

# 実測データに基づく鋼斜張橋モデルの構築と動的解析における非線形性の影響

A steel cable-stayed bridge model based on long term monitoring data and effect of nonlinearity in dynamic response analysis

北見工業大学大学院 ○学生員 木村浩士 (Hiroshi Kimura)  
 北見工業大学 正員 宮森保紀 (Yasunori Miyamori)  
 千葉エンジニアリング 正員 池田憲俊 (Noritoshi Ikeda)  
 北見工業大学 正員 三上修一 (Shuichi Mikami)  
 北見工業大学 フェロー 大島俊之 (Toshiyuki Oshima)

## 1. はじめに

兵庫県南部地震の後の平成8年12月と平成14年3月に「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編」(以下、道示Vと称する。)が大幅に改訂された。この道示V改訂に伴って、地震時の挙動が複雑な橋では、動的解析による設計を行なうこととなった。特に吊橋や斜張橋などの橋梁は数Hz程度の比較的低い振動数領域に複数の振動モードが存在し、モードパラメータが振幅や部材の温度に依存するなど、地震時の挙動が複雑なため、動的解析により地震時安全性の照査が必要な橋梁形式である<sup>2,4)</sup>。さらに、近年では解析ソフトの性能が向上し3次元解析モデルを用いた非線形動的解析が広く用いられるようになってきており、優れた構造特性を持っている斜張橋は、耐震設計や非線形動的応答解析について、これまでに様々な研究が行われている<sup>2,4)</sup>。

本研究では中規模の鋼斜張橋の振動計測結果に基づいて非線形解析モデルを構築し、大規模地震動に対する非線形時刻歴応答解析を行う。材料非線形や幾何学的非線形の影響により動的応答量がどの程度変化するかを検査し、地震時応答解析における非線形性の影響を把握することを目的とする。具体的には、まず、対象橋梁にて継続して計測している多数の常時微動加速度データに相関関数とERA (Eigensystem Realization Algorithm) を適用して固有振動特性を求め、そして設計報告書<sup>5)</sup>を基に構築した鋼斜張橋モデルについて、ERAによって求めた固有振動特性と合致するよう解析モデルと実橋梁を整合させる。さらに、実橋梁と整合性のとれた鋼斜張橋モデルに材料非線形や幾何学的非線形を設定し、解析モデルを構築した。このモデルに対する非線形時刻歴応答解析結果について橋梁各部の動的応答量を比較した。以上より、中規模の鋼斜張橋の地震時応答解析における、非線形性の影響について、考察を行ったのでその結果を報告する。

## 2. 対象橋梁

本研究で対象とした鋼斜張橋は、これまで著者が遠隔振動計測を行なっている札内清柳大橋とする<sup>6)</sup>。本橋は主塔高さ 50m、支間長 97.7m+132mの非対称支間である。またケーブルは1面吊りの11段ハーブ型マルチケーブルで主塔基部と補剛桁は剛結構造となっている。2002年3月に供用が開始され、2004年11月以降主塔や桁、地盤で常時と地震時の加速度や温度等を継続して計測している。本研究では、毎日2時と14時にサンプリング振動数100Hz、計測時間60秒で計測した常時微動加速度データを使用した。

