

斜張橋とラーメン橋が連続した複合構造形式PC橋の 車両走行による応答特性の検討

Examination of Dynamic Response on the PC Bridge Consisting of a Cable-Stayed System and a Rigid Frame
under Moving Vehicle Loads

内谷 保^{*1}、水田洋司^{*2}、瓜生正樹^{*3}

Tamotsu Uchitani, Yoji Mizuta, Masaki Uryuu

*1 工博 鹿児島工業高等専門学校教授 土木工学科 (〒 899-5193 鹿児島県姶良郡隼人町真孝1460-1)

*2 工博 九州産業大学教授 工学部土木工学科 (〒 813-8503 福岡市東区松香台2丁目3-1)

*3 住友建設(株)九州支店土木部 (〒 810-8623 福岡市中央区港1丁目3-1)

The PC bridge treated in this paper is unique structural form consisting of a flexible cable-stayed system and a rigid frame. It is considered that its dynamic behaviours are different from those of a cable-stayed bridge or a rigid frame bridge, so dynamic response tests under a moving heavy vehicle load are carried out. In this paper, the results of dynamic response tests are discussed and the effective amplitude of vibration on velocity of main girder and the dynamic increment factor based on bending moment of main girder are studied using the analysis of dynamic response under moving vehicle loads.

key words : PC bridge, dynamic response characteristics, moving vehicle loads,
vibration serviceability, dynamic increment factor

1. まえがき

近年、異なった構造形式の橋梁を連続させた複合構造形式橋梁が架設されているが、本論文で対象とした橋梁は図-1に示すような柔な構造の斜張橋と剛な構造のY橋脚を有するラーメン橋が連続した3径間の複合構造形式PC橋である。主桁は逆台形1室箱桁構造で、主塔は主桁の開口部を貫いて主桁と剛結されている。本橋梁は柔と剛の複合という特異な構造形式であるとともに、斜張橋部のスパン割は左右非対称で、支点近傍にはカウンターウェイトを有し、かつ高い橋脚と塔を有した極めて非対称性の強い構造となっている。このため、風や地震に対する動的挙動は通常の斜張橋やラーメン橋などの単一構造形式橋梁とは異なる複雑な挙動を呈することが予想されることから、固有振動数や振動モード、減衰定数などの振動特性の把握を目的として架設段階から一連の自由振動試験が実施された。また、このような特殊な橋梁上を車両が走行する場合の動的応答性状を把握しておくことも、今後類似の橋梁が架設される際の一資料として意味のあることと考えられ、車両走行試験も実施された。起振機による振動試験の結果については既に文献1)で報告されているが、本論文では車両走行試験の結果について若干の考察を加えて報告するとともに、その結果を踏まえ解析モデルによる車両走行応答のシミュレーション

解析を行い、かかる橋梁の使用性に関する振動速度の実効振幅や衝撃係数に関する動的増幅率などの検討について報告する。

2. 車両走行試験

2.1 試験概要

走行試験に使用した車両は前輪が1軸、後輪が2軸の砂利を満載した大型ダンプトラック1台で、その総重量および前輪、後輪の重量は検量場において測定し、固有振動数と減衰定数は10cm程度の高さを有する枕木からの前輪落下および後輪落下による前輪車軸、後輪車軸および後部車体に取り付けた加速度計の応答波形から求めた。前輪落下および後輪落下とも3回計測し、その平均値と重量を表-1に示す。固有振動数の値は大型車両における従来の測定結果²⁾と大差ないが、減衰定数は若干大きめの値となっている。

車両は橋梁のセンターライン上を図-2に示す矢印の方向に左岸側から右岸側へ走行させ、そのときの主桁の鉛直方向の加速度応答およびひずみ応答を測定した。測定位置を図-2の①~⑥で示しており、①~④は加速度計の設置位置、⑤⑥はひずみゲージの貼付位置である。なお、加速度計は床版上に設置し、ひずみゲージは箱桁内部の下フランジに貼付した。ひずみ応答の測定位置が

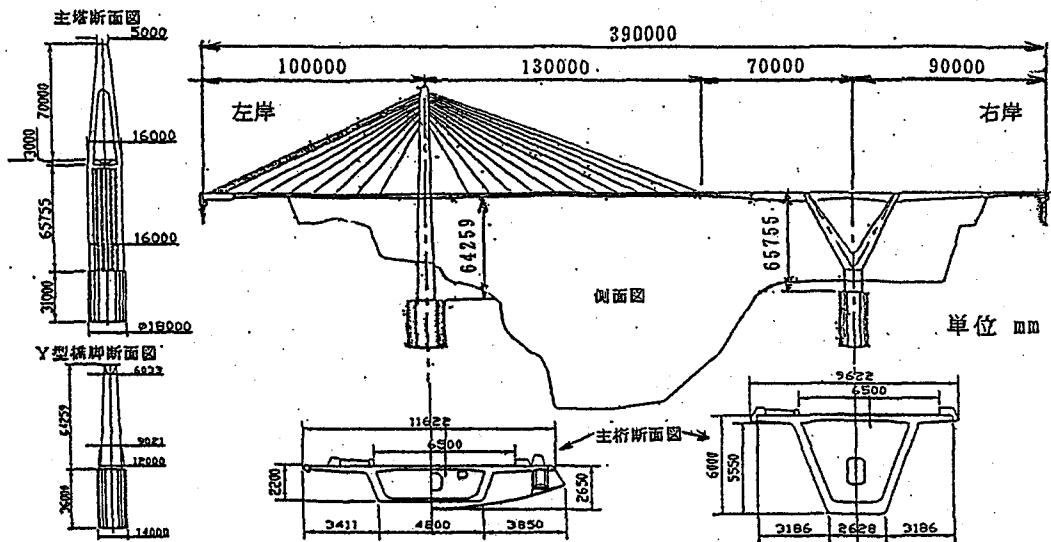


図-1 複合構造形式PC橋の一般図

両側径間のみで中央径間に無いのは、箱桁内部への入口が両端支点近傍にしかなく計測用コード長の関係から測定不可能と判断したためである。

走行速度は20km/h(試験区分20)、40km/h(試験区分40)および60km/h(試験区分60)の3種類とし、各試験区分に対して3回以上の試験を行った。

表-1 自動車諸元の実測値

	前輪	後輪	全体
重量 (tf)	4.810	15.510	21.230
固有振動数 (Hz)	3.342	2.737 (2.737)	
減衰定数	0.034	0.073 (0.079)	

