

長大吊橋の地震応答特性に関する研究

大塚久哲¹・崔準祐²・山平喜一郎³

¹フェロー 工博 九州大学大学院教授 工学研究院建設デザイン部門 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

E-mail : otsuka@civil.doc.kyushu-u.ac.jp

²学生会員 九州大学大学院 工学府 建設システム工学専攻 (〒812-8581 福岡市東区箱崎6-10-1)

E-mail : choi@civil.doc.kyushu-u.ac.jp

³正会員 博(工) 住友重機械工業株式会社 (〒550-0002 大阪市西区江戸堀1-10-8 帝人殖産ビル8F)

E-mail : Kic_Yamahira@shi.co.jp

本研究では、支間1400m級吊橋に対し動的応答解析を行い、長大吊橋の地震応答特性について調査を行った。吊橋は、構造形式が複雑で、構成する部位によって振動特性が異なるため、種々の地震動に対する地震応答解析を行い、入力地震動による影響を評価した。また、ケーブル要素を用いる吊橋は、幾何学的非線形性の影響を受けやすいことが考えられ、幾何学的非線形性を考慮した動的応答解析も行った。さらに、ステイケーブルの損傷を考慮してステイケーブルのない吊橋の地震応答解析も行い、ステイケーブルの有無による応答値を比較し、ステイケーブルの耐震上の効果及び有効性について評価した。

Key Words : Suspension Bridge, Geometric Nonlinearity, Seismic Behavior, Stay Cables

1. はじめに

吊橋は、構造形式が複雑で、地震時の挙動も複雑であることから、動的応答解析による耐震性評価を行う必要がある¹⁾。しかしながら吊橋全体系の非線形性を考慮した地震応答解析事例は少なく^{2),3)}、その耐震性の評価手法については十分に確立されているとは言えない。

吊形式橋梁では路線の計画上構造形式が非対称となる場合があり、構造の非対称によりケーブルの導入張力が非対称となるため、振動特性が各径間ごとに異なると考えられる。そのため、対象橋梁に対して種々の地震動に対する地震応答解析を行い、吊橋に与えられる入力地震動による影響について検討する必要がある。

また、吊橋は全体構造系としての固有周期が長いため、免震効果を有している橋梁形式と考えられているようである。しかし吊橋は非常に高い可撓性を有する構造物であるため、地震時の応答変位が耐震設計の評価指標とされる場合があり、地震時の応答変位を精度よく計算する必要がある。そのため、ステップごとに釣り合い位置を求める幾何学的非線形性を考慮した地

震応答解析を行うことが望ましいと考えられる。米国カリフォルニア州の西海岸部においては、1989年ロマプリエータ地震および1994年ノースリッジ地震の教訓をもとに長大橋の耐震補強が行われているが、吊橋に対してゴールデンゲート橋他3橋の詳細な耐震検討が行われている⁴⁾。そこでは、幾何学的非線形性を考慮した解析も行われているが、解析手法の違いに関しての考察は述べられていない。

さらに、橋軸方向に大きな地震動が入力された場合、補剛桁とハンガーケーブルの相対変位を抑制するステイケーブルが降伏張力を超える場合があり、ステイケーブルが破断されることが考えられる。そこで、ステイケーブルの損傷を考慮した地震応答解析を行い、ステイケーブルが吊橋全体系に与える影響について調査する必要がある。

以上のような視点から本文では、橋長2500m級の2径間の非対称長大吊橋を対象にして、地震応答解析を行い、①入力地震動による影響、②上下動が応答に与える影響、③幾何学的非線形性の考慮による応答差、④ステイケーブルの有無による応答の差、以上4項目について検討を行った。

2. 対象橋梁および解析条件

(1) 対象橋梁の概要

本研究で対象とした吊橋は、中央支間約1400 m、側径間約700 m、サグ比1/10の補剛箱桁吊橋である。本橋は、一つの側径間が約400 mと短くなっており、その側径間にハンガーロープを配置しない2径間2ヒンジの形式となっている。補剛桁は鋼床版箱形、主塔はRC ラーメン主塔とした。

(2) RC 主塔の試設計

主塔は、高さ216 m、3段の水平梁を有する上層2層ラーメン形式とした。塔柱間隔は、塔頂部で22.5 m幅、塔基部で28 m幅の斜塔形式を採用し、塔柱寸法は基部では8.0 m×6.0 m、塔頂部では6.0 m×6.0 mとなるように主塔高さ方向について断面を漸減している。

塔柱のコンクリートは設計基準強度が60N/mm²の高強度材料、鉄筋は降伏強度が490N/mm²のSD490Aを使用した。塔柱断面は塔基部から塔頂部までの全区間を中空断面とし、主塔自重の軽減を図った。なお、帯鉄筋は軸方向鉄筋と同一の材料(SD490A)を使用し、15cm 間隔で配筋した。また、帯鉄筋の効果を高めるため、断面の外側と内側に配筋される軸方向鉄筋と帯鉄筋を取り囲むように中間帯鉄筋を配置するものとした。

(3) 解析モデル及び解析条件の設定

図-1に解析モデルを示す。補剛桁、主塔は梁要素で、ケーブルは曲げ剛性を受け持たないケーブル要素とした。補剛桁は、主桁に2本の横梁を設けた骨組みモデルを採用し横梁の両端部にハンガーケーブルを定着したモデルにした(図-1)。本研究で解析に用いたケーブル要素は死荷重による初期応力状態を考慮したものであり、その初期応力状態をケーブル部材の幾何剛性として反映し解析を行った。また、地盤はI種地盤と想定しているため、主塔及びアンカレイジは固定、補剛桁は橋軸方向について可動とした。ウィンドタング部は橋軸直角方向について拘束、タワーリンク部は上下方向について拘束しており、他方向には可動とした。

