

# 繰り返し外力を受ける構造物および部材の変形累積に関する法則

内田 保博

(受理 平成3年5月31日)

## Law of Accumulation for Deformation of structures and Members Subjected to Repeated Loading

Yasuhiro UCHIDA

This paper presents the hypothetical law of accumulation for the deformations of structures and members. The hypothesis states that the accumulation of the deformation of structures or members subjected to alternately repeated loading is convergent or divergent according to the values of the forces corresponding to the accumulated deformation and are independent of the strength deterioration. In order to verify the law, the convergent and divergent behavior of the accumulation of the following deformation is analyzed; 1) the curvature of rectangular box steel beam-columns which have degrading stress-strain relation and are subjected to alternately repeated and constant bending moments; 2) the vertical displacement of one-story, single-bay structures composed of braces and columns that are subjected to repeated horizontal forces. Based on the law of accumulation, the limits of the forces to be loaded against structures are also theoretically derived in order to maintain seismic safety.

### 1. 序

構造物が地震力等の繰り返し水平力を受けて耐力低下を生じるとき、繰り返しに伴い一般に構造物や部材の変形に累積が生じるが、この変位や歪みの累積は、構造物および部材の耐力低下挙動や崩壊挙動に密接に関係していることが考えられる。従って構造物や部材の耐震性能を評価するとき、変形の累積は、評価のための重要な指標になり得る。ここに変形とは、変位やひずみを表すものとする。変形の累積に関する研究は、山田<sup>1),17)</sup>、吉村<sup>2)</sup>、松井<sup>3)</sup>、高梨<sup>4)</sup>、鈴木<sup>5)</sup>、上谷<sup>6),7)</sup>、加藤<sup>8)</sup>、松島<sup>9)</sup>、坂本<sup>10)</sup>、小堀<sup>11)</sup>、洪<sup>12)</sup>、水畑<sup>13)</sup>、Yao<sup>14)</sup>、棕代<sup>15)</sup>、家村<sup>16)</sup>らにより行われてきた。しかし、耐力低下を生じる構造物や部材にも変形の累積の収束・発散現象が存在することやそのメカニズム、及びこの現象に基づいた構造物および部材の耐震性能評価や外力を制限する方法については明らかにされていない。

筆者らは、局部座屈により耐力低下が生じる鋼柱にも、耐力低下を生じない場合と同様に、重心ひずみの

累積の収束・発散現象が存在することを示した。さらにひずみの累積に関する条件をもとに、耐力低下を生じる鋼柱の耐震性能を評価する方法を提案し、この方法から鋼柱が十分な耐震性能を有するための、軸力比の制限値を導いた<sup>18)~21)</sup>。

本研究ではさらに、一定軸力と繰り返し曲げを受ける柱に見られる重心ひずみの累積の収束・発散現象と同様の変位の累積現象が、耐力低下の有無とは無関係に、広く一般の構造物に存在することを仮説として提案する。この仮説を証明するために、1)応力劣化型の応力-ひずみ関係を有する角形鋼管柱が1主軸回りに定曲率振幅曲げを、直交軸回りに一定曲げを受けるとき、直交軸回り曲率の累積に収束・発散現象が存在すること、2)耐力低下を生じるブレース及び柱を有する1層の構造物が、繰り返し水平力を受けるとき、床板の鉛直方向変位の累積に収束・発散現象が存在することを示す。最後にこの収束・発散の限界条件から、構造物や部材の十分な耐震性能の確保を目的とした、外力の制限を導く方法について言及する。

## 2. 変形の累積に関する法則

構造物やそれを構成している部材の変形の累積に関する一般法則を仮説として以下のように提案する。

『一定外力および一定振幅の繰り返し外力が作用する構造体に、変位制御で交番繰り返し外力をさらに作用させたとき、もし変位制御を行わない外力に対応した変形に変化が生じれば、耐力低下の有無に拘らず、これらの変形は累積する。この変形の収束・発散は、変位制御を行わない外力の大きさに依存する。』

ここに、一定外力は値が零の外力を含み、構造体とは、鋼やコンクリートなどの材料からなる構造物及び部材である。また、変形の累積量が零で累積が収束する現象は、累積が生じないことを表しており、この法則の適用範囲に入る。変形の累積現象と耐力低下挙動は密接な関係があるため、耐力低下を生じる構造物や部材の耐震性能を評価、及び耐震安全性の確保を目的とした外力の制限値の設定に際し、この法則を用いると有用であると考えられる。

断面耐力の低下を生じる部材の解析は、断面耐力の低下を巨視的に捉え、劣化型の応力-ひずみ関係を便宜的に仮定して行うことができる。ただし、定変位振幅下での繰り返し回数の増加と共に応力の低下も増大し、応力低下が収束しない構造体には、この法則は適用できない。しかし、鋼材の局部座屈やコンクリートの圧壊などにより部材の断面耐力の低下が生じるとき、巨視的に捉えた部材の応力-ひずみ関係における応力劣化は、既往の多くの実験および解析結果から判断して、程度の差こそあれ、繰り返す毎に収束することが予想される。

既往の研究において、断面耐力低下が無い場合には、一定軸力と繰り返し曲げを受ける柱の重心ひずみの累積の収束・発散現象<sup>1),2),3)</sup>や1方向繰り返し水平力を受ける柱の面外変位の累積の収束・発散現象<sup>6)</sup>が報告されている。断面耐力低下がある場合では、筆者等は、応力劣化を生じる鋼柱が一定軸力と繰り返し曲げを受けるとき、断面耐力低下が無い場合と同様に重心ひずみの累積に収束・発散現象が存在することを示している<sup>18)~21)</sup>。これらの現象は、ここで提案した変位およびひずみの累積に関する法則により、統一して説明がされ得ると考えられる。

法則の妥当性を示すため、3.ではy軸回りに一定曲げを、x軸回りに定曲率振幅曲げを受ける角形鋼管柱の変形の累積挙動を解析により求めた。また4.では、

耐力低下を生じる鋼ブレース、鋼柱またはコンクリート柱からなる構造物の、床板重心における鉛直方向変位の累積を、解析及び理論計算により求めた。

## 3. 2軸曲げを受ける角形鋼管柱の変形の累積挙動

図-1に角形鋼管柱の解析モデルを示す。モデルは微小要素からなり、各要素の応力-ひずみ関係には、文献21)で提案したモデルを用い、局部座屈による応力劣化を便宜的に考慮して、図-2のように仮定した。ここに $s$ 、 $e$ は、各降伏時の量で無次元化された応力、ひずみを表す。これらの曲線は、実験結果をもとに定められたものであり、圧縮側のスケルトン曲線の内、圧縮側処女載荷時のスケルトン曲線を $f_{p1}(e)$ で表わし、圧縮側処女載荷時に局部座屈が発生した後、再び圧縮側に載荷された時のスケルトン曲線を、 $f_{p2}(e)$ で表し