表-1 解析モデルの条件

	材料非線形	幾何学的非線形
モデルA	考慮	考慮
モデルB	考慮	非考慮
モデルC	非考慮	考慮
モデルD	非考慮	非考慮

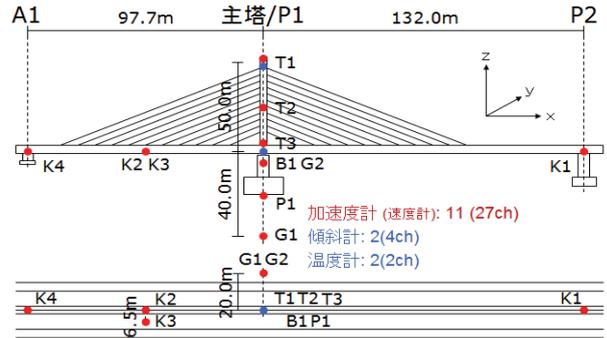


図-1 対象橋梁と各センサー配置

## 3. 解析モデル

解析モデルは設計報告書<sup>5)</sup>を基に、汎用非線形構造解析プログラムRESP-Tにより節点数61、要素数115の3次元骨組みモデルで構築した。解析モデルを図-2に示す。主桁と主塔、橋台と橋脚は梁要素、また、主塔基部とP1橋脚は材軸直交分割要素、ケーブルはトラス要素(ケーブル材)、上部構造と下部構造を結合しているのは鋼製支承で、この鋼製支承と基礎はそれぞれ並進・回転パネでモデル化した。この鋼製支承を想定したパネモデルのパネ定数は後述する実橋梁の振動計測データから求めた固有振動特性を再現するように値を設定した。このモデルについて、材料非線形や幾何学的非線形を設定した4つの解析モデルを用意した。表-1のように幾何学的非線形の影響については、モデルAとモデルB、モデルCとモデルDの比較にて検討する。また、材料非線形の影響については、モデルAとモデルC、モデルBとモデルDにて検討した。

時刻歴応答解析はNewmark-β法によりβ=0.25、積分時間間隔Δt=0.005secとして計算した。

減衰定数は道示V<sup>1)</sup>に基づき、上部構造(主桁と主塔)に対して3%、下部構造(A1橋台、P1橋脚、P2橋脚)に対して10%、鋼製支承に対して5%、基礎に対して30%を要素減衰定数として設定した。時刻歴応答解析に用いる減衰マトリックスについては、Rayleigh減衰型を設定した。Rayleigh減衰の係数(α<sub>0</sub>, α<sub>1</sub>)は、固有振動解析によりモード毎の固有円振動数と減衰定数、有効質量比を求め、有効質量比が大きい1次と6次の固有円振動数と減衰定数からRayleigh減衰の係数(α<sub>0</sub>=0.1111, α<sub>1</sub>=0.0056)を算出した。

材料非線形を設定した部材は主塔基部(鋼部材)とP-1橋脚の基部と中間部(RC部材)の3箇所を設定した。非線形の復元力特性については、主塔基部にはトリリニア型の標準型、P-1橋脚の基部と中間部には既往の研究において、多くのRC部材について用いられている剛性低減トリリニア型の武田型を使用した<sup>3,4)</sup>。図-3は各断面より算出したM-φ関係であり、原点对称であるため負側は省略している。また、表-2に設定した弾塑性特性を示す。

幾何学的非線形を設定した部材は、ケーブルと主塔、主桁、A-1

橋台,P-1 橋脚,P-2 橋脚である.本研究で用いた解析プログラムRESP-Tでは,更新Lagrange法により幾何学的非線形剛性の評価を各ステップで行っている<sup>8)</sup>.

4. 実橋梁の固有振動特性と固有振動解析

まず,実橋梁の固有振動特性をある程度精度良く把握するために実橋梁で計測している常時微動加速度データに対して,ERAを適用して固有振動特性を求める.

ERAの適用に際しては,2006年11月から2006年10月までの2年間に取得された1315サンプルの常時微動加速度データを用いた.観測点は計測している21chすべてを用い,参照点についてはインパルス外力により応答振幅が期待できる主塔T1(X,Y),T2(X,Y),桁のK1(X),K2(Y,Z),K3(Z),P-1 橋脚上B1(X,Y)の計10chとして21×10組の相関関数を用いてマルコフパラメータを作成した.また,ハンケル行列の大きさは予備的な解析から,解析時間とノイズなどに起因する偽のモードの発現数を考慮し200行100列とし,特異値分解から得られる対角行列においては最大特異値の0.015%以下を削除してシステム行列を構築した<sup>9)</sup>.

また,材料非線形や幾何学的非線形を表-1に従い設定した4つの解析モデルにて固有振動解析を行った.ERAと固有振動解析により得られた固有振動特性を表-3に,固有振動モード形状を図-4に示す.そこで,解析と計測により得られたモード形状を比較してみると,計測では5次のモードが解析では9次のモードと対応していることが判明した.計測では長支間側に測点がないため,長支間側の振動モードは把握できていないが,計測での4次モードと5次モードの間に幾つかの振動モードがあると推定される.

