

長大斜張橋の想定大規模地震時の非線形挙動に関する研究

Nonlinear seismic behaviors of a long-span cable-stayed bridge in major earthquakes

和崎宏一*, 柳野和也*, 廣住敦士**, 野中哲也***

Kouichi Wasaki, Kazuya Yanagino, Atsushi Hirozumi, Tetsuya Nonaka

* 工修 中日本高速道路株式会社 中部地区(〒460-0003 愛知県名古屋市中区錦 2-18-19 三井住友銀行名古屋ビル)

** 工修 株式会社耐震解析研究所(〒466-0059 愛知県名古屋市中区福江 2-9-33 名古屋ビジネスインキュベータ白金)

*** 博(工) 株式会社地震工学研究開発センター(〒889-2192 宮崎市学園木花台西 1-1 宮崎大学産学連携支援センター内)

Dynamic analyses are carried out for Meiko Central bridge, a long-span cable-stayed bridge, by using the assumed ground motions. Both material and geometrical nonlinearity are taken into consideration. Due modeling is used for the important members that yield in the seismic analyses. The nonlinear seismic behaviors and members' damage sequence of the cable-stayed bridge are investigated by analyses until ultimate state. It is verified that response value of Meiko Central bridge is small and safe when subjected to Tonankai earthquake, which have longer period.

Key Words: cable-stayed bridge, dynamic analyses, damage sequence, elasto-plastic behavior

キーワード: 斜張橋, 動的解析, 損傷過程, 弾塑性挙動

1. まえがき

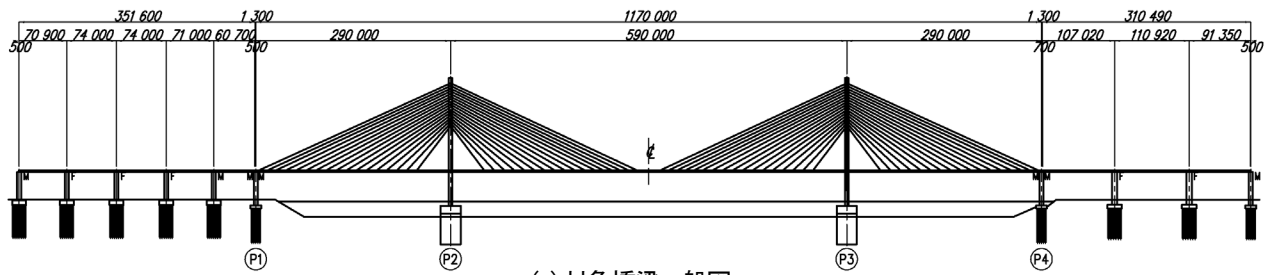
阪神大震災以降, 鋼構造物においても土木学会や日本鋼構造協会(以下, JSSC)等を中心にレベル2地震動に対応した耐震設計に関する研究が精力的に進められてきた。当初は, 鋼製橋脚を中心とした研究が盛んであったが, 現在ではそれらの研究成果をもとに, 高架橋, ラーメン橋, アーチ橋, トラス橋等へと研究対象を拡大^{1)~3)}してきた。ただし, ケーブル構造の斜張橋や吊橋について実橋を対象とした具体的な研究事例は, 他の橋梁形式に比べればまだ少ないようである。

これまでのレベル2地震動に対する長大斜張橋の研究について, まとめると次のようになる。吉澤ら⁴⁾は, 2径間連続鋼斜張橋を対象にして, M- Φ モデルの材料非線形性, さらに幾何学的非線形性も考慮した非線形動的解析を実施し, 大規模地震時の応答結果を提示している。大塚ら⁵⁾においても, 上部構造は線形モデルであるが, RC 橋脚を M- Φ モデルで定義した材料非線形性のみを非線形動的解析を実施し, モデル化や解析プログラムの比較検討を行っている。また, 赤ら⁶⁾は, 主塔をファイバーモデルとして, Pushover 解析により保有性能を求め, 非線形動的解析により要求性能を求めることによって長大斜張橋の耐震性能を評価する方法の一例を示している。さらに, 具体的な耐震補強まで示した研究としては元木ら⁷⁾が行い, ゴム支承を用いて既設長大斜張橋の耐震補強設計事例を提示している。石橋ら⁸⁾においては, 3径間連続鋼斜張橋を対象にして, M- Φ モデルの材料非線形性および幾何学的非線形性も考慮した非線形動的解析を実施して, 損傷メカニズムの推定を試みて

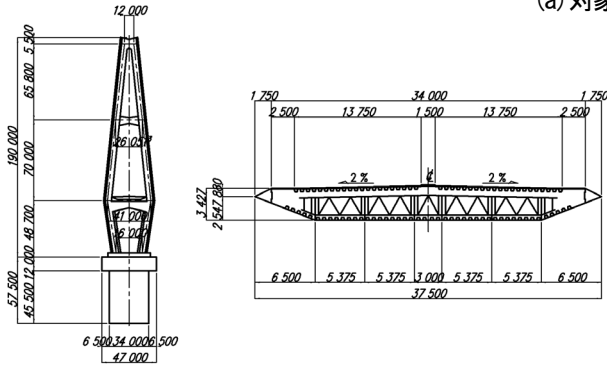
いる。ただし, この研究では対象橋梁の損傷による構造の変化等は考慮されていない。

これらの検討は, 主に M- Φ モデルを用いた大地震時の挙動解明に重点をおき, 耐震上重要な部位の破壊過程まで検討されたものではない。実際の斜張橋を対象にして破壊過程まで検討した事例⁹⁾は, 非常に少ないと思われる。

そこで, 本研究では, 長大斜張橋である名港中央大橋を対象にして, 想定される大規模地震時の非線形挙動を正確に評価するために, JSSC 鋼橋の性能照査型設計対応研究委員会・鋼橋の耐震性部会¹⁾等で推奨されているファイバーモデルを用いて隣接橋梁も含めモデル化した。斜張橋の主部材である主塔, 主桁およびケーブルについて正確に非線形挙動が表現できるようにモデル化し, その他の耐震上重要な部位(例えば, 弾性拘束ケーブル, ペンデル支承等)に対してもモデル化を工夫した。また, 対象地点の地盤が軟弱地盤であるため, 構造物と地盤の相互作用も考慮している。入力地震動としては, まず中部地区において発生が懸念されている地震の中で東海・東南海連動地震を採り上げ, 対象橋梁がその地震に対して十分に安全であることを確認した。つぎに, 想定外の巨大地震が発生したときの損傷過程を明確にするために, やや非現実的であるが確実に耐震上重要な部位が損傷する大規模地震動を作用させた。なお, 基礎・地盤は破壊しないものとした。解析は, 材料非線形性と幾何学的非線形性を同時に考慮した動的複合非線形解析であり, 地震応答解析中に耐震上重要な部位が破壊(破断)した場合には, その挙動を取り入れた解析¹⁰⁾となっている。



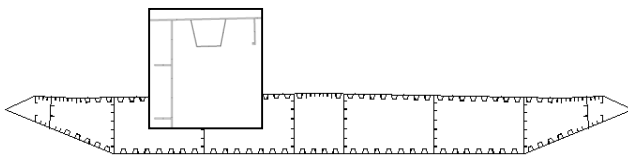
(a) 対象橋梁一般図



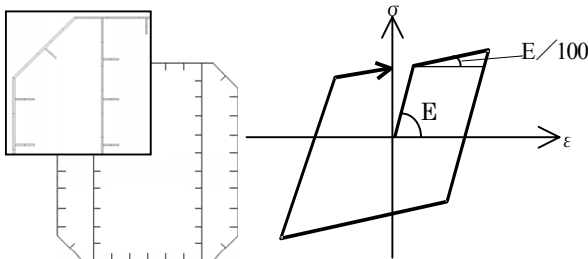
(b) 主塔寸法

(c) 主桁寸法

図-1 検討対象の橋梁



(a) 主桁



(b) 主塔 (柱基部)

