

P C 斜張橋（北陸新幹線第 2 千曲川橋梁）の衝撃係数・列車走行性に関する研究

Study on Dynamic Response and Ride Comfort of a PC Multicable-stayed Bridge
(Daini-Chikumagawa Bridge on Hokuriku Shinkansen Line)

曾 我 部 正 道¹ 松 本 信 之² 涌 井 一³
 金 森 真⁴ 椎 本 隆 美⁵
 Masamichi SOGABE Nobuyuki MATSUMOTO Hajime WAKUI
 Makoto KANAMORI Takami SHIIMOTO

¹ (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 構造システム 技師 (〒185 東京都国分寺市光町2-8-38)

² M. S. (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 構造システム 主任技師

³ 工博 (財) 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 構造システム 主幹技師

⁴ 日本鉄道建設公団 設計技術室 主任技師 (〒100 東京都千代田区永田町2-14-2)

⁵ 日本鉄道建設公団 北陸新幹線建設局 工事第三課 補佐 (〒380 長野県大字中御所字岡田45-1)

Many Prestressed Concrete (PC) multicable-stayed bridges have been constructed for roadways as rational long span bridges. However, the design has not been used for ultra-high speed railway systems, such as shinkansen lines, because such bridges are very flexible structures. An study was carried out on the dynamic response and running quality, using data for a roughly designed PC multicable-stayed bridge for the Daini-Chikumagawa Bridge on the Hokuriku Shinkansen line.

A simulation program, DIASTARS, which was developed at the Railway Technical Research Institute, was used in this analysis. In this program, the Shinkansen vehicle is three dimensionally modeled as having a body, two trucks, and four wheelsets connected to each other by springs and dampers. The structures are modeled by three-dimensional finite element method. Non-linear interaction characteristics between wheels and rails are also taken into account to obtain the realistic dynamic behavior of high speed Shinkansen vehicles.

Through this study, the general characteristics were obtained for the dynamic load factor on each member of a cable-stayed bridge, as well as the running quality. The results of analysis were also compared with test data.

key words: cable-stayed bridge, dynamic interaction analysis, impact factor, running quality

1. はじめに

北陸新幹線第 2 千曲川橋梁は、図 1 に示すような 2 径間連続 P C 斜張橋（橋長 270m, スパン長 134m）である¹⁾²⁾

³⁾ この橋梁は複線橋梁であり、主桁は 2 本柱形式の主塔から 2 面吊りされ、主桁と主塔とは剛結構造、桁端は単純支持構造となっている。新幹線鉄道橋としての P C 斜張橋は、初めての試みであり、わが国のコンクリート鉄道橋としては最大のスパンを有している。

鋼斜索を用いたマルチケーブル方式の P C 斜張橋は、合理的な長大橋として近年、道路橋において多用されているが、このような構造形式を新幹線等の高速鉄道用橋梁に適用するためには、以下のような鉄道固有の特別な問題について検討を行っておく必要がある。

① 衝撃係数：主桁・主塔・斜索といった性質の異なる

部材から構成される高次不静定構造において、高速鉄道荷重により各部材に作用する動的荷重（衝撃係数）を明らかにする⁴⁾。

② 列車走行性：斜張橋は桁橋に比べ変形が大きく、かつ列車の鉛直方向車体固有振動数に近い低周波数の振動モードを有する。それゆえ斜張橋の動的変形に対する列車走行性を明らかにする⁵⁾。

本研究は、北陸新幹線第 2 千曲川橋梁を対象とし、動的相互作用解析及び実車走行試験により上記諸問題について検討することを研究の目的とする⁶⁾⁷⁾。

2. 動的相互作用解析法

解析プログラムには、新幹線列車と鉄道構造物との 3

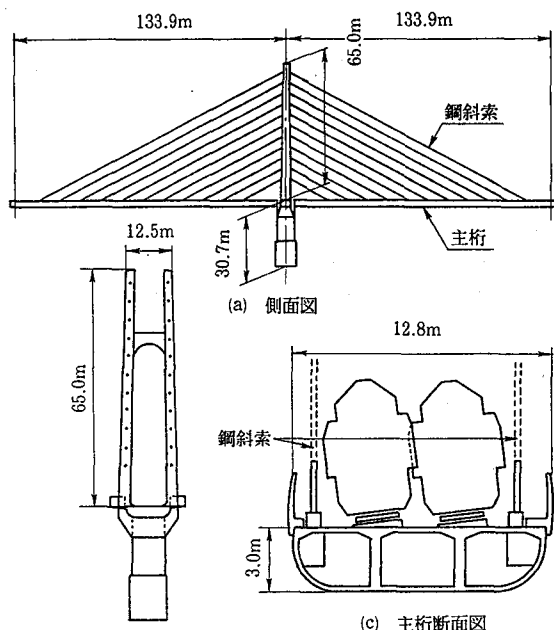


図1 PC斜張橋（北陸新幹線第2千曲川橋梁）

次元連成振動を解析することが可能な「新幹線列車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)」⁹⁾を用いた。以下に解析手法の概略を述べる。

