

高速列車走行による沿線地盤振動 のコンピュータ・シミュレーション予測

竹宮 宏和¹・合田 和哉²・小森 大資³

¹正会員 工博 岡山大学教授 環境理工学部 環境デザイン工学科 (〒700-8530 岡山県岡山市津島中3)

²正会員 工博 東洋建設(株) 土木設計部 (〒101-0054 東京都千代田区神田錦町3-7-1)

³正会員 工修 松尾橋梁(株) (〒551-0023 大阪府大阪市大正区鶴町3-4-18)

本研究は、平坦軌道、盛土軌道上を走行する新幹線列車から発生する地盤振動の予測をコンピュータ・シミュレーションから行ったものである。地盤に対する列車荷重には軌道特性からの分布荷重を仮定し、車軸間隔、車両の編成を考慮している。さらに枕木間隔が周期性を与える他、振動発生には諸要因があり、そのため新幹線沿線のフィールド計測波形の逆解析を導入して予測精度の向上を図った。解析ツールとして、著者らの開発した2.5次元 FEM-BEM モデルをとっている。本手法は軌道沿線の振動予測に寄与する。

Key Words : train induced vibration, flat track, embankment track, 2.5-dimensional FEM-BEM hybrid, frequency domain analysis, inverse analysis, vibration attenuation.

1. まえがき

都市間を結ぶ高速列車への期待が以前にも増して出てきている。それと同時に、これまでの列車による振動経験から沿線環境振動問題への取り組みへの関心も高まっている。

高速列車の走行による沿線の環境振動の評価法は、一般に振動レベル計による 1/3 オクターブ計測手法に従って基準レベルに対する相対比としてデシベル(dB)表示をしている¹⁾。そして軌道からの距離減衰式の誘導に関しては、上記の統計処理から回帰式を提示する方向がとられている²⁾。しかし最近の列車の高速化に伴い、以前より高い振動レベルを記録する傾向にあると報告されている。その程度は地盤条件によって異なる。沿線振動の予測に関しては、列車重量、走行速度との関係、軌道種別、地盤条件を考慮して力学同類として信頼ある振動予測法を開発することの必要性が指摘される。こうした方向の研究として文献³⁾が挙げられる。著者らも移動荷重・加振の下で地盤振動を波動論から解析し^{4)~8)}、また新幹線列車走行による軌道沿線振動の実測波形の分析⁹⁾から、振動源の特性と共に地盤内の波動伝播メカニズムを調べている。振動源を含む波動場では、それらの論文に示したよ

うに、移動速度により地盤内に誘発される波動伝播がある。そこで本研究では、そのような波動場を定式化の中で考慮できて、列車走行時の沿線地盤振動を予測する手法の開発を目標としている。

列車走行による沿線の振動問題は、(1)振動源側としての軌道内の振動発生メカニズムと、(2)その振動の地盤内の伝播メカニズムに分けて考えることができる。まず(1)では、編成車両の走行に伴い、車両の構造諸元に従って輪重の軌道への繰り返し荷重が順次起こる。軌道はレール・枕木・道床から成るが、レールの弾性変形は軌道面内の曲げ波動伝播と車両の走行速度比から、擬似静的に捉えることができる³⁾。そして軌道の弾性変形は枕木を介して路盤への応力荷重となる。従って、列車走行は輪重の周期的荷重と枕木間隔による周期性が複合された形で路盤へ荷重される擬似周期荷重状態となる⁹⁾。つぎに(2)の地盤内振動伝播の評価法においては、軌道形式(平坦、盛土)に加えて原地盤の条件が考慮されなければならない。著者らは、多層地盤上の移動加振源による解析法を薄層要素法と有限要素法の結合から2.5次元解析法(同一断面の奥行方向を想定した3次元解析)で示したが^{5), 7)}、同モデル化手法は、これらの地盤-軌道構造系を取り込んでおり、従って解析に(1)の加振条件を導入することは容

易である。本研究では、車両編成による輪重の周期的載荷を位相差で考慮し、枕木間隔による周期性を調和関数で表現した。後者の各振動数に対する振幅の評価は実測波形から逆解析で行った。対象とした軌道構造は新幹線の平坦および盛土軌道である。

2. 逆解析による振動予測手法

(1) 列車の走行荷重

列車の走行によって軌道に載荷される荷重特性について述べる。軌道には図-1に示すように、一車両（車両長 L_c [m]）が速度 c [m/s] で通過することによって、4個の車輪荷重が順次載荷され、さらに N 車両の編成によって（車輛数） x （車両長）だけ移動速度に従った時間遅れの載荷状態となる。いま、一車両の載荷を $F_1(x, y, z, t)$ とし、 N 車両編成での載荷は

$$F_N(x-ct, y, z, t) = \sum_{n=0}^{N-1} F_1(x-ct-nL_c, y, z, t) \quad (1)$$

ここで、加振振動数 ω_0 の1つの輪重による路盤への載荷で進行方向（ x 方向）の分布を $\Phi(x)$ 、進行直角方向（ y 方向）の分布を $\Psi(y)$ とし式(1)を数式表現すると、付録Aにおいて示すように、振動数（ \sim で示す）-波数（ \sim で示す）領域においては、式(1)は

$$\tilde{F}_N(\xi, \eta, z, \omega) = \frac{2\pi}{c} \chi_N(\xi) \tilde{\Psi}(\eta) \delta\left(\xi - \frac{\omega - |\omega_0|}{c}\right) \delta(z) T \quad (2)$$

$$\chi_N(\xi) = \tilde{\Phi}(\xi) \left\{ 1 + e^{i a \xi} + e^{i(a+b)\xi} + e^{i(2a+b)\xi} \right\} \frac{1 - e^{i N L_c \xi}}{1 - e^{i L_c \xi}} \quad (3)$$

