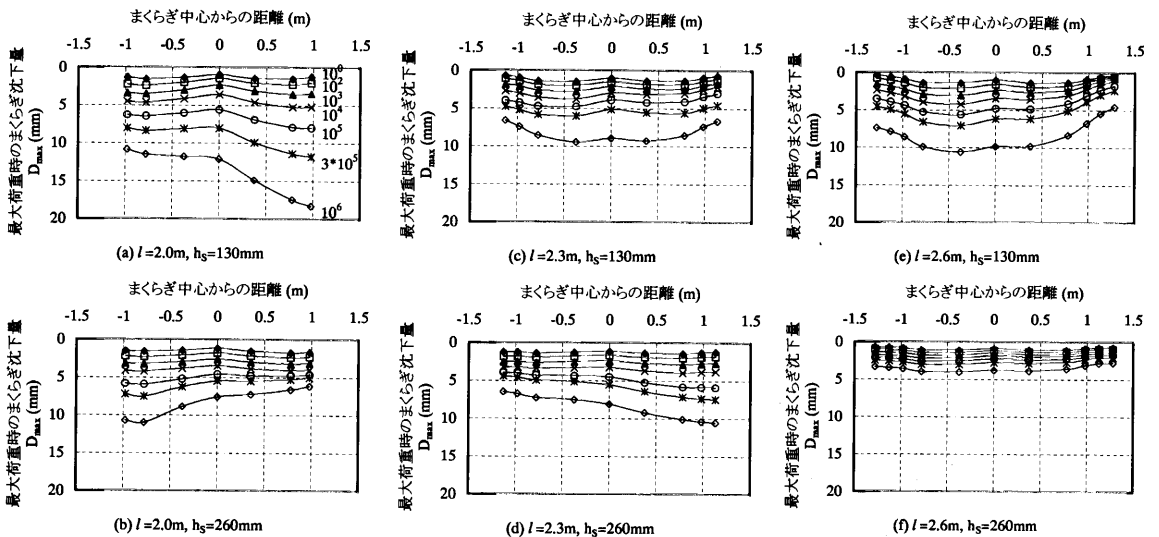


図-15 まくらぎ沈下量の推移

くらぎたわみ形状の変化パターンが異なるが、 10^6 回載荷後のまくらぎ支持状態を分類すると表-4のようになる。ここでは、まくらぎ中央部変位振幅が繰返し載荷により大きくなる場合を「両端支持型」、まくらぎ端部変位振幅が繰返し載荷により大きくなる場合を「中央支持型」と称している。さらに、繰返し載荷によりなぜ中央支持型と両端支持型に分かれるかを検討するために、繰返し載荷初期のまくらぎ中央部と端部の変位差をまくらぎ形状別に図-16にプロットした。図から繰返し載荷初期に端部変位が大きい場合には中央支持型に、中央部変位が大きい場合には両端支持型になることがわかる。

c) まくらぎ変位振幅の分離

試験を実施したまくらぎは、試験開始直後には突固め範囲であるレール中心から左右400mm（長さ $l=2.0$ mの場合、まくらぎ中央部を除く80%の面）でまくらぎと道床が接触しているが、繰返し載荷に伴

い最小荷重時にはまくらぎ変形形状に応じて端部または中央部のまくらぎ/道床接触面に隙間が生じていると考えられ、1回の載荷サイクルの中でまくらぎ/道床間の隙間が無くなるまでと無くなった後はその変形挙動が異なることが推測される。

そこで図-17においてほぼ全面で接触していると考えられる 10^2 回と最小荷重時には一部で隙間を生じていると考えられる 10^6 回における鉛直荷重～まくらぎ変位関係を比較した。それぞれの履歴曲線は最大荷重 P_{max} 時のまくらぎ変位が等しくなるようにプロットしてある。図から 10^6 回時には鉛直荷重が小さい領域においてほぼ線形で履歴曲線の面積が小さい荷重～変位関係が見られ、これは 10^2 回時に見られないことがわかる。

さらに、 10^2 回と 10^6 回における鉛直荷重とまくらぎ中央部上縁付近のひずみとの関係を図-18に示す。図から 10^2 回時にほぼ線形であった荷重～ひずみ関

