

FRP 桁橋の振動特性と振動使用性

Vibration characteristics and vibration serviceability of the FRP girder bridges

深田宰史^{*}, 梶川康男^{**}, 西崎到^{***}, 木嶋健^{****}, 細沼宏之^{*****}

Saiji Fukada, Yasuo Kajikawa, Itaru Nishizaki, Takeshi Kishima and Hiroyuki Hosonuma

^{*}博(工), 金沢大学准教授, 理工研究域環境デザイン学系(〒920-1192 金沢市角間町)^{**}工博, 金沢大学教授, 理工研究域環境デザイン学系(同上)^{***}博(工), 独立行政法人 土木研究所(〒305-8516 つくば市南原1番地6)^{****}独立行政法人 土木研究所(同上)^{*****}石川県津幡土木事務所(〒929-0325 河北郡津幡町字加賀爪ヌ111-1)

A FRP girder bridge was constructed in Hakui City, Ishikawa Prefecture. And also, the same type bridge, which has almost same span length, had constructed in the Public Works Research Institute. A FRP bridge is lightweight and its elastic modulus is comparatively small as comparing with steel member. Therefore, it is necessary to investigate the natural frequencies, damping characteristics and vibration serviceability due to walking. This study had the vibration tests and static loading tests for the two FRP girder bridges. As the results of these tests, the vibration characteristics and vibration serviceability of these bridges due to walking was confirmed.

Key Words : Vibration characteristics, Vibration serviceability, Damping

キーワード : 振動特性, 振動使用性, 減衰

1. まえがき

FRP は、鋼やコンクリートと比較して高耐久性を有することが明らかにされており¹⁾、沿岸などの腐食環境下での LCC の評価において優位性があると考えられるが、現在、日本で実際に供用されているのは、沿岸部に架設された歩道橋 2 橋のみである。

国内で最初に供用された FRP 歩道橋は、沖縄の海に囲まれた海中道路に架設された沖縄ロードパーク橋²⁾(2 径間連続桁橋)である。そして 2 橋目となる FRP 歩道橋が、石川県羽咋市に一般県道羽咋巖門自転車道線 13 号橋³⁾(単径間桁橋)として架設された。本橋は海岸近くに位置しているため、塩害の影響が大きく、旧橋の木橋(キングポストラス)は架設後 13 年で集成材結合部のボルト穴の腐食により落橋の危険性があったため、現在の FRP 橋に架け替え、塩害対策として期待されている。また、羽咋市に架設された FRP 歩道橋とほぼ同支間で同形式の試験桁がつくば市の独立行政法人土木研究所構内にも架設されている。

歩道橋では、主に歩行、走行者が使用するため、人間の歩調範囲(走行も含めて 1.5-3.5Hz)付近の外力が作用する。したがって、その振動数を有した歩行外力の影響による FRP 橋梁の常時における使

用性能について明らかにする必要がある。

FRP は鋼材と比較すると弾性係数で約 1/10、引張強度はほぼ同等であるが、単位体積重量では約 1/4 となっており、鋼材などと比較してかなり軽量である。FRP の特徴でもある軽量性と低い弾性率は、それらに対応した質量と剛性から決定する FRP 橋の固有振動数として橋梁本体の動的応答に影響を及ぼす。さらに、動的な応答に影響を及ぼすものとして減衰が挙げられる。FRP 材料としての減衰特性はすでに把握されているが、橋梁全体構造としての微小振幅領域における減衰特性についても明らかにする必要がある。

そこで本研究では、上述した羽咋市とつくば市に架設された同形式の FRP 歩道橋 2 橋を対象として、静的載荷実験および人力による加振実験を行い、FRP 桁橋としての静的特性および振動特性(振動数、モード減衰定数、振動モード)を把握した。また、解析面からのアプローチとして、シェル要素と梁要素を用いた解析モデルを構築し、実験から得られた FRP 桁橋の静的特性および固有振動特性との比較を行った。さらに、日常の使用レベルでの使用性として、歩行実験を行い、歩行者荷重による振動使用性の評価を行った。

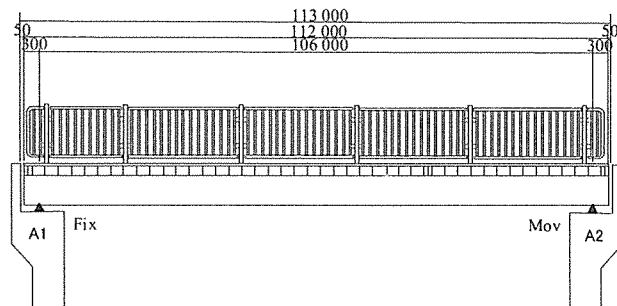
2. 対象橋梁

本研究で対象としたFRP歩道橋2橋(単径間桁橋)は、石川県羽咋市に架設された、一般県道羽咋巖門自転車道線13号橋(以下、羽咋桁橋)と、つくば市の独立行政法人土木研究所構内に架設された羽咋桁橋とほぼ同支間で同形式の試験桁(以下、つくば桁橋)である。