表-3より固有振動特性を比較してみると,幾何学的非線形の考慮,非考慮時の固有振動数には差異が認められ,幾何学的非線形を考慮した場合は1次,3次,4次モードで固有振動数が若干高くなった.しかしながら,2次と5次モードでは固有振動数が低くなっている.この2次と5次のモードは共に面外方向(橋軸回り)に振動しやすいモードであり,面内方向(橋軸直角回り)のモードでは固有振動数が高くなり,面外方向のモードでは固有振動数が低くなる傾向となった.これは,ケーブル張力や主塔,主桁に働く軸力が変動するとともに,幾何剛性が変動し固有振動数が変化したといえる.表-3では,1次モードが1.6%上昇し,2次モードは3.9%低下しており他のモードより差異が大きく幾何学的非線形の影響が比較的大きく現れている.本橋梁とは異なる鋼斜張橋についての既往の研究<sup>4)</sup>では,すべてのモードにおいて固有振動数は低下しているものの,1次,2次モードに幾何学的非線形の影響が大きく現れるという傾向が示されている.従って,固有振動数の変動には差異があるが,斜張橋の固有振動特性を正確に把握するには幾何学的非線形の影響は無視できないと考えられる.図-5(左)に幾何学的非線形の有無が異なるモデルAとモデルBの固有振動解析により求めた固有振動数とERAにより求めた計測による固有振動数の比を示す.また,図-5(右)に固有振動解析により求めた減衰定数とERAにより求めた計測による減衰定数の比を示す.固有振動数は4次,5次(解析では9次)モードで10%程の差異が生じているが低次のモードについては差が小さくなっている.構築した解析モデルは実橋梁の固有振動特性をある程度の精度で再現できていると考えられる.しかし,減衰定数については2倍以上,最大で12倍程度の差異となっている.この原因としては,常時微動加速度データを用いて計測の減衰定数を算出したため,減衰の振幅依存性により小さな値となったと考えられる.

