送電用鋼管単柱鉄塔の座屈耐力に関する研究

STUDY ON BUCKLING STRENGTH OF MONO-POLE FOR TRANSMISSION STEEL TOWERS

飯田 健*, 宮原幸二**, 深沢 隆***, 石田交広***
Takeshi IIDA, Koji MIYAHARA, Takashi FUKASAWA
and Tomohiro ISHIDA

The purpose of this paper is to establish a method for evaluating the full plastic strength of mono-pole steel towers instead of the normal yield strength. The bending tests on small models of partial towers are performed to prove the effectiveness of the non-linear analysis by comparing with the previously obtained empirical results. The relation between the buckling strength and radius thickness ratio (D/t) are quantitatively evaluated together with the $P-\Delta$ effects. Also, this evaluation is ensured through the loading tests on a half-scale tower; the critical limit of D/t for maintaining the full plastic strength is found: $D/t \leq 33500/\sigma_y$, and the allowable deformation of its top is 3 % of the height.

Keywords : Mono-pole, Full plastic moment, Limitation of diameter-to-thickness ratio, Limitation of displacement
鋼管単柱, 全塑性モーメント, 径厚比制限, 変位制限

1. はじめに

近年の都市部周辺における送電用鉄塔を取り巻く環境は、市街化の進展にともない鉄塔用敷地の確保が難しく、都市景観に調和した鉄塔形状への要望の増加などの理由により、架空送電線のルート確保は、ますます厳しくなっている。このような状況に対処する一方策として、鉄塔の幅（以後、根開きと呼ぶ）を小さく抑えることができ、かつ、シンプルな形状である鋼管単柱鉄塔（図1、以後、鋼管単柱と呼ぶ）が従来より適用されている。しかし、鋼管単柱は、トラス型鉄塔と比較して重量が重く、建設費が高いため、そのコスト低減が求められている。

過去に実施された骨組レベルの座屈耐力試験¹⁾では、鋼管単柱の方がトラス型鉄塔²⁾に比べ、材料の高まりを除いた無次元化耐力で評価した場合の最大耐力の設計荷重（トラス型鉄塔では座屈荷重 N_{cr} 、鋼管単柱では降伏モーメント M_y ）に対する上昇率が大いとの知見が得られている。これは、図2のとおり、水平荷重 HL が加わった際の部材に発生する支配的な応力は、トラス型鉄塔では軸力 N であるのに対し、鋼管単柱では曲げモーメント M であり、軸力が支配的であるトラス型鉄塔の構成部材は、降伏軸力 N_y 以前に座屈する（図2(a)の①）のに対し、曲げモーメントが作用する場合は、鋼管の径厚比 (D/t , D : 鋼管径, t : 鋼管板厚) が小さければ、断面の最外縁が降伏し

図1 鋼管単柱鉄塔 図2 荷重-変位関係と断面の応力状態

た状態 (M_y) においても、断面のほとんどが弾性範囲（図2(b)の①）にあり、余力を残しているためである。さらに、径厚比が十分に小さければ、全断面が降伏した状態（全塑性モーメント M_p , 図2(b), ③）

* 東京電力㈱

** 中部電力㈱

*** ㈱巴コーポレーション 工博

Tokyo Electric Power Co.
Chubu Electric Power Co.
Tomoe Corporation, Dr. Eng.

に達した後も素材のひずみ硬化により荷重は増大する。この径厚比と最大曲げモーメントの関係については、越智、最相、黒羽⁴⁾による製管のままの鋼管を対象とした既往の実験結果を整理した報告があり、定量的に言及されている。しかしながら、送電用鉄塔に一般的に施される溶融亜鉛めっき処理をした鋼管（以後、めっき鋼管と呼ぶ）を対象とした径厚比と最大曲げモーメントの関係に言及した例はない。

また、建築構造物は仕上げ材の脱落防止、居住性等の観点から層間変形角の変形制限が設けられているが、送電用鉄塔の場合は特に規定は設けられていない。鋼管単柱では、根開きがトラス型鉄塔と比べ小さいことから、水平力に対する剛性は低く、水平変位 Δ が大きくなることが考えられる。これにより、一般的に言われるPA効果に伴い、鉛直方向成分荷重 $\times$ 水平変位に相当する付加曲げモーメントが増大し、座屈耐力に影響を及ぼすことが懸念される。送電用鋼管単柱鉄塔を対象に、このPA効果の座屈耐力に及ぼす影響について定量的に言及した研究は筆者らの知る限りないのが実状である。

