

単軸水平方向に準静的負荷を受ける鋼変断面柱の強度特性

長岡工業高等専門学校 学生会員 ○加藤 尚希
長岡工業高等専門学校 正会員 宮寄 靖大

1. はじめに

我が国における供用中の吊橋や斜張橋などの長大橋の主塔および鋼製橋脚には、柱の長さ方向に断面が変化する変断面構造が多く採用されている。このような鋼製変断面柱の設計性能照査では、一般に簡易的な等断面のモデルに置換され、数値計算が行われている。酒造¹⁾は、鋼製変断面柱を剛体ばねにより要素モデル化し、定軸力または軸力作用変動下で水平繰返し負荷を受ける際の力学的挙動を調べている。この中で、軸力下において水平力を受ける鋼製変断面柱は、断面構成により不安定挙動を示すことを明らかにしている。

本研究は、鋼製変断面柱をシェル要素でモデル化し、複合非線形性を考慮した非線形有限要素解析により、その強度特性を明らかにすることを目的とする。

2. 鋼製変断面柱の形状

図1は、本研究で対象とする柱を示す。変断面柱は、断面変化点($k=0.4$)の下側を柱基部(sec.1)、上側を柱上部(sec.2)として断面を変化させる。変断面柱形状は、式(1)の細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ を0.4に固定し、柱高さ h を決定する。

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y kh}{E r}} \quad (1)$$

ここで、 r はsec.1の断面二次半径($=\sqrt{I/A}$)を、 σ_y は鋼材の降伏応力($=335\text{MPa}$)を、 E はヤング係数($=206\text{GPa}$)を意味する。また、式中の k は式(2)で示す変断面柱の有効座屈長係数²⁾を意味する。

$$k = \sqrt{0.4 + 0.6 \frac{I_1}{I_2} - \frac{1}{\pi} \left(\frac{I_1}{I_2} - 1 \right) \sin 0.4\pi} \quad (2)$$

変断面柱の断面形状は、図1(c)に示すように、フランジおよび腹板の中心までの幅($B=D$)を750mmとした中空正方形断面とし、sec.1とsec.2の板厚 t_i を変化させる。断面を構成する板の板厚は式(3)の幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_{pi}$ を用いて決定した。

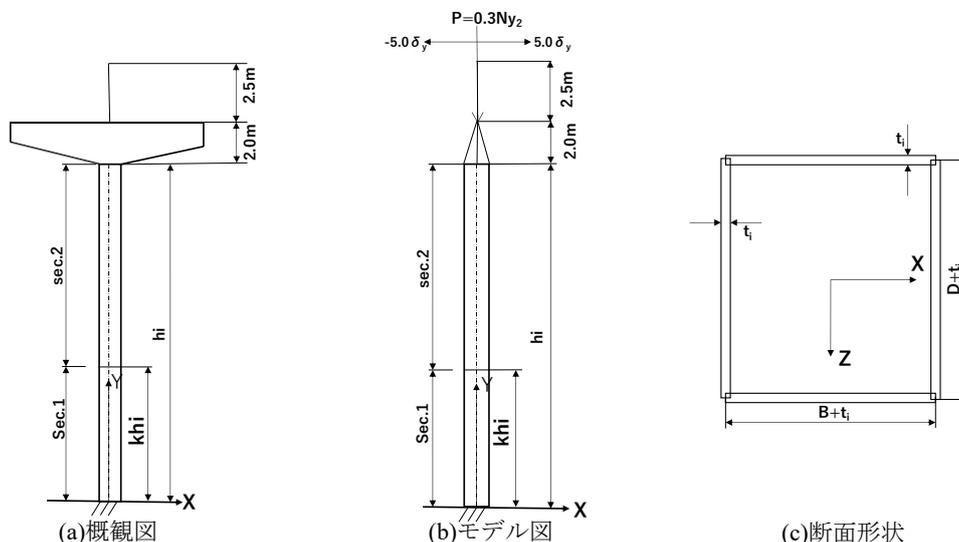


図1 対象とする鋼変断面柱

表 1 本研究で対象とする解析パターン

Model	$\bar{\lambda}$	$\bar{\lambda}_{p1}$	$\bar{\lambda}_{p2}$	板厚(mm)		柱高さ(mm)
				t_1	t_2	h
S040202			0.2		79.53	10601
S040203	0.4	0.2	0.3	79.53	53.02	9691
S040204			0.4		39.77	8972
S040205			0.5		31.81	8389

