

鋼製橋脚の弾塑性地震応答特性

片山ストラテック 正員 宇井 崇 大阪大学工学部 正員 西村宣男  
仁荷大学校工学部 正員 黄 元燮

1. はじめに 鋼製橋脚の二段階耐震設計法の基礎データを作成するためには巨大地震力を受ける場合の塑性変形挙動を明らかにして、構造の強度と変形能に関する必要条件,あるいは損傷を受けた後も機能を発揮できるための許容変形量に関する情報を整理・検討する必要がある。また,比較的起頻度の高い中程度の地震(レベル1)に対する応答と,巨大地震(レベル2)に対する応答の関連について把握することも重要である。そこで本研究においては,レベル1・レベル2に対応する程度に最大加速度を調整した代表的な強震記録に対する応答計算を行って,鋼製橋脚の標準的な弾塑性地震応答特性について検討を加えた。

2. 解析手法 本研究においては, Updated Lagrangian手法に基づいて誘導された平面骨組構造物の弾塑性有限変位解析法に動的解析手法としてNewmarkのβ法を適用した弾塑性動的解析手法を開発した。ただし,鋼材の応力-ひずみ関係としては,バウシinger効果を考慮できるように,著者らの開発した単調載荷曲線に基づく繰り返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式<sup>2)</sup>を用いた。

3. 解析モデル 解析モデルとしては上部構造として三径間連続橋を想定し,その質量を頂点に有する片持柱を考えた。その設計にあたっては,実績調査<sup>3)</sup>を参考にして実際の諸元を有する補剛断面柱として設計した。試算設計に当たっては以下のような仮定を設けた。

①断面の一部に局部座屈が生じると,構造物の変形性能が著しく低下すること,および本研究における弾塑性解析では局部座屈の影響を考慮できないことから,局部座屈を生じない程度の幅厚比の板要素により構成される断面とする。具体的には,フランジおよび補剛材の板パネルの幅厚比パラメータをそれぞれ,0.5,0.6以下とする。

②補剛材剛比を必要剛比の3倍程度にすると強度及び靱性が改善されることが報告されているので<sup>3)</sup>,補剛材剛比を必要剛比の3倍以上とする。

表-1 解析モデルの諸元

model	H (m)	B (cm)	D (cm)	t (cm)	N <sub>f</sub>	N <sub>w</sub>	h (cm)	t <sub>s</sub> (cm)	R <sub>f</sub>	R <sub>s</sub>	λ	γ / γ <sub>req</sub>	P/P <sub>y</sub>	T (sec)
T1	15	240	240	2.2	3	3	22	2.2	0.485	0.546	0.340	3.844	0.132	0.879
T2	20	280	280	2.5	3	3	23	2.5	0.498	0.502	0.389	3.176	0.102	1.024
T3	18	270	270	2.5	3	3	24	2.5	0.480	0.523	0.364	3.392	0.104	0.916

N<sub>f</sub>,N<sub>w</sub>:補剛材本数(フランジ,ウェブ), R<sub>f</sub>,R<sub>s</sub>:幅厚比パラメータ, λ:細長比パラメータ, γ:補剛材剛比, γ<sub>req</sub>:補剛材の必要剛比, P:作用軸力, P<sub>y</sub>:降伏軸力, T:固有周期

上記の条件以外は道路橋示方書に準拠して設計を行うものとする。試算設計されたモデルの諸元を表-1に示す。

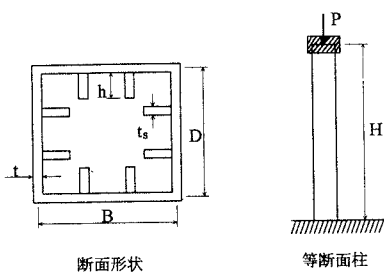


図-1 解析モデル

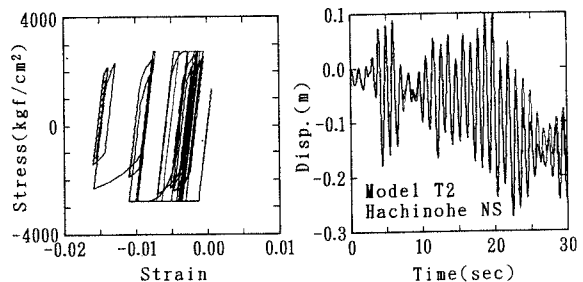


図-2 構成式の違いによる応答解析結果の相違

4. 入力地震動 入力地震動としては、過去の地震応答解析においてよく用いられている代表的な強震記録波形 (El Centro, Taft, Hachinohe, Tohoku) を用いた。ただし、最大加速度をレベル1に相当する地震波は200galに、レベル2に相当する地震波は400galに調整した。