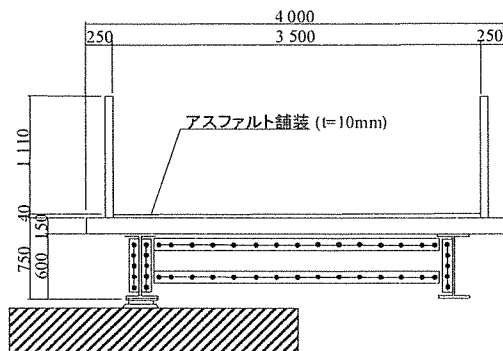
羽咋桁橋は、日本海の沿岸に位置し、塩害の影響が大きく、旧橋の木橋(キングポストトラス)は架設後13年で集成材結合部のボルト穴の腐食により落橋の危険性が生じ、また通学路としての利用もあるため、耐腐食性の高い構造として現在のFRP桁橋に架け替えられた。

本研究で対象とした2橋のFRP桁橋のうち、羽咋桁橋の一般図を図-1に示す。また、2橋それぞれの諸元を表-1に示す。支間長は、羽咋桁橋が10.6m、つくば桁橋が10.12mとなっており、50cm程度羽咋桁橋の方が長い。また、有効幅員は、羽咋桁橋が3.5m、つくば桁橋が3.0mとなっており、50cm程度羽咋桁橋の方が広い。しかし、主桁間隔はどちらも3.0mとなっている上に、主桁高はどちらも60cmであり、GFRP引き抜き成形によるI桁構造を採用している。

羽咋桁橋とつくば桁橋の大きな相違点は、羽咋桁橋には地覆、高欄およびゴム舗装があり、つくば桁橋にはそれらが無い。また、つくば桁橋では主桁下フランジにCFRPを接着している。



(a) 側面図



(b) 断面図

図-1 羽咋桁橋の一般図

表-1 対象橋梁の諸元

(a) 羽咋桁橋

橋梁形式	プレートガーター式歩道橋
構成部材	床版、主桁、横桁、継手(ボルト+接着材併用)
主要構成	ウェブ+フランジ(GFRP引き抜き成形材)
材質	主要部材:GFRP, ボルト:SUS316
橋長	11,300 mm
桁長	11,200 mm
支間長	10,600 mm
総幅員	4,000 mm(有効幅員 3,500 mm)
地覆幅	左右 250 mm
斜角	90° 00' 00"
床版	□ 250×150×6.0(GFRP)
主桁高	600 mm
主桁間隔	3,000 mm
舗装	弾性ゴム舗装(t=10 mm)
活荷重	床版 5.0 kN/m ² , 主桁 3.5 kN/m ²
弾性係数	GFRP:24 GPa

(b) つくば桁橋

橋梁形式	プレートガーター式歩道橋
構成部材	床版、主桁、横桁、継手(ボルト+接着材併用)
主要構成	ウェブ+フランジ(GFRP引き抜き成形材) 下フランジCFRP補強
材質	主要部材:GFRP, ボルト:SUS304
橋長	10,840 mm
桁長	10,780 mm
支間長	10,120 mm
総幅員	3,440 mm(有効幅員 3,000mm)
斜角	90° 00' 00"
床版	□ 210×110×5.0×5.0(GFRP)
主桁高	600 mm
主桁間隔	3,000 mm
舗装	なし
活荷重	床版 5.0 kN/m ² , 主桁 3.5 kN/m ²
弾性係数	GFRP:24 GPa, CFRP:143GPa

3. 実験概要

2橋のFRP桁橋に対して行った実験における測点の配置図を図-2に示す。

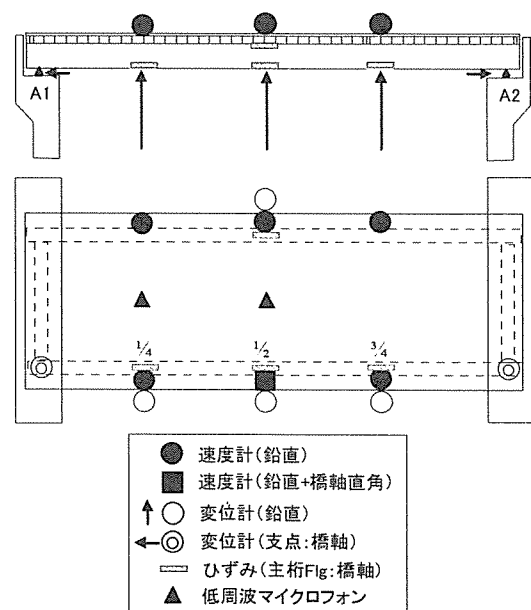


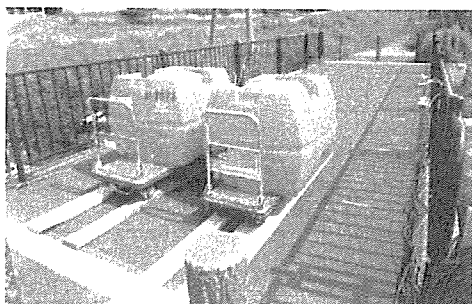
図-2 測点配置図

本実験では、静的特性および振動特性を把握するために静的載荷実験および振動実験を行った。測定項目は、振動速度、主桁のたわみ、支点における橋軸方向の変位、主桁上下フランジのひずみ、低周波音である。

