(42) 小型FWD試験を用いた小規模橋梁振動特性評価 に関する数値解析的検討

八重樫 大樹1・大西 弘志2・岩崎 正二3・石川 遼祐4・千葉 陽子5

1 学生会員 岩手大学大学院 総合科学科 (〒020-8551 岩手県盛岡市上田 4-3-5) E-mail: g0118048@ iwate-u.ac.jp

²正会員 岩手大学理工学部 准教授(〒020-8551 岩手県盛岡市上田 4-3-5) E-mail onishi@iwate-u.ac.jp

³正会員 株式会社昭和土木設計 (〒020-0891 岩手県紫波郡矢巾町流通センター南4丁目1番23号) E-mail: S.iwasaki@showacd.co.jp

> ⁴学生会員 岩手大学大学院 総合科学科 (〒020-8551 岩手県盛岡市上田 4-3-5) E-mail: g0119004@ iwate-u.ac.jp

⁵正会員 山形県立産業技術短期大学校 准教授(〒990-2473山形県山形市松栄2丁目2-1) E-mail: chiba@yamagata-cit.ac.jp

近年,我が国の市町村部では小規模橋梁の維持管理が問題となっている.現在,小規模橋梁は目視点検 により健全度を評価しているが,より定量的な評価を可能とする簡易的な手法が求められている.本論文 では小型 FWD 試験から,橋梁の振動特性を推定し,橋梁の健全度評価手法としての確立を試みる. 本論文では,東北地方に架設されている単純合成鋼鈑桁橋を対象として,床版上面に小型 FWD 試験機 を用いた衝撃振動試験を行うとともに、3次元 FEM 衝撃応答解析によりこの衝撃振動試験の再現を試みた. 解析モデルに対し,コンクリート床版のヤング係数および,支承部のバネ定数を変化させ,実測値と比較 することで,対象橋梁の支点拘束の度合いと床版の劣化について検討した.

Key Words: portable FWD, 3-D FEM, impact response analysis, health evaluation

1. まえがき¹⁾

近年我が国において,既設橋梁の長寿命化を目指した 適切な維持管理を行うことが求められている.橋梁床 版に対して従来的に行われている健全度評価手法には 目視点検や打音検査,車両載荷試験などがある.しか し,目視調査や打音点検を行うには足場が必要とな り,頻繁に行うことが難しい.一方,車両載荷試験は 深夜から早朝の交通量の少ない時間帯に交通止めを行 う必要がある上,多大な労力と経費を要し,すべての 橋梁に適用することは実際的であるとはいえない.

以上のような背景を踏まえ本研究では小型 FWD

(Falling Weight Deflectometer) 試験機を用いた衝撃振動 試験に着目した.FWD 試験は従来道路舗装に対する健 全度評価に用いられている衝撃載荷試験であり,現在 では橋梁の健全度評価への活用に関して様々な研究が 行われている². 特に,小型FWD試験機は小型で可搬性に優れ,短時間で多数点での測定が可能であることから,従来方法と比べてより簡易的に利用することができる.

本研究では小規模橋梁に小型FWD試験機を用いた衝撃振動試験を行うとともに、3次元FEMによる衝撃応答解析によってこの衝撃振動試験の再現を試みた.

本研究の目的は、小型 FWD 試験から、橋梁の振動特 性を推定し、橋梁の健全度評価手法としての確立を試 みることである.

また,解析モデルに対し,床版のヤング係数および可 動支承部のバネ定数を変化させて数値解析を行い,実 測値と比較することで,対象橋梁の支点拘束の度合い や床版の劣化割合についても検討した.

2. 試験概要

(1) 対象橋梁

本研究で対象とした下渋川橋は,岩手県胆沢群金ケ崎 町の渋川に架かる跨川道路橋である.