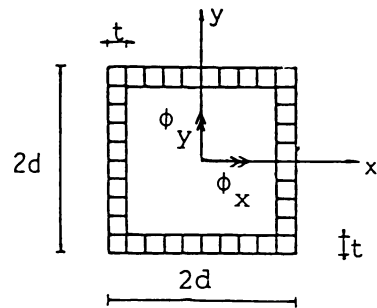


図-1 解析モデル

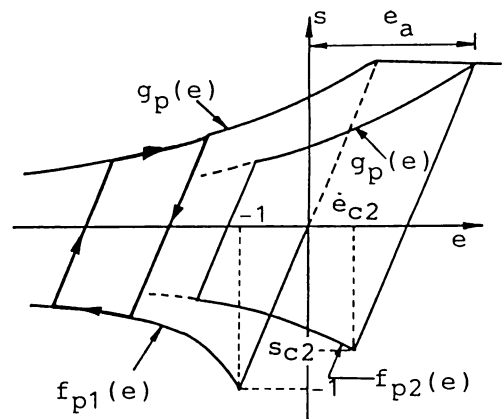


図-2 応力-ひずみ関係

た。モデル化された圧縮側および引張り側のスケルトン曲線の式 $f_{p2}(e)$ ,  $f_{p2}(e)$ ,  $g_{p1}(e)$ は, (1), (2)式で表される。なお本計算例では, モデル取扱いの簡便さのため, 文献21)のモデルと異なり,  $b_i$ の値は, 局部座屈時及びそれ以降の载荷においてともに1とした。

(1) 圧縮側スケルトン曲線

$$f_{pi}(e) = -1/(a \cdot |e - e_{ori}| + b_i)^{0.5} \quad (1)$$

ただし $e \leq e_{ori}$ , ( $i=1, 2$ )

$$a = \begin{cases} (10/n_c - 0.5)/3; & B/t=16 \\ (10/n_c - 1.0)/3; & B/t=35 \end{cases}$$

$$n_c = \pi^2 E / \lambda^2 / \sigma_y$$

$$\lambda = k \cdot B/t$$

$$k = \begin{cases} 1.3; & B/t=16 \\ 1.1; & B/t=35 \end{cases}$$

$\pi$  = 円周率,  $E$  = ヤング係数,  $\sigma_y$  = 降伏応力度

$B/t$  = 幅厚比

$$b_i = 1$$

$$e_{ori} = e_a + e_B + s_{ci}$$

$$e_{ci} = e_{ori}$$

$$s_{ci} = f_{pi}(e_{ci}) = -1/b_i^{0.5}$$

$e_a$  = 最大経験引張りひずみ, 初期値は1

$e_B$  = 局部座屈発生時のひずみ

$$\begin{cases} -22; & B/t=16 \\ -1; & B/t=35 \end{cases}$$

(2) 引張り側スケルトン曲線

$$g_{p}(e) = 1/(a \cdot |e - e_{or}| + 1)^{1.5} \quad (2)$$

ただし $e \leq e_{or}$

$$a = 1/(3.1 \cdot n_c + 1.4)$$

$$e_{or} = e_a + e_B + 1$$

図-1に示す解析モデルに, 一定軸力の下で, または軸方向の重心ひずみの値が一定になるような軸方向加力の下で,  $y$ 軸回りに一定曲げを,  $x$ 軸回りに定曲率振幅曲げを加え数値計算を行った。角形鋼管断面のせい, 幅 $2d$ はともに17.5cm, 板厚 $t$ は0.56cm, 幅厚比は31とした。解析パラメータを以下に示す。なお, 塑性域の応力-ひずみ関係を表わすスケルトン曲線の $a, k, e_B$ の値には, 幅厚比が35のときの値を用いた。

解析パラメータ

(1) 軸方向力の値を一定に制御

$$\phi_{xr} = 1.5$$

$$P/P_y = -0.01, m_y = 0.1$$

$$P/P_y = -0.01, m_y = 0.2$$

$$P/P_y = -0.2, m_y = 0.1$$

(2) 重心ひずみの値を一定に制御

$$\phi_{xr} = 1.0$$

$$e_o = -2$$

$$m_y = 0.2, 0.4$$

ここに,

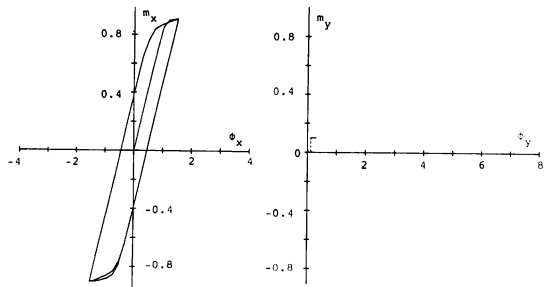
$\phi_{xr}$  = 降伏曲率で無次元化された $x$ 軸回り曲率振幅

$P$  = 軸方向力,  $P_y$  = 降伏時の量で無次元化された軸方向力

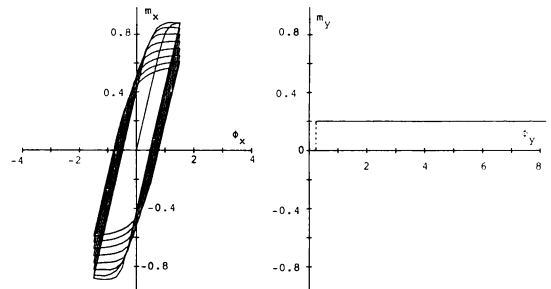
$m_y$  =  $y$ 軸回りの全塑性モーメントで無次元化された $y$ 軸回り曲げモーメント