本研究で用いた入力地震波を表-1に示す。Type111・Type212は、道路橋示方書で規定しているレベル2の標準地震波である。TCU068EW・TCU084EWは台湾集集地震で観測された地震波である。図-2は、本研究で用いた入力地震動の変位応答スペクトルを示したものであり、TCU068EW、TCU084EWの台湾集集地震波が長周期域で応答変位が卓越しており、長周期構造物である吊橋に大きい影響を与えられられる。

表-1 入力地震波

名称	最大加速度	備考
Type111	318.8 Gal	I種地盤 道示標準波
Type212	812.0 Gal	I種地盤 道示標準波
TCU068EW	501.6 Gal	台湾集集地震観測波
TCU084EW	989.2 Gal	

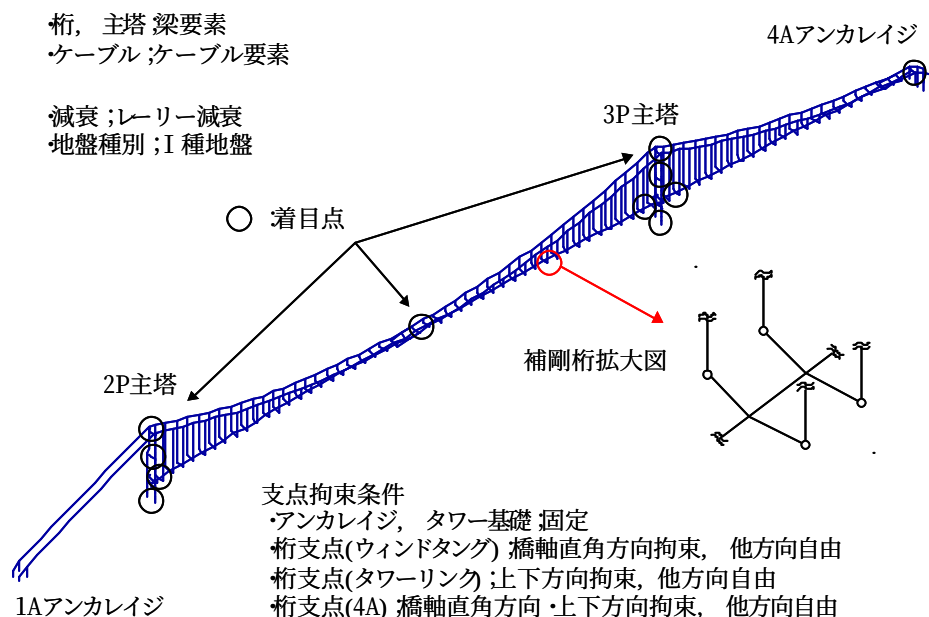


図-1 解析モデル

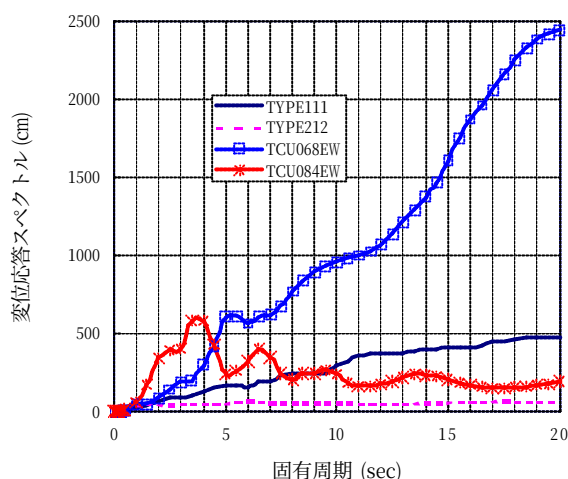


図-2 入力地震動の変位応答スペクトル

解析手法は、直接積分法のNewmark β 法 ($\beta = 0.25$) を用いた。解析時間間隔は0.005秒であり、TYPE I、TYPE II に対しての応答解析時間は30秒である。なお、図-3の入力地震動の加速度時刻歴に示してあるように、台湾集集地震波は長周期域で卓越するため、TCU068EWとTCU084EWに対しては60秒まで応答解析を行った。減衰はRayleigh減衰であり、橋軸方向には10次と32次、橋軸直角方向には1次、23次を使用した。地盤はI種地盤としている。また、RC主塔の非線形復元力特性は、トリリニア型武田モデルを採用した。

3. 解析結果

(1) 固有値解析

対象とした吊橋に対し固有値解析を行った結果を表-2に示す。1次モードは、固有周期16.31秒で中央径間の補剛桁が橋軸直角方向へ大きく変形するモードである。また、2次モード(固有周期12.23秒)は補剛桁が橋軸方向へ変形するモード、4次モード(固有周期7.30秒)は補剛桁が鉛直方向へ変形するモードである。吊橋は、橋軸方向の変形に鉛直方向の変形による影響を無視できない構造物であるため、補剛桁の橋軸方向の変位にはTCU068EWのような長周期成分が卓越する地震波の影響が大きいと考えられる。なお、主塔の変形2次モードが32次となっており、高次固有値の影響も無視できないことが考えられる。また、主塔の変形周期は4.33秒、2.31秒であるなど、対象とした橋梁は全体的に長周期域で振動していることが分かる。図-4、図-5は、それぞれ橋軸直角方向、橋軸方向の主要変形モード図である。

