振動測定データに基づいた鋼斜張橋モデルの非線形地震時応答解析

Nonlinear seismic response analysis of steel cable stayed bridge model based on vibration monitoring data

木村	浩士*	, 宮森	保紀**,	三上	修一***,	山崎	智之***	*, 大唐	鲁俊之**	****
Hiros	hi Kimur	a, Yasuno	ori Miyamo	ri, Shu	ichi Mikan	i, Tomo	oyuki Yama	azaki, To	oshiyuki O	shima
*北見工	業大学大	、学院 土	木開発工学	博攻	尊士前期課	程(〒	090-8507	北海道非	上見市公園	町 165)
**†	尊(工) ス	化見工業大	学准教授	社会環	境工学科	(〒090	-8507 北泊	毎道北見市	运園町16	55)
**:	*博(工)	北見工業	大学教授	社会環.	境工学科	(〒090-	8507 北海	海道北見市	公園町16	5)
***	*博(工)	北見工業	大学助教	社会環	境工学科	(〒090	-8507 비ଧ	每道北見市	云公園町16	55)
***	**工博	北見工業	大学教授	社会環	境工学科	(〒090	-8507 北a	每道北見市	ī公園町1€	55)

Structural monitoring is expected to improve accuracy of seismic performance evaluation of existing structures. Vibration monitoring data is suitable for composing dynamic numerical model and ambient vibration data are available instead of limited number of seismic data. In this study, a steel cable stayed bridge is modeled based on ambient vibration data and its bearing are represented in bilinear model. Validity of the model is confirmed by dynamic response analysis for recorded minor seismic waves. Then large seismic ground motions are input to the model and different action of bearing is confirmed. Hence the entire responses of the bridge are reasonable for each seismic input by using the proposed model.

Key Words: vibration monitoring, steel cable stayed bridge, ambient vibration, nonlinear seismic response analysis

キーワード:振動測定,鋼斜張橋,常時微動,非線形地震時応答解析

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」¹⁾(以下, 道示Vと称する.)が改訂された.この道示V改訂に伴 って,地震時の挙動が複雑な橋梁では,動的解析によ る設計を行うこととなった.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,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¹⁾²⁾.さらに,近年ではモニタリングデータによる性 能評価が提案されている.モニタリングデータに基づ いて解析モデルを構築することで,既存橋梁では,よ り正確な地震時応答を評価することが期待できる.

モニタリングに基づいたモデル化は、振動計測記録 を利用することが考えられるが、地震時の振動応答に ついては、長期モニタリングを行った場合でもかなら ずしも十分な数の地震時応答が得られないおそれがあ る.このような場合、常時微動データを用いて構造物 のモデル化を行うことになる.ただし、常時微動程度 の振動では可動支承は動かないため、常時微動データ に基づいたモデル化をそのまま大地震時の応答予測に 用いては合理的な評価ができない.そこで、可動支承 の剛性をバイリニアでモデル化し、常時は支承が動か ず大地震時では動くようにすることを考える.鋼製支 承のモデル化を非線形モデルとして解析を行っている 例としては、支承の移動量が多くなり桁端に衝突する 場合を考慮したものや、地震時の観測データに基づい た構造同定において支承の移動状況を反映させた例が あるが²⁾³⁾、モニタリングデータに基づいて常時と大地 震時の挙動を解析した例は知られていない.

そこで、本研究では実橋梁の振動計測結果に基づい て構築した解析モデルにおいて、支承バネにバイリニ アモデルを適用する.実測の小規模地震波形を入力し て時刻歴応答解析を行い、解析結果と測定結果の比較 からモデル化の妥当性を確認する.そして、大地震時 の波形を用いた非線形動的解析によって橋梁全体系の 挙動について検討し、対象橋梁のより現実的なモデル

化を行うことを目的とする.

