

# マルチスケールモデルによる長大橋の主塔主桁間の衝突現象の再現と局部損傷の評価

武田 智信<sup>1</sup>・水谷 司<sup>2</sup>・長山 智則<sup>3</sup>・藤野 陽三<sup>4</sup>

<sup>1</sup> 学生会員 東京大学大学院博士課程 工学系研究科社会基盤学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷7丁目3-1)

E-mail:takeda@bridge.t.u-tokyo.ac.jp

<sup>2</sup> 正会員 東京大学助教 工学系研究科社会基盤学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷7丁目3-1)

E-mail:mizutani@bridge.t.u-tokyo.ac.jp

<sup>3</sup> 正会員 東京大学准教授 工学系研究科社会基盤学専攻 (〒113-8656 東京都文京区本郷7丁目3-1)

E-mail:nagayama@bridge.t.u-tokyo.ac.jp

<sup>4</sup> フェロー会員 横浜国立大学上席特別教授 先端科学高等研究院 (〒240-8501 神奈川県横浜市保土ヶ谷区常盤台79-5)

E-mail:fujino@ynu.ac.jp

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震において、横浜ベイブリッジの主桁の橋軸直角方向変位を拘束する機構であるウインド舌とタング間で衝突が観測された。この地震でウインドタングには損傷は見られなかったが、地震時に免震機能を発揮するタワーリンクにおいて一部のボルトが破断した。設計時には衝突現象について考慮されておらず、大地震時の局部損傷も明らかになっていない。そのため、大地震時の長大橋で発生しうる損傷を予測する必要がある。本研究では、衝突部付近のみをシェルソリッド要素、それ以外を梁要素としたマルチスケールモデルを構築し、横浜ベイブリッジで観測された衝突応答を再現した。このモデルを用いてレベル2地震動を入力して非線形地震応答解析を行い、大地震時に発生しうる局部損傷について検討した。

**Key Words:** multi-scale model, pounding between wind-tongue and wind-shoe, local damage, nonlinear seismic response analysis, long span bridge

## 1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震において横浜ベイブリッジのウインド舌 - タング間で衝突が観測された。この地震は、世界で供用中の長大斜張橋が経験した最も大きい地震動であり、桁の橋軸直角方向の変位を拘束するウインドタングに設置されている加速度計で周期的なパルス状の応答が本橋梁では初めて捉えられた。ウインド舌とウインドタングの間には5mmの遊間があるが、設計時には一体となって挙動すると仮定しており、衝突現象は考慮されていない。ウインドタングが損傷した場合、タワーリンクの脱落、ケーブルの破断、補剛桁の損傷など、連鎖的に損傷が発生する可能性がある。東北地方太平洋沖地震では、ウインドタングとウインド舌の衝突によりウインドタングの損傷が軽微であったにもかかわらず、タワーリンクのボルトが破断するという想定外の被害が発生しており、衝突現象を分析

する必要がある。これまでに、ノースリッジ地震においてヴィンセント・トーマス橋の補剛桁で衝突を示唆する橋軸直角方向の周期的なスパイク応答が観測されている<sup>1)</sup>。また、兵庫県南部地震においても東神戸大橋において衝突応答が観測されており<sup>2)</sup>、ウインド舌が損傷し、ペンデル支承の脱落や桁端部のアップリフトなど連鎖的な損傷が発生している<sup>3)</sup>。このような中、高密度な地震モニタリングシステムが設置されている横浜ベイブリッジでは、衝突が振動特性に与える影響を明らかにしている<sup>4)</sup>。また、簡易なモデルや三次元骨組みモデルを用いてウインド舌 - タング間の衝突を考慮した動的解析により、ウインドタングの耐力を上回る衝突力が発生することを明らかにしている<sup>5) 6)</sup>。しかし、詳細な損傷状態や損傷部位については明らかになっていない。また、東北地方太平洋沖地震で発生したボルト破断のメカニズムの解明にも至っていない。

本研究では、長大橋の例として横浜ベイブリッジで観

測された応答を再現可能な梁要素を用いた全体モデルおよびシェル・ソリッド要素による衝突部の局所モデルを組み合わせることでマルチスケールモデルを構築し、動的解析により、実際に発生したボルト破断メカニズムを明らかにするとともに、レベル2地震時におけるウインドタングの衝突力、変形状態、損傷部位について検討を行った。さらに、東北地方太平洋沖地震でボルト破断が発生したタワーリンクにおいて、レベル2地震時にどのような損傷が起こりうるかについて検討を行った。

## 2. 対称橋梁の概要

横浜ベイブリッジは橋長860m、側径間200mの3径間連続斜張橋である。主桁はダブルデッキートラス構造となっており、上弦材は上フランジが鋼床版と一体化した箱断面となっている。上層は横浜高速湾岸線が通っている。また、下層には2004年に暫定供用が開始された国道357号線が2車線で通っている。主塔は高さ172m、幅29.25mのH型のラーメン構造である。主塔下部横梁には図-1に示すように凸型のウインドタングが設置されており、主桁横張に設置されたウインド杓を介して橋軸直角方向の変位を制限している。また、主塔と主桁はタワーリンクにより接続されており、このリンクが橋軸・橋軸直角

方向に振り子状に動くことで免震機能を果たしている。

また、本橋梁には36箇所合計85チャンネルのサーボ型加速度計が設置されており、橋梁および地盤の地震時の加速度応答を計測している。計測のサンプリング周波数は100Hzとなっている。2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、本震および9つの余震の観測に成功している。センサー配置図を図-2に示す

東北地方太平洋沖地震において横浜ベイブリッジで観測された地震記録の概要を表-1に示し、観測された地震動と耐震補強設計時に用いられた地震動の応答スペクトル(減衰定数5%)の比較を図-3示す。観測された地震動の応答スペクトルの値は耐震補強設計時に用いられた地震動よりも小さく、橋梁に大きな損傷を与えるものでは