一方、対象橋梁に対して初期幾何剛性を反映した固

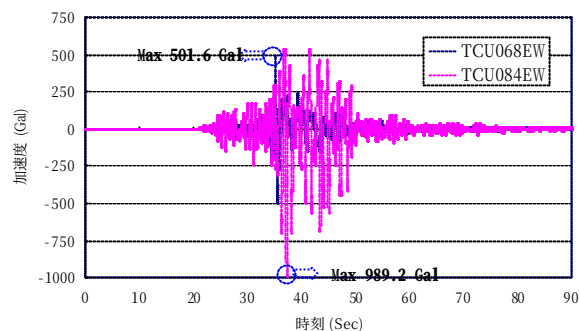


図-3 入力地震動の加速度時刻歴

表-2 固有値解析結果

モード 次数	振動数 [Hz]	固有周期 (Sec)	有効質量比			備 考
			橋軸	鉛直	直角	
1	0.061	16.313	0.000	0.000	0.224	補剛桁直角変形1次
2	0.082	12.232	0.027	0.016	0.000	補剛桁橋軸変形1次
3	0.097	10.267	0.031	0.001	0.000	補剛桁橋軸変形2次
4	0.137	7.298	0.015	0.108	0.000	補剛桁鉛直変形1次
6	0.143	7.008	0.000	0.000	0.118	補剛桁直角変形2次
7	0.168	5.962	0.008	0.214	0.000	補剛桁鉛直変形2次
8	0.205	4.881	0.023	0.001	0.000	補剛桁橋軸変形3次
10	0.231	4.327	0.280	0.008	0.000	主塔橋軸変形1次
12	0.265	3.773	0.000	0.019	0.000	補剛桁鉛直変形3次
14	0.271	3.686	0.000	0.000	0.068	主塔直角変形1次
23	0.356	2.807	0.000	0.000	0.137	主塔直角変形2次
32	0.433	2.310	0.391	0.001	0.000	主塔橋軸変形2次
37	0.484	2.068	0.067	0.000	0.000	補剛桁橋軸変形4次

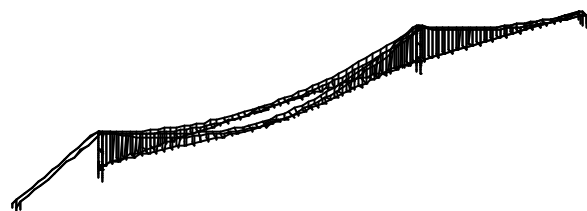


図-4 補剛桁橋軸直角方向変形1次 (T=16.313 sec)

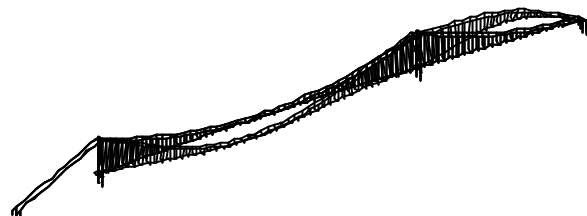


図-5 補剛桁橋軸方向変形1次 (T=12.232 sec)

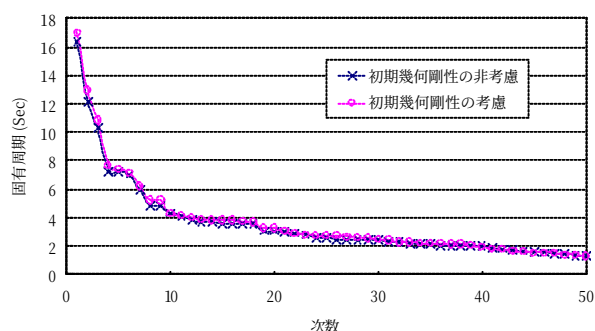


図-6 固有値解析結果の比較

有値解析を行い、初期幾何剛性を反映していない結果との比較を図-6に示す。卓越モードが若干異なっているものの、全体系での固有値は初期幾何剛性を反映していない場合とほぼ一致する結果となった。

(2) 動的解析

本研究での主たる検討項目は、①入力地震動の影響、②上下動の影響、③幾何学的非線形性の影響、④ステイカケーブルの耐震性への効果及び有効性、以上4つのケースで構成しており、それぞれの結果をケース別にまとめて、以下に述べる。

① 入力地震動の影響

表-1に示す4つの地震波に対し、線形化有限変位理論による地震応答解析を行った。図-1に示す各着目点において、橋軸方向加震時の最大応答変位を図-7に示す。4A側の側径間端部を除き、ほとんどの着目点においてType IやTCU068EWの加震時の応答値が顕著であり、対象橋梁に対しては長周期波の影響が大きいことが分かる。4A側の側径間端部については、固有周期2.1秒前後で側径間の橋軸方向への変形が卓越するため、TCU084EW加震時の応答が大きくなることが図-2により判断できる。一方、図-8は各着目点において橋軸直角方向加震時の応答変位を示したものである。両主塔や補剛桁中央部でType IやTCU068EWの加震時の応答変位が大きくなっており、対象橋梁は橋軸方向とともに橋軸直角方向に対して長周期波の影響が大きいといえる。

