

繰返し列車荷重を受ける土路盤強度の 評価方法とその変化

上浦正樹¹・丸山暉彦²・関根悦夫³・安藤勝敏⁴・阿部長門⁵・三浦康夫⁶・三枝長生⁷

¹正会員 工博 北海学園大学教授 工学部土木工学科 (〒064 北海道札幌市中央区南26条西11丁目)

²正会員 工博 長岡技術科学大学教授 環境・建設系 (〒940-21 新潟県長岡市上富岡町1603-1)

³正会員 工博 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 (〒185 東京都国分寺市光町2-8-38)

⁴正会員 工博 (財)鉄道総合技術研究所 軌道技術開発事業部 (〒185 東京都国分寺市光町2-8-38)

⁵正会員 工博 東亜道路工業(株) 技術研究所 (〒232 神奈川県横浜市南区中村町五丁目318)

⁶正会員 日本貨物鉄道(株) 運輸技術部 (〒112 東京都文京区後楽2-3-19)

⁷正会員 日本貨物鉄道(株) 関東支社運輸技術部 (〒112 東京都文京区後楽2-3-19)

本研究は繰返し列車荷重を受ける土路盤の強度変化を継続して測定するために、その評価手法を確立することを第一の目的としている。そのために HFWD (ハンディ型の FWD) を用いて、実際の軌道のまくら木および道床上面から載荷したわみを測定する。次に、有限弾性支承上の梁モデルによる逆解析を用いる解法と道床と土路盤の2層の弾性体として、多層弾性理論によって逆解析による解法からまくら木下のレール支持バネ係数と道床と土路盤の弾性係数を推定する。また、まくら木上で HFWD による載荷を行い直接土路盤上の変位を測定し、この結果と逆解析によって求めた弾性係数を用いて道床バラストと土路盤のレール支持バネ定数を求める。以上の推論に基づき現場試験を行ない、今後の研究の基礎を確立する。

Key Words : roadbed, ballast, Handy Falling Weight Deflectometer (HFWD), train road, modulus of elasticity, multi-layered elastic analysis, strength of roadbed

1. はじめに

鉄道の構造物としては、土路盤上に道床バラストを用いた有道床軌道が一般的である。有道床軌道では、車両の走行により道床バラストや路盤が圧密され密度増加の傾向を示す¹⁾。道床バラストや路盤が圧密されると、軌道面の沈下が発生する。したがって、列車の走行安全性と乗り心地の確保のため、道床バラストを補足し、突固め専用機械で保守を行う。

鉄道構造物設計基準(土構造物)²⁾では「土路盤」は狭義の土路盤と路床から成り立っており、狭義の土路盤では「支持力が大きく圧縮性の小さいふん泥が生じにくい材料でその厚さは路床の軟弱化に伴う噴泥防止のため 30cm としている」とある。土路盤の強度については、同設計基準²⁾で K_{30} 値 11kgf/cm^3 以上と規定されている。しかし、現在のところ車両走行による路盤強度の変化について継続して研究した例はあまりなく、どのような路盤強度を確保すれば軌道面の不陸整正等の保守作業を軽減できるかの検討が進んでいない。この一因としては、列車が走行する営業線軌道の路盤強度を測定する手法が確立されていないことが考えられる。

そこで本研究では、営業線軌道の土路盤強度を測定する手法を確立することを目的とし、その第一段階として有限弾性支承上梁モデルによって定まるレール支持バネ係数と多層弾性理論での土路盤強度の弾性係数を用いることとした。また、これらの係数を決定するために、営業線の軌道において HFWD (ハンディ型の FWD) を使用した。HFWD の荷重とたわみ測定値より、逆解析手法を用いて軌道と路盤のバネ定数及び弾性係数の算定手法の検討を行った。