表-4 繰返し載荷後のまくらぎ支持状態

h_g (mm)	130	195	260
l (m)			
2.0	中央	中央	中央
2.3	両端	両端	中央
2.6	両端	両端	両端

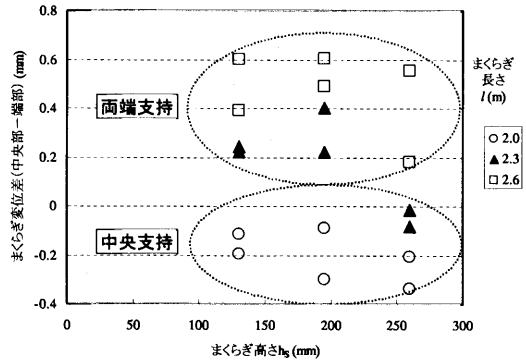


図-16 まくらぎ形状別の支持状態

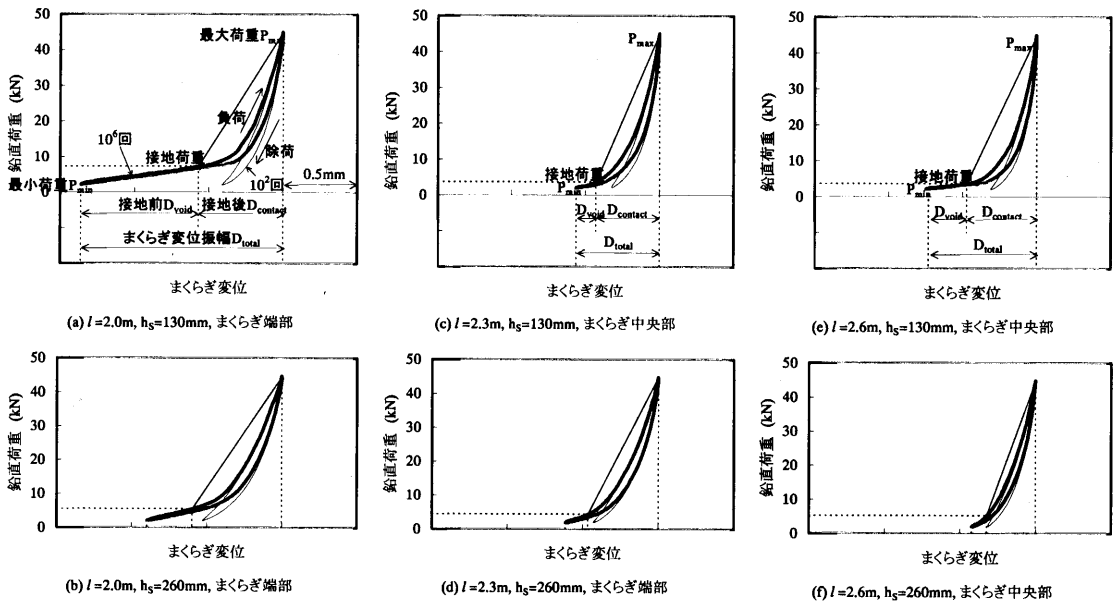


図-17 鉛直荷重～まくらぎ変位関係

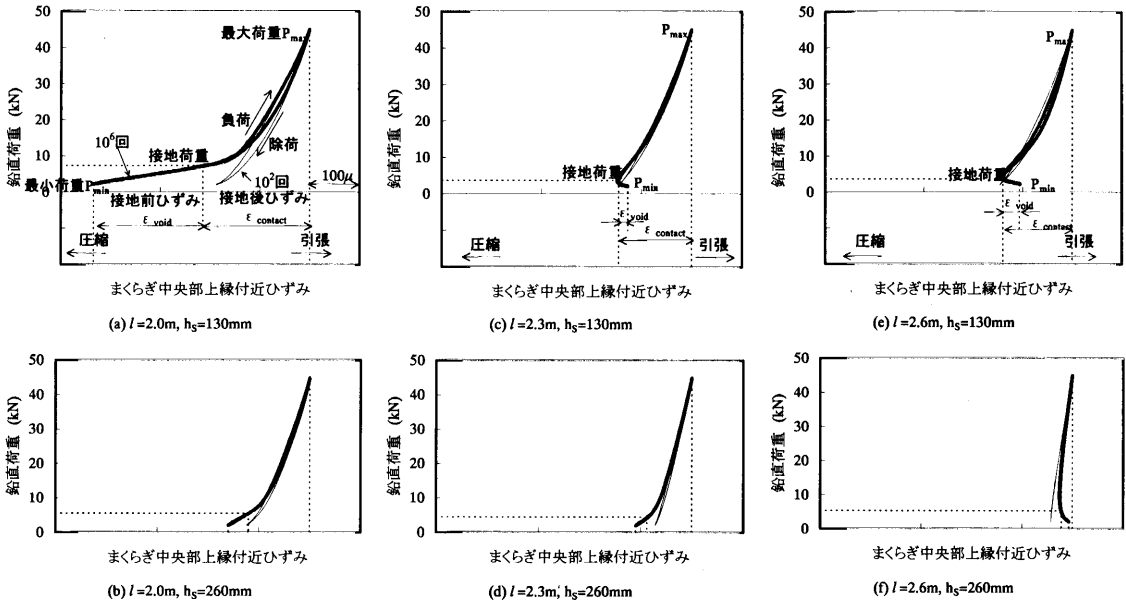


図-18 鉛直荷重～まくらぎひずみ関係

係が 10^6 回時にはバイリニア型の荷重～ひずみ関係に変化していることがわかる。中央支持型の場合(図-18の(a), (b), (d))には、負荷により引張方向のひずみが生じ正の傾きが2段に変化するのに対し、両端支持型の場合(図-18の(c), (e), (f))には、鉛直荷重が小さい領域において負荷により圧縮方向のひずみが生じ、ある荷重レベルから負荷により引張方向のひずみが生じるような傾きが負から正に反転するバイリニア型を呈することがわかる。

そこで、接地前後の変形挙動を分離するためにバイリニア型の負荷曲線を仮定した。接地の判定は、まくらぎ下面に配置可能な2方向ロードセル η を使用して直接行うべきものであるが、本試験においてはまくらぎ全体の剛性が変化することを懸念してロードセルを設置していない。そこで、まくらぎ/道床間に隙間がある箇所では接地前後で負荷時のまくらぎ変位速度が急激に低下することに着目して、端部または中央部のまくらぎ変位が最大速度を示した時点接地の瞬間と判断した。これにより得られた接地荷重を図-17および図-18に示している。

PCまくらぎと長さ、曲げ剛性がほぼ同等の $l=2.0\text{m}$ 、 $h_s=260\text{mm}$ の場合(図-17, 18の(b))の接地荷重は 5.5kN であることから、前章3.