

立体骨組の弾塑性安定

若 林 実・岡 本 晴 仁

THE ELASTO-PLASTIC STABILITY OF SPACE FRAMES

By Minoru WAKABAYASHI and Haruhito OKAMOTO

Synopsis

The load-carrying capacity and the behavior of a space frame subjected to a horizontal load are studied numerically in the case of three-dimensional elbow-type frame.

This paper is divided into two parts. In the first part, the moment-curvature relations under constant axial force are computed for biaxial bending; in the second part, using these moment-curvature relations, the space frame is analysed main attention being paid on the column bending. In consequence, the influence of biaxial bending and the axial force are observed clearly.

1. 序

従来、骨組の耐力あるいは挙動について考える場合、たとえその構造物が立体的に構成されていても、平面的な骨組の集合体として考えられて来た。しかし、このような考え方より、実際の構造物が立体的に構成されている以上、立体的に構造物をとらえて考える方が妥当である。最近においては、柱および梁等の個材について立体的に取り扱うことが、その構造物の耐力および挙動を考える場合重要であるという立場が、かなり取り入れられるようになって来た。もちろんこのような個材の三次元的な挙動については古くから考えられてはいるが、それらは材料の降伏に伴う非線型性を含まず、また幾何学的な変化による非線型性を無視した線型解を求めているにすぎない。最近になって、このような古典理論^{1), 2)} から一歩進んで材料の非線型および幾何学的変化に伴う非線型性をも考慮して、その耐力および挙動を理論的に求めてみるものが試みられてきている。このような非線型挙動をする材の解析が行なわれるようになったのも電子計算機の発達に負う所が大きいと考えられる。例えば、Galambos³⁾ はH型钢よりなる梁の解析および実験を行ない、その耐力および挙動を求めてみようとした。また、Klöppel⁴⁾ はH型钢よりなる柱が2軸偏心圧縮力を受ける場合について、実験を行ない、DINの規定との比較検討を行なっている。また、Birnstiel等⁵⁾ は同じく2軸偏心圧縮力を受けるH型钢の場合について、かなり厳密な解析を行ない、あわせて実験をも行ない比較検討している。彼等の解析においては、材の降伏に伴うせん断中心の移動、ひずみのもどり、および変形の幾何学的な変化の影響をも考慮されており、材軸に沿って数点で釣合いを考えることにより数値解析を行なっている。この解法は非常に複雑で電子計算機による計算時間も大変長くなるという欠点を持つが、非常に厳密であるといえる。ただ、St Venantの純捩れモーメントにおけるせん断応力の考え方が従来の塑性学の考え方と合致しない点がある。Birnstielの解析の複雑さを避けるため、Gaylord, Sharma⁶⁾ が同じく2軸偏心圧縮力を受けるH型钢について、そのたわみ形を仮定することにより略解を得ている。国内では、筆者等⁷⁾ が2軸偏心圧縮力を受けるH型钢について、比較的簡単な解析を行ない、また、材長および偏心方向をパラメーターとして行なった実験と耐力および挙動ともかなりよい近似を得た。最近、藤本等⁸⁾ によってBirnstiel等と非常によく似た解析が行なわれた。しかし、このような柱材の解析においても、偏心距離が柱の上下端で等しい場合、柱に曲げモーメント勾配のない場合である。ただ曲げモーメント勾配を持つ柱材の横座屈に関して、Galambos等⁹⁾ が一端ピンのH形断面を有する柱に片側モーメントが作用した場合につ

いて、固有値問題として、その横座屈モーメントを求めているにすぎない。固有値問題として座屈問題を取り扱おうと、座屈荷重と座屈モードは求まるが、変形等の座屈挙動、あるいはどの程度の変形までその耐力を維持できるか等については求めることが出来ない。塑性設計の立場から考えると、柱材端にヒンジが発生した後、どの程度の変形までその材端モーメントを維持し得るかは重要な問題である。構造物の個材の立体的な取り扱い以上のようにかなり行なわれてはいるが、骨組全体を立体的に考えることはそれほど行なわれていない。Renton¹⁰⁾ が立体骨組の弾性座屈に関して研究しており、国内では、弾性範囲では、ほぼ完全と考えられる立体骨組の座屈撓角法が若林、野中氏¹¹⁾ により導かれており、実験的にも確かめられている。また塑性学の立場から、立体骨組の塑性崩壊荷重を求めているものは発表されている¹²⁾。

筆者等は、外力を受けた場合の立体骨組の耐力もさることながら、その挙動に非常に興味を持ち、以下の解析を試みた。ここでは、H形鋼より構成される肘形の立体骨組 (Fig. 5 参照) に、外力として、一定の柱軸方向力と単調に増加する水平力に対する挙動を、曲げを主体とした考え方で解析しようとするものである。解析は大きく分けると二つの部分よりなる。まず最初に、一定軸力を受ける H 形鋼の 2 軸に関する曲げモーメント—曲率関係を求め、次に、その曲げモーメント—曲率関係を用いて骨組全体の挙動を解析しようとするものである。

