

京都大学大学院 学生員 ○曾我部直樹
徳島大学工学部 フェロー 平尾 潔
徳島大学大学院 正 員 成行 義文

1. はじめに 本研究では、強震下における多自由度系構造物の損傷を簡易的に算定する解析法として N2 Method¹⁾に着眼し、若干の改良を加えた。そして、これを連続橋等の多自由度系モデルに適用し、動的解析(非弾性時刻歴応答解析)結果をもとに、N2 Methodの基本となる荷重比分布の仮定などがその精度に及ぼす影響について若干の比較検討を試みた。

2. N2 Method N2 Methodでは、解析対象構造物を適切な多自由度系にモデル化し、これがある一つの変形モードで振動するという仮定を設け、モード解析法と類似する変換法を用いて、多自由度系モデルを等価一自由度系に変換する。そして、一自由度系の解析結果を多自由度系モデルの値に再変換することにより強震時の構造物の損傷指標(最大変位、履歴エネルギー、Parkらの損傷指標等)の近似的な算定を行う。

3. N2 Methodの解析手順 単柱式RC橋脚を例にとり、解析手順を示すと次のようである。①:橋脚を図-1のように、上部構造の慣性力の作用位置、張出し梁、橋脚躯体の重心位置に集中質量を持つ多自由度系にモデル化する。②:橋脚躯体を高さ方向に要素分割し、各分割断面のモーメント-曲率(M-φ)関係を道路橋示方書の保有水平耐力法と同様にして求める(図-2)。③:図-1の多自由度系モデルが地震時に受けると考えられる地震力を静的荷重にモデル化(図-3)した、水平荷重比分布を仮定する。④:仮定した水平荷重を用いた、Push-Over解析を行い、多自由度系モデルの変形状比Φ_iや最上質点(特性点)の変位D_tと各質点に載荷される荷重P_iの関係を求める。⑤:④で得られたΦ_i、D_t及びP_iを式(1)²⁾に代入し、等価一自由度系モデルの復元力-変位(Q*-D*)関係を求める。⑥:等価一自由度系のひび割れ強度Q_c*、ひび割れ変位D_c*、降伏強度Q_y*、降伏変位D_y*を求め、Q*-D*関係をある履歴モデル(本研究では修正武田モデル 図-4)に近似する。⑦:⑥で得られた復元力特性を基に等価一自由度系の動的解析を行い、最大変位D_{max}*、履歴エネルギーE_H*等を算出する。⑧:⑦で得られたD_{max}*等の等価一自由度系の解析結果を⑤と逆の方法で多自由度系の値(D_{tmax}等)に再変換する。⑨:④で行ったように再度、Push-Over解析を行い特性点の変位がD_{tmax}になった時の、各質点の変位D_i、各部材要素の回転角による損傷

$$\left. \begin{aligned} M^* &= \sum m_i \Phi_i & D^* &= \frac{\sum m_i \Phi_i^2}{\sum m_i \Phi_i} \\ Q^* &= \sum \Phi_i P_i \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

$$D_{\theta i} = \frac{\theta_i}{\theta_u} \quad (2)$$

$$DM_i = \frac{\theta_i}{\theta_u} \left(1 + \beta \frac{E_H^*}{E_{HS}^*} \frac{E_{HSi}}{M_i \theta_i} \right) \quad (3)$$

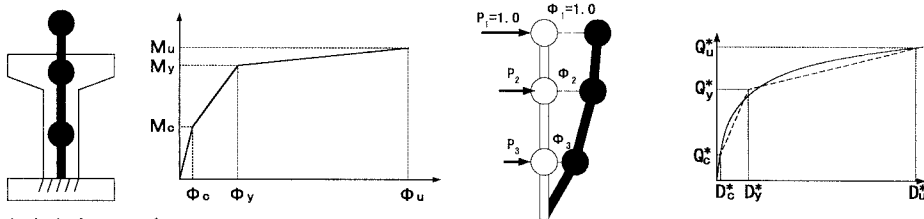


図-1 多自由度形モデル 図-2 M-φ関係 図-3 Push-Over解析 図-4 Q* - D*関係

キーワード: Push-Over解析、等価一自由度系モデル、Level2地震動、RC橋脚の損傷

徳島市南常三島町 2-1 TEL (088) 656-7324

D_{0i}（式（2））、Park らの損傷指標 DM_i（式（3））等を算出する。

4. 解析 本研究では、図-5、6に示す等橋脚連続橋及び不等橋脚を有する連続橋の多自由度系モデルについて解析を行った。

N2 Methodの基本となる荷重比分布は等橋脚連続橋については、図-7に示されるものを用い、不等橋脚連続橋については荷重比分布④の代わりに、式（4）のパラメータ K=0.6 による荷重比分布⑤を用いた。ちなみに、式（4）は Reinhorn らがビルなどの骨組構造物に対する Push-Over 解析を行う場合の水平荷重鉛直分布式として提案した式を荷重比の形に変形した式である。

