

長大吊橋の大地震時非線形挙動に関する研究

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

西川孝一*, 吉塚守**, 坂手道明***, 野中哲也****, 岩村真樹*****

Koichi Nishikawa, Mamoru Yoshizuka, Michiaki Sakate, Tetsuya Nonaka, Maki Iwamura

*東日本高速道路株式会社 関東支社 管理事業部(〒110-0014 東京都台東区北上野 1-10-14)

**西日本高速道路株式会社 九州支社 管理事業部(〒810-0001 福岡県福岡市中央区天神 1-4-2)

***工博 株式会社ドゥーユー大地 構造部(〒733-0812 広島県広島市西区己斐本町 2-20-16)

****博(工) ヤマト設計株式会社 名古屋支店 企画開発部(〒460-0002 愛知県名古屋市中区丸の内 3-17-6)

*****ヤマト設計株式会社 福岡支店 企画開発部(〒812-0016 福岡県福岡市博多区博多駅南 1-3-1)

Dynamic analyses are carried out for Kanmon bridge, a long-span suspension bridge, by using the standard ground motions and assumed 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 suspension bridge are investigated by analyses until ultimate state. Moreover, it is verified that displacement response of the suspension bridge increases when subjected to Nankai earthquake, which have longer period but smaller maximum ground acceleration. This is a special phenomenon of suspension bridges.

Key Words: suspension bridge, dynamic analyses, damage sequence, elasto-plastic behavior, long-period ground motion

キーワード: 吊橋, 動的解析, 損傷過程, 弾塑性挙動, 長周期地震動

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⁾²⁾してきた。ただし, ケーブル構造の吊橋等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て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吊橋の研究について, まとめると次のようになる。大塚ら³⁾は, ケーブルのモデル化に対し, 幾何学的非線形性と非抗圧縮性等の影響について考察し, 吊橋の大地震時挙動および耐震性向上策を提案している。さらに, 大塚ら⁴⁾⁵⁾は, ステイケーブルが耐震上効果的であることを示し, このステイケーブルと履歴型ダンパーを組み合わせた検討を実施した。ただし, これらの研究ではケーブルに対する材料非線形性は考慮しているが他の部材は弾性範囲としている。ケーブルに着目した研究については, 呉ら⁶⁾も行い, メインケーブルとハンガーロープに緩みが生ずる可能性や緩みが他の部材に与える影響について検討している。この研究においては, 非線形性をケーブル以外にも考慮しているが, 耐震上重要な部位の損傷や限界状態までは立ち入っていない。また, 河藤ら⁷⁾は, 長大吊橋の主塔を対象に大地震時に対する主塔構造

の限界状態を設定することを目的に, 主塔の耐荷力性能と主塔各部の損傷特性について検討している。ただし, 主塔に着目しているため, 吊橋全体での解析は実施していない。

さらに, 最近では対象橋梁の想定される入力地震動を作成し, 長大橋の大地震時の挙動について検討も進んでいる⁸⁾⁹⁾。日本道路公団においても, これまで, 建設地点周辺に存在する活断層や歴史地震を考慮して入力地震動を評価し, その地震動を用いて, ファイバーモデルを用いた非線形動的解析を実施してきた¹⁰⁾¹¹⁾。

そこで, 本研究では, 長大吊橋である関門橋に対して, 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橋梁全体をモデル化し, 地震応答解析を行った。吊橋の主部材である主塔, 補剛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た。その他の耐震上重要な部位(例えば, タワーリンク, ウインドシュー, 橋台水平支承等)に対してもモデル化を工夫した。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, 地震応答解析中に部材が破壊(破断)した場合には, その挙動を取り入れた解析となっている。その部材の破断の順番(損傷過程)を明確にすることにより, 今後の耐震補強のための基礎資料とすることを考えている。さらに, 最近土木学会でも注目されている長周期地震動について, 吊橋を対象にした検討は少ないと思われるた

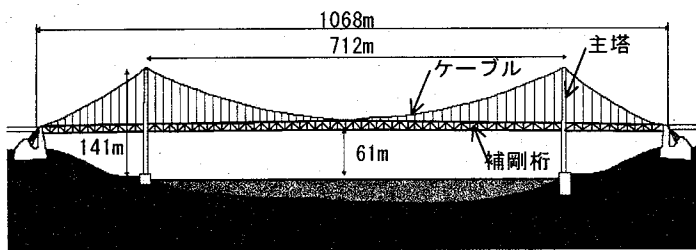


図-1 検討対象の関門橋

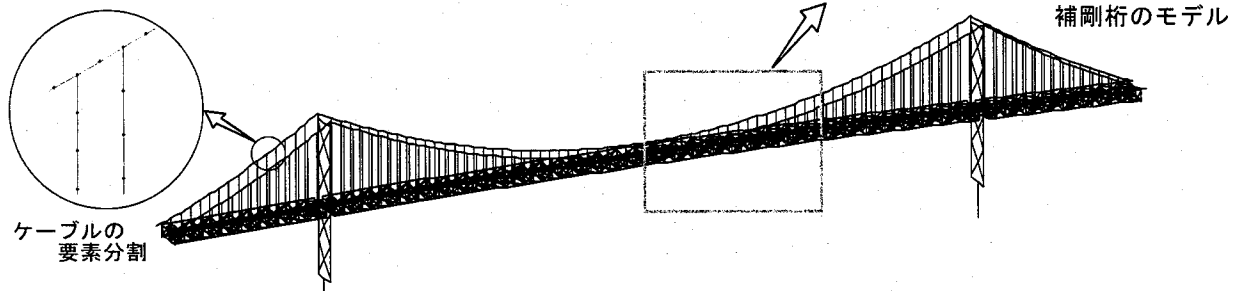


図-2 対象橋梁の3次元骨組モデル

め、関門橋の地点での想定される長周期地震動を作成し、その波形を用いて地震応答解析を実施し、対象橋梁の長周期地震動に対する応答特性も明らかにした。

2 解析モデル

2.1 対象橋梁およびモデル化の方針

検討対象橋梁は、図-1に示すような3径間2ヒンジ補剛トラス吊橋の関門橋¹²⁾である。橋長が1068mもあり、代表的な長大吊橋である。

本検討での解析は、材料非線形性および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、この解析に対応したモデル化を行う。

解析対象の関門橋(図-1)に対して、図-2に示すような3次元骨組モデルでモデル化する。要素数および節点数は、約4000である。この骨組モデルにおいて、塑性化する部材を含めてほとんどの部材を3次元ファイバーモデルでモデル化した。軸力変動と2軸曲げの状態になるような部材に対しては、この3次元ファイバーモデルが有効である。

2.2 主部材のモデル化

(1) 主塔のモデル化

主塔は塑性化する可能性があるため、軸力変動および2軸曲げが表現できるように、3次元ファイバーモデルでモデル化する。

主塔に対しては、簡単な矩形断面(1箱補剛材なしの断面)に置換するのではなく、実際の断面をそのまま図-3に示すようにファイバー要素分割する。また、主塔の斜材に対しては、部材座屈(座屈モード)が表現できるように、ファイバーの梁要素分割を行い、斜材の端部を曲げが伝達するように剛結合とした。

(2) ケーブルのモデル化

主ケーブルおよびハンガーロープについては、ケーブル特性

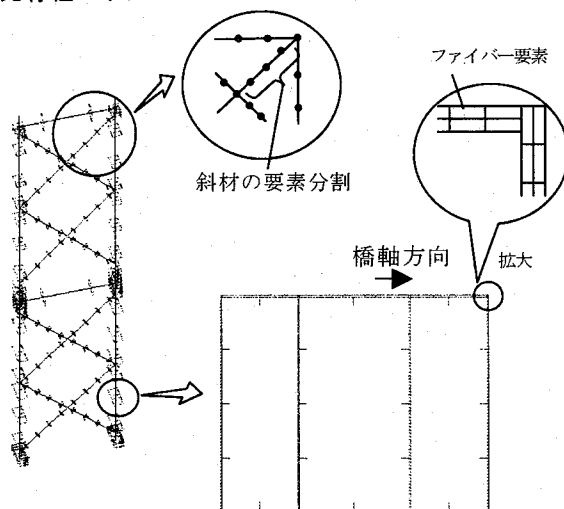


図-3 主塔の要素分割および断面のファイバー要素分割

が表現できる非線形梁要素でモデル化する。これらのケーブルについては、サグが考慮できるように要素分割を行う(図-2)。これまでの解析では、主ケーブルに対しては、非圧縮部材として(引張りだけに抗し圧縮力は考慮しないように)モデル化^{3)~6)}し、材料非線形性で解析する場合がほとんどであった。本解析では、材料非線形性だけでなく幾何学的非線形性も考慮した地震応答解析を行うので、このように圧縮と引張りが異なるようなモデル化(部材力レベルの非線形性)は行わないことにした。ケーブルにおいても、応力-ひずみ関係に対しては圧縮も引張りも同じである。このようにモデル化することにより、圧縮がかかったときにケーブルが形状的にたわむことになり、結果的に非圧縮部材のような特性となる。この挙動が実現象に近いといえる。なお、このような考えでケーブルをモデル化した場合の検証も文献¹³⁾で示された解析解を用いて行っている。