()内は後部車体の実測値

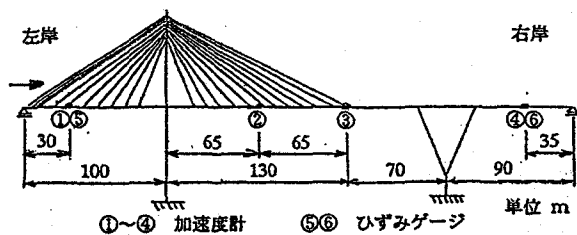


図-2 加速度とひずみの測定位置

2.2 試験結果

図-3に測点①～④の各試験区分における代表的な加速度応答波形とそのフーリエスペクトルを示す。加速度応答波形に注目すると、ラーメン橋部側径間の測点④における加速度は、走行速度に関係なく車両が斜張橋部を走行する間はほとんど生じないことがわかる。また、斜張橋部側径間の測点①における加速度も車両がラーメン橋部を走行する場合はかなり小さくなっている。このことより、斜張橋部の側径間部分は斜張橋としての単一構造形式のような挙動をし、ラーメン橋部の側径間部分はY型橋脚と端支点で支持された単純桁のような挙動をすることを考えられる。これに対して、中央径間部の測点②と③は橋梁全体にわたって車両走行の影響を受け、ほぼ同じような応答波形を示すが応答振幅は一般に測点②の方

が大きくなっている。また、両測点とも車両が斜張橋部とラーメン橋部の併合点近傍(230m付近)を走行するとき極端に大きな応答振幅を示しているが、これは併合点付近が幾分角折れの状態になっているためと考えられる。

表-2は各測点における卓越振動数の各試験区分で行った試験結果の平均値を示す。図-3のフーリエスペクトルと表より、各測点とも走行速度による卓越振動数の変化はそれ程大きくはなく、斜張橋部(測点①、②、③)では車両の固有振動数に近い3Hz近傍が卓越し、ラーメン橋部(測点④)では1.9Hz(ラーメン橋側径間部の自由振動モード振幅が大きくなる固有振動数に近い値、図-6の5次モード参照)が卓越していることがわかる。斜張橋部は図-6に示す自由振動モード図からもわかるように、1Hz近傍の他に車両の固有振動数に近い3Hz近傍にもモード振幅が大きくなる自由振動モードを有しているため、これらの振動モードに対応した固有振動数と車両の固有振動数が一種の共振状態となり、3Hz近傍が卓越した振動をしていると考えられる。また、測点①の卓越振動数が試験区分20および60において3Hzよりもかなり小さな値となっているのは、2Hz付近にもモード振幅が大きくなる自由振動モードを有しており、その影響を強く受けたためであろう。これに対して、ラーメン橋部は3Hz近傍にモード振幅が大きくなる振動モードを有していないため共振状態が生じず、モード振幅の大きくなる固有振動数1.9Hz近傍が卓越した振動をしているものと考えられる。

図-4は、一例として斜張橋部側径間の測点⑤とラーメン橋部側径間の測点⑥における試験区分40で得られた代表的な主桁下フランジのひずみ応答波形を示したものの

表-2 卓越振動数 (Hz)

試験区分	測点①	測点②	測点③	測点④
20	2.668	2.998	2.998	1.939
40	3.105	3.032	2.983	1.907
60	2.004	3.079	3.012	1.906