2.1 力学モデル

(1) 列車モデル⁵⁾

図2に車両の力学モデルを示す。力学モデルに使用されている記号を表1に示す。車両は車体・台車枠・輪軸（剛体と仮定）の相互をバネ（変位ストップ付）とダンパーで結合したモデルとした。各車体・台車はそれぞれの重心位置で左右、上下、ローリング、ピッチング、ヨーイングの5自由度を持つ。各輪軸は重心位置で、左右、上下、ローリング、ヨーイングの4自由度を持つ。従って、1車両モデル当たりの自由度は31自由度となるが、輪軸の上下及びローリングは構造物の変位に従属するため、独立自由度は23自由度である。

この車両モデルを任意両数連結し、実列車を精密に再現した列車モデルを構築することとなる。車両間の連結器は、上下方向のバネ及びダンパーでモデル化する。

(2) 構造物モデル

橋梁は、梁、トラス、シェル、バネ及び質量等の各種有限要素によりモデル化するものとする。構造物のモデル化に有限要素を用いたことにより、各種任意構造形式を容易にモデル化することが可能である。

2.2 輪軸と構造物間の相互作用力モデル

輪軸（車輪）と構造物間の相互作用力モデルは、輪軸が遊間をもって軌道上を走行する大振幅の蛇行運動モデルとして扱っている⁵⁾。即ち、鉛直方向には、車輪とレールとは常に接触しており、列車振動系の挙動に応じ

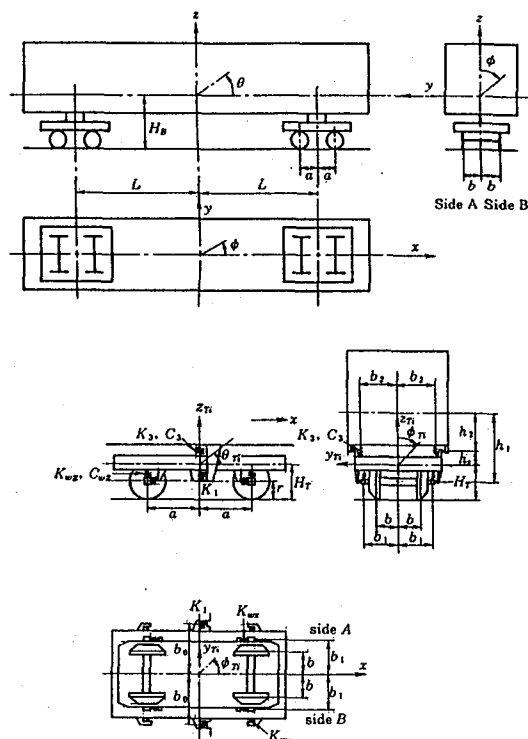


図2 車両の力学モデル

表1 列車の力学モデルに用いた記号

名 称	記号
前後台車心ざら間距離/2	L
軸距/2	a
車輪・レールの接触点間隔/2	b
ボルスタアンカ左右間隔/2 (又はヨーダンパ左右間隔/2)	b_0
軸バネの左右間隔/2	b_1
枕バネの左右間隔/2	b_2
レール面上車体重心の高さ	Hb
レール面上台車重心の高さ	HT
車軸中心-車体重心間高さ	h_1
枕バネ中央-車体重心間高さ	h_2
台車-枕バネ中央高さ	h_s
車輪の公称半径	r
車両長/2	L_c
半車体質量	m
車体重心ローリング慣性モーメント/2	I_x
車体重心ピッチング慣性モーメント/2	I_y
車体重心ヨーイング慣性モーメント/2	I_z
台車枠質量	mT
台車重心ローリング慣性モーメント	IT_x
台車重心ピッチング慣性モーメント	IT_y
台車重心ヨーイング慣性モーメント	IT_z
輪軸質量	mW
輪軸重心ローリング慣性モーメント	Iwx
輪軸重心ヨーイング慣性モーメント	Iwz
ボルスタアンカ弾性	$K1$
ヨーダンパー減衰定数	$C1$
左右枕バネ定数 (1台車片側)	$K2$
左右枕バネ減衰定数	$C2$
上下枕バネ定数 (1台車片側)	$K3$
上下枕バネ減衰定数	$C3$
前後バネ定数 (1台車片側)	Kwx
左右バネ定数 (1台車片側)	Kwy
軸バネ定数 (1台車片側)	Kwz
軸バネ減衰定数	Cwz
静輪重	Ps
連結部上下バネ定数	Kc
連結部上下バネ減衰定数	Cc

た鉛直力がレール位置に作用する。横方向には車輪踏面に非線形クリープ力（摩擦力）が作用し、かつレール肩と車輪フランジが接触する場合にはフランジ圧が作用するものとしている。クリープ力とフランジ圧の合計を横圧として構造物に作用させる。

