

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

A study on seismic response analysis considering geometric and material nonlinearities
and strengthening of a suspension bridge

大塚久哲*, 楠田広和**

Hisanori OTSUKA, Hirokazu KUSUDA

*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)

It is necessary for a suspension bridge to evaluate the response displacement as a index of earthquake resistance. This paper investigates the dynamic behavior of a steel suspension bridge for the design seismic forces determined in the new specification by seismic response analysis considering material and geometrical non-linearity. As a result, it is possible that a large longitudinal displacement occurs at the girder and expansion joint. And then for countermeasures to improve seismic performance, adopting dampers and stay cables are studied. Numerical results show the effectiveness of these seismic response control devices.

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

1. まえがき

固有周期が長く、多様な構造形式を持つ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¹⁾。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。特に鋼吊橋に関しては、その規模や特殊な構造形状、部材数の多さから、小中規模の橋梁に対して行われる部材補強等の標準的な手法は必ずしも効果的ではないため、それぞれのケースに対し、経済的かつ現実的な補強方法を検討する必要がある。

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、ケーブル要素の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項目の影響について検討した。

次に、ステイ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。本研究で対象とする吊橋は、

これまで過去に架設・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。

2.1 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本のステイク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。

2.2 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加速度スペクトル($h=0.05$)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ことが考えられるので、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および変位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。なお、吊橋などの長大橋梁においては、本来入力用の地震波の適切な設定が必要であるが、本研究は各ケースの比較による定性的な考察を行うものであり、入力波の設定については他に議論を譲ることとする。

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	

3. 解析結果

3.1 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。図-3は主な面内方向、面外方向の主要振動モードである。

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

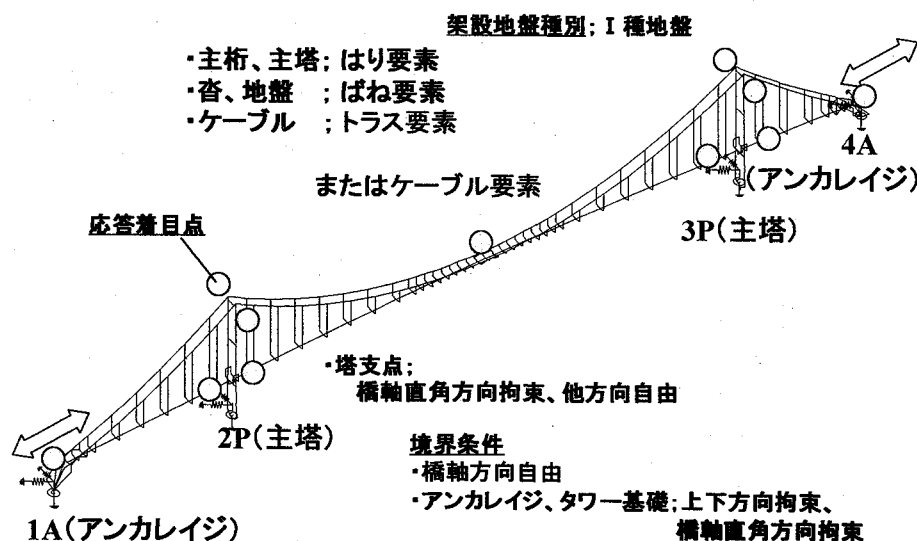
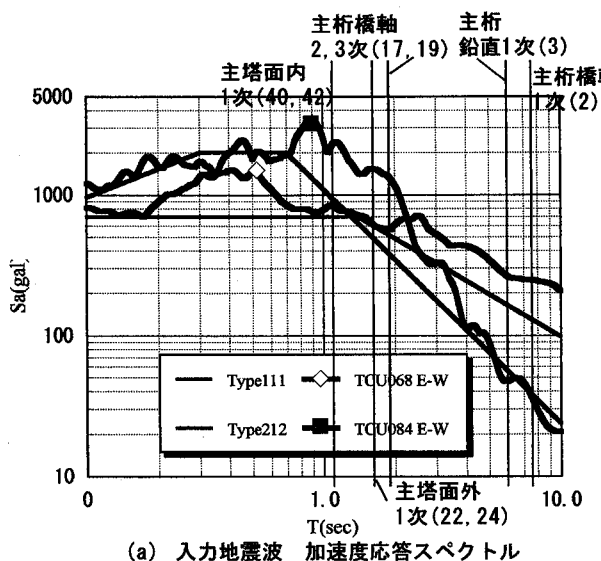
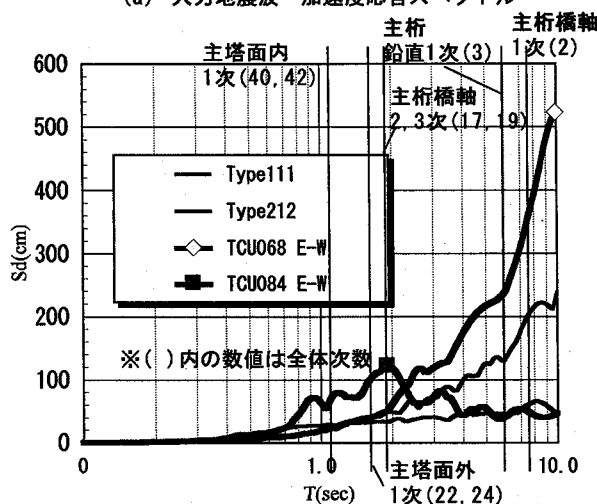


