

既設吊橋の大規模地震時挙動に関する解析的研究

松田 宏¹・松田 泰治²・今村 壮宏³

¹正会員 株式会社ドーナ大地 東京支店 (〒336-0017 埼玉県さいたま市南区南浦和 2-25-1)
E-mail: h.matsuda@cdaichi.co.jp

²正会員 熊本大学大学院 (〒860-8555 熊本市中央区黒髪 2-39-1)
E-mail: mazda@kumamoto-u.ac.jp

³正会員 西日本高速道路株式会社 (〒751-0816 北九州市八幡西区金剛 403-1)
E-mail: t.imamura.ab@w-nexco.co.jp

検討対象の吊橋は長周期構造であり、長周期化による免震効果で地震時の影響は比較的小さいと考えられてきたが、近年、兵庫県南部地震、東北地方太平洋地震により、設計地震動のレベルが急増し、耐震補強対策が必要となってきた。検討対象橋は、建設より40年以上経過しており、供用期間中に発生確率は低いが大きな地震動強度を有するレベル2地震動に対する耐震設計はなされていない。対象橋梁の側径間は200m未満であり比較的短周期構造のため、橋軸直角方向に対して慣性力の増大とともに、補剛桁、床トラス等の主構及び横構、ウィンドタングシステム、橋台支承などが損傷する可能性があることがわかった。本稿は、損傷部位をより忠実にモデル化し、圧縮座屈する軸力部材の復元力特性を考慮した解析を行い、さらに想定外の大規模地震時に対して検討した結果を報告するものである。

Key Words : *large-scale earthquake, suspension bridge, elasto plastic behavior, compressive buckling*

1. まえがき

2011年3月に発生した東北地方太平洋沖地震を契機として、各種構造物の耐震設計に対して、いかなる大規模な地震及び津波が発生した場合にも、人命だけは守るとともに、わが国の経済社会が致命傷を負わないように防災・減災の徹底を図ることを目的として、

- ・南海トラフ地震に係る地震防災対策の推進に関する特別措置法 (法律第87号)
- ・首都直下地震対策特別措置法 (法律第88号)
- ・強くしなやかな国民生活の実現を図るために防災・減災等に資する国土強靱化基本法 (法律第95号)

が成立しており、起きてはならない最悪の事態を回避するための「国土強靱化アクション 2014」が提案されている。

ここで、設計地震動の設定にあたっては、レベル1地震動は主に車両の走行安全性の照査に用いる地震動であり、これまでの耐震設計で用いられてきた地震動が踏襲されているが、レベル2地震動は建設地点で想定される最大級の強さをもつ地震動を個別に設定することを原則としている¹⁾。しかしながら、1995年兵庫県南部地震により短時間で激しい揺れの特性をもつタイプII地震動

(直下型地震)が設定され、2011年の東北地方太平洋沖地震では長周期成分が卓越し、継続時間が長く、さらに地震強度も従来の加速度応答スペクトルを上回る強震記録が観測され、道路橋示方書 V 耐震設計編のタイプ I 地震動 (プレート境界型地震) の標準加速度記録が更新されている。

今後、現行の基準を上回る加速度記録が生じないという保証はなく、地震という極めて不確定な自然現象を取り扱う上では、実際には力学的合理性の追求の過程で経済性や社会的合理性に配慮せざるを得ないのが実情である一方、現状のレベル2地震動を超える地震動の発生を否定できない観点から、例えば、鉄道の耐震基準では、設計で考慮している限界状態を超える可能性を否定せず、不測の事態への配慮として図-1に示す「危機耐性」という考え方が取り入れられている²⁾。

検討対象である吊橋に対しても大規模地震時に関する検討がなされ、全体構造に対する動的挙動、崩壊プロセスあるいは耐震補強対策検討例が報告されている³⁾⁷⁾。ただし、後述する対象橋梁のように、側径間のスパン長が比較的短い場合、橋軸直角方向の短周期成分が卓越し、建設当初における耐震基準の設計断面力を大きく上回る応答となることが考えられるが、こうした条件下にお