$e_o$  = 降伏ひずみで無次元化された重心ひずみ

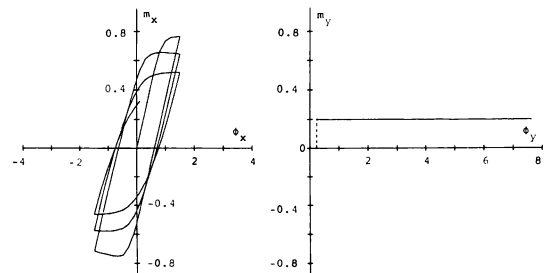
軸方向の値を一定に制御したときの計算結果を図-3



(a)  $P/P_y = -0.01, m_y = 0.1$



(b)  $P/P_y = -0.01, m_y = 0.2$



(c)  $P/P_y = -0.2, m_y = 0.1$

図-3 曲げモーメント-曲率関係

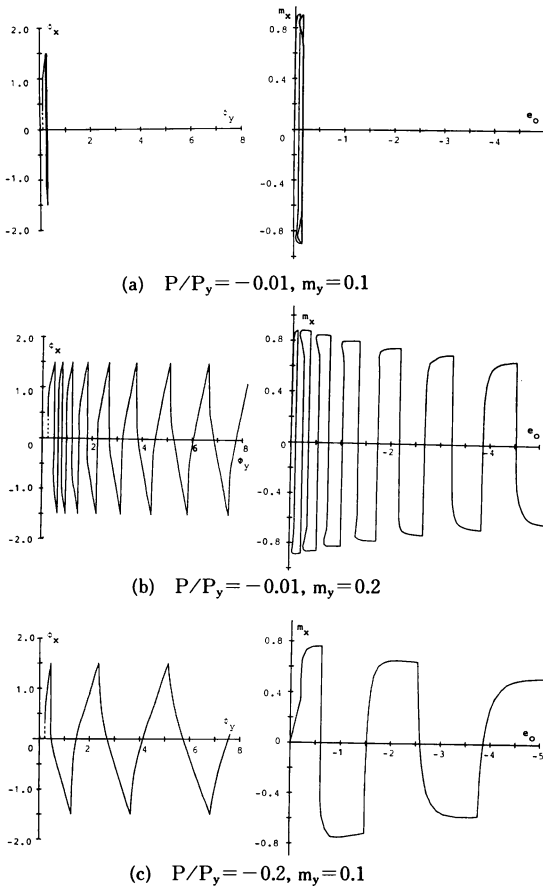


図-4 x, y軸回り曲率関係, 曲げモーメント—重心ひずみ関係

～4に示す。図-3は、曲げモーメント—曲率関係、図-4は、x軸回り及びy軸回り曲率関係、曲げモーメント—重心ひずみ関係である。図中、 $m_x, m_y$ はx,y軸回りの全塑性モーメントで各々無次元化されたx,y軸回り曲げモーメントであり、 $\phi_x, \phi_y$ は、各々x,y軸回りの降伏曲率で無次元化されたx,y軸回りの曲率である。

一定軸方向力と繰り返し曲げを受ける柱において、軸方向変位の累積が見られたが<sup>19)</sup>、これと同様に、繰り返し曲げが作用する軸と直交する軸回りに一定曲げが作用するとき、図-3, 4に示すように、一定曲げを受ける軸回りに曲率の累積が生じ、2.で示した法則が成立する。軸力比が-0.01と小さいときは、 $m_y = 0.1$ の大きさのy軸回りの曲げモーメントが作用し、フランジ要素の応力劣化が生じるにも拘らず、y軸回りの曲率および重心ひずみの累積は収束する(図-3(a), 4(a)参照)。しかし、y軸回りの曲げモーメント $m_y =$

0.2や軸力比 $P/P_y = -0.2$ が作用するときは、y軸回りの曲率および重心ひずみの累積は発散しており(図-3(b),(c), 4(b),(c)参照)、一定曲げモーメントや軸力比の大きさに従い、曲率および重心ひずみの累積に収

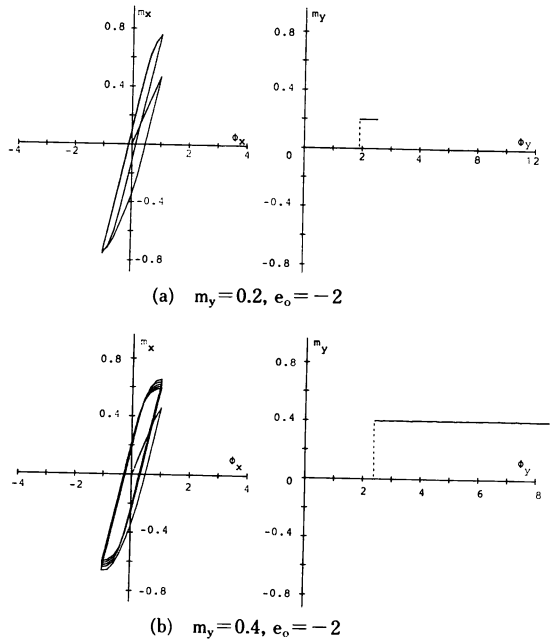


図-5 曲げモーメント—曲率関係

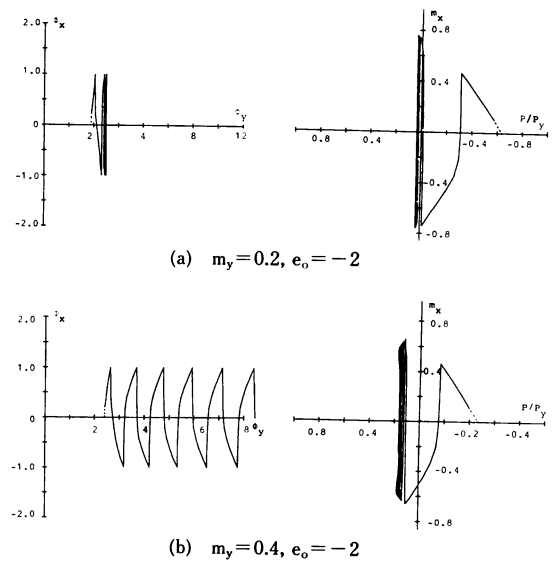


図-6 x, y軸回り曲率関係, 曲げモーメント—軸力比関係

束・発散の限界が存在することが推測でき、2.の法則が成立することがわかる。

図-5, 6は軸方向重心ひずみの値を一定に制御したときの結果である。図-5はx,y軸回りの曲げモーメント-曲率関係であり、図-6は、x軸回りおよびy軸回り曲率関係、x軸回り曲げモーメント-軸方向力の関係である。重心ひずみ $e_0$ は、計算開始から-2の値を取るものとする。これらの図から、 $m_y=0.2$ のy軸回り曲げモーメントが作用するときは、曲率の累積は収束するが、 $m_y=0.4$ の曲げが作用するとき曲率の累積は発散することがわかる。すなわち、一定载荷曲げモーメントの大きさに応じて、载荷方向曲率の累積に収束・発散現象が存在しており、载荷条件が変わっても2.の法則が成立していることがわかる。なお重心ひずみを一定としたとき、軸方向力の値に、繰り返しに伴う変化が見られる(図-6参照)。

これらのことから、骨組の柱の耐震性能を確保するためには、常時荷重としての軸方向力やx,y軸回り曲げの大きさは、変形の累積に関する条件に基づき、相関作用を考慮して総合的に制限される必要があることが分かる。

なお本計算では、板要素は、降伏ひずみに達するとすぐに局部座屈を生じると仮定したが、板要素の幅厚比が小さく大ひずみ領域まで局部座屈が生じない場合、変位やひずみの収束条件に基づく軸力比や曲げモーメントの制限値は、本計算例の制限値よりは大きくなることが予想される。

