

地盤の非線形性を考慮した鋼製橋脚－基礎－地盤連成系の地震応答解析

名古屋大学 学生員 ○河村 康文

名古屋大学 正会員 葛西 昭

名古屋大学 フェロー 宇佐美 勉

1. 結言

鋼製橋脚の地震時挙動を把握する際には、橋脚のみならず基礎や地盤の挙動も考慮した上で把握する必要がある。なぜなら、基礎、地盤においても入力された地震エネルギーを吸収するからである。特に地盤材料は、比較的小さいひずみにおいても非線形性を呈し、履歴によるエネルギー吸収機構が備わっている。そこで、本研究では地盤および基礎に非線形性を考慮した鋼製橋脚－基礎－地盤連成系の弾塑性地震応答解析を行い、基礎および地盤を固定とした、すなわち、橋脚のみを想定した場合の地震応答解析と比較する。また、橋脚－基礎－地盤の動的相互作用を考慮した種々の解析手法による解析結果と比較する。最後に、本解析により鋼製橋脚の耐震性能を評価する。

2. 解析手法

2.1 解析モデル

地盤を固定とした場合の解析モデルとして、鋼製橋脚を上部構造を含めた1自由度の集中質点系に置換したモデルを考える。鋼製橋脚における復元力モデルは、名古屋大学で開発された復元力モデル(2パラメータモデルと称す) [1]を用いる。以下、このモデルを地盤固定モデルと呼ぶ。

次に、橋脚は地盤固定モデルと同様とし、地盤の効果を地盤反力度等を考慮した動的地盤ばねを配置した3自由度系のモデルを考える。地盤ばねのばね定数は、道路橋示方書IV(下部構造編)、V(耐震設計編)に準じて算定する。以下、このモデルを地盤ばねモデルと呼ぶ。また、地盤ばねは弾性ばねとした。

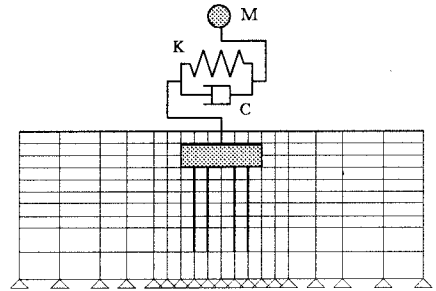


図1 地盤メッシュモデル

図1に示されるモデルは、橋脚については地盤固定モデルと同様に1自由度モデルで表現し、地盤に対して有限要素分割を行ったモデルである。このモデルを地盤メッシュモデルと呼ぶ。この地盤メッシュモデルでは、地盤要素として平面ひずみ要素を用い、側面および底面には粘性境界を設定する。また、基礎は杭基礎を仮定し、フーチング部分は剛体、杭部分には弾塑性のはり要素を用いる。なお、解析には、汎用構造解析プログラムTDAPIII[2]を使用した。

2.2 数値解析手法

数値解析は直接時間積分法によって行い、数値積分法としてNewmarkの β 法($\beta=0.25$)を用いた。時間間隔は、地盤固定モデル及び地盤ばねモデルでは0.0025s、地盤メッシュモデルでは0.002sとした。減衰定数は、橋脚に対して0.05、基礎に対して0.10とした。また、入力地震動は、道路橋示方書V(耐震設計編)に規定される鉄筋コンクリート製橋脚、鋼製橋脚、基礎、支承部などの地震時保有水平耐力の照査に用いるレベル2・タイプII地震動に適合するように調整された地震動(以下、レベル2・タイプII地震動)のうち、II種地盤用に用意された3波を使用する。

地盤ばねモデル及び地盤メッシュモデルで、地震動を入力すべき深度が地盤固定モデルとは異なるため、それぞれの深度における入力地震動を作成する必要がある。これらの入力地震動は、プログラムSHAKE[3]を利用し、地表面における入力地震動から推定した。なお、地盤ばねモデルと地盤メッシュモデルにおいて想定した地盤として、文献[4]におけるII種地盤データを用いた。地盤データは表1に示す通りである。

表1 地盤データ

	地盤の種類	層厚 (m)	平均N値	単位体積重量		せん断波速度 (m/s)	せん断弾性係数 (tf/m ²)	ポアソン比	減衰定数
				γ_s	γ_d				
1	粘性土	5.5	5	1.5	1.5	171	5070	0.47	0.02
2	粘性土	2.5	5	1.7	0.8	171	5070	0.47	0.02
3	砂質土	2.5	10	1.7	0.8	172	5150	0.47	0.02
4	粘性土	3.0	5	1.7	0.8	171	5070	0.47	0.02
5	砂質土	2.9	15	1.9	1.0	197	7550	0.47	0.02
6	砂質土	3.6	50	1.9	1.0	295	16840	0.47	0.02

3. 解析結果

図2は、同一の細長比パラメータに対する地盤固定モデルと地盤ばねモデルの最大応答変位、残留応答変位についての相関関係を示したものである。図2(a), (c)は、最大応答変位 δ_{max} を降伏変位 δ_y で無次元化したものであり、図2(b), (d)は、残留応答変位 δ_R を橋脚高さ h で無次元化したものである。また、図2(a), (b)は、縦軸が地盤ばねモデル、横軸が地盤固定モデルであり、図2(c), (d)は、縦軸が地盤メッシュモデル、横軸が地盤固定モデルである。プロットした点は、レベル2タイプII地震動3波とその平均値である。また、それぞれの図において、相関関係が1となる直線、モデル間の差が20%となる直線を示してある。

