

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

石川達也¹・名村 明²

¹正会員 工修 (財)鉄道総合技術研究所 軌道管理研究室 (〒185 国分寺市光町 2-8-38)

²正会員 (財)鉄道総合技術研究所 軌道構造研究室 (〒185 国分寺市光町 2-8-38)

本論文では、有道床軌道で見られる列車荷重繰返し載荷時における軌道面の不整の増加現象を、道床バラスト部の塑性変形挙動の点から明かにすることを目的として、実物大軌道に対する上下・左右方向の荷重振幅一定の繰返し載荷試験を行った。その結果、道床バラスト部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を明らかにした。また、試験結果を用いて道床バラスト部の変形特性の定量化を図り、軌道構造の設計・維持管理上利用価値の高い道床バラスト部の変形量の予測手法を提案した。

Key Words : track deterioration, ballasted track, railroad ballast, cyclic deformation, coarse granular materials, prediction method

1. はじめに

有道床軌道では、列車の通過により鉛直・水平方向の微小な変位がレール頭頂面に生じ、その変位量が時間の経過とともに累積される。また、その変形傾向は、線路各点における軌道状態および軌道構造上の不均一性により線路長手方向に不同となる。この場合、平均変形量が大きくなるとその標準偏差も大きくなるとされており¹⁾、有道床軌道では軌道面の不整、すなわち「軌道狂い」が列車の繰返し通過に伴い徐々に成長する。軌道狂いは、円滑な列車走行に支障をきたすため、これを数mm程度のオーダーで管理することが軌道の保守上重要となる。

従来、軌道狂いの経時変化に関する研究は一般に「軌道破壊理論」と称せられ、保守作業の大半を占める上下方向の軌道狂いの進行速度の推定に関する研究を主体に、世界各国で検討されている^{2), 3)}。我が国でも、軌道破壊現象を、荷重載荷時の線路長手方向に対する偏差変位（以下、平均変形量に対する相対変位を「偏差変位」と称す。この場合、前述の「標準偏差」は偏差変位の分布特性を示すことになる。）が列車の繰返し通過に伴い漸進的に蓄積される現象と定義し、ある時間経過後において観測される偏差変位の推移過程、すなわち軌道狂い進みを、

絶対変位量の漸進的な増加割合と関係づけて、軌道破壊理論を構築してきた^{4), 5)}。従来の軌道破壊理論の主たる研究課題は、

- ①車輪／レール間の凹凸による接触励起機構や、軌道狂いによる車両／軌道の相互作用に起因する軌道への車体慣性力の作用機構等の外力推定
- ②軌道構造各部材への振動伝搬機構の推定、および荷重強度と道床振動加速度による道床バラスト部（以下、「道床部」と称す。）沈下量の推定
- ③路盤特性と荷重強度に基づく路盤部沈下量の推定である。しかし、②については、道床部固有の材料特性に論拠を置く塑性変形機構の解明が充分行われておらず、いまだ研究課題が山積されている。また、現在の土構造物設計標準⁶⁾に従えば、今後新設される線路の路盤・路床部の強度はかなり高強度なものとなること、および高架橋上の有道床軌道を検討対象とした場合を考えると、路盤部よりも保守作業の主対象である道床部の変形挙動を推定することが改めて重要になると考えられる。

一方、曲線部における乗心地向上のために、左右方向の軌道狂いの抑制が近年重要視されつつあり、設計手法としても許容左右方向変位の概念を採用する方向にある⁷⁾。この場合、有道床軌道の左右方向の変形挙動に支配的となるのは、道床部の変形特性

であり、列車荷重載荷時における道床部の変形挙動を上下方向と同様左右方向に関しても定量的に把握する必要が生じている。

本研究では、以上の経緯を踏まえ、繰返し荷重下における上下・左右方向の道床部の変形特性を、実用的な観点から検討し、軌道構造の設計・維持管理技術への応用を図るものである。このため、まず、実物大試験軌道に対する上下・左右方向の荷重振幅一定の繰返し載荷試験を行い、粗粒材としての材料特性を考慮して道床部の準静的な変形挙動を理論的に考察する。次に、従来の軌道破壊理論の適正化・深度化を目的として、試験結果を解析的に捉え道床部の繰返し変形特性の定量化を図り、変形量の予測手法の提案を行う。

2. 道床部破壊理論の現状

(1) 繰返し載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載荷された場合、従来の研究^{8)・9)}によると、道床沈下量 y と荷重繰返し数 x との関係は図-1に示すようになり、これは次式のように表される。

$$y = C(1 - e^{-ax}) + bx \quad (1)$$

ここで、 a 、 b ：動的道床沈下係数

C ：バラストの圧密沈下量

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。

(2) 道床部の破壊機構に関する従来の研究

従来我が国における実物大軌道を用いた試験では、道床バラストの種類・粒度、道床厚、まくらぎ種別、路盤強度といった構造条件と、繰返し周波数、荷重強度といった荷重条件に着目し、それらの条件と道床部沈下量との相関関係を直接的に推定したものが

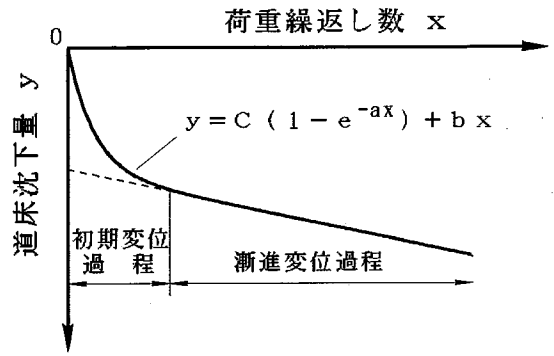


図-1 道床部の沈下特性

多い。このため、道床部自体の変形機構を厳密に考察した研究は少なく、文献8)や文献9)で各種の試験結果から道床部の沈下特性を定性的に検討した程度に留まる。しかし、最近の海外における研究では、荷重履歴の影響や路盤の圧縮性等に着目した道床部の変形機構に関する土質力学的アプローチが盛んであり^{10)・11)}、研究上は要素試験と位置づけられる大型三軸試験による道床バラストの力学特性に関する研究も試みられている^{12)・13)}。一般に、道床部に関する軌道破壊現象の研究としては、以下のようなものが考えられる。

- ①繰返し効果や荷重履歴に基づく道床部の構造的性質（粒子配列等）の変化や応力状態に基づく変形特性の変化の定量化
- ②列車走行時の道床部の振動による道床バラスト粒子間摩擦抵抗力の減少に起因する道床部の動的耐力の定量化
- ③軌道構造の振動性状の相違による道床部の変形・振動特性への影響の定量化

本研究では①に関する検討を主体として行うが、軌道構造の設計・維持管理等の実務上は上下方向の軌道狂いである高低狂いと、左右方向の軌道狂いである通り狂いを別々に扱っているため、本研究においても、列車荷重を想定した繰返し載荷試験を上下方向と左右方向に分けて行い、両方向の繰返し載荷時の道床部の変形特性を別々に検討することとした。

3. 実物大軌道載荷試験方法

(1) 試験軌道および道床バラスト試料

試験軌道は、上下・左右方向の繰返し載荷試験ともJR各社の在来線直線部で標準的に使用されている図-2に示すような断面とした。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本または2本