図-1 解析モデル



(a) 入力地震波 加速度応答スペクトル



(b) 入力地震波 変位応答スペクトル

図-2 入力地震波 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	橋直方向	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	水平曲げ非対称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	主塔逆位相1次
42	0.942	1.061	12.6	0.0	-0.2	主塔同位相1次

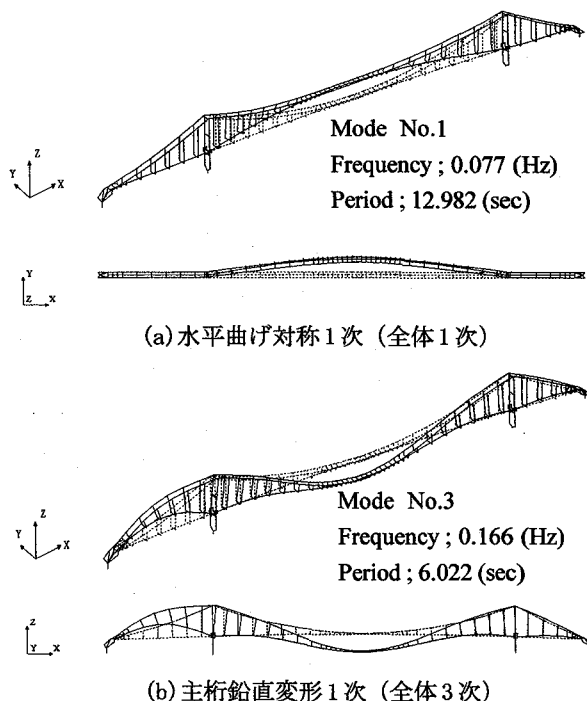


図-3 主要モード図

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秒と長周期で振動する。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。

3.2 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: 全てのケーブルをトラス要素とした基本

モデルについて、微小変形理論による地震応答解析を行ったケース。

②ケース2: 全てのケーブルをトラス要素とした基本モデルについて、大変形理論による解析を行ったケース。

③ケース3: 全ての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ことから、ここでは微小変形理論による非抗圧縮ケースを除外した。

④ケース4: 吊構造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いため、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できると言える。レベル2地震動および長周期卓越波を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。解析モデルの応答に与える幾何学的非線形の影響は、地震力により吊橋が変形し、解析ステップにて地震力と釣り合った際の剛性に起因している。TCU068EW、TCU084EWについて幾何学的非線形の影響が大きくなるのは、両地震波による応答変位がType111、Type212波に比較して大きくなるためと考えられる。

(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との差が大きい。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。図-6はType111、Type212波を入力した際、張力が抜けてケーブルがたわんだ状態となる範囲を示している。桁端、支間中央

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	トラス要素	トラス要素	ケーブル要素	テンション要素
(○→考慮)	(微小変形)	(大変形)	(大変形)	(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	×	×	×	○

