

塔状鋼構造物の動特性に関する実験的研究

金 夢 潔・甲津 功夫・吹田啓一郎
平川 恭章

EXPERIMENTAL STUDY ON DYNAMIC BEHAVIOR OF STEEL TOWER STRUCTURES

By *Kiyoshi KANETA, Isao KOHZU, Keiichiro SUITA, Kiyooki HIRAKAWA*

Synopsis

This paper presents the distribution properties of the shear forces of steel tower structures subjected to earthquakes from the results of shaking table experiments.

Dynamic properties of the steel tower itself were initially examined by using a rod model, a latticed tower model and the models with additional lead weights which were installed at different locations of the original models, so as to generate various shear force distributions. From the results, the shear forces of models predominantly vibrating in the fundamental mode were greater than which specified by the latest Japanese building code, at the middle height part of the mode. Whereas, model predominantly vibrating in the secondary mode showed similar shear force distribution as the building code, but the relative response of the top of the model was greater, when the mass of the top was smaller.

Secondary, a coupled model consisted of the towers and cables simulated actual power transmission tower lines was tested in order to assess the effect on dynamic response of biaxial excitations. From the results, it has been shown that dynamic response of individual towers are remarkably influenced by the stiffness of the cables at the longitudinal excitation, whereas the response at the transverse direction was smaller caused by damping effect of cables. And thus, aseismic safety of actual power transmission towers subjected to the longitudinal excitations assessed by taking account of the existence of electric lines.

1. 序

一般に塔状鋼構造物と呼ばれるもの（無線鉄塔・送電鉄塔・観覧塔・高架水槽など）には床に相当するものがなく、質量が高さ方向に連続して分布するとみなせる塔体部と、用途によって質量・配置の異なる付属物（アンテナ・架渉線・展望台・水槽など）から構成されているため、その組み合わせの違いにより質量や剛性の高さ方向の分布形状は多岐にわたる。一方、質量の大半が床面に集中するとみなせる一般的な建築構造物では、その層数と同数の質点からなるせん断型または曲げせん断型振動系モデルに置き換えて応答解析をすることにより地震を受けたときの構造物の動的な挙動を評価できることが既往の研究によって明らかにされており、現在の建築構造物の耐震設計ではこのような考え方に基づいて設計用地震力や層せん断力係数の分布などが定められている。このような現行の設計方法（いわゆる新耐震設計法）をそのまま塔状構造物に適用することが妥当であるかどうかは疑問である¹⁾。したがって、塔状構造物の耐震・耐風設計を行うに

はその力学的特徴を考慮した塔体部の動特性を把握する必要がある、また、例えば送電鉄塔の架渉線や高架水槽の水槽内の液体のように、塔体部の挙動に大きな影響をおよぼすと考えられる付属物が存在する場合にはその特性も設計上考慮すべき重要な点であると考えられる。

本研究では、このような塔状鋼構造物の構造的特徴を持つ試験体を各種製作し、振動台を用いた実地震波入力による動的加振実験を行い、試験体各部で計測した加速度記録から弾性振動時の動特性を調べ、耐震設計を行ううえで重要となる地震荷重の分布の特徴を調べた。

2. 塔状鋼構造物塔体部振動実験

本実験は、塔状鋼構造物の特徴である塔体部の質量分布の不均一性に着目し、種々の質量分布を持つ塔状鋼構造物を簡略化した試験体を製作して振動台による加振実験を行い、その結果から最大せん断力の分布形状を求め、塔体部に作用する地震力の高さ方向の分布の特徴を調べた。