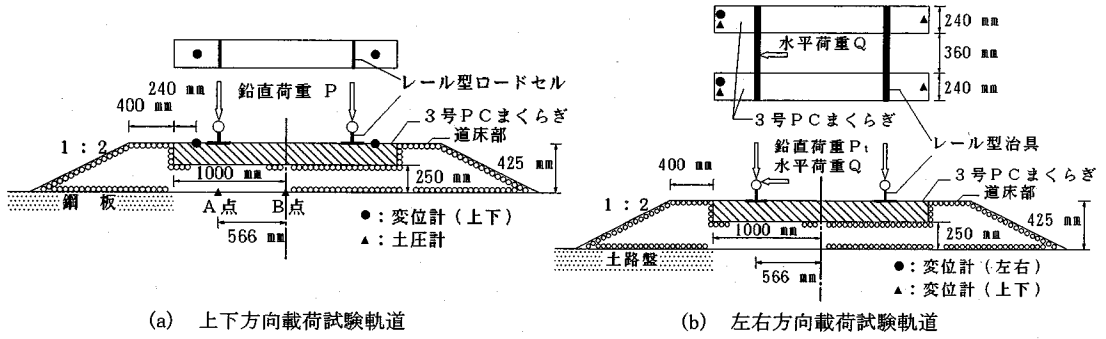


図-2 試験軌道概略図

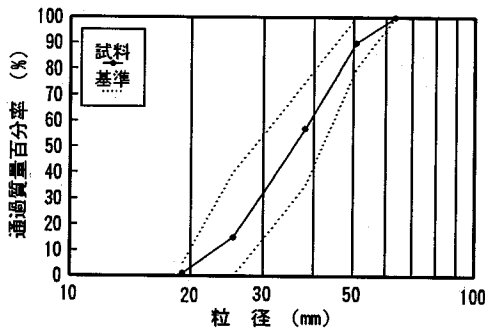


図-3 道床バラストの粒径加積曲線

で支持させている。また、上下方向の載荷試験では、道床部下に鋼製路盤を使用することにより、路盤部への道床バラスト（碎石）の貫入が生じないようにするとともに、一定の弾性（ K_{30} 値170MPa/m相当、ただし K_{30} 値とは直径が30cmの平板載荷試験によってもとまる地盤反力係数）を有するように配慮した。一方、左右方向の載荷試験では、土路盤（ K_{30} 値230MPa/m）を用いたが、水平荷重による繰返し載荷試験前に鉛直方向のプレロードを充分に行い、試験中上下方向の路盤変形が卓越しないように配慮した。各試験の測点配置を図-2に示す。

本研究では道床部は道床バラストで構成されているが、道床部の作製は実際の保守作業と同様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用いた。最近10年間にその地山で採取された試料の粒

表-1 試料の各種試験結果

			試験結果
原石	硬度		18.5~19.2
	密度	t/m ³	2.75
	圧縮強さ	MPa	230
道床部	均等係数		1.70
	密度	t/m ³	1.60~1.70
	摩損率	%	14.3~21.6
	圧縮粉碎率	%	12.2~19.4

度分布を基準値¹⁴⁾とともに図-3に示し、原石または道床部としての各種試験結果¹⁵⁾を表-1に示す。

(2) 上下方向繰返し載荷試験

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。片レール当たりの最大鉛直荷重強度（ P_{max} ）としては、実際の列車荷重を想定した上、軌框剛性による荷重分散効果を考慮して20、25、30、35、40kNの5段階とした。載荷方法としては、まず1回目の載荷では所定の P_{max} まで5.0kN刻みで荷重・除荷を繰り返しながら手動で圧縮載荷し、2回目~10回目の載荷では刻みをいれずに手動で P_{max} まで荷重した後、除荷した。なお、手動で載荷する場合の載荷速度は10kN/30秒（ひずみ速度0.1%/分以下）程度とした。その後、片振幅 $\Delta P = P_{max} / 2$ の2Hzの正弦波形で40,000回まで繰返し圧縮載荷した。そして、40,000回載荷後に、手動で所定の P_{max} まで5.0kNずつ刻みをいれながら荷重した後、除荷した。この際、 P_{max} が40kNより小さい試験に対しても、40,000回後の載荷に限り荷重・除荷の繰返しを鉛直荷重強度が40kNに達するまで行った。なお、図-4に載荷パターンを示す。

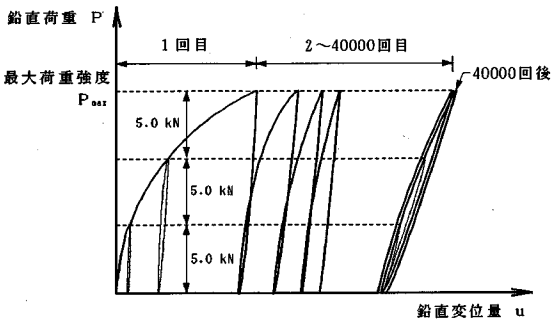


図-4 試験載荷パターン

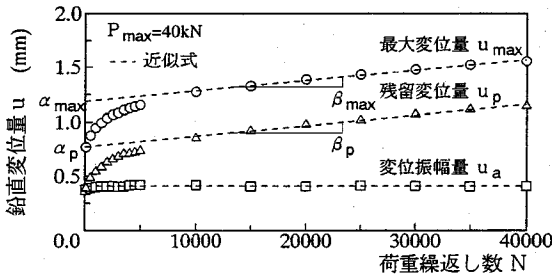


図-5 鉛直変位量と荷重繰返し数の関係

(3) 左右方向繰返し載荷試験

試験では、鉛直荷重は左右両レール位置に、水平荷重は片側のレール位置のみに直接載荷した。荷重としては、上下方向と同様列車荷重等を想定し、まくらぎ 1 本にかかる鉛直荷重の合計 ($P_t = 2 \times P_{max}$) と最大水平荷重強度 (Q_{max}) の組合せを表-2のように変えて試験した。載荷方法としては、まず軌道整備直後に所定の鉛直荷重を繰返し載荷し、上下方向の変形が収束した後、鉛直荷重を所定の値に固定したまま、水平荷重による繰返し載荷試験を行った。その基本的な載荷パターンは上下方向の場合と同様であるが、2 Hzの正弦波形で20,000回までの繰返し載荷とした。

4. 上下方向の繰返し変形特性

(1) 繰返し載荷による変位の増加傾向

上下方向繰返し載荷試験時のまくらぎの鉛直方向変位量の推移を検討する。一例として、 $P_{max} = 40\text{kN}$ における繰返し載荷試験時の最大変位量 (u_{max})、残留変位量 (u_p)、変位振幅量 (u_a)の推移を合わせて図-5に示す。ここで、 u_{max} は P_{max} 荷重時の弾塑性変位量を、 u_p は除荷時の塑性変位量を、 u_a は1回の負荷・除荷における変位振幅量を表し、各数値間は $u_{max} = u_a + u_p$ の関係にある。なお、鉛直変位量とはまくらぎ上の2測点

表-2 試験条件 (左右方向試験)

鉛直荷重 P_t	最大水平荷重 $Q_{max}(\text{kN})$			
	10.0	15.0	17.5	20.0
40kN	○	○		
50kN	○	○	○	○
55kN		○	○	○
60kN		○	○	○