これらの非線形相互作用力を構造物モデルの輪軸近傍有限要素節点に分配し、列車の進行に伴い刻々と変化する輪軸と構造物との位置変化が考慮されるようになっていく。

2. 3 数値解析法

DIASTARS では、輪軸と構造物間の動的相互作用力を外力項とし、列車系及び構造物系の運動方程式を連立させ、これを数値計算により解いている。具体的な数値計算法としては、両者の運動方程式をモデル変換した後、これを Newmark の平均加速度法 ($\beta=1/4$) を用いて整理し、最終的に両者に未知量として残る相互作用力の項を、 Δt 毎に変位の逐次代入計算により解いていく方法を取っている。

3. 解析モデル

3. 1 列車モデル

本研究では、4種類の列車モデルを用いた。設計検討時には、旧型式の車両を対象とした軸重16tf-12両編成及び、近年の新型車両を対象とした軸重10tf-12両編成を併用した。実車走行試験の検証モデルとしては、軸重16tf-7両編成のA編成及び、軸重11.5tf-8両編成のB編成を用いた。表2に解析で用いた車両の主要諸元を示す。なお、実際の営業運転にはB編成が用いられる。

また、新幹線構造物の設計荷重としては、実車の軸配置とは異なるP-16と呼ばれる標準活荷重が使用される。その為、設計衝撃係数の解析においては、新幹線荷重を図3に示すような12両編成の定荷重列 (P-16標準活荷重) としてモデル化し、これが定速走行するものとした。

3. 2 橋梁モデル

図4に示すような立体骨組構造により対象橋梁をモデル化した。列車走行性の検討は通常片線載荷で行われる

ため、ねじりについても考慮できる立体モデルとした。

ここで、主桁及び主塔は3次元の梁要素とし、主桁と直角に斜索定着位置まで剛梁を設けた。列車を走行させる軌道中心は、この剛梁上の所定位置に偏心させて定義しており、主桁と主塔の剛結部には剛域を設けた。中間横桁、斜索定着突起等については、質点として考慮した。

鋼斜索は、列車荷重下では圧縮状態とならないため(死荷重による引張力が支配的)、トラス要素を用いてモデル化した。

表3に斜張橋の主な構造諸元を示す。一般に、短スパン鉄道橋梁では、非構造部材 (路盤コンクリート、防音壁、軌道部材等) 剛性の影響が大きく、測定断面力が設

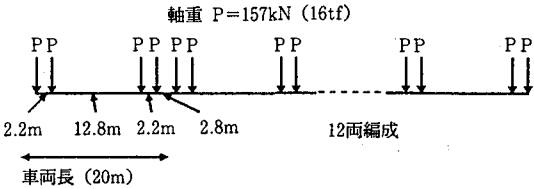


図3 P-16標準活荷重

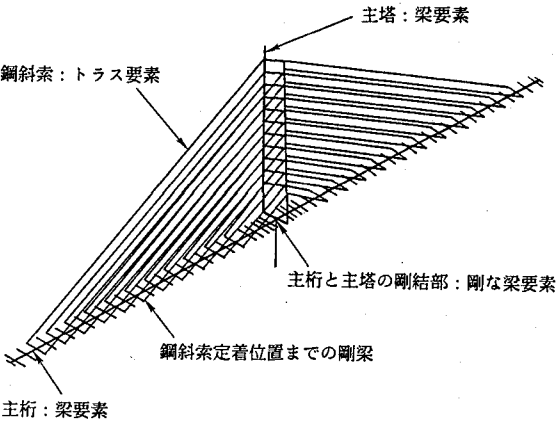


図4 斜張橋の解析モデル

表3 PC斜張橋の主要な構造諸元

	ヤング係数 (tf/m ²)	断面積 (m ²)	断面2次 モーメント(m ⁴)	単位重量 (tf/m)	備考
主桁	3.1E+06	10.1~16.9	12.8~17.6	36.6~52.6	軌道含む
主塔	3.1E+06	9.0~16.1	4.7~11.9	22.4~40.3	片側
橋脚	3.1E+06	106.~56.	546.~318.	266.~141.	
斜索	2.0E+07	0.01	—	0.2088	

表2 解析に用いた車両の主要諸元

名称	記号	単位	設計用 軸重16tf	設計用 軸重10tf	検証用 軸重16tf	検証用 軸重11.5tf
半車体質量	m	$t \cdot s^2/m$	2.039	1.352	2.039	1.663
台車枠質量	mT	$t \cdot s^2/m$	0.605	0.306	0.605	0.310
輪軸質量	mW	$t \cdot s^2/m$	0.255	0.163	0.255	0.182
上下枕バネ定数	$K3$	t/m	57.0	30.0	57.3	48.8
同減衰定数	$C3$	$t \cdot s/m$	2.0	4.6	4.9	5.3
軸バネ定数	Kwz	t/m	115.0	124.4	115.0	113.3
同減衰定数	Cwz	$t \cdot s/m$	6.0	4.0	4.0	4.0
静輪重	Ps	tf	7.7	4.9	7.7	5.7
編成両数	$NCAR$		12	12	7	8
備考					A編成	B編成

計値の半分以下ということが多々見られる。しかし、本橋梁のような長スパン橋梁では、その影響が小さいことから、実車走行試験に対する検証解析においても設計計算と同じ構造諸元を用いて解析することとした。