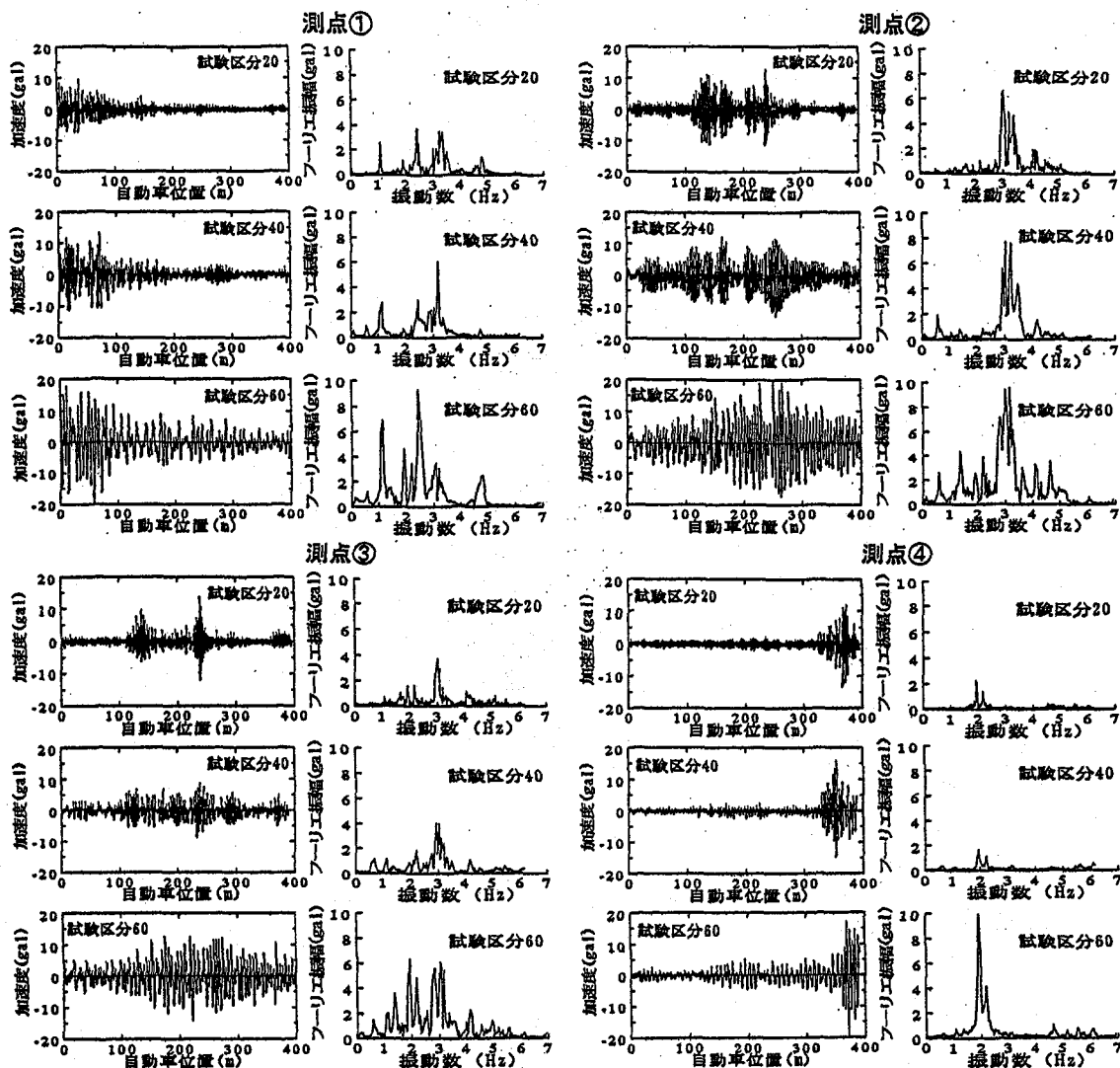


図-3 加速度応答波形とフーリエスペクトル

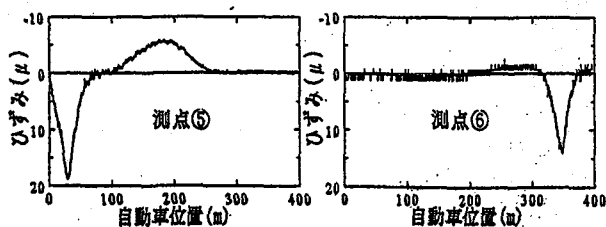


図-4 ひずみ応答波形(試験区分40)

表-3 動的最大ひずみとDIF

試験区分		20	40	60
測点⑤	動的最大ひずみ(μ)	18.657	18.706	18.328
	DIF	0.032	0.035	0.014
	設計衝撃係数	0.081		
測点⑥	動的最大ひずみ(μ)	14.313	14.183	14.171
	DIF	0.072	0.062	0.061
	設計衝撃係数	0.107		

である。なお、他の試験区分においても同様の波形が得られた。これらの波形からも先に述べたように、斜張橋部の側径間部分は斜張橋としての単一構造形式のような挙動をし、ラーメン橋部の側径間部分はY型橋脚と端支点で支持された単純桁のような挙動をすることが伺える。

表-3は、測点⑤と⑥における動的最大ひずみと次式から求められたDIFの値(衝撃係数に対応する)および設計に用いられた衝撃係数値を示す。

$$DIF = \varepsilon_d / \varepsilon_{st} - 1 \quad (1)$$

ここに、 ε_d は動的最大ひずみ、 ε_{st} は動的最大ひずみ近傍の値の平均値(静的最大ひずみに相当する)である。なお、表中の動的最大ひずみおよびDIFの値は各試験区分で行った試験結果の平均値である。一般に走行速度が大きくなれば動的効果も大きくなり、動的最大ひずみも増大すると考えられる³⁾が、本試験では走行速度による動的ひずみ応答の変化は小さく、動的最大ひずみもほとんど近接した値となった。これは本橋の死荷重(約10000tf)が大きく20tf程度の車両重量によるひずみは表-3からもわかるように極めて小さな値となり、走行速度の影響が現れにくかったためと考えられる。また、DIFは衝撃係数に対応し、1台走行の場合であるから直接の対比はできないが、本橋の設計に用いられた衝撃係数値よりもかなり小さな値となっている。

