

I-25 等価一自由度系を用いた多自由度系構造物の地震時損傷度の簡易算定法に関する基礎的研究

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⁾に着目し、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構造物にモデル化し、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

自由度系モデルに変換する。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形状比 Φ_i 、及び最上質点（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^* を決定し、 $Q^* - D^*$ 関係のある履歴モデル（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 $D_{\theta i}$ （式 (2)）、Park らの損傷指標 DM_i （式 (3)）等を算出する。

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

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

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

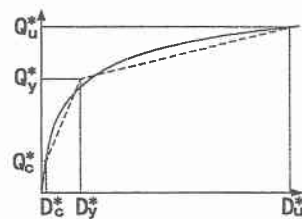
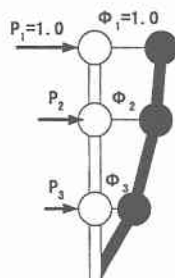
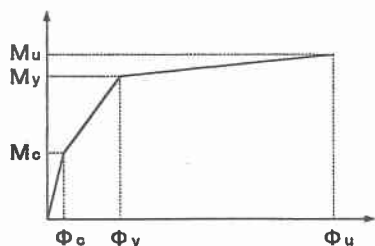
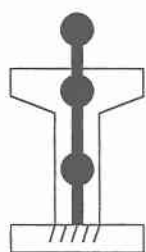


図-1 多自由度形モデル

図-2 M- ϕ 関係

図-3 Push-Over 解析

図-4 $Q^* - D^*$ 関係

4. 解析 本研究では、図-5 に示す単柱式橋脚、等橋脚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、単柱式橋脚については、図-6 に示されるものを用い、等橋脚連続橋については、図-7 で示されるものを用いた。ちなみに、図-7 の荷重比分布④の K 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式 (4) のパラメータである。なお、図-8 に荷重比分布の相違による単柱式橋脚の最大変位の比較を示し、図-9 に等橋脚連続橋の最大変位の比較を示す。

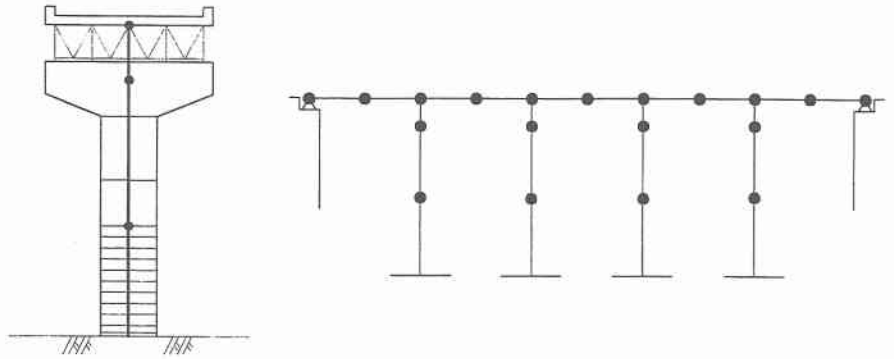


図-5 多自由度形モデル

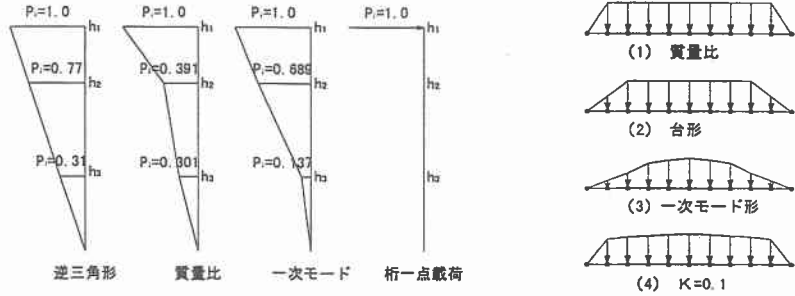


図-6 荷重比分布 (単柱式橋脚)

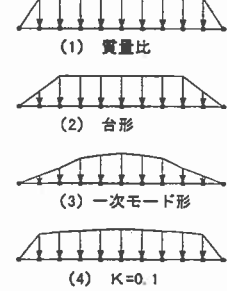


図-7 荷重比分布 (等橋脚連続橋)

5. まとめ 図-8 のように、最大変位については単柱式橋脚では荷重比分布の相違による影響は小さく誤差もほぼ 10% 以内でよく動的解析結果と一致した。しかし、等橋脚連続橋 (図-9) では、単柱式橋脚に比べ質点数が多いために荷重比分布の相違による影響が大きくなった。また、単柱式橋脚でも回転角による損傷、特に橋脚基部における損傷は荷重比分布の相違による影響が大きくなった。なお、他の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

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

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

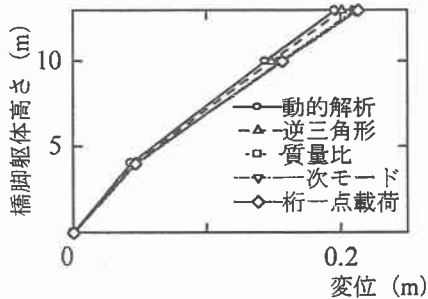


図-8 単柱式橋脚の最大変位 (Type II)

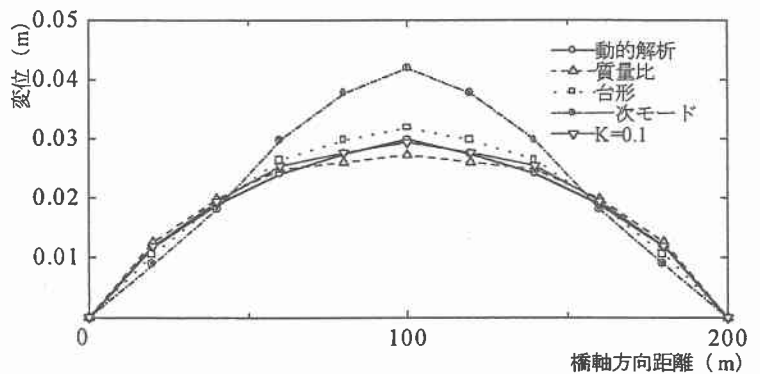


図-9 等橋脚連続橋の最大変位 (Type II)