減衰定数 h は、設計時の検討では、主桁が比較的剛であることなども考慮し、全てのモードに対して $h=0.01$ を用いた。一方、検証解析においては $h=0.007$ を用いた。

軌道は、レールが主桁上面に直結されていると仮定した。ただし、レールの小返りについては別途プログラム内で考慮している。

また、対象橋梁はR3500の緩と曲線中に建設されており、図1に示すように軌道にカントが設けられている。しかし、その影響は別途独立して推定できることから、解析上は完全な直線走行として扱うこととした。

4. 衝撃係数の検討

4. 1 衝撃係数の検討方法

「鉄道構造物等設計標準（コンクリート構造物）」⁹⁾の設計標準衝撃係数では、Bernoulli-Euler による粘性減衰を有する梁の強制振動に関する基本運動方程式を解き、得られるたわみの衝撃係数曲線に対して、これを包絡するように(1)式のような簡略式を定めている¹⁰⁾。実設計では、このたわみの衝撃係数を曲げ、せん断、軸力等の設計断面力にも適用しているのが現状である。

$$i = K_a \cdot \alpha + i_0 \quad \dots \dots (1)$$

ここに、 K_a : 係数 α : 速度パラメータ

$$\alpha = V / 7.2 (n L_s)$$

n : 基本固有振動数 (Hz)

L_s : スパン (m)

V : 列車速度 (km/h)

i_0 : 軌道及び車両不整による項

本研究では、橋梁が高次の不静定構造物であるため、有限要素法による各断面力レベルでの衝撃係数算定を基本としたが、(1)式との比較も合わせて行った。(1)式を適用するに当たっては、 n は0.51Hz、 L_s は134m、 i_0 は0と仮定した。

わが国の鉄道橋の設計では一般に複線同時同方向荷重まで考慮するため、この場合の衝撃係数を算定した。

設計衝撃係数の算定には前述の定速定荷重列 (P-16標準活荷重) を用いた。ただし、振動系である列車の輪重変動が衝撃係数に及ぼす影響は、本橋梁の場合には無視できるほど小さいことを、4.2項で示すように別途確認した。

4. 2 列車振動が衝撃係数に及ぼす影響

列車の振動が橋梁の振動に及ぼす影響を評価するため

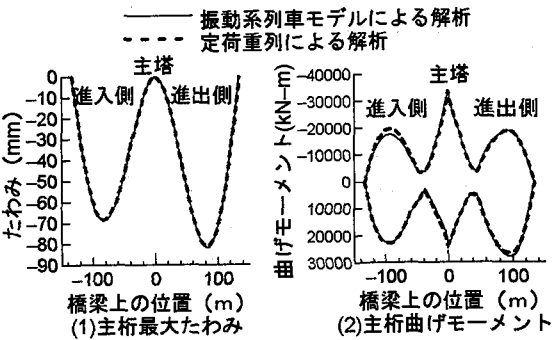


図5 列車振動が橋梁の応答に及ぼす影響 (列車速度360km/h)

表4 360km/h走行時の衝撃係数

検討項目	主桁			主塔		斜索 7段目
	桁端	3/4点	剛結部	剛結部	橋脚	
たわみ		0.475		0.709		
曲げモーメント		0.527	0.334	0.679	0.644	
せん断力	0.288		0.116	0.652		
軸力		0.243	0.500	0.368	0.274	0.599

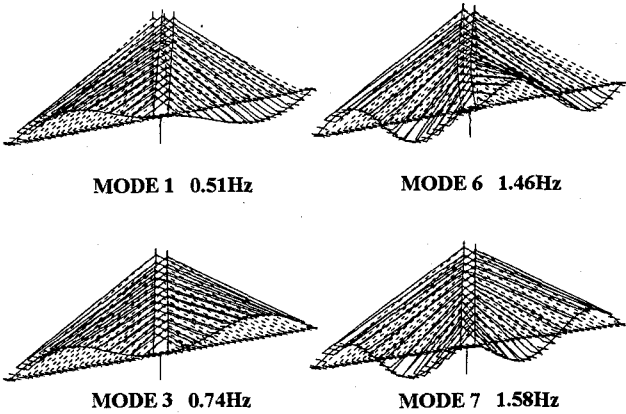


図6 PC斜張橋の固有振動モード

に、列車を振動系とした場合と、同じ軸配置で定荷重とした場合の比較検討を行った。図5に列車の振動が衝撃係数に及ぼす影響を示す。直接列車荷重を受け、最も影響を受けやすいと思われる主桁のたわみと曲げモーメントに着目し、スパン内での最大・最小値の分布図を示した。たわみ最大点での差は1.7%、正の曲げモーメント最大点での差は4.5%であった。これにより、荷重列を用いて衝撃係数を検討しても問題がないと判断できる。

4. 3 衝撃係数の検討結果⁶⁾⁷⁾

衝撃係数の検討結果を表4に示す。定速定荷重列を用いた有限要素法による各断面力レベルでの検討結果である。表より各衝撃係数は、部材の種類、断面力の種類により大きく異なることが分かる。これらの値の違いにつ