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 動特性を求める^{4-の}.そして、設計報告書ⁿを基に構築 した解析モデルを実測の固有振動特性と合致させる. この際、支承のバイリニア特性については逆行型バイ リニアモデルを用いるとともに、支承の1次剛性では、 小さな力で変位しないよう剛性を大きくし、支承の摩 擦力が一定の値を超えたときに小さな2次剛性とする. 小規模地震時の実測データとしては、対象橋梁にて観 測された 6 波形を用いて橋梁各部の動的応答量を比較 する.大規模地震については兵庫県南部地震と十勝沖 地震の観測波を入力し、非線形時刻歴応答解析結果に 対して対象橋梁のモデル化の妥当性について考察を行 ったのでその結果を報告する.

2. 対象橋梁と計測結果

2.1 2径間連続鋼斜張橋

本研究で対象とした橋梁は、北海道十勝地方に実在 する橋梁で主橋梁は2径間連続鋼斜張橋、側橋梁は4径 間連続鋼箱桁であり、本研究では鋼斜張橋部分のみを 対象とした.

図-1 は対象橋梁の一般図で,主塔高さ 50m,支間長 97.7m+132mの非対称支間を有する.鋼製主塔は上部で は耐風安定性,景観を考慮して八角形断面とし,主塔 基部では矩形断面を採用している.主桁は車道4車線, 両歩道が配置された逆台形鋼床版 3 室箱桁となってい る.主塔は,基部で主桁に連結されることにより剛結 構造となっている.支承は鋼製で,A-1橋台,P-1橋脚, P-2橋脚にそれぞれ 3 基ずつ設置されている.A-1橋台 ではローラー支承(沓座中央)とペンデル支承(端部), P-1橋脚および P-2橋脚ではピボット支承(中央)とピ ボットローラー支承(端部)がそれぞれ用いられてい る.ケーブルは,1面吊り11段ハープ型マルチケーブ ルシステムである^{7,8}.下部構造は橋脚,橋台ともに RC構造で,基礎はP-1がケーソン基礎,他は杭基礎で ある.

2.2 遠隔振動モニタリング

対象橋梁には振動測定装置として加速度計が10ヶ所 に設置してあり、21chで加速度測定を行っている. な お、地表面には地震動を測定する目的で速度計が設置 されており、測定値を加速度に変換して記録している. 図-1および表-1には、本研究で着目する測定位置と方向 を示す. X, Y, Zはそれぞれ橋軸、橋軸直角、鉛直方 向である.

振動データの取得は、特定の加速度計で設定した閾



	表-1 振動測定位置	
測点	設置位置	測定方向
T1	主塔頂部	Χ, Υ
T2	主塔中間部	Χ, Υ
T3	主塔基部	Y, Z
K1	P-2橋脚上桁内	X, Y, Z
K2	短支間中央部	Y, Z
K3	短支間中央部(偏芯)	Z
K4	A-1 橋台上桁内	X, Y, Z
B1	P-1 橋脚上部	X, Y, Z
P1	ケーソン底部	X, Y, Z
G2	地表面	X, Y, Z

表-2 固有振動特性

次数	固有振動数 (Hz)	減衰定数 (%)	モード形状
1	0.625	0.825	主桁面内1次
2	0.811	0.354	主塔面外1次
3	1.14	0.767	主桁面内2次
4	1.75	0.842	主桁ねじれ1次
5	5.01	0.450	主塔面外2次



値を超過した場合と指定した時刻に開始される⁹. 閾値 は主塔頂部や補剛桁支間中央,地表面などの特定のチ ャンネルに対応して設定し,例えばG2点のX,Y,Zい ずれかの加速度が1galを超過した場合に測定が開始さ れる.また常時微動観測として各日の2時と14時,各月 15日の毎正時に測定を行っている.サンプリング振動 数は100Hzで,測定時間は60secである.トリガー起動 による測定で60sec経過後も閾値を超過している場合は さらに60sec連続して測定する.

測定された振動データは現場の観測装置からISDN 回線を介して、大学の研究室に設置されたコンピュー タに保存される.保存された振動データはデータ監視 プログラムによって自動的に処理され、時刻歴波形や パワースペクトル、最大値をウェブサイト上に自動表 示する.

2004 年 11 月から 2008 年 8 月までに、地震時の振動 データ 23 サンプル、常時微動データ 3272 サンプルや、 重量車両の通行や強風に起因すると判断される振動デ ータを 144 サンプル測定した.