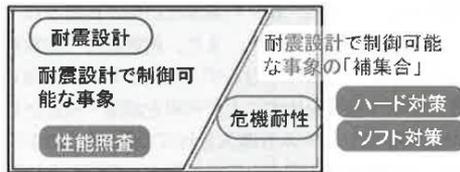


図-1 鉄道基準における耐震設計と危機耐性の関係

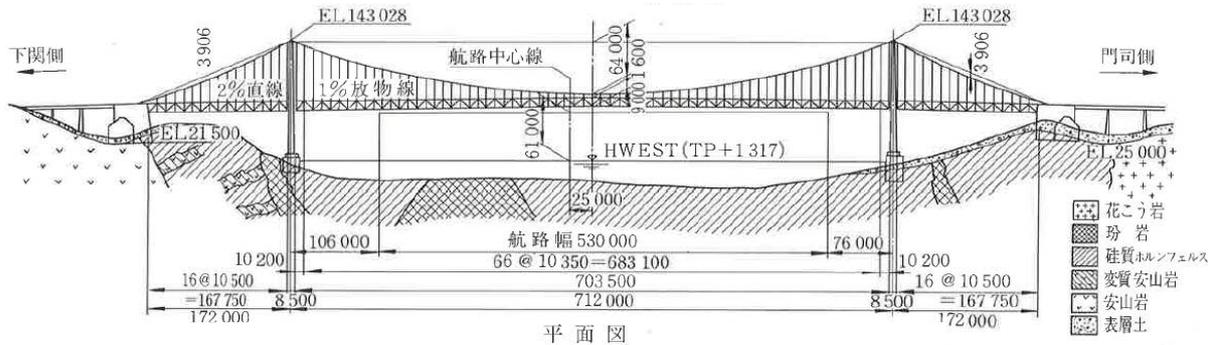


図-2 関門橋 構造一般図（側面図）

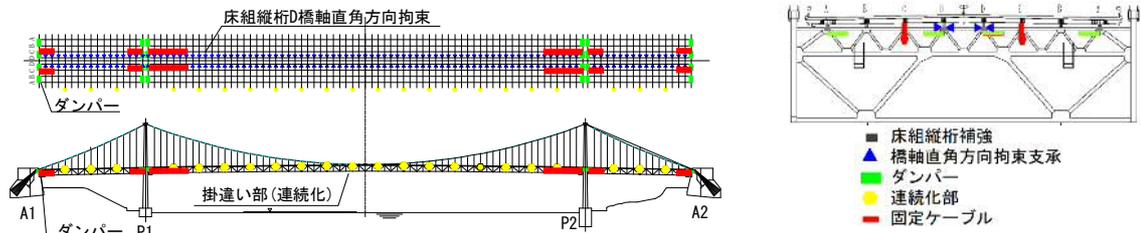


図-3 ケーブル併用制震システム構造の設置

る部材の非線形挙動を踏まえた耐震性能評価方法については、事例も少なく、十分に確立されているとは言い難い状況である⁸⁾。吊橋構造においては、曲げが支配的な部材と軸力部材とに分かれるが、耐荷力及び変形性能の評価を行う上では、さらに部材端の結合条件により大きく傾向が異なる点を考慮する必要がある。

そこで本論文では、対象橋梁に対して、橋軸直角方向を対象とし、現行基準による耐震性能の照査（1次解析）を行い、照査条件を満足しなかった部材をより忠実にモデル化し、圧縮座屈する横構の復元力特性を考慮したモデルにより解析（2次解析）を行い、全体構造に与える影響を検討した。さらに、想定外の大規模地震動時における損傷状態についても検討を行った。以下にその内容を報告する。

2. 解析概要

(1) 検討対象橋梁

検討対象である関門橋は、橋長 1,068m（支間構成：178+712+178m）の吊橋として 1973 年に供用し、日本では初となるプレハブストランド工法による平行線ケーブルをメインケーブルに採用している。図-2 に構造一般図を示す。現在、供用から 40 年以上経過し、関門海峡

という海岸に接した気象海象条件、交通量の増大、車両の大型化などに伴う経年劣化、損傷が進行している状況下であり、大型リニューアル工事が進行中である。上部構造については、図-3 に示すとおり吊橋構造として日本国内初となる中央径間及び側径間ごとの床組縦桁連続化をはじめ、BP-B 支承の採用、常時、地震時の橋軸方向変位制御用のケーブルの設置及び減衰付与のための制震ダンパー等の補強対策を施し、補剛桁等主要部材の損傷を僅かに留めるよう計画している⁹⁾。重要度区分は B 種、地域区分は C 地域、地盤種別は I 種地盤である。本州と九州を結ぶ大動脈として重要な役割を果たしていることから、過年度において、南海トラフ地震を想定した長周期地震動に対する検討⁴⁾及び想定外地震動を模擬して、現行道示 V で規定されている架橋地点で用いるタイプ I 地震動の地域別補正係数 0.8 を国内最大となる値 1.2 とした検討¹⁰⁾を実施している。

(2) 入力地震動

対象橋の橋軸直角方向に対する主要振動モードは図-4 に示すとおりである。中央径間、側径間の 1 次固有周期は 10.6 秒、1.3 秒であり、側径間は短周期成分が卓越している。道示 V の標準加速度応答スペクトルを図-5 に示すが、タイプ I およびタイプ II 地震動とも同程度の加

速度応答スペクトルとなる。本検討では、一例として図-6 に示す道示V標準波形Ⅱ-I-1の波形を用いた。地域別補正係数は設計時はC地域($C_{IIz}=0.7$)であるが、過年度における橋軸方向に対する検討¹⁰⁾と同様に想定外地震動を模擬し、A1地域($C_{IIz}=1.0$)を用いた場合の比較検討も行った。

