

関西大学工学部 正会員 ○三上 市藏
 ㈱東洋情報システム 正会員 三浦 泰夫
 関西大学大学院 学生員 田中 成典
 関西大学大学院 学生員 新内 康芳

1. まえがき 動的緩和法(Dynamic Relaxation Method)を用いて鋼薄肉変断面梁-柱の面内強度を解析¹⁾した。その場合、荷重制御型で解析を進めたため、荷重-たわみ曲線のピーク、すなわち最大強度を捕らえ難く、ピーク後の強度の低下を追跡することができなかった。そこで、本研究では変位制御型の解析法を確立したので、報告する。

2. 変位制御型解析法 図-1(a)に示すように、長さ L (cm)の変断面鋼部材が、両端で単純支持され、両端に軸方向圧縮力 P を、大断面端にモーメント $M_{(L)}$ を受ける場合(比 $M_{(L)}/PL$ が一定)を解析する。梁-柱は z 方向に初期たわみを有しており、断面には図-1(c)の残留応力がある。図-1(b)の2軸対称断面で、腹板のみにテーパが付いている部材を扱う。以下では、荷重制御型解析法と異なる点についてのみ説明する。変位制御型で載荷するため²⁾、図-1(d)に示すように、大断面端にたわみ角 $\theta_{(L)}$ を強制変位として与えると同時に、比 $M_{(L)}/PL$ が一定となるように次式を考える。

$$x=L : \alpha \frac{M}{L} + \beta N = 0 \quad (1)$$

ここで、 M 、 N は曲げモーメントおよび軸力で、 α と β の値を載荷の状態が保たれるように選ぶ。

したがって、動的緩和法を適用するための境界条件は次のようになる。

$$x=0 : u=0, \quad w=0, \quad M=0 \quad (2a-c)$$

$$x=L : m \frac{\partial \dot{u}}{\partial t} + k_u \dot{u} = \alpha \frac{M}{L^2} + \beta \frac{N}{L}, \quad w=0, \quad \theta = \theta_{(L)} \quad (3a-c)$$

ここで、 u 、 w は x 、 z 方向の変位、 m は線密度、 k_u は x 方向の減衰係数、 $\dot{u} = \partial u / \partial t$ である。

(1) 基礎式

強制たわみ角で変位制御するため、 u 、 w の他に任意の位置のたわみ角 θ を考える必要がある。たわみ角はたわみから次式を使って求められる。

$$\theta = \frac{\partial w}{\partial x}$$

そして、図心軸から距離 z の点の x 方向ひずみ $\varepsilon(x, z)$ は u 、 θ を使って、次のように表される。

$$\varepsilon = \frac{\partial u}{\partial x} - z \frac{\partial \theta}{\partial x} \quad (5)$$

その他の基礎式は文献1)と同様である。

(2) 初期たわみ

部材中央点の初期たわみ(cm) f_0 を用いて、次の初期たわみ分布を仮定する。

$$w_0 = f_0 \sin(\pi x/L) \quad (6)$$

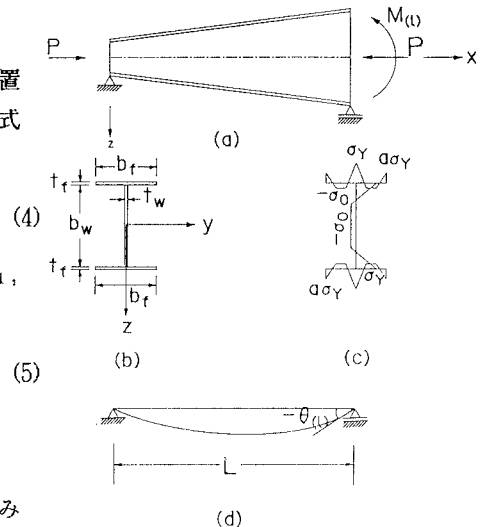


図-1

(3) 初期条件

梁一柱を x 方向に n_x 分割（差分間隔 Δx ）し，差分点（ $i = 0 \sim n_x$ ）に番号をふる．時刻 $t = 0$ における初期値を以下のように与える．

$$\dot{u}_i = 0, \quad u_i = 3 \frac{\alpha I_i \theta(0)}{\beta L A_i} \frac{i}{n_x} \quad (7a-b)$$

$$\dot{w}_i = 0, \quad w_{n_x-i} = -\frac{\theta(0) L}{2} \left[2 \left\{ \frac{i}{n_x} \right\} - 3 \left\{ \frac{i}{n_x} \right\}^2 + \left\{ \frac{i}{n_x} \right\}^3 \right] \quad (8a-b)$$

$$\theta_{n_x-i} = \frac{\theta(0)}{2} \left[2 - 6 \left\{ \frac{i}{n_x} \right\} + 3 \left\{ \frac{i}{n_x} \right\}^2 \right] \quad (9)$$

