土木学会論文報告集
第 216 号・1973 年 8 月

道床における振動の減衰および変形

ON THE ATTENUATION OF VIBRATIONS AND THE DEFORMATIONS IN THE RAILWAY BALLAST

後 藤 尚 男*・小 西 純 一**
By Hisao Goto and Junichi Konishi

1. 緒　　言

鉄道は近年，高速大量輸送機関としての重要性を再認識され，幹線区間においては，速度の向上，列車の長大化，運転回数の増加などによって，軌道の受ける負担はますます重くなっている。

これに対応して，軌道構造は徐々にではあるが改良されてきた。従来の道床に代わる，メインテナンスフリーの新しい支承体の研究も進み，その成果はスラブ軌道という形で現われ，山陽新幹線などで実用化されはじめた。しかし，スラブ軌道および有道床軌道には，それぞれに技術的・経済的な得失があり，線区や路盤状態によって使い分けがなされてゆくものと考えられる。したがって，在来の有道床軌道構造は，なお将来にわたって使用される情勢にある。

古くから使用されてきた，この有道床軌道構造は，道床バラストという粗粒からなる粒状体を使用しているため，その力学的性質には不明の点が多い。そのため，従来より数多くの実験・計測が行なわれ，それより種々の改良が行なわれ，これらに関する研究資料もかなり蓄積されてきている。

本報告は，軌道構造の中で，比較的研究の遅れている道床について，著者らが数年間にわたって，実験・計測的研究を実施した中の一部をとりまとめたものである。

まず，列車通過によって道床およびまくらぎ，路盤に生ずる振動加速度を計測し，特にそれらのスペクトル構造に着目して，道床における振動の減衰を，単に絶対値だけではなく，振動数特性の点からも評価すべきことを指摘する。そして軌道における道床の役割りについて考察する。

次に，道床の変形，主として道床沈下について，その機構，道床バラストの粒度の影響，振動加速度，振動数との関係などについて実験結果に基づいて考察する。

* 正会員　工博　京都大学教授　工学部交通土木工学教室
** 正会員　工修　信州大学助手　工学部土木工学教室

2. 道床内部における振動の減衰

(1) 従来の研究と本章の目的

軌道はレール，締結装置，まくらぎ，道床および路盤の各部分の不完全結合体であり，その振動解析に際しては適切なモデル化がむずかしく，質量＝ばね＝ダッシュポットによる一般的表示法には定説がないようである。一方，列車の走行によって，レール面に加えられた衝撃的な力が，順次下層部へと伝達される間にかなり低減することはよく知られている。後藤ら[1]は以前に室内模型軌道や現地実軌道において，落錘による衝撃力や列車荷重によって生じる軌道各部の振動加速度分布を測定し，道床内部における衝撃力の伝達や吸振効果などを検討した。また，軌道に生じる振動のうち，数 100 Hz 以上のいわゆる高周波振動はおもにレール・まくらぎにおいて卓越し，道床・路盤に伝達されると著しく減衰されるといわれているが，軌道振動のうちいかなる成分がどの程度減衰されるかという観点からの検討はなされていない。なお，高周波振動に関しては，佐藤（吉）[2),3)]の研究報告があるが，道床以下の部分の振動にはほとんど触れられていない。また，列車通過によって軌道に生じる振動を測定した結果は多数報告されている。しかし，軌道振動のスペクトル構造について言及されたものはあまり見受けられない。

そこで，本章では，著者らが土岐憲三助教授らと協同で実施した振動計測の結果を改めて報告する[4)]。すなわち，列車通過時に軌道各部に生じる上下方向振動加速度を計測し，軌道の振動特性および道床内部における振動減衰を，軌道各部におけるスペクトル構造の観点から考察し，あわせて，道床バラストの粒度の違いによる差異

について検討する。

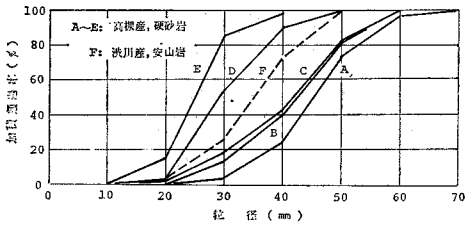
（2） 試験軌道および振動計測法

振動測定を実施した線路は，東海道本線神足・山崎両駅間の上り外側線に敷設された試験道床区間であって，複々線の盛土上にあり，**表—1** にその概要を示す。この試験区間には **図—1** に示した6種類のバラストが 40～50 m ずつ敷設されていた。このうち A～E の記号を付したバラストの石質は高槻産の硬砂岩，F は渋川産の安山岩であり，いずれも砕石である。粒子形状はいずれも稜角に富んでいるが，A と B では比較的細長い粒子が目立ち，D, E, F では比較的 cubic なものが多い。以下では A, B, … の砕石を敷設した試験道床区間を，それぞれA区間，B区間，……のように略称する。

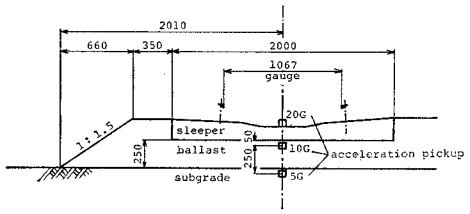
軌道各部に生じる上下方向振動加速度を測定するため，各区間においてそれぞれ，**図—2** に示すように，まくらぎ上面中央部，道床上部，路盤上部の3個所に，それぞれ保護ケースに収めた，UA 型加速度計（**表—2**, **図—3**）を取付け，または埋設した。埋設位置はレール

表—1 測定区間の概要

区　　間	東海道本線神足・山崎間上り外側線
軌道構造	レール：50 N, 25 m まくらぎ：PC 2号3型，43 本/25 m 道床厚：250 mm
通過トン数	5 000 万 t/年
列車速度	最高速度 100 km/h，平均速度 78 km/h
測定年月日	昭和 42 年 11 月 14～17 日