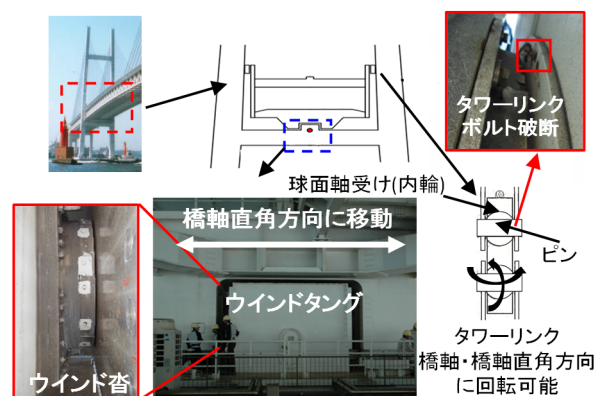


図-1 ウインドタングとタワーリンク

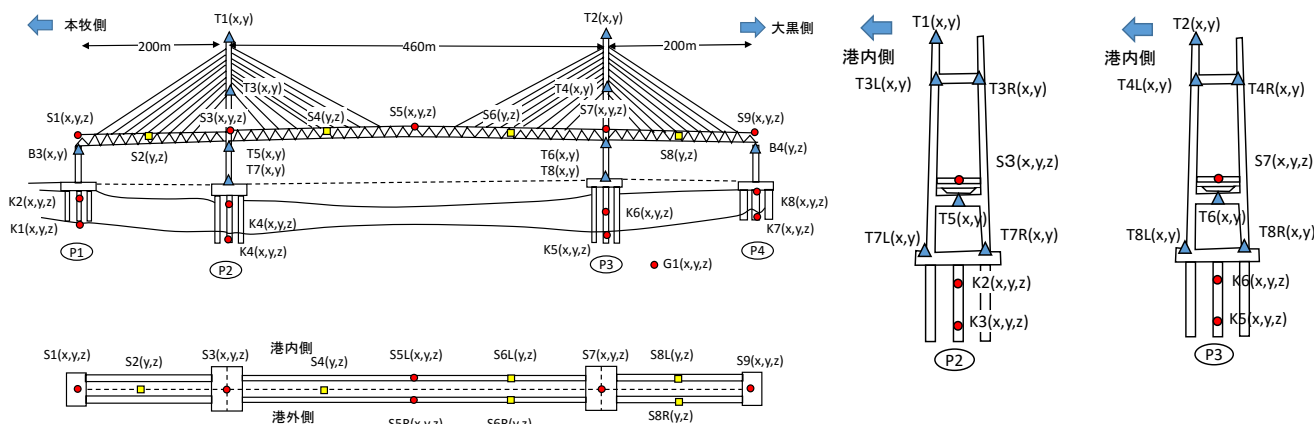


図-2 横浜ベイブリッジのセンサー配置図<sup>4)</sup>

表-1 東北地方太平洋沖地震において観測された地震動

| 地震  | 観測日時             | マグニチュード | 震度 | データ長[s] | 最大加速度[gal] |
|-----|------------------|---------|----|---------|------------|
| 本震  | 2011/3/11, 14:47 | 9.0     | 5- | 600     | 83.32      |
| 余震1 | 2011/3/11, 15:16 | 7.7     | 4  | 400     | 35.27      |
| 余震2 | 2011/3/11, 15:27 | 7.5     | 3  | 200     | 6.06       |
| 余震3 | 2011/3/11, 16:29 | 6.5     | 2  | 60      | 3.84       |
| 余震4 | 2011/3/11, 17:20 | 6.1     | 3  | 150     | 7.16       |
| 余震5 | 2011/3/12, 04:00 | 6.7     | 3  | 120     | 3.11       |
| 余震6 | 2011/3/13, 10:27 | 6.4     | 3  | 120     | 3.82       |
| 余震7 | 2011/3/14, 10:03 | 6.2     | 4  | 60      | 5.31       |
| 余震8 | 2011/3/15, 22:32 | 6.4     | 4  | 120     | 16.65      |
| 余震9 | 2011/3/16, 12:52 | 6.1     | 5- | 120     | 5.62       |

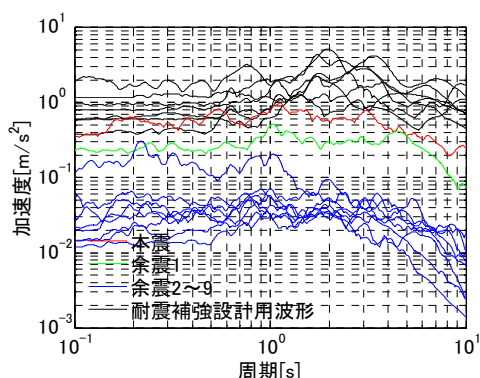


図-3 観測された地震応答と耐震補強設計に用いられた地震動の応答スペクトル(減衰定数 5%)

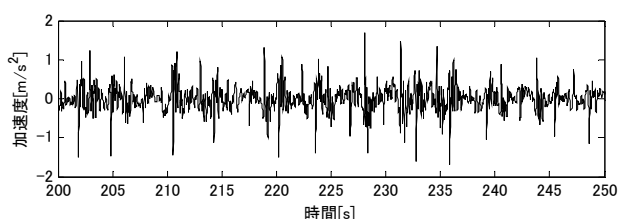


図-4 本震時において主塔 P2 のウインドタンク部(T5)で観測された橋軸直角方向の加速度応答

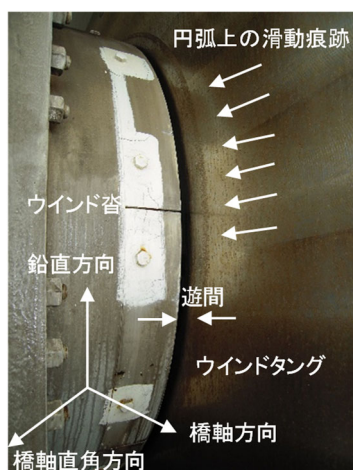


図-5 ウインドタンクの接触痕<sup>4)</sup>

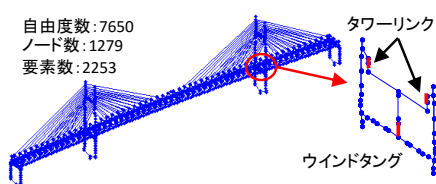


図-6 構築した全体モデル

ないことを示している。このうち、本震と余震 1 で周期的なスパイク上の波形が観測された。図 4 に本震において主塔 P2 のウインドタンク部(T5)で観測された橋軸直角方向の加速度応答を示す。さらに、現地調査の結果、ウインドタンクに図 5 に示す円形の接触痕が観察された。これらの観測および観察結果はウインドタンクで橋軸直角方向の衝突が発生したことを示している。

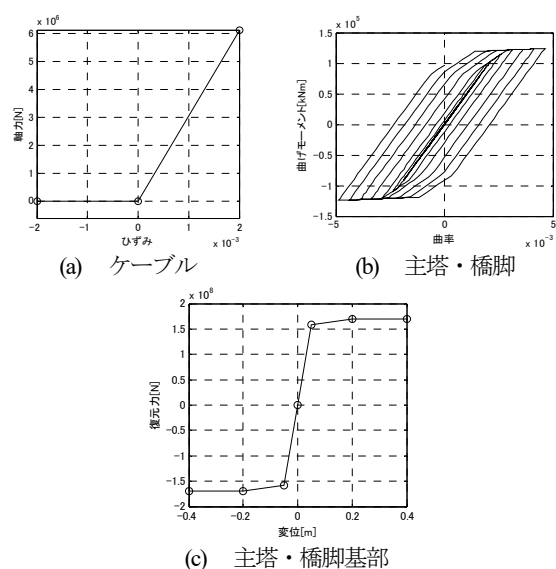


図-7 各部材の非線形性

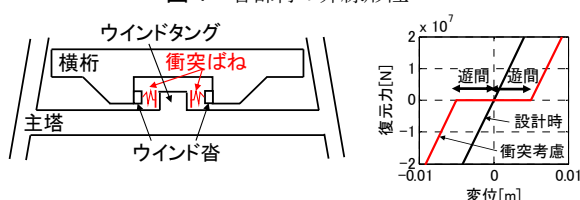


図-8 衝突モデル

### 3. マルチスケールモデルの構築

#### (1) 梁要素による全体モデル

設計図面と観測データに基づいて衝突を考慮していない設計モデルを修正することで全体モデルを梁要素で構築した。全体モデルを図 6 に示す。主構はトラス部材を梁要素によりモデル化し、暫定供用位置に下路床組を考慮している。ケーブルはトラス要素によりモデル化し、ケーブルのプレストレスを考慮している。橋脚および主塔は隅角部を剛部材とし、それ以外の部分を非線形梁要素によってモデル化している。復元力特性は、トリリニア型の  $M - \phi$  関係を適用した。主塔と橋脚の基部は基礎構造の変形を表す SR ばねでモデル化している。各部材の非線形性を図 7 に示す。また、図 8 に示すようにウインド沓 - タング間の衝突を再現するために遊間以上の変位が発生した際に剛性を持つ衝突ばね<sup>8)</sup>を導入した。衝突ばねの復元力特性は、シェル要素でモデル化したウインドタンクのプッシュオーバー解析から得られた荷重 - 変位関係に基づいて設定した。また、供用後に 2006 年～2008 年にかけてレベル 2 地震動に対する耐震補強工事によって行われた端橋脚の補強やアップリフト防止ケーブルの設置などを考慮して質量や剛性を修正した。なお、全体モデルの構築および後述する固有値解析および動的解析は東京大学橋梁研究室で開発している三次元骨組み構造モデル用動的非線形解析プログラム Interactive Simulator and Analyzer for Structures (ISAS)<sup>9)</sup>を用いた。

