

大阪大学工学部 正 員 川谷充郎 大阪大学大学院 学生員○長町 賢
大阪 市 建設局 正 員 井下泰具 三菱重工業(株) 正 員 中出 收

1. はじめに 斜張橋の走行荷重による動的応答においても桁橋の場合と同様に、路面凹凸の影響を無視しえないことが明らかにされた^{1), 2)}。これまで、斜張橋上で実測された路面凹凸データは、菅原城北大橋の完成直後の舗装後間もない新しい状態でのデータのみであり²⁾、まだ資料としては不十分である。ここでは、豊里大橋における舗装打ち替え前後の路面凹凸測定データを解析し³⁾、斜張橋上の路面凹凸特性を調べる。さらに、それらの路面凹凸を用いて動的応答解析を行い、路面凹凸の打ち替えによる斜張橋の動的増幅率の変化について考察する。

2. 路面凹凸 2.1 測定概要 路面凹凸の測定は、大阪内環状線の淀川に架かる豊里大橋において実施された。本橋の構造形式は、北から、連続桁橋(2@60.0m)、斜張橋(80.5+216.0+80.5m)、単純桁橋(60.0m)となっている。本研究では、斜張橋部における路面凹凸を対象とする。路面凹凸の測定には、建設省で標準型としている3mプロファイルメータを用いた。

2.2 路面凹凸波形 豊里大橋において、斜張橋部のキャンバーは70cm余りあり、車線間あるいは舗装打ち替え前後の路面凹凸の違いを明確にするため、水準値を除いた凹凸値を求めた。豊里大橋の舗装打ち替え前後、各4本(北行き走行車線と追越車線、南行き走行車線と追越車線)を対象とした。例として、北行き走行車線の舗装打ち替え

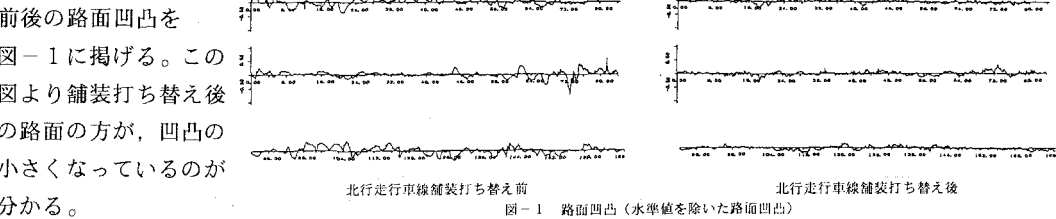
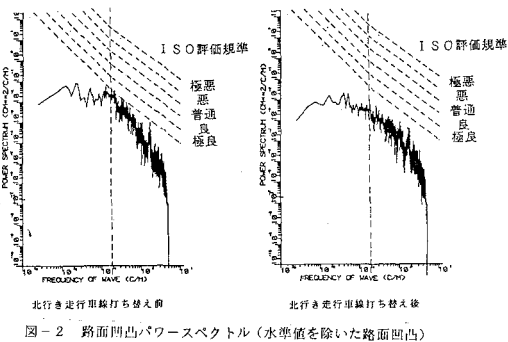


図-1に掲げる。この図より舗装打ち替え後の路面の方が、凹凸の小さくなっているのが分かる。

2.3 パワースペクトル密度 得られた路面凹凸について、高速フーリエ変換(FFT)法によりパワースペクトルを計算した。走行車両による動的応答解析を行うに際して、タイヤの接地長が約20cmであることより、20cmごとの平滑化を行ってスペクトルを求めた。図-1で示した路面凹凸波形に対応するパワースペクトルを図-2に掲げる。これより、舗装打ち替え後の方が、パワースペクトルも減少しているのが分かる。



2.4 標準偏差 各路面凹凸の標準偏差を表-1に示す。それぞれ舗装打ち替え後、標準偏差は1/2程度になっており、舗装打ち替え効果の表れているのが分かる。また舗装打ち替え前の標準偏差において、走行車線より追越車線の方が小さくなっている。この要因は、走行車線に大型車両が多く、路面状態が追越車線より悪いと考えられる。

表-1 標準偏差 (水準値を除いた路面凹凸)

打ち替え前		標準偏差	平均値	打ち替え後		標準偏差	平均値
走行車線	北行き	1.234m	1.207m	走行車線	北行き	0.587m	0.544m
	南行き	1.179m			南行き	0.501m	
追越車線	北行き	0.986m	0.933m	追越車線	北行き	0.674m	0.552m
	南行き	0.880m			南行き	0.430m	

3. 動的応答解析 3.1 解析概要 対象橋梁は菅原城北大橋であり、図-3に示すように斜張橋とその前後のPC橋を節点数109の離散質量系にモデル化する。走行車両は前後輪を考慮した2自由度振動系にモデル化し¹⁾、モード法により橋梁と車両の連成振動方程式を導く。この連立微分方程式を、Newmark- β 法を用いて逐次積分し、橋の動的応答を求める。なお、解析に考慮するモード数は応答値の収束性を考慮して65次モードまでとし、65次固有周期が0.0279secより、積分時間間隔 Δt を0.00465secとした。ここではケーブルの横たわみ振動を考慮していないが、ケーブル振動を考慮した場合と解析結果に大差がなかった。ケーブル振動を無視すると、CPU時間が約1/10になることより、以後の解析では