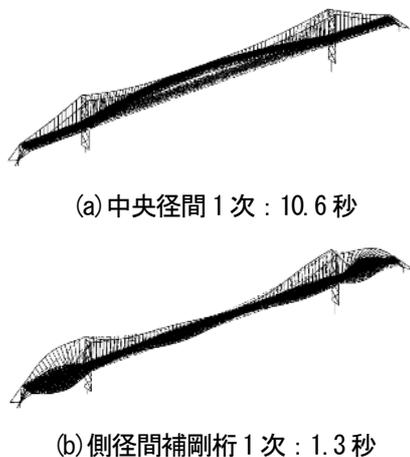


図-4 橋軸直角方向固有振動モード図

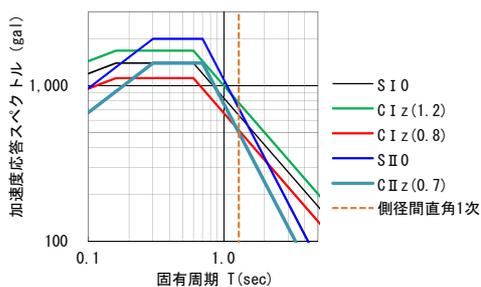


図-5 道示V標準加速度応答スペクトル図

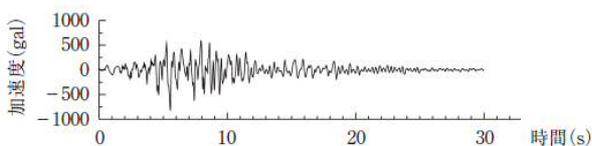


図-6 動的解析に用いる加速度波形(Ⅱ-I-1)

(3) 現行基準を満足しない補剛桁、床トラスのモデル化

橋軸方向に加震した場合には、ケーブル併用制震すべりシステムが有効に作動し、耐震性を満足させることができる。中でも、制震ダンパーは慣性力が急増し最大応答を超えるまでの速度応答が大きい時間帯で集中的に減衰エネルギーを発現し、全体構造系の応答抑制効果を有している¹¹⁾。ただし、制震ダンパーの取付け角度が橋軸方向に対し25度傾けて設置されていることから分力が小さく、橋軸直角方向に対する効果は小さい。1次解析による照査結果では、側径間補剛桁上弦材、中央径間及び側径間床トラス垂直材、側径間上・下横構、アンカレイジ水平支承、側径間側端床トラスと主塔水平材間の連結部

などの一部が塑性化に至っている¹²⁾。

① 補剛桁上弦材

図-7に2次解析のための部材分割の一例を示すが、1次解析では部材両端は剛結合とし、ガセットは考慮せず⑭-⑮間を1部材で評価している。ただし、断面照査は部材両端で行っているため、かなり厳しい照査結果となる。2次解析では、ガセットを考慮し、部材間を細分割しファイバー要素を用いて評価することとした。標準断面は500×500mm、板厚20mmの箱形形状である。非線形履歴特性は移動硬化型正負対称バイリニアモデルを用いる。部材寸法は、道示Ⅱ表-4.2.5より算出される補剛板の局部座屈に対する許容応力度の低減しない上限値の条件を満たしている。

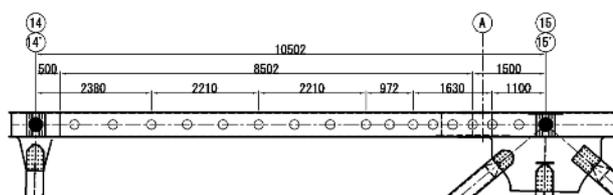


図-7 補剛桁上弦材の部材分割(格点⑭~⑮)

② 床トラス垂直材

図-8に部材分割の一例を示すが、補剛桁上弦材と同様であり、格点⑮の床トラス上弦材と中弦材間に対してガセットの領域を考慮し、ファイバー要素を用いて細分割した。垂直材の断面はI形形状である。道示Ⅱ表-4.2.2における両端支持板の局部座屈に対する許容応力度の低減しない上限値の条件を満たしている。

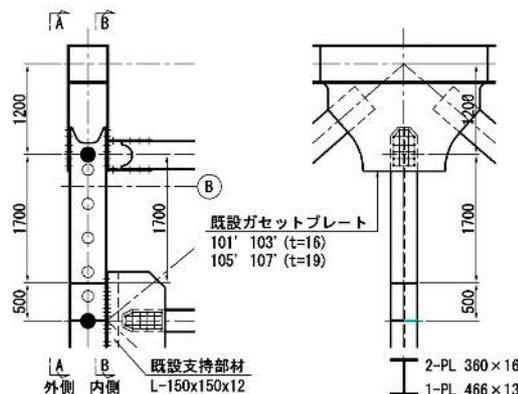


図-8 床トラス垂直材の部材分割(格点⑮)

