

各種沈下量推定式を用いたバラスト軌道設計結果の比較

山崎 雅仁* 古川 敦 (財団法人 鉄道総合技術研究所)

Design Result of Ballasted Track Structure by Various Prediction Methods of Track Irregularity Growth

Masahito Yamazaki*, Atsushi Furukawa, (Railway Technical Research Institute)

The plastic deformation of ballasted track structure caused by train running gives rise to so-called track irregularity. It is necessary to predict track irregularity growth for reasonable design of ballasted track. For this purpose we aim at the precision improvement of the prediction method for Track Irregularity growth, and include the quantity of new subsidence estimate type that we suggested and compare of various prediction methods and we use these and design the trial of the ballasted track structure and consider the influence that the prediction method of track irregularity growth that there is gives structure decision of the ballasted track.

キーワード：軌道変位進み，軌道変位進み予測モデル，輪重変動，継目衝撃率，性能照査

Keywords：Track Irregularity Growth, Prediction Method for Track Irregularity Growth, Wheel Load Variation, Joint Impact Rate, Performance Collation

1. はじめに

バラスト軌道では、列車の走行とともに軌道に塑性変形が生じ、いわゆる軌道変位（軌道狂い）が発生する。その軌道変位の保守作業はバラスト軌道全体の維持管理費の中で大きな割合を占めている。そのため、軌道保守量を算出するには、バラスト軌道の沈下量を把握する必要があることから、これまでに様々な沈下量推定式が提案されている。

また、バラスト軌道において保守計画の作成や、列車の高速化や新設線の建設等に伴う軌道構造の設計を行う上で、ライフサイクルコストの削減が望まれており、経済的な軌道保守を実現するためにもバラスト軌道の沈下量の予測精度の向上が必要不可欠である。

本論文では、バラスト軌道の沈下量予測の精度向上を目指し、筆者らが提案した新しい沈下量推定式^{1),2)}を含め、各種沈下量推定式を比較するとともに、これらを用いてバラスト軌道の試設計を行い、各沈下量推定式が軌道構造の決定に与える影響について考察する。

2. 各種軌道沈下推定式の特徴

これまでに提案されている軌道沈下推定式とその特徴を述べる。

(a) 軌道破壊理論

軌道破壊理論は、軌道構造の強度を定量的に表すために

1960年にまとめられたものである³⁾。このモデルは、軌道沈下量がまくらぎ下面圧力と道床振動加速度の積に比例するという理論式を基本としており、軌道構造条件と列車荷重条件を用いて、軌道強度の相対的な評価が非常に簡明に行えるという特徴がある。また、路盤沈下は考慮されていない。

軌道破壊理論では道床沈下の尺度として破壊係数 Δ を次のように定義している。

$$\Delta = L \times M \times N \quad (1)$$

ここで、 Δ ：破壊係数 L ：荷重係数 M ：構造係数
 N ：状態係数

構造係数 M は軌道沈下に対する抵抗力を表すものであり、値は絶対値ではなく基準とする軌道構造との比で表す。構造係数の基準となる軌道構造は、昭和35年当時の国鉄幹線の基本的軌道構造である50PSレール・PCまくらぎ44本/25m・道床厚200mmとし、その他の軌道構造の構造係数および沈下量は、この軌道構造を1としたときの比で表される。

(b) 軌道破壊理論 (II)

軌道破壊理論 (II) は、(a) の軌道破壊理論に加えて、輪重、レール圧力、道床圧力、道床振動を計算する手法を示し、路盤を含めた軌道設計のための沈下推定式である⁴⁾。この推定式では軌道、車両の諸特性値を与えることにより道床および路盤の沈下量が各々計算され、軌道全体の沈下