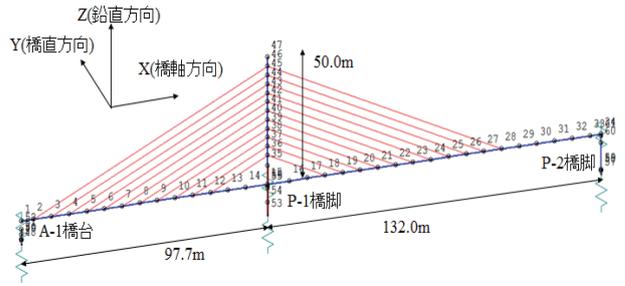


図-2 解析モデル

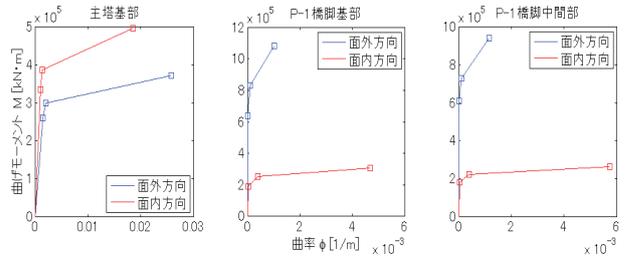


図-3 非線形部材のM-φ骨格曲線

表-2 非線形部材の弾塑性特性

	面内方向		
	主塔基部	P-1 橋脚基部	P-1 橋脚中間部
第2剛性倍率	0.51690	0.04175	0.02827
第3剛性倍率	0.01898	0.00289	0.00189
ひび割れ耐力 [kN・m]	3.34352×10 <sup>5</sup>	1.87389×10 <sup>5</sup>	1.79504×10 <sup>5</sup>
降伏耐力 [kN・m]	3.87210×10 <sup>5</sup>	2.50774×10 <sup>5</sup>	2.21621×10 <sup>5</sup>
終局耐力 [kN・m]	4.97667×10 <sup>5</sup>	3.03881×10 <sup>5</sup>	2.64812×10 <sup>5</sup>
	面外方向		
	主塔基部	P-1 橋脚基部	P-1 橋脚中間部
第2剛性倍率	0.43137	0.03776	0.02335
第3剛性倍率	0.01671	0.00519	0.00396
ひび割れ耐力 [kN・m]	2.60318×10 <sup>5</sup>	6.51731×10 <sup>4</sup>	6.23613×10 <sup>4</sup>
降伏耐力 [kN・m]	2.99938×10 <sup>5</sup>	8.48440×10 <sup>4</sup>	7.43053×10 <sup>4</sup>
終局耐力 [kN・m]	3.72490×10 <sup>5</sup>	1.10497×10 <sup>5</sup>	9.62446×10 <sup>4</sup>

表-3 固有振動数

	固有振動数 [Hz]		
	モデルA	モデルB	計測
1次モード	0.617	0.607	0.613
2次モード	0.732	0.762	0.810
3次モード	1.106	1.100	1.130
4次モード	1.561	1.554	1.720
5次(解析9次モード)	4.471	4.511	4.980

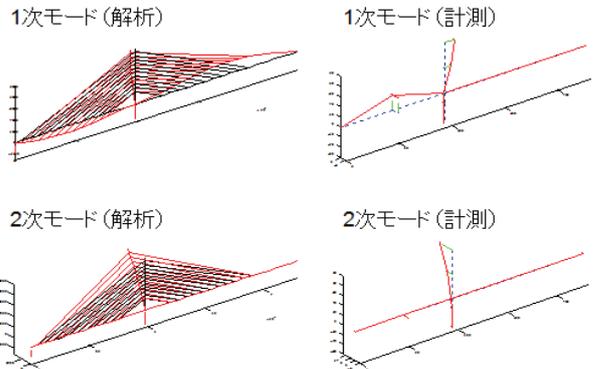


図-4 固有振動モード形状

5. 時刻歴応答解析

表-1 に示した非線形特性の異なる 4 つの解析モデルにて 2 つの地震波に対して線形、非線形の時刻歴応答解析を行った。入力地震波は 1995 年の兵庫県南部地震時に、JR 西日本鷹取駅構内地盤上に観測された地震波（以下、鷹取波と称する。）と 2003 年の十勝沖地震時に十勝河口橋の地中 5m の地点にて観測された地震波（以下、十勝河口橋波と称する。）である。いずれも 3 成分の波形を用い、鷹取波については東西、南北、鉛直の 3 成分、十勝河口橋波については橋軸、橋軸直角、鉛直方向の 3 成分をそれぞれ橋軸、橋軸直角、鉛直方向に同時入力した。また、十勝河口橋波については 2 倍に振幅調整した波形（以下、十勝河口橋 2 倍波と称する。）についても解析を行った。図-6 に鷹取波の東西、南北、鉛直の 3 成分の加速度とそれぞれのフーリエスペクトルを示し、図-7 に十勝河口橋波の橋軸、橋軸直角、鉛直の 3 成分の加速度とそれぞれのフーリエスペクトルを示す。

鷹取波を入力した時刻歴応答解析による主塔頂部の橋軸方向と橋軸直角方向の応答変位とフーリエスペクトルを図-8、図-9 に示す。また、主塔基部の M-φ 履歴曲線と P-1 橋脚基部の M-φ 履歴曲線を図-10、図-11 に示す。まず、橋軸方向の応答変位については、モデル A と B、モデル C と D の幾何学的非線形の影響では、両者とも幾何学的非線形を考慮した方が 10% 程小さくなっている。また、モデル A と C、モデル B と D の材料非線形の影響については 2% 程材料非線形を考慮していない方が小さくなっている。この理由については、P-1 橋脚基部が面内方向で塑性化することにより、曲げモーメントは小さくなっているが、曲率が大きくなっているため、橋軸方向の応答変位が材料非線形を設定していないモデルより大きくなったと考えられる。橋軸直角方向の応答変位は、地震波の卓越振動数が 0.8Hz 付近であり主塔の振動モードと近いいため、約 160cm と大きな値となっている。そこで図-10 ではモデル A、B 共に主塔基部の面外方向で若干塑性化しているのが認められる。さらに、幾何学的非線形を考慮した場合に、ケーブルや主塔にかかる軸力が変動し曲げモーメントが変化し、M-φ 履歴曲線がやや異なっているのが確認できた。面内方向では断面が大きいいため塑性化は発生していない。また、モデル A と B、モデル C と D の幾何学的非線形の影響については、両者とも幾何学的非線形を考慮した方が応答変位は 3% 程小さくなっている。また、モデル A と C、モデル B と D の材料非線形の影響はほとんど無く同等の値となっている。図-11 の P-1 橋脚については、橋脚基部にて面内方向では塑性化が認められる。面外方向では曲げモーメントが面内方向よりも 1.5 倍程大きくなっているが、塑性化は生じていない。これは P-1 橋脚の断面は小判型で橋軸直角方向に広くできているため面外方向では塑性化しなかったと思われる。