(c) 鋼材の材料構成則

図-3 ファイバー要素

これまでの損傷メカニズムの推定における解析には、主に Pushover 解析が用いられてきたが、これらの解析は部材破壊 (構造系の変化) を考慮した解析ではなく、また、構造系が変化すれば周期特性も変わり地震外力も変わるが、そのことも考慮されていない。以上のようにモデル化および解析を行うことによって、大規模地震時の非線形挙動や耐震上重要な部位の破断順番が明確に確認でき、橋梁全体の耐震性能の評価や耐震補強検討のための参考資料となると考えている。さらに、その耐震上重要な部位が本来の機能を果せなかったときに、損傷過程がどのように変わるかも検討に加え、想定外の破壊過程についても検討を付け加えている。

2. 解析モデル

2.1 対象橋梁およびモデル化の方針

本研究で対象とした長大斜張橋は、図-1に示すような名港中

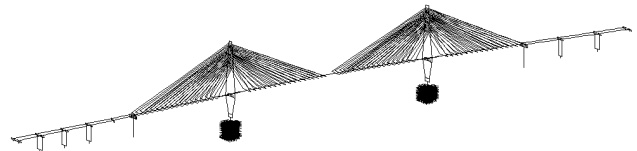


図-2 解析骨組モデル図

央大橋である。中央径間は590m、側径間290m、橋長1170mの鋼3径間連続斜張橋である。主塔は高さ190mのA型で、下部工の寸法を小さくするため主桁を支える下部水平梁より下層の部分にV型に絞り込んだ形状となっている。主塔の断面形状は八角形断面であり、主桁は幅37.5m、桁高3.5mの偏平多室箱桁断面を採用している。また、主桁の衝突現象を評価するため、隣接橋梁もモデル化した。

図-2に本研究に用いた解析骨組モデルを示す。節点数4575、要素数6629で、主塔と主桁にはファイバー要素、ケーブルにはケーブル要素を用いた。隣接橋梁に関しては、隣接橋梁との桁衝突が正確に表現できる程度に、できるだけ線形梁要素を用いて解析モデルを簡略化した。

2.2 主部材のモデル化

軸力変動および2軸曲げが考慮できるファイバーモデルにより、対象橋梁の主塔と主桁をモデル化する。

(1) 主塔及び主桁

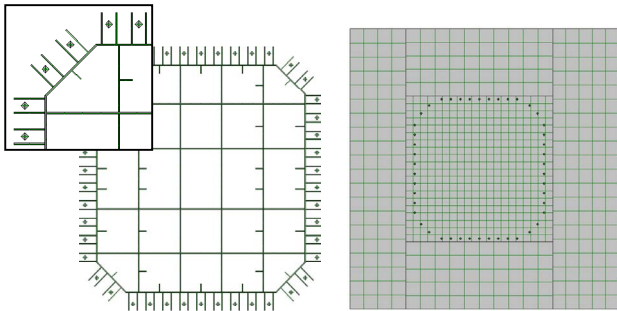
主塔と主桁の部材断面に対するファイバー要素分割を示すと、図-3のようになり、できるだけ断面を忠実にモデル化した。鋼材に対しては、同図(c)に示すように2次勾配を1/100としたバイリニアとし、硬化則は移動硬化則とする。

(2) アンカー部 (主塔基部) のモデル化

文献 11)を参考にアンカー部の非線形性を考慮したモデル化を行った。アンカー部の非線形性もファイバーモデルで表現する。柱下端には図-4(a), (b)に示すような断面を適用する。安全側のため、コンクリートの有効幅はアンカーフレーム幅としている。同図(c)に採用したフーチングコンクリートの応力-ひずみ曲線、同図(d)にアンカーボルトの応力-ひずみ曲線を示す。

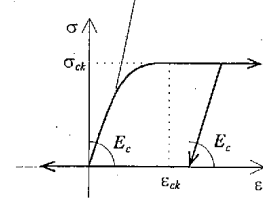
(3) 主ケーブル

主ケーブルの長さが長いので、たわみなどの影響を考慮する必要があると考えられる。このケーブルに対して、ケーブル特性が表現できる非線形要素でモデル化し、サグが考慮できるように要素分割を行う。本検討ではサグを考慮するので、ケーブルごとに弾性係数の低減は考慮しない。

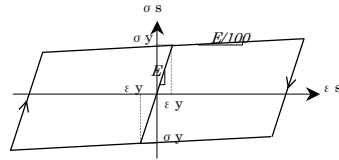


(a) 主塔基部のファイバー断面 (b) フーチングのファイバー断面

$$\sigma = \frac{\varepsilon^3}{\varepsilon_{ck}^3} (E_c \varepsilon_{ck} - 2\sigma_{ck}) - \frac{\varepsilon^2}{\varepsilon_{ck}^2} (2E_c \varepsilon_{ck} - 3\sigma_{ck}) + E_c \varepsilon$$



(c) コンクリートの材料構成則



(d) アンカーボルトの材料構成則

図-4 主塔基部のモデル化

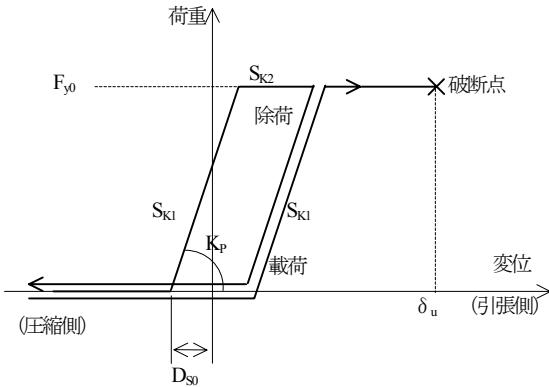


図-5 弾性拘束ケーブルの非線形履歴

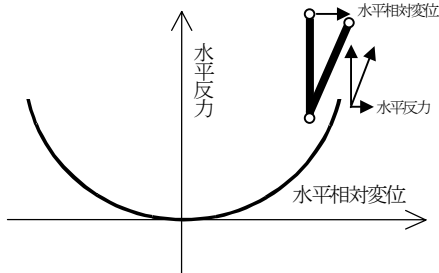


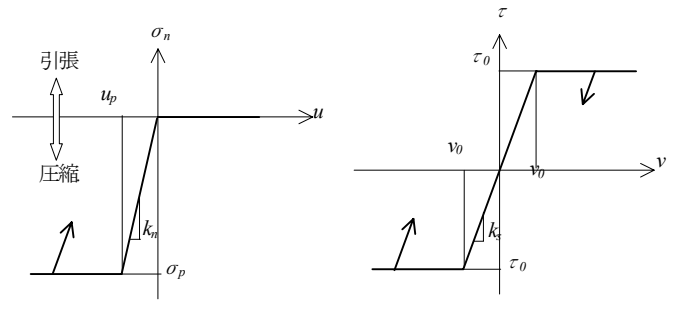
図-6 ペンデル支承の非線形履歴

2.3 耐震上重要な部位（主塔と主桁の接合部）のモデル化

対象橋梁は、ケーブルを用いて塔と主桁を弾性固定して、橋梁の長周期化を図り地震力を低減させるとともに、主桁の過大な橋軸方向変位を抑制するように、弾性拘束ケーブルが設けられている。また、橋台側にはペンデル支承が設置されている。