(4)(c)で推測した最小荷重 $P_{\min}=2\text{kN}$ の繰返し載荷ではまくらぎ/道床間に微小な隙間が生じるが、最小荷重 $P_{\min} \geq 7\text{kN}$ の繰返し載荷ではまくらぎ/道床間に隙間が生じないという仮説は妥当であると考えられる。図-14に示したまくらぎ変位振幅 D_{total} を接地前のまくらぎ変位振幅 D_{void} と接地後のまくらぎ変位振幅 D_{contact} に分離し

図-19および図-20に示す。接地前の D_{void} は繰返し載荷に伴い増加している一方で、接地後の D_{contact} の変化は小さいことから、まくらぎ変位振幅 D_{total} の増加の大部分が D_{void} によるものであることがわかる。まくらぎ高さ $h_s=130\text{mm}$ の場合、繰返し載荷により D_{contact} が増加しているように見えるが、これは接地の判定を端部または中央部のまくらぎ変位で行っているためであると考えられる。まくらぎ高さが低く曲げ剛性が小さい場合には、最大荷重時のたわみ変形が大きく、明瞭な「W型」を示す(図-20の(a), (c), (e))。そのため、最小荷重時の道床部上面塑性変形形状も「W型」となっている可能性がある。一方、最小荷重から接地荷重まで負荷される過程においては、中央固定の片持ち梁または両端支持梁のような変形を示すため、「逆U型」または「U型」の変形形状となる。従って、端部または中央部が接地した時点でレール(荷重)位置付近はまだ接地しておらず、全面接地に至るまでの変位が D_{contact} に含まれていると考えられる。まくらぎの曲げ剛性が大きい場合には、端部または中央部が接地した時点から全面接地に至るまでの変位が小さいため D_{contact} に影響しないと考えられる。

d) まくらぎ沈下量

最大荷重時のまくらぎ平均沈下量の推移を図-21に、最大荷重時のまくらぎ不同沈下量の推移を図-22に示す。なお、本章における一連の試験ではまくらぎ変位をまくらぎ長さに応じて7～11点測定しているが、図-21に示す平均沈下量は両レール(各レール中心位置：まくらぎ中心から $\pm 566\text{mm}$)付近4