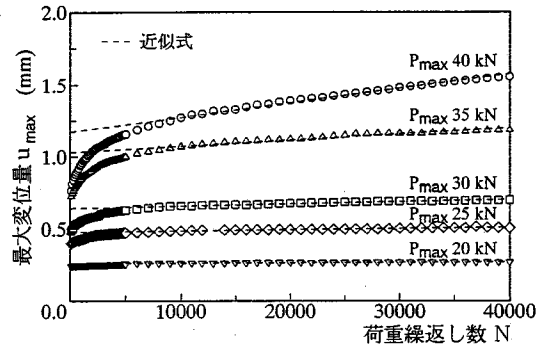
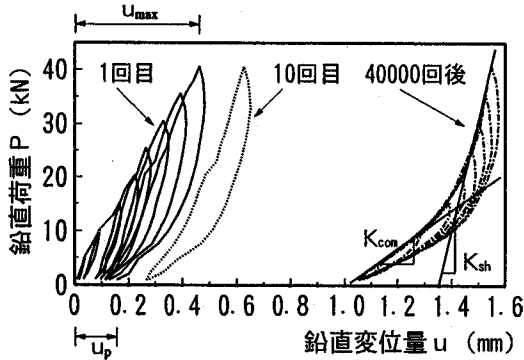


図-6 最大鉛直変位量と荷重繰返し数の関係

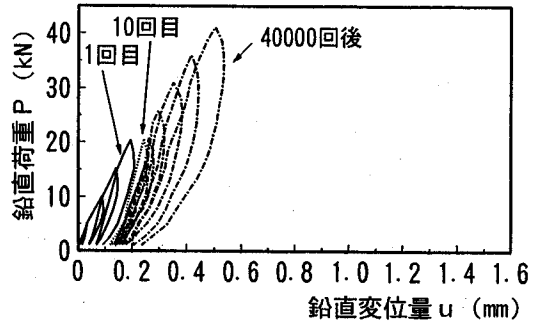
(図-2(a)参照)の平均値をさすが、路盤の変位量は差し引いてある。図から u_{max} および u_p は荷重繰返し数とともに増加し、その増分割合は一定値に収束することがわかる。同様な傾向は P_{max} が異なる試験の場合にも見られた(図-6参照)。一方、 u_a は繰返し載荷初期には増加するが、その後は一定値に収束する傾向にある。そこで、 u_{max} および u_p の増加割合が一定である部分を、式(2)のように荷重繰返し数 N に対して1次関係にあると仮定し近似する(図-5、図-6参照)。

$$u = \alpha + \beta N \quad (2)$$

式(2)を式(1)と比較した場合、 β は、漸進変位過程における1回の負荷・除荷に対する変位量の増加割合(以下、「変位進み係数」と称す。)を近似的に示し、 α は、初期変位過程終了時の変位量(以下、「初期変位量」と称す。)を示すものであると考えられる。なお、 u_{max} および u_p の近似直線の傾きをそれぞれ β_{max} 、 β_p 、各近似直線が縦軸と交わる点(y 切片)の変位量を α_{max} 、 α_p とし、それらを表-3に示す。まず、表中の β_{max} と β_p はほぼ同一の値であることから、漸進変位過程における u_{max} の増加は、 u_p の増加のみに依存すると考えられる。一方、 α_{max} と α_p には有意差が認められること、および繰返し載荷初期における u_a の増加傾向から、初期変位過程における u_{max} の増加は、 u_p および u_a の増加に起因することがわかる。なお、初期変位量、変位

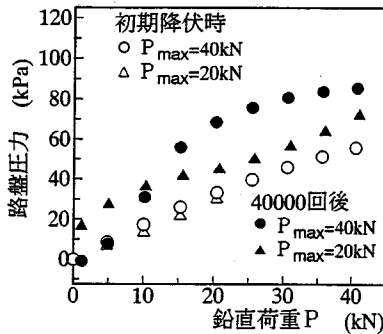


(a) $P_{max} = 40\text{kN}$ の場合

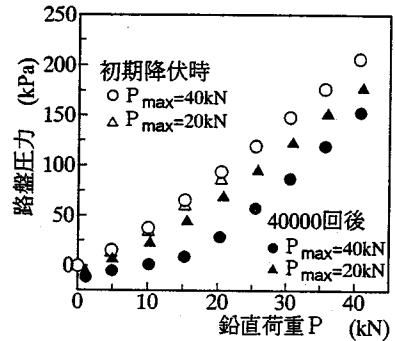


(b) $P_{max} = 20\text{kN}$ の場合

図-7 繰返し載荷時の荷重-変位関係の変化



(a) レール直下の場合 (A点)



(b) まくらぎ中央の場合 (B点)

図-8 繰返し載荷による路盤圧力の変化

表-3 上下方向載荷試験の回帰結果

P_{max}	回帰係数			
	α_{max} (mm)	α_p (mm)	β_{max} (mm/回)	β_p (mm/回)
20kN	0.262	0.165	2.58×10^{-7}	2.00×10^{-7}
25kN	0.479	0.273	8.52×10^{-7}	1.12×10^{-6}
30kN	0.644	0.419	1.53×10^{-6}	1.81×10^{-6}
35kN	1.030	0.665	4.25×10^{-6}	5.26×10^{-6}
40kN	1.172	0.771	1.02×10^{-5}	9.79×10^{-6}

進み係数とも P_{max} の増加に伴い増加する傾向にある。

(2) 繰返し載荷による変形機構の変化

繰返し載荷による変形機構の変化を荷重-変位関係等から検討する。図-7(a)に $P_{max} = 40\text{kN}$ の試験における1回目、10回目および40,000回載荷後の荷重-除荷時の荷重-変位関係を、図-7(b)に同じく $P_{max} = 20\text{kN}$ の場合の関係を示す。図から繰返し載荷初期には荷重曲線と除荷曲線は大きなヒステリシス・ループを描き、残留変位量の増加は大きく塑性傾向の強い弾塑性状態を示すが、荷重繰返し数が増

加するにつれて各回での残留変位量の増加は減少し、弾性化が進行することがわかる。また、負荷曲線の形は荷重繰返し数の増加とともに湾曲し、非線形性が強まる傾向にある。図-8は、1回目の載荷時(以下、「初期降伏時」と称す。)と40,000回載荷後のレール直下(図-2(a)のA点)およびまくらぎ中央位置(B点)における負荷時の路盤圧力と鉛直荷重との関係を示したものである。なお、本研究でいう路盤圧力とは死荷重による圧力分を差し引いた値であり、負荷荷重による圧力変動を示すものである。図から、A・B両点とも初期降伏時には P_{max} の違いによる路盤圧力の差は見られないが、40,000回載荷後のA・B両点の路盤圧力は、同じ鉛直荷重負荷時でも P_{max} により異なったものになることがわかる。この現象は、道床部の構造的特性が繰返し載荷に伴い P_{max} に依存して変化したことを示唆するものである。また、図-7と図-8を比較すると以下のことがわかる。まず、図-7(a)において $P_{max} = 40\text{kN}$ を40,000回載荷した後の負荷曲線を見ると、 $P = 15\text{kN}$ 近傍を境にして傾きが変化しており、図-8でも 15kN 近傍を境にしてまくらぎ中央における路盤圧力は急激に増加し、レール直下の路盤圧力は逆に増加

