

幾何学的非線形を考慮した 鋼吊橋の耐震性向上策の検討

大塚久哲*, 楠田広和**

*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)

**正員 株式会社 横河ブリッジ 橋梁生産本部設計第一部 (研究時は九州大学大学院修士課程在学)
(〒273-0026 千葉県船橋市山野町27 横河テクノビル)

吊橋はたわみやすい構造物であり、耐震指標として応答変位を正確に評価することが重要である。本検討では橋長1100mの鋼吊橋全体モデルを用いて、まずレベル2地震時の地震応答評価の高精度化を図ることを目的として、幾何学的非線形、ケーブルが圧縮力に抵抗しない性質(非抗圧縮性)および初期釣り合いを考慮した吊橋全体系の初期剛性の3項目が応答評価に与える影響について検討した。次に、高度化を図ったモデルを用いてレベル2クラスの大地震時における動的挙動の傾向を検討し、対象モデルの地震応答特性および耐震上考えられる課題について考察を行った。これらの課題に対してケーブルシステムや履歴型ダンパーを用いた耐震性向上策を提案し、これらの効果について検討を行った。

Key Words: suspension bridge, seismic response analysis, geometrical non-linearity, seismic retrofit

1. まえがき

長周期構造物である吊橋はその振動特性が複雑であり、動的解析による地震応答評価を行うことが規定されている。既設の長大橋についても、その重要性からレベル2地震に対する耐震性能の確保が求められ、大地震時の挙動を精度よく評価し、判明した耐震上の課題点に対して速やかに対策を講じる必要がある。

米国ではCaltrans(カルフォルニア州交通局)が管理する長大橋梁のいくつかは、耐震補強が計画され、現在最終段階に入っている²⁾³⁾⁴⁾。採用されている手法としては、免震・制震化によって全体の応答を低減し、補強する部材数を最小限にする方法が取られている。本研究で対象とした耐震性向上策も、コンセプトは同様であり、地震応答そのものを低減する手法を検討した。

また、吊橋はたわみやすい構造物であり、耐震指標として応答変位を正確に評価することが重要である。精度のよい応答評価を行うには、変形後の釣り合い位置を逐次求める幾何学的非線形を考慮した解析を行うことが望ましい⁵⁾⁶⁾。また、吊橋は橋全体系の振動特性に対してケーブルの果たす役割が大きいため、その挙動を正確に取り扱うことが不可欠である。現状では、ケーブルを軸力のみを受け持つトラス要素としてモデル化することが一般的であり、ケーブルの要素設定が吊橋全体系の応答評価に与える影響を検討した事例は少ない。

ここでは過去に架設・計画された吊橋の実績を元に作成した橋長1100mの鋼吊橋全体モデルを対象として、まずレベル2地震時の地震応答評価の高精度化を図る

ことを目的とし、応答の評価に影響が考えられる1)幾何学的非線形、2)ケーブルが圧縮力に抵抗しない性質(非抗圧縮性)、3)初期釣り合いを考慮した吊橋全体系の初期剛性の3項目について検討した。

次に、ステイクケーブルが損傷した場合を仮定した複合非線形解析を行い、対象吊橋のステイク損傷後の動的挙動の傾向を検討し、大地震時の地震応答特性および耐震上考えられる課題について考察した。

上記の耐震上の課題に対し、本研究ではケーブルシステムや履歴型ダンパーを用いた耐震性向上策を提案し、これらの効果について検討を行った。

2. 解析条件の設定

本研究で使用した解析モデルと各ケースで共通の解析条件について述べる。対象とする吊橋は、過去に架設・計画された吊橋の実績を参考として新たに構築した橋長1100mの鋼吊橋モデルである。図-1は解析モデルである。支間割は中央径間長が700m、側径間長がそれぞれ250m、150mの3径間2ヒンジ鋼吊橋を想定した。鋼製主塔は基部断面が橋軸方向5.0m×橋直方向3.5mで3段の水平材を有する構造とした。部材断面諸元の詳細はここでは特に記述しないが、既存の吊橋の実績を参考に断面諸元を決定している。架設地盤としてI種地盤を想定した。

(1) 解析モデルおよび解析条件

主塔・主桁および主桁・アンカレイジは橋軸直角方向について固定、橋軸方向について可動とした。桁、塔を3次元線形はり要素、支承を線形ばね要素、ケーブ

ルを線形トラス要素を用いた。地盤ばねはこれまで架設された吊橋の基礎の架設地盤の物性値を参考に、線形ばね要素でモデル化した。ケーブルは曲げをほとんど受け持たないため、両端ピンのトラス要素を用いた。また、側径間にエンドステイ4本ずつと、中央径間にセンターステイ4本の計12本のステイケーブルを設置しており、本解析モデルではこれらを線形トラス要素でモデル化した。その他の解析条件を以下に示す。

- ・解析手法：直接積分法 (Newmark β 法、 $\beta = 0.25$)
- ・減衰：Rayleigh減衰、橋軸方向2次、19次使用、橋軸直角方向1次、14次使用
- ・減衰定数：主塔、主桁2%、基礎、アンカレイジ5%、地盤バネ10%、ケーブル0.5%

以上の解析条件を基本とした。地震応答解析を行うに当たっては、微小変形理論および大変形理論(幾何学的非線形解析)による解析を行った。幾何学的非線形解析にはUpdate Lagrange法⁷⁾⁸⁾を用いた。

(2) 入力地震波

本研究で用いた入力地震波を表-1に示す。本研究では便宜上、対象橋梁への影響の大きさに応じて地震波を①~③の3クラスに区分している。①、②はそれぞれ、道路橋示方書・同解説V耐震設計編に規定されているレベル1地震動およびレベル2地震動のI種地盤における標準加速度応答速度スペクトル($h=0.05$)に適合するよう調整された標準地震波である。③は1999年9月に台湾集集地震⁹⁾の震源近傍で観測された断層近傍の長周期成分卓越波である。吊橋は長周期構造物であり、長周期成分が卓越した地震波の影響が大きいが考えられるので、ここでは③を②の一つ上のクラスとして位置付け、解析的な検討を行うものとした。図-3はレベル2標準地震波および台湾集集地震動の加速度応答スペクトルである。3節で後述する固有値解析結果を図中に併記している。