いては、各断面力を支配する振動モードにより説明することができる。

図6に対象橋梁の固有振動モードを示す。一次固有振動数は0.51Hzである。

(1) 単一振動モードに支配される断面力

単一振動モードに支配される断面力としては、主塔の曲げモーメント及びせん断力が挙げられる。図7に主塔における主桁との剛結部の曲げモーメントに関する列車速度と衝撃係数との関係及びモード寄与率を示す。進出側スパンにおいて共振を示すピークが明確に現れており、値自体も大きくなる傾向にある。解析衝撃係数は K_a を1.0とした場合の設計標準衝撃係数によりほぼカバーされる。360km/h走行時の解析結果について支配モードを分析するとMODE 1の逆対称1次モード(図6参照)のみに支配されていることが分かる。

(2) 2種類の振動モードに支配される断面力

2種類の振動モードに支配される断面力としては、主桁の曲げモーメント及び斜索の軸力が挙げられる。図8にスパン内の最大曲げモーメント(主塔からスパン3/4点に発生)および主塔との剛結部の曲げモーメントに関する列車速度と衝撃係数との関係及びモード寄与率を示す。進出側スパンにおいて共振を示すピークが現れるものの、単一モードに支配される場合と比較してピーク自体が鈍化しており、値もやや小さくなる。解析衝撃係数は K_a を1.0とした場合の設計標準衝撃係数によりカバーされる。360km/h走行時の解析結果について支配モードを分析するとMODE 1の逆対称1次モードの寄与率が56%、MODE 3の対称1次モードの寄与率が33%であることが分かる。

(3) 多数の振動モードに支配される断面力

多数の振動モードに支配される断面力としては、主桁のせん断力が挙げられる。図9に主塔との剛結部の主桁せん断力に関する列車速度と衝撃係数との関係及びモード寄与率を示す。解析衝撃係数は K_a を0.5とした場合の設計標準衝撃係数でカバーされる。モード寄与率図からも分かるように、主桁せん断力に対しては高次モードまで寄与しており、共振増幅現象が多く振動モードに分散して異なる列車速度で発生するようになるため、その衝撃係数は単一モードに支配される場合と比較してかなり小さな値となる。

4. 4 設計衝撃係数の決定¹⁾²⁾⁶⁾⁷⁾

最終的な設計衝撃係数を決定する際に考慮した条件は以下の通りである。

- ①各断面力毎に異なる衝撃係数を用いて詳細設計を行うことは非常に煩雑であり、設計衝撃係数は単一であることが望ましい。

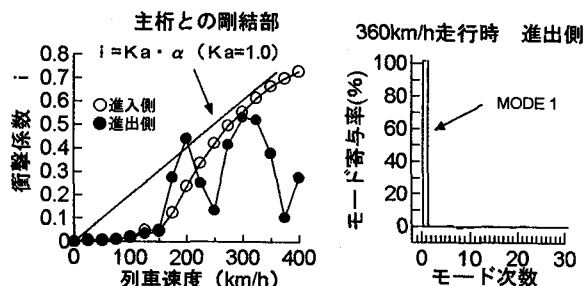


図7 主塔曲げモーメントに対する衝撃係数及びモード寄与率

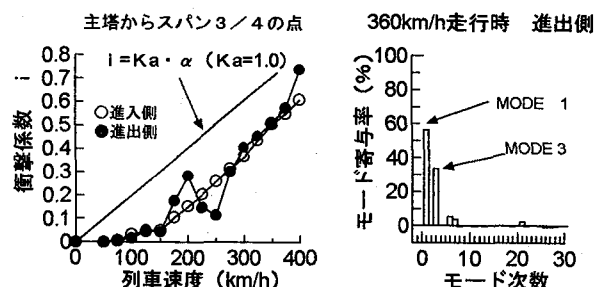


図8 主桁曲げモーメントに対する衝撃係数及びモード寄与率

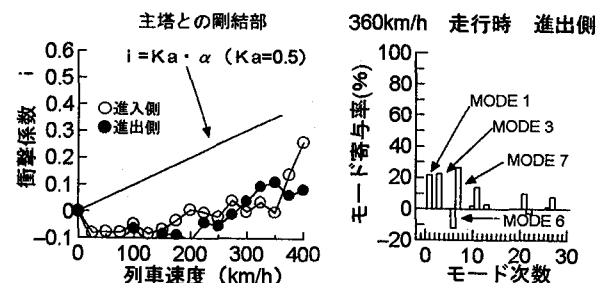


図9 主桁せん断力に対する衝撃係数及びモード寄与率

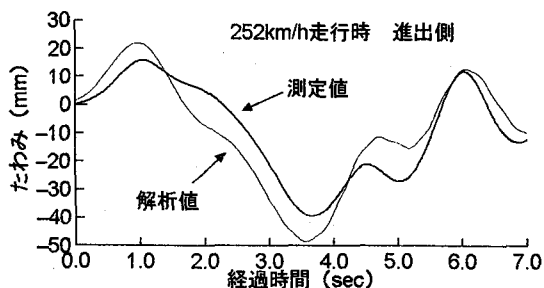


図10 スパン3/5点での動的たわみ
(B編成 軸重11.5t f-8両編成)

