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

STUDY ON BUCKLING STRENGTH OF TUBULAR STEEL TOWERS

Case of buckling at column member having small slenderness ratio

鈴木敏郎*, 佐藤亘宏**, 深沢 隆***

Toshirou SUZUKI, Nobuhiro SATOH and Takashi FUKASAWA

We have performed the loading tests on buckling strength of tubular trussed towers whose members are bolted each other. These towers are designed to buckle at column members having small slenderness ratios. We have quantitatively clarified effects of bending moment, deformation capacity and stress redistribution of buckling member against strength of towers. And also, we have established the method of estimating the buckling strength of towers. Furthermore, effects of eccentricity ratios and slenderness ratios against buckling strength of pipe members composing the towers have been clarified through the eccentric buckling tests. This paper represents these experimental results.

Keywords : trussed tower, buckling strength, column member

塔状トラス骨組, 座屈耐力, 柱材

1. はじめに

部材どうしがフランジ継手で剛に接合される4台の柱材と, 端部をせん断ボルト継手でピン接合される斜材, 補助材, 平面材で構成される Fig.1 に示す塔状鋼管トラス骨組において, 細長比が小さい柱材で座屈する場合, 柱材が連続材であることにより生ずる曲げモーメントの影響により座屈耐力は低下すると考えられるが, 逆に座屈柱材の塑性変形に伴う応力の再配分により, 骨組の座屈耐力の上昇が期待できる。

部材が構面内座屈する場合を対象とした鋼管トラス骨組に関する研究としては, 主に弦材と腹材が直接溶接接合される平面トラス梁の塑性変形能力に着目した多くの研究^{1)~10)}があり, 塑性変形によるエネルギー吸収に期待した塑性設計梁としての耐震性について言及している。

また, 塔状トラス骨組に関する研究としては, 鈴木らの山形鋼無線鉄塔を対象とした実験研究¹¹⁾, 五十嵐らのガセットプレートを通じて柱材と斜材が接合される鋼管骨組を対象とした実験研究¹²⁾があり, 主に繰返し履歴特性について報告されている。

しかしながら, 鋼管トラス骨組の座屈耐力に着目した研究は, 筆者らの知る限りほとんど行われておらず, 曲

げモーメントの座屈耐力に及ぼす影響, あるいは座屈部材の塑性変形に伴う応力再配分現象については定量的な形でとらえられていないのが実状である。

したがって, 通常の場合, 節点での剛域を無視しピン接合トラスと考え, 軸力のみを考慮した設計を行っており, また, 不静定次数の低い構造物であることから, 骨組の耐力は部材の耐力から一義的に定まるものとして取り扱っている。

本研究は, 柱材の細長比が小さい, ガセットプレートを通じて柱材と斜材がボルト接合される塔状鋼管トラス骨組の, 風荷重を想定した主に水平荷重載荷による座屈試験を行うことにより, 曲げモーメントあるいは応力の再配分現象の骨組の座屈耐力に及ぼす影響を定量的に把握することを目的としている。

なお, 骨組を構成する鋼管部材の中心あるいは偏心圧縮応力下における座屈挙動に関しては, 加藤らの研究^{13), 14)}があり, 細長比, 偏心率の荷重変形関係に及ぼす影響を明らかにしている。しかしながら, 偏心率の座屈耐力に及ぼす影響については言及されていないことから, 骨組の座屈試験と並行して鋼管部材の偏心座屈耐力試験を行い, 定量的な把握を試みる。

* 東京工業大学工学部建築学科 教授・工博

** (株) 巴組鐵工所・工博

*** (株) 巴組鐵工所

Tokyo Institute of Technology Prof., Dr. Eng.

Tomoe-gumi Iron Works, Ltd., Dr. Eng.

Tomoe-gumi Iron Works, Ltd.

Fig. 1 塔状鋼管トラス骨組の概要

2. 偏心圧縮力をうける鋼管の座屈耐力

2.1 偏心座屈試験の概要

Table 1 に示す製管のままの鋼管，溶融亜鉛めっき処理を施した鋼管（以後めっき鋼管と呼ぶ）について両端一方向回転自由の条件による，偏心率 m ，細長比 λ を変化させた偏心圧縮の座屈試験を行い，それぞれの座屈耐力に及ぼす影響を定量的に把握する。このとき，偏心は回転が自由となる方向に与えるものとする。また，その大きさを表す偏心率 m は (1) 式で定義される。

$$m = (M/N)(D/2)/i^2 \dots\dots\dots (1)$$

M : 曲げモーメント

N : 軸力

D : 鋼管外径

i : 断面二次半径

また，細長比 10 の両端平押しの条件による短柱圧縮試験を併せ行う。なお，この試験体は，両端の回転変形に対する拘束度を考慮して，細長比 5 として取扱う。

Table 2 に，試験に用いた，めっき割れ感受性当量を従来鋼に対し低く押さえた JIS G 3474 に規定される鉄塔用高張力鋼管 STKT 60 鋼管（以後 HT 60 鋼管と呼ぶ）の材料引張試験結果を示す。

2.2 軸力と部材中央部曲げモーメントの関係

中心圧縮の場合，細長比 5, 10 の試験体は，全断面がほぼ一様に降伏し，部材端部における全周局部座屈いわゆる堤灯座屈で屈服する。また，細長比 30, 50 の試験

Table 2 材料引張試験結果

鋼管サイズ	材質	処理方法	降伏応力度 $\sigma_y(t/cm^2)$	引張強さ $\sigma_b(t/cm^2)$	降伏比 Y.R.	伸び $\varepsilon_{max}(\%)$
$\phi 114.3 \times 5.8$	HT60	製管のまま	6.45	6.75	0.96	24.2
		めっき	6.25	6.80	0.92	25.5
$\phi 216.3 \times 5.8$	HT60	製管のまま	6.36	6.76	0.94	27.3
		めっき	6.23	6.83	0.91	28.3