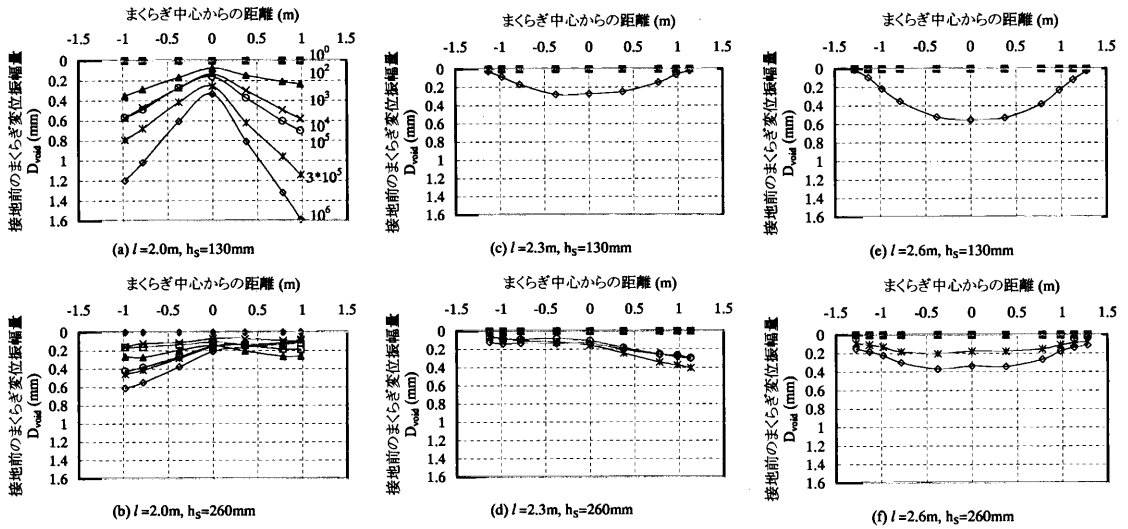


図-19 接地前のまくらぎ変位振幅

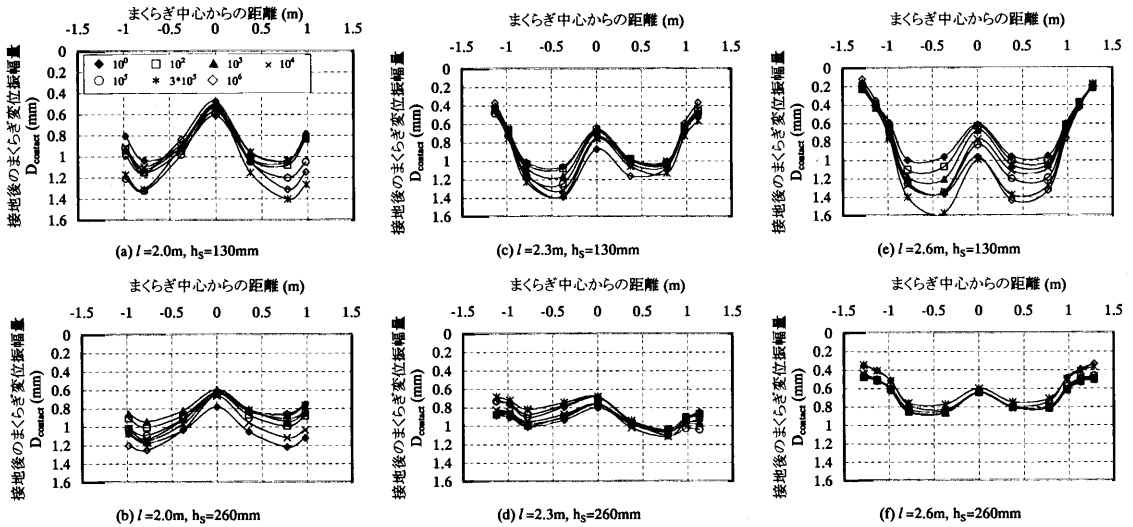


図-20 接地後のまくらぎ変位振幅

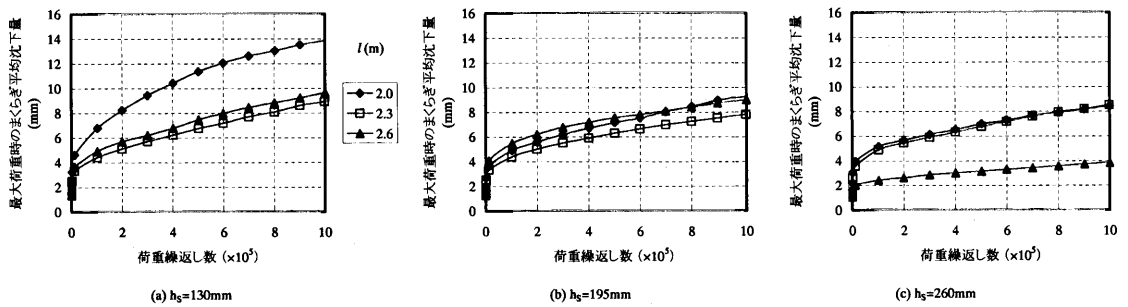


図-21 まくらぎ平均沈下量の推移

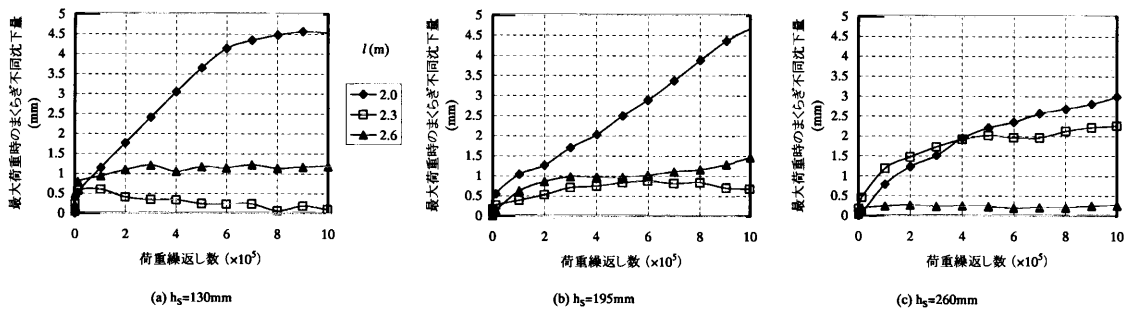


図-22 まくらぎ不同沈下量の推移

測点の沈下量の平均値をプロットしており、図-22に示す不同沈下量は両レール付近4測点の沈下量の差(最大)を絶対値でプロットしている。高さ $h_s=130$ mm の場合、長さ $l=2.0$ m から $l=2.3$ m にすることにより平均および不同沈下量は減少するが、 $l=2.6$ m まで長くしても殆ど効果がない。高さ $h_s=195$ mm の場合、長さ $l=2.0$ m から $l=2.3$ m にすることにより平均沈下量に差はないが不同沈下量は減少する。さらに $l=2.6$ m まで長くしても殆ど効果がない。高さ $h_s=260$ mm の場合、長さ $l=2.0$ m から $l=2.3$ m にしても殆ど効果がないが、 $l=2.6$ m まで長くすると平均および不同沈下量は減少する。