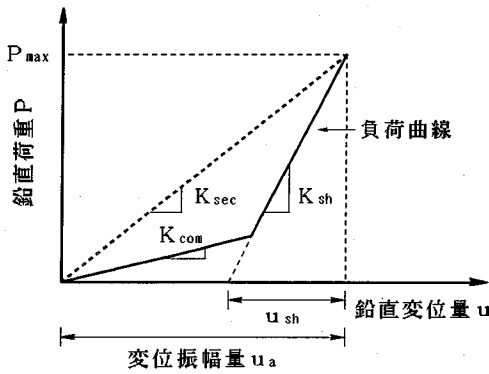


図-9 バイリニア型負荷曲線

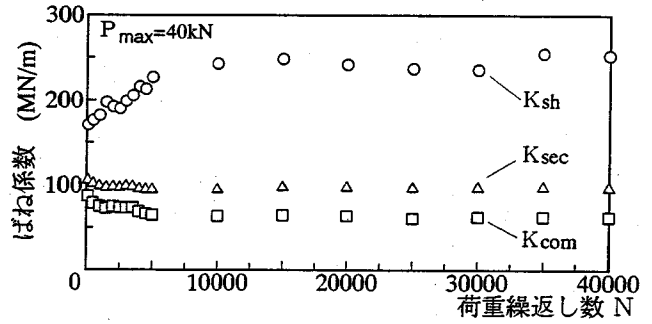


図-10 繰返し載荷時のばね係数

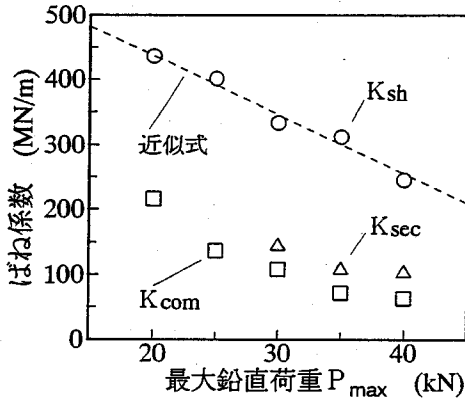


図-11 鉛直荷重のばね係数への影響

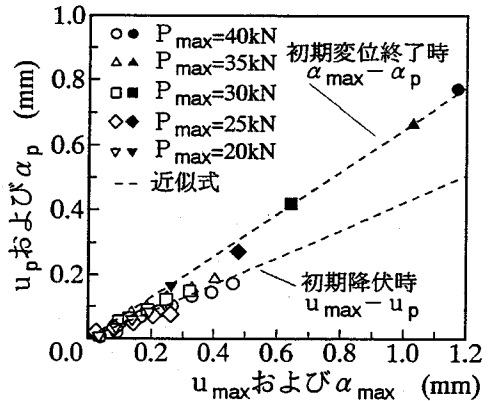


図-12 初期変位過程における塑性変形傾向

割合が急に鈍る傾向にある。さらに、図-7(b)を見ると、40,000回載荷後に試験時の $P_{max} = 20\text{kN}$ よりも大きな鉛直荷重を負荷・除荷した場合、再び大きな残留変位量が生じる傾向にあり、図-8でもレール直下の路盤圧力の増加割合が $P = 20\text{kN}$ を境にして変化している。これらから、漸進変位過程の負荷曲線が非線形性を呈するのは、荷重状態に応じて道床部の変形機構が変化するためであると推定される。

繰返し載荷に伴う道床部の構造的特性の変化を検討するため、図-9に示すようなバイリニア型の荷重-変位関係を仮定し、実際の負荷曲線に対して近似を行った(図-7参照)。この際、荷重強度が小さい場合のばね係数を K_{com} 、大きい場合のばね係数を K_{sh} と定義した。なお、 K_{sec} は割線係数を表現する。一例として、 $P_{max} = 40\text{kN}$ の場合の荷重繰返し数に対する各ばね係数の推移を図-10に示す。図から、 K_{sh} は荷重繰返し数の増加に伴い増加し、 K_{com} と K_{sec} は減少する傾向にあること、および各ばね係数とも最終的には一定値に収束することがわかる。また、割線係数が繰返し載荷初期に減少することは、前述の u_a の増加傾向と一致するものであり、初期変位過程は割線係数が一定値に収束した時点ではほぼ

終了すると考えられる。各ばね係数の収束値を縦軸に、 P_{max} を横軸にとり図-11に示す。図から、各ばね係数とも P_{max} の増加に伴い減少する傾向にあることがわかる。

(3) 変位振幅量に基づく塑性変形傾向

道床部のような粒状集合体の変形では、変形量が大きくなれば粒子間のすべりが発生し塑性変形を生じるため、変位振幅量と残留変位量の間にも相関関係があると考えられる。この傾向を把握するために、まず初期変位過程に対する検討を行う。図-12に初期降伏時の最大変位量 u_{max} と残留変位量 u_p の関係(図-7参照)を白マークで、初期変位過程終了時の最大初期変位量 α_{max} と残留初期変位量 α_p の関係(図-5参照)を黒マークで、それぞれ P_{max} ごとに示す。図から、 u_{max} と u_p 、および α_{max} と α_p はそれぞれ1次関係にあることがわかる。これは、前述のように初期変位過程終了時までには圧縮変形的な傾向が強いため、初期降伏時と初期変位過程終了時の塑性変形傾向が同様なものになるためである。そこで、最大変位量と残留変位量の関係を原点を通る直線で近似すると、次式のようなになる。

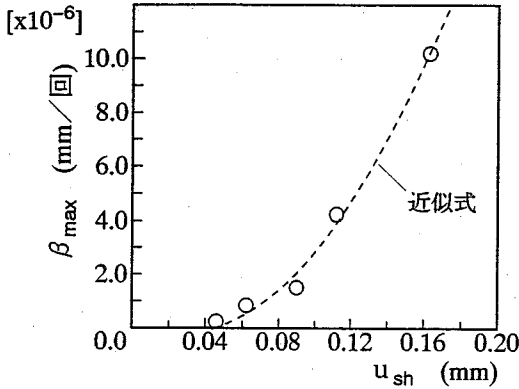


図-13 漸進変位過程における塑性変形傾向

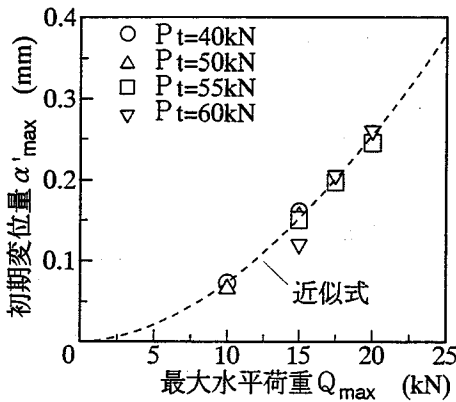


図-15 水平荷重の初期変位量への影響

$$u_p = 0.422u_{max} \quad (3)$$

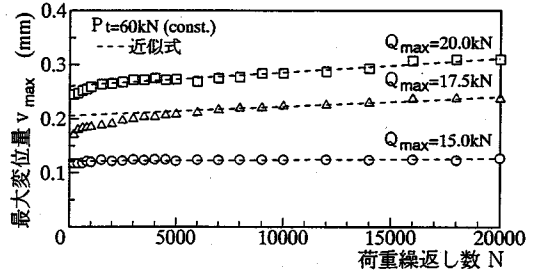
$$a_p = 0.646a_{max} \quad (4)$$

上式より、初期降伏時には u_{max} の約42%が残留変位量となり、初期変位過程終了時には a_{max} の約65%が残留変位量となることがわかる。両式の係数の差は、初期変位過程における繰返し载荷により残留変位量が蓄積されることに起因すると考えられる。