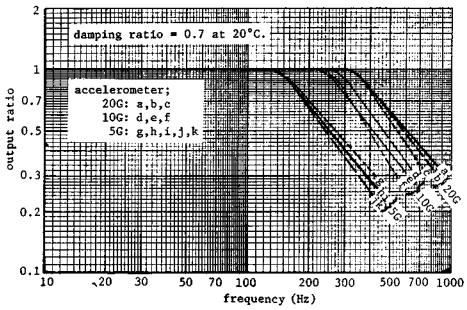
図—1 供試砕石の粒度



図—2 加速度計の配置

表—2 使用した加速度計（UA 型）

取付・埋設個所	まくらぎ	道　床	路　盤
測定範囲	20G	10G	5G
固有振動数	370 Hz	285 Hz	200 Hz



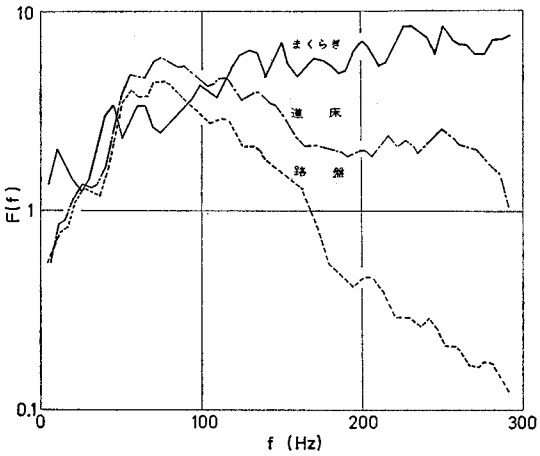
図—3 加速度計の特性

中央部付近とし，継目部を避けた。道床・路盤への埋設は少なくとも測定前日に行ない，その安定を期した。**表—1** に示した6種の道床のうち，3区間については，同一区間内の2個所で計測を行なったが，両個所のスペクトルがほぼ同じであったことから，加速度計の埋設状態の違いによる誤差は少ないものと考えられる。

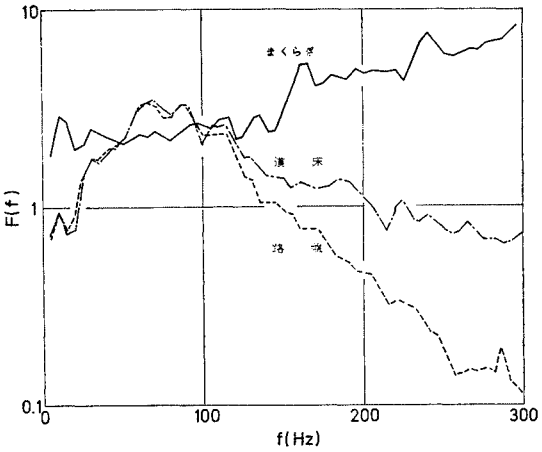
試験区間を通過する列車は機関車のひく客車列車および貨物列車，電車列車，気動車列車など多種にわたっており，各粒度バラスト区間ごとに，8～10 列車の計測を行なった。加速度計からの信号は，増幅器を通じて，磁気テープ式データレコーダーに同時収録させた。得られた上下方向振動の加速度記録のうち，代表的な 5～6 列車について，機関車（または電車・気動車）の1台車 2～3 軸通過時を含む 0.2 秒間を 2 000 Hz のサンプリング周波数で A-D 変換したのち，1波形について 400 個のデータを電子計算機によって処理した[5),6),7)]。

（3） 軌道の振動特性

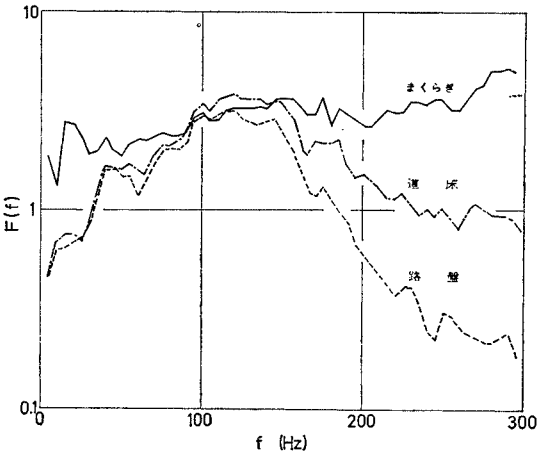
軌道各部における振動波形の振動数成分構成を明らかにするため，得られた波形をフーリエ変換し，加速度フーリエスペクトルを求めた。すなわち，振動加速度 $\ddot{x}_i(t)$ のフーリエ変換



図—4 加速度スペクトル（A区間）



図—5　加速度スペクトル（D区間）



図—6　加速度スペクトル（F区間）

$$F_i(t)=\int_{-\infty}^{\infty}\ddot{x}_i(t)e^{j2\pi ft}dt \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(1)$$

を計算した。ここに，f：振動数 (Hz)，添字の i は $i=1, 2, 3$ のとき，それぞれまくらぎ上面，道床上部，路盤上部を表わすものとする。

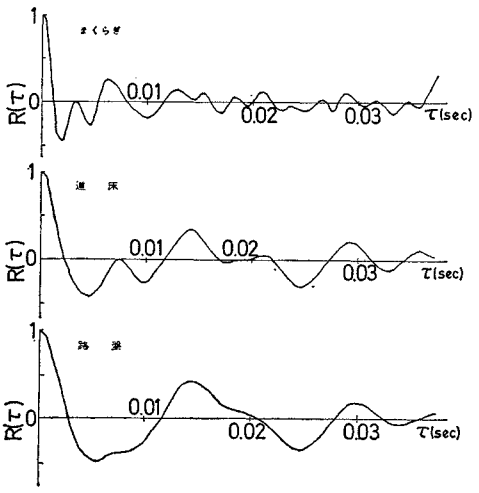
図—**4**～**6** は，A, D, F 区間の軌道各部における加速度スペクトルを，5～6 列車のスペクトルの平均値で示したものである。平均値で示したのは，列車種別や通過速度の相違による影響を除去して，軌道固有の特性値をより明確に表わし得ると考えたからである。なお，本計測に使用した加速度計のうち，道床・路盤に埋設したものは，図—**3** に示したように，それぞれ 200 Hz および 120 Hz 以上の振動数成分に対しては感度が低下する。加速度計としては，目的とする振動数範囲で感度一様かつその振幅に適合したものを用いるのが望ましいことはいうまでもないが，本計測実施時点で，両者を満足するものが入手困難であったため，各部での加速度振幅に見合った大きさのものを選び，感度低下に対しては，特性曲線に従って，一様感度とみなし得るように，スペクトル値に補正を施した。この補正値は制振装置の性質から温度の影響を受ける。測定時に計器の温度を測定していないが，測定を行なった 11 月中旬の京都での日中の気温が 15～20°C と推定されるので，検定時の温度と 5°C 前後の違いがあることが推察される。これによる感度変動は 6% 程度であり，スペクトル値に入る誤差は 15% 程度と推定される。