以上のことから、中央支持となるまくらぎ形状は不同沈下量が大きく、両端支持となるまくらぎ形状は不同沈下量が小さいことがわかる。Sussmannら³⁰⁾が、まくらぎ中央支持による相反するレールのたわみを軌道狂いの一因に挙げていることから、中央支持となるまくらぎ形状は有道床軌道の繰返し変形特性上好ましくないことが伺える。

(4) まくらぎ形状設計時の留意点

繰返し荷重初期のまくらぎ中央部と端部の変位差とまくらぎ平均沈下量および不同沈下量との関係を図-23に示す。(a)はまくらぎ変位差と 10^6 回載荷時の平均および不同沈下量との関係を示したものであり、(b)、(c)は予備試験として 2×10^5 回までで荷重した試験と 10^6 回まで荷重した試験の 2×10^5 回時における平均および不同沈下量をそれぞれまくらぎ高さ h_s 別に示したものである。繰返し荷重初期に端部変位が大きい場合には中央支持型に、中央部変位が大きい場合には両端支持型になることは図-16において既に述べたが、図から中央支持の場合は両端支持の場合と比較して不同沈下量が多いことは明らかである。さらに、平均沈下量については、まくらぎ高さが高く、繰返し荷重初期に中央部変位が端部変位よりやや大きい場合に平均沈下量が小さくなる傾向が見られる。