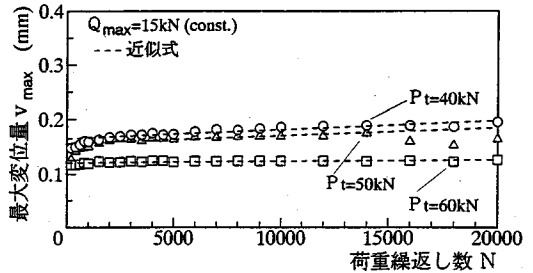
次に、漸進変位過程に対する検討を行う。漸進変位過程の1回の負荷・除荷で生じる残留変位量は、図-5からわかるように一定であり、前述の β_p あるいは β_p と等しい β_{max} で表される。一方、負荷時の荷重-変位関係も、漸進変位過程では特定の状態で収束している(図-10参照)。このためここでは、漸進変位過程における塑性変形傾向を、 K_{sh} の収束値を用いて式(5)により求められる変位振幅量 u_{sh} (図-9参照) と β_{max} の関係から検討する。

$$u_{sh} = P_{max} / K_{sh} \quad (5)$$

u_{sh} を横軸に、 β_{max} を縦軸にとり図-13に示す。図から、 u_{sh} と β_{max} は初期変位過程のような1次関係にはないものの、 u_{sh} の増加に伴い β_{max} も増加する傾向にあることがわかる。



(a) $P_t = 60\text{kN}$ で一定の場合



(b) $Q_{max} = 15\text{kN}$ で一定の場合

図-14 最大水平変位量と荷重繰返し数の関係

以上の結果から、変形機構の如何によらず道床部の上下方向の変形では、変位振幅量が大きくなれば除荷時に残留変位を生じることがわかる。これは、道床部の粗粒材として変形特性によるものであると考えられる。

5. 左右方向の繰返し変形特性

(1) 繰返し载荷による変位の増加傾向

左右方向繰返し载荷試験時のまくらぎの水平方向変位量の推移を検討する。まず一例として、 P_t を60kNで一定にし Q_{max} を変化させた場合の荷重繰返し数と最大変位量 (v_{max}) の関係を図-14(a)に示し、 Q_{max} を15kNで一定にし P_t を変化させた場合の関係を図-14(b)に示す。なお、水平変位量とはまくらぎ2本の測点(図-2(b)参照)の平均値をさすものとし、それ以外の用語の定義は上下方向と同様とする。図から、 v_{max} は荷重繰返し数に伴い増加し、その増分割合は一定値に収束する傾向にあることがわかる。また、前章のような最大変位量、残留変位量、変位振幅量に対する検討はここでは省略するが、

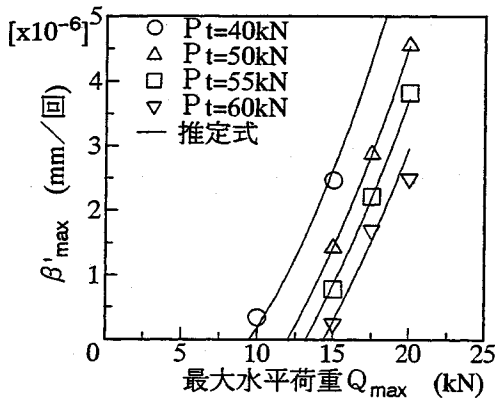


図-16 水平荷重の変位進み係数への影響

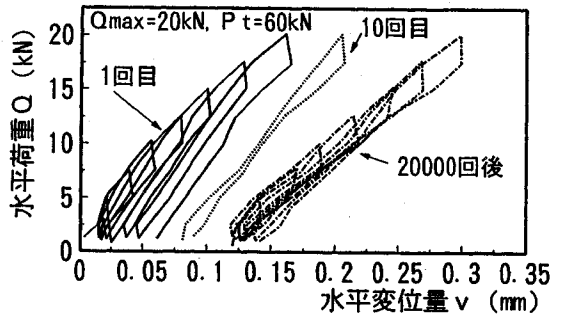


図-17 繰返し載荷時の荷重-変位関係の変化

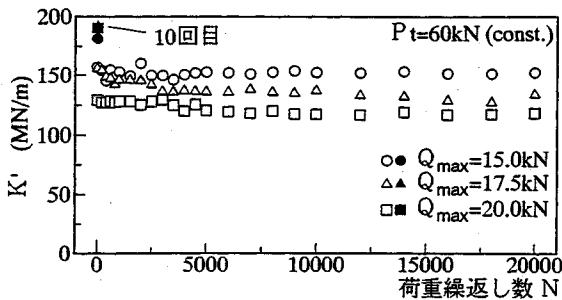


図-18 繰返し載荷時の道床横ばね係数の変化

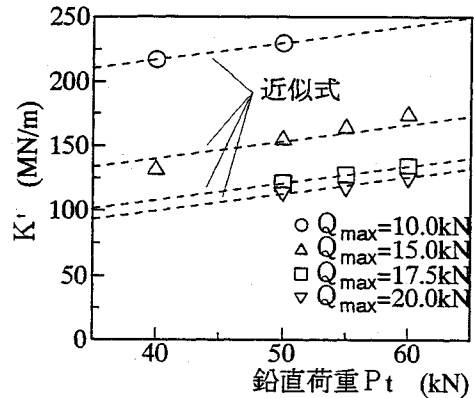


図-19 鉛直荷重の道床横ばね係数への影響

水平変位量についても鉛直変位量と同様な関係にある。そこで、前章同様 v_{max} の増分割合が一定である部分を荷重繰返し数に対して直線近似し、その近似直線の傾きを β'_{max} 、 y 切片を a'_{max} とする(図-14参照)。まず、 Q_{max} を横軸に a'_{max} を縦軸にとり、各 P_t 別に図-15に示す。図から、最大初期変位量 a'_{max} は Q_{max} の増加に伴い増加する傾向にあること、および Q_{max} の影響度と比較すると初期変位量に対する P_t の影響度はかなり低いことがわかる。次に、 Q_{max} を横軸に β'_{max} を縦軸にとり、各 P_t 別に図-16に示す。図から、変位進み係数 β'_{max} は Q_{max} の増加および P_t の減少に伴い増加することがわかる。

(2) 繰返し載荷による変形機構の変化

繰返し載荷による変形挙動の推移の例として、図-17に $Q_{max} = 20\text{kN}$ ・ $P_t = 60\text{kN}$ の試験における1回目、10回目および20,000回載荷後の荷重・除荷時の荷重-変位関係を示す。図から、上下方向載荷試験時と同様繰返し載荷初期には塑性傾向の強い弾塑性状態を呈するが、荷重繰返し数が増加するにつれ

て弾性化が進行することがわかる。また、負荷曲線の形は荷重繰返し数が増加しても直線的であり、上下方向載荷試験時のように繰返し載荷に伴い非線形性が強まる傾向は見られない。このため、漸進変位過程における左右方向の変形挙動では、上下方向と異なり Q_{max} 以下の荷重状態に対して、ほぼ一定の変形機構にあると考えられる。

次に、繰返し載荷に伴う道床部の構造的特性の変化を検討するため、荷重-変位関係をここでは線形と仮定し、実際の負荷曲線に対して近似を行った。この際、負荷曲線の接線係数を道床横ばね係数 K' として定義した。なお、従来から K' は、まくらぎの滑動に対する道床部の横抵抗力を表現するものであり、まくらぎ端面および側面における抵抗力と、まくらぎ下面における摩擦力の合力であると考えられている⁷⁾。一例として、 $P_t = 60\text{kN}$ の場合の荷重繰返し数に対する K' の推移を、 Q_{max} ごとに図-18に示す。図から、 K' は繰返し載荷に伴い減少すること、および上下方向(図-10参照)と比較した場合かなり速く一定値に収束する傾向にあることがわかる。次に、 K' の収束値を縦軸に、 P_t を横軸にと