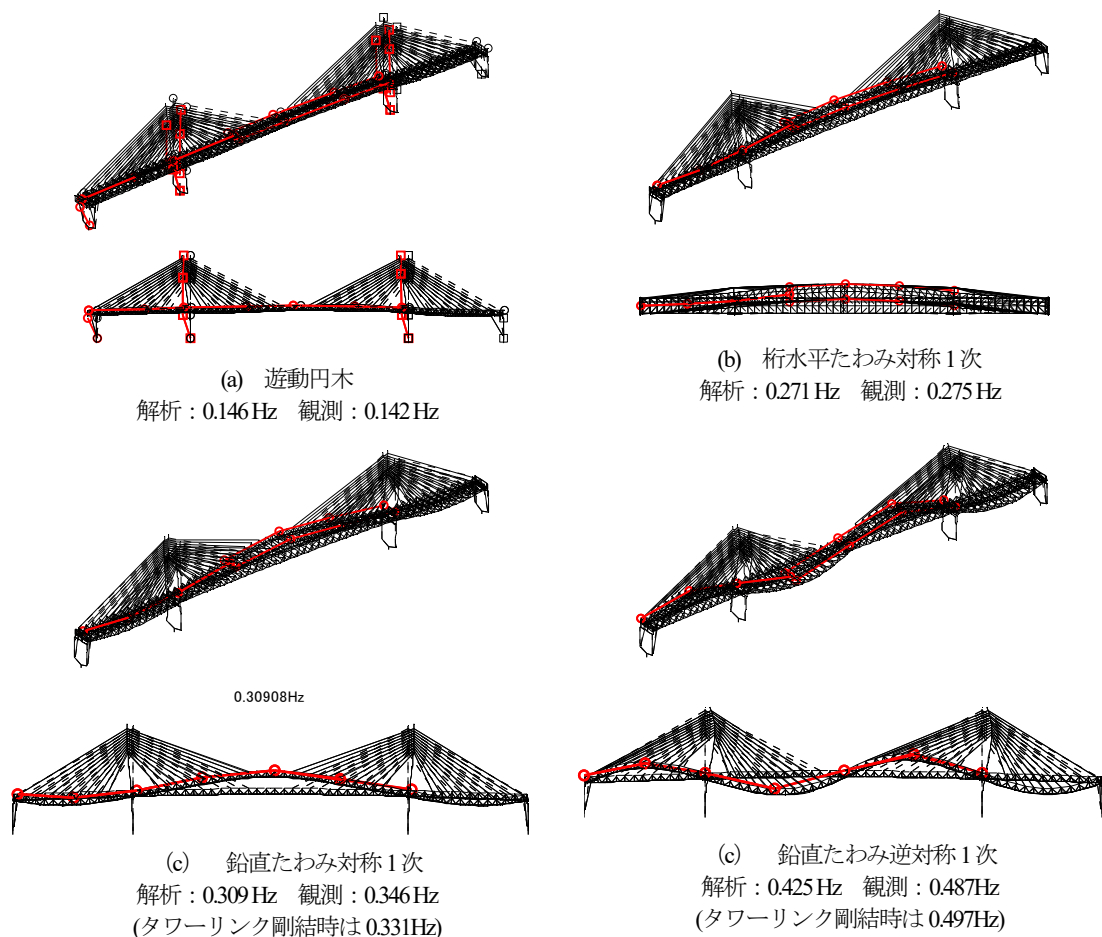


図-9 構築した全体モデルの固有振動数とモード形状

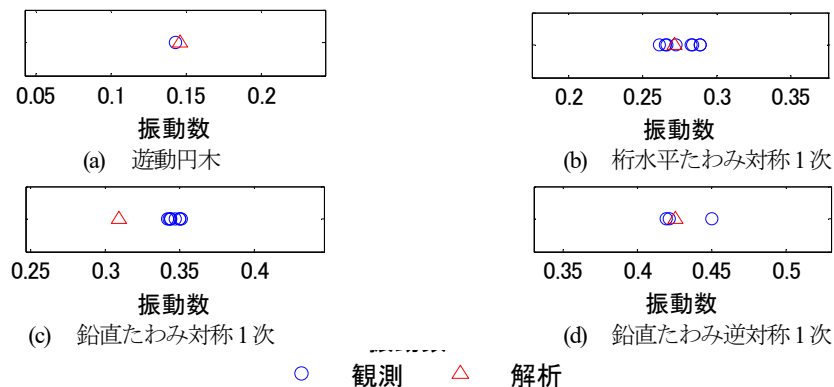


図-10 各地震動で同定された固有振動数と構築した全体モデルの固有振動数の比較

構築した全体モデルの妥当性を検証するために固有値解析を行い、衝突が発生していない余震 2～9 の 8 波の観測データから同定された固有振動数、モード形状と比較した。システム同定には System Realization using Information Matrix (SRIM)<sup>10,11)</sup>を用いた。この手法は、入力信号と出力信号の相関から状態空間モデルの係数行列を求める手法である。

固有値解析結果と観測データの全時間領域を解析区間として SRIM を適用して同定したモード形状と固有振動数の平均値の比較を図-9 に、各地震動で同定された固有振動数と固有値解析から得られた固有振動数の比較を図

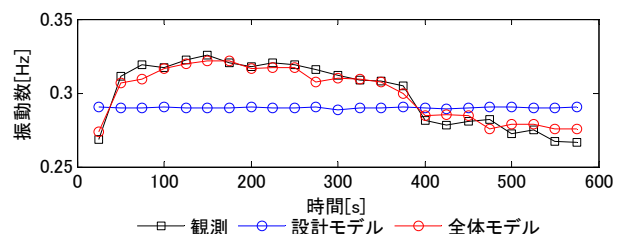
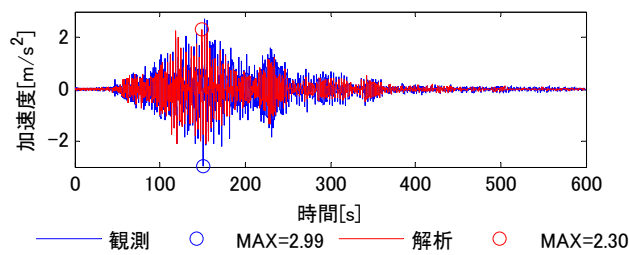


