

2方向地震動を受ける鋼片持ち柱の弾塑性地震応答解析

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. はじめに

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 コードを用いた数値解析的手法が用いられることが多い¹⁾⁻³⁾。これまでに、筆者らは、非線形収束計算を伴わない予測子-修正子法(以下、OS法と呼ぶ)²⁾による運動方程式の時刻歴応答解析の各ステップの中に、汎用 FEM コードによる静的弾塑性有限変位解析を組み込み、オンライン実験法に準じて、地震応答解析を行う手法について検討してきた⁴⁾。

本研究では、OS法による運動方程式の動的解析と汎用 FEM による弾塑性有限変位解析を組み合わせ、2方向の水平地震動を受ける鋼片持ち柱の地震応答解析を行うものである。

2. 片持ち柱の解析モデルと地震応答解析法

2方向の水平地震動を受ける鋼片持ち柱を解析対象とする。2自由度系の解析モデルと解析手法の概要を図-1に示す。また、静的弾塑性有限変位解析を行う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非減衰2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¹⁾。

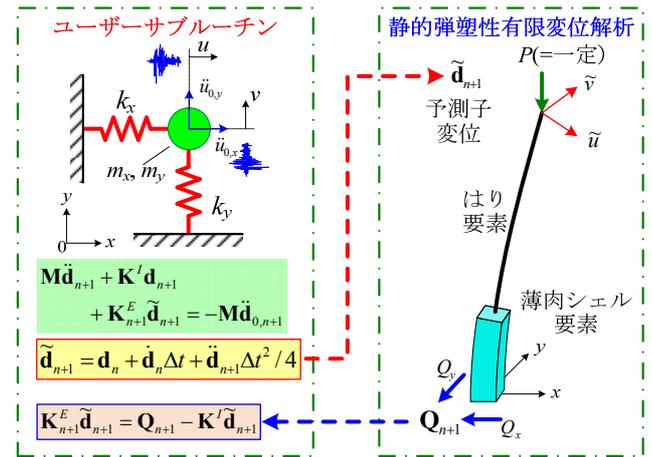


図-1 解析モデルと解析手法の概要

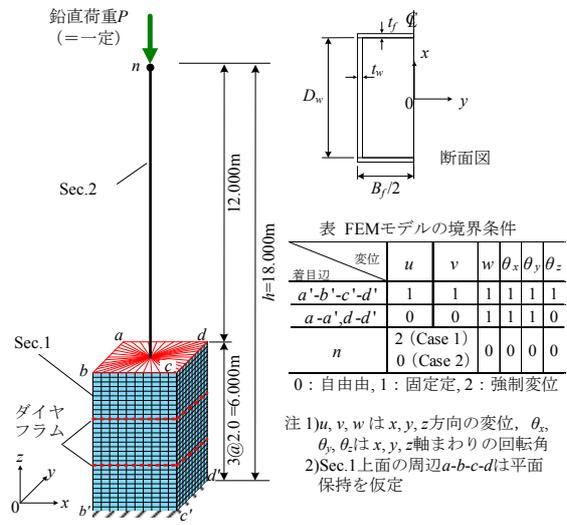


図-2 静的弾塑性有限変位解析モデル

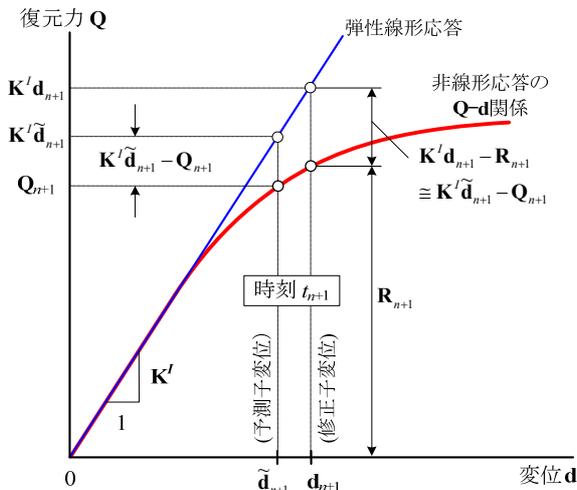


図-3 OS法の予測子・修正子変位に対応する復元力とつり合い力^{1),5)}

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_x^I, k_y^I (MN/m)	初期降伏変位 u_y, v_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 $m_x=m_y=5.45 \times 10^5 \text{ kg}$, 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 $M_p=35.8 \text{ MN}\cdot\text{m}$ 。