このことから、本研究は、まず最初にめっき鋼管の縮小部分モデル部材による曲げ耐力試験を行い、曲げ変形性状を定量的に把握し、その試験結果との対比によりシェル要素を用いた非線形解析手法の有効性を確認する。次に有効性を確認した非線形解析手法を用いて、径厚比を変化させた縮小部分モデル部材を対象に、座屈耐力と径厚比との関係を把握し、終局耐力である全塑性モーメントを確保するための径厚比制限の検討を行う。さらに、実規模鋼管単柱鉄塔を対象に非線形解析を行い、P Δ 効果の最大耐力に及ぼす影響を定量的に把握し、変位制限値を設定する。最後に、実鉄塔を模擬した1/2スケールの鋼管単柱鉄塔の載荷試験を行い、検討結果の有効性を確認する。

2. 縮小部分モデル部材曲げ耐力試験

2.1 試験概要

径厚比が大きい鋼管の曲げモーメントによる局部座屈挙動を把握するために、径厚比を変化させた縮小部分モデル部材による曲げ耐力試験を実施し、後述する本研究で用いる非線形解析手法の有効性を検証する。

試験体および試験装置概要を図3に示す。試験体の端部はベースプレートを溶接し、反力骨組へボルトにより固定する。試験体は、材長 $L=1500\text{mm}$ 、材質SS400とし、溶融亜鉛めっきを施す。鋼管サイズは鋼構造設計標準⁵⁾の圧縮材を対象とした径厚比制限値 $(D/t \leq 23500/\sigma_y = 23500/235 = 100)$ である $\phi 300 \times 3.2$ ($D/t=93.8$)と径厚比を大きくした $\phi 300 \times 2.3$ ($D/t=130$)の2種類とする。また、文献6では、溶融亜鉛めっき鋼管を対象に、(1)式で表される降伏応力度および径厚比を含んだパラメータ α_c と耐力・変形能力と強い相関関係があることが示されており、本研究においてもパラメータ α_c を用いて最大耐力の整理を行う。

$$\alpha_c = \frac{E}{(D/t) \cdot \sigma_y} \quad \dots\dots(1)$$

ここで、 E : ヤング係数 (N/mm^2)
 σ_y : 降伏応力度 (N/mm^2)

なお、文献6)ではパラメータ α_c が小さい領域（およそ5以下）では非対称座屈が生じるとしている。今回設定した鋼管のパラメータ α_c

図3 試験体および試験装置概要

表1 材料引張試験結果

種別	降伏応力度 N/mm^2	引張強さ N/mm^2	伸び %
規格: SS400	235	400	17
3.2mm ミルシート	340	442	39
材料引張試験	368	475	38
2.3mm ミルシート	307	451	35
材料引張試験	372	486	30

図4 材料引張試験 応力度-ひずみ関係 ($\phi 300 \times 3.2$)

は、規格値で評価すると9.35 ($\phi 300 \times 3.2$)と6.72 ($\phi 300 \times 2.3$)であり、非対称座屈は生じない領域となっている。

表1にJIS Z 2241により実施した当該部材の材料引張試験結果（試験片はJIS Z 2201 5号試験片、溶融亜鉛めっき後試験片切り出し）を示す。降伏応力度は規格値と比較して1.6倍程度となっている。図4は $\phi 300 \times 3.2$ 鋼管の材料引張試験の応力度-ひずみ関係を示す。図中の実線は試験結果であり、一点鎖線は次章で設定する非線形解析におけるバイリニア型の応力度-ひずみ関係を表す。本研究では、耐力を求めることを主眼としており、変形能力を検討する場合のように大変形領域を対象としていないため、応力度-ひずみ関係の2次勾配は、降伏点からひずみ硬化域に引いた接線の傾きとした。

2.2 載荷および計測方法

載荷は200kN オイルジャッキを用い、荷重値は試験体とオイルジャッキの中間部に設置されたロードセルにより検出する。変位量は、載荷点にワイヤーを介して、反力骨組に固定されたバネ式変位計にて計測を行う。