下渋川橋は1974年に竣工した橋長20.0m, 全幅員6.3m, 桁高800mm, RC床版厚160mm, コンクリート舗装厚 50mmの鋼単純合成H桁橋である.本橋は鋼H桁の標準 設計を用いて設計施工されており,鋼桁の中では標準 的な上部構造工形式である.

下渋川橋は、主要道から離れているため、比較的交通 量は少ない.これまで塗装塗替えや補修及び補強等は 行われていない.図-1(1),(2),(3)に、それぞれ 対象橋梁の側面図、平面図、断面図を示す.また、表-1 に橋梁諸元を示す.

損傷状況は、コンクリート舗装に凹凸やうきがみら れたが、床版や橋台のコンクリート部材や鋼桁に著し い損傷はみられず、おおむね健全な状況であった.各 部位の損傷状況を以下に示す.

主桁・横桁:中間部は表面錆程度であり断面減少は みられない.桁端部についてはウェブ下側に腐食が みられるが,著しい断面減少に至っていない.

床版:橋軸直角方向のひびわれ(幅0.1~0.2mm)が一部みられる.また軽微な剥離がみられる.

支承:土砂堆積が見られ,土砂の除去後に確認した ところ,支承に腐食の発生が認められたが断面減少 には至ってない。

舗装: 全体的に著しい凹凸及び部分的なうきがみら れた. (写真-1) 打音検査の結果, 図-2 に示すよう にうきが主に G1 及び G3 主桁上付近に生じているこ とが分かった.

橋台:特に損傷はみられない.

項目	内容
上部工形式	鋼単純合成H桁橋
下部工形式	逆T式橋台
基礎形式	直接基礎
床版形式	RC床版(t=16cm)
支承形式	鋼線支承
橋長	20,000mm
支間長	19,500mm
幅員構成	400+5,500+400=6,300
設計荷重	TL-14

表-1 橋梁諸元





(3) 断面図









写真-1 橋面状況(コンクリート舗装の凹凸)

(2) 小型 FWD (Falling Weight Deflectometer) 試験機³⁾

FWD 試験とは試験機に内蔵されている重錘を計測対 象部位に落下させることにより衝撃力を与え,加力時 の変形を計測するという形式の衝撃載荷試験である. 今回の計測で用いた試験機は東京測器研究所製のFWD-Light (KFD-100A) である(写真-2).計測では重錘落 下高さ 1.0m, 重錘重さ 25.0kg で対象部位に衝撃力を与 えた.

(3) 加速度計測

今回の試験では小型 FWD 試験機による衝撃力によっ て発生する振動を加速度計を使用して計測を行った. サーボ式加速度計(リオン LS-10C)を用いて鉛直方向 の加速度を計測し,東京測器研究所製マルチレコーダ (TMR-200)を用いて記録した.

(4) 試験方法

a) 橋梁全体系計測

図-4(a)に示すように、全体系計測では支間中央および支間 1/4 点の計 6 箇所を打撃点として計測を行った. また加速度計は主桁の支間 1/4 点, 1/2 点(支間中央)及び 3/4 点の各主桁 3 箇所ずつ,計 9 箇所に配置した.各パターンとも重錘重さは 25kg,落下高さは 1.0m に設定し、計測を行った.

これらの打撃点および加速度計設置位置は,橋梁全体系の曲げ1,2次振動モードとねじれ1,2次振動モードの計測を求めるために配置したものである.

b) 床版パネル系計測

床版の主桁と横桁で囲まれた範囲を1計測範囲(パネル)とし、計8箇所について測定を行った.床版のパネル配置の概要を図-3に示す.打撃点はパネル中央部とし、加速度計は図-4(b)に示すように、打撃点を含めて 十字に橋軸方向および橋軸直角方向にパネルを均等に4 分割するように配置した.