2. 曲げモーメント—曲率関係

一定軸力下の H 形鋼の曲げモーメント—曲率関係は、平面的に取扱った場合、つまり、一定軸力と一つの主軸まわりのモーメントと曲率との関係は非常に多く研究されているが、2 主軸まわりの曲げモーメントを受ける場合についての研究は非常に少ない。牧野¹³⁾ が軸力と 2 主軸まわりの曲げモーメントの Interaction を求めているのと、外国での同じようなものが 2, 3 あるにすぎない。ひずみのもどりを考慮すると、二つの曲げモーメントを決めても曲率を決定することができない。一般に、軸力と 2 主軸まわりの曲げモーメントを受ける場合の曲げモーメント—曲率関係は、

$$\kappa_x = f(P, M_x, M_y, M_z, q) \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\kappa_y = g(P, M_x, M_y, M_z, r) \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\varphi' = h(P, M_x, M_y, M_z, s) \quad \dots\dots\dots (3)$$

のように表わされる。ここに P は軸方向力、 M_x は x 軸まわりの曲げモーメント、 M_y は y 軸まわりの曲げモーメント、 M_z は z 軸まわりの捩れモーメント、 q, r, s は履歴に関する係数、 κ_x は x 軸まわりの曲率、 κ_y は y 軸まわりの曲率、 φ' は単位長さあたりの捩れ角とする。ただし、これらの式では反りによる捩れモーメントは無視している。このような複雑な関係を求めることは非常に困難なので次のような仮定をおいて、モーメント—曲率関係を求めていくことにする。

仮 定

- 1) 材料の応力—ひずみ関係は理想弾塑性とする。(Fig. 1 参照)
- 2) ひずみのもどりは考慮する (Fig. 1 参照)
- 3) 平面保持の仮定が成立するものとする。(断面の反り変形は無視する。)
- 4) 断面は各格子要素に分けられ、各格子要素はその格子要素の重心に集中しているものとする。(Fig. 2 参照)

これらの仮定のもとで (1), (2) 式および (3) 式の関係を求めるわけであるが、ここでは履歴の関係を次のように考えて解くことにする。軸方向力 P 、および y 軸まわりのモーメント M_y を一定とし、 x 軸まわりの曲げモーメントと x 軸まわりの曲率 κ_x の関係を求める。また、同様に軸方向力 P および x 軸まわりの曲げモーメント M_x を一定とし、 y 軸まわりの曲げモーメント M_y と y 軸まわりの曲率 κ_y の関係を求める。このように今考えている主軸と異なる主軸まわりのモーメントを一定とし、モーメント—曲率関係を求めることは実際の部材の状態とは少し異なるが、ここでは以上の方法で求めることにする。また材料の降状にせん断応力は関与しないと、捩れモーメントに関する (3) 式では、かなり大胆ではあるが弾性の

St. Venant の捩れモーメントの関係が適用されるものとした。これらの仮定の結果 (3) 式は独立となって (1) および (2) 式だけを求めればよいことになる。(3) 式の関係をもとに St. Venant の捩りの関係としたのは非常に乱暴であり、今後もう少し詳しく (3) 式関係を調べる必要があると考えられる。

さて、このような関係によるモーメント-曲率関係を求める方法を手順を追って説明する。H形断面を Fig. 2 に示すように格子要素に切って考える。Fig. 2 において、 (I, J) で決められる格子要素の重心の座標を $\{X(I, J), Y(I, J)\}$ とする。そしてこの要素の断面積がその要素の重心に集中しているものと考え、ひずみ、応力あるいは降伏に関して重心位置で代表させる。仮定 1) および 2) のひずみと応力の関係を Fig. 1 に示したが、これを数式化する必要がある。前段階での正しいひずみおよび応力をそれぞれ ϵ, σ で示されるものとし、前段階からのひずみ増分を $d\epsilon$ とする。また弾性係数を E 、降伏応力度を σ_y 、現段階での応力を σ とすると、

$$|\bar{\sigma} + E d\epsilon| \leq \sigma_y \text{ なら, } \sigma = \bar{\sigma} + E \cdot d\epsilon \dots (4)$$

となり、また

$$|\bar{\sigma} + E \cdot d\epsilon| > \sigma_y \text{ なら, } \sigma = F \cdot \sigma_y \dots (5)$$