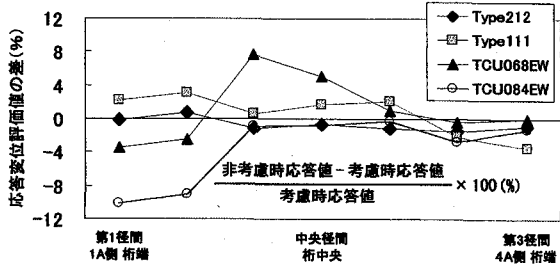


図-4 幾何学的非線形の影響

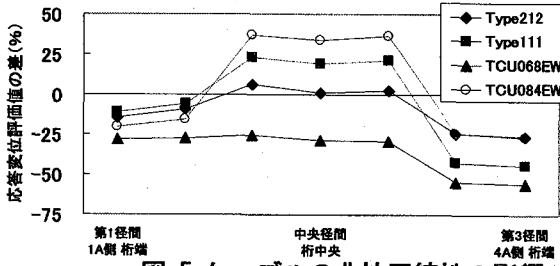


図-5 ケーブルの非抗圧縮性の影響

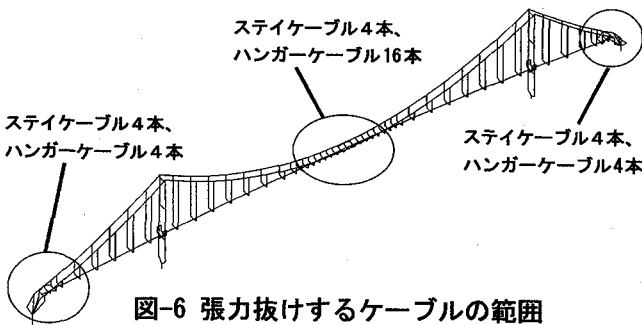


図-6 張力抜けするケーブルの範囲

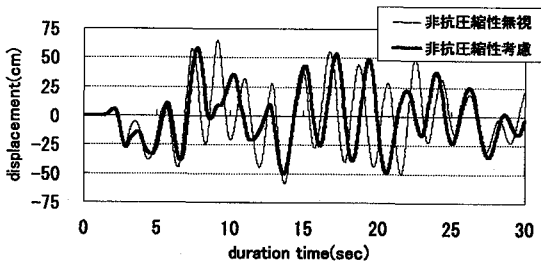


図-7 主桁中央 橋軸方向応答変位時刻歴

部のステイケーブル、ハンガーケーブルの張力が抜けることがわかる。ケーブルが圧縮域に入るとステイケーブル、ハンガー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-7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。Type111波入力時について結果を示す。非抗圧縮性部材として扱うと、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。

ここで、図-5において側径間、中央径間で応答評価

が逆の傾向となっているが、図-2(b)に示す応答変位スペクトルを用いてこれを考察する。主桁の橋軸方向応答変位に影響が大きいのは、橋軸方向1次モード(中央径間応答変位)、橋軸方向2、3次モード(側径間応答変位)である。ケーブルの張力抜けに伴い、橋軸方向1次モードが長周期化すると、図-2よりTCU068EW波以外の入力波による応答変位は減少傾向となることがわかる。また、主桁橋軸方向2次モードが長周期化するといずれの地震波についても応答変位は増加傾向となり、図-5の増減の分布と一致している。なお、3.2(a)同様、入力波による応答変位が大きいほど、評価する応答変位の差は大きくなっている。

(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-8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。

3.3 複合非線形解析

3.2節までの検討の結果、レベル2地震動に対してはハンガーケーブルが圧縮域に転じる場合があり、ケーブルに非抗圧縮性を考慮した解析を行うことが必要であることがわかった。また、既往の研究より、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¹⁰⁾いる。

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。

図-9はステイクケーブルの復元力特性である。ケーブルの仕様には本四公団仕様(引張強度160kgf/mm²)を想定した。ここでは、解析上の仮定として、降伏強度(0.63%全伸びに対する耐力、118kgf/mm²)、引張強度