図5 荷重-載荷部変位関係

表2 試験結果一覧

サイズ	D	t	I	Z[Zp]	σ_y	α_c	$M_y[M_p]$	δ_p	M_{max}	M_{max}/M_y
$\phi 300 \times 3.2$	297	2.7	$2,742 \times 10^6 \text{ mm}^4$	$185 \times 10^3 \text{ mm}^3$	368	5.16	67,948	11.6	85,350	1.26
				[237]		[9.35]	[87,309]			[0.98]
$\phi 300 \times 2.3$	297	1.9	$1,947 \times 10^6 \text{ mm}^4$	$131 \times 10^3 \text{ mm}^3$	372	3.60	48,781	11.7	58,800	1.21
				[168]		[6.72]	[62,510]			[0.94]

記号

I: 断面2次モーメント

 α_c : (1)式による α_c []内は規格値

Z: 断面係数

 δ_p : M_p に対応した載荷部の弾性変位 Z_p : 塑性断面係数 M_{max} : 最大耐力 図6 パラメータ α_c と試験結果

2. 3 試験結果

図5に荷重-載荷部変位関係を示す。縦軸は曲げモーメント M を全塑性モーメント M_p (左軸) および降伏モーメント M_y (右軸) で、横軸は載荷部変位 δ を M_p に対応した載荷部弾性変位 δ_p で無次元化してある。●印は $\phi 300 \times 3.2$, ○印は $\phi 300 \times 2.3$ であり、点線は後述する非線形解析結果を示す。試験結果を表2に示す。表中2段組となっている部分は、上段は降伏モーメントに、下段は全塑性モーメントに関連した値である。最大耐力は、鋼構造設計規準の設計耐力 M_y に対して、 $\phi 300 \times 3.2$ の場合は1.26倍、 $\phi 300 \times 2.3$ の場合は1.21倍であった。このように、径厚比が大きいレベルにおいても、降伏モーメント M_y に対しては十分な余剰耐力があることが確認された。また、最大耐力の M_p に対する比率は、それぞれ0.98、0.94であり、径厚比が大きくなると M_p に対する比率は低下した。また、座屈モードはいずれも非対称座屈であった。最大耐力が M_p を下回った理由は、文献6のパラメータ α_c と耐力上昇率を表した図6に示すとおり、実降伏応力度 (材料引張試験結果) が規格値に対して1.6倍であり、パラメータ α_c が小さくなり、非対称座屈により屈服したためと考えられる。最大耐力および最大耐力以後の変形挙動に関して試験結果と非線形解析結果とは良い対応を示し、解析手法の有効性が確認された。

図7 応力度-ひずみ関係

図8 元たわみ

図9 解析モデル ($\phi 300$)

3. 非線形解析による径厚比制限の検討

3. 1 解析検討概要

本章では、前章において有効性が確認された非線形解析手法を用いて、径厚比をパラメータとしたケーススタディを行い、全塑性モーメントを確保するための曲げモーメントを作用させた鋼管の径厚比制限値の設定を行う。ここでは、縮小部分モデル部材を基本とする。

3. 2 解析仮定条件

解析仮定条件を以下に列挙する。

- ①本解析手法は材料および幾何学的非線形を考慮した複合非線形解析である。
- ②部材はシェル要素を用いてモデル化する。なお、模型骨組モデルにおいては、柱脚部から全高さの10%の高さの位置までをシェル要素とし、それより上部は梁要素にて置換する。
- ③材料特性について、製管のままの鋼管は降伏点が見えないラウンドハウス型となるが、溶融亜鉛めっきを施した場合は降伏点が見えたとの報告があり、また、図4と合わせて評価し、図7に示すバイリニア型とする。ヤング係数等は図に示すとおりである。降伏応力度は規格値を用いる。なお、試験模擬の解析においては、材料引張試験より得られた実降伏応力度とする。
- ④鋼管板要素の元たわみに関して、鋼管の径厚比が大きい場合、非対称座屈が支配的となるが、ここでは、耐力的な指標を導き出すことを目的としていることから、次に示す簡便な方法で元たわみを与える。元たわみの波形の半波長 h_0 は圧縮力を受ける円筒シェルの弾性安定理論⁹⁾に基づく(2)式で表される座屈波形と仮定し、たわみ量 u_0 は製作標準により製作時に許容される最大たわみ量である鋼管径の0.25%とする。部材モデルは、図8に示す元たわみを有する部材軸まわりの回転体である。

$$h_0 = 1.22 \sqrt{D \cdot t} \quad \dots\dots (2)$$

ここで、 h_0 : 座屈波形の半波長(mm)