なお、図-9に荷重比分布の相違による等橋脚連続橋の最大変位の比較を示し、図-10に不等橋脚連続橋の解析結果を示す。

5. まとめ 図-9、10に示されるように、最大変位については両連続橋とも荷重比分布の相違が大きくなった。また、等橋脚連続橋では荷重比分布④を用いた解析結果が、すべての質点において動的解析結果と良く一致したのに対し、不等橋脚連続橋では、最大変位が一致しても橋脚高さが低い外2本の橋脚の最大変位が動的解析より大きく算出された。なお、回転角、Park らの損傷指標でも同様の傾向が見られたが詳細な解析結果については、当日の OHP で示す。

6. 参考文献 1) Fajfar, P., Gaspersic, P., : A SIMPLIFIED NONLINEAR METHOD FOR SEISMIC EVALUATION OF RC BRIDGES, 6th US National Conf. Earthquake Eng., Seattle, 1998
 2) Krawinkler, H., Seneviratna, G.D.P.K., : Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation, Engineering Structures, Vol. 20, Nos 4-6, pp.452-464, 1998

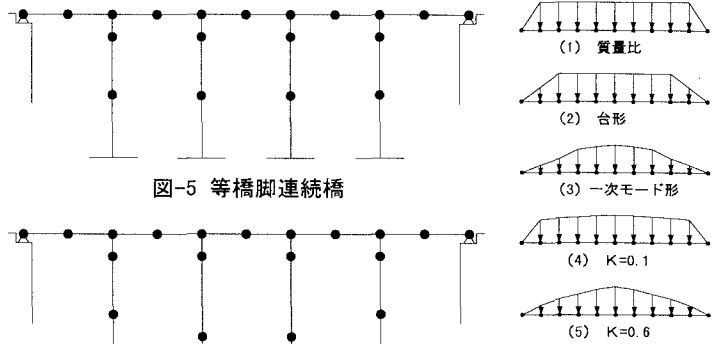


図-5 等橋脚連続橋

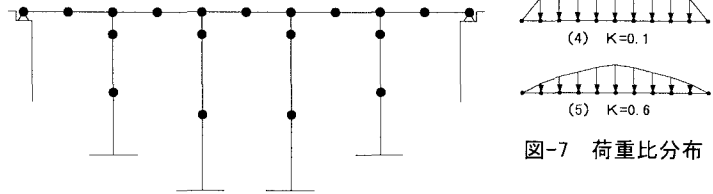


図-6 不等橋脚連続橋

$$p_i = \left(\frac{m_i}{m_t} \right) \left(\frac{l_i}{l_t} \right)^k \quad (4)$$

m_i : 質点 i の質量 l_i : 支点から質点 i までの距離
 m_t : 特性点の質点の質量 l_t : 支点から特性点までの距離
 k : 加速度分布の形状を表すパラメータ

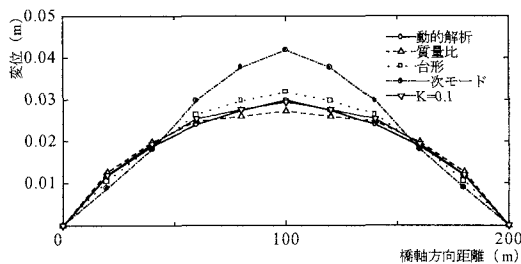


図-9 等橋脚連続橋の最大変位 (Type II)

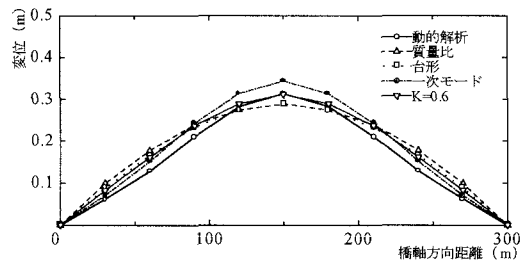


図-10 不等橋脚連続橋の最大変位 (Type II)