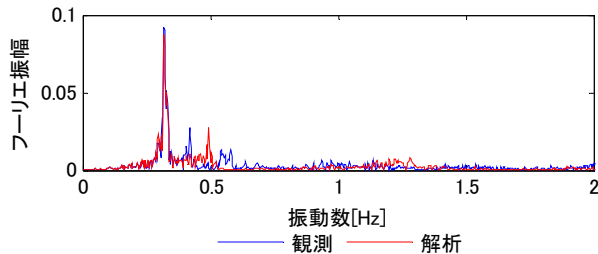
図-11 観測と設計モデルおよび構築したモデルの固有振動数の時間変化の比較

-10 に示す。構築したモデルの固有振動数は観測から同定された固有振動数のばらつきの範囲内である。また、



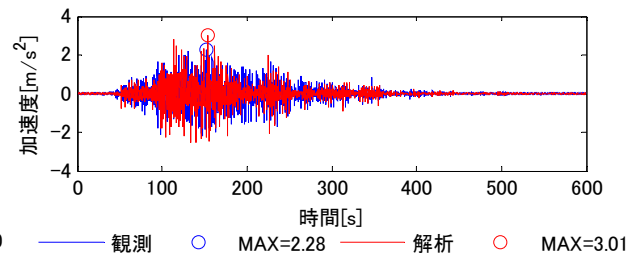


(a) 加速度応答の時刻歴

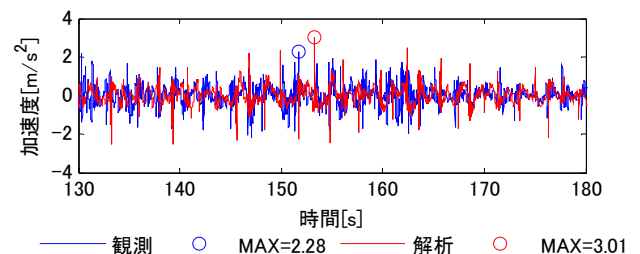


(b) 加速度応答のフーリエ振幅スペクトル

図-13 S5における加速度の時刻歴とフーリエ振幅スペクトルの比較



(a) 加速度応答の時刻歴



(b) 130～180秒を拡大

図-12 T5における橋軸直角方向の加速度応答の比較

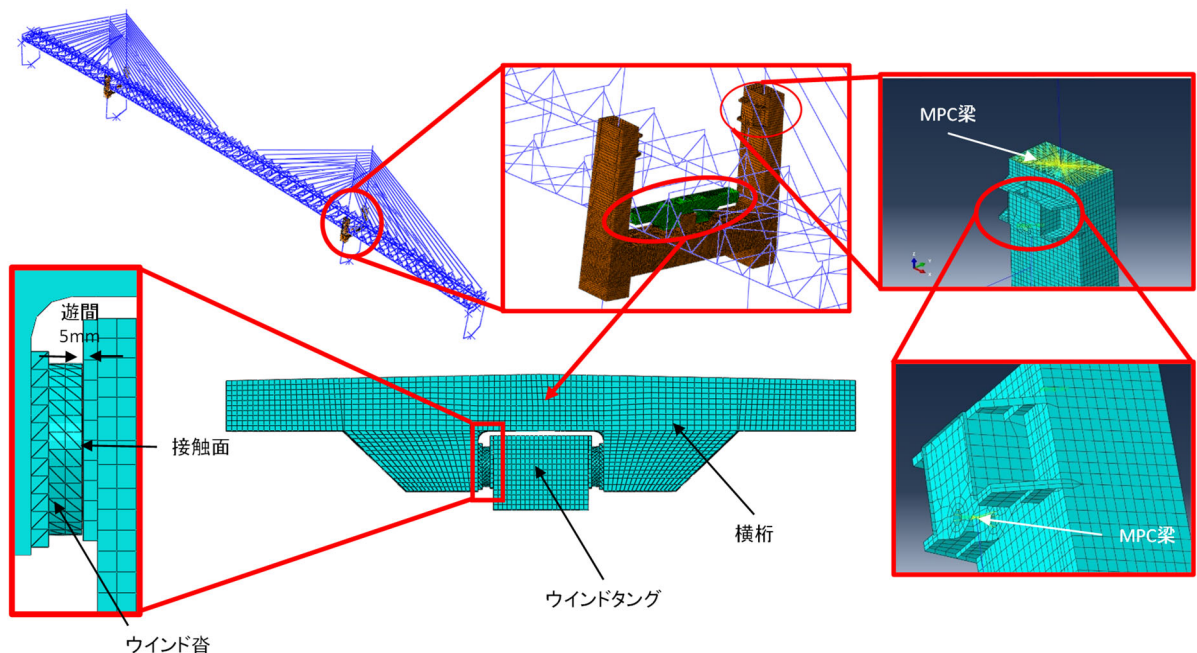


図-14 構築したマルチスケールモデル

同定された固有振動数の平均値と固有値解析結果を比較すると、水平モードの観測に対する固有値解析の固有振動数の誤差は3%程度である。

一方、鉛直たわみ1次と鉛直たわみ2次については固有値解析から得られた振動数が観測から得られた振動数に比べ11～13%程度小さな値である。この傾向は2004年に発生した新潟中越地震における応答分析<sup>12)</sup>でも確認されており、鉛直モードにおいてタワーリンクやエンドリンクが摩擦力を超える地震荷重が作用せず、リンク部分がフリーとならなかったと考えられる。

そこで、タワーリンクおよびエンドリンクの回転を拘束して固有値解析を行った。図-9にリンクの回転を拘束

した場合の鉛直モードの振動数を示しているが、観測から得られた固有振動数とほぼ等しい値が得られた。

次に、本震を用いた動的解析を行い、動的応答の再現性について検討した。入力地震動は多点異入力とし、端橋脚P1および主塔P2、P3の基礎K2、K4、K6には各基部で観測された3方向の加速度応答を用いた。端橋脚P4の基礎K8は加速度センサーが故障していたため、地盤の影響が大きい水平方向加速度をK6、基礎の剛性の影響が大きい鉛直方向の加速度をK2で観測された加速度で代用した。時刻歴応答を移動式の時間窓によって分割し、各時間窓内の応答にSRIMを適用することで固有振動数の時間変化を同定した。時間窓の幅は既往の研究か

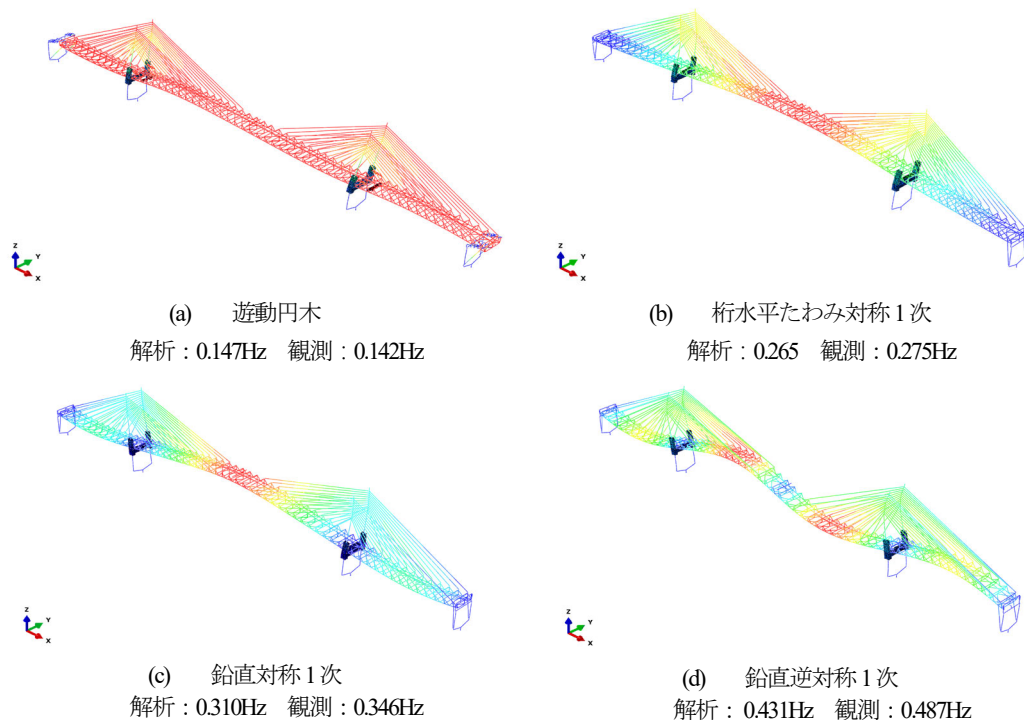


図-15 固有値解析から得られたマルチスケールモデルのモード形状

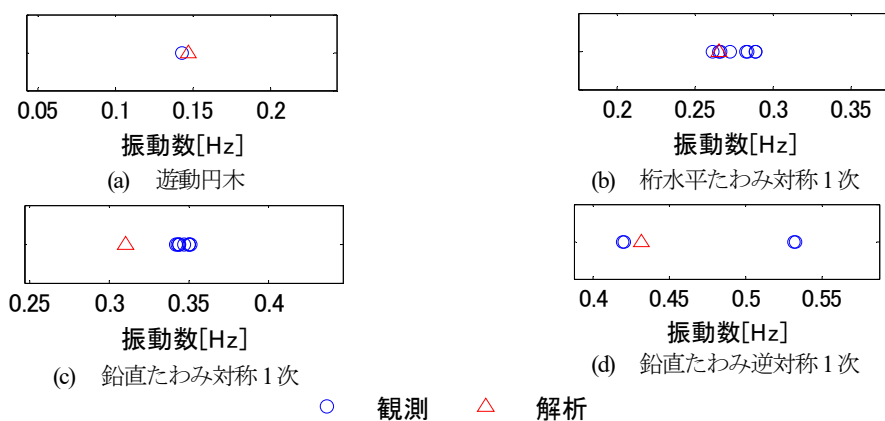


図-16 マルチスケールモデルの固有値解析結果と観測された固有振動数のばらつきの比較

ら最も整合的な値を与えるとされている 50 秒とした。また、時間窓は 50%オーバーラップさせながら移動させた。SRIM は本来線形システムを前提とした解析手法であるが、時間窓内ではシステムは線形と仮定して適用した。本震における解析と観測の固有振動数の時間変化の比較を図-11 に示す。衝突現象を考慮していない設計モデルでは固有振動数の時間変化を再現できていない。一方、構築したモデルは観測された衝突による固有振動数の時間変化を再現できている。

また、時刻歴応答についても解析と観測の比較により再現性を検討した。解析と観測の S5 における橋軸直角方向の加速度応答の時刻歴波形とフーリエ振幅スペクトルの比較を図-13 に示す。解析結果は観測された応答の時刻歴の外形を概ね再現しており、最大値を示す時刻および最大値も再現している。スペクトルで見ると、1 次モードの振動数とフーリエ振幅スペクトルがよく一致し

ている。また、図-12 に示すように衝突位置である T5 の橋軸直角方向の加速度応答の最大値付近を拡大してみると、衝突に起因するスパイク応答の間隔とそのピーク値が概ね一致しており、衝突の瞬時的な応答を再現している。

