

共振領域におけるコンクリート鉄道橋の 動的設計法に関する研究

曾我部 正道¹・松本 信之²・藤野 陽三³
涌井 一⁴・金森 真⁵・宮本 雅章⁶

¹正会員 (財)鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

²正会員 M.S. (財)鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 (同上)

³フェロー Ph.D. 東京大学教授 工学系研究科社会基盤工学専攻(〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)

⁴フェロー 工博 (財)鉄道総合技術研究所 鉄道力学研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

⁵正会員 日本鉄道建設公団 設計技術室 (〒100-0014 東京都千代田区永田町2丁目4番2号)

⁶正会員 東海旅客鉄道株式会社 浮上式鉄道開発本部 (〒103-8288 東京都中央区八重洲一丁目6番6号)

新型高速車両の導入やPRC桁・斜張橋などの低剛性桁の実現により、桁の動的応答や車両の走行性といった、鉄道固有の問題に関する技術基準を再整備していく必要が生じている。

本研究では、上記問題に関する各パラメータの影響度を数値解析により検討するとともに、速度500km/hまでの実車走行試験によりこれを検証した。桁の動的応答については、最大動的応答倍率2.1を含む、21の実橋梁の応答性状を明らかにし、高速領域の設計に用いる減衰定数の適値として2%を提案した。車両の走行性については、17箇所の実橋梁上において実車両の車体応答加速度(全振幅)が何れも1.5m/s²以内に留まっていることを示し、これに基づき速度350km/hまでの車両の走行性基準を検討した。

Key Words : dynamic interaction analysis, resonance, running safety, ride comfort, concrete girders

1. はじめに

新幹線の営業最高速度は、開業当初210km/hであったが、現在では、300km/hでの営業運転が実現している。また、JR方式浮上式鉄道では、山梨リニア実験線において、既に552km/hの速度記録が達成され、営業線へ向けての技術開発が順調に進んでいる。

鉄道構造物の設計は、安全性、耐震性、耐疲労性、使用性、耐久性など様々な観点からなされる必要があるが、高速鉄道固有の技術としては、鉄道橋の動的応答とそれが車両の走行性に及ぼす影響の2つの課題が挙げられる。

高架橋・橋梁に生じる動的応答は、一般に車両の走行速度の増加に伴い大きくなる傾向にある。即ち、多数車両編成による列車荷重は、振動系である構造物を規則的な周期で加振する、いわゆる「起振機」のようなものであり、車両の走行速度が増加して加振振動数が高架橋・橋梁の固有振動数に近づけば、共振が発生し、構造物の動的負荷が増大する。

この種の問題は、「連行移動荷重による速度効果」と称され、理論研究、模型実験、実橋測定などが過去に多くなされてきた^{1),2),3),4),5)}。

速度効果による桁の動的応答を対象とした設計体系としては、現在の速度パラメータ(後述)を用いた手法が、昭和58年改訂の建造物設計標準から取り入れられている。この手法は、大地¹⁾、松浦²⁾による理論検討や、欧州鉄道連合による統計分析³⁾、岡田、

石橋、佐藤⁴⁾によるRC桁の検討、石橋、長田⁵⁾による実測の結果などをベースにまとめられたものである。ここでは共振を許容しない設計、即ち桁の共振を避けるために、桁の剛性に下限値を設けるという手法がとられてきた。

現行の鉄道構造物等設計標準・同解説(平成4年制定)では、解説表を用いればある程度の共振を許容した設計が行えるが、近年の列車速度の飛躍的な向上とPRC桁や斜張橋などの低剛性構造物の実現などにより、設計式の適用対象外となる橋梁が増えつつあり、より合理的、経済的な設計手法の確立が求められてきている。

そこで本研究ではまず3章において、桁の動的応答に及ぼす列車速度、車両長、車両連結数、桁スパン長、桁剛性、桁の減衰定数などの影響を数値解析により明らかにし、共振領域の設計を支配する要因について整理した。加えて、これまで検討が部分的であった、車両と構造物との動的相互作用、軌道狂いの影響について、従来より詳細な動的相互作用解析を実施し、その影響度を定量的に評価した。

続いて4章において、21箇所の実構造物に対して走行試験を行い、列車速度、桁長、桁剛性、減衰定数などの観点から上記解析結果の検証を試みた。特に従来から測定値の少ない共振領域での構造物の挙動を捉えることを測定の主眼とし、従来に無い超高速領域(列車速度500km/h)での測定も実施した。

これらの数値解析、試験の結果を受け、桁の動的応答に関する将来の技術基準の改訂指針について提案を行った。

一方、車両の走行性に関する問題であるが、一定間隔で連続する桁・高架橋のたわみ形状もまた、車両の振動系に対して「起振機」と見なすことができる。車両の速度が増大した場合、特に中長スパンにおいては、桁のたわみによる加振振動数が車両の固有振動数に近づき、車体の動揺が大きくなる。

鉄道構造物の設計において、車両の走行性を確保する方法としては、桁のたわみを制限する手法が一般的であり、その検討は東海道新幹線建設を契機に始まった⁶⁾。その後、佐藤、三浦⁷⁾は、車両を半車両モデル、桁を正弦波くぼみとし、車体の定常加速度からたわみの制限値を求めている。この研究成果は、昭和47年制定の全国新幹線網建造物設計標準に取り入れられている。

松浦^{2),8)}は、車両を半車両モデル、桁を有限個の半正弦波たわみ形状（桁端には軌道剛性を考慮した処理を行う）とし、輪重変動率と車体加速度の両面から桁のたわみ量の制限値を求めており、これが現在の設計標準の理論的裏付けとなっている。

しかし近年、車両の走行性についても、車両形式の多様化や高速化、斜張橋などの構造物形式の多様化、長大化などの観点から、より精緻な設計手法の確立が求められてきている。

本研究では5章において、車両の走行性に及ぼす桁スパン長、桁連数、車両速度、車種、乗車率などの影響を全車両モデルを用いた数値解析で明らかにし、共振領域において桁のたわみ限度を支配する要因を整理した。加えてこれまで検討が部分的であった車両と構造物との動的相互作用の影響についても定量的な評価を試みた。

続いて6章において、17箇所の実構造物に対して実車両の車体応答加速度を測定し、桁長、桁剛性などの観点から上記解析結果の検証を試みた。営業線においては、桁の実たわみ量は非構造部材の影響などにより設計で想定したそれよりも小さく、また桁のたわみを相殺するよう軌道レベルにも上反りが設定されるため、実車両の走行性は設計のそれよりも遙かに高いレベルで管理されている。このため、走行性の限度値を定めるためには、桁の実たわみ量と車両の応答の実態を関連付けて整理しすることが重要であるが、この種の測定は過去に例が少ない。本研究では上記解析結果と車体応答の実態を踏まえた上で、高速領域における新たな車両走行性検討手法を提案することとした。

以上のように本研究では、主として新幹線橋梁を対象とし、桁の動的応答と車両の走行性の2つの観点から数値解析及び実橋測定を行い、共振領域におけるコンクリート鉄道橋の動的設計法について論じるとともに、より合理的かつ経済的な設計体系を構築していくことを研究の目的とした。

2. 解析手法

(1) 鉄車輪／レール系の解析手法（解析手法1）

鉄車輪／レール系（新幹線、在来線）車両と線路構造物との動的相互作用現象の解析には、筆者等が

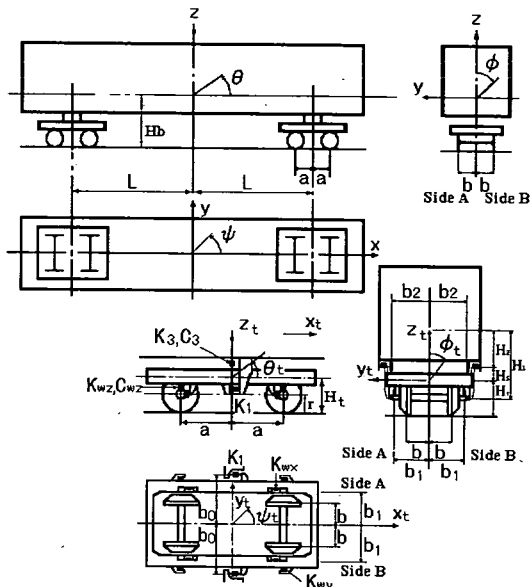


図-1 車両解析モデル

開発した、新幹線車両と鉄道構造物との動的相互作用解析プログラム、DIASTARS (Dynamic Interaction Analysis for Shinkansen Train And Railway Structures) を用いた⁹⁾。

a) 車両の力学モデル

図-1に車両モデルの概念図を示す。また、表-1に力学モデルで使用した構成要素を示す。

本研究における力学モデルでは、車体・台車・輪軸を剛体と仮定した。車体の曲げ剛性は、超高速鉄道においては、乗り心地を左右する重要なパラメータであるが、本研究では構造物の性能評価が主目的であるため、車体を剛体として取り扱うこととした。

各車体は、重心位置で水平 (y)、鉛直 (z)、ローリング (ϕ)、ピッチング (θ)、ヨーイング (ψ) の5自由度を持つ。また、各台車も、それぞれ重心位置で水平 (y_T)、鉛直 (z_T)、ローリング (ϕ_T)、ピッチング (θ_T)、ヨーイング (ψ_T) の5自由度を持つ。輪軸は、水平 (y_w)、鉛直 (z_w)、ローリング (ϕ_w)、ヨーイング (ψ_w) の4自由度を持つ。

これら質点でモデル化した車体・台車・輪軸の各要素を、バネ・ダンパで結合し、車両モデルを構成した。実車では、各構成要素間に、著大な相対変位を抑制できるストッパが設けられている。これを考慮できるよう、バネは、バイリニア形の変形バネとした。車両モデルは、車端に設けた鉛直方向バネ及びダンパで任意両数連結することができる。

車両系の運動方程式は、車両座標系において、車体と台車間、台車と輪軸間の非線形バネ項を右辺に移項し、式(1)のように表せる。

$$M^V \ddot{X}^V + C^V \dot{X}^V + K^V X^V = F_L^V + F_T^V (X^V, X^B) + F_N^V (X^V) \quad (1)$$

ここで、添え字 V, B はそれぞれ車両、構造物を表す。 X^V は車両の変位ベクトル、 M^V, C^V, K^V は、それぞれ車両の質量マトリックス、減衰マトリックス、剛性マトリックス、また、 F_L^V は主として風荷重などの車両への荷重ベクトル、 $F_V^V(X^V)$ は外力扱いとした車両モデル内の非線形バネ力の荷重ベクトル、 $F_r^V(X^V, X^B)$ は構造物との相互作用力である。

b) 線路構造物の力学モデル

任意の構造形式を詳細にモデル化できるよう、線路構造物は、必要に応じては要素・シェル要素・バネ要素などの有限要素を用いてモデル化することとした。

構造物モデルの運動方程式は、各要素の剛性マトリックスを重ね合わせ、全体座標系において、式(2)のように表せる。

$$M^B \ddot{X}^B + C^B \dot{X}^B + K^B X^B = F_L^B + F_r^B(X^V, X^B) \quad (2)$$

ここで、 X^B は構造物の変位ベクトル、 M^B, C^B, K^B は、それぞれ車両の質量マトリックス、減衰マトリックス、剛性マトリックスである。また、 F_L^B は主として地震力や風荷重などの構造物に働く荷重ベクトル、 $F_r^B(X^V, X^B)$ はレール面での車両との相互作用力で、式(1)の符号を逆にしたものを全体座標系に変換し、これを近傍節点に分配した節点荷重ベクトルである。

c) 車輪とレール間の力学モデル

車輪とレール間の力学モデルには、図-2に示すように、一定の踏面勾配 γ と鉛直フランジを有する車輪軸が、遊間 u を持って軌道上を走行する蛇行行動モデルを適用した。

車輪踏面とフランジは本来連続的なものであるが、本研究では、これらを傾きの緩やかな車輪踏面部分と傾きの大きいフランジ部分に分割した簡易なモデルとしている。車輪が中立状態にある場合の車輪とレールの接触点での車輪半径を公称半径 r 、接触点とフランジまでの距離を遊間 u とそれぞれ定義した。鉛直方向構成則としては、車輪とレールの接触を

判定し、接触時にはヘルツの接触バネを適用し、非接触時には車輪とレール間に作用力を生じないものとした。即ちジャンピングを考慮した。

水平方向構成則としては、車輪踏面とレール頭頂部の接触点の間でクリープ力(すべり力)を適用する。クリープ力は、車輪がレール上を転がりながら進む時、車輪とレールの接触面でのクリープ(すべり)により発生する接線力で、横方向クリープ力は式(3)のようにモデル化できる。このクリープ力はすべり率が大きくなると摩擦力を上限として飽和する。

$$Q_c = -C \cdot S_y \quad (3)$$

ここに、 Q_c はクリープ力による車輪横圧、 S_y は横方向すべり率、 C はクリープ係数である。

$$S_y = (\pm y_w + r \phi_w - v \varphi_w) / v \quad (4)$$

ここに、 v は列車速度、 r は車輪公称半径である。

また、車輪とレールとの相対水平変位が、図-2に示す遊間以上となり、車輪フランジとレール肩とが接触した場合には、レール締結装置の小返りバネより、フランジ圧を求める。