3. 解析結果

(1) 固有値解析結果

幾何学的非線形を考慮した固有値解析結果を表-2に示す。

1次モードは固有周期12.98秒で面外方向へ大きく変形するモードであり、タイプI地震動のようなプレート境界型の長周期地震波作用時に面外方向の応答変位が大きくなる。15次モードは側径間の振動モードである。本橋梁は中央径間と比較して側径間が短く、その固有周期は約2.1秒と中央径間に対して短くなっており、タイプII地震動のように短周期成分が卓越した地震波に対して側径間の応答が大きくなるが予想される。

3次モードは主桁が鉛直変形を伴い橋軸方向へ波打つ振動モードであり、固有周期約6.0秒と長周期で振

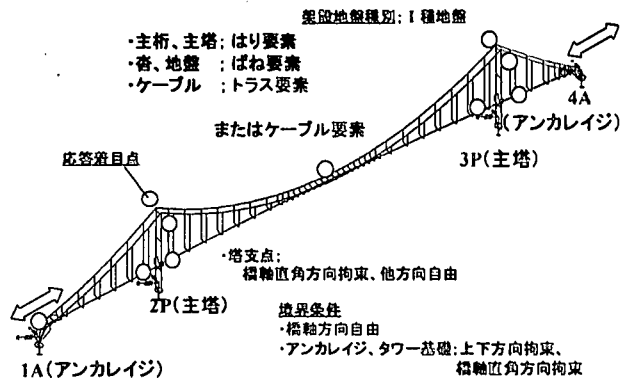


図-1 解析モデル

表-1 入力地震波

本研究での区分	本研究での略称	最大加速度 (gal)	備考
①レベル1地震動	level-1	148.3	標準スペクトル 適合波
②レベル2地震動	Type111	318.8	I種地盤 標準波、タイプI
	Type212	812.0	I種地盤 標準波、タイプII
③長周期卓越波	TCU068EW	501.6	台湾集集地震観測波
	TCU084EW	989.2	

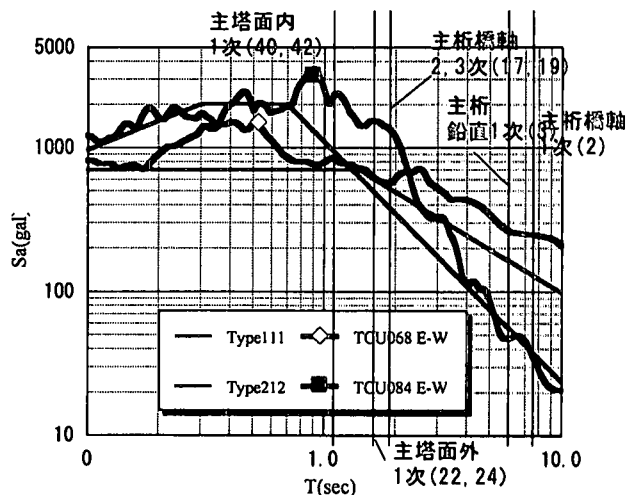


図-2 入力地震波 加速度応答スペクトル

表-2 固有値解析結果

次数	振動数(Hz)	固有周期(sec)	刺激係数			モード
			橋軸方向	橋軸直角方向	鉛直方向	
1	0.077	12.982	0.0	28.7	0.0	水平曲げ対称1次
2	0.130	7.692	-10.7	0.0	0.2	主桁橋軸方向1次
3	0.166	6.022	2.9	0.0	-9.8	主桁鉛直変形1次
5	0.225	4.448	0.0	-0.1	0.0	水平曲げ反対称1次
6	0.283	3.532	-7.0	0.0	-22.4	主桁鉛直変形2次
7	0.300	3.333	-1.8	0.0	3.6	主桁鉛直変形3次
15	0.463	2.159	0.0	-0.9	0.0	水平曲げ対称2次
17	0.510	1.960	-7.8	0.0	-0.5	主桁橋軸方向2次
19	0.522	1.916	-17.4	0.0	-1.3	主桁橋軸方向3次
20	0.528	1.894	-0.5	1.3	0.0	主塔ねじれ1次
40	0.937	1.067	6.2	0.0	1.4	主塔位相1次
42	0.942	1.061	12.6	0.0	-0.2	主塔位相1次

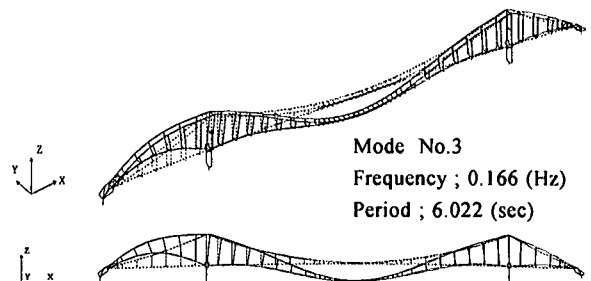


図-3 主桁鉛直変形1次(全体3次)モード図

動する。図-3に3次モードを示す。吊橋はその構造特性上鉛直方向へたわみやすく、主桁が橋軸方向へ変形

する際に鉛直変形を伴い、橋軸方向へ比較的ゆっくりと変形が伝播する。よって、鉛直振動の励起は主桁の橋軸方向応答変位に影響が大きく、タイプI地震動等の長周期地震波が作用した場合、橋軸方向応答変位が問題となることが考えられる。

最後に主塔に着目すれば、主塔変形1次の固有周期は1.0秒前後と比較的短周期であり、直下型の大地震時に大きな地震力が作用すると考えられる。

(2) 解析モデルが応答評価へ与える影響

(1) 解析ケース

ここでは、(a)幾何学的非線形性、(b)ケーブルの非抗圧縮性、(c)吊橋全体系の初期剛性の3項目が応答値に与える影響について調べることを目的として表-3に示す4ケースについて解析を行った。以下に解析ケースについて簡単に説明を加える。