十勝河口橋波を入力した時刻歴応答解析による主塔頂部の橋軸直角方向の応答変位とフーリエスペクトルを図-12 に示す。主塔基部、P-1 橋脚基部の面内、面外共に塑性化は生じておらず、そのため図-12 の応答変位も材料非線形の影響は無いが、幾何学的非線形の影響については考慮した方が応答変位はやや大きくなった。これは、橋軸方向の応答変位や鷹取波解析時の橋軸および橋軸直角方向の応答変位の場合と逆の傾向となった。

また、十勝河口橋 2 倍波を入力した時刻歴応答解析による主塔頂部の橋軸直角方向の応答変位とフーリエスペクトルを図-13 に示す。また、P-1 橋脚基部の M-φ 履歴曲線を図-14 に示す。図-13 では応答変位は十勝河口橋波時の約 2 倍の 115cm と大きな値となっており、十勝河口橋波の結果と同じく、幾何学的非線形を考慮した方が応答変位は大きくなっている。また、主塔基部の曲げモーメントも約 2 倍の大きさとなっている。図-14 では、主塔基部は面内、面外共に塑性化は生じていないが、P-1 橋脚基部では面内方向で塑性化が発生している。P-1 橋脚基部の面内方向にて塑性化が生じたため、材料非線形を考慮した橋軸方向の応答変位は曲率の

影響により大きくなっている。

以上より、本研究で対象としたような中規模な鋼斜張橋における、地震応答解析の結果、幾何学的非線形については、動的応答量に数%程度の変化が生じ、材料非線形については、入力地震波により発生する断面力に応じて、曲げモーメントと曲率や応答変位に変化が生じた。

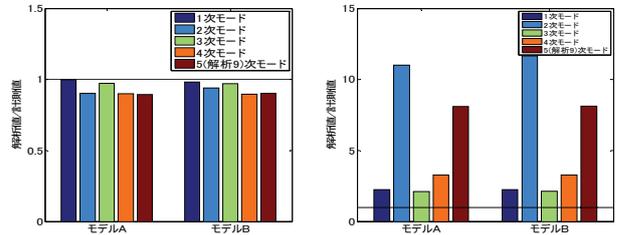


図-5 固有振動特性の比較 (左：固有振動数の比較 右：減衰定数の比較)

