構造特性の不確実性による鋼製橋脚の地震応答性状の変動について

宇都宮大学 ○ 学生員　小見山公孝　　宇都宮大学　正会員　斉木 功
宇都宮大学　正会員　中島章典　　宇都宮大学　学生員　柳 智子

1. はじめに

兵庫県南部地震に際して土木構造物は多くの被害を受け，それ以降, 構造物に対する耐震設計基準が改訂されてきた．その特徴として，兵庫県南部地震規模の設計地震動が取り入れられ，また，性能照査型設計への移行とともに，動的解析による応答値の照査が求められる方向にある．しかし，動的解析によって耐震設計される構造物の構造特性は不確実性を有し，設計段階と完成時では構造特性が異なることが予想され，結果的に設計段階で予想した挙動と実際の挙動は異なったものになることは避けられない[1)]．

そこで本研究では，単柱式鋼製橋脚を対象として，実際に変動を有する構造特性として，鋼材の降伏応力，上部構造重量および地盤ばね定数を取り上げ，これらの変動性が弾塑性地震応答性状に及ぼす影響を検討する．

2. 解析方法

(1) 解析モデル

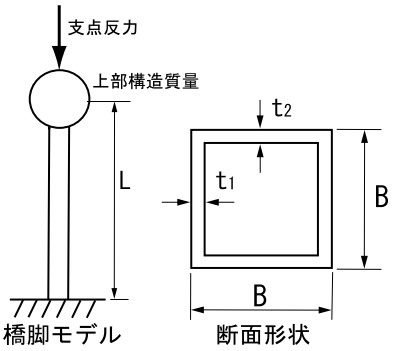
ここでは，**図–1** のような箱型補剛断面を有する単柱式鋼製橋脚を対象として検討を行う．橋脚は道路橋示方書，V 耐震設計編[3)](以下，道示 V) に基づく設計地震力による曲げモーメント M と上部構造重量に対応する軸力 N に対して，

$$\xi = \frac{\nu N}{N_Y} + \frac{\nu M}{M_Y} \leq 1.0 \qquad (1)$$

により設計を行っている．ここに，Ny，My は断面の降伏軸力，降伏曲げモーメントであり，ν は安全率 (1.14) である．地震応答解析に際しては，補剛箱型断面を等価な無補剛箱型断面に置換えた．一般に，弾塑性地震応答性状は，固有周期により異なることが予想されるので，解析モデルの固有周期を 0.8 ～ 1.2s の 5 種類とした．解析には，平面骨組の複合非線形解析法を用い，せん断変形およびせん断応力が降伏に及ぼす影響を考慮できる Timoshenko はり要素を用いている．なお，鋼材の応力ひずみ関係には移動硬化型を考慮し，降伏応力は 316N/mm^2，ひずみ硬化域の 2 次勾配をヤング係数の 1% としている．また，減衰としては，1 次振動モードに対して 1% の質量比例型減衰を仮定している．

(2) 変動を考慮する構造特性

ここでは，鋼製橋脚の弾塑性応答性状に影響を及ぼす構造特性の不確実性として，鋼材の降伏応力，上部構造重量および地盤ばね定数を考える．これらの構造特性は，設計時と橋脚の完成時において変動することが予想される．鋼材の降伏応力については，一般に公称値よりも小さくなることはないと予想されるので，0 ～ 20% の範囲の変動を考える．上部構造重量については，−10 ～ 10% の範囲の変動を考える．さらに，地盤ばねについては，不確実性が大きいと考えられるので，回転ばねに対してのみ，10 倍から 0.1 倍の範囲の変動を考慮することとした．地盤ばねの変動を考慮する場合の他は，橋脚基部を固定としている．



図–1 単柱式鋼製橋脚 解析モデル

表–1 解析モデルの諸元

モデル名称	T08	T09	T10	T11	T12
固有周期 (s)	0.77	0.87	0.97	1.07	1.17
橋脚高さ (m)	7.8	8.8	10.0	11.1	12.4
照査値	0.81	0.83	0.82	0.82	0.81

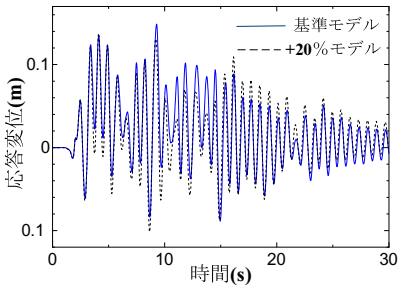
(3) 入力地震波

動的解析に用いる地震波によって，鋼製橋脚の弾塑性応答性状は大きく変化すると考えられる．そこで，構造特性の変動性に対して，できるだけ一般性を有する結果を得るために，道示 V に規定される地震時保有水平耐力法レベルのタイプ I，タイプ II の I 種地盤用地震波 6 種類を用いる．

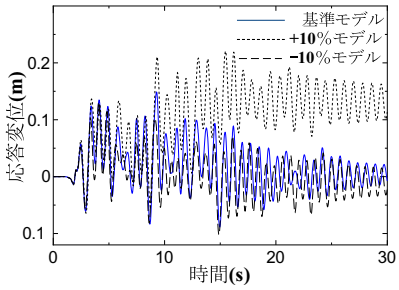
表–2 変動因子の基本値とその変動特性

	基本モデルの値	変動特性
降伏応力	313.6N/mm^2	0～+20%
上部構造重量	4.704MN	−10%～+10%
地盤ばね定数	98GNm	$\times 10^{-1}$～$\times 10$