ただし ξ, η はそれぞれ x, y 方向の波数、 T は荷重強度を表す。そして i は虚数単位である。 a, b は図-1の車輪間隔である。

移動荷重には新幹線軸重に相当する荷重列（通常16両編成）を考慮すると、車軸間隔から $a=2.5$ m, $b=15$ m。また、車輪からレール、枕木およびバラストを介して路盤に伝達される応力分布は、実務的には、「鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物、参考資料-32」¹⁰⁾ に基いてなされるが、本研究では、より厳密に進行方向には集中力下の弾性床上の梁の変位分布（特性値 $q=1.5$ m）を、進行直角方向には図-1の二連の三角分布幅 $2B$ を仮定した。つまり

$$\Phi(x) = \frac{1}{\sqrt{2}L_c} \exp\left(-\left|\frac{x}{L_c}\right|\right) \sin\left(\left|\frac{x}{L_c}\right| + \frac{\pi}{4}\right) \quad (4)$$

$$q = \frac{3\pi L_c}{4}, L_c = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K}}$$

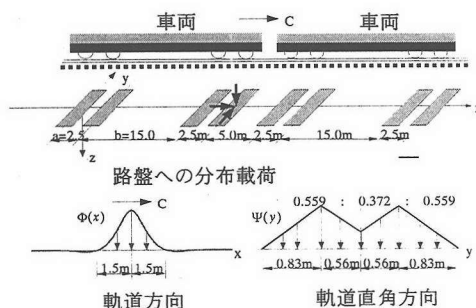


図-1 列車荷重のモデル化

$$\Psi_{1,2}(y \pm y_0) = \begin{cases} \frac{1}{B} \left(1 - \left|\frac{y \pm y_0}{B}\right|\right) & |y \pm y_0| \leq B \\ 0 & B < |y \pm y_0| \end{cases} \quad (5)$$

y_0 は三角形分布の頂点を与える座標値

上式(4), (5)の波数領域表現はフーリエ変換より

$$\tilde{\Phi}(\xi) = \frac{4}{4 + (\xi L_c)^4} \quad (6)$$

$$\tilde{\Psi}_1(\eta) + \tilde{\Psi}_2(\eta) = \frac{4(1 - \cos(B\eta))}{(B\eta)^2} \cos(\eta y_0) \quad (7)$$

ただし、 EI はレールの曲げ剛性、 K は枕木とバラスト部の弾性反力係数を定義している。この応力分布の仮定は、列車の走行速度がレールの曲げ波動伝播速度に比べて遅い状態では文献³⁾によれば妥当である。

付録Aの解析例から明らかのように、列車走行による載荷は静的荷重の移動効果により擬似周期加振の状態を与えることになる。その理由は、式(2)において、 $\xi = \omega/c$ ($\omega_0 = 0$)として $\chi_N(\omega/c)$ から明らかである。著者らの前論文⁸⁾の移動載荷・加振源の応答におても、順次通過する荷重列の効果が卓越して現れていた。さらに新幹線沿線での計測からもこのことは実証される⁹⁾。

(2) 枕木間隔による周期特性

軌道にはレール下に枕木が一定間隔で敷設されている。この上を列車が走行すると、その間隔に従って調和的振動が発生する。いま、一輪重の走行（速度 C [m/s]）において、枕木間隔 $d=0.6$ [m] から周期性を定式化することができる。その際、軌道たわみの波長は枕木間隔の偶数倍となることは明らかであろう（図-2参照）。これに対応した振動数は $\omega_j = \pi C / jd$ [rad/s] ($j=1, 2, 3, \dots$) である。したがって、枕木による振動効果を取り入れた一輪重の走行加振を次式で近似することができる。

$$F(x-ct, y, z, t) = \Phi(x-ct) \Psi(y) \delta(z) \cdot T \cdot \sum_j A_k(\omega_j) \exp(i\omega_j t) \quad (8)$$

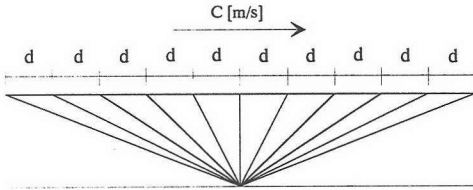


図-2 枕木上の軌道たわみの波長分解
(基準化された最大値と波長端を直線で結ぶ)

ただし振幅 $A_k(\omega_j)$ はシミュレーション値と計測波の両者の加速度フーリエ振幅に対する最小二乗誤差法より決定される。つまり、 $A_k(\omega_j) = 1$ に対する計算値の k 方向成分のフーリエ変換を $C_k(y_i, \omega_j)$ 、計測値を $O_k(y_i, \omega_j)$ として

$$\sum_i \left\{ \rho_k(y_i, \omega_j) - A_k(\omega_j) C_k(y_i, \omega_j) \right\}^2 \rightarrow \min \quad (9)$$

から $k=x, y, z$ 方向の重み係数 $A_k(\omega_j)$ を決定する。ただし、 $\omega = 0$ では、輪重は z 方向のみであることから $A_x(0) = A_y(0) = 0, A_z(0) = 1$ である。軌道直交方向の距離 y_i に対しては、複数の点 N_i 点を対象とする。

(3) 系の解析モデル化と応答解析手法

軌道下の原地盤の構成を多層地盤でモデル化し、その上に軌道(平坦、盛土)の構築とする。前論文⁷⁾における数値解析手法では、フーリエ変換法による波数領域解析法を示した。解析に当っては平坦軌道の場合は、路盤を特に考慮せず、原地盤上に直接軌道とした。盛土構造の場合は、有限要素で表したこの部分と多層地盤のグリーン関数解に基づく境界要素法とのハイブリッド解析をとった。その結果、全体系での運動方程式として

$$\begin{bmatrix} \mathbf{K}_{SS} & \mathbf{K}_{SI} & \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{IS} & \mathbf{K}_{II}^{FEM} + \mathbf{K}_{II}^{BEM} & \mathbf{K}_{IB} \\ \mathbf{0} & \mathbf{K}_{BI} & \mathbf{K}_{BB} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{U}}_S \\ \tilde{\mathbf{U}}_I \\ \tilde{\mathbf{U}}_B \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{F}}_S^0 \\ \tilde{\mathbf{F}}_I^0 \\ \tilde{\mathbf{F}}_B^0 \end{bmatrix} \quad (10)$$

ここに、有限要素領域の節点を下添字 S 、境界要素領域の節点を下添字 B 、それらのインターフェイス節点を下添字 I としている。要素マトリックスの詳細については前論文⁽⁷⁾を参照されたい。