車輪とレール間に働く車輪横圧は、クリープ力とフランジ圧の和となる。

Kalkerは車輪とレールの接触状態に応じて変化するクリープ係数を数値解析により導いているが¹⁰⁾、本研究ではこれを参考とし、クリープ係数を定めた。

本解析手法の目的は、土木構造物の常時(通常の使用状態)の動的応答、走行性の評価にあり、車輪

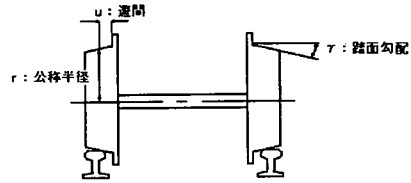


図-2 車輪の解析モデル

表-1 力学モデルで使用した構成要素

名 称	記号	名 称	記号	名 称	記号
前後台車心ざら間距離/2	L	半車体質量	m	牽引装置弾性	K_1
軸距/2	a	車体重心ロリング慣性モーメント/2	I_x	ヨーダンパー減衰定数	C_1
車輪とレールの接触点間隔/2	b	車体重心ピッチング慣性モーメント/2	I_y	左右枕バネ定数(1台車片側)	K_2
ヨーダンパー左右間隔/2	b_0	車体重心ヨーイング慣性モーメント/2	I_z	左右枕バネ減衰定数	C_2
軸バネの左右間隔/2	b_1	台車枠質量	m_T	上下枕バネ定数(1台車片側)	K_3
枕バネの左右間隔/2	b_2	台車重心ロリング慣性モーメント	I_{Tx}	上下枕バネ減衰定数	C_3
レール面上車体重心の高さ	H_b	台車重心ピッチング慣性モーメント	I_{Ty}	前後バネ定数(1台車片側)	K_{wz}
レール面上台車重心の高さ	H_T	台車重心ヨーイング慣性モーメント	I_{Tz}	左右バネ定数(1台車片側)	K_{wy}
車軸中心-車体重心間高さ	h_1	輪軸質量	m_w	軸バネ定数(1台車片側)	K_{wz}
枕バネ中央-車体重心間高さ	h_2	輪軸重心ロリング慣性モーメント	I_{wx}	軸バネ減衰定数	C_{wz}
台車-枕バネ中央高さ	h_s	輪軸重心ヨーイング慣性モーメント	I_{wz}	静輪重	P_s
車輪の公称半径	r				
車両長/2	L_c				

とレール間に発生する相互作用力は上記モデルでも十分な精度で評価が行えると判断した。

車両の走行ラインは、線路構造物モデル上の有限要素節点を直線補間する形で定義される。よって上記の相互作用力は、車両の走行位置に応じて近傍節点に配分されることとなる。

d) 数値解析法

解析プログラム DIASTARS では、新幹線車両及び橋梁の運動方程式を連立し、車輪とレールの間に前述の構成方程式を導入し、これらをモーダル座標系での Newmark 平均加速度法により時間増分 Δt 単位に解いている。ただし、方程式が非線形であることから、不釣合力が十分小さくなるまで Δt 内の反復計算を行っている。

(2) 荷重列モデルの解析手法（解析手法 II）

動的応答倍率の解析においては、前述の解析手法の他に、車両を非振動の定荷重列と見なす、線路構造物の汎用構造解析プログラム DIARIST (Dynamic and Impact Analysis for Railway Structure) も併用した。

この解析手法は相互作用を無視した橋梁の動的応答解析にしか用いることはできないが、前述の解析手法 I に比べて計算時間が 1/100 以下で済む特徴があり、目的に応じて両解析法を使いわけることとした。

3. 数値解析による桁の動的応答倍率

(1) 動的応答の支配的要因

連行荷重による速度効果の影響を求める最も簡易な方法として、単純桁のたわみに着目した数値解析法が知られている²⁾。Bernoulli-Euler による粘性減衰を有する桁のたわみ変形は、式(5)に示す基準モード関数の和で近似させると、独立した 1 自由度系の運動方程式に分解することができる。

$$y = \sum_{j=1}^{n_w} \sum_{i=1}^{n_b} \frac{P_s}{k(i)} \cdot \sin\left(\frac{i\pi x(j)}{L_b}\right) \quad (5)$$

ここで、 y は求める桁のたわみ、 i は桁の振動モード次数、 P_s は軸重、 $k(i)$ は i 次の等価剛性、 j は車軸番号、 $x(j)$ は車軸 j の桁端からの距離、 L_b はスパン長である。

このうち、単純桁の動的応答を支配する 1 次の振動モードのみに着目すると、一定速度で走行する連行荷重列に対して、式(6)に示す無次元化運動方程式を導くことができる。

$$\ddot{y} + 2\xi\omega \dot{y} + \omega^2 y = \omega^2 \frac{P_s}{k} \sum_{j=1}^{n_w} \sin\left(\frac{\pi x(j)}{L_b}\right) \quad (6)$$

ここに ω は円固有振動数、 ξ は 1 次モードに適用

する減衰定数である。ここで式(7)~(9)に示す無次元量をそれぞれ導入すると式(6)は式(10)のような無次元化運動方程式で表すことができる。

$$\phi = \frac{k}{P_s} y \quad (7)$$

$$\tau = \frac{\pi v t}{L_b} \quad (8)$$

$$\alpha = \frac{v}{2fL_b} \quad (9)$$

$$\ddot{\phi} + \frac{2\xi}{\alpha} \dot{\phi} + \frac{1}{\alpha^2} \phi = \frac{1}{\alpha^2} \sum_{j=1}^{n_w} \varepsilon_j \cdot \sin(\tau - \tau_j) \quad (10)$$

ここに、 τ は無次元化時間（1 個の荷重が桁を渡り終える時間を π とする）、 α は速度パラメータ、 f は固有振動数で $\omega = 2\pi f$ 、 v は列車速度 (m/s) である。

$$\tau_j = (j-1) \cdot \pi \cdot (L_b/L_v)^{-1} \quad (11)$$

$$\varepsilon_j = \begin{cases} 1: 0 \leq \tau - \tau_j \leq \pi \\ 0: \tau - \tau_j < 0 \cup \tau - \tau_j > \pi \end{cases} \quad (12)$$

式(10)~(12)より単純桁の動的応答は、荷重の走行速度 v 、桁の基本固有振動数 f 、荷重間隔 L_v 、スパン L_b （又は無次元化スパン L_b/L_v ）、桁減衰定数 ξ 、連行荷重数 n_w の 6 つの因子に支配されるといえる。

以下これら 6 つの基本的なパラメータの影響度について、数値解析手法 II を用い検討する。

(2) 走行速度 v 、無次元化スパン L_b/L_v の影響

図-3 に走行速度 v 、無次元化スパン L_b/L_v が単純桁の動的応答倍率に及ぼす影響について示す。同図より以下の知見が得られる。

a) 共振速度

各橋梁について速度をパラメータとして見ると、共振ピークは図中に破線で示したように走行速度が式(13)の値となった場合に生じる。

$$v = f \cdot L_v \quad (13)$$

ここで L_v は荷重間隔であるが、共振ピークは式(13)の 1/2、1/3 の速度においても発生する。これは、1 次の振動モードに対する 2 次共振、3 次共振現象によるものである。図-4 に 1 次、2 次共振における時系列波形の例を示す。

b) 中・長スパンにおけるピーク値の減少

図-3 に示すように、 $L_b/L_v = 2.0$ 以上の場合、共振ピークの動的応答倍率が小さくなる。これは、 $L_b > L_v$ となり桁のたわみが複数荷重により発生するため、荷重による繰り返し効果が薄れるためであると考えられる。

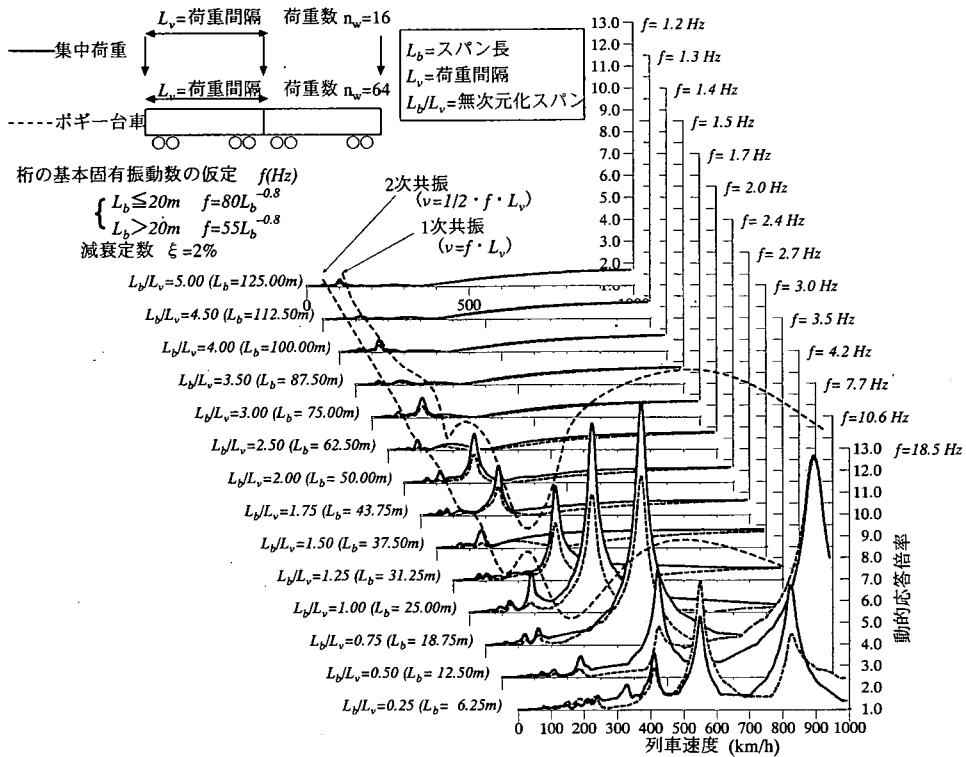


図-3 走行速度 v , 無次元化スパン L_b/L_v が単純桁の動的応答倍率に及ぼす影響

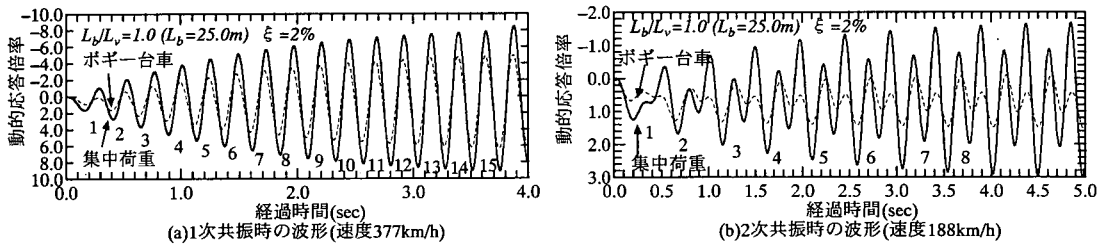


図-4 1次共振, 2次共振速度における時系列波形

c) 共振応答の消失

高速鉄道橋梁の動的応答では, 1次共振点の消失するスパンが存在する. 動的応答を最小とするスパンは式(14)で表される¹⁾.

$$L_b/L_v = k + 0.5 \quad (k=1, 2, 3, \dots) \quad (14)$$

これは, 非減衰振動において残留振動が零となる特異点であり, 連行荷重による繰り返し効果が消失することによる. 逆に, 無次元化スパン L_b/L_v が整数の時, 動的応答倍率は大きくなる傾向にある.

同様に, 2次共振点消失するスパンは式(15)で表される.

$$L_b/L_v = 1/2 \cdot (k + 0.5) \quad (k=1, 2, 3, \dots) \quad (15)$$

構造計画時にこのようなスパン長を選択することにより, 動的応答を抑え, 経済的な設計を行うこと

ができる.

(3) 桁の基本固有振動数 f の影響

図-5に桁の基本固有振動数 f が1次共振速度に及ぼす影響について示す. 無次元化スパン L_b/L_v が整数で, 動的応答倍率が大きくなる $L_b/L_v = 1.0$ ($L_b = 25.0m$) について検討した. 図より, 近年建設されつつある, 基本固有振動数 $f = 55L_b^{-0.8}$ では, 列車速度 $350km/h$ で1次の共振点の影響が見られる. JR方式浮上式鉄道のように $500km/h$ までの営業速度を持つ列車では, 1次共振点の影響を取り除くために, 固有振動数を $f = 100L_b^{-0.8}$ 程度まで高める必要がある.