量は両者を合算して得られる。また、沈下量は通過軸数に比例するが、推定式に用いられる係数は、1970 年代に行われた軌道変位進みの実態調査の結果に合うように決められている。式 (2) に示す高低変位進み δ は道床沈下 δ_b 、路盤沈下 δ_s を合計したものである。式 (3)、(4) に道床沈下量 δ_b 、路盤沈下量 δ_s の算出式を以下に示す。

$$\delta = \delta_b + \delta_s \quad (2)$$

$$\delta_b = B \frac{n\alpha}{2.83} \cdot \frac{1}{M} \cdot \left(\frac{A}{\pi}\right)^{0.5} \cdot \left(\frac{m_0}{2}\right)^{0.5} \cdot (EI)^{-0.375} \cdot D^{0.25} \cdot D_1^{0.625} \cdot a^{1.125} \cdot W \cdot V \cdot \{1 + 5.5 \cdot \left(\frac{A}{\pi}\right)^{0.5} \cdot \left(\frac{m_0}{2}\right)^{0.5} \cdot (EI)^{0.125} \cdot D^{-0.25} \cdot D_1^{0.625} \cdot a^{-0.375} \cdot \frac{V}{W}\} \quad (3)$$

$$\delta_s = kN^{\varepsilon p^{1.5}} \quad (4)$$

$$\alpha = \frac{1}{1 - \frac{D_2}{M} \cdot \left(\frac{m_0}{2}\right) \cdot K} \quad (5)$$

ここで、B：係数、n：軸荷重の繰返し数、

M：(まくらぎ+道床+路盤)の質量、 M_0 ：ばね下質量 (1 軸分)、A：車輪/レール間凹凸の振幅を表す係数、EI：レールの曲げ剛性、D：レール支持ばね係数 (1 レール締結装置当たり)、 D_1 ：動的レール支持ばね係数 (1 レール締結装置当たり)、 D_2 ：路盤ばね係数 (1 レール締結装置当たり) a：まくらぎ間隔、W：静的輪重、K：軌道ばね係数、V：走行速度、k：最初の載荷による沈下に相当する係数、N：繰返し数 $= 1/10n$ 、 ε ：土質によって定まる係数、p：圧力変動

※単位は全て cm, kg, sec を使用する。

(c) 軌道変位進み予測 S 式 (以下、「S 式」という。)

1970 年代に行われた軌道変位進みの実態調査から、線区別、軌道構造別、列車運行条件別の軌道変位進みを求めて統計解析によって各因子の効果を推定したものである⁵⁾。S 式を式 (6) に示す。

$$S = 2.1 \times 10^{-3} \cdot T^{0.35} \cdot V \cdot M \cdot B \cdot R \quad (6)$$

ここで、S：高低変位進み (mm/100 日)

T：通過トン数 (百万トン/年)

V：線区の平均速度 (km/h)

M：構造係数 B：継目係数 R：路盤係数

(d) 現在の鉄道構造物等設計標準・同解説 [有道床軌道] (案)⁶⁾ (以下、「設計標準」という。)

現行の設計標準で用いられている推定式は、軌道の塑性変形はレール継目部のみで発生し、継目部での変形量は軌道変位の標準偏差の 6 倍であると仮定するモデルである。高低変位の具体的な算出方法は、(2) の方法と同様に道床上下変位量と路盤上下変位量の推定値の合計で求める。道床上下変位量は、変動荷重を考慮したまくらぎ下面圧力および軌道構造の違いによる道床部振動特性の差異を考慮し

た道床振動加速度係数から求められる。算出式を式 (7) ~ 式 (11) に示す。

$$\beta_{yi} = \beta_{ybi} + \beta_{ysi} \quad (7)$$

$$\beta_{byi} = a \cdot (p_t - b)^2 \cdot \ddot{y} \quad (8)$$

$$\beta_{syi} = a \cdot P_{smean}^b \cdot q_c^c \quad (9)$$

$$\delta_y = \sum \beta_{yi} \quad (10)$$

$$\Delta \sigma_{ycal} = \delta_y / (6T) \quad (11)$$

ここで、 β_{yi} ：1 軸当りの上下変位量、 β_{ybi} ：1 軸当りの道床上下変位量、 β_{ysi} ：1 軸当りの路盤上下変位量、 P_t ：まくらぎ下面圧力、 $\ddot{y}$ ：道床振動加速度係数、a, b, c：係数、 P_{smean} ：平均路盤圧力、 q_c ：路盤のコーン貫入抵抗値、 δ_y ：上下変位量、 $\Delta \sigma_{ycal}$ ：高低変位進み、T：保守周期