図-9に2P主塔における面内・面外の最大応答曲げモーメントを示す。主塔の全長に亘って地震波ごとに応答値のばらつきがあり、主塔基部で最大300MN・m、主塔中央部で最大500MN・mの差があるなど、主塔の応答曲げモーメントに対しても入力地震動による影響が見られた。なお、主塔基部や主塔中央部の最大応答値がひび割れ値を超えるものの、降伏値には至っていないことが確認できた。また、3P主塔の最大応答曲げモーメントを図-10に示す。主塔の面外曲げモーメントに対しては、2P主塔と3P主塔の応答値が異なっていることが分かる。本研究で用いた対象橋梁は1A～2P区間の側径間がないモデルであり、構造形式が異なっているためであると考えられる。

② 上下動の影響

吊橋の重量は、圧縮力を受け持たないケーブルで支えているため、補剛桁の鉛直方向変形が無視できないと考えられる。従って、吊橋では上下動の影響について検討する必要がある。本研究では、対象橋梁に対し、表-1に示す地震波を用いて、橋軸方向と橋軸直角方向に同時加震した場合(2方向加震：TYPE I，TYPE IIについては2方向の実観測波を、台湾集集地震波については同じ波形を2方向に用いた。)、それに同じ波を用いて鉛直方向への地震波を加えた場合(3方向加震：TYPE I，TYPE IIについては橋軸方向の波を、台湾集集地震波については水平方向の波を用いた。)の地震応

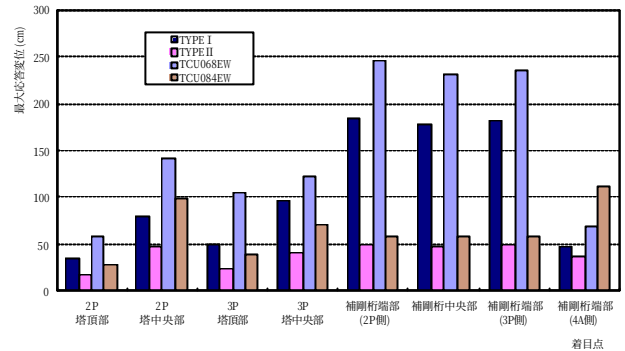


図-7 最大応答変位の比較（橋軸方向加震）

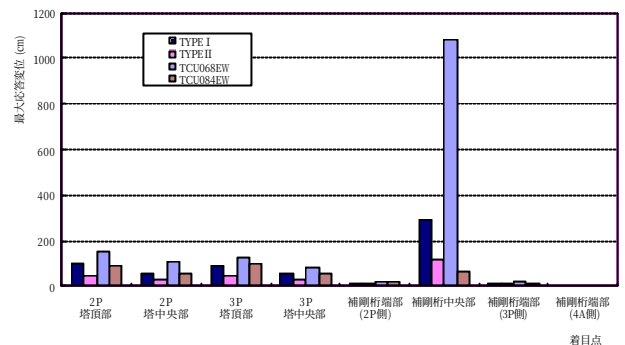
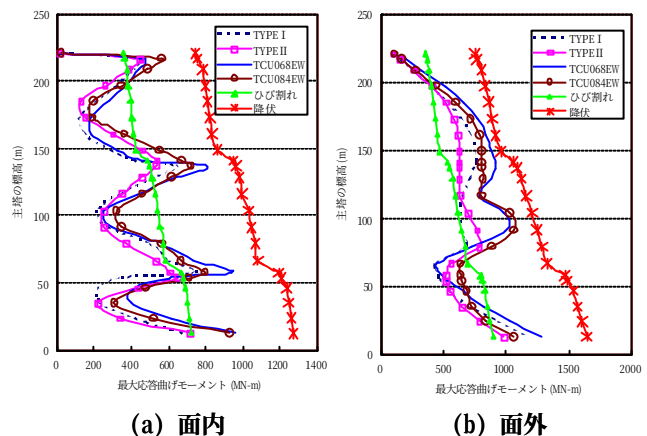
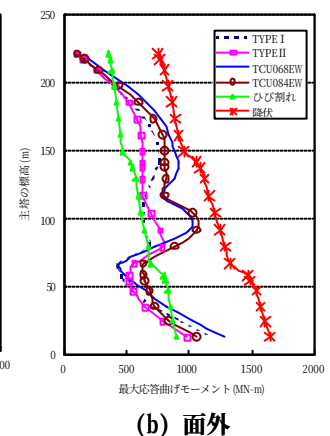


