

橋梁の構造同定による性能評価と安全性評価に関する研究

長崎大学大学院 学生会員 ○河村 太紀
 (株) 計測リサーチコンサルタント 正会員 木本 啓介
 宮崎大学工学部社会環境システム工学科 正会員 森田 千尋
 長崎大学大学院工学研究科 正会員 西川 貴文
 長崎大学大学院工学研究科 正会員 松田 浩

1. 序論

近年、高度経済成長期に建設された橋梁高齢化やインフラ構造物の老朽化や維持管理不足が全国各地の橋梁で発生しており、特に地方公共団体では財源不足といった経済的問題もあり将来さらに維持管理が困難なものとなると予想される。

そこで現在の近接目視による点検に代わる、効果的で効率的にリスクや安全性を評価できる構造同定を行うことでこの問題が解決できると考えた。この構造同定とは図1に示すように、構造解析モデルを構築し、それにより構造解析を実施し、その結果を、実際のたわみや振動計測と比較し橋梁の構造特性を判断するものである。

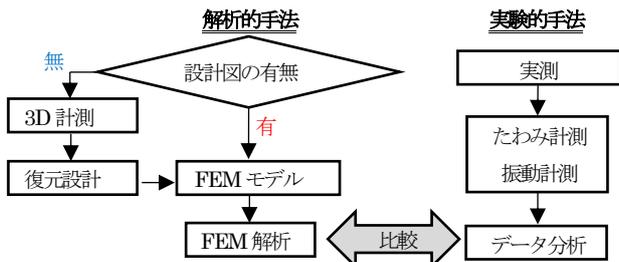


図1 構造同定

よって本研究では、この構造同定を様々な形式の橋梁に対し行いその有用性を示すことを目的とする。

2. 構造同定による各橋梁の性能評価

2.1 コンクリート橋 (2径間単純ポステンT桁橋)

2径間単純ポステンT桁橋を、レーザドップラ速度計(以下:LDV)を用いた振動計測及びラフタクレーンを用いたたわみ計測を行うとともに、FEM解析により構造特性同定を行った。支持条件を様々変えFEM解析を実施したところ支持条件が両端ピン支持の条件で固有振動数及びたわみ量が一致した。これより支承が劣化し水平変位性能が失われていると推測できる⁵⁾。

2.2 トラス橋 (鉄道橋)

次に同様の構造同定をトラス鉄道橋で行った。ここで、この橋梁は鉄道橋であるためラフタクレーンによる試験が不可能である。よって固有振動数のみで構造振動同定を行った。その結果、解析モデルを単純支持にした場合に計測結果と解析結果が一致したため、支承の水平変位性能が失われていないと推測できた⁶⁾。

3. 構造同定を用いた橋梁の安全性の評価

前述の橋梁の性能評価をさらに発展させ、橋梁の安全性の評価を行う。概要としては、構造同定で再現した解析モデルに対して道路橋示方書に示される設計荷重を作用させ照査を行う。

3.1 対象橋梁と構造同定手法

対象橋梁は、長崎県長崎市下黒崎町にかかる1径間単純ポステンT桁橋の宮田橋(表1, 図2)を対象とし、前記2.1項と同じ構造形式であるため同様の振動計測と解析モデルを作成し構造同定を行った。

表1 橋梁概要

架設年	1976年	支承	両端ゴム
支間長	28.9	設計荷重	TL-14
総幅員	5.5m	斜角	あり

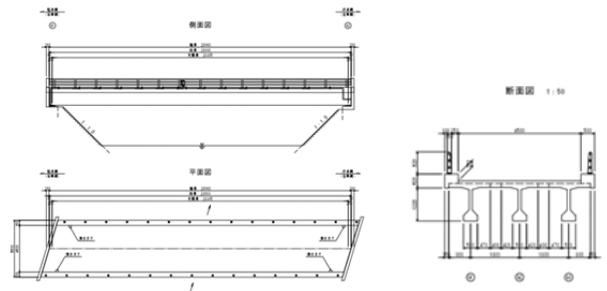


図2 橋梁一般図

3.2 振動計測手法

LDVを用いて橋梁中央のハンマリングを行い、サンプリング周波数は500Hzとし計測した。得られた速度波形にFFT解析を行い、周波数から固有振動数、モード図を算出する(図3)。

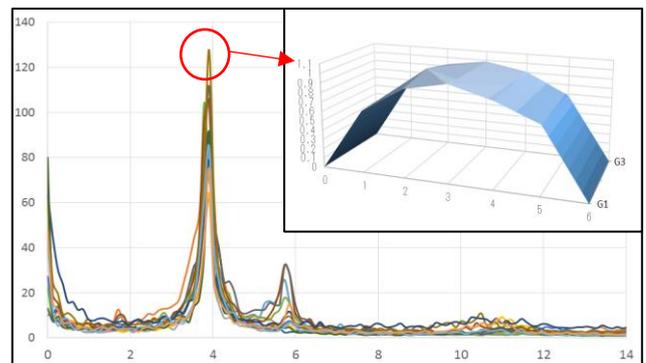


図3 固有振動数分析とモード図

キーワード 構造同定, FEM解析, 固有振動数, 照査

連絡先 〒852-8521 長崎県長崎市文教町1-14 長崎大学大学院工学研究科松田研究室

3.3 解析モデル

各要素を梁要素で作成し、主桁、横桁、地覆のコンクリート設計基準強度をそれぞれ 40MPa, 30MPa, 24MPa とし、舗装をコンクリート舗装、高欄をアルミニウムと設定した。PC 鋼材は主桁に SWPR1-12Dia7(B), 横桁に SWPR7B-12T12.7 を用いた。鉄筋を SD345D22 及び D25 を用いた。ゴム支承はゴムの寸法から算出し、固定側の圧縮ばね定数 197kN/mm, せん断ばね定数 5.63kN/mm, 可動側に圧縮ばね定数 61.5kN/mm, せん断ばね定数 1.76kN/mm を用いた。