となる。ただし F は絶対値が 1 で、 $d\epsilon$ と同符号を持つものとする。このように理想弾塑性体の場合、ひずみのもどりは簡単に数式化することができる。ただし Bauschinger 効果は無視する。このひずみと応力の関係を各格子要素のひずみと応力の関係に適用することにする。今、Fig. 2 において、H形断面の重心における軸方向ひずみを ϵ_0 とする。また、 x 、および y 軸まわりの曲率をそれぞれ κ_x 、 κ_y とすると、任意の (I, J) 要素のひずみ $\epsilon(I, J)$ は、

$$\epsilon(I, J) = \epsilon_0 + \kappa_x \cdot Y(I, J) + \kappa_y \cdot X(I, J) \dots (6)$$

となる。この関係によって、断面中心のひずみ ϵ_0 と、 κ_x および κ_y によってそれぞれの要素のひずみが表わされたから、このひずみから、さきほどの (4) および (5) 式のひずみと応力の関係を用いることによって応力に変換することができる。各格子要素の断面積を $A(I, J)$ とすると、軸方向力 P 、 x 軸および y 軸まわりのモーメント M_x 、 M_y は次のように表わされる。

$$P = \sum \sum \sigma(I, J) \cdot A(I, J) \dots (7)$$

$$M_x = \sum \sum \sigma(I, J) \cdot A(I, J) \cdot Y(I, J) \dots (8)$$

$$M_y = \sum \sum \sigma(I, J) \cdot A(I, J) \cdot X(I, J) \dots (9)$$

次に、実際の計算の方法を順を追って説明する。一定の軸方向力 P と一定の y 軸まわりの曲げモーメント M_y の下での x 軸まわりの曲げモーメント M_x と曲率 κ_x との関係を求めることにしよう。まず P に対応する断面中心ひずみ ϵ_0 を求め、次に y 軸まわりの曲率を増加させ、 P を一定に保つように ϵ_0 を調節しながら、 M_y が所定の M_y となる κ_y を求める。この状態での格子のひずみおよび応力を $\kappa_x = 0$ のときのひ

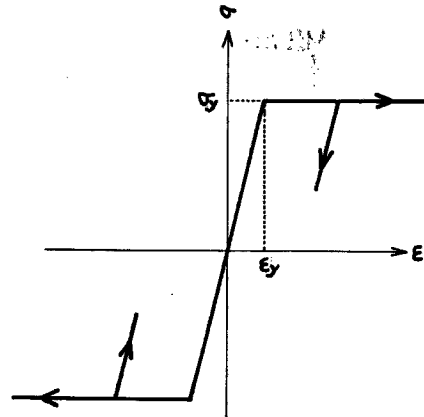


Fig. 1 Stress-strain relation.

