

# モード解析法を用いた 長大橋りょうの地震後即時被害推定

月岡 桂吾<sup>1</sup>・坂井 公俊<sup>2</sup>  
金田 崇男<sup>3</sup>・西谷 雅弘<sup>3</sup>・笹岡 良治<sup>4</sup>・菊地 佳誉<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 (公財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)  
E-mail: tsukioka.keigo.39@rtri.or.jp (Corresponding Author)

<sup>2</sup>正会員 (公財) 鉄道総合技術研究所 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)  
E-mail: sakai.kimitoshi.36@rtri.or.jp

<sup>3</sup>正会員 本州四国連絡高速道路 (株) (〒651-0088 兵庫県神戸市中央区小野柄通 4-1-22)

<sup>4</sup>非会員 四国旅客鉄道 (株) (〒760-8580 香川県高松市浜ノ町 8-33)

モード解析法の考え方を応用して、長大橋りょうの地震後即時被害推定を行う手法を提案した。提案手法では、地震動の最大加速度および最大速度の情報と、構造物の固有周期、刺激関数およびモード減衰比の情報を使用して、長大橋りょうの地震応答値（最大応答変位、最大応答加速度等）を即時推定する。提案手法の有効性を検証するために、斜張橋を対象とした地震被害解析を実施した。3次元骨組みモデルを用いた非線形動的解析と提案手法のそれぞれによる、支承サイドブロックの全線での被害評価結果を比較したところ、両手法による結果は概ね一致しており、提案手法の有効性を確認することができた。

**Key Words:** long-span bridge, immediate estimation of seismic behavior, modal analysis

## 1. はじめに

道路構造物や鉄道構造物は線状に連続した輸送システムである。したがって、地震発生後には全構造物の被害を把握した上で、利用再開の判断をする必要がある。しかしながら、地震後に得られる限られた情報のみから、広範囲の構造物の被害を即時推定することは容易ではない。

構造物に対する地震被害の即時推定手法としては、事前に設置したセンサによる動態観測が有効な手段の一つとして考えられる。例えば、小林ら<sup>1)</sup>は構造物上に設置したセンサにより、地震直後の自由振動データを取得し、それを高速フーリエ変換することで求めた固有周期から応答塑性率を推定する方法を提案している。また、動態観測情報をニューラルネットワークに与えることにより、構造物の被害を判定する方法も提案されている<sup>2)3)</sup>。これらの検討では、健全時の動態観測情報から構築したニューラルネットワークの推定精度は、構造物の損傷に伴い低下するという性質を利用している。つまり、ニューラルネットワークの推定誤差の推移をもとに、地震直後の構造物の被害を識別することを試みている。これらの

動態観測による方法は、構造物の正確な地震時挙動を把握できるという利点がある一方で、費用の制約によりセンサの設置個所が限られるという欠点がある。

他方、フラジリティ曲線による構造物の地震後即時被害推定の検討も精力的に行われている。フラジリティ曲線とは、構造物の地震応答値が耐力を超える確率を、地震動指標（地震動の最大加速度や速度など）に応じて示したものである。これにより、地震発生直後に得られる簡易な地震動情報から構造物の損傷確率を推定することが可能となっている。従来は、構造物の破壊モード（せん断破壊や曲げ破壊など）ごとにフラジリティ曲線を作成する場合は殆どであったが、近年では複数の破壊モードを考慮したフラジリティ曲線に関する検討も行われている<sup>5)6)</sup>。また、構造物パラメータ（剛性や質量など）の不確実性を考慮したフラジリティ曲線に関する検討も実施されている<sup>7)</sup>。しかしながら、フラジリティ曲線を作成するためには構造解析モデルを用いた地震応答解析を複数の地震動に対して実施する必要があるため、道路や鉄道の全線評価に対して適用するには多大な労力を要する。

このような状況の中で、筆者らの一部は鉄道構造物を

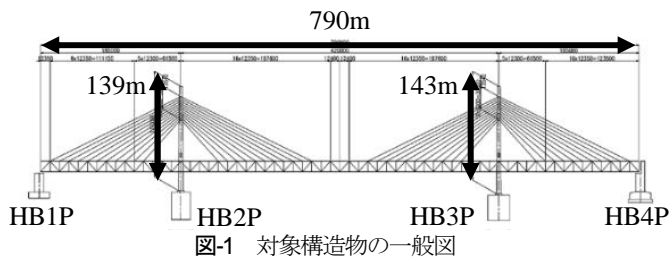


図-1 対象構造物の一般図



図-2 詳細な解析モデル

表-1 対象構造物の概要

形式	3径間連続鋼トラス斜張橋	
橋脚高さ	HB1P :	24.92m
	HB4P :	41.10m
塔高さ	HB2P :	139.26m
	HB3P :	143.46m
基礎形式	HB1P :	直接基礎
	HB2P :	ケーソン基礎
	HB3P :	ケーソン基礎 (脚付き)
	HB4P :	直接基礎
横トラス	幅 13.9m×高さ 27.5m	
橋長	790m	
支間長	185+420+185 m	
縦断勾配	1% 直接勾配	

表-2 部材のモデル化方法

部位		モデル要素	非線形性	減衰定数
橋脚・塔	橋脚	ファイバー要素	材料非線形・幾何学的非線形	0.02
	塔	ファイバー要素	材料非線形・幾何学的非線形	0.01
	基礎-地盤系	ばね要素	材料非線形性 (回転ばね)	0.10
トラス		ファイバー要素	材料非線形・幾何学的非線形	0.01
ケーブル		ケーブル要素	幾何学的非線形	0.01
支承部 (トラス)	リンク沓	トラス要素	幾何学的非線形	0.00
	ウインド沓 ストッパー沓	ばね要素	衝突を模擬したスリップモデル	0.00
	三角リンク	梁要素	—	0.00
	スプリング沓	ばね要素	—	0.02
支承部 (道路桁・鉄道縦桁)		ばね要素	—	0.00

対象とした地震後即時被害推定の手法を開発している<sup>9)</sup>。この手法を用いれば、事前に構造物の振動特性（固有周期や降伏震度）を整理しておくことにより、地震応答解析を行うことなく広範囲の構造物の地震時最大応答変位や地震被害を即時推定することができる。しかしながら、この手法では一般的な鉄道構造物のみを対象としているため、長大橋りょうのような複雑な構造物には現状では適用できない。

以上を踏まえて、長大橋りょうを対象とした地震後即時被害推定の手法を開発した。本稿の構成を以下に述べる。第2章では、提案手法の推定精度検証のための検討対象とする構造物の概要について述べる。第3章では、提案手法による地震被害の即時推定手順を述べる。第4章では、提案手法による推定精度の検証結果について述べる。第5章では、本稿のまとめと今後の課題について述べる。なお本稿では、斜張橋を対象とした上で、被害推定を行う部材としては鉄道縦桁の支承部に主に着目した検討を行う。ただし、提案する地震後即時被害推定の手法は他の構造形式、他の部材の損傷や応答を対象とした場合にも適用可能である。

