

多径間連続斜張橋の車両走行による動的増幅率の評価

阪神高速道路株式会社 正会員 ○伊佐政晃 正会員 杉山裕樹 正会員 佐藤彰紀
 京都大学大学院 正会員 金哲佑
 株式会社エイト日本技術開発 正会員 木村真也

1. はじめに

大阪湾岸道路西伸部（神戸市東灘区～神戸市長田区）のうち、新港・灘浜航路部に架かる長大橋は、4本主塔を有する片側3車線の支間長653mの連続斜張橋を計画している。連続斜張橋はその構造上、側径間のケーブルステイ効果が中央径間にまで届かないため、中央径間が設計活荷重によってたわみやすい特徴がある。長大斜張橋の衝撃係数について、確立された算定方法はなく、上部構造設計基準・同解説¹⁾では次の2種類が紹介されている。i) ケーブル支点を無視し、橋脚、橋台を支点とする支間長より、道示の連続桁としての衝撃係数算定式によって算定する。ii) 走行荷重を仮定し、動的応答解析により動的増幅率を求め、それを基に衝撃係数を定める。

本橋はこれまでに実績のない連続斜張橋であるため、車両－橋梁連成の動的応答解析²⁾により交通振動に対して各部材（主桁・主塔・ケーブル）の衝撃係数を検討するものである。

2. 検討方針

橋梁構造モデルを図-1に示す。主桁・床版および主塔・橋脚を構成する部材を1節点6自由度の梁要素で、ケーブルは軸力のみを伝達するトラス要素で、支承はゴム支承として線形ばねでモデル化する。車両モデルは、8自由度モデルで定式化したものであり、左右輪位置での横断勾配差や路面凹凸の差に伴う車両の三次元化挙動を考慮し、前後・左右の車輪接地力を評価できる車両の立体モデルとする。橋梁の路面性状は、実測結果³⁾に基づくパラメータ($\alpha=0.001(\text{cm}^2/(\text{m}/\text{c}))$, $\beta=0.05(\text{c}/\text{m})$, $n=2.00$)を用いてモンテカルロシミュレーションより作成された路面凹凸ケース(ClassA-1)と、 α を4倍して路面凹凸を荒くしたケース(ClassA-2)を設定する。

橋の設計に際して用いられる衝撃係数は、活荷重の割増し係数として規定される。設計で用いる衝撃係数に対応する動的応答の評価のために、静的応答に対する動的応答値の比である動的増幅率を衝撃係数として算定する。動的増幅率は、図-2に示すとおり、道路橋示方書⁴⁾（以下、道示）に規定される衝撃係数の評価と同じ考え方を参考に、式(1a), (1b)のように算出する。

$$\text{DIF}=1+(y_{I.\text{dmax}})/y_{s\text{max}} \cdots (1a), \quad y_{I.\text{dmax}}=y_{\text{dmax}}-y_{s\text{max}} \cdots (1b)$$

ここに、DIF (Dynamic Increment Factor) : 動的増幅率, $y_{I.\text{dmax}}$: 動的応答 y_d から静的成分 y_s を減じて得られる動的振幅 $y_{I.d}$ の最大値 (最大動的振幅), y_{dmax} : 最大動的応答, $y_{s\text{max}}$: 当該橋の設計活荷重を載荷した状態で静的に求めた最大値 (最大静的振幅) である。なお、DIF 値は、主桁は鉛直変位、主塔は曲げモーメント、ケーブルは張力に対して求めることとし、図-2に示したたわみに基づく算定方法を、それぞれ曲げモーメントや張力に置き換えて考える。

表-1に検討ケースを示す。本橋の構造条件として最大となる動的振幅量を求めるため、本橋の固有周期との共振が懸念され

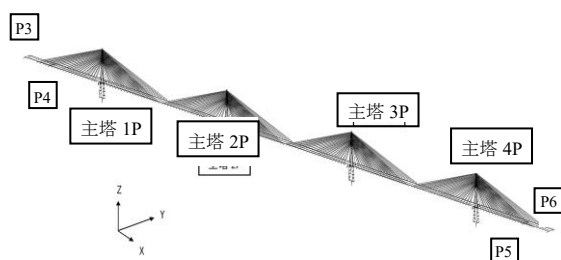


図-1 橋梁構造モデル

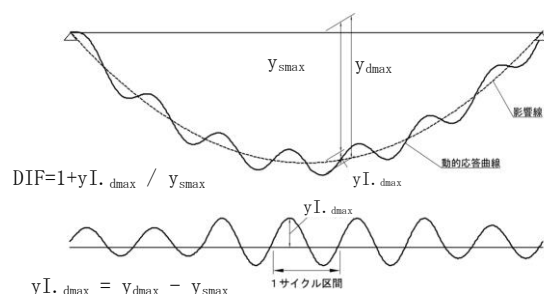


図-2 動的増幅率 DIF の算定概要

キーワード 連続斜張橋, 交通振動解析, 衝撃係数, 共振車頭間隔

連絡先 〒650-0023 神戸市中央区栄町通 1-2-10 阪神高速道路(株) 神戸建設部 TEL078-335-5944

表-1 検討ケース

ケースNo.	車両走行条件												路面条件	備考		
	走行レーン						車両速度 (km/h)	車両台数 (台)							車両間隔 (m)	
	A	B	C	D	E	F		A~F	A	B	C	D	E			F
case1	○	○	○	—	—	—	80	4	4	4	—	—	—	165	ClassA-1	共振車頭間隔 を考慮した ケース
case2	○	○	○	—	—	—	80	4	4	4	—	—	—	165	ClassA-2	
case3	○	○	○	—	—	—	60	4	4	4	—	—	—	125	ClassA-1	
case4	○	○	○	○	○	○	80	4	4	4	4	4	4	165	ClassA-1	