- ⑤要素分割は、材軸方向に関しては1要素長を座屈波形の半波とし、周方向に関しては36分割とする。

なお、事前検討として、 $D/t=100$ において、固有値解析による座屈モードを元たわみとした解析を実施し、簡便な方法の最大耐力が概ね一致することを確認している。

表3 解析モデル構造諸元

D/t	75	100	125	150	300
D(mm)	300	300	300	300	300
t(mm)	4.0	3.0	2.4	2.0	1.0
I($\times 10^4 \text{mm}^4$)	4,074	3,087	2,484	2,079	1,050
Z _p ($\times 10^3 \text{mm}^3$)	350	265	213	178	89
$\alpha_c(\text{N/mm}^2)$	325	325	325	325	325
α_c	8.45	6.34	5.07	4.23	2.11
M _u (kN·mm)	113,908	86,007	69,083	57,723	29,055
$\delta_e(\text{mm})$	10.31	10.28	10.26	10.25	10.21

図10 解析結果(荷重-水平変位関係)

図11 パラメータ α_c と最大耐力の関係 図12 降伏応力度の上昇率 β と最大耐力の関係

⑥支持部境界条件は全周に渡り剛とする。

上記仮定条件(材料特性のモデル化は除く)を用いた解析方法の有効性は2章において既に確認済みである。また、解析プログラムは、汎用構造解析プログラムである「ADINA」を用いた。

3.3 径厚比制限値の検討

鋼管に圧縮力を加えた場合の局部座屈応力度 σ_{cr} は、Donnell⁹⁾による微少変形理論に基づき次式のように与えられている。

$$\sigma_{cr} = \frac{2E}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} \left(\frac{t}{D} \right) \quad \dots\dots(3)$$

ここで、 ν はポアソン比

局部座屈が降伏応力度に達するまで発生しないとすると、(3)式で $\sigma_{cr}=\sigma_y$ とおき、径厚比の上限値を求めると次式となる。

$$\frac{D}{t} \leq \frac{2E}{\sigma_y \sqrt{3(1-\nu^2)}} \quad \dots\dots(4)$$

この値は、残留応力等部材の不完全さが存在しない理想断面についての値であり、実際にはこれより低い値となることが知られている。

また、鋼構造設計規準では、圧縮力を受ける部材の径厚比制限値は次式としている。

$$\frac{D}{t} \leq \frac{23500}{\sigma_y} (\text{SI単位系}) \quad \left\{ \frac{D}{t} \leq \frac{240}{\sigma_y} \right\} (\text{MKS単位系}) \quad \dots\dots(5)$$

上記の値は純圧縮力を受ける場合の制限値であり、曲げモーメントが加わる場合には圧縮側と引張側が存在するため、制限値は緩和できると考えられる。

本節では径厚比をパラメータとした非線形解析を実施し、曲げを受ける場合の径厚比制限を定量的に求める。

解析モデルは図9に示すとおりであり、表3に各径厚比に対する構造諸元を示す。なお、SM490を対象とするが、パラメータ α_c を用いて整理することにより他の材質に対しても適用できると考える。

径厚比をパラメータとした解析結果(荷重-水平変位関係)を図10に示す。縦軸は脚部での曲げモーメント M を全塑性モーメント M_p で、横軸は載荷部の水平変位 δ を M_p に対応した弾性水平変位 δ_p でそれぞれ無次元化してある。 $D/t=75$ の最大耐力は全塑性モーメント M_p に到達しているが、 $D/t=125, 150, 300$ では M_p に達していない。また、 $D/t=100$ の最大耐力は M_p と同程度となっている。

ここで、パラメータ α_c と最大耐力 M_{max} の関係を図11に示す。 Δ 印は解析結果であり、2章の部材試験結果($\bigcirc$ 印)と、5章の骨組試験結果($\bullet$ 印)と併せ示してある。図中の実線は、最小二乗法により求めた次式で表される解析結果の回帰直線である。

$$M_{max}/M_p = 0.84 + 0.0261\alpha_c \quad \dots\dots(6)$$

パラメータ α_c が大きくなるに伴い最大耐力は増大する。これより、パラメータ α_c が6.14より大きい場合、最大耐力は全塑性モーメントを越えることがわかる(網掛け部分)。この値は鋼構造設計規準の値より小さくなっている。これは、曲げ材を対象としていること、溶融亜鉛めっきを施した鋼管であることに起因すると考えられる。