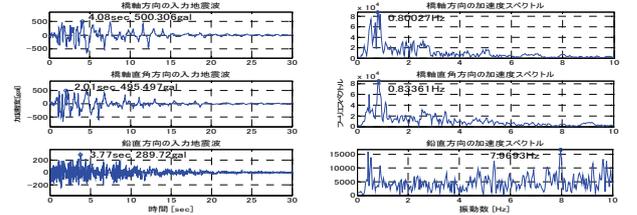


図-6 入力地震波（鷹取波）

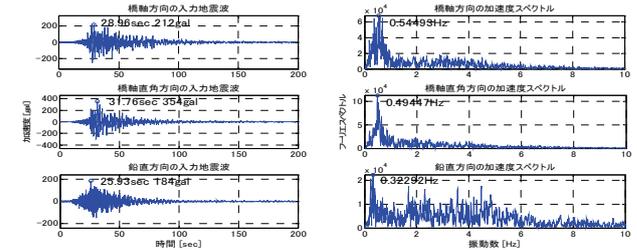


図-7 入力地震波（十勝河口橋波）

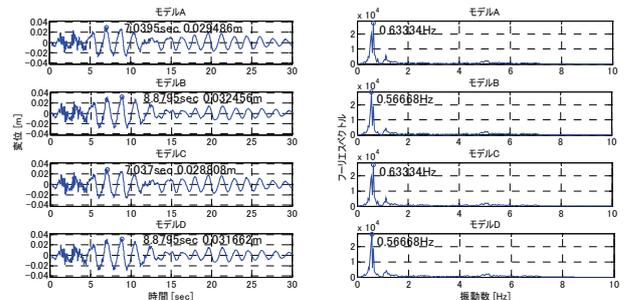


図-8 主塔頂部の橋軸方向の応答変位（鷹取波）

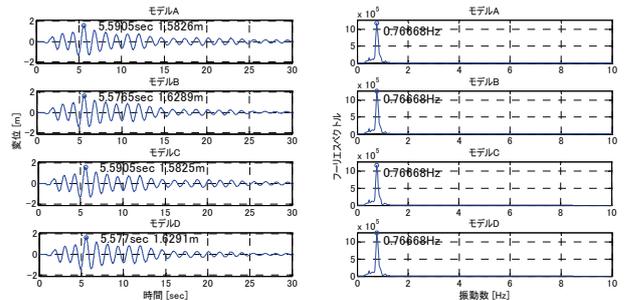


図-9 主塔頂部の橋直方向の応答変位（鷹取波）

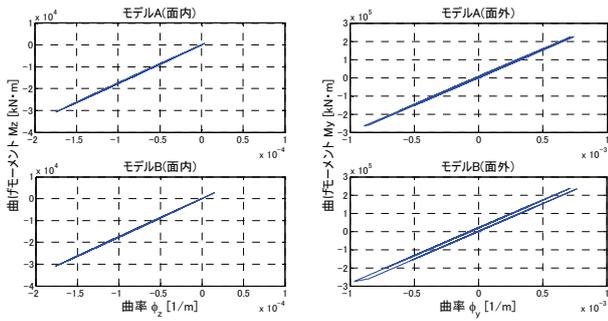


図-10 主塔基部のM-φ履歴曲線（鷹取波）

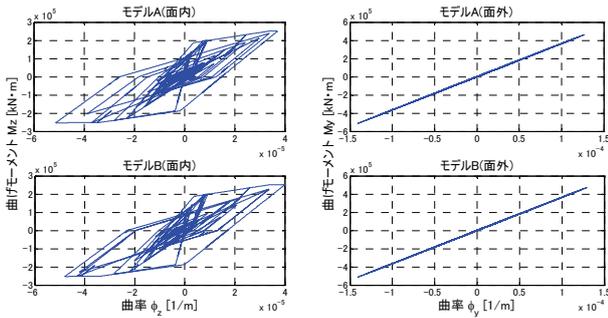


図-11 P-1 橋脚基部のM-φ履歴曲線（鷹取波）

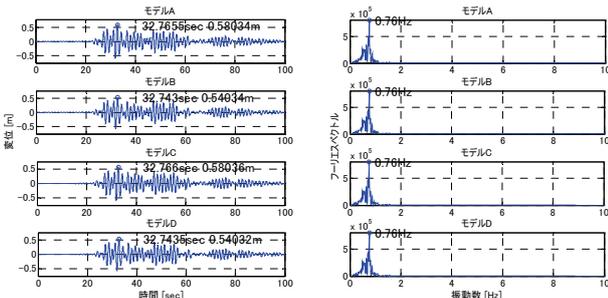


図-12 主塔頂部の橋直方向の応答変位（十勝河口橋波）

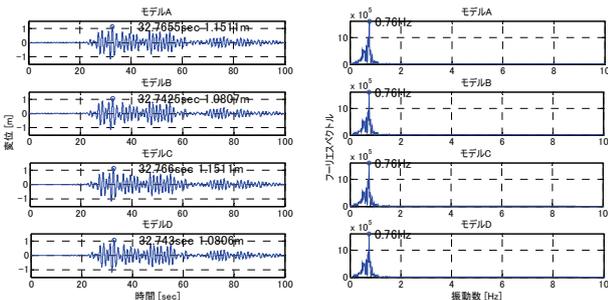


図-13 主塔頂部の橋直方向の応答変位（十勝河口橋2倍波）

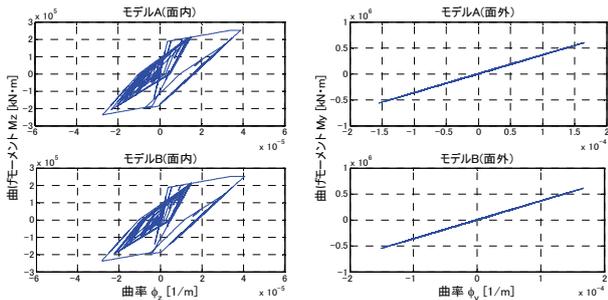


図-14 P-1 橋脚基部のM-φ履歴曲線（十勝河口橋2倍波）

6. おわりに

本研究では、対象橋梁である鋼斜張橋の札内清柳大橋の遠隔振動計測データに基づき、固有振動特性を正確に把握し、解析モデルを構築した。また、材料非線形や幾何学的非線形を考慮した非線形時刻歴応答解析を行った。そして、材料非線形や幾何学的非線形が固有振動特性や動的応答量に与える影響を考察した。

固有振動解析の結果、幾何学的非線形の影響で固有振動数に変化し、特に1次と2次のモードに大きな影響が出ることが確認できた。

時刻歴応答解析結果から、幾何学的非線形については、動的応答量に数%程度の変化が生じた。また、材料非線形については、発生する断面力に応じて、曲げモーメントと曲率や応答変位に変化が生じた。地震時の動的応答量を正確に把握するためには、本研究で対象としたような中規模の鋼斜張橋でも幾何学的非線形性を考慮する必要がある。