

横川砂防公園吊橋振動実験

幽谷 栄二郎¹⁾ 細見 雅生²⁾

横川砂防公園吊橋（仮称）は、横川砂防公園内（宮城県刈田郡七ヶ宿町）に架設された人道吊橋である。本橋のスパンは 120m であり、無補剛吊橋としては比較的規模の大きなものである。無補剛吊橋としての規模の大きさ、現地の風環境などから、耐風安定性に問題があると予測されたため、風洞実験を実施し耐風安定化対策を施している。架設完了後、風洞試験結果の妥当性を確認するため、現地振動実験を実施した。本報告では、架設後に現地で人力加振による振動実験を行った結果および風洞実験の再評価の結果を報告する。なお、本橋は東北鉄骨橋梁株式会社が施工し、駒井鉄工では風洞実験での耐風検討業務を担当・実施した。

キーワード：無補剛吊橋、振動実験、剛性評価、風洞実験評価

まえがき

横川砂防公園吊橋（写真-1）は、横川砂防公園内に架設された人道吊橋である。本橋のスパンは 120m であり、無補剛吊橋としては比較的規模の大きなものである。無補剛吊橋としての規模の大きさ、現地の風環境などから、耐風安定性に問題があると予想されたため、風洞実験を実施し耐風安定化対策を施している。架設終了後、風洞試験結果の妥当性を確認するため、現地振動実験を実施した。

現地振動試験を行い、風洞試験時に採用した立体骨組解析により算出した振動数と現地実測結果を比較することにより、振動解析の信頼性および風洞実験条件の確認ができる。

また、風に対する本橋の動的耐風安定性を確認する上で、実橋の振動数と構造減衰の測定が重要である。実橋と解析値で振動数が異なる場合には、その原因を検討した後に振動数の違いによる実験値の補正を行い、補正後のデータにて、再度耐風安定性に問題がないか確認を行う。

1. 現地振動実験

低次モードのたわみ振動とねじれ振動が検出できるように、支間中央と支間の 1/4 点の歩廊面両脇に 2 カ所ずつ、計 4 カ所で加速度を計測した。加振は人力で行った。加速度計の設置位置を図-1 に示す。

実験結果については、各加速度計から得られた時系列データを、支間 1/2 点、1/4 点それぞれでたわみ振動成分とねじれ振動成分に変換してから計算などの処理をしている。図-2～4は、強制加