1) 材料引張試験は，JIS Z 2241 に規定する金属材料引張試験方法による。

Table 1 偏心座屈試験結果

試験体 名称	処理方法	部材サイズ (材質)	径厚比 D/t	細長比 λ	偏心率 m	実験結果		算定結果		
						$\sigma_y(t/cm^2)$	$\sigma_{cre}(t/cm^2)$	α_1	α_2	$\sigma_{cre}(t/cm^2)$
A-5-0	めっき	$\phi 114.3 \times 5.8$ (HT60)	20	5	0	6.17	6.73	1.000 0.855 0.800	0.997	6.15 5.44 4.92
A-10-0				10	0 0.27 0.50		6.17 5.30 4.85			
A-30-0				30	0 0.25 0.55		6.05 5.40 4.53			
A-50-0				50	0 0.25 0.55		6.05 5.40 4.53			
B-5-0		$\phi 216.3 \times 5.8$ (HT60)	37	5	0	6.16	6.16	1.000 0.890 0.790	0.997	6.14 5.46 4.85
B-10-0				10	0 0.25 0.52		6.16 5.44 4.77			
B-30-0				30	0 0.28 0.60		6.09 4.98 4.33			
B-50-0				50	0 0.30 0.55		5.55 4.62 3.82			
C-5-0		$\phi 216.3 \times 5.8$ (HT60)	37	5	0	5.39	6.06	1.000 0.875 0.785	0.913	5.62 4.92 4.03
C-10-0				10	0		5.95			
C-30-0				30	0 0.28 0.55		5.11 4.32 3.82			

1) σ_y : 両端固定 ($\lambda = 5$) の試験体の降伏応力度 σ_{cre} : 実験における座屈応力度 (= 最大応力度)

2) σ_{cre} : 座屈応力度の算定値 $= \sigma_y \alpha_1 \alpha_2$ 但し，C-10-0 試験体においては Fig. 5 に示す補正値を乗じる。

3) α_1 : (3) 式より算定される偏心に伴う耐力低下率 但し，偏心率 m は，偏心距離及び初期荷重段階におけるひずみ分布から求める。

4) α_2 : (6) 式より算定される細長比による耐力低下率

体は全体座屈を起こし、ほぼ中央部の圧縮側局部座屈で屈服する。

一方、偏心圧縮の場合、細長比10の試験体は全体曲げ変形は顕著とならないが、偏心曲げモーメントの影響により、部材ほぼ中央部圧縮側が降伏し、局部座屈を発生し屈服する。また、細長比30, 50の試験体は、偏心による影響が重畳された形で全体曲げ変形が漸増し、細長比10の試験体と同様、ほぼ中央部圧縮側が早期に降伏する。

Fig. 2に材軸方向の応力度 σ -ひずみ度 ϵ の関係を示す。ここに、太実線は $\lambda=5$ 、細実線は $\lambda=10$ 、点線は $\lambda=30$ 、一点鎖線は $\lambda=50$ の結果を示す。このとき、縦軸は、中心圧縮、細長比 $\lambda=5$ の試験体の降伏応力度 σ_y で除すことにより無次元化を行う。なお、降伏応力度は、製管のままの鋼管においては、残留応力を含む鋼管として0.2% off set法で、めっき鋼管においては、残留応力のない鋼管に分類¹⁵⁾され降伏棚が顕れることから、これに対応する応力度として、与えられる。

また、Fig. 3に部材ほぼ中央部圧縮側で曲げ降伏し局部座屈を発生した試験体の、軸力 N と回転自由となる平面内の部材中央部材軸直交方向変形量と軸力の積から求まる曲げモーメント M の関係を示す。なお、材軸直交方向変形量は、局部座屈に伴う断面変形の影響を取り除く意味から、変位方向からみて左右2点にセットした変位計から得られる値の平均値とする。このとき、縦軸は軸力を降伏軸力 N_y で、横軸は曲げモーメントを全塑性モーメント M_p で除すことによりそれぞれ無次元化を

行う。

これより、いずれの試験体においても、Fig. 3において $\triangle\triangle\triangle$ 点で示す最大耐力(=座屈耐力と定義)点は、 N - M 関係曲線が、(2)式に示す鋼管の全塑性耐力曲線と交わる点近傍にある。

$$N/N_y = 2/\pi \cdot \cos^{-1}(M/M_p) \dots \dots \dots (2)$$

$$N_y = \pi D t \sigma_y, \quad M_p = D^2 t \sigma_y, \quad t: \text{鋼管板厚}$$

2.3 偏心率、細長比の座屈耐力に及ぼす影響

Fig. 3の結果より、偏心による座屈耐力の低下率 α_1 は、(2)式における全塑性耐力の低下率 N/N_y と関連付けられることから、 α_1 と偏心率 m の関係は、(1)式を(2)式に代入することにより

$$\alpha_1 = 2/\pi \cdot \cos^{-1}(0.245 \pi m \alpha_1) \dots \dots \dots (3)$$

の形で表すことができる。

なお、鋼管部材の断面二次半径 i は、便宜的に

$$i = 0.35 D \dots \dots \dots (4)$$

と鋼管外径 D と比例関係にあるものとして取扱う¹⁶⁾。

Fig. 4に応屈応力度 σ_{cr} を処理条件、細長比が等しくかつ偏心率 $m=0$ の試験体の降伏応力度 σ_{y1} で除した値 $\alpha_1 = \sigma_{cr}/\sigma_{y1}$ と偏心率 m の関係を示す。これより、図中実線で示す(3)式の結果は○印で示す実験結果と良好対応を示すことが確認される。

また、偏心率が0の場合の、細長比が限界細長比より小さい領域における座屈応力度と細長比の関係式として(5)式を用いる。

$$\sigma_{cr} = \pi^2 E / \lambda^2 \cdot [1 - \{(\sigma_{cr}/\sigma_y - \beta)/(1 - \beta)\}^2] \dots \dots (5)$$

ただし、製管のままの鋼管 $\beta=0.6$

Fig. 2 応力度-ひずみ度関係(材軸方向)

Fig. 3 中央部の軸力-曲げモーメント関係

Fig. 4 α_1 - m 関係

めっきを施した鋼管 $\beta=0.8$

なお、 β は比例限度 σ_p を降伏応力度 σ_y で除した値であり、製管のままの鋼管に比べてめっき鋼管の方が β の値が大きいのは、高温処理により残留応力が一部解除される¹⁵⁾ことによる。