構造計画段階においては, スパン長を適切に選択し得ない場合も考えられるため, 実設計においては, 桁に共振防止のための所要の剛性を付与し共振を回避するか, 共振を考慮して設計するかを選択を迫られることとなる. 桁の剛性は構造形式 (1形桁, BOX桁, 下路桁, 単線桁又は複線桁), スパンによ

り大きく異なるため、適切な選択を行う必要がある。

(4) 車軸配置の影響

図-6に実高速車両の車軸配置及び軸配置の影響が桁の動的応答倍率に及ぼす影響を示す。無次元化スパン L_b/L_v が整数で、動的応答倍率が大きくなる $L_b/L_v=1.0$ ($L_b=25.0m$)、 2.0 ($L_b=50.0m$)について示した。

鉄道車両の構造形式としては、1つの車体を2つの台車で支えるボギー台車方式が一般的であるが、車体断面を縮小し高速化を図る目的で、車体と車体の間に台車を配置する連接台車方式が採用されることがある。フランス国鉄のTGVやJR方式浮上式鉄道などがこれに当たる。比較のために、荷重間隔 L_v 一定の集中荷重による検討結果も併せて示した。

解析結果から、連接台車方式は集中荷重による解析結果にほぼ等しく、ボギー車の1.5倍の応答となっている。これはボギー台車方式の軸配置が不均一であるため、加振周期が不規則となるためであると説明できる。現在の設計標準の動的応答倍率は、ボギー台車方式の解析結果に基づき定められたものであるが、今後は連接台車形式を採用も視野にいった、照査体系とする必要がある。

(5) 桁の減衰定数 ξ と連行荷重数 n_w の影響

図-7に桁の減衰定数 ξ と連行荷重数 n_w が桁の動的応答倍率に及ぼす影響を示す。無次元化スパン L_b/L_v が整数で、動的応答倍率が大きくなる $L_b/L_v=1.0$ ($L_b=25.0m$)について示した。

図から、1次共振点、2次共振点ともに、動的応答倍率は減衰定数 ξ の影響を大きく受けることが分かる。また減衰定数 ξ が小さい場合に、連行荷重数 n_w 、即ち繰り返しの影響を大きく受けることが分かる。特に1次共振の場合に、繰り返しの影響が顕著である。

図-7(b)に示した300km/h未満の従来の速度領域では、減衰定数 ξ が2%と5%の場合の動的応答倍率の差は、2次共振点において20%程度に留まっているが、(a)に示す300km/hを超える領域では、減衰定数 ξ が2%と5%の場合では、動的応答倍率に2倍以上の開きがある。

このように、共振領域に近づくとき、減衰定数 ξ の影響度が非常に大きくなるため、実測に基づいた適切な値を用いて照査体系を再構築する必要がある。

(6) 動的相互作用力の影響

以上までの結果は、移動する定荷重列による速度効果の検討結果であるが、次に車両の振動系、即ち車両と構造物の動的相互作用の影響度について評価を試みる。

検討手法としては、16両編成の振動系車両モデル(解析手法I)と定荷重列モデル(解析手法II)により生じるそれぞれの動的応答倍率を比較し、その影響度を評価した。桁は、単純桁構造とし有限要素

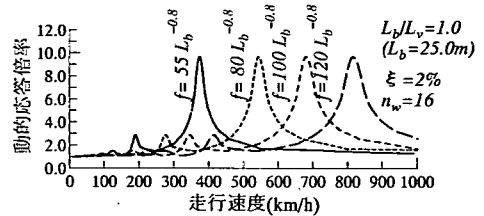
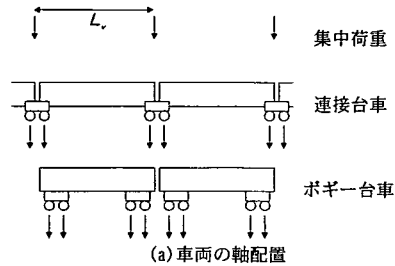
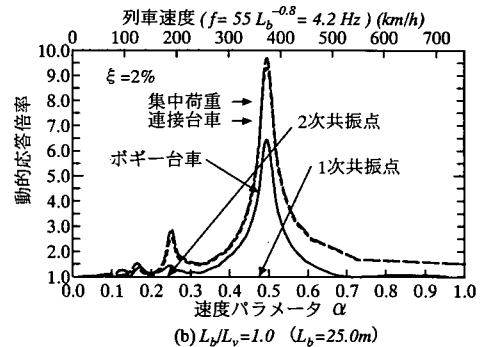


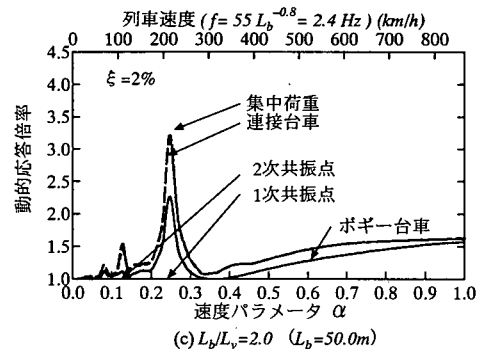
図-5 桁の基本固有振動数 f が1次共振速度に及ぼす影響



(a) 車両の軸配置



(b) $L_b/L_v=1.0$ ($L_b=25.0m$)



(c) $L_b/L_v=2.0$ ($L_b=50.0m$)

図-6 車両の車軸配置が桁の動的応答倍率に及ぼす影響

を用いてモデル化したが、車両の振動を励起するように同一スパンを10連続けて並べた構造とした。各桁は梁要素でモデル化し、桁の重量は既往の設計計算に基づき、25、50mのスパンに対して200kN/m、300kN/m程度の値を用いた。車両モデルは後述するB系のモデルとしたが、単位長さ当たりの車両重量と桁重量との比は1:12~1:15となっている。

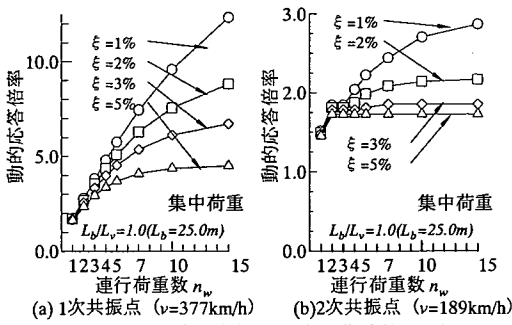


図-7 桁の減衰定数 ξ と連行荷重数 n_w が桁の動的応答倍率に及ぼす影響

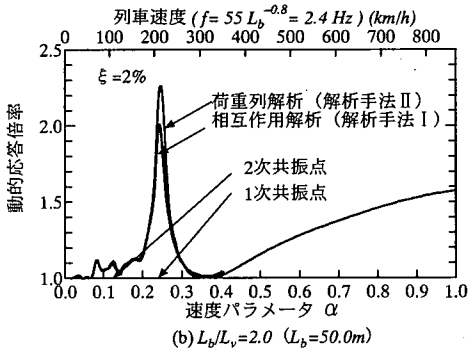
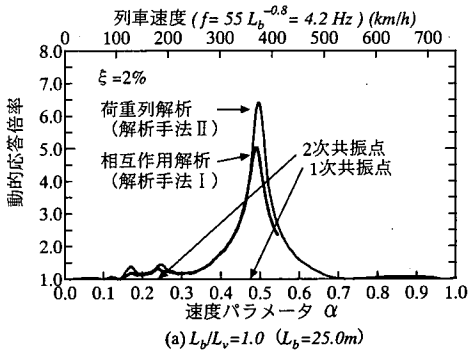


図-8 車両と桁の動的相互作用が桁の動的応答倍率に及ぼす影響

図-8に検討結果を示す。無次元化スパン L_b/L_v が整数で、動的応答倍率が大きくなる $L_b/L_v = 1.0$ ($L_b = 25.0m$), 2.0 ($L_b = 50.0m$) について検討した。解析手法 I と II の比較から、 $L_b/L_v = 1.0$ ($L_b = 25.0m$) で 1.5 , $L_b/L_v = 2.0$ ($L_b = 50.0m$) で 0.3 , それぞれ1次共振点の動的応答倍率が減少していることが分かる。この差が車両の振動系が桁に及ぼす減衰効果であると説明できる。また共振ピークが生じる速度パラメータも若干下にシフトしているが、これらは相互作用解析では載荷中に桁の質量が車両質量の分だけ増大するため、桁の固有振動数が見かけ上低下しているためと考えられる。

(7) 軌道狂いの影響

同様の手法により、RC, PC桁の実設計の質量、

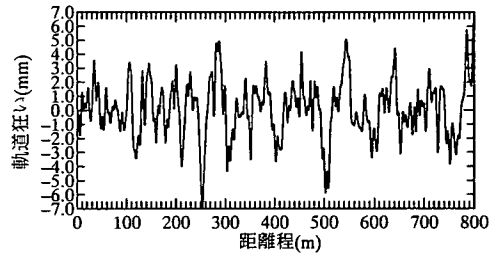
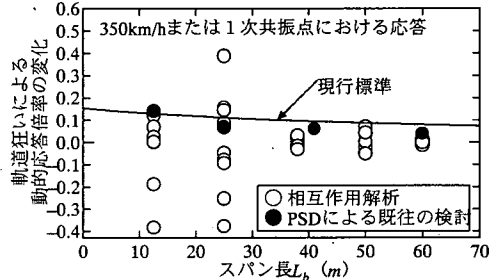
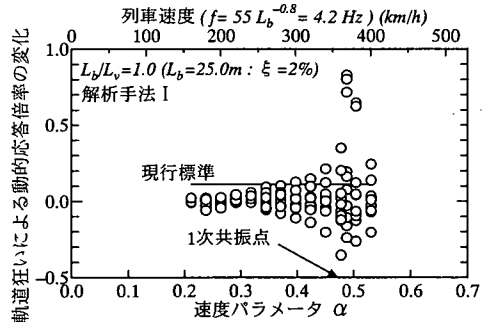


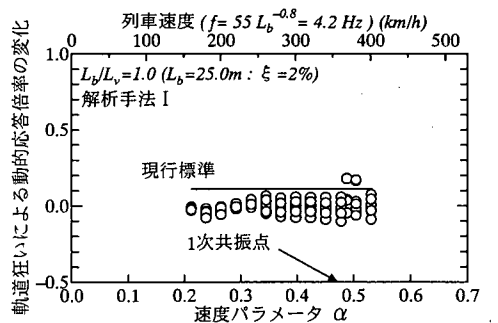
図-9 解析に用いた軌道の高高低低



(a) スパン長と軌道狂いの影響の関係



(b) 軌道狂いを速度効果との和として評価した場合



(c) 軌道狂いを速度効果との積として評価した場合

図-10 軌道の狂いが桁の動的応答倍率に及ぼす影響

剛性を参考にスパン12.5m, 25m, 38m, 50m, 60mの有限要素桁モデルを作成し、軌道狂いにより引き起こされる輪重変動の影響について検討を行った。各モデルは単純桁構造とし、同一スパンを10連連続して並べ車両、軌道、構造物の相互作用による振動を励起するように検討を行った。車両モデルは後述するB系のモデルとした。

図-9に解析に用いた軌道の高高低低の波形を示す。軌道の狂いには実際の新幹線で測定された波形

を用いたが、その最大片振幅は、現行の軌道管理基準などを参考に、7mmに調整して用いた。

列車の走行速度は350km/hまでを想定し、それぞれピーク値を算出した。

図-10に解析結果を示す。現行の設計標準では、輪重変動のパワースペクトル密度(PSD)を仮定し、これに基づき輪重変動のサンプル波形をシミュレーションにより求め、その桁上移動により桁の動的応答倍率を算出している²⁾。

一方図-10(a)に示すように、動的相互作用解析の結果は、共振ピークの大きくなるスパン $L_v/L_b=1.0$ ($L_b=25.0\text{m}$)、 $L_v/L_b=2.0$ ($L_b=50.0\text{m}$)において、従来のPSDによる検討値を上回っていることが分かる。 $L_v/L_b=1.0$ ($L_b=25.0\text{m}$)では動的応答倍率の差は0.3となっている。

これまで設計標準においては、速度効果と車両動揺効果を独立して取り扱い、その和を設計に用いてきた。しかしながら橋梁上の同一地点では、どの車軸も概ね等しい軸重の変化を示すため、厳密には両者の積として働く。図-10(b)、(c)は和及び積でそれぞれ評価した結果である。和の1次共振速度付近でその影響を過小評価してしまうことが分かる。

4. 実測における桁の動的応答倍率

(1) 動的応答倍率の測定手法

3章において示した数値解析による構造物の動的応答特性を、実構造物の応答により検証するために、実車両を用いた走行試験を実施した。

本研究における測定構造物の一覧表を表-2に示す。測定構造物は、3章で示した桁の無次元化スパン L_v/L_b を念頭におき選定した。

動的応答倍率は、スパン中央部のたわみ量から算出した。また動的応答倍率算出の基準となる静的応答値は、車両を30km/h程度で走行させ測定した。

(2) 固有振動数

図-11に固有振動数の測定結果を示す。単純桁構造中心の測定であるため、固有振動数は、列車通過後の残留波形より求めた。

構造物の剛性は、スパン長 L_b の関数として統計的に整理されてきた。過去の設計標準では、過度の動的応答を避けるために剛性を規制する手法がとられてきたが、現在の設計体系では、PRC桁(PC桁)の剛性は過去の規制値の一つであった $55 L_b^{-0.8}$ を下回るものも多く見られるようになってきた。また固有振動数は同一スパンであっても、箱桁、下路桁、I形桁(およびその本数)など構造形式の違いによりその値も異なる。