③ 補剛桁上下横構

上下横構は平成24年に溶接箱形断面の鋼長柱用に新たに規定された道示Ⅱ表-3.2.2(b)より局部座屈を考慮しない許容軸方向圧縮応力度を算出して断面照査を行った結果、特に短周期成分が卓越する側径間の桁端部近傍において集中的に許容値($0.63\sigma_c$)を上回る応力が生じた。よって、本検討では、圧縮座屈後の復元力特性として建

築分野にて非線形応答解析用に開発されたブレス材の復元力特性（若林モデル）^{13),14),15)}を用いることとした。解析に用いる動的解析ソフト TDAPIIIでは、文献 13～15 から図-9 に示す復元力モデルが利用できる。適用範囲は、細長比 30～150 程度の長方形断面あるいは弱軸まわりに座屈するように設計された I 形断面材としている。文献 13 に示される実験例の一部（無次元 Euler 座屈強度：1.13，細長比：85）を図-10 に示す。なお、本検討において検討対象となる部材（側径間下横構断面①）の無次元 Euler 座屈強度は 1.01，細長比は 90.4 である。

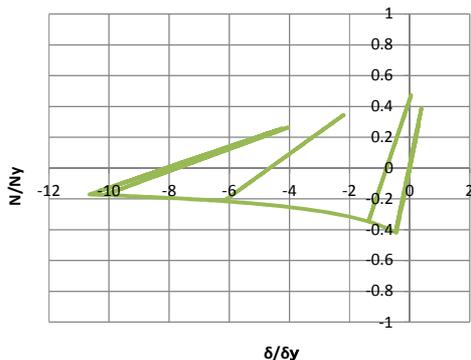


図-9 圧縮座屈を考慮した無次元応力-無次元変位関係

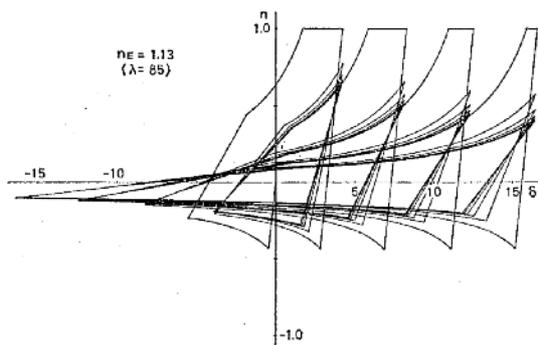


図-10 長方形断面筋違の交番繰返し载荷実験結果（文献 11 より引用）

ここで留意すべき点の一つ目は、復元力特性として、道示Ⅱ表-3.2.2(b)と同条件である部材両端回転フリーの軸力部材に対する圧縮座屈後の挙動を近似できる力学モデルを選定していることである。なお、本検討で利用した若林モデルでは、圧縮側の座屈強度が $0.4\sigma_y$ 程度であることから、道示Ⅱ表-3.2.2(b)により算出される圧縮強度 $0.63\sigma_y$ よりも部材性能として低めに評価されている。また、二つ目は、関門橋のように長大橋の場合、格点部にはガセットプレートが用いられ、かつ複数の部材がこの格点部でほぼ剛結合により連結されることから、正確には軸力部材の終局強度や変形性能はピン支持された軸力部材とは一致しないことが挙げられる。仮に部材端の条件として曲げ拘束を受ける長柱の耐荷力試験結果¹⁶⁾及びガセットプレートを考慮したトラス橋圧縮部材の終局強度と変形に関する研究成果¹⁷⁾をみると、図-9、図-10の

荷力曲線とは異なり圧縮座屈応力に達しても、すぐには耐力の低下は生じない傾向を示している。

(4) その他耐震解析上重要な部材のモデル化

(3)以外で橋軸直角方向の耐震解析上重要な部材のモデル化について以下に示す。

① ウィンドタングシステム

写真-1 に示すとおりウィンドタングに隣接する部位は骨組モデルによる評価が難しいことから、3次元シェル要素を用いて図-11のようにモデル化した。また、ウィンドタングと主塔、アンカレイジへの連結部をファイバー要素でモデル化し、塑性化を考慮し移動硬化型バイリニアモデルを用いた。また、ウィンドシューは、図-12に示すとおり面圧方向には圧縮力のみ伝える境界条件を設定した。