図-8 最大応答変位の比較（橋軸直角方向加震）

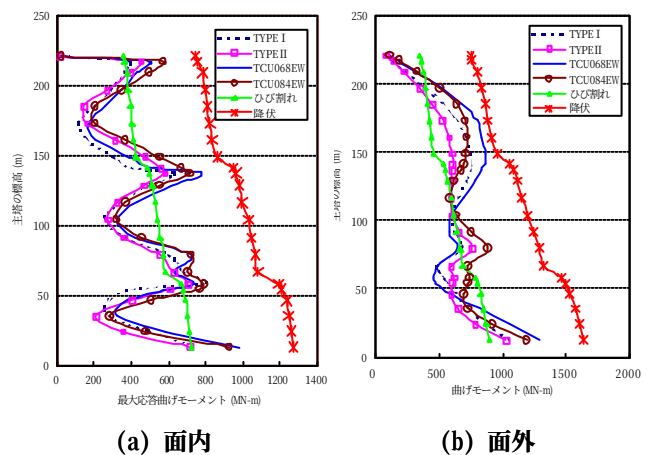


(a) 面内

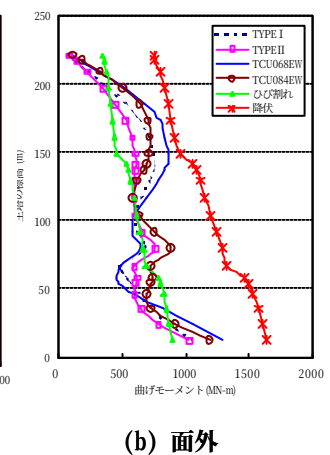


(b) 面外

図-9 2P主塔の最大応答曲げモーメント



(a) 面内



(b) 面外

図-10 3P主塔の最大応答曲げモーメント

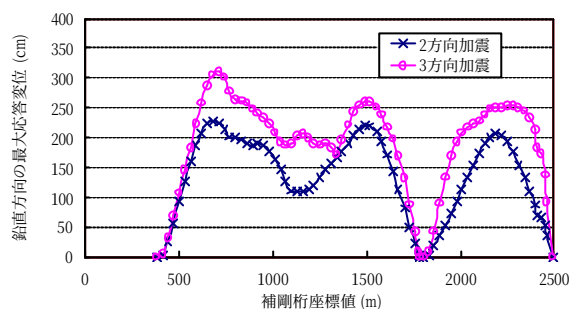


図-11 補剛桁の鉛直最大応答変 (TYPE I)

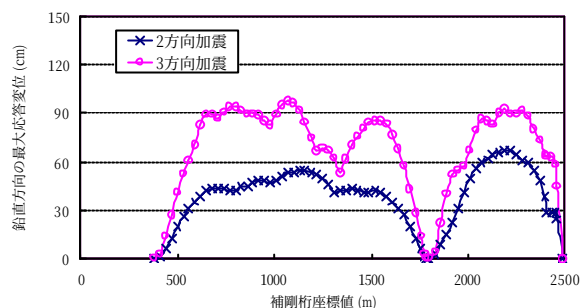


図-12 補剛桁の鉛直最大応答変位 (TYPE II)

答解析を行った。同波応答解析は、線形化有限変位理論による動的解析を行った。

図-11～図-14は、それぞれの入力地震動に対して2方向加震時と3方向加震時の補剛桁の鉛直最大応答変位を比較したものである。2方向加震と3方向加震で応答値の傾向が異なっていること、全ての地震動に対して2方向加震時より3方向加震時の応答値が大きくなっていることが分かり、上下動成分が吊橋の応答に与える影響は無視できないと言える。

③ 幾何学的非線形性の影響

ここでは、微小変形理論、部材の初期応力状態を作成し微小変形理論に基づく線形化有限変位理論、ひずみエネルギー計算時に部材の非線形ひずみまで考慮し、解析ステップごとに剛性や座標系を更新していく幾何学的非線形性を考慮した大変形理論、以上3つの理論に基づいた地震応答解析を行い、幾何学的非線形性が本橋梁に与える影響について照査を行った。

図-15は、各着目点において、Type212地震波を橋軸方向に加震した場合の最大応答変位を示したものである。Type212地震波に対しては、補剛桁の応答値は大変形理論による応答が他のケースに比べ10cmほど大きくなっていることが分かる。また、TCU068EW地震波に対する最大応答変位を図-16に示す。ほとんどの着目点において応答差が見られなかったが、2P主塔の中央部において大変形理論による応答値が線形化有限変位理論による応答値より2.3倍大きく評価された。幾何学的非線形性の考慮によって主塔の面外曲げモー

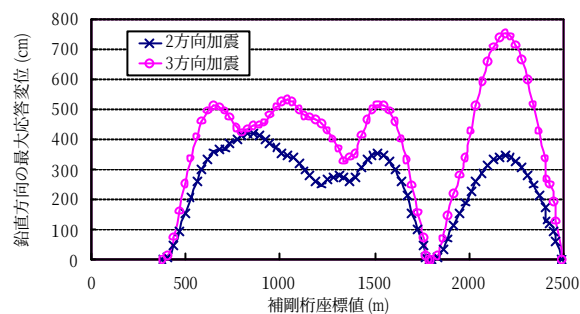


図-13 補剛桁の鉛直最大応答変位 (TCU068EW)

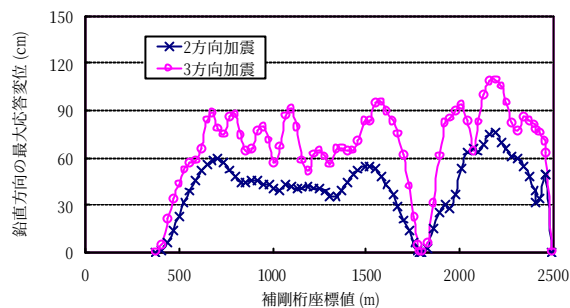


図-14 補剛桁の鉛直最大応答変位 (TCU084EW)

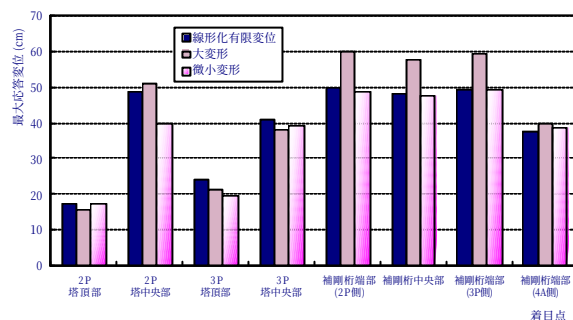


図-15 最大応答変位の比較 (Type212- 橋軸方向加震)