これより、細長比による座屈耐力低下率 α_2 と細長比の関係式は (6) 式で表される。

$$\alpha_2 = \pi^2 E / \lambda^2 \cdot [1 - \{(\alpha_2 - \beta) / (1 - \beta)\}^2] / \sigma_y \cdots \cdots (6)$$

Fig. 5 に偏心率 $m=0$ の試験体の座屈応力度 σ_{cr} を、処理条件が等しく細長比 $\lambda=5$ の試験体の降伏応力度 σ_{y2} で除した値 $\alpha_2 = \sigma_{cr} / \sigma_{y2}$ と細長比 λ の関係を示す。

これより、図中実線で示す (6) 式の結果は、○●□印で示す実験結果と、細長比が 30 以上の領域では良好な対応を示す。しかしながら、細長比が 10 と小さい場合には、文献 15) で報告されているように、鋼管の熱処理条件、降伏応力度、径厚比等の条件によっては、降伏応力度を越えて応力度が上昇する場合もあることから、図中点線で示す要領で (6) 式を補正する必要がある。

以上より、偏心率、細長比を考慮した鋼管部材の座屈耐力式は (7) 式で表される。

$$\sigma_{cr} = \alpha_1 \alpha_2 \sigma_y \cdots \cdots (7)$$

Fig. 5 α_2 - λ 関係

3. 塔状トラス骨組の座屈耐力試験の概要

3.1 試験骨組

Table 3, Fig. 6 に示す鋼管種別、骨組規模を変化させた、柱材先行崩壊型の塔状トラス骨組 3 シリーズ 9 体の、風荷重を想定した主に水平荷重載荷による座屈耐力試験を行い、曲げモーメントの柱材の座屈耐力に及ぼす影響、塑性変形領域における応力再配分による骨組の座屈耐力の上昇現象を定量的に把握する。試験骨組の概要を以下に示す。

(1) H シリーズ (めっき鋼管を用いた場合)

試験骨組は、塔高 6.75 m、根開き 2.4 m、柱材傾斜角 3.5 度等の形状寸法を共通とし、結構種別、柱材細長比による強度性状の違いに着目した設定とする。また、座屈予想パネルの柱材と斜材の軸力比が 10 程度となるように試験体上部に高さ 4.0 m の載荷用骨組を取り付ける。

座屈耐力に影響を及ぼすファクターは、①骨組形式としてダブルワーレン (DW) 骨組、柱材が 2 分割されるダブルワーレン (DW2) 骨組、柱材が 4 分割されるダブルワーレン (DW4) 骨組の 3 種類、②斜材傾斜角度 θ_0 として 40, 50, 60 度の 3 種類、③座屈予想柱材細長比 λ_p として 20~25, 45 の 2 種類、④荷重載荷方向 θ

Table 3 試験骨組諸元

試験骨組名称	処理方法	腹材接合	座 屈 柱 材		座 屈 パ ネ ル			水平荷重 載荷方向 θ (deg)
			サ イ ズ	材 質	座屈部位	骨組結構	斜材サイズ	斜材材質
H-1	めっき	ボルト	$\phi 114.3 \times 3.5$	HT60	2 中央部	DW	$\phi 42.7 \times 2.4$	STK41
H-2					2下中央部	DW2	$\phi 48.6 \times 2.4$	
H-3					2上端部	DW4	$\phi 60.5 \times 2.3$	
H-4								
S-1	製管のまま	溶 接	$\phi 139.8 \times 3.5$	STK41	4 端部	SW	$\phi 34.0 \times 2.3$	STK41
S-2					8 端部			
S-3			$\phi 60.5 \times 2.3$	STK41	4 中央部	DW		
S-4								
A-1	めっき	ボルト	$\phi 406.4 \times 10.0$	HT60	3下端部	DW3	$\phi 139.8 \times 3.5$	STK41

1) 座屈部位は、局部座屈発生箇所を示す。また、数字はパネル番号、上/下は分割されるパネルの上下を示す。
2) 骨組結構における記号は本文中の記述に倣う。

Fig. 6 試験骨組構造図, 偏心率分布図

として正対方向（0度方向）と45度方向の2種類とし、試験骨組数は、それぞれのファクターを組み合わせた4体とする。

使用鋼材は、柱材はHT 60 鋼管、斜材、補助材はSTK 41 鋼管、柱材に取り付く鋼板はHT 60、それ以外の鋼板はSS 41 とする。また、柱材どうしは鍛造フランジ引張継手、柱材と斜材は一面せん断継手、斜材交点部は二面せん断継手でボルト接合される。

(2) Sシリーズ（製管のままの鋼管を用いた場合）

試験骨組は塔高5.3 mとし、骨組の曲げ剛性、根開き形状、結構による強度性状の違いに着目した設定とする。

変動ファクターは、①骨組形状としてはシングルワーレン（SW）骨組、DW 骨組の2種類、②曲げ剛性（＝塔体幅の塔高に対する比）として2種類、③根開きのタイプとして2種類、④ λ_p として6, 34の2種類、⑤ θ としては正対方向（0度方向）と13度方向の2種類とし、試験骨組数はそれぞれのファクターを組み合わせた4体とする。

使用鋼材は、柱材、斜材、補助材はSTK 41 鋼管、鋼板はSS 41 とする。また、部材接合方式は溶接とする。

(3) Aシリーズ（実規模送電用鉄塔）

試験に供する送電用鉄塔は、塔高約100 mの1000 kV 送電用耐張型鉄塔1体とする。試験鉄塔の骨組形式

は、上部からDW 骨組、DW 2 骨組、柱材が3分割されるダブルワーレン（DW 3）骨組、DW 4 骨組を適用する。なお、使用鋼材、接合方式は、Hシリーズに準ずる。

Fig. 7に代表的試験骨組の詳細図を、Table 4に座屈部材の材料引張試験および短柱圧縮試験結果を示す。

3.2 載荷方法

Fig. 8に示すように、Hシリーズにおいては、反力壁に横に取り付けた試験骨組＋載荷用骨組、Sシリーズにおいては、反力フレームに横に取り付けた試験骨組に、オイルジャッキを用いて骨組に対し水平力 P を加える方法で試験を行う。このとき、骨組自重 W による曲げ変形が大きいと考えられるスパンの大きいHシリーズにおいては、試験骨組の先端部を、滑車を介したウエイト $1/2 W$ により吊り上げる機構の自重バランス装置を組み込むことにより、曲げ変形の緩和を図る。