2. 既往の研究

(1) 軌道沈下と道床バラスト

繰返し列車荷重を受ける土路盤上の道床バラストで、佐藤³⁾は軌道沈下の実験式を示している。

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

ここで、 y : 軌道沈下

x : 繰返し載荷回数

γ : 道床バラストの圧密過程の係数

β : 道床バラストの移動過程の係数

軌道構造の沈下は、軌道狂いを生させ、乗り心地の低下や脱線などの列車輸送に支障をきたすような影響を与えることとなる。このため、JRにおいては各事業者ごとに軌道狂い限度(JR 貨物においては、10m 弦で高低狂いは 22mm)を定め、この限度内におさまるように、軌道保守作業(突固め)を行っている。

現在、JR 各事業者はメンテナンスコストの削減に取り組んでいるが、軌道保守作業を軽減するためには、軌道沈下自体を押さえる方策が必要である。そのためには、軌道沈下の原因である道床バラストの圧密過程と移動過程を明らかにすることである。

現在、この研究が進んでいないのは、列車が運行している供用中の線路に対して、非破壊でこれらの過程を測定する手法が確立していないためである。

(2) 鉄道土路盤の強度

道路や鉄道等の路盤の強度管理に用いられる指標として平板載荷試験や現場 CBR 試験がある。これらの指数は現場において大きな反力装置を必要とすることから、延長 50 ～ 100m に一カ所の試験を行っている。路盤や路床材料の評価としては、室内において一軸圧縮試験や修正 CBR 試験が必要となる。

一方、現場における平板載荷試験にかわる簡易な測定方法として開発された FWD (フォーリングウェイトデフレクトメータ) は、落下重錘式のたわみ測定装置で舗装上に衝撃荷重 (約 5tf) を発生させてこの時に生じるたわみを測定し、多層弾性理論を用いた逆解析によって、舗装各層の弾性係数を推定するものである。また HFWD はハンディタイプ FWD で手軽に舗装のたわみを測定するために開発されたもの (表 1) である。その測定原理は重錘 (約 8 kgf) を直径 9cm の載荷板へ落下させて約 500kgf の衝撃荷重を発生させ、ロードセルと速度計によって荷重と変位を測定するものである³⁾。また、この HFWD に重りを装着することで載荷板の直径 20cm で約 900kgf の衝撃荷重が可能となった。

鉄道の土路盤の強度に関して、関根らは軌道を敷設する前の路盤強度を K30 値と FWD, HFWD のそれぞれから定まる K 値によって推定しており、これらの指標の関係を現場試験結果から求めている⁴⁾。上浦らは、軌道において HFWD を用いて道床と路盤を合成した強度を推定する手法を提案している⁵⁾。

以上のように、現場試験が簡易に行える HFWD

表 1 HFWD の諸元

載荷板の直径	9cm	20cm
落下質量	8kg	16kg
衝撃荷重	300 ～ 500kgf	600 ～ 900kgf
測定たわみ	0.001 ～ 2mm	

によって軌道を敷設するための路盤強度を推定する手法は確立されるつつある。しかし、軌道を敷設した後において道床と路盤のそれぞれの強度を推定する手法に関する研究はほとんど無いのが現状である。

3. 道床と土路盤への弾性係数の導入

前項の道床バラストの圧密過程を評価するために、圧密増加が道床バラストの弾性係数の増加に比例すると仮定して、道床バラストの弾性係数(以下 E_1 とする)を用いる。また、道床バラストの移動過程については、土路盤上の軌道であることから、道床バラストが土路盤にめり込む量が大きいと仮定し、めり込んだ層の強度である弾性係数(以下 E_2 とする)を用いる。

4. 軌道上から土路盤強度を推定する方法

(1) 解析モデルの設定と解法の骨子

a) 解析モデルの設定

路盤強度を推定するためには、まくら木下の強度を推定するのが最も適当と考えられる。そこで道床バラストと土路盤の弾性材によってまくら木(有限な梁)が支承されたとする有限弾性支承の梁モデル (図 1) を用いて HFWD がまくら木の中央に載荷する (図 2 の◎) 場合のたわみ曲線を求めることとした。本研究では、まくら木を支持している道床バラストに関するバネと土路盤に関するバネを合成したレール支持バネ (k : kgf/cm²) を用いて解析する。以下の方法により、道床バラストのバネ定数 (k_1) と土路盤のバネ定数 (k_2) を分離して求める。