## (2) シェルソリッド要素による局所モデル

既往の研究<sup>13)</sup>に用いられた三次元有限要素モデルに基づき、シェル要素により主塔の局所モデルを構築した。鋼材の応力-ひずみ関係はバイリニア型とし、降伏後の剛性は初期剛性の 1%とした。本研究では、ウインドタンクとウインド沓の衝突による変形状態を求めつつ、自由度を削減するために、衝突部周辺であるウインドタンク、下部水平梁およびタワーリンクブラケットの範囲を用いた。切断面は全体モデルの節点位置と対応する位置とした。これにより、主塔の要素数を約 19 万から約 7 万

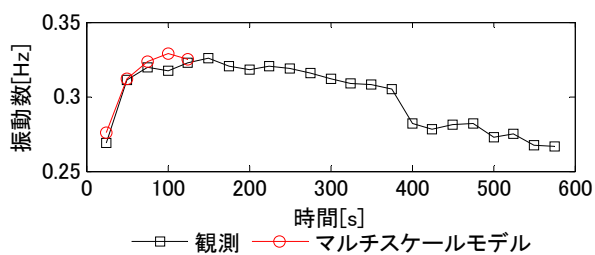


図-17 観測とマルチスケールモデルの固有振動数の時間変化の比較

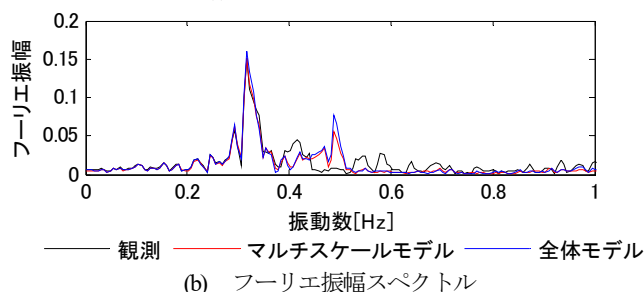
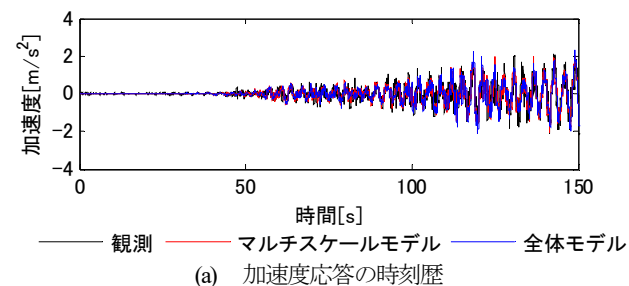


図-18 本震における観測と解析の S5 の橋軸直角方向加速度応答の比較

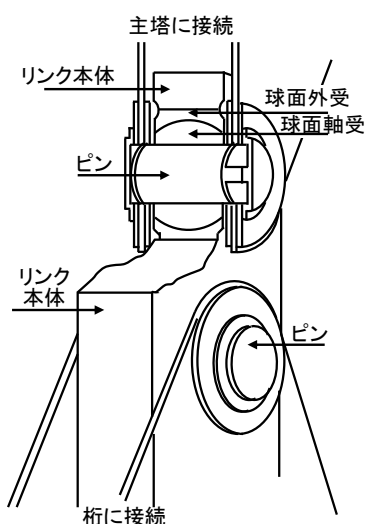


図-19 タワーリンクの構造<sup>17)</sup>

に削減した。

また、図面に基づいて主塔 P2 および主塔 P3 位置における横桁およびウインド晝の局所モデルを構築した。ウインド晝は横桁との境界部における節点の変位が等しくなるように結合拘束を適用している。なお、局所モデルおよびマルチスケールモデルの構築と後述する解析に

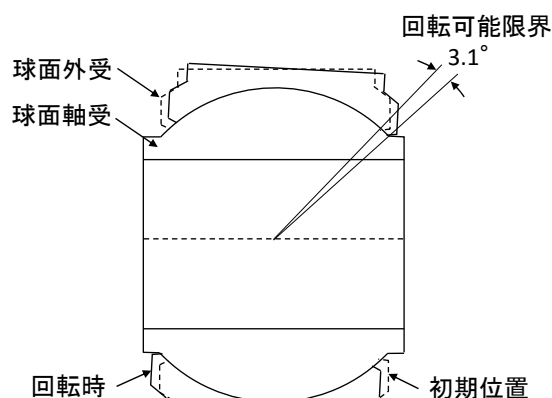


図-20 タワーリンクの回転機構部分の回転可能限界

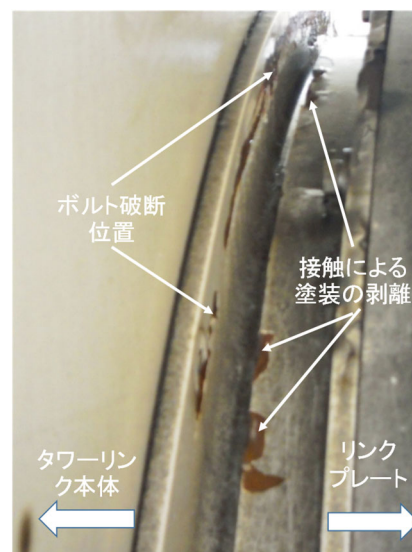


図-21 現地調査で観察されたタワーリンクボルトの接触痕

は汎用有限要素解析ソフトである ABAQUS を用いた。

### (3) 全体モデルと局所モデルの結合

全体モデルと局所モデルを Multi Point Constraint(MPC 拘束)により結合し、マルチスケールモデルを構築した<sup>14),15),16)</sup>。結合位置は主塔の柱、リンクブラケット、横桁端部、吊り材と横桁との接合部、横桁と下路床組との接合部である。マルチスケールモデルの自由度は約 98 万となった。構築したマルチスケールモデルを図-14 に示す。

## 4. マルチスケールモデルの妥当性の検証

マルチスケールモデルの精度を検証するために、固有値解析を行い観測値と比較した。図-15 にマルチスケールモデルのモード形状を、図-16 に固有値解析から求められた固有振動数と各地震動から同定された固有振動数の比較を示す。

構築したモデルの水平モードの固有振動数は観測で同定された固有振動数のばらつきの範囲内である。また、

表-2 各タワーリンクの橋軸直角方向の最大変位と回転角

| 位置     | 最大変位[m] | 回転角[度] |
|--------|---------|--------|
| P2 港内側 | 0.0563  | 1.613  |
| P2 港外側 | 0.0563  | 1.613  |
| P3 港内側 | 0.0503  | 1.441  |
| P3 港外側 | 0.0504  | 1.444  |

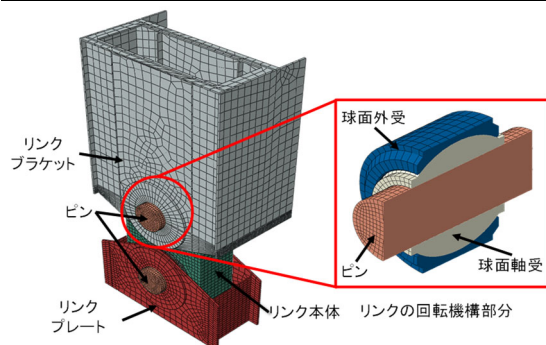


図-22 構築したタワーリンクの詳細モデル

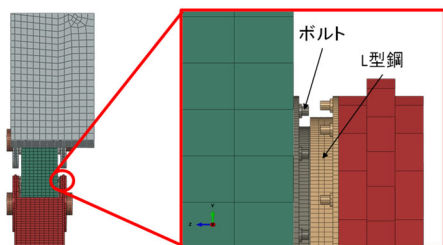


図-23 タワーリンクのボルトのモデル化

表-3 タワーリンクの材料特性

| 材料         | ヤング率<br>[GPa] | 降伏応力<br>[MPa] | ポアソン比 |
|------------|---------------|---------------|-------|
| 鋼板         | 205.9         | 451           | 0.3   |
| ステン<br>レス  | 200.0         | 590           | 0.3   |
| 鍛鋼         | 205.9         | 451           | 0.3   |
| 高力黄<br>銅铸件 | 206.8         | 480           | 0.3   |

鉛直モードについては観測に対して解析の固有振動数が低く、全体モデルと同様の傾向が見られた。そのため、マルチスケールモデルの振動特性は全体モデルと同程度の精度であるといえる。