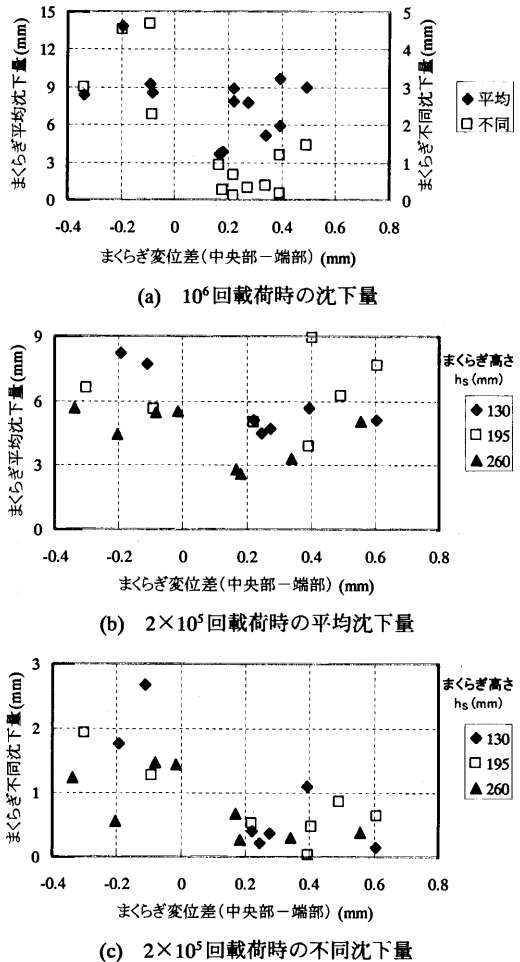
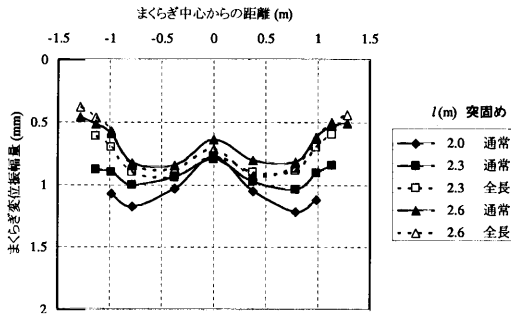
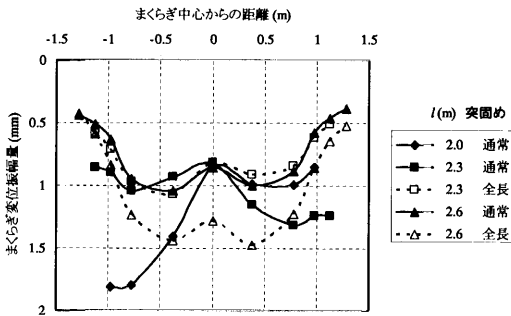


図-23 まくらぎ変位差とまくらぎ沈下量の関係

図-24は高さ $h_s=260$ mm の場合の 10^6 および 10^8 回時のまくらぎ変位振幅をまくらぎ長さ別、突固め範囲別に示している。図-25は高さ $h_s=260$ mm の場合のまくらぎ平均沈下量および不同沈下量の推移をまくらぎ長さ別、突固め範囲別に示しており、図-21、22の(c)に全長にわたり突固めを行った場合のデータを追加したものである。道床突固め範囲において、



(a) 荷重繰返し数： 10^0 回

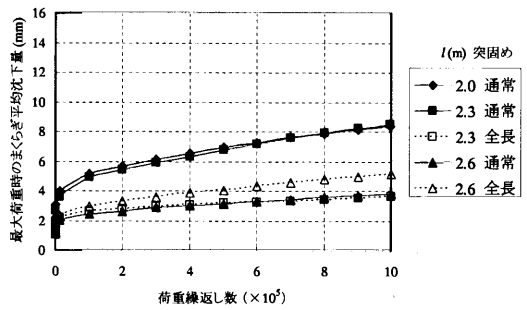


(b) 荷重繰返し数： 10^6 回

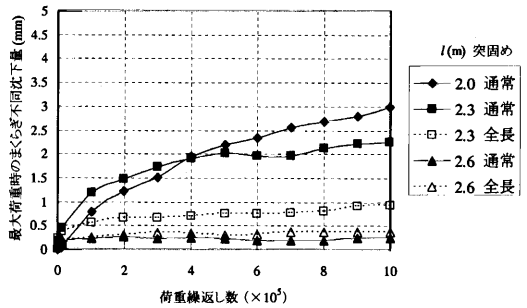
図-24 まくらぎ変位振幅 ($h_s=260\text{mm}$)

「通常」とは突固め範囲がレール中心から左右400mm程度の場合を、「全長」とはまくらぎ中央部および端部を含んだまくらぎ全長にわたり突固めを行った場合を示している。図-24(a)から繰返し荷重初期(10^0 回時)のまくらぎ変形状はまくらぎ長さが長くなるに従い端部変位が小さくなる傾向にあり、まくらぎ長さと同じ場合では全長にわたり突固めた方が端部変位は小さくなるのがわかる。端部変位が中央部変位より大きいのは、長さ $l=2.0\text{m}$ および $l=2.3\text{m}$ で突固め範囲が「通常」の場合であり、それ以外は端部変位が中央部変位より小さい。図-25(b)から 10^6 回時のまくらぎ変形状は「 $l=2.3\text{m}$, 全長」および「 $l=2.6\text{m}$, 通常」の場合が繰返し荷重初期と比較して変化が小さく、「 $l=2.0\text{m}$, 通常」および「 $l=2.3\text{m}$, 通常」の場合で中央支持が進行し、「 $l=2.6\text{m}$, 全長」の場合、両端支持が進行していることがわかる。図-25から繰返し荷重初期に中央部変位が端部変位よりやや大きい場合が繰返し荷重によりまくらぎ変形状が変化しないため平均および不同沈下量が小さいことがわかる。

