

有道床軌道の最適まくらぎ形状に関する検討

Study on the Optimum Size of Railway Sleeper for Ballasted Track

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 effects of sleeper size on the cyclic deformation properties of railway ballast under the cyclic loading are discussed. The two-dimensional linear elastic FEM analyses were performed in order to investigate the effects of sleeper size on the stress distribution in the ballasted track. Based on the results of FEM analyses, a series of full-scale cyclic loading tests using the various sleepers changed the length and height were performed. It is found that the track settlement in the state where a clearance gap is between the sleeper and the railway ballast can be explained the displacement amplitude and the maximum sleeper displacement speed up to the touching.

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砕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。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、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。

筆者らは、これまでに道床部沈下量予測式の精度向上を目的として、高架橋等の剛性路盤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、中心荷重と荷重振幅に着目した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とその推定法を検討した^{3,4)}。

そのなかで、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、変位振幅の変化を測定部位（まくらぎ端部、中央部）別に観察した結果、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。この現象をまくらぎ支持状態の変化として検討した結果、繰返し載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と考えられた。また、この現象にまくらぎの剛性や長さが寄与している可能性が考えられた。

Sussmann⁵⁾も、まくらぎ中央支持による相反するレールのたわみ(Inconsistent Rail Deflection)を軌道狂いの一因に挙げている。

本論文では、高架橋等の剛性路盤上有道床軌道の繰返し

し荷重による軌道沈下を抑制する方策を見出すことを目的として、2次元線形弾性FEM解析を行い道床バラスト内の応力分布に及ぼすまくらぎの形状の影響を検討する。その結果を基に、まくらぎ長さおよび高さを変えた数種類のまくらぎを製作し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明らかにする。

2. まくらぎの形状寸法に関する既往の研究

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く、昭和30年代のPCまくらぎ開発初期に設計面と軌道沈下から検討された例があるのみである。

2.1 まくらぎ形状と設計⁹⁾

まくらぎの形状寸法を決めるに当たり、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。

(1) 長さ

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。したがって、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ことが必要である。

(2) 高さ

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。このことは、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。

2.2 まくらぎ形状と軌道沈下^{7,8,9)}

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、静的および繰返し載荷試験を実施し、「底面積を増す場合、幅を広くするよりも長さを増す方が軌道沈下に対して有利である。コンクリートまくらぎはもともと剛性が過大であるから、細長い形状とし、まくらぎにフレキシビリティを与えることが必要である」という結論を得ている。

2.3 現状

昭和36年に規格化され、JR在来線直線部に標準的に使用されているプレテンション式PCまくらぎ3号を図-1に示す。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

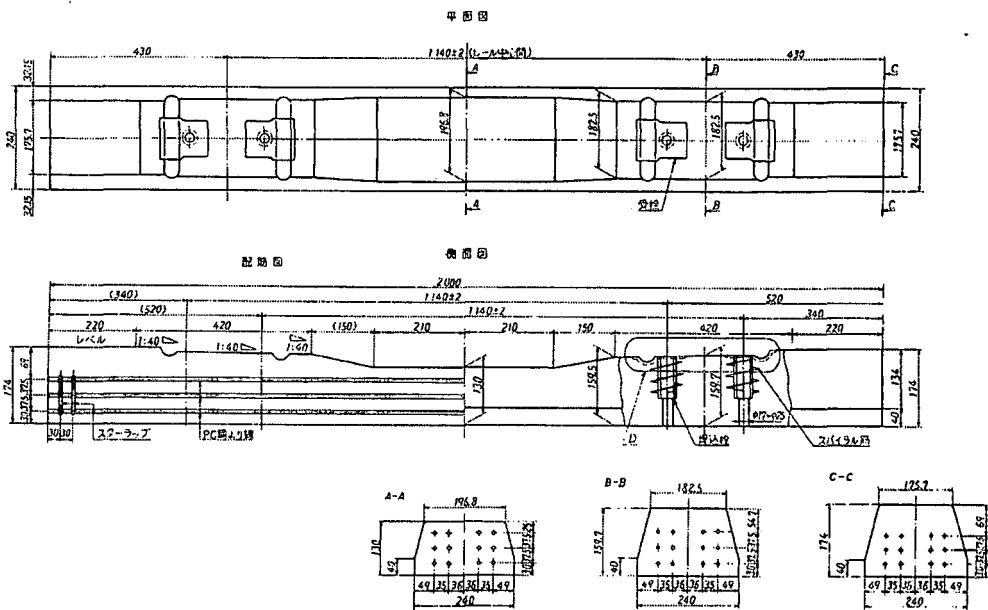


図-1 プレテンション式PCまくらぎ3号¹⁰⁾

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。

3. 道床バラスト内の応力分布解析

道床バラストの大型繰返し三軸試験¹¹⁾によれば、繰返し载荷初期を除けば繰返し载荷中の復元軸ひずみは0.5%以下である。1回の载荷による残留軸ひずみの増分も僅かであり履歴ループも閉じているのでマクロ的には弾性体と見なせる。

一方、実軌道における道床部の漸進沈下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。

そこで、ここではせん断変形と密接な関係にある道床内最大せん断応力分布をFEM線形弾性解析により求め、軌道沈下の抑制に資するまくらぎ形状を検討することとした。

3.1 解析手法

(1) 解析モデル

図-2に示す2次元平面ひずみモデルを用いたFEM線形弾性解析を行った。モデルはまくらぎ中心に対称な1/2モデルとした。PCまくらぎは図-1に示すように長手方向の断面形状が一定でなく中央部がややくびれた形状になっているが、現段階ではまくらぎの詳細設計までを目的としていないため、まくらぎ形状を簡略化し直方