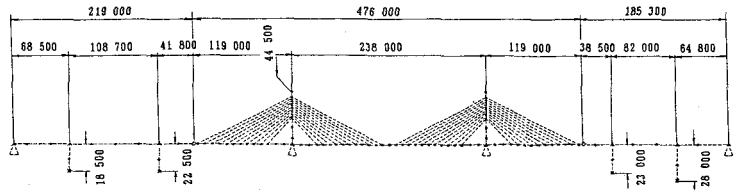


図-3 菅原城北大橋の解析モデル

3.2 低速走行の場合の動的増幅率 豊里大橋の舗装打ち替え前後の路面凹凸について、40km/hで走行する約18tの車両(1台、4台連行)による動的応答の解析結果を、図-4、5に掲げる。なお、路面凹凸は舗装打ち替え前後の標準偏差で差が最も大きかった北行き走行車線を用い、連行車両のとき車頭間隔を共振車頭間隔とした。解析の結果、1台走行および4台連行どちらの場合においても曲げモーメントおよびケーブル軸力で、舗装打ち替え後のDIF(動的増幅率)の減少しているのが目立つ。

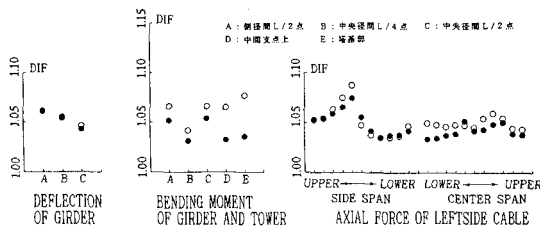


図-4 路面凹凸打ち替え前後のDIFの比較

(1台走行 40km/h 路面凹凸: 豊里大橋北行き走行車線)

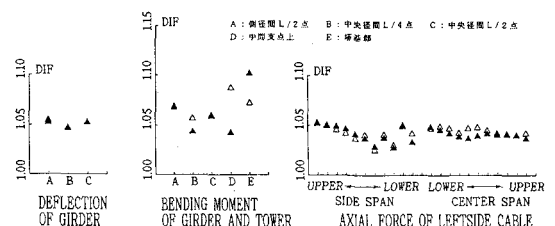


図-5 路面凹凸打ち替え前後のDIFの比較

(4台連行 共振車頭間隔 40km/h 路面凹凸: 豊里大橋北行き走行車線)

3.3 高速走行の場合の動的増幅率 路面凹凸として、北行き走行車線および南行き走行車線を用いて、4台連行で走行速度を80km/hに上げた場合の解析結果を、図-6、7に掲げる。40km/hと同様に、曲げモーメントおよびケーブル軸力で舗装打ち替え後のDIFの減少しているのが分かる。曲げモーメントおよびケーブル軸力で設計衝撃係数を上回る値となっている場合があるが、この解析では、車頭間隔が共振車頭間隔であり、実際にこのような現象はめったに起こらないと考えられる。

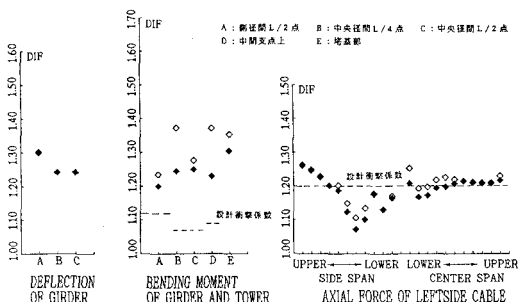


図-6 路面凹凸打ち替え前後のDIFの比較

(4台連行 共振車頭間隔 80km/h 路面凹凸: 豊里大橋北行き走行車線)

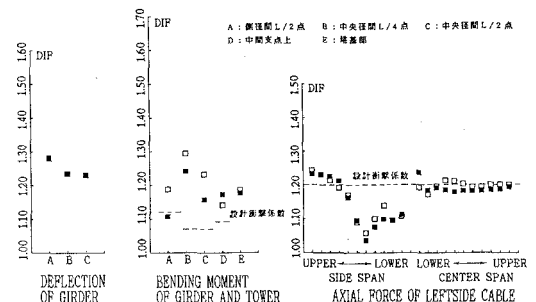


図-7 路面凹凸打ち替え前後のDIFの比較

(4台連行 共振車頭間隔 80km/h 路面凹凸: 豊里大橋南行き走行車線)

<参考文献>

- 1) 川谷充郎・本田義人: 斜張橋の走行荷重下の動的応答と衝撃係数について, 構造工学論文集, Vol. 36A, pp. 697-704, 1990. 3.
- 2) 川谷充郎・難波宗行・大松正成・亀井正博・中出 收: 斜張橋の走行荷重による動的応答実験と理論解析, 構造工学論文集, Vol. 37A, pp. 937-944, 1991. 3.
- 3) 川谷充郎・西山誠治・木本明男・井下泰具・中出 收: 斜張橋の走行荷重下の動的応答に関わる路面凹凸特性, 平成4年度 関西支部年次学術講演会講演概要, 1-55, 1992. 5.