キーワード 2方向地震動, 鋼片持ち柱, 局部座屈, FEM, 仮動的解析

連絡先 〒644-0023 和歌山県御坊市名田町野島 77 TEL:0738-29-8456 FAX:0738-29-8469

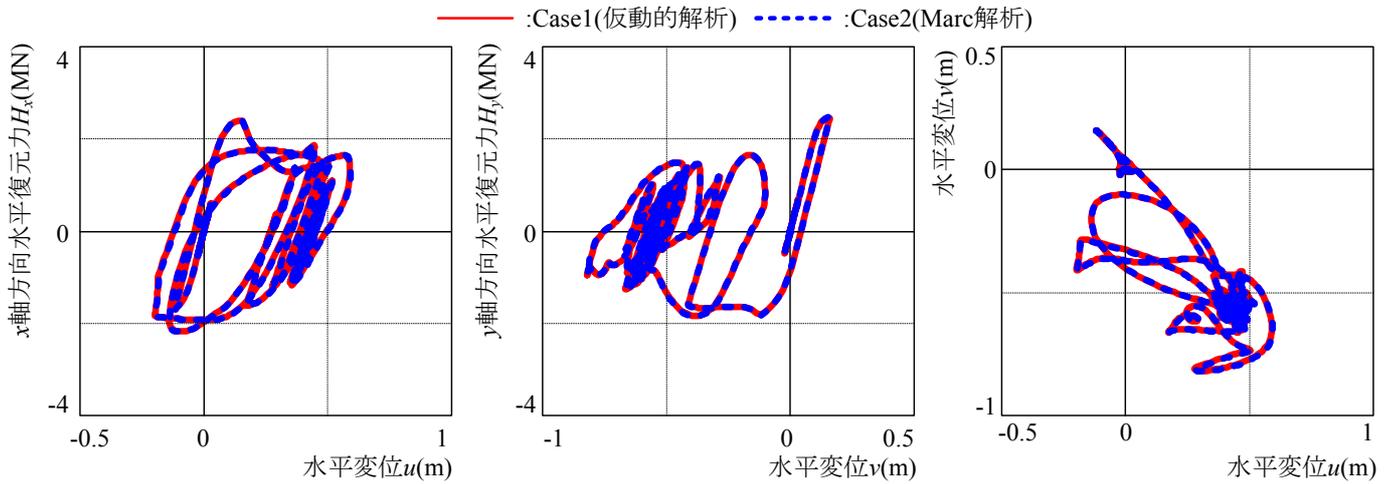


図-4 H_x - u 曲線, H_y - v 曲線, および, u - v 曲線

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{d}}_{n+1} + \mathbf{K}^I \mathbf{d}_{n+1} + \mathbf{K}_{n+1}^E \tilde{\mathbf{d}}_{n+1} = -\mathbf{M}\ddot{\mathbf{d}}_{0,n+1} \quad (1)$$

ここに、 \mathbf{M} ：質量マトリクス， \mathbf{K}^I ：弾性剛性マトリクスである。さらに、 \mathbf{K}^E は履歴に依存する剛性マトリクスであり、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。

$$\mathbf{K}_{n+1}^E \tilde{\mathbf{d}}_{n+1} = \mathbf{Q}_{n+1} - \mathbf{K}^I \tilde{\mathbf{d}}_{n+1} \quad (2)$$

また、 $\ddot{\mathbf{d}}$, \mathbf{d} , $\ddot{\mathbf{d}}_0$, $\tilde{\mathbf{d}}$ ：加速度，修正子変位，水平地動加速度，および，予測子変位の各ベクトルである。予測子変位ベクトル $\tilde{\mathbf{d}}$ は，時間刻みを Δt として次式により陽的に算出した。

$$\tilde{\mathbf{d}}_{n+1} = \mathbf{d}_n + \dot{\mathbf{d}}_n \Delta t + \ddot{\mathbf{d}}_n \Delta t^2 / 4 \quad (3)$$

応答解析では，予測子変位ベクトル $\tilde{\mathbf{d}}$ 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，水平復元力ベクトル \mathbf{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。また，入力地動加速度は神戸海洋気象台での観測波の NS, EW 成分をそれぞれ， x , y 軸方向に直角に入力した。なお，加速度は， x 軸方向 (NS 方向) の弾性の最大変位応答 u_{maxE} が柱基部の初期降伏変位 u_y の 10 倍になるように加速度の NS, EW 成分を増幅して解析を行った。

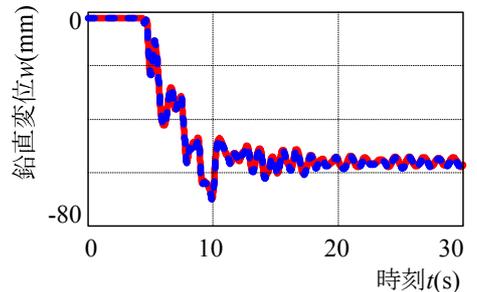


図-5 柱頭部の鉛直変位 w の時刻歴応答

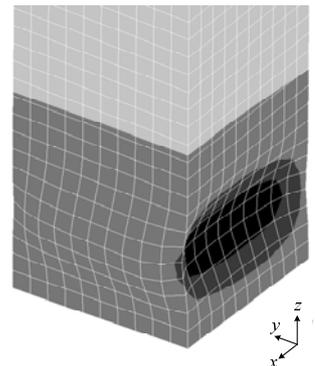


図-6 解析終了時の柱基部の変形状況 (Case 1)

3. 解析結果の比較と考察

OS 法による動的解析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, 5に比較する。また，解析終了時の柱基部の変形状況を図-6に示す。これらの結果から，Case 1, 2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，Case 1で2,131秒，Case 2で2,334秒である。OS 法を用いた Case 1では，Case 2よりも約 10%演算時間が短縮している。

4. まとめ

本研究では，OS 法による動的解析と汎用 FEM による静的弾塑性有限変位解析を組み合わせ，仮動的な弾塑性地震応答解析法を検討し，2方向地震動を受ける片持ち柱の弾塑性応答解析例を示した。

参考文献 1)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。 2)山田，酒造：土木学会論文集 A, Vol.65, No2, pp.348~361, 2009年4月。 3)土木学会鋼構造委員会：座屈設計ガイドライン，2005年10月。 4)上野山，山田，酒造：土木学会関西支部・土木学会年次学術講演会・概要集，平成23年度，2011年6月(発表予定)。 5)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.