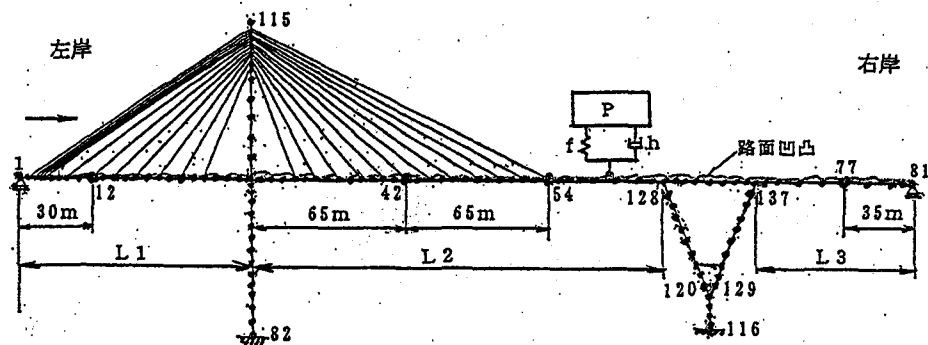


図-5 橋梁と自動車の解析モデル

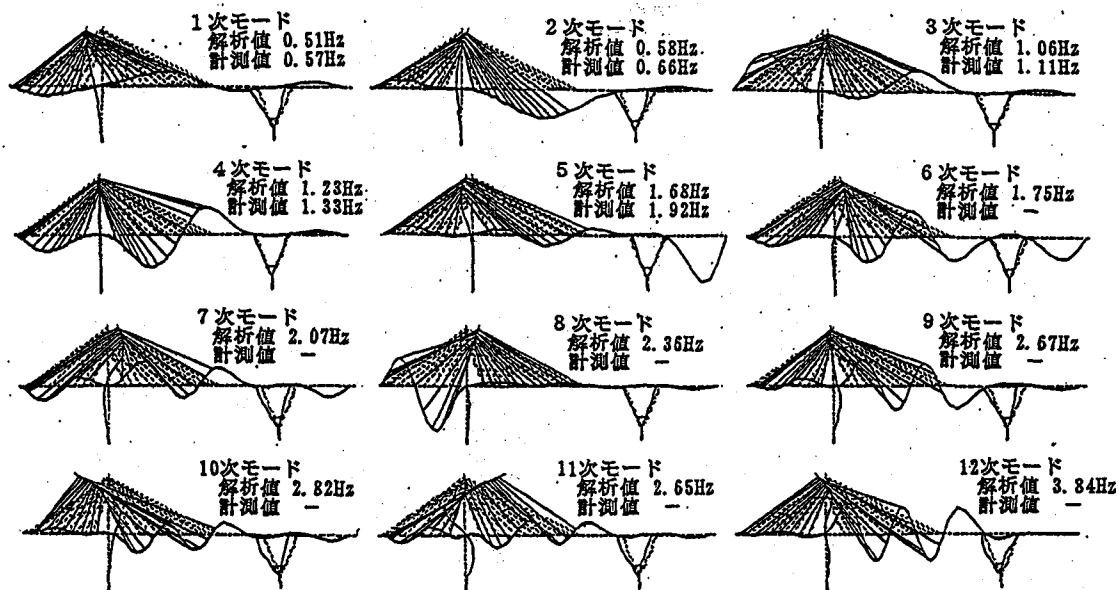


図-6 振動モードと固有振動数

3. 車両走行応答解析

3.1 解析モデル

応答解析においては、橋梁は図-5に示すような集中質量系平面骨組構造にモデル化して取り扱う。このような橋梁の解析モデルを用いて求めた固有振動モードおよびこれらの振動モードに対応する固有振動数の解析値と計測値¹⁾を図-6に示すが、解析値と計測値はよく一致しており本解析モデルの妥当性が伺える。また、減衰定数は実橋の振動試験から得られた0.012¹⁾をモード次数に関係なく一定として用いる。

車両は図-5に示すような1自由度のばね-質量系にモデル化する。このような解析モデルの妥当性を検討するために、走行試験に使用した車両の総重量および動的諸元(表-1に示す後輪部)を用いて求めた加速度応答並びにひずみ応答の解析値と計測値との比較を図-7に示す。なお、この場合の路面凹凸は平坦性を検討するために行われた3mプロフィールメーターによる測定値を用いている。解析値と計測値の加速度応答とひずみ応答の波形およびフーリエスペクトルにおけるピークの発現傾向などは比較的良好に一致しているとともに、応答振幅および卓越振動数も近接した値が得られている。近年、車両の

モデル化に関しては前輪・後輪、車体部・タイヤ部などをより実際に近い形にモデル化した多自由度モデルが用いられる傾向にある^{3), 4)}が、図-7を見る限りにおいては1自由度系でも十分現象をシミュレートできるものと考えられる。また、1自由度系モデルは応答の上限値を与え、安全側の解析値となることなどから本解析では1自由度系モデルを用いる。なお、解析においては車両走行応答特性の一般的傾向の把握を目的として、車両の総重量は $P=20\text{tf}$ とし、固有振動数および減衰定数はこれまでの研究で広く用いられてきた大型車両に対する実測結果の平均的な値である $f=3.0\text{Hz}$ 、 $h=0.03$ とする。

路面凹凸は、次式に示すパワースペクトル密度関数 $S_A(\Omega)$ (Ω は路面周波数: cycle/m) からモンテカルロ法により得られた40個のサンプル波形を用いる。

$$S_A(\Omega) = \begin{cases} S_0 & ; 0 \leq \Omega \leq \Omega_c \\ a \Omega^{-n} & ; \Omega_c \leq \Omega \leq \Omega_u \end{cases} \quad (2)$$

本解析では文献5)の既設橋における実測結果を参考にし、アスファルト舗装の比較的良好な路面状態を想定して $a=0.005\text{cm}^2/(\text{m}/\text{cycle})$ 、 $n=2$ とする。また、路面周波数 Ω は橋梁の応答に及ぼす影響の範囲内を考慮して $\Omega_c=0.05\text{ cycle/m}$ 、 $\Omega_u=2.0\text{ cycle/m}$ とし、 $S_0=2.0\text{cm}^2/(\text{cycle}/\text{m})$

