

和歌山工業高等専門学校 学生会員 ○上野山 拓也

和歌山工業高等専門学校 正会員 山田 幸

神戸市立工業高等専門学校 正会員 酒造 敏廣

1. まえがき

構造物の弾塑性地震応答を把握する方法として、オンライン実験法などの実験的手法や汎用 FEM ソフトを用いた数値解析的手法が用いられることが多い^{1), 2)}。前者では、運動方程式の数値積分に非線形収束計算を伴わない予測子-修正子法 (OS 法)²⁾が開発されたことにより、オンライン実験の適用範囲が広がった。一方、後者では、飛び移りを伴う座屈現象など、非線形性の強い動的崩壊挙動を示す構造物に対して、工学的に十分な精度の結果が得られているか検討の余地があるように思われる。

本研究では、OS 法による運動方程式の時刻歴応答解析の各ステップに汎用 FEM コードによる弾塑性有限変位解析 (静的) を組み込み、オンライン実験法に準じた仮動的な地震応答解析法について検討するものである。

2. 鋼片持ち柱の解析モデルと地震応答解析法

本研究では、柱基部が局部座屈する鋼片持ち柱の地震応答を考える。まず、動的解析対象の 1 自由度系振動体の解析モデルと解析手法の概略を図-1 に示す。また、静的に弾塑性有限変位解析を行う鋼片持ち柱の解析モデルと寸法諸元を図-2、表-1 に示す。