2.3 対象橋梁の固有振動特性

対象橋梁の固有振動特性を把握するために,常時微 動測定結果を用いた固有振動特性の同定を行った.ま ず常時微動波形から相関関数法により自由振動波形を 生成した.次に生成した波形に対しERAを適用した^{5,6}. 相関関数法では基準点sと観測点rの常時微動データに 対して,rxs組の相互相関関数R_sを算出し,これは点s にインパルス外力を与えたときの点rの応答となる.本 研究では,基準点をインパルス外力による応答振幅が 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10ch,観測点を全21ch とし,21×10組の相関関数を作成した.

ERAでは、相関関数を自由度ごとに並べたMarkovパ ラメータを作成し、これをさらに任意のステップだけ シフトさせながら並べたHankel行列を作成する.本研 究ではMarkovパラメータを測定における時間刻み

(0.01sec) ずつシフトさせたHankel行列を用いており, その大きさは予備的な解析から200行100列とした.シ ステムの最小実現を得るために特異値分解を用いるが, 得られた対角行列について最大特異値の0.015%以下を 削除してシステム行列を再構築し,これに対して固有 値解析を行った.

以上の手法を用いて,2004年11月から2006年10月の 毎日午前2時に取得した常時微動記録1315サンプルに ついてそれぞれ振動特性の同定を行った.各サンプル において同定された多数のモードパラメータに対して, 各モードの固有振動数などを求めるために以下の方法 を適用した.まず,全サンプルの同定結果を図-2のよ うに同一の図上にプロットし,ERAによって同定され たモードが多数集中するいくつかの振動数帯域を固有 振動モードが存在する帯域として抽出する.次にこの 帯域内に存在する同定結果でもModal Amplitude Coherence (MAC)が低いモードが存在するため,各同定 モードのMACを重み係数として各抽出帯域内で平均 値を求めている.約2年間の測定結果からは固有振動数 が変動したモードもある.例えば主塔の面外振動が卓 越する2次モードでは,年間で2%程度の固有振動数の 変動が観測されたが,このような変動は塔内気温の影 響が大きい¹⁰⁾.また,この程度の固有振動数の変動が 地震時応答に与える影響も限定的であるため¹¹⁾,本研 究では全期間の重み平均を各モードの固有振動特性と した.この結果求められた固有振動数と減衰定数,モ ード形状を表-2ならびに図-3に示す.

同定結果からは、パワースペクトルでも明瞭なピー クが得られる低次の振動モードに加えて、比較的高次 のモードでも振動モードが得られた.一方、4次モード と5次モードの固有振動数には3Hz以上の差があり、こ の間には長支間側が主体の振動モードが存在すること が予想されるが、長支間側には測定点がないため、モ ード形状を抽出できなかった.

減衰定数に関しては、常時微動データを用いている ため総じて小さな値となっているが、特に主塔が主体 の振動モードは、主桁主体の振動モードに比べ減衰定 数が小さいことがわかった.

3. 解析モデルと固有振動解析

3.1 解析モデルの概要

本研究で構築した解析モデルは,設計報告書⁷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 63,要素数 119 の 3 次元骨組みモデルで構築した. この解析モデルは,主桁と主塔,A-1 橋台と P-2 橋脚は 梁要素,また,主塔基部と P-1 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),支承と基礎 はそれぞれ並進 - 回転バネでモデル化した.図-4 に解 析モデルの全体図を示す.

モデル化に際して、上部構造の断面諸元は設計資料 ⁿを参考に決定した.下部構造についても構造一般図や 配筋図などから寸法および鉄筋位置、コンクリートの 設計基準強度などの諸元を用いてモデル化を行ってい る.また、下部構造と地盤を結合している地盤バネは、 地質図と道示Vⁿに基づいてA-1橋台、P-1橋脚、P-2橋 脚それぞれの場所における地盤のN値を参考に決定し た.支承は当初道示Vⁿの6.2.2で定める拘束条件でモデ ルを構築したが、実際には完全に拘束や自由な状態と はならず、固有振動数も実測とは最大で28%以上の差 異が生じた.そこで、表-3のように拘束条件を定め、 P-1,P-2橋脚の橋軸方向には後述するバイリニアモデル を適用した. 減衰定数は道示V¹⁾に基づき,上部構造(主 桁と主塔)に対して3%,下部構造(A-1橋台, P-1橋脚, P-2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(a_0 , a_1)は, 複素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3次と 8次の固有円振動数と減衰定数からRayleigh減衰の係数 (a_0 =0.067280, a_1 =0.003865)を算出した.