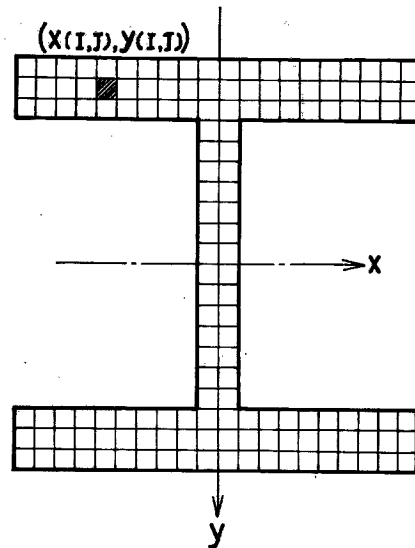
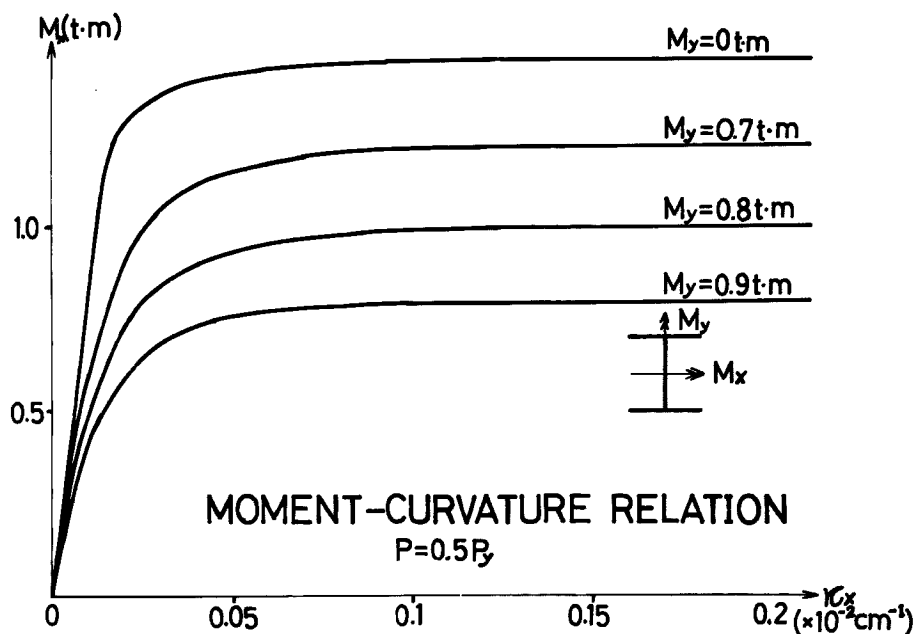
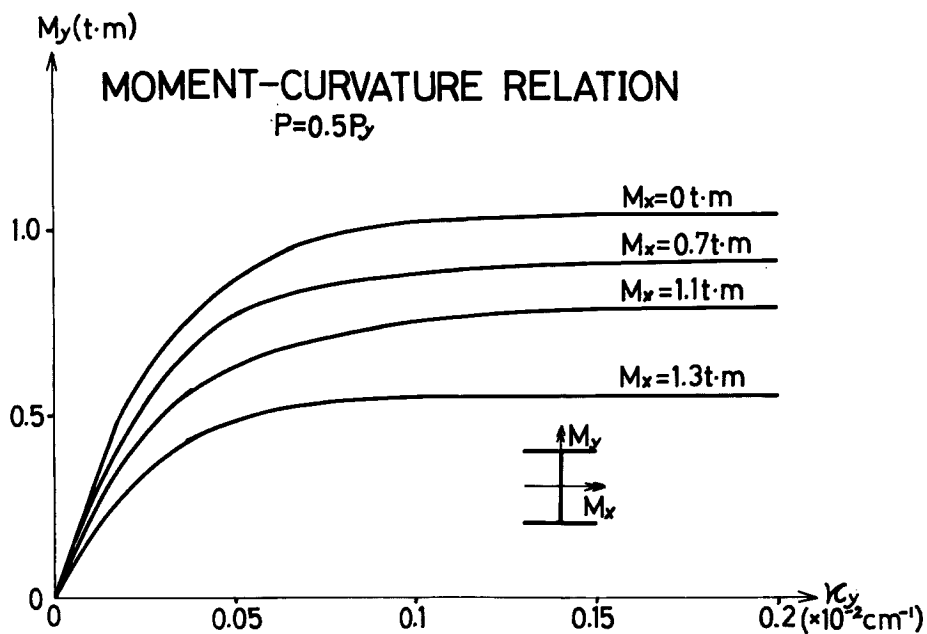


Fig. 2 Small elements of cross section.

Fig. 3 Moment-curvature relation. ($M_x - \kappa_x$)Fig. 4 Moment-curvature relation. ($M_y - \kappa_y$)

ずみおよび応力状態とし、以後 κ_x を増加させ、 P および M_y が一定となるよう ε_0 と κ_y を調節しながら x 軸まわりのモーメント M_x と曲率 κ_x の関係を求める。つまり前段階として、ある κ_x に対して、一定の軸方向力 P および一定の y 軸まわりのモーメント M_y が満足されている状態での各格子要素のひずみおよび応力が求まっているとして、小さな曲率 $d\kappa_x$ の増加した曲率 $(\kappa_x + d\kappa_x)$ の現段階に対して、H形断面の中心のひずみ ε_0 および y 軸まわりの曲率 κ_y を仮定する。 $(\kappa_x + d\kappa_x)$, ε_0 および κ_y により現段階でのそれぞれのひずみ状態があらわされ、このひずみ状態と前段階の応力およびひずみ状態より、現段階での応力状態が表わされる。このように応力状態が表わされると、(6)、(7) および (8) 式より軸力 P 、および曲げモーメント M_x および M_y が求められる。しかしこの求まった軸力 P および曲げモーメント M_y が仮定している軸力 P および曲げモーメント M_y と一致するとは限らない。一致しない場合には、断面中心のひずみ ε_0 および y 軸まわりの曲率 κ_y を変化させ一致するようにする。このように軸力および y 軸まわりの曲げモーメントを一定の状態とした場合、 x 軸まわりの曲げモーメントの増加に対して、 y 軸まわりの曲率も増加するものである。このようにして、前段階での正しい応力状態より、現段階での正しいモーメント—曲率関係が得られる。増加していく κ_x に対して、この操作を繰返し、また異なった y 軸まわりのモーメントに対しても以上の操作を繰返すことによって、いろいろな y 軸まわりのモーメントに対する x 軸まわりのモーメント M_x と曲率 κ_x との関係が得られる。Fig. 3 は H-100×100×6×8 の断面に対して、一定の軸方向力として、全断面降伏軸力の 50% が作用している場合について、いろいろの y 軸まわりのモーメント M_y に関して求めた x 軸まわりのモーメント M_x と曲率 κ_x の関係である。同様に、Fig. 4 は同断面、同軸方向力に対する種々の x 軸まわりのモーメント M_x に関する y 軸まわりのモーメント M_y と曲率 κ_y の関係である。Fig. 3 および Fig. 4 のいずれの場合にも、降伏応力度 σ_y は $3t/cm^2$ である。Fig. 3 と Fig. 4 を比較すると、Fig. 3 の方が曲線の曲がり方が鋭い。これは曲げモーメントに関する shape factor が Fig. 3 の方が 1 に近いためである。ここでは H 形に対してモーメント—曲率関係を求めたが、他の断面形に対しても同様の方法でモーメント—曲率関係を求めることができるであろう。またこの方法では残留応力の影響も簡単に導入することができるので、他にいろいろ利用方法があると考えられる。

