

群馬大学 学 ○若井 明彦

群馬大学 正 鶴飼 恵三

1. はじめに

従来の震度法に基づく耐震設計手法では、超過地震力による橋梁系の被害状況を定量化することが困難である。本研究では、地盤およびRC構造物の繰返し履歴を考慮した3次元動的弾塑性FEMを用いて、連続ラーメン高架橋中の1本の橋脚に着目した橋軸直角方向の地震応答解析を行った。

2. 対象とする地盤-橋脚系

対象とした1本の橋脚を図-1 (FEメッシュ)に示す。加振方向は図の左右方向である。解析領域の奥行きは15mとしたが、これは隣接する橋脚との支間中央までの距離に等しい。以上のモデル化は橋梁系のすべての橋脚が同位相で振動する場合を想定している。上部工の質量は橋脚の上に位置する要素に集中させた。基礎杭は円形の場所打ち杭であるが、径(1.5m)が等しい正方形断面の杭に簡略化した。

本解析では地盤の側方無限性を考慮するため、予め自由地盤の1次元S波応答解析を行い、地盤内各深さにおける応答加速度・変位の時刻歴を、3次元解析の際の側方境界部の応答値として強制入力した。

3. 構成モデル

橋脚と杭はRC梁構造のため、曲げ抵抗に関してトリリニアの骨格曲線を有する繰返し載荷モデル(武田モデル, 1970)を適用した。上部工、フーチングおよび橋脚のハンチ部は簡単化のため線形弾性体を仮定した。

地盤には新たな繰返し載荷モデルを採用した。加振中に地盤は非排水状態であるが、液状化は生じないと仮定した。本モデルの履歴曲線の概略を図-2に示す。 $\tau-\gamma$ の骨格曲線に双曲線(1式)を、履歴ループには歪振幅が大きくなるとS字型を示す分式(2式)を用いた。

$$\tau = \frac{G_0 \gamma}{1 + G_0 \gamma / \tau_f} \quad (1) \quad \tau^* = \frac{a \gamma^{*n} + G_0 \gamma^*}{1 + b \gamma^*} \quad (2)$$

a は荷重反転点の値や b, n などから決まる定数である。添え字「*」は荷重反転点を原点とした値を意味する。3次元解析のため、 τ は次式で与えた。

$$\tau = \sqrt{2} \sin\left(\frac{\pi}{3} + \Theta\right) \quad (3)$$

ここに $\Theta = 1/3 \cdot \cos^{-1}(-1.5\sqrt{3}J_3/J_2^{1/2})$ である。

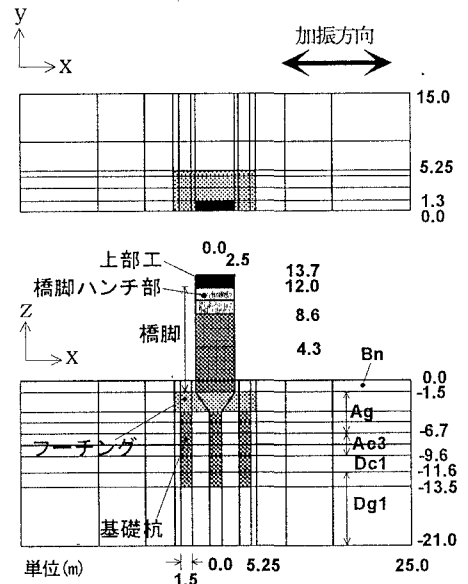


図-1 対象とする系の3次元メッシュ図

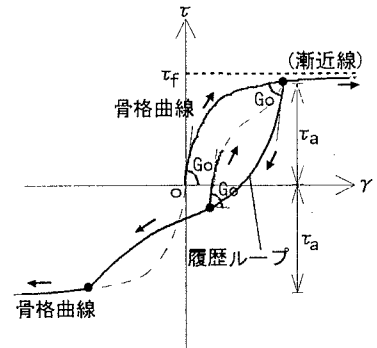
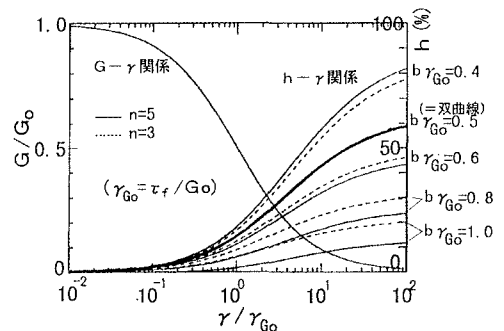