各区間の加速度スペクトルは，ほぼ同様の傾向を示している。すなわち，まくらぎのスペクトルは，300 Hz 程度までの振動数範囲では，著しいピークを有せず，半対数紙上において右上りの直線状（すなわち，振動数の増加に対して指数的に増大），道床および路盤においては，1つのピークを有する形状となっている。これら各部のスペクトルを比較すると，まくらぎから道床，路盤へと振動が伝達されるにしたがって，100～150 Hz 以上の振動成分は著しく低減されていることがわかる。また 50～100 Hz 以下の振動成分も低減されているが，その中間の振動成分は逆に増幅されている。このピークは主として路盤のばね作用によるものと考えられる。

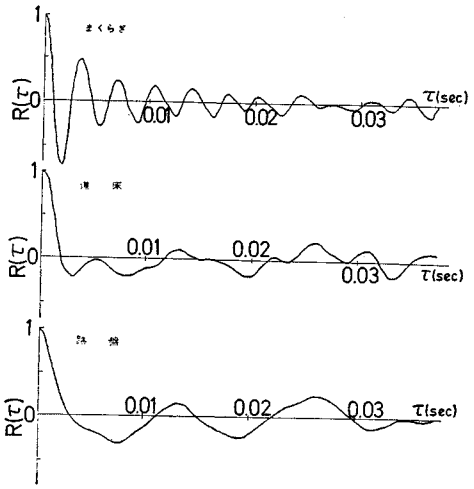
また 図—**7**～**9** は，A, D, F 区間の軌道各部の自己相関関数

$$R_i(\tau)=\lim_{T\to\infty}\int_0^T\ddot{x}_i(t)\ddot{x}_i(t+\tau)dt \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

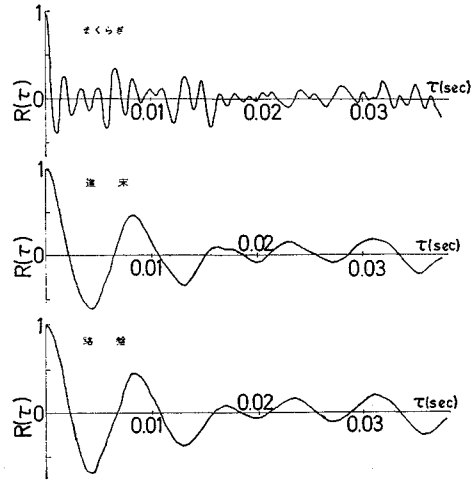
を示した。いずれの区間においても，まくらぎから道床，路盤へと振動が伝達されるにしたがって，長周期化される過程が明確に表わされている。また $R_i(\tau)$ の値は，τ が大きくなると急激に小さくなっているが，これは，軌道振動にランダムな成分が多く含まれていることを意味している。卓越周期は，A 区間と D 区間とでは各部ともほぼ同じであるが，F 区間では，A, D 両区間



図—7　自己相関関数（A 区間；3174 列車，EH 10）



図—8 自己相関関数（D 区間；204 列車，EF 58）



図—9 自己相関関数（F 区間；9460 列車，EH 10）

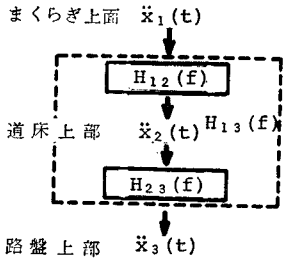
に比して短くなっている。

（4） 道床における軌道振動の減衰

軌道振動の減衰・低減を評価する方法として，従来より，その加速度振幅の大きさを比較することが行なわれてきたが，この方法では，振動数特性の変化を表わすことができない。単純な正弦波振動などの場合と異なり，軌道振動のように，不規則振動とみなしうるような場合には，振動成分構成の点から現象をとらえることが重要である。前節で述べたように，まくらぎ上面における上下方向振動加速度 $\ddot{x}_i(t)$ のフーリエスペクトル $F_1(f)$ は，たとえば **図—4**（A区間）で「まくらぎ」と記された曲線で表わされているが，道床上部（加速度 $\ddot{x}_2(t)$，スペクトル $F_2(f)$）では「道床」と記された曲線のようになる。このような変化が生じるのは，まくらぎ上面から道床上部に至る間の部分が，一種のフィルターの働きをしているからであると考えることができる。そこでこのフィルターの特性によって，振動の減衰を評価することを試みた。すなわち，まくらぎ上面から道床上部に至る間の部分のフィルター特性をスペクトルの比

$$H_{12}(f) \equiv F_2(f)/F_1(f) \quad \cdots\cdots (3)$$

で定義する。なお，この $H_{12}(f)$ は，この部分に入力として単位衝撃（Dirac のデルタ関数で表わされる）を与えたときのこの部分の線形応答（単位衝撃応答関数）のフーリエ変換（周波数応答関数）となっている。