写真-1 横川砂防公園吊橋全景

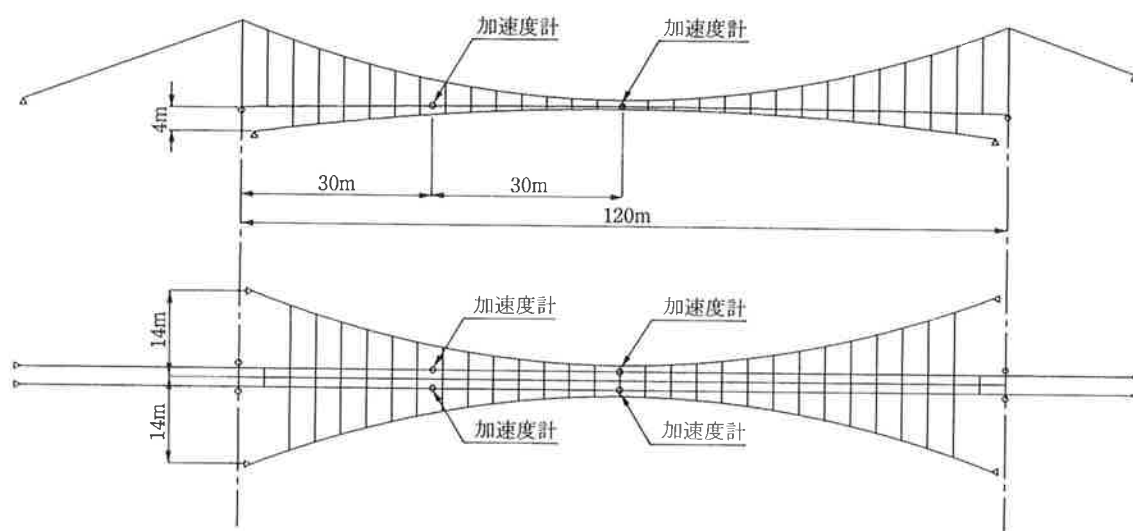


図-1 加速度計設置位置図

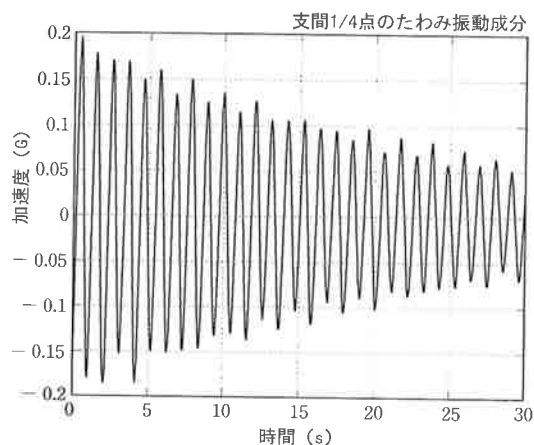


図-2 たわみ 1 次モード時系列データ
(支間 1/4 点たわみ加振)

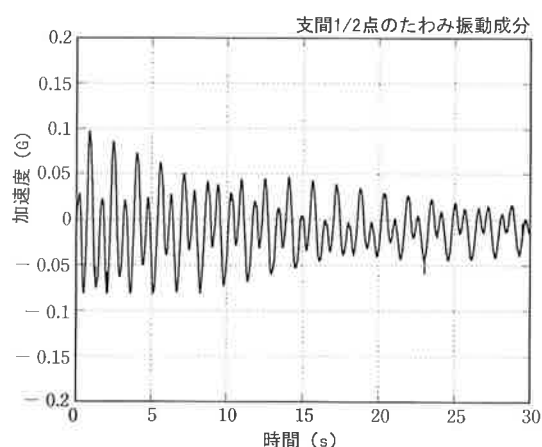


図-3 たわみ 2 次モード時系列データ
(支間中央たわみ加振)

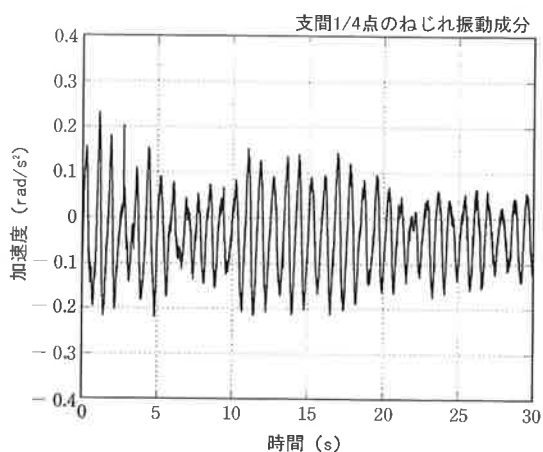


図-4 ねじれ 1 次モード時系列データ
(支間 1/4 点ねじれ加振)

振後自由減衰させたときの時系列の振動波形であり、加振条件、計測位置は図中に示す。

人力による加振で一定した周期の外力を与えられないため、たわみ 2 次、ねじれ 1 次モードは、他の周期が混在しており波形が乱れている。波形が乱れているので、図-5～7に示すパワースペクトルの値から固有振動数および構造減衰 δ_s (対数減衰率) 計算すると、表-1のようになる。構造減衰はハーフパワー法で計算している。構造減衰に

表-1 固有振動数の比較 (解析—実橋)

モード	解析値	実橋計測値	
	固有振動数 (Hz)	構造減衰率 δ_s	
たわみ 1 次	0.367	1.038	0.086
たわみ 2 次	0.497	1.404	0.032
ねじれ 1 次	0.549	1.343	0.066