次に、マルチスケールモデルの動的応答の妥当性を検証するために動的解析を行い、観測データとの比較を行った。入力地震動には衝突応答を含み、かつ最大応答が得られる本震の150秒間の波形を用いた。

動的解析から得られた加速度応答に移動式の時間窓を用いたSRIMを適用し、観測との固有振動数の時間変化の比較を図-17に示す。図-11の全体モデルと同様に衝突による固有振動数の増加を再現していることが分かる。また、主桁中央における橋軸直角方向の加速度応答の比較を図-18に示す。マルチスケールモデルの解析結果は全体モデルと同程度に観測の時刻歴の外形を概ね再現し

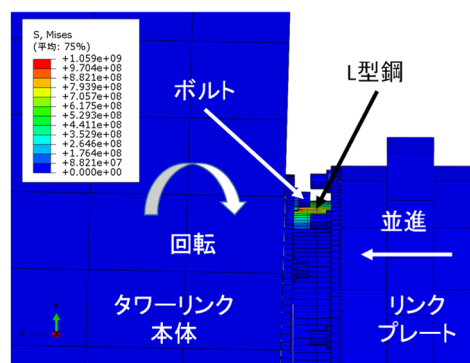


図-24 ボルトとL型鋼の接触時の応力状態とボルト破断メカニズム

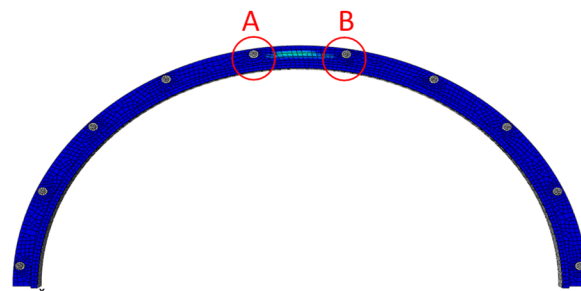


図-25 L型鋼と接触が発生したタワーリンク側のボルトの位置

表-4 各ボルトに発生した接触力と最大せん断力の比較

| 位置 | 接触力[kN] | 最大せん断力[kN] |
|----|---------|------------|
| A  | 49.1    | 21.1       |
| B  | 43.7    |            |

ている。また、周波数領域で比較すると、最も支配的な応答である1次モードの振幅が観測、マルチスケールモデル、全体モデルで概ね一致していることが分かる。このことから、構築したマルチスケールモデルは全体モデルと同程度の精度で全体応答を再現しているといえる。

## 5. 東北地方太平洋沖地震におけるタワーリンクボルト破断のメカニズムの解明

タワーリンクは図-19に示すようにリンク本体、球面外受、球面軸受、ピンで構成され、上側はタワーリンクブラケットにより主塔と、下側はリンクプレートにより主桁と接続されている。桁が橋軸方向に変位する場合にはピンと球面軸受の境界が摩擦面となって回転することで、橋軸直角方向に変位する場合には球面軸受と球面外受の境界が摩擦面となって回転することでそれぞれの方向の免震機能を発揮している。橋軸方向に変位する場合にはリンクの回転機構内で干渉する部分はないが、橋軸直角方向に回転する場合にはタワーリンクの軸受部が図-20のように変形し、回転角が3.1度の時に球面外受と球面軸受が干渉し、それ以上の変形に追従できなくなる。

本震時には図-21のようにリンクプレート側のL型鋼も塗装の剥離が生じるとともに、タワーリンク側のL型鋼を接合しているボルトが破断した。本震時のボルト破



表-5 各地震動におけるマルチスケールモデルの衝突力と耐力の比較

| タイプ      | 地震動        | 最大衝突力 | 最大衝突力<br>(平均)[MN] |
|----------|------------|-------|-------------------|
| タイプ<br>1 | I-III-I    | 139.2 | 144.1             |
|          | I-III-II   | 153.6 |                   |
|          | I-III-III  | 139.5 |                   |
| タイプ<br>2 | II-III-I   | 116.0 | 108.6             |
|          | II-III-II  | 97.4  |                   |
|          | II-III-III | 111.9 |                   |
| 最大耐力     |            |       | 79.9              |

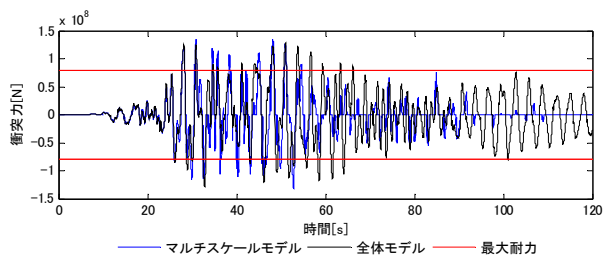


図-26 衝突力の時刻歴の比較

断がタワーリンクの回転可能量を超えたことで発生したのか検討するために、本震を用いた動的解析から得られたタワーリンクの変位から回転角を求め、回転可能量と比較した。表-2に、各タワーリンクの橋軸直角方向の最大変位と回転角を示す。タワーリンクの回転角はいずれも回転可能限界の半分程度であり、タワーリンクのボルトは回転可能範囲内の挙動で破断したといえる。

そこで、タワーリンクの詳細モデルを構築し、プッシュオーバー解析によりタワーリンクのボルト破断メカニズムについて検討した。タワーリンク全体の詳細モデルおよびボルトの部分それぞれ図-22、図-23に示す。ボルトは破断状態から軸方向力の影響は小さいと考え、ボルトの軸力は考慮していない。各部材の材料特性は表-3に示すヤング率、降伏応力、ポアソン比を適用した。

タワーリンクのボルトは現地調査時に観察された傷から橋軸直角方向の変位が支配的に作用して損傷に至ったと考えられたため、ここでは橋軸直角方向の応答にのみ着目して境界条件を設定した。具体的には、タワーリンクブラケットと主塔の接合部に対応する部分を完全固定とし、橋軸方向の回転を無視するためにピンと球面軸受の境界面は一体となって動くように拘束した。また、タワーリンクブラケットおよびプレートとピンの境界も結合した。一方で、橋軸直角方向の回転を再現するために球面軸受と球面外受の境界面に接触面を定義し、2つの接触面で相対変位が発生するようにした。

構築したタワーリンクの詳細モデルに対して本震を用いた動的解析によって得られたタワーリンクの橋軸直角方向の最大変位をタワーリンク下側の面に一様な強制変位として入力することでプッシュオーバー解析を行った。

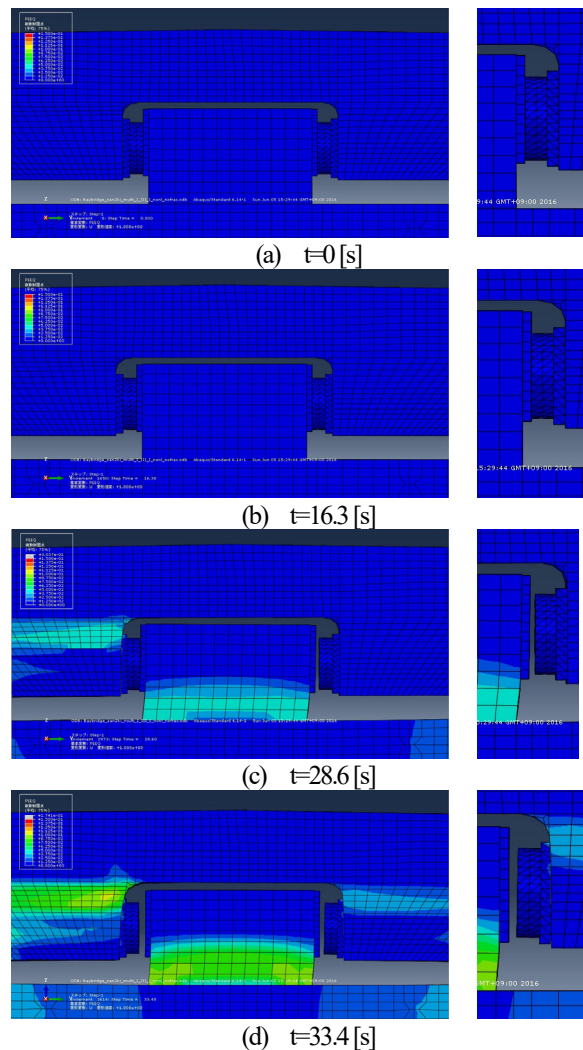


図-27 入力地震動 I-III-I におけるウインドタングの変形状態と塑性ひずみ

表-6 S3における橋軸直角方向の最大変位の比較

| 地震動   |            | 変位[m]      |          | 変化率<br>(A/B) |
|-------|------------|------------|----------|--------------|
|       |            | マルチスケール(A) | 全体モデル(B) |              |
| タイプ 1 | I-III-I    | 1.283      | 1.094    | 1.172        |
|       | I-III-II   | 1.338      | 1.271    | 1.053        |
|       | I-III-III  | 1.338      | 1.101    | 1.215        |
| タイプ 2 | II-III-I   | 0.828      | 0.907    | 0.913        |
|       | II-III-II  | 0.663      | 0.573    | 1.157        |
|       | II-III-III | 0.744      | 0.657    | 1.132        |

