

上下端が回転拘束され軸力変動下で繰り返し曲げを受ける

鋼変断面柱の崩壊メカニズムの変動特性

Variation of collapse mechanisms of rotationally restrained steel columns with variable cross-section subjected to cyclic bending under alternating axial force

酒造敏廣[†], 宮寄靖大*
Toshihiro Miki, Yasuhiro Miyazaki

[†]工博, 神戸市立工業高等専門学校特任教授, 都市工学科 (〒651-2194 神戸市西区学園東町 8 丁目 3)

*博 (工), 長岡工業高等専門学校准教授, 環境都市工学科 (〒940-8532 新潟県長岡市西片貝町 888)

This paper deals with the collapse mechanisms of steel columns with variable cross-section subjected to the cyclic bending under alternating axial force. The second order rigid plastic and elasto-plastic analyses of columns with rotational restraint at both ends are carried out by using the rigid body - rotational spring models. Numerical results demonstrate that the collapse mechanisms in columns might vary every half cycle due mainly to the plastic deformation in the middle of columns and corresponding $P\Delta$ effect. Then the instability region S of collapse mechanisms develops severely by the variation of axial force. A conventional method on the basis of rigid plastic approach is proposed to predict the instability transition region S in columns with variable cross-section.

Key Words: column with variable cross-section, varying axial force, cyclic bending, collapse mechanism

キーワード: 変断面柱, 軸力変動, 繰り返し曲げ, 崩壊メカニズム

1. まえがき

橋脚やタワー等, 鋼骨組の柱部材は, 作用断面力が大きい柱基部や隅角部の格点部付近が補強された変断面構造となっている^{1)~3)}. この種のラーメン構造物が水平地震動を受けるとき, 柱部材の軸力は各層はりのせん断力の変動に応じて増減し, 非弾性応答の範囲ではかなり大きな軸力変動となる^{4)~7)}. 変断面ラーメンの地震時損傷の発生要因⁸⁾を論じるためには, このような軸力変動も考慮して, 非弾性挙動に現れる様々な力学的現象を把握しておくことが大事である.

筆者らは, 定鉛直荷重下で繰り返し水平力を受ける変断面片持ち柱の数値解析・実験^{9)~11)}を実施し, 変断面柱は, 従来の骨組の塑性力学や各種の設計ガイドライン等^{12)~17)}では触れられていない不安定な履歴崩壊挙動を呈する場合があることを指摘した. これは, 断面変化点での塑性曲げ変形に起因する $P\Delta$ モーメントによって, 半サ

イクル毎に柱の崩壊メカニズムが交番する現象であり, 塑性変形累積が著しくなることに特徴がある. 文献 11) では, このような現象を引き起こす片持ち柱について, 崩壊メカニズム変化を予測する方法を提示した.

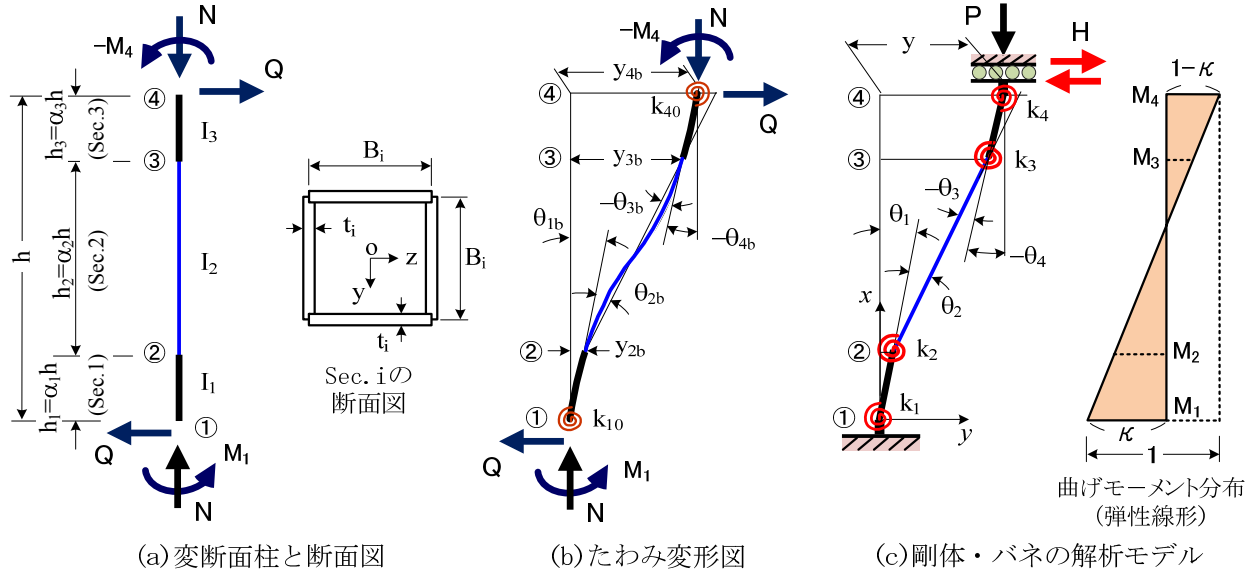
ところで, 繰り返し曲げを受ける等断面柱でも, 比較的高軸圧縮力の下で塑性域進展と $P\Delta$ 効果に起因して, 上と同様な現象が起こることが知られている^{18)~21)}. しかし, 変断面柱の場合, 変形累積の発端となる断面変化点での塑性変形発生について, とくに注意が払われておらず, その弾塑性挙動⁹⁾は等断面柱¹⁹⁾と相違する点が多い.

また, 等断面の鋼部材が繰り返し曲げを受けるとき, 軸力変動が局部座屈を含む弾塑性挙動に及ぼす影響について, 数値解析・実験が報告されている^{22)~25)}. 変断面柱については, 上述の現象と軸力変動とを関連させて弾塑性挙動を調べてみる必要がある.

本研究は, ラーメンの層間柱部材のように上下端で回転拘束を受けて, 軸力変動下で繰り返し曲げを受ける変断面柱の崩壊メカニズムとその変動特性を調べるものである. まず, 変断面柱を剛体・バネでモデル化する¹¹⁾.

[†] 連絡著者 / Corresponding author

E-mail: kcct-tmiki@g.kobe-kosen.ac.jp



図ー1 上下端で回転拘束され、軸力変動下で繰り返し曲げを受ける変断面柱の解析モデル

そして、繰り返し水平力を受けて、繰り返し曲げが作用する場合について、軸力変動と $P\Delta$ 効果を考慮した弾塑性解析の基礎式を誘導する。つぎに、それを用いて剛塑性解析を行い、柱の崩壊メカニズムが変化する要因と軸力変動の影響について考察する。さらに、弾塑性解析を行って、半サイクル毎に2つの崩壊メカニズムが交番し始める遷移領域 S^{10} を調べる。最後に、軸力変動を考慮した剛塑性アプローチによって S 域を予測する一方法を提示する。

2. 上下端が回転拘束され、軸力変動下で繰り返し曲げを受ける変断面柱の解析モデルと解析方法

2.1 剛体・バネによる変断面柱のモデル化

図ー1(a)に示すように、正方形箱形断面 Sec.1~3 からなり、上下端で正・負曲げモーメントが作用する変断面柱を研究対象とし、同図(b)のように、上下端で回転拘束を受け、上端が水平変位無拘束の条件で変形するような柱を解析対象とする。解析の基礎式誘導に際しては、回転拘束の影響を弾性回転バネ k_{10} と k_{40} で考慮している。

この柱に対して、上端で鉛直力 P (=軸力 N) と繰り返し水平力 H を受ける解析モデルを同図(c)に示す。柱下端、断面変化点、および、上端に回転バネ $k_1 \sim k_4$ を組み込み、その他の部分は剛体として取り扱う。曲げモーメント図に記した κ 値は付録 A-1 に誘導している。

2.2 基礎式の誘導¹¹⁾

(1) 増分水平力 ΔH と増分水平変位 Δy の関係

図ー1(c)を参考にする、水平力 H が y の正方向に作用するとき、回転バネ 1~3 の曲げモーメント $M_1 \sim M_3$ は、鉛直力 P による $P\Delta$ モーメントを考慮して、次のように表すことができる。

$$M_1 = Hh + P\{\theta_1 h + \theta_2(h_2 + \theta_3 h_3) + \theta_3 h_3\} + M_4 \quad (1)$$

$$M_2 = H(h_2 + h_3) + P\{(\theta_1 + \theta_2)(h_2 + h_3) + \theta_3 h_3\} + M_4 \quad (2)$$

$$M_3 = Hh_3 + P\{(\theta_1 + \theta_2)h_3 + \theta_3 h_3\} + M_4 \quad (3)$$

また、バネ $i=1 \sim 4$ の弾性係数を k_{ei} とすると、モーメント M_i - 回転角 θ_i の関係は次式で与えられる。

$$M_i = k_{ei} \theta_i \quad (4)$$

ここに、

$$\theta_4 = -\theta_1 - \theta_2 - \theta_3 \quad (5)$$

式(4)を式(1)~(3)に代入して、式(5)を用いると、 $\theta_1 \sim \theta_3$ について、次の連立方程式が得られる。

$$(k_{e1} + k_{e4} - Ph) \theta_1 + \{k_{e4} - P(h_2 + h_3)\} \theta_2 + (k_{e4} - Ph_3) \theta_3 = Hh \quad (6)$$

$$\begin{aligned} &\{k_{e4} - P(h_2 + h_3)\} \theta_1 + \{k_{e2} + k_{e4} - P(h_2 + h_3)\} \theta_2 \\ &+ (k_{e4} - Ph_3) \theta_3 = H(h_2 + h_3) \end{aligned} \quad (7)$$

$$(k_{e4} - Ph_3) \theta_1 + (k_{e4} - Ph_3) \theta_2 + (k_{e3} + k_{e4} - Ph_3) \theta_3 = Hh_3 \quad (8)$$

さらに、平衡点 n から $n+1$ の微小な変位増分区間において、鉛直力 P_n が P_{n+1} に変動し、増分水平力 ΔH と増分回転角 $\Delta \theta_i$ の関係が区分線形近似できるものとする、式(6)~(8)は次の形にまとめられる。

$$\begin{aligned} &\begin{bmatrix} k_1 + k_4 - P_{n+1}h & k_4 - P_{n+1}(h_2 + h_3) & k_4 - P_{n+1}h_3 \\ k_4 - P_{n+1}(h_2 + h_3) & k_2 + k_4 - P_{n+1}(h_2 + h_3) & k_4 - P_{n+1}h_3 \\ k_4 - P_{n+1}h_3 & k_4 - P_{n+1}h_3 & k_3 + k_4 - P_{n+1}h_3 \end{bmatrix} \\ &\times \begin{Bmatrix} \Delta \theta_1 \\ \Delta \theta_2 \\ \Delta \theta_3 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \Delta Hh \\ \Delta H(h_2 + h_3) \\ \Delta Hh_3 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \Delta P y_n \\ \Delta P(y_n - \theta_{1n} h_1) \\ \Delta P(\theta_{1n} + \theta_{2n} + \theta_{3n}) h_3 \end{Bmatrix} \quad (9) \end{aligned}$$