①ケース1: ケーブルをトラス要素とした基本モデルについて、微小変形理論に基づく地震応答解析を行ったケース。

②ケース2: ケーブルをトラス要素とした基本モデルについて、大変形理論に基づく解析を行ったケース。

③ケース3: ケーブルを圧縮力には抵抗しない非抗圧縮部材としてモデル化したケース。ただし、ケーブルで非抗圧縮性を考慮する場合、ケーブル単体では不安定であり、外力が作用して初めてその形状が決定されるため、非抗圧縮性を考慮するには大変形理論に基づき逐次外力との釣り合いをとる必要がある。

④ケース4: 吊橋の振動問題を解く上で、死荷重下での初期釣り合い状態を正確に評価し、初期剛性を厳密に評価することが重要である。通常の吊橋の解析では、完成時の座標を初期形状とし、初期断面力および初期変位を無視した解析が行われている。この場合、初期応力状態を部材の幾何剛性として反映できないため、振動特性が正確に表現できない可能性がある。特に、吊橋の主要構成部材であるケーブルは導入張力による幾何剛性が大きいので、これを無視できない。本研究では、導入張力に応じて節点が移動し、その都度外力と釣り合いを取ることが可能な要素(テンション要素と表記)を用いて、初期形状の設定が応答に与える影響を検討した。具体的には、主桁と主塔の曲げモーメントをほぼ零とするような張力を反復計算によって概算し、これを導入張力とした状態で各部材が取る剛性を初期剛性とした。

(2) 解析結果

入力地震波として、表-1に示す3クラスの地震波に対して地震応答解析を行い、検討項目の影響を検討した。レベル1地震動については、各ケースの応答値は微小であり、評価する応答値に差は見られなかった。このクラスの地震動に対してはケーブルをトラスでモデル化し、微小変形理論を用いた線形解析で応答評価が可能と言える。レベル2地震および長周期卓越波を

表-3 解析ケース

ケース番号	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
解析ケース名 (○→考慮)	トラス要素 (微小変形)	トラス要素 (大変形)	ケーブル要素 (大変形)	テンション要素 (大変形)
非抗圧縮性の考慮	×	×	○	○
幾何学的非線形性の考慮	×	○	○	○
初期形状の考慮	×	×	×	○

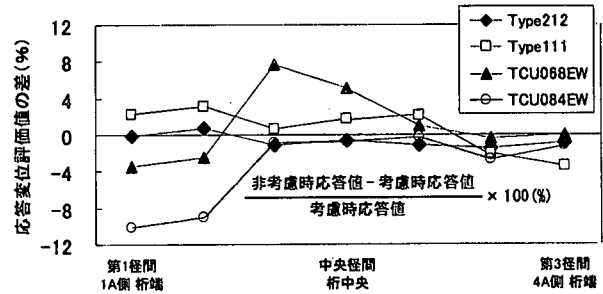


図-4 幾何学的非線形の影響

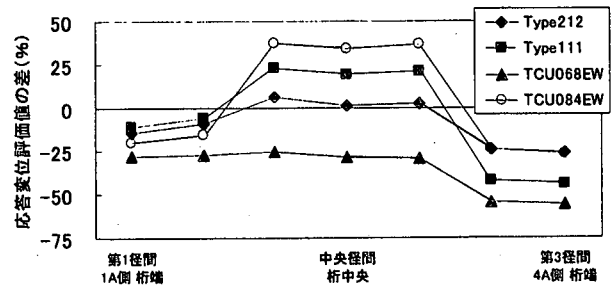


図-5 ケーブルの非抗圧縮性の影響

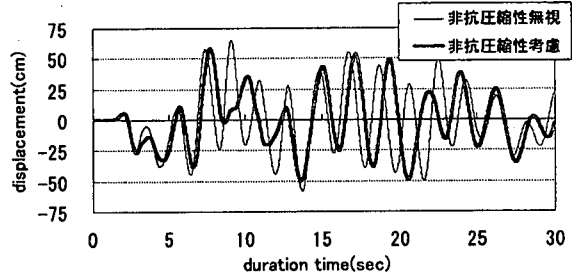


図-6 主桁中央 橋軸方向応答変位時刻歴

橋軸方向に入力したケースについては応答評価に影響が見られたので、以下に結果を示す。なお、橋軸直角方向加震時は、前述の項目の影響は小さかったので、ここでは結果を省略した。

a) 幾何学的非線形性の影響

ケース1とケース2の解析結果について比較する。図-4は各地震波に対して幾何学的非線形性の考慮の有無が、主桁の橋軸方向応答変位に与える影響を検討したものである。符号が負の場合、幾何学的非線形解析による応答値の方が大きいことを示す。ケーブルをトラス要素として解析する場合、Type212波で評価値の差は2%程度、Type111波に対しては5%程度と幾何学的非線形性の影響は小さく、TCU068EW波で最大8%(中央径間)、TCU084EW波で最大12%(1A-2P側径間)であった。評価する応答値の差は入力地震波によりばらつきがある。側径間、中央径間などで発生する応答変位量が大きい部分ほど応答値のずれが大きい傾向がある。

b) ケーブルの非抗圧縮性の影響

次に、ケース2とケース3の解析結果について比較を行う。図-5はケーブルの非抗圧縮性を考慮した場合に主桁の橋軸方向応答変位に生じる応答値の差を示し

ている。符号が負の場合、ケーブルの非抗圧縮性を考慮した解析による応答値の方が大きいことを示す。ケーブルに非抗圧縮性を考慮した場合、考慮しない場合の応答変位の評価値の差が大きい。非抗圧縮性を無視して解析した場合、Type111波入力時の4A側の桁端最大応答変位は、考慮した場合と比較して40%程度応答値を小さく評価することになる。長周期地震波作用時に主桁の鉛直振動が励起され、その鉛直変位によりハンガーケーブルがたわみ、初期導入張力が抜け切って圧縮域に入る箇所が存在する。ケーブルが圧縮域に入るとケーブルは主桁変位を拘束しないため長周期化し、各入力地震波での応答変位が異なったことが考えられる。図-6は、非抗圧縮性の有無について主桁中央の橋軸方向応答変位時刻歴を示したものである。非抗圧縮部材として扱うと、無視した場合と比較して長周期化しており、これを考慮しない場合とは挙動そのものが異なると考えてよい。これより、鉛直動が励起されやすい吊橋においては、ケーブルの非抗圧縮性を考慮することが不可欠である。