(3) 補剛桁のモデル化

補剛桁に対して、図-2内の拡大図に示すように、実際の構造がそのまま表現できる3次元トラス構造としてモデル化する。

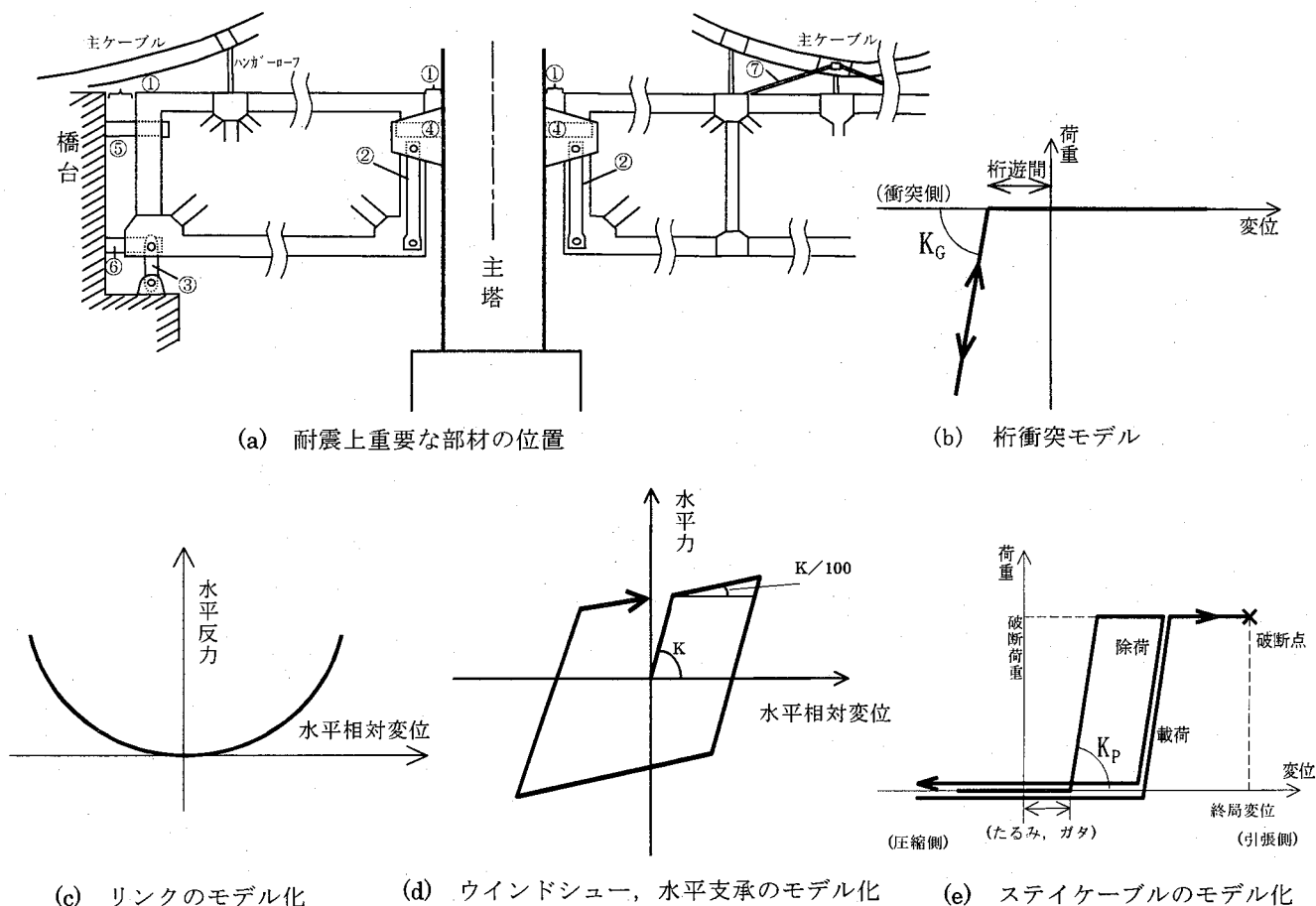


図-4 耐震上重要な部位のモデル化

実設計においては、補剛桁を等価な1本梁でモデル化する場合があるが、ここではより正確な3次元トラス構造とした。地震力が橋軸直角方向に作用した場合に、補剛桁の中央部が塑性化する可能性があるため、この部分をファイバー要素でモデル化した。補剛桁の細長比が大きい部材に対しては、部材座屈が表現できるように、ファイバーの梁要素分割を行った。

2. 3 耐震上重要な部位(主部材以外)のモデル化

関門橋に対して、耐震上重要な部位を示すと、図-4(a)の②～⑦のようになる。桁遊間①も衝突挙動が表現できるようにモデル化する。

(1)主塔と主桁および主桁と橋台の衝突特性(橋軸方向、図内①)
補剛桁端部と主塔あるいは橋台の間に同図(b)に示すような衝突パネを挿入する。桁衝突パネ K_G については、文献14)を参考にして算出した。

(2)タワーリンク(橋軸方向、図内②)

等価なパネでモデル化するのではなく、両端ピンのトラス部材としてモデル化する。幾何学的非線形性を考慮した動的解析であるため、同図(c)に示すような水平の相対変位と反力の関係が定義できる。本検討では、幾何学的非線形性のレベルとして、有限変形—微小ひずみ、有限回転¹⁵⁾¹⁶⁾まで取り入れた。この

トラス部材の断面に対して、実断面を定義し、塑性化を考慮した。

(3)エンドリンク(橋軸方向、図内③)

タワーリンクと同様にモデル化できる。

(4)塔部ウインドシュー(橋軸直角方向、図内④)

鋼板で構成されているので、鋼材でよく使用される同図(d)に示すようなひずみ硬化を考慮したバイリニアモデルとする。硬化則としては、移動硬化則を採用する。ウインドシューのペローズを片持ち梁と仮定して、ペローズ基部のひずみが降伏ひずみに達するときの水平荷重を降伏荷重とした。

(5)橋台ウインドシュー(橋軸直角方向、図内⑤)

塔部ウインドシューと同様である。

(6)橋台水平支承(橋軸方向、図内⑥)

橋台水平支承の構造は、エンドリンクのピン位置が長孔になっている鋼板であるウインドシューと同様に鋼材であるため、同図(d)のようなバイリニアモデルとする。鋼板のひずみが降伏ひずみに達するときの水平荷重を降伏荷重とした。なお、鋼板の長孔のガタは考慮しなかった。

(7)ステイクケーブル(センターステイ)(橋軸方向、図内⑦)

両端ピンのトラス部材要素でモデル化するが、この要素に同図(e)に示すような非線形特性¹⁷⁾を与えるものとする。この特

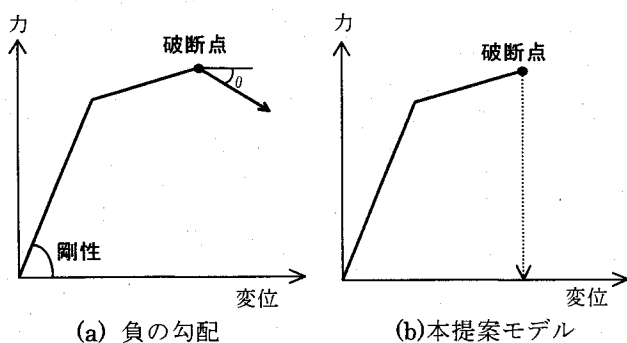


図-5 ステイクール等の破断のモデル化

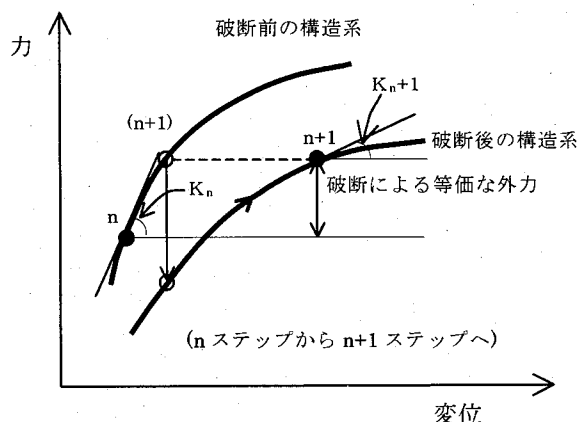


図-6 破断による構造系の変化(イメージ)

