

○五洋建設株式会社

正員 三 藤 正 明

(株)国際テクノロジー・センター

正員 竹 内 則 雄

東京大学生産技術研究所

正員 川 井 忠 彦

1 ■はじめに・・・地中骨組構造物の崩壊解析にあたっては、骨組はもちろんだまの降伏をも考慮して解析を行う必要がある。この種の問題に対して筆者らは、川井によって提案された新しい梁要素を用いて地中骨組構造物の静的崩壊解析を試み、良好な結果を得た。本論文では新しい梁要素を動的範囲まで拡張し、地中骨組構造物の衝撃崩壊解析結果について述べる。本文では、まず簡単に定式化について示される。つきつづき、動的解に対する本要素の精度チェックのため、固有値及び時刻歴応答値について厳密解との比較を行う。最後に地中骨組構造物として直鋼管杭橋脚を取り上げ、頭部に衝撃荷重を作用させた場合の解析結果について述べる。

2 ■定式化・・・図-1を用いて定式化を行う。

いま、 T を運動エネルギーとすると

$$T = \frac{1}{2} m \int (V_1 + \theta_1 x)^2 dx + \frac{1}{2} m \int (V_2 + \theta_2 x)^2 dx \\ + \frac{1}{2} m \int (U_1)^2 dx + \frac{1}{2} m \int (U_2)^2 dx \\ = \frac{1}{2} \{U\}^T [M] \{U\}$$

となる。また、ポテンシャルエネルギーは、

$$V = \frac{1}{2} \{U\}^T [B]^T [D] [B] \{U\} - \frac{1}{2} \{U\}^T \{F\}$$

である。いま梁の鉛直方向にウインクラー型のバネを仮定すると、バネのポテンシャルエネルギーは、

$$V_B = \frac{1}{2} \{U\}^T [K] \{U\}$$

である。ここで、Lagrange 関数 L は

$$L = T - V - V_B$$

とすると、Hamilton の原理より

$$[M] \{\ddot{U}\} + ([K] + [K]_s) \{U\} = \{F\}$$

となる。ここで、

$$[K] = [B]^T [D] [B]$$

$$[B] = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & -l_2/2 & 0 & 1 & -l_2/2 \\ 0 & 0 & -1 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$[D] = \begin{bmatrix} K_N \\ K_S \\ K_H \end{bmatrix} \quad \begin{aligned} K_N &= 2EA/(l_1 + l_2) \\ K_S &= 2\alpha GA/(l_1 + l_2) \\ K_H &= 2EI/(l_1 + l_2) \end{aligned}$$

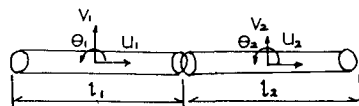


図-1 新しい梁モデル

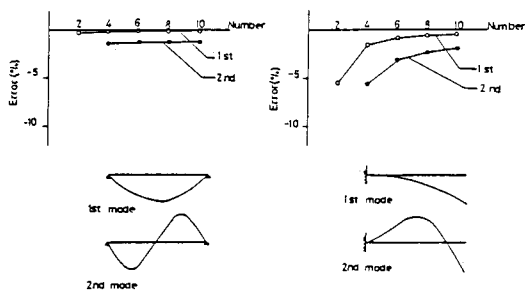


図-2 単純梁、片持ち梁に関する固有値の誤差評価

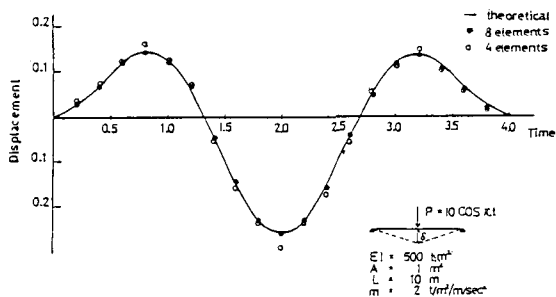


図-3 荷重載荷点の時刻歴応答変位

$$[M] = m \begin{bmatrix} 1 & & & \\ & l_1 & & \\ & 0 & l_1^2/2 & \\ & & l_1 & l_2 \\ & & & l_2^2/2 \end{bmatrix} \quad [K]_s = R \begin{bmatrix} 0 & & & \\ & l_1 & & \\ & 0 & l_1^2/2 & \\ & & l_1 & l_2 \\ & & & l_2^2/2 \end{bmatrix}$$

