

橋梁構造物—地盤系の耐震性能評価に関する基礎的研究

鹿児島大学工学部 学生員 ○末村 渉 木村 至伸
 鹿児島大学工学部 正会員 河野 健二
 鹿児島大学工学部 崎谷 進之介

1. はじめに

兵庫県南部地震によって構造物が大きな被害を受けたことから、耐震設計の見直しが行われている。このような中で、構造物の地震時挙動の評価に影響を及ぼす要因の1つとして地盤条件が考えられる。これに起因する入力加速度の位相差、増幅特性などの影響が構造物に作用する事で被害は多種多様なものとなる。このような点から構造物全体系の耐震性能を照査するためには、基礎—地盤系の損傷が上部構造物の機能に与える影響を適切に評価するとともに、上部構造物—地盤連成系の非線形領域における挙動を明らかにする必要がある。そこで本研究では動的相互作用を考慮した構造物—地盤系の一体化モデルを用い、非線形地震応答解析を行い、最大入力加速度の相違による耐震性能評価に関する検討を行った。また、橋脚限界地を用いた損傷レベル評価についても検討を加えた。

2. 解析モデル及び解析方法

本研究に用いた解析モデルを Fig.1 に示す。上部構造物は要素数 47、節点数 48 を有し、支間長 35m、30m、30m、30m、35m の全長 160.0m である。各橋脚の高さ

は橋脚 1 が 10.0m、橋脚 2 が 16.0m、橋脚 3 が 20.0m の左右対称、梁要素モデルとして解析を行った。非線形特性については鋼製橋脚を対象としているのでバイリニア型曲げモーメント—曲率関係 ($M-\Phi$ 関係) で与え、2次剛性を初期剛性の 0.3 としている。また、各橋脚断面径については Table 1 に示す。地盤については、要素数 220、節点数 270、幅が 270m、深さは橋脚 1 下で 25m、橋脚 3 下で 15m となっており、アイソパラメトリック要素を用い、平面ひずみ状態とし、また境界については粘性境界としてモデル化を行った。地盤の非線形特性については等価線形モデルで評価している。各層のせん断波速度は図中に示す。地盤のみの固有値解析結果は 0.190sec となっている。基礎については各橋脚下に幅 10m、地盤 1 層分のフーチング基礎を設けている。

3. 解析結果及び考察

入力地震波としては、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道路橋示方書の規定に従って振幅調整をした模擬地震波を作成し、最大加速度の基準化を行う。これは地表面波形であるため重複反射理論を用いて地震波の引戻し計算を行うことで、基盤面での入力地震波を求めた。ここでは、最大入力加速度を 500gal とした時の、橋脚 1、橋脚 2 及び橋脚 3 に着目した解析結果のみを示す。まず、解析モデルの動的特性を把握するために各橋脚天端、橋脚下地盤についての時刻歴応答変位を Fig.2、3 に示す。Fig.2 より全ての橋脚において残留変位が認められることから非線形性の影響が顕著に表れたことが理解できる。また、橋脚 1 天端

Table 1 橋脚モデルの要素寸法 (単位: cm)

橋脚番号	要素位置	長さ	外径	厚み
第1橋脚 (2要素)	上	500.0	300.0	4.0
	下	500.0	320.0	4.0
第2橋脚 (3要素)	上	500.0	150.0	1.5
	中	600.0	200.0	1.5
	下	500.0	250.0	1.5
第3橋脚 (3要素)	上	650.0	100.0	1.5
	中	700.0	150.0	1.5
	下	650.0	200.0	1.5