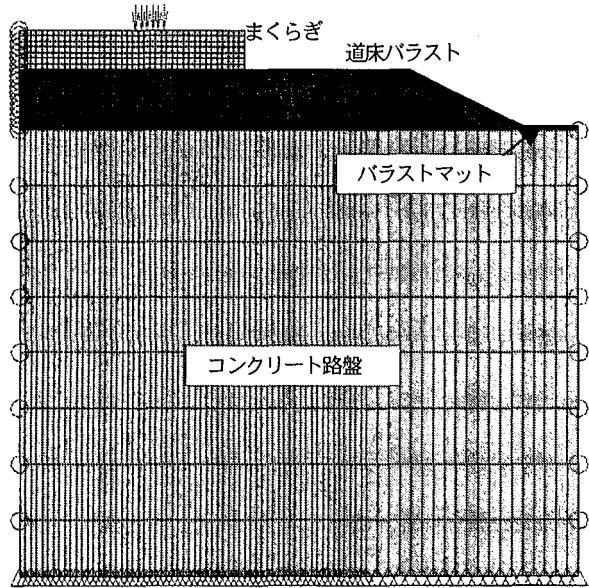


図-2 2次元FEM解析モデル

体とした。また、実際の軌道ではまくらぎ端部において道床バラストがまくらぎ上面まで存在するが、この部分の道床バラストを連続体としてモデル化すると、まくらぎ端部/道床バラスト間で実際には生じない引張応力が作用するため、まくらぎ底面より下の道床バラストのみをモデル化した。

(2) 要素の物性値

要素の種類としては、コンクリートまくらぎ、道床バラスト、バラストマットおよびコンクリート路盤があり、表-1に示す値を用いた¹²⁾¹³⁾。道床バラストのヤング率およびポアソン比は、大型三軸試験の結果から実際の軌道で生じると考えられる平均的な応力レベル(100kPa)の値を用いた。

表-1 要素物性値

	E (MPa)	ν
まくらぎ	35000	0.17
道床バラスト	88	0.28
バラストマット	1.125	0.49
コンクリート路盤	35000	0.17

(3) 拘束条件

中心線およびコンクリート路盤端部では水平方向を固定し、モデル底部では完全固定とした。

(4) 荷重条件

まくらぎ上面レール位置に等分布応力を载荷した。片レールあたりの鉛直応力としては、単位荷重としての10kNをレール底部幅(150mm)およびまくらぎ幅(240mm)で除した値を使用した。また、道床バラストに着目した場合、载荷重と比較して自重の影響は無視しうる程度に小さく、解析も線形弾性解析であることから、荷重条件として自重は考慮していない。

(5) 解析条件

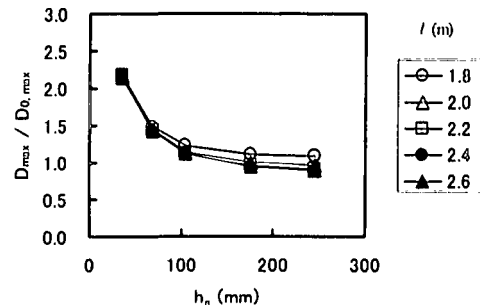
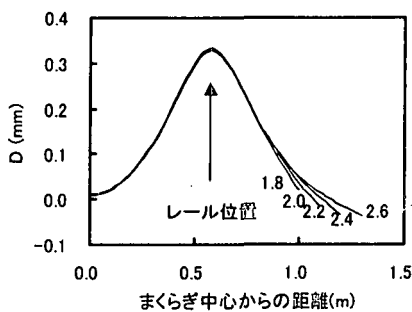
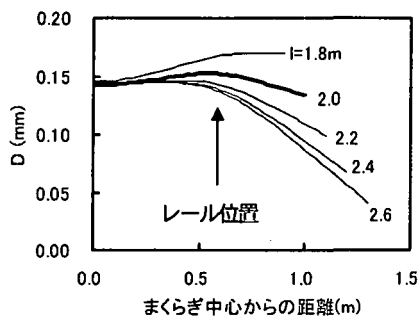
解析は道床厚(h_b)3種類(150mm, 250mm, 350mm)、まくらぎ長さ(l)5種類(1.8m, 2.0m, 2.2m, 2.4m, 2.6m)、まくらぎ高さ(h_s)5種類(35mm, 70mm, 105mm, 175mm, 245mm)の75ケースについて行った。なお、JR在来線直線部の標準断面は、道床厚 $h_b=250$ mm、まくらぎ長さ $l=2.0$ m、まくらぎ高さ $h_s=175$ mmであり、次節で解析結果を正規化する場合に本標準断面を用いている。

3.2 解析結果

道床部上面鉛直変位(D)および最大せん断応力(τ_{max})に着目して解析結果を整理した。

(1) 鉛直変位(D)

l が異なる場合の道床部上面鉛直変位分布を図-3に示す。 $h_s=175$ mmの場合(図-3(a))、 l が短い場合には、Dはまくらぎ中心よりレール位置で大きくなり、 l を長くするとレール位置およびまくらぎ端部のDはまくらぎ中心より小さくなるのがわかる。また、 $h_s=35$ mmの場合(図-3(b))、 l に関わらずレール位置でDが最大となり、道床部上面に直接等分布荷重が载荷されたような分布形状を

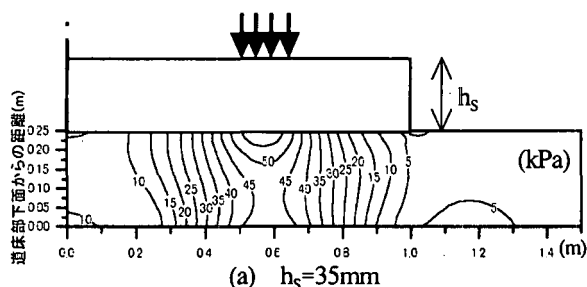


(a) $h_B=250\text{mm}$, $h_S=175\text{mm}$

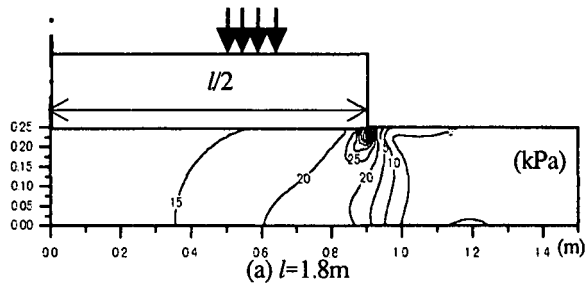
(b) $h_B=250\text{mm}$, $h_S=35\text{mm}$