一般に、径厚比の制限は次のような形で表される。

$$D/t \leq \frac{k}{\sigma_y} \quad \dots\dots(7)$$

ここで、 k は係数である。よって、(1)式に $\alpha_c=6.14$ を代入し、(7)式の形で全塑性モーメントを確保するための径厚比制限値は次式となる。

$$D/t \leq \frac{33500}{\sigma_y} (\text{SI単位系}) \quad \dots\dots(8)$$

さて、(8)式で設計された断面の最大耐力に対する降伏応力度の影響を考える。径厚比が規格降伏応力度 σ_y を用いた(8)式の上限值である $D/t=33500/\sigma_y$ の断面に対して、実降伏応力度 σ_y が $\beta \cdot \sigma_y$ ($\beta \geq 1.0$)であるとすると、実降伏応力度で評価した全塑性モーメントを M_p (以降、実全塑性モーメントと呼ぶ)、規格降伏応力度で評価した全塑性モーメントを M_{p0} (以降、規格全塑性モーメントと呼ぶ)と表すと、 $M_p = \beta \cdot M_{p0}$ となり、(6)式は次のとおり変換される。

$$M_{max}/M_{p0} = 0.84 + 0.0261\alpha_c \quad \dots\dots(6)'$$

$\alpha_c = E/(\sigma_y \cdot D/t)$ を上式に代入して整理すると、

$$M_{max}/M_{p0} = 0.84\beta + 0.16 \quad \dots\dots(6)''$$

この関係を図示すると図12となる。横軸は降伏応力度の上昇率 β とし、細実線はパラメータ α_c 、一点鎖線はパラメータ α_c を介した最大耐力の低下率(6)'式、点線は実全塑性モーメント、太実線は最大耐力(6)''式を表す。これより、規格降伏応力度を用いて評価した(8)式の上限值で設計された断面は、降伏応力度が規格値より大きくなることによりパラメータ α_c が小さくなり、非対称座屈を起こす領域となるが、座屈モードを限定せず、最大耐力に着目すると、規格全塑性モーメント以上の耐力を確保できる。

図13 解析モデル (実規模)

表4 解析モデル諸元諸元

H(mm)	40,000	σ_y (N/mm ²)	325
D0(mm)	1,750	N0(kN)	30,956
D1(mm)	750	M0(kN・mm)	13,275,084
t0(mm)	17.5	Mp(kN・mm)	17,071,351
D0/t0	100	N0/Ny	0.054
A0(×10 ³ mm ²)	952	N0(kN)	1,672
Z0(×10 ³ mm ³)	40,846	M0(kN・mm)	12,558,230
Zp(×10 ³ mm ³)	52,527	H0(kN)	391

記号
 D_0 : 脚部鋼管径
 D_1 : 頂部鋼管径
 t_0 : 脚部板厚
 A_0 : 脚部断面積
 Z_{p0} : 脚部断面係数
 Z_{p0} : 脚部塑性断面係数
 N_0 : 基本鉛直荷重
 M_0 : (8)式を耐力相関式とした N_0 に対応する曲げモーメント
 H_0 : 基本水平荷重

図14 基本荷重の設定 (耐力相関図)

4. 鉄塔頂部の水平変位制限値の検討

4.1 検討概要

水平荷重と鉛直荷重を受けた場合、鉄塔頂部の水平変位 (以後、頂部水平変位と呼ぶ) が大きいとPA効果により所定の耐力を発揮できない恐れがある。そのため、頂部水平変位の制限値も設定する必要がある。ここでは、既往鉄塔の調査結果に基づいて設定した平均的な規模の実規模骨組モデルを対象に頂部水平変位制限値の検討を行う。