3. 立体骨組の挙動

ここでは、前記のモーメント—曲率関係を用いて、以下骨組の挙動を求めていくことにする。Fig. 5 に示すように H-100×100×6×8 より構成された梁 2 部材、柱 1 部材よりなる直角肘形骨組に地震力等の水平力が作用した場合の挙動を調べてみようとするものである。また、このモデルは実際の骨組の一部を取り出したものと考えられ、ここでは、特にその柱について解析していく。

3.1 釣合微分方程式

このような 2 軸曲げを受ける柱材の釣合微分方程式は、特にせん断力を含む場合にはかなり複雑な形となるが、ここでは次のような仮定のもとに求めた。

仮 定

- 1) 軸方向力は一定で柱のもとの材軸に平行で、柱頭および柱脚の断面中心を通して作用している。したがって転倒モーメントが作用している。
- 2) 柱材は H 形鋼よりなるものとし、残留応力および元たわみ等の initial imperfection はないものとする。
- 3) 柱の材軸方向の縮みを無視する。
- 4) せん断中心は、材が非弾性域にはいても位置の移動はないものとし、H 形断面の重心に位置するものとする。

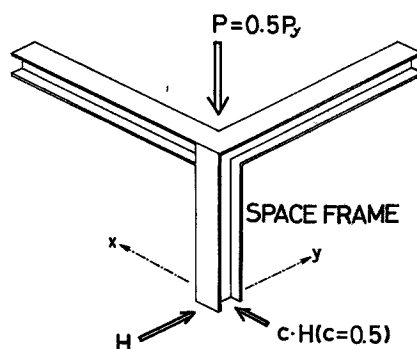


Fig. 5 Elbow-type space frame and loads.

5) 反り変形, および反りによるモーメントは無視する。

以上の仮定を用いて釣合式を求める。柱材の境界条件は次のような形で与えられる。柱頭では, 梁および柱の軸方向伸び縮みを無視しているの,

$$u=v=0 \dots\dots\dots (10)$$

となる。ただし u および v は柱の x および y 方向の変位量である。また柱頭振れ角 β , あるいは x および y 方向へのたわみ角 (du/dz) および (dv/dz) と, 柱頭に作用するモーメントとの関係は, 梁の変形を考慮することにより, 次のように表わすことができる。ただし梁端はピン支持である。

$$\beta = M_z l / 6EI_b \nu \dots\dots\dots (11)$$

$$du/dz = M_y l / (3EI_b x + GJ_b) \dots\dots (12)$$

$$dv/dz = M_x l / (3EI_b x + GJ_b) \dots\dots (13)$$

ただし, M_z , M_y , および M_x は柱頭に作用する z , y , および x 軸まわりのモーメントであり, l は梁材長, E および G はそれぞれ弾性係数およびせん断弾性係数である。また, $I_b \nu$, および $I_b \nu$ は梁の弱軸および強軸まわりの断面 2 次モーメントであり, J_b は梁の St. Venant の振れ定数である。柱脚部ではすべての軸まわりのモーメントが 0 となるので,

$$u''=v''=\beta'=0 \dots\dots\dots (14)$$

となる。次に, 柱のモーメントの釣合を求める。(Fig. 6 参照) 柱材端より z の位置にある変形後の断面について考える。正の x および y 方向の変位を u および v とし, また, 右手系より振れ角 β を定義する。そしてモーメント, およびせん断力等の符号はそれぞれの座標系と一致するものを正とする。変形後の主軸を ξ および η 軸とし, また, 材軸を z 軸とする。 ξ, η および z 軸まわりの外力モーメントは次のように表わされる。(Fig. 7, Fig. 8 参照)

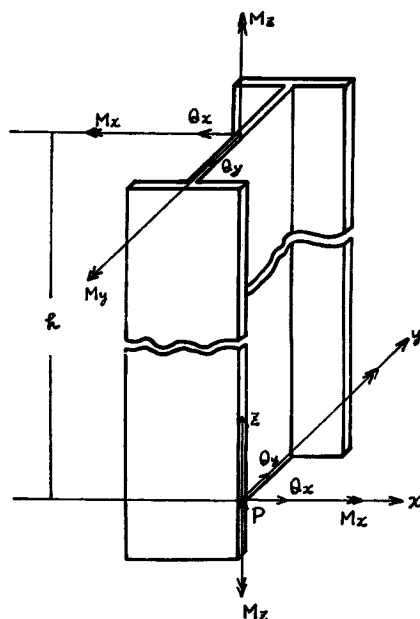


Fig. 6 Sign conventions of column.