図-3 道床部上面鉛直変位分布

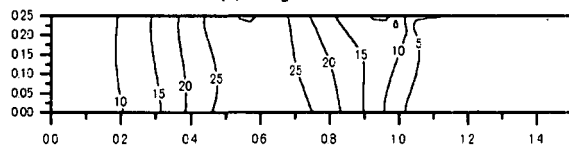
図-4 まくらぎ形状と $D_{\max}/D_{0,\max}$ の関係($h_B=250\text{mm}$)



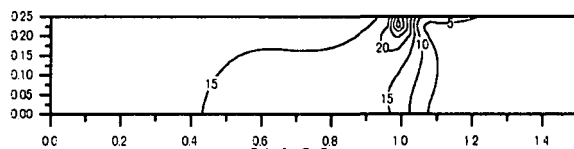
(a) $h_S=35\text{mm}$



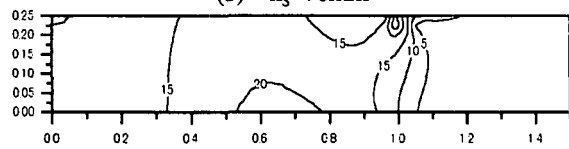
(a) $l=1.8\text{m}$



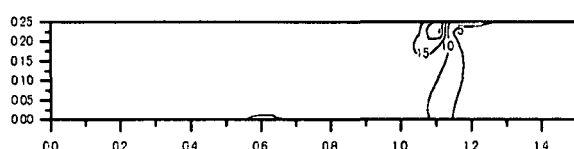
(b) $h_S=70\text{mm}$



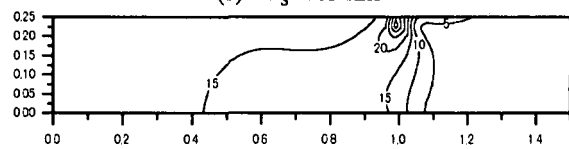
(b) $l=2.0\text{m}$



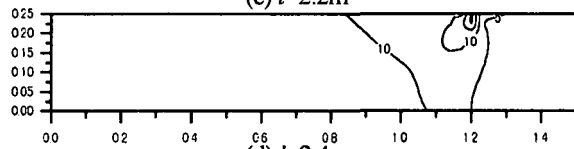
(c) $h_S=105\text{mm}$



(c) $l=2.2\text{m}$



(d) $h_S=175\text{mm}$



(d) $l=2.4\text{m}$

図-5 まくらぎ高さ h_S が異なる場合の
道床内最大せん断応力分布 ($l=2.0\text{m}$)

図-6 まくらぎ長さ l が異なる場合の
道床内最大せん断応力分布 ($h_S=175\text{mm}$)

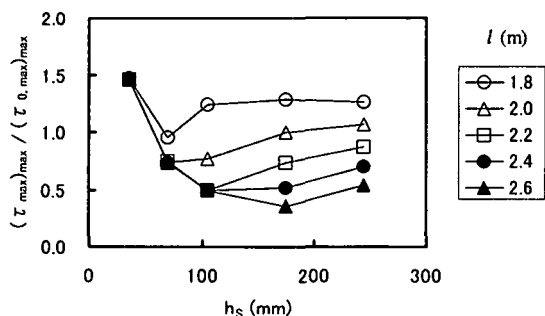


図-7 まくらぎ形状と
道床内最大せん断応力($h_B=250\text{mm}$)

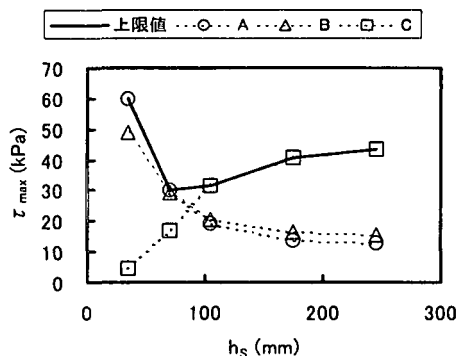


図-8 道床内各部の最大せん断応力($h_B=250\text{mm}$, $l=2.0\text{m}$)

点 A: レール直下道床上面付近
点 B: レール直下道床下面付近
点 C: まくらぎ端部道床上面付近

示すことがわかる。

まくらぎ形状と $D_{\max}/D_{0,\max}$ の関係を図4に示す。ここで、 $D_{\max}$ は各解析ケースの道床部上面鉛直変位最大値であり、図ではこれを標準断面での最大値 $D_{0,\max}=0.15\text{mm}$ (図3(a)の太線参照)で正規化している。 h_s が低い場合に $D_{\max}$ は大きくなるが、 l の影響は僅かである。

(2) 道床内最大せん断応力($\tau_{\max}$)

FEM 解析において応力集中箇所の解析結果は要素分割サイズに依存するが、ここでは解に信頼性があると仮定して考察を進める。

h_s が異なる場合の $\tau_{\max}$ を図5に、 l が異なる場合の $\tau_{\max}$ を図6に示す。図5から、 h_s の増加に伴い、 $\tau_{\max}$ 分布がレール下を中心としたものから、まくらぎ端部を中心としたものに変化していくことがわかる。図6から、 l が短い場合に生じていたまくらぎ端部下の $\tau_{\max}$ が、 l の増加に伴い減少していくことがわかる。

まくらぎ形状と $(\tau_{\max})_{\max}/(\tau_{0,\max})_{\max}$ の関係を図7に示す。ここで、 $(\tau_{\max})_{\max}$ は各解析ケースにおける $\tau_{\max}$ の断面内最大値であり、図ではこれを標準断面での最大値 $(\tau_{0,\max})_{\max}=41\text{kPa}$ (図5(d)および図6(b)参照)で正規化している。 h_s が低い場合には、 $(\tau_{\max})_{\max}$ はレール直下で生じるが、 h_s の増加に伴いレール直下の $\tau_{\max}$ が減少するため $(\tau_{\max})_{\max}$ も減少する一方で、まくらぎ端部の $\tau_{\max}$ が増加するため、ある h_s から再び $(\tau_{\max})_{\max}$ が増加している。また、 h_s が高い場合には l を長くすることにより $(\tau_{\max})_{\max}$ が減少することがわかる。