土路盤の強度 (バネ係数または弾性係数を意味する) をまくら木下からは直接に非破壊で推定することは不可能と考えられる。

そこで、まくら木側面の端部から 50mm 離れた位置に路盤変位測定板 (図 2 の○) を設置した。まくら木側面の端部から 60mm 離れた位置までは、まくら木下面からの応力の影響線範囲内にある⁶⁾ことから、多層弾性理論を用いて道床バラストの

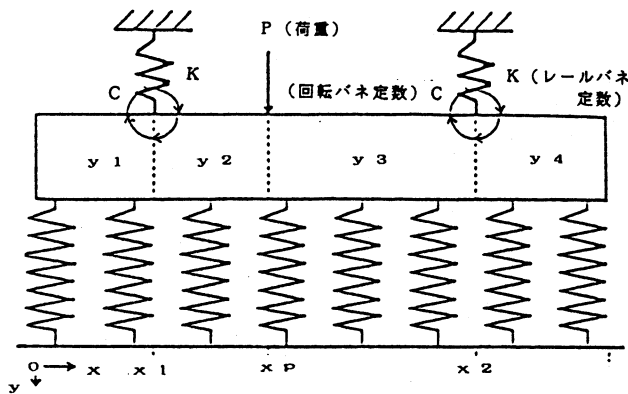


図1 有限弾性支承の梁モデル

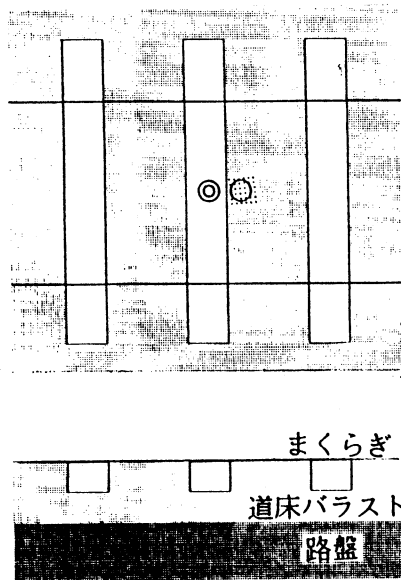


図2 荷重位置

弾性係数 (E_1) と土路盤の弾性係数 (E_2) を求めることとした。

b) 解法の骨子 (k_2 の確定)

レール支持バネ係数 k (kgf/cm^2)の代わりに、道床バラストと土路盤のそれぞれのバネ定数の合成が簡単な kgf/cm の単位系を持つバネ定数 K (単純バネと称する) を用いる。道床バラストの単純バネ係数を K_1 , 土路盤の単純バネ係数を K_2 とすると

$$K = K_1 \times K_2 / (K_1 + K_2) \quad (2)$$

が成り立つ。また、まくら木支持面積を B , 道床厚を h_1 , 土路盤厚を h_2 とすると、次式が成り立つ。

$$K = k \times B / (h_1 + h_2)$$

$$K_1 = k_1 \times B / h_1$$

$$K_2 = k_2 \times B / h_2$$

以上により次式が導ける。

$$k = \frac{k_1 \times k_2 (h_1 + h_2)}{(h_2 \times k_1 + h_1 \times k_2)} \quad (3)$$