移動加振源の式(8)に対する振動数・波数領域でのフーリエ変換表現は、次式で得られる。

$$\tilde{\tilde{\mathbf{F}}}(\xi, \eta, z, \omega) = \frac{2\pi \tilde{\Psi}(\eta) \tilde{\Phi}(\xi)}{c} \delta(z) \cdot \mathbf{T} \cdot \sum_j A_j \delta\left(\xi - \frac{\omega - |\omega_j|}{c}\right) \quad (11)$$

これに対する式(10)の解の空間領域 (x, y) へのフーリエ逆変換では、加振力の移動 (x) 方向に関する波数積分が解析

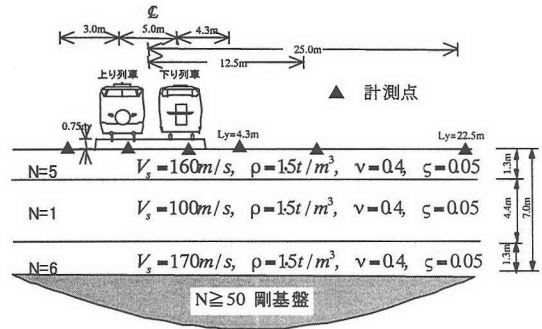


図-3 平坦軌道地盤条件とフィールド計測点

的に遂行され、その移動直角 (y) 方向の波数に関する波数積分のみが残る。従って、波数 η に関する外力項を陽にして、振動数・波数領域の応答 \tilde{u} から振動数領域解は、

$$\begin{aligned} \tilde{u}(x, y, z, \omega) &= \sum_{\eta} \frac{1}{4\pi^2} \int_{-\infty}^{+\infty} \tilde{u}\left(\frac{\omega - |\omega_j|}{c}, \eta, z, \omega\right) \cdot \\ &\Psi(\eta) \exp(-i\eta y) \exp\left(-i \frac{\omega - |\omega_j|}{c} x\right) d\eta \end{aligned} \quad (12)$$

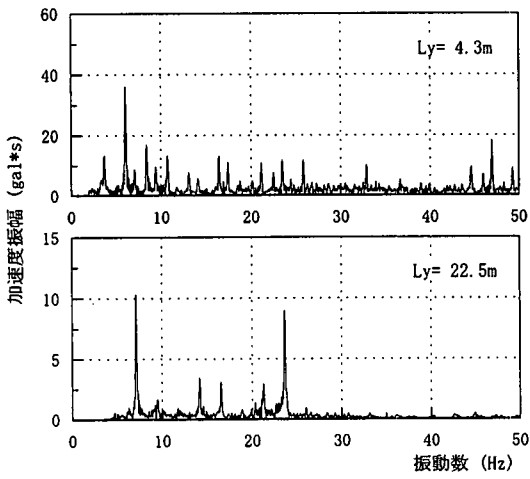
ここで、 $\tilde{u}((\omega - |\omega_j|)/c, \eta, z, \omega)$ は x 方向伝播の波数 ξ が ω において固定されることを意味している。次に式(11)の y 方向に関するフーリエ逆変換を離散化波数法⁽¹¹⁾で処理する。従って

$$\begin{aligned} \tilde{u}(x, y, z, \omega) &= \sum_{\eta} \frac{1}{4\pi^2} \sum_{n=0}^N \tilde{u}\left(\frac{\omega - |\omega_j|}{c}, \eta_n, z, \omega\right) \cdot \\ &s(\eta_n, y) \exp\left(-i \frac{\omega - |\omega_j|}{c} x\right) \Delta\eta \end{aligned} \quad (13)$$

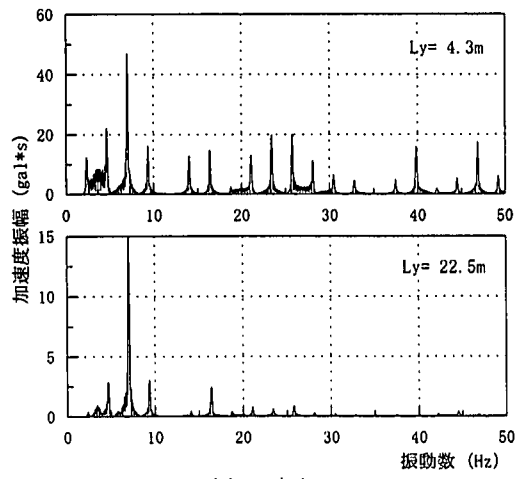
ただし $\eta_n = 2\pi n / L_w$ ($n = 0, 1, 2, \dots, N$)、 $\Delta\eta = 2\pi / L_w$ 、 L_w は基本長である。基本長の取り方については、文献⁽⁴⁾で述べてある。上式(13)では y 方向の加振力の分布を陽な形で取り扱っており $s(\eta_k, y) = \Psi(\eta_k) \exp(-i\eta_k y)$ は加振源の式(7)に対して \tilde{u} の偶関数、奇関数に応じて容易に求められる⁽⁷⁾。

3. 平坦軌道の場合の振動性状

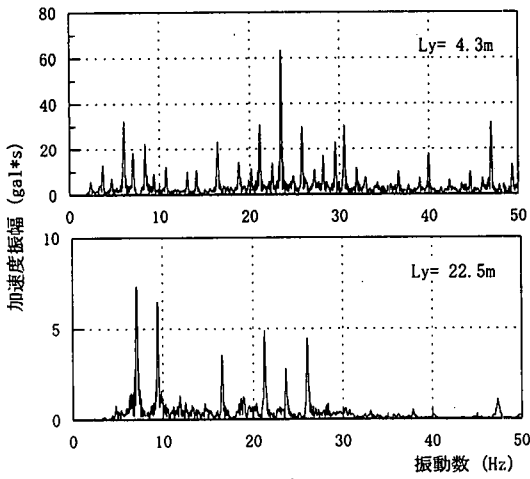
振動計測は東海道新幹線沿線の一場所で実施され、図-3に示す上下線についてそれぞれ列車通過時の軌道直下および保守用通路の路盤の加速度が計測されている。対象とした車種は、表-1に示す0, 100系および300系である。当該地区では、ほぼ水平な成層地盤上に直接に軌道が敷設されており、近傍箇所での原位置ボーリング調査によると、図-3に示す N 値分布の軟弱層が N 値50以下