$$\{U\}^T = [U_1 \quad V_1 \quad \theta_1 \quad U_2 \quad V_2 \quad \theta_2]$$

$$\{F\}^T = [X_1 \quad Y_1 \quad M_1 \quad X_2 \quad Y_2 \quad M_2]$$

である。Eはヤング率、Aは断面積、Iは断面二次モーメント、 α は有効せん断弾性係数、 l_1 、 l_2 は要素1、2の長さ、mは単位長さ当りの質量、 R は地盤反力係数である。運動方程式の解法にはニューマークのβ法を用い、 $\beta=1/6$ とした。

3 ■数値計算・・・本モデルの振動特性に対する精度を検討するため、単純梁、片持ち梁の2タイプ取り上げ、解析解との比較を行った。図-2に単純梁、片持ち梁に関する1次、2次の固有値の収束状況を示す。図より、1次、2次とも精度良く解が求まっている。特に単純梁はきわめて高い精度で解が求まっている。曲げ振動に対する本モデルの有効性を検討するため、図-3に示す単純梁の中央に調和荷重が作用した場合を取り上げた。図に載荷点における鉛直変位について厳密解と本モデルにより求まった解との比較を示す。実線が厳密解、白丸が全スパン2つで4分割、黒丸が8分割した場合の解析結果である。図より、4分割では応答変位のピーク時にありてやや高めの解が得られている。一方、8分割程度すれば全体的に高い精度で解が求まっている。

4 ■地中骨組構造物の衝撃破壊解析・・・

図-4に解析モデルを示す。これは直鋼管杭橋脚に船舶等が衝突した場合とモデル化したものである。地盤は完全弾塑性体とみなし、極限抵抗工圧以上は抵抗しないものとした。今回、極限抵抗工圧はBromsの提案式を用いた。構造物も完全弾塑性体とし、降伏の判定は曲げモーメントのみで行った。荷重に関しては、正弦波半波形の衝撃荷重が作用するものとした。図-5に0.01秒ごとの変位、曲げモーメントの応答を示す。図中、黒丸は塑性ヒンジの発生した位置を示す。時刻0.04秒ですべての杭の頭部に塑性ヒンジが発生したことがわかり、この時点で文献(1)に示す橋脚の崩壊基準と一致する。また、同時刻の地盤の降伏は地表面付近のみであった。

5 ■まとめ・・・新しい梁要素は剛体

変位場を仮定することにより、分布し

ている地盤の影響を簡単に考慮できる。今回、海洋構造物として直鋼管杭橋脚を取り上げ、衝撃破壊解析を試みた。塑性ヒンジの発生位置、ならびに地盤の降伏状態も予想し得る解が得られることがわかった。

参考文献(1)福井、内田、岩崎、外山：「鋼管杭式橋脚の極限状態を考慮した解析の自動化」、港湾技術資料、No.447

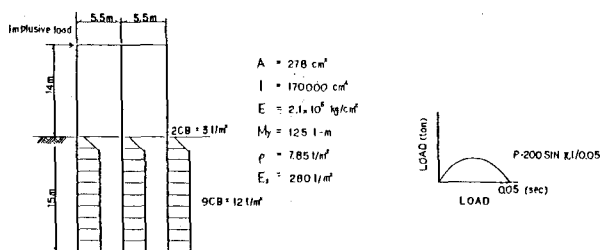


図-4 解析モデルと衝撃荷重

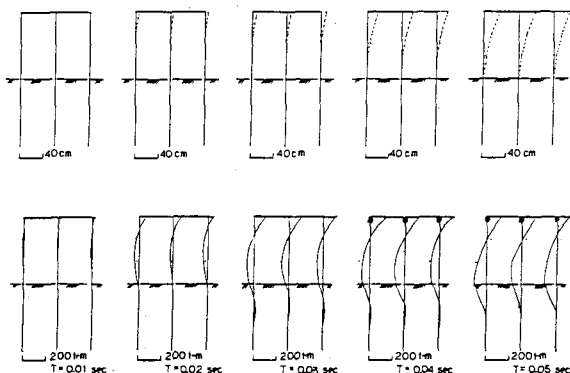


図-5 変位、曲げモーメントの時刻歴応答