一般に、RC桁はPRC桁に比べ桁高が高く剛性も高い。鉄道橋梁の場合、適用区分の境界はスパン20~30m付近で、近年ではスパン20mからもPRC構造が用いられている。

図から、実測される固有振動数は設計値よりも高くなる傾向にあることが分かる。個々のデータを整理すると、実構造物の剛性は、設計で想定した値の約2倍程度までばらつくことが分かった。この実桁の剛性増加の傾向は、既往の測定でも同様であるが、その原因は、排水勾配コンクリート、軌道構造、高

表-2 測定橋梁一覧表

名称	構造形式			スパン長 L_b	L_v/L_b
	構造	断面	線数		
S-1	単純桁	RRC T形4主	複線	14.1	0.564
S-2	単純桁	PRC I形4主	複線	24.0	0.960
S-3	単純桁	PRC I形4主	複線	29.2	1.168
S-4	2径間ラーメン	PC箱形	複線	41.8+41.8	1.672
S-5	単純桁	PRC I形3主	単線並列	44.2	1.768
S-6	単純桁	PRC I形6主	複線	44.2	1.768
S-7	単純桁	PRC I形6主	複線	45.0	1.800
S-8	単純桁	PRC下路桁	複線	48.4	1.936
S-9	2径間連続桁	PC箱形	複線	49.31+49.31	1.972
S-10	π形ラーメン	PC3連続B	複線	26.3+51+31.5	2.040
S-11	単純桁	PRC箱形	複線	53.7	2.146
S-12	4径間連続桁	PC箱形	複線	53.83+54.5+54.5+53.8	2.153
S-13	2径間ラーメン	PC2連続B	複線	76.0	3.040
S-14	3径間ラーメン	PC箱形	複線	64.2+80.0+64.2	3.200
S-15	3径間斜張橋	PC箱形	複線	55.0+90.0+55.0	3.600
S-16	4径間斜張橋	PC箱形	複線	65.0+105.0+105.0+65.0	4.200
S-17	2径間斜張橋	PC箱形	複線	134.0+134.0	5.360
M-1	単純桁	PRC下路桁	単線	11.8	0.546
M-2	単純桁	PRC I形6主	複線	24.4	1.130
M-3	単純桁	PRC箱形	複線	36.46	1.688
M-4	単純桁	PRC箱形	複線	57.8	2.676

欄などの非構造部材の影響や、コンクリートの実強度（ヤング係数）などの影響であると考えられる⁴⁾。

共振速度について見ると、新幹線の営業速度（300km/h前後）と、スパン20~50mの単純桁橋の1次共振速度は、非常に近接した位置にあることが分かる。そのため、構造設計において1次共振を考慮しても、実際には共振点が非構造部材の影響などによりシフトしてしまい、動的応答が生じないといった現象も起きる。

(3) 減衰定数

図-12 にスパン長 L_b と減衰定数の関係を示す。減衰定数は、残留波形より対数減衰率を求め算出した。

図より、スパン長 L_b が増大するにつれて減衰定数は小さくなる傾向にあることが分かる。しかしながら、同一スパン、同一構造形式、同一支承形式であってもそのばらつきは大きく、現状の限られた測定範囲では全体傾向以上の整理は困難である。

現在の設計標準¹²⁾では、減衰定数を5%としてシミュレーション解析を実施しているが、実測による桁の減衰定数はこの仮定よりもかなり小さい。

前章でも述べたように列車速度300km/hを超える共振領域での動的設計においては、減衰定数の値が非常に重要となるため、実測結果に基づき設計値を見直していく必要があると考えられる。

(4) 動的応答倍率

各橋梁のスパン中央部での、列車速度と動的応答倍率の関係を図-13(a)~(f)にそれぞれ示す。各図には測定値の他に検証のための解析値（解析手法Ⅱ）を併記したが、このうち(a)及び(d)~(f)の構造物については、基本固有振動数と静的載荷の測定値に基づき実剛性を逆算し、解析値を算出した。解析に用いた減衰定数には、それぞれの橋梁の実測値を用いた。

図-13(a)(b)(c)(f)に示すM-1~M-4の橋梁はJR方式浮上式鉄道車両による走行試験の結果であるが、連接台車形式で規則的に加振できること、従来、数値計算でしか得られなかった超高速領域での動的挙動を確認できることなどから、併せて走行試験を実施したものである¹³⁾。

図-13(a)は剛な短スパン橋梁の典型的な速度、動的応答倍率曲線で、桁の固有振動数が高いため、超高速走行を行っても、2次共振に至らないという特色を持っている。

図-13(b)は、共振に対して最も不利となる無次元化スパン $L_v/L_b=1.0$ に近い橋梁の測定例である。本橋梁の設計最高速度は550km/hで、シミュレーション結果に基づき速度400km/h（設計固有振動数4.95Hz）で生じる動的応答倍率4.0を想定し設計が行われている。JR方式浮上式鉄道の列車荷重は新幹線の約1/3程度であり、また列車荷重の終局時の全断面力に占める割合も3割程度であるため、大きな動的応答倍率であっても十分経済的な設計が行われている。

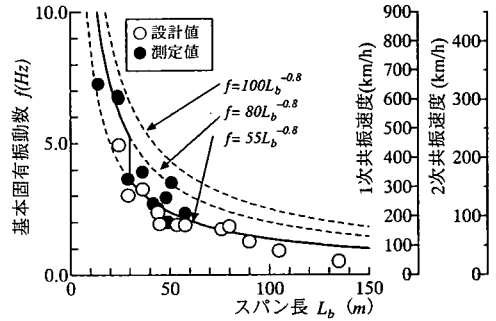


図-11 スパン長 L_b 、固有振動数 f 、共振速度の関係

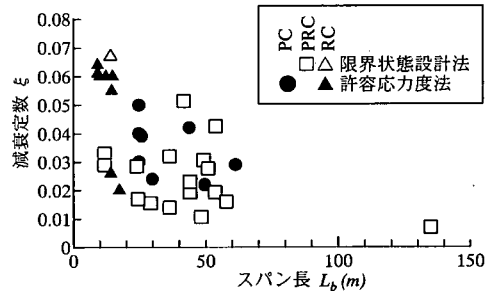


図-12 スパン長 L_b と減衰定数 ξ の関係

実際の測定では、本橋梁に付加された高剛性のトンネル緩衝工（非構造部材）の影響で、共振ピークが400km/hから550km/hにシフトし、測定された動的応答倍率も2.1程度に留まった。この橋梁の測定結果は完全なピークを捉えるまでには至っていないが、速度に対する増加傾向はよく捉えている。

5両編成の解析値のピークが、3両編成のそれよりも小さいのは、5両編成の中に車両長の異なるものが混在し共振振動が乱されたためである。

図-13(c)は無次元化スパン L_v/L_b が1.5に近い橋梁の測定例である。1次共振点の消失を狙い設定された標準形式の橋梁で山梨リニア実験線において最も多用されているスパンである。

L_v/L_b が正確に1.5ではないため、完全には1次共振点が消失せず、速度300km/h付近にピークが生じているが、その値は最大でも1.7程度に留まっている。

この橋梁の測定結果からも、共振点の消失するスパンを選ぶ手法が有効であることが伺える。

図-13(d)(e)は無次元化スパン L_v/L_b が2.0に近い橋梁の測定例である。このスパンの橋梁になると固有振動数が2~3Hzと低いため、1次共振から逃れることはできない。しかしながら桁の変形が複数の台車により生じるようになるため、繰り返しの影響がそれほど顕著とはならず、動的応答倍率としては2.0前後の値に留まる傾向を示している。測定された最大動的応答倍率は、1.8であった。

図-14にS-5橋梁の実測応答波形を示す。図からは、8両編成の車両が通過していく際の共振増幅現象を明確に読みとることができる。

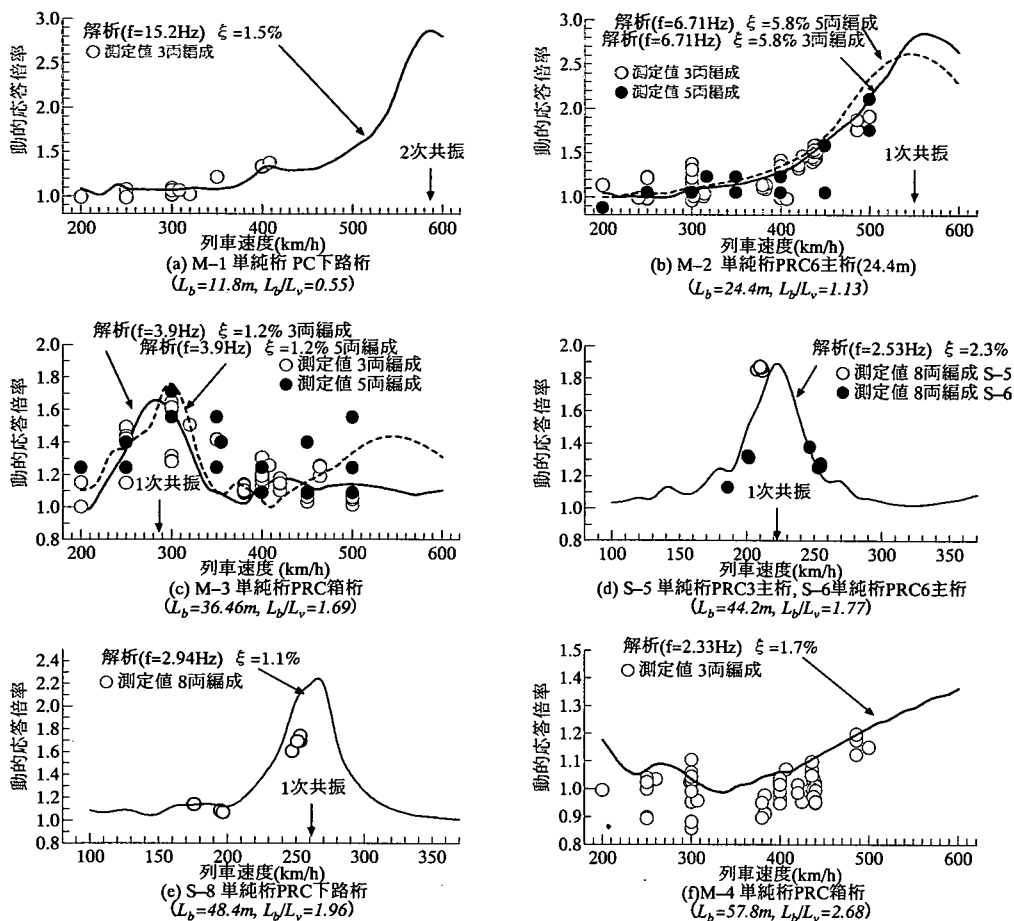


図-13 列車速度が動的応答倍率に及ぼす影響

図-13(f) は無次元化スパン L_v/L_b が 2.5 以上となる橋梁の測定例である。荷重の繰返しによる影響は更に薄れ、明確な共振ピークも見られない。また測定動的応答倍率も比較的小さな値に留まっていることが分かる。

様々な制約条件から、必ずしも全ての橋梁で共振速度における測定が行えた訳ではないが、3章の図-3 に示した数値解析を裏付ける形で、幾つかの共振ピークが得られ、また共振点の消失現象も裏付けることができた。

図-15 に本研究で測定された全橋梁の動的応答倍率の最大値を示す。列車速度の向上と、近年では限界状態設計法により比較的low剛性の桁なども設計されるようになったため、測定された最大動的応答倍率は、許容応力度設計法による橋梁の測定値に比べより大きな値が得られた。

(5) 共振領域における動的設計法

a) 現行標準

鉄道構造物等設計標準（コンクリート構造物）¹²⁾ では、式(10)に示した粘性減衰を有する梁の強制振動に関する運動方程式を解き、得られるたわみの動

的応答曲線に対して、これを包含するように式(16)のような簡略式を定めている。

$$1+i = 1 + K_a \alpha + 10 / (65 + L_b) \quad (16)$$

ここに、 $1+i$ は設計動的応答倍率で、右辺第 2 項が速度効果の項、 K_a は動的応答曲線を包絡するように定めた係数、 α は式(9)に示した速度パラメータである。右辺第 3 項が軌道不整による車両振動系の影響の項である。

b) 高速化と低剛性化

高速化を支配する項は、式(9)に示した速度パラメータにより共振の程度が評価されるが、ここでは列車速度と桁の固有振動数が重要な意味を持つ。

新幹線の営業速度は開業当初の 210km/h から 300km/h まで引き上げられており、JR 方式浮上式鉄道においては、500km/h での営業が想定されている。これにより共振を支配する速度パラメータの値は、1.5~2.5 倍に増加する。