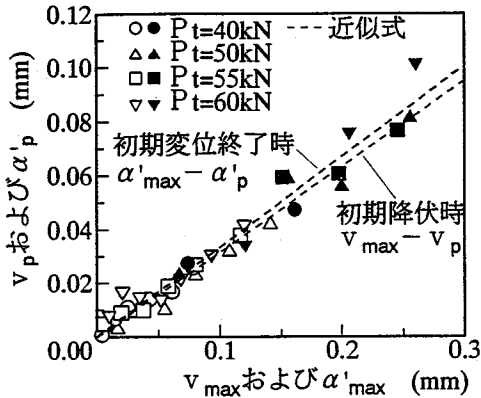


図-20 初期変位過程における塑性変形傾向

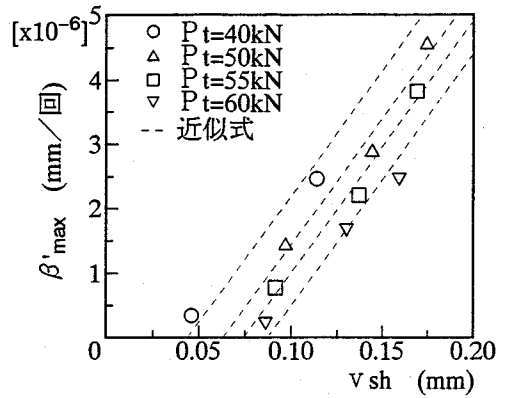


図-21 漸進変位過程における塑性変形傾向

り Q_{max} ごとに図-19に示す。図から、 K' は P_t の減少および Q_{max} の増加に伴い減少する傾向にあることがわかる。

(3) 変位振幅量に基づく塑性変形傾向

前章同様塑性変形傾向について、まず初期変位過程に対する検討から行う。図-20に初期降伏時の最大変位量 v_{max} と残留変位量 v_p の関係を白マークで、最大初期変位量 α'_{max} と残留初期変位量 α'_p の関係を黒マークで、それぞれ P_t ごとに示す。図から、 α'_{max} と α'_p の関係にはばらつきがあるものの、 v_{max} と v_p 、および α'_{max} と α'_p はそれぞれ P_t と無関係にほぼ同一の1次関係にあることがわかる。そこで、最大変位量と残留変位量の間を原点を通る直線で近似すると、次式のようになる。

$$v_p = 0.317v_{max} \quad (6)$$

$$\alpha'_p = 0.335\alpha'_{max} \quad (7)$$

上式より、初期降伏時よりも初期変位過程終了時の係数の方が繰返し载荷の影響により多少大きいこと、および両者ともほぼ v_{max} および α'_{max} の約30%強が残留変位量となることがわかる。また、両式の係数の差が小さいことから、初期変位過程は上下方向の場合よりも比較的少ない荷重繰返し数で終了すると推定される。

次に、漸進変位過程に対する検討を行う。前章同様漸進変位過程の1回の荷重・除荷で生じる残留変位量は β'_{max} で表される。一方、荷重時の荷重-変位関係は線形であるため、変位振幅量は式(8)により求められる。

$$v_{sh} = Q_{max} / K' \quad (8)$$

そこで、 v_{sh} を横軸に、 β'_{max} を縦軸にとり図-21に示す。図から、 v_{sh} の増加に伴い β'_{max} も増加すること、および v_{sh} が同程度であれば β'_{max} は P_t の増加に伴い減少する傾向にあることがわかる。

以上の結果から、前章同様左右方向の変形においても、変位振幅量が大きくなれば除荷時に残留変位を生じることがわかる。また、上記のように、初期変位過程と漸進変位過程で塑性変形傾向に対する P_t の影響度が異なるのは、初期の圧縮変形よりも1回の塑性変形量のかなり小さいせん断変形時に P_t の影響が表面化するためであると考えられる。

6. 道床部変形量の予測モデル

保守直後の軌道の初期不整状態や、軌道狂い進みの程度を予測することは、経済的な軌道構造の設計や効率的な維持管理を行うために重要である。この場合、軌道の保守周期からみれば初期変位過程は瞬時的な変形挙動に近いと見做すため、初期変位量(式(2)の α) は、軌道の初期不整の程度を表現することになる。一方、変位進み係数(式(2)の β) は、従来考えられてきたように軌道狂い進みの程度を表現する。このため、以下では最大初期変位量と最大変位進み係数の予測手法を提案する。

(1) 上下方向変形量の予測モデル

まず a_{max} を推定する。図-22に、初期降伏時の負荷曲線と $P_{max} - a_{max}$ の関係を示す。図から、初期降伏時の負荷曲線と $P_{max} - a_{max}$ の関係は、 $P_{max} = 20kN$ 程度で分離する傾向にあることがわかる。これは、 P_{max} が $20kN$ より小さい場合には、初期降伏時に初期変位過程は終了しその後は急激な変形が生じないことを示唆するものである。一方、 P_{max} が $20kN$ より大きい場合には、初期降伏時の負荷曲線から $P_{max} - a_{max}$ の関係へと、繰返し载荷に伴って次第に u_{max} が増加していくことを示唆しており、初期変位過程における u_{max} の急激な増加現象を表している。したがって、各 P_{max} に対応する a_{max} は、

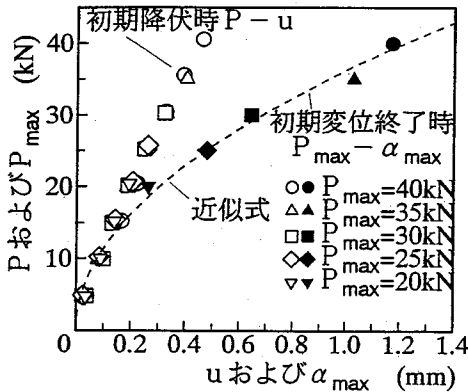


図-22 初期変位過程における荷重-変位関係

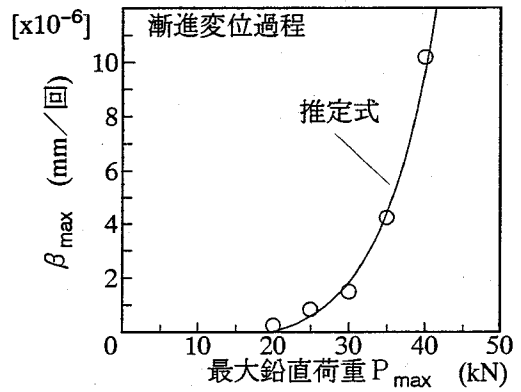


図-23 鉛直荷重の変位進み係数への影響

図中点線のように表されると考えられ、この関係をべき乗と仮定して近似すると、式(9)のようになる。

$$\alpha_{max} = 7.60 \times 10^{-4} P_{max}^{2.0} \quad (9)$$

なお、 $P_{max} - \alpha_{max}$ の関係は初期降伏時の負荷曲線と異なり、実際の $P - u$ 関係の負荷曲線を示しているのではないことに留意する必要がある。

次に β_{max} を推定する。第4章の検討結果から、漸進変位過程の変形挙動を推定するには、以下のことを考慮する必要のあることがわかっている。

- ①繰返し载荷による負荷曲線の傾きの変化を考慮した荷重-変位関係
- ②粗粒材としての道床部の材料特性を評価した変位振幅量と残留変位量の関係から得られる塑性変形特性