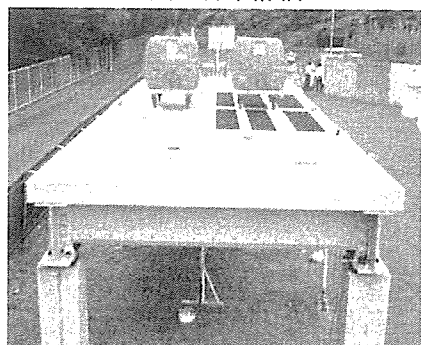
3. 1 静的載荷実験

静的載荷実験は、FRP 桁橋の有する剛性を確認すると同時に、実験結果と解析結果との比較から、解析モデルの剛性の妥当性を確認するために行った。

本実験では、写真-1 に示すように、荷重として水槽（約 5.0kN）2 個を台車に載せて（総重量；羽咋桁橋：10.34kN，つくば桁橋：10.98kN），床版上の支間 1/8 点ずつにそれぞれ載荷して、そのときの各測点の変位およびひずみを計測した。主桁の設計荷重（3.5kN/m²）から考えると両桁橋の設計荷重（羽咋桁橋：127.253kN，つくば桁橋：104.135kN）の 1/10 程度の荷重を載荷したことになる。



(a) 羽咋桁橋



(b) つくば桁橋

写真-1 静的載荷実験における載荷状況

3. 2 衝撃加振実験

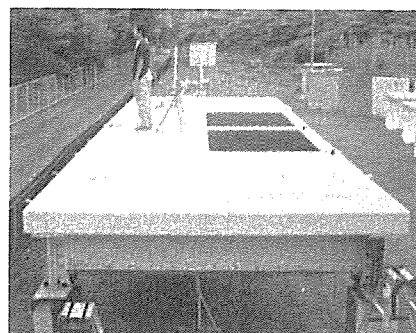
FRP 桁橋は、橋梁全体の質量が小さいので、人間の飛び降りによる衝撃力によって各卓越振動数を把握することができる。そこで、写真-2 に示すように、2 人が椅子から同時に飛び降りることで橋梁に衝撃力を与え、そのときの自由振動を計測する衝撃加振実験を行った。なお、載荷位置は、曲げ振動およびねじり振動を励起させるため、幅員中央および幅員偏心の 2 ケースで行い、支間 1/4、1/2、3/4 点で加振を行った。

3. 3 定点加振実験

対象とした FRP 桁橋が有するモード減衰定数を求めるために定点加振実験を行った。衝撃加振実験の結果より求められた卓越振動数と振動モードをもとにして、モードの腹となる地点において卓越振動数前後の振動数にあわせてジャンプを行い、そのモードだけが卓越した後に加振を止め、自由振動させて減衰定数を求めた。対象とした FRP 桁橋の卓越振動数は人間が加振可能な振動数ではなかったため、それぞれの卓越振動数の半分の振動数で加振した。なお、モード減衰定数は ERA⁴⁾ を用いて求めた。



(a) 羽咋桁橋（幅員中央衝撃）

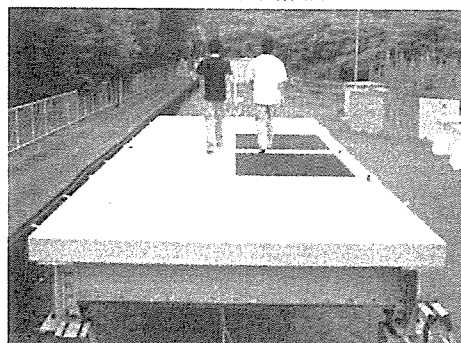


(b) つくば桁橋（幅員偏心衝撃）

写真-2 衝撃加振実験における加振状況



(a) 羽咋桁橋



(b) つくば桁橋

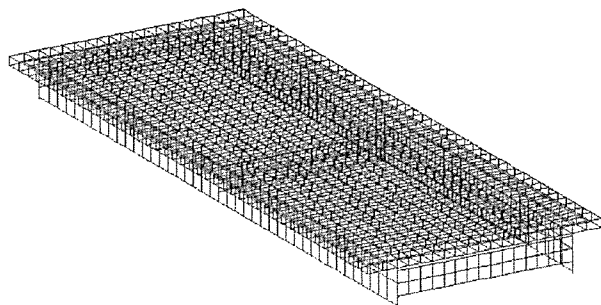
写真-3 歩行実験の状況

3. 4 歩行実験

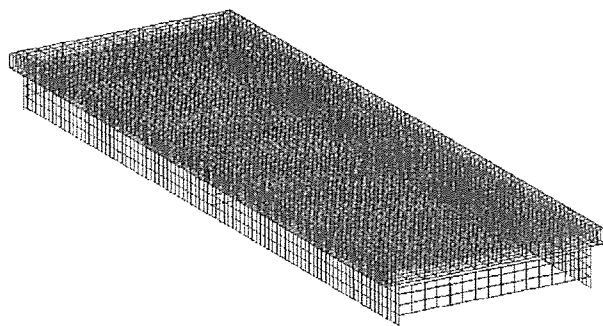
対象とした2橋のFRP桁橋の卓越振動数は、歩行者の歩調範囲に存在していなかった。しかし、一般的な歩行者の歩行により、歩行外力の整数倍の振動成分が影響して、橋梁の卓越振動を励起させることも考えられる。そのため、人間の平均的な歩調である2Hzで2人が歩行した時に、橋梁がどの程度振動するのか把握する必要がある。そこで、歩行者が2Hzで歩行したときの振動使用性を検討するために、歩行実験を行った。歩行実験における加振状況を写真-3に示す。

