

開断面箱桁橋の構造初期値と解析モデルの検討

北見工業大学大学院 学生員 ○門田 峰典
 北見工業大学 正会員 三上 修一
 寒地土木研究所 正会員 石川 博之

北見工業大学 フェロー 大島 俊之
 北見工業大学 正会員 宮森 保紀

1. まえがき

開断面箱桁橋は、上フランジを省略したうえで、床版と合成させることで箱断面を形成し、経済性の向上を図れるという利点がある。また、架設時に底鋼板が補強材として働き、床組構造を省略することが可能となるため、鋼・コンクリート合成床版（以後、合成床版という）との複合構造が経済的である。

現在、新設橋梁が減少する中、このような合理化橋梁の施工数が増加している。数少ない財源で施工された大事な社会資本を供用開始前から初期値を取り、将来の維持管理業務に利用することが重要である。

本研究では、3次元FEMを用いて供用中に発生しうる劣化の影響（ひずみ・変形）を検討できる維持管理モデルの構築を目的とする。既往の研究でも供用中に想定される損傷について、静的载荷による損傷前後の応力や変形状態に関する検討が行われている¹⁾。これによると、モデルの二次部材に大きな損傷を生じさせても主部材に発生する応力やひずみに大きな変動ではなかったため、変状監視のためのヘルスマonitoringは難しいと報告している。そこで本研究では、実橋梁の構造初期値との詳細なる照査することにより、精度の高い解析モデルでの劣化シミュレーションが行えると考える。ここでの構造初期値とは、実橋梁の固有値・静的挙動・動的応答であり、土木研究所寒地土木研究所が行った実測値と照査を行っている。

これまで構造初期値との照査によって解析モデルの検討を行ってきた。今回は固有値・動的応答との照査結果について報告する。

2. 対象橋梁のモデル化

研究で対象としている橋梁は、北海道旭川紋別自動車道において丸瀬布町に新設された丸瀬布大橋L橋（下り）である。橋長108.6m（支間長51m+56m）、縦断勾配-2.2%、曲率半径1500mの曲線橋である（図-1）。構造形式は逆台形型2径間連続合成開断面箱桁橋であり、床版形式は合成床版（パイプスラブ）である。橋梁モデルは、汎用構造解析プログラムのMARC/MENTATを用いて作成した（図-2）。床版コンクリート（地覆・高欄）はソリッド要素、底鋼板はシェル要素、橋脚・対傾構は梁要素、その他はシェル要素でモデル化した。支承は免震支承であるため、地盤と同様にバネ要素でモデル化している。

路面モデルは3mのプロフィールメータによる実測値から、最大エントロピー法(MEM)を用いてパワースペクトル密度を求めた。路面パラメータとISO評価基準を適用したパワースペクトル密度関数を図-3に示す。ISO評価基準では、路面周波数 Ω が $1/(2\pi)$ のときのスペクトル密度の値で路面状態を5つの状態に区分している。破線で区分される区間が各路面状態の境界となっている。新設路面であるため、状態は極良である。この路面パワースペクトル密度で規定された路面凹凸を実路面として表すため、モンテカルロシミュレーションにより推定した。

車両モデルはラフタークレーン（図-4）であり、前後の軸重は等しい。路面凹凸—橋梁モデル—車両モデルの連立微分方程式をNewmarkの β 法（ $\beta=1/4$, $\gamma=1/2$, $\Delta t=0.01$ ）で解いた。加速度の収束判定は0.001としている。前述した路面凹凸と共に、この車両モデルをMARCがサポートするサブルーチン「FORCDET」に組み込み、節点の荷重増分として定義した。