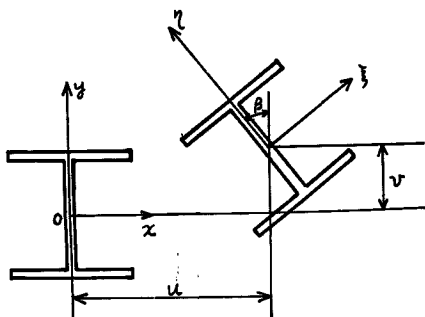


Fig. 7 Sign convention.

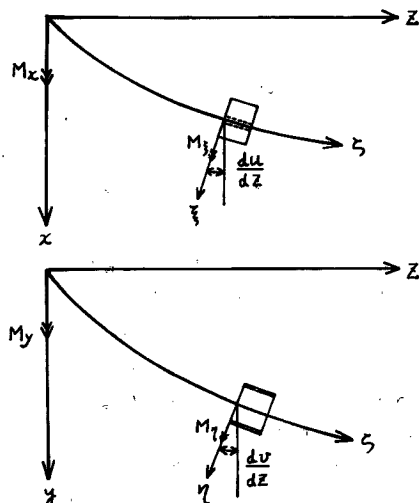


Fig. 8 Sign convention.

$$M_{\xi}^e = M_x^e + M_y^e \cdot \beta + M_z^e \frac{du}{dz} \dots\dots\dots (15)$$

$$M_{\eta}^e = -M_x^e \cdot \beta + M_y^e + M_z^e \frac{dv}{dz} \dots\dots\dots (16)$$

$$M_{\zeta}^e = -M_x^e \frac{du}{dz} - M_y^e \frac{dv}{dz} + M_z^e \dots\dots\dots (17)$$

ここで M_{ξ}^e , M_{η}^e および M_{ζ}^e は ξ , η および ζ 軸まわりの外力モーメントであり, M_x^e , M_y^e および M_z^e は x , y および z 軸まわりの外力モーメントである。また, M_x^e , M_y^e および M_z^e はそれぞれ次のように表わされる。

$$M_x^e = H(h-z) + P(v_1-v) \dots\dots\dots (18)$$

$$M_y^e = -CH(h-z) + P(u_1-u) \dots\dots\dots (19)$$

$$M_z^e = H(u_1-u) - c \cdot H(v_1-v) \dots\dots\dots (20)$$

ここで H および $c \cdot H$ は柱脚に作用する y および x 軸方向の水平力であり, ここでは $c=0.5$ とした。また, h は柱長さ, P は柱に作用する軸方向力で, 圧縮力を正とする。また, u_1 および v_1 は柱脚の u および v 方向変異量である。これで外力モーメントが得られたから, 次に内力モーメントを求める。 ξ , η および ζ 軸まわりの内力モーメントは次のように表わされる。

$$M_{\xi}^i = B_{\xi} \frac{d^2 v}{dz^2} \dots\dots\dots (21)$$

$$M_{\eta}^i = B_{\eta} \frac{d^2 u}{dz^2} \dots\dots\dots (22)$$

$$M_{\zeta}^i = B_{\zeta} \frac{d\beta}{dz} \dots\dots\dots (23)$$

ただし, B_{ξ} , B_{η} および B_{ζ} は ξ , η 軸まわりの曲げ剛性および ζ 軸まわりの捩れ剛性である。弾性範囲内では, B_{ξ} , B_{η} および B_{ζ} は次のように表わされる。

$$B_{\xi} = E \cdot I_{\xi} \dots\dots\dots (24)$$

$$B_{\eta} = E \cdot I_{\eta} \dots\dots\dots (25)$$

$$B_{\zeta} = GJ - r_0^2 P \dots\dots\dots (26)$$

ただし I_{ξ} および I_{η} は ξ および η 軸まわりの断面 2 次モーメントであり, また, GJ は St. Venant の捩れ剛性であり, $r_0^2 p$ は材軸方向応力と fiber の傾きによる捩れモーメントの成分で, r_0 は極二次半径と呼ばれるものである。外力モーメントと内力モーメントの釣合より,