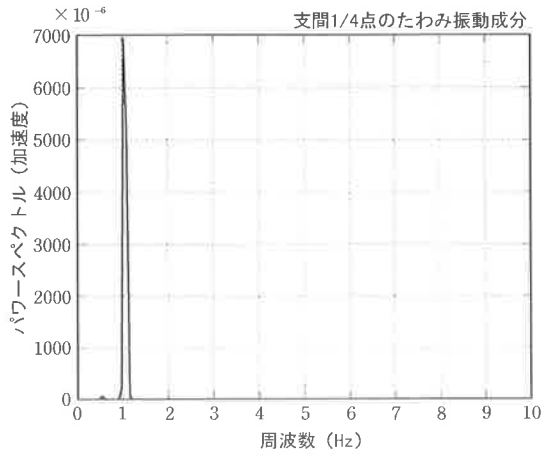


図-5 たわみ1次モードのスペクトル図

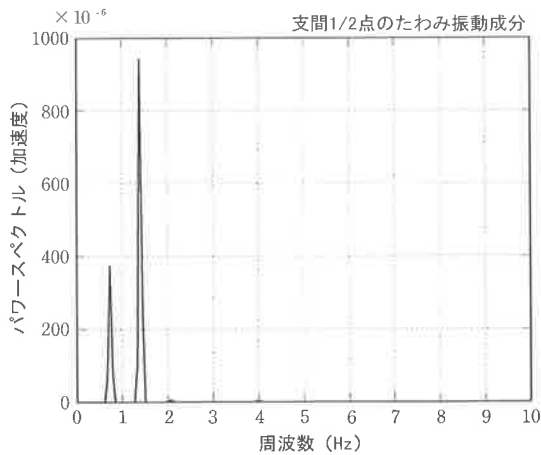


図-6 たわみ2次モードのスペクトル図

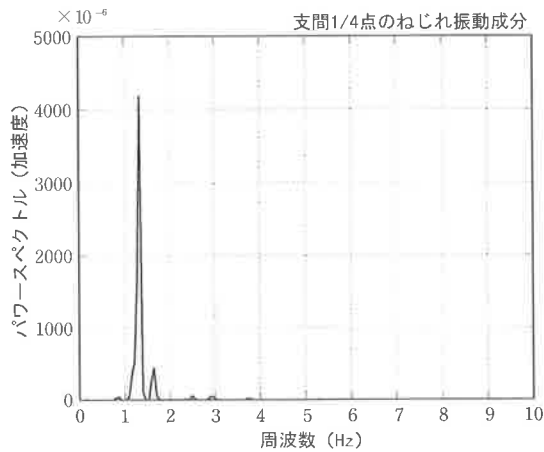


図-7 ねじれ1次モードのスペクトル図

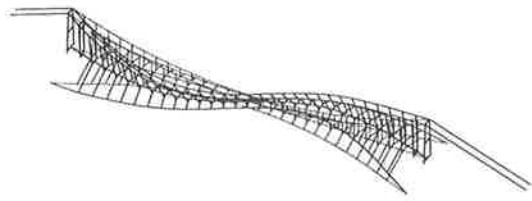
ついては、風洞実験時の $\delta_s = 0.02$ よりも大きくなっており、耐風安定性上安全側となっている。

・固有振動数について

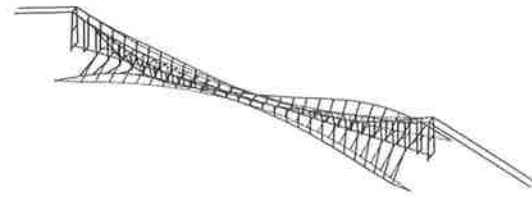
風洞実験を行う前に行った固有振動解析結果も併せて表-1に示す。

表より実橋計測値／解析値は、たわみで 2.8、ねじれで 2.4 とかなり固有振動数に差がある。

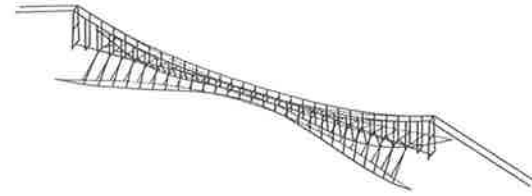
当初解析条件として、歩廊部分の剛性は、連続



(a) たわみ1次モード (0.850Hz)



(b) ねじれ1次モード (1.143Hz)



(c) たわみ2次モード (1.146Hz)

図-8 再解析結果

表-2 固有振動数の比較 (再解析-実橋)

モード	再解析値	実橋計測値	実／解
たわみ1次	0.850 Hz	1.038 Hz	1.22
たわみ2次	1.146 Hz	1.404 Hz	1.23
ねじれ1次	1.143 Hz	1.343 Hz	1.17

している部材は縦桁断面のみと考えていたため、縦桁の剛性のみ考慮していた。実際には、鋼製高欄や木製部材（ボンゴシ材）が剛性に寄与していることが考えられた。これらの影響を考慮に入れて歩廊部分の曲げ剛性およびねじり剛性を再度計算し、振動解析を行った。結果を図-8に示す。また、再解析の結果と実橋の振動数の比較を表-2に示す。

上表より、実橋計測値／再解析値は、たわみ、ねじれともに 1.2 程度になっており、この誤差は、再計算時の剛性算出時に省略した床材の影響や、ケーブル張力が当初の設計値よりも多少大きくなったことなどが原因と考えられる。

以上より、固有振動数にずれが生じた主な原因は、歩廊部分の剛性評価にあったと考えられる。通常の道路橋などでは高欄や木製部材などは、連続部材ではないので、解析上剛性に考慮しないのが通例である。しかし、本橋のような無補剛吊橋で実橋の振動数を精度よく推定するためには、高欄などの剛性の影響を考慮して桁の剛性を算出する必要があると考える。

