

日本鋼管KK 正員 〇勝谷 雅彦
名古屋大学 正員 伊藤 義人
名古屋大学 正員 福本 秀士

1. はじめに

本研究は斜張橋の主塔の橋軸直角方向すなわち主塔の平面骨組構造としての面内挙動を対象に、荷重と変形、耐荷力について実験的に明らかにし、その結果と弾塑性解析値との比較を行い、この種の塔状構造物の強度の評価と設計のための基礎的資料を得ようとするものである。

2. 実験内容

斜張橋主塔の面内耐荷力を求めるために圧延H形鋼(材質SS41)を用いて、溶接接合によってモデルタワーを製作した。モデルタワーは、A, B, C, D, E タイプの5種類からなり、それぞれ2体ずつ合計10体製作した。A~Eタイプのモデルタワーの形状寸法をFig. 1に示した。Table 1には、A~Eタイプの断面性能を示した。A~Dのタイプのモデルタワーは、名港西大橋斜張橋の主塔の1/30の縮尺のA型の骨組形状をもっており、Eタイプのモデルタワーは吊橋の主塔として多く用いられる門型の骨組形状をもっている。A~Eのタイプのモデルタワーは、断面性能または対傾構の存在の有無などの骨組形状がそれぞれ異なっている。

タワーの基部は固定とした。試験は、載荷状態によりそれぞれ5体ずつの2シリーズに分けられた。シリーズIでは、A~Eの5種のタイプのモデルタワーに対して、塔頂に作用する鉛直力のみを加え、面内座屈強度を求めた。ただし、鉛直力はPhoto 1に示したように供試体の両面の重力シミュレーターに取り付けられたジャッキによって、ピン結合したロッドを介して鉛直下方に引張って塔頂に載荷された。これは、塔頂が水平変位しても、それに追従して常に鉛直下方に載荷するためである。また、供試体の面外変形を防止するために、供試体のまわりに組まれた立体骨組からユニバーサルジョイントを利用した6個の面外変形防止装置を取り付けた。シリーズIIでは、A~Eの5種のタイプのモデルタワーに対して、一定鉛直力を塔頂に加えた状態で中間ストラットの位置、すなわち桁が支持される位置に繰返し水平力を加えた。これは、橋全体が橋軸直角方向に地震荷重を受けた場合の鉛直力と桁から支承部を通して加えられる水平力を想定したものである。なお、シリーズIIについては、鉛直荷重と水平荷重の試験後、除荷された試験体に対して鉛直荷重だけによる面内座屈試験を行った。モデルタワーの変位とひずみと崩壊にいたるまで各荷重段階で測定した。荷重の値は、鉛直荷重、水平荷重とも供試体と載荷装置との間に取り付けたロードセルによって読みとった。

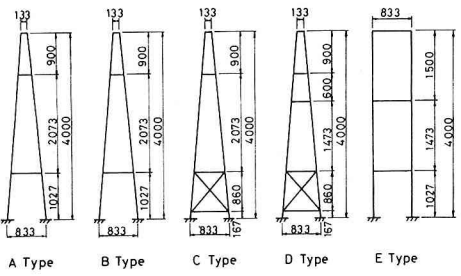


Fig. 1 Model Towers

Table 1 Nominal Sectional Properties of Towers

	Prototype	Model Tower				
		A Type	B Type	C Type	D Type	E Type
$A(\text{cm}^2)$	3,250	21.9	17.85	21.9	21.9	21.9
$I_y(\text{cm}^4)$	39,900,000	134	49.5	134	134	134
$r_y(\text{cm})$	111	2.47	1.66	2.47	2.47	2.47
$I_x(\text{cm}^4)$	5,400	189	188	188	188	194
$\gamma_y(\text{kg/cm}^2)$	4,600	2,400	2,400	2,400	2,400	2,400
τ	0.724	0.823	1.219	0.819	0.731	0.345

A : sectional area r_y : radius of gyration σ_y : nominal yield stress
 I_y : moment of inertia l_e : effective length $\tau = \frac{1}{\sigma_y} \frac{I_y}{r_y^4}$

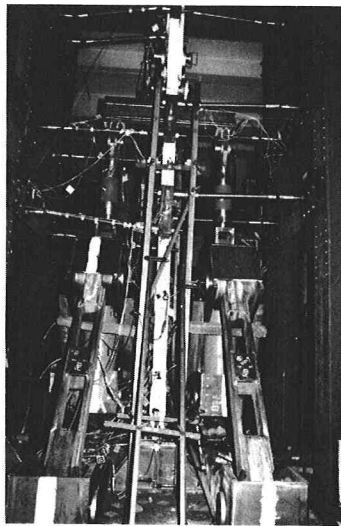


Photo 1 Set up

また、モデルタワーの部材としての材料特性を知るために、引張試験、短柱試験、長柱試験および残留応力の測定もあわせて行った。

3. 実験結果と考察

鉛直荷重だけを載荷したシリーズIの各モデルタワーの荷重-変形関係をFig. 2に示した。Fig. 2は中間ストラット横の荷重-水平変形であるため、対傾構をもつC-I、D-Iタイプのタワーでは最高荷重に達してもほとんど水平変形は生じていない。他の4つのモデルタワーにくらべて断面剛性の小さいB-Iタイプのタワーは荷重初期より水平変形が生じ、最高荷重に近づくにしたがって大きく変形した。