性は、引張側しか抵抗しない。また、動的解析において荷重が除荷した後に再載荷された場合には、除荷したラインを通るような特性となっている。なお、文献 17) のケーブルの破断実験結果の荷重-変位レベルの非線形性(破断荷重、終局変位、剛性 K_p) を考慮するため、前述のメインケーブルやハンガーロープと異なったモデル化を行った。

3. 地震応答解析の方法

3.1 解析の条件

材料非線形性および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行う。波形としては、道路橋示方書¹⁸⁾で規定されているⅠ種地盤の標準波形と長周期地震動として想定される南海地震の入力地震動を用いる。なお、本検討では標準波形にかける地域別補正係数 $C_z=0.7$ を考慮しないことにする。標準波形の作用方向については橋軸方向、橋軸直角方向とし、想定される南海地震については震源位置と関門橋の位置関係から入力地震動の作用方向を決定した。数値積分法としては、ニューマークの β 法を用い、計算時間間隔は $\Delta t=0.01$ とする。減衰は、適切な 2 つの振動数(橋軸方向は 2 次と 8 次、橋軸直角方向は 1 次と 16 次)から決定されるレーリー減衰とする。

対象橋梁の建設地点の地盤は、岩盤が海底面に露出しているほど非常によいため、地盤との相互作用は考えなかった。

なお、本研究で使用した解析ソフトウェアは、Y-FIBER3D をもとに幾何学的非線形性を強化し、後述する部材の破断機能を追加したものである。

3.2 各部位の破壊挙動の表現

部材の破壊、倒壊、破断のような現象に対しては、図-5(a)に示すように部材に発生する力と変位の非線形関係において、破壊点から負の勾配の剛性で定義するのが一般的である。しかし、ここでは、同図(b)に示すように、破断した部材を消去し、破壊点以降は履歴曲線を描かないようにした。計算上は、次のような処理を行っている。図-6を用いて説明する。

この図は、地震応答解析において、時間ステップ n から $n+1$ に移るときに破断した場合の力と変位の関係を示したものである。時間ステップ n のときは破断する前の状態(破断前の構造系)である。 $n+1$ ステップに移るときに破断し、部材が消去され新たな状態(破断後の構造系)に移行する。したがって、図内の時間ステップ ($n+1$) には移らず、破壊後の構造系の $n+1$ へ移ることになる。剛性としては、 K_n から K_{n+1} へ変化する。このとき、時間ステップ $n+1$ に移ったときに、そのステップで外力と内力の釣り合った状態を急に取ろうとするので、図内に示しているような衝撃的な内力(破断による等価な外力)が発生する。破断の実挙動としても、このような現象になると考えられる。

時間積分の計算上は、次のようになる。地震応答解析では、式(1)に示すような運動方程式を解いている。

$$[M]\ddot{u} + [C]\dot{u} + [K(t)]u = \{p(t)\} \quad (1)$$

ここに $[M]$ は質量マトリクス、 $[C]$ は減衰マトリクス、 $[K(t)]$ は剛性マトリクス、 $\{u\}$ 、 $\{\dot{u}\}$ 、 $\{\ddot{u}\}$ はそれぞれ変位ベクトル、速度ベクトル、加速度ベクトルである。また、 $\{p(t)\}$ は外力で、地震加速度を $\ddot{z}$ とすると $-[M]\ddot{z}$ のようになる。

ニューマークの β 法の公式を増分表現¹⁹⁾にすると次式のように表せる。

$$\{\Delta u\} = \{\dot{u}_n\}\Delta t + \frac{1}{2}\{\ddot{u}_n\}\Delta t^2 + \beta\{\Delta\ddot{u}\}\Delta t^2 \quad (2)$$

$$\{\Delta\dot{u}\} = \{\ddot{u}_n\}\Delta t + \frac{1}{2}\{\Delta\ddot{u}\}\Delta t \quad (3)$$

$$\{\Delta\ddot{u}\} = -[M]^{-1}[C]\{\Delta\dot{u}\} - [M]^{-1}[K(t)]\{\Delta u\} - \{\ddot{z}\}\Delta t \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \text{ここに、} \{\Delta u\} &= \{u_{n+1}\} - \{u_n\} \\ \{\Delta\dot{u}\} &= \{\dot{u}_{n+1}\} - \{\dot{u}_n\} \\ \{\Delta\ddot{u}\} &= \{\ddot{u}_{n+1}\} - \{\ddot{u}_n\}, \Delta\ddot{z} = \ddot{z}_{n+1} - \ddot{z}_n \end{aligned} \quad (5)$$

式(2)~(4)に用いて、時間ステップ n から $n+1$ を求めている。このステップのときに構造系の変化(剛性の変更)を行っている。具体的な解析ソフトウェアの処理としては、次の 2 つの手順で考えた。

(手順 1) 着目している部位が破断した時点で、応答解析を一時的にストップさせる。

(手順 2) 破断した部材を除き、応答解析を再スタートさせる。

そのとき、急に部材がなくなるので、破壊した後のステップにおいて、不釣り合いの状態を釣り合った状態にもっていくようにするため、多少小さい振動をしながら、次の安定した構造系(破断した部材がない構造系)に移っていく。イメージ的な図で、

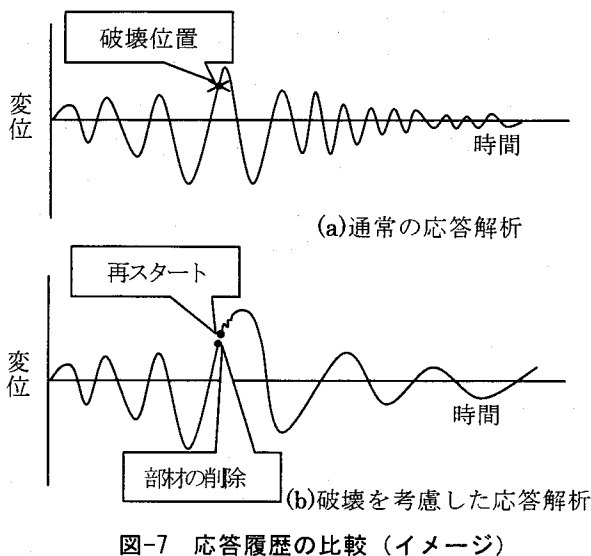


図-7 応答履歴の比較 (イメージ)

通常の応答解析と破断を考慮した応答解析の比較を示すと図-7のようになる。

3. 3 破断を考慮した解析の妥当性の検証

破断を考慮した前述の解析方法について、ここで検証を行うことにする。

(1) 検証の手順

簡単に理論解がわかるような簡易モデルを用いて、検証することにした。

検証モデルは図-8(a)に示すような1質点系モデルで水平のみ自由度をもつものとする。同じ剛性の2つの要素を、2重定義(節点を共有)する。要素の左端の節点を拘束し、右端の節点に質量を定義している。このモデルに対して、水平方向に同図(b)に示すような単純な動的な外力を作用させる。

解析ケースとしては、次の2つを考える。

(解析ケース1) 2重要要素で最後まで解析する。

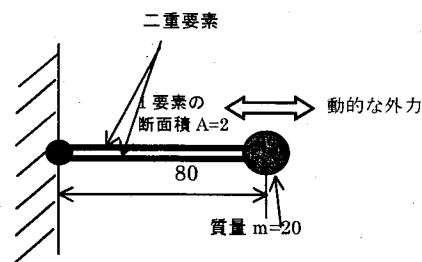
(解析ケース2) 解析途中で一つの要素を切断する。切断するタイミングは、解析開始後2秒とする。

(2) 検証の結果

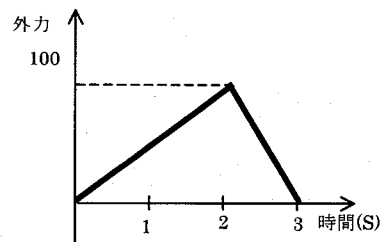
前述の解析ケースで、実際に解析した結果を図-9に示す。この図からわかるように、解析ケース2が1要素切断後、解析ケース1に比べて振幅が大きくなっているのがわかる。また、自由振動の状態での周期についても、解析ケース2の方が長くなっている。この固有周期 T は、式(6)から簡単に計算できる。