(1) 弾性拘束ケーブル

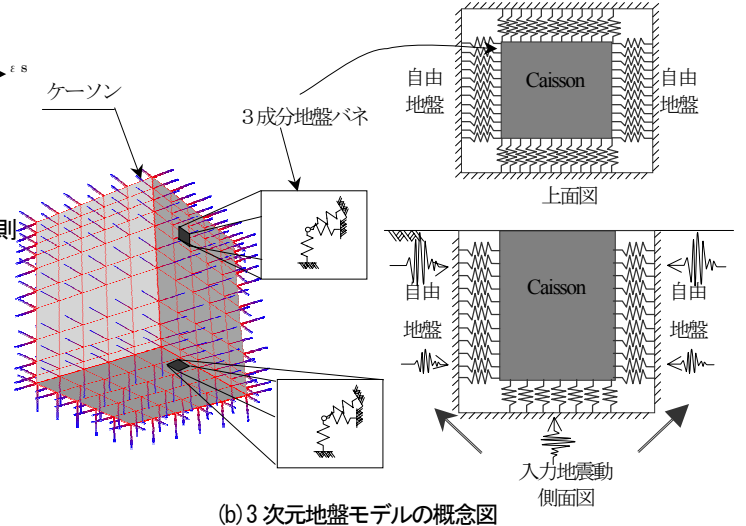
弾性拘束ケーブルの非線形特性については、図-5に示すように、引張側で荷重-変位の非線形特性を示し、圧縮側では抵抗しない特性とする。



法線方向

せん断方向

(a) 非線形地盤反力モデル



(b) 3次元地盤モデルの概念図

図-7 基礎-地盤系のモデル化

(2) ペンデル支承

実構造と同じトラス部材としてモデル化する。従来のような等価なバネでモデル化はしない。従来の方法での線形解析では、水平抵抗がほとんどなく、桁が自由に動ける状態となっているが、幾何学的非線形性を考慮すると、図-6のように桁の水平移動を制限する挙動（水平変位が大きくなると抵抗する水平反力も増加）となる。

2.4 基礎-地盤系のモデル化

本研究では、SRモデルやPenzienモデルのような基礎の任意の1点に集約した非線形地盤ばねモデルではなく、基礎と地盤の接触面の単位面積あたりに作用する地盤応力と基礎の変位の関係を表すWinklerモデルの考え方を採用した非線形地盤反力モデル¹²⁾(図-7)を用いた。基礎と地盤の接触面の単位面積あたりに作用する地盤反力特性を応力-ひずみ関係で与えることによりファイバー要素モデルへの組み込みが可能となり、比較的簡単でかつ基礎と上部橋梁系を統一的な解析手順でモデル化することができるため、採用した。上記のモデル化により基礎周辺地盤の挙動(浮き上り、はく離、すべり)を表現できることが確認されている。

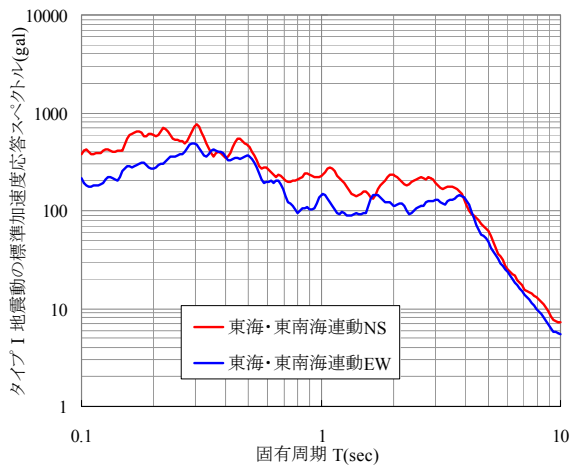


図-8 東海・東南海連動地震の加速度応答スペクトル

表-1 固有振動特性

モード	振動数 (Hz)	周期 (sec)	刺激係数		
			X	Y	Z
1	0.195	5.121	0	0	-27
2	0.218	4.592	0	150	0
3	0.238	4.193	-91	0	0
4	0.34	2.942	-192	0	0
5	0.356	2.805	0	0	0
6	0.386	2.593	0	112	0
7	0.456	2.191	0	0	107
8	0.533	1.876	-2	0	0
9	0.543	1.84	0	1	0
10	0.576	1.735	0	-1	18

3. 地震応答解析の方法

3.1 解析の手順

対象橋梁に対して、材料非線形性および幾何学的非線形性を考慮した動的複合非線形解析で検討を行う。

このモデルに対する入力地震動としては、別途に1次元地盤モデルによる等価非線形地震応答解析を行い、その解析で得られた地盤変位を地盤びねの端点に入力した¹³⁾。ここで用いた入力地震動は、内閣府中央防災会議で公表されている東海・東南海連動地震波と道路橋示方書¹⁴⁾で規定されているレベル2タイプI地震動とし、これを工学基盤波として作用させる。図-8に東海・東南海連動地震の加速度応答スペクトル(減衰は5%)を示している。また、対象橋梁の固有振動特性を表-1に示す。橋軸方向および直角方向の卓越周期はそれぞれ2.9秒、4.6秒となっている。

本検討では、耐震上重要な部位の破壊を起こすまでの波形を作用させることにしているため、弾性拘束ケーブルやペンデル支承等の破壊を考慮した時刻歴応答解析を行う必要がある。そのため、文献9)で提案されている破壊を考慮した解析法で応答解析を行うことにした。その解析は、通常の動的解析と比較すると図-9のようになり、部位が破壊したと判断されればその時点でその部位に対応する要素を削除して、再スタートをさせている。

3.2 検討ケースの設定

想定される東海・東南海連動地震波を作用させたものを「ケース1」と設定した。このケースにおいては、震源位置を考慮して実現象に近いと思われる水平2方向加震としている。

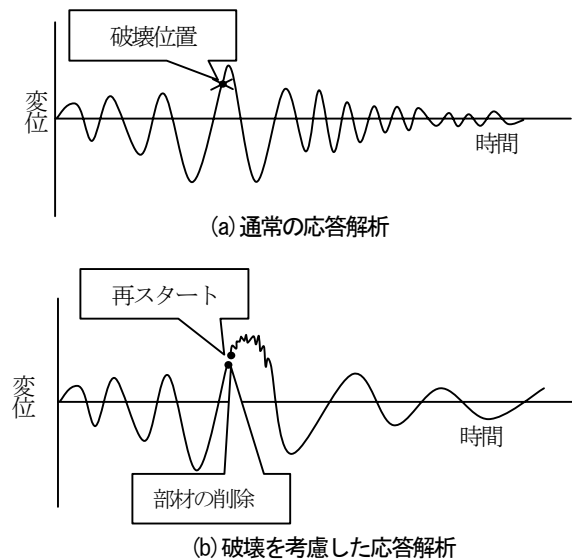


図-9 応答履歴の比較(イメージ)

本橋梁において、耐震上着目すべき部材は、弾性拘束ケーブル、ペンデル支承である。これらの部材が破断すると、主桁がフリーの状態になり、橋梁としての使用性を満足しなくなることは容易に想像できる。そのため、橋軸方向が耐震性重要な部位が多いと判断し、以下の検討を行うこととした。

橋軸方向における主桁の移動は、弾性拘束ケーブルおよびペンデル支承で制限されている。弾性拘束ケーブルおよびペンデル支承は、引張で破断(破断)すると仮定して、解析を行うこととした。従来どおりの動的解析で、部材の破断を考慮しない場合を「ケース2」、部材の破断を考慮した場合を「ケース3」とする。