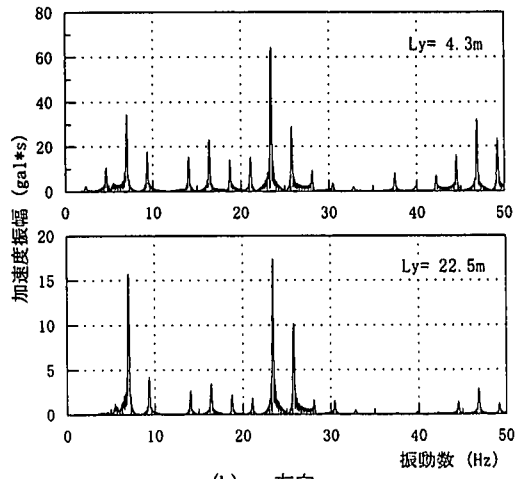
(a) x-方向



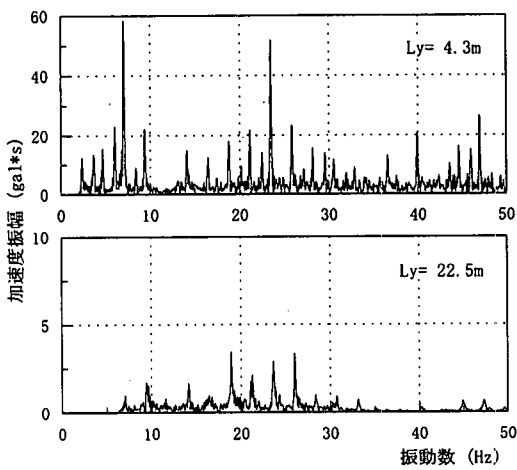
(a) x-方向



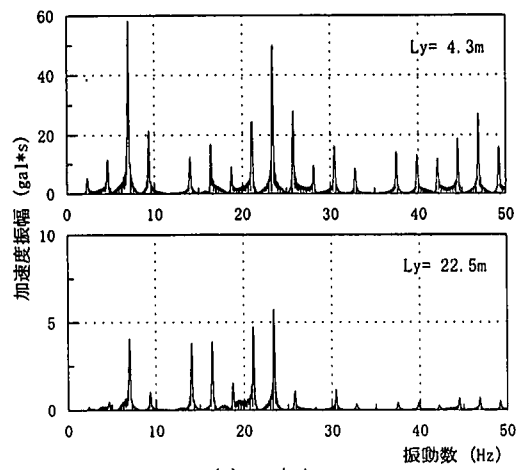
(b) y-方向



(b) y-方向



(c) z-方向



(c) z-方向

図-4 計測加速度のフーリエスペクトル, 平坦軌道
新幹線0-系列車速度 211 km/h

図-5 逆解析による振動数応答, 平坦軌道
新幹線0-系列車速度 211 km/h

表-1 新幹線列車の車種別特性

車種	車両重量 (kN)	最高速度 (km/h)	軸重 (kN)
0	630	200~222	160
100	620	203~214	160
300	440	252~254	110

表-2 重み係数 $A_k(\omega_j)$, 平坦軌道 (単位輪重に対して)

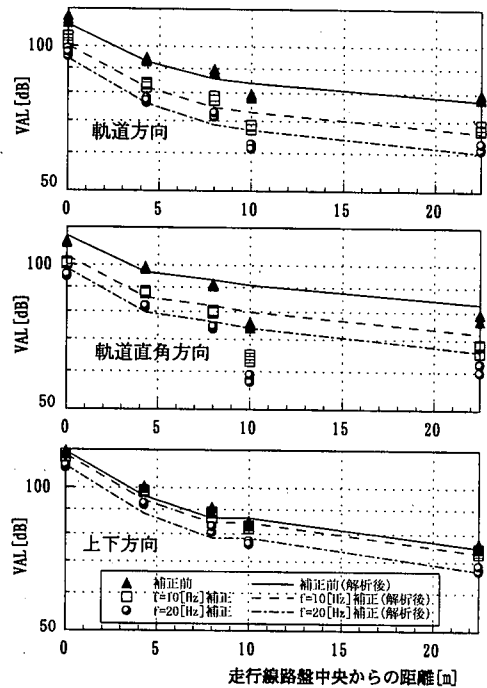
速度 (km/h)	L_0 (m)	振動数 (Hz)	重み係数		
			X	Y	Z
211/245	∞	0.0 / 0.0	0.000	0.000	1.000
	18.0	3.26/ 3.78	-0.580	0.003	0.341
	8.4	6.98/ 8.10	0.086	0.196	0.008
	3.6	16.28/18.91	0.015	-0.046	0.039
	2.4	24.42/28.36	0.008	0.062	0.025
	1.2	48.84/56.72	0.020	0.041	0.061

上の基盤上に堆積している。同図にはこれを参考にせん断波速度 V_s [m/s] に換算⁽¹²⁾した概略値を記述してある。S波速度においてインピーダンス比に数倍の差のある $N \geq 50$ の深さを剛基盤仮定した。軌道周辺地盤の応答特性として、著者は別論文⁹⁾で計測波形からの考察をサイトの地盤条件において行なっている。そこでは図-4に見られるように、「通路 ($L_y=4.3$ m) と軌道から離れた地盤上 ($L_y=22.5$ m) では計測波に含まれる振動数成分が大きく変化しており、波動の伝播に原地盤の成層構成がフィルター効果として現れている。その他のピークの出現には車輪間隔、枕木間隔が影響している。」と考察している。そこで逆解析を通して新幹線 16 両編成のシミュレーション値にこれらの現象を取り込むため、ここでは新幹線 0 系下り列車の走行速度 211km/h を対象にして軌道からの距離、 $L_y=4.3$ m と 22.5 m 地点の計測波形を用い、表-2に示す枕木間隔の倍数距離 L_0 の周期性において式(8)の係数 $A_k(\omega_j)$ を決定した。ただし振動数を 50Hz 以下に限定した 50Hz としたのは、沿線地盤には、距離減衰でそれより高い振動数成分が無くなっていることによる。その結果のフーリエ・スペクトルを図-5に描いた。図-4と図-5の比較からシミュレーション値と計測値との対応は軌道近傍、周辺地盤において卓越振動数の一致をほぼ達成している。なお 0 系の走行速度 211km/h から求められた重み係数を 300 系の走行速度 245km/h に対しても枕木間隔の周期性で表-2に示した振動数で用いた。同表の振動数は振動源の移動によるドップラー効果は考慮されていない。また係数は単位輪重を載荷しているため、 $L_0=\infty$ でのz方向の重み係数は 1.0 となっている。新幹線列車に対しては、表-2より対象車両の輪重に調整した。