ここで、 y_n , θ_{in} は平衡点 n における柱上端の水平変位とバネ i の回転角である。また、 $P_{n+1} = P_n + \Delta P$ であり、 k_i は増分前平衡点におけるバネ i の接線係数である。さら

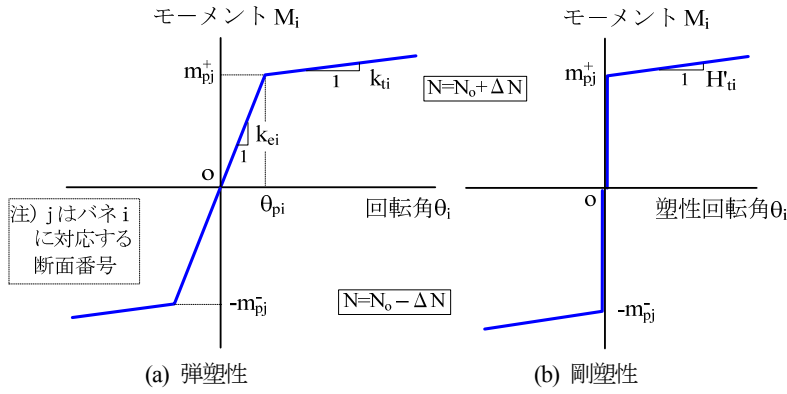


図-2 回転バネ i の $M-\theta$ 関係 (M_i の正側が $N_0 + \Delta N$ の場合)

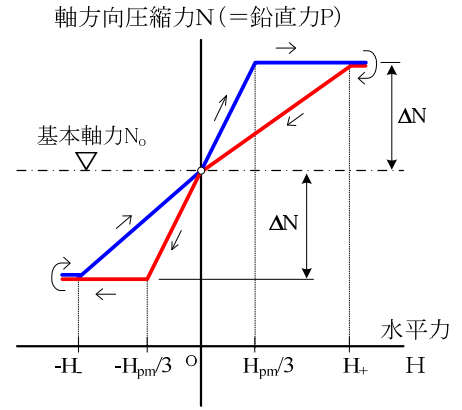


図-3 軸力変動の仮定^{6),7)}

に、増分の水平変位 Δy と回転角 $\Delta \theta_i$ の間には、次の関係がある (図-1(c)参照)。

$$\Delta y = \Delta \theta_1 h + \Delta \theta_2 (h_2 + h_3) + \Delta \theta_3 h_3 \quad (10)$$

本研究では、式(9)、(10)を用いて、増分水平変位 Δy に対する水平力 ΔH を求め、定水平変位振幅の弾塑性解析と剛塑性解析を行う。

(2) 回転バネのモーメント M_i - 回転角 θ_i の関係

弾塑性解析において仮定したバネ i の $M_i - \theta_i$ 関係を図-2(a)に例示する。弾性域のバネ係数 k_{ei} は、剛体・バネモデルの点①～④の回転角 $\theta_1 \sim \theta_4$ が初等ばり理論で求めた $\theta_{1b} \sim \theta_{4b}$ (図-1(b)参照) に一致するように決定した。 k_{ei} を求めるときに必要となるたわみと回転角の弾性解を導き、付録 A-1 にまとめている。図中、 m_{pj}^+ と m_{pj}^- は、変動軸力による全塑性モーメントの低下を考慮した塑性モーメントであり^{11), 13)}、それぞれ $N_0 + \Delta N$ と $N_0 - \Delta N$ に対応する。ここに、 N_0 : 基本軸力、 ΔN : 軸力変動量。

剛塑性解析では、図-2(b)の剛塑性 $M_i - \theta_i$ 関係を仮定した。ここに、 H'_{ii} はバネ i のひずみ硬化係数である²⁷⁾。

$$H'_{ii} = \frac{k_{ei} k_{ti}}{k_{ei} - k_{ti}} \quad (11)$$

(3) 軸力変動の仮定^{6),7)}

柱の軸力変動は、一、二層門形ラーメンの地震応答解析^{6),7)}の結果を踏まえて、水平力 H に対応させて、図-3のように仮定した。軸力変動量 ΔN は、弾性域で調整している。軸力 $N = N_0 \pm \Delta N$ であり、高軸力にならないように、初期状態の基本軸力 $N_0 = 0.15N_{j2} \sim 0.3N_{j2}$ 、 $\Delta N = 0 \sim 0.15N_{j2}$ と置いている。ここで、 N_{j2} は中間断面 Sec.2 の全断面降伏軸力 (= 断面積 \times 降伏点) である。図中、 H_{pm} は塑性崩壊荷重 (式(17)参照)、また H_+ と H_- は水平変位反転時の正・負水平力である。

2.3 解析モデルの諸元と柱の塑性崩壊メカニズム

(1) 解析モデルの各種諸元

解析モデルの各種諸元を表-1 にまとめる。A は Sec.1 ～ 3 の断面寸法が等しく降伏点 σ_{yi} が相違する等断面寸法モデルである。B は Sec.1 ～ 3 の板厚 t_i と σ_{yi} が共に相違するモデルである。中間断面 Sec.2 の降伏点は SS400

表-1 変断面柱の解析モデル A, B

項目	板厚 t_i (mm)	降伏点 σ_{yi} (MPa)	弾性回転バネ係数 k_{ei} (N・mm)
モデル A ($\alpha_1 = \alpha_3 = 0.15$)	1	235~450	$k_{e1} = k_{e4} = 1.528 \times 10^{12}$, $k_{e2} = k_{e3} = 5.097 \times 10^{11}$
	2	235	
	3	235~450	
モデル B ($\alpha_1 = \alpha_3 = 0.2$)	1	24	$k_{e1} = k_{e4} = 1.298 \times 10^{12}$, $k_{e2} = k_{e3} = 4.865 \times 10^{11}$
	2	235	
	3	24	

注) 柱高さ $h=12\text{m}$ 、断面幅 $B_1 \sim B_3=750\text{mm}$ 、 $k_{10}=k_{40}=\infty$ 、柱の無次元細長比¹⁾ : $\bar{\lambda}=0.56$ (モデル A)、 0.54 (モデル B)。

相当とし、上・下部 Sec.1, 3 を SS400 ～ SM520 相当の降伏点に変化させることとしている。断面変化点については、Sec.1, 3 の長さを柱高さの 0.15 と 0.2 倍の 2 ケースに代表させている。柱上下端は完全回転拘束を仮定している。

(2) 柱の塑性崩壊メカニズムと塑性崩壊荷重

解析対象の変断面柱に考えられる 4 つの塑性崩壊メカニズム V, U, Y, および Z を図-4 にまとめる^{9), 11)}。塑性ヒンジは、柱上下端①, ④ (Sec.1, 3) と断面変化点②, ③ (Sec.2) の回転バネのうち、2 箇所仮定している。なお、柱上下端の回転拘束の度合い (弾性、完全) に関わらず、塑性崩壊メカニズムは同じものとなる。

これらに対して、鉛直力 P による $P\Delta$ 効果を考慮してモーメントのつり合い式を立てると、水平力 H - 変位 y の塑性崩壊曲線は、次のように誘導できる^{9), 11), 13), 28)}。

$$(V) : H = \frac{M_{p1} + M_{p4}}{h} - \frac{P}{h} y \quad (12)$$

$$(U) : H = \frac{M_{p1} + M_{p3}}{h_1 + h_2} - \frac{P}{h_1 + h_2} y \quad (13)$$

$$(Y) : H = \frac{M_{p2} + M_{p4}}{h_2 + h_3} - \frac{P}{h_2 + h_3} y \quad (14)$$

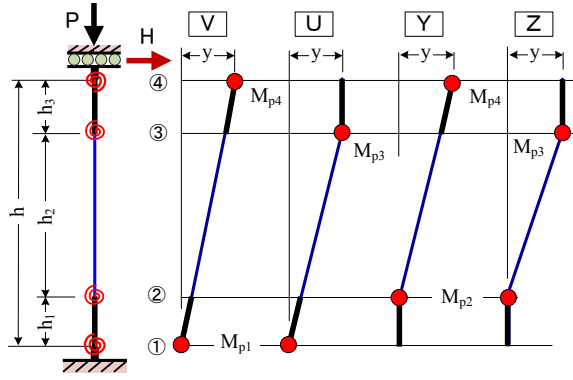


図-4 柱の塑性崩壊メカニズム（●：塑性ヒンジ）

$$(Z) : H = \frac{M_{p2} + M_{p3}}{h_2} - \frac{P}{h_2} y \quad (15)$$

ここで、 M_{pi} は回転バネ*i*の塑性モーメントであり、断面Sec. *j* (*j*=1~3)の塑性モーメント m_{pj} によって、次のように与えられる。

$$M_{p1}=m_{p1}, M_{p2}=m_{p2}, M_{p3}=m_{p2}, M_{p4}=m_{p3} \quad (16a,d)$$

ここで、 m_{pj} は、軸力 N が $N_0 + \Delta N$ のとき m_{pj}^+ 、および $N_0 - \Delta N$ のとき m_{pj}^- と表している。

すると、軸力 $N_0 + \Delta N$ が作用するときの塑性崩壊荷重 H_{pm} は、次式で求められる。

$$H_{pm} = \text{Min.} \{ H_{pV}^+, H_{pU}^+, H_{pY}^+, H_{pZ}^+ \} \quad (17)$$

ここに、

$$\begin{aligned} H_{pV}^+ &= \frac{m_{p1}^+ + m_{p3}^+}{h}, & H_{pU}^+ &= \frac{m_{p1}^+ + m_{p2}^+}{h_1 + h_2} \\ H_{pY}^+ &= \frac{m_{p2}^+ + m_{p3}^+}{h_2 + h_3}, & H_{pZ}^+ &= \frac{2m_{p2}^+}{h_2} \end{aligned} \quad (18a,d)$$