一方桁の固有振動数であるが、これは桁の剛性に依存する。つまり設計上は桁高の設定に支配される訳であるが、図-16 に限界状態設計法導入以後の PC、

PRC単純桁橋梁の桁高の推移を示す¹⁴⁾。剛性が桁高の2乗に比例し、固有振動数が剛性の1/2乗に比例すると考えれば、桁高の変化は速度パラメータに反比例する傾向にあるといえる。桁高を2/3に縮小すると、列車速度を1.5倍にするのとは、同等の効果ということになる。列車速度を350km/hまで想定した場合、速度パラメータは0.8前後となり、従来の設計標準の適用範囲0.33及び解説表の適用範囲0.4を大きく上回るることとなる。

c) 設計体系の提案

α が0.4を超える設計については、シミュレーション解析などで対応しているが、今後の設計標準では、取り得る列車速度と固有振動数から、速度パラメータ0.8までを対象に改訂する必要があると考える。また式(16)に示した K_p による1次近似は、共振に至らないピークの裾野の領域を簡易に求めるための手法であり、高速領域での共振ピークを表す手法としては必ずしも適していない。また1次近似は大きな動的応答倍率に対しては精度の面からも問題があり、今後は、直接動的応答曲線を読みとる手法へと転換していく必要がある。具体的には図-3に示した応答曲線を設計者に提供していく手法を提案する。設計に用いる応答曲線は、減衰定数及び車軸配置により区分しておく必要がある。

特に桁橋において従来用いられてきた減衰定数5%は、共振領域において動的応答を過小評価する可能性が高い。非構造部材による応答の絶対量の減少を考慮したとしても、2%程度の値までは引き下げる必要がある。

d) 共振領域における設計

構造計画時には、式(14)及び式(15)に示す共振点消失の法則性を活用すれば、経済的な設計が可能となる。限られた測定データではあるが、図-13(c)に示したように、その有効性を確認することができた。

また多くの橋梁測定において、設計剛性と実剛性の差が記録されており(後述する)、その結果、実測の共振点はより高い速度域へシフトする傾向にある。耐力算定に非構造部材を含めることについては、十分な議論が必要であると思われるが、共振点のシフトについては、一般的な構造形式でかつ測定実績も多い、I形多主桁や箱桁形などから体系化を検討してもよいと考える。共振点シフトを設計に適切に利用できれば、図-5にも示したように、高速領域でも共振を避けより経済的な構造設計が可能となる。

5. 数値解析による車両走行性の検討

(1) 車両走行性の検討手法

構造物の変位・変形量は、軌道狂いの一種として、車両の振動を励起するため、平滑な車両の走行を保証するためには、これらの変位・変形量を制限する必要がある。特に車両が高速化すると、単位変形量に対する車両の振動が大きくなり、かつ前述の桁の共振現象により桁の変形量自体も増大するため、十分な検討を行っておく必要がある。

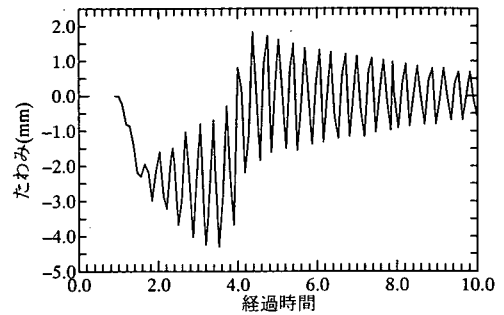


図-14 S-5単純桁 PRC3主桁の動的波形

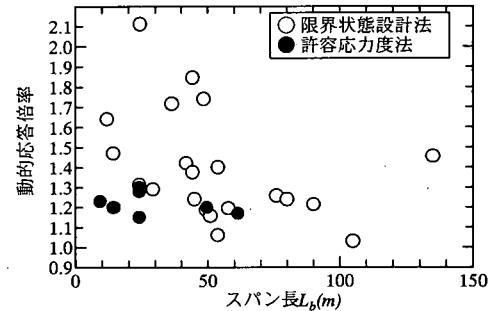


図-15 スパン長 L_b と動的応答倍率の関係

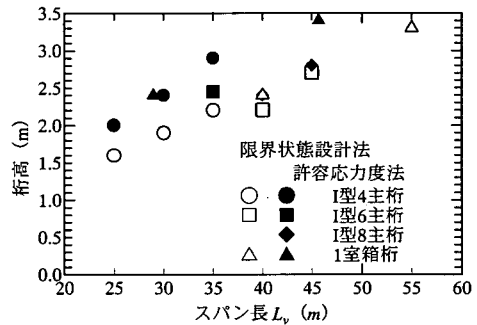


図-16 スパン長 L_b と桁高の関係

現在、鉄道橋梁の設計標準では、車両の走行性は使用限界状態における桁のたわみ量、折れ角量、目違い量の制限値として規定されており、新幹線では260km/hまでの設計速度に対応できる体系となっている(260km/hを超える領域については速度向上試験などにより確認されている)。

現在の設計標準の規定は、半正弦波形状のたわみ曲線上を半車両平面モデルが走行する場合の動的応答計算を行い制限値を求めたものであるが、本研究では、更にこれを超高速領域まで拡張するとともに、各パラメータの影響度、新形式車両の取り扱いについても検討した。本章では全て解析手法Iにより検討を行った。

a) 車両モデル

車両モデルには、図-1に示した完全1車両の三次元モデル(31自由度)を用いた。車両の編成両数は1両を基本とした。

表-3 に検討で用いた車両の諸元を示す。実新幹線車両を参考に4種類の車両モデルを作成して解析に用いた。A系車両は軸重153kNで、初期の新幹線車両や2階建て車両などを想定したモデルである。現在の設計標準の作成の基となった車両モデルに近い諸元を持つ。

B, C系は近年営業線に投入されたような軽量高速の新型車両を想定したモデルで、C系車両では、軸重がA系車両の70%程度となっている。

D系車両はA系とB, C系車両の中間に当たる車両モデルである。

b) 橋梁モデル

既往の研究及び設計標準では、単純化のため構造物を振動しない剛体と仮定し、車両モデルを一定の走行軌跡に沿って走らせる簡易解析手法が用いられてきた。図-17に簡易解析モデルの概念図を示す。過渡応答解析1回の計算時間は、簡易モデルで数分程度、橋梁を振動系とした動的相互作用解析モデルで10~100時間程度である。このため全ての検討を相互作用解析で行うことはあまりに計算量が莫大となり現実的でなく、各パラメータの影響度については既往の研究と同様、簡易モデルを基本とした。なお、簡易モデルの精度については後述するように動的相互作用解析を行い評価を実施した。

簡易モデルでは、スパン長 L_b を半波長とし、くぼみ量 y を片振幅とする半正弦波くぼみを用いた。桁端部における曲率の不連続を緩和するために、桁端前後の区間にはレール剛性を考慮した以下のような緩衝区間を挿入した¹⁵⁾。

$$\begin{aligned}
 &x \leq L_c \\
 &y = \frac{\theta}{4\beta} e^{\beta(x-L_c)} \{ \cos \beta(x-L_c) + \sin \beta(x-L_c) \} \\
 &x \geq L_c \\
 &y = \frac{\theta}{4\beta} e^{-\beta(x-L_c)} \{ \cos \beta(x-L_c) - \sin \beta(x-L_c) \} + \theta(x-L_c)
 \end{aligned}
 \tag{17}$$

ここに、 L_c は全緩衝区間の長さの1/2、 θ は桁端部の折れ角、 x は緩衝区間開始点からの距離である。 β は弾性床土上の梁の相対的曲げ剛度で、式(18)より求まる。

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}}
 \tag{18}$$

ここに k は単位長さ当たりのレール支持バネ定数、 EI はレールの剛性である。複数スパンが連続する場合には、図に示した半正弦波くぼみを繰り返し用いて線路構造物モデルとした。

(2) 車両走行性の評価指標

車両走行性は、走行安全性と乗り心地の両面から評価されてきた。それぞれの評価指標について以下に示す。

表-3 解析に用いた車両諸元

名称	記号	単位	A系	B系	C系	D系
半車体質量	m	t	20.0	16.0	15.0	19.3
台車枠質量	m_T	t	5.9	3.0	2.8	3.0
輪軸質量	m_w	t	2.5	1.8	1.7	1.8
上下空気バネ定数	K_3	kN/m	561.7	264.8	245.2	478.2
同減衰定数	C_3	kN·s/m	48.2	45.1	41.7	51.6
軸バネ定数	K_{wz}	kN/m	1127.8	1176.8	941.4	1111.1
同減衰定数	C_{wz}	kN·s/m	39.2	39.2	39.2	39.2
静軸重	P_z	kN	153	111	104	127

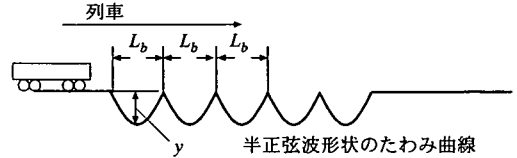


図-17 検討モデルの概念図

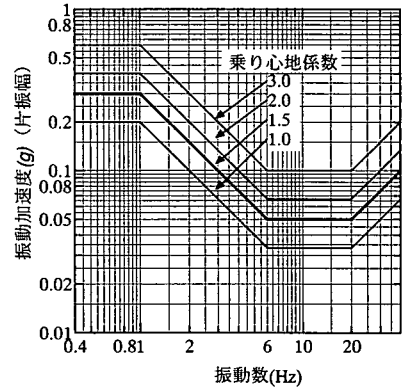


図-18 Janewayの乗り心地係数

a) 走行安全性

車両の走行安全性は、車輪に働く横圧 Q を動的な輪重 P で除した脱線係数 Q/P という数値で評価されるのが一般的である。この数値が大きいくほど脱線の危険性が増すこととなる¹⁶⁾。

従来の構造物の設計では、この脱線係数が通常の車両走行時において0.8を超えないように、変位・変形量を制限してきた。

通常の車両走行では軌道狂いによっても横圧や輪重減少が生じることから、これらとの連成を考慮し、横圧48kN、輪重減少率28.1%という限度値が脱線係数0.8に基づき定められている。これらの組み合わせはA限度と呼ばれている。

桁のたわみの場合、一般にその変形は鉛直方向が支配的であるため、橋梁上の走行安全性の検討においては、輪重減少率28.1%が限度値として用いられてきた。

b) 乗り心地

車両の乗り心地は、一定時間乗車した際の総合的な乗り心地(区間乗り心地)と個々の地点における

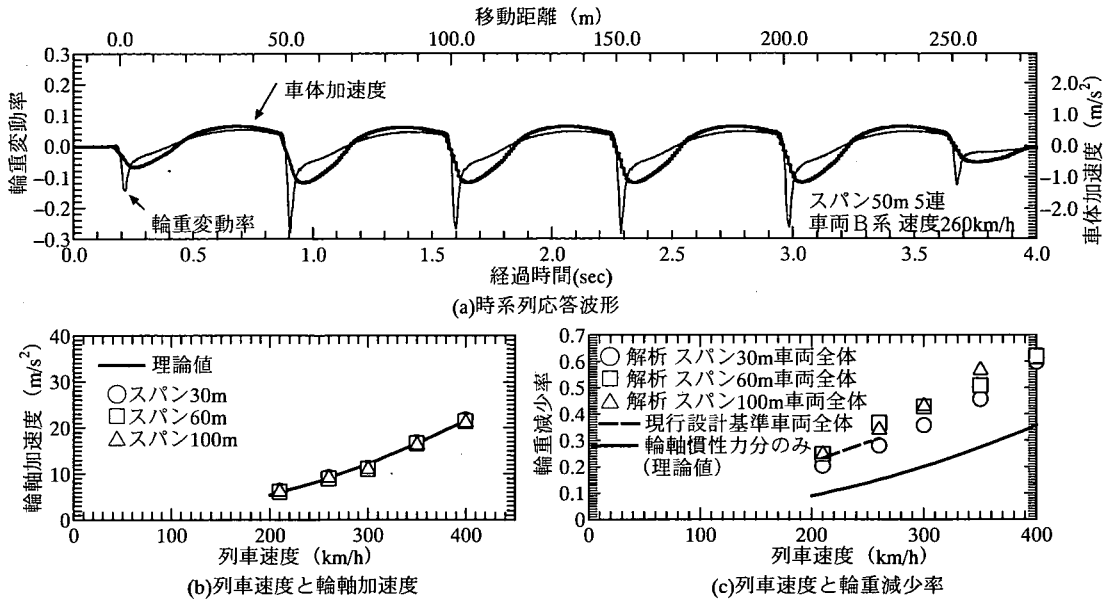


図-19 橋梁通過時の車両の挙動 (たわみ度 $L_b/2000$)

瞬間的な乗り心地 (地点乗り心地) とに大別することができる。

本研究では、車両が橋梁を通過する際の瞬間的な乗り心地を検討対象としているため、既往の研究と同じく、地点乗り心地を評価指標とした。

図-18に、地点乗り心地の評価指標として用いた旧国鉄による乗り心地基準を示す¹⁷⁾。これは米国自動車協会のJancwayの基準を参考に旧国鉄が定めたもので、周波数に応じて乗り心地に関する等間隔線が定められている。たわみ限度を求めるための限度値としては、乗り心地係数1.5が用いられてきた。

(3) 高速走行時の車両挙動

図-19に輪重変動及び車体加速度の時系列波形を示す。図19(a)から輪重変動率、車体加速度とともにスパン長を周期とし振動していることが分かる。

桁端部以外の輪重変動は、車体加速度と相似形であるが、桁端部では局部的な輪重減少が生じていることが分かる。輪重減少の発生要因は、桁端の折れ角を通過する時に輪軸に生じる慣性力 (遠心力) による減少と、車体の加速度により生じる減少量の和であると説明できる。