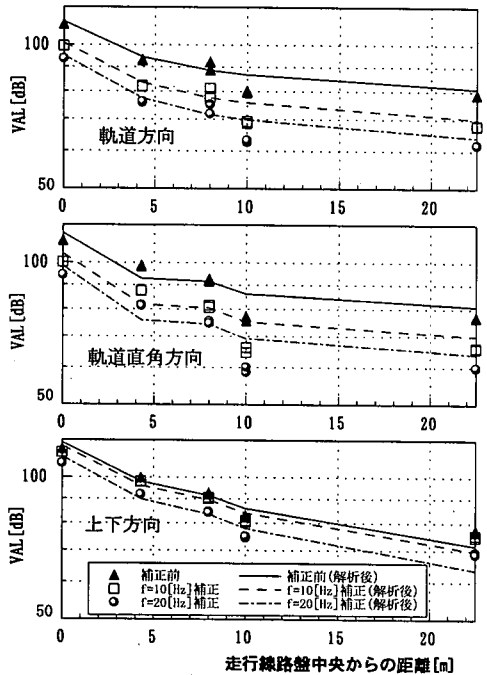
環境振動評価法として振動加速度レベル (VAL) がある。これは計測加速度 A [m/s²] を基準値 $A_0=10^{-6}$ [m/s²] に対して dB 表示したものである。つまり

$$VAL = 20 \log_{10}(A/A_0) \quad (13)$$

ここでは A には最大値をとった。そして、振動の人体感覚を考慮した A_0 を用いて振動数 (f) 補正した振動加速度レベル値がある (付録 B)。図-6に 0 系, 300 系新幹線列車



(a) 新幹線 0 系



(b) 新幹線 300 系

図-6 最大加速度の距離減衰性, 平坦軌道

の走行時の計測記録（3計測結果）の最大値に対して、上記の VAL 値と、 $f=10, 20$ [Hz] における補正值を示した。同図からは、10m地点を除いてはシミュレーション値の予測はよいが、同地点では計測値はシミュレーション値よりかなり小さい。この理由としてつぎのことがらが考えられる。車両の複数編成の走行から発生される波の伝播経路上における干渉で、振動が増幅あるいは非増幅する箇所が特定の水平距離で現れる。これは振動源の振動数による波長によって決まる。10m地点は後者の減少の起こる場所となっている可能性が高い。逆解析では、 $Ly=4.3m$ と $22.5m$ 地点の計測波を使用したため、10m地点の振動性状が振動源に十分に反映されていない。つまり、同地点へ影響する枕木間隔からの発生振動数が表-2では再現されていないと結論される。なお、300系が0系、100系よりも列車速度が速いにも関わらず同程度の最大加速度値を示すのは、300系の重量が軽いためである。

4. 盛土軌道の場合の振動応答

新幹線走行時の振動計測を東海道新幹線のある盛土沿線で行われている。計測位置の概要とボーリング調査結果から推定される¹²⁾地盤条件を図-7に示す。計測点は▲で示しているが、上り下り通路の上での計測は、列車の走行向きで合わせている。新幹線走行時の計測波形の説明は別論文⁹⁾においてした。路盤上に現れる各ピーク振動数は非常に周期的で、それらは列車の車軸間隔および枕木間隔から決まるものにほぼ相当している。図-8は300系が上り線走行時の上り通路 ($Ly=2.5m$) と測点 $25m$ ($Ly=27.25m$) における加速度のフーリエ振幅を示したものである。 $Ly=2.5m$ 地点では $40Hz \sim 50Hz$ の高振動成分が卓越しており、同地点での軌道部を含めた列車振動が表-3を参照して軌道と路盤を含めた枕木間隔による発生と思われる。また軌道狂いが関係していることも考えられる。これに対して盛土から離れた $Ly=27.5m$ 地点では $20Hz \sim 30Hz$ の振動成分が卓越するようになり、高振動成分は距離減衰のため、また $5Hz$ 以下の低振動成分は表層地盤の遮断振動数のため、見られなくなる。後者の説明においては、著者の別論文⁶⁾を参照されたい。また、列車速度によりこれらの卓越振動数には多少の差異がみられる。

原地盤-盛土系の FEM-BEM モデルによるシミュレーションを上り列車の走行に対して、通路 ($Ly=2.5m$) と周辺地盤 ($Ly=27.5m$) の計測波形を用いて逆解析を行った。解析モデルでは、インピーダンス比が大きく変る $N > 50$ の深さを剛基盤とした。移動加振源のモデルの重み係数を 0 系の走行速度 $c=215 km/h$ に対して求めた。300系の走行速度 $244 km/h$ のシミュレーション値の修正に際しては、