また、想定外の部位の挙動として、ペンデル支承がリンク構造として機能しなかった場合(剛結)の検討を「ケース4」とする。

なお、ケース2~4の地震動の作用方向は橋軸方向とし、検討も橋軸方向とする。また、ペンデル支承がリンク構造として回転変形して主桁に接触するが、接触してどのようにペンデル支承が破断(破断)するかどうか不明のため、今回の検討ではその部分の接触は考慮しなかった。

4. 解析結果

4.1 東海・東南海地震による応答特性(ケース1)

想定した東海・東南海連動地震を作用させた結果を示す。主塔頂部および主桁中央部の応答変位、主ケーブルの軸力、弾性拘束ケーブル、ペンデル支承、桁端(本橋と隣接橋梁)の衝突に着目した。

また、別途、等価非線形地震応答解析を行った。解析に用いた地盤条件を表-2に示す。解析で得られた最大絶対変位および最大せん断地盤ひずみの深さ方向の分布は、図-10のようになった。

(1) 主部材の挙動

主塔頂部および主桁中央部の応答変位履歴を示すと、図-11のようになる。この図から、橋長の割に応答変位は比較的小さ

表-2 P2地点の地盤条件

P2地点地盤のSHAKEモデル								
層番号	平均値	層厚(m)	単位体積重量(γ (t/m ³))	せん断波速度(m/s)	ポアソン比	G/G ₀ - γ と τ - γ 曲線	地盤分類	備考
1	0	27	1.55	75	0.49	5	シルト	計画海底面 T-P-14.0m
2	0	27	1.55	75	0.49	5	シルト	
3	0	28	1.55	75	0.49	6	シルト	基礎動心
4	23	33	2.00	240	0.48	16	砂礫	T-P-20.0m
5	40	53	1.90	180	0.49	10	細砂	
6	12	42	1.84	220	0.49	4	砂混シルト	
7	30	72	1.90	290	0.48	12	シルト混砂	
8	11	49	1.74	230	0.49	5	シルト	
9	39	31	1.80	310	0.48	4	固結シルト	T-P-52.0m
10	110	1.6	2.03	310	0.48	15	細砂	基礎底面
11	250	6.0	2.23	460	0.47	16	砂礫	入力位置
12	>70	17.0	2.05	520	0.45	7	固結シルト	T-P-57.8m
13	>70	17.2	2.05	520	0.45	7	固結シルト	
14	>70	20.0	2.05	520	0.45	7	固結シルト	
15	>70	20.0	2.05	520	0.45	7	固結シルト	基礎
16	>70	∞	2.05	520	0.45	—	固結シルト	T-P-132.0m

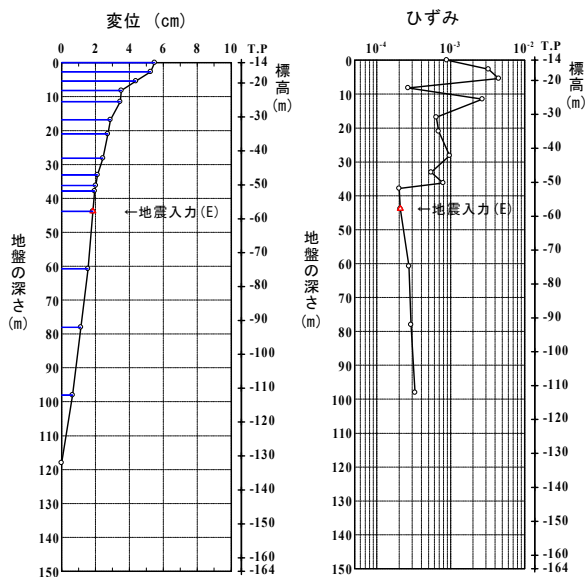


図-10 最大地震動の分布 (P2橋脚直角方向成分)

く、桁中央部の橋軸直角方向成分でも最大で 0.7m 弱となっていることがわかる。発生応力から判断しても、主塔、主桁および主ケーブルについて損傷しなかったことは確認できている。

入力地震動が長周期地震であるため、長周期構造である対象橋梁が大きな応答を示すのではないかと予想もあったが、想定される東海・東南海連動地震の入力地震動を用いて解析しても、このように大きな応答は示さなかった。

(2) 耐震上重要な部位の挙動

弾性拘束ケーブルの荷重-変位曲線を示すと、図-12 のようになる。ケーブルの破断伸びも一緒に示している。この図から、破断までに十分な余裕があることがわかる。

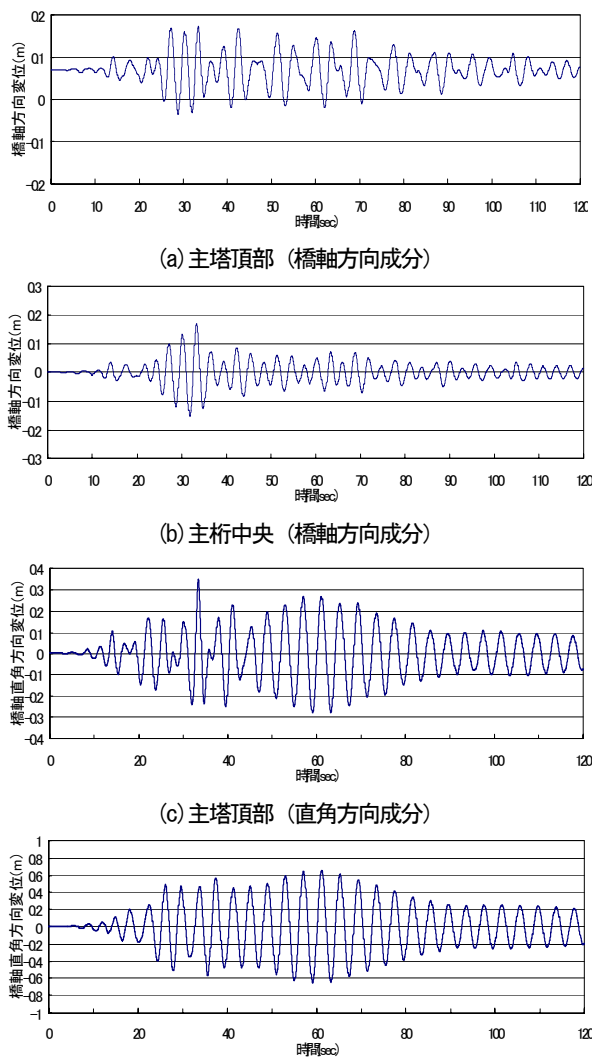
また、その他の耐震上重要な部位についても、許容値や設計反力以下になり、耐震性が確保されている結果となった。

(3) 隣接橋梁の桁端の相対変位

名港中央大橋と隣接橋梁の桁端間の相対変位履歴を示したのが、図-13 である。この図から、想定した東南海地震および東海・東南海連動地震では隣接橋梁との桁衝突が起きないことがわかる。

(4) 基礎の応答特性

基礎については、基礎底部がわずかに浮き上がっていたが、圧縮側の応力は極限支持力には達しておらず、支持力に問題は



(d) 主桁中央 (直角方向成分)

図-11 応答変位 (ケース1)

なかった。また、地表面に近い上層地盤では、地盤と基礎側面間に剥離が生じ、圧縮側も降伏領域に達したものの、深い下層地盤の剥離量は非常に小さいことは確認できている。

以上のように、想定される東海・東南海連動地震で対象橋梁は損傷しなかった。そのため、想定以上の巨大地震が発生したときの損傷過程を明確にするために、やや非現実的であるが確実に耐震上重要な部位が損傷する大規模地震動を作用させることにする。ここでは、標準波形タイプ111の振幅を4倍に調整して、解析を行った。その結果をこれ以降に示している。

4.2 大規模地震の応答特性 (ケース2: 一般的な解析法)