一方、本研究においては、常時微動加速度データに基づいて、固有振動特性を求めたが、特に減衰定数は、道示V<sup>1)</sup>に従って設定した解析モデルと大きく異なった。動的応答量を実橋梁と整合させながら正確に把握するためには、これらの影響を合理的に考慮する必要があり、今後、さらに検討を要する。また、モデル化においては、今回はすべての部材について幾何学的非線形を考慮したが、設定する部材についての検討や、材料非線形についても、設定する部材や、弾塑性特性の検討がさらに必要と考えられる。

最後に設計資料などをご提供いただいた北海道帯広土木現業所に対し深く感謝の意を表します。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編,1996,2002.
- 2) 林川俊郎,福井啓介,安田絢一：レベルII地震動を受ける一面吊り斜張橋の非線形動的応答解析,土木学会北海道支部論文報告集 第60号,pp.50-53,2003.
- 3) 大塚久哲,堂上幸男,山平喜一郎,加藤一郎,藤野明義：鋼斜張橋（荒津大橋）の非線形地震応答解析とモデル化の検討,第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集,pp.155-162,1998.
- 4) 吉澤努,川神雅秀：大規模地震動に対する鋼斜張橋全体系の非線形動的解析（その2）,第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集,pp.163-168,1998.
- 5) 北海道帯広土木現業所北海道開発コンサルタント(株)：幕別帯広芽室線第二札内橋新設工事上部工修正設計報告書,1997.
- 6) 池田憲俊,宮森保紀,大島俊之,三上修一：実測データに基づく鋼斜張橋モデルの構築と大地震時応答解析,土木学会北海道支部論文報告集 第63号,1-41,2007.
- 7) 土木学会：実務の先輩たちが書いた 土木構造物の耐震設計入門,2002.
- 8) 構造計画研究所：RESP-T 理論マニュアル
- 9) 宮森保紀,池田憲俊,木村浩士,三上修一,大島俊之：鋼斜張橋モデルの地震時応答解析と実測データの比較,土木学会地震工学論文集,第29巻,7-0009,2007.