(e) 筆者らが提案する新しいモデル

筆者らが提案する推定式は (d) を改良し、レール継目部では中間部と比較して、継目部で輪重変動が発生することに着目し、継目部と中間部との塑性変形量の差を軌道変位と考えるモデルである。式 (12) に示すように、継目部で発生する塑性変形量 δ_{y1} から中間部で発生する塑性変形量 δ_{y0} を差し引いたものを高低変位 δ_y とする。両者の塑性変形量の算出法は、(4) と同様に道床沈下量と路盤沈下量を合わせて求める。ただし、式 (15) に示す道床沈下量の算出については、実物大バラスト軌道模型試験の結果に基づいた新たなモデルを採用している²⁾。なお、文献 7) で路盤剛性が低くなるほど路盤圧力分布が広がることが指摘されているため、 k_{30} 値に応じて路盤ばね係数を変化させることとする。また、まくらぎ下面圧力の算出に関係する変動輪重は中間部については式 (16)、継目部については式 (17) で算出する。これは両者の差は継目部のレールの凹凸によって発生する輪重変動 ΔP_{unsp} にあるとの考えに基づいている。 ΔP_{unsp} の算出式は式 (18) に示す。なお、式中の η は個々の継目の凹凸の状態を表す変数として「継目衝撃率」と定義している。

$$\delta_y = \delta_{y1} - \delta_{y0} \quad (12)$$

$$\delta_{yj} = \sum \beta_{yji} \quad (j = 0, 1) \quad (13)$$

$$\beta_{yji} = \beta_{yjbi} + \beta_{yjsi} \quad (j = 0, 1) \quad (14)$$

$$\beta_{bjyi} = a \frac{P_t}{K} \quad (j = 0, 1) \quad (15)$$

$$P_{dy0} = P_{st} + 3 \times \Delta P_{sp} \quad (16)$$

$$P_{dy1} = P_{st} + 3 \times \Delta P_{sp} + \Delta P_{unsp} \quad (17)$$

$$\Delta P_{unsp} = P_{st} \times \eta \cdot V / 100 \quad (18)$$

ここで、a：係数、 P_t ：まくらぎ下面圧力、K：単位まくらぎ下面積あたりの軌道ばね係数、 P_{dy0} ：中間部での変動輪重、 P_{dy1} ：継目部での変動輪重、 P_{st} ：静止輪重、 ΔP_{sp} ：

軌道変位に起因した変動輪重、V：列車速度

3. 軌道沈下推定式を用いた計算結果の比較

(3-1) 高低変位進み量の比較

前述の各軌道沈下推定式による結果を比較するために、実際の高低変位進みデータを用いて検証を行った。分析対象区間は、在来線ロングレールの直線区間（年間通過トン数約1,100万トン/年、内訳：貨物9割、特急及び旅客1割、設計最高速度130km/h）である。予測を行った推定式は、(b)～(e)の4つである。

図1は、分析対象線区の軌道保守の翌日に行った軌道検測による10m弦正矢高低変位を0としたときの、軌道保守後の通過トン数と高低変位進み（高低変位振幅の増加分）との関係を示したものである。破線は継目毎の高低変位進みの推移を表している。また、図中には、(b)～(e)の沈下推定式による予測値の関係を併せて示す。なお、高低変位の全振幅で比較するために(d)の設計標準の予測値は高低変位の標準偏差の6倍としている。また、(e)の新モデルにおいて継目衝撃率 η は実際の輪重の確率分布から求めた95%確率値の0.47を用いている⁸⁾。

