

大規模地震動に対する鋼斜張橋全体系の非線形動的解析

吉澤 努¹・川神 雅秀²

¹正会員 工修 大日本コンサルタント 技術本部耐震研究室 (〒550 大阪市西区北堀江一丁目22番19号)

²正会員 工博 大日本コンサルタント 技術本部耐震研究室 (〒550 大阪市西区北堀江一丁目22番19号)

1. はじめに

斜張橋の地震応答は、複数の固有振動モードに支配されるため、動的解析によって耐震設計を行う必要がある¹⁾。さらに、大規模地震動に対する応答解析では、部材の塑性応答まで考慮する必要がある、解析事例の蓄積と、モデル化手法や解析結果の評価手法の確立が必要である。

本文では、2径間連続鋼斜張橋を対象とし、材料非線形および幾何学的非線形を考慮した動的解析結果を紹介する。解析モデルは全体系に対する3次元弾塑性骨組とし、入力地震動はタイプⅠおよびタイプⅡの大規模地震動の標準波を用いた。

2. 線形解析

(1) 解析モデル

解析対象橋梁は図-1に示す2径間連続鋼斜張橋である。支間長は190m+190m。ケーブルは一面吊りであり、塔基部と主げたは剛結構造である。上部構造の支持条件は、橋軸方向には塔基部において固定、端橋脚で可動である。橋軸直角方向には、全支点で変位が拘束されている。橋脚は充実断面のRC橋脚、基礎はケーソン基礎、地盤種別はⅢ種地盤である。

解析モデルは立体骨組モデルとし、橋軸方向、橋軸直角方向、両加振方向について同一のモデルを用いた。上部構造は線形の梁部材。RC橋脚は地震動の規模が大きいことから、降伏剛性を用いた。基礎は並進一回転(S-R)バネにモデル化した。質量は集中質量として各節点に配置した。上部構造の部材では、主げたの橋軸回りの回転慣性も考慮した。また、粘性減衰は、上部構造に対して2%、RC橋脚に対して5%、基礎に対して20%の減衰定数とした。

入力地震動は、文献²⁾に示された時刻歴応答解析に用いる標準波から、タイプⅠ地震動には加速度波形Ⅲ-I-1、タイプⅡ地震動には加速度波形Ⅲ-II-1を用いた。入力地震動の波形および加速度応答スペクトルを図-2に示す。

地震応答解析の解析手法はNewmarkのβ法による直接積分法とし、 $\beta=0.25$ を用いた。解析プログラムは(株)構造計画研究所のResp-3T/Bを使用した。

(2) 固有振動性状

主要な固有振動モードを図-3に示す。橋軸方向では5次モードが有効質量の78.5%を、橋軸直角方向では、6次モードが有効質量の69.5%を占め、各々支配的な振動モードとなっている。1次モードは有効質量は0.8%と小さいが、主げたの鉛直たわみに対して支配的なモードであ

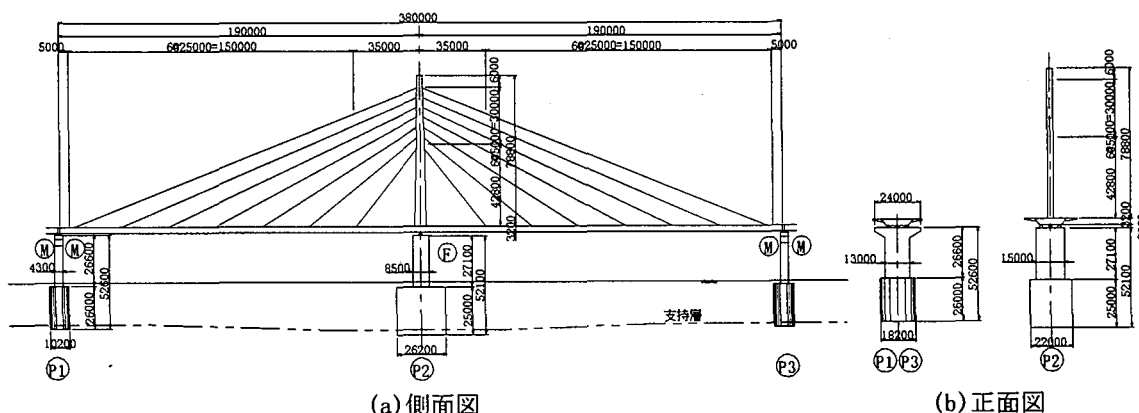
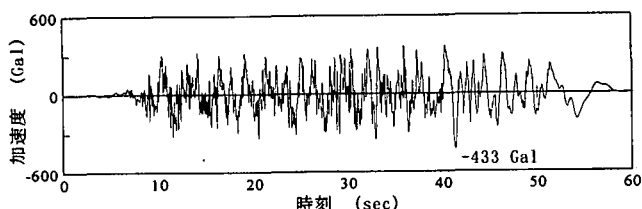
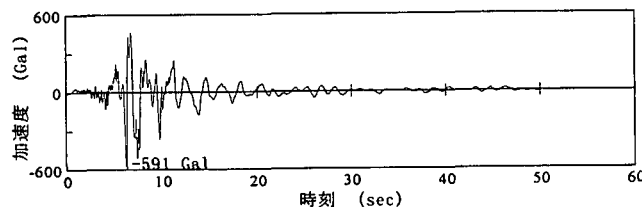