2.1 実験概要

(1) 試験体

(a) 質量分布型モデル

質量・剛性が高さ方向に様な塔体部に、種々の分布形状となるように集中質量を取りつけた試験体で、Fig. 1 にその塔体部と振動台への設置用架台を示す。塔体部は長さ 2000 mm、JIS 規格公称径 12 mm の SR 24 丸鋼である。塔体部の寸法決定に際しては、塔高 100 m 程度の塔状鋼構造物では 1 次固有振動数の実測値が 0.7~1.0 Hz であるものが多いことから、できる限り断面の剛性を小さくして固有振動数を小さくし、かつ、応答加速度が 1 G (980 cm/sec^2) 程度に達したときの最大応力を弾性範囲内に収める、という点を考慮した。おもりがついていない丸鋼塔体部のみの振動特性は、振動台での共振実験による実測値で、1 次モードの固有振動数 1.80 Hz、減衰率 0.011、2 次モードの固有振動数 12.0 Hz、減衰率 0.0085 であった。

このタイプの試験体名は、先頭に S の字を付し、2 文字目には集中質量を付加するために取りつけた 500 g、1000 g の 2 種類の鉛のおもりの配置を示す記号をつけて示す。おもりの配置は Fig. 3(a) に示す 8 通りである。SO は丸鋼塔体部のみでおもりのない試験体、SA は頂部のみにおもりのつく試験体、SB、SC は頂部および塔高 1/2 点におもりをつけた試験体、SD、SG、SJ、SL は頂部 1/3 点、2/3 点にそれぞれおもりのつけた試験体を示す。8 通りの配置と 2 種類の質量の組み合わせにより、実験に供した試験体は全部で 23 種類である。おもりのつけることにより試験体の 1 次固有振動数の実測値は最も小さいもので 0.95 Hz となった。

(b) ダブルワレン型モデル

質量分布型モデルよりも塔体部の形状をより実際に近いものとするため、丸鋼を Fig. 2 に示す寸法・形状でダブルワレン型の立体トラスに組んだ試験体を製作した。パネル数 13、塔高 1950 mm で、主柱材および水平材に径 3 mm、斜材に径 2 mm の丸鋼をそれぞれ用い、部材間の接合は溶接により行った。さらに固有振動数を調整するため、全ての主柱材・水平材に球状の鉛のおもりを取りつけて塔体部全体の質量を大きくし、さらに Fig. 3(b) に示すように 2.0 kg、4.0 kg の集中質量をとりつけた。このタイプの試験体名称先頭は W で始まり、頂部、1/3 点、2/3 点につけたおもりの配置の違いにより、WA、WB、WC の 3 種類の試験体がある。共振実験による試験体の 1 次固有振動数の実測値は 0.85~16.2 Hz であった。

(2) 載荷・計測方法

実験には京都大学防災研究所人為地震発生装置の動電型振動台を用い、各試験体には、共振実験とランダム波による加振実験の 2 種の加振実験を行った。

共振実験では、一定振動数の正弦波を大きさ 10~20 gal の一定の加速度振幅で加え、試験体の振動が定常状態となったときの各点での加速度を計測した。与えた正弦波の振動数は、予想される固有振動数を中心に 0.1~2.0 Hz の間隔で 1.0~14.0 Hz の範囲である。