これらの図から、実際の軌道変位はまず急進的な初期沈下が起こり、その後の進みは漸進的であることがわかる。そのため、(d)のS式の非線形モデルが傾向としては実測

値に近い。ただし、初期沈下はばらつきが大きく、S式を用いても正確な予測は難しい。

そこで、初期沈下が落ち着いてから軌道変位進みがどのように進行するかを検討するために、図1と同条件で、軌道保守から約200万トン通過後の高低変位を初期値0としたときの高低変位進みを図2に示す。

初期沈下収束後の軌道変位進みの実測値は、通過トン数に対しほぼ比例していることがわかる。予測モデルと比較すると(c)S式は、通過トン数の0.35乗に比例して軌道変位が進むため、初期沈下過程では実態に合った予測値を与えるが、通過トン数が増えるにつれて過小評価となる。一方、(d)の設計標準のモデルは、通トンに対し高低変位進みが比例関係である点は実測値と同様であるが、予測結果は過大評価となっている。(b)の軌道破壊理論(II)と実測値の95%確率の継目衝撃率 η を用いた(e)の筆者らの予測モデルでは、ほぼ軌道変位進みの最大値を推定できている。

(3-2) 軌道構造の照査

軌道構造を設計し、安全性を照査するためには、定められた保守周期で軌道状態が目標とする保守レベルが維持されることを確認する必要がある。具体的には、保守後の高低変位の下限值、保守周期間の高低変位進みを基に、保守周期内に高低変位が許容される上限値を超過しないかどうかを確認する。つまり、高低変位進みの推定式の差異が軌道構造の決定に大きく影響すると言える。

ここで、前述の各軌道沈下推定式を用いて軌道構造の設計を行い、算出される高低変位進みから決まる軌道構造の比較を行った。例として、まくらぎ敷設本数と道床厚を変数としたときの高低変位進みを算出した。軌道構造に応じて高低変位進みは増減するので、設計においては、保守周期によって決まる高低変位進みの許容値以下となるような軌道構造を決定する必要がある。計算条件を表1に示す。また、比較項目は表2に示すように、道床厚とまくらぎ本数に関して、それぞれ3条件ずつ算出した。

表1 計算条件

※軌道構造条件	
線形	直線ロングレール
軌間	1067mm
レール	50N
まくらぎ	PC3号41本/25m
道床厚	250mm
路盤強度	k_{30} 値 110,30 MN/m ³
※列車運行条件	
走行車両	単一種類の車両
列車速度	120 km/h
軸重	98kN(10t), 147kN(15t)
通過トン数	2,000 万 t/年
※軌道保守条件	
許容される高低変位の上限値	25mm (2級線相当)
保守後の高低変位の残存率	0.45
保守周期	1年, 2年