キーワード：開断面箱桁、構造初期値、3次元FEM、劣化

連絡先：北見工業大学（〒090-8507 北海道北見市公園町165番地 TEL：0157-24-1010）

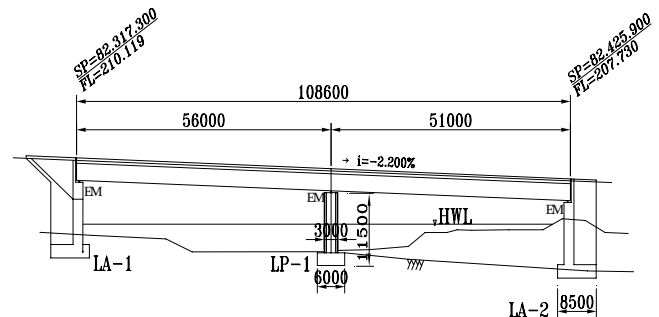


図-1 丸瀬布大橋L橋（下り）側面図

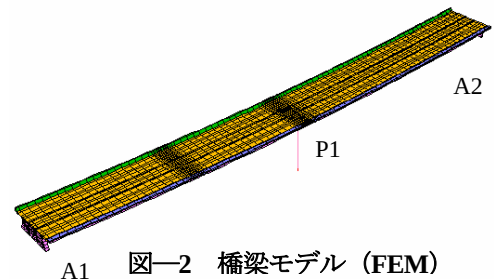


図-2 橋梁モデル (FEM)

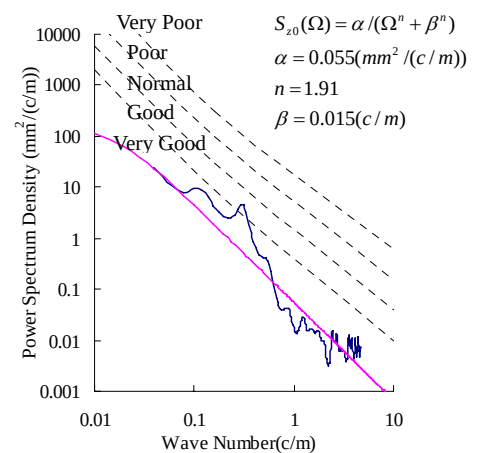


図-3 P.S.DおよびISO評価基準

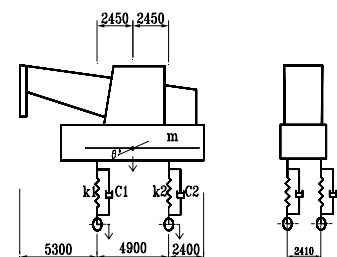


図-4 車両モデル

3. 固有値解析

常時微動測定データから ERA (The Eigensystem Realization Algorithm) を用いて算出された固有値との照査を行った (表—1)。高次の振動モードまで正確に合わせるには、境界条件を適切に入力しなければならない。そこで、伸縮装置の水平方向の摩擦が振動数に影響すると考え、伸縮装置の水平方向の摩擦剛性を考慮した。

曲げ逆対称 2 次モードまでは一致しており、特にねじれモードが最大で実測値と 0.1Hz 程度の相違である。縦断・横断勾配や曲率半径をつけ、伸縮装置を考慮した結果、振動特性の同定を行うことができた。

4. 動的応答解析

試験車両は 40 トンのラフタークレーンであり、実験条件は、A2~P1 間に静止した状態から走行を開始し、P1~A1 間の応答を確認する。解析条件は A2 の手前から走行し、A1 を通過するようになっている。ここでは、時速 30km/h のケースとの照査結果を示す。着目位置は、支間中央断面 (以下、B 断面)・中間支点上断面 (以下、C 断面)・A1 上支承の変位 (橋軸・鉛直) とする。B 断面・C 断面における下フランジに発生する動ひずみの照査結果を図—5、図—6 に、支承の各応答を図—7 に示す。

4.1 ひずみ応答

B・C 両断面共にひずみ量は一致しているが、波形の振幅が異なっている。各部材ごとに剛性比例減衰を入力しているため、車両の減衰が影響していると考えられる。

C断面でのLP1から3L/4までの引張から圧縮へと転じる応答はほぼ一致している。これからP1上支承の鉛直バネ定数が妥当であることが言える。

R側も同等な応答が得られた。

4.2 支承応答

車両走行などの常時の支承バネ定数が不明であるため、橋軸方向バネを変化 (一次剛性の10倍・20倍・30倍) させて解析を行った²⁾。常時の車両走行による振動レベルでの免震支承のバネ定数が大きいと仮定すると、一次剛性の20倍の場合が両変位とも実測値に近い値となった。

点線は、前軸がA1上を通過した時刻を示している。鉛直変位では応答に相違が見られる。実験の際、A1以後の舗装が完了していなかったことから、かなりの段差が生じていた。解析では伸縮装置をモデル化していないことから、この相違は伸縮装置によるものである。