c) 初期釣り合い時の幾何剛性の影響

初期釣り合い状態での吊橋の幾何剛性が応答変位に与える影響はほとんど見られなかったが、Type111波、TCU068EW波、TCU084EW波の地震動に対して主塔部の応答モーメント分布に差が見られた。図-7はTCU068EW波を橋軸方向に加震した場合の主塔の応答モーメントである。ケース2、3はケース1に対して応答値が小さくなるのに対し、初期釣り合い状態を厳密に評価したケース4ではこれと逆の傾向となる。これは主塔、主桁にモーメントを生じないとして初期釣り合い状態でのケーブルの初期剛性が無視できないためと考えられる。これにより、入力地震波によっては、初期形状を無視して解析を行った場合、地震応答特性を正しく評価できない場合があると考えられる。

(3) 複合非線形解析

大変形を生じる場合、材料非線形と幾何学的非線形を同時に考慮した、いわゆる複合非線形問題を考慮する必要があることがわかっている¹⁰⁾。

ここでは、仮にステイクケーブルが降伏したとして、吊橋全体系の応答特性がどのような傾向を示すかを検討することを目的に、ステイクケーブルの非線形性を考慮した複合非線形解析を行った。入力地震波としては標準波であるType212波、Type111波を用いた。解析条件はケース4と同様である。

表-4はType111波、Type212波を橋軸方向に入力した場合の応答変位である。Type111波作用時は、ステイクの降伏を考慮した場合、中央径間で変位が若干減少するものの、桁端応答変位がステイク弾性時の約2.1倍となった。図-8はタイプI地震入力時の1A側桁端での応答変位時刻歴である。第1径間エンドステイクおよび中央径間センターステイクが3秒付近、第3径間エ

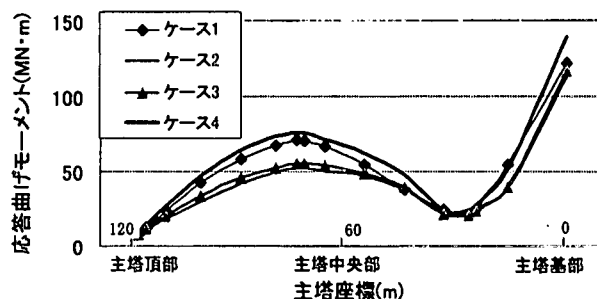


図-7 主塔応答モーメント

表-4 橋軸方向応答変位

着目部位	タイプ I 加震時		タイプ II 加震時	
	ステイク弾性	ステイク降伏考慮	ステイク弾性	ステイク降伏考慮
第1径間 1A側 桁端	26.6	56.3	29.0	31.2
第1径間 2P側 桁端	28.4	57.2	31.1	31.6
中央径間 2P側 桁端	70.9	66.5	24.6	31.7
中央径間 桁中央	66.1	64.5	23.5	31.4
中央径間 3P側 桁端	70.5	65.3	24.6	31.7
第3径間 3P側 桁端	25.0	43.6	29.5	31.8
第3径間 4A側 桁端	24.3	43.1	28.7	31.7

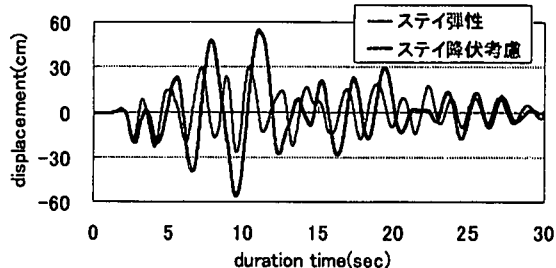


図-8 1A桁端応答変位時刻歴

ンドステイクが6秒付近で降伏し、応答変位に増加傾向が見られた。同様に、Type212波が橋軸方向に作用した場合、全ての径間で応答変位は増加傾向を示し、中央径間でステイク弾性時の最大1.3倍の応答変位を示し、主塔基部の応答モーメントが10%ほど増加する結果となった。

4. 耐震性向上策の検討

(1) 地震時挙動の着目点

対象とした吊橋解析モデルにレベル2地震相当の大地震が作用した場合の耐震上の着目点は以下の2点が考えられる。

1) 橋軸方向応答変位

地震力が橋軸方向に作用した場合、主桁に過大な橋軸方向応答変位が発生することが考えられ、発生応答変位による桁端の伸縮装置の損傷や、それに伴う主桁の損傷などの可能性がある。仮にステイクケーブルが降伏した場合、吊橋全体系の地震応答特性が変化し、応答変位が増加することが考えられるため、橋軸方向の耐震性向上策を検討しておく必要がある。

2) 主塔基部の応答曲げモーメント

今回対象とした吊橋モデルでは、主塔の面内振動の固有周期が1.0秒と他の部位と比較して短周期であり、橋軸方向加震時に塔中央部および基部で大きな応答モーメントが発生する。前述したように、ステイクケー

ブルの降伏に伴い、主塔基部に作用する曲げモーメントが増加することが考えられ、主塔の重要性を考慮すると、これを低減することが望ましい。

上記の課題点に対する耐震向上策として、ケーブルシステムを用いた補強案および履歴型ダンパーによる応答低減案を提案し、これらの効果を検討した。

耐震性向上策の検討には、ケーブルの非抗圧縮性および初期釣り合い時の初期剛性を考慮した幾何学的非線形解析(ケース4)とし、補強前のモデルを基本ケースとする。なお、ここではステイケーブルの降伏を考慮するものとした。