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (6)$$

この式に示すように、質量については解析ケース1と解析ケース2とも同じで、解析ケース2の剛性 k だけが解析ケース1の1/2となり、その分、解析ケース2の周期は長くなる(自由振動状態で解析ケース1の周期が0.89秒で、解析ケース2の周期が1.26秒となる)。以上の振幅と周期の変化により、破断の実現象が表現できているといえる。



(a)検証のための構造モデル



(b)動的な外力

図-8 検証モデルおよび荷重条件

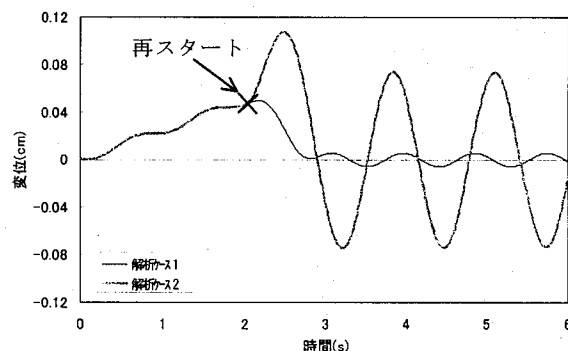


図-9 検証結果

4. 固有振動解析および解析ケースの決定

4. 1 対象橋梁の固有振動特性および計測との比較

事前解析として、固有振動解析を行い、建設時に行った振動計測実験の結果と比較検討することにより、解析モデルの妥当性を示すことにした。前述した解析モデルを用いて、固有振動解析した結果を表-1に示す。この表には、振動計測実験の計測値¹²⁾も合わせて示している。なお、橋軸直角方向については、計測されていない。

この表から、計測実験と解析結果の固有周期が概ね一致していることがわかり、実際の関門橋に対してよい精度でモデル化できているといえる。

各固有周期に対応する固有モードを示すと、図-10のようになる。モード1は補剛桁が橋軸直角方向に変形するモードであり、固有周期が約11秒と非常に大きい。モード2の橋軸方向も固有周期が6.3秒と大きく、側径間だけが変形する特徴的なモードの固有周期も4.6秒と依然大きな値である。このような長周期モードを有するのが長大吊橋の特徴である。

表-1 解析結果と計測結果

モード 次数	周期 T (sec)	振動数 f (Hz)	刺激係数			実験値 ²⁾ T (sec)
			橋軸方向	橋軸直角 方向	鉛直方向	
1	11.136	0.090	0	116	0	-
2	6.306	0.159	39	0	0	5.56
3	4.778	0.209	0	0	65	4.72
4	4.602	0.217	80	0	0	-
5	4.584	0.218	2	0	24	-
6	3.923	0.255	0	-1	0	-
7	3.468	0.288	0	0	-55	3.36
8	2.650	0.377	-59	0	0	-
9	2.568	0.389	0	0	0	-
10	2.530	0.395	8	0	0	-
11	2.523	0.396	0	12	0	2.58
12	2.500	0.400	0	0	0	-
13	2.437	0.410	0	1	0	-
14	2.321	0.431	0	25	0	-
15	2.246	0.445	-1	0	110	-
16	2.125	0.471	0	-48	0	-
17	1.858	0.538	0	0	0	-
18	1.857	0.539	111	0	0	-
19	1.847	0.542	1	0	38	-
20	1.724	0.580	-32	0	0	-
21	1.720	0.581	-33	0	0	-
22	1.719	0.582	0	22	0	-
23	1.695	0.590	0	-64	0	-
24	1.611	0.621	0	0	0	-
25	1.611	0.621	0	0	0	-

表-2 解析ケース一覧

解析 ケース名	方向	着目点および変更点	備 考
ケース 100	橋軸	破壊を考慮した橋軸方向の解析	本提案の解析 方法
ケース 101	橋軸	全ての部材あり (全ての部材が破壊しないと仮定)	ケース 100 と の比較用
ケース 102	橋軸	センターステイのみ破断 (関連要素削除)	ケース 100 と の比較用
ケース 103	橋軸	センターステイ、橋台水平支承が破断 (関連要素削除)	従来の解析方 法
ケース 200	直角	破壊を考慮した橋軸直角方向の解析	本提案の解析 方法

また、図-10 から、主塔だけに変形するモードは、モード 20
であり、固有周期が 1.7 秒と小さくなっているのがわかる。な
お、上部構造は左右対称であるのに、右側の主塔だけに変
形しているのは、基礎が左右で異なるためである。