プッシュオーバー解析から得られたボルト付近におけるタワーリンクの変形状態および応力状態を図-24に示す。強制変位によりタワーリンクプレートの並進変位と球面軸受の回転によりタワーリンクプレート側のL型鋼がリンク本体側のボルトに接触していることが分かる。図-21の現地調査から観察されたリンク部分の接触痕と比較すると、塗装の剥離の位置も本解析で得られたボルトの接触位置と概ね一致している。また、L型鋼と接触が発生したボルトの位置を示すと、図-25のようになり、

上部のボルトにおいて接触する結果となった。ボルトに発生したせん断方向の接触力とボルトの最大せん断力の比較を表4に示す。いずれのボルトにおいても接触力が最大せん断力を上回っている。このことから、タワーリンクプレート側のL型鋼とリンク本体側のボルトのせん断方向の接触が東北地方太平洋沖地震で見られたボルトの破断を引き起こしたと考えられる。したがって、リンクの回転が変形可能量以下となる小さな地震動であってもL型鋼とボルトの接触によりボルトに損傷が発生するといえる。

## 6. 大地震時におけるウインドタングの損傷評価

将来の大地震を想定し、レベル2地震動をマルチスケールモデルに入力して動的解析を行った。入力地震動には、道路橋示方書<sup>18)</sup>で規定されている3種地盤用のレベル2タイプ1、タイプ2をそれぞれ3波ずつ、合計6波を用いた。地域別補正係数を考慮し、タイプ1地震動とタイプ2地震動の増幅倍率をそれぞれ1.2、1.0とした。地震動の入力方向は衝突に最も厳しい橋軸直角方向とした。

各地震動において推定されたウインドタングの最大衝突力と耐力の比較を表5に示す。ウインドタングの耐力を上回る衝突力が発生していることが分かる。また、入力地震動I-III-Iを用いた時の全体モデルとマルチスケールモデルにおけるウインドタングの衝突力の時刻歴の比較を図-26に示す。衝突力は耐力を超える前までは2つのモデルで概ね一致しているが、耐力を超えた後はマルチスケールモデルにおいて応答が長周期化している。さらに、後半は全体モデルでは衝突力が発生している一方でマルチスケールモデルでは衝突力がほとんど発生しなくなっている。

この現象について考察するため、マルチスケールモデルにおけるウインドタングの変形状態について分析した。解析結果の一例として、設計地震動I-III-Iを入力したときの各時刻におけるウインドタングの変形状態および塑性ひずみ分布を図-27に示す。衝突力が小さい時には遊間が初期状態5mmから変化は見られない。一方、衝突力が増加すると、ウインドタング基部および横桁が塑性化し、両者の変形によって遊間が増加している。マルチスケールモデルでは、この遊間の増加によって衝突が発生しにくくなったと考えられる。全体モデルでは、衝突によるウインドタングの塑性化は考慮しているが、横桁とウインドタングの両方の塑性化による遊間の変化については再現できない。そのため、このような遊間の変化を考慮した応答を評価するにはマルチスケールモデルが必要である。

次に、この遊間の変化が全体応答にどのような影響

表-7 各地震動におけるタワーリンクの最大変位

| 地震動        | 最大変位[m] |
|------------|---------|
| I-III-I    | 0.201   |
| I-III-II   | 0.222   |
| I-III-III  | 0.209   |
| II-III-I   | 0.163   |
| II-III-II  | 0.123   |
| II-III-III | 0.155   |

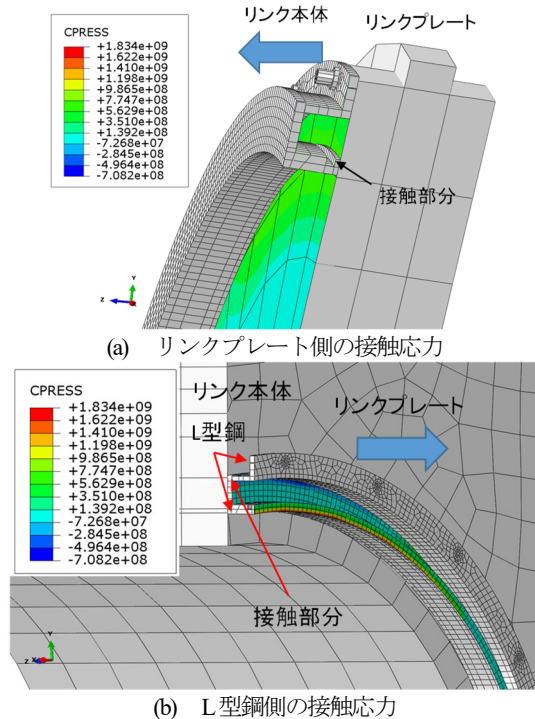


図-28 L型鋼間およびリンクプレートとL型鋼の接触により生じた接触応力

をおよぼすかについて検討を行った。マルチスケールモデルと全体モデルにおけるS3の橋軸直角方向の最大変位の比較を表6に示す。II-III-Iの地震動以外の入力ケースにおいて全体モデルに比べてマルチスケールモデルの橋軸直角方向の最大変位が増加する結果となった。そのため、全体モデルでは考慮できないウインドタングおよび横桁の塑性変形による遊間の増加により橋軸直角方向の拘束力が低下し、最大応答が増加したと考えられる。また、このようなウインドタング損傷後の橋軸直角方向の変位の増大により、タワーリンクの回転角が回転可能限界を超え、脱落する可能性があるといえる。

## 7. レベル2地震時におけるタワーリンクの損傷

東北地方太平洋沖地震では、タワーリンクのボルトが破断する被害が発生したが、レベル2地震時にはさらに大きな被害が発生すると考えられる。ここでは、マルチスケールモデルによるレベル2地震動を用いた動的解析結果に基づき、タワーリンクの詳細モデルを用いた静的

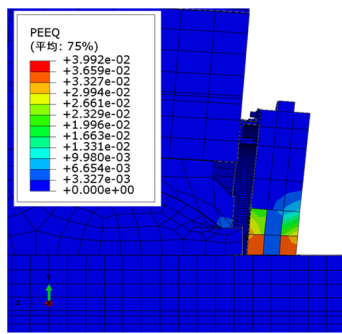


図-29 タワーリンクプレートに発生した塑性ひずみ

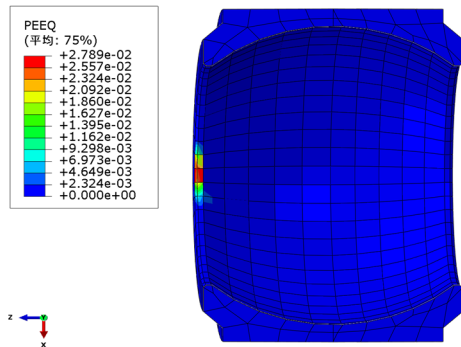


図-30 球面外受の塑性ひずみ

解析により将来の大地震時に発生しうる被害について検討を行う。

レベル2地震動における動的解析から得られたタワーリンクの上端に対する下端の最大相対変位を表に示す。この相対変位をタワーリンク下部のピンに強制変位として一様に与えることでプッシュオーバー解析を行った。また、ここでは最大変位に至る前にボルトはすでに破断していると仮定してタワーリンク側のボルトを削除したモデルを用いた。入力地震動 I-III-I から得られた最大変位を強制変位として与えた時の変形図を図-28 に示す。リンクプレート側のL型鋼とリンク本体側のL形鋼同士がが接触している。この接触により、L型鋼を介してタワーリンク本体とリンクプレートの相対変位が拘束されている。この相対変位の拘束により、図-23の初期状態から図-29のようにリンクプレートが面外変形するとともに塑性ひずみが発生している。設計時にはタワーリンクの回転角が $3.1^{\circ}$ になったときに球面軸受が球面外受と干渉することしか考慮されていないため、このようなタワーリンク本体とリンクプレートの相対変位の拘束による変形は考慮されていない。