図—10 軌道振動伝達の模式図

道床上部～路盤上部，まくらぎ～路盤上部についても同様にして

$$H_{23}(f) \equiv F_3(f)/F_2(f) \quad \cdots\cdots (4)$$

$$H_{13}(f) \equiv F_3(f)/F_1(f) \quad \cdots\cdots (5)$$

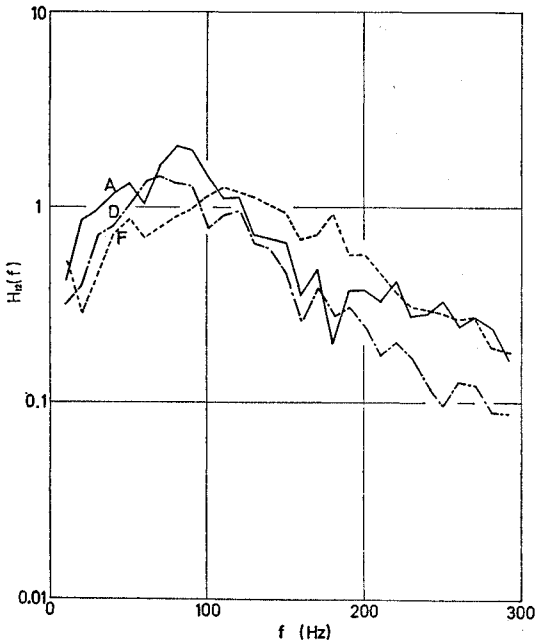
これらの間には次式が成立する。

$$H_{13}(f) = H_{12}(f) \cdot H_{23}(f) \quad \cdots\cdots (6)$$

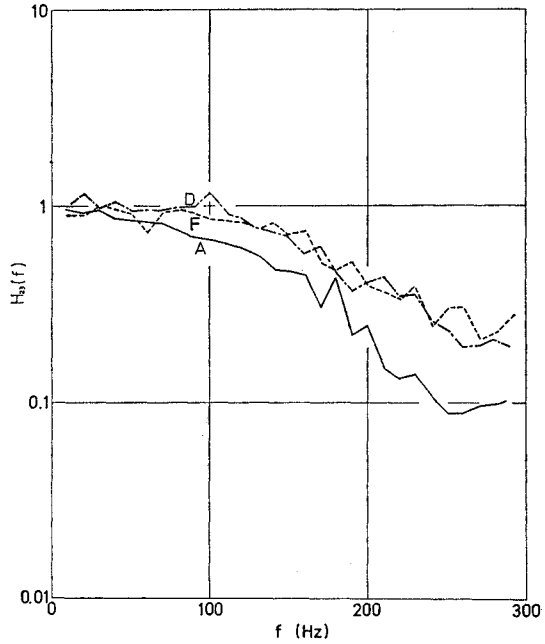
これらの関係を模式的に示したのが **図—10** である。

図—11～13 には，**図—7～9** より求めた H_{12}，H_{23}，H_{13} の値を示した。

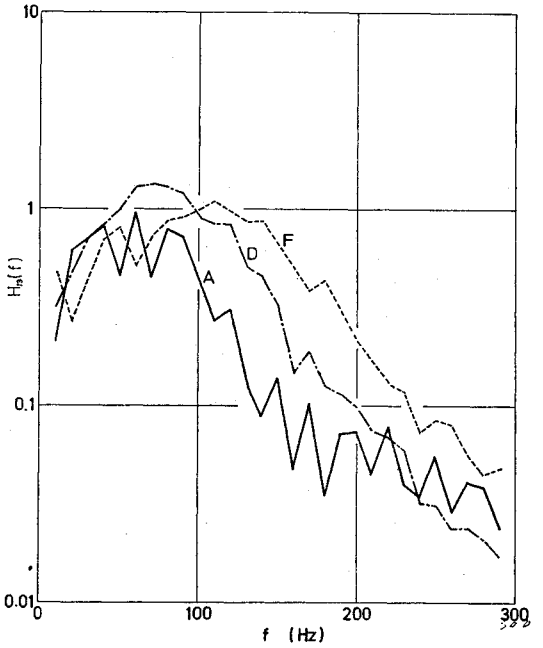
まくらぎ上面～道床上部の部分のフィルター特性（**図—11**）は，A 区間で 80 Hz 付近，D 区間で 70 Hz 付近，F 区間で 110 Hz 付近にピークを有する形状となっ



図—11 まくらぎ上面～道床上部のスペクトル比



図—12 道床上部～路盤上部のスペクトル比



図—13 まくらぎ上面～路盤上部のスペクトル比

ており，ピーク付近の振動数の波は $H_{12}(f)>1$ となっていることからむしろ増幅されている。ピークより大きい振動数では振動数が大きくなるにつれて，$H_{12}(f)$ は指数的に小さくなり，300 Hz 付近で，1/5～1/10 程度となる。つまり，まくらぎ振動に含まれる，高振動数の波は，道床に伝達されると急激に減衰してしまうことがわかる。なお，ピークより小さい振動数の波も減衰することがこの図からわかる。

道床上部～路盤上部の部分のフィルター特性 $H_{23}(f)$（図—12）は主として道床内部での減衰を表わしている。ここでは，ほとんどピークが見られず，100 Hz 以上では振動数が大きくなるにつれて，減衰も著しくなっている。100 Hz 程度以下では，振動の減衰はあまり行なわれないということもできるようである。

まくらぎ上面～路盤上部の部分のフィルター特性（図—13）は，上に述べた2部分の特性を各振動数において乗じたものとなっている。100 Hz 付近以上で $H_{13}(f)$ の値は著しく小さくなっているのが特徴といえよう。このような高振動数における著しい減衰は，道床沈下が間断なく進行していることを考え合わせれば，車輪通過時に道床内に生じる繰返し応力によるヒステリシスループによるものと推察される。

（5） 道床バラストの粒度による振動特性の差異

本文ではこれまで，3区間における計測例のみを示してきた。A および D 区間と F 区間とで卓越周期が異なることは，(3) で指摘したが，これは，主として路盤の性質によるものと考えられる。理由の第1は，A～E 区間は，平たん地の盛土上にあるが，F 区間は，天王山の山腹に接近した盛土上にあること，第2は，図—12 に示した，道床上部～路盤上部のフィルター特性が，他区間と著しい相違がないことから，砕石の違いによるものではないと推察されることである。

A～E 区間は，同じ石質で粒度が 図—1 のように異なっている砕石を用いている。本章に掲げた2例に，多少の相違がみられるが，図—1 に示したような粒径の順序との相関性を見出すことは困難であった。本実験に供した砕石群 A～E の程度の粒度の相違は，軌道振動にほとんど影響しないと考えてよいと考えられる。