(2) ケーブルシステムによる補強案

a) 解析概要

対象橋梁には、ステイケーブルとしてセンターステイ $A=25\text{cm}^2 \times 4$ 本(中央径間)、エンドステイ $A=16\text{cm}^2 \times 8$ 本(側径間)の計12本を設置している。これら既設のステイは図-9に示すノーマルステイ形式である。ここでは、1)~4)の4つのケーブルシステムによる補強案を検討した。ノーマルステイは橋軸方向応答変位について、クロスステイは橋軸直角方向の応答に抑制効果が期待できるため、それぞれ橋軸方向、橋軸直角方向への単方向加震による検討を行った。

1) ノーマルステイの追加案

橋軸方向の応答変位を抑制することを目的として既存のモデルにノーマルステイを新たに追加した解析モデルを作成し、その効果を検討した。中央径間については、図-9に示すように中央径間長に対する設置位置を数箇所変えて解析を行った。中央径間には、スパン中央点を対称軸として2箇所設置するものとし、ステイ設置位置 x/L (x は塔側から新設するステイまでの距離、 L は中央支間長)をパラメーターとして設置位置を検討する。なお、側径間では側径間中央にノーマルステイを一箇所ずつ設置するものとする。

2) クロスステイの追加案

クロスステイは、耐風の分野でフラッター対策としてその効果が確認されている¹¹⁾。ここでは橋軸直角方向の応答を低減するため、クロスステイを新たに追加した系に対してその耐震性を検討した。配置に関しては(a)のノーマルステイ追加案と同様とし、設置位置と併せて検討した。

3) 既存のケーブルの取り替え案

既存のケーブルをより大きな断面を持つケーブルに取り替える案。

4) 橋軸方向クロスステイ案

橋軸方向の応答変位を抑えることを目的とした案で、図-9に示すように橋軸方向にクロスステイを採用することで、主桁-メインケーブル間の拘束度を高め、ステイケーブルの1本当たりの負担張力を減らすと同時に変位の抑制を図った。

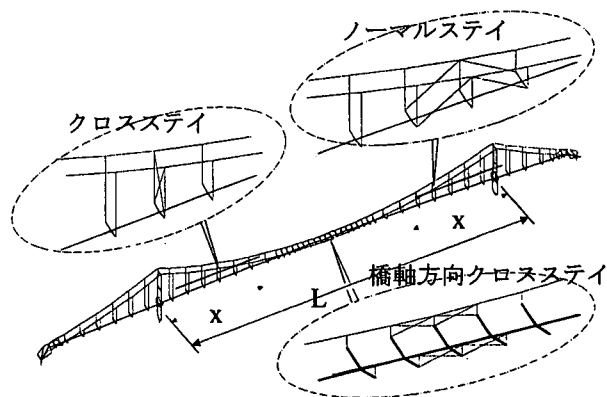


図-9 ケーブルシステムによる耐震補強案

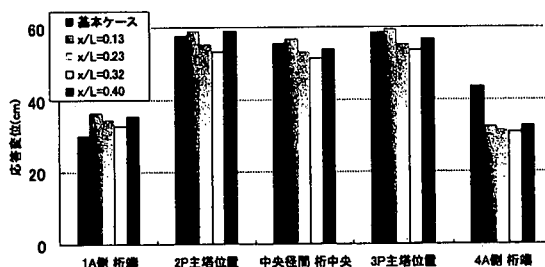


図-10 ステイ追加案 橋軸方向応答変位

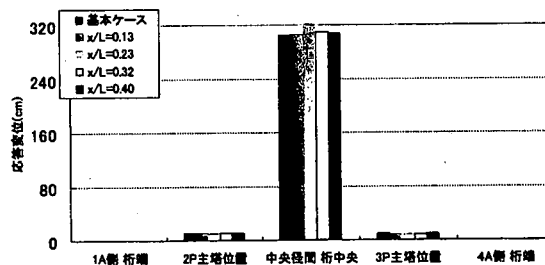


図-11 クロスステイ追加案 橋軸直角方向応答変位

b) 解析結果

1) 追加ノーマルステイの最適配置の検討

図-10はType111波を橋軸方向に入力した場合における配置ケースについて主桁応答変位を比較したものである。主桁の応答変位が最小となるケースは、 $x/L=0.32$ のケースである。応答変位の低減率は小さく、耐震上の効果は不十分である。

2) クロスステイの設置位置の検討

図-11はType111波を橋軸直角方向に作用させた場合の各設置位置による主桁応答変位の比較である。応答変位の抑制にはほとんど効果がない。また、橋軸方向加震に対しては効果がないため、本橋に対してはクロスステイに耐震上効果が期待できないと言える。

3) ステイケーブルの取り替え案

表-5はType111波、Type212波を橋軸方向に入力した場合の(c)、(d)の各補強ケースごとの応答を比較したものである。表中に降伏するステイケーブル本数、主塔基部の応答モーメントの応答倍率を併記している。応答倍率とは、基本ケースの塔基部の応答モーメントに対する補強モデルでの応答モーメントの倍率である。

既設のステイケーブルを、より大きな断面を持つケーブルに取り替えた場合、中央径間で変位が一部大きくなるものの、問題となる桁端では応答変位を低減

できた。Type111波については、ケーブル断面積A=100cm²に取替えた場合、基本ケース（補強前）と比較して第1径間で約20%、第3径間で約50%まで応答変位が小さくなった。これに対して、Type212波加震時には降伏域に入るケーブルが多く、側径間の桁端応答変位についても低減効果が小さいため、この案ではタイプII地震動に対して効果が期待できないといえる。

4) 橋軸方向クロスステイの検討

表-5に橋軸方向加震時の着目点における応答変位を示す。表中の「断面積25cm²+16cm²」とは、基本モデルのステイクケーブルと同じ仕様としたことを表す。

まずType111波加震時について考察する。当初のステイクケーブルと同じ断面積を持つケーブルを12本追加したケースでも応答変位を抑えることができ、側径間では基本ケースの応答変位の約50%となった。ステイの断面積をA=50cm²、A=100cm²と大きくするにつれて、主桁の応答変位を抑制でき、ケーブルの応答塑性率も小さくなる。A=100cm²のケースでは、側径間の最大応答変位は第1径間で15%、第3径間で30%程度まで低減した。