(a) 端床トラスとの位置関係 (b) ウィンドタング

写真-1 ウィンドタング周辺部（主塔側）

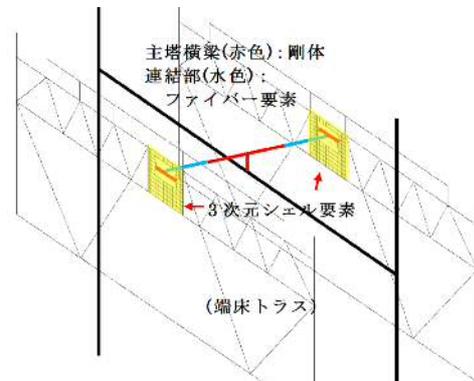


図-11 解析モデル図（主塔付近）

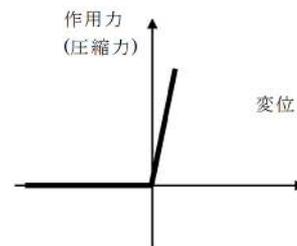


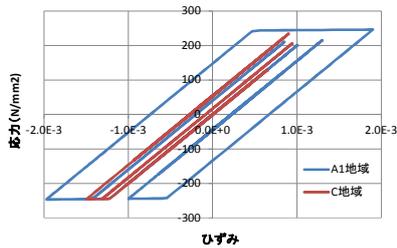
図-12 ウィンドシューの境界面の面圧方向の取扱い

② 橋台周辺部

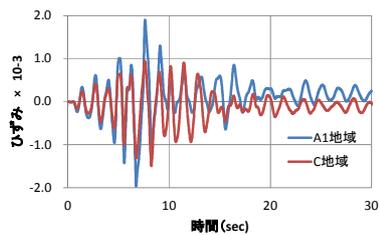
橋台水平支承は橋軸直角方向の応答に大きく影響することから、材料非線形性を考慮して移動硬化型バイリニアモデルを用いて評価した。なお、エンドリンクは線形部材でモデル化した。橋台水平支承は軸力部材、エン

表-2 補剛桁の時刻歴応答

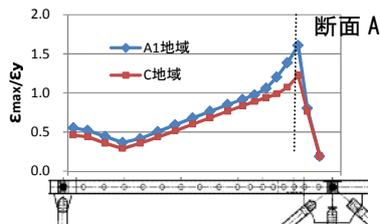
解析条件	1次解析		2次解析	
地域別補正係数	C地域 ($C_{IIz}=0.7$)		C地域 ($C_{IIz}=0.7$)	A1地域 ($C_{IIz}=1.0$)
下関側側径間補剛桁中央直角方向変位				
同加速度				
中央径間補剛桁中央直角方向変位				
同直角方向加速度				



(a) 応力-ひずみ関係

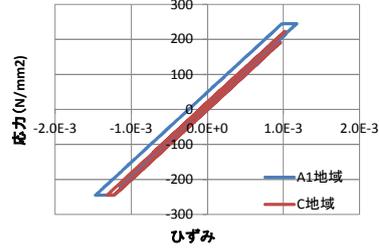


(b) ひずみ時刻歴波形

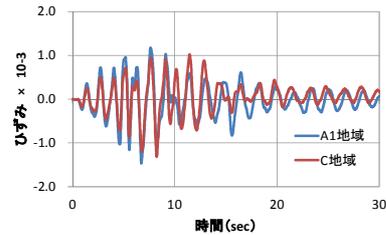


(c) 最大ひずみ分布

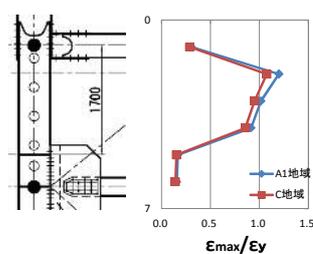
図-14 補剛桁上弦材(断面A) (点⑭~⑮間)



(a) 応力-ひずみ関係



(b) ひずみ時刻歴波形



(c) 最大ひずみ分布

図-15 床トラス垂直材(格点⑮)