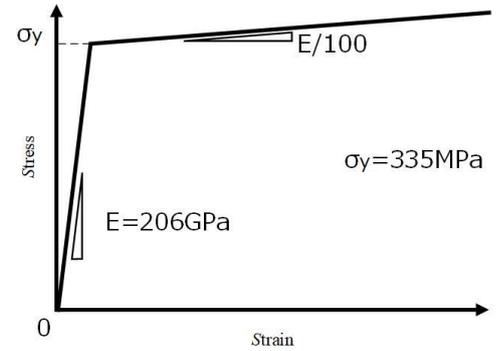


図 2 応力ひずみ関係

$$\bar{\lambda}_{pi} = \frac{b}{t_i} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu)^2}{k_p \pi^2}} \quad (3)$$

ここで、 b は断面の板幅 ($B = D$)、 ν はポアソン比 (=0.3)、 k_p は板の座屈係数 (=4.0) である。

本数値計算モデルは初期不整を考慮せず、応力ひずみ関係は、図 2 に示す Bilinear 型 (二次勾配が $E/100$) かつ等方移動硬化則を仮定し、von Mises の降伏条件に従うものとする。

柱に与える負荷条件は、柱の頭頂部に sec.2 の全断面降伏軸力 N_{y2} の 0.3 倍を与えると同時に、 X 軸方向に、柱の降伏変位の $\pm 5.0\delta_y$ を強制変位として 30 サイクル与える。なお、柱の降伏変位 δ_y は式(4)より求める。

$$\delta_y = \frac{0.7\sigma_y h^2}{3EI_2} \quad (4)$$

対象とする柱は、4 節点厚肉シェル要素を用いて有限要素離散化する。表 1 は、本研究で対象とした解析パターンを示す。以上の数値計算は、汎用非線形有限要素解析ソルバー Marc³) を用いて行う。

3. 繰返し負荷を受ける鋼変断面柱の数値計算結果

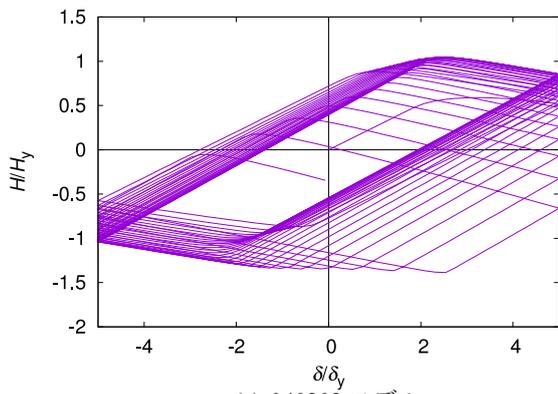
図 3 は、本研究で対象とした鋼製変断面柱の荷重と変位の関係を表す。同図の縦軸は数値計算によって得られた荷重を式(5)に示す降伏荷重 H_y で無次元化した値を、横軸は柱の頭頂部に与えた強制変位 δ を柱の降伏変位 δ_y で無次元化した値を意味する。

$$H_y = \frac{0.7\sigma_y I_2}{h(B/2)} \quad (5)$$

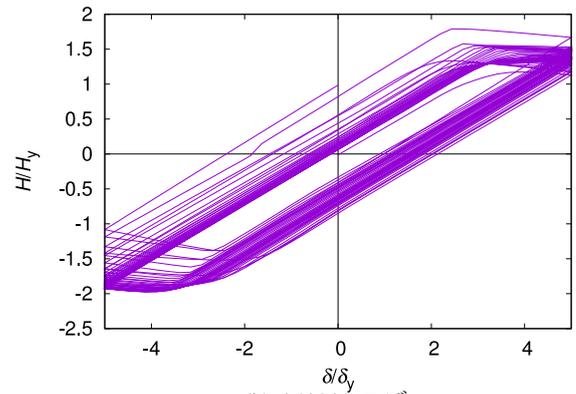
図 3(b)の結果は、その他の結果に比べて塑性領域が小さいことが確認できる。

図 4 は、図 3 の荷重と変位の関係における $\pm 5.0\delta_y$ 時の荷重 H_{max_i} を、初期の最大荷重 H_{max_1} で無次元化した値と繰返し回数との関係を示す。同図より、s040202 モデルは、繰返し数が 40 を超える正側の領域において、荷重の急激な低下が生じている。また、図 4 より s040204 モデルおよび s040205 モデルは、初期の段階から荷重の低下が見られる。これは、初期の段階で、断面変化点にて局部座屈が生じているためである。