なお、解析に際して、水平降伏変位とバネの降伏回転角を次のように定義している。

- i) 降伏変位 δ_y ：式(17)の H_{pm} を降伏荷重の参考値とし、それを最大軸力時の柱の弾性剛性で除したもので、柱

上端の水平変位振幅のパラメータに用いている。

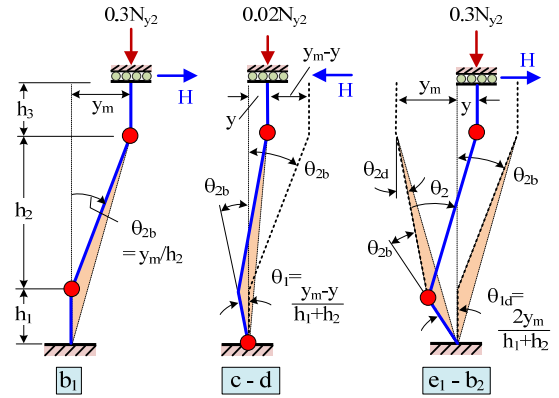
- ii) 降伏回転角 θ_{pi} ：最大軸力時のバネ*i*の塑性モーメントを弾性剛性 k_{ei} で除したもので、バネの回転角 θ_i の無次元化に用いている（図-2(a)参照）。

2.4 本解析法の位置づけ

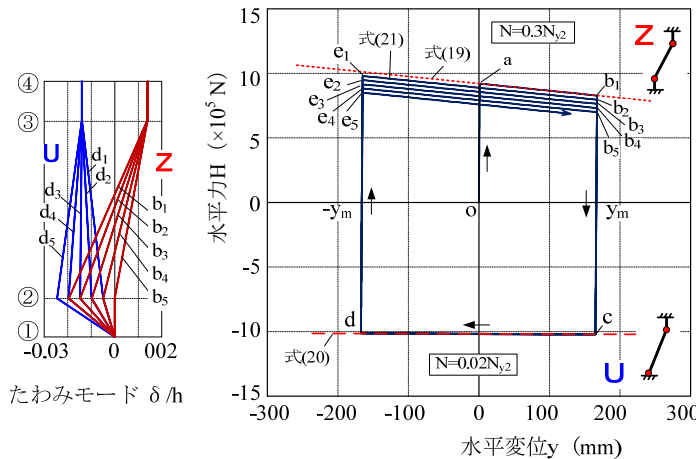
文献9)では、塑性域の広がりやを考慮した平面骨組の弾塑性有限変位解析法により、変断面片持ち柱の弾塑性挙動を調べた。しかし、複数の崩壊メカニズムが同時に起こり得るような弾塑性挙動を追跡するときに、解の収束性が悪いという問題があった。この点を踏まえて、文献11)では、本文と同様な解析法を示した。

すなわち、剛体・バネの解析モデルを用いて、軸力による塑性モーメントの低下を考慮した $M - \theta$ 関係を仮定し、 PA 効果を考慮した2次理論¹³⁾に従って定式化した。弾性挙動として、鉛直力 P =一定のとき、 $H - y$ 曲線は、はり一柱理論²⁶⁾による解析値とほぼ一致する。非弾性挙動については、3.において2次剛塑性解析を行い、塑性崩壊曲線と比較して定式化の妥当性を検証している。

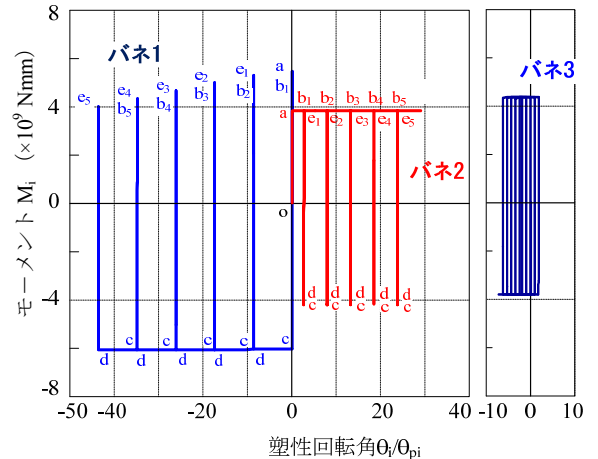
なお、文献11)でも述べたように、軸力比が大きい場合（たとえば、 $N/N_{y2} = 0.5$ 以上）で、塑性域拡大と塑性軸ひずみ増大が柱の剛性変化に大きな影響を及ぼすよう



(a) 区間b1-c-d-e1-b2の柱のたわみ図（模式図）

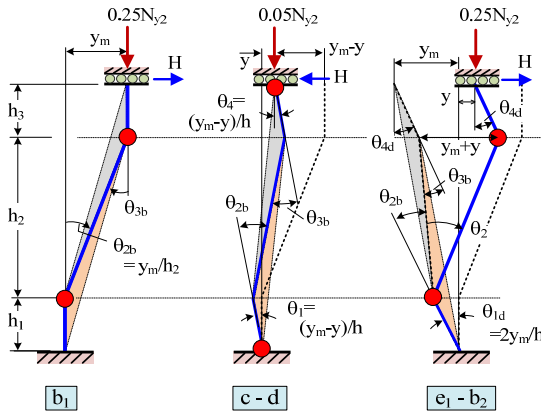


(b) 水平力-水平変位の関係とたわみモード

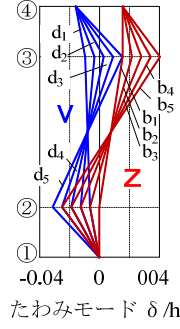


(c) 各バネのモーメント-回転角の関係（図-7 参照）

図-5 崩壊メカニズムZ-Uに着目した剛塑性解析結果（モデルA, $N_0 = 0.16N_{y2}$, $\Delta N = 0.14N_{y2}$ ）



(a) 区間 b_1 -c-d-e $_1$ -b $_2$ の柱のたわみ図 (模式図)



(b) 水平力-水平変位の関係とたわみモード

なとき^{9),19)}, 解析法については検討の余地がある。

3. 軸力変動下で繰り返し曲げを受ける変断面柱の剛塑性解析

変断面柱の剛塑性解析を行い、崩壊メカニズムが半サイクル毎に交番する現象の発生要因を分析する。本章の解析では、図-4 に示した崩壊メカニズムのうち、Z, U, および、V に着目し、回転バネのひずみ硬化係数 $H'_{ii} = k_{ei} / 10^4$ で変位振幅 $\pm 1.5\delta_y$ を設定している。

3.1 崩壊メカニズム Z と U が交番する場合

回転バネ 2, 3 の塑性化が同時に起こって、崩壊メカニズム Z が先行する場合を想定し、解析モデル A の柱上部 Sec.3 の降伏点 $\sigma_{y3} = 450\text{MPa}$ 、下部 Sec.1 の $\sigma_{y1} = 328\text{MPa}$ 、降伏変位 $\delta_y = 112.2\text{mm}$ 、基本軸力 $N_0 = 0.16N_{y2}$ 、および、軸力変動 $\Delta N = 0.14N_{y2}$ の条件で解析した結果を図-5 (b), (c) に示す。同図(a)には、崩壊メカニズムの変化を説明するために、水平力 H -変位 y 関係の最初の 1 サイクル分 (b_1 -c-d-e $_1$ -b $_2$) の柱のたわみ図を模式的に示している。

この図について考察すると、以下のとおりである。

i) 区間 a-b $_1$ ($N = 0.3N_{y2}$)

区間 a-b $_1$ の H - y 関係の解析結果は、耐力が小さい崩壊メカニズム Z に沿っている。すなわち、式(15)より

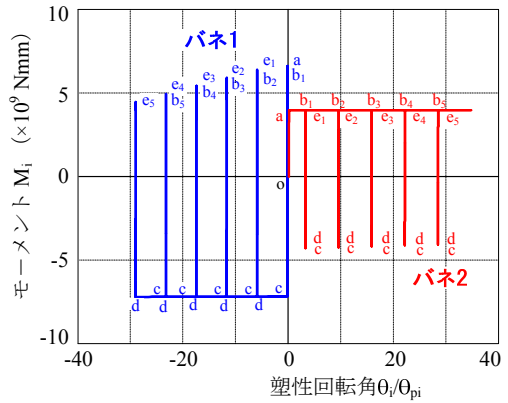
$$H = \frac{2m_{p2}^+}{h_2} - \frac{0.3N_{y2}}{h_2}y = 9.14 \times 10^5 - 553.9y \quad (19)$$

ここに、 $N = 0.3N_{y2}$ のとき、 $m_{p2}^+ = 3.839 \times 10^9 \text{Nmm}$ 。

ii) 区間 c-d ($N = 0.02N_{y2}$)

図-5(a)の [c-d] の図を参考にとすると、 H の負側の点 c において、4 つのメカニズムに対応する抵抗荷重の絶対値が最も小さいものは U になる。このときの H - y 曲線は、式(13)より、次のように与えられる。

$$H = -\frac{m_{p1}^- + m_{p2}^-}{h_1 + h_2} - \frac{0.02N_{y2}}{h_1 + h_2}y$$



(c) 各バネのモーメント-回転角の関係

図-6 崩壊メカニズム Z-V に着目した剛塑性解析結果 (モデル B, $N_0 = 0.15N_{y2}$, $\Delta N = 0.1N_{y2}$)

$$= -1.024 \times 10^6 - 0.3041y \quad (20)$$

ここに、 $N = 0.02N_{y2}$ のとき、 $m_{p1}^- = 6.087 \times 10^9 \text{Nmm}$ 、 $m_{p2}^- = 4.36 \times 10^9 \text{Nmm}$ 。

iii) 区間 e $_1$ -b $_2$ ($N = 0.3N_{y2}$)

上と同様な手順に従うと、 H の正側の点 e $_1$ では、バネ 1 の残留回転角の影響を受けて、バネ 2, 3 が塑性化する。点 e $_1$ -b $_2$ 間の H - y 関係は、[e $_1$ -b $_2$] の図を参考にとすると、次のようになる。

$$H = \frac{2m_{p2}^+}{h_2} - \frac{0.3N_{y2}}{h_2}y - 0.3N_{y2} \frac{h_1}{h_2} \theta_{1d} \\ = 9.14 \times 10^5 - 553.9y - 9.971 \times 10^5 \theta_{1d} \quad (21)$$

右辺第 3 項 (= 軸力とバネ 1 の残留回転角 θ_{1d} による PA モーメント) の分が式(19)と相違する。

図-5(c)のバネ 1~3 の M - θ 関係より、半サイクル毎に塑性変形箇所がバネ 1, 2 間で交番し、それらの塑性変形の進行方向が異なり、塑性回転角が増大していることがわかる¹¹⁾。これは、繰り返し毎に損傷が大きくなることを意味する。なお、バネ 3 の塑性回転角の変動は、1, 2 に比べて小さい。