4.2 解析条件

解析モデルは図13に示すとおりであり、脚部付近 (塔高の10%) をシェル要素、上部を梁要素とし、境界部分は剛要素で連結している。脚部境界条件は全周に渡り剛とする。また、シェル要素部分の応力一ひずみ関係はバイリニア型とし、材質はSM490を対象とする。上部は載荷治具と考え弾性体とし、塔高Hと頂部水平変位 Δ との比 Δ/H をパラメータとするために、上部梁要素の剛性を0.5倍から5倍の範囲で変化させる。径厚比は、図11よりパラメータ α_c が大きくなる (径厚比 D/t が小さくなる) と最大耐力は大きくなることから、前章で設定した径厚比制限の上限值である $D/t=100$ ($\sigma_y=325\text{N/mm}^2$) とする。軸力比は既存鉄塔の調査結果の最大値である $N/N_y=0.054$ とする。ここで、軸力比は建築構造物と比較して小さい値であるが、建築構造物では層間変形角が通常1/200 (0.5%) であるのに対して、送電用鉄塔では最大耐力時には4~6%程度となることを考えると、PA効果は無視できないと言える。

表4に解析モデル構造諸元を示す。解析モデルは、塔高をH、脚部での鋼管径を D_0 、頂部での鋼管径を D_1 とし、その間は径厚比一定の下、直線的に鋼管径を減少させる。荷重載荷は、水平・鉛直それぞれ1点に集約し、位置は、既存鉄塔調査に基づき、水平荷重は脚部でのモーメントが実構造物と等しくなるように塔高の80%、鉛直荷重は荷重分布の重心である塔高の70%とした。図14に基本荷重の設定方法を示す。基本鉛直荷重 N_0 は、前述した軸力比に対応する値とし、耐力相関式を(9)式とした場合の N_0 に対応する曲げモーメントを M_0 とすると、基本水平荷重 H_0 は、 $[M_0/\text{載荷高さ}]$ で求める。解析は、基本鉛直荷重、基本水平荷重の比率一定のもと、漸増載荷とする。

$$N/N_y + M/M_p = 1.0 \quad \dots\dots(9)$$

4.3 鉄塔頂部水平変位制限値の設定

図15は上部構造 (図13 梁要素) の曲げ剛性をパラメータとした荷重一頂部水平変位関係を示す。剛性1.0倍は表4に示した構造諸元に

図15 鉄塔剛性と荷重一頂部水平変位の関係

図 16 $M/M_p=1/1.5$ 時の頂部水平変位と最大耐力の関係

よる解析ケースであり、その他は上部構造の曲げ剛性を変化させた解析ケースである。縦軸は脚部における曲げモーメント M を全塑性モーメント M_p で、横軸は頂部水平変位 Δ を塔高 H で除している。頂部水平変位が小さくなるに伴い最大耐力は大きくなっている。

ここで、設計時にその都度非線形解析を実施することは不経済であるため、弾性範囲である全塑性モーメントの $1/1.5$ の耐力時において変位の検証を行うことを考える。図中の●印は $M/M_p=1/1.5$ 時に対する各ケースにおける頂部水平変位 Δ_L を示す。

図 16 は $M/M_p=1/1.5$ 時の頂部水平変位と最大耐力との関係を示す。図中の曲線は回帰曲線を示しており、 Δ_L が塔高 H のおよそ 3% 以内であれば最大耐力は M_p を上回る（網掛け部分）。よって、 M_p 確保のための $M/M_p=1/1.5$ 時頂部水平変位の制限値は次式となる。

$$\Delta_L / H \leq 3\% \quad \dots\dots(10)$$

5. 1/2 スケール骨組座屈耐力試験

5. 1 試験概要

3 章および 4 章で検討した結果を確認するため、1/2 スケールの骨組座屈耐力試験を行った。試験体の剛性は、規格全塑性モーメントの $1/1.5$ 耐力時に塔頂部の変位が塔高の 3% となるように設計するが、実降伏応力度が規格降伏応力度より大きくなると、実全塑性モーメントに対する $1/1.5$ 耐力時における変位が塔高の 3% を越え、(10) 式の制限値を満たさなくなり、PA 効果により耐力低下が懸念される。一方、全塑性モーメントの増大により、最大耐力は増す。さらに、部材試験と同様、降伏応力度が大きくなると座屈モードも変化する。本試験は、これらが複雑に絡み合い、試験結果について、それぞれの影響を明確に分離して評価することは困難である。そこで、本試験は、最大耐力および剛性に着目した非線形解析手法の妥当性検証を目的とする。