3.2 非線形部材のモデル化

材料非線形は主塔基部(鋼)とP-1橋脚(RC),各支 承(鋼)に設定した.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橋脚の基部に は剛性低減トリリニア型の武田型を使用した.図-5及 び図-6は各断面より算出した M-φ 骨格曲線であり,原 点対称であるため負側は省略している.

P-1橋脚とP-2橋脚上の橋軸方向水平バネについては, 支承の滑り出しを考慮したこと,また,支承部におい て履歴エネルギー吸収を考えないこととし,逆行型バ イリニアを使用した.1次剛性のバネ定数は,実測デー タから求めた固有振動特性を再現するように調整した. 2次剛性は1次剛性と比較して十分小さな値を設定し た.剛性変化点の荷重は,支承に作用する鉛直反力を 算出し,道路橋支承便覧¹²に記載されている鋼製ロー ラー支承のころがり係数0.05を乗じて,2次剛性に達 する荷重を設定した.図-7に各支承の非線形特性を示 す.こちらも原点対称であるため負側は省略している.

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.



図-4 解析モデル

+:		並進方向		軸回り回転方向				
刀凹	橋軸並進	橋直並進	鉛直並進	橋軸回転	橋直回転	鉛直回転		
A-1	小剛性	拘束	拘束	拘束	小剛性	拘束		
P-1	バイリニア	拘束	拘束	小剛性	小剛性	拘束		
P-2	バイリニア	拘束	拘束	拘束	小剛性	拘束		

表-3 支承の拘束条件

3.3 解析条件

時刻歴応答解析は Newmark- β 法により β =1/4, 積分時間間隔については,対象橋梁にて観測地震波形を用いた解析では, Δt =1/100sec,大規模地震波形を用いた解析では,非線形解析となることから, Δt =1/2000sec として計算した.

3.4 固有振動解析

構築した解析モデルに対して、予備的な固有振動解 析を行い固有振動数とモード形状を求め、前章の実測 データに基づく固有振動数とモード形状を比較した. この結果、固有振動数が実測値と異なるモードがあっ たため10Hz程度までの振動数領域で解析モデルの固有 振動数とモード形状が実測結果と一致するように,支 承のバネ定数を調整した. 支承のみを調整対象とした のは、主塔と主桁は鋼製で設計図書から断面寸法も明 らかなためモデル化誤差が生じる可能性が小さいこと, 橋脚と橋台は比較的剛性が高く10Hz程度までの振動モ ードでは影響がないと考えられること、さらにケーブ ルについても各ケーブルを1本のケーブル要素として 取り扱っており固有振動モードとしては表現されない ことを考慮した.なお、解析モデルにおいては、桁を1 本のはりでモデル化しケーブルは1面吊りであるため 解析モデルでねじれモードを表現できないこと、測定 システムにおいては長支間側に加速度センサーが配置 されていないため長支間側が振動するモードが把握で きないことなどの制約がある. このため, ねじれモー ドや長支間側の桁のみが振動するモードの整合につい てはモデル化における検討から除いた.

このような解析モデルの構築に際しては何らかの最 適化手法を用いることが有効だが、固有振動数とモー ド形状ならびに発現するモード次数を同時に評価関数 に反映させることは高度な技術が必要になるため、本 研究においては解析モデルの調整は試行錯誤的に、固 有振動数が実測結果と比較して概ね 10%以内の差とな ることを確認して行った.

また,固有振動数における幾何学的非線形の影響は 最大で5%程度の差異があった.本橋は中規模の鋼斜張 橋であるが,より精緻なモデル化を行うために幾何学 的非線形を考慮した解析を行っている.