このように、吊橋においては、補剛桁に比べ、主塔が比較的
短周期である。そのため、入力地震動、特に直下型地震によっ
ては被害を受け易いともいえる。

4. 2 解析ケースの決定

表-1 から、橋軸方向および橋軸直角方向とも固有周期が大き
いため、標準波形としてはレベル 2 地震動のタイプ I の波形を
用いることにした。

本検討で行う解析のケースを示すと、表-2 のようになる。ま
た、本提案の破断を考慮した解析との比較検討のために、ケー
ス 101~103 を追加した。

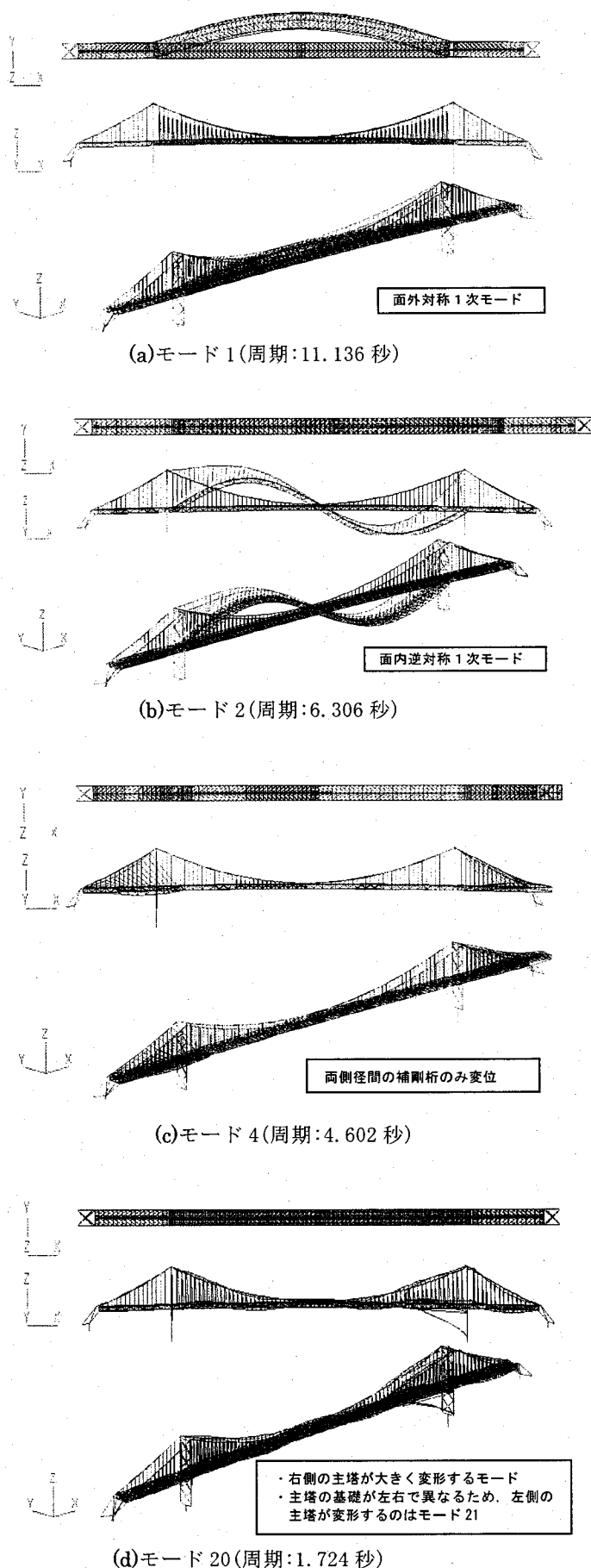


図-10 固有モード

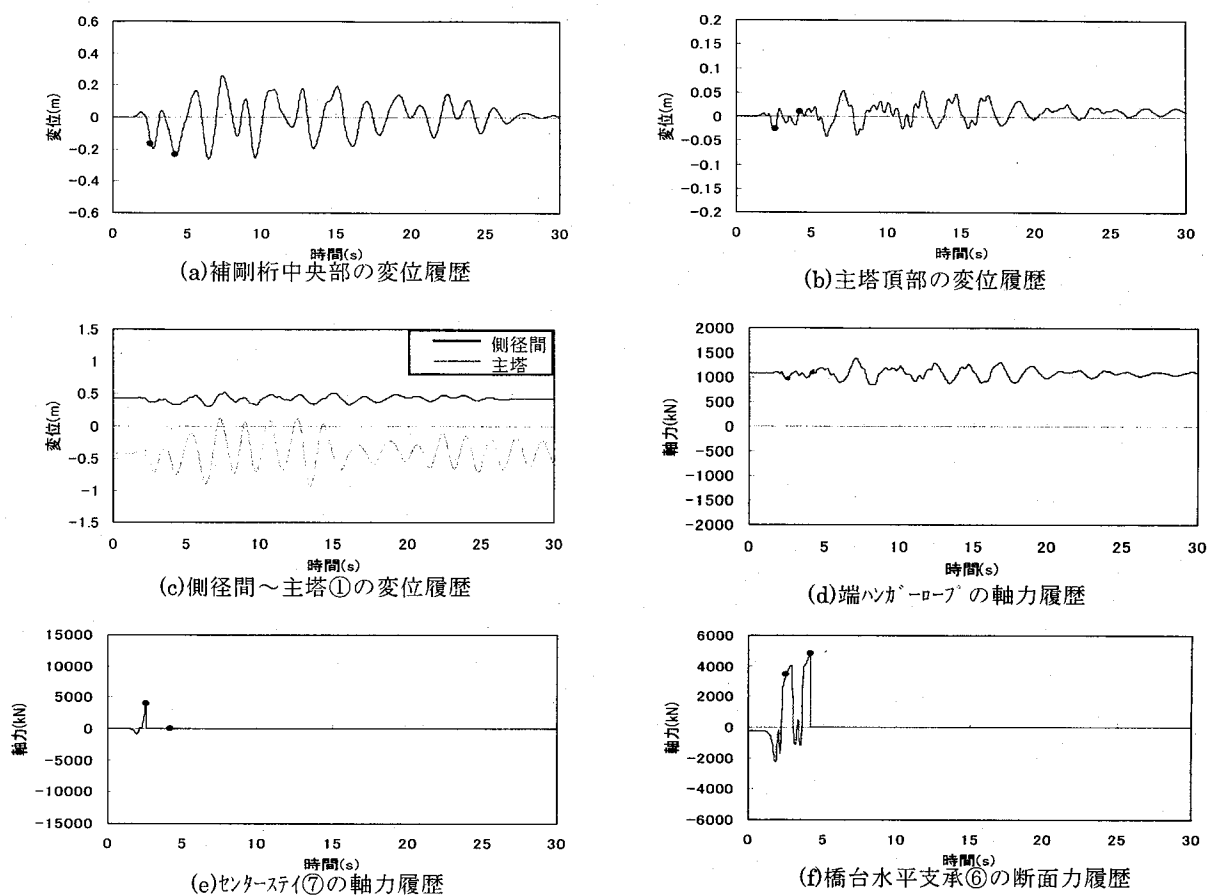


図-11 応答グラフ（橋軸方向）

5. 地震応答解析結果

5. 1 橋軸方向の解析

本解析（解析ケース 100）は、部材の破断を考慮した解析であり、耐震上重要な部位の非線形挙動が表現できている。解析結果の応答グラフを図-11 に示す。

(1) 橋梁全体の变形挙動

同図(a) (b) から、橋軸方向に補剛桁が最大で約 30cm、主塔頂部が 5cm 変形しているのがわかる。主塔頂部の変形がこのように小さい理由は後述する。

補剛桁と主塔の相対変位、すなわち桁が衝突するかどうかを調べるために、補剛桁（側径間側）と主塔のそれぞれの応答変位履歴を示したのが、同図(c)である。これは、80cm の遊間を考慮してグラフ化したものであり、それぞれの応答履歴の線が交わらなければ、衝突しないことを表す。同図(c)から、主塔の方がやや大きく変形しているが、衝突が起きていないことがわかる。

(2) 耐震上重要な部位の破断およびその影響

耐震上も重要な部位と考えられるセンターステイが早い時期（2.55 秒）で破断し、橋台水平支承も、センターステイに続き、塑性化し 4.17 秒後に破断した。同図内の最初の●印は、センターステイが、2つ目の●印は橋台水平支承が破断した位置を示している。同図(e)、(f) から、センターステイと橋台水平支承が破断した後は、軸力は発生していないことが確認できる。

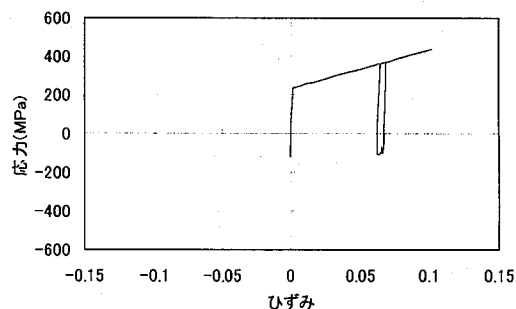


図-12 橋台水平支承⑥の応力-ひずみ履歴

また、橋台水平支承が破断した後に、主塔への補剛桁が衝突する可能性を有すると思われたが、前述したように同図(c)からはその衝突は起きなかった。他の橋台側との桁衝突も同様に衝突は起きていない。

ケーブルについては、メインケーブルが破断することは考えられないが、橋台水平支承が破断することにより橋台リンクが大きく回転して補剛桁が下方へ変位したときに、ケーブルの長さが短い橋台側端のハンガーロープが破断することも考えられる。しかし、同図(d)からわかるように、橋台水平支承の破断後もそれほど大きな軸力が発生せず、降伏軸力が 7252kN であることを考えれば破断の心配がないといえる。

同図(f)の橋台水平支承の断面力履歴を応力-ひずみレベルで示すと図-12 のようになる。ここでは、引張ひずみが 10%に達したときを橋台水平支承の破断と仮定した。この図から、引張り状態でひずみが 10%まで達しているのが確認できる。

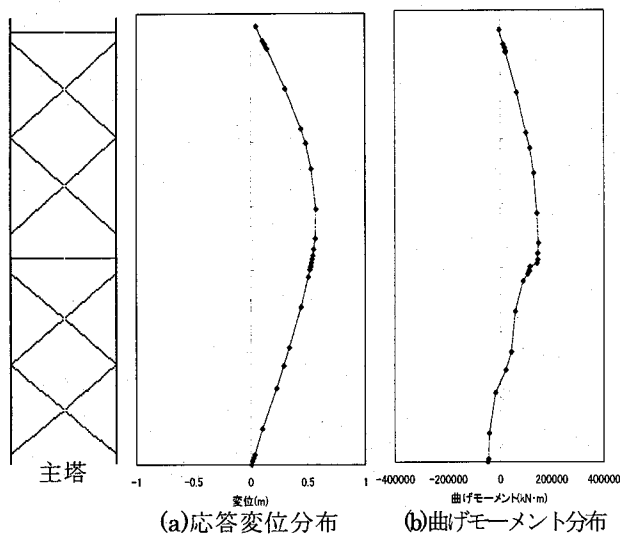


図-13 橋軸方向の主塔の応答特性

(3)主塔の挙動

主塔の橋軸方向の最大応答変位分布および最大曲げモーメント分布を示すと図-13のようになる。同図(a)から、最大応答変位は頂部ではなく主塔中央部であることがわかる。

最大曲げモーメントについても、主塔基部ではなく主塔中央部で発生していることがわかる。なお、短周期構造物に影響を与えやすいタイプⅡの標準波形では、主塔中央部も曲げモーメントが大きいが、主塔基部でもっとも大きくなっていたことが確認された。

この主塔の傾向は、両端支持梁において片方が完全拘束（基部側）で、もう片側がピン支持（頂部側）された状態で、梁全体に分布荷重が作用したときの変位分布と曲げモーメント分布に似ている。したがって、吊橋のように頂部がメインケーブルによって弾性拘束されている状態では、必ずしも最大変位が主塔中央部であり、損傷する位置は主塔基部ではないことに注意が必要である。

(4)その他の重要な部位の挙動

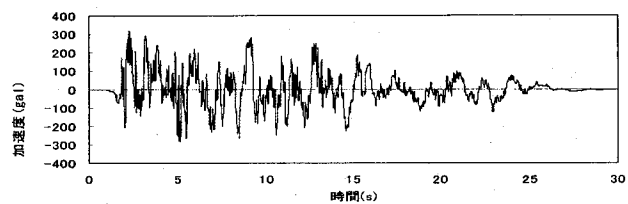
主部材のひとつである主塔基部は、降伏しなかった。また、補剛桁の移動を制限する主塔リンク（タワーリンク）および橋台リンク（エンドリンク）については、発生ひずみから判断して、破壊はしなかった。