前述したように、想定される東海・東南海連動地震では、対象橋梁は損傷しないことが分かった。そこで、本検討ケース以降では、前述したように標準波形の振幅を4倍に調整して解析を行った。着目位置はケース1と同じ箇所を設定している。

(1) 変位応答

主塔および主桁の応答変位をそれぞれ示したのが、図-14 である。この図から、主塔と主桁が同じ周期で一体となって、大きく振動していることがわかる。その周期は約3秒であり、やや長周期となっている。

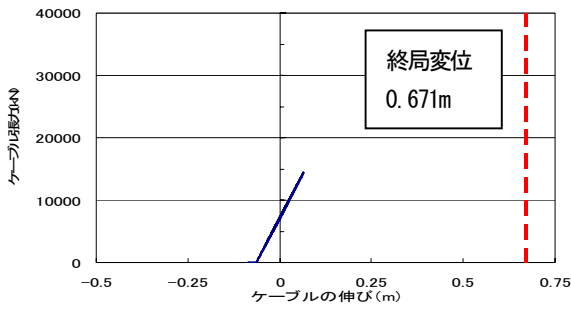
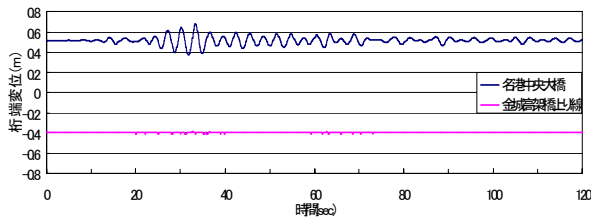
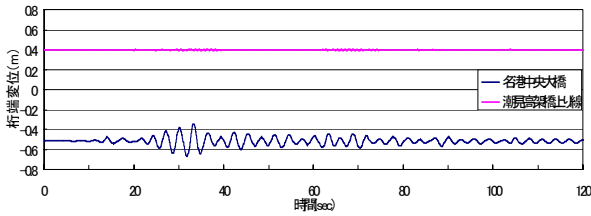


図-12 主塔P2外側弾性拘束ケーブルの荷重 - 変位曲線

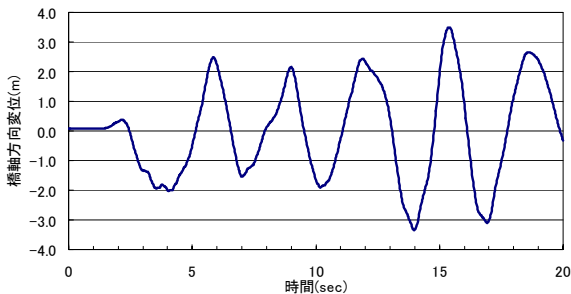


金城高架橋 (P1側)

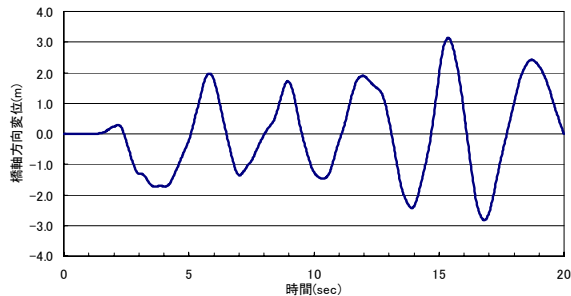


潮見高架橋 (P4側)

図-13 隣接橋梁との桁衝突 (ケース1)



(a) P2主塔頂部

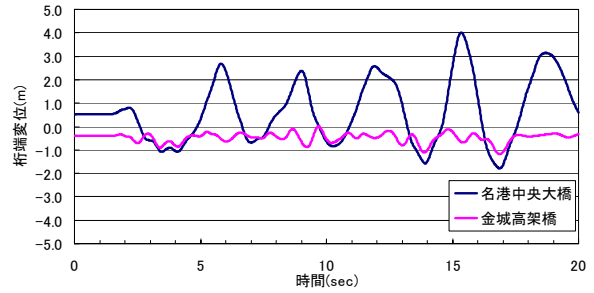


(b) 主桁中央部

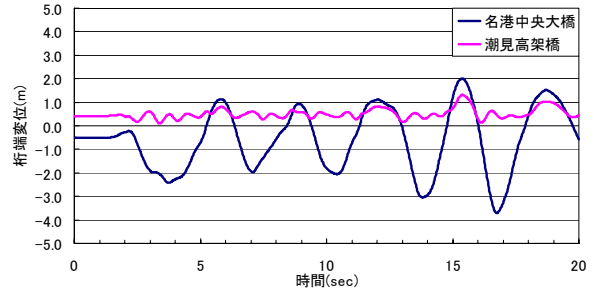
図-14 応答変位

(2) 隣接橋梁との桁衝突

名港中央大橋と隣接橋梁の桁端の橋軸方向変位を示したものを図-15に示す。このグラフが重なった時に衝突が発生していることを意味し、金城高架橋側では2.8秒で最初に桁衝突が生じていることになる。その後、毎回隣接橋梁との桁衝突は起きている。



(a) 金城高架橋 (P1側)



(b) 潮見高架橋 (P4側)

図-15 隣接橋梁との桁衝突 (ケース2)

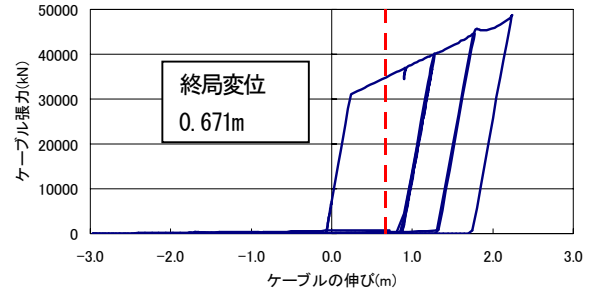


図-16 主塔P2外側弾性拘束ケーブルの荷重 - 変位曲線

衝突パネの剛性は一般的に使用されているEA/Lで設定したが、剛性が比較的小さかったため、本橋が隣接橋梁の応答を越えるような挙動になっている。

(3) 弾性拘束ケーブルの応答特性

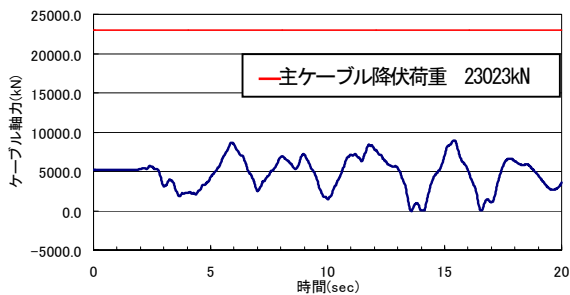
図-16に主塔P2外側弾性拘束ケーブルの荷重 - 変位曲線を示す。図中の破線が終局(破断)変位を示している。この図から分かるように、弾性拘束ケーブルは終局変位を超えている。また、他の3箇所を設置された弾性拘束ケーブルも同様に破断荷重を超えていた。

(4) 主ケーブルの応答特性

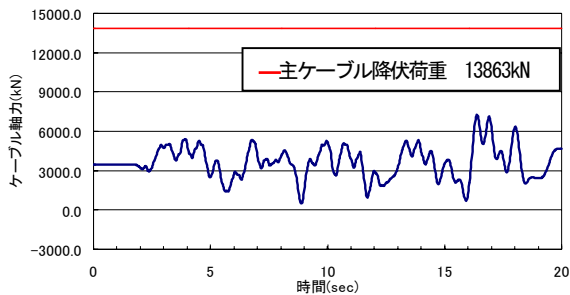
図-17に主ケーブルの軸力変動を示す。一番外側の主ケーブル(同図(a))が14秒あたりで張力抜けが発生していたが、他の主ケーブル(同図(b))では発生しておらず、局所的なものとなっていた。