兵庫県南部地震でも東神戸大橋でペンデル支承のピンをつなぐプレートが大きく面外変形し、脱落したことが報告されている<sup>19)</sup>。本解析から得られたリンクプレートの面外変形量はリンクが脱落するほどではないものの、レベル2地震時に東神戸大橋においてペンデル支承で発生した被害と同様の被害が発生する可能性がある。

また、タワーリンクの回転角が回転可能限界を超え、

図-22の球面外受において図-30に示すように一部に塑性化が生じている。タワーリンクがピンとして回転するためには球面が維持されることが求められるため、解析により生じた小さな領域の塑性化でも変形により本来のピンとしての回転性能が低下する可能性がある。

## 8. 結論

本研究において、全体モデルと詳細モデルを組み合わせることで実応答を再現可能なマルチスケールモデルを構築した。レベル2地震動を用いた動的解析によりウインドタングおよびタワーリンクに発生しうる損傷について検討した結果以下の知見を得た。

1. 図面に基づいて構築したマルチスケールモデルの振動特性および動的応答が観測と概ね一致することを示した。
2. タワーリンクの詳細モデルに本震の動的解析から得られた最大変位を強制変位として入力することで、東北地方太平洋沖地震時にタワーリンクが回転可能限界に達する前にL型鋼とボルトが接触し、せん断により破断したことを示した。
3. レベル2地震動を用いた動的解析を行い、衝突によりウインドタングとウインド沓の遊間が増加するとともに、ウインドタング基部にせん断損傷が発生する可能性があることを明らかにした。
4. レベル2地震を用いた動的解析から得られた最大変位をタワーリンクの詳細モデルに入力し、リンクプレートとリンク本体の相対変位がL型鋼を介して拘束され、リンクプレートが面外変形するとともに塑性化する可能性があることを示した。また、球面外受の一部が塑性化する可能性があることを示した。

**謝辞：**本研究において、貴重なご意見を頂いた首都高速道路の並川様、(株)長大の矢部様に感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) Andrew W. Smyth, Jin-Song Pei, Sami F. Masri: System identification of the Vincent Thomas suspension bridge using earthquake records, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.32, pp.339-367, 2003.
- 2) 山崎文雄, Todor Ganev, 石崎浩, 北沢正彦: 東神戸大橋の兵庫県南部地震時の応答シミュレーション, 第24回地震工学研究発表会講演論文集, pp.613-616, 1997.
- 3) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 阪神・淡路大震災調査報告 第1巻土木構造物の被害 橋梁, 1996.
- 4) 藤野陽三, シリンゴリンゴディオンスウス, 並川健二, 矢部正明: 2011年東北地方太平洋沖地震におけ



- る横浜ベイブリッジの応答, 土木学会論文集 A1, Vol.69, No.2, pp.372-391, 2013.
- 5) 高本剛太郎, 水谷司, 藤野陽三, シリングゴデ  
イオンシウス: 東北地方太平洋沖地震において見ら  
れた横浜ベイブリッジの主塔主桁間の衝突とその再  
現による動的特性の解明, 構造工学論文集 Vol.60A,  
pp.242-248, 2014.
  - 6) 武田智信, 水谷司, 長山智則, 藤野陽三: 大地震時  
における横浜ベイブリッジのウインド脊 - ウインド  
タンク間の衝突現象の三次元骨組みモデルによる分  
析, 第 18 回性能に基づく橋梁などの耐震設計に関す  
るシンポジウム講演論文集, pp.247-250, 2015.
  - 7) 小森和男, 吉川博, 小田桐直幸, 木下琢雄, 溝口孝  
夫, 藤野陽三, 矢部正明: 首都高速道路における長  
大橋耐震補強の基本方針と入力地震動, 土木学会論  
文集, No.794, 1-72, pp.1-19, 2005.
  - 8) 川島一彦: 動的解析における衝突のモデル化に関す  
る一考察, 土木学会論文報告集, 第 308 号, pp.123-  
126, 1981.
  - 9) 水谷司, 飯島怜, 武田智信, 築嶋大輔, 佐々木崇  
人: 新幹線高架橋上の電車線柱の連成系地震応答解  
析及び TMD による震動制御, 土木学会論文集 A1,  
Vol.72, No.4, pp.I\_604-I\_618, 2016.
  - 10) Juang JN: System realization using information matrix,  
Journal of Guidance, Control and Dynamics, Vol.20, No.3,  
pp.492-500, 1997.
  - 11) Siringoringo D.M, and Fujino Y.: System identification ap-  
plied to long-span cable-supported bridges using seismic  
records. Earthquake Engineering & Structural Dynam-  
ics, Vol.37, pp.361-386, 2008.
  - 12) 山本泰幹, 藤野陽三, 矢部正明: 地震観測された長  
大吊構造系橋梁の動特性と動的解析モデルによる再  
現性, 土木学会論文集 A, Vol.65 No.3, pp.738-757,  
2009.
  - 13) 山本泰幹, 半野久光, 藤野陽三, 矢部正明: 横浜ベ  
イブリッジの耐震補強設計における鋼上部構造を対  
象とした性能照査, 土木学会論文集 A, Vol. 66, No.  
1, pp.13-20, 2010.
  - 14) Z.X. Li, T.Q. Zhou, T.H.T. Chan and Y. Yu: Multi-scale  
numerical analysis on dynamic response and local damage  
in long-span bridges, Engineering Structures, 29, pp1507-  
1524, 2007.
  - 15) Z.X. Li, T.Q. Zhou, T.H.T. Chan and Y. Yu: Concurrent  
multi-scale modeling of civil infrastructures for analysis on  
structural deterioration-Part I: Modeling methodology and  
strategy, Finite Elements in Analysis and Design, 45,  
pp.782-794, 2009.
  - 16) Z.X. Li, T.Q. Zhou, T.H.T. Chan and Y. Yu: Concurrent  
multi-scale modeling of civil infrastructures for analysis on  
structural deterioration-Part II: Model updating and verifi-  
cation, Finite Elements in Analysis and Design, 45,  
pp.782-794, 2009.
  - 17) 小森和男, 吉川博, 小田桐直幸, 木下琢雄, 溝口孝  
夫, 藤野陽三, 矢部正明: 首都高速道路における長  
大橋耐震補強検討, 土木学会論文集 No.801, 1-73,  
pp.1-20, 2005.
  - 18) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編,  
2012.
  - 19) 石崎浩, 西森孝三, 北沢正彦, 野口二郎: 東神戸大  
橋の兵庫県南部地震による損傷についての解析検討,  
橋梁と基礎, 1998.

(?????.?? 受付)

## SEISMIC RESPONSE ANALYSIS OF LONG-SPAN BRIDGE CONSIDERING POUNDING BETWEEN WIND-TONGUE AND WIND-SHOE AND LOCAL DAMAGE EVALUATION USING MULTI-SCALE MODEL

Tomoaki TAKEDA, Tsukasa MIZUTANI, Tomonori NAGAYAMA and Yozo  
FUJINO

During 2011 Great East Japan Earthquake, the pounding between the wind tongue and wind shoe was observed on the Yokohama-Bay Bridge. Though the wind tongue was not damaged, some bolts of tower link were fractured in this earthquake. The pounding phenomena was not considered in design and local damage in large earthquake was not clarified. Therefore, estimation of damage of the long span bridge during large earthquake is required. In this study, multi-scale model was constructed by combining the global frame model and local FE model, which consists of shell elements and solid elements. Then, observed response on Yokohama Bay bridge was reproduced. In addition, nonlinear seismic response analysis using this multi-scale model is conducted to clarify the damage condition and the deformation of the wind tongue during the level-2 earthquake. As a result, the gap between wind tongue and wind shoe is shown to become wider. The possibility of shear damage at the base part of the wind tongue due to the pounding is also shown. In addition, the plate of the tower link can be damaged by antiplane deformation.