ランダム波による加振実験には、El Centro 1940、Taft 1954、八戸港湾（十勝沖地震、1968 年）の各実地

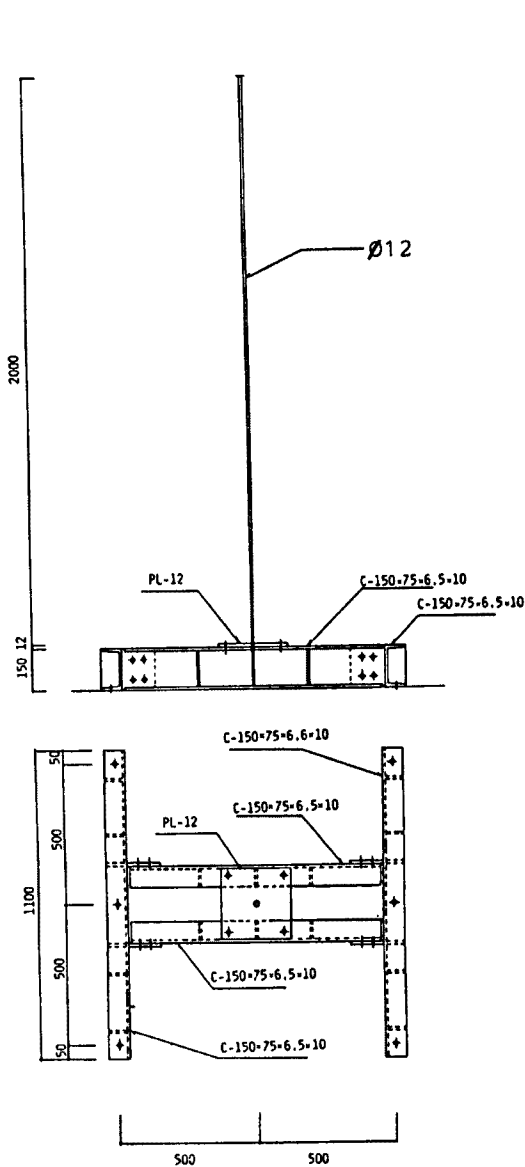


Fig. 1. Round Bar Type Specimen (S-series).

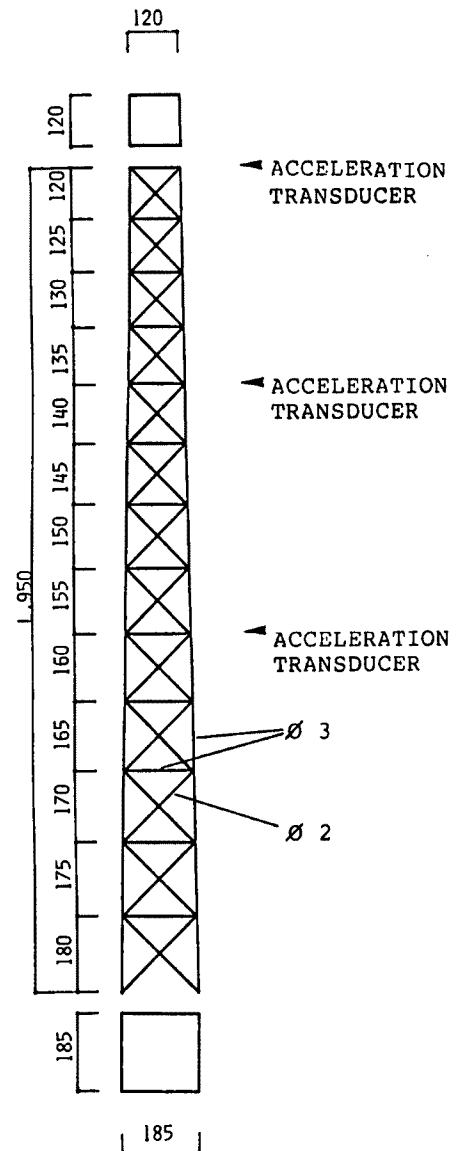


Fig. 2. Double Warren Truss Type Specimen (W-series).

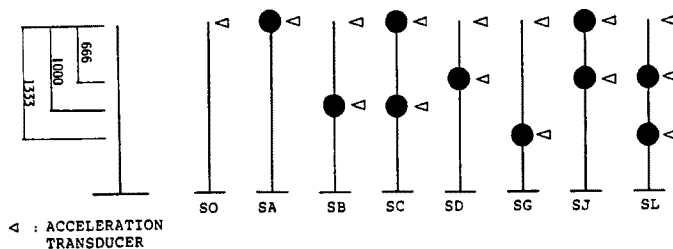


Fig. 3(a). Weight Distribution (S-series).

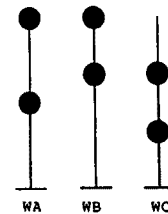


Fig. 3(b). Weight Distribution (W-series).