#### 4. 構造物の床板鉛直方向変位の累積挙動

ブレースを有する1層1スパンの構造物を図-7のようにモデル化し、図-8に示す一定変位振幅 $\delta_{hr}$ を伴い水平力を繰り返し加力する。 $\delta_h, \delta_v$ は床板重心の水平変位及び鉛直方向変位であり、 $\theta_i$ は部材角、 $l$ は柱材の長さである。柱材の部材番号 $i$ は1, 4, 5であり、ブレースの部材番号は2, 3である。各部材の両端はピン接合されており、床板は剛とする。柱材の材料は鋼またはコンクリートであり、ブレースの材料は鋼である。柱材料及びブレースの応力-ひずみ関係を図-9に示す。ブレース材の計算においては、曲げ座屈による耐力低下を考慮して、応力劣化形の応力-ひずみ関係を仮定した。図中、 $s_i, e_i$ は各部材の無次元応力、無次元ひずみである。

水平力が構造物の床板に加わるとき、水平変位及び鉛直変位とともに、構造物全体のモーメントが釣合

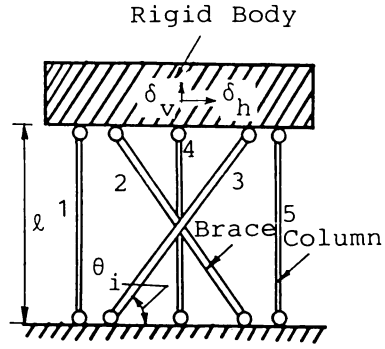


図-7 解析モデル

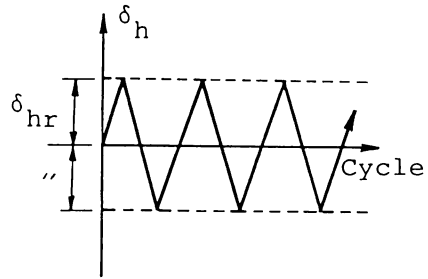


図-8 変位履歴

様に、一般に床板の回転が生じる。しかし、ここでは構造物をせん断形にモデル化しており、床板には水平変位と鉛直方向変位のみが生じるものとする。なお、引っ張り側の力及び変位の符号を正とする。

図-7のモデルの鉛直方向及び水平方向の力の釣合式は下記の通りとなる。

##### 1) 鉛直方向

$$w = \sum_{i=1}^5 s_i(e_i) \cdot A_i \cdot \sigma_{yi} \cdot \sin \theta_i / W_y \quad (3)$$

##### 2) 水平方向

$$h = \sum_{i=1}^5 s_i(e_i) \cdot A_i \cdot \sigma_{yi} \cdot \cos \theta_i / W_y \quad (4)$$

ここに  $W_y = \sum_{i=1}^5 A_i \cdot \sigma_{yi} \cdot \sin \theta_i$ ,  $i$  = 部材番号

$$e_i = (\delta_h \cdot \cos \theta_i + \delta_v \cdot \sin \theta_i) \cdot \sin \theta_i / (l \cdot \epsilon_{yi})$$

$A_i$  = 各部材の断面積

$\sigma_{yi}$  =  $\sigma$  降伏応力

$\epsilon_{yi}$  =  $\epsilon$  降伏ひずみ

$w = W_y$  で無次元化された床板重量

$h =$   $h$  水平荷重

$\delta_v$ の累積が収束したとき、左右各反転において $\delta_h = \delta_{hr}, -\delta_{hr}$ であるときの各部材の応力 $s_i$ を図-10

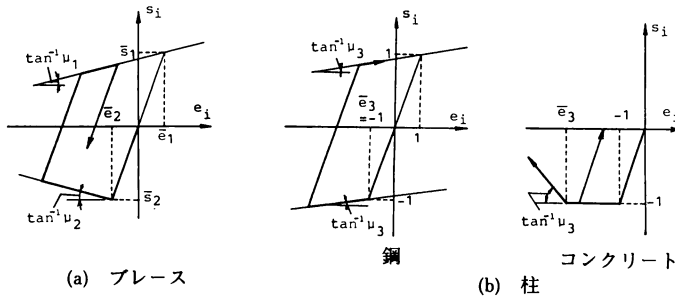


図-9 応力-ひずみ関係

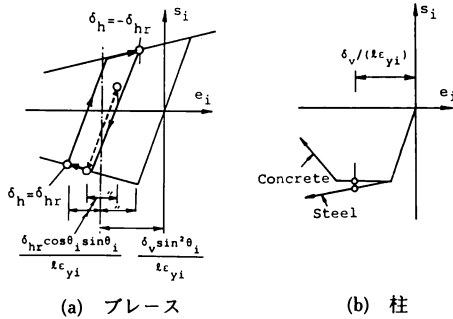


図-10 反転点における応力

に示す。部材番号*i*=2, 3のブレースのひずみ $e_i$ は、収束時各々  $\delta_v \cdot \sin \theta_i / (\ell \cdot \epsilon_{yi})$  を中心にして  $\delta_h \cdot \cos \theta_i \cdot \sin \theta_i / (\ell \cdot \epsilon_{yi})$  の振幅で変動する。また  $i=1, 4, 5$  の柱材のひずみ  $e_i$  は  $\delta_v / (\ell \cdot \epsilon_{yi})$  の値をとる。反転点における鉛直方向の力の釣合式から、累積の収束、発散領域を表す  $w, \delta_h / \ell, \delta_v / \ell$  の関係式が以下のように得られる。ただし、1)  $\delta_v$  の累積が収束したときのブレースのひずみ振幅  $\delta_{hr} \cdot \cos \theta_i \cdot \sin \theta_i / (\ell \cdot \epsilon_{yi}) \leq 1$ , 2) 柱材の変位の累積は、弾性域で収束しないものとする。

$$C_1^j w + C_2^j \cdot \delta_h / \ell + C_3^j \cdot \delta_v / \ell + C_4^j < 0 : \text{発散} \quad (5)$$

$$(j=1,2) \quad \geq 0 : \text{収束}$$

$$\begin{cases} j=1 \text{ のとき } \delta_h = \delta_{hr} \\ j=2 \text{ のとき } \delta_h = -\delta_{hr} \end{cases}$$

ii)  $\delta_v / (\ell \cdot \epsilon_{yk}) < \bar{e}_3, (k=1,4,5)$

$$C_1^j = -\alpha \cdot (A_1 + A_4 + A_5) + A_2 \cdot \sin \theta_2 + A_3 \cdot \sin \theta_3$$

$$C_2^j = (A_2 \cdot \mu_2 \cdot \cos \theta_2 \cdot \sin^2 \theta_2 + A_3 \cdot \mu_1 \cdot \cos \theta_3 \cdot \sin^2 \theta_3) / \epsilon_{ys}$$

$$C_3^j = \mu_3 \cdot \alpha \cdot (A_1 + A_4 + A_5) / \epsilon_{ys} + (A_2 \cdot \mu_2 \cdot \sin^2 \theta_2 + A_3 \cdot \mu_1 \cdot \sin^3 \theta_3) / \epsilon_{ys}$$

$$C_4^j = -\alpha \cdot (A_1 + A_4 + A_5) \cdot (\mu_3 \cdot \bar{e}_3 + 1) + A_2 \cdot \sin \theta_2 \cdot (s_2 - \mu_2 \cdot \bar{e}_2) + A_3 \cdot \sin \theta_3 (s_1 - \mu_1 \cdot \bar{e}_1)$$

ii)  $\delta_v / (\ell \cdot \epsilon_{yk}) \geq \bar{e}_3, (k=1,4,5)$

$$C_1^j = i) C_1^j$$

$$C_2^j = i) C_2^j$$

$$C_3^j = (A_2 \cdot \mu_2 \cdot \sin^3 \theta_2 + A_3 \cdot \mu_1 \cdot \sin^3 \theta_3) / \epsilon_{ys}$$

$$C_4^j = -\alpha \cdot (A_1 + A_4 + A_5) + A_2 \cdot \sin \theta_2 \cdot (s_2 - \mu_2 \cdot \bar{e}_2) + A_3 \cdot \sin \theta_3 \cdot (s_1 - \mu_1 \cdot \bar{e}_1)$$