輪重変動率の支配的要因である、輪軸の桁端通過時の慣性力は、桁端部折れ角の形状に依存するが、輪軸は式(17)で算定した軌道形状を忠実にトレースする軌跡を描いている。この場合、輪軸の慣性力は式(19)により略算することができる。

$$F = m \cdot v^2 \cdot \Phi \quad (19)$$

ここに、 F は車軸に生じる慣性力で、 m は輪軸の質量、 v は速度速度、 Φ は桁端に生じる曲率である。

桁から桁へと移る場合に輪重の抜けが大きくな

ているのは、境界部の折れ角が両端部に比べ単純に2倍になっているためであると説明できる。

図-19(b)に列車速度と輪軸加速度との関係を示す。折れ角形状から式(17)、式(19)とから求まる輪軸加速度の理論値と解析結果はよく一致している。また桁のたわみ度を $L_b/2000$ 一定として解析したため、端部折れ角も一定値となり、各スパンの輪軸加速度も等しくなる結果となっている。

図-19(c)に列車速度と輪重減少率 (負側の輪重変動率) との関係を示す。解析値は、輪軸慣性力分に、車体加速度、台車慣性力分の輪重減少率を加味した値で、輪重減少率は、強い速度依存性を持っていることが分かる。

(4) 橋梁諸元の影響

a) スパン長の影響

図-20にスパン長 L_b が車両走行性に及ぼす影響を示す。たわみ度を $L_b/2000$ とし検討した。

前述の通り、たわみ度が一定であれば、輪重減少率の応答値もほぼ一定の値となる。また、2~5連の橋梁の応答値は、1連の応答値の約2倍となっているが、これは、隣り合う桁間の折れ角が、端部の折れ角の2倍となっているためである。厳密に2倍となっていないのは、車体、台車の振動の影響である。

乗り心地の応答値は、長スパンの領域で減少しているが、これは、図-18に示した旧国鉄乗り心地基準が6.0Hzに向かって厳しくなっているためである。

b) 桁の連数の影響

図-21に桁の連数が車両走行性に及ぼす影響を示す。たわみ度を $L_b/2000$ とし検討した。

走行安全性に関しては、複数連の桁は単連の約2倍の応答となっている。

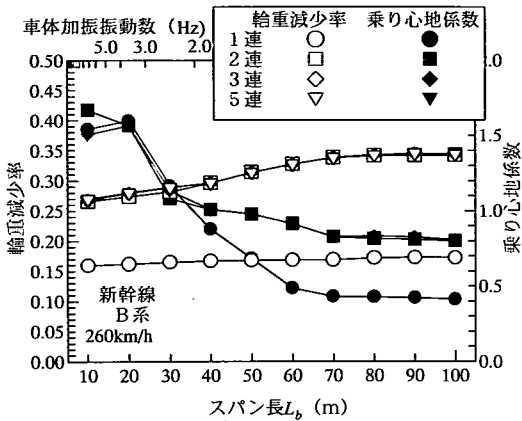


図-20 スパン長が車両走行性に及ぼす影響 (たわみ度 $L_b/2000$)

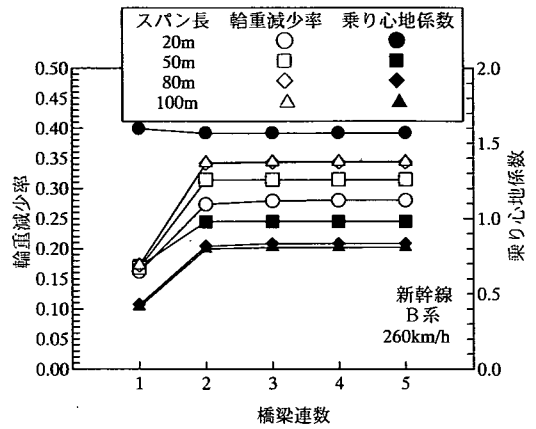


図-21 桁の連数が車両走行性に及ぼす影響 (たわみ度 $L_b/2000$)

乗り心地は 1.0Hz 前後の低周波数加振となる長スパンにおいて、車体固有振動数に近い振動となり、連数による影響が見られるが、5.0Hz 前後の高周波数加振となるスパン 20m 以下では影響は少ない。

以上から桁の連数については、現行の設計標準¹²⁾と同様に、単径間と多径間の 2 種類に分類し検討するばよいことが分かる。

c) 軌道諸元の影響

走行安全性を評価する輪重減少率は、桁端部の曲率に強く依存するが、式(16)に示すように、その値は相対曲げ剛度 β に依存する。

新幹線の場合、レールは一般的に一種類と考えてよく (60kg レール)、パラメータとしては単位長さあたりの支持バネ定数 k のみとなる。つまりスラブ軌道かバラスト軌道かの違いとなる。

図-22 に軌道構造形式が車両走行性に及ぼす影響を示す。走行安全性については、バラスト軌道の方がスラブ軌道よりも 10% 程度有利となっている。

図-19 に示した通り、輪重減少率は速度依存性が強い。このため今後の高速鉄道の橋梁設計においては、桁端部のレール剛性を増すための剛な補助部材 (縦マクラギなど) や支持剛性の柔かい軌道構造¹⁸⁾の採用なども念頭におくとよい。

(5) 車両諸元の影響

a) 車両種別の影響

表-4 に各車両モデルの振動モードと固有振動数を示す。固有振動数に若干の開きが見られるが、基本的な振動モードは同じである。

図-23 に車両種別が車両走行性に及ぼす影響を示す。図-23(a)のように、たわみ度を一定として解析した場合、輪重減少率に差はないが、乗り心地については、A、D 系と B、C 系の 2 種類に大別することができる。図-23(a)は車両の振動系の差異についてたわみ度一定で照査したものであるが、実際の桁のたわみ量は各車両の軸重に依存する。

図-23(b)は B 系を $L_b/2000$ とし、それを基準として A、C、D は軸重比例でたわみ度を変化させ検討

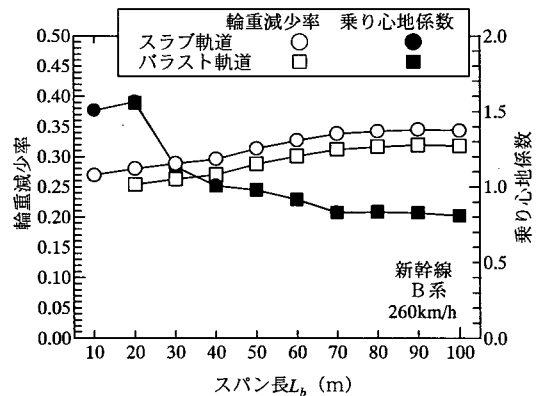


図-22 軌道構造形式が車両走行性に及ぼす影響

表-4 各車両モデルの固有振動モード及び振動数

振動モード	固有振動数(Hz)			
	A系	B系	C系	D系
車体上下	1.1	0.9	0.9	1.0
車体ピッチング	1.3	1.0	1.0	1.3
車体上下 + 台車上下	4.9	6.6	6.2	6.6
車体ピッチング + 台車上下	4.9	6.6	6.2	6.6

した結果である。A 系車両は、B 系車両に比べて、輪重減少率で 1.5 倍、乗り心地係数で 2 倍程度、応答値が増大していることが分かる。

b) 列車速度の影響

図-24 に列車速度が車両の走行性に及ぼす影響を示す。輪重減少率、乗り心地はともに速度依存性が強く、210km/h と 300km/h では、輪重減少率で 1.5 倍、乗り心地で 1.5~2 倍程度応答が増加している。

スパン 20m で急激に乗り心地係数が増加しているのは、図-18 に示したように、乗り心地係数の等感覚線が 6.0Hz に向けて厳しくなっていくことに起

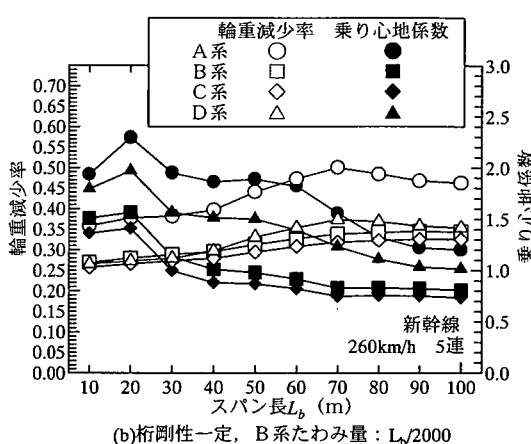
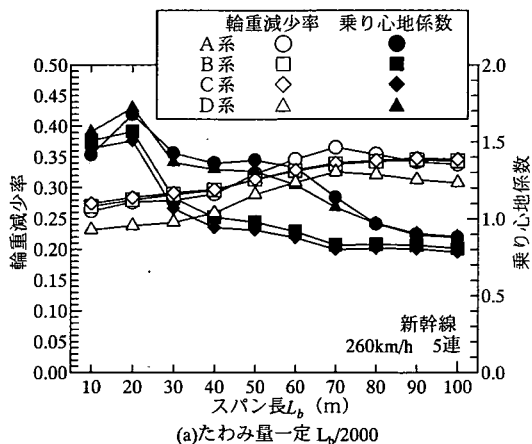


図-23 車両種別が車両走行性に及ぼす影響

困している。

現行の設計標準では、列車速度によらず新幹線は全て同値のたわみ限度を用いているが、今後、高速領域での検討に向けて拡張を図る場合には、列車集中制御装置 (CTC) の速度設定などを参考に、複数の制限区分を設けるように改めていく必要がある。

c) 乗車率の影響

以上までの検討に用いた車両モデルは、定員乗車時の車両諸元を適用していたが、実際の営業線では乗車率はある程度変動する。そこで乗車率を 0% から 350% まで変化させ、その影響度について評価を試みた。

図-25 に乗車率が車両走行性に及ぼす影響を示す。新幹線車両の場合、定員は各車両の座席数で、形式により異なるが概ね 70~100 人となる。またこれに乗じる平均体重は 600N を用いた。

図-25(a) はたわみ度を一定とした場合の検討結果である。乗車率の増加に伴い、輪重減少率、乗り心地ともに応答値は小さくなっている。輪重減少率の場合、減少の主要因である桁端の輪軸慣性力は一定で、減少率の算出ベースとなる静止輪重が増加するため、応答値は小さくなる結果となった。

また、乗り心地の場合、車体質量が増加し桁たわみの一定加振パワーに対して車体が揺れにくくなるため、やはり応答値が小さる結果となった。

図-25(b) は 100% 乗車時の桁たわみを $L_b/2000$ とし、乗車率の違いによる軸重の変動を桁のたわみ量に反映した解析結果である。一定たわみ量に対する振動系の性状は乗車率の増加により向上するが、軸重増加による桁のたわみ量の増加を考慮すると、何れの乗車率でも同程度の応答値となる。

最も応答に差が開くのは、スパン 50m 前後の乗り心地係数で、0% 乗車の応答値は 350% 乗車のその 1.3 倍程度になっている。したがって 100% 乗車で検討をいっておけば、乗車率の影響については無視できると考えてよい。

(6) 動的相互作用が及ぼす影響

前節までの解析は、半正弦波を用いた検討結果で

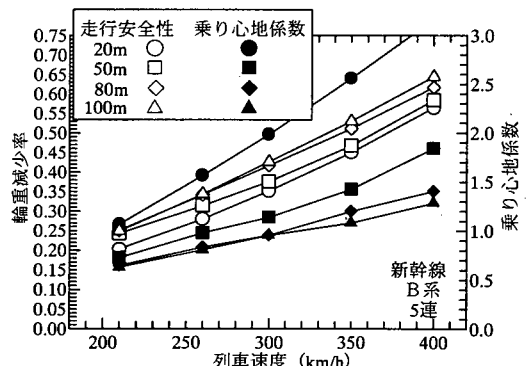


図-24 列車速度が車両走行性に及ぼす影響 (たわみ度 $L_b/2000$)

あるが、実際の橋梁は振動系であり、列車も最大で 16 両の車両から編成されているため、その検討方法の妥当性を検証しておく必要がある。

図-26 に動的相互作用力が乗り心地に及ぼす影響を示す。列車を車両 1 両で、桁を非振動の半正弦波でそれぞれモデル化した場合 (半正弦波モデル) と、列車を 16 両の車両で、桁を振動系の有限要素でそれぞれモデル化した場合 (動的相互作用モデル) の結果を比較して示した。車両と橋梁の相互作用の影響度ができるだけ大きくなるように、車両は 16 両編成、各スパンの桁は 10 連とした。