なお、弾性的な挙動を示す領域においては、ロードセルからの出力荷重により、非線形挙動領域においては、試験骨組頂部の変位量により、載荷増分荷重を制御する。

Aシリーズにおいては、Photo.1に示すように、鉄塔各部に取付けたワイヤロープを水平荷重においては反力鉄塔を介し、鉛直荷重については直接ウインチによって緊張する方法で載荷する。荷重の読み取りはワイヤロープ先端に取付けたロードセルからの出力により行

Fig. 7 試験体詳細図

Table 4 材料引張, 短柱圧縮試験結果

鋼管 サイズ	材質 (処理方法)	材料引張試験				短柱圧縮試験			
		σ_y t/cm ²	σ_b t/cm ²	Y.R. %	ϵ_{max} %	σ_y t/cm ²	σ_u t/cm ²	G_u / σ_y	ϵ_u %
$\phi 406.4 \times 10.0$	HT60	5.96	6.62	0.90	33.3	6.08	6.08	1.00	0.4
$\phi 114.3 \times 3.5$	(めっき)	6.34	6.81	0.93	22.0	6.83	6.83	1.00	0.5
$\phi 139.8 \times 3.5$	STK41 (製管 のまま)	3.51	4.35	0.81	30.0	2.93	3.38	1.16	1.3
$\phi 60.5 \times 2.3$		3.83	4.60	0.83	31.5	2.98	3.57	1.20	1.6

1) 記号説明 σ_y : 降伏応力度, σ_b : 引張強さ, σ_u : 最大圧縮応力度
Y.R.: 降伏比, ϵ_{max} : 伸び, ϵ_u : σ_u に対応するひずみ度
2) 材料引張試験は, JIS Z 2241 に規定する金属材料引張試験方法による。
3) 短柱圧縮試験における, 試験体長さは3D (鋼管外径) とする。

い, 多点制御システムを用いて遠隔自動制御する。このとき, 荷重の組合せは多くの部材の決定ケースとなる線路方向直交風向時とする。また, 鉛直荷重のうち架渉線自重による荷重は長期設計荷重レベルにおいて載荷を停止するが, それ以外の荷重については最大耐力時まで比例的に載荷し, 崩壊に至らしめる。なお, 荷重 P は, 塔頂部に加わる水平載荷荷重をもって表現する。

3.3 計測方法

計測は, 試験骨組より独立したフレームに取り付けた骨組各部の変位計測用の褶動型変位計, 部材に貼付した応力計測用のひずみゲージ, セン断接合部に取り付けた滑り変形計測用のパイ型変位計を用いて行う。なお, 実規模送電用鉄塔において, 鉄塔頂部の変位計測は光学変位計で, その他の変形はトランシットで行う。

これらのデータはスキャナー, インターフェイス, パーソナルコンピュータ, プロッタからなる計測システムにより自動計測される。

Fig. 8 試験装置概要図

Photo. 1 試験設備概要 (Aシリーズ)

Fig. 9 パネル最大偏心率と腹材傾斜角の関係

4. 曲げモーメントの座屈耐力に及ぼす影響

4.1 骨組の偏心率分布

Fig. 6 に弾性応力解析に基づく柱材の偏心率分布を, Fig. 9 に各パネルにおける最大偏心率 m_{max} と斜材傾斜角度 θ_b の関係を示す。

これより, 斜材傾斜角度が大きいくほど, あるいは骨組

結構の不静定次数が大きいほど偏心率は大きく、最も大きいケースでは0.7を超える値となる。

なお、貼付したひずみゲージにより計測された結果は弾性応力解析結果と良い対応を示す。

4.2 座屈箇所の軸力と曲げモーメントの関係

座屈柱材の細長比が30を下回る H-4, S-1, S-2, A-1 試験骨組は、Fig. 6 に■印で示す圧縮柱材端部あるいはフランジ継手上端部において、曲げモーメントの影響による圧縮側の局部座屈で屈服する。また、それ以外の柱材細長比30以上の試験骨組は、●印で示す部材中央部において、主に細長比の影響により、曲げ座屈で屈服崩壊に至る。

Fig. 10 にひずみゲージより計測される座屈箇所の軸力と曲げモーメントの関係を示す。ここに、実線は実験結果を、○□印のプロット点は文献16)の有限変形理論に基づく非線形解析結果を示す。

なお、塑性域における計測ひずみ値から軸力あるいは曲げモーメントへの変換は以下の要領で行う。

鋼管断面に軸力と曲げモーメントが作用する場合、曲げモーメントが最大となる方向に軸を合わせることににより、一律に Fig. 11 に示す断面応力状態として取り扱うことができる。なお、応力度 σ -ひずみ度 ε 関係、剛性

Fig. 10 座屈箇所傍における軸力と曲げモーメントの関係

E_t は、Fig. 12 に示す要領で、(8)式に示す簡略化した形にモデル化する。

$$\left. \begin{aligned} 0 \leq \varepsilon < \varepsilon_p & \quad \sigma = E\varepsilon & E_t = E \\ \varepsilon_p \leq \varepsilon < \varepsilon_u & \quad \sigma = E_k(\varepsilon - \varepsilon_p) + \sigma_p & E_t = E_k \\ \varepsilon_u \leq \varepsilon & \quad \sigma = \sigma_u & E_t = 0 \end{aligned} \right\} \cdots (8)$$