図-2 地盤の繰返しモデルの履歴曲線

図-3 地盤の繰返しモデルの $G-\gamma, h-\gamma$ 関係

歪に関する同様の定式化により γ が得られる。荷重の反転は $d\gamma$ の符号により判定した。

本モデルでは土の適切な $h-\gamma$ 関係を考慮することに重点を置いた。式中の b, n を操作することで、

$h-\gamma$ 関係は図-3のように任意に操作できる。履歴ループに双曲線を仮定(Masing 則)すると、大歪時に減衰を過大評価することに注意されたい。

なお本解析では Rayleigh 減衰も併用した。

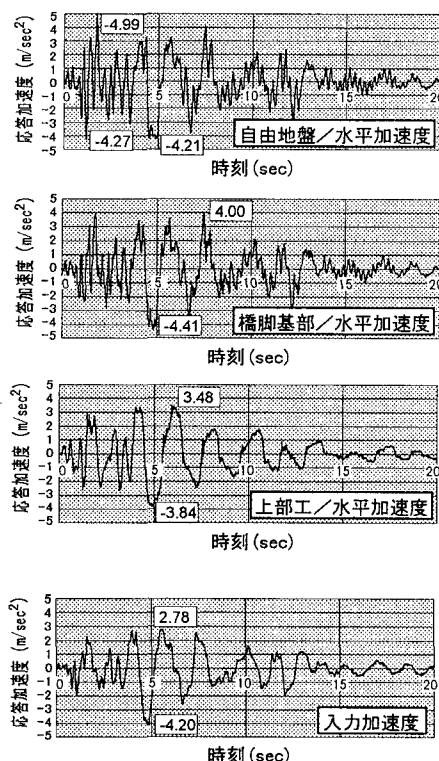


図-4 水平方向の応答加速度・応答変位時刻歴

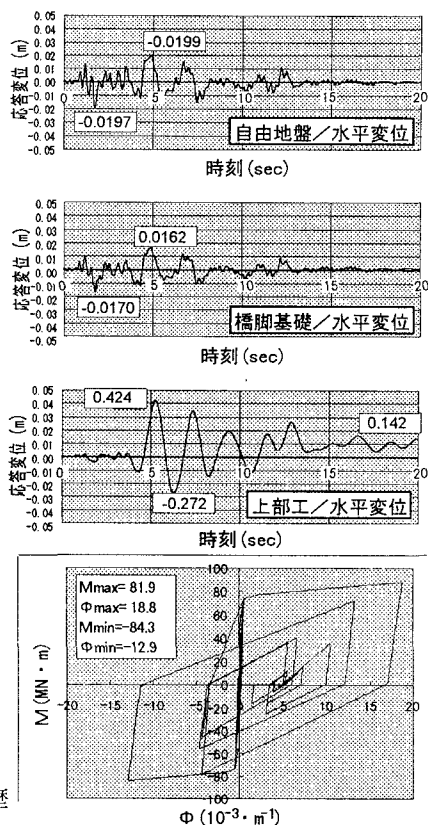


図-5 橋脚の基部近傍位置の曲げモーメント-曲率の履歴曲線

4. 解析結果

図-4 に入力加速度(m/sec^2)および各位置の水平方向の応答加速度(m/sec^2)・応答変位(m)の時刻歴を示す。「自由地盤」は1次元S波解析における地表面の結果である。入力波形の初期部分に見られる比較的短周期の波形が地表面の固有周期に近かったため、応答加速度の最大値が入力波と異なり2.0sec前後で生じている。地表面の最大水平変位は入力波が最大となる5.0sec前後で生じ、約2cmである。

構造物の加速度応答に着目すると、橋脚基部でやや入力波の増幅が見られるものの、上部工では逆に応答が小さくなっている。また橋脚基部の応答変位は小さいが、上部工では最大42cmの大きな変位が生じており、地震後に14cm程度が残留している。

図-5 に橋脚の基部近傍の要素の曲げモーメント $M(\text{MN} \cdot \text{m})$ と曲率 $\Phi(10^{-3} \cdot \text{m}^{-1})$ の履歴曲線を示す。履

歴中の最大曲率は終局曲率($27 \times 10^{-3} \cdot \text{m}^{-1}$)の2/3程度であった。地震後に Φ が残留することから、図-4の上部工位置で大きく変形が残留した原因は、橋脚基部の塑性曲げ変形であると考えられる。また上部工の加速度応答が低下したことも、橋脚の塑性化に伴う内部減衰が主たる原因であると考えられる。

5. まとめ

系の非線形かつ動的な相互作用を適切に考慮した3次元動的弾塑性FEMにより、地震による地盤-橋梁系の被害状況を定量化する可能性が示唆された。

謝辞 貴重なご助言を頂いた日本道路公団 西神戸工事事務所所長の松田哲夫氏に深く謝意を表します。

参考文献 Takeda et al.(1970): Reinforced concrete response to simulated earthquakes, Journal of SD, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573.