その他、塑性化した部材として、補剛桁の鉛直材が挙げられる。この鉛直材については、ガセットより下では塑性化するがその塑性化の程度から判断して破断はしていないと判断した。

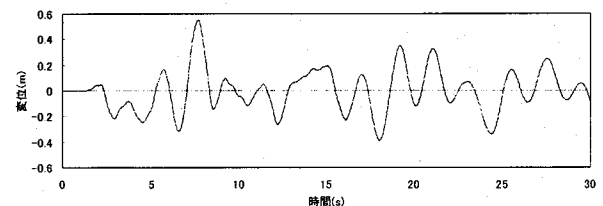
5. 2 部材破断を考慮した解析の比較検討

部材の破断を考慮した解析と通常行われている解析（破断を考慮しない解析）ケース101～103との比較検討を行う。

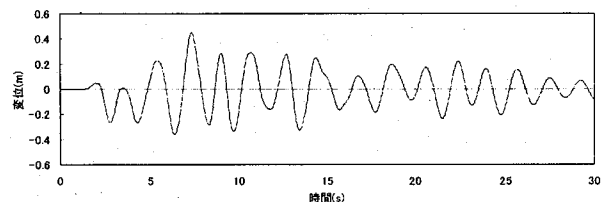
タイプⅠ標準波形（図-14(a)）に対して、橋軸方向の補剛桁中央部の各解析結果を示したのが、図-14(b)～(e)である。まず、本提案の解析ケース100と他の解析ケースを比較して、補剛桁中央部の応答変位が異なることがわかる。特に、ステイクアップと橋台水平支承を省略した解析ケース103と応答特性がまったく違うのがわかる。



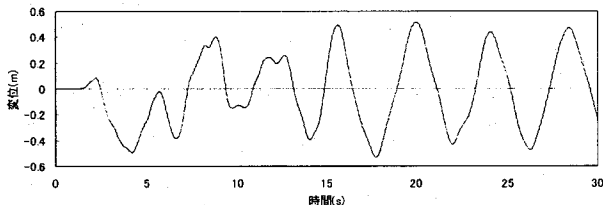
(a)タイプⅠ標準波形



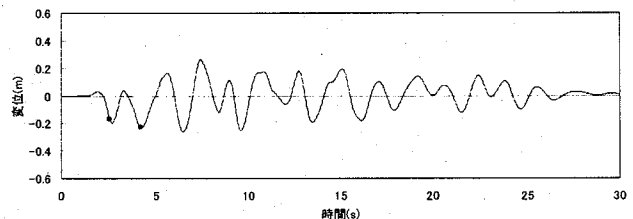
(b)部材の破断なし（解析ケース101）



(c)センターステイのみ破断（解析ケース102）



(d)センターステイと橋台水平支承が破断（解析ケース103）



(e)破断を考慮した解析結果（解析ケース100）

図-14 補剛桁中央部の変位履歴の比較

また、解析ケース103を解析ケース101、102と比較して、応答値が大きくなり周期特性も変わっていることもわかる。さらに、入力地震動がほとんどゼロになった25秒以降も大きく振動している。このことから、橋台水平支承が橋軸方向の耐震上重要な部位であるといえる。

同図(d)から、周期が約4.6秒で振動していることがわかる。この周期は、固有振動解析結果のモード4の側径間が大きく振動するモードである。実際に変形アニメーションを表示させ、側径間が大きく振動していることを確認している。解析ケース103では橋台水平支承がないため、このモードで側径間が大きく振動しやすくなり、これによって主塔と補剛桁も加振されたと考えられる。

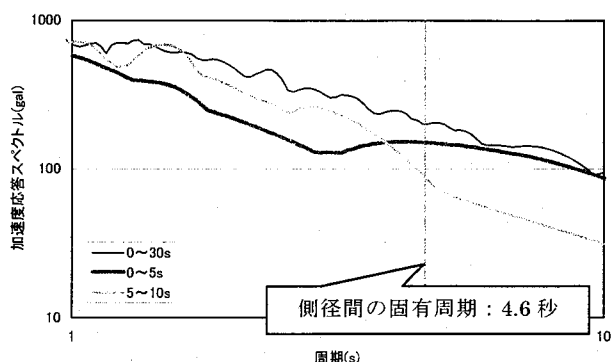


図-15 標準波形の加速度応答スペクトル

次に、前述したように本提案ケースにおいてステイケーブルと橋台支承が破断すると構造的には解析ケース 103 と同じになるが、破断後もまったく違った特性で補剛桁が振動している原因についてさらに考察する。入力地震動の標準波形を加速度応答スペクトル ($h=0.05$) に変換すると図-15 のようになる。標準波形の0~5秒と5~10秒だけを取り出して同様に加速度応答スペクトルに変換したものも示している。この図から、側径間の振動する周期4.6秒では、0~5秒の加速度応答スペクトルが大きくなっているのがわかる。すなわち、最初の5秒で側径間が大きく振動するようになったと想像できる。これに対して、本提案の解析では、約5秒までは構造的には解析ケース 103 と異なっており、共振しなかったといえる。橋台水平支承の破断(4.17秒)以降は、解析ケース 103 と構造的には同じになるが、図-15において5~10秒の加速度応答スペクトルが4.6秒近辺で小さいことから、本提案の解析では大きく振動しなかったといえる。

5. 3 橋軸直角方向の解析

前述の解析 100 と同様な解析方法で、同じ入力地震動を直角方向に作用した場合の解析である。

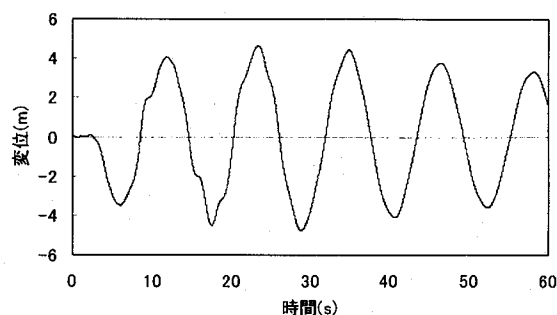
(1) 橋梁全体の变形挙動

解析結果の応答グラフを図-16 に示す。同図(a), (b)から、補剛桁および主塔桁の橋軸直角方向の応答変位が橋軸方向と比べて大きくなっていることがわかる。特に、同図(a)の補剛桁の中央部は、最大で約5mも変形している。この補剛桁の振動の周期は、図-10の固有モード1の周期11.1秒である。入力地震(図-14(a))は、約30秒以降ゼロであるのに、補剛桁は振動が継続し、減衰も非常に小さい。

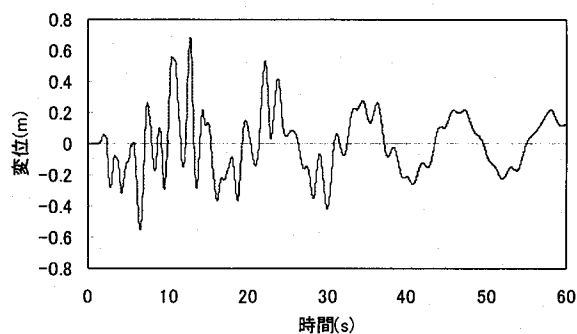
(2) 主部材の塑性化

主塔については、基部の最下端のフランジで降伏する結果となった(図-14(c))。その降伏の程度はわずか(さらに、降伏の場所も3箱断面のフランジの一部)であり、また文献1)で提案されている許容値以下(有効破壊長領域の平均ひずみが $2\epsilon_y$ 以下)であるため、耐震上問題ないと考えている。本解析において最大軸力比 N/N_y が0.58と大きいことから、別途FEMシェル要素を用いたPushover解析を実施したが、耐震上問題ないことも確認された。

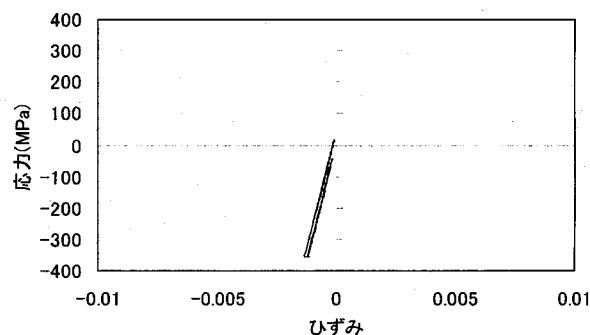
また、補剛桁中央部の一部の上下弦材も、多少降伏する結果となった。これについては、塑性化の程度は比較的小さいこと、