4. 解析概要

解析モデルは、床版、主桁のウェブ、横桁のウェブをシェル要素にモデル化し、それ以外の部材は、梁部材としてモデル化した。羽咋桁橋およびつくば桁橋の解析モデルの全体図を図-3に示す。なお、羽咋桁橋とつくば桁橋では床版の橋軸方向の寸法が異なっているため、それらに対応させて、要素のアスペクト比を設定したため、両桁橋のメッシュサイズが異なっている。



(a) 羽咋桁橋



(b) つくば桁橋

図-3 解析モデル図

また、羽咋桁橋においては、地覆、高欄および舗装の質量を考慮している。つくば桁橋では主桁下フランジにCFRPを接着しているため、それらを梁要素でモデル化している。ここで、GFRPおよびCFRP

は等方性とし、ヤング係数はそれぞれ24GPaおよび143GPaとし、ポアソン比はそれぞれ0.25および0.30とした。

解析モデルの詳細図を図-4に示す。本解析では、床版のモデル化において、床版上面の節点を分離することにより箱型床版の1つ1つを独立要素としてモデル化している。さらに、箱型床版の下面と主桁上フランジとの接合は、ばね要素でモデル化し、非合成と合成の違いを表現できるようにした。解析に用いた3種類のばね要素のばね定数を表-2に示す。合成と非合成の他に実橋におけるひずみ分布とたわみを再現できるばね定数を逆算することにより、ばねとして表記している。なお、X、YおよびZはそれぞれ橋軸、橋軸直角および鉛直方向を示している。

支承の拘束条件については、対象橋梁における弾性支承を線形ばね要素にモデル化した。支承のばね定数は、既往の研究⁵⁾から定数を算出したが、橋軸方向ばねについては、移動荷重による準静的解析の結果と実験による支承の橋軸方向変位を比較することでばね定数を逆算した。解析に用いた支承のばね定数を表-3に示す。

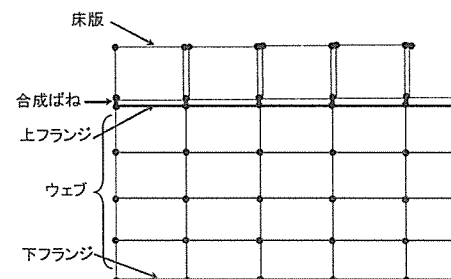


図-4 モデル化詳細図(側面：つくば桁橋の場合)

表-2 床版と主桁の合成ばね(単位:kN/m, kNm/rad)

(a) 羽咋桁橋

	X	Y	Z	θ_x	θ_y	θ_z
合成	1.000E+09	1.000E+09	1.000E+09	1.000E+09	1.000E+09	1.000E+09
ばね	3.000E+03	3.000E+03	1.000E+09	1.000E+09	0.000E+00	1.000E+09
非合成	0.000E+00	0.000E+00	1.000E+09	1.000E+09	0.000E+00	1.000E+09

(b) つくば桁橋

	X	Y	Z	θ_x	θ_y	θ_z
合成	1.000E+09	1.000E+09	1.000E+09	1.000E+09	1.000E+09	1.000E+09
ばね	1.000E+02	1.000E+02	1.000E+09	1.000E+09	0.000E+00	1.000E+09
非合成	0.000E+00	0.000E+00	1.000E+09	1.000E+09	0.000E+00	1.000E+09

表-3 支承ばね(単位:kN/m, kNm/rad)

(a) 羽咋桁橋

	X	Y	Z	θ_x	θ_y	θ_z
A1	9.048E+05	9.048E+05	5.910E+04	2.097E+02	1.184E+02	9.478E+00
A2	4.524E+04	4.524E+04	5.910E+04	2.097E+02	1.184E+02	9.478E+00

(b) つくば桁橋

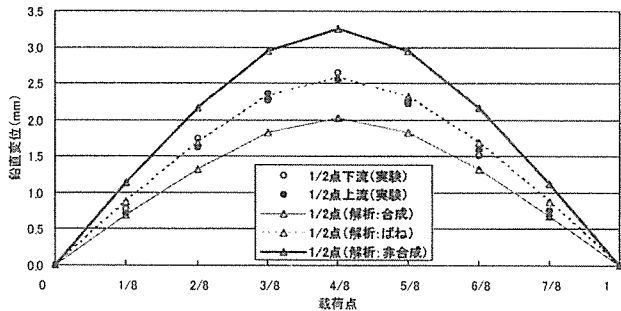
	X	Y	Z	θ_x	θ_y	θ_z
A1	7.518E+03	7.518E+03	3.790E+04	2.966E+02	5.254E+02	1.986E+01
A2	7.518E+03	7.518E+03	3.790E+04	2.966E+02	5.254E+02	1.986E+01

5. 実験・解析結果

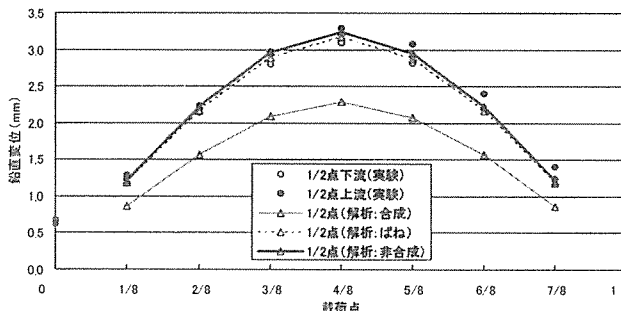
5.1 静的特性

羽咋桁橋とつくば桁橋において行った静的載荷実験において水を満載にしたタンク（総重量；羽咋桁橋：10.34kN，つくば桁橋：10.98kN）を橋面上の支間1/8点ずつに載荷したときの支間1/2点で観測された実験と解析の鉛直変位を図-5に示す。なお、ここで示した解析値は、合成、非合成および実橋を逆算したばねで表現したものである。