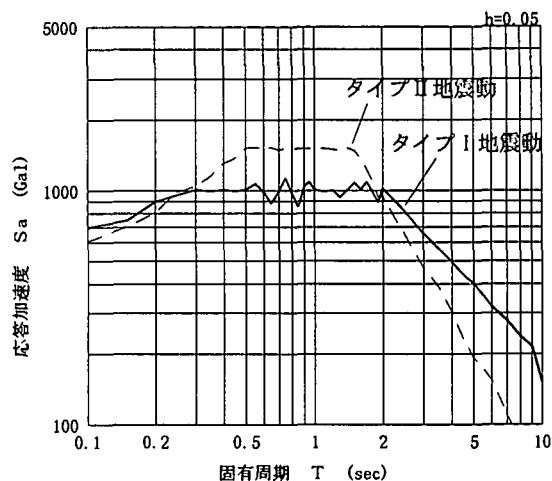
図-1 解析対象橋梁の一般形状



(a)入力地震動 (タイプ I, I-III-1)



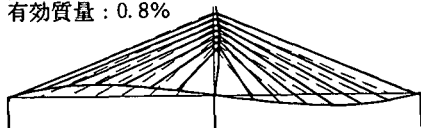
(b)入力地震動 (タイプ II, II-III-1)



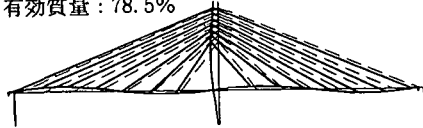
(c)加速度応答スペクトル

図-2 入力地震動

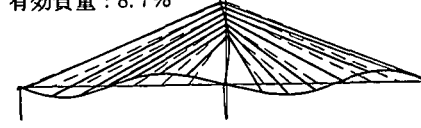
1次モード
固有周期: 2.86秒
有効質量: 0.8%



5次モード
固有周期: 1.09秒
有効質量: 78.5%

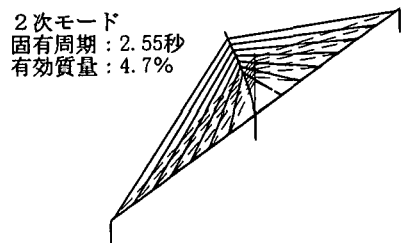


7次モード
固有周期: 0.93秒
有効質量: 8.7%

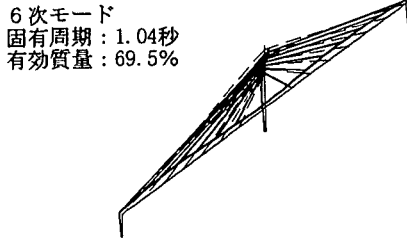


(a)橋軸方向の主要な振動モード

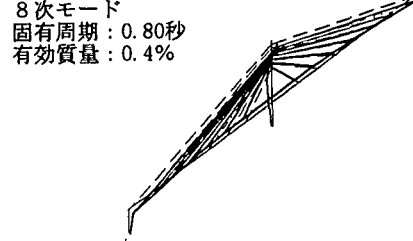
2次モード
固有周期: 2.55秒
有効質量: 4.7%



6次モード
固有周期: 1.04秒
有効質量: 69.5%



8次モード
固有周期: 0.80秒
有効質量: 0.4%



(b)橋軸直角方向の主要な振動モード

図-3 固有振動モード

る。2次モードの有効質量は4.7%であり、塔の橋軸直角方向たわみに対して支配的なモードである。なお、本橋では、橋軸方向、橋軸直角方向の両方向で振動モードが明確に分離している。