（6） 軌道における道床の役割について

道床はまくらぎを所定の位置に保持するとともに，まくらぎの受ける列車荷重を路盤に分布伝達するためのものであるが，ここで軌道振動に対していかなる役割を持っているかを考えてみたい。

(3) で述べたように，軌道振動はまくらぎから道床へ伝達されると，高い振動数の成分が著しく減衰される。砕石の集合体である道床に比べて，コンクリートまくらぎは十分な一体性を有しているので，まくらぎ上面と道床上部のスペクトルの差異は，まくらぎ中における減衰よりもむしろまくらぎと道床の境界付近の減衰に，その原因を求めるべきであろう。また道床上部と路盤上部のスペクトルの差異は主として道床内部での減衰によるものと考えている。(4) で述べたように，道床を一種の

フィルターと考えれば，その特性は $H_{12}(f)$ あるいは $H_{23}(f)$ で表わされるようなものであって，道床は軌道振動に対して low pass filter の役割を果たしていると考えてよかろう。このことは道床の下にある路盤を振動から保護していると見ることができ，噴泥現象の防止とも関連が深いのではないかと考えている。

3. 道床の変形

(1) 従来の研究と本章の目的

道床は一般に，広い自由表面をもった，砕石または川砂利の集合体であって，まくらぎとも，路盤とも結合されていない，力学的にはきわめて不完全な構造となっている。このことが有道床軌道構造の利点となり，逆に欠点ともなっている。すなわち，敷設や補修が簡単にできる反面，幹線におけるように，列車速度が大きく，列車通過トン数がきわめて大きい区間においては，いわゆる軌道破壊が著しく，これを修復するための保守作業量はかなり大きくなる。

粒状材料の集合体である道床は，列車の通過に伴う動的な繰返し荷重を受けて，塑性的な変形を繰返し，残留変形を累積して行く。これがいわゆる軌道破壊のおもな原因となっていることは周知のことである。このような残留変形のうち，まくらぎの残留沈下となって現われるものは道床沈下と呼ばれ，たとえば **図—15**（後掲）に示したように，初期において急激に沈下が進むが，その後しだいにゆるやかとなり，沈下曲線はある一定の傾きをもつ直線に漸近する傾向をたどる。

道床沈下のこのような性状については，すでに佐藤[8),9)]による実験的研究より次式が提示されている。

$$y=\gamma(1-e^{-\alpha x})+\beta x \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (7)$$

ここに，y：まくらぎの残留沈下量 (mm)，x：荷重繰返数（回），α，β，γ：実験定数

さらに，上式中第2項の定数 β と道床圧力，道床加速度との間には

$$\beta \propto (\text{道床圧力}) \times (\text{道床加速度}) \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (8)$$

なる関係があることが確かめられた[9)]。また岡部[10)]も同様の関係を得ている。

道床バラストの粒度が道床沈下におよぼす影響については，佐藤[9)]が4種類の砕石バラストについて実験を行なった結果，式 (7) の定数 α，β に大差がないと報告している。

本章では，まず道床沈下が式 (7) で表わされるような経過をたどる理由を考察する。次に，**図—1** にすでに示した6種類のバラストについて，道床沈下と振動に対する安定性の面から比較検討を行なうことにする。

(2) 道床沈下の機構について

道床沈下が生じる要因として，次のような点があげられる：

1) 道床が，砂利，砕石などからなる粒状体であること。
2) 自由表面が多い構造となっていること。
3) 荷重が大きく，かつ振動を伴うこと。
4) 粒子間の摩擦係数が振動によって，見かけ上減少すること。

3),4) の問題も重要であるが，ここでは特に 1) と 2) の点について考察する。

道床は砕石などの粒子の集合体であって，粒子間にかなりの間げきを有しており，粒子間に働く摩擦力あるいは粒子同士のかみ合いによって，集合体としての形を保とうとしている。したがって，これにある程度以上の大きさの力が加えられれば，粒子相互のずれが生じ，間隙が小さくなることによって圧縮が生じる。また粒子の磨耗，破砕による圧縮も生じる。剛な円筒容器に入れた砕石をすき間のないピストンで圧縮するものとすれば，ピストン貫入量はしだいにある一定値に近づいてゆくはずであり，繰返し荷重を加えても同様であろう。

ところが道床沈下は式 (7) で表わされるように，あるいは後掲の **図—15** に示すように，一定値には落ちつかず，継続的に進行する。この理由は上記 2) のように，道床にはまくらぎとまくらぎの間やのり肩の部分など直接に荷重を受けない，いわゆる自由表面が多く，まくらぎ直下の部分を考えると，水平方向のひずみを許した，不完全拘束状態となっていることにあると推察される。

この点に関連して，著者らは円断面の鋼棒を模型粒子とした2次元粒状体模型に落錘による衝撃荷重を繰返し加えたときの，載荷板の沈下と粒状体内部における間げき比や粒子接触角，粒子の移動方向などの変化との関連を調べ，道床沈下の機構を推論した[11),12)]。すなわち，

1) 道床沈下の初期における急激な変化は，次のような理由から，主として間げきの縮小による圧縮によるものであると考えられる。

a) 初期において，粒状体各部の間げき比が急激に小さくなり，かつ位置によるばらつきがいくぶん小さくなること。b) 載荷板下方の粒子の移動方向頻度分布は，鉛直下方を中心に ±30° の範囲にピークを持っており，側方への移動は比較的少ないこと。c) 粒子接触角（粒子と粒子の接触面が水平となす角）の頻度分布は 0°±30° 付近の値が相対的に増加し，上下方向につめ込まれていることを示すこと。

2) 道床沈下の後期における定常的な沈下は：

a′）間げき比は小さな増減を示しながらもあまり変化がなく，この段階では圧縮が生じないと考えてよいこと。b′）粒子の移動方向の頻度分布は鉛直下方付近のピークが低くなり，ほかがやや大きくなって，初期にくらべて相対的に平均化され，側方への移動がかなり増していることを示していること。また載荷板の両側の自由表面が盛り上がること。c′）粒子接触角分布は繰返し載荷が進むにつれて 0° 付近が小さくなり，45～60° 付近の頻度が大きくなる。これは b′）に対応している。