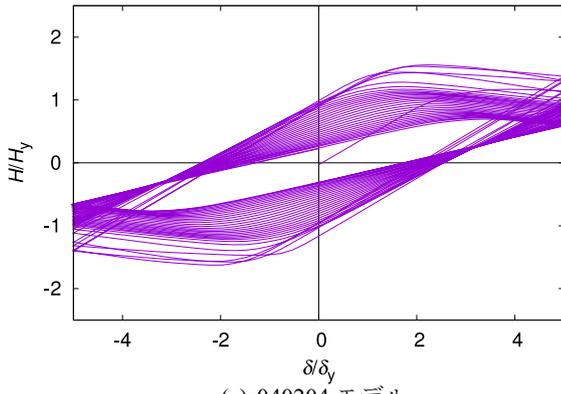
図 5 は、対象とした鋼製変断面柱の $\pm 5.0\delta_y$ 作用時の柱全体の變形形状を示す。同図の縦軸は柱高さを各節点の値で無次元化した値を、横軸は柱の断面の 4 つの頂点の節点変位を平均した値 δ_s を柱の降伏変位 δ_y で無次元化した値を表す。同図(a)および同図(b)の s040202 および s040203 モデルは、柱全体が大きく変形をしていることがわかる。一方、同図(c)および(d)の s040204 および s040205 モデルは、s040202 および s040203 モデルに比べて断面変化点での局部的な変形が大きく現れていることがわかる。これは、柱基部および柱上部の板厚の差が大きくなることで断面変化点でのひずみが蓄積し、塑性化が進展するためである。これらの結果により、柱基部と柱上部の幅厚比パラメータの差が 0.1 以下となるモデルでは不安定現象が発現していると判断する。



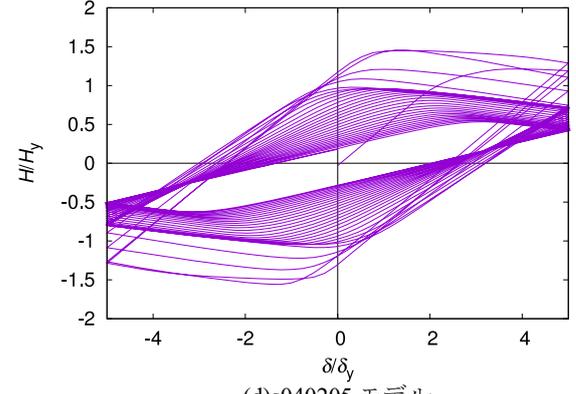
(a)s040202 モデル



(b)s040203 モデル



(c)s040204 モデル



(d)s040205 モデル

図3 変断面柱の荷重と変位の関係

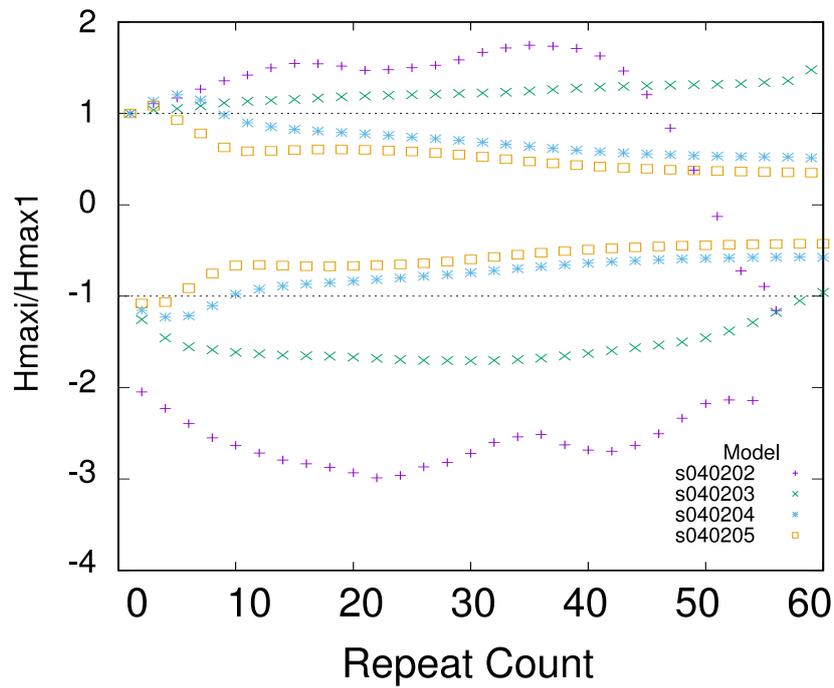


図4 繰返し回数と最大荷重比の関係

4. おわりに

本研究では、非線形有限要素解析を用いてシェル要素で有限要素離散化した定軸力下で準静的負荷を受ける鋼製変断面柱の強度特性を調べた。本研究で得られた結果を以下に示す。