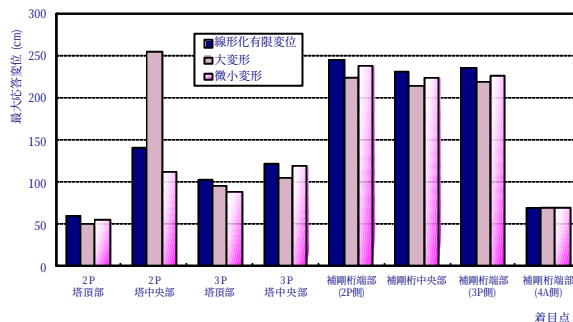


図-16 最大応答変位の比較 (TCU068EW- 橋軸方向加震)

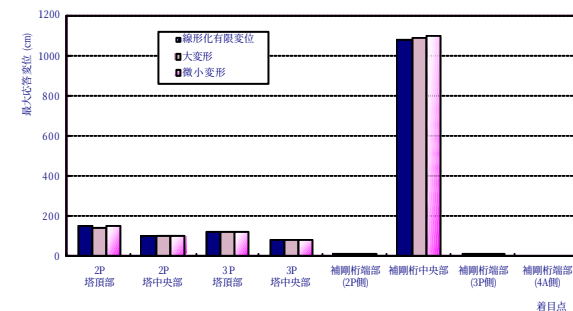


図-17 最大応答変位の比較 (TCU068EW- 橋軸直角方向加震)

メントに変化があり、2P主塔の中央部において幾何学的非線形性を考慮した場合の応答曲げモーメントが降伏値を超えているためと考えられる。(図-19)

一方、橋軸直角方向については、全ての入力地震動に対して幾何学的非線形性の影響が小さい結果となった。橋軸直角方向にTCU068EW地震波を入力した場合の最大応答変位を図-17に示しており、全着目点において応答値がほぼ一致していることが分かる。他の入力地震波に対しても結果は同様であり、対象橋梁は橋軸直角方向に対して幾何学的非線形性の影響が少ない。

なお、図-18は、Type212を入力した場合の補剛桁の鉛直変位をケースごとにプロットしたものである。補剛桁全区間に亘って微小変形理論より大変形理論による応答値が大きくなっていることが分かる。また、中央径間において線形化有限変位理論に比べ大変形理論による応答値が増幅しているところもあり、補剛桁の鉛直変位に対しては幾何学的非線形性の影響が大きいといえる。吊橋の主要材であるケーブル部材は、幾何学的非線形性の影響を受け易い部材であるため、吊橋全体に対して幾何学的非線形性による解析的検討が必要であると考えられる。

また、図-19、図-20に2P主塔および3P主塔の最大応答曲げモーメントを示しており、主塔の応答曲げに対する幾何学的非線形性による影響を評価した。2P主塔の面外曲げモーメントにおいて、幾何学的非線形性を考慮することによって主塔の一部が降伏値を超える結果となった。終局値には至っていないものの、微小変形理論に比べ大変形理論による応答値が顕著であり、面外曲げモーメントに対しては幾何学的非線形性による影響が大きいと考えられる。一方、面内曲げモーメントに対しては、両主塔とも全ケースの応答値がほぼ一致しており、幾何学的非線形性による影響が小さいことが分かった。

④ ステイクブルの耐震性の効果及び有効性

ステイクブルはハンガーケーブルと補剛桁の相対変位を拘束して吊橋全体の剛性を高めようとするものであり、対象橋梁には中央径間と側径間に4本ずつ、合計8本を設けている(図-21)。このようなステイクブルが巨大地震時に耐震性の向上に大きな影響を与えるのかについて照査を行った。ここでは、ステイクブルがあるモデル(基本モデルと称す)とステイクブルを取り外したモデル(ステイク無しモデルと称す)に対し、それぞれ地震応答解析を行い、地震時ステイクブルの有効性について評価を行った。動的応答解析は、線形化有限変位理論による手法を採用した。

まず、ステイクブル無しモデルに対して固有値解析を行い、基本モデルと比較したものを表-3に示す。

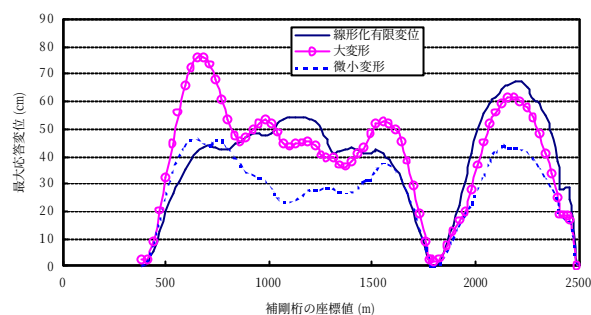
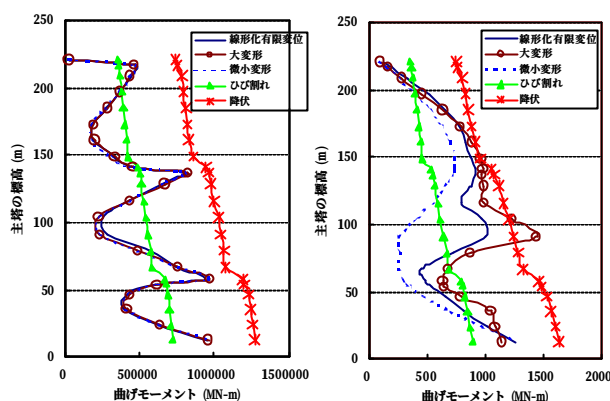