σ_p, ε_p : 比例限応力度, ひずみ度

σ_u, ε_u : 最大応力度, ひずみ度

このとき、図中の断面ひずみ度分布に対応する軸力あるいは曲げモーメントは、中央軸ひずみ ε , 曲率 ϕ によって (9) 式で表される。なお、鋼管肉厚 t は半径 r に比べて十分小さく、鋼管径上に集中した断面積があるものとする。

$$\begin{aligned} N &= 2rt \int_{\eta_1}^{\pi/2} \sigma_u d\theta \\ &+ 2rt \int_{\varepsilon_1}^{\eta_1} [E_k(\varepsilon + r\phi \sin \theta - \varepsilon_p) + \sigma_p] d\theta \\ &+ 2rt \int_{\varepsilon_2}^{\varepsilon_1} E(\varepsilon + r\phi \sin \theta) d\theta \\ &+ 2rt \int_{\eta_2}^{\varepsilon_2} [E_k(\varepsilon + r\phi \sin \theta + \varepsilon_p) - \sigma_p] d\theta \\ &+ 2rt \int_{-\pi/2}^{\eta_2} (-\sigma_u) d\theta \\ M &= 2r^2t \int_{\eta_1}^{\pi/2} \sigma_u \sin \theta d\theta \\ &+ 2r^2t \int_{\varepsilon_1}^{\eta_1} [E_k(\varepsilon + r\phi \sin \theta - \varepsilon_p) + \sigma_p] \sin \theta d\theta \\ &+ 2r^2t \int_{\varepsilon_2}^{\varepsilon_1} E(\varepsilon + r\phi \sin \theta) \sin \theta d\theta \end{aligned}$$

Fig. 12 非線形解析に用いる応力度-ひずみ度関係曲線

Fig. 11 鋼管断面におけるひずみ分布と応力、剛性の関係

$$\left. \begin{aligned} &+2 r^2 t \int_{\eta_2}^{\xi_2} \{E_k(\epsilon + r\phi \sin \theta + \epsilon_p) - \sigma_p\} \sin \theta d\theta \\ &+2 r^2 t \int_{-\pi/2}^{\eta_2} (-\sigma_u) \sin \theta d\theta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

ちなみに部材剛性は (10) 式で表される。

$$\left. \begin{aligned} E_t A &= 2 E_k \int_{\xi_1}^{\eta_1} r t d\theta + 2 E \int_{\xi_2}^{\xi_1} r t d\theta \\ &\quad + 2 E_k \int_{\eta_2}^{\xi_2} r t d\theta \\ E_t I_y &= 2 E_k \int_{\xi_1}^{\eta_1} r^3 t \sin^2 \theta d\theta \\ &\quad + 2 E \int_{\xi_2}^{\xi_1} r^3 t \sin^2 \theta d\theta \\ &\quad + 2 E_k \int_{\eta_2}^{\xi_2} r^3 t \sin^2 \theta d\theta \\ E_t I_z &= 2 E_k \int_{\xi_1}^{\eta_1} r^3 t \cos^2 \theta d\theta \\ &\quad + 2 E \int_{\xi_2}^{\xi_1} r^3 t \cos^2 \theta d\theta \\ &\quad + 2 E_k \int_{\eta_2}^{\xi_2} r^3 t \cos^2 \theta d\theta \end{aligned} \right\} \dots\dots (10)$$

A: 断面積 I_y, I_z : 断面二次モーメント

解析では、座屈パネルの柱材について、(9) 式に示す中央軸ひずみ度、曲率と部材応力の関係、(10) 式に示す部材剛性との関係を組み込むことにより、材料非線形性を考慮する。また、ガセットプレートが取り付け柱材要素は剛域として、また柱材以外の部材は弾性として扱う。

これより、 N - M 関係は、部材が全体座屈する場合は付加曲げモーメントが生ずることから曲線となるのに対し、端部で局部座屈する場合はほぼ直線となる。また、Fig. 10 において▲印で示す骨組の最大耐力 (= 座屈耐力と定義) 点は、柱材に高張力鋼を用いた H, A シリーズにおいては、 N - M 関係曲線が N/N_y - M/M_p 関係曲面と交わる点近傍となるのに対し、細長比の小さい軟鋼を用いた S シリーズにおいては、降伏曲面を越えた領域となる。

4.3 曲げモーメントの座屈耐力に及ぼす影響

曲げモーメントによる骨組の座屈耐力低下率算定要領を下記に示す。

(1) 全体座屈する場合

節点間中央位置の曲げモーメントによる耐力低下率 α_1 と細長比による耐力低下率 α_2 の積に降伏軸力 N_y を乗じることにより求める。なお、Fig. 13 に示す全体座屈した試験骨組の座屈柱材の曲率分布図より、座屈長さ係数は 0.5 とする。Fig. 14 にこの場合の算定要領図を示す。

(2) 部材端部、フランジ部近傍で局部座屈する場合

曲げモーメントによる耐力低下率 α_1 に降伏軸力 N_y を乗じることにより求め、細長比による耐力低下は考慮

Fig. 13 座屈耐力点近傍における座屈部材の曲率分布 (部材全体座屈の場合)

Fig. 14 部材の座屈耐力算定要領図 (部材全体座屈の場合)

しない。また、曲げモーメント算定位置はガセットプレート等による剛域を考慮してスチフナプレート位置あるいはフランジに取り付く鋼管位置とする。

このとき、上記検討に基づく座屈耐力の、弾性応力解析における軸応力に対する比が最も小さい部位における座屈が先行する。

Fig. 5 に各試験骨組を対象とした上記算定結果を示す。これより、曲げモーメントによる座屈耐力低下率は、最大 15 % 程度となり、細長比が小さい部材で構成される塔状トラス骨組の座屈耐力の算定においては、曲げモーメントの座屈耐力に及ぼす影響に留意する必要がある。

5. 応力再配分による座屈耐力の上昇率

5.1 荷重-部材ひずみ関係

Fig. 15 に代表的試験骨組の、座屈耐力に至るまでの荷重 P と座屈パネルの柱材および腹材軸応力 N_p, N_b 関係曲線を示す。縦軸は座屈が予想される最も安全率の小

Photo. 2 A-1 試験骨組の座屈状況

Fig. 15 荷重-座屈パネル部材応力関係

さい部材の軸力が降伏応力度 σ_{yc} に達するときの荷重 P_y で除すことにより無次元化する。ここに、実線は実験結果、○印のプロット点は非線形解析結果を示す。