などを考慮すると，圧縮によるものではなく，自由表面が存在するために粒子が側方に移動するためであると考えられる。

この推論は鋼棒を用いた2次元模型実験結果に基づくものであるが，載荷板沈下特性が，まくらぎ沈下特性によく類似していることから，2次元と3次元の違いはあるが，現象的には，実軌道に当てはまるものと考える。

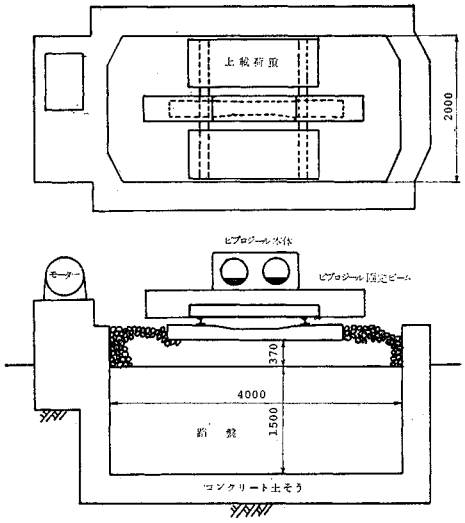
（3） 道床バラストの粒度が道床沈下におよぼす影響

2.(2) において述べた6種類のバラスト（前掲 **図—1**）を用いた道床の沈下特性を，現寸大の室内模型軌道および現地軌道において測定し，粒度による沈下特性の差異を考察する。

a） 室内模型軌道と実験方法

実験を行なった模型軌道は，京都大学工学部土木総合館地下実験室に設置されている原寸大のもので，**図—14** に示したように，砕石基礎によって建物と隔離して支持されたコンクリート槽内の路盤上に敷設されているものである。路盤材料には，設置場所付近の粘性土を使用してあるが，設置後約3年を経ており，100 時間程度運転されていることもあって，路盤の沈下はほとんど認められない状態である。前掲の **図—1** に示した6種類の供試バラストを道床厚約 37 cm として敷設し，PCまくらぎ1本を置き，長さ 2.0 m の 50 N レールを介して試験機および荷重板を取付けた。試験機としてはビブロジール（Vibrogir）と称される不平衡錘型振動試験機を用い，これを取付けた大型Iビームをレール中央に固定し，その両側に死荷重として荷重板を固定した。両者をあわせた死荷重は約 3.83 t である。本実験においては鉛直方向加振力を 1 800 rpm (30 Hz) で ±2.90 t とした。死荷重を考慮すれば，まくらぎにはレールを介して，0.93～6.73 t の繰返し荷重が作用することになる。しかし，慣性抵抗の発生などによって，実際のレール圧力は上記の値より若干小さくなるであろう。

道床の締固めおよびまくらぎの高上にはタイタンパー2台を使用し，一定時間（約5分間）の締固めを行なった。



図—14 室内模型軌道

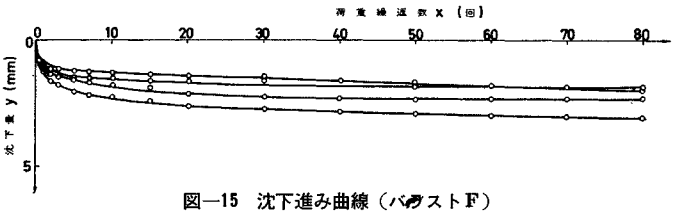
試験は荷重繰返し数が 80 万回（1 800 rpm で約7時間半）に達するまで行ない，1試験終了ごとに，タイタンパーによって，まくらぎを所定の高さに高上しなおして次の試験に移った。

道床沈下量は，まくらぎをはさんで路盤に打込んだ2本の支柱間に張った糸と，まくらぎ上に取付けたスケールとの相対変位を読みとり，まくらぎ両端での測定値の平均値で代表させることにした。また測定時には機械の運転を一時中断した。

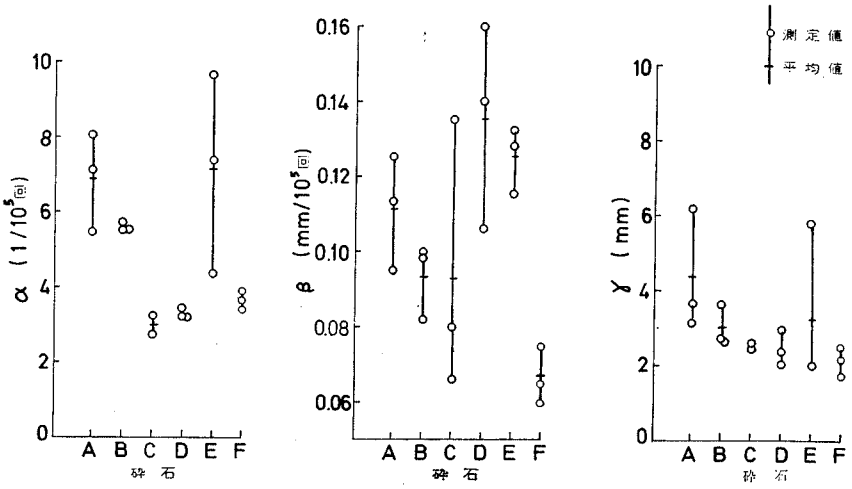
b） 室内模型軌道における実験結果

このようにして得られた沈下量を荷重繰返数に対して図示した一例を **図—15** に示したが，ほかのバラストに関しても同様の曲線が得られた。これらの曲線に対して，佐藤による式 (7) をあてはめ，その実験定数 α, β, γ を求め，一括図示したのが **図—16** である。定数 α は初期沈下の速さを表わし，大きいほど初期沈下がすみやかに進行する。定数 β は初期沈下が終った後の定常的な沈下の速さを表わしており，この値が小さいほうが当然望ましい。定数 γ は沈下量の絶対値に関係しており，締固めの程度によって変化する。