試験骨組は、既存鉄塔調査結果の平均的な規模の 1/2 に相当する図 17 に示すような形状寸法とし、中間部に鋼管継手であるリブ付板フランジ（引張ボルト接合、以後、フランジ継手と呼ぶ）を設け、荷重は、電線風圧荷重 H_c 、鉄塔風圧荷重 H_t を模擬した水平荷重および電線重量 V 等を模擬した鉛直荷重を作用させる。図 18 は次項で想定する比率で荷重を作用させ、脚部における応力が全塑性モーメント M_p となる場合の各部位における応力 (①) と全塑性モーメント M_p (②) との比の高さ方向分布を表す。これより、座屈が想定される部位は脚部から下のフランジ継手の間であることがわかる。脚部と下のフランジ継手の中間部 (A 部) における径厚比 D/t はそれぞれ 128, 110 である。

図 17 試験体概要図

図 18 応力 / M_p

表 5 材料試験結果

種別	降伏応力度 N/mm ²	引張強さ N/mm ²	伸び %
規格: SM490	325	490	17
ミルシート	427	547	25
材料引張試験	427	560	36

表 6 試験体断面性能表

No.	高さ H mm	断面性能						
		D mm	t mm	D/t	A × 10 ² mm ²	Z × 10 ³ mm ³	Zp × 10 ³ mm ³	Mp × 10 ³ kN·mm
0	22,000	150	6	25.0	27	94	124	[40]
1	20,750	450	6	75.0	84	917	1,183	[384]
2	20,000	450	6	75.0	84	917	1,183	[384]
3	18,750	450	6	75.0	84	917	1,183	[384]
4	17,500	450	6	75.0	84	917	1,183	[384]
5	17,000	450	6	75.0	84	917	1,183	[384]
6	12,000	656	9	72.9	183	2,918	3,766	[1,224]
7	7,000	862	9	95.8	241	5,087	6,545	[2,127]
8	0	1,150	9	127.8	323	9,131	11,717	[3,808]

※[]内は規格値

また、材質は SM490 であり、溶融亜鉛めっき処理を施す。

表 5 に JIS Z 2241 に則り実施した当該部材（板厚 9mm）の材料引張試験結果（試験片は JIS Z 2201 5 号試験片、溶融亜鉛めっき後切り出し）を示す。降伏応力度は規格値のおよそ 1.3 倍となっている。表 6 に試験骨組の各部位における断面性能を示す。

5. 2 荷重および計測方法

荷重は、既存鉄塔の調査結果に基づき $\Sigma H_c : \Sigma H_t : \Sigma V = 2 : 3 : 1$ の比率で漸増荷重とし、図 19 のとおり、反力鉄塔を介してワイヤーウインチ系で同時に載荷する。荷重値の検出は、試験骨組側に配したロードセルにより行い、試験骨組各部の変位は光学変位計により、ひずみは一軸ひずみゲージにより計測する。載荷状況を写真 1 に示す。

図19 荷重方法

写真1 荷重状況

図20 荷重-頂部水平変位関係

5. 3 試験結果

図20に試験結果の荷重と頂部水平変位関係を示す。縦(左)軸は脚部における曲げモーメント M を実全塑性モーメント M_p (右軸は規格全塑性モーメント M_p)で無次元化した値を、横軸は鉄塔頂部の水平変位 Δ を塔高 H で除した値を示す。ここで、実線は試験結果を示し、点線は前章で設定したシェル要素を用いた非線形解析結果を示す。なお、骨組座屈耐力試験は、柱脚部を鉄骨架台にアンカーボルトにより定着させる方法を採用しており、アンカーボルトの伸びによる柱脚部の固定度の低下が懸念されたため、非線形解析ではアンカーボルトを等価な断面積を有する鋼管部材に置き換え解析を行っている。実鉄塔はアンカーボルトがコンクリートにより根巻きされており、脚部の固定度は高いと考える。図より、非線形解析結果は最大耐力、変形挙動ともに試験結果と良い対応を示している。実全塑性モーメントの1/1.5耐力時での頂部水平変位は塔高の4.1%となっており、最大耐力は設計時に要求される規格全塑性モーメントに対しては1.23倍であった。

図21は、載荷荷重が $M_s/M_p=0.05, 0.25, 0.5, 1.0, 1.1, 1.2$ の場合の変形モードをそれぞれ示す。図中の記号(D1~D6)は図17に示した測定点位置の記号を表す。縦軸は変位計測点の高さ、横軸は塔高 H に対する各部位の水平変位 Δ_i の比率を示す。実線は試験結果、点線は非線形解析結果である。試験結果と解析結果は概ね一致している。