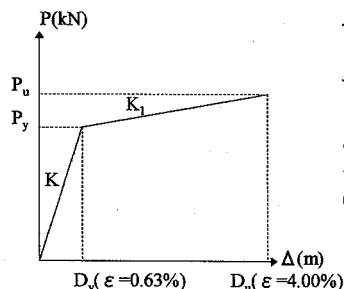
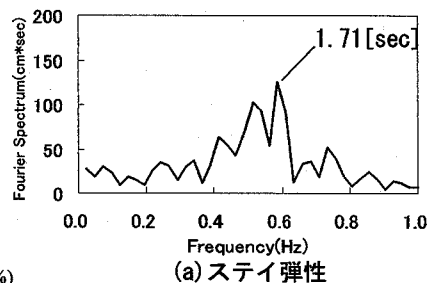
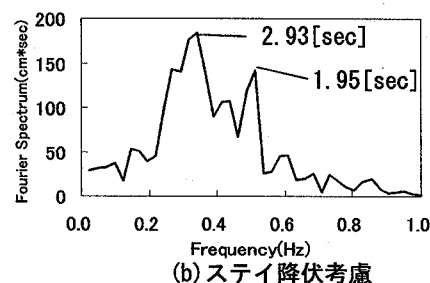


図-9 ステイクケーブル復元力特性



(a) ステイク弾性



(b) ステイク降伏考慮

図-11 1A側桁端 応答変位 フーリエスペクトル

表-4 橋軸方向応答変位 (単位: mm)

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

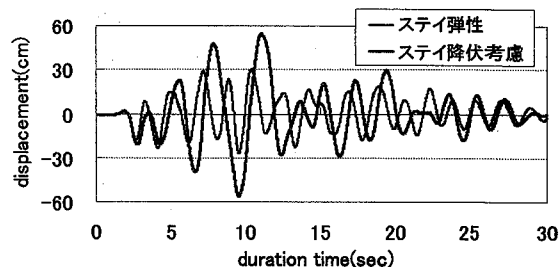


図-10 1A側桁端応答変位時刻歴

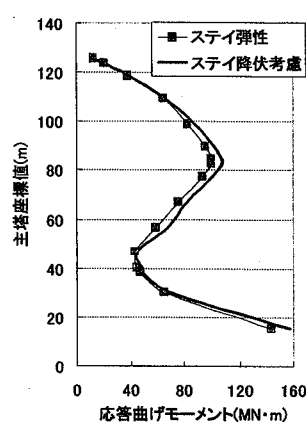
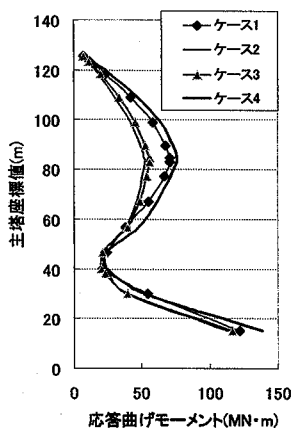


図-8 主塔応答モーメント 図-12 主塔応答モーメント

(伸び4.00%、160kgf/mm²) に対して、ケーブル長および断面積からP-Dを作成し、K₁、K₂を決定した。また、引張域の履歴特性としてバイリニア型、圧縮域について非線形弾性を想定した。

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-10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

ンドステイが6秒付近で降伏し、応答変位に増加傾向が見られた。この時、応答変位時刻歴についてフーリエスペクトルを描くと図-11のようであり、ステイケーブルの降伏で主桁は長周期化していることがわかる。

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、中央径間でステイ弾性時の最大1.3倍の応答変位を示した。この際、ステイの降伏に伴い主塔応答モーメントに影響が見られた。図-12はType212波を橋軸方向へ入力した場合の主塔の応答曲げモーメントである。ステイの降伏に伴い、主塔では塔基部の曲げモーメントが10%ほど増加する結果となった。

4. 耐震性向上策の検討

4.1 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3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。また、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、応答変位が増加することが考えられる。これより、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。

③ウインドタングの損傷

ウインドタングは、主塔の下部水平材から張り出した部位で、ウインド沓を介して主桁を橋軸直角方向に拘束している。レベル2地震に対しては、橋軸直角方向加震時にウインド沓を介して作用する水平反力により発生するウインドタング基部(主塔水平材側)の応答応力が大きく、損傷の可能性がある。ウインドタングが損傷した場合、ウインドタングの塑性変形により、主桁と主塔が近づくことが予想されるが、実際にはウインドタングの降伏後の変形によるエネルギー吸収や、リンク式の伸縮装置など橋軸直角方向移動を拘束する橋梁付属物が存在することから、塔柱への衝突の可能性は低いと考えられる。また、主桁の水平方向の固有周期は約13秒と長周期であるため、衝撃荷重は考慮しなくてよいと考えられ、課題点から除外するものとした。