支間中央の横桁は RC 床版と接触している.一方,支間 1/4 点及び 3/4 点の横桁は床版に接触していない.こ



写真-2 小型FWD試験機



写真-3 床版下面および横桁の概要



図-3 床版のパネル配置概要



図-4 打撃点および加速度計設置位置

のため、橋軸方向に隣接するパネル①と②、③と④、 ⑤と⑥、⑦と⑧がそれぞれ一体として挙動し得るもの と考えられる(写真-3).

3. FWD 試験結果

(1) 主桁支間中央打撃

a) 加速度波形と FFT による周波数抽出

図-5に小型 FWD 試験による主桁上での鉛直方向の加 速度波形の代表例を示す.データトリガ機能により, 打撃開始が 1.0秒として計測される.打撃点での加速度 の最大値はおよそ 1500Gal~3000Gal であり,他の計測地 点では 250gal~750Gal 程度であった.計測された加速度 波形に FFT(高速フーリエ変換)を施し,振幅スペク トルおよび位相差スペクトルを算出し卓越周波数を求 めた.FFTのデータ数は 16384個,時間刻みは 0.2ms で ある.なお位相差スペクトルは,重錘が与える外力に 対する構造物の応答の時間差に相当し,加速度波形の 場合には,270°(-90°)に近い値を示す周波数を固有振動 数として採用する.各計測点における振幅スペクトル や位相差スペクトルから固有振動モードを把握するこ とで,橋梁全体系の低次固有振動数を特定した.

G1 桁上の支間中央を打撃した際のG1 桁上に配置した 加速度計,CH1,CH2,CH3の振幅スペクトルと位相差 スペクトルを図-6に示す.計測点によらず同じ振動数 で卓越が認められるが,10Hz以下の範囲では打撃点

(CH2) での振幅が大きく、15~30Hzの範囲ではその 他の点が大きいといえる.

図-7はG2桁上の支間中央を打撃した際の打撃点に配置した加速度計(CH5)のフーリエスペクトルと位相差スペクトルを示している.同様に、図-8はG1桁上の支間中央を打撃した際の打撃点に配置した加速度計



 図-7 CH5 (G2桁支間中央)の振幅スペクトル (上図)と位相差スペクトル(下図)
(CH2) のフーリエスペクトル図を示している.

支間 1/2 点打撃時の振幅スペクトルにおいては、全加 速度計の振幅スペクトルにおいて 6.7Hz 付近での卓越周 波数が見られた.また、主に G1、G3 桁上の加速度波 形では 7.6Hz 付近にも卓越周波数が見られた.6.7Hz は 対象橋梁の曲げ 1 次振動モード、7.6Hz はねじれ 1 次振 動モードを示す周波数であると考えられる.







(上図) と位相差スペクトル(下図)

b) 振動モード図

実測振動モード図の描画に際しては、同時測定を実施 した各測点における振幅スペクトルと位相差スペクト ルを用いて求めた.各測点における位相角 270°付近を 示す振動数から振幅 an を読み取り、さらに位相差スペ クトル図から位相角 bn を読み取り、式(1)で算定した各 測点の比率(打撃点の値を 1)に基づいて求めた.

$$a_1 \sin(b_1) : a_2 \sin(b_2) : \cdots : a_n \sin(b_n)$$
 (1)

支間中央打撃時の加速度波形により得られた実測モード図(図-9,10)の結果から 6.7Hz,7.6Hz の卓越周波数はそれぞれ曲げ1次,ねじれ1次の振動数に対応する.

(2) 主桁支間 1/4 点計測打撃

図-11はG1桁上の支間1/4点を打撃した際の打撃点 に配置した加速度計(CH1)の振幅スペクトルと位相 差スペクトルを示している.

支間 1/4 点打撃時の振幅スペクトルにおいては、全加 速度計配置位置の振幅スペクトルにおいておよそ 18Hz から 25Hz の範囲で多くの近での卓越周波数が確認され た. これらの卓越周波数でのスペクトルに対しても(1) 式を適用し振動モード図を描画した結果、17.7Hz、 18.3Hz, 18.6Hz 付近での卓越周波数は曲げ 2 次振動モー ド、19.8Hz, 20.1Hz 付近はねじれ 2 次振動モードを示す 周波数であると考えられる(図-12, 13).