Barber の等価厚の仮定では、2層系の地盤において上層の層厚 Z (式(4)) を用いると下層と同じ弾性係数とみなして単一層と考えることができるとしている。

$$Z = h_1 \times (E_1 / E_2)^{1/3} \quad (4)$$

以上から次式を求める。

$$K = k \times B / (h_1 + h_2) \\ = k_2 \times B / (Z + h_2)$$

よって

$$k_2 = \frac{(h_1 (E_1 / E_2)^{1/3} + h_2) k}{(h_1 + h_2)} \quad (5)$$

以上の結果から a) で求められる k , E_1 / E_2 および (5) 式から k_2 の推定が可能である。

(2) 各解析モデルによる解法

a) 有限弾性支承の梁モデル

ア) 理論式の設定

まくら木を有限な梁(曲げ剛性 EI : $\text{kgf} \cdot \text{cm}^2$)とし、道床バラストと土路盤をバネ(レール支持バネ係数 k : kgf/cm^2)と仮定する(図1)。

弾性で支承されている梁であるので、次式が導かれる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + ky = 0 \quad (6)$$

(6) 式のラプラス変換を行なう。

$$EI (S^4 Y - S^3 y(t) - S^2 y'(t) - S y''(t) - y'''(t)) + k Y = 0 \quad (7)$$

ここで、 $y(t)$, $y'(t)$, $y''(t)$, $y'''(t)$ は境界条件によって定まる関数である。

$\beta = (k / (4EI))^{1/4}$ とし、(7) 式を逆変換するとたわみの理論式の一般解である(8)式が導かれる。

$$y = y(t) \cos \beta x \cosh \beta x + y'(t) \left(\frac{1}{2\beta} \right) (\sin \beta x \cosh \beta x + \cos \beta x \sinh \beta x) + \\ y''(t) \left(\frac{1}{\beta^2} \right) (\sin \beta x \sinh \beta x) + y'''(t) \left(\frac{1}{4\beta^3} \right) (\sin \beta x \cosh \beta x - \cos \beta x \sinh \beta x) \quad (8)$$

HFWD をまくら木上で荷重すると、レールを介して前後のまくら木に荷重が分散する。この影響をレールバネ定数 K で評価する。またレールが左右の犬くぎによってまくら木に締結されているが、この犬くぎが、まくら木上の荷重によるレールの小がえりに抵抗する。この効果を回転バネ定数 C で評価する。

以上より、境界条件が設定できる。ここでは、レール締結部の境界条件（図1の y_1 と y_2 の境界）を示す。

- ① 変位の連続性 $y_1(x_1)=y_2(x_1)$
- ② たわみ角の連続性 $y_1'(x_1)=y_2'(x_1)$
- ③ モーメントの連続性 $EI y_1''(x_1)=EI y_2''(x_1)+C y_1'(x_1)$
- ④ せん断力の連続性 $EI y_1'''(x_1)=EI y_2'''(x_1)+K y_1(x_1)$

イ) 逆解析によるまくら木剛性 (EI) とレール支持バネ係数 (k) の推定

まくら木中央部で HFWD を載荷し、まくら木上で載荷点直下と左右レール内で4箇所とまくら木端部で2箇所の計7箇所のたわみを求めた。この測定たわみと前述の理論式によるたわみの差である残差平方和 (RMS) が、最小となるまくら木剛性 (EI) とレール支持バネ係数 (k) を逆解析により求め、推定値とした。

b) 円形載荷板による土路盤強度を推定する方法

まくら木間に HFWD の円形載荷板（直径20cm）をセットし、前後のまくら木と平行して変位センサーをセットする。道床バラストの弾性係数 (E_1) と土路盤の弾性係数 (E_2) を2層系弾性体と見なし、HFWD によって測定したたわみと多層弾性理論から求めたたわみの残差平方和 (RMS) が最小となる両者の層の弾性係数の組み合わせを推定値とした。

c) 長方形等分布荷重による土路盤上の変位を推定する方法

長方形等分布荷重が弾性地盤に作用した時の深さ Z における変位 W_z は Steinbrenner が求めた次式から算定できる⁷⁾。

$$W_z = \frac{bP_0(1-\nu^2)}{2\pi E} \times \frac{\left(\ln\left((1+m^2+n^2)^{1/2}+m\right)\right)}{(1+m^2+n^2)^{1/2}-m} + m \times \frac{\ln\left((1+m^2+n^2)^{1/2}+m+1\right)}{(1+m^2+n^2)^{1/2}-1} - \frac{1-2\nu}{1-\nu} \times n \times \tan^{-1}\left(\frac{m}{n(1+m^2+n^2)^{1/2}}\right) \quad (9)$$

