

動的応答解析に基づく近代木道路橋の経年による健全度評価

サンコーコンサルタント 正会員 豊田 淳
金沢工業大学 フェロー ○本田 秀行

1. まえがき

経年による近代木橋の健全度を把握する場合、数年ごとに静的・動的調査および目視、打音、超音波伝播速度、含水率など健全度調査を実施し、経年による構造性能や木材の腐朽等による劣化などから総合的に健全度を評価する方法が一般的である。しかし、数年ごとの実橋調査によるモニタリング計測は、多大な費用と労力を要する。そこで、本研究では大型車両の走行による近代木道路橋の3次元動的応答解析から応答変位、応答速度、応答加速度を算出し、これらの振動性状から経年による健全度を評価できるか否かの可能性を検討したので、以下に報告する。

2. 対象橋梁

本研究で対象とした木車道橋は、平成19年に高知県高岡郡桝原町に架設されたわが国で最大規模を誇るスギ集成材の中路式アーチ道路橋である。本橋は、地形上の理由から中路式アーチ橋が採用されている。対象橋梁の側面図を図-1に示す。本橋梁は、竣工時に本田研究室で実橋実験が行われている。

3. 走行車両による3次元動的応答解析

車両一橋梁系運動方程式を式(1)に示す。

$$[M]\{\ddot{Z}\} + [C]\{\dot{Z}\} + [K]\{Z\} = \{F\} \quad \cdots \cdots (1)$$

ここに、 $[M]$ は橋梁の質量マトリックス、 $[C]$ は減衰マトリックス、 $[K]$ は剛性マトリックス、 $\{F\}$ は車両の走行により橋梁に加わる外力ベクトルである。なお、経年による橋梁の質量マトリックスは、本田研による10近代木道路橋のモニタリング計測で得られた構造剛性の低減率を基に算出している。

減衰マトリックスは減衰が質量と剛性の1次結合である次式に示す Rayleigh 減衰に仮定している。

$$[C] = \alpha [K] + \eta [M] \quad \cdots \cdots (2)$$

$$\alpha = (h_1 f_1 - h_2 f_2) / (\pi (f_1^2 - f_2^2)) \quad \cdots \cdots (3)$$

$$\eta = 4\pi f_2 (h_2 - \pi f_2 \alpha) \quad \cdots \cdots (4)$$

ここに、式中の f_i は橋梁の i 次固有振動数(Hz)、 h_i は i 次減衰定数である。なお、経年による減衰定数の低減率に関しては、基礎データがほとんどないので、過去に3回行った上路式アーチの近代木道路橋のデータを参考に算出している。

3次元11自由度系車両モデルの運動方程式を式(5)に示す。

$$[M_v]\{\ddot{Z}_v\} + [C_v]\{\dot{Z}_v\} + [K_v]\{Z_v\} = \{F_v\} \quad \cdots \cdots (5)$$

ここに、 $[M_v]$ 、 $[C_v]$ 、 $[K_v]$ は車両の質量マトリックス、減衰マトリックス、剛性マトリックスであり、 $\{F_v\}$ は車両が走行中に受ける路面凹凸によって生じる車両の外力および橋梁の振動が車両に与える両者の外力ベクトルである。

道路橋の3次元動的応答解析では、路面凹凸の影響を考慮する必要がある。本解析に用いた路面凹凸は、対象橋梁の実測で得られた良好な路面性状を示す路面凹凸データを用いた。

本研究での動的応答解析法は、12連立微分方程式を直接解析する直接積分法である。その際、12連立微分方程式の数値積分は、積分の時間間隔 $\Delta t = 0.01$ 秒とし、変数 $\beta = 1/4$ 、 $\gamma = 1/2$ を用いた Newmark's β 法で解析している。車両の走行は、196kNの大型車両が実験と同様な条件で上流側を速度10km/hで走行した。その解析点を図-2に示す。