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。

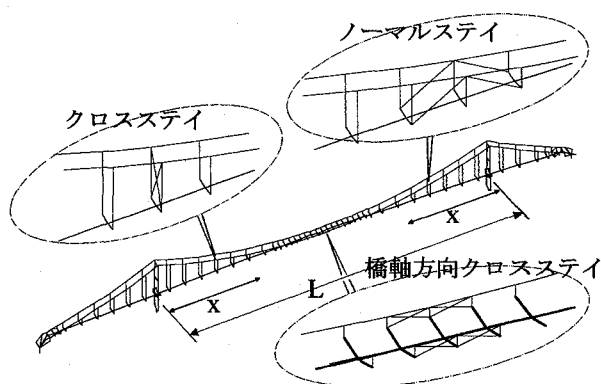


図-13 ケーブルシステムによる耐震補強案

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。

4.2 ケーブルシステムによる補強案

(1)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-13に示すノーマルステイ形式である。ここでは、(a)～(d)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。

(a)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-13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。ここではまず設置位置を検討するためステイケーブルは線形部材とした。

(b)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。

(c)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。この時、解析結果に対するケーブルの

非線形性の影響が大きいいため、ステイケーブルの降伏を考慮した解析を行った。

(d) 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-13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本当りりの負担張力を減らすと同時に変位の抑制を図った。

(2) 解析結果

(a) 追加ノーマルステイの最適配置の検討

図-14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。ただし、新設ステイの張力分担はステイケーブルが中央径間中央部に近づくほど大きくなっていくため、上記の効果を期待するには非線形域に入らない降伏力を持つケーブルを配置する必要があり、耐震上の効果は不十分である。

(b) クロスステイの設置位置の検討

図-15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か、むしろ若干応答値が大きくなった。また、橋軸方向加震に対してはほとんど効果がないため、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。

(c) 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 $A=100\text{cm}^2$ 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波加震時について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。

(d) 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 $25\text{cm}^2 + 16\text{cm}^2$ 」とは、基本モデルのステイ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る。特に側径間では基本ケースの応答変位の約50%となった。ケーブル塑性率を抑えることができるものの、降伏に至るケーブルが22本と多い。ステイの断面積を $A=50\text{cm}^2$ 、 $A=100\text{cm}^2$ 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。

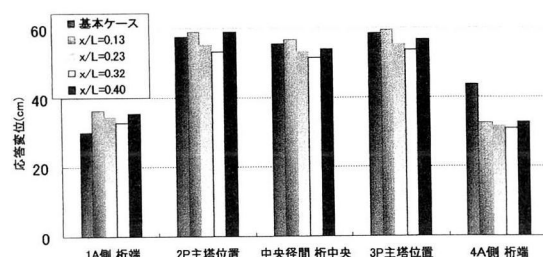


図-14 ステイ追加案 橋軸方向応答変位

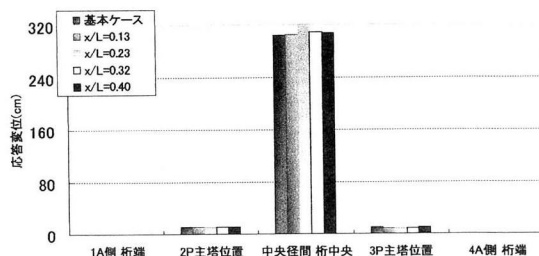


図-15 クロスステイ追加案 橋軸直角方向応答変位

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	単位	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	cm	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		65.3	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		本	12	6	4	22	8
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		単位	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		
				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	cm	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	26.6	25.8	23.6	
第3径間 4A側 桁端		31.7	32.9	29.4	26.1	25.3	22.9	
降伏ケーブル総数	本	12	10	4	22	6	2	
主塔基部応答倍率	-	-	0.97	0.81	1.03	0.82	0.75	

$A=100\text{cm}^2$ 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。

Type212波加震時については、Type111波加震時と比較すると応答低減効果は小さい。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。 $A=100\text{cm}^2$ 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。