まず、①に関して K_{sh} を推定する。このため、図-11に示す K_{sh} を P_{max} の1次関数と仮定して近似を行う。この近似結果を図中に点線で示すとともに、式(10)に示す。

$$K_{sh} = -9.41 \cdot P_{max} + 6.28 \times 10^2 \quad (10)$$

一方、②に関係する変位振幅量 u_{sh} と β_{max} は、図-13に示す関係にある。本研究では β_{max} を u_{sh} の2次関数と仮定して近似し、図中に点線で示すとともに、式(11)に示す。

$$\beta_{max} = 2.31 \times 10^{-7} - 2.98 \times 10^{-5} u_{sh} + 5.60 \times 10^{-4} u_{sh}^2 \quad (11)$$

この結果、 β_{max} は式(5)、式(10)、式(11)から繰返し荷重強度 P_{max} により式(12)のように推定できることになる。

$$\beta_{max} = a - b \frac{P_{max}}{c \cdot P_{max} + d} + e \left[\frac{P_{max}}{c \cdot P_{max} + d} \right]^2 \quad (12)$$

$$\begin{aligned} \text{ここで、} \quad a &= 2.31 \times 10^{-7} & d &= 6.28 \times 10^2 \\ b &= 2.98 \times 10^{-5} & e &= 5.60 \times 10^{-4} \\ c &= -9.41 \end{aligned}$$

式(12)による推定値を図-23に実線で示し、実測

値と比較する。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、推定式が軌道の設計上想定される荷重範囲 ($P_{max} = 20 \sim 40 \text{kN}$) において有効であることがわかる。また、推定曲線が横軸と交わる点 (x切片) が $P_{max} = 20 \text{kN}$ 程度となることから、初期変位過程終了時には、繰返し载荷により塑性変形の進行が発生しない P_{max} の領域の生じることがわかる。なお、この x 切片は、従来「閾値¹⁹⁾」と称されてきた沈下の進行に対して有効に働く道床圧力の下限値を表現するものであると考えられる。

以上のことから、 P_{max} が 20kN 程度以下の場合には初期変位量のみを予測すればよく、 P_{max} が 20kN 程度以上の場合には初期変位量、変位進み係数とも予測する必要のあることがわかる。

(2) 左右方向変形量の予測モデル

まず α'_{max} を推定する。図-24に、初期降伏時の負荷曲線と $Q_{max} - \alpha'_{max}$ の関係を P_t ごとに示す。図では、 P_t ごとに初期降伏時の負荷曲線が異なるため、上下方向のように特定の分離点は見いだせないが、基本的な傾向は図-22と同様である。このため、 P_t の影響度が α'_{max} に対して低いことを考慮し、上下方向と同様に $Q_{max} - \alpha'_{max}$ の関係をべき乗と仮定して近似すると、式(13)のようになる。

$$\alpha'_{max} = 1.24 \times 10^{-3} Q_{max}^{1.8} \quad (13)$$

なお、この近似結果を図-15、図-24に点線で示す。

一方、 β'_{max} を推定する際の留意点に関しても、第5章の検討結果から上下方向と同様であることがわかる。このため、まず道床横ばね係数 K' を推定する。前述のように K' は道床部の横抵抗力を表すことから、繰返し载荷に伴う K' の低下は、まくらぎ/道床バラスト間の摩擦力の減少と、まくらぎ端部等で道床部が有する抵抗力の減少に起因すると考

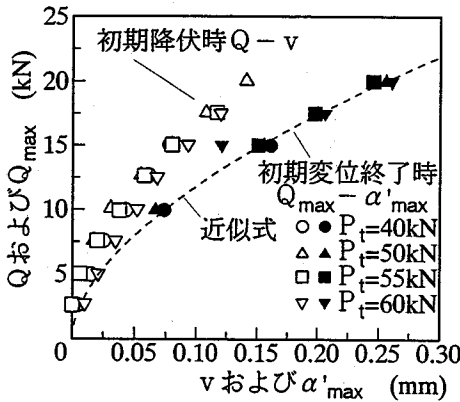


図-24 初期変位過程における荷重-変位関係

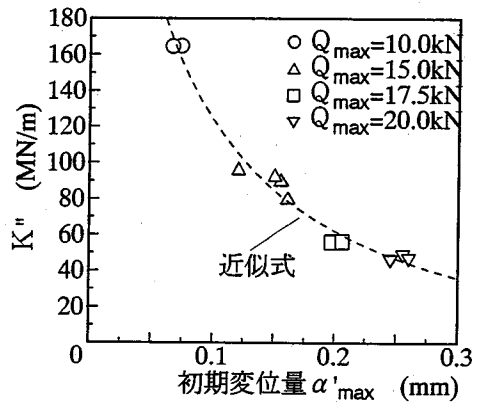


図-25 K'' と初期変位量の関係

えられる。そこで、摩擦力の影響から検討する。 Q_{max} 一定の場合の P_t に対する K' の増加割合を、まくらぎ/道床バラスト間の摩擦係数 μ として定義すると、 μ は繰返し載荷が充分行われた場合、 Q_{max} や P_t に無関係に一定値に収束すると考えられる。このため、図-19の $K' - P_t$ 関係に対して Q_{max} 別に近似直線を引き、その傾きを平均すると $\mu = 1.30$ になる。図-19の点線は、 $\mu = 1.30$ とした場合の近似直線であり、図から近似直線はデータの傾向を充分捉えていることがわかる。次に、端部の抵抗力の影響について検討する。 K' から摩擦抵抗力に起因するばねの剛性分を式(14)のように除いた場合、 K'' はまくらぎ端部等で道床部が有する抵抗力を近似的に表現する。

$$K'' = K' - \mu P_t \quad (14)$$

K'' の大小は、端部等が繰返し載荷によりどの程度乱されたかに影響されるため、初期変位量と関係づけるのが適当である。このため、 K'' と α'_{max} の関係を図示すると図-25のようになり、 K'' は α'_{max} の増加に伴い減少することがわかる。両者間の関係を双曲線近似すると、図中の点線および式(15)のようになる。

$$K'' = -26.4 + \frac{21.5}{\alpha'_{max} + 0.0427} \quad (15)$$

この結果 K' は式(13)～式(15)により推定可能となる。

次に、塑性変形特性を表す変位振幅量 v_{sh} と β'_{max} の関係を図-21から推定する。この際、本研究では、両者間の関係を同一の傾きを有する直線群と仮定して P_t 別に近似した。近似結果を図-21中に点線で示すとともに、式(16)に示す。

$$\beta'_{max} = 3.90 \times 10^{-5} v_{sh} - (8.38 \times 10^{-8} P_t - 1.67 \times 10^{-6}) \quad (16)$$

この結果、 β'_{max} は式(8)、式(13)～式(16)から繰

返し荷重強度 Q_{max} と P_t により式(17)のように推定できることになる。

$$\beta'_{max} = a \frac{Q_{max}}{K'' + \mu P_t} - (b \cdot P_t - c) \quad (17)$$

$$\text{ここで、} a = 3.90 \times 10^{-5} \quad c = 1.67 \times 10^{-6} \\ b = 8.38 \times 10^{-8}$$