(5) 主塔基部の応答特性

主塔基部の応答ひずみの履歴を図-18に示す。この図より、降伏し約1.7εyまで達していることがわかる。なお、14秒以降の応答ひずみが比較的なめらか(ノイズが入ったような波形ではない)波形になっているのは、入力地震動がその時点ですでに小さく、対象橋梁自体が自由振動に近い状態で大きく揺れているからである。



(a) P 2 外側ケーブル



(b) P 2 内側ケーブル

図-17 主ケーブルの軸力変動

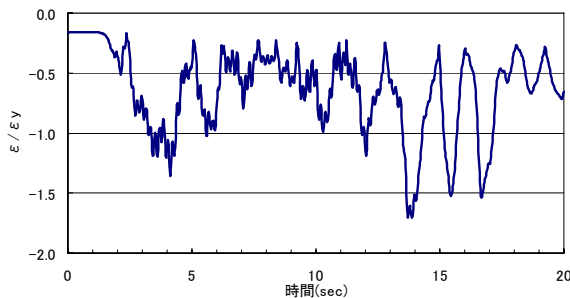


図-18 主塔基部 (P 2) の応答ひずみ (ケース 2)

(6) その他の部位

ペンデル支承については、弾性範囲にとどまっていることは確認できている。

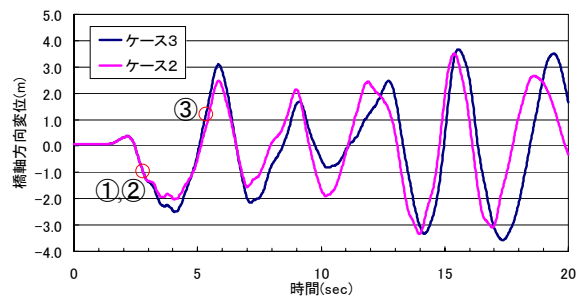
(7) 損傷まとめ

以上の解析結果をまとめると、以下のようになる。

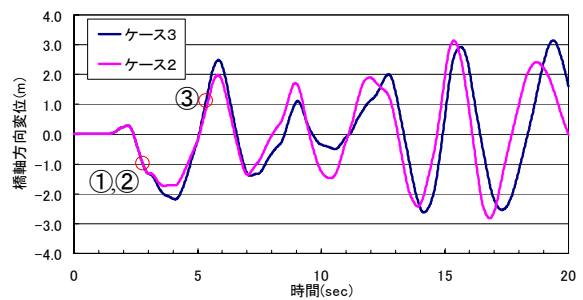
・主塔最大変位	3.42m
・主桁最大変位	3.08m
・弾性拘束ケーブル 最大/破断	1.379
・ペンデル支承 $\varepsilon/\varepsilon_y$	0.330
・主塔基部 $\varepsilon/\varepsilon_y$	1.707
・主ケーブル 最大/降伏	0.33
・隣接橋梁との桁衝突	発生

これらの結果から、主塔や主桁が大きく変形、弾性拘束ケーブルが破断、主塔基部が降伏、および隣接橋梁と桁衝突が発生することがわかる。

しかし、材料非線形と幾何学的非線形を考慮した動的複合非線形解析を用いた解析結果からも、損傷する部位はこのようにわかるが、どの順番で損傷するか、また損傷した場合には構造系が変化するため、応答性状がどのように変化するかは不明である。



(a) P 2 主塔頂部



(b) 主桁中央部

図-19 応答変位

4.3 大規模地震の応答特性 (ケース 3 : 部位の破壊を考慮)

(1) 破壊順番

耐震上重要な部位の破断を考慮した応答解析結果を以下に示す。この解析で弾性拘束ケーブルが破断 (破断) するという結果になった。なお、弾性拘束ケーブルの破断は終局変位に達したときとし、ペンデル支承の破断は引張りひずみが 5% に達したときと仮定した。

以下にその破断や桁衝突の順序を示す。

- 2.76 秒 : 主塔 P 2 外側弾性拘束ケーブル破断 (図-19 内の①)
- 2.78 秒 : 金城高架橋側桁衝突 1 回目発生 (図-19 内の②)
- 2.78 秒 : 主塔 P 3 内側弾性拘束ケーブル破断 (図-19 内の②)
- 5.34 秒 : 潮見高架橋側桁衝突 1 回目発生 (図-19 内の③)
- 5.34 秒 : 主塔 P 2 内側弾性拘束ケーブル破断 (図-19 内の③)
- 5.34 秒 : 主塔 P 3 外側弾性拘束ケーブル破断 (図-19 内の③)

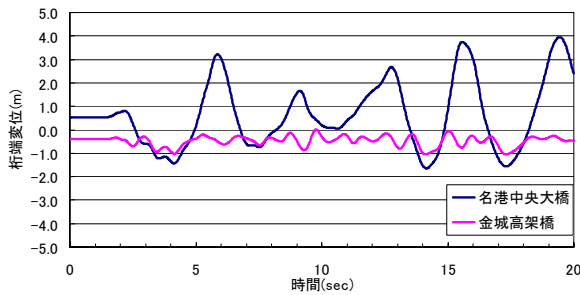
2.76 秒で同時刻に 2 箇所の弾性拘束ケーブルが破断し、すぐに金城高架橋 (P 1 橋脚側) で桁衝突が発生した。続いて潮見高架橋 (P 4 橋脚側) で桁衝突が発生し、こちらもほぼ同時刻に 2 箇所の弾性拘束ケーブルが破断した。

(2) 変位応答

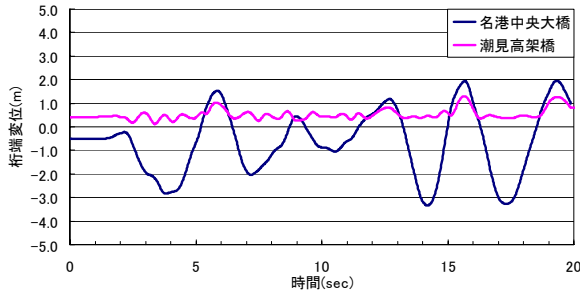
主塔頂部および主桁中央部の応答変位を図-19 に示す。図内の○が弾性拘束ケーブル破断点の位置を、番号は破壊順番を示している。比較検討のためにケース 2 の結果も合わせて示している。この図から、破断を考慮しない解析の結果ケース 2 と比較して、弾性拘束ケーブルが破断したことにより、多少応答および周期が大きくなっていることがわかる。

(3) 隣接橋梁との桁衝突

図-20 は、名港中央大橋と隣接橋梁の桁端の橋軸方向変位を示したものである。このグラフが重なった時に衝突が発生している。

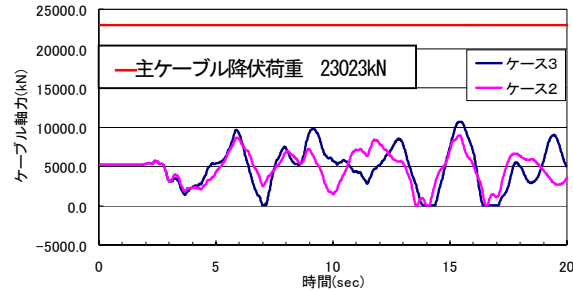


(a) 金城高架橋 (P 1側)

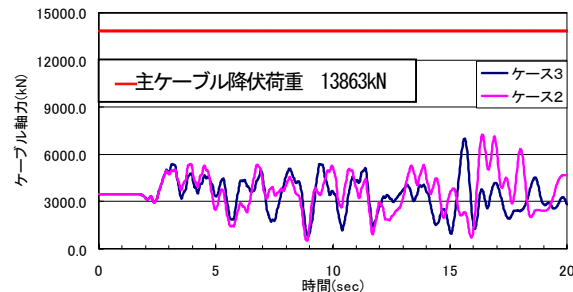


(b) 潮見高架橋 (P 4側)