## 2. 対象とする構造物の概要

道路鉄道併用型の斜張橋を対象に検討を行う。対象構造物の一般図を図-1に、概要を表-1に示す。当該橋りょうは、2つの島を結ぶ長大橋りょうであり、HB1PおよびHB4Pは島内（陸上）に位置し、HB2PおよびHB3Pは海上に建植されている。以降の検討には、非構造部材以外の全てをモデル化した詳細な解析モデル（図-2）を用いる。各部材のモデル化方法を表-2に示す。対象構造物および解析モデルの特徴は以下の通りである。なお、詳細については文献9)、10)および11)を参照されたい。

### a) 橋脚・塔

陸上部の橋脚（図-3）は単柱橋脚であり、海上部の塔（図-4）はハンチ付きラーメン斜塔である。基礎形式としては、橋脚は直接基礎を、塔はケーソン基礎を採用している。ただし、HB3Pではケーソン基礎の下面に杭を設けている。

解析モデル上は、橋脚および塔は材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮したファイバー要素によりモデル化している。ただし、橋脚の直接基礎は剛梁とし、塔のケーソン基礎は線形梁要素としてモデル化している。

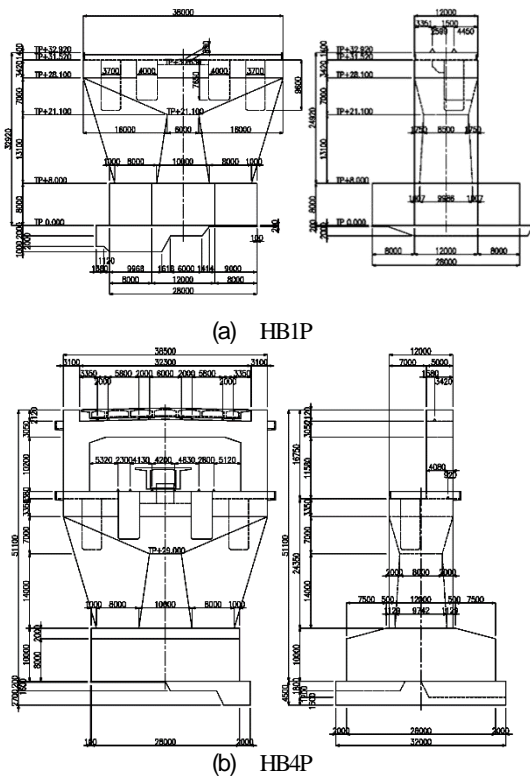


図-3 橋脚正面図および側面図

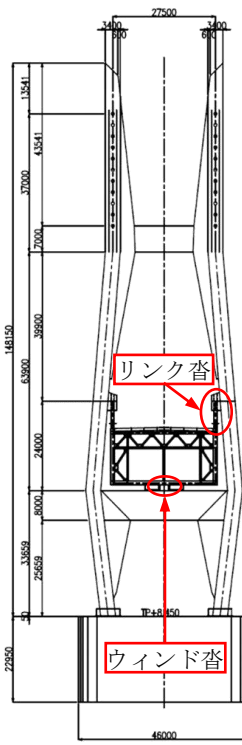


図-4 塔正面図 (HB3P)

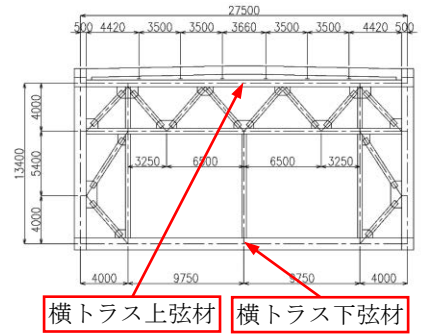


図-5 横トラス正面図

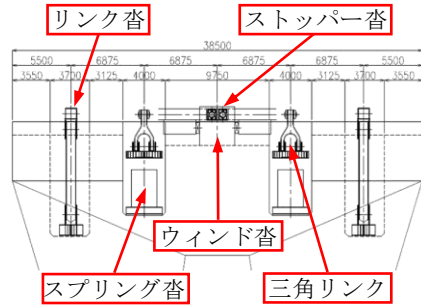


図-6 支承配置図(HB1P)

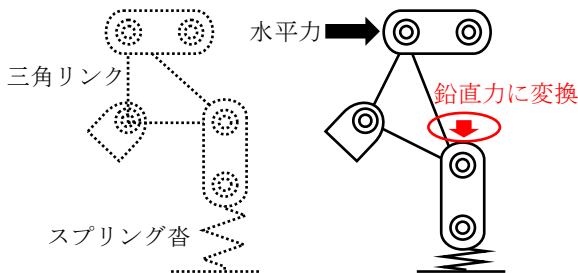


図-7 三角リンクによる作用方向変換の仕組み

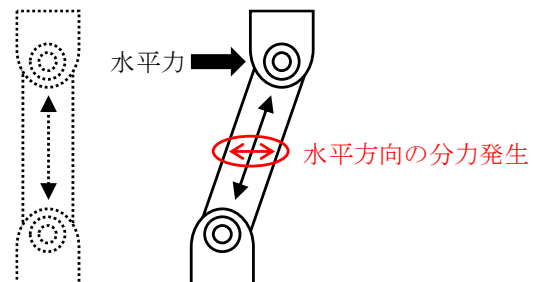


図-8 リンク沓における分力発生の仕組み

また、基礎と地盤の相互作用は、基礎底面に設置した地盤ばねにより表現している。このとき、回転方向については鉄道構造物等設計標準<sup>12)</sup>に基づいた非線形特性を設定している。

#### b) トラス

橋軸直角方向のトラス（横トラス）の構造を図-5に示す。横トラス上弦材は道路桁を支持し、横トラス下弦材は鉄道桁を支持している。解析モデル上は、各部材は材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮したファイバー要素によりモデル化している。

#### c) ケーブル

ケーブルは、片側2面11段のファン型マルチケーブル方式であり、解析モデル上は10要素に分割し幾何学的非線形性を考慮したケーブル要素によりモデル化している。

#### d) 支承部（トラス）

トラスを支持する支承部としては、図-4および図-6に示すように、以下のものを橋脚および塔に設置している。

橋軸直角方向の力に対しては、ウィンド沓を移動制限装置として橋脚および塔に設置している。橋軸方向の力に対しては、橋脚上の三角リンクを介して水平力を鉛直力に変換しスプリング沓により支持している（図-7）。これに加えて、地震時の異常荷重に対する移動制限装置としてストッパー沓を橋脚に設置している。鉛直反力に対しては、リンク沓を橋脚および塔に設置している。ただし、リンク沓は両端部がピン接合となっており、水平方向変位に伴い水平方向の分力が発生する（幾何学的非線形性を有する）構造となっている（図-8）。

解析モデル上は、リンク沓は幾何学的非線形性を考慮したトラス要素によりモデル化している。ウィンド沓およびストッパー沓は遊間と接触剛性を考慮したギャップ要素によりモデル化している。三角リンクおよびスプリング沓はそれぞれ線形梁要素および線形ばね要素によりモデル化している。