同様に、Type212波加震時について考察する。Type111波加震時と比較すると応答低減効果は小さく、ステイの断面積を大きいものに取り替えるにつれて桁端の応答変位は小さくなり、中央径間の応答変位は逆に大きくなる傾向がある。A=100cm²とした場合で、側径間の応答変位は第1径間で補強前の45%、第3径間で75%まで応答が低減するが、中央径間で50%ほど応答が大きくなった。主塔基部の応答モーメントについては、A=50cm²、A=100cm²のケースで補強前の80%程度に応答モーメントを低減できた。

(3) 履歴型ダンパーを用いた補強案

長大橋の耐震補強では、各部材の補強よりむしろ地震応答そのものを低減させる手法が有効と考えられる。ここでは、ダンパーの履歴エネルギー吸収および変位抑制効果により橋軸方向の応答変位を低減することを目的とし、特に応答変位が大きい箇所に履歴型ダンパーを配置する案を検討した。

橋軸方向の補強案として、設置位置を1)主桁桁端位置 2ヶ所、2)主塔桁位置 4ヶ所、3)主塔桁位置+主桁桁端位置 合計6ヶ所の3種類の配置とし、ダンパーの降伏力をそれぞれ500kN、1000kN、2000kN、3000kNとした4ケースについて解析を行った。なお配置するダンパーは全て同じ仕様とした。ダンパーの設置位置を図-12に示す。入力地震波にはType212、Type111の2波を用いた。

a) 主桁桁端設置ケース

主桁桁端位置のアンカレッジ部にダンパーを設置した場合の主桁橋軸方向変位を図-17に示す。このケースでは、桁端でのダンパーの変位抑制効果が有効に機能し、応答変位がダンパー設置前の45%以下まで低減した。ダンパーの降伏力を大きく設定するほど、ダン

表-5 ケーブルシステムによる補強案 解析結果

(a) タイプI加震時

着目点	基本ケース	検討ケース				
		ケーブル取替え案		橋軸方向クロスステイ案		
		ステイ断面積				
		A=50cm ²	A=100cm ²	A=25cm ² +16cm ²	A=50cm ²	A=100cm ²
第1径間 1A側 桁端	56.3	18.1	10.9	28.2	8.7	7.5
第1径間 2P側 桁端	57.2	18.6	11.2	29.1	10.1	8.8
中央径間 2P側 桁端	66.5	59.1	62.0	59.9	62.4	52.5
中央径間 桁中央	64.5	57.6	58.4	57.4	58.0	47.3
中央径間 3P側 桁端	85.3	59.9	61.3	59.6	61.1	51.1
第3径間 3P側 桁端	43.6	25.5	22.1	23.2	14.9	12.2
第3径間 4A側 桁端	43.1	25.4	22.1	23.1	14.6	11.9
降伏ケーブル総数	12	6	4	22	8	4
主塔基部応答倍率	-	1.03	0.79	1.03	0.77	0.81

(b) タイプII加震時

着目点	基本ケース	検討ケース				
		ケーブル取替え案		橋軸方向クロスステイ案		
		ステイ断面積				
		A=50cm ²	A=100cm ²	A=25cm ² +16cm ²	A=50cm ²	A=100cm ²
第1径間 1A側 桁端	31.2	22.2	19.2	24.6	19.1	14.4
第1径間 2P側 桁端	31.6	23.0	20.2	25.4	21.3	17.5
中央径間 2P側 桁端	31.7	35.8	41.0	36.3	42.4	46.3
中央径間 桁中央	31.4	34.2	38.3	34.8	39.6	43.2
中央径間 3P側 桁端	31.7	35.1	40.6	35.8	41.9	46.2
第3径間 3P側 桁端	31.8	33.0	29.5	29.6	25.8	23.6
第3径間 4A側 桁端	31.7	32.9	29.4	28.1	25.3	22.9
降伏ケーブル総数	12	10	4	22	6	2
主塔基部応答倍率	-	0.97	0.81	1.03	0.82	0.75

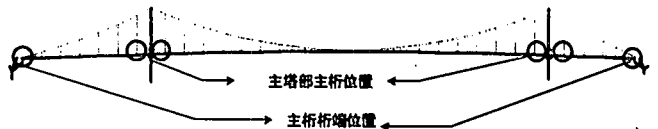
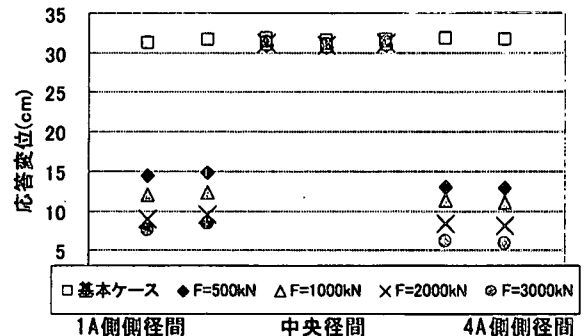