5. あとがき

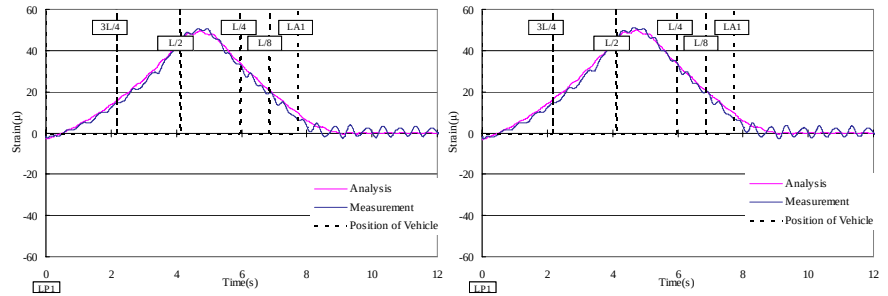
実橋梁の固有値・静的挙動・動的応答といった構造初期値と解析モデルの照査を行った結果、実橋梁と解析モデルを同定することができたと言える。初期値を反映できるモデルであれば、劣化の影響を検討することができる。今後は、動的応答に影響する路面や伸縮装置の劣化を検討すると共に、供用年数の経った橋梁の解析も行い、違ったアプローチで維持管理モデルの構築を目指す。

参考文献

- 1) 能勢和彦, 村越潤, 麓興一郎, 次村英毅, 見原理一: FEM解析による鋼桁橋の損傷が応力, 変位に及ぼす影響に関する検討, 土木学会第60回年次学術講演会, pp1315-1316.2005.9
- 2) 深田幸史: 橋梁の動的な性能照査のための立体解析モデルの確立に関する研究, 博士論文, 1998.

表—1 固有値解析結果 (UNIT:Hz)

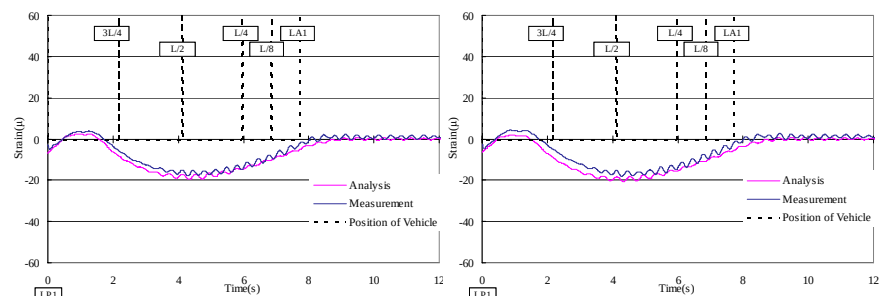
	曲げモード				ねじれモード	
	逆 1 次	1 次	逆 2 次	2 次	逆 1 次	1 次
Measurement	1.960	3.015	6.689	7.762	6.992	9.809
Analysis	1.956	2.956	6.597	7.730	6.864	9.720



L 側下フランジ

R 側下フランジ

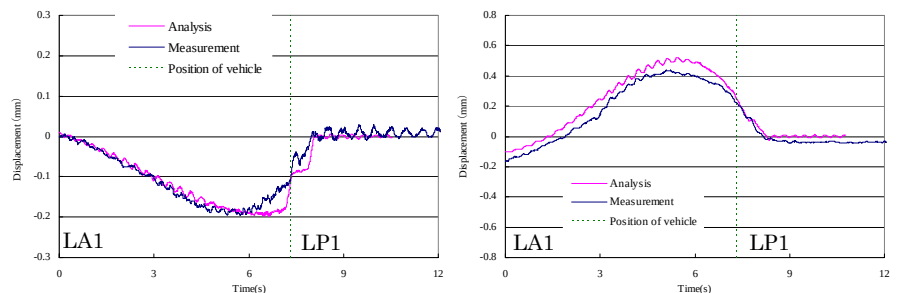
図—5 B断面 動ひずみ



L 側下フランジ

R 側下フランジ

図—6 C断面 動ひずみ



鉛直変位

橋軸変位

図—7 A1支承の応答