$\tau_{\max}$ 分布がまくらぎ形状により変化することから、まくらぎ形状別にレール直下道床上面付近(点 A)、レール直下道床下面付近(点 B)、まくらぎ端部道床上面付近(点 C)に生じる $\tau_{\max}$ に着目し、 $(\tau_{\max})_{\max}$ との関係を検討した(図-8)。図から、 h_s の増加に伴い、点 A および点 B の $\tau_{\max}$ は減少し、点 C の $\tau_{\max}$ は増加していくことがわかる。これらの線の交点が $\tau_{\max}$ を最小にする h_s ということになり、 $h_s=250\text{mm}$ 、 $l=2.0\text{m}$ 場合、 $h_s=90\text{mm}$ 程度とすれば道床内の $\tau_{\max}$ を最小にでき、 $\tau_{\max}$ は標準断面である $h_s=175\text{mm}$ の場合の 70%程度となる。

4. 繰返し載荷試験用まくらぎの製作

2次元線形弾性FEM解析から、道床厚 $h_b=250\text{mm}$ 、まくらぎ長さ $l=2.0\text{m}$ の場合、まくらぎ高さを標準である $h_s=175\text{mm}$ の約半分にすることにより、道床内の $\tau_{\max}$ を最小にできることがわかった。さらに、標準のまくらぎ高さの場

表-2 試験用まくらぎ寸法(mm)

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

合には、まくらぎ長さを長くすることにより道床内の $\tau_{\max}$ が減少することもわかった。

そこで、表-2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¹⁴⁾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、曲げ剛性を一致させるため、合成まくらぎのまくらぎ高さをコンクリートまくらぎの約 1.5 倍にしている。

5. まくらぎ形状に着目した繰返し載荷試験

5.1 試験軌道

試験軌道は図9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、タッ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、気乾燥状態で使用した。

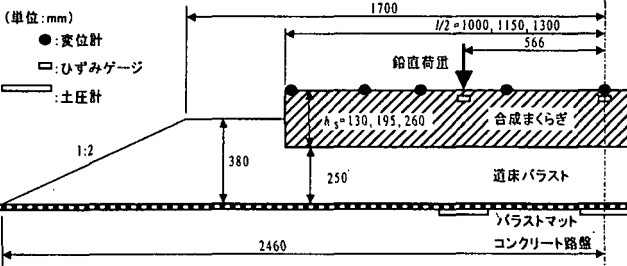


図-9 試験軌道

5.2 荷重条件

試験では、鉛直荷重をまくらぎ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を 45 kN、最小鉛直荷重を 2 kN とした。載荷方法としては、最初に所定の最大荷重まで載荷・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、振動数を 2Hz とし、正弦波によって 2×10^5 回以上繰返し載荷した。