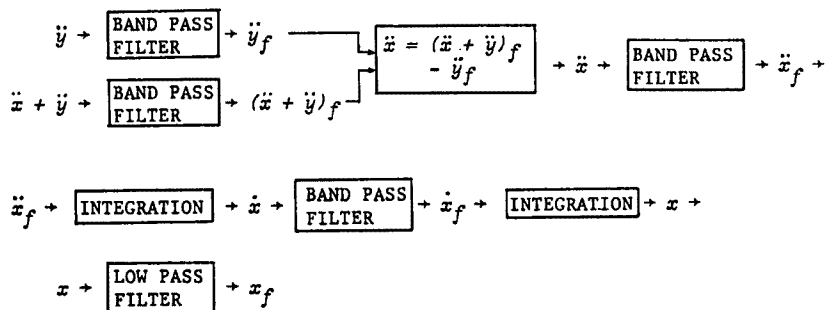
Table 1. Earthquake Motions

Earthquake	Component	Time Scale	Duration (sec.)
El Centro 1940	NS	0.6	18.0
		0.8	24.0
	EW	0.6	18.0
		0.8	24.0
Taft 1954	NS	0.6	18.0
		0.8	24.0
	EW	0.6	18.0
		0.8	24.0
Hachinohe-Kowan 1968	NS	0.6	24.0
		0.8	32.0
	EW	0.6	20.0
		0.8	32.0

震における NS, EW 成分の加速度記録を用いた。但し、試験体の固有周期が実際の塔状鋼構造物の固有周期と比較して短いため、それぞれの記録の時間軸を 0.6, 0.8 倍に縮めて成分の調整を行った。Table 1 に使用した地震波の一覧を示す。

加振方向は、共振実験では 1 方向のみ、ランダム波による加振実験では X, Y 2 方向に NS, EW の各成分をそれぞれ入力した。入力加速度の大きさはいずれも 100 gal である。

Fig. 3 に示す試験体の頂部・おもりの取り付け位置ならびに振動台上に加速度計を取りつけ、それぞれ



NOTATIONS

MEASURED DATA	$\ddot{y}$: INPUT ABSOLUTE ACCELERATION MEASURED ON THE TABLE $\ddot{x} + \ddot{y}$: ABSOLUTE ACCELERATION RESPONSE MEASURED ON THE ROOF
ACQUIRED DATA	$(\ddot{x} + \ddot{y})_f$: FILTERED ABSOLUTE ACCELERATION ON THE TABLE $\dot{x}_f$: FILTERED RELATIVE VELOCITY RESPONSE x_f : FILTERED RELATIVE DISPLACEMENT RESPONSE

Fig. 4. Digital Filtering and Integration Procedure.

水平 2 方向 (X, Y) の加速度を計測した。また質量分布型モデルの試験体には丸鋼塔体基部に抵抗線歪ゲージを貼付し、歪量も計測した。加速度計・歪ゲージの出力は動歪計により増幅した後 A/D 変換器によりデジタル量に変化し、マイクロコンピュータの記憶装置に収録した。A/D 変換器のサンプリング周期は 3 msec. である。

実験から得られたデータは入力地動加速度と試験体加速度計設置位置での応答絶対加速度であるから、加速度設計位置での相対応答変位をを求めるために Fig. 4 に示す過程にしたがって計測値のフィルタリングと積分を繰り返した。

2.2 実験結果

(1) 共振実験結果

共振実験から得られた、各振動数正弦波をうけたときの試験体頂部での絶対応答加速度を地動加速度で除して求めた加速度応答倍率を縦軸にとり、振動数を横軸にプロットした例を Fig. 5(a)~(d) に示す。図にプロットした点は計測値を示し、曲線は、

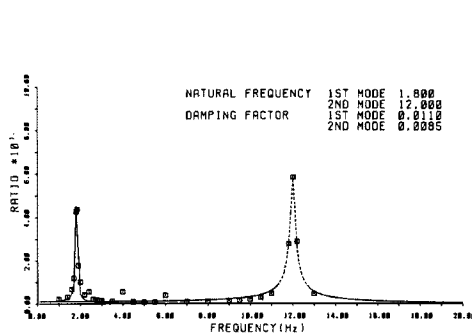


Fig. 5(a). Frequency-response Curve of Spec. SA.