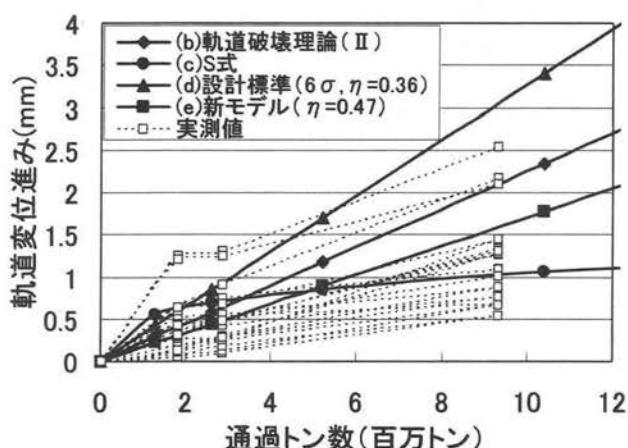


図1 軌道変位進みの実測値と予測値の比較

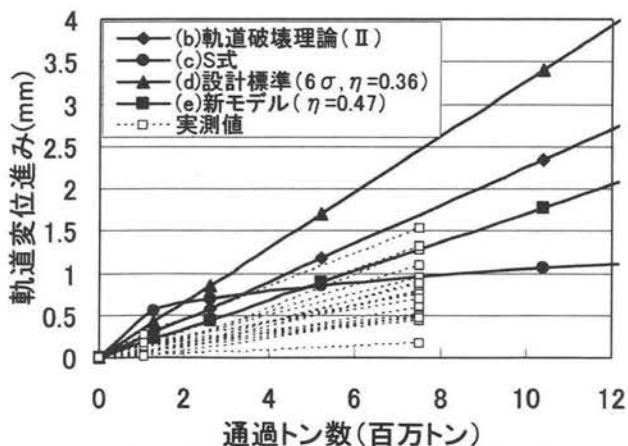


図2 約200万トン通過後を初期値とする軌道変位進みの実測値と予測値の比較

表2 比較条件

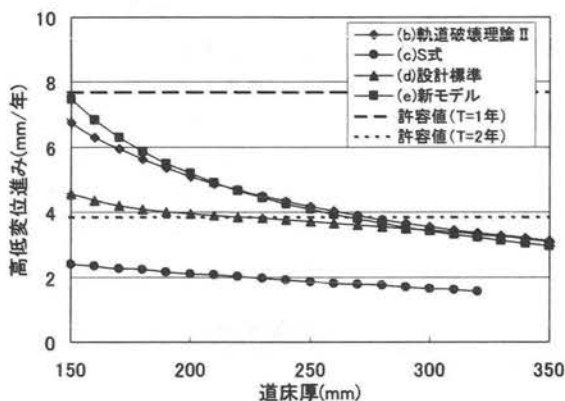
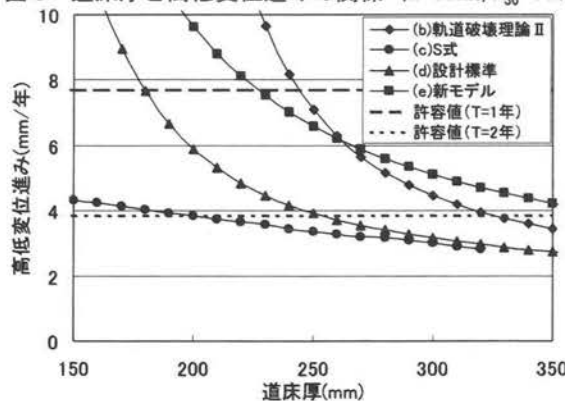
[1] 道床厚と高低変位進み	
①軸重 98kN, k_{30} 値 110 MN/m ³ (図3)	
②軸重 147kN, k_{30} 値 110 MN/m ³ ...軸重影響	
③軸重 98kN, k_{30} 値 30 MN/m ³ (図4)...不良路盤	
[2] まくらぎ本数と高低変位進み	
①軸重 98kN, k_{30} 値 110 MN/m ³	
②軸重 147kN, k_{30} 値 110 MN/m ³ ...軸重影響	
③軸重 98kN, k_{30} 値 30 MN/m ³ ...不良路盤	

一例として、図3、図4に各推定式によって算出した良路盤と不良路盤時の道床厚と高低変位進みの関係を示す。

次に保守周期を2年とした場合の軌道構造の決定手順を示す。図3を例に考えると、図中の周期2年の高低変位進みの許容値と算出結果との交点が許容される軌道構造となる。つまり、高低変位進みが許容値より小さい値となる道床厚が最低限必要な道床厚となる。例えば、(b)軌道破壊理論Ⅱは280mm、(e)新モデルは270mm、(d)設計標準は230mmと算出できる。また、(c)S式は道床厚150mm以上であれば2年間は許容値に達しない計算となる。同様に、表2に示した条件で最低限必要な軌道構造を算出し、結果を表3および表4に示す。表には、参考として(a)軌道破壊理論によって決められた最適軌道構造³⁾を基に算出した値を併せて示す。