5.3 試験結果

(1) まくらぎたわみ形状の変化

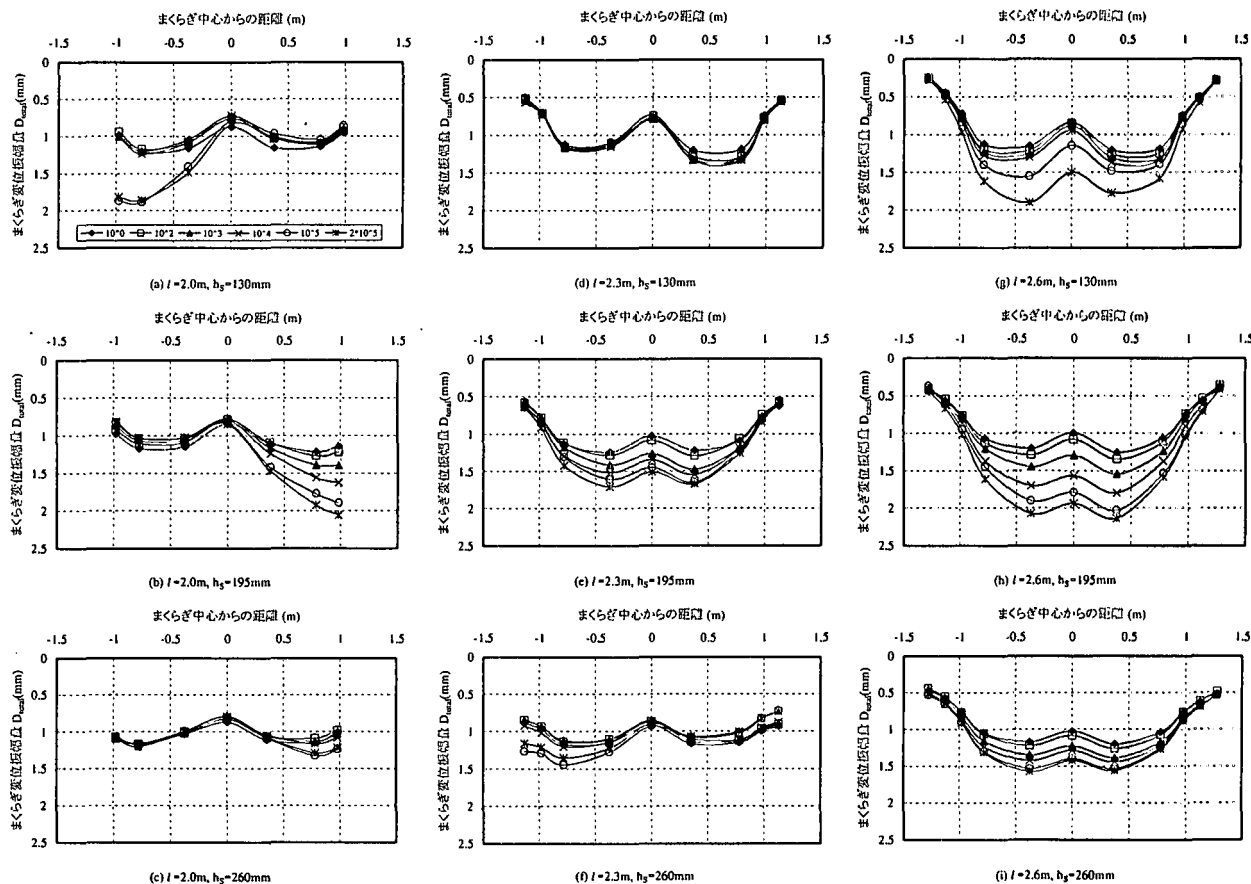


図-10 まくらぎ変位振幅量 D_{total} の変化

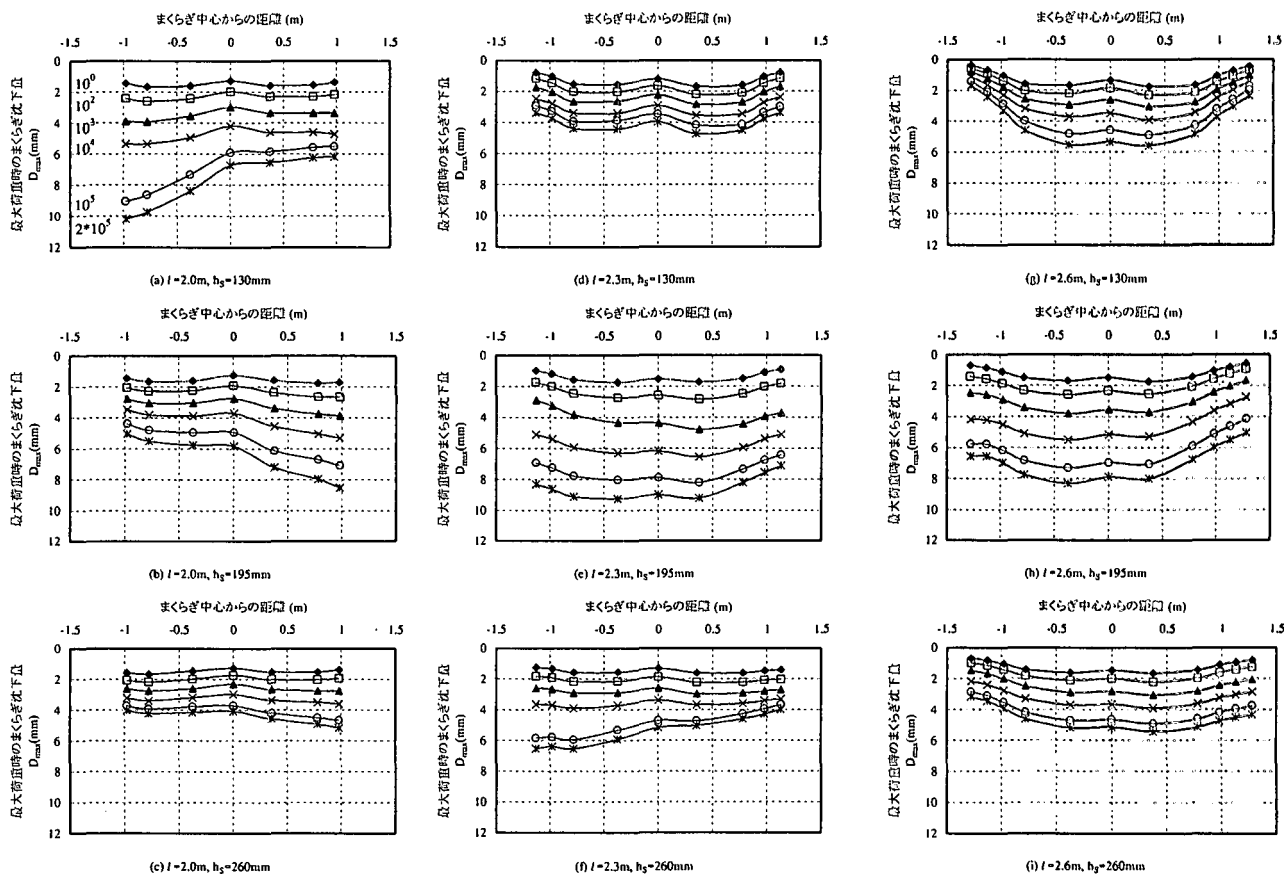


図-11 最大荷重時のまくらぎ沈下量 D_{max} の変化

まくらぎ変位振幅量 D_{total} の繰返し载荷による変化を図-10 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-11 に示す。長さ $l=2.0m$ のまくらぎでは、繰返し载荷に伴いまくらぎ片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-10, 11 の(a), (b), (c))。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-10, 11 の(g), (h), (i))。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 $h_s=130mm$ では繰返し载荷初期から変位振幅の変化が殆どなく、緩やかに均等に沈下している(図-10, 11 の(d))。高さ $h_s=195mm$ 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-10, 11 の(e))。高さ $h_s=260mm$ では繰返し载荷に伴いまくらぎ片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-10, 11 (f))。

(2) まくらぎ支持状態の変化

前述したように、まくらぎ長さや高さによってまくらぎたわみ形状の変化パターンが異なるが、 2×10^6 回载荷後のまくらぎ支持状態を分類すると表-3 のようになる。さらに、繰返し载荷によりなぜ中央支持と両端支持に分かれるかを検討するために、繰返し载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-12 にプロットした。図から繰返し载荷初期に端部変位が大きい場合には中央支持に、中央部変位が大きい場合には両端支持になることがわかる。

表-3 2×10^6 回载荷後のまくらぎ支持状態

$h_s(mm)$	130	200	260
$l(m)$			
2.0	中央 (片端浮き)	中央 (片端浮き)	中央 (両端浮き)
2.3	全面	両端	中央 (両端浮き)
2.6	両端	両端	両端

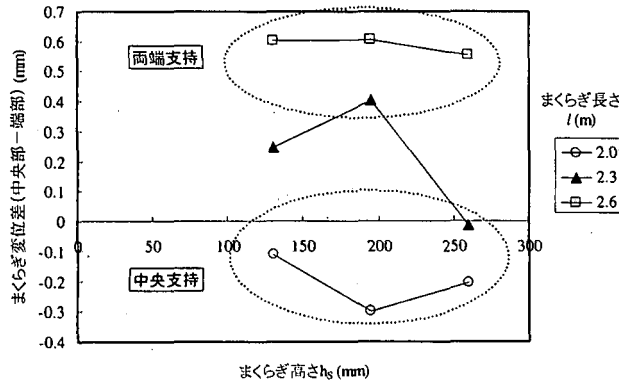


図-12 まくらぎ形状別の支持状態

(3) まくらぎ変位振幅の分離

試験を実施したまくらぎのうち $l=2.3m$, $h_s=130mm$ のみが 2×10^6 回までほぼ全面で道床に支持されていると考えられる。それ以外は、繰返し载荷初期には、ほぼ全面でまくらぎと道床が接触しているが、繰返し载荷に伴い最小荷重時にはまくらぎ/道床接触面の一部に隙間が生じていると考えられ、载荷によりまくらぎ/道床間の隙間が無くなるまでと無くなった後ではその変形挙動が異なることが推測される。そこで図-13 に示すような荷重～変位関係において、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。