全体系計測より得られた橋梁上部工全体系の振動モ ードを表-2に示す.

固有振動モード	固有振動数[Hz]
曲げ1次	6.7
ねじれ1次	7.6
曲げ2次	17.7, 18.3, 18.6
ねじれ2次	19.8, 20.1





図-12 曲げ2次振動モード図(18.6Hz)





図-13 ねじれ2次振動モード図 (20.1Hz)

(3) 床版パネル系計測

図-14に小型FWD試験によるパネル系での鉛直方向の 加速度波形の代表例を示す.データトリガ機能により, 打撃開始が 0.5 秒として計測される.打撃直後の最大加 速度の大きさは 3500Gal 程度であり,打撃後時間の経過 とともに加速度が減衰していく様子が確認できる.計 測された加速度波形にFFT(高速フーリエ変換)を施し, 振幅スペクトルおよび位相差スペクトルを算出し卓越 周波数を求めた.FFTのデータ数は 16384 個,時間刻み は 0.1ms である.

図-3 に示す床版パネル①の中央部を打撃した際の,パネル①とパネル②の境界に位置する加速度計(CH9)の加速度波形より得られたフーリエスペクトルと位相差スペクトルを図-15 に示す.パネル系の支間 1/4,3/4 に位置する加速度計より応答加速度の振幅スペクトルからは,概ね46.4Hz付近に卓越周波数が見られた.

パネル②においてパネル中央(CH3)を打撃した際の, 46.4Hz付近での実測振動モード図を図-16に示す.隣接 するパネル①においては横桁を軸とした対象系を成す モード形状を示しており,この卓越周波数は,隣接す るパネルが一体として挙動して生じる局部曲げ1次振動 モードを示すと考えられる.

4. 3次元 FEM 解析による検討

(1) 解析モデルの概要

3 次元 FEM 解析ソフト ANSYS を用いて対象橋梁の上 部工の FEM モデルを作成した(図-17). 本モデルは主桁, 横桁に Shell 要素,床版に Solid 要素を使用し,総節点数 は 13482,総要素数は 9016 である.

また RC 床版と鋼桁の初期状態での材料定数には表-3 に示す値を用いた.本橋の支承の拘束状況を判断する ため、本モデルについてピンーローラー支承(健全状 態),ピンーピン支承(水平移動完全拘束),可動支 承に橋軸方向に並進バネ,橋軸直角方向に回転バネを 導入したピンーバネ支承(水平移動一部拘束)を作成 し比較検討した. RC 床版の剛性低下を考慮するため, 各モデルの床版全体のヤング係数を一律に変化させて 解析を行った.

表-3 FEMモデルの初期状態における材料定数

	ヤング係数	密度(kg/m³)
	(N/mm^2)	
RC床版	23500	2450
鋼桁	205000	8750







図-15 CH9(床版パネル①)の振幅スペクトル (上図)と位相差スペクトル(下図)



図-16 局部曲げ1次振動モード図 (46.4Hz)





(2) FEM 固有值解析

a) ピン-ローラー支承, ピン-ピン支承

各桁の支承条件をピン-ローラー支承, ピン-ピン 支承からなる4パターンに変えて固有値解析を行った結 果を表4に示す.これらの結果から,実測曲げ1次振動 数6.7Hz,実測ねじれ1次振動数7.6Hzにもっとも近い値 を示す支承条件は,表4のパターン②の状態となった. この結果から,対象橋梁の各可動支承の拘束度合いが, 水平移動を拘束されない状態(roller支承)と拘束され た状態(pin支承)の中間に位置することを示すものと 考えられる.そのためバネ支承を導入する.