5. 解析結果 (1)構成式の違いによる応答解析結果の相違 完全弾塑性型の構成式を用いた場合と、繰り返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式を用いた場合の応答解析結果の比較を図-2に示す。これより、応答変位にはあまり大きな見られないものの、応力-ひずみ履歴には顕著な相違が認められる。

(2)強震記録に対する応答解析結果 最大加速度を400galに調整したレベル2に対応する強震波形に対する応答解析結果の一例を図-3に示す。4種の入力地震波に対する応答特性には顕著な相違が見られる。El CentroおよびTaft記録では橋脚の頂部の水平応答変位によって判定される損傷度は大きくない。これに対して、やや長周期のスペクトルが大きいHachinoheやTohoku記録に対しては橋脚頂部の変位に片側へのdriftが現れて橋脚が傾くような損傷を受けている。また、レベル1に対応する強震波形を作用させた場合の応答解析結果とレベル2に対する場合とを、モデルT1に関して比較すると図-4のようになる。比較は最大水平変位  $\delta_{max}$ 、最大曲げモーメント  $M_{max}$ 、最大ひずみ  $\epsilon_{max}$ 、最大ひずみ振幅  $\Delta \epsilon_{max}$  について行った。ただし、それぞれ橋脚高  $h$ 、軸力を考慮した降伏曲げモーメント  $M_y$ 、降伏ひずみ  $\epsilon_y$  で無次元化して表した。この結果より、レベル1の地震波に対する応答はレベル2に対する応答に比較してかなり小さいものの、HachinoheやTohoku記録によるレベル1の応答値は、El CentroやTaft記録によるレベル2の応答値と同程度の大きなものとなっていることが分かる。

6. 結論 以上のことから、1)地盤特性を考慮した入力地震波を選択すること、2)レベル1の地震力を適正に評価して構造物の抵抗強度を若干大きめに是正することが必要であると考えられる。

参考文献 1) 西村宜男他：単調荷重曲線に基づく繰り返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式，土木学会論文集，1995年4月 2) 中井 博他：鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上)(下)，橋梁と基礎，Vol.16，1982年6,7月，3) 宇佐美勉他：繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.37A，pp.93~106，1991年3月

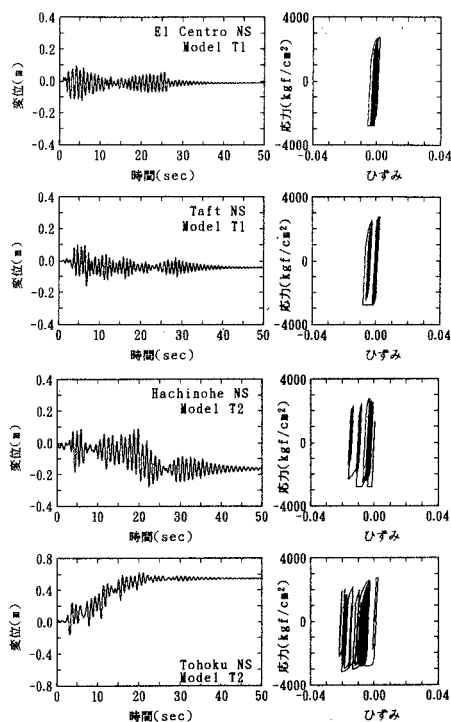


図-3 応答解析結果の一例(レベル2)

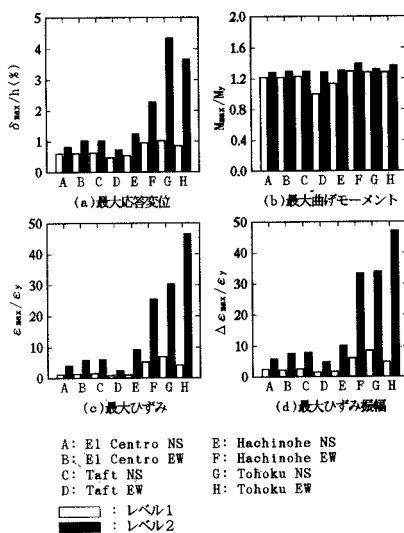


図-4 最大応答値の比較(モデルT1)