(3) 時刻歴応答解析結果

橋軸方向の時刻歴応答解析結果より、主げたおよび塔、P2橋脚の曲げモーメント分布を図-4に示す。

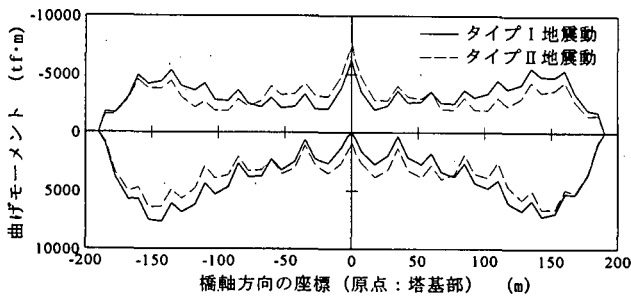
タイプ I 地震動とタイプ II 地震動では、主げたおよび塔では曲げモーメントの分布形状に違いが見られる。これは、タイプ I 地震動では長周期成分の強度が強いため、1次モードの固有周期2.86秒に対応する加速度応答スペクトルが卓越し、逆にタイプ II 地震動では5次モードの固有周期1.09秒に対する加速度応答スペクトルが卓越するため、断面力に支配的な振動モードが各々異なっていることによると考えられる。

橋軸直角方向の解析結果より、塔の変位分布および曲

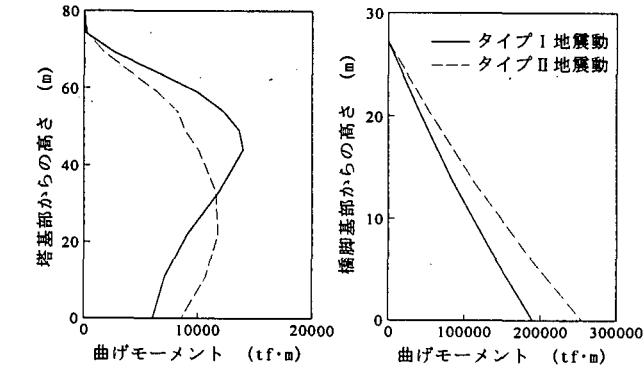
げモーメント分布を図-5に示す。塔の応答値では、入力地震動に対して分布形状に大きい違いは見られないが、変位、曲げモーメントともにタイプ I 地震動の解析結果が卓越している。これは、塔の応答に対して2次モードが支配的であり、3次以降のモードの影響が比較的小さいこと、および、2次モードの固有周期2.55秒ではタイプ I 地震動の加速度応答スペクトルが卓越していることに起因していると考えられる。

3. 材料非線形を考慮した解析

線形解析の結果、橋軸方向解析では、タイプ II 地震動に対してP2橋脚基部、橋軸直角方向解析ではタイプ I 地震動に対して塔基部で、部材の発生曲げモーメントが降伏曲げモーメントを上回った。そこで、塔基部およびP2橋脚基部に非線形部材をモデル化し、弾塑性解析を行った。

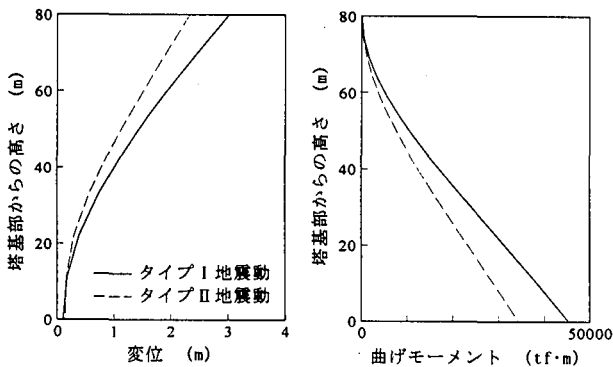


(a) 主げたの曲げモーメント分布



(b) 塔の曲げモーメント分布 (c) P2橋脚の曲げモーメント分布

図-4 橋軸方向解析結果



(a) 塔の変位 (b) 塔の曲げモーメント分布

図-5 橋軸直角方向解析結果

(1) 橋軸方向の解析

P2橋脚は主鉄筋としてD35を3段配置しており、道路橋示方書V耐震設計編第9章¹⁾に従って算出した、橋脚天端の水平荷重—水平変位 (P— δ) 関係は図-6の通りである。解析モデルでは、橋脚基部に塑性回転バネを、塑性ヒンジ長 L_p の中間に配置した。履歴ループは剛性低下型の武田モデルを用いた。また、塑性回転バネの減衰定数は2%とした。ここで、塑性ヒンジ長は以下の式で得られる。

$$L_p = 0.2h - 0.1D = 4.57 < 0.5D = 4.25 \text{ より, } L_p = 4.25 \text{ m} \quad (1)$$

