

必要強度スペクトルを用いた地盤-構造物系の地震応答解析に関する基礎的研究

鹿児島大学工学部 学生員 ○栗脇 真
 鹿児島大学工学部 正 員 河野 健二
 鹿児島大学工学部 学生員 木村 至伸

1. はじめに 構造物の長大化に伴い、地形や地盤条件の変化など、構造物の応答に影響を及ぼす要因は様々に変化することが想定される。そこで、本研究では動的相互作用を考慮した地盤-基礎-上部構造物系の1つとして、各橋脚下の地盤条件を変化させた場合について非線形応答解析を行い、地盤条件が構造物の応答に及ぼす影響について検討した。また、必要強度スペクトルを用いて安全性と経済性の両立を可能にするための評価法について検討を加えると伴に、残留変位スペクトルを用いて地震後の構造物の機能保持に関する検討を加えた。

2. 解析モデル及び解析方法 本研究では、図-1に示す節点数8、要素数7から成る多自由度系モデルを用いて解析を行った。ここでの部材は梁要素とし、部材の非線形特性は M- Φ 関係で与えた。また、部材は鋼管を考えているので M- Φ 関係がバイリニア型に成るように設定している。上部構造において、梁要素の断面径は 2.5m、橋脚高さは 11m、全長は 120mと設定している。基礎に関しては、杭基礎としフーチング幅は 10 m、フーチング高さは 3m、杭径は 0.8m、杭長は 12m、杭本数は 19 本と設定している。上部構造物は杭基礎に支持されているとし、Sway-Rocking モデルで考慮する。表-1に、杭基礎周辺の地盤条件について示し、また、表-2にそれぞれの地盤条件における全体系の固有周期を短い方から並び替えて示す。地盤の非線形特性に関しては、等価線形モデルで与えている。また、杭基礎自体の非線形特性については考慮していない。上部構造物系に関しては、切断面上の節点(拘束節点)とそれ以外の節点(自由節点)に分離する。さらに、自由節点変位 $\{x_s\}$ は、切断面が完全固定状態で外力 $\{F_s\}$ による動的変位 $\{x_s^c\}$ と、この拘束を解除して切断面上に準静的に変位 $\{x_s\}$ を与えたときの準静的変位 $\{x_s^s\}$ の和として考えられる。 $\{x_s^c\}$ は、変位影響マトリックス $[L]$ を介して $\{x_s\}$ から決定される。以上を考慮して、全体系の運動方程式は上部構造物系と基礎-地盤系の下部構造物系に分割し、全体系の運動方程式は動的サブストラクチャー法を適用して求めることができる。このようにして求められる全体系の運動方程式を、ニューマークの β 法及び増分法を用いて解析を行った。

3. 解析結果及び考察 ここでは、入力地震波として 1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震において神戸海洋気象台で観測された南北方向波を用い、最大加速度を 500gal に基準化して解析を行った。まず、解析モデルの動的特性を把握する為に N 値を 3 とした場合の節点 1 及び節点 7 における変位応

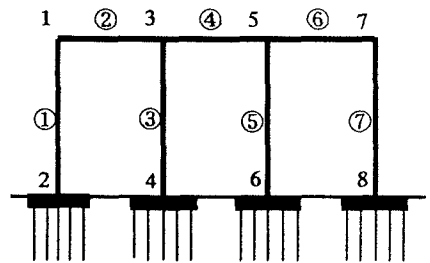


図-1 解析モデル

表-1 地盤条件における分類

	節点2下 地盤N値	節点4下 地盤N値	節点6下 地盤N値	節点8下 地盤N値
タイプ1	3	3	3	3
タイプ2	30	30	30	30
タイプ3	30	3	3	30
タイプ4	3	30	30	3
タイプ5	3	30	30	30
タイプ6	3	3	3	30
タイプ7	30	30	3	3

表-2 全体系の固有周期

	タイプ2	タイプ5	タイプ4	タイプ1	タイプ3	タイプ6	タイプ7
一次固有周期(sec)	0.541	0.545	0.549	0.555	0.561	0.565	0.569
二次固有周期(sec)	0.452	0.456	0.457	0.461	0.462	0.464	0.466

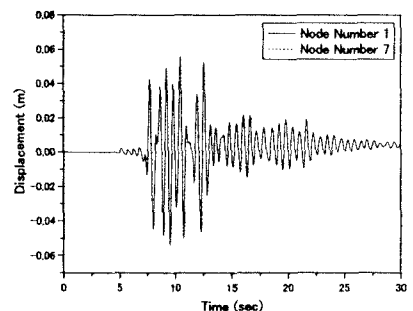


図-2 時刻歴応答 (変位)