②各断面力での衝撃係数は、支配モードに起因した相違が見られるが、一部の例外を除けば、概ね従来からのたわみの衝撃係数式で包絡できる。

③高速連行荷重を受けるPC斜張橋の衝撃係数の実例は皆無であり、ある程度の安全を見込む必要がある。

④将来の高速化を考慮し、速度360km/h程度までの供用に耐え得る値とする必要がある。

よって設計衝撃係数は、(1)式により $Ka=1.0$ 、 $V=260$ km/h、 $n=0.51$ Hzとし、全断面力に対して $i=0.577$ を適用することとした。

4.5 実車走行試験と検証解析における衝撃係数

衝撃係数の測定は、最も容易に判定が行える主桁のたわみにより行うこととした。測定位置は、計算上たわみが最大となる主塔から81.5mのスパン3/5の点とした。図10に、B編成試験列車（軸重11.5tf・8両編成）の252km/h走行時の動的たわみの時系列波形を示す。検証解析では残留波形より得られた減衰定数 $h=0.007$ を全モードに対して適用した。解析波形は実測波形の特徴を良く捉えており、列車載荷時全般において概ね良好な一致が認められる。両者の最大たわみの差は19%であり、設計上考慮していない勾配コンクリート等の非構造部分の影響によると思われる。

図11に列車速度とたわみの衝撃係数の関係を示す。図中で、210km/h付近の測定値はA編成試験列車（軸重16tf・7両編成）、260km/h付近の測定値はB編成試験列車（軸重11.5tf・8両編成）によるそれぞれの衝撃係数である。限られたデータ数であるが、設計検討で用いた衝撃係数解析法及び設計衝撃係数が妥当であること、将来的な速度向上に対しても充分余裕があることが得られた。

5. 列車走行性の検討

5.1 列車走行性の検討方法⁶⁾⁷⁾

列車走行性は、構造物の設計では使用限界状態として規定されており、走行安全性及び乗心地の2点から評価される。

主桁ねじり振動が列車走行性に及ぼす影響を精密に検討する目的で、橋梁を立体骨組によりモデル化した。軌道面の線路直角方向の不同変位が小さいために、車両のローリング動・左右動・横圧はほとんど発生しない結果となった。従って走行安全性については、主桁の動的たわみにより生じる輪重変動を用い、乗心地については台車中心上の車体鉛直加速度を用いて検討した。

5.2 設計時における輪重変動および車体鉛直加速度

設計時の検討では、列車は新幹線車両の12両編成とし、

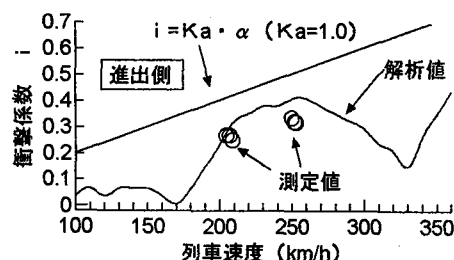


図11 列車速度とたわみの衝撃係数
(解析：B編成 軸重11.5tf・8両編成)

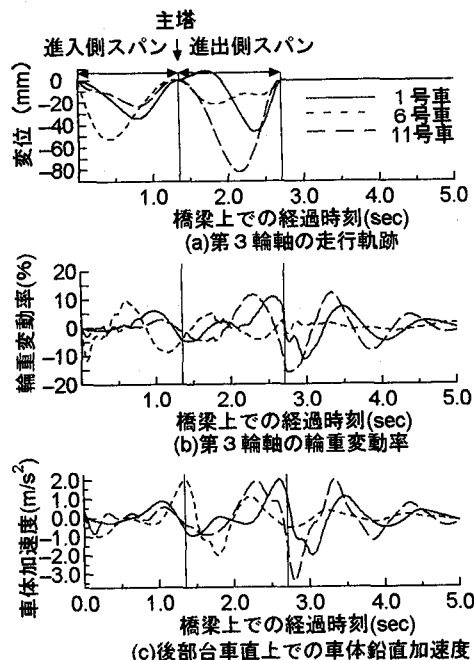


図12 輪軸の走行軌跡と列車走行性
(軸重16tf・12両編成、 $V=360$ km/hの場合)

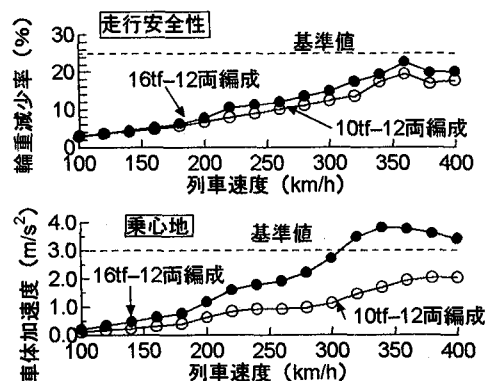


図13 列車速度と列車走行性（設計）

軸重16tf、10tfの2種類のモデルを用いて検討した（表2参照）。

PC斜張橋の動的変形に対する輪重変動・車体鉛直加速度を、軸重16tf、 $V=360$ km/hの場合について述べる。

図12に輪軸の走行軌跡とそれに対する輪重変動および

車体鉛直加速度を示す。ここでは、12両編成の前部、中間部、後部を代表するものとして1号車、6号車、11号車の各第3輪軸を選定して、解析結果を示した。

1号車に代表される編成前部では、橋梁を進出する際の桁端部での応答が最大となる。6号車に代表される編成中間部では、橋梁に進入する際の桁端部での応答が最大となり、進出時の応答は小さい。11号車に代表される編成後部では、橋梁を進出する際の桁端部での応答が最大となり、かつ編成の中でも最大応答値を生じた。なお、輪重変動は主として車体上下動により生じていることは、図12(b)と(c)の波形の比較により明らかである。