4. 経年による動的応答性状

4.1 経年による振動特性

まず、固有値解析から実験値と解析値の両者はよく一致している結果を得た。ことから解析モデルと本橋の実際

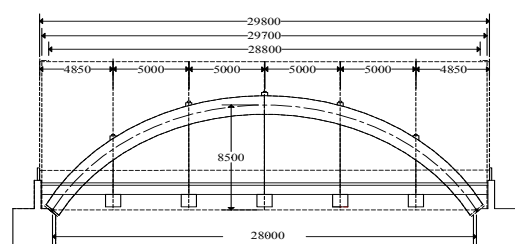


図-1 対象橋梁の側面図



図-2 解析点

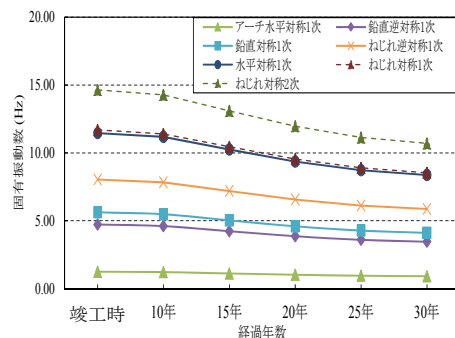


図-3 経年による固有振動数の低減

キーワード 近代木道路橋、動的応答解析、経年による振動性能、健全度評価

連絡先 〒921-8501 石川県野々市市扇ヶ丘 7-1 金沢工業大学 環境・建築学部 環境土木工学科

的な構造剛性との間に整合性が確認できる。したがって、本研究のように、動的応答解析から経年による動的応答性状を検討する基盤が得られていると判断できる。そこで、経年として竣工時から5年ごとに30年経過までを解析した。ここで、30年の経過年によって構造剛性の低下から固有振動モードの出現順番が異なってくるものと考えられる。図-3は、完成時から30年経過までの固有値解析を行った結果である。この図から理解できるように、完成時から30年経過まで固有振動数は徐々に低減しているが、振動モードは変化していないことを確認した。

4.2 動的応答性状

196kNの大型車両が下流側を10kmで走行した場合における解析点3/4点での完成時、20年経過、30年経過の応答変位波形の一例を図-4に、応答加速度波形の一例を図-5に示す。

図-4の応答変位波形例を見てわかる通り、経年によりたわみ量が増幅していくこと傾向は明らかである。これは静的剛性に大きく起因している結果であり、経年劣化には応答変位が大きく影響を及ぼすと判断できる。一方、図-5の応答加速度の波形例を見ると、応答変位波形と同様に徐々に波形が大きくなる傾向は見られるが、経年ごとに比例して全体的に波形が大きくなる場合や部分的に増減している傾向も見られる。したがって、応答速度や応答加速度は、応答変位のように経年によって増大するような明確な傾向は認められなかったことが言える。これは、経年による橋梁質量の低減が少なく、式(1)の左辺第1項に示した質量と加速度の積算である慣性力の変化率が少ないことから、応答速度や加速度の振動成分は経年によって大きな影響が少ないことに起因しているものと考えられる。

4.3 経年による健全度評価の可能性

前節に示した3次元動的応答解析で得た応答速度と応答加速度の波形形状から、経年劣化等の健全度を明確に判断することは困難であった。そこで、応答変位、応答速度、応答加速度の解析結果を基に、応答波形の最大値と変動の大きいデータの工学的平均と言われる実効値(2乗平均平方根)との両方で評価の尺度になり得るか否かを検討した。

3/4点での応答変位の最大値と実効値の一例を図-6に示す。この結果から、応答変位の最大値と実効値は共に経年ごとに徐々に値が大きくなっている。このことから、応答変位は経年劣化に直接関与していると考えられる。特に、30年経過時の応答変位は完成時より約2倍になり、図-7に示す経過年数による構造剛性の低減率から約50%低減している。

次に、応答速度と応答加速度の結果の一例を図-8、図-9に示す。これらの結果から、実効値に関しては大きな変化は見られなかった。最大値では経年によって増大する傾向は見られるが変動もある。