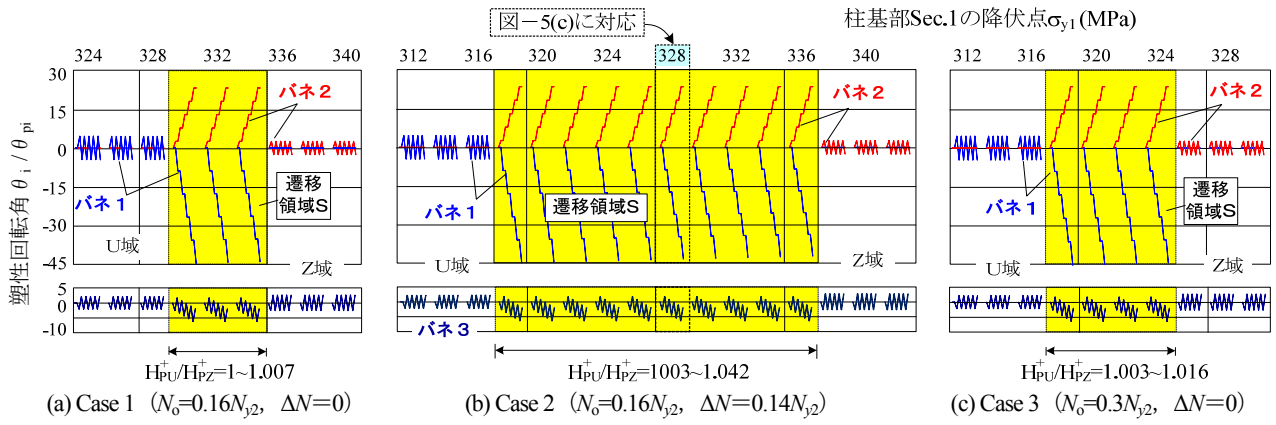


図-7 崩壊メカニズムの遷移領域に及ぼす軸力変動の影響 (剛塑性解析, モデル A, 変位振幅 $\pm 1.5\delta_y$)

3.2 崩壊メカニズム Z と V が交番する場合

上と同様にして, 解析モデル B の上・下部断面の降伏点 $\sigma_{y1}=\sigma_{y3}=356\text{ MPa}$, 降伏変位 $\delta_y=125.9\text{ mm}$, 基本軸力 $N_0=0.15N_{y2}$, および, 軸力変動 $\Delta N=0.1N_{y2}$ の条件で, 崩壊メカニズム Z が先行する場合の剛塑性解析を行った. 解析結果を図-6にまとめる. パネ 3, 4 の塑性変形挙動は, パネ 2, 1 と正負符号が違うのみではほぼ同様な挙動を呈したので結果を省略している.

i) 区間 a - b₁ ($N=0.25N_{y2}$)

区間 a - b₁ の H - y 関係は, 式(19)と同様に, 次のようになる.

$$H = \frac{2m_{p2}^+}{h_2} - \frac{0.25N_{y2}}{h_2}y = 1.111 \times 10^6 - 538.5y \quad (22)$$

ここに, $N=0.25N_{y2}$ のとき, $m_{p2}^+=3.999 \times 10^9\text{ Nmm}$.

ii) 区間 c - d ($N=0.05N_{y2}$)

点 c で抵抗荷重が最も小さい崩壊メカニズムは V になり, 式(11)より次の H - y 曲線が得られる (図-6(a)の [c-d] の図を参照).

$$H = -\frac{m_{p1}^- + m_{p3}^-}{h} - \frac{0.05N_{y2}}{h}y = -1.2 \times 10^6 - 64.63y \quad (23)$$

ここに, $N=0.05N_{y2}$ のとき, $m_{p1}^-=m_{p3}^-=7.2 \times 10^9\text{ Nmm}$.

iii) 区間 e₁ - b₂ :

H の正側の点 e₁ では, パネ 1 と 4 の残留回転角の影響でパネ 2, 3 が塑性化する. このときの H - y 関係は次のようになる ([e₁-b₂] の図を参照).

$$H = \frac{2m_{p2}^+}{h_2} - \frac{0.25N_{y2}}{h_2}y - 0.25N_{y2} \left(\frac{h_1}{h_2}\theta_{1d} + \frac{h_3}{h_2}\theta_{4d} \right) \\ = 1.111 \times 10^6 - 538.5y - 1.293 \times 10^6 (\theta_{1d} + \theta_{4d}) \quad (24)$$

なお, 図-6(c)より, 3.1 の場合と同様に, 塑性変形箇所塑性回転角が半サイクル毎に累積していくことがわかる.

3.3 軸力変動が崩壊メカニズムの不安定遷移領域 S に及ぼす影響

上記 3.1 の解析モデルを用いて, 軸力変動が柱の崩壊

メカニズムにどのような影響を及ぼすかを調べた. 具体的には, 柱基部 Sec.1 の降伏点 σ_{y1} を変化させて, 崩壊メカニズムが U (σ_{y1} が小) から Z (σ_{y1} が大) に変化するとき, メカニズムが半サイクル毎に変化し始める範囲 (= 遷移領域 S) を調べた.

ここでは, 次の 3 ケースの解析を行っている.

- Case 1 : $N=N_0=0.16N_{y2}$, $\Delta N=0$
- Case 2 : $N=N_0 \pm \Delta N$, $N_0=0.16N_{y2}$, $\Delta N=0.14N_{y2}$
- Case 3 : $N=N_0=0.3N_{y2}$, $\Delta N=0$

解析結果から, パネ 1~3 の半サイクル毎の塑性回転角 θ_i の変動を降伏点 σ_{y1} 毎に折線グラフにまとめ, σ_{y1} による変動を図-7に示す.

この図からわかるように, いずれの場合もパネ 1, 2 の塑性回転角が激増する範囲がある. これは, 上で考察したように, 崩壊メカニズムが交番して塑性変形が急増し始める不安定領域であり, 文献 11) では「遷移領域 S」と定義している.

ここで, 2.3(2)で述べたように, 水平降伏変位 δ_y は最大軸力に対する塑性崩壊荷重をもとに定義しているため, Case 1 のそれは Case 2, 3 より若干小さい. そこで, δ_y が等しい Case 2, 3 を比較すると, 最大軸力 ($=0.3N_{y2}$) が同じでも, 軸力変動がある方が S 域の範囲が大きくなっていることがわかる. この理由は以下のとおりである.

図-5(a)を参照すると, 点 a~b₁ で崩壊メカニズムが Z となっており, 点 c で U となる条件は,

- 点 a~b₁ で $N=N_0+\Delta N$ のとき

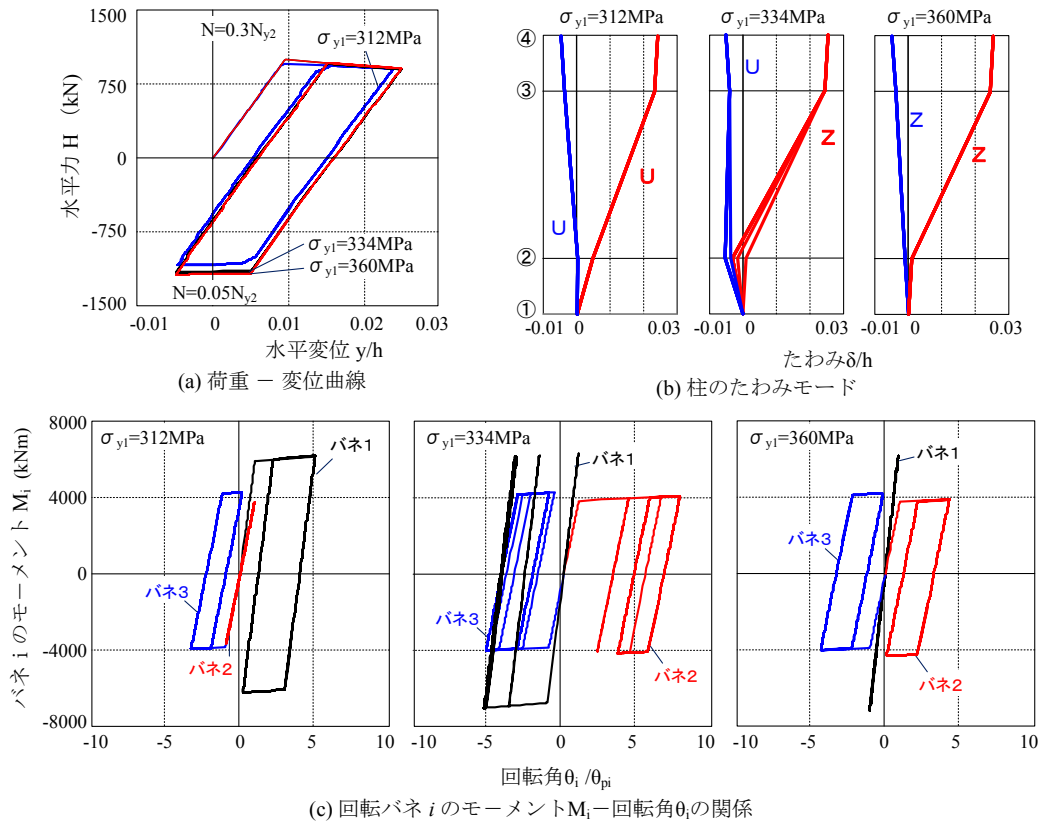
$$\frac{2m_{p2}^+}{h_2} < \frac{m_{p1}^+ + m_{p2}^+}{h_1 + h_2} \quad (25)$$

- 点 c で $N=N_0-\Delta N$ のとき

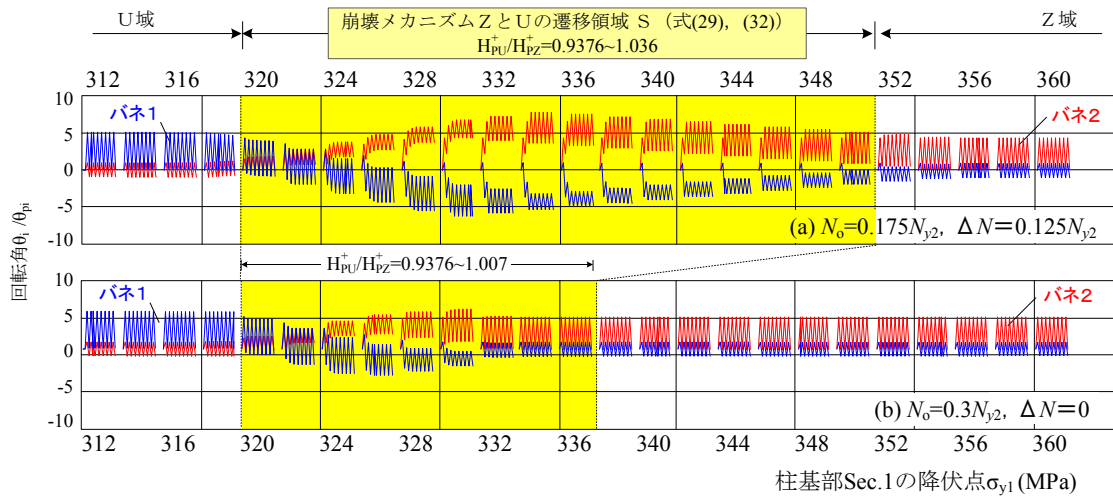
$$-\frac{m_{p1}^- + m_{p2}^-}{h_1 + h_2} - \frac{N_0 - \Delta N}{h_1 + h_2}y_m > -\frac{2m_{p2}^-}{h_2} - \frac{N_0 - \Delta N}{h_2}y_m \quad (26)$$

と表すことができる. ここで, H'_{ti} ($=k_{ei}/10^4$) は小さいので, 塑性硬化はないものとしている.