b) バネ支承を用いた FEM 固有値解析結果

RC 床版の初期時,剛性低下時のそれぞれのヤング係数を E0, E1 とし,このヤング係数比 E1/E0 を変化させる. RC 床版を構成する solid 要素のヤング係数を変化させ,FEM 固有値解析により得られる曲げ 1 次振動数が 実測曲げ 1 次振動数 6.7Hz に近づくように繰り返し計算 を行い支承部並進バネ要素のバネ定数を求めた.その 後,解析モデルのねじれ 3 次固有振動数が実測ねじれ 2 次振動数 18.6Hz に近づくように支承部の回転バネ要素 のバネ定数を求めた.このようにして得られた,剛性 固有値解析結果を表-5 に示す.

固有振動数の近似性から、3 章で求めた実測曲げ 2 次、 ねじれ 2 次モードは、それぞれ FEM モデルにおけるね じれ 3 次モード(2 種類存在する)に相当するものと考 えられる.図-2 から分かるように対象橋梁の舗装は Al 支承および Gl、G3 桁上の範囲で劣化が見られた.この 舗装の劣化が振動モードの発現に影響を及ぼす可能性 が考えられる. 今後は舗装の劣化などの条件を FEM モ デルに反映させるなどして検討していきたい.

表-4 固有值解析結果(単位:Hz)

パタ ーン	支承条件			曲げ	ねじれ
	Gl 主桁	G2 主桁	G3 主桁	1次 振 数	1次 振動 数
1	pin-pin	pin-pin	pin-pin		8.3
2	pin-pin	pin-roller	pin-pin	6.8	7.1
3	pin-roller	pin-pin	pin-roller	-	6.2
4	pin-roller	pin-roller	pin-roller	4.5	6.2

(3) 衝撃応答解析による小型 FWD 試験の再現

a) 橋梁全体系打撃

FEM モデルの床版上の,図-13 に示した節点に衝撃力 を与えた.衝撃応答解析の衝撃力には集中荷重の sin 関 数を採用し,この関数の最大値を 40N,継続時間を 0.02 秒とした.着目点において得られた 0.2ms刻みの応答加 速度データを 16384 個サンプリングして FFT により振幅 スペクトルと位相差スペクトルを算出した.

支承	支承条件		ピン-バネ支承			
E/E ₀		1	1	0.9	0.8	実測値
並進バネ定数(N/mm)		-	1055	10 ^{5.7}	1059	
回転バネ定数 (N・m/rad)		-	109	107	106	
固有振動モード	曲げ1次	7.29	6.67	6.71	6.68	6.7
	ねじれ1次	7.32	6.98	6.89	6.74	7.6
	ねじれ2次	12.9	12.8	12.6	12.3	17.7, 18.3, 18.6
	曲げ2次	13.5	13.5	13.3	13.1	19.8, 20.1
	ねじれ3次	18.1	18.5	18.6	18.6	
	ねじれ3次	20.2	20.2	20.1	20.1	
	局部曲げ1次	44.9	44.9	42.8	40.7	46.4

表-5 固有値解析結果(バネ支承)(単位:Hz)

対象橋梁の図-4(a), CH1に相当する節点の加速度応答 から求めた振幅スペクトルと位相差スペクトルを図-18 に示す.

図-11,図-18の実測と解析モデルによるG1桁支間1/4 点の振幅スペクトルを比較すると、解析モデルでは10 ~15Hzの範囲での卓越周波数がみられるのに対し、実 測振幅スペクトルでは認められなかった.

b) パネル系打撃

橋梁全体系と同様に、最大値40N、継続時間0.02秒の 荷重を、パネル中央に相当する節点に与え、着目点に おいて得られた 0.1ms 刻みの応答加速度データを 16384 個サンプリングして FFT により振幅スペクトルと位相 差スペクトルを算出した. FEM モデルにおけるパネル ②の中央を打撃した際の、パネル①との境界上の節点 における振幅スペクトルと位相差スペクトルを図-18 に 示す.図-18 における 47.6Hz 付近の卓越周波数では、前 節の固有値解析で得られた局部曲げ1次振動モード(図 -19)に相当するモード形状が確認された.これは実測 局部曲げ1次モードの46.3Hz とも比較的近い値を示して おり、今後、この卓越周波数と床版剛性とを比較する ことで、床版の健全度の評価の妥当性についての検討 を進めていきたい.