これより、羽咋桁橋では非合成とした場合、鉛直変位が大きくなっており、合成と非合成の中間程度と考えられる。鉛直変位の最大値は2.5mm程度であった。それに対して、つくば桁橋では非合成に近い値となっており、鉛直変位の最大値は3.2mm程度であった。



(a) 羽咋桁橋



(b) つくば桁橋

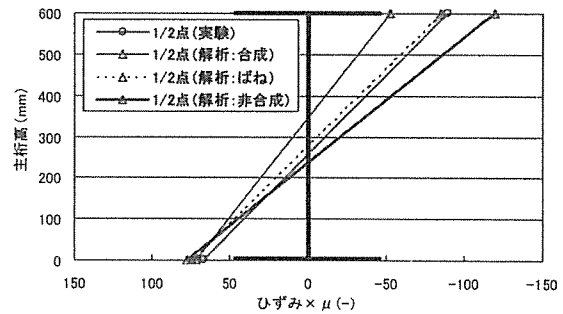
図-5 支間1/2における主桁の鉛直変位

次に、支間1/2断面における主桁のひずみ分布を図-6に示す。これより、上述した主桁の鉛直変位と同様に、羽咋桁橋においては合成と非合成の中間程度であり、つくば桁橋では非合成に近い状態であった。つくば桁橋では主桁下フランジに接着したCFRPの影響が大きいと考えられる。一方、羽咋桁橋においても非合成と考えられるが、解析値と比較すると以下に示す支承の拘束条件の影響が大きいものと考えられる。

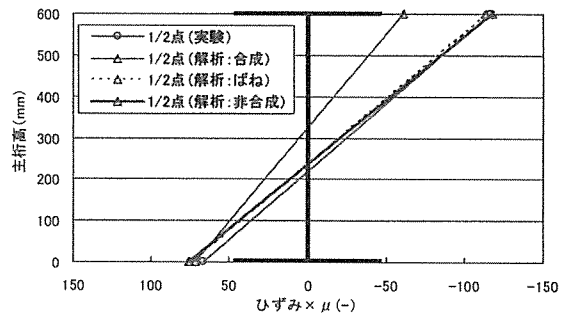
支承部の橋軸方向変位を図-7に示す。これより、つくば桁橋においてはA1側とA2側でほぼ同様な傾向を示しているのに対して、羽咋桁橋においては、

固定側のA2においてはほとんど変位がない。これより、支承部の拘束条件が両橋で異なっており、この拘束条件がたわみに大きく関係しているものと考えられる。これは、設計荷重の1/10程度の載荷荷重に対する結果であり、設計荷重相当が載荷された場合、結果が異なるものと考えられる。

実験と解析の結果は概ね一致した値となり解析モデルの剛性評価の妥当性を確認できた。

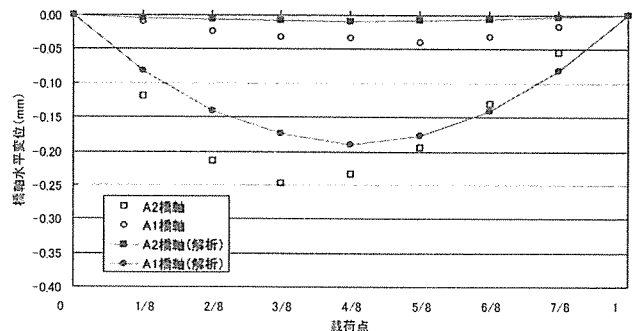


(a) 羽咋桁橋

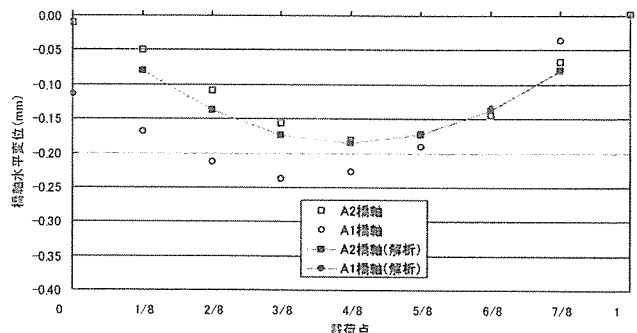


(b) つくば桁橋

図-6 支間1/2断面における主桁のひずみ分布



(a) 羽咋桁橋



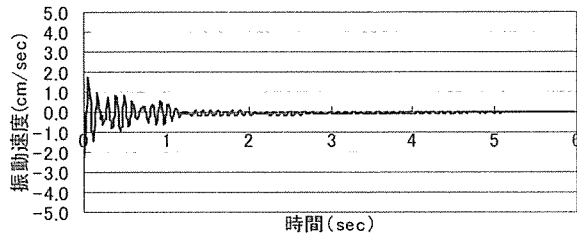
(b) つくば桁橋

図-7 支承部の橋軸方向変位

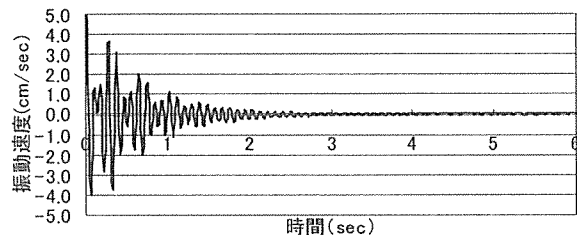
5. 2 固有振動特性

羽咋桁橋とつくば桁橋において行った衝撃加振実験のうち、支間 1/2 点で衝撃加振したときの支間 1/2 点における鉛直方向の速度波形とそのスペクトルを図-8 に示す。なお、速度波形の振幅の大小は衝撃加振力が異なっているためである。