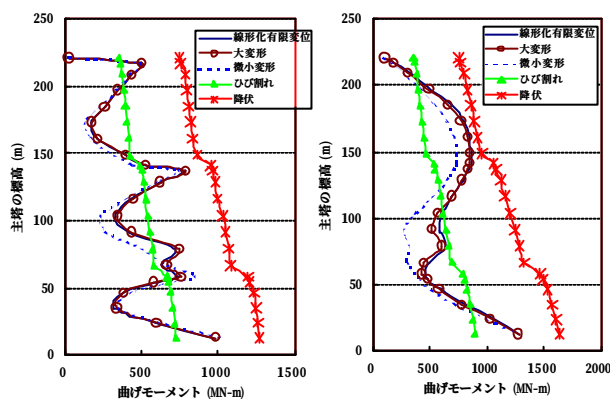
図-18 補剛桁の鉛直変位 (Type212- 橋軸方向加震)



(a) 面内

(b) 面外

図-19 2P主塔の最大応答曲げモーメント(TCU068EW)



(a) 面内

(b) 面外

図-20 3P主塔の最大応答曲げモーメント(TCU068EW)

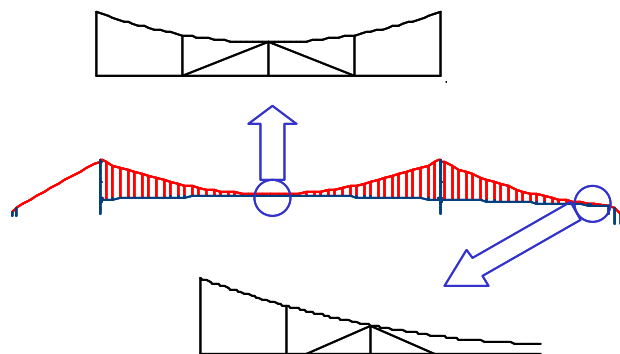


図-21 ステイクブルの詳細図

表-3 固有値解析の比較

基本モデル			ステイ無しモデル		
モード 次数	固有周期 (Sec)	変形モード	モード 次数	固有周期 (Sec)	変形モード
1	16.313	補剛桁直角変形1次	1	16.315	補剛桁直角変形1次
2	12.232	補剛桁橋軸変形1次	2	12.291	補剛桁橋軸変形1次
3	10.267	補剛桁橋軸変形2次	3	10.537	補剛桁橋軸変形2次
4	7.298	補剛桁鉛直変形1次	4	8.193	側径間橋軸変形1次
5	7.264		5	7.735	中央径間橋軸変形1次
6	7.008	補剛桁直角変形2次	6	7.323	
7	5.962	補剛桁鉛直変形2次	7	7.266	補剛桁直角変形2次
8	4.881	補剛桁橋軸変形3次	8	7.053	補剛桁橋軸変形3次
9	4.811		9	5.918	補剛桁鉛直変形1次
10	4.327	主塔橋軸変形1次	10	4.846	
12	3.773	補剛桁鉛直変形3次	12	4.098	
13	3.747		13	3.774	補剛桁鉛直変形2次
14	3.686	主塔直角変形1次	14	3.747	
15	3.630		15	3.686	主塔直角変形1次
23	2.807	主塔直角変形2次	23	2.944	
24	2.553		24	2.810	主塔直角変形2次
32	2.310		32	2.365	主塔橋軸変形1次
34	2.200		34	2.215	主塔橋軸変形2次
37	2.068	側径間橋軸変形1次	37	2.074	

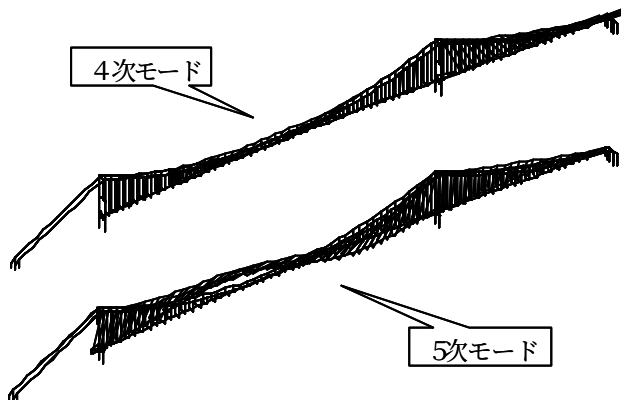


図-22 ステイ無しモデルの固有モード

ステイクケーブルを取り外すことによって吊橋全体剛性が低下しており、基本モデルに対しステイ無しモデルの固有周期が若干長くなっていることが分かる。また、基本モデルの4次モードが鉛直変形モードとなっている一方、ステイ無しモデルの4次モードは側径間が水平方向に大きく変形するモードであるなど、橋軸方向への変形モードが異なっていることが分かる。従って、固有値の変更によって入力地震動に対する応答値にも変化があると予測される。図-22はステイ無しモデルの補剛桁の主要変形モード図である。

図-23は、補剛桁の橋軸方向変位において、基本モデルに対するステイ無しモデルの最大応答変位の比率（応答比率と表記）をプロットしたものである。基本モデルに比べステイ無しモデルの応答値が中央径間部で最大1.8倍、側径間で最大7倍ほど大きくなっており、橋梁全体系の応答にステイクケーブルが及ぼす影響は大きいと言える。なお、側径間の応答倍率が特に大きくなっているが、剛性の変化により側径間の固有値が大きく変わっているためであると考えられる。一方、TCU084EW地震波の場合、側径間の応答倍率が0.4となっており、ステイ無しモデルの応答値が小さくなる結果となった。基本モデルにおいて側径間の橋軸方向