表-3 主要振動モード一覧

No.	地震動の入力方向	振動単位	固有振動数 (Hz)	ひずみエネルギー比例減衰 (%)
1	橋軸方向	トラス	0.385/0.873	1.0/1.1
2		HB2P・HB3P	0.269	1.8
3		HB1P	5.040	3.0
4		HB4P	3.000	1.7
5	橋軸直角方向	トラス	0.344	1.2
6		HB1P	6.224	2.2
7		HB2P	0.721	1.2
8		HB3P	0.685	1.2
9		HB4P	5.281	2.3

e) 支承部（道路桁・鉄道縦桁）

道路桁は、横トラス上弦材と鋼床版が高力ボルトにより接合された構造となっている。鉄道桁は、横トラス下弦材に設置された線支承により支持されている。解析モデル上は、これらの支承は線形ばね要素によりモデル化している。

f) 減衰モデル

減衰は要素別剛性比例減衰を採用しており、式(1)のようになる。

$$C_T = \beta_T K_T \quad (1)$$

ここで、 $C_T$ および $K_T$ は有限要素法における減衰マトリクスおよび剛性マトリクスのうち部材 $T$ に対応する部分を表す。また、 $\beta_T$ は部材 $T$ に対応する比例係数であり式(2)のようになる。

$$\beta_T = \frac{h_T}{\pi f_T} \quad (2)$$

ここで、 $f_T$ および $h_T$ は部材 $T$ の主要振動モードにおける固有振動数およびひずみエネルギー比例減衰である。表-3に示すように、地震動の入力方向および部材 $T$ が属する振動単位ごとに主要振動モードを1つ選定し、式(2)により $\beta_T$ を算定している。ただし、橋軸方向に地震動を入力した際のトラスの挙動については、主要振動モードを2つ選定しているため、式(2)を用いた最小二乗法により $\beta_T$ を算定している。

3. 提案手法による地震後即時被害推定の手順

(1) 提案手法の概要

冒頭で述べたように、著者らの一部により一般的な鉄道構造物を対象とした地震後被害即時推定の手法が提案されている。この方法では、構造物の地震時挙動は1自由度系で表現できると仮定して、構造物の応答塑性率を推定するノモグラム<sup>8)</sup>（以下、被害推定ノモグラムと呼ぶ）を使用している。推定には、地震動特性を構造物の振動特性で正規化した指標（地震動と構造物の周期比や、地震作用と構造物の耐力の比）を使用している。これにより、対象とする地震動特性を限定せずに、様々な地震

動を想定した構造物の被害推定が可能となる。しかしながら、この方法は単一モードの影響が卓越する単純な形状の構造物を対象としており、複数モードの影響が大きい複雑な構造物への適用は想定していない。

複数モードの影響が大きい構造物に対しては、CQC法<sup>13)</sup>が有効な応答値算定方法として知られている。これは、応答スペクトルにより算定した各振動モードの最大応答値を重ね合わせるものである。ただし、応答スペクトルは設計での利用を目的として地震動レベルごとに設定され、対象とする地震動特性が限定されていることが多い。このため、CQC法により、様々な地震動を想定した構造物の被害推定を実施する際には、適切な応答スペクトルを選定する必要がある。

そこで、本研究では上記の2つの手法を組み合わせることを提案する。つまり、被害推定ノモグラムを援用して各振動モードの最大応答値を求め、CQC法によりこれらを重ね合わせる。これにより、複数モードの影響を考慮しつつ、様々な地震動を想定した構造物の被害推定が可能となる。

(2) 使用する情報

使用する構造物の情報としては、固有値解析により事前に算定可能な固有周期、刺激関数およびモード減衰比である。地震動の情報としては、地震発生直後には地震動波形を入手できない可能性もあるため、地表面位置の地震動加速度および速度の最大値（PGAおよびPGV）を使用する。また、PGAおよびPGVを用いて式(3)により地震動の卓越周期 $T$ を推定して用いる。

$$T = 2\pi PGV / PGA \quad (3)$$

式(3)は、地震動が最大値を示す時刻周辺では、正弦波に近い振動が発生しているという仮定に基づいたものである。

なお今回提案する手法では、長大橋りょうの構造物全体系としての地震時挙動に関して「弾性範囲の超過有無」を判定することを想定している。このため構造物の情報として、全体系の非線形挙動に関する情報は使用しない。大規模地震の発生を想定した場合の詳細なモデルによる

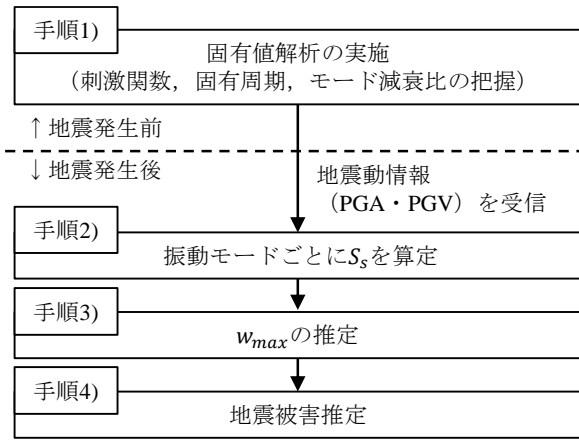


図-9 推定手順

非線形動的解析（以下、詳細解析と呼ぶ）の結果と、詳細なモデルによるモード解析法（以下、詳細モード解析と呼ぶ）の結果が大きく乖離していないという事前検討（付録1参照）を踏まえ、全体系の非線形挙動ではなく「弾性範囲の超過有無」に焦点を当てることとした。ただし、弾性範囲を超過した状態での損傷程度についても推定する必要がある場合には、各モードの非線形挙動も考慮した情報の整理、手法の展開が必要となるため、これに関しては今後の課題としたい。

### (3) 推定手順

図-9に示す手順により、任意位置の鉄道縦桁支承部の地震被害を推定する。この手順を長大橋りょう上の全鉄道縦桁支承部に対して実施することで、全線の被害を把握することができる。

- 1) 刺激関数の絶対値が閾値よりも大きいN個の振動モードを選定し、各振動モードの評価対象位置における固有周期 $T_s$ 、刺激関数 $\beta_s W_s$ （モード次数、評価対象位置および方向に応じたスカラー）およびモード減衰比 $h_s$ （ $s = 1 \dots N$ ）を整理する。ここで、 $\beta_s W_s$ の閾値は、評価結果に影響を及ぼす振動モードが全て選定されるような値の中で、可能な限り使用モード数が少なく計算時間が短くなるような値を事前に検討しておくことが望ましい。なお、本稿で検討対象とする構造物のように要素別剛性比例減衰を使用している場合は、モード減衰比 $h_s$ は直接的には評価できない。このような場合には、評価対象部材における剛性比例減衰に基づいてモード減衰比 $h_s$ を設定する。
- 2) 各振動モードにおける絶対加速度応答の最大値 $S_s$ （モード次数に応じたスカラー）を求める。ここで、被害推定ノモグラムは応答塑性率を推定するものであるため、これをそのまま用いることはできない。そこで、 $S_s$ を算定するためにノモグラムの式を変形した式(4)<sup>14</sup>を用いる。

$$S_s = R(h_s) \times A(T_r) \times PGA \quad (4)$$

ここで、 $T_r (= T/T_s)$ は地震動と各振動モードの周期比である。式(4)はモード減衰比5%を仮定したものであるが、各振動モードのモード減衰比 $h_s$ はこの値とは異なる。式(4)における $R(h_s)$ はこの違いを補正する係数であり式(5)のように定義される。

$$R(h_s) = 1.884 \times \sqrt{\frac{1 - \exp^{-66\pi h_s}}{66\pi h_s} \{0.424 + \ln(66\pi h_s + 1.78)\}} \quad (5)$$