定数 α の測定値をみると，ほかよりばらつきが著しいバラストEを除いて考えるならば，粒径の大きいほうが

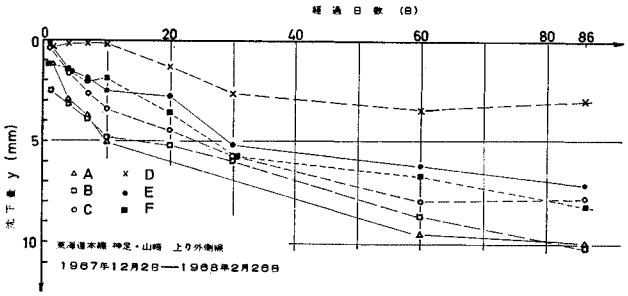


図—15 沈下進み曲線（バラストF）



図—16 ビブロジール試験結果

沈下を含んでいる。沈下量を比較すれば，粒径の小さいバラストの区間のほうが大なるバラストの区間より小さいが，値にばらつきがあって式 (7) の定数を求めることは困難であった。動的沈下を含んでいることもあって，列車荷重の状態の影響などを受けているためであろう。今後数多いデータの集積が望まれるところである。



図—17 現地軌道における沈下測定結果（国鉄大阪鉄道管理局）

若干値が大きいような傾向がみられる。しかし，その差は比較的小さく，有意な差異とは言えない。渋川産のFバラストは高槻産 C, D と同程度の値を示している。

β の値は，渋川産の F が最も小さい。高槻産の A～E では，B バラストの値が D, E バラストより小さい。A, C の値はほかのバラストと重なり合っている。全体の傾向として見れば，粒径の大きいバラストのほうが小さいものより，小さいようである。しかし α の値と同様に，値のばらつきを考えると，実質的な差異はないと考えたほうがよかろう。γ の値は粒径が大きいほど大きくなっているが，その差は少ない。

結局，試験したバラストの程度の粒度の相違は沈下特性に明らかな差異をおよぼすほどではないことがわかった。

c) 現地軌道における測定結果について

同じバラストを敷設した現地軌道における沈下量測定結果を 図—17 に示す。これは 2.(2) に述べたものと同じ試験道床区間において，タイタンパーによる総つき固めを行なった 1967 年 12 月 2 日より翌年 2 月 26 日まで，1 区間あたり 8～10 測点において測定されたものである。なお，この場合の沈下量には列車通過時の動的

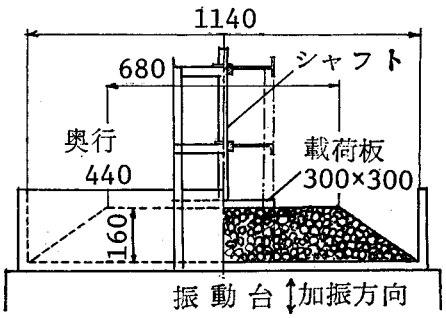
（4） 振動加速度と振動数が道床沈下におよぼす影響[13]

a) 実験の概要

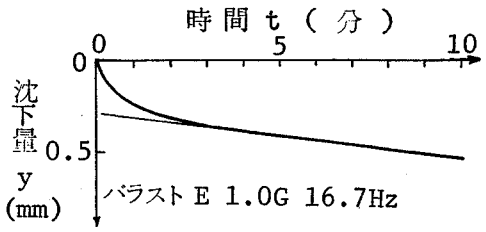
図—18 に示すように，内寸 1140×440×220 mm の木製箱内に載荷板下の初期層厚が 160 mm となるようにバラストを入れ，長手方向には自由のり面をもたせた。載荷板は大きさ 300×300 mm，重量 18.5 kg であって，これに取付けたシャフトをガイドに沿わせることによって，上下方向にのみ可動の構造とした。これを振動台上に設置し，所定の振動数および加速度で上下方向に加振し，そのときの載荷板沈下量を可動コア型変位計によって測定した。

実験に際しては 1 回ごとに，バラスト層を完全に乱してから締固め成形を行ない，0.2 G, 16.7 Hz の上下振動を 1 分間与え，初期状態を一定にするよう留意した。

このようにして得られた時間—沈下曲線の 1 例を 図—19 に示す。この曲線は前節のビブロジールによる道床沈下進み曲線（図—15）と同様の傾向を示している。長期的な安定を考える場合には，前節と同様に直線とみなし得る沈下後期の区間の勾配が重要な目安となろう。



図—18 実験装置（単位 mm）



図—19　沈下曲線の一例

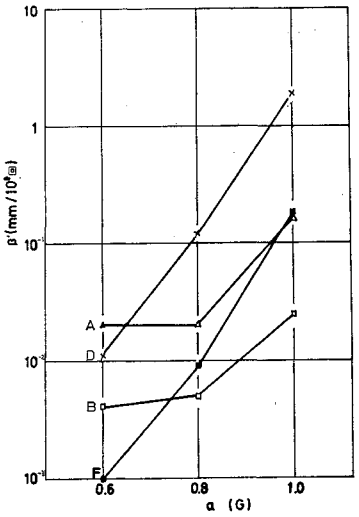
そこで各場合について

$$\frac{dy}{dt}\times\frac{1}{f}\equiv\beta'(\text{mm/回})\quad\cdots\cdots(9)$$

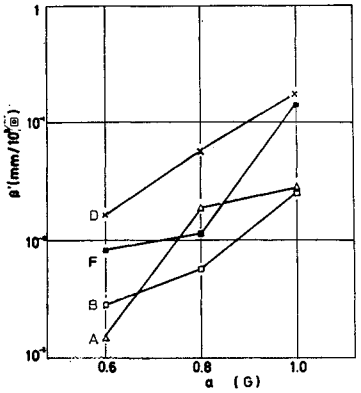
を求めた。ここに，dy/dt：曲線の勾配（代表値として直線とみなし得る区間の勾配をとる），f：振動数。上式の β' は，式 (7) における実験定数 β と同様な意義を有すると解される。

b)　実験結果と考察

図—20, 21 は振動数がそれぞれ 16.7 Hz, 26.6 Hz のときの加速度と係数 β' の関係を示す。式 (9) で表わされた係数 β' は加速度 a の増大とともに著しく大きくなる。ここには **図—1** に示したバラストのうち A, B, D, F の 4 種について値を示した。f=16.7 Hz では，A, B と D, F とで β' の変化の度合が異なっており，粒径の大きい A, B のほうが小さい。このことは 10～25 Hz の間でなりたっていた。26.6 Hz では β' の変化の度合に粒度による差が少なくなっている。