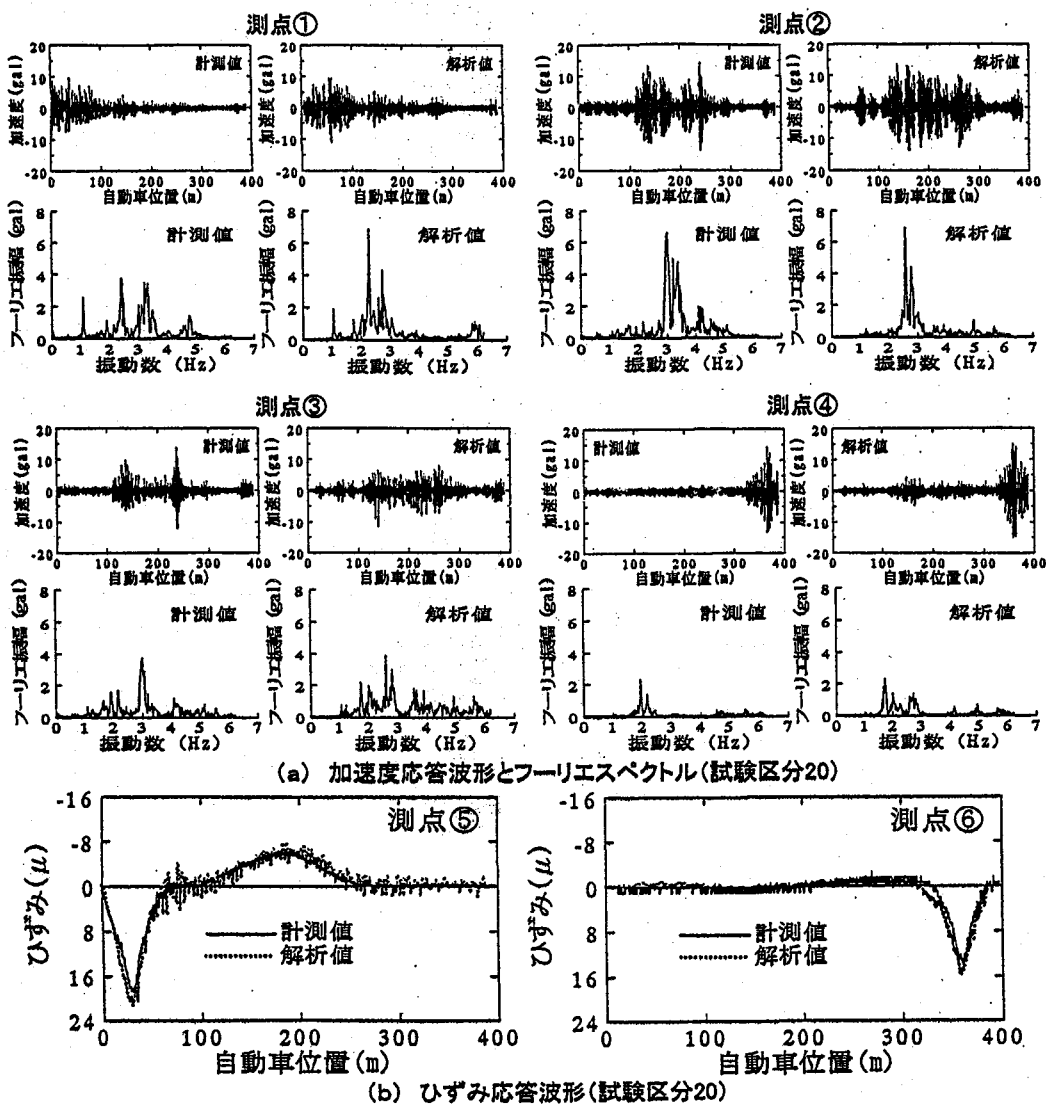


図-7 加速度およびひずみ応答の計測値と解析値の比較

である。

解析にはモーダルアナリシスを用い、橋梁-車両系の連成微分方程式はニューマークβ法($\beta=1/4$)を用いて逐次積分して動的応答を求めた。橋梁の使用モード次数は固有振動数の大きさを考慮して50次(25.65Hz)とし、振動速度の実効振幅や動的増幅率などは40ケースの路面凹凸に対する平均値で評価した。また、車両は図-5に示す矢印の向きに左岸側から右岸側へ走行するものとし、応答の着目質点は車両走行試験時の測点(図-2参照)に対応させて、質点12(斜張橋部側径間①)、質点42(斜張橋部中央径間②)、質点54(斜張橋とラーメン橋の併合部近傍③)および質点77(ラーメン橋部側径間④)とした。

3.2 実効振幅

本橋は歩道がついており橋上からの溪谷や周辺景色の眺めは素晴らしい。また橋の袂にはこの地方の物産を展示即売する物産館も建設され、本橋は名所の一つとなっている。このため多くの人が歩道を利用すると考えられ、使用性の面から振動限度に関する検討をしておくこと

は意味のあることと考えられる。橋上歩行者の使用性に関しては、一般に車両の走行に伴う主桁の振動速度で評価されており、歩行者が振動をはっきりと感じ、不安感および歩きにくさを感じる振動速度の実効振幅は1.7cm/sec(振動限度という)であることが報告されている⁶⁾。そこで、ここでは図-5に示す4個の着目質点(12, 42, 54, 77)における振動速度応答を車両が1台走行する場合と2台連行して走行する場合について、走行速度を変化させて求め、その実効振幅と最大振動速度などを用いて使用性の検討を行った。なお、実効振幅は車両が橋梁上を走行している間の各着目質点の速度応答振幅の2乗平均値である。

図-8は、車両の走行速度を20~80km/hまで変化させて求めた、1台走行および2台走行の場合の各着目質点の最大振動速度と実効振幅を示したものである。なお、2台走行の場合の車間距離は、十分な安全性を考慮して各走行速度の値をmに置き換えた値とした(例えば、走行速度が40km/hの場合は40m)。着目質点における振動速度