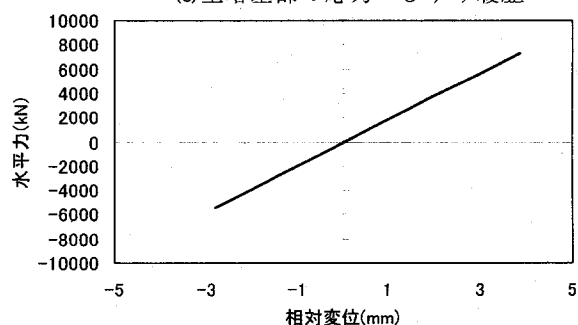
(a) 補剛桁中央部の変位履歴



(b) 主塔頂部の変位履歴



(c) 主塔基部の応力-ひずみ履歴



(d) 主塔ウインドシュー④の相対変位-水平力関係(側径間側)

図-16 応答グラフ(橋軸直角方向)

塑性化している箇所が数多くある部材の中の一部であること、および圧縮力がほとんどかからない部材であることから、耐震上大きな問題とはならないと考えている。

(3) 耐震上重要な部位の挙動

橋軸直角方向において重要なウインドシューについては、降伏はしなかった(図-14(d))。橋軸方向に対して変位制限の効果があるエンドリンクおよびタワーリンクについては、橋軸直角方向に対してはその効果は期待できない。これらのリンクは、ウインドシューが健全であったため、塑性化しなかった。

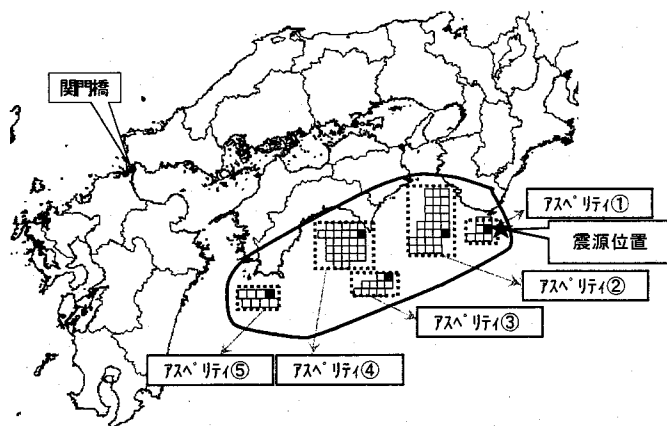


図-17 想定南海地震の断層およびアスペリティ

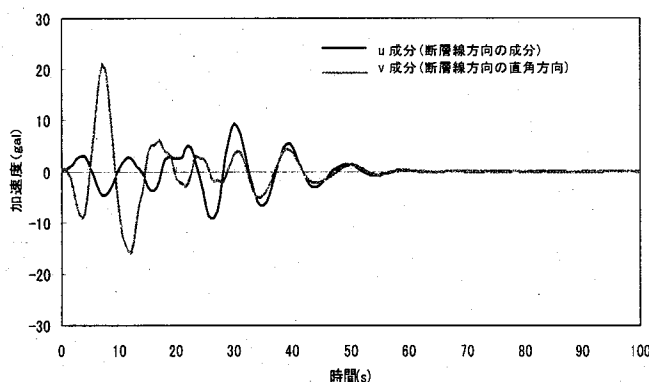


図-18 関門橋における想定南海地震の入力地震動

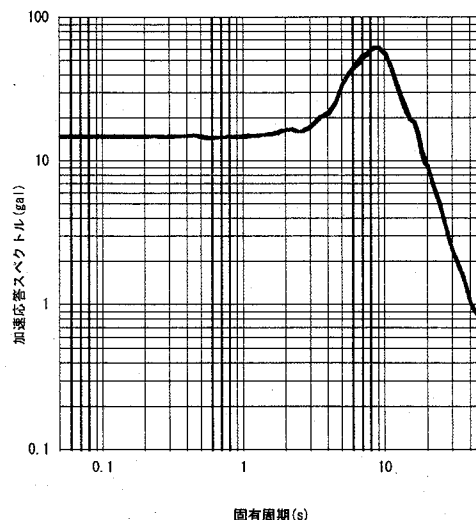
6. 長周期地震動による応答特性

6. 1 南海地震波形の作成

想定した南海地震の断層パラメータおよびアスペリティについては、中央防災会議「東南海、南海地震等に関する専門調査会」（座長：土岐憲三教授）のホームページで示されたもの（図-17）をそのまま採用した。断層モデルを用いた地震動推定手法として、ここでは理論的評価法を採用した。具体的な地震動の作成は、文献20）にしたがって行い、関門橋の位置での入力地震動を決定した。

この入力地震動の加速度の時刻歴グラフを示すと図-18 のようになる。理論的評価法においては、3方向の成分の入力地震動が算出できるが、本検討では水平2成分を扱うことにする。図内に、南海地震の断層線方向の成分（u 成分）と、その断層線方向の直角方向（v 成分）を示している。この図からわかるように、最大加速度は v 成分の方が大きい。それでも 20gal をわずかに超える程度であり、入力地震動の加速度の大きさとしては非常に小さいといえる。

v 成分の入力地震動を加速度応答スペクトル（ $h=0.05$ ）に変換すると図-19 のようになる。このグラフから、全体的に加速度応答スペクトルは小さいが、10 秒付近でその値が大きくなる傾向を示しているのがわかる。この傾向は、前述の解析で用いた標準波形とまったく異なったものであり、この波形は長周期成分を含んだ長周期地震動といえる。



想定南海地震（v 成分）の加速度応答スペクトル

図-19 想定南海地震の応答スペクトル

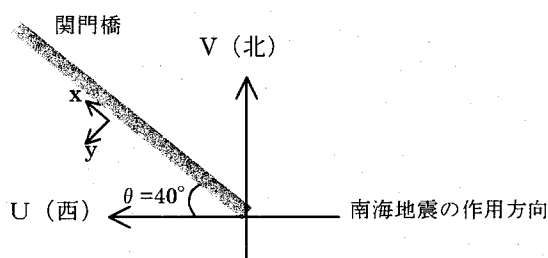
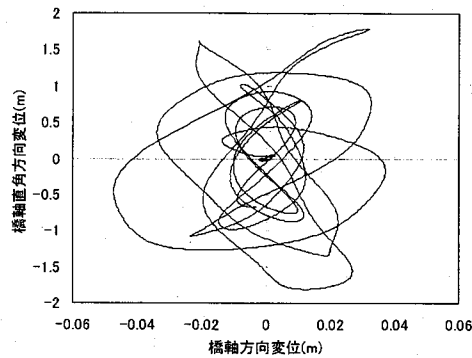


図-20 南海地震の作用方向と関門橋の関係

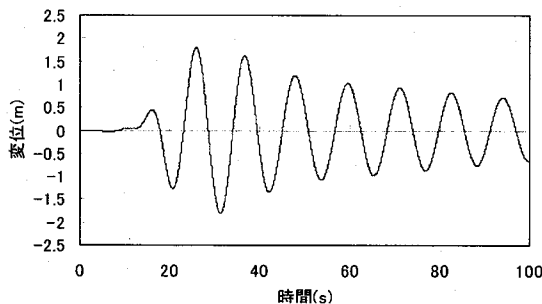
また、同図内の短周期側では、加速度応答スペクトルがかなり小さくなっている。このように応答加速度が小さいのは、南海地震の震源から対象橋梁の関門橋まで 200～300km も離れているからである。しかし、入力地震動の加速度および応答加速度が小さくても長周期地震動であることから、長大橋である関門橋に対して、どのような影響を与えるかは確認をする必要がある。

6. 2 入力地震動の作用方向

図-17 に示すように、断層破壊の開始位置（震源位置）およびアスペリティの配置から、南海地震の断層線方向をここでは西の方向とした。図-20 の全体座標系（U-V 座標系）においては、U の負の方向である。これに対して、関門橋は同図に示すように U の方向から 40 度傾いている。したがって、関門橋の位置で作成した 2 方向の地震動（U と V 成分）を、この傾きを考慮して作用させることにした（2 方向加震）。また、比較検討のために、加速度の大きい V 成分の波形を関門橋の橋軸直角方向に作用させる解析ケース（1 方向加震）も追加することにした。