ここで、 h : 水平荷重作用位置の高さ、 D : 断面高さ。

解析結果より、P2橋脚天端におけるP— δ 履歴は図-7のようになった。ここで、水平荷重 P は、橋脚基部の曲げモーメントを塑性ヒンジから橋脚天端までの高さで除したもので、水平変位 δ は橋脚天端の応答変位から基礎の

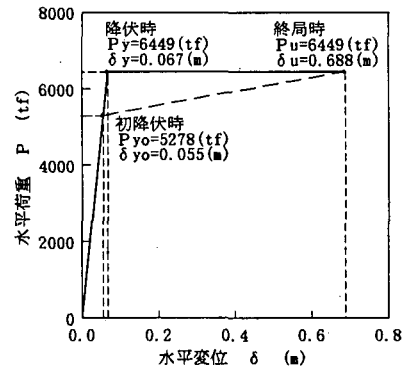


図-6 P2橋脚のP— δ 関係

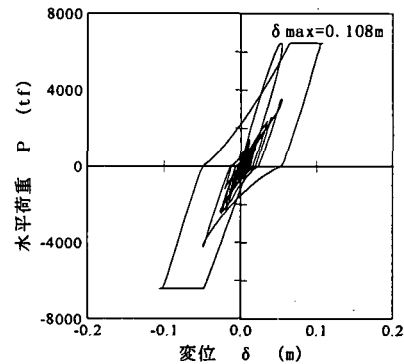


図-7 P2橋脚のP— δ 履歴

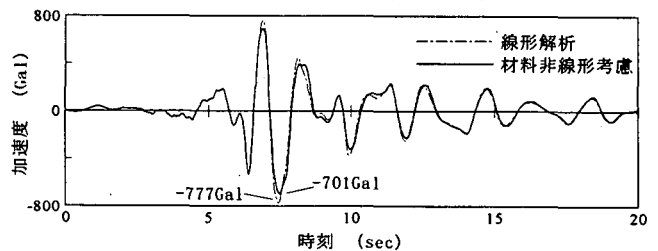


図-8 主げたの加速度応答波形 (塔基部)

回転および並進の影響を控除したものである。

応答変位の最大値は $\delta_{\max}=0.108\text{m}$ であり、降伏変位 $\delta_y=0.067\text{m}$ であるから、動的解析の応答塑性率は $\mu=1.61$ と算出される。この値はP2橋脚の許容塑性率 $\mu_s=7.18$ を下回っており、P2橋脚は十分な耐力を有していると判断される。

主げた塔基部位置の加振方向の加速度応答波形を図-8に示す。材料非線形を考慮した解析では、最大応答加速度に11%程度の低減が見られるが、波形には大きい違いは見られない。これは、斜張橋のようなフレキシブルな構造物では、各部材の弾性変形によって蓄積されるエネルギーが大きく、RC橋脚基部の塑性ヒンジが吸収できるエネルギーの割合が、けた橋等と比較して小さいことを示唆している。このため、斜張橋では、Newmarkのエネルギー一定則によって橋の地震応答の低減を期待することは、妥当ではないと考えられる。