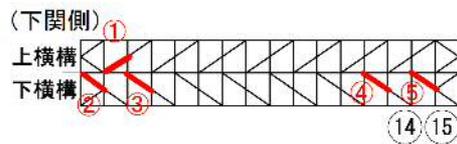
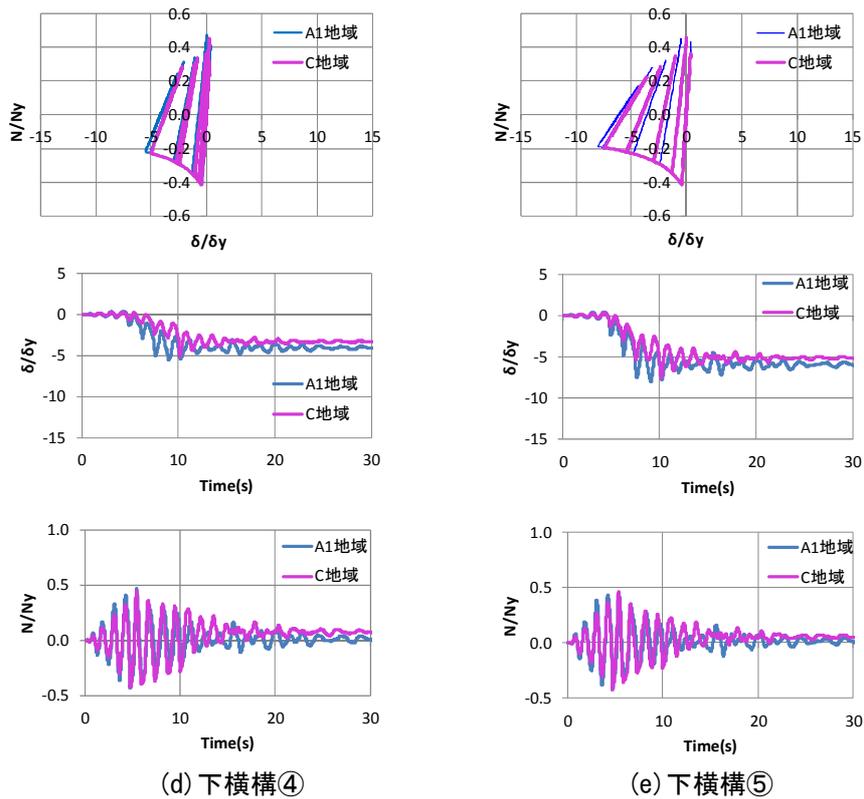
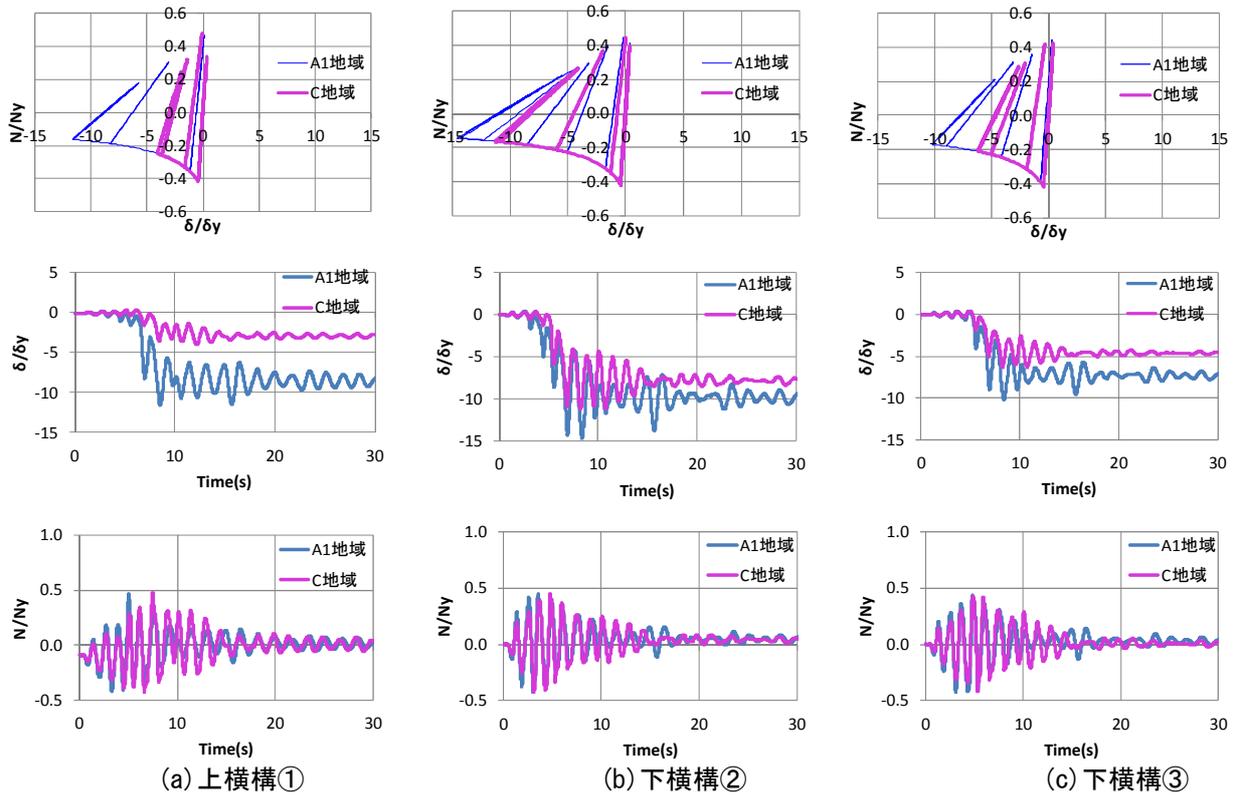