これら 2 式が同時に成り立つ範囲を示すと, 図-7 中に黄色で網掛けした部分となり, パネ 1, 2 の塑性回転角が激増する解析結果の範囲と一致する. これらのことよ



図－8 崩壊メカニズム Z－U に着目した柱の弾塑性解析結果（モデル B, $N_0=0.175N_{y2}$, $\Delta N=0.125N_{y2}$, $k_{ti}=k_{ei}/100$ ）



図－9 軸力変動による崩壊メカニズムの遷移領域 S の変動（モデル B, $N_0+\Delta N=0.3N_{y2}$, $k_{ti}=k_{ei}/100$ ）

り、軸力変動によって S 域が大きくなるのは、軸力の大きい側（ $=N_0+\Delta N$ ）から小さい側（ $=N_0-\Delta N$ ）に水平変位が反転するとき、 $2\Delta N$ の軸力変動分だけパネの塑性モーメントが大きくなるので、軸力変動がない場合よりも、上の 2 式の条件を満たす範囲が広がったと説明できる。

4. 変断面柱の弾塑性解析と崩壊メカニズムの遷移領域 S に関する考察

変断面柱の弾塑性解析を行い、軸力変動下における崩

壊メカニズムの変動特性を調べる。本章の解析では、モデル B を用いて、回転パネの塑性域剛性 $k_{ti}=k_{ei}/100$ 、および、変位振幅 $-0.5\delta_y \sim 2.5\delta_y$ としている。

4.1 軸力変動が柱の崩壊メカニズムに及ぼす影響

崩壊メカニズム Z－U 間の変動に着目し、解析を行った。降伏点 $\sigma_{y3}=450\text{MPa}$ として柱上部 Sec.3 を弾性に保ち、下部 Sec.1 の σ_{y1} を 312MPa から 2MPa 刻みで漸増させた。軸力変動の影響を調べるため、最大軸力を $N_0+\Delta N=0.3N_{y2}$ と一定にし、軸力変動を $\Delta N=0$ と $0.125N_{y2}$ の 2 ケースに設定した。

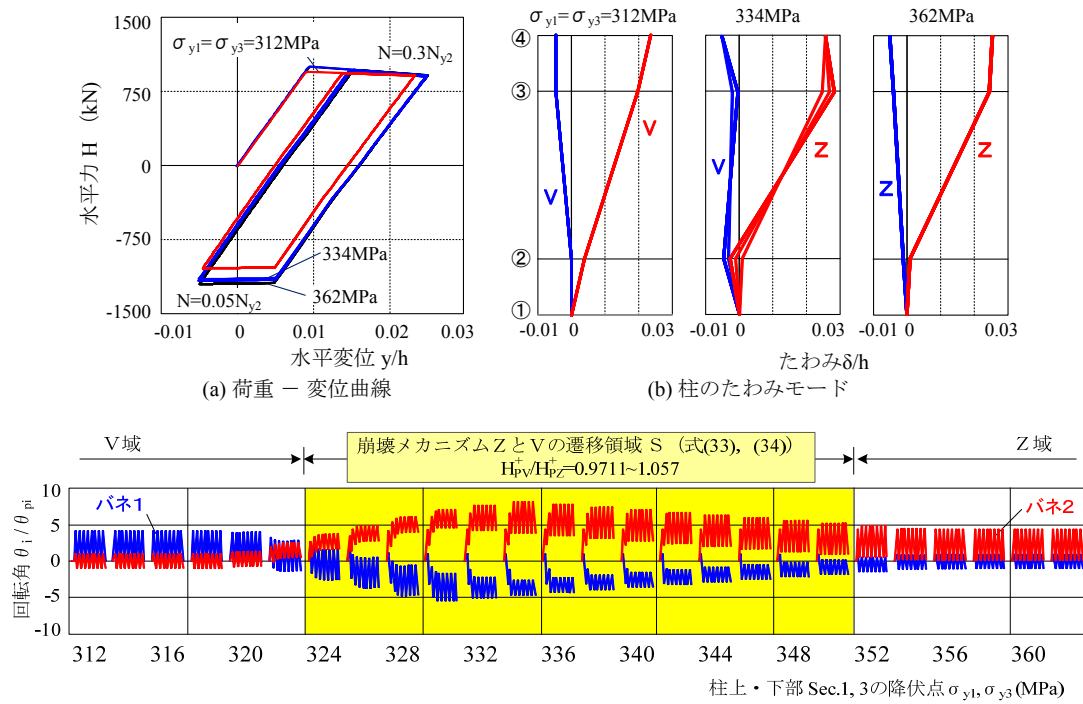


図-10 崩壊メカニズム Z-V に着目した弾塑性解析結果 (モデル B, $N_o=0.175N_{y2}$, $\Delta N=0.125N_{y2}$, $k_u=k_{el}/100$)

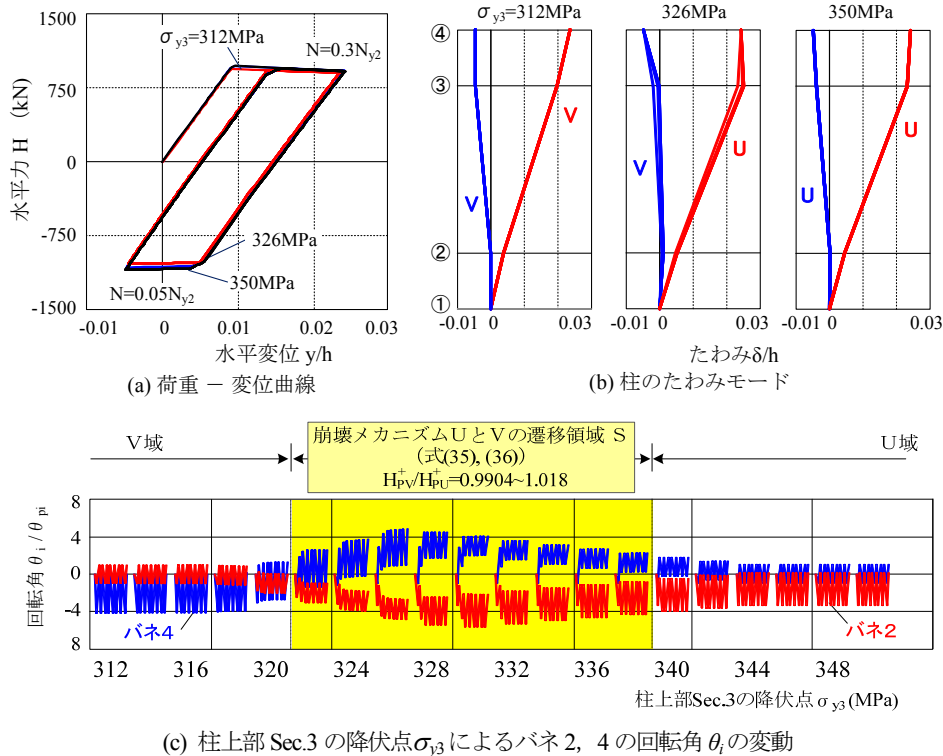


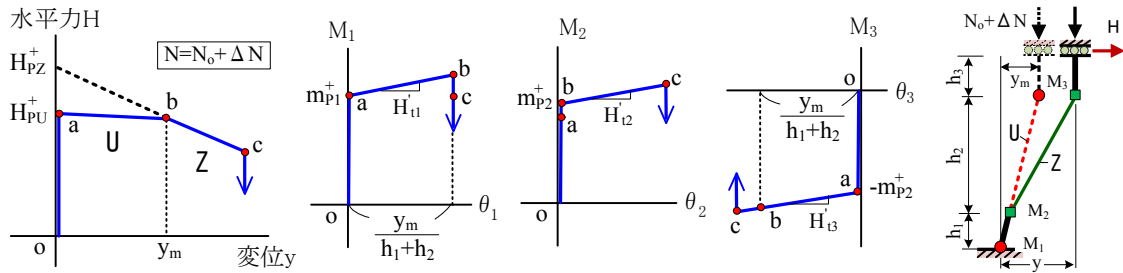
図-11 崩壊メカニズム V-U に着目した弾塑性解析結果 (モデル B, $N_o=0.175N_{y2}$, $\Delta N=0.125N_{y2}$, $k_u=k_{el}/100$)

まず, $\Delta N=0.125N_{y2}$ の場合で $\sigma_{y1}=312\text{MPa}$, 334MPa , 360MPa の柱の H - y 曲線, たわみモード, および, パネ 1~3 の M_i - θ_i 曲線を図-8 に比較する.

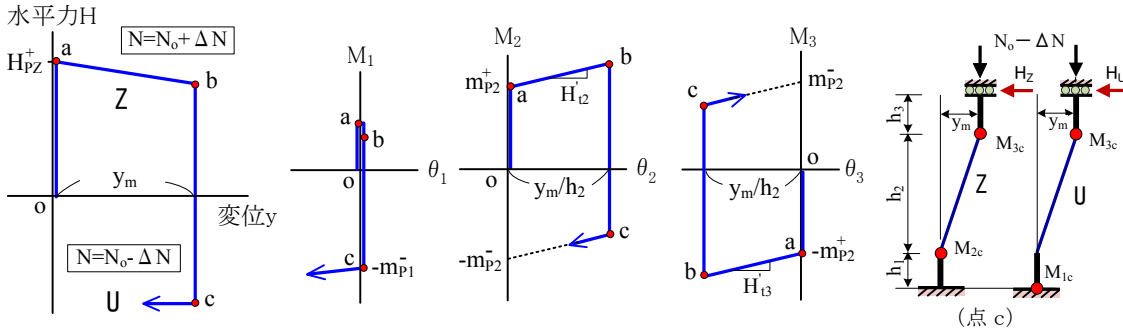
この図からわかるように, パネの M - θ 曲線から柱の崩壊メカニズムが判別可能であり, $\sigma_{y1}=334\text{MPa}$ のとき, 柱はメカニズム Z と U が半サイクル毎に交番する現象を

示している (図-9(a) 参照). このときの H - y 曲線には, 図-5 に見られたような履歴ループの大きな変動は見られない. これはひずみ硬化の影響であると考えられる. また, σ_{y1} による H - y 曲線の差異は比較的小さい.