また、主塔基部の応答モーメントについては、 $A=50\text{cm}^2$ 、 $A=100\text{cm}^2$ 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。

橋軸方向クロスステイ案は、ケーブル数を増やした分ステイ1本が分担する張力を軽減できるため降伏域に入りやすく、降伏する場合でもケーブルの応答塑性率を軽減できる。1組のステイが損傷した際でも他のケーブルがメインケーブル、主桁を拘束しノーマルス

ティとして機能するため、主桁の急激な応答変化を防ぐ機能が期待できると言える。

4.3 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。図-16は履歴型ダンパーの復元力特性である。等価減衰定数は約0.63である。

橋軸方向の補強案として、設置位置を(a)主桁桁端位置 2ヶ所、(b)主塔桁位置 4ヶ所、(c)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-17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イジ部にダンパーを設置するものとする。このときの主桁橋軸方向変位を図-18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するため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-19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-20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-21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

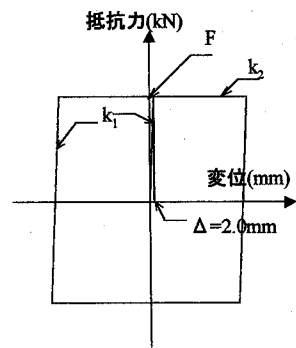


図-16 ダンパー復元力特性

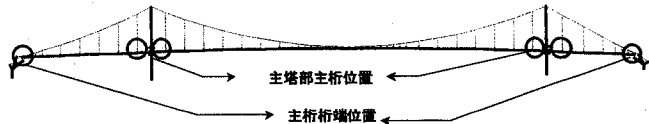
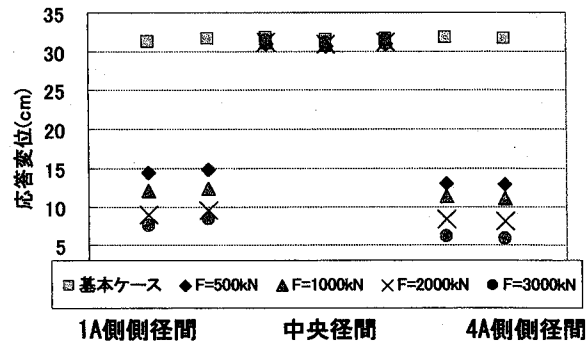


図-17 ダンパー設置位置

Type212波加震時



Type111波加震時

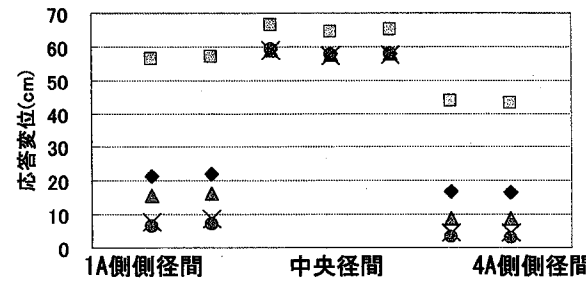


図-18 主桁桁端位置 設置ケース、応答変位

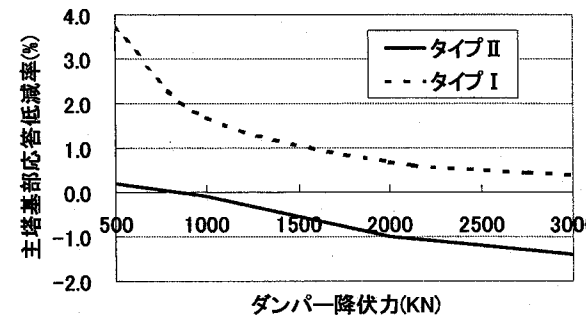
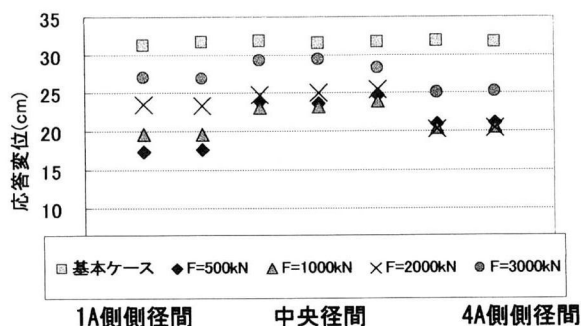