また、 $A(T_r)$ は周期比 $T_r$ より求まる加速度応答倍率であり、式(6)により求まる。

$$A(T_r) = \frac{\left(\frac{T_r}{k_1}\right)^2}{k_3 \sqrt{\left\{1 - \left(\frac{T_r}{k_1}\right)^2\right\}^2 + 4k_2^2 \left(\frac{T_r}{k_1}\right)^2}} \quad (6)$$

ここで、 $k_1$ から $k_3$ は、モード減衰比5%で固有周期が異なる複数の1自由度系に様々な地震動を与えた動的解析結果に対して、式(6)をフィッティングさせて得られる回帰係数である（ $k_1 = 0.757, k_2 = 0.491, k_3 = 0.586$ ）。式(6)は幅広い周期帯（0.1秒～10秒）を対象に作成したものであるため、様々な振動モードに対する汎用性を有している。

- 3) 次式で表されるCQC法<sup>19</sup>により各振動モードの最大応答値を重ね合わせて、評価対象位置（本稿では、鉄道縦桁）における絶対加速度応答の最大値 $w_{max}$ （評価対象位置および方向に応じたスカラー）を求める。

$$|w_{max}|^2 = \sum_{s=1}^N (\beta_s W_s \cdot S_s)^2 + \sum_{s=1}^N \sum_{\substack{r=1 \\ r \neq s}}^N (\beta_s W_s \cdot S_s) \rho_{sr} (\beta_r W_r \cdot S_r) \quad (7)$$

式(7)において下付き添え字の $s$ および $r$ はそれぞれモード次数を表す。 $S_s$ および $S_r$ はそれぞれ $s$ 次モードおよび $r$ 次モードの絶対加速度応答の最大値であり式(4)によって求められる。 $\beta_s W_s$ および $\beta_r W_r$ はそれぞれ $s$ 次モードおよび $r$ 次モードの刺激関数である。 $\rho_{sr}$ は $s$ 次モードおよび $r$ 次モードの相関係数に相当し、絶対加速度応答を対象とした場合には、各モードの固有周期およびモード減衰比から式(8)により求まる。

$$\rho_{sr} = \rho_{sr}^a / \rho_{sr}^b \quad (8)$$

ここで、 $\rho_{sr}^a$ および $\rho_{sr}^b$ は式(9)および式(10)のようになる。

$$\rho_{sr}^a = 8\sqrt{h_s h_r} \times \frac{\{h_r + \chi^3 h_s + 4\chi h_s h_r (h_r + \chi h_s)\} \sqrt{\chi}}{\sqrt{(1 + 4h_s^2)(1 + 4h_r^2) \{ (1 - \chi^2)^2 + 4h_s h_r \chi (1 + \chi^2) + 4(h_s^2 + h_r^2) \chi^2 \}}} \quad (9)$$

$$\rho_{sr}^b = \sqrt{(1 + 4h_s^2)(1 + 4h_r^2) \{ (1 - \chi^2)^2 + 4h_s h_r \chi (1 + \chi^2) + 4(h_s^2 + h_r^2) \chi^2 \}} \quad (10)$$

ここで、 $\chi$ は $\chi_{sr}$ の略記であり、 $s$ 次モードおよび $r$

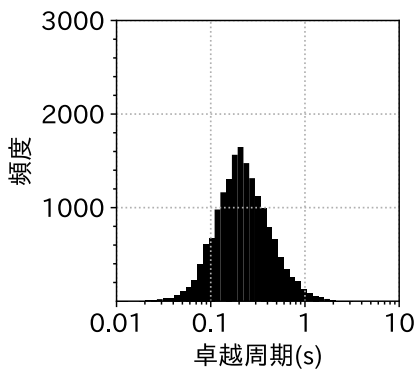


図-10 卓越周期の分布

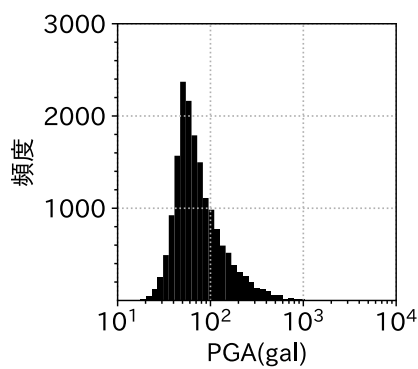


図-11 PGAの分布

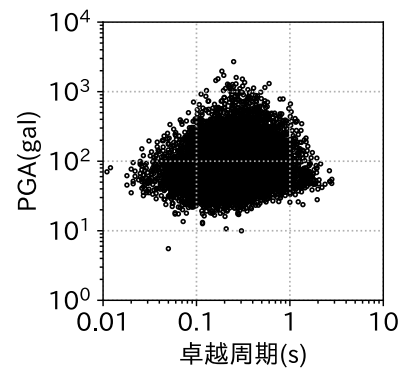


図-12 卓越周期とPGAの関係

次モードの固有周期比 ( $= T_s/T_r$ ) を表す。

- 4)  $w_{max}$  に支持荷重を乗じることで作用する慣性力を求めて、部材の限界値と比較することで地震被害を把握する。

以上の手順において、手順 1) が地震発生前の処理であり、手順 2) 以降が地震発生後の処理である。提案手法では、連立一次方程式の求解等は必要としない閉形式を採用しているため、即時的な評価が可能となっている。

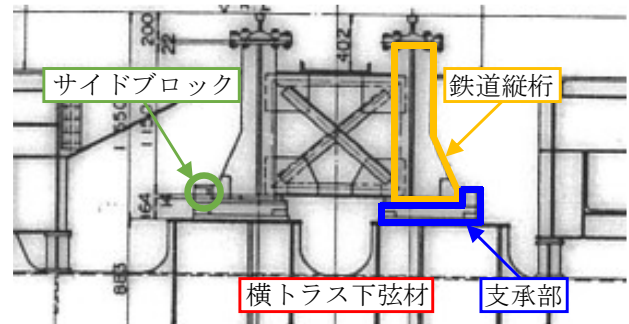


図-13 鉄道縦桁支承部

#### 4. 提案手法による推定精度の検証

##### (1) 検証方針

本稿では、以下に示す2通りの観点から提案手法の推定精度を検証する。このとき、提案手法で使用する振動モードに関する情報は、第2章で述べた詳細なモデルによる固有値解析から評価する。

まず(2)では、地震動特性が変化した場合の推定精度の変化の程度を検証するために、多数の地震動に対して特定の鉄道縦桁における加速度を評価する。理想的には、詳細解析との比較による検証が望ましいが、多数の地震動に対してこれを実施するには膨大な時間を要する。そこで、詳細解析および詳細モード解析法の結果は大きく乖離しておらず、提案手法では弾性範囲を対象とするという前提を踏まえて、短時間で実施可能な詳細モード解析法と提案手法との比較を行う。