車両は B 系の車両モデルとした。単位長さ当たりの車両重量と桁重量との比は 1:12~1:15 となっている。

列車速度は 260km/h、350km/h とした。

各桁は単純桁構造とし、桁の質量は既往の設計値に基づき設定した。具体的には、25、50m のスパンで 200kN/m、300kN/m の程度値を用いている。

なお、動的相互作用解析の応答値は、桁の最大たわみ度が $L_b/2000$ となるよう換算し図中に示した。

図-26(a)(b) から、動的相互作用モデルは、半正弦波モデルによる検討手法に比べ 1.3~1.4 倍程度応答が増加していることが分かる。

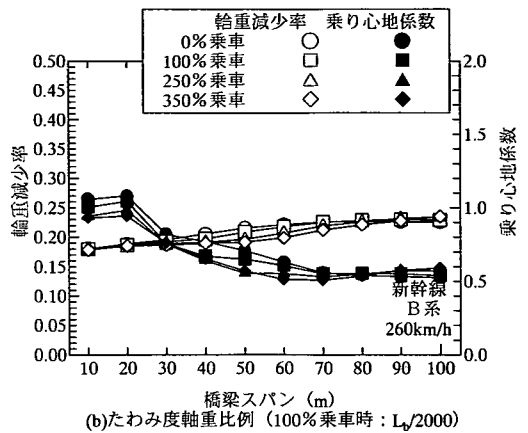
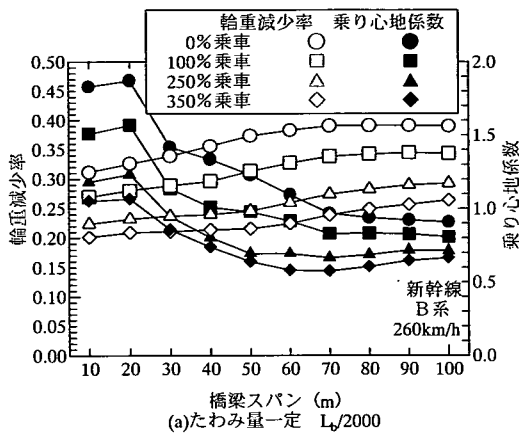


図-25 乗車率が車両走行性に及ぼす影響

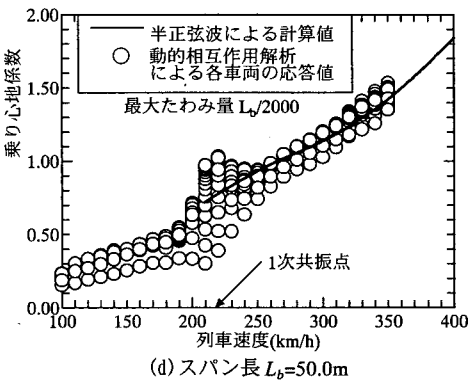
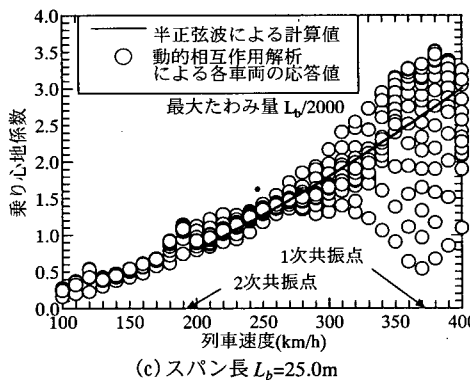
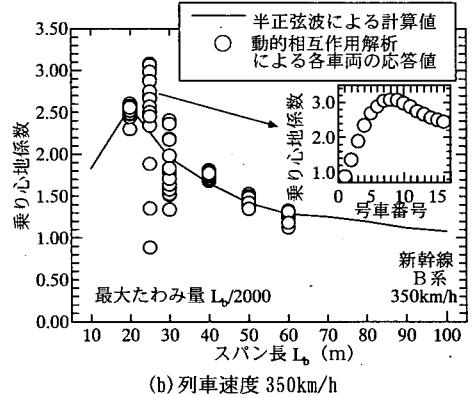
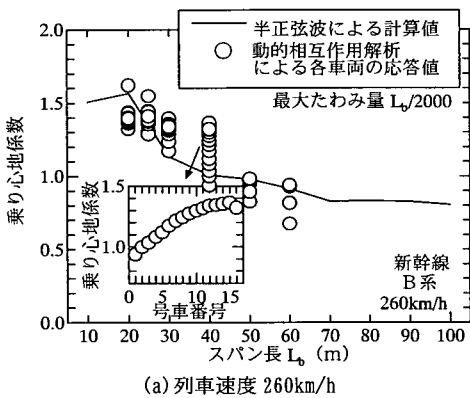


図-26 動的相互作用力が乗り心地に及ぼす影響

各スパンにおいて16両の車両の応答値のばらつきは、橋梁のたわみが荷重の繰り返しに伴い増加することに起因している。即ち、列車編成の先頭部分は、共振増幅の影響を常に受けない状態で走行するため、後続部分よりも小さな応答値に留まる。

260km/h走行の場合、40mの桁の1次共振速度がこれに近く、そのため40m付近の桁で応答値のばらつきが見られる。また、350km/h走行の場合、25mの桁の1次共振速度がこれに近く、やはり25m付近の桁で応答値のばらつきが大きい。

図-26(c)(d)は、図-8で示した共振点において、応

答が増大していることを示した図である。即ち車両振動系が桁の振動を抑制する一方、車両の応答が増大する結果となっている。ただし、実設計においては、桁の動的応答の算出とたわみ限度値の算定に及ぼす動的相互作用力の影響が相殺されるため、半正弦波モデルによる検討値でも精度が得られると考えてよい。全ての車両種別、列車速度、構造物形式(質量)、スパン長の組み合わせに対して動的相互作用解析により検討することは煩雑であり現実的ではないが、本研究では最も軽量で動的相互作用の影響を受け易いB系車両を用いており、本解析結果よ

りも極端に車両の動的応答を過小評価することは無いと考えてよいであろう。

6. 実測による車両走行性の検討

(1) 車両走行性の検証方法

営業線においては、一般に桁のたわみ量は設計で想定したそれよりも小さく、また一定値以上の車体加速度が検出されると、保守によって桁のたわみをうち消すように、軌道締結装置により軌道形状に上反りが与えられる。従って車両走行性は設計よりも遙かに高いレベルで管理されている。このため、桁のたわみ量と車両の応答の実態を関連付けて整理し、車両走行性の限度値を見極めていくことが重要であるが、この種の測定は殆ど例が無い。

桁たわみに起因する車両走行性を実測により定量的に評価・検証するためには、桁のたわみ量、軌道の状態（桁の前後を含む）、車両の走行条件、車両の応答値など多くの諸量を測定により得なければならないが、現実問題としてこれらの値を条件を揃えて十分な精度で収集するには多くの困難が伴う。

そこで、本研究では、桁のたわみ量と車体加速度に着目し限定的ではあるが検証を試みることにした。

検討対象は、表-2 に示した S-1～S-17 橋梁とし（M-1～M-4 を除く）、これらの橋梁のたわみ量と車体加速度を比較検討することとした。車両側の応答加速度は、列車編成のうち先頭車両の台車直上で得られたものである。桁端の局所的な輪重減少率については、測定技術の観点から見て把握が困難であり、今回の検証からは除外した。測定した車両は、表-3 の A、D 系に近い諸元を有している。

(2) 車体加速度の時系列波形

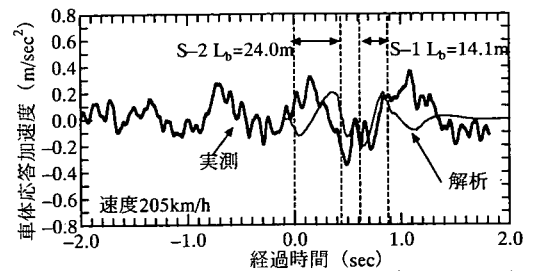
図-27 に、S-1 ($L_b = 14.1\text{m}$)、S-2 ($L_b = 24.0\text{m}$)、S-4 ($L_b = 2@41.8\text{m}$)、S-17 ($L_b = 2@134.0\text{m}$) の各橋梁における D 系車両の車体加速度の時系列波形をそれぞれ示す。実測値には軌道狂いの影響が含まれるが、実際の軌道の狂いは不明であるため、解析値はこれを考慮していない。また解析では、桁剛性を実測による値を用いた。

a) 短スパン橋梁

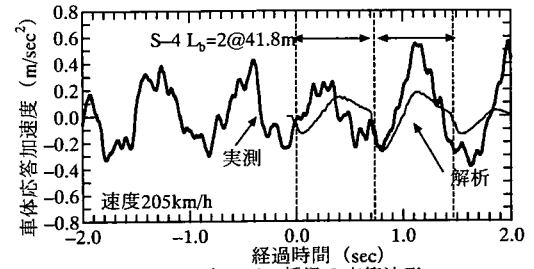
S-1 ($L_b = 14.1\text{m}$)、S-2 ($L_b = 24.0\text{m}$) 橋梁の実車体応答波形では、橋梁前後の定常的な振動状況から見て、軌道狂いによる影響が支配的であると言える。桁の存在する地点において、桁のたわみによる若干の影響が出ていることは読みとれるが、解析波形とはよい一致が見られない。

b) 中スパン橋梁

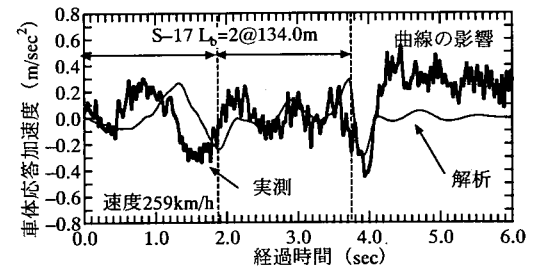
S-4 ($L_b = 2@41.8\text{m}$) 橋梁の実応答波形においても、軌道狂いによる定常的な振動が支配的であると言える。桁の存在する地点において、最大値が若干増えていることは読みとれる。橋梁スパン $L_b = 2@41.8\text{m}$ は、車体を 1.36Hz で加振することとなり、これは表-4 に示した車体ピッチングの固有振動に近い。このため、解析と実測の位相差が少ない。



(a) 短スパン橋梁の応答波形



(b) 中スパン橋梁の応答波形



(c) 長スパン橋梁の応答波形

図-27 橋梁上通過中の時系列波形 (D 系)

c) 長スパン橋梁

S-17 ($L_b = 2@134.0\text{m}$) 橋梁の実応答波形では、軌道狂いの影響はあるものの、車両が橋梁上にある全区間において比較的良好に解析値と一致している。実測値の橋梁通過後に定常加速度が見られるのは曲線による超過遠心力の鉛直成分の影響である。

(3) 最大車体加速度値の検証

図-28 に、S-1～S-17 橋梁上における桁のスパンと車体の最大応答加速度の関係を示す。車体加速度は A 系速度 210km/h 及び D 系 260km/h の測定結果である。測定は上り及び下りの双方向に対して実施した。この車体加速度は、桁のたわみ量に大きく左右されるが、桁のたわみ量を支配する要因としては、桁に作用する荷重の大きさと桁の剛性が挙げられる。

このため応答加速度の解析値としては、P-16 設計荷重と設計剛性より求めた設計値、実車荷重 (D 系) と設計剛性により求めた解析値、実車荷重 (D 系) と測定された実剛性により求めた解析値をそれぞれ示した。

また図中の車体加速度の実測値には、軌道狂いの影響が含まれているが、解析値にはそれが含まれていない。従って両者を厳密に比較することはできない。

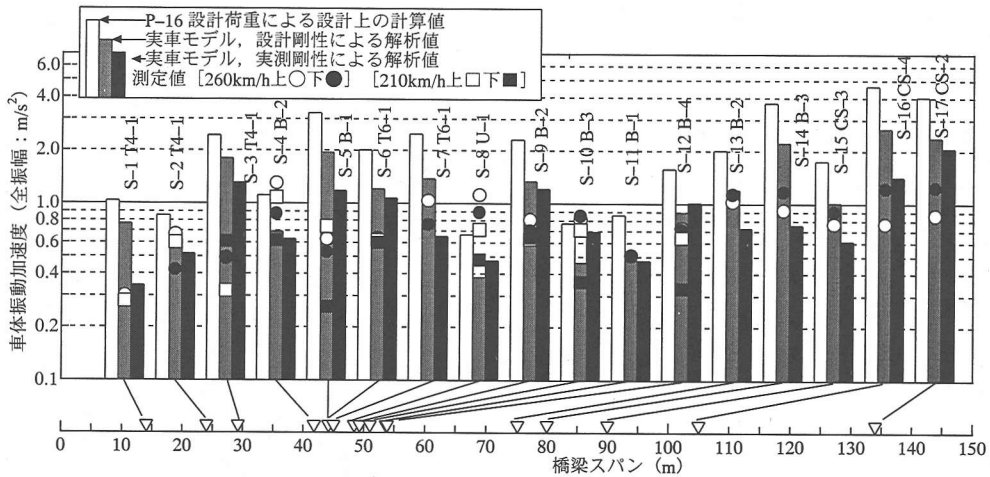


図-28 橋梁スパンと車両応答加速度の設計値、実測値の関係

いが、実測値による検証の一例として、幾つかの知見を導くことはできる。

まず、最も重要な点は、P-16 設計荷重¹²⁾と設計剛性より求めた設計上の加速度計算値と実測値の間に相当の乖離が見られることである。この原因は D 系新幹線の荷重が設計に用いられる P-16 標準活荷重よりも軽量であること、桁の実剛性が非構造部材などの影響により設計剛性よりも大きいことに起因している。