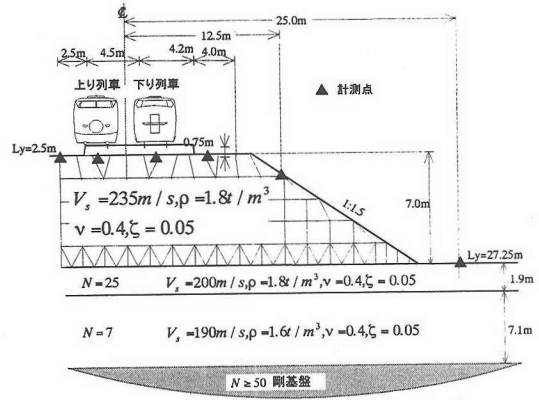
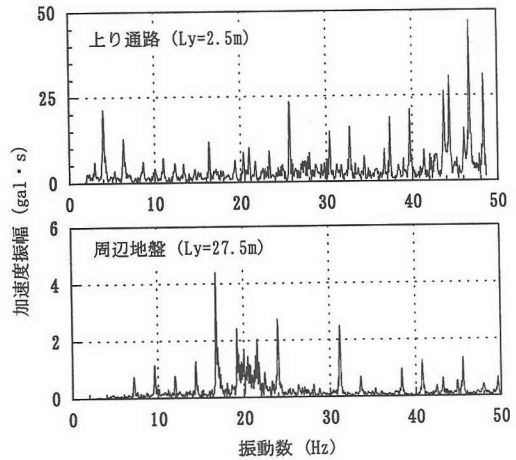
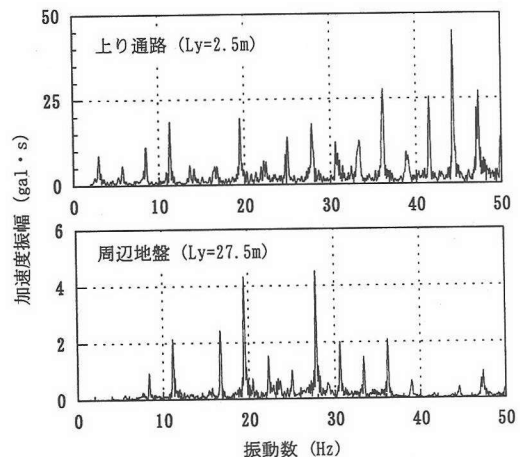