なお、実験結果における部材が塑性化した場合の応力は、計測ひずみから (9) 式を用いて求まる値を節点の釣合いを考慮して補正する方法を採る。

これより、0 度方向荷重の試験骨組において、めっき

Fig. 16 座屈柱材の塑性化に伴う構面負担力の変化

高張力鋼管を適用した場合は、応力材である柱材、斜材については接合部滑り変形による影響はほとんど受けず、座屈箇所以外最大耐力時まで直線的な挙動を示すのに対し、製管のままの軟鋼鋼管を適用した場合は、座屈部材の塑性化に伴い、座屈部材の応力の荷重に対する比率が低下し、応力再配分現象が生じる。

荷重荷重方向が 0 度方向と異なる場合においては、Fig. 16 に示す要領で座屈柱材を含む構面の増分負担水平力が低下することにより、上述の現象とは機構の異なる応力再配分現象が現れる。これは、Fig. 17 に示す試験骨組頂部の軌跡図において、荷重荷重方向が 0° あるいは 45° の左右対称荷重の場合はほとんど現れないねじれ変形が、左右対象荷重でない S-4 試験骨組において顕著となることから明らかである。

なお、Fig. 17 に示す変形量は、 P_y に対応する弾性変形量 δ_y で除すことにより無次元化した形で表される。

5.2 荷重-変形関係

Fig. 18 に、荷重 P と塔頂部水平変形量 δ の関係を示す。このとき、縦軸は P_y で、横軸は δ_y でそれぞれ除

Fig. 17 試験骨組頂部の軌跡

すことにより無次元化を行う。また、図中の実線は実験結果、プロット点は非線形解析結果を示す。

なお、ボルト接合部が滑り変形を生ずる H, A シリーズの試験骨組における荷重-変形関係は、崩壊に至らしめる前ループの正方向載荷除荷曲線が荷重 $P=0$ の横軸と交わる点を原点として描く。このとき、太実線で示す第一象限の荷重-変形関係は、接合部滑り変形の影響がほぼ取り除かれた形となる。ちなみに、接合部滑り変形に起因する骨組の変形量は、文献 17) より (11) 式で表される。

$$\delta = \sum (\bar{N}_i \delta_{si}) \dots \dots \dots (11)$$

$\bar{N}_i$: 全体変形に対する変形寄与率 (= 単位応力係数)

δ_{si} : セン断接合部の滑り変形量

柱材に高張力めっき鋼管を用いた H, A シリーズの正対方向載荷の試験骨組においては、 $0.9 P_y$ 近傍において座屈 (図中▼印で示す) 屈服し、急激な耐力低下を来たす。このとき、斜材傾斜角度が大きいほど、柱材に生ずる曲げモーメントが大きくなり、座屈耐力は小さくなる。なお、柱材細長比による差異は座屈長さが低減される傾向にあることから、顕著とならない。

柱材に製管のままの軟鋼鋼管を用いた S シリーズの正対方向載荷の試験骨組においては、高張力めっき鋼管を用いた場合に比べて、応力の再配分現象が顕著となり、骨組の耐力が大きい。ちなみに S-1, S-2 試験骨組は、 $1.1 \sim 1.2 P_y$ の荷重レベルにおいて座屈し、柱材屈曲点の角度が小さい S-2 試験骨組の方が、座屈箇所の曲げモーメントが小さくなることから座屈耐力が大きい。また S-3 試験骨組は、斜材の柱材に対する剛性が大きい

Fig. 18.1 荷重-試験骨組頂部荷重載荷方向変形関係

Fig. 18.2 荷重-試験骨組頂部荷重載荷方向変形関係

ことから、 $1.4 P_y$ を超える荷重レベルまで座屈屈服しない。

荷重載荷方向が正対方向と異なる試験骨組は、0度正対方向載荷の試験骨組に比べ、座屈耐力が10%程度上回る。これは、0度載荷の試験骨組は2台の圧縮側柱材がほぼ同時に座屈するのに対し、正対方向と異なる試験骨組は、圧縮側1台の柱材の座屈が先行し他の3脚で安定構造を形成することに起因する。

骨組の塑性変形能力 ($=\delta_{cr}/\delta_e-1$) は、Sシリーズ

がH、Aシリーズに比べて大きい。ちなみに、骨組の塑性変形能力は、荷重に対し応力分布が一定、すなわち応力再配分がないものと仮定すると、(12)式で表すことができる。

$$\delta_{cr}/\delta_e-1=\sum(\bar{N}_i\delta_{cri})/\sum(\bar{N}_iN_iL_i/EA_i)\cdots(12)$$

N_i : 線形応力解析において、座屈部材が座屈応力に達する時の各部材の応力

δ_{cri} : 各部材の応力 N_i に対応する材料引張試験結果から求められる塑性変形量、ただし、座屈部材以外は弾性挙動を示すことから0として扱う

L_i : 部材長さ

A_i : 部材断面積

この算定結果は Fig. 18 に今印で示すが、実験結果とほぼ良い対応を示す。これより、骨組の塑性変形能力において、座屈部材の座屈耐力時の塑性変形が支配的となることが確認される。

なお、実験結果と非線形解析結果は、座屈耐力、変形状両面において、おおむね良い対応を示す。

5.3 座屈部材の塑性変形能力と骨組の座屈耐力上昇率の関係

(1) 座屈部材に取り付く斜材の負担分

座屈柱材の塑性化に伴い、座屈柱材に取り付く斜材が柱材負担応力の一部を受け持つ。また、その負担割合は、斜材の柱材に対する剛性比と座屈部材の塑性変形能力により決まる。

塑性域における柱材、腹材の鉛直方向の剛性 D_p , D_b は、斜材が十分な剛性を有している場合、Fig. 19 に示

Fig. 19 座屈柱材の塑性化に伴う部材負担応力の変化

すように,

$$\left. \begin{aligned} D_p &= E_t A_p \sin^3 \theta_p \\ D_b &= E_n A_b \sin^3 \theta_b \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (13)$$

E_t, E : ヤング係数

A_p, A_b : 断面積

θ_p, θ_b : 部材傾斜角度

n : 柱材に取り付く斜材数 SW 骨組 1 その他の骨組 2

と表される。

このとき, 比例限以降の荷重増分に対する応力増分は, 上記剛性比率によるものとする, 骨組の座屈耐力上昇率 γ_1 は, 応力再配分が行われない場合との負担荷重の比率から, 次式にて表される。