このモデルをモデル A とし、モデル A に長崎市建設局土木部土木維持課が行った劣化状況調査報告書を基に劣化を反映させたモデルをモデル B とする (図 3, 図 4, 図 5)。すなわちモデル A は図面通りの健全なものであり、モデル B はそれが劣化したモデルである。

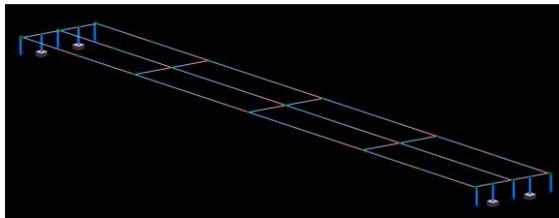


図 3 解析モデル

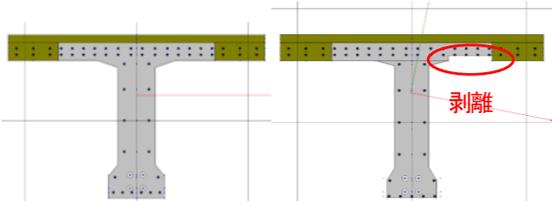


図 4 主桁断面
(左:モデルA 右:モデルBの一部)

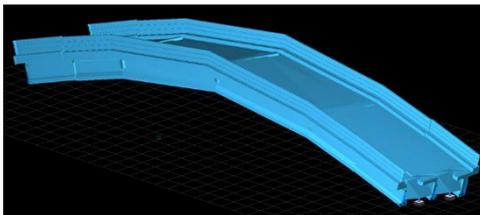


図 5 解析モデル振動モード

3.4 構造同定によるモデルの妥当性の検証

振動計測結果とモデル A 及び B の解析結果の比較を行う (表 2)。モデル A では 8% の差がみられたが、B では 5% と許容範囲内であった。これよりモデル B は劣化を正しく反映することができていると考えられる。よってこのモデル B に設計荷重を作用させ実橋梁の応力状態を算出・照査し安全性の評価を行う。

表 2 計測値と解析値の比較

モデル	1 次固有振動数	モデル/計測値
A	4.2Hz	108%
B	4.1Hz	105%
計測値	3.9Hz	

3.5 設計荷重の載荷

対象橋梁の設計荷重が TL-14 であること、周辺の交通状況から A 活荷重を適用する。主桁を設計する場合の活荷重を載荷するものとし、車道部に 2 種類の等分布荷重 P_1 , P_2 からなる L 荷重 (図 6) を載荷する。A 活荷重であること、対象橋梁の幅員が 4.5m であることから等分布荷重 P_1 (曲げ 10kN/m², せん断 12kN/m²) を橋軸方向に 6m, 橋軸直角方向に 4.5m 載荷する。また支間長は 28.9m であることから等分布荷重 P_2 は 3.5kN/m² とする。

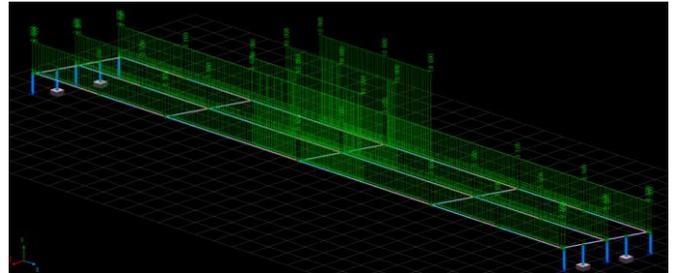


図 6 設計荷重載荷状態 (A 活荷重 L 荷重)

3.6 安全性の評価

今回は許容応力度設計法による断面照査を行い、安全性の評価を行う。断面照査は平成 24 年道路橋示方書 III を基準とした。照査結果を表 3 に示す。結果から基準の値より、小さくなっているため、安全であると言える。これより対象橋梁は劣化しているものの、安全であると判断できることから、大規模な補強を行う必要がないと判断できた。

表 3 照査結果

照査名	モデル	照査内容	照査結果	OK/NG
断面照査	A	$\sigma / \sigma_a \leq 1.0$	0.986	OK
	C		0.987	OK
限界照査	A	$\gamma_i \cdot Md / Mud \leq 1.0$	0.676	OK
	C		0.662	OK

4. 結論

本研究では構造同定を様々な形式の橋梁に対し行った。2 項では構造同定により支承の劣化を判断し、3 項では構造同定を基に安全性の評価を行った。このように構造同定を用いれば橋梁の性能だけでなく、補強必要性の有無の判断も可能となることが示された。これにより財源の限られた地方公共団体においては unnecessary 補強を防ぐことができ、効率的に維持管理を行うことができると考えられる。

参考文献

- 1) 国土交通省: 道路の維持修繕に関する省令・告示の制定について (道路法施行規則の一部改正等)
- 2) 加藤雅史, 島田静雄 橋梁実測振動特性の統計解析 土木学会論文報告集 p.49-58
- 3) プレストレストコンクリート設計施行基準・同解説
- 4) 昭和 53 年 道路橋示方書 (I 共通編・III コンクリート橋編) ・同解説
- 5) 河村太紀, 松田浩 コンクリート橋の維持管理のための 3D モデリングと実計測の活用, 土木学会第 71 回年次学術講演会 V-558
- 6) 河村太紀, 松田浩 3D レーザスキャナを用いたトラス橋の構造同定に関する研究, 平成 28 年度土木学会西部支部研究発表会, VI-2