式(17)による推定値を図-16に実線で示し、実測値と比較する。図から、上下方向と同様、推定式が軌道の設計上想定される荷重範囲($Q_{max} = 10 \sim 20 \text{ kN}$)において有効であることがわかる。また、各推定曲線のx切片の傾向から、初期変位過程終了時には繰返し載荷により塑性変形の発生しない Q_{max} の領域が、 P_t に依存して生じることがわかる。

7. まとめ

本研究では、実物大載荷試験結果をもとに従来の軌道破壊理論では十分な検討がなされていない道床部の繰返し変形特性に関して、粗粒材としての材料特性を考慮し実用的な観点から検討した。検討の結果得られた知見を要約すると、以下のようになる。

- (1) 初期変位過程は、繰返し載荷初期における道床部の構造変化に伴い、ヒステリシス・ループが弾性化しながらその形を変えていく過程であり、繰返し荷重強度に依存した割線ばね係数の低下および残留変位量の増加により急激な変形が生じる。
- (2) 漸進変位過程は、繰返し載荷により道床部の構造的特性が安定状態にある場合の変形挙動であり、繰返し荷重強度以下の荷重に対して変形は弾性的あるいは残留変位量の微少な増加に伴い漸進的となる。しかし、繰返し荷重強度より大きな荷重が載荷された場合には、再び強い塑性傾向を示し変形は急進的となる。
- (3) 上下方向の負荷曲線の形は、繰返し載荷初期に

荷重繰返し数の増加に伴い非線形性が徐々に強まる傾向にあるが、左右方向の負荷曲線の形は繰返し載荷が進んでも線形関係にある。

(4) 変形機構の如何によらず道床部の変形では、残留変位量の進行率と変位振幅量に相関関係がある。この場合、初期変位過程では両者は比例関係にあるが、漸進変位過程では塑性変形の進行が生じない変位振幅量が荷重条件に応じて存在する。このため、初期変位過程における残留変位量の増加が終了すれば、それ以上塑性変形の進行しない荷重強度の上限がある。

(5) 初期変位量は繰返し荷重強度と式(9)や式(13)のようにべき乗関係で近似できる。また、変位進み係数はばね係数と塑性変形傾向の点から荷重条件と式(12)や式(17)のような関係にある。これらの関係に基づき提案した最大初期変位量と最大変位進み係数の予測手法は、軌道の設計上想定される荷重範囲において有効である。

粗粒材の変形挙動を考えた場合、供試体の密度や粒子破碎の程度はその変形特性にかなり影響する。今回の検討では、密度に関する十分な情報は得られていないが、試験結果のばらつきを考えると、試験に用いた保守方法による締固め状態のばらつきは比較的少ないと考えられる。また、繰返し載荷に伴う粒子破碎の程度は微量であり、粒子破碎の伴わない良好な状態で試験が行われたと考えることができる。したがって、今回提案した予測手法は、路盤条件やまくらぎの形状等の構造条件に依存したものであるが、定性的な側面におけるその推論の過程は他の構造条件に対しても十分な意味をもつものであり、軌道構造の設計・維持管理上その利用価値は充分あると考えられる。

一方、推定式の誘導上用いた仮定の理論的意味を明確にし、任意の荷重条件および構造条件に対して本予測手法の一般化を図る際の研究課題としては、検討結果から以下のようなものが明確になった。

(1) 荷重-変位関係(ばね係数)が繰返し載荷や荷重状態により変化すること、および上下方向と左右方向で漸進変位過程の変形特性が異なることを、繰返し載荷に伴う道床部の構造特性の変化や負荷時の道床部の変形機構との関連性から明らかにする。

(2) 変位振幅量と残留変位量の進行率の具体的な意味づけや、上下方向と左右方向で塑性変形傾向が異なる要因を、道床バラスト粒子の変位傾向や道床部の応力状態に着目して明らかにする。

(3) 路盤圧力の分布傾向や増加傾向が繰返し載荷や荷重状態により変化することを、道床部の応力状態

やまくらぎの支持状態から明らかにする。

今後、上記の研究課題に対する検討を継続し、軌道破壊理論の適正化・深度化に寄与する考えである。

謝辞:本研究を行うにあたり、京都大学防災研究所 嘉門雅史教授、京都大学工学部 大西有三教授、東京大学生産技術研究所 龍岡文夫教授、(財)鉄道総合技術研究所 内田雅夫氏、長藤敬晴氏には貴重なご助言を頂きました。ここに、感謝の意を表します。また、試験およびデータ整理などに協力して頂いた(財)鉄道総合技術研究所 堀池高広氏、小倉英章氏に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 佐藤 裕: 軌道力学, 鉄道現業社, p. 50, 1964.
- 2) M.J.Shenton: Ballast deformation and track deterioration, *Track Technology*, pp.253-265, 1985.
- 3) J.Eisenmann, G.Leykauf and L.Mattner: Deflection and settlement behaviour of ballast, *Proc Int Cnf Heavy Haul Railway 5th*, pp.193-199, 1993.
- 4) 佐藤吉彦: 新軌道破壊理論の構成, 鉄道技術研究所速報, No. 77-47, 1977. 6.
- 5) 尾高達男, 佐藤吉彦: 軌道破壊理論(III)の提案と車両条件の影響の検討, 土木学会第40回年次学術講演会 IV-37, pp. 73-74, 1985. 9.
- 6) 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, 1992. 11.
- 7) 石川達也, 内田雅夫, 小倉英章: 有道床軌道の左右方向の軌道強度の定量化に関する検討, 鉄道総研報告, Vol. 7 No. 8, pp. 33-40, 1993. 8.
- 8) 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.
- 9) 岡部二郎: バラスト支持力の実験的研究(上), 鉄道線路, pp. 5-10, Vol. 9 No. 8, 1961. 8.
- 10) Gillian M.Norman and Ernest T.Selig: Ballast performance evaluation with box tests, *AREA*, No.692, pp.207-239, 1983.
- 11) Raymond, G.P. and Bathurst, R.J.: Performance of large-scale model single tie-ballast systems, *Transportation Research Record*, No.1131, pp.7-14, 1987.
- 12) R.Janardhanam and C.S.Desai: Three-dimensional testing and modeling of ballast, *Proc. of ASCE*, No.109, pp.783-796, 1983.
- 13) Harry E.Stewart: Permanent strains from cyclic variable-amplitude loadings, *Proc. of ASCE*, No.112, pp.646-660, 1986.
- 14) 大島洋志: 道床バラストの石質と技術的問題点, 鉄道総研報告, Vol. 4 No. 4, pp. 18-26, 1990. 4.
- 15) 桜井 孝, 高橋昭教: 三軸圧縮試験における硬岩の変形特性, 鉄道技術研究所速報, No. 82-155, 1982. 12.
- 16) 山口義信, 家田 仁: 軌道走行路の劣化特性モデルについて, 土木学会第43回年次学術講演概要集IV-253, pp. 526-527, 1988. 9.

(1994. 8. 23 受付)

CYCLIC DEFORMATION CHARACTERISTICS OF RAILROAD BALLAST IN FULL-SCALE TESTS

Tatsuya ISHIKAWA and Akira NAMURA

In order to elucidate the phenomenon observed in ballasted track that irregularity of rail level accumulates in terms of the plastic deformation of railroad ballast, vertical and horizontal cyclic loading tests of constant load amplitude were performed with full-scale track. As a result, it was revealed that an effective estimation of the deformation of railroad ballast needs considering coarse granular materials as its material property. Besides, the deformation properties were quantified by test results, and a method to predict deformation quantity of railroad ballast was proposed, which has high utility value for design and maintenance of track structure.