また、実測による車体応答加速度は、全振幅で $1.5m/s^2$ 程度が最大であった。実際の保守管理における軌道整備標準値から見て、良好な状態と言える。これらの値は、設計値及び解析値の中では、実車荷重と測定された実剛性により求めた解析値に近い傾向にあるが、これを大きく上回る車体加速度も測定されている。これについては、軌道の狂いの影響を受けたものであると考えられる。

(4) 乗り心地基準の検討

図-28 に示した設計値と実測値の乖離については、乗り心地の照査体系の面からも整理しておく必要がある。

表-5 に車両動揺加速度による軌道整備標準値 (実際の線路保守に用いられている基準) を示す。軌道整備標準値では、限度値を周波数によらず一定値としている。従って図-18 に示した Janeway の乗り心地係数¹⁷⁾は、軌道整備標準値と比較して低周波数領域において制限値が緩い。例えば 1.0Hz 未満の領域では乗り心地係数 1.5 の制限値は片振幅 0.3g であるが、表-5 に示した軌道整備標準値の第 3 制限値は、全振幅で 0.25g の制限値である (通常片振幅率は 3/4 程度)。橋梁設計と軌道整備標準値との間には、限度値に 2 倍近い開きがある訳であるが、これは図-29 に示す照査体系の違いに起因している。乗り心地係数はあくまで設計上の予測値を対象としており、軌道整備標準値は実測値を対象としている。重い設計荷重と実車荷重、設計剛性と実剛性の差を

表-5 車両動揺加速度による軌道整備標準値

分類	全振幅	処置
第 1 限界値	0.45G	直ちに 1 段階下位の速度に徐行するとともに、当夜緊急整備する。
第 2 限界値	0.35G	次の測定日まで計画的に整備する。
第 3 限界値	0.25G	要注意箇所として管理し、必要に応じ整備する。

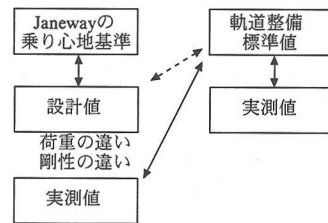


図-29 照査体系の違い

併せて評価すれば、両者の全体の応答値の差はさらに大きくなる。

性能照査型設計法への移行や保守と構造物設計との統一的な評価を視野にいたした場合、評価指標や照査結果をできるだけ実態に合わせていく必要がある。

具体的には照査荷重を実車両、乗り心地係数を 1.0 とする体系が望ましいと考えられる。

(5) 共振領域における設計法

a) 高速化と低剛性化

新幹線の高速化傾向は前述までの通りであるが、具体的な車両の応答値としては、図-24 に示したように、210km/h と 300km/h を比較すると、輪重減少率で 1.5 倍、乗り心地で 1.5~2 倍程度それぞれ応答が増加している。

一方、桁高 (つまり桁剛性) は図-16 に示したように、2/3 から 3/4 程度に減少している。

図-30 に設計たわみ、実測たわみと高速領域でのたわみ限度値の関係を示す。各速度における限度値は5章(2)で示した走行性評価指標に照らして定めた。ただし乗り心地基準に関しては、乗り心地係数を1.0として算定した。

同図から、高速化と低剛性化の影響で設計上多くの橋梁がたわみ限度に抵触すると判定されるが、一方実際のたわみはこれと乖離していることが分かる。

図-28 に示したように現実には多くの橋梁上で、車体加速度の最大片振幅は 1.5m/s^2 以内に収まっている実態がある。従って高速領域において過大な設計とならないような設計体系とする必要がある。

b) 性能照査型設計

性能照査型設計の流れを視野に入れ、高速領域における設計体系を構築していくためには、以下のよな改訂が必要であると考えられる。

まず照査に用いる列車荷重は実車両に併せ、一方限度値も軌道整備標準値などの実態と整合性をとる必要がある。

現行設計標準の限度値は、走行安全性、乗り心地及び軌道部材の許容応力度、加修限度などから総合的に定められたものであるが、今後は、これらを分離し各性能項目ごとの照査が可能となるような体系としていく必要がある。

c) 車両種別と列車速度

新しい設計体系では、車両種別と列車速度の区分を幾つか新設する必要がある。図-24 に示したように列車速度の影響は顕著で、幾つかの速度区分が必要となるが、一方、図-23(b)で示したように各車両の諸元の影響も大きい。高速の新型車両の多くは軽量で振動特性に優れた車両であり、車両種別と列車速度の両者を組み合わせを考慮できる体系とするのが合理的である。

d) たわみ量の算定

図-31 に桁の実剛性と設計剛性の関係を示す。剛性が高まる要因としては、非構造部材（路盤コンクリート、勾配コンクリート、軌道構造、高欄、ダクトなど）とヤング係数（実コンクリート強度による）の寄与が挙げられる。非構造部材の影響が少ない、即ち中立軸の変化の起きにくい下路桁においては実剛性と設計剛性の比が1.0に近い値となった。

高速領域ではたわみ限度が厳しくなるため、勾配コンクリートなど桁本体と完全に一体化する部分については、設計に考慮することを視野に入れていくべきである。

e) キャンパーの影響

桁のたわみ量を相殺するように、桁の上面に予め上反りを設けておく手法が鋼橋などでは行われている。このキャンパーをコンクリート構造物に適用していく場合には、クリープや桁の実剛性などの実態も考慮して、慎重に設定量を決めていく必要がある。

実際の営業線では、開業監査時に、たわみを相殺するように調整が行われることが多い。近年、軌道検測車の諸元が実車両に近づいてきたため、直接的に適正な軌道キャンパー量を算出することが可能となってきた。

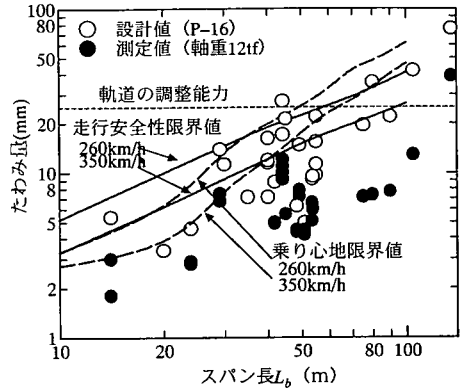


図-30 設計・実測たわみとたわみ限度の関係

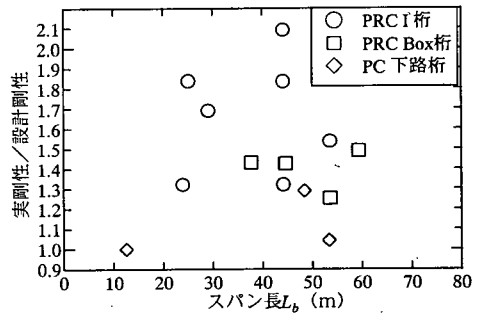


図-31 桁の実剛性と設計剛性の関係

図-30 に示すように軌道側の調整能力は、スラブ軌道で $+25\text{mm} \sim -10\text{mm}$ 、バラストでは実質制限無しである。現状の技術レベルでは、設計に反映するまでには至っていないが、高速領域の車両走行性問題に関する今後の重要な課題の一つである。

7. まとめ

本研究で得られた知見を以下にまとめる。共振領域における桁の動的応答に関しては、

- (1) 500km/h までの高速領域において、桁の動的応答を実測し、数値解析上求めた共振速度において共振ピークが発生すること、共振現象の消失するスパンが存在すること、長スパン橋梁では比較的小さな動的応答倍率に留まることなど、基本的な法則性について確認した。
- (2) 車両と構造物との動的相互作用の影響により桁の振動が抑制されること、軌道の狂いによる車両の動揺効果は、速度効果との積という形で桁に作用することを数値解析により明らかにした。
- (3) 設計標準の改訂案としては、減衰定数を2%とした応答曲線を直接読みとる手法を提案する。速度パラメータの範囲は0.8までとし、ボギー及び連接台車に対してそれぞれ規定するとよい。また、車両の走行性については、
- (4) 車両速度、車両種別がたわみ限度に及ぼす影響は大きいですが、軌道構造、乗車率はさほど影響を

及ばさないこと、桁の連数については従来通りの単径間と多径間の分類で十分であることなどを数値解析により明らかにした。

- (5) 半正弦波を用いた従来の簡略手法は、動的相互作用解析に比べ車両の応答が若干小さく評価する傾向にある。実設計では相互作用による桁振動抑制効果と相殺されるため、一定の精度は確保されていると考えられる。
- (6) 17の実橋梁上において走行試験を実施し、実たわみ量、実車応答とも設計との乖離が大きいこと、軌道狂いを含む橋梁上での車体応答加速度が、全振幅で 1.5m/s^2 以内と、実態として良好な状態にあることを示した。
- (7) 設計標準の改訂案としては、車両種別及び列車速度による区分を設けることを提案する。また、性能照査型設計への移行を視野に入れ、乗り心地係数を 1.0 とし、照査荷重に実荷重を用いてより実態に合った照査体系としていくとよい。

今後、本論文で得られた知見を新しい設計標準に反映させ、より安全で信頼性の高い高速鉄道設計体系を創出していきたいと考えている。

謝辞：本研究において実施された M-1～M-4 橋梁のたわみ測定は国庫補助を受けて実施された。

参考文献

- 1) 大地羊三：鉄道橋の衝撃係数，鉄道技術研究報告，No.370，1963。
- 2) 松浦章夫：高速鉄道における橋桁の動的応答に関する研究，鉄道技術研究報告，No.1074，1978。
- 3) ORE：Question D23, Determination of dynamic forces in bridges, Report No.15, 1966。
- 4) 岡田勝也，石橋忠良，佐藤勉：列車の動的応答による RC 桁の断面検討(1)，(2)，構造物設計資料，No.34，35，1973。

- 5) 石橋忠良，長田晴道：コンクリート橋の衝撃係数（新幹線），構造物設計資料，No.68，pp.3-7，1981。
 - 6) 松平精：橋梁のたわみによる折角限度，東海道新幹線に関する研究（第2冊），鉄道総合技術研究所，pp.202～206，1961。
 - 7) 佐藤吉彦，三浦重：走行安全ならびに乗り心地を考慮した線路構造物の折角限度，鉄道技術研究報告，No.820，1972。
 - 8) 松浦章夫：新幹線における橋桁の鉛直たわみの許容限度，鉄道技術研究報告，No.894，1974。
 - 9) 涌井一，松本信之，松浦章夫，田辺誠：鉄道車両と線路構造物との連成応答解析法に関する研究，土木学会論文集，No.513/1-31，pp.129-138，1995。
 - 10) Kalker, J. ; Survey of Wheel-Rail Rolling Contact Theory, *Vehicle System Dynamics*, 8.4, 1979.
 - 11) Iguchi, M. and Hara, H. : A Resonance-Eliminated Design of Simply Supported Beam for a guideway of a High Speed Maglev System, *Proceeding of International Conference on Maglev Transport '85*, pp.217-224, 1985.
 - 12) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説—コンクリート構造物，丸善，1992。
 - 13) 曾我部正道，四十九勇治，松本信之，山崎幹男，梶川徹，青木成生：超高速鉄道橋梁の動的応答に関する研究，鉄道技術連合シンポジウム論文集，pp.75-78，1998。
 - 14) 宮崎修輔，北川隆，金森真：北陸新幹線 PRC 桁の設計，プレストレストコンクリート，Vol.34，No.6，pp.51-58，1992。
 - 15) 佐藤裕，平田五十：構造物の変位とスラブ軌道，鉄道技術研究報告，No.801，1972。
 - 16) 鉄道総合技術研究所：在来鉄道運転速度向上試験マニュアル・解説，1993。
 - 17) 国鉄列車速度調査委員会：車両の乗り心地基準，資料 3A-2-1，1963。
 - 18) 奥田広之，曾我部正道，松本信之，涌井一：フローティング型ラダー軌道の力学特性及び車両走行性，鉄道総研報告，Vol.12，No.9，pp.7-14，1998。
- (2002. 3. 6 受付)

DYNAMIC RESPONSE AND DESIGN OF CONTINUOUS CONCRETE RAILWAY BRIDGES IN RESONANCE AREA

Masamichi SOGABE, Nobuyuki MATSUMOTO, Yozo FUJINO,
Hajime WAKUI, Makoto KANAMORI and Masaaki MIYAMOTO

Introduction of new high-speed trains and low stiffness girders such as PRC ones requires reviewing the present technical design standards of railway bridges and viaducts from a viewpoint of dynamic response of girders as well as of train run comfort. In this study, dynamic interaction of train and continuous concrete girders is formulated and parametric simulations are made extensively. The results are compared with the dynamic responses of 21 existing bridges and good agreement is presented. The resonance of the girder under the passage of train with the speed of 500km/h is also confirmed. The damping ratio of concrete girders is found to be as low as 0.01 and the value of 0.02 is suggested to use in simulations and design. Dynamic response of running trains is compared with the results of the field measurement of 17 bridges and good agreement is also found. The field measurement shows that the maximum acceleration of trains during the passage of bridges is below 1.5m/s^2 , indicating good ride condition and implication of this result in conjunction with the design standards is discussed.