

I-294

斜張橋の路面凹凸特性と走行荷重下の動的応答の評価

川崎製鉄(株) 正員 長町 賢 大阪大学工学部 正員 川谷充郎
 大阪市建設局 正員 井下泰具 三菱重工業(株) 正員 中出 収

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、ケーブル振動を考慮する場合と、考慮しない場合の解析結果を比較し、解析モデルの妥当性を検討する。また、舗装打ち替え前後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. 路面凹凸の特性 **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プロフィールメータを用い、長波長成分をレベル測量により補った。

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前後の路面凹凸を

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。

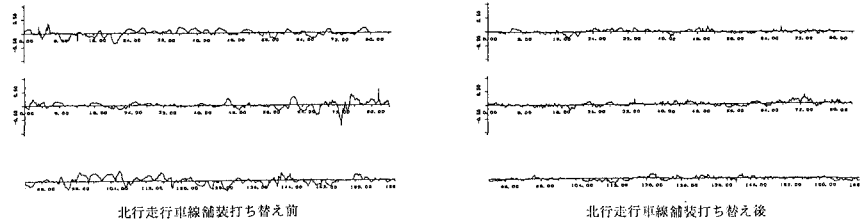


図-1 路面凹凸(水準値を除いた路面凹凸)

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。

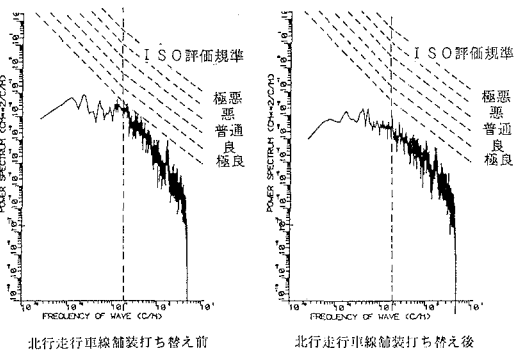


図-2 路面凹凸パワースペクトル(水準値を除いた路面凹凸)

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

3. 解析結果 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P C橋を、ケーブル振動を考慮しない場合は節点数109に、ケーブル振動を考慮する場合は節点数241（各ケーブルに3節点で合計132節点）の離散質量系にモデル化する。また、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、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。なおケーブル振動を考慮しない場合、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。またケーブルの横たわみ振動を考慮する場合は、196次モードまでとし、固有周期が0.0242secより、積分時間間隔 Δt は0.0043secとした。

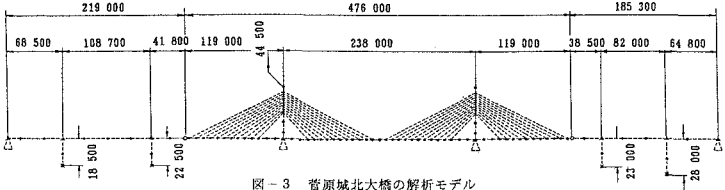


図-3 菅原城北大橋の解析モデル

3.2 解析モデルの比較

菅原城北大橋では完成直後に現地振動実験が行われている²⁾。固有振動数の実測値とケーブル振動を考慮した場合および考慮しない場合の解析値を表-2に示す。ケーブル振動を考慮した場合の方が、実測値に近いことが分かる。次に、約18tの車両が1台、30km/hで走行する場合の動的応答の実測値と解析値を図-4に掲げる。ケーブル振動を考慮した場合の方がケーブル軸力で実測値に近くなっているが、その差はわずかである。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、以降の解析ではケーブル振動を考慮しないことにした。

表-2 菅原城北大橋の固有振動数（単位：Hz）

鉛直曲げ振動モード	対称1次	逆対称1次	対称2次
実測値	0.393	0.603	0.923
解析値 ケーブル振動無視	0.348	0.524	0.885
ケーブル振動考慮	0.363	0.539	0.886

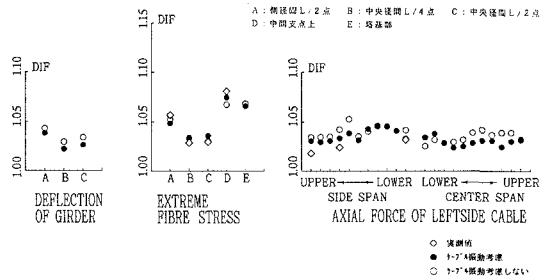


図-4 解析値と実測値のDIFの比較

（1台走行 30km/h 路面凹凸：菅原城北大橋）

3.3 路面凹凸舗装打ち替え前後の動的応答の比較

豊里大橋の舗装打ち替え前後の路面凹凸について、車両が4台連行で共振車頭間隔を保ち、40km/hおよび80km/hで走行する場合の動的応答解析結果を図-5、6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た。解析の結果、40km/hおよび80km/h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、舗装打ち替え後のDIFの減少しているのが分かる。80km/hで、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。

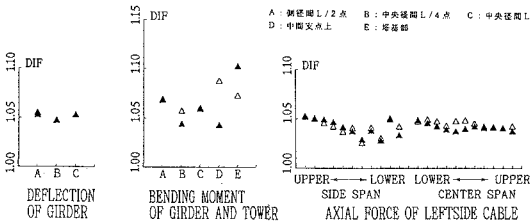


図-5 路面凹凸打ち替え前後のDIFの比較

（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）

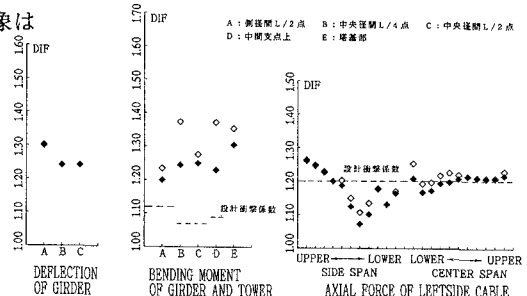


図-6 路面凹凸打ち替え前後のDIFの比較

（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）

<参考文献>

- 1) 川谷亮郎・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) 川谷亮郎・難波宗行・大松正成・亀井正博・中出 収：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) 川谷亮郎・西山誠治・木本明男・井下泰具・中出 収：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，I-55，1992. 5.