図-7 盛土軌道のフィールド計測



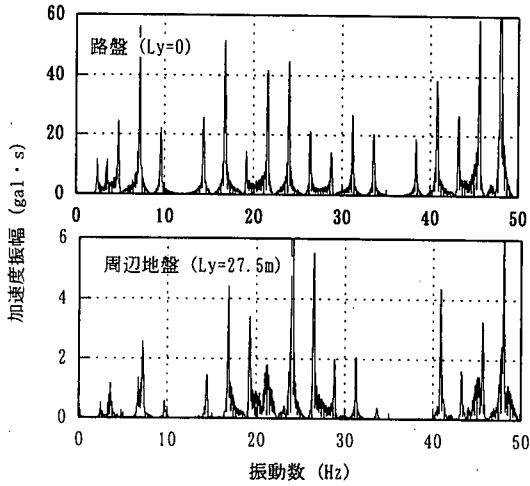
(a) 新幹線 0-系列車速度 215 km/h



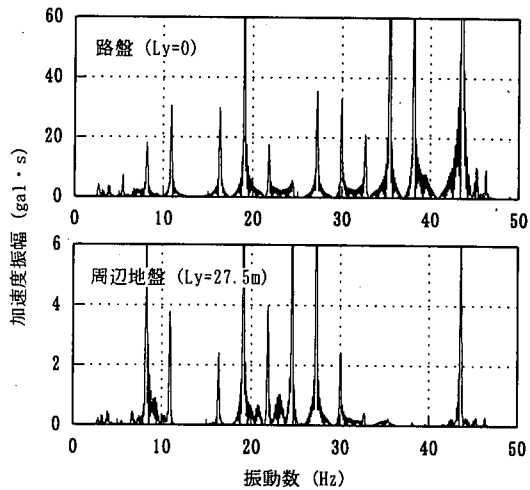
(b) 新幹線 300-系列車速度 244 km/h

図-8 計測加速度のフーリエスペクトル、z-方向、盛土軌道

0系の時速 $215 km/h$ の逆解析結果の重み係数を、枕木間隔より発生する周期性のみを変えた振動数に対してそのまま使用した。これらを表-3に示す。



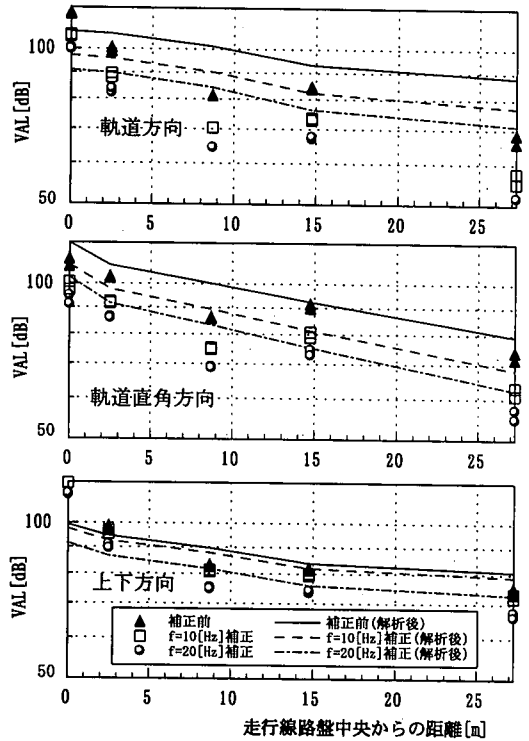
(a) 新幹線0一系列車速度 215 km/h



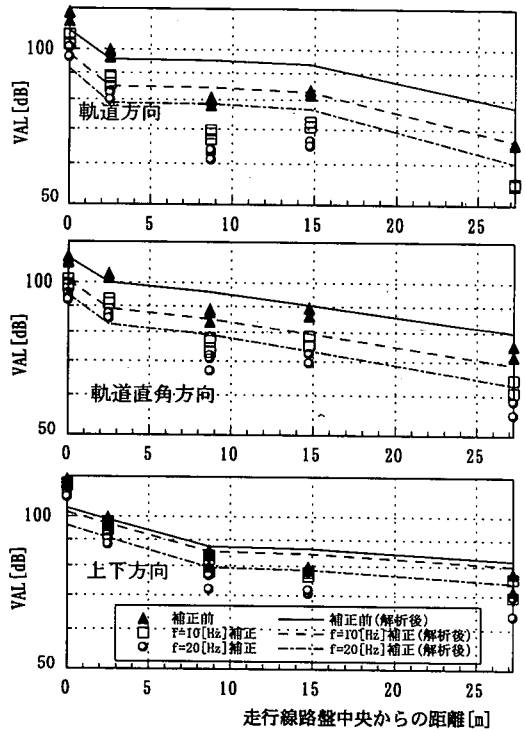
(b) 新幹線300一系列車速度 244 km/h

図-9 逆解析による振動数応答, z-方向, 盛土軌道

図-9は, 0, 300系の逆解析によるシミュレーション結果である。シミュレーション点は対象軌道の $L_y=0$ の点に注目した。そのため計測点とシミュレーション点は場所的には2.5mずれている。しかし路盤内の $L_y=0$ の計測値にはバラストの慣性力の効果が大きく入るため、また枕木への衝撃载荷のために、盛土の応答とは異なってくる。そのため、比較対象として計測値には2.5m地点の通路を選んだ。シミュレーション点は $L_y=0$ と2.5mではそれほど差がみられなかった。0系の逆解析値は計測値と比較して、振動数領域において、通路上、周辺地盤上の応答の主要部分をかなりの程度再現しているが、卓越ピーク値において多少の差が見られる。図-7の成層原地盤では、別論文⁹⁾によると、盛土を考慮しない状態でエアリ相の波動伝播が10Hzと25Hzに存在するので、シミュレーション結果の周辺地盤応答にはそのことが顕著に反映



(a) 新幹線0一系, 走行速度 215 km/h



(b) 新幹線300一系, 走行速度 244 km/h
図-10 最大加速度の距離削減性, 盛土軌道

表-3 重み係数 $A_k(\omega_j)$, 盛土軌道 (単位輪重に対して)

速度 (km/h)	L_d (m)	振動数 (Hz)	重み係数		
			X	Y	Z
215/244	∞	0.0 / 0.0	0.0	0.0	1.0
	18.0	3.32 / 3.76	-0.111	-0.334	-0.026
	8.4	7.10 / 8.07	0.06	-0.256	-1.03
	3.6	16.59 / 18.82	0.138	-0.064	-0.026
	2.4	24.88 / 28.24	1.56	-0.108	-0.078
	1.2	49.76 / 56.48	0.056	0.027	0.900

されて卓越ピークとなって現れている。300系の計測値と逆解析結果は、路盤においては非常に周期的にピークが広帯域にわたって林立する。周辺地盤においては、両者とも10Hz近傍に振動数成分が現れているが、20-30Hz付近の帯域では計測値は20, 30Hzに集中し、逆解析値もこの帯域内に周期的に分布する。

図-10は0系, 300系の上り線列車の3走行時の最大加速度を列車走行軌道からの距離において示したものである。表示はVAL値と人体感覚補正值で示している。同図の最大加速度分布は、水平距離 $L_y=8.7m$ 地点でシミュレーション値が計測値と大きな差となっているがその原因は前述の平坦軌道の場合と同様、 $L_y=2.5m$ と $27.5m$ の計測波形による逆解析をしており、 $L_y=10m$ の振動性状を適切に評価できなかったことによる。もし表層地盤のS波速度のみを比較すれば盛土軌道の方が約1.4倍大きいために、成層地盤モデルで計算すれば約半分の最大加速度となる。ただし、盛土軌道の場合、軌道近傍のフーリエ振幅は、成層地盤上の軌道のものに比べて40Hz~50Hzの高振動数域が卓越しているために、軌道近傍での最大加速度が成層地盤上でのものと同程度の値を持つ。さらに、周辺地盤でも同様な最大加速度を示すのは、軟い原地盤上の盛土軌道では、盛土の慣性力と周辺地盤剛性との相互作用が現われ、応答が周辺地盤で減衰しにくいためとなった結果であると考えられる^{5), 7)}。

5. むすび

本研究では、新幹線走行を対象にして、コンピュータ・シミュレーションから沿線地盤振動の予測を試みた。使用した解析ツールは著者らが開発した2.5次元モデル(軌道に沿って同一断面の3次元解析)のFEM-BEM手法に基づく⁷⁾。ここでは新幹線列車走行による地盤への載荷を2段階で取り扱った。まず車両の車軸間隔, 列車の編成の下で一定速度で移動する荷重列による軌道-地盤系の応答を求め、さらに枕木間隔による周期性を付与するために、これを調和関数で置き換え、その振幅の決定には計測波形の逆解析を導入した。その際、枕木間隔の偶数倍の波長

から決まる特定振動数における最小自乗法を適用した。

本文では、例題的に平坦軌道と盛土軌道を対象にしたが、得られた結果として、(1)高速列車の走行による沿線地盤振動の評価において、振動源の発生振動数成分を明確にすることが地盤内の波動場の評価重要である。(2)軌道沿線の計測波形を利用した逆解析からの修正シミュレーション値に特定個所のデータを使用したが、地盤内の伝播波の波長からそれらを決定する必要がある。(3)軌道からの距離減衰を最大加速度レベル値, 人体感覚で補正した後の振動加速度レベル値(VAL)を描いたが、これは振動予測回帰式に容易に結びつけることができる。

付録 A 移動荷重列から発生する擬似周期振動⁸⁾

車両編成の列車荷重を定式化するに当たり、まず一両分の輪荷重を考える。いま、輪重を加振振動数 ω_0 , 速度 c の移動加振力と想定すると、これによる路盤への載荷は

$$F(x-ct, y, z, t) = \{ \Phi(x-ct) + \Phi(x-ct-a) + \Phi(x-ct-a-b) + \Phi(x-ct-2a-b) \} \Psi(y) \delta(z) e^{i\omega_0 t} \quad (A.1)$$

ただし $\Phi(x)$ は1つの輪荷重による x 方向分布関数、 $\Psi(y)$ は y 方向分布関数、 T は荷重強度を表す。式(A.1)を x, y 方向, また時間に対してフーリエ変換を行うと

$$\tilde{F}(\xi, \eta, z, \omega) = \frac{2\pi}{c} \tilde{\Phi}(\xi) \tilde{\Psi}(\eta) \left\{ 1 + e^{ia\xi} + e^{i(a+b)\xi} + e^{i(2a+b)\xi} \right\} \delta(z) \delta\left(\xi - \frac{\omega - |\omega_0|}{c}\right) \cdot T \quad (A.2)$$