表-4 は得られた固有振動特性で、図-8 はモード形状 である.表-4 における「調整前」は道示V¹に基づく拘 束条件でモデル化した場合の固有振動数である.支承 バネの調整によって実測値と近い値となり、特に1,2 次で非常によく一致している.9次(実測5次)モード では7%程度の差異がある.また,解析の5から8次, 10次以上は、対応する実測値がない.ERA によって求 められた結果では表に示した以外にも同定されたモー ドが存在するが、測定点の不足からモード形状も含め て結果を一致させることができなかった.減衰定数に ついては解析値が大きくなっている.この差異は常時 微動から得られた実測値に対して,解析値は道示にお ける地震時応答解析のための部材別減衰定数に基づい て設定したためである.



図-8 解析による固有振動モード形状

4. 観測地震波形を用いた地震時応答解析

4.1 観測地震波の特徴

今回の解析に使用した観測地震波は以下の表-5 に示 す6波形である。各地震波のスペクトルや発生場所を 比較した結果,次の2つのグループに分けることがで

固不	有振動数 [Hz]		減衰定数 [%]			
解析 (モ	ード次数)	中间	解析(モー			
調整前	調整後	天则	調整前	調整後	天侧	
0.452(1)	0.614(1)	0.625	2.383 (1)	2.613(1)	0.825	
0.962(2)	0.812(2)	0.811	3.369 (2)	3.679 (2)	0.354	
1.011 (3)	1.098(3)	1.14	1.738(3)	1.821 (3)	0.767	
1.473 (4)	1.559 (4)	1.75	2.334 (4)	2.564 (4)	0.842	
	2.640(5)			2.966 (5)		
2.015 (5)	2.697 (6)		3.251 (5)	5.090 (6)		
2.426 (6)			2.826 (6)			
2.997 (7)	3.039(7)		2.761 (7)	2.829 (7)		
3.573 (8)	3.766 (8)		4.103 (8)	4.716 (8)		
4.599 (9)	4.883 (10)		2.978 (9)	2.866 (10)		
4.820 (10)			3.451 (10)			
5.163 (11)	4.671 (9)	5.01	4.085 (11)	3.602 (9)	0.450	
5.380 (12)			2.945 (12)			
5.846 (13)	5.186(11)		1.325 (13)	2.516(11)		
	5.473 (12)			2.987 (12)		
	6.007 (13)			2.210(13)		
6.398 (14)	6.645 (14)		4.446 (14)	5.873 (14)		
6.788 (15)	7.228 (15)		2.492 (15)	1.668 (15)		
7.255 (16)			2.894 (16)			
7.584 (17)	7.538 (16)		1.986 (17)	2.619 (16)		
8.821 (18)	8.996 (17)		2.956 (18)	3.032 (17)		
	9.925 (18)			6.675 (18)		
10.310 (19)	10.439 (19)		2.995 (19)	3.038 (19)		
	11.315 (20)			4.155 (20)		
12.385 (20)			2.601 (20)			

表-4 固有振動特性の比較



きた.1つ目として、wave4と wave5 は震央が陸域で震 源から近く、地震波のスペクトルが比較的高い振動数 で卓越しているものでグループAとした.グループA 以外の4波は、震央が海域で、震源からの距離も遠く 1Hz に近いかそれ以下の振動数で卓越しておりグルー プBとした.

4.2 観測地震波による地震時応答解析

wavel から wave6 までの解析結果として、グループ A の解析結果を図-9 に、グループ B の解析結果を図-10 に示す. 図-9 と図-10 は橋梁各部の応答加速度の実効値 について、解析値を実測値で除した結果である. 図-9 では、主塔頂部の橋軸方向、P-2 橋脚上の桁内の橋軸方 向と橋軸直角方向で解析値が実測値と比較して大きな 値となっている. これは入力波の卓越成分の影響が 原因と考えられるが、それ以外の測点では解析値と 実測値の応答の差は小さくなっている. 図-10 のグル ープ B については主塔頂部の橋軸方向について、主塔 頂部においてやや解析値と実測値の差が大きいが、他 の測点での応答の差は小さい.