$C_1^j (i=1 \sim 4)$  は、 $C_1^j$  の式の中の  $s_n, \bar{e}_n, \mu_n (n=1,2)$  を  $s_m, \bar{e}_m, \mu_m$  に置き替えることにより得ることができ (n=1 のとき m=2, n=2 のとき m=1)。

$$\text{ここに } \alpha = \sigma_{yk} \cdot \epsilon_{ys} / (\sigma_{ys} \cdot \epsilon_{yk})$$

$$\sigma_{yk} = \sigma_{ys} \text{ 又は } \sigma_{yc}, \quad \epsilon_{yk} = \epsilon_{ys} \text{ 又は } \epsilon_{yc}$$

$\sigma_{ys}, \epsilon_{ys}$  = 鋼の降伏応力度及び降伏ひずみ度

$\sigma_{yc}, \epsilon_{yc}$  = コンクリートの

$s_1, \bar{e}_1, s_2, \bar{e}_2$  = 図-9(a)に示す、ブレースの無次元降伏応力度及びひずみ度

$\bar{e}_3$  = 図-9(b)に示す、柱の降伏時又は圧壊時の無次元ひずみ、鋼のときは  $\bar{e}_3 = -1$ 、コンクリートのときは  $\bar{e}_3 < -1$

$\mu_1, \mu_2$  = 図-9(a)に示すブレースの応力-ひずみ関係の塑性域の勾配

$\mu_3$  = 図-9(b)に示す柱の応力-ひずみ関係の塑性域の勾配

(5)式を用いて、累積の収束・発散の境界を計算により得ることができる。計算に用いたパラメータは以

下の通りである。

計算パラメータ

i) 柱材が鋼のとき

$$\{A_i\} = \{5, 10, 10 \text{ または } 15, 5, 5\} (\text{cm}^2)$$

$$\{\theta_i\} = \{90, 135, 45, 90, 90\} (\text{度})$$

$$\{\sigma_{yil}\} = \{2.4, \text{〃}, \text{〃}, \text{〃}, \text{〃}\} (\text{t/cm}^2)$$

$$\{\epsilon_{yil}\} = \{0.11, \text{〃}, \text{〃}, \text{〃}, \text{〃}\} (\%)$$

$$\mu_1 = 0.02, \mu_2 = -0.05, \epsilon_1 = 1, \varsigma_1 = 1, \epsilon_2 = -1, \varsigma_2 = -1, \epsilon_3 = -1, \delta_{hr}/l = 0.02$$

1)  $\mu_3 = 0, A_3 = 10$

2)  $\mu_3 = 0.02, A_3 = 10$

3)  $\mu_3 = 0.02, A_3 = 15$

ii) 柱材がコンクリートのとき

$$\{A_i\} = \{50, 10, 10, 50, 50\} (\text{cm}^2)$$

$$\{\theta_i\} = \{90, 135, 45, 90, 90\} (\text{度})$$

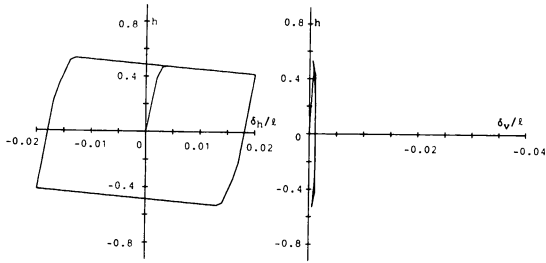
$$\{\sigma_{yil}\} = \{0.2, 2.4, 2.4, 0.2, 0.2\} (\text{t/cm}^2)$$

$$\{\epsilon_{yil}\} = \{0.095, 0.11, 0.11, 0.095, 0.095\} (\%)$$

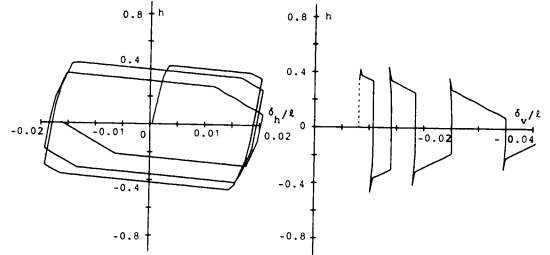
$$\mu_1 = 0.02, \mu_2 = -0.05, \mu_3 = -0.02, \epsilon_1 = 1, \varsigma_1 = 1, \epsilon_2 = -1, \varsigma_2 = -1, \epsilon_3 = -3, \delta_{hr}/l = 0.02$$

柱材が鋼のとき、1)~3)の3ケースの計算を行った。

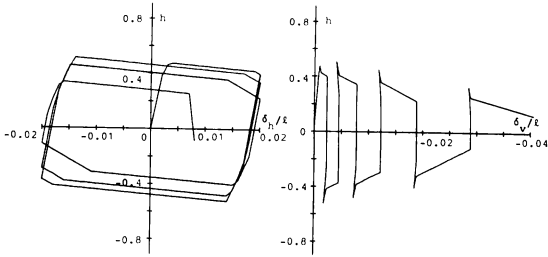
ここでは他に、 $w, \delta_h/l$ を与え(3), (4)式を用いて数値計算により逐次 $h, \delta_v/l$ を求め、累積の安定限界値との比較を行った。数値計算に用いたパラメータは以下の通りである。なお、 $\{A_i\}, \{\theta_i\}, \{\sigma_{yil}\}, \{\epsilon_{yil}\}$ および柱材、ブレースの $\mu_i, \epsilon_i, \varsigma_i, \delta_{hr}/l$ の値は、累積の収束限界の計算で用いた値と同じとした。