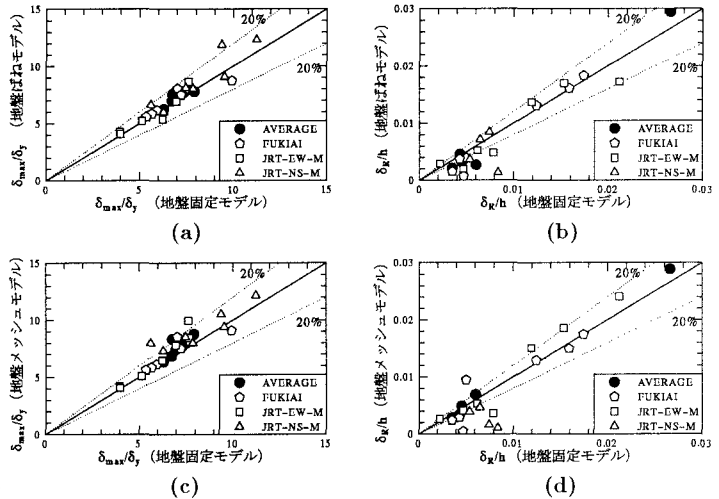


図2 各モデルにおける変位の比較

図2より、同一の細長比パラメータにおける地盤固定モデルと地盤ばねモデルとの間、および地盤固定モデルと地盤メッシュモデルとの間の差はごくわずかであると判断できる。ほとんどのデータにおいてモデル間の差が20%以内に収まっている。図3(b), (d)から、地盤ばねモデルの方が地盤固定モデルよりも δ_R/h は小さくなっており、地盤を考慮することによって、橋脚の機能保持性が増大することを示している。図3(c), (d)では、地盤メッシュモデルの方が応答値が大きくなる結果を呈しているが、これについては次で述べる。

図3は、橋脚を補剛箱形断面とし、そのフランジ板の幅厚比パラメータ R を0.35、細長比パラメータ λ を0.20~0.50として、震度法設計したモデルに対する解析結果の最大応答変位及び残留応答変位をまとめたものである。図3(a)は、縦軸が橋脚の最大応答変位 δ_{max} を降伏変位 δ_y で無次元化したものであり、横軸が橋脚の固有周期である。図3(b)は、縦軸が橋脚の残留応答変位 δ_R を橋脚高さ h で無次元化したものであり、横軸が橋脚の固有周期である。なお、固有周期は全てのモデルにおいて、1次モードの固有周期を用いた。また、最大応答変位、残留応答変位は、全てのモデルについて、レベル2タイプII地震動3波におけるそれぞれの平均値を示している。この図より、1次モードの固有周期に関して、各モデル間の応答値の差はほとんどないことが分かる。応答スペクトルとして周期が長くなるにつれて、必ずしも応答値が減少するわけではなく、地盤ばねモデル、および地盤メッシュモデルにおいて長周期化に伴い、応答値が若干大きくなる場合もあることが分かる。これが前述した結果の理由の1つと考えられる。ただし、地盤メッシュモデルでは、地盤の非線形性が考慮されていないため、この影響も考えられる。なお、非線形性を導入した結果に関しては、当日発表することとする。

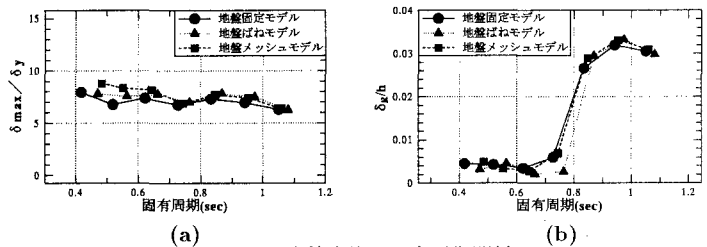


図3 応答変位－固有周期関係

4. 結言

本研究では、鋼製橋脚を1自由度モデルで表現された解析モデルに対して、地盤との連成効果を見るために地盤ばねを導入したモデルと、地盤に対して有限要素法を適用したモデルの2つのモデルを構築した。これらのモデルの解析結果により地盤固定モデルと地盤ばねモデルの間、および地盤固定モデルと地盤メッシュモデルの間で最大応答変位、残留応答変位の差はごくわずかであった。また、全体系での固有周期と同等の周期を持つ橋脚に対する地震応答解析を行うことによって、地盤を考慮した際の橋脚の最大応答変位、残留応答変位を推定することを示唆した。

また、非線形性の導入については、地盤メッシュモデルに対する導入、および簡易なモデルに対して非線形性を導入したモデルの構築を試みる予定である。

参考文献

- [1] 鈴木森晶ら：鋼製箱形断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析，土木学会論文集，No.549/I-37，1996年10月，pp.191-204
- [2] (株) アーク情報システム：TDAPIII理論説明書 Ver.1.73，1997年1月
- [3] Schnabel, P.B., Lysmer, J., and Seed, H.B.: SHAKE a Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, EERC-72-12, December, 1972
- [4] (社) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，平成9年3月，pp.4-1 - 4-13