図-19 主塔基部モーメント応答低減率

持った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た。Type111波に対しては、Type212波加震時と

Type212波加震時



Type111波加震時

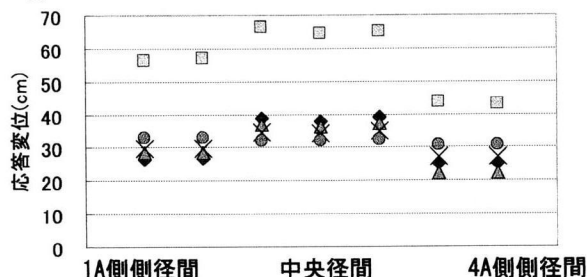


図-20 主塔部桁位置 設置ケース、応答変位

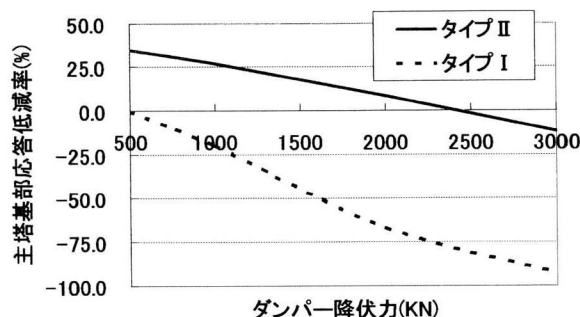
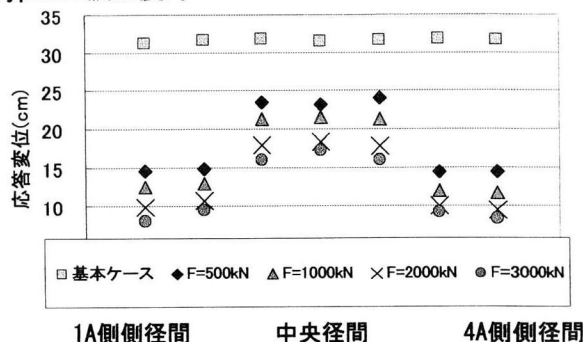


図-21 主塔基部モーメント応答低減率

Type212波加震時



Type111波加震時

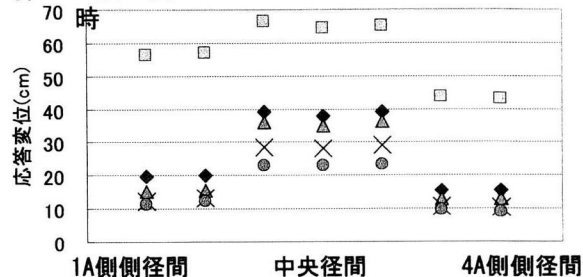


図-22 主塔部桁位置+主桁桁端設置ケース、応答変位

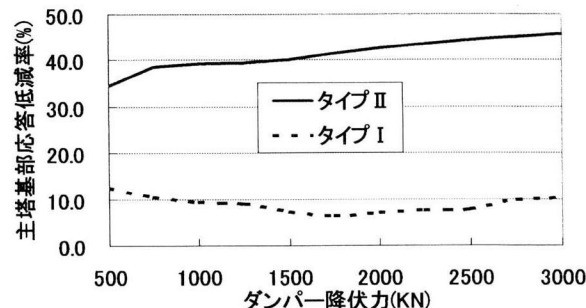


図-23 主塔基部応答低減率

比較して早期に降伏するダンパーを設定する必要がある。この案単体では主桁応答変位・塔基部曲げモーメントともに地震応答の低減効果が期待できない。また、ダンパーのストローク量が400mm以上と大きくなるため、大型のダンパーが必要となる。

(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(a)の配置と主塔の応答モーメントに影響がある(b)の配置ケースを組み合わせたケースを検討した。

図-22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-23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。

なお、(a)～(c)いずれのケースについてもダンパー設置による桁に発生する応力は許容応力に対して最大でも25%程度であり、ダンパー設置により問題となる

箇所はなかった。

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られとされる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を踏まえて、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。
- ⑥④、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

(2002年9月13日受付)