る車頭間隔（共振車頭間隔）にて複数台連行するケースとする。共振車頭間隔は、主桁の鉛直1次モードである0.136Hzに基づき設定する。また、1レーンあたりの走行車両台数は、中央スパンにおける半波のたわみモードに着目して4台とする。case1を基本ケースとし、車両速度80km/hで1レーン4台を複数レーン走行させたケース、case2は路面凹凸条件を荒くしたケース、case3は車両速度を遅くしたケース、case4は参考ケースとして全6レーンで同じ方向に走行するケースとした。

3. 動的応答解析結果

図-3に示す各部材の主要点において衝撃係数を算定し、各部材の算出結果を図-4に示す。

case1では、主桁で1.028、主塔で1.015、ケーブルで1.017となった。各部材においてcase4で最もDIF値が大きく、主桁で1.048、主塔で1.031、ケーブルで1.034となった。主桁では、1P-2P間よりも2P-3P間のDIF値が大きい。これは、2P-3P間の方が走行時間が長く、共振影響による動的成分が大きいためと考えられる。主塔では、1P主塔よりも2P主塔のDIF値の方が大きい。これは、1P主塔は側径間に中間橋脚があり、活荷重による曲げモーメントが小さくなり、動的成分が小さくなったためと考えられる。

各部材のcase1とcase2比較では、路面凹凸の振幅の大小が異なるが、橋本体の振動は0.136Hz付近が最も卓越しており、路面凹凸の違いが直接表れる車両の後軸の固有振動数(3.5Hz)と異なるため共振の影響が殆どなく、DIF値も同値となった。車両速度の影響に着目した各部材のcase1とcase3比較では、速度が速いcase1のほうがDIF値が大きくなる。

4. まとめ

車両-橋梁連成の動的応答解析により衝撃係数を検討した。解析の結果、共振車頭間隔を考慮して上下線に車両を载荷したcase4で最もDIF値が大きくなることを確認した。また、道示による衝撃係数に比べて解析の結果は小さい値となった。今後、これらの結果をもとに本橋における衝撃係数を設定する。

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説，1989.4.
- 2) 川谷，山田，嶽下：三次元車両モデルによる桁橋の動的応答解析，土木学会論文集 No.584/I-42，79-86，1998.
- 3) 橋梁振動研究会：橋梁振動の計測と解析，技報堂出版，1993.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，2017.11.

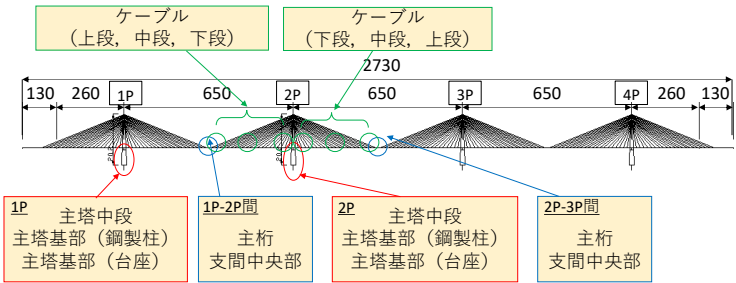
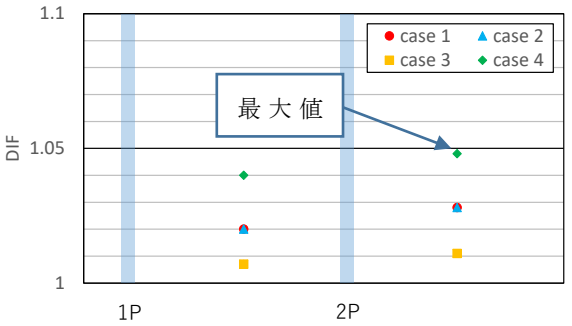
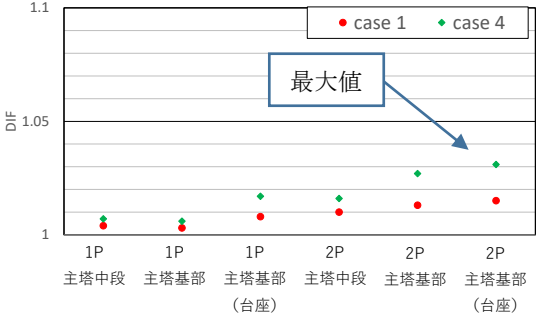


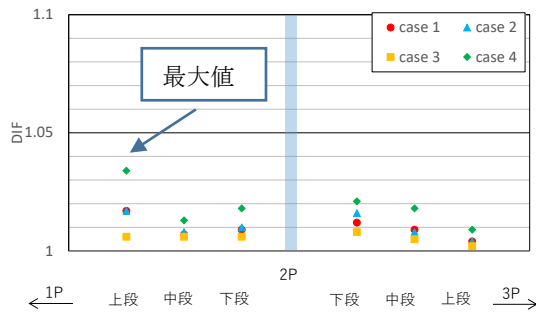
図-3 主要節点位置



(a) 主桁のDIF



(b) 主塔のDIF



(c) ケーブルのDIF

図-4 各部材のDIF