このように、車両の最大応答値とその橋梁上の発生位置は編成の着目位置により大きく異なるため、PC斜張橋のように動的変形が大きい橋梁上の列車走行性を精密に評価するためには、本研究で扱ったように一編成列車を対象とする必要がある。

5.3 設計時における列車走行性の判定

列車走行性と列車速度との関係を図13に示す。列車走行性は、輪重減少と乗心地 (Janewayの乗心地係数) により検討した。図中に示した基準値は、輪重減少率が25%、乗心地係数が1.5 (今回のような1.0Hz振動の卓越する場合には制限値 3.0m/s^2) であり、いずれも「鉄道構造物等設計標準」において単線載荷時の限度値としているものである。

図13によれば、輪重減少率および乗心地係数は、検討した400km/hまでの範囲では列車速度に対して単調に増加する。輪重減少率は、両列車モデルとも400km/hに至るまで基準値に収まっている。一方、乗心地係数は、軸重16tfモデルでは300km/h以上になると基準値を越えるようになるが、軸重10tfモデルでは400km/hに至るまで基準値に収まっている。従って走行安全性よりはむしろ乗心地によって、橋梁上の列車走行性が支配されていると言える。本橋梁の最高設計速度は260km/hであり、これに対しては軸重16tfモデルでも乗心地係数は十分基準値を満たしており、列車走行性に関しては全く問題ないと考えられる。

5.4 実車走行試験と検証解析における列車走行性

実車走行試験では、列車走行性が乗心地により支配されることを考慮し、台車直上での車体鉛直加速度を用いて評価した。試験列車には表2に示す軸重16tf-7両編成のA編成及び軸重11.5tf-8両編成のB編成の2種類の編成が用いられた。本来ならば編成内の全車両を対象として測定すべきであるが、種々の制約条件により、先頭車両での測定に留まった。よって先頭車の測定値及び動的相互作用解析により、後続車の応答値を類推することとした。なお、検証解析で用いた橋梁の減衰定数は $h=0.007$ を用いた。

図14に259km/h走行時のB編成先頭車の車体鉛直加速

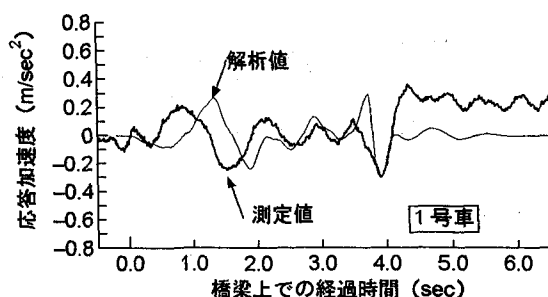


図14 車体加速度の応答波形 (速度259km/h) (B編成 軸重11.5 t f-8両編成)

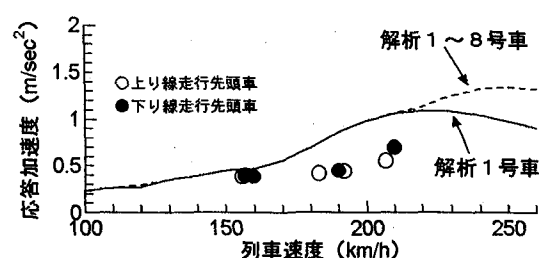


図15 列車速度と乗心地 (A編成 軸重16 t f-7両編成)

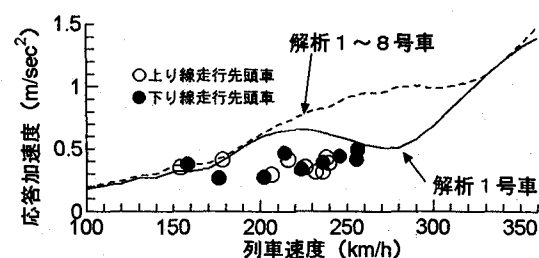


図16 列車速度と乗心地 (B編成 軸重11.5 t f-8両編成)

度の時系列波形を示す。測定値と解析値は、車両が橋梁上にある全区間において比較的良く一致している。両者の差の原因としては、①橋梁に進入する以前に既に軌道不整による継続的な加振を受けていること、②橋梁上に軌道の不整があること、③橋梁の一部に曲線区間があること (測定値の進出時に定常加速度が見られる) 等が挙げられる。