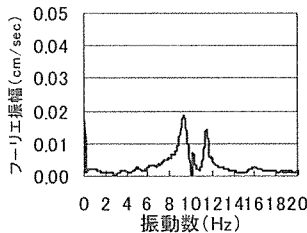
これより、羽咋桁橋においては、たわみ 1 次振動 9.4Hz、ねじり 1 次振動 11.5Hz、つくば桁橋では、たわみ 1 次振動 8.1Hz、ねじり 1 次振動 10.8Hz であった。



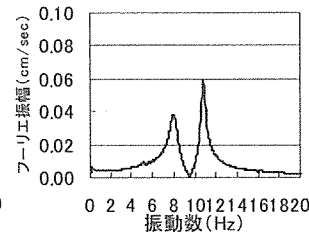
(a) 羽咋桁橋



(b) つくば桁橋

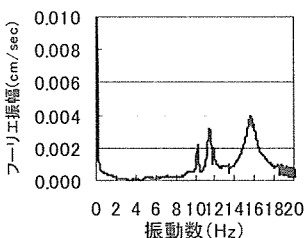


(c) 羽咋桁橋

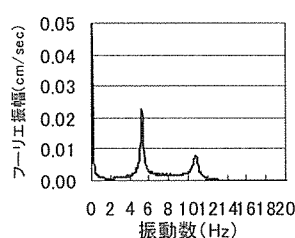


(d) つくば桁橋

図-8 速度とスペクトル (1/2 点鉛直)



(a) 羽咋桁橋

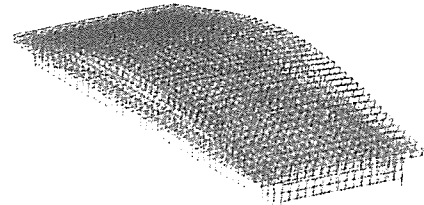


(b) つくば桁橋

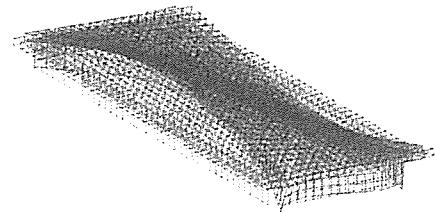
図-9 スペクトル (1/2 点橋軸直角水平)

また、上述した衝撃加振時の支間 1/2 点における橋軸直角水平方向の速度スペクトルを図-9 に示す。これより、羽咋桁橋においては、10.3Hz、つくば桁橋では、5.3Hz に卓越が見られ、橋軸直角方向振動が存在するものと判断した。羽咋桁橋におけるこの

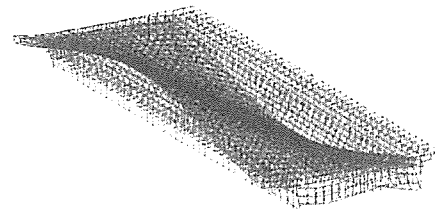
水平振動はねじり振動と同様に鉛直方向の両幅員で逆位相の振動をしていた。一方、つくば桁橋では鉛直方向の両幅員で同位相の振動をしており、水平面外振動となっていた。



たわみ 1 次振動 (解析 : 8.90Hz, 実験 : 9.4Hz)

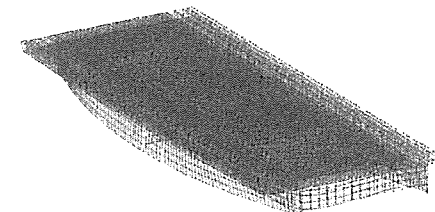


水平 1 次振動 (解析 : 9.96Hz, 実験 : 10.3Hz)

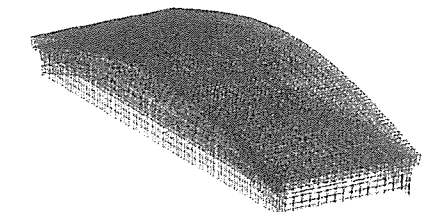


ねじり 1 次振動 (解析 : 12.10Hz, 実験 : 11.5Hz)

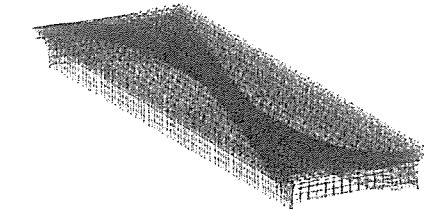
(a) 羽咋桁橋



水平 1 次振動 (解析 : 5.47Hz, 実験 : 5.3Hz)



たわみ 1 次振動 (解析 : 8.00Hz, 実験 : 8.1Hz)



ねじり 1 次振動 (解析 : 11.25Hz, 実験 : 10.8Hz)