答に関する時刻歴応答を図-2に示す。両節点の地震時挙動は同様の応答を示しており、構造物の挙動は一次振動モードが卓越していることが理解できる。次に、図-3は地盤条件を表-1に示すように変化させた場合に関して各節点での変位時刻歴応答の二乗平均値を求め、その最大値を固有周期ごとに示したものである。これより固有周期が長くなるにつれて応答が小さくなっていることが分かる。これは、上部構造物は一定で地盤条件のみを変化させているため地盤条件の影響によるものと考えられる。よって、固有周期が増大するにつれて地盤が軟弱になっていくと考えられ、地盤の変形は増大地盤によるエネルギー吸収が増加したことが要因と考えられる。次に、多自由度振動系において必要強度スペクトルの考えを適応させるために、本研究では降伏強度は変化させず目標となる非線形特性を満足するように入力強度を変化させて解析を行った。図-4は、目標となる非線形特性を $\Phi_{max}/\Phi_Y=5$ とした場合の最大曲率と降伏曲率の比を示したものである。主に要素1において目標となる非線形特性を満足しているが、ある地盤条件においては要素7において目標を満足している。この事より地盤条件によっては、部材の非線形特性が構造物全体系に及ぼす影響が異なることが理解できる。次に、図-5に目標となる非線形特性を $\Phi_{max}/\Phi_Y=5$ とした場合における入力地震動の最大加速度を示す。図中には、比較のため線形時(図中： $\Phi_{max}/\Phi_Y=1$)に対する値も示している。これより、目標となる非線形特性を満足することで、線形時よりも大きな入力地震動を許容できることが理解できる。次に、目標となる非線形特性を満足した場合において、残留変位を橋脚高さで除して得られる橋脚限界値を用いて地震後の機能保持に対する検討を行う。地震後の機能保持に関する橋脚限界値の値を表-3に示し、図-6には残留変位スペクトルを示す。これより地盤条件の相違により、地震後の機能保持は全く異なっていることが分かる。また、目標となる非線形特性を満足していても、残留変位スペクトルより崩壊している場合がみられ、より詳細な検討が必要であると思われる。

4. まとめ 本研究では、各橋脚下の地盤条件を変化させて解析を行った。地盤条件が異なることにより構造物は異なった応答を示し、異なった非線形特性を示すことが理解できる。また、必要強度スペクトルによる評価のみでは地震後の機能保持に関する評価が考慮されていないため、残留変位スペクトルによる機能保持に関する検討も同時に行うことが重要であると思われる。今後、さらに橋脚高さや、入力地震動の位相差などの条件も考慮し、これらの条件が構造物の応答にどのような影響を及ぼすか検討を行う必要がある。

<参考文献>1) 宇佐美勉、鈴木森昌、水越秀和：「鋼製橋脚の要求性能と保有性能」,橋脚と基礎, Vol.32, No.1, pp.45~49.1998

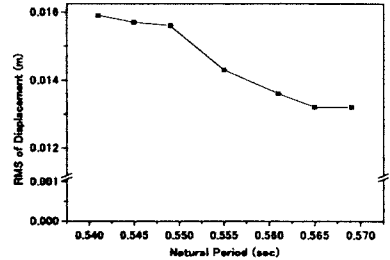


図-3 変位応答の二乗平均

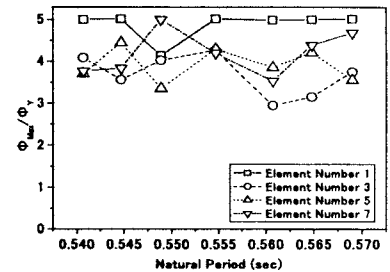


図-4 最大曲率と降伏曲率の比

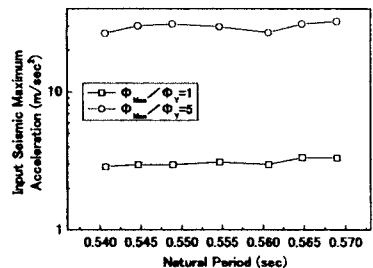


図-5 入力地震動の最大加速度

表-3 地震後の機能保持

記号	損傷内容及び復旧期間	橋脚限界値 δ_R/h
A _s	崩壊と見なされる程度の損傷 撤去・置き換えが必要(崩壊)	1/100以上
A	崩壊はしていないが機能を失う 復旧には2か月以上を要する(大損傷)	1/100
B	最低限の機能を維持している程度 復旧には2週間~2ヶ月必要(中損傷)	1/150
C	補修しながら普通車両が通行可能 数日内の補修で復旧可能(小損傷)	1/300
D	目視点検後、すぐに通行可能 損傷がほとんど無い(無損傷)	1/1000

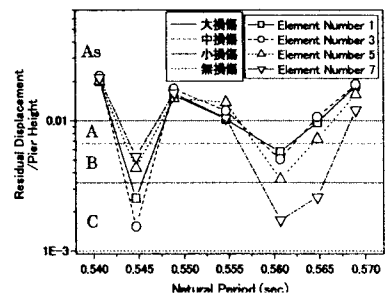


図-6 残留変位スペクトル