本文の解析 (以下、仮動的解析と呼ぶ) では、汎用 FEM ソフト Marc (以下、Marc と呼ぶ) のユーザーサブルーチン内で

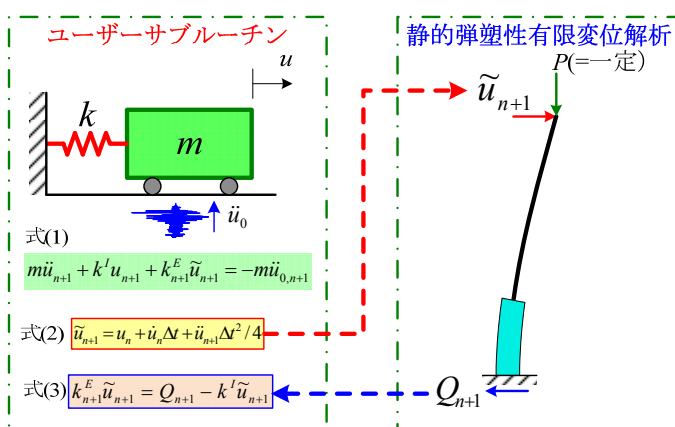


図-1 解析モデルと解析手法の概略

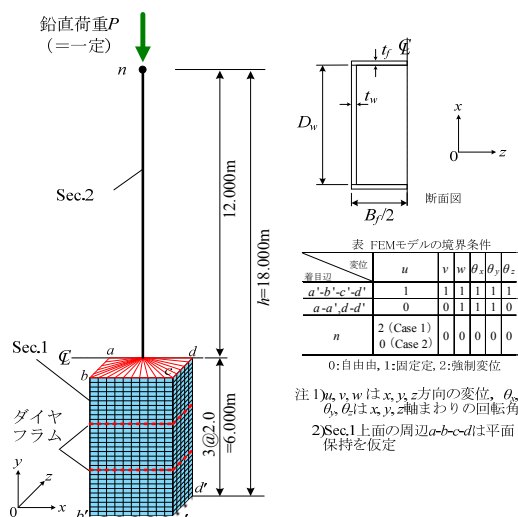


図-2 静的弾塑性有限変位解析モデル

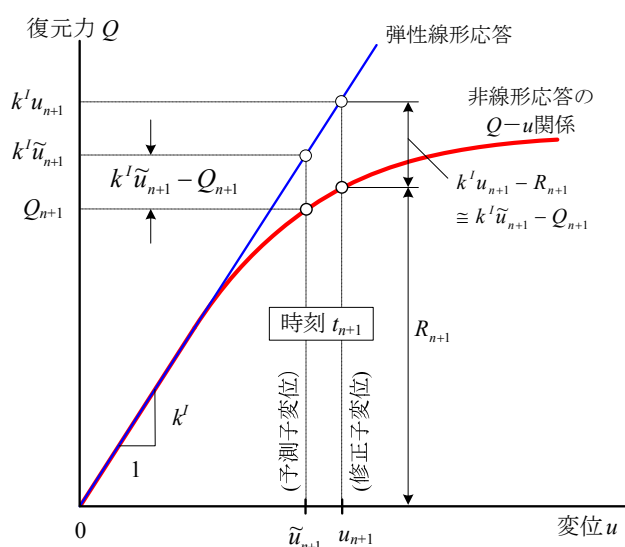
図-3 OS法の予測子・修正子変位に対応する復元力と不釣り合い力^{2), 3)}

表-1 静的弾塑性有限変位解析モデルの寸法諸元

フランジ 幅 $B_f/2$ (m)	腹板 高さ D_w (m)	板厚 $t_f=t_w$ (mm)	柱の弾性 剛性 k' (MN/m)	初期降 伏変位 u_y (mm)
1.00	1.92	40.0	10.3	114

注) ヤング係数 $E=2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$, ポアソン比 $\nu=0.3$, 降伏点 $\sigma_y=235 \text{ MPa}$, 固有周期 $T=1 \text{ s}$, 質量 $m=2.61 \times 10^5 \text{ kg}$, 柱高さ $h=18 \text{ m}$, 鉛直荷重 $P=3.68 \text{ MN}$, 塑性崩壊荷重 $H_p=1.97 \text{ MN}$, 全塑性モーメント $M_p=35.8 \text{ MN}\cdot\text{m}$ 。

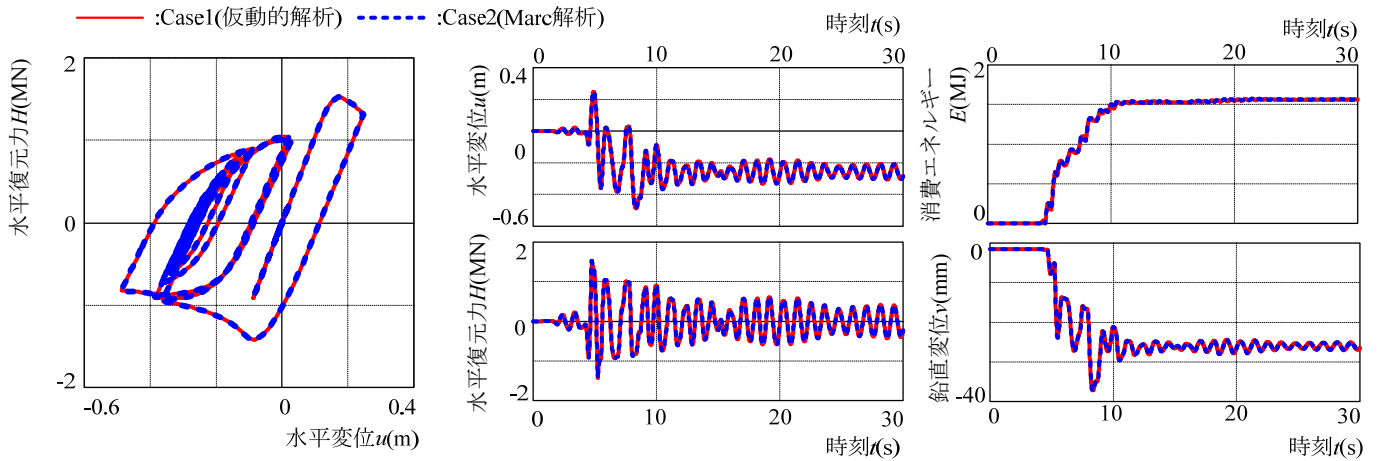


図-4 H - u 曲線, および, 水平変位, 水平復元力, 履歴エネルギー, 鉛直変位の時刻歴応答

非減衰 1 自由度系振動体の地震応答解析を行う. 運動方程式の数値積分は OS 法を用いる. その運動方程式は次式で与えられる²⁾.

$$m\ddot{u}_{n+1} + k^I u_{n+1} + k^E \tilde{u}_{n+1} = -m\ddot{u}_{0,n+1} \quad (1)$$