続いて(3)では、評価位置に応じた推定精度の変化の程度を検証するために、特定の地震動を用いて長大橋りょうの全鉄道縦桁支承部の被害を評価する。使用する地震動は1つのみであり計算時間は問題とならないため、比較には詳細解析を用いる。

なお、多数の地震動を用いて全鉄道縦桁支承部の被害を評価するという検証方法も考えられるが、地震動特性および評価位置の影響を同時に扱うことになるため、結果の解釈が難しい。本稿では、結果の見通しを良くするという観点から、これらの要因について個別に評価する。

##### (2) 多数の地震動を用いた解析

###### a) 解析条件

入力地震動として1996年5月～2011年7月の間に発生した地震の観測記録のうち、三成分合計加速度で50gal以上を計測した記録の水平成分 (NS, EW成分) から、異常なものを除去した計16984波を用いる。これらの地震動の卓越周期 (式(3)による推定値) およびPGAの分布を図-10および図-11に、卓越周期とPGAの関係を図-12に示す。卓越周期およびPGAはいずれも対数正規分布に近い性状を示しており、卓越周期は0.2秒程度のものが最も多く、PGAは50gal程度のものが最も多い。また、卓越周期とPGAの関係は幅広い分布を示していることから、使用した観測記録には様々な特性の地震動が網羅的に含まれていることが分かる。

評価位置は支間中央の下り線側 (列車荷重載荷側) の鉄道縦桁 (図-13) とし、橋軸直角方向にのみ地震動を入力した際の、橋軸直角方向の絶対加速度応答の最大値を評価する。評価位置における橋軸直角方向の刺激関数の分布を図-14に示す。本検討では、刺激関数の閾値を段階的に下げていき、推定結果が収束する値 ( $= 0.1$ ) を閾値とし、33個の振動モードを選定した。一例として、刺激関数の値が大きい2つの振動モードの形状を図-15に示す。同図から、評価位置においてトラスが大きく変形している振動モードが選定されていることが分かる。また、モード減衰比としては表-3中のNo.5に基づ

表4 解析ケース

Case	各振動モードの最大応答値算定方法	最大応答値の重ね合わせ方法
1	1質点系による動的解析	CQC法(式(7))
2	提案方法(式(4))	CQC法(式(7))

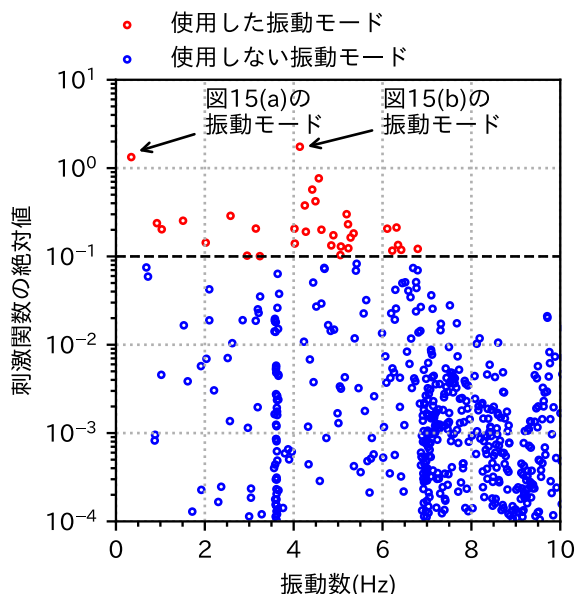


図-14 評価位置の刺激関数の絶対値(橋軸直角方向)

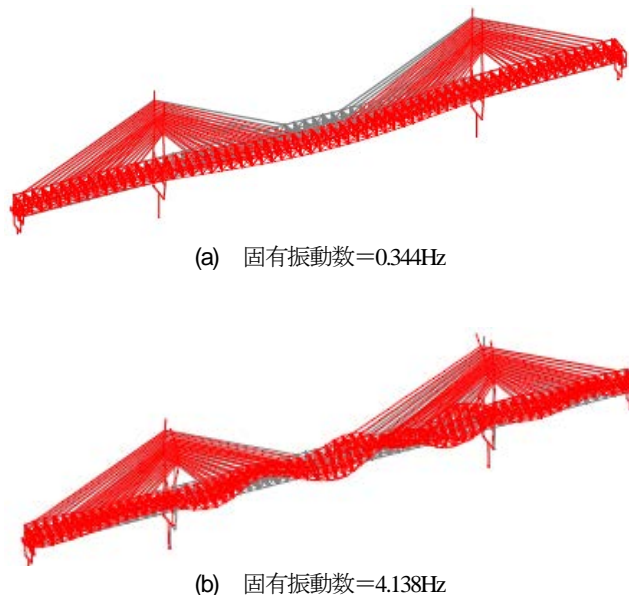


図-15 対象構造物の振動モード形状

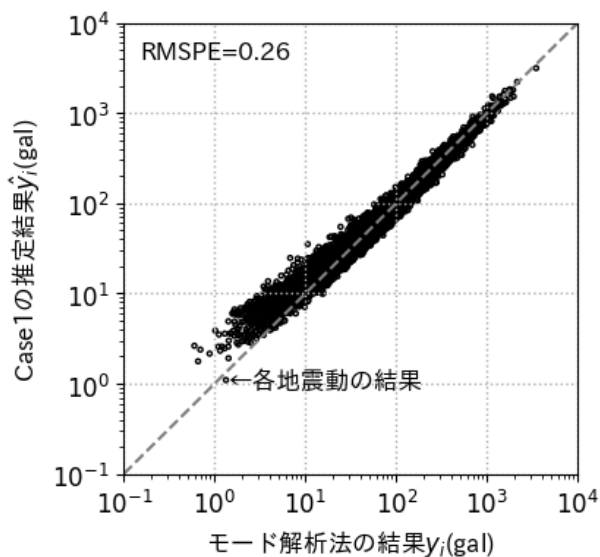


図-16 Case1の推定結果

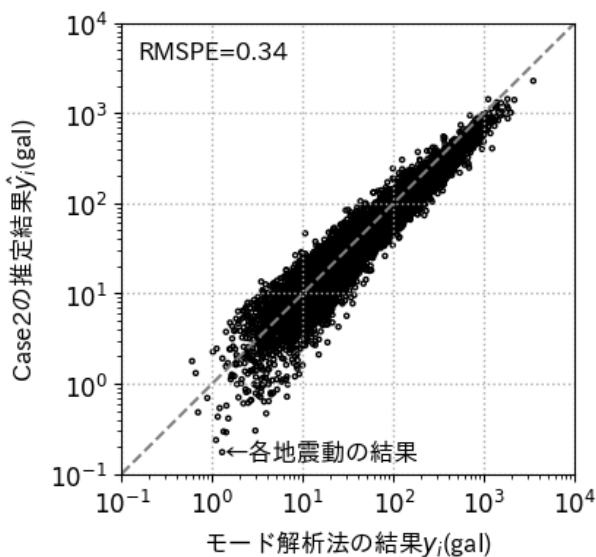


図-17 Case2の推定結果

いた剛性比例減衰を設定する。

ここでは、表-4に示す2通りの方法で応答値の推定を行い、詳細モード解析法の結果と比較する。Case1は各振動モードの最大応答値として精算解(1質点系による動的解析の結果)を使用したものである。これに対して、Case2では被害推定ノモグラムを援用し最大応答値を算定する。また、各ケースについて式(11)に示すRMSPEを評価する。

$$RMSPE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left( \frac{\hat{y}_i - y_i}{y_i} \right)^2} \quad (11)$$