図-16 下関側側径間横構の応答履歴

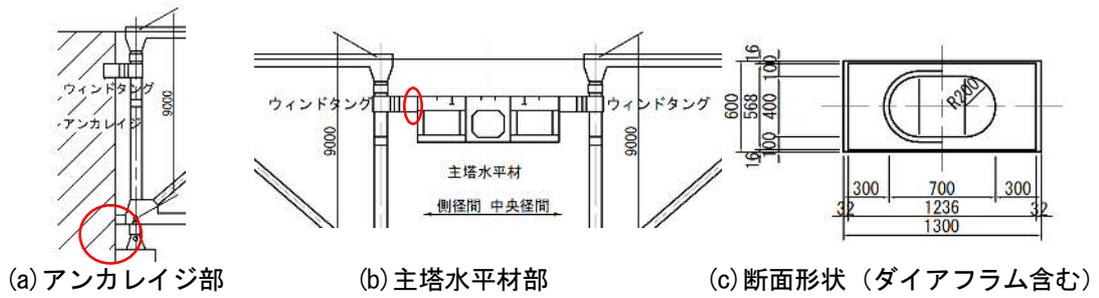


図-17 ウィンドタング連結部構造

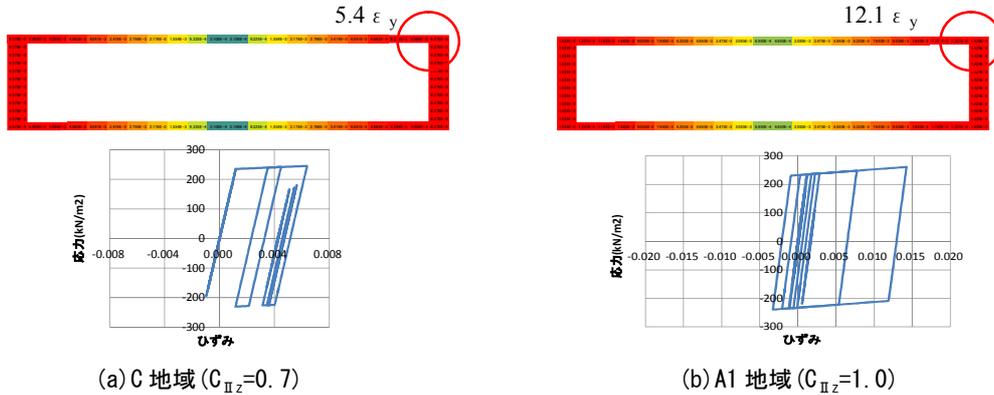


図-18 ウィンドタング連結部（主塔側）最大ひずみ分布及び応力-ひずみ履歴

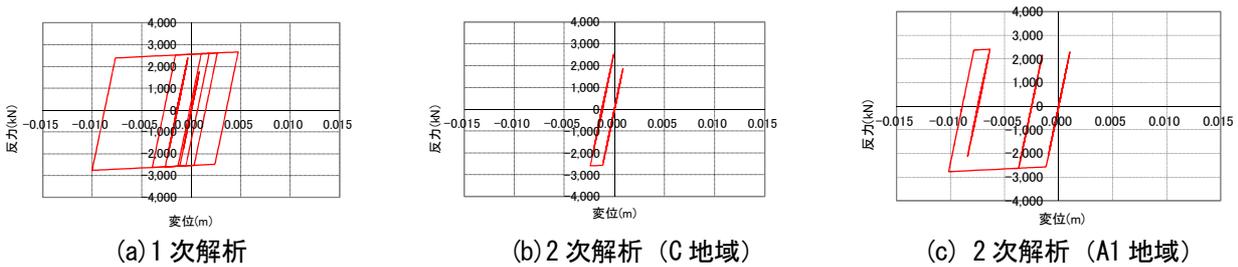


図-19 A1側アンカレイジ水平支承（下り線）の応答履歴

4. まとめ

既設吊橋に対して、橋軸直角方向を対象とし、現行基準による耐震性能の照査（1次解析）を行い、照査条件を満足しなかった部材に対してより忠実にモデル化し、圧縮座屈する横構の復元力特性を考慮したモデルにより解析（2次解析）を行い、全体構造に与える影響を検討した。さらに、想定外の大規模地震動時における損傷状態についても検討を行った。本検討により得られた知見をまとめると以下のとおりである。

1) 支間長が 200m 未満の単純トラス構造となる側径間において、橋軸直角方向に対してレベル 2 地震動入力時に、桁端部の補剛桁上弦材、横構、床トラス上弦材並びに風荷重対策用のウィンドタングシステム、橋台水

平支承などに損傷が生じる可能性がある。補強計画に向け、地震後における供用開始への影響度、補強対策の有効性に配慮し、さらに地域特性から腐食耐久性に配慮した補強工法を選定する。

2) 通常の設計レベルでは、非線形時刻歴応答解析のモデル化並びに耐震性照査では、ガセットプレートの断面剛性は考慮せず、また剛域も設けないのが一般的である。しかしながら、耐震性評価において、ガセットプレートを考慮することで過度な補強を避けられる可能性がある。ただし、ガセットプレートが連結される部材と比較して、十分耐震構造とみなせることができるか確認する必要がある。

3) 圧縮座屈する横構の耐震性評価を行う上では、繰返し挙動に対する履歴特性の把握が必要であるが、回転フリーによる結合条件下での繰返し載荷試験データは橋梁分野ではほとんど見受けられない。また、横構の両