ここに， I_i は断面二次モーメント， A_i は横断面積である．式 (7b)，(8b)，(9) は，初期値を $u = w = \theta = 0$ として衝撃荷重が作用することを避けたものである．

(5) 数値計算手順

時刻を進めながら，基礎式と境界条件式を用いて逐次代入計算を繰返すと，静的解に収束する．計算手順のフローチャートは講演会で説明する．

3. 数値計算例

鋼薄肉変断面梁一柱の面内強度を解析する．解析モデルは， $b_f = 11.02 \text{ cm}$ ， $t_f = 0.808 \text{ cm}$ ， $b_w(s) = 12.13 \text{ cm}$ ， $b_w(1) = 16.53 \text{ cm}$ ， $t_w = 0.605 \text{ cm}$ ， $L = 200 \text{ cm}$ ， $f_o = L/4000$ ．鋼材は SS41 材で，降伏応力は上下フランジが 2896 kgf/cm^2 ，腹板が 3120 kgf/cm^2 であり， $E = 2.10 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ とした．

図-2 は，比 $\beta/\alpha = 0.037871$ のときの荷重-変位中央たわみ曲線である．図より，変位制御型と荷重制御型の解析結果に差は無く，変位制御型解析法ではピークを過ぎた後も確実に荷重-たわみ関係を追跡できていることが分かる．図-3 は，中央軸方向変位，大断面端軸方向変位，中央たわみの時間的変化を比較したものである．図より，軸方向変位の方がたわみより収束が早いことが分かる．

4. むすび 残留応力および初期たわみを有する鋼変断面梁一柱の面内強度が強制たわみ角のみを操作することで，変位制御型で解析するに成功した．また，ピーク後の挙動も追跡できた．これにより，今後，変断面梁一柱の設計公式³⁾を論ずるためのパラメトリック解析が容易になる．

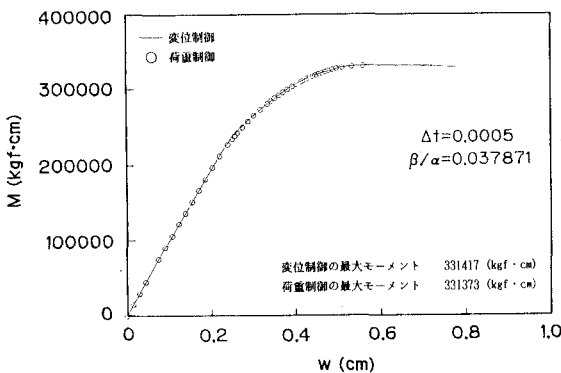


図-2

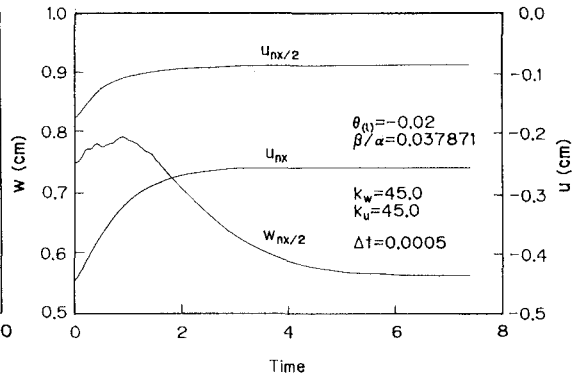


図-3

1) 三上・三浦・辻本・田中，構造工学論文集，Vol.33A，1987-3. 2) Mikami, Miura, Matsumura, and Tanaka, Technology Reports of Kansai Univ., No.27, Mar., 1986. 3) 三上・三浦・田中・新内・大浦，土木学会関西支部年次学術講演会，1987-4.