$$M_{\xi}^e + M_{\xi}^i = 0 \dots\dots\dots (27)$$

$$M_{\eta}^e + M_{\eta}^i = 0 \dots\dots\dots (28)$$

$$M_{\zeta}^e + M_{\zeta}^i = 0 \dots\dots\dots (29)$$

となる。これらの式を書きなおすと次のようになる。

$$B_{\xi} \frac{d^2 v}{dz^2} + H(h-z) + P(v_1-v) - \beta \{c \cdot H(h-z) + P(u_1-u)\} + \frac{du}{dz} \{H(u_1-u) - c \cdot H(v_1-v)\} = 0 \dots\dots\dots (30)$$

$$B_{\eta} \frac{d^2 u}{dz^2} - c \cdot H(h-z) - P(u_1-u) - \beta \{H(h-z) + P(v_1-v)\} + \frac{dv}{dz} \{H(u_1-u) - c \cdot H(v_1-v)\} = 0 \dots\dots\dots (31)$$

$$B_{\zeta} \frac{d\beta}{dz} + H(u_1-u) - c \cdot H(v_1-v) - \frac{du}{dz} \{H(h-z) + P(v_1-v)\} + \frac{dv}{dz} \{c \cdot H(h-z) + P(u_1-u)\} = 0 \dots\dots\dots (32)$$

これらの微分方程式は材料の降伏により, その係数である B_{ξ} , B_{η} および B_{ζ} が非線型性を示し, また幾何学的な変化に伴う非線型性を含むので, 直接解くことは困難である。ここでは次に示す方法で数値解析

を行なった。

3.2 数値解析

上記の微分方程式を実際に解析的に解くことは非常に困難なので、ここでは次のような数値解析を試みた。概略を順を追って説明する。

- 1) 柱を材軸に沿っていくつかに分格する。
- 2) Fig. 5 において、柱脚部での y 方向変位を仮定する。
- 3) 次に柱脚部に作用している水平力 H および $c \cdot H$ を仮定し、また柱脚部の x 方向変位を仮定する。
- 4) 2) および 3) で仮定された柱脚部の水平変位と水平力より、柱頭部のモーメントが求まり、柱頭部での境界条件を用いて柱頭の回転角が求まる。(柱には軸方向力が作用しており、たとえ柱が全断面降伏するモーメントを受けても、梁と柱が同一断面なら、梁は弾性のままなので、柱頭の回転角は簡単に求めることができる。)
- 5) 4) で求めたモーメントと回転角より主軸まわりのモーメントが得られ、2) で求めたモーメント—曲率関係より、柱頭部での各主軸まわりの曲率が求まる。
- 6) 1) で分格した柱頭部の第一分格において、この曲率が一定であるとして、この分格の柱脚側の変位を曲率を積分することにより求める。
- 7) 6) で求めた柱脚側の変位と 2) および 3) で仮定した柱脚の水平変位および水平力より、この分格の柱脚側のモーメントが得られる。
- 8) このモーメントより曲率を求め、5) で求めた曲率とがこの分格の中で直線的に変化しているものとして、曲率を積分することにより、この分格の柱脚側の変位量を求める。
- 9) 5)~8) の操作を次々とそれぞれの分格に対して柱脚側へと計算していく。このようにして柱脚の水平変位が得られる。
- 10) 9) で得られた水平変位は必ずしも 2) および 3) で仮定した水平変位と一致しない。一致しない場合には、柱脚に作用する水平力と柱脚の x 方向変位を仮定しなおし 3)~9) の操作を行なう。
- 11) 10) で一致した場合、その水平変位は正しいものとし、次に柱脚の y 方向水平変位を増加させ、3)~10) の操作を繰返す。

このようにして水平力とそれぞれに対する水平変位の関係が得られる。この方法で計算したものの一例が Fig. 9 である。たて軸に水平力 $H(\text{ton})$ を、横軸に柱脚の変位 δ_x, δ_y (cm) をとっている。この例では、梁柱ともに H-100×100×6×8 より構成されており、柱長さ 50cm, 梁長さ 100cm である。また、梁と柱は剛に接合されているものとし、梁材端支持条件はピン支持である。柱に作用している一定軸方向力は柱全断面降伏軸力の半分とした。

3.3 結

このような立体的骨組の挙動を調べるのに、どのような方法で調べるのが、より操作が簡単で、そしてその挙動を正しく把握することができるかは、人によりいろいろ考えがあるであろう。この解法で目的としたものは、もっとも簡単な立体骨組である肘形の骨組に関して、モーメント—曲率関係から出発することにより、曲げに関してはかなり厳密な解析を行なおうとしたものである。しかし、このような方法はこの例のように簡単な骨組に関しては行ない得るが、少し複雑な

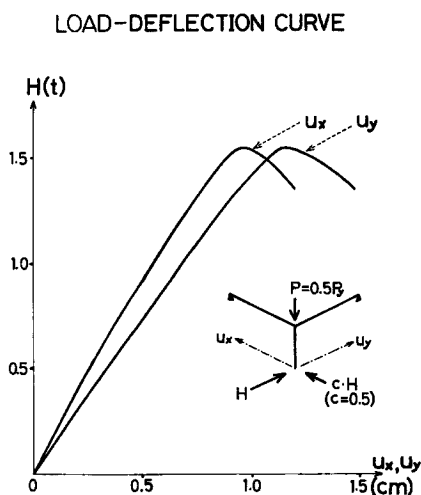


Fig. 9 Load-deflection curve.