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= \frac{\int_0^{\beta} (D_p + D_b) dx + \int_{\beta}^{\xi\eta} (D_p + E/E_t D_b) dx}{\int_0^{\xi\eta} (D_p + D_b) dx} \\ &= 1 + \frac{D_b}{D_p + D_b} \frac{1}{\xi\eta} \int_{\beta}^{\xi\eta} (E/E_t - 1) dx \\ &= 1 + \frac{D_b}{D_p + D_b} \frac{1}{\xi\eta} F(\xi, \eta, \beta) \dots\dots\dots (14) \end{aligned}$$

ここに

η : 柱材座屈応力度の降伏応力度に対する比率
($=\alpha_1 \alpha_2$)

ξ : 応力上昇率 ($=\sigma_u/\sigma_y$)

$$F(\xi, \eta, \beta) = (\xi - \beta) \tanh^{-1} \{ (\xi\eta - \beta) / (\xi - \beta) \} - (\xi\eta - \beta)$$

$$E_t = [1 - \{(x - \beta) / (\xi - \beta)\}^2] E$$

(5) 式の座屈応力度と細長比の関係式から設定

このとき, $F(\xi, \eta, \beta) / (\xi\eta)$ は座屈部材の塑性変形能力を表す指標となる。

(2) 座屈柱材を含まない構面の負担分

荷重載荷方向が正対方向と異なる場合, Fig. 16 に示すように, 座屈柱材の塑性化に伴い, 座屈柱材を含まない

い構面が含む構面の負担応力の一部を受け持つ。また, その負担割合は, 構面の剛性比と座屈部材の塑性変形能力により決まる。

このとき, 座屈部材を含む構面と含まない構面の剛性比を E_u (下添字 1 は T_1-C_0 構面, 2 は C_1-C_0 構面を示す): E と仮定すると, 比例限以降の荷重増分に対する応力増分は, 上記剛性比率によるものとする, 骨組の座屈耐力上昇率 γ_2 は応力再配分が行われない場合との負担荷重の比率から, 次式にて表される。

$$\begin{aligned} \gamma_2 &= \frac{\int_0^{\beta} (\cos \theta + \sin \theta) dx}{\int_0^{\xi\eta} (\cos \theta + \sin \theta) dx} \\ &\quad + \frac{\int_{\beta}^{\xi\eta} (2 + E/E_{u1} \cos \theta + E/E_{u2} \sin \theta) dx}{\int_0^{\xi\eta} (\cos \theta + \sin \theta) dx} \\ &= 1 + \frac{\cos \theta}{\cos \theta + \sin \theta} \int_{\beta}^{\xi\eta} (E/E_{u1} - 1) dx \\ &\quad + \frac{\sin \theta}{\cos \theta + \sin \theta} \int_{\beta}^{\xi\eta} (E/E_{u2} - 1) dx \\ &= 1 + \frac{\cos \theta}{\cos \theta + \sin \theta} \frac{1}{\xi\eta} F_1(\xi, \eta, \beta) \\ &\quad + \frac{\sin \theta}{\cos \theta + \sin \theta} \frac{1}{\xi\eta} F_2(\xi, \eta, \beta) \dots\dots\dots (15) \end{aligned}$$

ただし, $F_1(\xi, \eta, \beta)$, $F_2(\xi, \eta, \beta)$ は (14) 式の $F(\xi, \eta, \beta)$ と同値であるが, 座屈しない圧縮柱材 C_1 は弾性領域にとどまるものとして, $F_1(\xi, \eta, \beta)$ の上限値を規定する。

(3) 応力再配分による骨組の座屈耐力上昇率

以上, 応力再配分による骨組の座屈耐力上昇率 γ は次式で表される。

$$\gamma = \gamma_1 \gamma_2 \dots\dots\dots (16)$$

このとき, 求める骨組の座屈耐力は

$$P_{cr} = \xi \eta \gamma P_y \dots\dots\dots (17)$$

で与えられる。

Table 5 に, 上記の骨組の座屈耐力上昇を考慮した座

Table 5 骨組の座屈耐力算定結果

試験 骨組 名称	ζ の算定		η の算定								γ_1 の算定			γ_2 の算定			P_{cr} の算定		
	σ_y t/cm ²	σ_{max} t/cm ²	ζ	β	λ	λ_e	m	α_1	α_2	η	D_p $D_p + D_b$	F	γ_1	θ deg	F_1 $F_1 + F_2$	γ_2	P_{cre} P_y	P_{cre} P_y	P_{cre} P_{cre}
H-1					45	22	0.063	0.970	0.980	0.935	0.118	0.029	1.00				0.94	0.93	1.01
H-2	6.83	6.83	1.00	0.8	24	12	0.171	0.925	0.995	0.920	0.133	0.019	1.00				0.92	0.92	1.00
H-3														45	0.019	1.02	0.94	0.98	0.96
H-4					(22)	0	0.336	0.860	1.000	0.860	0.311	0.002	1.00				0.86	0.86	1.00
S-1	2.93	3.38	1.16	0.6	(6)	0	0.162	0.930	1.000	0.930	0.026	0.235	1.01				1.09	1.12	0.97
S-2							0.025	0.990	1.000	0.990		0.728	1.02				1.17	1.20	0.98
S-3	2.98	3.57	1.20	0.6	34	17	0.020	0.995	0.990	0.985	0.255	0.673	1.15				1.36	1.40	0.97
S-4														13	0.000	1.11	1.51	1.55	0.97
A-1	6.08	6.08	1.00	0.8	(26)	0	0.199	0.915	1.000	0.915	0.096	0.016	1.00				0.92	0.92	1.00

- $\sigma_y, \sigma_{max}, \beta, \lambda$ は座屈部材の値を示す。また, m は局部座屈発生箇所の応力解析結果を示す。
- λ は, 全体座屈の場合は無印, 端部局部座屈の場合は () 付で示す。このとき, 有効細長比 λ_e は, 全体座屈の場合は 0.5λ , 端部局部座屈の場合は 0 とする。
- F は関数 $F(\xi, \eta, \beta)$ の値を, $F_1 + F_2$ は関数 $F_1(\xi, \eta, \beta)$ + 関数 $F_2(\xi, \eta, \beta)$ の値を示す。
- P_{cre} は計算にもとづく骨組の座屈耐力, P_{cre} は実験における骨組の座屈耐力を示す。