端に取付くガセットプレートの形状が同一ではないケースも多く、耐荷力曲線、変形性能を設定する上で、境界条件の評価は重要と考えられる。

- 4) 橋軸直角方向へのレベル2地震時における損傷過程は、まず横構の圧縮座屈が先行し、その後、アンカレイジ側は水平支承で塑性化に至り、主塔側はウィンドタンク連結部端部で塑性化に至る傾向にある。いずれの塑性化領域においても、履歴減衰によるエネルギー吸収が見受けられる。想定外地震動を模擬した A1 地域での地震動入力時にもほぼ同様の傾向を示すが、損傷の程度、範囲がかなり増大する可能性もあり、修復性に配慮して最小限の損傷に留めるよう補強計画を検討する必要がある。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，2012.3
- 2) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計），丸善，2012
- 3) 大塚久哲，吉田達矢，崔準祐，山内春絵：ステイケーブルおよびダンパーを用いた 2 径間吊橋の耐震補強策の検討，構造工学論文集 Vol.51A, pp791-799, 2005.
- 4) 西川孝一，吉塚守，坂手道明，野中哲也，岩村真樹：長大吊橋の大地震時非線形挙動に関する研究，土木学会構造工学論文集，Vol.52A,2006.3
- 5) 菰方弘樹，久保田展隆，田中智行，愛敬圭二：吊橋の耐震補強対策，土木学会第 63 回年次学術講演会講演概要集，pp.191-192, 2008.
- 6) 梶原 仁，松原拓朗，松田宏一，山口真史，小林一雄，江野 澤正義：レインボーブリッジの耐震補強の設計・施工，橋梁と基礎，pp.13-22, 2008.
- 7) 遠藤和男，福永勸，家村浩和，八田政二，野中哲也：大規模地震時における長大吊橋の終局限界状態に関する解析的研究，土木学会構造工学論文集，Vol.55A, 2009.3
- 8) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に関する参考資料，丸善，2015.3
- 9) 松田哲夫，松田泰治，今村壮宏，坂田裕彦，宇野裕恵，松田宏，打越丈将：既設吊橋に適用するケーブル併用制震すべりシステムの研究，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.70, No.4, I_469-I_486, 2014
- 10) 松田宏，松田泰治，今村壮宏，松田哲夫，坂田裕彦，榑一平，宇野裕恵，打越丈将：ケーブル併用制震すべりシステムを適用した既設吊橋の地震時リダンダンシーの評価，第 69 回土木学会年次講演会概要集，2014
- 11) 榑一平，松田哲夫，松田泰治，今村壮宏，坂田裕彦，宇野裕恵，松田宏，打越丈将：吊橋に適用したケーブル併用制震すべりシステムのデバイスの地震時エネルギーに関する研究，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.71, No.4, 2015（投稿中）※近々up 予定
- 12) 松田宏，松田泰治，今村壮宏，山下恭敬，坂手道明，小深田祥法，新田善弘，岸上弘宣：既設吊橋の橋軸直角方向に対するレベル2地震時の検討，第 70 回土木学会年次講演会概要集，2015
- 13) 柴田道生，中村武，若林實：鉄骨筋違の履歴特性の定式化—その 1 定式化関数の誘導—，日本建築学会論文集第 316 号,1982.6
- 14) 柴田道生，中村武，若林實：鉄骨筋違の履歴特性の定式化—その 2 応用解析への適用—，日本建築学会論文集第 320 号,1982.10
- 15) 柴田道生，荒木秀幸：区分線形化された復元力関数を用いた鉄筋筋違付架構の弾塑性解析（その 1），日本建築学会大会学術講演概要集，1986.8
- 16) 山沢哲也，野上邦栄，小峰翔一，依田照彦，笠野英行：模擬腐食を導入した鋼トラス橋斜材の残存圧縮耐荷力，土木学会構造工学論文集，Vol.59A, 143-155, 2013.3
- 17) 松村政秀，吉山純平，山口隆司：ガセットプレートを考慮したトラス橋圧縮部材の終局強度と変形に関する研究，土木学会構造工学論文集，Vol.59A, 169-179, 2013.3

ANALYTICAL STUDY OF THE DYNAMIC BEHAVIOR IN AN EXISTING SUSPENSION BRIDGE IN THE EVENT OF A LARGE-SCALE EARTHQUAKE

Hiroshi MATSUDA, Taiji MAZDA, Takehiro IMAMURA

It has been thought a suspension bridge of a subject of study is long period structure and that the influence at the time of an earthquake is small relatively by the seismic isolation effects, but the level of the design earthquake motion increases rapidly by the 1995 Kobe Earthquake and the 2011 Great East Japan Earthquake in recent years, and the seismic reinforcement measure has been needed. A seismic design to a level 2 earthquake motion isn't formed into a subject of study bridge. It's because it's developmental for more than 40 years than construction. The level 2 earthquake motion are less probable during the service period of a bridge. The side span of the object bridge is less than 200m and a short periodical structure comparatively. Therefore, it has been comparatively understood that there is a possibility that the stiffening girder, the lateral, wind-tang system and the bridge abutment bearings are damaged with the increase of seismic motion. This paper presents the results of examining a large-scale earthquake of considering the area of damage more faithfully and histerisis model of compressive buckling members.