- (1) 荷重と変位の関係より、対象とした s040202 モデルは、20 サイクル以降において不安定現象発現に伴う荷重低下が発現することを明らかにした。
 - (2) 柱基部と柱上部の幅厚比パラメータの差が大きいモデルでは、断面変化点でのひずみの蓄積が進行し、局部座屈の発生し荷重が低下することを確認した。
 - (3) 柱基部と柱上部の幅厚比パラメータの差が 0.1 以下のモデルは、不安定現象が現れることを明らかにした。
- 今後、細長比パラメータおよび幅厚比パラメータを変化させ、より多くの数値を変化させた変断面柱で解析を行う必要がある。

参考文献

- 1) 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(構造・地震工学)，Vol. 73, No. 4 (地震工学論文集第 36 巻)，I9-I18, 2017.
- 2) Stephen P. Timoshenko, James M. Gere：THEORY OF ELASTIC STABILITY Second Edition, MC Graw Hill, 1961.
- 3) MSC. Software Co.：Marc User's Guide, MSC. Software Corporation, 2022.

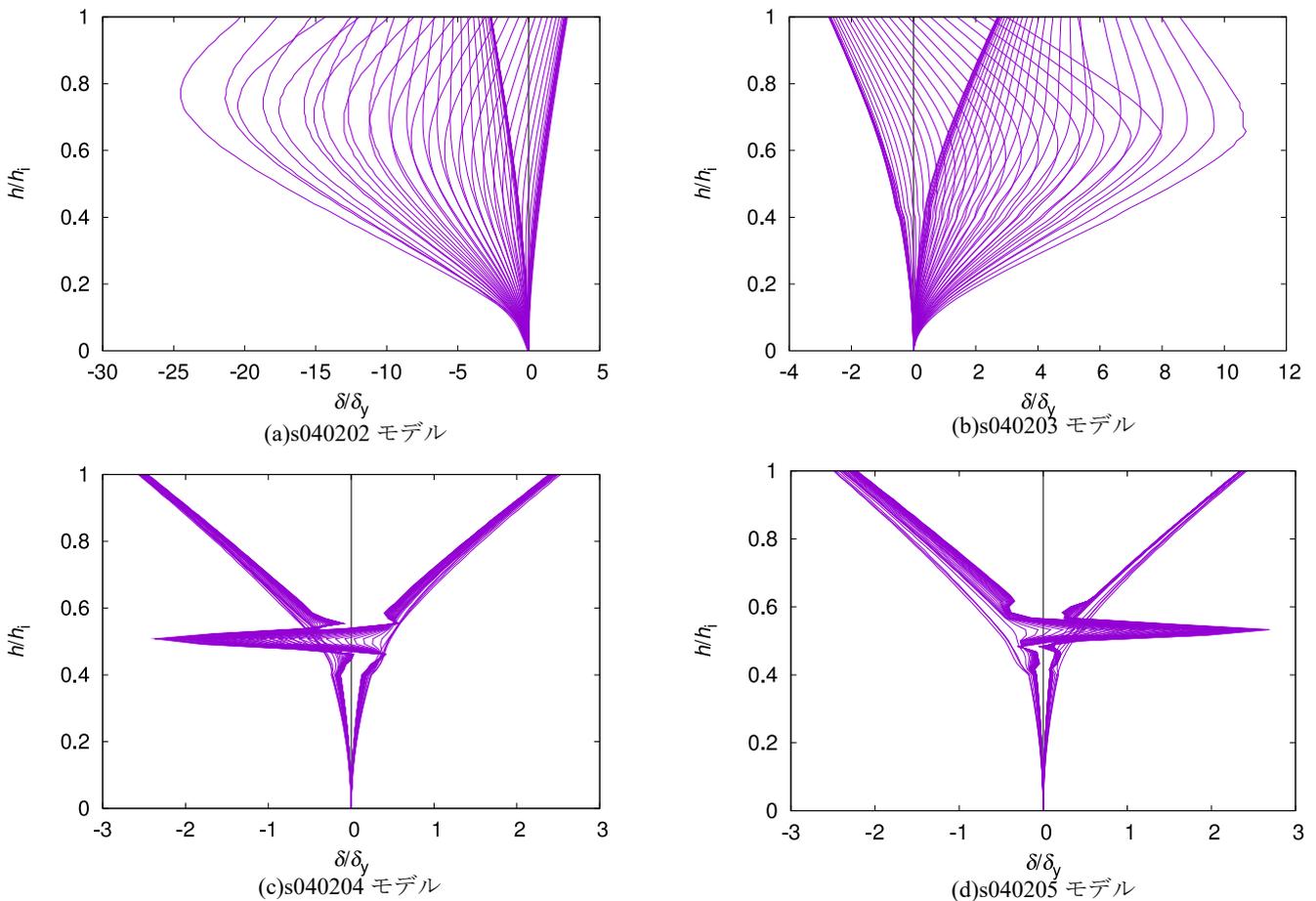


図 5 ±5.0δ_yにおける柱の変形形状