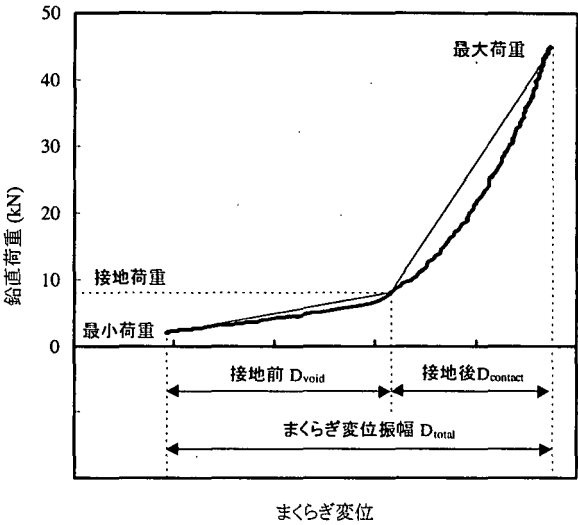


図-13 バイリニア型荷重～変位関係

接地の判定は、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、最大まくらぎ変位速度を示した時点を経地瞬間と判断した。また、同時に測定しているまくらぎひずみの変化も参考にした。

接地前のまくらぎ変位振幅量 D_{void} の繰返し载荷による変化を図-14 に、接地後のまくらぎ変位振幅量 $D_{contact}$ の繰返し载荷による変化を図-15 に示す。接地前の D_{void} は繰返し载荷に伴い増加している。一方、接地後の $D_{contact}$ は殆ど変化していないことがわかる。

(4) 繰返し载荷による沈下量等の推移

最大荷重時のまくらぎ沈下量 D_{max} の推移を図-16 に、最大荷重時の水準狂いの推移を図-17 に示す。なお、図-16 に示す D_{max} は、各レール付近の2測点の平均値を両レールで比較しその値の大きい側をプロットしており、図-17 に示す水準狂いは両レールの沈下量の差を絶対値でプロットしている。図から、まくらぎ形状と沈下量の関係は明確ではないが、水準狂いについては中央支持状態になる長さ $l=2.0m$ のまくらぎおよび長さ $l=2.3m$, 高さ $h_s=260mm$ のまくらぎの水準狂いが大きいことがわかる。