これらの比較結果から各種沈下式の特徴をまとめる。

(b) 軌道破壊理論Ⅱは、不良路盤の場合、路盤沈下量が大きくなるため、高低変位進みは大きくなる。通過トン数が等しい場合、軸重の大きさよりも通過軸数の影響の方が大きい。

図3 道床厚と高低変位進みの関係 (W=98kN, k_{30} =110)図4 道床厚と高低変位進みの関係 (W=98kN, k_{30} =30)

(c) S式は、全体的に高低変位進みは小さいが、不良路盤の場合、高低変位進みは大きくなる。また、通過トン数に依存するので、軸重の大きさは反映されない。

(d) 設計標準は、道床沈下量がまくらぎ下面圧力の2乗の関係にあることから、通過トン数が等しい場合は軸重の大きさの影響が大きい。また、路盤強度の影響は小さい。

(e) 新モデルは、設計標準と比較して軸重の影響は大きくない。また、不良路盤では軌道ばね係数が小さくなり、高低変位進みは大きくなる。

表3 保守周期2年の場合に最低限必要な道床厚

	道床厚		
	良路盤(k_{30} =110MN/m ³)		不良路盤(k_{30} =30MN/m ³)
	98kN	147kN (荷重1.5倍)	98kN
(a) 軌道破壊理論	220mm		
(b) 軌道破壊理論Ⅱ	280mm	240mm	330mm
(c) S式	150mm		
(d) 設計標準	230mm	350mm超	260mm
(e) 新モデル	270mm	280mm	350mm超

表4 保守周期2年の場合に最低限必要なまくらぎ本数

	まくらぎ本数		
	良路盤(k_{30} =110MN/m ³)		不良路盤(k_{30} =30MN/m ³)
	98kN	147kN (荷重1.5倍)	98kN
(a) 軌道破壊理論	39本/25m		
(b) 軌道破壊理論Ⅱ	45本/25m	39本/25m	50本超/25m
(c) S式	30本/25m		
(d) 設計標準	41本/25m	50本超/25m	42本/25m
(e) 新モデル	45本/25m	50本超/25m	50本超/25m

4. まとめ

以上、本報告の内容をまとめると以下のとおりである。

(1) 高低変位進みの実測値と各沈下量推定式による推定値の比較を行った。

(2) 各沈下量推定式を用いた試設計を行い、最低限必要となる軌道構造の比較を行った。

今後も軌道変位進み予測の精度向上を目指し、軌道変位進みの分析を基に予測モデルの検討を進めていきたい。

文 献

- (1) 山崎雅仁, 古川敦:「バラスト軌道の軌道変位進みの予測法の提案」, J-Rail2007, (2007.12)
- (2) 古川敦, 泉英治:「実物大バラスト軌道模型載荷試験による軌道沈下量算定式の導出」, J-Rail2008, (2008.12)
- (3) 佐藤裕:「軌道力学」, 鉄道現業者, (1972.8)
- (4) 平野雅之:「新軌道破壊理論による軌道沈下量の試算」, 鉄道技術研究所速報, (1977.6)
- (5) 杉山徳平:「軌道狂い進みの実態調査とその解析」, 鉄道技術研究報告, No.1081 (1978.7)
- (6) 運輸省鉄道局監修:「鉄道構造物等設計標準・同解説 軌道構造 [有道床軌道] (案)」, (1997.3)
- (7) 大塚勝, 村本勝己, 関根悦夫:「路盤の剛性と路盤圧力分布に関する検討」, 第56回土木学会年次学術講演界論文集, (2001.10)
- (8) 桶谷栄一, 泉英治, 福山幹康:「レール継目部等通過時の衝撃的な輪重・横圧の実態調査と推定法」, J-Rail2007, (2007.12)