グループAの解析結果の一例として,wave4の解析 結果について述べる.wave4 (2005 年 8 月 16 日に観測 された地震波)の加速度波形を図-11 に示し,応答加速 度波形の比較の一例として,図-12 に主塔頂部の橋軸直 角方向,図-13 に P-2 橋脚上の桁の橋軸方向を示す.図 -12 では,0.8Hz 付近で卓越しており解析と実測で非常 に一致している.また,実測では5Hz までに複数の卓 越が存在している.応答加速度は最大加速度の発現時

我马 勒斯地震汉•2州政							
名称	観測日	最大加速度	規模	グループ			
wave1	2004.11.15	2.15gal	M 5.7	В			
wave2	2004.12.06	16.53gal	M 6.9	В			
wave3	2005.01.31	2.19gal	M 5.4	В			
wave4	2005.08.16	3.84gal	M 4.6	А			
wave5	2006.01.10	5.51gal	M 4.2	А			
wave6	2007.02.17	7.32gal	M 6.2	В			



表-5 観測地震波の特徴









間は違うものの,波形は比較的一致している.図-13 で は、4Hz までは比較的一致しているが、5.2Hz 付近で解 析と実測の卓越状況が異なっている.図-11 では、入力 波の橋軸方向に5.27Hz の卓越があり、この入力波の卓 越成分が解析結果に影響を与えたと考えられる.個々 の常時微動データなどからは、P-2 橋脚の橋軸方向に振 動するモードは確認できず、解析モデルの固有振動数 にも一致するものがない.時刻歴応答解析の入力波は、 P-1 橋脚近傍の地表面で測定しており、P-2 橋脚での振 動とは異なるものと推測され、解析と実測で差異が生 じたと考えられる.

グループ B の解析結果の一例として,wave2 (2004 年12月6日に観測された地震波)の加速度波形を図-14 に,応答加速度波形の比較として,図-15に主塔頂部の 橋軸直角方向,図-16にP-2橋脚上の桁の橋軸方向を示 す.図-15では,解析値が実測値より小さくなっている. この原因としては,解析モデルの減衰が大きいことや, 入力波の最大加速度が大きく0.8Hz で卓越し,主塔が 共振したことで実測値が大きくなっている.図-16では, 実測では P-2 橋脚近傍での地盤の応答と考えられる 2.3Hzの卓越,解析では高次モードの応答の卓越があり, 解析と実測に相違があるが,2Hz 以下の振動数では整 合しており実効値の比も1に近い. P-1 橋脚上の桁の鉛 直方向については、4Hz までは解析と実測は一致した スペクトルとなっており、また、応答加速度について も解析値と実測値はほぼ整合しており、A-1 橋台と P-1 橋脚、P-2 橋脚においてよく一致した結果となっている.

全体的な傾向として、比較的高次のモードで一部の 応答量が異なるものの、橋梁各部における応答は概ね 一致しており、実測データを基にしたことで、精度の 良い解析モデルが構築できた。特に A-1 橋台上の桁と P-1 橋脚上の桁、P-2 橋脚上の桁の鉛直方向について、 どの波形に対してもよく一致した結果となっている。 また、P-1 支承と P-2 支承は、全ての解析結果において 1 次剛性にとどまっている。以上の結果から、実測デー タを基に構築した解析モデルにて、実橋梁の応答を精 度良く把握でき、大地震時の応答解析を行うにあたり、 精度の良い解析モデルが構築できたと考えられる。高 い振動数での応答も含めて、より精度の高いモデル化 を行うためには、構造物や地盤で観測点を追加する必 要があり、効率の良いモニタリングシステムを検討し た上で、モデル化に最適化手法を導入する必要がある。