以上のことから、応答速度と応答加速度は経年劣化に関連性は少ないが、応答変位は経過年数による健全度を評価する一つの尺度になり得るものと考えられる。

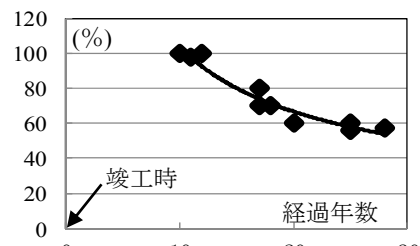


図-7 経年による構造剛性の低減率

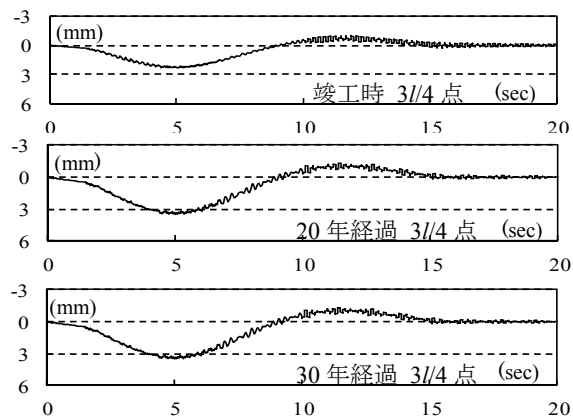


図-4 動的応答変位の波形例

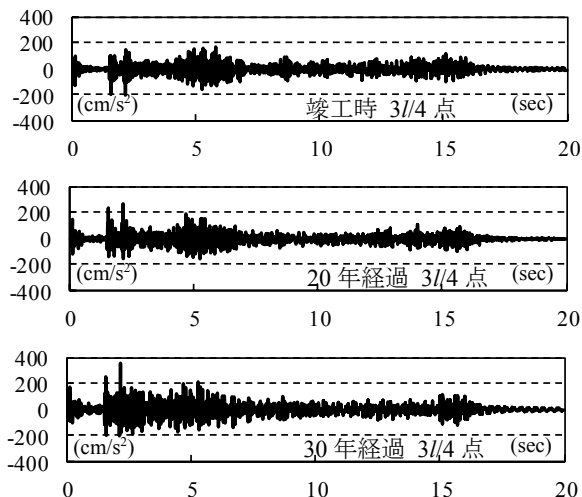


図-5 動的応答加速度の波形例

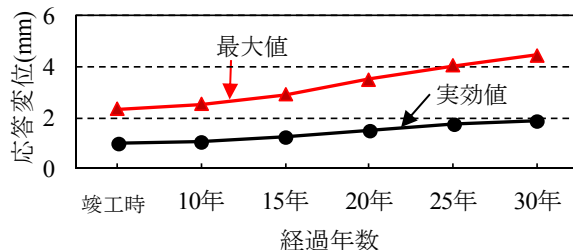


図-6 3/4点での応答変位(最大値と実効値)

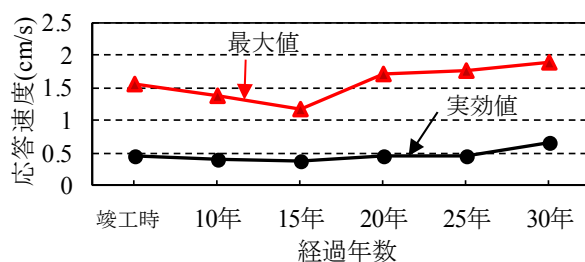


図-8 3/4点での応答速度(最大値と実効値)

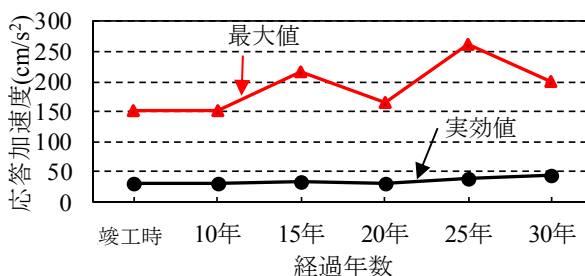


図-9 3/4点での応答加速度(最大値と実効値)