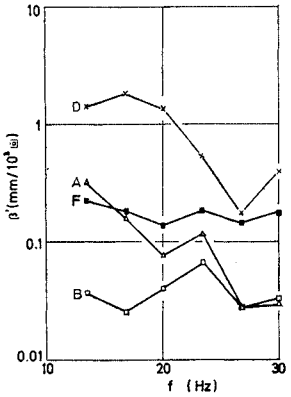


図—20　係数 β' と加速度 a の関係（振動数 f=16.7 Hz）



図—21　係数 β' と加速度 a の関係（f=26.6 Hz）

図—22 は，加速度を一定に保ったときの，振動数 f に対する係数 β' の値を示したものである。ここには a=1.0 G のときのみを示した。粒径の小さいDバラストは，粒径の大きい A, B バラストよりも β' の値が大きくなっている。振動数に対しては，全体的に見れば，f が大きくなると β' はやや小さくなる傾向があることがわかる。



図—22　係数 β' と振動数 f の関係（加速度 a=1.0 G）

本節の実験によれば，バラストの粒度によって，振動に対する感受性が多少異なり，粒径の大きいほうが振動に対して安定であると言える。前節 **図—16** の定数 β も粒径が大きいほうがやや小さく，傾向的には両実験は対応しているようである。軌道に敷設した場合には，沈下に影響を与える要因が種々加わるので，本実験に用いた実用範囲のバラストでは，粒度による差異は顕著とならないものと考えられる。

4. 結　　論

本研究においては，軌道のうち比較的研究の遅れている道床について，振動の減衰特性と変形に関して，バラスト粒度との関連にも触れながら，実験・計測結果に基づいて考察を進めた。種々検討の余地もあろうが，得られた研究成果を要約すれば，次のとおりである。

(1)　列車走行によって実軌道に生ずる振動をフーリエ解析してそのスペクトル構造を調べると，まくらぎにおいては，半対数紙上で目立ったピークを有しない右上りの直線状で，ランダムな成分が多いが，道床・路盤においては高振動数の成分が著しく減衰し，半対数紙上で1つのピークを有する形状となる。道床から路盤へ伝達されるとさらに高振動数成分が減衰し，低振動数成分が残る。

(2)　道床における振動の減衰を評価する場合には，その振動数特性を考慮しなければならない。その方法として，軌道各部のスペクトルの比を調べることを提案した。

(3)　軌道振動に対する道床の役割として，質量としてのほか，高振動数成分の減衰という点が重要である。路盤の変形や噴泥などの問題に関連させての研究が望まれる。

(4)　バラスト粒度が異なっても軌道振動にはそれほ

ど差異が現われない。

（5） 道床沈下が継続的に進行する原因の1つとして，道床構造に自由表面が多いことがあげられる。それによりまくらぎ直下の部分のバラストが側方に移動することによって沈下が生じるものと考えられる。

（6） バラスト層の沈下進みは加速度が大きくなると指数的に増大する傾向にある。粒径の大きいバラストのほうがその割合が小さい。振動数に対しては振動数が大きくなると沈下進みはやや小さくなる。

（7） 室内模型軌道における道床沈下の特性は，粒度によって多少異なり，粒径の大きい砕石のほうがごくわずかではあるが，沈下進みが少ないようである。

（8） しかしながら，粒度による差異は，実用上はあまり問題にならない程度であって，粒度調整によるコスト増や，作業性を考慮すれば，現行粒度を変更する理由にはならない。

今後引続いて，特に，バラスト層のような粒状体における振動性状や復元力および減衰の機構に関して研究を進めてゆく計画である。

最後に，本研究を実施するに当たり，実験・計測そのほかに多大の助言と協力をされた京都大学　土岐憲三助教授，亀田弘行助教授の両氏ならびに同大学工学部交通土木工学教室路線施設学研究室の諸兄，国鉄大阪鉄道管理局保線課，同京都保線区の方々に深謝する次第である。

また本文のとりまとめに当たり，終始ご鞭撻をいただいた信州大学　川上浩教授にも感謝いたしたい。

なお，計算には京都大学電子計算機 KDC-Ⅱ を使用した。

参考文献

1) 後藤尚男・勝見 雅・渡部卓郎・飯室越太郎：軌道衝撃の支承体への伝達に関する実験的一考察，鉄道線路，11，昭 38.
2) 佐藤吉彦：軌道に生ずる高周波振動とその考察，土木学会論文集，77，昭 36
3) 佐藤吉彦：軌道に生ずる高周波振動，鉄道線路，10，昭 37.
4) 日本鉄道施設協会：道床砕石の品質改良に関する研究報告書（委員長：後藤尚男），昭 42.3，昭 43.3.
5) 土岐憲三：動的現象の計測とスペクトル解析，土木工学における動的現象の計測とデータ処理（土木学会関西支部講習会テキスト），昭 42.6，41～53
6) Robson, J.D. : An introduction to random vibration, Edinburgh Univ. Press, 1963.
7) Bendat, J.S. and A.G. Piersol : Random data : Analysis and measurement procedures, Wiley-interscience, 1971.
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，65，昭 34.
9) 佐藤 裕：軌道力学，鉄道現業社，昭 39，41～50
10) 岡部二郎：バラスト支持力の実験的研究，鉄道線路，9，昭 36，303～308，339～346，387～392.
11) 後藤尚男・小西純一：衝撃荷重による粒状体の沈下について，土木学会第 24 回年次学術講演会講演集 3，昭 44，59～62
12) 小西純一：繰返し荷重による粒状体の構造変化，信州大学工学部紀要第 30 号，昭 46，95～103
13) 後藤尚男・小西純一・坂東 弘：道床バラストの粒度と振動数特性について，昭和 43 年度関西支部年次学術講演会，昭 43. Ⅳ-43.

（1973.2.15・受付）