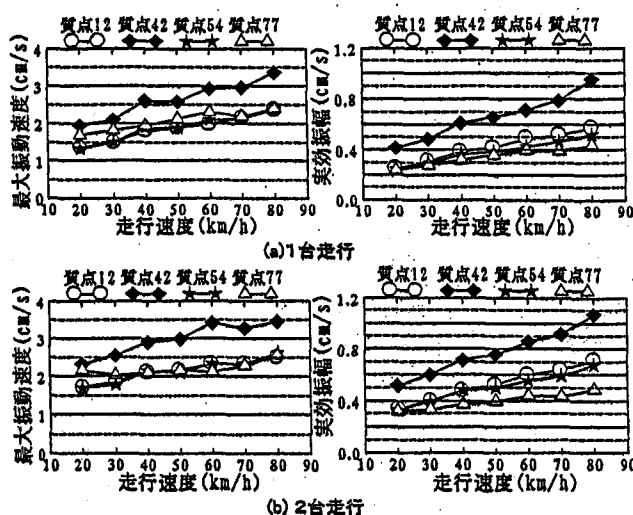


図-8 最大振動速度と実効振幅

の違いに注目すると、斜張橋部中央径間の着目質点42における振動速度は側径間の着目質点12に比して、1台走行および2台走行とも最大振動速度で1.4~1.5倍、実効振幅で1.5~1.6倍程大きくなっている。これは斜張橋部が左右非対称で側径間より中央径間が1.3倍程度長く揺れやすいためと考えられる。これに対して、同じ中央径間でも斜張橋とラーメン橋の併合点近傍の着目質点54の振動速度は小さく、かつ着目質点12とほぼ同程度の大きさになっている。これは剛なラーメン橋部の影響で揺れにくくなったためであろう。このことは、図-3に示した加速度応答の実測波形からも伺える。しかし、揺れにくいと考えられるラーメン橋部側径間の着目質点77の最大振動速度は、車両台数および走行速度の組み合わせによっては着目質点12および54よりも大きな値をとるようである。また、1台走行の場合と2台走行の場合では、ここで用いた車間距離で走行する限りにおいては2台走行の場合が大きな値を与え、いずれの場合も車両の走行速度が増加するに連れて振動速度も大きくなっている。次に使用性に注目すると、各着目質点の最大振動速度は走行車両台数によらず一般に振動限度である1.7cm/secを超えており、走行速度が大きくなるほどその差も大きくなっている。しかし、実効振幅は各着目質点とも車両の走行速度が増すにつれて大きくなってはいるが振動限度よりはいかなり小さな値である。なお、図中の実効振幅は平均値であり、これより大きな値または小さな値も生じていることになる。そこで、40ケースの路面凹凸に対する実効振幅の標準偏差を求め、その2倍を図-8中の実効振幅にプラス・マイナスした値(正規分布するとすれば95%程度がこの範囲にある)を、各着目質点について示せば図-9のようになる。図中の●印が実効振幅の平均値を、○印が標準偏差の2倍をプラス・マイナスした値をそれぞれ示し、下側が実効振幅の下限値を与え、上側が上限値を与える。標準偏差の値は車両の走行速度が増加するにつれて一般に大きくなり、特に着目質点42では

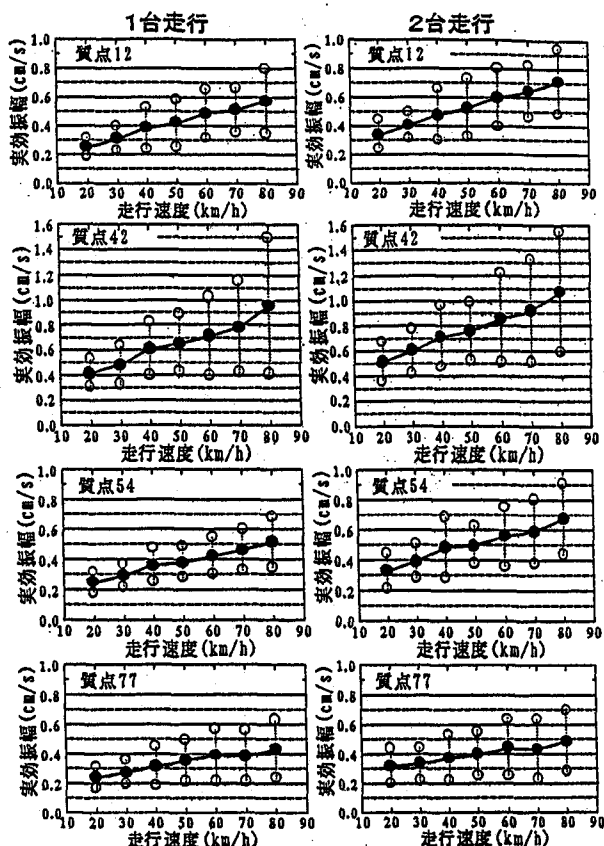


図-9 実効振幅の上・下限値

表-4 25tf車両による実効振幅の上限値

走行速度 (km/h)							
質点	20	30	40	50	60	70	80
12	0.369 (0.542)	0.468 (0.608)	0.639 (0.805)	0.705 (0.897)	0.800 (0.993)	0.811 (1.013)	0.964 (1.154)
42	0.629 (0.796)	0.762 (0.941)	0.983 (1.169)	1.049 (1.187)	1.226 (1.464)	1.368 (1.597)	1.682 (1.844)
54	0.368 (0.520)	0.438 (0.613)	0.566 (0.834)	0.584 (0.763)	0.659 (0.915)	0.729 (0.995)	0.825 (1.106)
77	0.386 (0.537)	0.433 (0.556)	0.551 (0.649)	0.604 (0.677)	0.700 (0.784)	0.692 (0.786)	0.773 (0.854)

()内の値は2台走行の場合

走行速度が80km/h程度になると実効振幅の上限値が振動限度にかなり接近している。また、表-4に現行道路橋示方書のB活荷重に対応する重量25tfの車両が走行した場合の各質点における実効振幅の上限値を示すが、質点42における走行速度80km/hで2台走行の場合を除いて振動限度を超えてはいない。本橋の架設場所は山間部で20tfを超えるような複数の大型車両が連行して走行することは極めて稀であり、かつ兩岸のアプローチ部はカーブした坂道となっていることから、このような大型車両が60km/hを超える速度で走行することも稀であることなどを考慮すると、ここに示す結果を見る限りにおいては、使用性に関してはほとんど問題ないと考えられる。