図-12 ダンパー設置位置

Type212波加震時



Type111波加震時

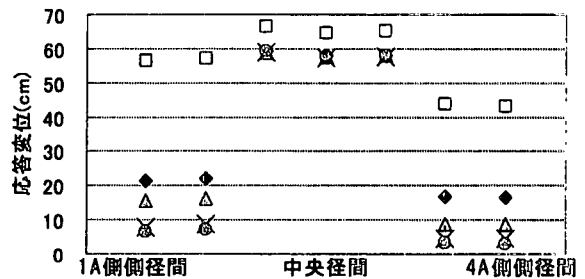


図-13 主桁桁端位置 設置ケース、応答変位

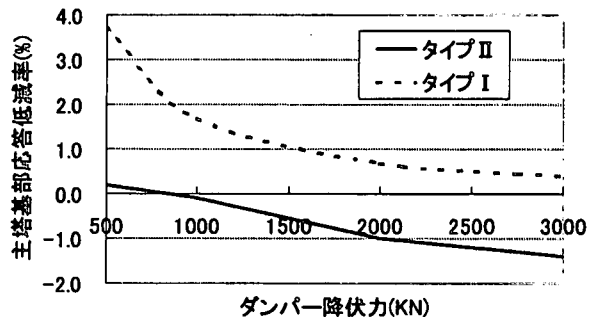
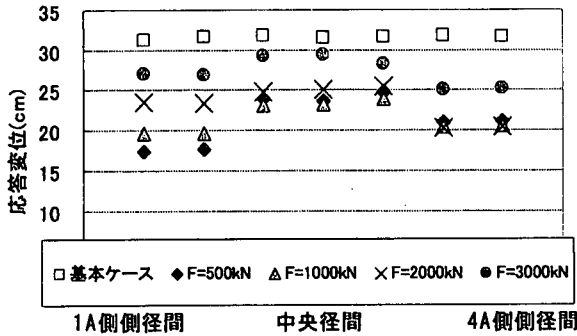
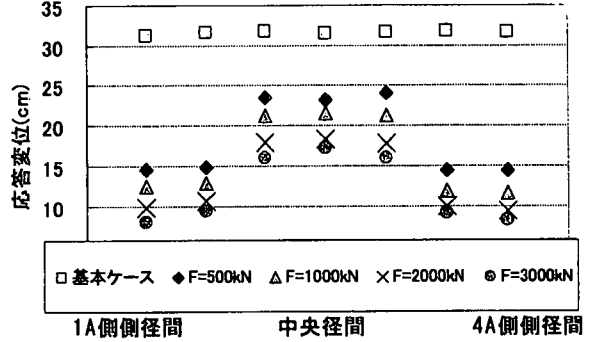


図-14 主塔基部モーメント応答低減率

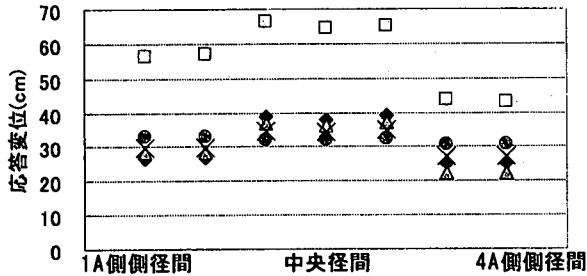
Type212波加震時



Type212波加震時



Type111波加震時



Type111波加震時

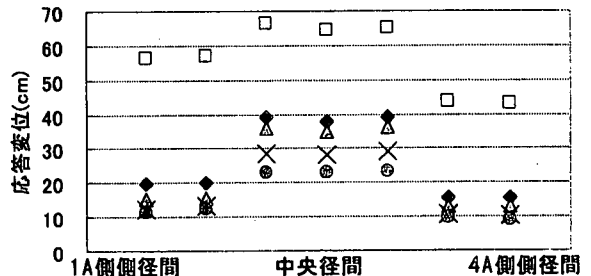


図-15 主塔部桁位置 設置ケース、応答変位

図-17 主塔部桁位置+主桁桁端設置ケース、応答変位

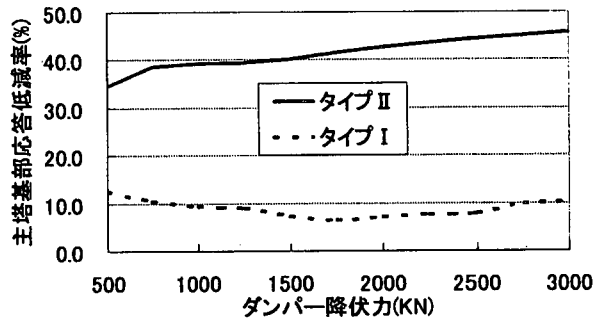
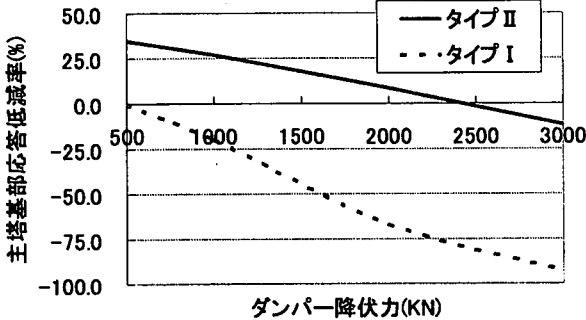


図-16 主塔基部モーメント応答低減率

図-18 主塔基部応答低減率

パーの変位抑制効果によって応答変位の低減が見込める。その際、アンカレイジに応答が分担されるものの、せん断力で210.0MNから218.5MN程度と4.0%程度の増加であり、アンカレイジの耐力内に十分収まる結果となった。図-14は降伏力の設定による主塔基部モーメントの低減率である。負値は応答モーメントが増加することを意味する。主塔基部の応答モーメントの増減は最大で4%程度であり、主塔部への影響が小さく、目標とする側径間変位に応じてダンパーの性能を選択可能である。ここでは、F=1000kNを桁端に配置することで、Type212波加震時で基本ケースの38%、Type111波加震時で25%まで応答変位を低減可能であり、レベル2地震に対して有効であると考えられる。ダンパーのストローク量はF=1000kNのケースで150mm程度を確保すればよい。

b) 主塔桁位置設置ケース

図-15は主塔桁位置設置ケースにおける主桁橋軸方向応答変位である。主塔桁位置にダンパーを設置した場合、側径間、中央径間の応答変位はType212波加震時でダンパー設置前の最大55%まで、Type111波加震時で最大46%まで応答変位が小さくなる。橋軸方向に可動な主桁を、ダンパーにより主塔に連結しているた

め、主塔が応答を分担することになる。ダンパーの降伏力を大きく設定するにつれて吊橋応答変位の低減効果が小さくなる傾向がある。図-16はダンパーの降伏力に対する主塔基部モーメントの低減率である。Type212波加震時に対しては、F=2000kNまでは主塔基部の応答低減効果が見込めるが、F=3000kNケースでは応答は逆に12%と大きくなった。Type111波加震時は、降伏力を大きく設定するほど主塔が主桁慣性力を受け持つため塔基部応答は大きくなる。F=3000kNとした場合、基部で基本モデルの約2倍の応答モーメントが発生しており、耐震上の効果が期待できない。

c) 主桁桁端位置+主塔桁位置設置ケース

応答変位抑制に効果がある1)の配置と主塔の応答モーメントに影響がある2)の配置ケースを組み合わせたケースを検討した。

図-17は設置ケースにおける主桁の橋軸方向応答変位である。Type212波、Type111波加震時ともに検討ケースで想定したダンパーの降伏力を大きく設定するほど主桁の応答変位を低減できた。F=1000kNのケースを採用した場合、Type212波加震時に側径間の応答変位が基本ケースの約40%、中央径間の応答変位が65%まで応答が低減した。同様にType111波加震時につい