ここで、 $m=a/b$ 、 $n=z/b$ とする。

2層系弾性地盤においては、Barber による等価厚さ (Z_1) は前述の(3)式で表されている。

(4)式と(9)式から $E=E_2$ 、 $Z=Z_1$ とすると、2層系地盤の任意の深さ Z における垂直変形量 W_z が算定できる。

表2 線路条件

レール 50N 道床厚 150mm 木まくら木 31 本/25m

表3 試験条件

まくら木上たわみ測定 (レール支持バネ係数 k)

- ・まくら木中央載荷 (直径 9cm, 500kgf)
- ・たわみ測定位置 載荷点直下, 20,30,70cm

バラスト上たわみ測定 (土路盤弾性強度 E_2)

- ・道床バラスト上載荷 (直径 20cm, 900kgf)
- ・たわみ測定位置 載荷点直下, 20,40,60cm

土路盤上たわみ測定 (道床バラスト弾性強度 E_3)

- ・まくら木中央載荷 (直径 9cm, 500kgf)
- ・たわみ測定位置 まくら木側端から 5cm(A) 15 cm (B,C)

5. 現場測定試験

1) 現場の状況と試験概要

測定試験を行なった JR 貨物熊谷貨物ターミナル駅の仕訳線は 1997 年 1 月に供用開始した新設線で延長約 160m である。敷設された線路は、安定処理等の地盤改良を行っていない。線路条件を表2に示す。

測定箇所は3箇所(終点から 40m,90m,140m であり、これを地点 A, 地点 B, 地点 C とする)で、その間隔は 50m である。測定には HFWD (直径 9cm と 20cm の2種類)を用い、1回の測定は3回で、その平均を解析に使用することとした。また各地点で2～3点のデータ収集を表3の条件で行なった。

測定対象となった仕訳線は、15両編成で列車が着発するので、線路上を通過する車軸数をほぼ完全に把握できる。HFWD 測定は、供用開始前と供用開始約 160 日後 (通過軸数 2.2 万回) に行なった。

2) 測定結果と考察

a) まくら木上たわみ測定

まくら木幅が 20cm であることから、直径 9cm の載荷板を HFWD に取付け、500kgf の載荷荷重を作用させた時のまくら木上のたわみを測定した。HFWD 測定位置のたわみから、有限弾性支承上の梁モデルにおけるまくら木剛性 (EI) とレール支持バネ係数 (k) を仮定し、逆解析手法を用いて計算し、この両者のたわみの残差平方和 (RMS) を求める。図3はその一例を示す。以上の手順によ