この N 両編成の和をとると、本文中の式(2)の波数・振動数領域の表現を得て

$$\tilde{F}_i(\xi, \eta, z, \omega) = \frac{2\pi}{c} \chi(\xi) \tilde{\Psi}(\eta) \delta(z) \delta\left(\xi - \frac{\omega - |\omega_0|}{c}\right) \quad (A.3)$$

$$\chi_N(\xi) = \tilde{\Phi}(\xi) \left\{ 1 + e^{ia\xi} + e^{i(a+b)\xi} + e^{i(2a+b)\xi} \right\} \frac{1 - e^{iNL_y\xi}}{1 - e^{iL_y\xi}} \quad (A.4)$$

ただし $\tilde{\Phi}(\xi)$, $\tilde{\Psi}(\eta)$ は、式(6), (7)に定義しておいた。上記の荷重列による地盤の振動を計算するため層状地盤のグリーン関数を文献⁷⁾に従って計算する。

一例を示すと、図-A.1は新幹線車両編成(16両)と同一の軸重の移動を与えたときの時刻歴応答のシミュレーションである。ここでは荷重列の移動効果のみを抽出するために加振振動数を $\omega_0=0$ とした。これは軌道路盤で計測される周期的なスパイク状の振動に酷似している⁸⁾。

振動数成分を調べるために、そのフーリエ変換をとった

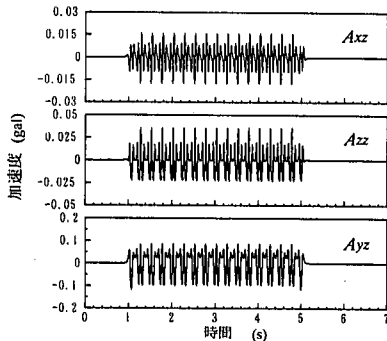


図-A.1 移動荷重列による地盤振動

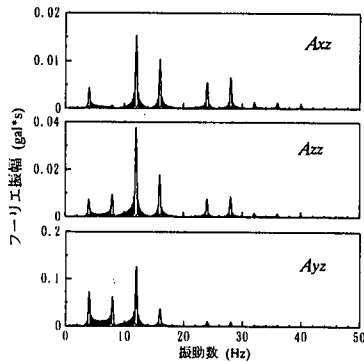


図-A.2 フーリエ振幅

ものを図-A.2に描いた。同図からは車軸間隔、車両編成から決定される規則的な振動数で卓越する振動が見れる。

付録B 振動加速度値の人体感覚補正

鉛直方向成分の補正として、振動数 f に応じて

$$1 \leq f \leq 4\text{Hz} : A'_0 = 2A_0 / \sqrt{f}$$

$$4 \leq f \leq 8\text{Hz} : A'_0 = A_0$$

$$8 \leq f \leq 90\text{Hz} : A'_0 = f \cdot A_0 / 8$$

水平方向成分の補正として、振動数 f に応じて

$$f \leq 2\text{Hz} : A'_0 = A_0 / \sqrt{2}$$

$$2 \leq f \leq 90\text{Hz} : A'_0 = f \cdot A_0 / 2\sqrt{2}$$

本文の式(13)において A_0 を次式の A'_0 で置き換える。

参考文献

- 1) 江島淳：地盤振動と対策-基礎・法合から交通・建設振動まで-第3章振動公害の法的規制，吉井書店，1982。
- 2) 芦谷公稔，吉岡修：高速走行時の地盤振動評価法，鉄道総研報告，Vol.8，No.6，37-42，1994.6。
- 3) Krylov, V.: Vibrational impact of high-speed trains.I. Effect of track dynamics, Journal of Acoustical Society of America, 100,(5), 3121-3134, 1996.
- 4) 竹宮宏和，合田和哉：移動加振源による成層地盤の3次元遷移応答特性，土木学会論文集，No.563/1-39，137-148，1997.4。
- 5) Takemiya, H. and Goda, K.: Prediction of ground ground vibration induced by high-speed train operation, Proc. 5 th Int. Conf. Sound and Vibration, Adelaide, 5, 2681-2688, 1997.12.
- 6) 竹宮宏和，合田和哉：衝撃/移動荷重による剛基盤上の成層地盤の波動伝播/非伝播現象，土木学会論文集，No.605/1-45，161-169，1998.10。
- 7) 竹宮宏和，合田和哉：移動加振源による多成層地盤上の盛土構造の振動評価へのFEM-BEMの適用，土木学会論文集，No.605/1-45，199-152，1998.10。
- 8) 竹宮宏和，安木清史：高速列車走行による沿線地盤への振動の伝播性状，第4回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集，229-234，1998.6。
- 9) Takemiya, H.: Lineside ground Vibrations induced by high-speed train passage, Workshop on effect of high-speed vibration on structures and equipment, Taiwan, 43-49, 1998.4.
- 10) 鉄道総合研究所：鉄道構造物等標準・同解説，土構造物，1992。
- 11) Bouchon, M. and Aki, K.: Discrete wave number representation of seismic source wave fields, Bull., Seis., Soc., Am., pp.259-277, 1977.
- 12) 土木学会：動的解析と耐震設計1，地震動・動的物性，技報堂，92，1989。

(1998. 7. 10 受付)

COMPUTER SIMULATION PREDICTION OF GROUND VIBRATION INDUCED BY HIGH-SPEED TRAIN RUNNING

Hirokazu TAKEMIYA, Kazuya GODA and Daisuke KOMORI

This paper has dealt with the computer simulation of the high-speed train induced ground vibration. The track loading is assumed by a set of harmonic moving function of different frequencies in view of a train geometry (axle distances of a car and connection of cars). Besides, sleeper distances and other vibration factors involved are of essence for the periodicity of alongside vibration so that an inverse analysis is introduced to the measured data for the Shinkansen train running. The 2.5 dimensional FEM-BEM method developed by the authors is used for the analysis. Thus simulated ground vibration results in a good prediction for the attenuation of alongside vibration acceleration value (VAL) in case of flat track and an acceptable prediction for embankment track.