ここで、 $n$ は使用した地震動の数を、 $\hat{y}_i$ は各ケースで推定される評価位置の絶対加速度応答の最大値を、 $y_i$ は詳細モード解析法により算定した評価位置の絶対加速度応答波形から読み取った最大値である。つまり、各ケースの推定値 $\hat{y}_i$ に対して、 $y_i$ が正解値の位置づけとなる。

#### b) 解析結果

Caseごとの推定結果をモード解析法の結果と比較したものを図-16および図-17に示す。

図-16の結果では、応答が小さい領域において両手法の一致度が低く、推定結果が過大となる傾向にある。式(7)の最大応答値の重ね合わせ方法では、各振動モード

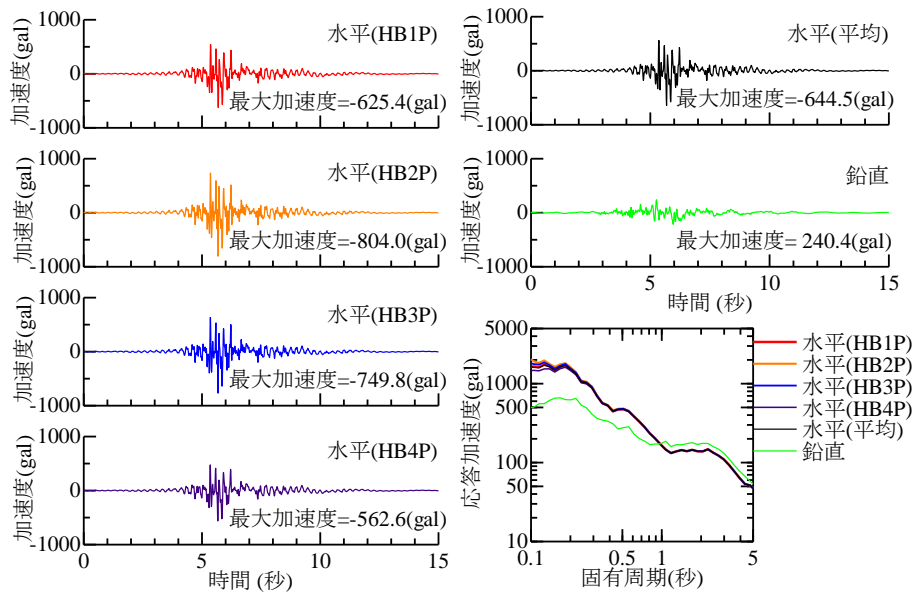


図-18 入力地震動の加速度波形および弾性加速度応答スペクトル

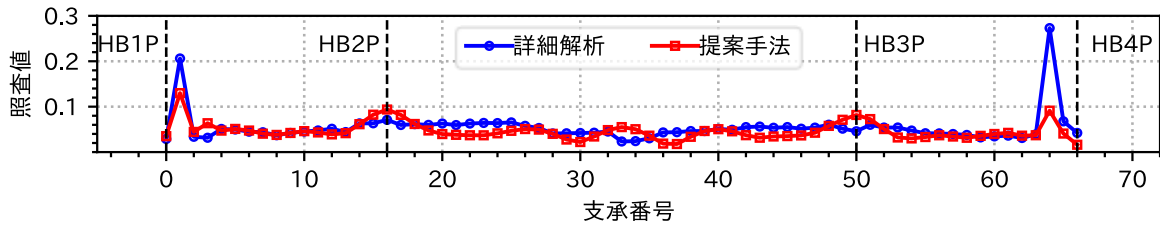


図-19 鉄道縦桁支承部の被害解析結果

の固有周期と比べて地震動の継続時間が十分長く、スペクトルが比較的広帯域特性を持つことを前提としている。応答が小さくなるような弱震記録では、前述したものから地震動の特性が乖離することで、推定精度が低下した可能性がある。これに関しては検討の余地があるが、弱震時においては地震被害が発生する可能性は低いことから、本稿では問題としないこととする。

図-17の結果では、応答が小さい領域になるほど両手法の一致度が低くなっていることが分かる。式(6)の回帰式の算定に使用した地震動は、本検討で使用しているものと同一である。図-11から分かるように、大半の入力地震動はPGAが50gal以上であり、応答が小さくなるような弱震記録の数は少ない。つまり、式(6)の回帰式は弱震記録に重点を置いたものではないといえる。このため、応答が小さい領域での推定精度が低くなっているものと推察される。

Case2のRMSPEは0.34であり、各振動モードの最大応答値に精算解を使用したCase1のRMSPE (=0.26) との差は小さいことが分かる。したがって、被害推定ノモグラムとCQC法を組み合わせる提案手法は、様々な地震動に対して一定の有効性を有していると考えられる。

### (3) 全線の鉄道縦桁支承部の被害評価

#### a) 解析条件

入力地震動として伏在逆断層によるものを使用する(図-18)。詳細な解析では、橋脚位置に応じた地震動(橋軸直角方向および鉛直方向)を基礎底面位置に与える。これに対して、提案手法では橋軸直角方向の地震動のみを考慮し、各橋脚位置の地震動を平均化した波形からPGAとPGVを読み取る。なお、入力地震動の詳細については文献15)を参照されたい。

検証では、橋りょう全線の鉄道縦桁支承部を対象とし、橋軸直角方向のサイドブロックの水平力に関する照査値(作用力と耐力の比率)を評価する。なお、詳細解析では支ばね要素から直接的に水平反力を算定するが、提案手法では鉄道縦桁位置の加速度値に支持荷重を乗じて水平反力を算定する。このとき、刺激関数の閾値としては(1)と同様の基準により0.01を選定し、モード減衰比としては表-3中のNo.5に基づいた剛性比例減衰を設定する。

#### b) 解析結果

解析結果を図-19に示す。同図では、各横トラス下弦材位置において終点側の桁を支持する支承を対象に、起点側から昇順に番号を割り振っている。

端部の支承においては、詳細解析と提案手法の結果に

差異が見られる。この原因としては、以下の理由が考えられる。両端の鉄道縦桁支承部は本来であれば隣接橋梁の上部工上に位置している。ただし、隣接橋梁までモデル化した解析を実施することは困難であるため、解析モデル上は支承ばね要素と剛梁を介して橋脚に接続している。このため、端部では橋脚の影響により挙動が複雑化したことで、両手法の間で差異が生じたものと推察される。一方で、端部において照査値が大きくなり、支間中央付近で照査値が小さくなるという傾向は両手法で良好に一致している。また、全線にわたる照査値が0.05の前後を推移しているという傾向も一致している。したがって、提案手法を全線の被害の俯瞰的な把握に活用できると考えられる。