(5) 沈下量に影響を及ぼす因子の抽出

まくらぎ沈下量に影響を及ぼす因子を抽出するために、

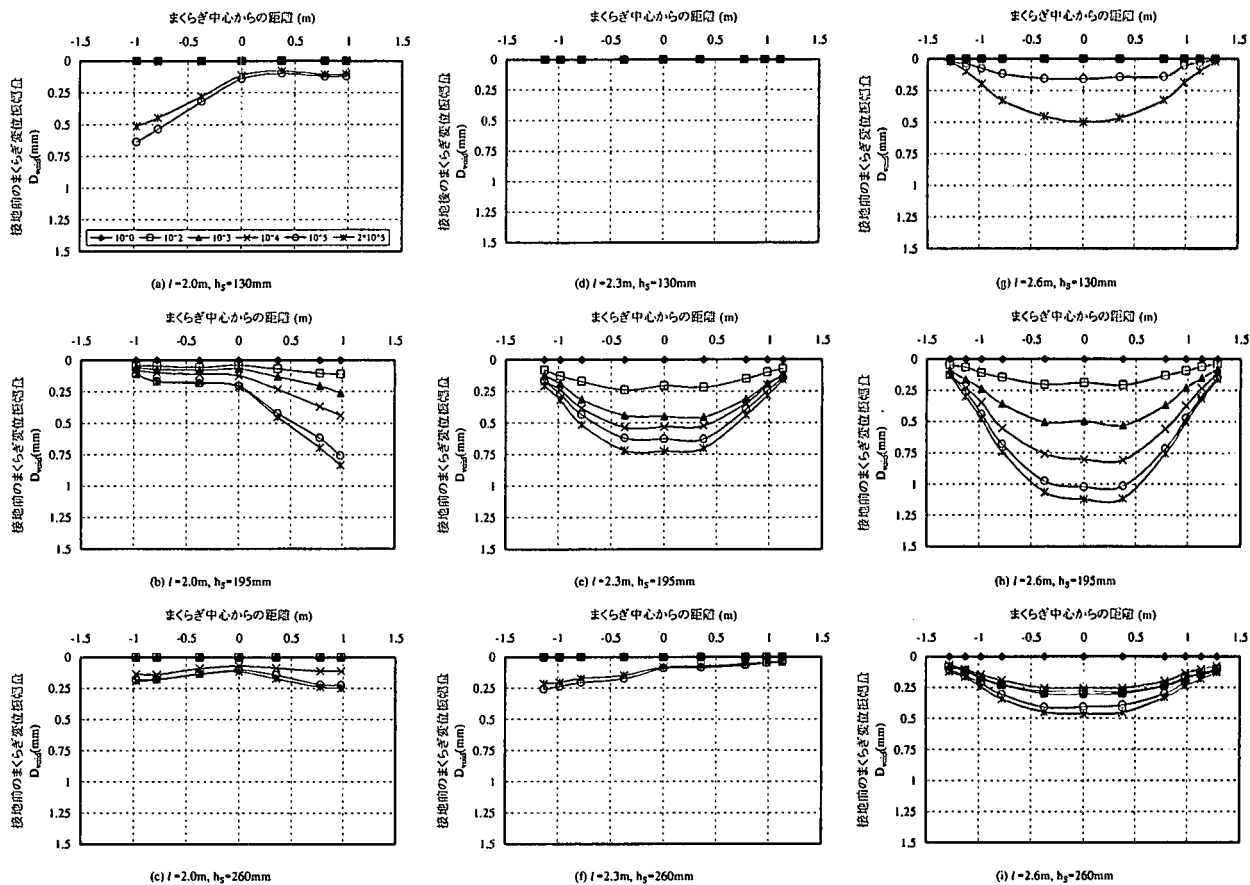


図-14 接地前のまくらぎ変位振幅量 D_{void} の変化

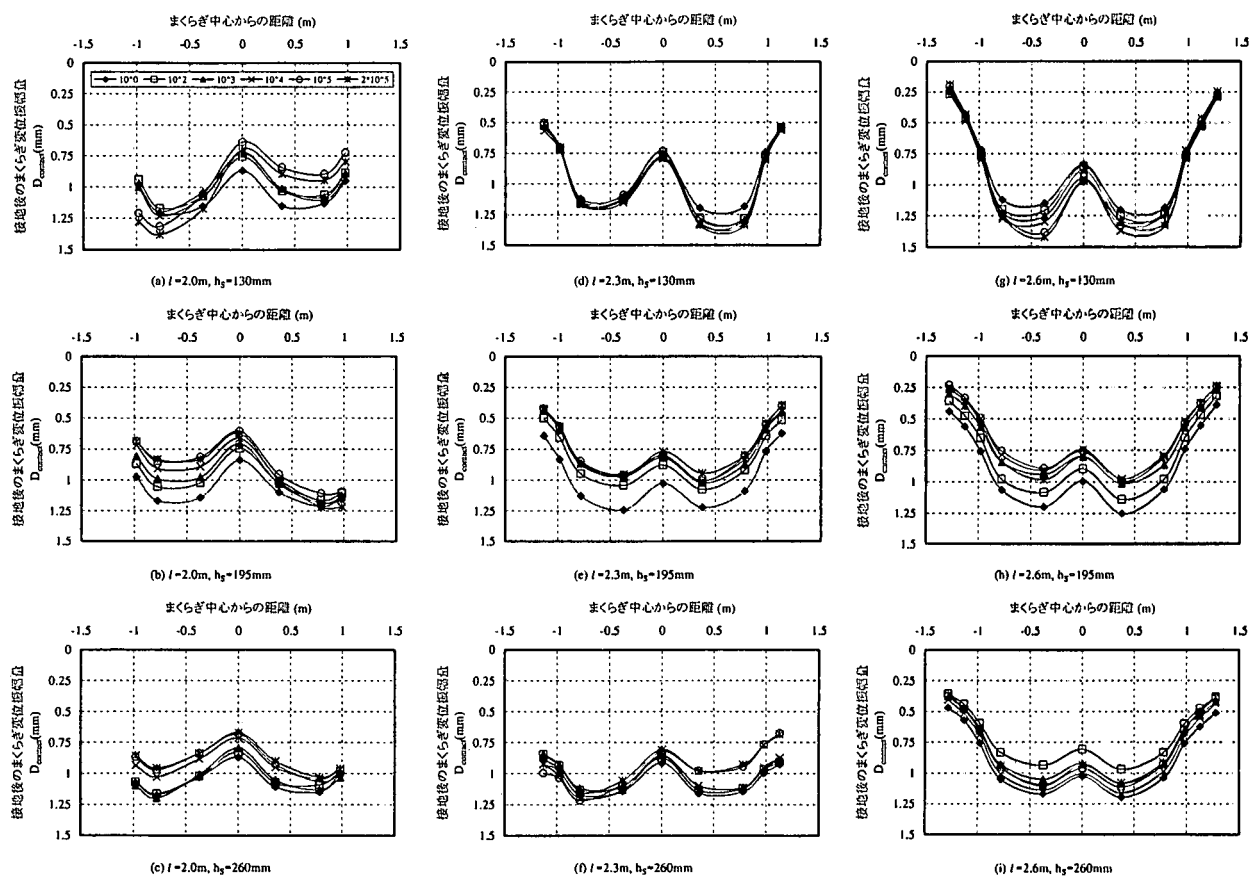
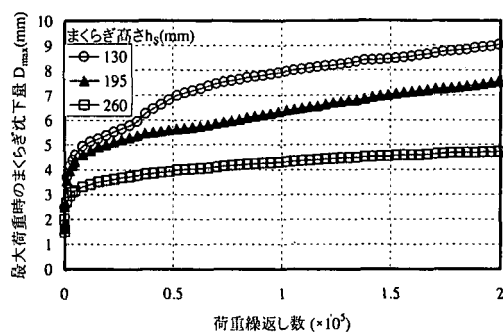
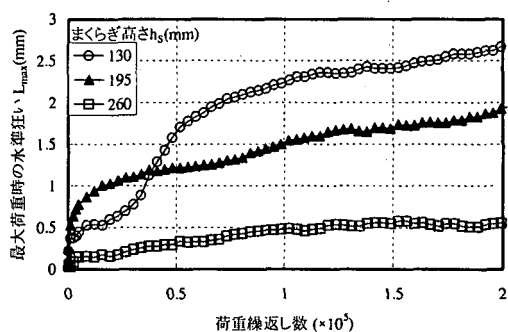