図-20 隣接橋梁との桁衝突 (ケース3)



(a) P 2外側ケーブル



(b) P 2内側ケーブル

図-21 主ケーブルの軸力変動

一番初めの衝突は金城高架橋側で、2.76秒に衝突が生じている。その後ほぼ毎回約3秒周期で桁衝突が生じている。

(4) 主ケーブルの応答特性

主ケーブルの軸力の応答履歴を図-21に示す。この図から、P 2外側ケーブルで、14秒、17秒あたりで張力抜けが発生しているのがわかる。ケース2と比較して張力抜けは大きくなっていることもわかる。これは、弾性拘束ケーブルが破断した後、主ケーブルが負担するようになったからである。

(5) 主塔基部の応答特性

主塔基部の応答ひずみの履歴を示したのが、図-22である。前述のケース2の結果も合わせて示している。主塔基部のひずみ

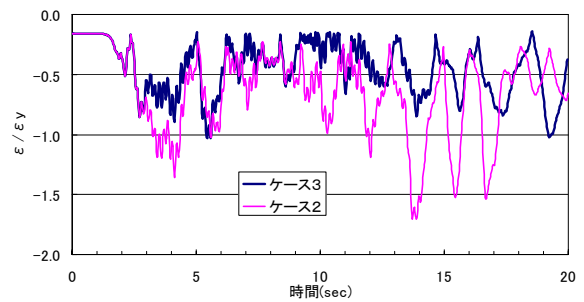


図-22 主塔基部 (P 2) の応答ひずみ

みが小さくなっているのは、弾性拘束ケーブルが破断して、主塔にかかる力が主桁の移動によるケーブルの張力のみになったことや構造全体が長周期化したことが原因していると考えられる。

(6) その他の部位

ペンデル支承は、このケース3でも弾性範囲であった。なお、ペンデル支承が破壊しなかった理由としては、弾性拘束ケーブルが破断した後、橋軸方向の変位を拘束するのはペンデル支承だけであると考えやすいが、主ケーブルの張力により主桁の移動が拘束されるためであると考えられる。

(7) 損傷まとめ

以上の解析結果をまとめると、以下のようになる。

・主塔最大変位	3.60m
・主桁最大変位	3.08m
・弾性拘束ケーブル 最大/破断	1.000
・ペンデル支承 ϵ/ϵ_y	0.366
・主塔基部 ϵ/ϵ_y	1.031
・主ケーブル 最大/降伏	0.413
・隣接橋梁との桁衝突	発生

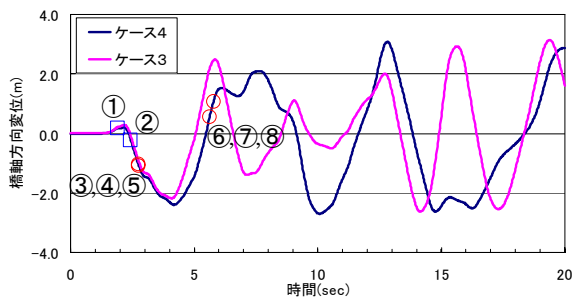
これらの結果と前述のケース2を比較すると、主塔基部がほとんど降伏しなくなっていることが大きく異なる。また、主ケーブルの発生軸力も大きくなっている。これは弾性拘束ケーブルが破断したため、その分主ケーブルが負担したと考えられる。なお、弾性拘束ケーブルの値が1.0になっているのは、破断荷重に達してその部材が削除されたためで、それ以上の値にはならない。

4.4 ペンデル支承がリンクとして機能しない場合 (ケース4)

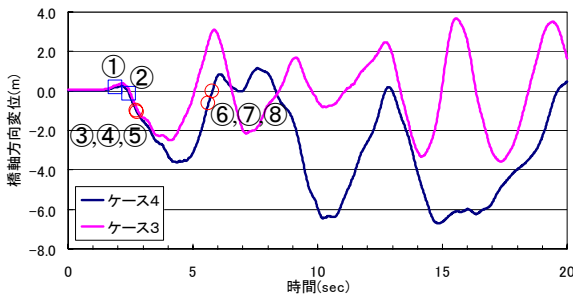
ペンデル支承がリンクとして機能しなかったときに、どのような挙動になるかを検討するために、耐震上重要な部位の破壊(破断)を考慮した解析を実施する。

ペンデル支承の破壊はせん断降伏応力に達したときとした。以下に破壊順番を示す。

- 1.90秒：P 1橋脚ペンデル支承破壊 (図-23内の①)
- 2.44秒：P 4橋脚ペンデル支承破壊 (図-23内の②)
- 2.72秒：金城高架橋側桁衝突1回目発生 (図-23内の③)
- 2.74秒：主塔P 3内側弾性拘束ケーブル破断 (図-23内の④)
- 2.76秒：主塔P 2外側弾性拘束ケーブル破断 (図-23内の⑤)
- 5.62秒：主塔P 3外側弾性拘束ケーブル破断 (図-23内の⑥)

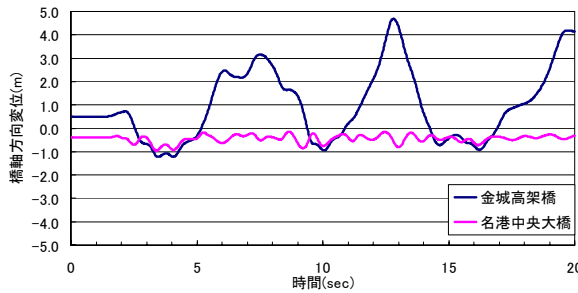


(a) P 2 主塔頂部

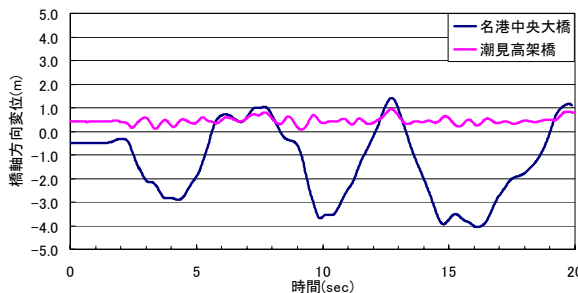


(b) 主桁中央部

図-23 応答変位



(a) 金城高架橋 (P 1 側)



(b) 潮見高架橋 (P 4 側)

図-24 隣接橋梁との桁衝突 (ケース4)

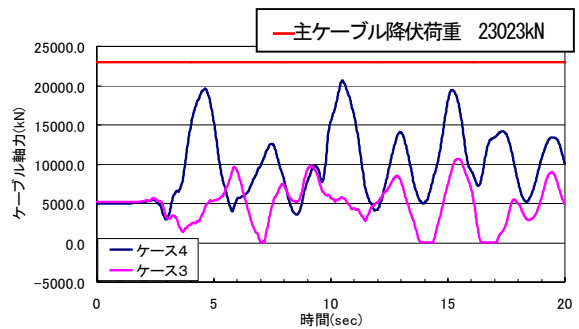
5.74 秒：潮見高架橋側桁衝突 1 回目発生 (図-23 内の⑦)

5.78 秒：主塔 P 2 内側弾性拘束ケーブル破断 (図-23 内の⑧)