## 5. まとめ

長大橋りょうを対象とした地震後即時被害推定の手法を提案し、斜張橋の鉄道縦桁支承部に焦点を当てて、手法の概要と有効性を述べた。本稿の内容を以下に示す。

- 1) 地震動の最大加速度および最大速度の情報と、構造物の固有周期、刺激関数およびモード減衰比の情報を使用して、長大橋りょうの地震応答値（最大応答変位、最大応答加速度等）を即時推定する手法を提案した。
- 2) 斜張橋を対象とした地震応答解析を実施し、提案手法の推定精度を検証した。始めに、地震動特性が変化した場合の推定精度の変化の程度を検証した。次いで、評価位置に応じた推定精度の変化の程度を検証した。各検証の結果をそれぞれ、3)および4)に示す。
- 3) 様々な地震観測記録を入力地震動として用いた地震応答解析を複数回行い、各地震動に対する鉄道縦桁の加速度を評価した。その結果、弱震時においては推定値のばらつきが大きくなるものの、このばらつきは強震時では低減する傾向が得られた。また、詳細モード解析法と提案手法とのRMSPEは0.34となった。
- 4) 特定の地震動を用いて、長大橋りょうの全鉄道縦桁支承部の被害を評価した。詳細解析と提案手法による評価結果を比較したところ、端部で若干の乖離が生じているものの、全線にわたる傾向は概ね一致していたことから、提案手法を全線の被害の俯瞰的な把握に活用できることが示された。

今後は、他形式の長大橋りょうや他部材においても同様の評価が可能なることを検証予定である。なお、本研究は（公財）鉄道総合技術研究所と本州四国連絡高速道路（株）との共同研究によるものである。

## 付録1 詳細なモデルによる非線形動的解析とモード解析法の比較

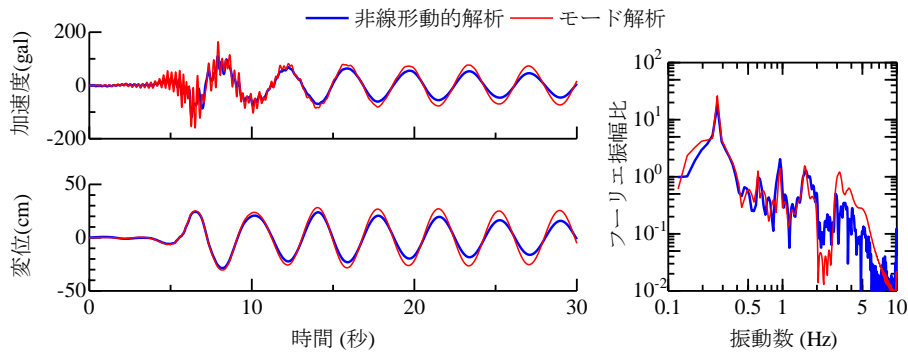
詳細なモデルを用いた非線形動的解析とモード解析法の比較を行う。支間中央における横トラス下弦材の中心位置に着目し、橋軸方向および橋軸直角方向の時刻歴応答を評価する。このとき、モード解析法で使用する振動モードに関する情報は、第2章で述べた詳細なモデルによる固有値解析から評価する。

入力地震動として、**図-18**に示した伏在逆断層による地震動を使用する。**図-18**の地震動を水平1方向（橋軸方向あるいは橋軸直角方向）にのみ入力することとし、入力方向と同じ方向の時刻歴応答を評価した。非線形動的解析では下部工位置に応じた地震動を入力するが、モード解析法では全下部工位置の地震動を平均化したものを入力する。減衰としては、非線形動的解析では**表-3**に示す減衰を各部材に与える要素別剛性比例減衰とする。これに対してモード解析法では、橋軸方向の評価の場合は**表-3**中のNo.1に基づいた剛性比例減衰を設定し、橋軸直角方向の評価の場合は**表-3**中のNo.5に基づいた剛性比例減衰を設定する。また、モード解析法では評価位置・評価方向の刺激関数の絶対値が0.01以上の振動モードを抽出し使用する。

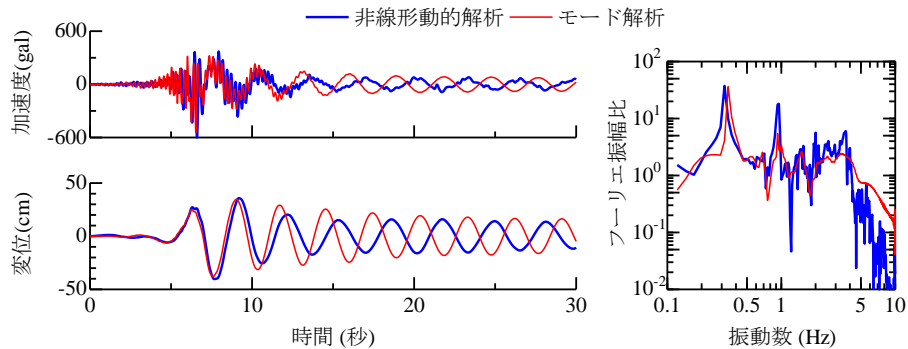
非線形動的解析とモード解析法の比較結果を**付図-1**および**付図-2**に示す。各図には、絶対加速度および相対変位の時刻歴応答波形に加えて、絶対加速度のフーリエ振幅比（応答値/入力地震動）を示している。このとき、非線形動的解析およびモード解析法のいずれにおいても、全下部工位置の入力地震動を平均化したものを基準として、相対変位波形およびフーリエ振幅比を算定している。

両図から、非線形動的解析とモード解析法との間で、時刻歴応答波形の最大値やフーリエ振幅比の形状は概ね一致していることが分かる。なお、1.0Hz以降の一部の振動数帯でフーリエ振幅比の大きさに相違が見られるが、前述したような減衰の設定方法の違いが一因として考えられる。また、非線形動的解析とモード解析法との間で、橋軸直角方向の1次モードの卓越振動数が異なっており、時刻歴応答波形に位相差が見られる。この一因として、トラスの橋軸直角方向の変形を拘束するウィンド沓のモデル化方法の違いが考えられる。非線形動的解析の場合はウィンド沓を衝突を模擬したスリップモデルとして表現しているが、モード解析法ではウィンド沓を固定支承としてモデル化している。橋軸直角方向の1次モード（**図-15 (a)**）はトラス主体の振動モードであるため、ウィンド沓のモデル化の違いが卓越振動数に反映されたものと推察される。

以上を踏まえると、非線形動的解析とモード解析法の間では、高振動数帯での応答や位相に相違が見られる



付図-1 支間中央における横トラス下弦材の中心位置の時刻歴応答（橋軸方向）



付図-2 支間中央における横トラス下弦材の中心位置の時刻歴応答（橋軸直角方向）

が、全体的な挙動は概ね一致しているといえる。検討に使用した地震動の大きさを踏まえると、全線での地震後即時被害推定の実務に対して、モード解析法は適用可能であると考えられる。