屈耐力算定結果と実験結果の比較表を示す。両者は良い対応を示しており、上記算定式により応力の再配分現象の骨組の座屈耐力に及ぼす影響はおおむね表現できる。

6. まとめ

① 曲げモーメントの影響による鋼管部材の座屈耐力低下率 α_1 と偏心率 m との関係式、細長比 λ による座屈耐力低下率 α_2 は次式で近似できることを確認した。

$$\alpha_1 = 2/\pi \cdot \cos^{-1}(0.245 m \alpha_1 \pi) \quad (\text{本文 (3) 式})$$

$$\alpha_2 = \pi^2 E / \lambda^2 \cdot [1 - \{(\alpha_2 - \beta)/(1 - \beta)\}^2] / \sigma_y$$

(本文 (6) 式)

ただし、骨組に組み込んだ柱材の等価座屈長さ係数は 0.5 程度であり、部材端部で局部座屈する場合は α_2 は 1.0 となる。また、細長比、かつ径厚比が小さい場合は応力上昇を考慮する必要がある。

② 座屈柱材以外の部材が十分な剛性を有する場合、座屈柱材の塑性変形に伴う応力の再配分による骨組の座屈耐力は上昇する。この上昇度合いは、座屈部材の塑性変形能力に支配され、この指標は下記関数で表される。

$$F(\xi, \eta, \beta) / (\xi \eta) \quad (\text{本文 (14) 式})$$

このとき、上昇率は、座屈柱材に取り付く腹材の負担能力 γ_1 と座屈柱材を含まない構面の負担能力 γ_2 の積で表される。

$$\gamma = \gamma_1 \gamma_2 \quad (\text{本文 (16) 式})$$

③ 細長比の小さい柱材で座屈する場合、曲げモーメントの座屈耐力に及ぼす影響は無視しえないことを確認した。また、この曲げモーメントによる耐力低下および②の応力の再配分による耐力上昇を考慮した塔状トラス骨組の座屈耐力は、次式で与えられる。

$$P_{cr} = \xi \eta \gamma P_y \quad (\text{本文 (17) 式})$$

謝 辞

本研究における、塔状トラス骨組試験は、東京電力株式会社の送電用鉄塔の骨組耐力に関する一連の研究を、株式会社巴組鐵工所が委託実施したものであります。また、部材単位の偏心座屈試験および研究全般のまとめは、東京工業大学と株式会社巴組鐵工所の共同研究として行いました。ここに、関係各位に深謝の意を表します。

参考文献

- 1) 鈴木敏郎, 久保寺勲, 小河利行: 鉄骨トラスばりの耐力と塑性変形性状—トラス構造物の耐震性に関する研究 (1)—, 日本建築学会論文報告集, 第 360 号, 1986
- 2) 鈴木敏郎, 久保寺勲, 小河利行: 鉄骨トラス骨組の復元

力特性と耐震性評価法—トラス構造物の耐震性に関する研究 (2)—, 日本建築学会論文報告集, 第 365 号, 1986

- 3) 西山 功: 鉄骨トラス構造骨組の塑性変形能力, その 1 鉄骨トラス部材の塑性変形能力, カラム, No.102, 1986
- 4) 西山 功: 鉄骨トラス構造骨組の塑性変形能力, その 2 鉄骨トラス架構の塑性変形能力, カラム, No.105, 1987
- 5) 福知保長, 土井康生, 小島 功: トラスの耐力と変形能力に関する研究 (その 3—その 5), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1982
- 6) 松本芳紀, 山田孝一郎: トラス構造物の変形能力と終局耐力に関する研究, 日本建築学会北陸支部研究報告集, 1982
- 7) 松本芳紀, 山田孝一郎, 三原雅敏: トラス構造物の変形能力に関する実験的研究 (その 2 N 形, X 形腹材を有するトラス構造物の単調載荷の場合), 日本建築学会北陸支部研究報告集, 1984
- 8) 松本芳紀, 山田孝一郎: 鉄骨剛接トラス構造物の座屈後挙動の解析に関する基礎的研究, 日本建築学会北陸支部研究報告集, 1985
- 9) 鈴木弘之, 那花弘行: 鉄骨剛接トラスの荷重—変形関係 (その 1 弦材の構面内及び構面外座屈), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1984
- 10) 松井千秋, 森野捷輔, 河野昭彦: 円形鋼管トラス柱の曲げねじれ座屈に関する実験的研究, 日本建築学会論文報告集, 第 363 号, 1986
- 11) 鈴木敏郎, 望月一郎ほか: 形鋼トラス鉄塔架構返し加力実験 (その 1—その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1982
- 12) 五十嵐定義, 脇山広三ほか: 鋼管トラス鉄塔の座屈耐力並びに座屈後の挙動に関する実験的研究 (その 1—その 3), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1982
- 13) 加藤 勉, 秋山 宏ほか: 中心圧縮鋼短柱の座屈後の挙動, 日本建築学会論文報告集, 第 229 号, 1975
- 14) 加藤 勉, 秋山 宏ほか: 偏心圧縮柱の変形性状について, 日本建築学会関東支部研究報告集, 1973
- 15) 鈴木敏郎, 佐藤亘宏, 深沢 隆ほか: 溶融亜鉛めっき鋼管の圧縮変形性状に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第 420 号, 1991
- 16) 鈴木敏郎, 佐藤亘宏, 深沢 隆: 塔状トラス骨組脚部の座屈耐力に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第 412 号, 1990
- 17) 鈴木敏郎, 佐藤亘宏, 深沢 隆: セン断ボルト接合部を有する塔状トラス骨組の減衰特性に関する研究, 日本建築学会論文報告集, 第 411 号, 1990
- 18) 広木光雄, 佐藤亘宏, 深沢 隆ほか: 送電用鋼管鉄塔の座屈耐力に関する研究 (その 1—その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1988

(1990 年 11 月 30 日原稿受理, 1991 年 5 月 15 日採用決定)