以上のことから、平均沈下量および不同沈下量を最小とするためには、繰返し荷重初期のまくらぎ変形状として、まくらぎ中央部変位が端部変位よりやや大きくなるようなまくらぎ形状とする必要があると考えられる。これは、道床バラストの拘束圧が



(a) 平均沈下量



(b) 不同沈下量

図-25 まくらぎ沈下量の推移 ($h_s=260\text{mm}$)

低いまくらぎ端部に、相対的に大きな変位を生じさせないことと、荷重時のまくらぎ変位差を小さくすることにより、除荷時のまくらぎ/道床間の隙間の発生を抑制することの両方に留意したものである。まくらぎを2.6mより長くした場合には、荷重時のまくらぎ変位差がより大きくなり、まくらぎ中央部で道床との間に隙間が生じ平均沈下量が大きくなる可能性がある。試験を行ったまくらぎ形状で、通常の突固め範囲を前提とすれば、高さ $h_s=260\text{mm}$ 、長さ $l=2.6\text{m}$ の場合が沈下量は最小であり、全長にわたり突固めを行えば、長さ $l=2.3\text{m}$ (高さ $h_s=260\text{mm}$)でも同等な道床沈下抑制効果が得られる。

5. まとめ

道床部沈下量の予測精度向上を目的として、種々の設計条件のうち最小荷重およびまくらぎ形状に着目して上下方向の繰返し荷重試験を行い、道床バラストの繰返し変形特性に及ぼす影響を検討した。得られた知見をまとめると以下のようである。

- (1) 標準的な剛性路盤上の有道床軌道では、繰返し荷重によりまくらぎ端部付近で、まくらぎ底面と道床部上面の間に微小な隙間が生じることに伴い、沈下量が増加する。

- (2) 実際の2軸台車毎の荷重列を想定した場合、前軸除荷・後軸載荷による荷重・変位振幅は荷重列間隔が短いため僅かであり、前後軸間で荷重が完全には除荷されずまくらぎ／道床間に隙間が生じないため、これによる道床沈下量の増分は僅かである。道床沈下量の大半は台車単位の載荷によるものであり、まくらぎ／道床間に一部に微小な隙間が生じた状態から載荷されると考えられる。
- (3) 少ない荷重繰返し数の載荷試験結果に近似式を適用して道床沈下量を外挿する場合、従来近似式では十分な予測精度が得られない可能性があるので、べき乗近似式の方が適していると考えられる。
- (4) 荷重列間隔が短い場合を想定した最小荷重が大きい ($P_{min} \geq 7kN$) 条件での繰返し載荷試験では、繰返し載荷によるまくらぎ／道床間の接触状態およびまくらぎ変形状の変化が小さく、繰返し変形特性は軌道構成材料の材料特性に依存すると考えられる。この場合、べき乗近似式に基づく、荷重振幅および荷重繰返し数を入力とした道床沈下量の予測も可能である。
- (5) まくらぎ長さや高さによって、繰返し載荷に伴うまくらぎ変形状の変化パターンが異なるが、概ね長さ2.0mの場合は中央支持(端部浮き)、長さ2.6mの場合は両端支持(中央部浮き)となる。
- (6) 繰返し載荷に伴い中央支持となるか、両端支持となるかは、繰返し載荷初期のまくらぎ変位差(中央部一端部)で判断できる。
- (7) 中央支持となるまくらぎ形状の場合は両端支持の場合と比較して不同沈下量が大きい。平均沈下量については、まくらぎ高さが高く、繰返し載荷初期に中央部変位が端部変位よりやや大きい場合に平均沈下量が小さくなる傾向が見られる。