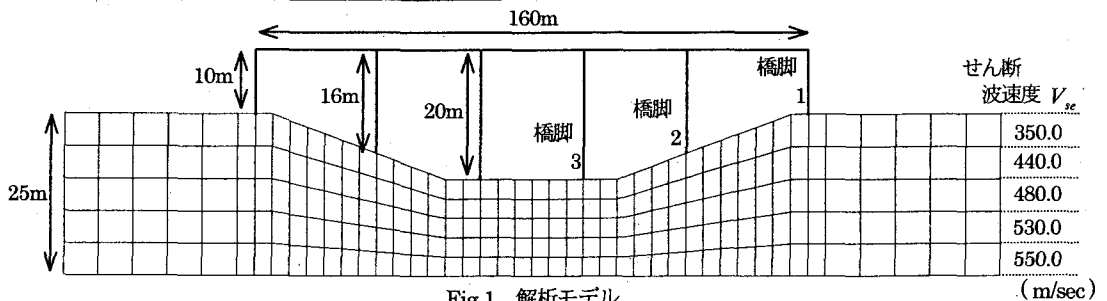


Fig.1 解析モデル

と橋脚2、3天端に残留変位の差が生じた原因としては橋脚2、3に比べて橋脚1に作用する慣性力が大きかった事が考えられる。地盤の最大変位については、橋脚2下で0.3cm、橋脚3下で0.7cm程度の変位応答を示しているものの、残留変位が認められないことから地盤の非線形性の影響は小さい事がわかる。橋脚1下では最大2.8cm、残留変位も約2.0cmとなっており、地盤の非線形性の影響が顕著に表れた結果といえる。また、地盤のせん断弾性係数は橋脚1下で初期せん断弾性係数の4割、橋脚2、3下で8割程度に低下している。この要因として解析モデルにおける単なる各橋脚下地盤深さの相違、またそれに伴い、地盤中央と地盤外側では1層当りの厚さに最大で2mの差が生じていることから、橋脚2下地盤より橋脚1下地盤が軟弱であると評価されることが考えられる。

次に、入力最大加速度を300galから800galに変化させた時の構造物の非線形特性について検討を行う。Fig.4に橋脚基部における非線形特性 Φ_{max}/Φ_y の値を示す。橋脚高さが一番低い橋脚1では最大加速度が大きくなるにつれて非線形性が顕著となってくる。一方、橋脚3では800galにおいても $\Phi_{max}/\Phi_y=1.24$ と若干の非線形性を示しているものの、ほぼ弾性領域内で収まっている。これは上部構造物の変位量の取り扱い方による影響が考えられる。本解析モデルでは上部構造物は連続化したものとして扱っており、橋軸方向の変形がほぼ同程度の大きさで各橋脚に作用する事になる。このため端部の橋脚での応答が増加した結果となっている。次に、橋脚限界値を用いて地震後の機能保持に関する検討を行う。ここでの残留変位は時刻歴応答25～30秒における5秒間の平均変位量としている。Fig.5は、各橋脚に関しての橋脚限界値を最大入力加速度について示している。また、図中には参考文献1)に示されている損傷レベルの判定基準についても記載した。入力最大加速度の相違により多少の変動はあるものの橋脚2及び橋脚3天端においては無損傷もしくは小損傷、橋脚1天端においては小損傷もしくは中損傷に収まっている。このことから入力最大加速度の増加に伴う橋脚限界値の増加傾向がないことがわかる。この要因として入力最大加速度が大きくなるに従い地盤の軟弱化が顕著となり、地盤によるエネルギー吸収の影響が大きくなるからだと考えられる。

4. まとめ

本研究では、構造物—地盤系の一体化モデルを用いて耐震性能評価に関する検討を行った。橋脚基部の非線形性から明らかに崩壊とみなされるにもかかわらず、橋脚限界値を用いた損傷レベル評価においては小損傷程度となりうる可能性が多にある。そのため、単一ではなく相互的な判定・評価方法、ならびに地表面での変位量の取り扱いについての改善の必要性があると思われる。

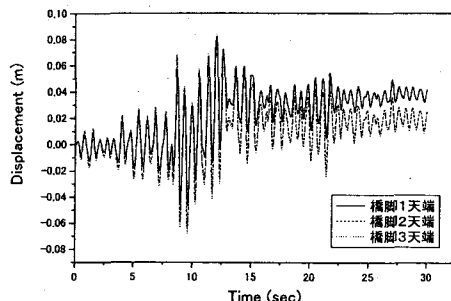


Fig.2 橋脚天端時刻歴応答

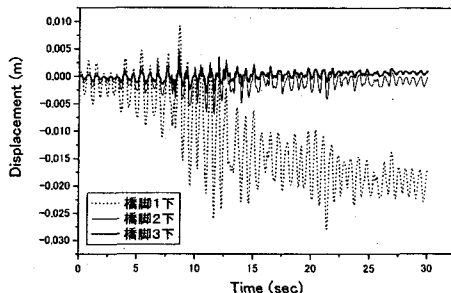


Fig.3 橋脚下時刻歴応答

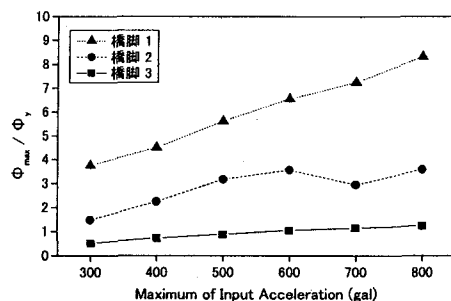


Fig.4 Φ_{max} / Φ_y

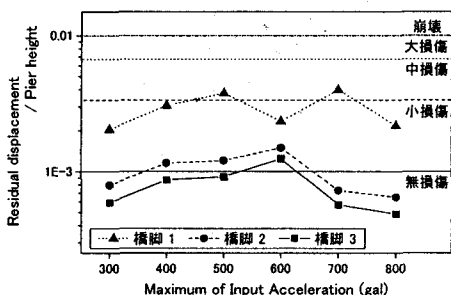


Fig.5 橋脚限界値