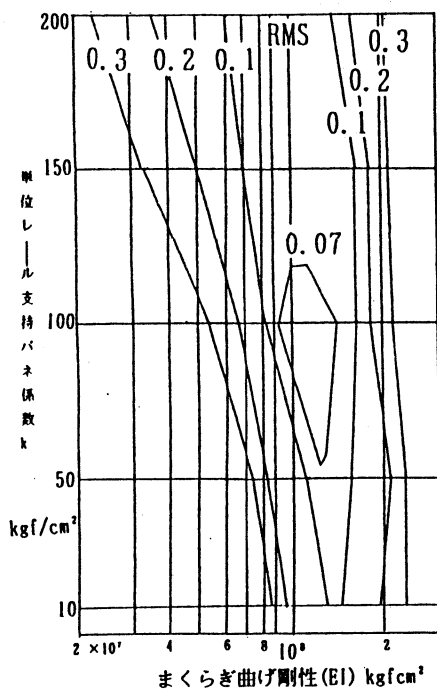


図3 単位レール支持バネ係数のRMS

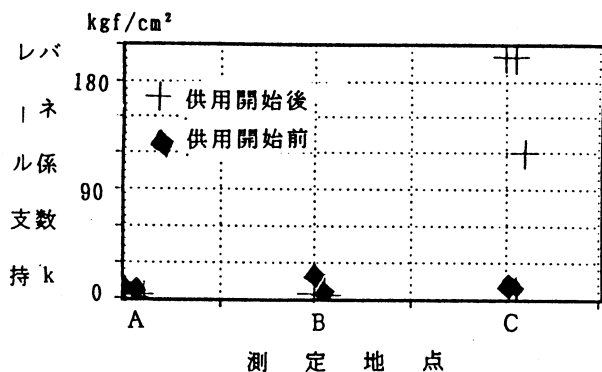


図4 地点別レール支持バネ係数の分布

って求められた供用開始前後の地点別の検討結果を図4に示す。

これらの結果から、測定地点によってはレール支持バネ係数は小さい傾向を示し、まだ強度増加が発揮していないと推定される箇所もある。また、C地点のように強度増加の傾向を示す箇所があることが明らかとなった。

b) バラスト上たわみ測定

上記と同様の各地点で、直径20cmの載荷板をHFWDに取り付け、載荷荷重が約900kgfという条件でまくら木間のバラスト上のたわみを測定した。逆解析を行なうために、道床バラストと土路盤の2層系多層弾性計算を用いて、たわみ量を算定した。この結果の事例を図5に示す。また、全体の検討結果を図6に示す。

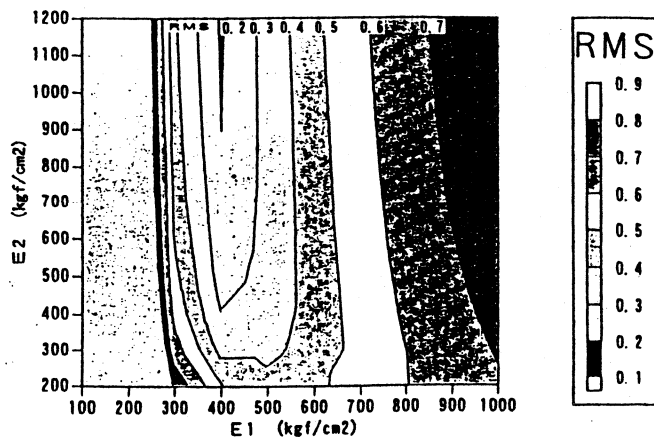


図5 E_1 と E_2 のRMSコンター図

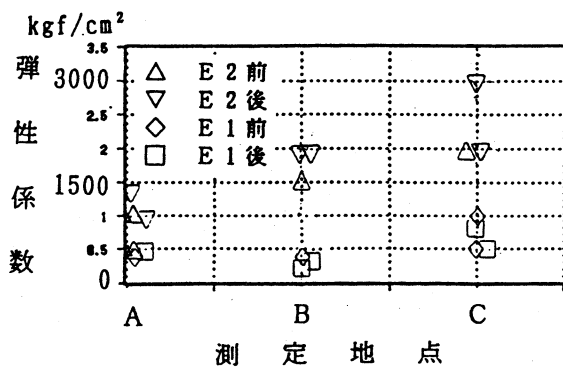


図6 地点別の弾性係数の分布

この結果から、全体の増加傾向が見られるが、明らかに増加していると確定するには更に継続してデータを把握する必要があると考える。

c) 土路盤上たわみ測定

土路盤上に路盤のたわみ測定用沈下板を設置し、上記と同様の各地点で直径9cmの載荷板をHFWDに取り付け、載荷荷重が500kgfにおける土路盤上のたわみを測定した。また対象地点における長方形等分布の土路盤上のたわみ量を前項で求めた E_2 を用いて算定した。この結果を表4に示す。