(b) つくば桁橋

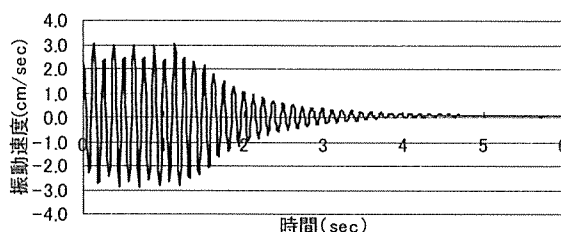
図-10 振動モード図

次に、固有振動解析により得られた固有振動数と振動モードを図-10に示す。なお、ここに示した解析値は、微小振幅による振動を考慮して、静的解析の時の支承部の橋軸方向の拘束条件に対して、羽咋桁橋で100倍、つくば桁橋で6.5倍としている。

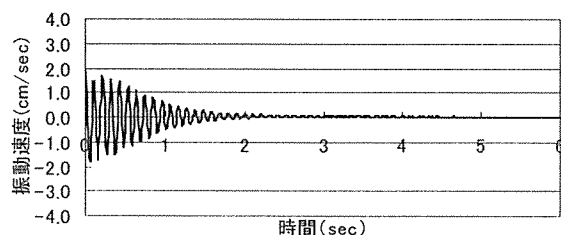
5.3 減衰特性

対象としたFRP桁橋が有する減衰特性として、定点点加振実験から得られたモード減衰定数から考察することにした。羽咋桁橋およびつくば桁橋において、支間1/2点において卓越振動数の半分の振動数で定点点加振したときの支間1/2点で得られた定点点加振後の速度波形とスペクトルを図-11に示す。

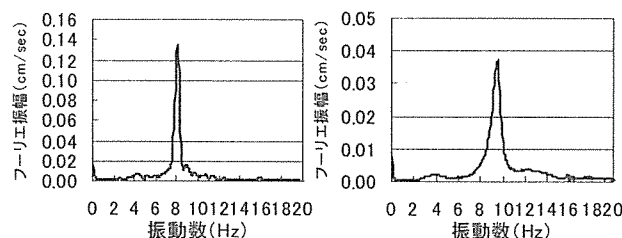
これより、羽咋桁橋ではたわみ1次振動およびねじり1次振動のモード減衰定数として0.023および0.018を有していた。また、つくば桁橋でのたわみ1次振動およびねじり1次振動のモード減衰定数は0.026および0.026であった。橋軸直角水平方向の振動モードの減衰は、羽咋桁橋で0.007、つくば桁橋で0.0143であった。



(a) 羽咋桁橋



(b) つくば桁橋



(c) 羽咋桁橋

(d) つくば桁橋

図-11 定点点加振後の速度波形とそのスペクトル

固有振動解析から得られた固有ベクトルを用いてひずみエネルギーを算出し、実験により得られたたわみ1次振動とねじり1次振動のモード減衰定数を用いて、ひずみエネルギー比例減衰を仮定して

GFRP部材の等価減衰定数を算出した⁶⁾。その結果、GFRP部材の等価減衰定数は羽咋桁橋で0.027、つくば桁橋でも0.027となっており、両桁橋ともに同じ結果が得られた。

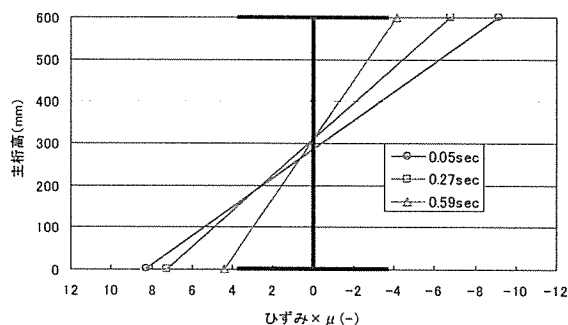


図-12 定点点加振時のひずみ分布（羽咋桁橋）

羽咋桁橋で行った定点点加振後の減衰自由振動時における支間1/2点でのひずみ分布を経過時間ごとに図-12に示す。これより、微小振幅時においても静的載荷実験と同様なひずみ分布となっていた。

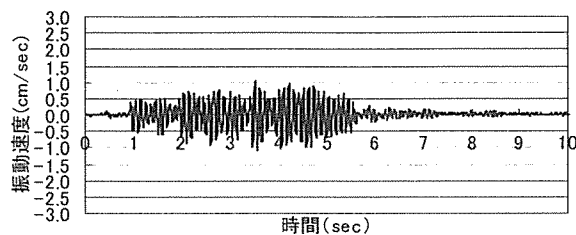
5.4 歩行実験による振動使用性の検討

対象としたFRP桁橋においては、歩行者の歩調範囲（走行も含めて1.5-3.5Hz）付近に卓越振動数が存在していなかった。しかし、歩行者の歩行外力の整数倍の振動成分が影響することにより、橋梁の卓越振動を励起させることも考えられる。

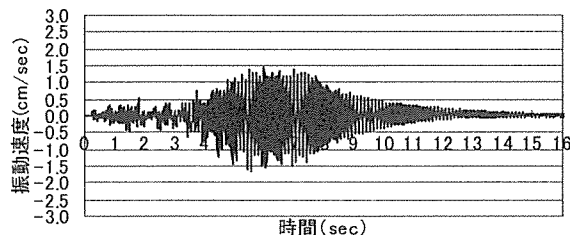
そこで振動使用性の検討として、人間の平均的な歩調である2Hzの歩行により、最大どの程度の振動振幅に達するのかを調べるために歩行実験を行った。歩行実験において、2人が2Hzの歩調で歩行したときの支間1/2点における速度波形とそのスペクトルを図-13に示す。