つぎに, $\Delta N=0, 0.125N_{y2}$ の場合について, 図-7 と同様にして, パネ 1, 2 の回転角の変動性状が σ_{y1} によって



(a) 崩壊メカニズムUが先行する場合: $H-y$ 曲線とバネ i のモーメント M_i —回転角 θ_i 曲線



(b) 崩壊メカニズムZが先行する場合: $H-y$ 曲線とバネ i のモーメント M_i —回転角 θ_i 曲線

図-12 崩壊メカニズムがZ-U間で半サイクル毎に交番し始める条件の検討 (剛塑性)

どのように変化するかを図-9に比較する。

この図から、軸力変動量 $\Delta N=0$, $0.125N_{y2}$ にかかわらず、バネ1と2の回転角が増大して、崩壊メカニズムの遷移領域Sが現れていることがわかる。その範囲は、軸力変動 $\Delta N=0$ よりも $0.125N_{y2}$ のときに大きくなっている。この理由は3.3で考察したとおりである。

4.2 崩壊メカニズムZ-V, および, U-V間の変化

崩壊メカニズムZ-VとU-V間についても、上と同様な解析を行って、崩壊メカニズムの変動を調べた。

Z-V間の解析では Sec.1, 3 の降伏点 $\sigma_{y1}=\sigma_{y3}=312 \sim 362\text{MPa}$ とし、U-Vの解析では Sec.1 の $\sigma_{y1}=312\text{MPa}$ (一定) で Sec.3 の $\sigma_{y3}=312 \sim 350\text{MPa}$ と変化させた。解析結果を図-10, 11 にまとめる。

これらの図から、上述した崩壊メカニズムZ-U間と同様に、Z-V, U-V間でも、崩壊メカニズムが半サイクル毎に変動する遷移領域Sが存在することがわかる。

4.3 軸力変動を考慮した崩壊メカニズムの遷移領域Sの予測

1. でも述べたように、変断面構造の柱では、断面変化点での塑性曲げ変形が発端となって、 $P\Delta$ モーメントが崩壊メカニズムを交番させる要因となる。この点を踏まえて、文献 11)では、剛塑性理論のアプローチにより、変断面片持ち柱について、一番最初のメカニズム変化点を把握して、遷移領域Sを予測する条件式を導いた。

ここでは、崩壊メカニズムZ-U間の変動に代表させて、文献 11)と同様な方法により、軸力変動を考慮して、遷移領域Sの予測方法を検討した。

(1) 崩壊メカニズムUが先行する場合 ($H_{PU}^+/H_{PZ}^+ < 1$)

図-12(a)の $H-y$ 曲線を参照して、崩壊メカニズムUが先行し、ひずみ硬化の影響で点bでメカニズムZに変化する場合を考える。変断面片持ち柱¹¹⁾の場合と同様に、柱が点bを超えて変位すると、変位反転後に H の負側でメカニズムはUになる。そのため、点bにおけるZの崩壊荷重がUのそれよりも小さいという条件を求めればよい。すなわち、

$$\frac{M_{1b} + M_{3b} - \frac{N_o + \Delta N}{h_1 + h_2} y_m}{\text{崩壊メカニズムU}} > \frac{M_{2b} + M_{3b} - \frac{N_o + \Delta N}{h_1 + h_2} y_m}{\text{崩壊メカニズムZ}} \quad (27)$$

ここで、 $M_{1b} \sim M_{3b}$ は $M-\theta$ 曲線の図より、

$$M_{1b} = m_{p1}^+ + H_{t1}' \frac{y_m}{h_1 + h_2}, \quad M_{2b} = m_{p2}^+ - M_{3b} = -m_{p2}^+ - H_{t3}' \frac{y_m}{h_1 + h_2} \quad (28a, c)$$

上式を式(27)に代入すると、Uが先行してZ-U間で崩壊メカニズムが交番し始める条件は、次のようになる。

$$H_{PU}^+ + \frac{H_{t1}' + H_{t3}'}{(h_1 + h_2)^2} y_m > H_{PZ}^+ + \frac{H_{t3}'}{h_2(h_1 + h_2)} y_m \quad (29)$$

(2) 崩壊メカニズムZが先行する場合 ($H_{PU}^+/H_{PZ}^+ \geq 1$)

図-12(b)の $H-y$ 曲線より、崩壊メカニズムZが先行し、変位反転時の点cでメカニズムUに変化する条件を考える。すなわち、点c (H の負側) において、Uになる条

表-2 崩壊メカニズムが半サイクル毎に交番し始める遷移領域Sの予測 (剛塑性アプローチ)

崩壊メカニズム	たわみモード (模式図)	崩壊メカニズムの遷移領域Sの予測条件式	
Z U		$H_{PU}^+/H_{PZ}^+ < 1$ のとき	$H_{PU}^+/H_{PZ}^+ \geq 1$ のとき
		$H_{PU}^+ + \frac{H'_{t1} + H'_{t3}}{(h_1 + h_2)^2} y_m$ $> H_{PZ}^+ + \frac{H'_{t3}}{h_2(h_1 + h_2)} y_m \quad (29)$	$-H_{PU}^- + \left\{ \frac{H'_{t3}}{h_2(h_1 + h_2)} - \frac{N_o - \Delta N}{h_1 + h_2} \right\} y_m$ $\geq -H_{PZ}^+ + \left(\frac{H'_{t2} + H'_{t3}}{h_2^2} - \frac{N_o - \Delta N}{h_2} \right) y_m \quad (32)$
Z V		$H_{PV}^+/H_{PZ}^+ < 1$ のとき	$H_{PV}^+/H_{PZ}^+ \geq 1$ のとき
		$H_{PV}^+ + \frac{H'_{t1} + H'_{t4}}{h^2} y_m > H_{PZ}^+ \quad (33)$	$-H_{PV}^- - \frac{N_o - \Delta N}{h} y_m$ $\geq -H_{PZ}^+ + \left(\frac{2H'_{t2}}{h_2^2} - \frac{N_o - \Delta N}{h_2} \right) y_m \quad (34)$
U V		$H_{PV}^+/H_{PU}^+ < 1$ のとき	$H_{PV}^+/H_{PU}^+ \geq 1$ のとき
		$H_{PV}^+ + \frac{H'_{t1} + H'_{t4}}{h^2} y_m$ $> H_{PU}^+ + \frac{H'_{t1}}{h(h_1 + h_2)} y_m \quad (35)$	$-H_{PV}^- + \left\{ \frac{H'_{t1}}{h(h_1 + h_2)} - \frac{N_o - \Delta N}{h} \right\} y_m$ $\geq -H_{PU}^- + \left\{ \frac{H'_{t1} + H'_{t3}}{(h_1 + h_2)^2} - \frac{N_o - \Delta N}{h_1 + h_2} \right\} y_m \quad (36)$

注1) H_{PV}^+ , H_{PU}^+ , H_{PV}^- , H_{PZ}^+ : 式(18)参照. 2) H_{PV} , H_{PU} , H_{PV} , H_{PZ} : 式(37)参照. 3) y_m : 柱上端の水平変位 (=層間変位) 振幅の最大値. 弾塑性解析結果に適用するときは y_m を $y_m - \delta_y$ と置きかえること. 4) δ_y : 水平降伏変位 (2.3(2)参照). 5) H'_u : 式(11)参照.

件は,

$$\frac{-\frac{M_{1c} + M_{3c}}{h_1 + h_2} - \frac{N_o - \Delta N}{h_1 + h_2} y_m}{\text{崩壊メカニズムU}} \geq \frac{-\frac{M_{2c} + M_{3c}}{h_2} - \frac{N_o - \Delta N}{h_2} y_m}{\text{崩壊メカニズムZ}} \quad (30)$$

ここに, $M_{1c} \sim M_{3c}$ は $M-\theta$ 曲線の図より,

$$-M_{1c} = -m_{p1}^-, \quad -M_{2c} = -m_{p2}^- + H'_{t2} \frac{y_m}{h_2}$$

$$M_{3c} = m_{p2}^- - H'_{t3} \frac{y_m}{h_2} \quad (31a,c)$$

上の2式から, 点cで崩壊メカニズムがUになる条件は以下のようになる.

$$-H_{PU}^- + \left\{ \frac{H'_{t3}}{h_2(h_1 + h_2)} - \frac{N_o - \Delta N}{h_1 + h_2} \right\} y_m$$

$$\geq -H_{PZ}^+ + \left(\frac{H'_{t2} + H'_{t3}}{h_2^2} - \frac{N_o - \Delta N}{h_2} \right) y_m \quad (32)$$

崩壊メカニズムZ-V, U-V間の変動についても, 同様な手順に従って, 遷移領域Sを予測する条件式を導いた. これらの結果をまとめると, 表-2 のとおりである. 表中, 式(18)と同様に, 最小軸力 $N_o - \Delta N$ のときの塑

性崩壊荷重を次のように置いている.

$$H_{PV}^- = \frac{m_{p1}^- + m_{p3}^-}{h}, \quad H_{PU}^- = \frac{m_{p1}^- + m_{p2}^-}{h_1 + h_2}$$

$$H_{PV}^- = \frac{m_{p2}^- + m_{p3}^-}{h_2 + h_3}, \quad H_{PZ}^- = \frac{2m_{p2}^-}{h_2} \quad (37a,d)$$

表-2 の結果を弾塑性解析の結果に適用する場合は, 文献 11)と同様にして, 降伏変位 δ_y の弾性域分を差し引いて, 変位振幅 y_m を $y_m - \delta_y$ と読み替えればよい. 柱上下端が弾性回転拘束される場合, その影響は δ_y に含まれることになる. 本文の弾塑性解析では上下端の完全回転拘束を仮定したので, この点は今後若干の追加計算が必要である.

また, これらの結果は剛塑性理論に基づいているため, ひずみ硬化を考慮しないときは, $H'_u = 0$ となり, 柱上下端の回転拘束の影響は受けない. このとき, 3.3 で示した式(25)は $H_{PU}^+/H_{PZ}^+ \geq 1$ の条件に相当し, 式(26)は(32)と一致する.