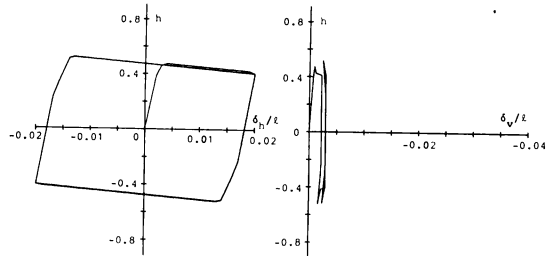
(a)  $w = -0.37, e_{or} = 0, \mu_3 = 0$



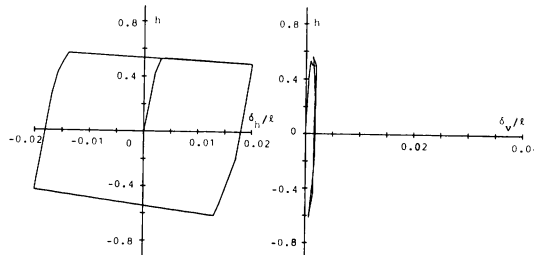
(b)  $w = -0.37, e_{or} = -6, \mu_3 = 0$



(c)  $w = -0.39, e_{or} = 0, \mu_3 = 0$



(d)  $w = -0.39, e_{or} = 0, \mu_3 = 0.02$



(e)  $w = -0.22, e_{or} = 0, \mu_3 = 0.02, A_3 = 15$

図-11 水平力-変位関係 (柱材：鋼)

i)柱材が鋼のとき

- 1)  $w = -0.37, e_{or} = 0, \mu_3 = 0, A_3 = 10$
- 2)  $w = -0.37, e_{or} = -6, \mu_3 = 0, A_3 = 10$
- 3)  $w = -0.39, e_{or} = 0, \mu_3 = 0, A_3 = 10$
- 4)  $w = -0.39, e_{or} = 0, \mu_3 = 0.02, A_3 = 10$
- 5)  $w = -0.22, e_{or} = 0, \mu_3 = 0.02, A_3 = 15$

ii)柱材がコンクリートのとき

- 1)  $w = -0.30, e_{or} = 0$
- 2)  $w = -0.30, e_{or} = -6$
- 3)  $w = -0.33, e_{or} = 0$

ここに $e_{or}$ は、柱材の重心ひずみの初期値である。

図-11, 12に柱材が鋼材であるときの数値計算結果を示し、図-13, 14には柱材がコンクリートであるときの計算結果を示す。図-11, 13は、水平力-水平変位関係、水平力-鉛直方向変位関係である。図-12, 14には、変位反転点における鉛直方向変位-

繰り返し回数関係を示す。

柱材が鋼およびコンクリートであるとき、理論計算により得られた $w, \delta_v/l$ の収束限界を図-15に各々示す。(5)式で表される $w, \delta_v/l$ の収束限界の曲線の勾配が正のとき、変位の累積は必ず収束し構造は安定である。しかし、勾配が負のときは、変位の累積がStableと記された領域を越えると構造は不安定となり、 $w$ が一定値をとるとき変位の累積は発散する。(5)式で表される $w, \delta_v/l$ の収束限界の曲線の勾配 $C_j/C_i$ の符号は、 $C_i$ の符号が本計算例では常に負であるから、 $C_j$ の符号で決まる。 $C_j$ の符号が正のとき $C_j/C_i$ の符号は負となり、変位の累積は必ず収束するが、 $C_j$ の符号が負のときは発散する。

また、図-15には、数値計算から得られた床板の鉛直方向変位の累積挙動を破線で示す。柱材が鋼材及びコンクリートのとき、共に理論計算から得られた収

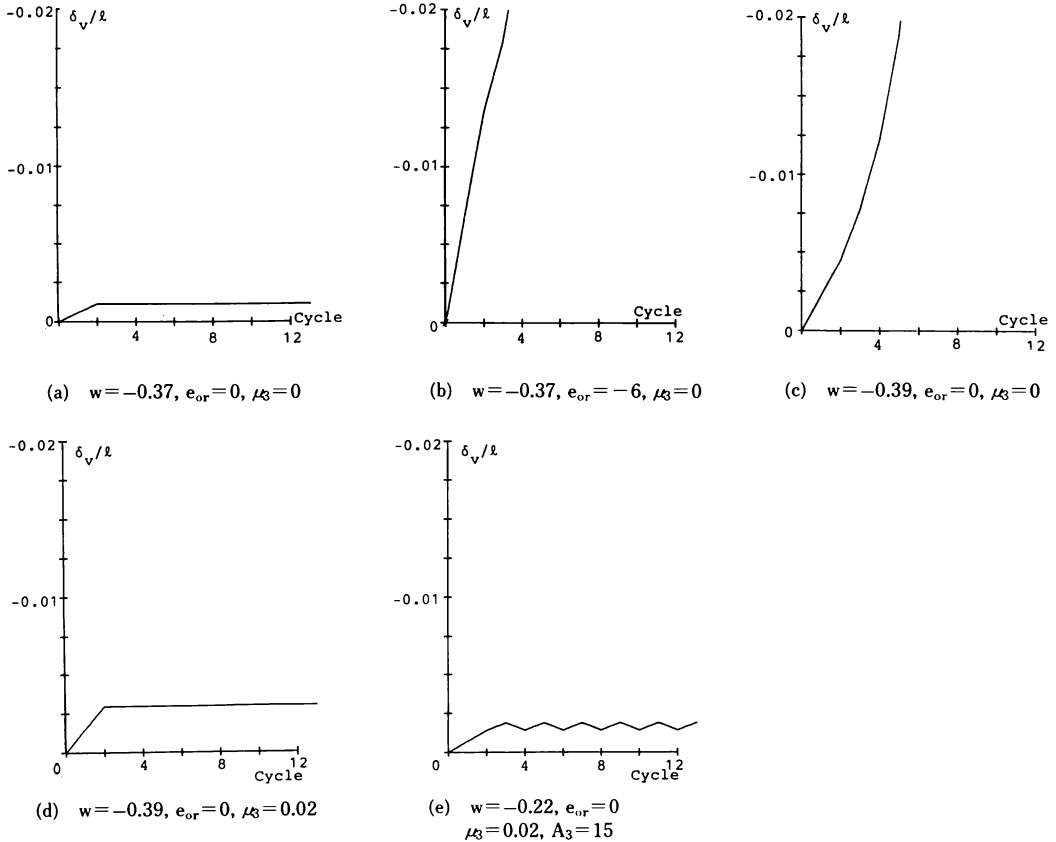


図-12 鉛直方向変位-繰り返し回数関係(柱材：鋼)