図22に荷重と座屈部位(図17のA部)のひずみの関係を示す。図中の数字はひずみゲージ番号を示し、1は引張側、3は圧縮側、2と4は中立軸位置のひずみゲージである。降伏ひずみは 2073μ であり、初期段階はほぼ弾性的に推移し、圧縮側のひずみが降伏ひずみを越えたあたりから剛性は低くなっている。また、点線の解析結果と実線の試験結果は荷重-ひずみ関係においても良い対応を示している。

図21 変形モード図

図22 荷重-ひずみ関係

写真2 座屈状況（側面）

写真3 座屈状況（正面）

写真2, 3に座屈部位の写真を示す。座屈部位は最下部と下のフラジ継手の中央部であり、非対称座屈の様相を呈している。

以上、最大耐力、荷重－塔頂部水平変位関係、変形モードおよび荷重－ひずみ関係について、解析結果と試験結果が概ね一致することから、本検討内容の有効性が確認された。

6. まとめ

めっき鋼管を対象とした送電用鋼管単柱鉄塔の座屈耐力に関する本研究より得られた結果を以下に列挙する。

- ①縮小部分モデル部材曲げ耐力試験より、現在設計で用いている降伏モーメント M_y に対しては、十分な余剰耐力があることが確認され、荷重－変位関係において、試験結果と元たわみを考慮しシェル要素を用いた非線形解析結果とは良い対応を示した。
- ②有効性が確認された非線形解析手法を用いて、曲げモーメントが作用した場合の全塑性モーメントを確保し得る径厚比制限の検討を行った結果、制限値として $D/t \leq 33500/\sigma_y$ が得られた。
- ③非線形解析より、頂部水平変位と最大耐力の関係を明らかにし、全塑性モーメントを確保するための $1/1.5M_p$ 時における頂部水平変位の制限値として、 $\Delta_t/H \leq 3\%$ が得られた。
- ④1/2スケール骨組座屈耐力試験において、非線形解析結果は最大耐力、変形挙動、荷重－ひずみ関係について試験結果と良い対応を示しており、骨組座屈耐力試験からも本研究における検討内容の有効性が確認された。なお、最大耐力は、設計時に要求される規格全塑性モーメントに対しては1.23倍であり、十分な耐力を有していることを確認した。

謝辞

本研究を行うにあたり、名古屋工業大学小野徹郎教授、神奈川大学大熊武司教授、信州大学中込忠男教授の御指導を戴きました。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 安生晃一郎：環境調和鉄塔の強度試験，日本鉄塔協会鐵塔，30号，pp.1～17，1974年4月
- 2) 鈴木敏郎，佐藤宣宏，深沢隆：塔状鋼管トラス骨組の座屈耐力に関する研究 細長比の小さい柱材で座屈する場合，日本建築学会構造系論文報告集，第425号，pp.69～81，1991年7月
- 3) 鈴木敏郎，小河利行，佐藤宣宏，深沢隆：塔状鋼管トラス骨組の座屈耐力に関する研究（その2） 端部せん断ボルト接合された斜材の座屈する場合，日本建築学会構造系論文報告集，第434号，pp.125～135，1992年4月
- 4) 越智健之，最相元雄，黒羽啓明：円形鋼管部材の曲げ耐力と変形能力，日本建築学会九州支部研究報告，第28号，pp.309～312，1985年3月
- 5) 日本建築学会，鋼構造設計標準，1970年
- 6) 鈴木敏郎，佐藤宣宏，深沢隆：溶融亜鉛めっき鋼管の圧縮変形状に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，第420号，pp.51～61，1991年2月
- 7) 本郷榮次郎，小川正浩，山崎智之，深沢隆，松尾康博，石田交広：鋼管の溶融亜鉛めっきによる降伏応力度上昇に関する研究（その1），日本建築学会大会学術講演集C-1，pp.357～358，1999年9月
- 8) Timoshenko, S.P. and Gere, J.M. : Theory of Elastic Stability Second Edition, pp.457～485, McGRAW-HILL KOGAKUSHA
- 9) Donnell, L. H. : A New Theory for the Buckling of Thin Cylinders under Axial Compression and Bending. Trans, A.S.C.E., Vol. 56. pp.795～806, 1934

(2001年7月9日原稿受理，2001年12月19日採用決定)