これより、2Hzの歩行を行った結果、対象とした2橋においては歩調範囲に存在する卓越振動がないにも関わらず、橋梁上では歩行外力の整数倍の振動が卓越しており、その結果としてたわみ対称1次振動が励起されていた。また、歩行者2人が2Hzで歩行したときの両桁橋の支間1/2点における速度振幅の最大値は、羽咋桁橋で1.0cm/sec、つくば桁橋で1.5cm/secとなっていた。

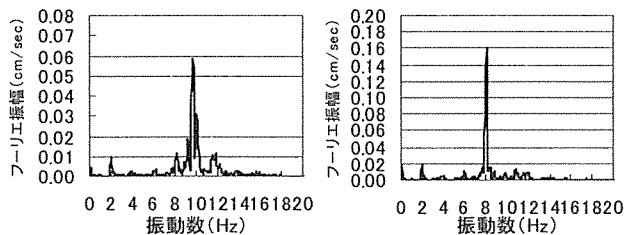
次に、歩行者の振動に対する心理的な影響からみた振動限度の提案値⁷⁾⁻¹⁰⁾と実験により得られたたわみ1次振動に対する最大応答値との関係からFRP桁橋の振動使用性について考察を行う。歩行実験において得られた速度振幅の最大値は、BS5400（最大値： $50f^{0.5}$ cm/sec²）カナダのOntario Bridge Design code ONT83（最大値： $25f^{0.78}$ cm/sec²）やWheeler・Kajikawa（最大値：2.4 cm/sec）の提案値を超えおらず、日常の利用時での歩行外力では問題は生じないと考えられる。



(a) 羽咋桁橋



(b) つくば桁橋



(c) 羽咋桁橋

(d) つくば桁橋

図-13 歩行実験による速度波形とそのスペクトル

6. まとめ

本研究では、FRP 歩道橋 2 橋（羽咋桁橋、つくば桁橋）を対象として、静的載荷実験、および人力による振動実験を行った。本研究より得られた結果をまとめると以下の通りである。

- (1) 静的載荷試験により、FRP 桁橋としての静的な特性を把握することができた。特に、実験と解析との比較により、床版と主桁との合成状態および支点部の拘束条件において 2 橋で差異が見られ、それらが静的特性として影響していた。
- (2) 振動試験により、FRP 歩道橋 2 橋（羽咋桁橋、つくば桁橋）の卓越振動数および振動モードを把握することができた。
- (3) 固有振動解析から得られた固有ベクトルを用いてひずみエネルギーを算出し、実験により得られたたわみ 1 次振動とねじり 1 次振動のモード減衰定数を用いて、ひずみエネルギー比例減衰を仮定して GFRP 部材の等価減衰定数を算出した結果、両桁橋ともに 0.027 であった。

- (4) 日常の使用レベルでの使用性としての歩行実験を行い、歩行者荷重による振動使用性の評価を行った結果、歩行者の歩調範囲（走行も含めて 1.5-3.5Hz）付近に卓越振動数が存在しておらず、日常の利用時での歩行外力では問題は生じないと考えられる。

FRP が道路橋への適用された場合、段差も含めた路面凹凸と車両振動との連成により、さらに複雑な動的外力が FRP 橋梁に作用することになる。今後は、動的な荷重が作用した場合の FRP 橋梁自体が受ける影響や橋梁周辺的环境へ与える影響についても検討していかなければならないと考える。

参考文献

- 1) 土木学会構造工学委員会 FRP 橋梁研究小委員会：FRP 橋梁-技術とその展望-，2004.
- 2) 張惟敦，鎌田敬治，佐伯彰一，山城和男：FRP 製歩道橋の主桁剛性および固有振動数に関する実験的評価，石川島播磨技報 2001，pp. 77-81，2001.
- 3) 日経コンストラクション：特集 いまこそ長寿化，LCC を重視した材料選定 あえて高価な FRP を採用 自転車道 13 号橋（石川県），日経 BP 社，No. 445，pp. 26-27，2008.4.
- 4) Juang, J.N. and Pappa, R.S.: An Eigensystem Realization Algorithm for Modal Parameter Identification and Model Reduction, *Journal of Guidance*, Vol.8, No.5, pp.620-627, 1985.
- 5) 吉田純司，阿部雅人，藤野陽三：高減衰積層ゴム支承の 3 次元有限要素解析法，土木学会論文集，No. 717/ I-61，pp. 37-52，2002.
- 6) 角本周，梶川康男：PC 吊床版橋の減衰定数の評価と振動使用性照査における影響，土木学会論文集，No. 612/I-46，pp. 337-348，1999.
- 7) (社)日本鋼構造協会 編：これからの歩道橋，pp. 120-123，1998.
- 8) Wheeler, J.E.: Prediction and Control of Pedestrian-Induced Vibration in Footbridges, *Proc. of ASCE*, No. ST9, pp.2045-2065, 1982.
- 9) 梶川康男：振動感覚を考慮した歩道橋の使用性照査法に関する考察，土木学会論文報告集，No. 325，pp. 23-33，1982.
- 10) Blanchard, J., Davis, B.L. and Smith, J.W.: Design Criteria and Analysis for Dynamic Loading of Foot-bridge, *Proc. of Symposium of Dynamic Behavior of Bridges*, Supple. Rpt. 275, UK TRRL, pp.90-106, 1977.