表-6 固有振動解析の対応								
固有振動数 [Hz]								
		()内刊	モード次数					
支承バイリニア	支承バイリニア 支承線形 支承バイリニア 支承線形 支承バイリニア 支承線形							
0.614 (1)	0.612 (1)	3.766 (8)	3.766 (9)	7.538 (16)	7.523 (16)			
0.812 (2)	0.812 (2)	4.671 (9)	4.671 (10)	8.996 (17)	8.992 (17)			
1.098 (3)	1.091 (3)	4.883 (10)	4.906 (11)		9.479 (18)			
1.559 (4)	1.558 (4)	5.186 (11)		9.925 (18)				
2.640 (5)	2.637 (5)	5.473 (12)	5.431 (12)	10.439 (19)	10.440 (19)			
2.697 (6)	2.697 (6)	6.007 (13)	5.679 (13)	11.315 (20)				
3.039 (7)	3.037 (7)	6.645 (14)	6.645 (14)		12.814 (20)			
	3.274 (8)	7.228 (15)	7.157 (15)					







5. 大規模地震波形を用いた地震時応答解析

5.1 入力地震波と解析ケース

大規模地震波として、1995年の兵庫県南部地震時に JR 西日本鷹取駅構内の地盤上にて観測された地震波 (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.)の二つの波形を用い て解析を行った. 図-17 に鷹取波の加速度波形, 図-18 に十勝河口橋波の加速度波形を示す.また、支承のモ デル化による差異を検討するために、前章の解析で用 いたモデル (支承バイリニアモデル) に加えて、図-7 の2 次剛性のみによる線形バネを支承に用いた解析モ デル(支承線形モデル)による解析も行った.支承線 形モデルでは、固有振動数が異なるため、再度固有振 動解析を行い、その結果を表-6 に示す. また、支承の 1 次剛性を小さくした線形モデルにおいては、上部構造 が橋軸方向に水平に移動するモード(8次モード,18 次モード) が求められた. これらのモードについては 支承の橋軸方向の剛性が小さいために現れたモードで ある.

5.2 解析結果と考察

図-19から図-26 に鷹取波の解析結果と十勝河口橋波の解析結果を示す.図-19 と図-20 に示した橋軸方向の解析結果について,鷹取波解析時と十勝河口橋波解析時を比較すると、時刻歴波形は振幅や継続時間が異なるものの、スペクトルでは0.5Hz付近と、2Hzから6Hzで2つのピークを持つ点は共通している.ピークの卓越状況を詳細にみると、入力波形の卓越振動数によりピークの振動数や値は異なり、鷹取波では特に入力波の卓越成分である0.8Hzでスペクトルに大きなピークがある.

支承バイリニアモデルと支承線形モデルの比較では, 2Hz以下ではほぼ同じスペクトルとなっているが,2Hz から4Hzの間で差異が大きくなっている.表-6の固有 振動数の比較から,バイリニアモデルと線形モデルで 固有振動モードが異なり,線形モデルの8次モードが 卓越することで,応答が異なっている.

図-21 と図-22 に示した支承の変形量については、支 承のバネ剛性を低下させた支承線形モデルの方が、支 承バイリニアモデルよりも大きい、支承バイリニアモ デルでは荷重-変位曲線が非線形となり、ある程度大き な荷重を受けてから支承が移動する状況を表現するこ とができた。

図-23 と図-24 に示す P-1 橋脚基部の曲げモーメント-曲率曲線は,鷹取波を入力した際の支承バイリニアモ デルで塑性化が生じている.これは荷重-変位曲線で示 されたように,支承が移動する前に大きな曲げモーメ ントが作用したためである.本研究では,道路橋支承 便覧¹²⁾にしたがい,ころがり摩擦係数をやや大きい 0.05 としているが,支承の可動部分が適切な状態であ れば摩擦係数はもっと小さく,橋脚へ作用する曲げモ ーメントも小さくなることが期待できる.支承線形モ デルでは剛性が小さいために,橋脚基部に発生する曲 げモーメントも小さくなっており,塑性化も生じてい ない. 十勝河口橋波の解析結果では,入力振幅が相対 的に小さく,塑性化には至っていない.

また,主塔頂部の橋軸直角方向の応答加速度を図-25 と図-26に示す.主塔が振動しやすい2次モードがある 0.8Hz で加振されている.そのため,鷹取波の解析結果 では 1m を越える非常に大きな変位となっており,十 勝河口橋波解析では,40cm ほどの応答変位となってい る.だが,どちらの解析結果でも,主塔基部における 面外方向での塑性化は発生していない.