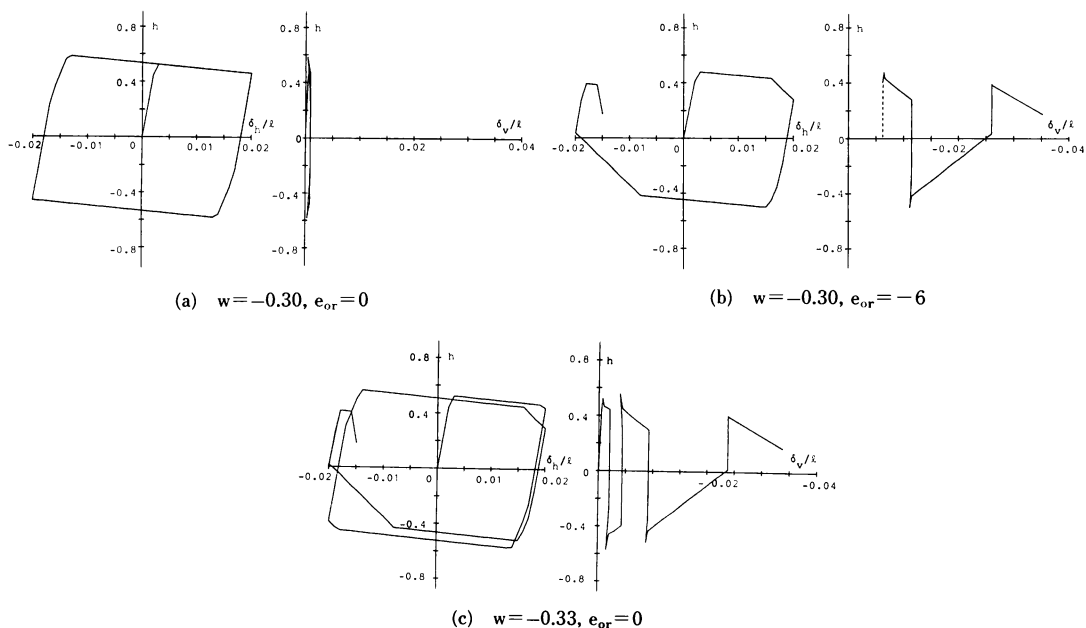


図-13 水平力-変位関係 (柱材：コンクリート)

束限界と数値計算から得られた弾塑性挙動は良く対応していることが分かる。柱材が鋼材であり、ひずみ硬化を有するとき、収束限界の曲線は正勾配であり、図-11(d), (e)に示す様に構造物の耐力低下や変位の累積は収束し易い。

図-11, 13から、柱材が鋼及びコンクリートに拘らず、耐力低下の収束・発散現象と鉛直方向変位の累積の収束・発散現象が対応していることが分かる。また、構造物に生じている鉛直方向変位の初期値すなわち初期不整の大きさにより、変位の累積の収束・発散限界荷重 $w$ の大きさが異なることが分かる。

図-12(e)には、左右のブレースの断面積の大きさを変えたときの鉛直方向変位-繰り返し回数関係を示すが、繰り返しの正側、負側の反転点における変位の累積の収束値は異なっており、カオスの挙動が見られる。

以上に示したことから、図-7の構造物のモデルにおいても、2.で提案した変形の累積に関する法則が成立していることが分かり、この法則を用いて構造物の耐震性能評価が可能である。なおここでは、両端ピンの部材からなる単純な構造物のモデルを取り上げたが、一般のトラス構造物についても同様の結果が予測される。

(5)式から、最大耐力後の変形の累積を抑え耐力低下を小さくするためには、 $C_j$ の値を大きくすればよいことが分かるが、そのためには圧縮材に比べ引張り材の量を多くすれば良い。しかし安定領域を増大するためには、 $C_j$ ,  $C_t$ を小さくする必要があり、このときは引張り材に比べて圧縮材の量を増やすと良い。従って、安定領域を大きくしてかつ耐力低下量を小さくするためには、引張り材、圧縮材の適正な量のバランスを考える必要がある。

### 5. 結語

構造物や部材の変形の累積に関する法則を仮説として提案し、 $x$ 軸回りの繰り返し曲げと $y$ 軸回りの一定曲げを受け耐力低下が生じる角形鋼管柱や繰り返し水平力を受け耐力低下が生じる構造物の解析結果に基づいて、その法則の妥当性を明らかにした。また、変形の累積現象と耐力低下現象が密接に関係していること、及び構造物や柱材の耐震性能の確保を目的とした外力の制限値は、各外力の相互作用を考慮して決定すべきであり、本論文で提案した累積の法則に基づけば、外力間の相関作用を考慮して外力制限値を設定できることを示した。

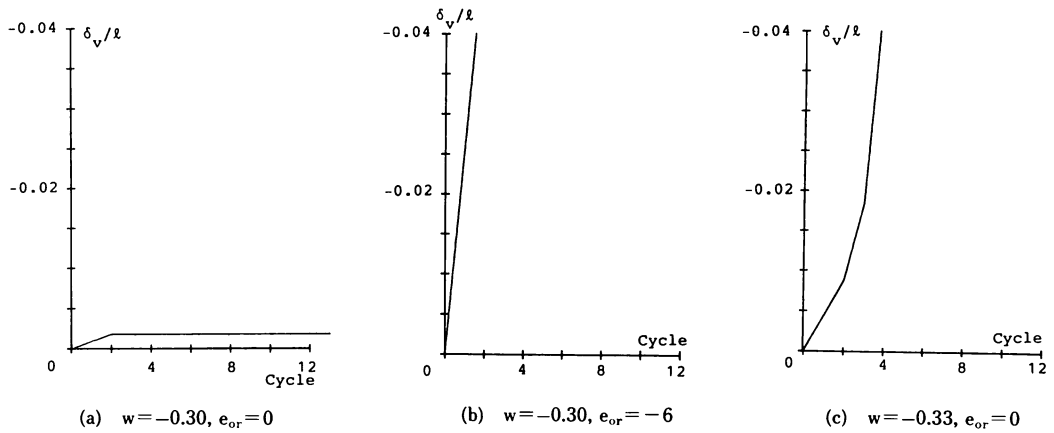


図-14 鉛直方向変位-繰り返し回数関係 (柱材:コンクリート)