今回のデータはたわみ量が非常に小さいため傾向を論じることは困難であるが、実際のデータと理論値とは、ほぼ同じような値を示しており、供用開始の前後で大きな差がないと考えられる。

6. 土路盤のバネ係数 k_2 の確定

5. c)より道床バラストの弾性係数 (E_1) を推定すべきであるが、たわみ量が小さいことと供用開始後の供用期間が短く、たわみ量の増減が小さいことから、ここでは5. b)で求めた道床バラスト

表4 土路盤上のたわみ測定値 (単位 mm)

地点	供用開始前		供用開始後	
	測定	理論	測定	理論
A	0.004	0.003	0.002	0.003
B	0.008	0.003	0.002	0.002
C	0.001	0.001	0.005	0.001

表5 土路盤バネ係数 k_2 の推定 (単位 kgf/cm^2)

地点	供用開始前	供用開始後
A	4.4	1.4
B	10.0	2.7
C	7.0	110.0

の弾性係数 (E_s) を用いて、4. b) の手法により土路盤のバネ係数 k_2 を推定した。この土路盤のバネ係数の推定結果を表5に示す。

A, B 地点ともに土路盤の強度増加はあまりみられないが、C 地点のように強度増加の傾向が見られる箇所もあった。

7. 結論

本研究の成果を要約すると以下ようになる。

(1) 列車の繰返し荷重を受ける軌道下の土路盤の強度を推定する方法として、HFWD によりたわみの測定を行ない、解析モデルを設定して逆解析によりレール支持バネ係数 (k)、土路盤の弾性係

数 (E_s) を推定した。

(2) 土路盤上にたわみ測定用沈下板を設置し、まくら木上に載荷し、土路盤の変形量を求めることにより道床バラストの弾性係数 (E_s) を推定する手法を提案した。

(3) Barber の等価厚の仮定に基づき、レール支持バネ係数 (k) から土路盤のバネ係数 k_2 を求める方法を開発した。

参考文献

- 1) 佐藤裕：軌道力学，鉄道現業社，pp.44-46，1964.
- 2) 鉄道技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説，土構造物，丸善（株），1994.4.
- 3) 笠原篤，伊藤保彦他：ハンディなフォーリング・ウエイト・デフレクトメーターの開発，道路建設，pp.66-70，1992.5.
- 4) 関根悦夫，村田修，阿部長門，丸山暉彦：FWD による鉄道盛土の締固め管理に関する研究，土木学会第1回舗装工学講演会論文集，pp.121-128，1996.12
- 5) 上浦正樹，高橋顕：HFWD を用いた木まくら木検査の一手法，土木学会第51回年次学術講演会，1994.
- 6) 小野諒兄：鉄道線路の構造及び強度，アルス社，pp.45-48，1973.
- 7) 日本国有鉄道編：建造物設計標準 土構造物編，pp.326-329，1980.

(1997. 8. 28 受付)

ESTIMATION METHOD AND RESULTS OF SUBGRADE STRENGTH AFFECTED BY THE TRAIN LOADS

Masaki KAMIURA, Teruhiko MARUYAMA, Etsuo SEKINE, Katsutoshi ANDOU,
Nagato ABE, Yasuo MIURA and Yoshimithi SAEGUSA

The main object of this study is to establish the estimation methods of subgrade strength affected by the train loads. The displacements of the surface of sleeper and subgrade are measured by HFWD (Handy type of FWD) on the opening traffic tracks.

The spring coefficients of rail support and elastic coefficient of subgrade are estimated by the displacement measured by HFWD and calculated by limited beam model analysis or multi-layered analysis. As the spring coefficient of subgrade be calculated by the original method using these coefficients, the data of the subgrade strength can be stored up.