図15及び図16に列車速度と最大応答加速度 (片振幅) の関係を示す。A編成、B編成ともに実測値は先頭車両の値である。1号車解析値は実測値よりもやや大きな安全側の値を示すものの、速度による漸増傾向をよく捉えていることが分かる。実測値の方が低くなった理由としては、橋梁の実剛性が設計のそれよりもやや高い事が挙

げられる。また図16の1～8号車解析値より、B編成で行われる実営業時には、最大片振幅 1.0m/s^2 以下の加速度が単発で作用する程度に留まると推察できる。これらの応答値は全く問題のない値であり、実際、試乗時においても、かなり注意を払わなければ見逃す程度の車両振動に留まった。以上より対象橋梁は十分な列車走行性を有していると判断される。

6. むすび

新幹線列車と鉄道構造物との動的相互作用解析プログラム DIASTARS 及び実車測定により、新幹線用複線PC斜張橋の衝撃係数及び列車走行性について検討した。本研究で得られた知見は、以下の通りである。

- ①各部材の動的断面力に寄与する橋梁の固有振動モードについて検討した結果、ほとんどの部材断面力が低次の固有振動モードにより支配されていることが分かった。
- ②列車速度と衝撃係数の関係は、寄与する固有振動モードの違いにより様子は異なるが、結果的には K を1.0とした設計標準衝撃係数によりカバーされる。ただし、主桁せん断力の衝撃係数は、より高次の固有振動モードの寄与が大きく、共振増幅現象が多くの固有振動モードに分散するために、 K が0.5程度でカバーされる小さな値となった。
- ③実列車による走行試験を行い、設計衝撃係数の設定が妥当であること、将来においても速度向上が十分に可能であること等を確認した。
- ④車両の最大応答値とその橋梁上の発生位置は編成の着目位置により大きく異なるため、PC斜張橋のように動的変形が大きい橋梁上の列車走行性を精密に評価するためには、一編成列車を対象とした解析を行う必要がある。
- ⑤検討したPC斜張橋は、その設計最高速度 260km/h の範囲においては十分な列車走行性を有することを動的相互作用解析及び実車走行試験により明らかにした。

謝辞

本研究は、日本鉄道建設公団からの受託研究（1992年度、1996年度、1997年度）の成果に、更に解析を加え深度化を図ったものである。

本研究を進めるにあたり、元 鉄道総合技術研究所 構造システム 森山 智明 技師（現 東日本旅客鉄道株式会社）には、1996年度受託研究を行う際に多大なるご助力を頂いた。同 軌道管理 堀 雄一 技師には、軌道保守管理データベースシステム Micro-Labocs による貴重な車上測定データを提供頂いた。また、日本鉄道建設公団、鉄道総合技術研究所、東日本旅客鉄道株式会社の軌道工事、軌道保守関係者の方々には、貴重なご指導、ご助言を賜った。ここに深甚に謝意を表します。

文献

- 1) 宮崎修輔, 元木信夫, 根橋 輝, 金森 真, 涌井 一 : 第2千曲川橋梁（鉄道用PC斜張橋）の設計（上）、橋梁と基礎, vol. 28, No. 5, pp. 15-21, 1994. 5.
- 2) 宮崎修輔, 元木信夫, 根橋 輝, 金森 真, 涌井 一 : 第2千曲川橋梁（鉄道用PC斜張橋）の設計（下）、橋梁と基礎, vol. 28, No. 6, pp. 34-42, 1994. 6.
- 3) 高瀬昭雄, 山東徹生, 平澤泰作, 浅野幸男 : 第2千曲川橋梁（鉄道用PC斜張橋）の施工、橋梁と基礎, vol. 29, No. 2, pp. 6-11, 1995. 2.
- 4) 涌井 一, 小林 隆 : 高速鉄道におけるトラス橋部材の衝撃係数に関する理論的研究、鉄道技術研究所報告, No.1220, 1982.7.
- 5) 涌井 一 : 新幹線車両の走行性からみた長大吊橋の折れ角限度、鉄道技術研究所報告, No.1087, 1987.7.
- 6) Miyazaki, S., Kanamori, M., Wakui, H., Matsumoto, N. and Sogabe, M. Analytical Study on Dynamic Response and Ride Comfort of PC Multicable-stayed Railway Bridge, Proceedings of the International Conference on Speedup Technology for Railway and Maglev Vehicles, Vol.2, pp.424-429, 1993.11.
- 7) 曾我部正道, 松本信之, 涌井 一, 金森 真 : PC斜張橋（北陸新幹線第2千曲川橋梁）の衝撃係数・列車走行性解析、橋梁交通振動に関するコロキウム論文集, PART B, pp.183-189, 1995.11.
- 8) 涌井 一, 松本信之, 田辺 誠 : 鉄道車両と線路構造物の連成応答解析法に関する研究、土木学会論文集, No.513/I-31, pp.129-138, 1995.4.
- 9) 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. 11.
- 10) 涌井 一, 松本信之, 渡辺忠朋 : コンクリート鉄道橋の設計衝撃係数、鉄道総研報告, Vol.2, No.9, pp.16-23, 1988.9.

(1997年9月26日受付)