ても側径間で約25%まで低減し、中央径間で55%まで応答変位は小さくなり、主桁全支間について応答を改善できた。

図-18はダンパーの降伏力に対する主塔基部モーメントの応答低減率である。F=500kN～F=3000kNの範囲で結果を示した。Type212波加震時はF=1000kNのケースで主塔基部モーメントに40%程度の応答低減効果が期待できる。これに対しType111波入力時は、主塔基部の応答モーメントの低減率が10%程度と小さい。降伏力を低く設定すると必要となるダンパーストロークが大きくなり、ダンパー自体も大型のものとなるため、設置スペースに応じて選択する必要があり、例えばF=1000kNを主塔部と桁端に配置するのであれば、ストローク量350mm程度を確保すればよい。

アンカレイジ部桁端、主塔部側径間側に設置したダンパーが主桁側径間の変位を抑制し、その慣性力を分担する。また、主塔部中央径間側に設置したダンパーは主桁中央径間の変位を抑制し、その分の慣性力を主塔に伝達するため、(b)のケースと比較して主塔が分担するダンパー反力が小さくできるので、主塔部にダンパー効果による減衰効果を付加することができる。これらのダンパーの機能により、主桁の応答変位を抑制しつつ、主塔基部の応答モーメントを低減できた。

以上の結果より、本補強策は吊橋の耐震補強として有効であると考えられる。

5. 結論

本研究では、橋長1100mの鋼吊橋全体モデルを作成し、レベル2相当の大地震時における動的挙動の把握と耐震性向上策の検討を行った。まず地震時挙動を正確に評価することを目的として、動的解析を用いた地震応答特性に影響を与えると考えられる3つの項目について検討を行い、以下のことが明らかとなった。

- 1) 幾何学的非線形性そのものが主桁の応答変位に与える影響は5%程度と小さい。長周期成分が卓越した地震波ほど応答変位の予測差が大きくなる傾向がある。
- 2) ケーブルの非抗圧縮性が吊橋全体系の応答特性に与える影響は大きい。Type111波を想定した場合、解析で得られる最大応答変位に40%程度の差が生じた。ケーブルに非抗圧縮性を考慮するには幾何学的非線形性を考慮することから、レベル2地震クラスの地震荷重を想定した吊橋の応答評価にはケーブルの非抗圧縮性を考慮した幾何学的非線形解析を行う必要がある。
- 3) 吊橋の振動問題を解く際には、全体系の正確な初期釣り合い状態の評価から剛性を求めた解析を行うことが望ましい。
 - 1)～3)を踏まえ、複合非線形解析を用いて、ステイ損傷後の地震応答特性の傾向を検討し、レベル2相当の大地震時における対象吊橋モデルの地震応答特性お

よび耐震安全性上考えられる課題点について考察し、以下の結果を得た。

- 4) 主桁橋軸方向の応答変位が大きく、桁端伸縮装置の損傷およびそれに伴う主桁の損傷などの可能性を考慮すべきこと。
- 5) 仮にステイケーブルが降伏した場合、吊橋全体系の地震応答特性が変化し、橋軸方向応答変位が増大することが考えられること。
- 6) 4)、5)に伴い主塔基部における発生モーメントが増加するため、ステイケーブルが主塔部に与える影響も検討すべきこと。

上記の結果を耐震上の課題点として、ケーブルシステムによる補強案、ダンパーを用いた応答低減案を検討したところ以下の知見を得た。
- 7) 耐風上の効果が確認されているクロスステイは、耐震上の効果は小さい。
- 8) 橋軸方向にクロスステイを適用した場合、主桁の応答変位抑制および主塔部のモーメント低減に効果が期待できる。
- 9) 橋軸方向の問題点に対して履歴型ダンパーを使用することで、主桁の応答変位および主塔部の発生応力を比較的容易に低減することが可能である。主塔部の主桁位置と側径間のアンカレイジ側とにダンパーを設置したケースが最も効果があり、レベル2クラスの地震動に対しても十分な応答低減効果が期待できる。

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，2002.3
- 2) Frieder SEIBLE：LONG SPAN BRIDGES IN CALIFORNIA-SEISMIC DESIGN AND RETROFIT ISSUES, 12WCEE, 2000
- 3) Toll Bridge Seismic Safety Peer Review Panel：Toll Bridge Seismic Review, 1999.4
- 4) 金治英貞：米国の長大橋耐震補強と地震応答修正装置(SRMD)試験，第5回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，2002.1
- 5) 土木学会：ケーブル・スペース構造の基礎と応用
- 6) 鈴木昌哉，他：幾何学的非線形が単柱式鋼製橋脚の耐震解析に与える影響，土木学会第55回年次学術講演会，2000.9
- 7) 謝旭，伊藤学，山口宏樹：Updated Lagrangian手法に基づく柔ケーブルの非線形解析，構造工学論文集 Vol.41A, 1995.3
- 8) 鷲津久一郎，宮元博，他：有限要素法ハンドブックⅡ応用編，pp128-141，培風館
- 9) 大塚久哲，他：921集集地震(台湾)被害調査報告書，九州大学建設振動工学研究室報告，2000.2
- 10) 大塚久哲，夏青，矢葺亘，為広尚起：長大RCアーチ橋における複合非線形動的解析と座屈・分岐解析，構造工学論文集 Vol.47A, 2001.3
- 11) 米田昌弘，他：超長大橋梁の連成フラッター特性に及ぼす鉛直ならびに傾斜クロスステイの効果について，構造工学論文集，Vol.43A, 1997.3