参考文献

- 1) 渡辺勇作：鉄道保線施工法，pp.78-81，山海堂，1978。
- 2) 運輸省鉄道局監修，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) 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，Vol.9，No.4，pp.37-42，1995。
- 4) 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，Vol.8，No.11，pp.31-36，1994。
- 5) 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，No.512/IV-27，pp.47-59，1995。
- 6) 石川達也，大西有三：道床バラストの繰返し変形挙動に対する不連続変形法(DDA)の適用，土木学会論文集，No.589/III-42，pp.205-217，1998。
- 7) 石川達也，大西有三，堀池高広：不連続変形法(DDA)による道床バラスト部繰返し塑性変形機構の検討，土木学会論文集，No.645/III-50，pp.15-28，1998。
- 8) 相川明：正弦波鉛直荷重に対する有道床軌道横断面の動的挙動特性に関する不連続変形法解析，鉄道力学論文集，Vol.7，pp.19-24，2003。
- 9) 国土交通省鉄道局監修，土木関係技術基準調査研究会編：解説鉄道に関する技術基準(土木編)，pp.635-637，日本鉄道施設協会，2002。
- 10) 広井生馬：道床沈下と軌道狂い進み，鉄道線路，Vol.11，No.6，pp.5-7，1963。
- 11) 石田誠，名村明，瀧川光伸，小野重亮：軌道沈下の実測とシミュレーションによる予測，鉄道総研報告，Vol.16，No.4，pp.41-46，2002。
- 12) 須田征男，長門彰，徳岡研三，三浦重編：新しい線路，pp.216-217，日本鉄道施設協会，1997。
- 13) 鉄道総合技術研究所：鉄道総研の実験設備の紹介，pp.31，鉄道総合技術研究所。
- 14) JIS E 1201：プレテンション式PCまくらぎ，1997。
- 15) 佐藤裕：繰返し荷重による道床沈下の実験，鉄道技術研究報告，No.65，1959。
- 16) 岡部二郎：バラスト支持力の実験的研究(上)，鉄道線路，Vol.9，No.8，pp.5-10，1961。
- 17) Chrimer, S.M.: Mechanics-based model to predict ballast-related maintenance timing and costs, *phD thesis, University of Massachusetts Amherst*, 1994。
- 18) Indraratna, B., Salim, W., Ionescu, D. and Christie, D.: Stress-strain and degradation behaviour of railway ballast under static and dynamic loading, based on large-scale triaxial testing, *15th Int. Conf. of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp.2093-2096, 2001。
- 19) Sweere, G.T.H.: Unbound granular bases for roads, *phD thesis, Delft University of Technology*, 1990。
- 20) 三浦一郎：プレストレストコンクリートまくら木的设计および製作方法，鉄道技術研究報告，No.307，1962。
- 21) 岡部二郎，安山信雄：木まくら木の形状効果(上)，鉄道線路，Vol.10，No.8，pp.19-22，1962。
- 22) 岡部二郎，安山信雄：木まくら木の形状効果(下)，鉄道線路，Vol.10，No.9，pp.17-21，1962。
- 23) 岡部二郎，安山信雄：コンクリートまくら木の形状，鉄道線路，Vol.10，No.10，pp.11-14，1962。
- 24) 佐藤吉彦，三浦重，岩崎岩雄，大櫛淳：全国新幹線網用改良有道床軌道構造の性能，鉄道技術研究報告，No.882，1974。
- 25) 桜沢正：継目部支承構造に関する調査，鉄道線路，Vol.15，No.11，pp.11-16，1967。
- 26) 小山内政廣：新しい継ぎ目構造の研究，土木学会論文集，No.675/I-55，pp.87-97，2001。
- 27) Birmann, F.: DB develops standards for tomorrow's track, *Railway Gazette International*, Vol.132, No.1, pp.13-17, 1976。
- 28) 佐藤吉彦：アイゼンマン教授の講演要旨その他，鉄道線路，Vol.27，No.1，pp.15-18，1979。
- 29) 長藤敬晴，吉田弘，坂本健一：合成まくらぎの実用性能，鉄道技術研究所速報，No.A-87-71，1987。
- 30) Sussmann, T.R., Ebersöhn, W. and Selig, E.T.: Fundamental Nonlinear Track Load-Deflection Behaviour for Condition Evaluation, *Transportation Research Record*, No.1742, pp.61-67, 2001。

(2003. 11. 18 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON EFFECT OF LOADING CONDITION AND SLEEPER SIZE ON DEFORMATION PROPERTIES OF RAILWAY BALLAST

Akira NAMURA, Yukihiro KOHATA and Seiichi MIURA

Cyclic deformation properties of railway ballast under vertical cyclic loading revealed by full-scale model tests are discussed. In order to improve the prediction accuracy of the ballast settlements in the ballasted track, a series of cyclic loading tests were performed to be focused attention on the condition of minimum load and the shape of sleeper in the various design condition. It was found that the settlement of railway ballast increased to be supported at the central part of sleeper for the ballasted track on the standard rigid roadbed when the small void became to be grown between the bottom surface of sleeper and upper surface of railway ballast around the end of sleeper by the cyclic loading.