5. まとめ

本論文では、岩手県胆沢郡金ヶ崎町に架設されている 小規模橋梁である鋼単純合成 H 橋を対象として、床版 上面に小型 FWD 試験機を用いた衝撃振動試験を行うと ともに、3 次元 FEM モデルを用いた固有値解析および 衝撃応答解析により、本橋梁の振動特性を明らかにし



図-18 衝撃応答解析による CH1 (G1 桁支間 1/4)の振幅 スペクトル(上図)と位相差スペクトル(下図)

た.

主桁直上の床版に重錘を落下し、床版全面で多点計測 することにより,橋梁全体系の1,2次の曲げおよびね じれの振動数や振動モードを求めることが可能になっ た.また,主桁と横桁に囲まれた床版パネルに重錘を 落下すると,高次振動数帯(40Hz以上)に局部曲げ振 動数が得られることが分かった.

実測振動数と FEM 解席結果を比較検討すると,2次振 動数以上で大きな差が認められた.本橋梁の劣化部 (コンクリート舗装等)を考慮したより正確な FEM モ デル化が必要であり,今後の検討課題と思われる.

謝辞:本研究において,金ヶ崎町役場建設課菅原睦課 長には,地域住民への周知など様々なご配慮をいただ きました.ここに記して謝意を表します.

参考文献

- 大西弘志,清水則善,岩崎正二,出戸秀明,宮村正 樹:小型FWD試験機による鋼鈑桁橋(九年橋)衝撃振動試 験,鋼構造年次論文報告集vol.21, pp.246-251, 2013.
- 山口恭平,早坂洋平,曽田信雄,大西弘志:FWD を用いた既設 RC 床版の健全度評価手法にかんする 一提案,構造工学論文集 Vol.61A, 2015.
- 3) 三東豪士,大西弘志,岩崎正二,出戸秀明,宮村 正樹:小型 FWD 試験機を用いた道路橋床版健全度 評価の試み,第八回道路橋床版シンポジウム論文 報告集,pp.235-234,2014.
- 羽矢洋:衝撃振動試験法による鉄道橋梁下部構造 物の健全度診断,機関誌「非破壊検査」, Vol.46, No.1, 2008.

(Received August 30, 2019)



図-19 局部曲げ1次モード (44.9Hz, E/E₀=1.0, ピン - ピン支承)

NUMERICAL ANALYSIS FOR EVALUATION OF SMALL BRIDGE'S VIBRATION CHARACTERISTICS FROM IMPACT VIBRATION TEST USING A PORTABLE FWD

Daiki YAEGASHI, Hiroshi ONISHI, Shoji IWASAKI, Ryosuke ISHIKAWA, and Yoko CHIBA

Recently, appropriate maintenance is needed to extend the life span of existing bridges in Japan. A way of checking the state of progress about degradation is the impact vibration test by falling weight on the bridge's slab. In this study, an impact vibration test using the portable FWD was performed to one of the simply composite steel girder bridges built in the Tohoku region. The authors considered the natural frequencies of the object bridge gained from FFT of the acceleration wave from the impact vibration test. Then, we made an upper part mechanic model of the object bridge by 3D FEM. Eigenvalue analysis and Impact response analysis were performed by changing the Young's modulus of the floor slab and the spring constant of the movable bearing. Through these analysis, we tried to consider the degree of deterioration of RC slab and bearing of objective bridge.