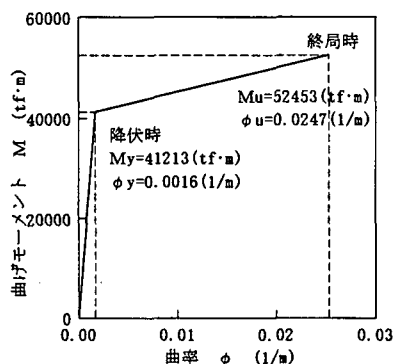


図-9 塔基部のM- ϕ 関係

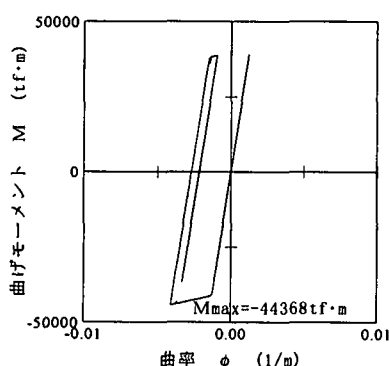


図-10 塔基部のM- ϕ 履歴

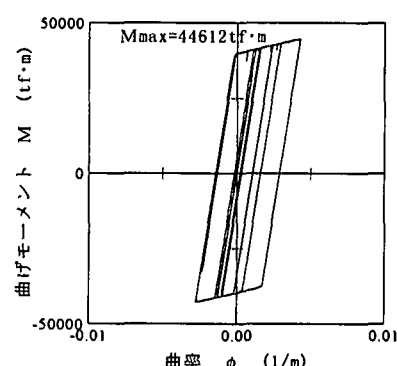


図-11 塔基部のM- ϕ 履歴
(幾何学的非線形性考慮)

(2) 橋軸直角方向の解析

塔基部に設定した弾塑性部材の曲げモーメント-曲率 (M- ϕ) 関係は図-9の通りである。履歴ループは正規バイリニアとした。また、塔の弾塑性部材の減衰定数は1%とした。

解析結果より、塔基部のM- ϕ 履歴を図-10に示す。塔基部の発生最大曲げモーメントは $M_{max}=44368 \text{ tf} \cdot \text{m}$ であり、降伏曲げモーメントを上回るためにヒステリシスを描いている。しかし、終局曲げモーメント $M_u=52453 \text{ tf} \cdot \text{m}$ に比対しては余裕が見られ、十分な耐力を有していると判断される。なお、塔頂部の最大応答変位は3.02mから3.77mと約25%増加した。

4. 幾何学的非線形を考慮した解析

橋軸直角方向の弾塑性解析では、塔頂の最大応答変位が3.77mで塔の高さ80mの約4.7%に達している。そこで、変形による塔の付加曲げの影響を検討するため、幾何学的非線形性を考慮した弾塑性解析を行った。

解析結果より、塔基部のM- ϕ 履歴を図-11に示す。塔の発生曲げモーメントは、幾何学的非線形を考慮することで $44368 \text{ tf} \cdot \text{m}$ から $44612 \text{ tf} \cdot \text{m}$ とわずかに増加した。しかし、終局曲げモーメントと比較すると余裕があり、付加曲げを考慮しても部材の耐力は余裕があることが確認された。

一方、図-12は塔頂部の応答変位波形であるが、幾何学的非線形性を考慮することで、塔の最大応答変位は3.77mから4.15mと、約10%増加しており、線形解析の塔の最大応答変位3.02mに比較すると約37%増加している。

以上より、塔の橋軸直角方向の地震応答には、幾何学的非線形性の影響が小さくないことが分かる。

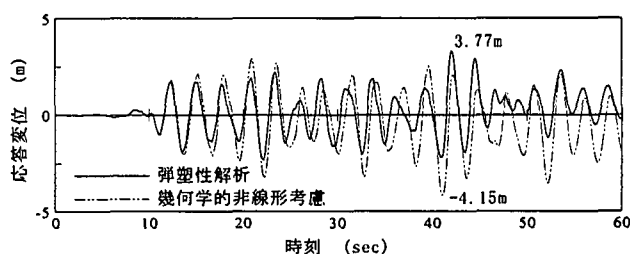


図-12 橋軸直角方向の塔頂変位波形

5. まとめ

本橋の固有振動性状は、固有周期1秒程度に有効質量の大きい主要な振動モードが存在する。一方、上部構造の主げたたわみや塔の変形には、より長周期の振動モードの影響が大きく、このため、主げたや塔の動的応答特性には、入力地震動の長周期成分の強度の違いによる影響が顕著に現れた。

橋脚および塔の材料非線形を考慮した解析を行った結果、部材の非線形応答が確認された。各部材の弾塑性応答は、終局状態との比較により耐震安全性が確認された。なお、橋脚部材の材料非線形を考慮しても上部構造の応答加速度の低減はわずかであり、大規模地震動に対して、部材の塑性変形による地震応答の低減があまり期待できないことが示唆された。

橋軸直角方向の解析では、塔頂の変形が大きく、幾何学的非線形の影響が無視できないことが分かった。材料非線形および幾何学的非線形を考慮すると、塔頂変位は3.02mから4.15mと約37%増加した。

ここで報告した内容は、(財)土木研究センターに設置された耐震設計ソフトウェアに関する研究委員会(座長:川島一彦東京工業大学教授)で検討されたものの一部である。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編，1996。
- 2) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997。