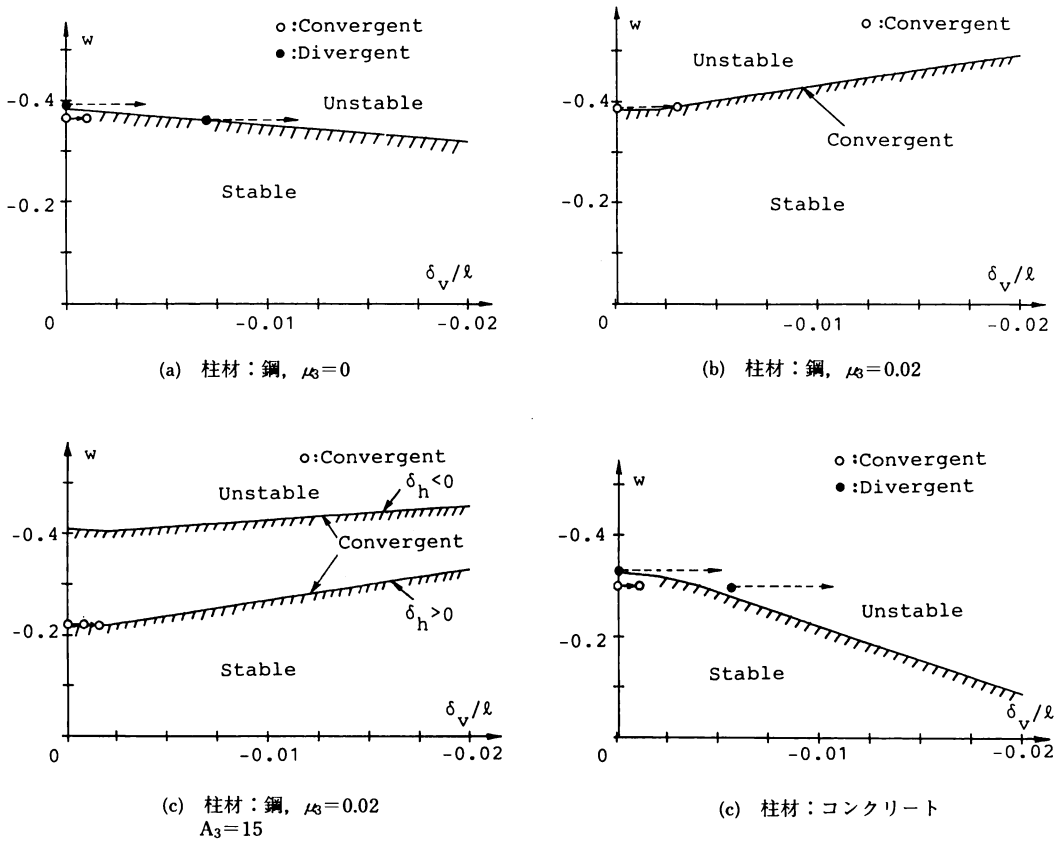


図-15 収束限界曲線

謝辞 御助言を賜りました三谷勲教授(鹿児島大学), 森野捷輔教授(三重大学)に感謝の意を表します。また図面作成に協力して頂いた鹿児島大学大学院生, 小御門匡君に感謝します。

### 参考文献

- 1) 山田 稔, 白川 潔: 軸圧をうけるH形鋼柱の弾塑性曲げ変形性状に関する研究(II: 交番繰り返し曲げ: 曲げモーメント-曲率関係), 日本建築学会論文報告集, 第141号, pp.29-35, 昭和42年11月。
- 2) 吉村 浩二: Inelastic Behavior of Steel Members Subjected to Alternating Loads, 九州大学博士学位論文, 昭和48年。
- 3) 松井 千秋, 三谷 勲: 繰り返し水平力を受ける高張力鋼骨組の弾塑性性状に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第250号, pp. 31-41, 昭和51年2月。
- 4) 高梨 晃一, 田中 尚他: 軸力と繰り返し曲げを受けるH形鋼柱の変形能力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1081-1082, 昭和51年10月。
- 5) 鈴木 敏郎, 玉松 健一郎, 小野 敏郎: 梁, 柱の塑性変形性状に及ぼす局部座屈の影響<単調・繰り返し載荷について>, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1071-1072, 昭和51年10月。
- 6) 上谷 宏二, 中村 恒善他: 繰り返し両振り曲げを受ける片持ち梁-柱の構面外変形発生機構と限界点理論, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1077-1078, 昭和63年10月。
- 7) Uetani, K. and T. Nakamura: Symmetry limit theory for cantilever beam-columns subjected to cyclic reversed bending, *J. Mech. Phys. Solids*, Vol.31, pp.449-484, 1983.
- 8) 加藤 勉, 秋山 宏: 鋼構造剛接骨組の耐震極限設計, 日本建築学会論文報告集, 第237号, pp. 59-65, 昭和50年11月。
- 9) 松島 豊: 各種復元力特性をもつ1自由度系の累積塑性変形と耐震安全性, 日本建築学会論文報告集, 第291号, pp. 27-32, 昭和54年5月。
- 10) 坂本 順, 小浜 芳朗, 棚橋 泰治: 不規則累積損傷に関する考察[I], [III], 日本建築学会論文報告集, 第294号, pp. 25-33, 昭和54年8月および第300号, pp. 1-9, 昭和55年2月。
- 11) Kobori, T., R. Minai and Y. Suzki: On the aseismic safety of elasto-plastic structures considering fatigue damage, *Theoretical and Applied Mechanics*, Vol.21, (Proc. of the 21st Japan National Congress for Applied Mechanics, 1971), Univ. of Tokyo Press, pp.309-321, 1973.
- 12) 洪 起: 履歴構造物の耐震安全性解析, 日本建築学会論文報告集, 第306号, pp.51-57, 昭和55年8月。
- 13) Mizuhata, K., Y. Gyoten and H. Kitamura: Study on low cycle fatigue of structural frames due to randomly varying load, *Proc. of 6 WCEE*, Vol. III, New Delhi, pp.3031-3036, Jan. 1977.
- 14) Kasiraj, I. and J.T.P.Yao: Fatigue damage in seismic structures, *Journal of Structural Engineering*, *Proc. of ASCE*, Vol.95, No.ST8, pp.1673-1692, Aug. 1969.
- 15) 松尾 彰, 椋代 仁朗: 激烈震を受ける鋼構造骨組はり端ひずみの性状について, その2.最大ひずみ靱性率と低サイクル疲労損傷および層靱性率とはり端ひずみ靱性率との関係, 日本建築学会論文報告集, 第318号, pp.20-27, 昭和56年8月。
- 16) Iemura, H.: Earthquake failure criteria of deteriorating hysteretic structures, *7WCEE*, Vol.5, pp.81-88, 1980.
- 17) 山田 稔, 河村 廣他: 複曲率交番繰り返し曲げを受けるH形鋼柱の弾塑性変形ならびに崩壊性状に関する研究(VIII), 日本建築学会大会梗概集, pp.1089-1090, 昭和61年8月。
- 18) Uchida, Y. and S. Morino: Biaxial Bending Moment-Curvature Relation of Box Beam-Column with Degrading Stress-Strain Relation, *Research Reports of the Faculty of Eng., Mie University*, Vol.11, pp.55-67, Dec. 1986.
- 19) Uchida, Y. and S. Morino: Seismic Resistance Capacity of Degrading Beam-Columns under Biaxial Bending, *9WCEE*, Vol. IV, pp.145-150, Aug. 1988.
- 20) 内田 保博, 森野 捷輔: Limit of Axial Force Ratio for Degrading Steel Beam-Columns Involving Local Buckling, 日本建築学会論文報告集, 第425号, pp.57-68, 平成3年7月。
- 21) 内田 保博, 三谷 勲, 上遠野 明夫, 小御門匡: 角形鋼管柱の軸力比制限に関する実験的研究(その1), (その2), 日本建築学会九州支部研究報告, 第32号, pp.193-200, 平成2年3月。