さらに, 式(29), (32), (18), (37)において, $H'_B = 0$, $m_{p3}^+ = m_{p3}^- = 0$, $\Delta N = 0$, $h = h_1 + h_2$ とおくと, 崩壊メカニズムZ-Uに関する式(29), (32)は, 文献 11)に提示した変断面片持ち柱の崩壊メカニズムV, Yの遷移領域Sの条件式に対応する (付録 A-2 参照).

4.4 崩壊メカニズムの遷移領域Sに関する考察と今後の検討課題

4.1, 4.2 に示した解析結果を用いて、表-2 から崩壊メカニズムが変化し始めるS域をどの程度予測できるかを検証した。予測範囲は、図-9, 10(c)および 11(c)中に黄色で網掛けして示している。

これらの結果からわかるように、式(29), (32)~(36)より、2つの崩壊メカニズムが半サイクル毎に交番し始めるS域の範囲を全体的にうまく予測できている。

以上、上下端が回転拘束され、変動軸力下で繰り返し曲げが作用する変断面柱において、片持ち柱^{9), 11)}に対して指摘したのと同様に、崩壊メカニズム変化の遷移領域Sが存在することを示した。表-2 の予測条件式は、上下端で回転拘束を受ける柱がS域に入らない条件の目安を与えると考える。なお、耐震設計に対応できる柱の断面構成法を模索する際に参考にできるように、片持ち柱のS域の予測方法¹¹⁾をより簡便な形に表し、S域に入るかどうかの照査法について、付録A-2 にまとめる²⁹⁾。

最後に、本研究では上下端が回転拘束された変断面柱の数値解析を行ったが、その結論を持ってラーメン全体の弾塑性挙動を論じることは現時点では難しい。ラーメンが非弾性地震応答の挙動を呈するとき、はり・柱内の塑性変形パターンは、多岐にわたり^{3), 6), 7)}、各種の補強・補修によっても影響を受ける。これらの点を踏まえて、ラーメン構造全体の非弾性挙動に崩壊メカニズム変化による遷移領域Sが発現しないかどうか²¹⁾、今後、精度の高い数値解析や実験を行って確かめる必要がある。

5. まとめ

本論文は、上下端が回転拘束され、軸力変動下で繰り返し曲げを受ける鋼変断面柱の崩壊メカニズムの変動特性を明らかにしたものである。本文で得られた結論を以下にまとめる。

- 1) 上下端で回転拘束され、軸力変動下で繰り返し水平力を受ける変断面柱を剛体・バネでモデル化し、PA効果を考慮した弾塑性解析の基礎式を導いた。
- 2) この変断面柱では、柱上下部と断面変化点の残留塑性変形によるPA効果に起因して、軸力変動下で崩壊メカニズムが半サイクル毎に交番する現象が現れる場合がある。
- 3) このとき、崩壊メカニズムに対応する塑性変形が半サイクル毎に増大・累積していく。
- 4) 崩壊メカニズムが半サイクル毎に交番し始める遷移領域Sの範囲は、軸力変動によって大きくなる。
- 5) これは、軸力変動によって構成断面の塑性モーメントが増減することに起因して、軸力変動がない場合よりも、崩壊メカニズムの交番条件を満たす範囲が広がることによる。
- 6) 崩壊メカニズムの3つの組み合わせについて、軸力

変動を考慮して、遷移領域Sを予測する条件式を導いた。

- 7) 上記を用いると、弾塑性解析結果に現れた崩壊メカニズム変化の遷移領域Sをほぼ予測できた。
- 8) 崩壊メカニズム変化による遷移領域Sがラーメン構造全体の非弾性挙動に発現しないかどうか、今後、数値解析・実験を行って確かめる必要がある。

付録

A-1 回転バネの弾性係数 k_{ei} の算出方法

柱の点②~④のたわみ $y_{2b} \sim y_{4b}$ (図-1(b)参照) の解は、初等ばり理論によって、次のように誘導できる。

$$y_{2b} = \left(\frac{h_1}{k_{10}} + \frac{h_1^2}{2EI_1} \right) \kappa_b h H - \frac{Hh_1^3}{6EI_1} \quad (A1)$$

$$y_{3b} = \left\{ \frac{h_1 + h_2}{k_{10}} + \frac{h_1(h_1 + 2h_2)}{2EI_1} + \frac{h_2^2}{2EI_2} \right\} \kappa_b h H - \left\{ \frac{h_1^3}{6EI_1} + \frac{h_2^3}{6EI_2} + \frac{h_1^2 h_2}{2EI_1} + \frac{h_1 h_2^2}{2EI_2} \right\} H \quad (A2)$$

$$y_{4b} = \left\{ \frac{h}{k_{10}} + \sum_{i=1}^3 \frac{h_i^2}{2EI_i} + \frac{h_1}{EI_1} (h_2 + h_3) + \frac{h_2 h_3}{EI_2} \right\} \kappa_b h H - \left\{ \frac{h_1^2 (h_2 + h_3)}{2EI_1} + \frac{h_2^2 (h_1 + h_3)}{2EI_2} + \frac{h_1 h_2 h_3}{EI_2} \right\} H - \left\{ \frac{h_3^2 (h_1 + h_2)}{2EI_3} + \sum_{i=1}^3 \frac{h_i^3}{6EI_i} \right\} H \quad (A3)$$

ここに、図-1(b)中のせん断力 Q は、同図(c)に対応させて、 H と表している。また、

$$\kappa_b = \frac{\frac{h}{k_{40}} + \sum_{i=1}^3 \frac{h_i^2}{2EI_i} + \frac{h_1 h_2}{EI_2} + \frac{h_3 (h_1 + h_2)}{EI_3}}{h \left\{ \frac{1}{k_{10}} + \frac{1}{k_{40}} + \sum_{i=1}^3 \frac{h_i}{EI_i} \right\}} \quad (A4)$$

ここで、 I_i : Sec.i の断面 2 次モーメント、 E : ヤング係数 ($=2 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$) である。

すると、点①~④の回転角 $\theta_{1b} \sim \theta_{4b}$ は次式で求められる。

$$\theta_{1b} = \frac{y_{2b}}{h_1} \quad (A5)$$

$$\theta_{2b} = \frac{y_{3b} - y_{2b}}{h_2} - \theta_{1b} \quad (A6)$$

$$\theta_{3b} = \frac{y_{4b} - y_{3b}}{h_3} - \theta_{1b} - \theta_{2b} \quad (A7)$$

$$\theta_{4b} = -\frac{y_{4b} - y_{3b}}{h_3} = -\theta_{1b} - \theta_{2b} - \theta_{3b} \quad (A8)$$

つぎに、剛体・バネモデル (図-1(c)参照) における

点①～④の回転角 $\theta_1 \sim \theta_4$ の解は、次のように得られる．

$$\theta_1 = \frac{\kappa h H}{k_{e1}} \quad (A9)$$

$$\theta_2 = \frac{(\gamma h - h_1) H}{k_{e2}} \quad (A10)$$

$$\theta_3 = \frac{(\kappa h - h_1 - h_2) H}{k_{e3}} \quad (A11)$$

$$\theta_4 = \frac{-(1-\kappa) h H}{k_{e4}} \quad (A12)$$

ここに、

$$\kappa = \frac{\frac{h_1}{k_{e2}} + \frac{h_1 + h_2}{k_{e3}} + \frac{h}{k_{e4}}}{h \sum_{i=1}^4 \frac{1}{k_{ei}}} \quad (A13)$$

式(A5)～(A12)より、 $\theta_b = \theta_i$ とおくと、回転バネ i の弾性係数 k_{ei} が得られる．

A-2 変断面片持ち柱の崩壊メカニズムの遷移領域 S の予測方法^{11), 29)}

文献 11) においては、定鉛直荷重下で繰り返し水平力を受ける変断面片持ち柱(表-A1 下の挿入図参照)には、図-A1 のように、2つの崩壊メカニズム V, Y の遷移領域 S が存在することを示した．

また、文献 29) では、S 域の予測式をより簡便な近似式にして表-A1 のように表し、耐震設計への応用法を検討した．とくに、ひずみ硬化有り ($k_{el}/k_{ei} = 0.01$, 図-2(a) 参照) の場合、S 域に入る限界軸力 P_{scr} は、式(A20)の

無次元細長比 $\bar{\lambda}_2$ 、断面変化位置、および、断面 2 次モーメント比 I_2/I_1 をパラメータとして、図-A2 のように表すことができる．

ここで、これらの図表で用いた主な記号は、以下のよう

に定義している．
 H_{y1}, H_{y2} : 柱基部および断面変化点の曲げモーメントがそれぞれ Sec.1, 2 断面の塑性モーメント M_{p1} および M_{p2} になるときの水平降伏荷重
 H'_{i2} : Sec.2 断面の塑性係数(図-2(b)参照)．ただし、その計算に用いる弾性係数 k_{e2} は文献 11) 参照．
 I_i : Sec.i 断面の断面 2 次モーメント