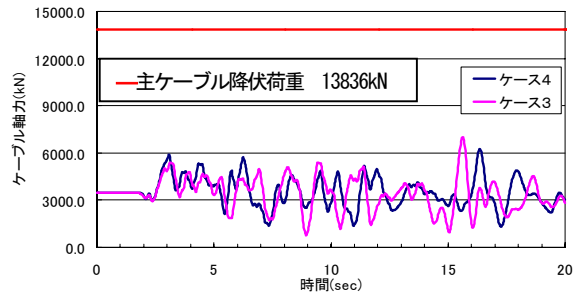
1.90 秒で P 1 橋脚のペンデル支承が破壊し、2.44 秒には P 4 橋脚のペンデル支承が破壊した。ペンデル支承がリンクとして機能した場合としなかった場合では、ここでまず大きな違いが見られている。桁衝突と弾性拘束ケーブルの破断はケース 3 の傾向と概ね同様である。

(2) 変位応答

図-23 内の□がペンデル支承破壊点、○が弾性拘束ケーブル破断点を示す。ペンデル支承が一番先に破壊したことで、主塔



(a) P 2 外側ケーブル



(b) P 2 内側ケーブル

図-25 主ケーブルの軸力変動

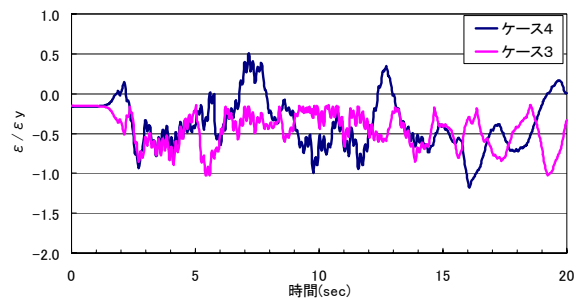


図-26 主塔基部 (P 2) の最大応答ひずみ

および主桁の周期特性が大幅に変わる結果となった。また、振動特性も変わりやや周期性がなくなるような傾向も示している。これにより、ペンデル支承の破壊が構造系の変化に及ぼす影響は大きいといえる。

(3) 主ケーブルの応答特性

主ケーブルの軸力の応答履歴を図-25 に示す。この図から、外側ケーブルの張力が極端に大きくなっているのがわかる。これはペンデル支承、弾性拘束ケーブルが破断して桁端の動きを制限するものがなくなったためである。

(4) 主塔基部の応答特性

主塔基部の応答ひずみの履歴を示したのが、図-26 であり、前述のケース 3 の結果も合わせて示している。この図から、主塔基部のひずみの最大値は概ね同じであるが、応答変位のグラフと同様に波形の形が異なっている。

(5) 損傷まとめ

以上の解析結果をまとめると、以下のようなになる。

・主塔最大変位	6.70m
・主桁最大変位	3.05m
・弾性拘束ケーブル 最大/破断	1.00
・ペンデル支承 τ/τ_y	1.00

・主塔基部	$\varepsilon / \varepsilon_y$	1.152
・主ケーブル	最大/降伏	0.807
・隣接橋梁との桁衝突		発生

これらの結果と前述のケース3を比較すると、主塔最大変位および主ケーブルの軸力が大きくなっている。弾性拘束ケーブルおよびペンデル支承が破断したことによって、主桁を橋軸方向に支持しているものは主ケーブルだけとなったため、このような大きな値となったといえる。以上のことから、ペンデル支承がリンクとして機能しなくなった場合には、弾性拘束ケーブルと比較にならないほど応答特性が大幅に変わるといえる。

5. まとめ

長大斜張橋に対しては、主部材およびケーブル、耐震上重要な部位に関する精緻な解析モデル化を提案し、構造物と地盤の相互作用も考慮した動的複合非線形解析を実施した。また、耐震上重要な部位が破壊（破断）を考慮した場合の解析も実施した。得られた結論は以下の通りである。

- 1) 想定される東海・東南海連動地震波を作用させたとき（ケース1）の主塔、主桁および主ケーブルの応答は、弾性範囲となり、それらの発生ひずみは大きくても降伏ひずみの5割弱と小さい。また、耐震上重要な部位についても、許容値や設計反力以下になり、隣接橋梁との桁衝突も発生しなかった。この結果、対象橋梁はこの想定地震に対して十分に耐震性が確保されていることがわかった。
- 2) 耐震上重要な部位が破断するような地震力を作用させた場合、その部位の破壊を考慮した解析（ケース3）により、弾性拘束ケーブルがまず破断し、その直後に隣接橋梁と桁衝突が発生するなど損傷の順番が明確になった。また、この解析結果の主塔基部については、破壊を考慮しない通所の解析（ケース2）と比べ、応答ひずみが小さくなりほぼ弾性範囲となった。
- 3) また、同様な地震力を作用させた場合において、ペンデル支承がリンクとして機能しなかった場合（ケース4）を想定すると、ペンデル支承がまず破断してから、桁衝突と弾性拘束ケーブルの破断がほぼ同時に発生することとなった。また、ペンデル支承が破断すると構造系は大きく変化し、応答特性が大きく変わることがわかった。よって、ペンデル支承を本来の機能通りにリンクとして動作させることが耐震上も重要であるといえる。

参考文献

- 1) (社)日本鋼構造協会：土木鋼構造物の動的耐震性照査法と耐震性向上策、鋼橋の性能照査型耐震設計法検討委員会、鋼橋の耐震性部会(委員長：宇佐美勉)、2003.10.
- 2) 土木学会：橋の動的耐震設計、地震工学委員会、動的耐震設計法に関する研究小委員会(委員会：大塚久哲)、2003.3.
- 3) 宇佐美編(社)日本鋼構造協会:鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン、技報堂、2006.9.
- 4) 吉澤努, 川神雅秀：大規模地震動に対する鋼斜張橋全体の非線形動的解析, 第1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, pp.257-260, 1998.1.
- 5) 大塚久哲, 堂上幸男, 山平喜一郎, 加藤一郎, 藤野明義：鋼斜張橋(荒津大橋)の非線形地震応答解析とモデル化の検討, 第2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, pp.155-162, 1998.12.
- 6) 沈赤, 矢部正明：鋼斜張橋の耐震性能評価への一提案, 第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.183-190, 2001.1.
- 7) 元木幸男, 宮島崇, 木地谷充良, 北島勉：反力分散ゴム支承を使用した既設長大橋の耐震補強設計, 第6回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.193-198, 2003.1.
- 8) 石橋照久, 浜田信彦, 金治英貞, 野口二郎, 小林康晃：橋長640m規模の既設3径間鋼斜長橋の耐震性評価, 第8回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.213-218, 2005.2.
- 9) 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, pp.1-20, 2005.10.
- 10) 西川孝一, 吉塚守, 坂手道明, 野中哲也, 岩村真樹：長大斜張橋の大地震時非線形挙動に関する研究, 構造工学論文集 Vol.52A, pp.413-424, 2006.3.
- 11) 後藤芳顯, 上條崇, 藤原英之, 小畑誠：鋼製橋脚定着部の終局挙動とそのモデル化に関する考察, 構造工学論文集 Vol.42A, pp.987-998, 1996.3.
- 12) 原田隆典, 野中哲也, 馬越一也, 岩村真樹, 王宏沢:ファイバー要素による地盤と大型基礎の非線形動的相互作用モデル, 第12回日本地震工学シンポジウム, 日本地震工学会, 2006.8.
- 13) 大塚・久納・岩上：地盤の鉛直方向のモデル化が杭基礎の水平抵抗に及ぼす影響, 構造工学論文集 Vol.45A, pp.1583-1590, 1999.3.
- 14) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2002.3.

(2006年9月11日受付)

謝辞：本検討における斜張橋の破壊過程について、東京大学藤野陽三教授に貴重なご意見を頂いた。ここに深く感謝いたします。