3.3 動的増幅率

橋梁上を車両が走行するときの動的効果は活荷重の動増係数(衝撃係数という)で設計に取り入れられており、道路橋示方書⁷⁾では支間長の関数で与えられている。しかし、この衝撃係数は斜張橋などの複雑な構造形式橋梁

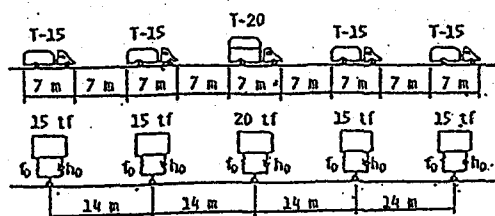


図-10 L-20活荷重相当連行自動車列の解析モデル

においては未だ検討の余地を残しており、本論文で取り扱った橋梁はこのような斜張橋とラーメン橋を併合した複合構造形式橋梁であることから、衝撃係数の検討を行うことは意味のあることと考えられる。そこで、ここでは図-10に示すような総重量20tf車両1台とその前後に総重量15tf車両が等間隔14mで並んだL-20活荷重相当の大型連行車両荷重列(本橋梁はTL-20荷重で設計されている)が走行する場合の主桁の曲げモーメント応答に基づく動的増幅率を用いてかかる橋梁の衝撃係数の検討を行う。各車両の固有振動数($f_0=3.0\text{Hz}$)および減衰定数($h_0=0.03$)は一定とする。いま、平均値零の確率過程と与えられる路面凹凸を有する橋梁上に車両が走行するときの動的応答は確率過程となるが、ここではその平均値を静的応答、動的成分を偏差と考えると動的増幅率を次式で定義する。

$$\text{動的増幅率} = \sigma_M / M_{st, \max} \quad (3)$$

ここに、 $M_{st, \max}$ は連行車両を逐次移動させて得られる主桁着目質点における静的曲げモーメントの最大値、 σ_M は $M_{st, \max}$ が生ずる載荷状態における動的成分の2乗平均値(動的応答の標準偏差)である。動的応答は一般に正規確率過程と見なされるが、このときの動的応答の最大値が $M_{st, \max} + \sigma_M$ を超える確率は15.9%程度となる。ここに用いたL-20活荷重相当の大型車両荷重列は橋梁の使用期間中生ずることの稀な安全側の荷重状態であること、車両の加振源である路面凹凸が完成直後でなく供用中の道路橋の路面状態に基づくこと、および1自由度系車両モデルは応答の上限値を与えることなどを考慮すれば式(3)による動的増幅率算定は妥当なものと考えられる。

図-11は、連行車両台数を1~6(着目質点42は1~4)台まで変化させたときの各着目質点における動的増幅率の値をプロットしたものである。ここで、車両台数1~6(1~4)台は図-12に示す各着目質点の曲げモーメント影響線が正值をとる長さの範囲内に載ることが可能な台数であり、車両列内における20tfの位置は各着目質点ごとに静的曲げモーメントが最大となるように配置する。また、この場合の走行速度は40km/hである。車両台数が増加すると静的最大値は当然増加するが、橋種によっては動的応答値は連行車両間の連成作用などの影響で必ずしも増加するとは限らないようである⁸⁾。しかし図-11を見る限りにおいては、斜張橋部中央径間側の着目質点42およびラーメン橋部側径間の着目質点77における静的最大値と動的応答値の増加の割合はほぼ等しく、車両台数による動的増幅率の変化は小さいことがわかる。

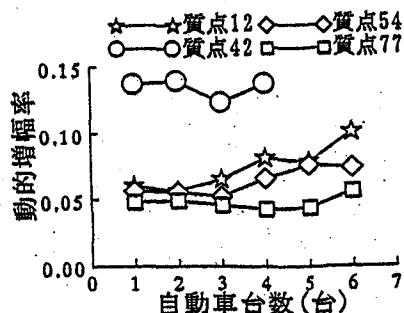


図-11 自動車台数による動的増幅率の変化

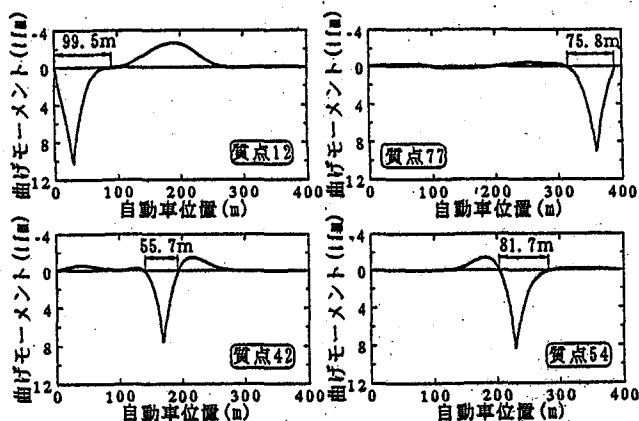


図-12 曲げモーメントの影響線

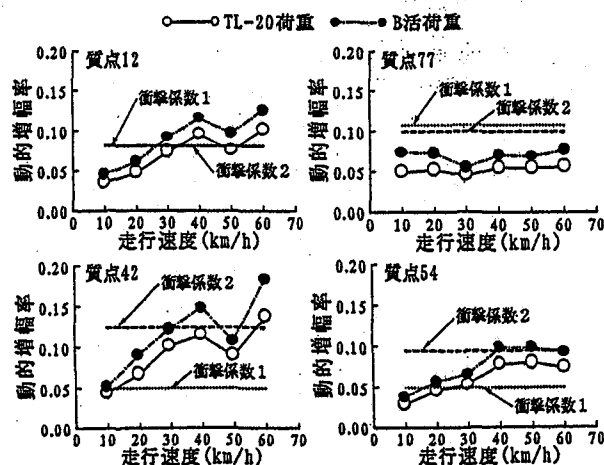


図-13 走行速度による動的増幅率の変化

これに対して、斜張橋部側径間の着目質点12および斜張橋とラーメン橋の併合点近傍の着目質点54では動的応答値の増加の割合が静的最大値の増加の割合に比べて大きく、車両台数の増加とともに動的増幅率も増加の傾向を示す。これは、連行車両列内における20tf車両位置の違いが静的最大値の増加割合に影響したためと考えられる。