(a) 2方向変位



(b) 直角方向の変位履歴

図-21 補剛桁中央部の応答グラフ

6. 3 解析結果

(1) 想定される南海地震の応答特性

前述した想定南海地震の作用方向を考慮して、関門橋に対して2方向加震で地震応答解析を実施した。その結果を図-21に示す。同図(a)は、補剛桁中央部の応答変位を橋軸方向および橋軸直角方向の2方向で表したものである。この図から、補剛桁の平面上の動きが1方向だけでなく、多少橋軸方向にも動き、楕円に近い形の軌跡を示しているのが確認できる。実際にもこのような動きになると考えられる。

また、同図から補剛桁が橋軸直角方向に最大で2m弱変形しているのがわかる。入力地震動の加速度応答スペクトルが20gal程度であったことを考えると、非常に大きな応答値である。これは、補剛桁が変形する固有モード1の周期が11秒(図-10(a)参照)と、図-19の加速度応答スペクトルが最大を示している周期(約10秒近辺)に非常に近いためである。

次に、グラフの横軸を時刻にして補剛桁中央部の変位履歴を示すと同図(b)のようになる。この図から、2mの最大変位を示してから、徐々に減衰しているのがわかる。ただし、ここで与えた入力地震動の加速度データが約60秒以降ゼロになっていることを考えると、その減衰は小さい。

主塔については、応答変位も小さく、まったく降伏しなかった。その他の部位も、応答値が非常に小さく、弾性範囲であった。すなわち、補剛桁だけが変形する固有モード1に近い状態で振動しているといえる。

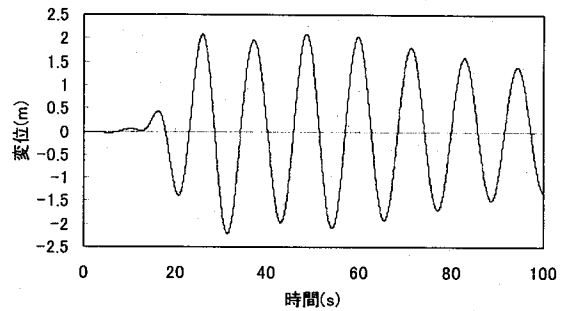


図-22 補剛桁中央部の応答グラフ(直角方向作用)

(2) 1方向加震との比較

比較検討のために、u成分より大きいv成分の波形だけを、橋軸直角方向に加震した解析も実施した。その結果が図-22である。この1方向加震の図と図-21(b)の2方向加震を比較すると、1方向加震の最大応答変位が多少大きくなっていること、最大値を示した30秒以降なかなか減衰しないことがわかる。2方向加震で最大値が多少小さくなるのは、補剛桁に対して影響するv成分の波形が斜め方向からの加震により対象橋梁に作用する加速度が小さくなるからである。1方向加震に比べて2方向加震で減衰が大きくなったのは、他の振動モードが混在し固有モード1だけの振動をしないこと、橋軸方向で減衰効果のあるタワーリンクが影響していること等が原因していると考えられる。

7. まとめ

長大吊橋である関門橋に対して、地震応答解析を実施し、対象橋梁の大地震時の非線形挙動を評価した。また、想定される南海地震の入力地震波を用いても同様な検討を行った。得られた結論は下記のとおりである。

- (1) 大地震時(レベル2地震動)に対して、長大吊橋の正確なモデル化の方法を提示した。すなわち、ファイバーモデルによる主塔のモデル化、部材レベルの非線形性を用いないケーブルのモデル化、および主部材ではないが耐震上重要な部位のモデル化等について示した。
- (2) 材料非線形性および幾何学的非線形を考慮した動的複合非線形解析に、耐震上重要な部材の破断を考慮するような解析法を提案した。
- (3) 上記のモデル化および解析法を用いて、橋軸方向にレベル2タイプIIの標準波形を作用させると、補剛桁が橋軸方向に変位するが主塔または橋台と桁衝突は起きないこと、主塔については頂部の変位が小さいが主塔中央部で変位と曲げモーメントが共に大きいこと、およびセンターステイ、橋台水平支承がこの順番で破断することがわかった。
- (4) 部材の破断を考慮した解析と、最初から破断する部材を省略した解析では、大きく挙動が異なることがわかり、本提案のような解析法が必要であるといえる。

- (5) 上記のモデル化および解析法を用いて、橋軸直角方向にレベル2タイプIIの標準波形を作用させると、補剛桁中央部が橋軸直角方向に大きく変位し補剛トラスの一部が塑性化すること、主塔基部がわずかに降伏すること、およびウインドシューが降伏しないことがわかった。
- (6) 想定される南海地震の長周期地震動を用いて、同様に評価したところ、入力地震動の加速度値が小さいにもかかわらず、補剛桁中央部だけが大きく変形することがわかった。ただし、塑性化する部材はなかった。

今後、本研究で得られた知見をもとに、対象橋梁の耐震補強や耐震性向上策について、詳細に検討を進めていく予定である。

なお、前述した標準波形での解析結果には、主部材が多少塑性化するケースもあったが、それは地域別補正係数(福岡 $C_z=0.7$)がかかっている場合のものである。本研究では、この係数をかけた解析も行っているが、地域性を考慮した耐震性評価としては、関門橋の位置で想定される地震動を新たに作成し、その波形により解析を行うことにしている。実際に本論文で示した南海地震以外にも、レベル2地震動の直下型地震動に対応する小倉東断層地震の入力地震動も作成して評価を行った。本研究で作成してきたいくつかの想定入力地震動に対しては、耐震上問題ないことは確認できている。

謝辞：本検討については、(財)高速道路技術センター「平成16年度 コスト削減を考慮した橋梁の耐震設計に関する検討」委員会(委員長：土岐憲三立命館大学教授)の委員をはじめとする各位に貴重なご意見を頂いた。ここに深く感謝いたします。

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) 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 vol.49A，pp.521-530，2003.3.
- 4) 大塚久哲，崔準祐，山平喜一郎：長大吊橋の地震応答特性に関する研究，土木学会地震工学論文集，2003.
- 5) 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，pp.791-799，2005.3.
- 6) 呉慶雄，犬束洋志，高橋和雄，中村聖三：吊橋(平戸大橋)の非線形地震応答特性に関する研究，構造工学論文集 vol.51A，pp.721-729，2005.3.
- 7) 河藤千尋，運上茂樹：長大吊橋主塔の地震時限界状態に関する解析的研究，構造工学論文集 vol.49A，pp.581-590，2003.3.
- 8) 金治英貞，鈴木直人，香川敬生，渡邊英一：長大トラス橋の耐震性能向上化における設計入力地震動と損傷制御構造，土木学会論文集 No.787/I-71，pp.1-19，2005.4.
- 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の基本方針と入力地震動，土木学会論文集 No.794/I-71，pp.1-19，2005.7.
- 10) 忽那幸浩，大保直人，野澤貴，山野辺慎一，坂田康行：第二東名矢作川橋における設計用基準地震動の評価，土木学会第59回年次学術講演会，pp.333-334，2004.9.
- 11) 遠藤史，山田菊雄，宮本健次，山野辺慎一：ファイバーモデルを用いた非線形動的応答解析(第二東名高速道路・矢作川橋)，土木学会第59回年次学術講演会，pp.321-322，2004.9.
- 12) 日本道路公団：関門橋工事報告書，1977.3.
- 13) 中西宏，波田凱夫：曲線要素を用いた有限要素法によるケーブル構造の大変形解析，土木学会論文報告集，No.318，pp.41-50，1982.2.
- 14) 川島一彦，植原健治，庄治学，星恵津子：桁衝突および落橋防止装置の効果に関する模型振動実験および解析，土木学会論文集，No.703/I-59，pp.221-236，2002.
- 15) Dvorkin,E.N.,Onate,E.&Oliver,J.,On a non-linear formulation for curved Timoshenko beam elements considering large displacement/rotation increments, *Int.J.for Num.Meth.in Engng*,26,pp.1597-1613,1988.
- 16) 土木学会：鋼構造物設計指針，土木学会鋼構造委員会，鋼構造物設計指針小委員会(委員長：西野文雄)，1997.
- 17) 木納利和，森下宣明，前野裕文，野中哲也，折野明宏：ゴム支承およびPCケーブルの非線形特性を考慮した連続高架橋の動的解析，第4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.69-74,2002.1.
- 18) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2002.3.
- 19) 柴田明徳：最新耐震構造解析，森北出版，1981.
- 20) 原田隆典，大角恒雄，奥倉英世：3次元直交座標系における波動場の解析解とその地震動波形作成への応用，土木学会論文集，No.612/I-46,pp.99-108，1999.1.

(2005年9月10日受付)