## REFERENCES

- 1) 小林寛, 運上茂樹, 加納匠: 加速度センサを用いた道路橋の地震時被災度判定手法の開発, 土木学会地震工学論文集, Vol. 28, No. 023, 2005. [Kobayashi, H., Unjoh, S. and Kanoh, T.: DEVELOPMENT OF AN EARTHQUAKE DAMAGE DETECTION METHOD FOR BRIDGE STRUCTURES WITH THE ACCELERATING SENSOR, JSCE journal of Earthquake Engineering, Vol. 28, 2005.]
- 2) Nakamura, M., Masi, S., Chassiakos, A.G. and Caughey, T.K.: A method for non-parametric damage detection through the use of Neural Networks, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 27, pp. 997-1010, 1998.
- 3) Xu, B., Wu, Z.S. and Yokoyama, K.: Neural Networks based identification for the Akinada suspension bridge with earthquake responses, The Seventh International Symposium on Structural Engineering for Young Experts, Tianjin, P. R. China, pp. 474-482, 2002.
- 4) 横山功一, 原田隆郎, 黒田聡, A.K.M. Rafiqzaman: ニューラルネットワークを用いた橋脚の地震時リアルタイム損傷判定法に関する検討, 日本地震工学論文集, 第7巻, 第5号, pp. 31-44, 2007. [Yokoyama, K., Harada, T., Kuroda, S. and Rafiqzaman, A.K.M.: Real-time evaluation of bridge pier damages due to earthquake by using Neural Networks technique, Journal of Japan Association for Earthquake Engineering, Vol. 7, No. 5, pp. 31-44, 2007.]
- 5) 坂下克之, 志波由紀夫: 複数の破壊モードを考慮した土木構造物の地震時損傷確立評価手法の提案, 土木学会論文集 A1, Vol. 69, No. 4, pp. I\_661-I\_677, 2013. [Sakashita, K. and Shiba, Y.: METHOD OF THE SEISMIC FAILURE PROBABILITY EVALUATION OF THE STRUCTURE CONSIDERING MULTIPLE FAILURE MODES, Journal of JSCE A1, Vol. 69, No. 4, pp. I\_661-I\_677, 2013.]
- 6) 中村晋, 松本敏克, 坂下克之, 丹羽三郎: 複数の損傷モードを考慮した地中構造物の fragility 評価手法の提案, 土木学会論文集 A1, Vol. 77, No. 2, pp. 271-286, 2021. [Nakamura, S., Matsumoto, T., Sakashita, K. and Niwa, S.: PROPOSAL OF FRAGILITY EVALUATION METHOD OF UNDERGROUND STRUCTURE CONSIDERING MULTI DAMAGE MODES, Journal of JSCE A1, Vol. 77, No. 2, pp. 271-286, 2013.]
- 7) サキヤ摩耶, 西尾真由子, 藤井浩子: 構造パラメータ不確定性を考慮した fragility 解析とハザード評価に基づく免震橋脚の地震リスク解析, 日本地震工学会論文集, 第19巻, 第6号, pp. 214-224, 2019. [Shakya, M., Nishio, M. and Fujii, H.: Seismic Risk Analysis Based on Hazard Evaluation and Fragility Analysis Considering Structural Parameter Uncertainties, Journal of JAEE, Vol. 19, No. 6, pp. 214-224, 2019.]
- 8) 坂井公俊, 室野剛隆: 地震動の最大加速度と最大速度を用いた土木構造物の地震被害推定ノモグラムの改良, 土木学会論文集 A1, Vol. 71, No. 4, pp. I\_32-I\_39, 2015. [Sakai, K. and

- Murono, Y.: NOMOGRAPH FOR DAMAGE ESTIMATION OF VIADUCT WITH VARIOUS DAMPING, Journal of JSCE A1, Vol. 71, No. 4, pp. I\_32-I\_39, 2015.]
- 9) 西谷雅弘, 田村正, 平山靖之: 瀬戸大橋斜張橋(櫃石島橋、岩黒島橋)の耐震補強設計, 本四技報, 第42巻, 第130号, pp. 52-58, 2018. [Nishitani, M., Tamura, T. and Hirayama, Y.: Seismic retrofit design of Seto-Ohashi cable stayed bridges (Hitsuishijima and Iwakurojima Bridges), Honshi Technical Report, Vol. 42, No. 130, pp. 52-58, 2018.]
  - 10) 西岡武雄, 片山哲夫, 小泉正司: 本州四国連絡橋・櫃石島橋の製作設計, 川田技報, 第5巻, 1月号, pp. 45-54, 1986. [Nishioka, T., Katayama, T. and Koizumi, M.: Design of HITSUISHIJIMA Bridge, Kawata Technical Report, Vol. 5, JAN, pp. 45-54, 1986.]
  - 11) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2012. [Japan Road Association: Specifications for Highway Bridges Part V Seismic Design, 2017.]
  - 12) (公財) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物, 2012. [Railway Technical Research Institute: Design Standards for Railway Structures and Commentary (Foundation Structures), 2012.]
  - 13) Wilson, E.L., Der Kiureghian, A. and Bayo, E.P.: A replacement for the SRSS method in seismic analysis, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 9, No. 2, pp. 187-192, 1981.
  - 14) 田中駿, 坂井公俊, 田中浩平, 原田智: 土木構造物上の電車線柱の地震応答値即時推定手法の提案, 鉄道工学シンポジウム論文集, 第22号, 2018. [Tanaka, S., Sakai, K., Tanaka, K. and Harada, S.: THE SIMPLIFIED METHOD FOR THE EVALUATION OF SEISMIC RESPONSE OF ELECTRIC POLE BUILT ON RAILWAY STRUCTURE, Journal of railway engineering, No. 22, 2018.]
  - 15) 福永勸, 遠藤和男: 耐震補強検討に用いる大規模地震動の設定, 本四技報, 第33巻, 第111号, pp. 18-23, 2008. [Fukunaga, S. and Endou, K.: Large-scale earthquakes for seismic upgrading, Honshi Technical Report, Vol. 33, No. 111, pp. 18-23, 2008.]

## IMMEDIATE ESTIMATION OF SEISMIC DAMAGE OF LONG-SPAN BRIDGES BY USING MODAL ANALYSIS

Keigo TSUKIOKA, Kimitoshi SAKAI,  
Takao KANEDA, Masahiro NISHITANI,  
Ryouji SASAOKA and Yoshitaka KIKUCHI

Applying the concept of modal analysis, we proposed a method for immediate estimation of seismic damage of long-span bridges. In the proposed method, seismic response values (maximum displacement response, maximum acceleration response and so on) of long-span bridges are immediately estimated after earthquakes by using information on peak ground values (PGA and PGV) and structures (natural period, stimulus function and modal damping ratio). In order to verify the effectiveness of the proposed method, we carried out the earthquake damage analysis for the cable-stayed bridge. The degree of damage with respect to the side blocks at the bearings was estimated from the proposed method, and they were compared with the responses obtained from the detail dynamic analysis using the space frame model. As a result, the estimation results reproduced the degree of damage in a good accuracy, by which the validity of the proposed method could be confirmed.