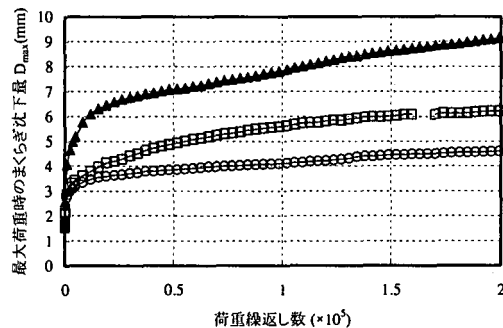
図-15 接地後のまくらぎ変位振幅量 $D_{contact}$ の変化



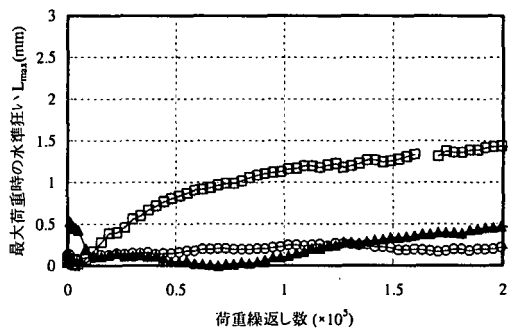
(a) $l=2.0\text{m}$



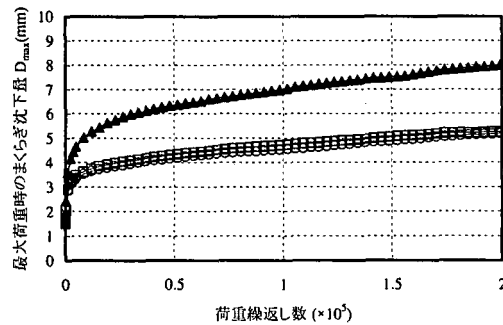
(a) $l=2.0\text{m}$



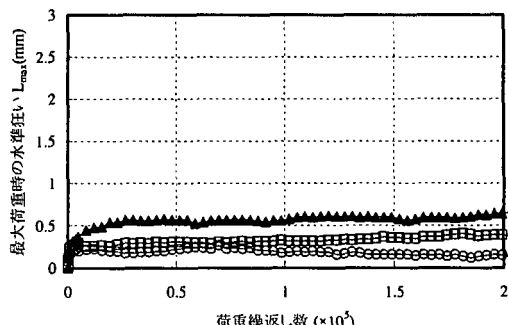
(b) $l=2.3\text{m}$



(b) $l=2.3\text{m}$



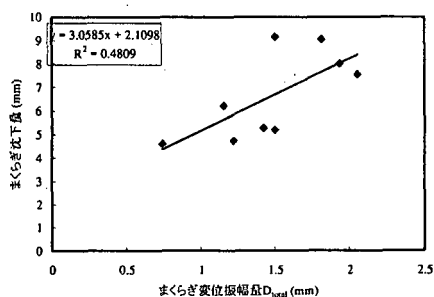
(c) $l=2.6\text{m}$



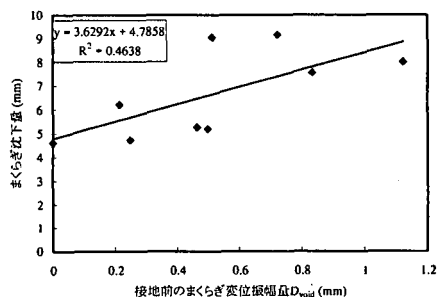
(c) $l=2.6\text{m}$

図-16 まくらぎ沈下量の推移

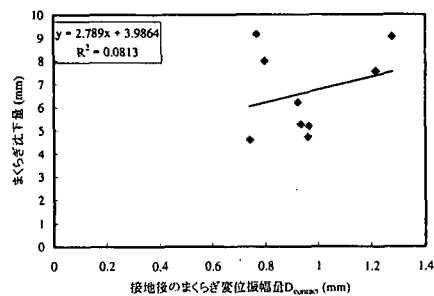
図-17 水準狂いの推移



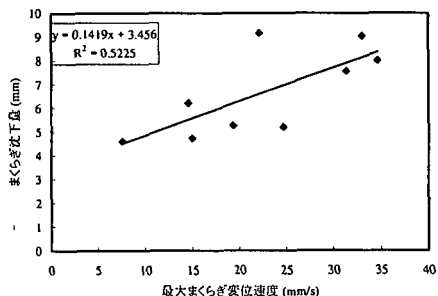
(a) D_{total} と沈下量



(b) D_{vold} と沈下量



(c) D_{contact} と沈下量



(d) 最大まくらぎ変位速度と沈下量

図-18 沈下量に影響を及ぼす因子

2×10^5 回載荷後のまくらぎ変位振幅量 D_{total} , D_{void} , $D_{contact}$ およびまくらぎ/道床間の接地の判定に使用した最大まくらぎ変位速度とまくらぎ沈下量 D_{max} の関係を検討した(図-18)。図から、まくらぎ/道床間に隙間がない状態での繰返し載荷において一般的に沈下量と関係づけられる接地後の $D_{contact}$ は沈下量との相関が低く、まくらぎ/道床間の隙間を表現する D_{void} やまくらぎと道床の衝突速度を表現する最大まくらぎ変位速度と沈下量との相関が比較的高いことがわかる。

6. まとめ

高架橋等の剛性路盤上有道床軌道の繰返し荷重による軌道沈下を抑制する方策を見出すことを目的として、2次元線形弾性 FEM 解析結果を基に、まくらぎ長さおよび高さを変えた数種類のまくらぎを製作した。

製作したまくらぎで構成される実物大模型軌道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まくらぎ形状の影響を検討した。得られた知見をまとめると以下のようなものである。

- (1) 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たわみ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。
- (2) 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)で判断できる可能性がある。
- (3) 繰返し載荷に伴い中央支持となるまくらぎ形状では、水準狂いが進行する傾向にある。
- (4) まくらぎ/道床間に隙間がある状態でのまくらぎ沈下量は接地までの変位振幅量や最大まくらぎ変位速度によって説明できる可能性がある。

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) 名村明，木幡行宏，三浦清一：道床バラストの繰返し変形特性と推定法，応用力学論文集，Vol. 5，pp.793-800，2002.
- 4) 名村明，木幡行宏，三浦清一：道床バラストの沈下量予測式に関する検討，第38回地盤工学研究発表会，2003.
- 5) Sussmann TR, Ebersöhn W, Selig ET: Fundamental Nonlinear Track Load-Deflection Behaviour for Condition Evaluation, Transportation Research Record 1742, pp.61-67, 2001.
- 6) 三浦一郎：プレストレストコンクリートまくら木の設計および製作方法，鉄道技術研究報告，No.307，1962.
- 7) 岡部二郎，安山信雄：木まくら木の形状効果(上)，鉄道線路，第10巻，第8号，pp.19-22，1962.
- 8) 岡部二郎，安山信雄：木まくら木の形状効果(下)，鉄道線路，第10巻，第9号，pp.17-21，1962.
- 9) 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，第10巻，第10号，pp.11-14，1962.
- 10) JIS E 1201：プレテンション式PCまくらぎ，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，第14巻，第4号，pp.13-18，2000.
- 12) 大塚勝，村本勝己，関根悦夫：鉄道路盤の列車荷重作用時における応力分布に関する解析的検討，土木学会第57回年次学術講演会講演概要集Ⅲ，pp.1595-1596，2002.
- 13) 佐藤吉彦，宇佐美民雄，小林悟，佐藤裕：バラストマットの開発，鉄道技術研究報告，No.866，1973.
- 14) 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.

(2003年4月18日受付)