構造物となると、その操作は非常に複雑となり、困難であろうと考えられる。より複雑な構造物の場合、hinge method 的な考え方を取り入れて、構造物全体の挙動を調べるのが妥当ではないかと考えられる。ここでは hinge method 的な解法の一つの check の意味で行なったものである。この解法においては、かなり重要な意味を持つと考えられる捩れ変形と捩れモーメントの関係を弾性の St. Venant の捩りの関係としたが、この点はより深い考慮が必要であろうと考えられる。現在の所、非弾性域での捩れ、あるいはせん断という分野の研究はまだ遅れている所が多い。この分野の研究も必要と考えられる。また、このような立体骨組の研究はかなり遅れているので、実験的にも理論的にも進めていかなければならないと考えられる。

参 考 文 献

- 1) Timoshenko, S. P. and J. M. Gere: Theory of Elastic Stability. McGRAW Hill, New York, 1961.
- 2) Kollbrunner, C. F. und M. Meister: Knicken, Biegedrillknicken, Kippen.
- 3) Galambos, T.V.: Inelastic Lateral Buckling of Beams, Proc. A. S. C. E., ST. 5, October, 1963, pp. 217-242.
- 4) Klöppel, K. und E. Winkelmann: Experimentelle und Theoretische Untersuchungen über die Traglast von Zweiachsig Aussermittig Geüchten Stahlstäben, Der Stahlbau, Februar, 1962, pp. 33-44.
- 5) Birnstiel, C.: Experiments on H-Columns under biaxial Bending, Proc. A. S. C. E., ST. 5, October, 1968, pp. 2429-2449.
Birnstiel, C. and J. Michalos: Ultimate Load of H-Columns under Biaxial Bending, Proc. A.S.C.E., ST 2, April, 1963, pp. 161-197.
and etc.
- 6) Sharma, S.S. and E.H. Gaylord: Strength of Steel Columns with Biaxially Eccentric Load, A.S.C.E., Structural Engineering Conference, January 31~February 4, 1966, pp. 421-443.
- 7) 若林実・野中泰二郎・岡本晴仁・石本一彦：2 軸偏心圧縮力を受ける H 形鋼について、日本建築学会学術講演梗概集，構造系，昭44. 8, pp. 1061-1062.
- 8) 藤本盛久・松本芳紀：軸力と2方向曲げモーメントを受ける H 形断面部材の力学的性状に関する研究，その1，弾塑性解析法について，日本建築学会論文報告集，昭45. 7, pp. 37-48.
- 9) Fukumoto, Y. and T. V. Galambos: Inelastic Lateral-Torsional Buckling of Beam-Columns, Proc. A.S.C.E., ST2, April, 1966, pp. 41-61.
- 10) Renton, J.D.: Stability of Space Frames by Computer Analysis, Proc. A. S. C. E., ST4, August, 1962, pp. 82-103.
- 11) 若林実・野中泰二郎：薄肉開断面材よりなる骨組の立体座屈撓角法—その1基礎式，日本建築学会近畿支部研究報告集，昭41. 5, pp. 129-132.
若林実・野中泰二郎・岡本晴仁：薄肉開断面材よりなる骨組の立体座屈撓角法—その2例題，日本建築学会論文報告集，号外，昭42. 10, p. 438.
若林実・野中泰二郎・小橋徹治・岡本晴仁：肘形架構の構面外座屈に関する実験的研究，京都大学防災研究所年報，第12号A，昭44. 3, pp. 397-405.
- 12) Heyman, J.: The Limit Design of Space Frames, Journal of Applied Mechanics, June, 1951, pp. 374-392.
Martin, J.B.: Rigid-Plastic Analysis of General Structures, Proc. A.S.C.E., EM2, April, 1963, pp. 107-132.
Martin, J.B.: On the Elastic-Plastic Behavior of Certain Bents under Transverse Loading, Institute Journal of Mechanical Science, Vol. 3, 1961, pp. 1-12.
- 13) 牧野稔：軸力と2方向の主軸に曲げを受ける H 形鋼の全塑性モーメント，日本建築学会論文報告集，昭41. 6, p. 8-10.