以上の大地震時の数値シミュレーション結果より, 常時微動観測結果に基づいて構築した解析モデルでも, 支承の移動時を考慮したバイリニアモデルとすること で,大規模地震時の解析も合理的に行うことができた. 課題としては,支承が移動する際の荷重を適切に設定 することが挙げられるが,実橋梁の状況に基づいたよ り詳細な検討が必要である.

6. おわりに

本研究はモニタリングデータに基づいて,実在する 斜張橋の地震時挙動をより精度よく算出することを目 的としたものである.以下に本研究の内容を要約する.

- (1) 多数の常時微動測定結果に対して,相関関数法 と ERA を用いて高精度な構造同定を行い,そ の結果と整合するような解析モデルを構築し た.支承部では常時と大地震時の挙動を考慮で きるバイリニアモデルを適用した.
- (2) 実測の小地震波形を入力した時刻歴応答解析 を行い、橋梁各部において、精度の良い解析結 果が得られることを示した.小地震時の解析結 果では、バイリニアにモデル化した支承は移動 せず1次剛性にとどまっている.
- (3) 鷹取波と十勝河口橋波による、大規模地震波を 入力した場合の解析では、支承の変形量につい ては、支承バイリニアモデルでは荷重-変位曲線 が非線形となり、ある程度大きな荷重を受けて から支承が移動する状況を表現することがで きた。
- (4) P-1 橋脚基部の曲げモーメントは、鷹取波を入 力した際に支承が移動する前に大きな曲げモ ーメントが作用したため塑性化が生じた.これ は支承のころがり摩擦係数として比較的高い



図-25 P-1橋脚上桁の応答加速度





値を用いたためである.

以上の結果より、常時微動観測結果に基づいて構築 した解析モデルでも、支承の移動時を考慮したバイリ ニアモデルとすることで、大規模地震時の解析も合理 的に行うことができたと考えられる. 今後、実際の支 承の可動部分の検討から、適切なころがり摩擦係数を 設定することで、モデル化の精度向上を検討する.

謝辞

北海道帯広土木現業所には,設計資料などの本研究 に必要な文献をご提供いただきました.深く感謝の意 を表します.

参考文献

- 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V耐震設 計編,1996,2002.
- 大塚久哲、山平喜一郎、小宮有貴:鋼斜張橋の解 析モデルおよび耐震補強案に関する考察、構造工 学論文集、Vol.52.A,pp.397-404,2006.
- Dionysius M. Siringoringo and Yozo Fujino : System identification applied to long-span cable-supported bridgesusing seismic records, *Earthquake Engng Struct. Dyn.*; 37:361–386, 2008.
- 4) 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.

- 5) Jer-Nan Juang : Applied System Identification, pp.121-173,1994.
- 長山智則:常時微動計測に基づく非比例減衰系の 非反復構造逆解析と長大吊橋の動特性の理解,土木 学会論文集,No.745/I-65,pp.155-169,2003.
- 7) 北海道帯広土木現業所,株式会社北海道開発コンサ ルタント: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.
- 財団法人北海道建設技術センター:平成7年度北 海道帯広土木現業所委託第二札内橋技術検討委員 会第1回委員会資料,1995.
- 9) 宮森保紀,坪田豊,内田喜大,大島俊之:構造健全度診断に向けた札内清柳大橋の常時遠隔モニタリング, 平成16年度土木学会北海道支部論文報告集第61号,I-31,2004.
- 10) Yasunori Miyamori, Hiroshi Kimura, Toshiyuki Oshima and Tsutomu Ayame : Long-term Remote Monitoring of a Cable Stayed Bridge and Seasonal Fluctuation of Modal Parameters, *Proc. of the World Forum on Smart Materials and Smart Structures Technology*, Paper#117,2007.
- 11) 木村浩士,宮森保紀,池田憲俊,三上修一,大島 俊之:実測データに基づく斜張橋モデルにおける 温度変化を考慮した場合の動的応答,土木学会第 62回年次学術講演会概要集,Vol.1-102.2007.
- 12) 日本道路協会:道路橋支承便覧,2004.4. (2008年9月18日受付)