2. 風洞実験再評価

本橋では風洞実験により選定した耐風安定化対策を施した断面（図-9に示す引き出し線の部材）を採用している。

固有振動数の計算値と実橋の固有振動数にずれがあったので、振動実験により得られた計算値をもとに、実橋換算風速の値を再計算し、風洞実験結果を再評価する。風の迎角については、最も動的耐風性が不安定であった迎角 $\alpha = -3^\circ$ のみを示す（図-10, 11）。

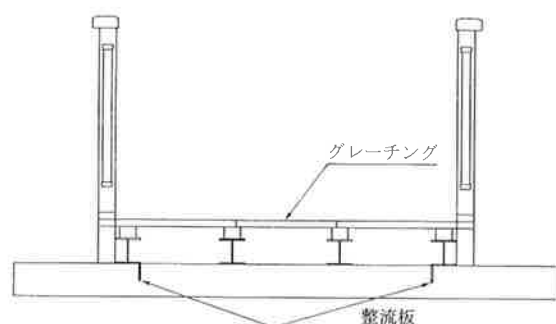


図-9 耐風対策断面概略図

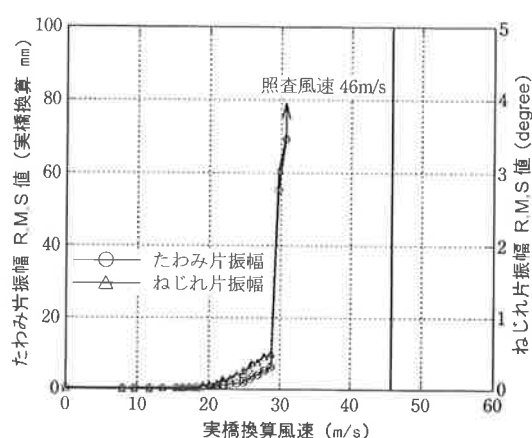


図-10 全面木床版断面（一様流中、迎角 -3° ）

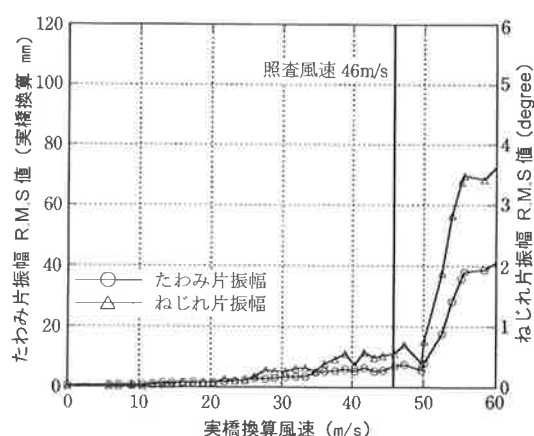


図-11 本橋採用断面（乱流中、迎角 -3° ）

計画当初の断面（全面木床版断面）については、照査風速内での曲げねじれフラッターの発生がみられる（図-10）。本橋で採用した対策断面では、照査風速内で有意な振動の発生はみられない（図-11）。実橋の振動数が風洞試験前の解析値より高いため、本橋の耐風安定性はさらに安定化していることが確認できる。

あとがき

振動実験により、実橋の振動数と設計時に行った振動解析による振動数が大きく異なっていることがわかった。歩廊部分、とくに高欄の剛性を桁の剛性に含めて再度解析を行ったところ解析値と計測値はほぼ一致した。設計時に行った振動解析では、無補剛吊橋という橋梁形式から桁の剛性の振動数に与える影響は小さいと考えていた。今回の振動実験により、高欄も含めた桁の剛性が無補剛吊橋の振動数に大きな影響を与えることがわかった。

振動実験より得られた振動数をもとに風洞実験の結果を再評価したところ、本橋の耐風安定性は振動数が高くなったため、さらに安全であることが確認できた。

今回の実験にあたり、ご指導およびご協力いただいた宮城県大河原土木事務所ならびに東北鉄骨橋梁株式会社の関係者の方々に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 露野公則・工藤憲二・細見雅生・幽谷栄二郎：横川砂防公園吊橋の風洞実験，東北鉄骨橋梁技報，Vol.1，pp.1-7，1999.11.
- 2) 幽谷栄二郎・細見雅生・露野公則・加藤庄寿・関場 智：横川砂防公園吊橋の風洞実験，土木学会第55回年次学術講演会講演概要集，I-B65，2000.9.
- 3) 幽谷栄二郎・細見雅生：横川砂防公園吊橋（仮称）の風洞実験，駒井技報，Vol.19，2000.4.