一定鉛直荷重と繰返し水平荷重を載荷したシリーズIIのA-IIとE-IIのモデルタワーの荷重-変形履歴曲線を示した(Fig. 3)。各モデルタワーの荷重-変形履歴曲線は安定な紡錘形を示し、塔の水平荷重に対する抵抗力は最高荷重をすぎても急激には減少せず、安定な変形能をもっていることがわかる。

Table 2に、A-I~E-IとA-II~E-IIの各モデルタワーの鉛直荷重載荷試験の最高荷重 P_{max} を示した。また、この P_{max} を引張試験結果より計算した降伏荷重 P_y と短柱試験結果 P_y^* で無次元化した値も示した。表の中に示した弾塑性解析の結果と実験値は、ほぼ良い一致をみている。中間ストラットの下に対傾構をもつC、Dタイプのモデルタワーと対傾構のないAタイプのモデルタワーとの強度の差はほとんどなく、また門型のEタイプのモデルタワーとも強度の差は大きくないことがわかる。

Table 3に、A-II~E-IIの各モデルタワーに載荷した一定鉛直荷重 P と最大水平荷重 H_{max} の値を示した。ただし、C-II、D-IIの最大水平荷重の値は、最大値を得ることができなかったため載荷し得た最大値である。表の中に示した弾塑性解析の結果と実験値は良好な一致をみている。水平耐荷力は、対傾構をもつC-II、D-IIのモデルタワーが他のモデルタワーにくらべてはるかに大きい。表の下部には、対傾構をもつ実橋の塔と対傾構をもたない塔の弾塑性解析値を示した。柱部材に対する対傾構の剛性の比は、モデルタワーと実橋の塔とは異なるため、対傾構が水平耐荷力におよぼす影響の差はあるものの、水平耐荷力に対して対傾構が有効に働いていることが明らかとなった。

本研究は日本道路公団名古屋建設局名港西大橋工事事務所からの委託研究により行ったものである。

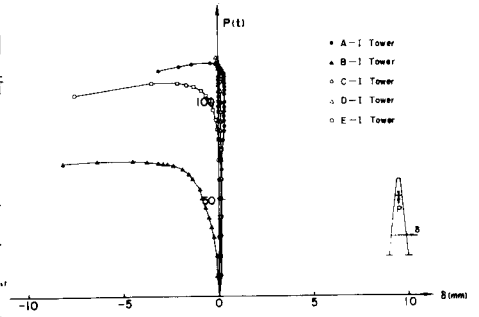


Fig. 2 Load Deflection Curves of A-I~E-I Towers

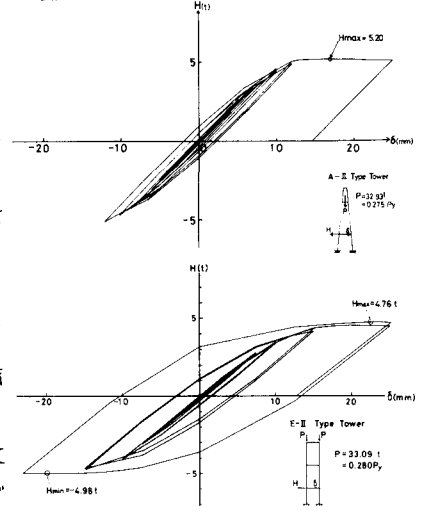


Fig. 3 Experimental Hysteretic Loop of A-II and E-II

Table 2 The Strengths of Towers Applied the Vertical Load

Type	Experiment		Calculation		(3)/(1)	(4)/(2)
	$P_{max}(t)$	P_{max}/P_y	P_{max}/P_y^*	P_{max}/P_y^*		
A-I	120.4	0.991	0.920	0.839	0.847	0.914
A-II	98.0	0.818	0.760			
B-I	69.9	0.724	0.678	0.331	0.504	0.743
B-II	67.9	0.700	0.655			
C-I	114.9	0.980	0.910	0.844	0.849	0.932
C-II	115.4	0.975	0.905			
D-I	123.1	1.053	0.978	0.890	0.905	0.925
D-II	122.9	1.020	0.948			
E-I	110.1	0.929	0.863	0.819	0.816	0.946
E-II	113.9	0.981	0.910			

P_{max} : maximum vertical load
 P_y : yield load of column (tensile test data)
 P_y^* : yield load of column (stub column test data)
 P_{CE} : calculated maximum vertical load (tensile test data)
 P_{CE}^* : calculated maximum vertical load (stub column test data)

Table 3 The Strengths of Towers Applied the Horizontal Load

Model tower	Experiment	Calculation	(2)/(1)
Type	$P(t)$	$H_{max}(t)$	
A-II	32.93	5.20	4.83
B-II	26.84	2.39	2.05
C-II	32.37	32.10	32.73
D-II	33.12	33.12	34.60
E-II	33.09	4.76	4.10
Prototype			
Braced Tower	5,546		5,540
Unbraced Tower	5,546		3,300