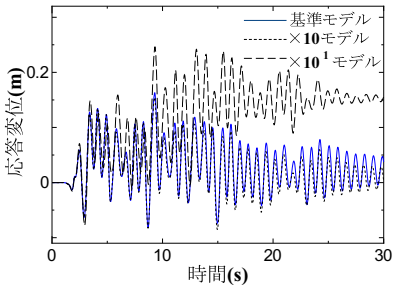
Key Words: 耐震設計，地震応答性状，構造特性，変動，鋼製橋脚
〒 321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2 宇都宮大学工学部建設学科 Tel.028-689-6208



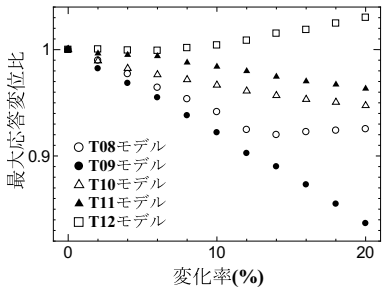
図–2 降伏応力変動時の頂部水平変位時刻歴曲線 (T08 モデル)



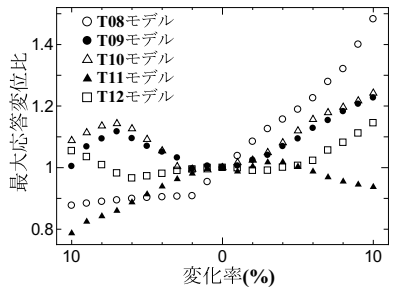
図–3 上部構造重量変動時の頂部水平変位時刻歴曲線 (T08 モデル)



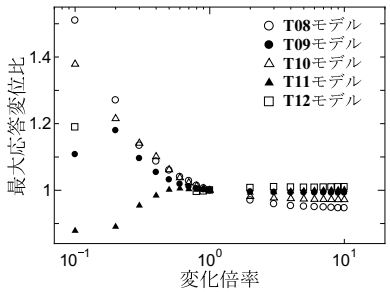
図–4 地盤ばね定数変動時の頂部水平変位時刻歴曲線 (T08 モデル)



図–5 降伏応力変動モデル



図–6 上部構造重量変動モデル



図–7 地盤ばね定数変動モデル

3. 解析結果

前述のように 6 種類の地震波を用いて構造特性の不確実性を有する鋼製橋脚の弾塑性応答性状を検討したが，宮城県沖地震開北橋記録に対する橋脚頂部水平応答変位時刻歴曲線の例を，降伏応力を変動させた場合，上部構造重量を変化させた場合，地盤ばね定数を変化させた場合について，**図–2** ～**図–4** に示す．この例では，固有周期が 0.8s の T08 モデルを対象とし，基準モデルに対する結果と，構造特性を最大に変化させた場合の結果を示している．**図–2** では，降伏応力を 20% 変化させた場合を示しているが，時刻歴曲線は大きく異なっていない．これに対して，**図–3** および**図–4** では，上部構造重量および地盤ばね定数を変化させた場合を示しているが，時刻歴曲線が大きく異なる場合のあることがわかる．これは，降伏応力の変動を考えた場合には，橋脚の固有周期は変化しないが，上部構造重量および地盤ばね定数の変動を考えた場合には，橋脚の固有周期も変化するためであると考えられる．

以上のような解析結果に基づいて，構造特性の変動と橋脚頂部水平変位の最大値の関係を求めた．**図–5** は，降伏応力の変動と水平変位の最大値の関係を，ここで設定した 5 種類のモデルについて示している．縦軸はそれぞれの場合の最大変位を基準モデルの最大変位で無次元化して表し，横軸は降伏応力の変化率を表している．この図から，降伏応力を増加させると，一般に最大変位は低下する傾向が認められる．ただし，T12 モデルでは，降伏応力を増加させることによって，逆に最大変位が増加していることに注意する必要がある．

次に，**図–6** は，上部構造重量の変動と水平変位の最大値の関係を示している．上部構造重量の増加に伴って橋脚の固有周期は長くなり，逆に，上部構造重量の減少に伴って橋脚の固有周期は短くなるために，一般に，前者の場合には最大変位は増加し，後者の場合には最大変位は減少する傾向が認められる．しかし，モデルによっては異なる傾向が見られる．

図–7 は，地盤ばね定数の変動と水平変位の最大値の関係を示している．この場合も，地盤ばね定数の増減に伴って橋脚の固有周期が変化する．地盤ばね定数が小さくなると，橋脚の固有周期は長くなり，結果的に，最大変位は増加する傾向が認められる．これに対して，地盤ばね定数が大きくなる場合には，橋脚の固有周期はあまり変化しないので，結果的に最大変位もあまり変化していない．

4. おわりに

本研究では構造特性の変動が応答値に与える影響を検討した．今回取り上げた構造特性 3 種を比較すると，上部構造重量の変動が最も地震応答に与える影響が大きい．また，今回の解析結果より，構造特性の変動により一般的な傾向と逆の結果となるモデルも存在したため，安全側だと思われる構造特性の変動でも，最大応答変位などが大きくなってしまう可能性がある．よって今後，6 種類の地震波を用いた解析結果をもとに各地震応答性状の変動傾向を評価する必要がある．

参考文献

1) 北原武嗣，伊藤義人：構造特性の不確実性を考慮した鋼製橋脚の耐震信頼性評価，構造工学論文集，Vol.48A，pp.767-777，2002.3.
2) 中島章典，倉西茂：レベル 2 地震に対する鋼製橋脚の基本応答性状，構造工学論文集，Vol.40A，pp.227-234，1994.3.
3) 日本道路協会：道路橋示方書，同解説，V 耐震設計編，丸善，2002.3.