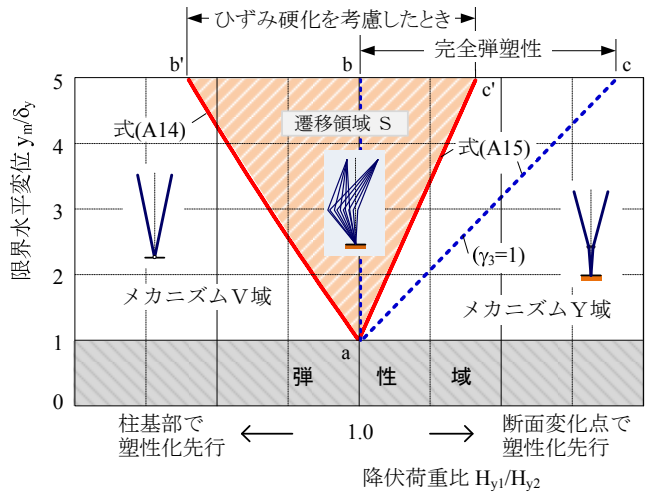


図-A1 変断面片持ち柱の崩壊メカニズムの遷移領域 S (模式図)¹¹⁾

表-A1 変断面片持ち柱の崩壊メカニズムの遷移領域 S の予測式²⁹⁾

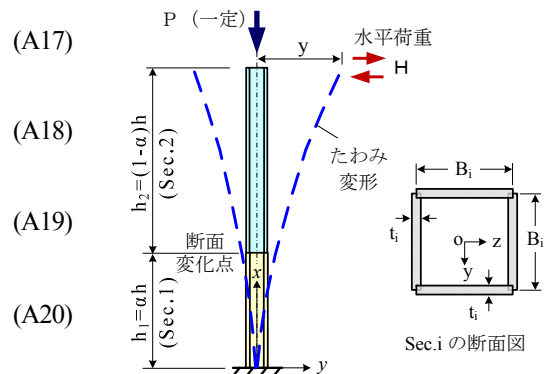
		V-S 域の境界 ($H_{y1}/H_{y2} < 1$)	S-Y 域の境界 ($H_{y1}/H_{y2} \geq 1$)
限界水平変位 y_m	文献 11)	$y_m = \frac{h^2}{H'_{i1}} \frac{M_{p2}}{h_2} (1 - \frac{H_{y1}}{H_{y2}}) + \delta_y$ (A14a)	$y_m = M_{p2} (\frac{H_{y1}}{H_{y2}} - 1) / (\frac{Ph_1}{h} - \frac{H'_{i2}}{h_2}) + \delta_y$ (A15a)
	近似式	$\frac{y_m}{\delta_{y1}} = \gamma_1 (\frac{1}{H_{y1}/H_{y2}} - 1) + 1$ (A14b)	$\frac{y_m}{\delta_{y2}} = \frac{\gamma_2}{\gamma_3} (\frac{H_{y1}}{H_{y2}} - 1) + 1$ (A15b)
限界軸力 P_{scr}	文献 11)	$P_{scr} = \frac{H'_{i2}}{\alpha h_2}$ (A16a)	$\frac{P_{scr}}{N_{y2}} = \frac{8}{33\pi^2} \cdot \frac{1}{2\alpha(1-\alpha)^2 + \alpha^2(3-2\alpha)(I_2/I_1)} \cdot \frac{1}{\bar{\lambda}_2^2}$ (A16b)
	近似式		

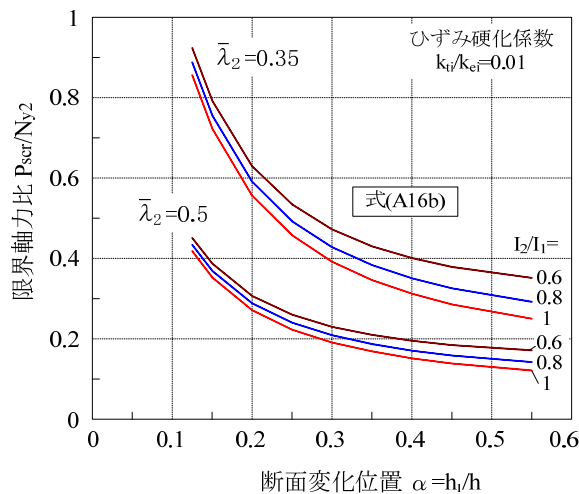
注)
$$\gamma_1 = \frac{49.5\alpha(3-\alpha)(I_2/I_1)}{(1-\alpha)^3 + (\alpha^3 - 3\alpha^2 + 3\alpha)(I_2/I_1)}$$

$$\gamma_2 = \frac{12}{\pi^2} \cdot \frac{1}{P/N_{y2}} \cdot \frac{1}{\bar{\lambda}_2^2} \cdot \frac{1-\alpha}{\alpha(1-\alpha)^3 + (\alpha^4 - 3\alpha^3 + 3\alpha^2)(I_2/I_1)} \quad (A17)$$

$$\gamma_3 = 1 - \frac{8}{33\pi^2} \cdot \frac{1}{P/N_{y2}} \cdot \frac{1}{\bar{\lambda}_2^2} \cdot \frac{1}{2\alpha(1-\alpha)^2 + \alpha^2(3-2\alpha)(I_2/I_1)} \quad (A18)$$

$$\bar{\lambda}_2 = \frac{2h}{r_2} \cdot \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_{y2}}{E}} \quad (A19)$$





図一A2 遷移領域Sに入る限界の軸力比 P_{scr}/N_{y2} ²⁹⁾

M_{pi} : 軸力による低減を考慮した Sec.i 断面の塑性モーメント

N_{y2} : Sec.2 断面の圧壊荷重 (=断面積 A_2 × 降伏点 σ_{y2})

r_2 : Sec.2 断面の断面 2 次半径

α : 断面変化位置のパラメータ (=下部断面 Sec.1 の高さ h_1 / 柱高さ h)

δ_{yi} : H_{yi} に対応する柱頭部の降伏水平変位

σ_{yi} : Sec.i 断面の降伏点

λ_2 : Sec.2 断面からなる等断面片持ち柱の無次元細長比

地震時に想定される柱頭部の最大水平変位を y_{max} とし、変断面片持ち柱が崩壊メカニズムの遷移領域Sに入るかどうかの照査手順を示すと、ひずみ硬化有りの場合、次のようになる²⁹⁾。

手順1 : 作用鉛直荷重 $P \leq$ 限界軸力 P_{scr} が成立するとき、柱はS域に入らない (照査終了)。 $P > P_{scr}$ のときは手順2に進む。

手順2 : $|y_{max}| <$ 限界変位 y_m のとき、柱はS域に入らない。 $|y_{max}| \geq y_m$ のときは、柱がS域に入るので、断面補強等により、断面構成の条件を再検討する必要がある。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書 (I 共通編・II 鋼橋編)・同解説，丸善，2012。
- 2) 中井博，河井章好，吉川紀，北田俊行，酒造敏廣：鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上)，(下)，橋梁と基礎，Vol.16, No.6, pp.35-40, 1982, および，Vol.16, No.7, pp.43-49, 1982。
- 3) 木下幸治，三木千壽，市川篤司：円柱を有する既設鋼製ラーメン橋脚の耐震性能に関する検討，土木学会論文集A, Vol.64, No.3, pp.571-587, 2008。
- 4) 熊木幸，矢部正明：軸力変動を考慮したラーメン式橋

脚の動的照査に関する検討，地震工学論文集，土木学会，第27巻55号，2003。

- 5) 佐藤伸，河野健二，木村至伸：ラーメン構造物の地震応答評価に及ぼす軸力変動の影響，応用力学論文集，Vol.3, pp.1019-1026, 2005。
- 6) 酒造敏廣，山田宰，辻上和輝：はりがせん断崩壊する鋼門形ラーメンの地震応答と柱の軸力変動，鋼構造年次論文報告集，第22巻，pp.250-257, 2014。
- 7) 増田雄輔，岡村友貴，酒造敏廣：非弾性地震応答を呈する鋼二層門形ラーメンの柱の軸力変動，平成27年度土木学会関西支部年次学術講演会・講演概要，I-12, 2015。
- 8) 土木学会：阪神・淡路大震災における鋼構造物の震災の実態と分析，鋼構造委員会，鋼構造震災調査特別小委員会，1999。
- 9) 酒造敏廣：繰り返し水平力を受ける鋼変断面片持ち柱の弾塑性挙動に関する研究，土木学会論文集，No. 446/I-19, pp. 127-136, 1992。
- 10) 酒造敏廣，事口壽男，西幸二：鋼変断面片持ち柱の弾塑性履歴崩壊性状に関する基礎的実験，構造工学論文集，土木学会，Vol. 39A, pp. 271-284, 1993。
- 11) 酒造敏廣：繰り返し水平力を受ける鋼変断面片持ち柱の崩壊メカニズムの変動特性，土木学会論文集 A1, Vol. 73, No. 4, pp.I 9-I 18, 2017。
- 12) 日本鋼構造協会，成岡昌夫，中村恒善編：骨組構造解析法要覧，培風館，1976。
- 13) 若林實編著：鉄骨構造学詳論，丸善，1985。
- 14) 土木学会・鋼構造委員会：鋼構造物の弾塑性性状と耐震設計法，鋼構造動的極限性状研究小委員会，1993。
- 15) 土木学会・鋼構造委員会・鋼構造終局強度研究小委員会：鋼構造物の終局強度と設計，鋼構造シリーズ6，1994。
- 16) 土木学会・鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計研究WG：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996。
- 17) 土木学会・鋼構造委員会・座屈設計ガイドライン改訂小委員会：鋼構造シリーズ12，座屈設計ガイドライン，改訂第2版，2005。
- 18) 横尾善貫，中村恒善，上谷宏二，竹脇出：繰り返し両振り塑性曲げを受ける鋼片持梁一柱の構面内変形の収束と発散に関する実験的研究，日本建築学会論文報告集，第316号，pp.41-52, 1982。
- 19) 中村恒善，上谷宏二：両振り繰り返し塑性曲げを受ける片持ち梁一柱のための対称限界曲線と設計基礎曲線，日本建築学会論文報告集，第346号，pp.78-90, 1984。
- 20) 日本建築学会：応用力学シリーズIー構造物の不安定現象と限界状態，丸善，1994。
- 21) 日本建築学会：鋼構造物の座屈に関する諸問題2013，日本建築学会，2013。

- 22)山田哲, 秋山宏, 桑村仁: 局部座屈を伴う箱形断面鋼柱部材の変動軸力下における終局挙動, 日本建築学会構造系論文集, No.461, pp.115-122, 1994.
- 23)中村聖三, 小林明弘, 高橋和雄: 円筒断面鋼製橋脚の弾塑性挙動に及ぼす軸力変動の影響, 鋼構造年次論文報告集, 第9巻, pp.345-352, 2001.
- 24)林浩二郎, 中村聖三, 稲吉紘彰, 高橋和雄, 呉慶雄: 軸力変動を受ける鋼製補剛箱形断面部材の弾塑性曲げ挙動, 鋼構造年次論文報告集, 第12巻, pp.115-122, 2004.
- 25)鄭景洙, 小林和子, 吉敷祥, 山田哲: 変動軸力と繰り返し曲げを受ける鋼部材の損傷評価, 日本建築学会構造系論文集, 第612号, 179-186, 2007.
- 26)Timoshenko, S. P. and Gere, J. M.: *Theory of Elastic Stability*, 2nd Edition, McGraw-Hill, 1961.
- 27)Owen, D.R.J. and Hinton, E.: *Finite Elements in Plasticity*, Pineridge Press Ltd., Swansea, U.K., 1980.
- 28)Miki, T. and Nethercot D.A.: *Cyclic Instability of Columns with Variable Cross-Section due to Combination of Collapse Mechanisms*, Stability and Ductility of Steel Structures, Edited by Usami, T. and Itoh, Y., Elsevier Science Ltd., pp.337-346, 1998.
- 29)酒造敏廣: 繰り返し水平力を受ける鋼変断面片持ち柱の崩壊メカニズムと耐震設計への応用, 平成29年度土木学会関西支部年次学術講演会・講演概要 I-9, 2017.

(2018年9月21日受付)

(2019年2月1日受理)