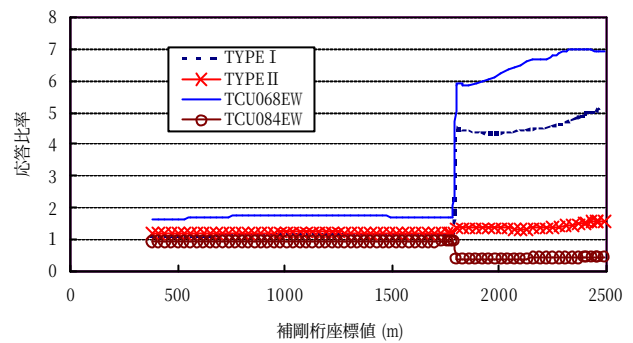


図-23 補剛桁の橋軸方向変位の比較

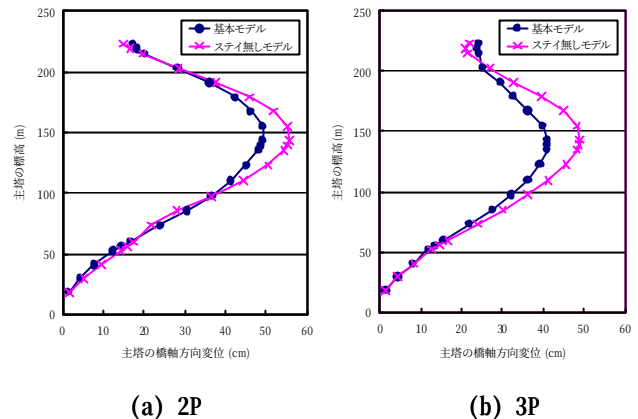


図-24 主塔の橋軸方向変位の比較 (Type212- 橋軸方向加震)

変形モードが37次($T=2.068\text{sec}$)である一方、ステイ無しモデルの場合4次モード($T=8.1926\text{sec}$)で変形しており、卓越モードの周期が異なっているため入力地震動による応答差が見られたと思われる。このような結果は、図-2の変位応答スペクトルからも推測できると考えられる。

なお、図-24にType212の加震時、主塔の橋軸方向変位を比較したものを示す。ステイ無しモデルが主塔中央部において応答値が10cmほど大きくなっており、主塔に対してもステイクケーブルの影響が見られた。

4. まとめ

本研究では、全長2500m級、2径間2ヒンジの長大吊橋に対し地震応答解析を行い、地震動による橋の動的挙動の特性及び解析手法による応答特性、また地震時ステイクケーブルの有効性について検討を行った結果、以下のことが明らかになった。

- ① 本橋梁は、全体系の固有周期が長いため、Type IやTCU068EWのような長周期波の影響が大きいことが確認できた。また、橋梁の構成する部位によって入力地震動による応答値にばらつきがあり、種々の地震動に対する検討が必要であると考えられる。
- ② 2方向加震時と3方向加震時の動的応答解析を行っ

たところ、3方向加震時の鉛直方向応答変位が大きくなる結果となり、本研究で用いられた橋梁に対しては、上下動成分の影響を無視できないと言える。

③ 微小変形理論、線形化有限変形理論、大変形理論による解析を行い、幾何学的非線形性の影響について検討を行ったところ、橋軸直角方向には結果の差が出でないものの、橋軸方向や鉛直方向には地震動によって幾何学的非線形性の影響が見られる場合もあり、幾何学的非線形性を考慮した検討が必要であると考えられる。

④ ステイクケーブルを取り外したモデルの場合、全体系の剛性が低下するため、地震時の応答値が増加する傾向となった。ステイクケーブルは応答変位を減少させる部材であり、耐震性の向上に対して有効性が高いと考えられる。

以上のような結果を踏まえて、ケーブル要素の降伏を考慮した非線形動的応答解析を行い、対象橋梁の耐震要求性能の照査を行っていく予定である。さらに、耐震要求性能の照査を通して明らかとなった問題点に対し、適切な耐震補強案を検討していく予定である。

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，平成14年3月
- 2) 土木学会：ケーブル・スペース構造の基礎と応用，1999.10
- 3) 大塚久哲・楠田広和：吊橋の幾何学的非線形を考慮した地震応答解析および耐震性向上策の検討，構造工学論文集，Vol49A，2003.3
- 4) 土木学会地震工学委員会既設構造物の耐震補強に関する研究小委員会：既設構造物の耐震補強に関する研究報告書，pp312-325，2002.12

(2003年10月20日受付)

The Study on Seismic Response In Long-Span Suspension Bridge.

Hisanori OTSUKA, Joon-Ho CHOI, and Kiichirou YAMAHIRA

It is necessary to use dynamic design for suspension bridge, because the structural type and the seismic behavior of suspension bridge are complicated. In addition to these characters, a behavior of suspension bridge is easy to be influenced by ground motions, geometric nonlinearity, and structural components. The purpose of this paper is to clarify the behavior and to find out the effect of above mentioned factors for a long-span suspension bridge in a great earthquake. A highway suspension bridge with 1400m center span, and nonsymmetric 2-span box girders is analyzed. It was carried out to analysis nonlinear dynamic response by inputting various seismic waves, in order to investigate the seismic behavior in suspension bridge for many kinds of earthquake loadings.

Here, we found that the seismic response differs according to composition of suspension bridge and direction of input seismic wave. Besides, suspension bridge proved to be influential for geometric nonlinearity.