図-13は、車両の走行速度を変化させたときの各着目質点における動的増幅率の値をプロットしたものである。なお、図中の衝撃係数1および衝撃係数2は道路橋示方書⁷⁾に規定されている $10/(25+L)$ を用いて求められた値であり、衝撃係数1はLとして図-5のL1, L2, L3を用いた場合(実際の設計に用いられた値)を、衝撃係数2

は1として図-12に示す影響線が正値をとる区間の長さを用いた場合をそれぞれ示す。また、この場合の車両台数は最大の静的曲げモーメント値を与える6台(着目質点42では4台)である。車両の走行速度が増加すれば動的効果も大きくなり、一般に動的増幅率も大きくなる傾向を示すと考えられるが、ラーメン橋部側径間の着目質点77では走行速度が変化しても動的増幅率はほとんど変化せずほぼ一定となり、その値も衝撃係数1および衝撃係数2の値よりもかなり小さい。その他の着目質点では走行速度の増加とともに動的増幅率の値も増加し、中央径間部の着目質点42および54では衝撃係数1の値よりもかなり大きくなっている。しかし、いずれの着目質点においても衝撃係数2の値を大きく超えることはない。これらのことより、斜張橋部およびラーメン橋部の側径間側では衝撃係数を支間長を用いて評価しても差し支えないと考えられるが、柔な中央径間部の衝撃係数の算定にあたっては影響線などを用いて評価するのが妥当のようである。また、同じ中央径間部であっても着目質点42の動的増幅率は着目質点54のそれに比してかなり大きくなっているが、これは実効振幅の項でも述べたように、着目質点42付近が揺れやすい構造になっているためと考えられる。さらに、図中には現行道路橋示方書のB活荷重相当の連行車両による結果も示しているが、ほぼ車両重量比(1.25)分だけ大きな値となっている。

4. あとがき

本論文では、柔な構造の斜張橋と剛な構造のラーメン橋を併合した3径間の複合構造形式PC橋を対象として車両走行試験および走行応答のシミュレーション解析を行い、かかる橋梁の応答特性について検討した。得られた知見を要約すれば以下のようである。

(1) 本橋のような構造形式橋梁では、斜張橋部の側径間部分は斜張橋としての単一構造形式のような挙動をし、ラーメン橋部の側径間部分はY型橋脚と端支点で支持された単純桁のような挙動をすると考えられる。

(2) 車両走行に伴う主桁の鉛直振動の卓越振動数は、走行速度にあまり影響されずほぼ一定値をとり、柔な構造の斜張橋部は車両の固有振動数に近い振動数で振動し、剛な構造のラーメン橋部は自由振動モード振幅が大きくなる固有振動数に近い振動数で振動すると考えられる。

(3) 解析モデルを用いて主桁の振動速度の実効振幅を求め、歩行者に対する振動限度を検討した結果、車両の走行速度が大きくなれば実効振幅も大きくなり振動限度

度に近づくが、制限速度の範囲内(60km/h以下)では振動限度(1.7cm/sec)よりもかなり小さく、使用性の面からはそれ程問題ないといえる。

(4) 主桁の曲げモーメント応答に基づく動的増幅率を用いて衝撃係数の検討を行った結果、斜張橋部側径間およびラーメン橋部側径間は支間長を用いて衝撃係数値を求めてもそれ程差し支えないと考えられるが、中央径間部は支間長を用いれば過少評価気味であり、影響線などを用いて評価するのが妥当と考えられる。

本橋梁は異なった構造形式橋梁を併合した特殊な複合構造形式橋梁であるが、車両走行による応答特性に関する上記知見から判断する限りにおいては、斜張橋や単純桁の単一構造形式橋梁と顕著な差異は見受けられない。これは、死荷重が大きな橋梁においては車両重量の影響は極めて小さく、車両走行による応答特性の特殊性は生じにくいためと考えられる。しかし、地震による動的応答には複合構造形式橋梁としての特性が生ずる可能性もあり、今後検討する必要がある。

参考文献

- 1) 水田, 吉村, 内谷, 崎元, 永木, 瓜生: 鮎の瀬大橋の振動試験, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp. 461-468, 2000.
- 2) 小松, 川谷: 斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究, 土木学会論文報告集, 第275号, pp. 13-28, 1978.
- 3) 川谷, 山田, 金, 川木: 道路橋交通振動の三次元解析による床版応答の評価, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 827-834, 1998.
- 4) 深田, 梶川, 角本: 2径間連続PC斜張橋の走行時の振動特性と動的増幅率, 土木学会論文集, No. 605/I-45, pp. 37-47, 1998.
- 5) 本田, 城戸, 梶川, 小堀: 道路橋の路面凹凸パワースペクトル密度に関する調査, 土木学会論文報告集, 第315号, pp. 149-155, 1981.
- 6) 梶川康男: 振動感覚を考慮した道路橋の使用性解析に関する考察, 土木学会論文報告集, 第304号, pp. 47-58, 1980.
- 7) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, I 共通編, 1996.
- 8) 彦坂, 吉村, 内谷: 連行自動車荷重による単純桁橋の非定常ランダム応答と衝撃係数, 土木学会論文報告集, 第290号, pp. 31-41, 1979.

(2000年9月14日 受付)