ここに, m : 質量, $\ddot{u}$, u , $\ddot{u}_0$, $\tilde{u}$: x 軸方向の加速度, 修正子変位, 水平地動加速度, および, 予測子変位である. また, k^I , k^E : 線形・非線形部分の剛性である. 時間刻みを Δt として, 予測子変位 $\tilde{u}$ は次式により陽的に算出した.

$$\tilde{u}_{n+1} = u_n + \dot{u}_n \Delta t + \ddot{u}_n \Delta t^2 / 4 \quad (2)$$

非線形挙動に伴う不釣り合い力は, 図-3 に示すように修正子変位によるものを予測子変位で近似して³⁾, 式(1)の運動方程式の左辺第 3 項目を以下のように変形して用いる.

$$k^E \tilde{u}_{n+1} = Q_{n+1} - k^I \tilde{u}_{n+1} \quad (3)$$

応答解析では, 予測子変位 $\tilde{u}$ を計算した後, 柱頭部にそれを与えて Marc により静的に弾塑性有限変位解析を行う. その後, 水平復元力 Q を求めユーザーサブルーチン内の動的解析にフィードバックする.

3. 解析結果の比較と考察

OS 法と静的な弾塑性有限変位解析を組み合わせた仮動的解析 (Case 1) と Marc 単体による解析 (Case 2) の結果を図-4~6 に比較する. いずれの図においても, 両者は比較的良好に一致していることがわかる. 解析に要した CPU 時間は, 仮動的解析で 3,633 秒, Marc 単体の場合で 4,239 秒である. Case 1 では Case 2 に比べて演算時間が約 15% 短縮されたことになる.

4. まとめ

本文では, 構造物の地震応答性状を調べる一つの手法として, OS 法による動的解析と汎用 FEM 解析ソフトによる静的弾塑性有限変位解析を組み合わせ, 仮動的な地震応答解析法について検討した. オンライン実験法^{2)~4)}では, 実験プロセスの実行に高精度・高性能なサーボ・アクチュエーター等, 実験設備が必要となる. この点で, 本文で示した解析法が今後有効になる場合があると考えられる.

参考文献 1) 土木学会鋼構造委員会: 座屈設計ガイドライン, 2005 年 10 月. 2) 中島, 石田, 安藤: 日本建築学会構造系論文集, 第 417 号, pp.107~117, 1990 年 11 月. 3) Bursi, O.S. and Shing, P.B.: Evaluation of some implicit time-stepping algorithms for pseudodynamic tests, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.25, pp.333~355, April 1996. 4) 山田, 酒造: 土木学会論文集 A, Vol.65, No2, pp.348~361, 2009 年 4 月.

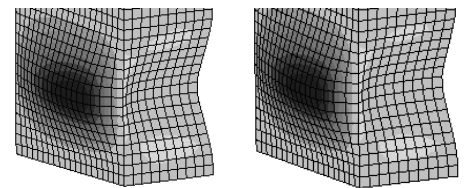


図-5 解析終了時の Sec.1 の変形状況

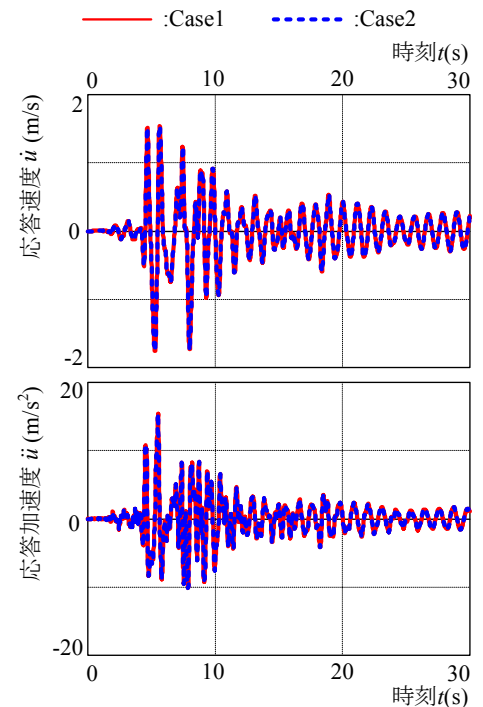


図-6 柱頭部の速度, 加速度の時刻歴応答