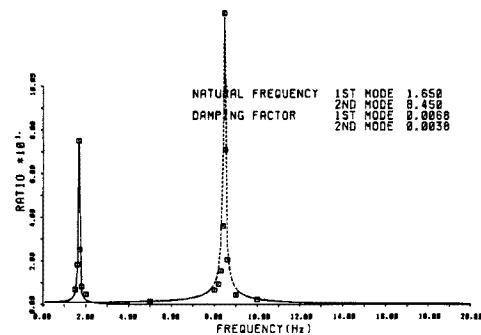


Fig. 5(b). Frequency-response Curve of Spec. S100B.

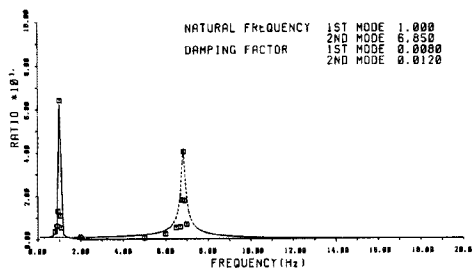


Fig. 5(c). Frequency-response Curve of Spec. S1L.

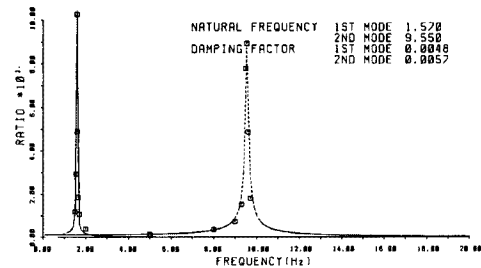


Fig. 5(d). Frequency-response Curve of Spec. S3L.

$$\frac{1 + 4h^2 \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)^2}{\left\{ 1 - \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)^2 \right\}^2 + 4h^2 \left(\frac{\omega}{\omega_0} \right)^2} \dots\dots\dots (1)$$

で計算される正弦波地動を受ける 1 質点系の減衰振動加速度応答倍率を示す共振曲線である。(1)式中の ω_0 には共振実験から得られた試験体の固有振動数を代入し、この曲線が実験の計測点に一致するような減衰率 h の値を求めた。図の実線は 1 次、破線は 2 次のモードに対応し、図中に示す固有振動数、減衰率は各モードに対応するものである。各試験体の固有振動数および減衰率を Table 2 に示す。

(2) ランダム波による加振実験結果

質量分布型モデル、ダブルワレン型モデルいずれも試験体の質量は塔体部とそれに取りつく集中質量とか

Table 2. Natural Frequency and Damping Factors

Specimen	Natural Frequency (Hz)		Damping Factor	
	1st. mode	2nd. mode	1st. mode	2nd. mode
SO	1.80	12.00	0.0110	0.0085
S250A	1.50	10.85	0.0100	0.0070
S500A	1.30	10.30	0.0090	0.0080
S750A	1.15	10.30	0.0065	0.0060
S100A	1.04	9.90	0.0065	0.0050
S250B	1.80	10.40	0.0067	0.0040
S500B	1.73	9.60	0.0072	0.0110
S750B	1.70	9.00	0.0100	0.0100
S100B	1.65	8.45	0.0068	0.0038
S1C	1.00	6.85	0.0080	0.0120
S2C	1.00	7.85	0.0125	0.0130
S3C	1.25	8.25	0.0116	0.0129
S4C	1.25	7.20	0.0125	0.0170
S1L	1.43	8.45	0.0060	0.0051
S2L	1.45	9.10	0.0065	0.0038
S3L	1.57	9.55	0.0048	0.0057
S4L	1.55	8.75	0.0065	0.0049
WA	16.20	—	0.0064	—
WB	10.45	—	0.0055	—
WC	8.35	—	0.0140	—

らなるが、これを Fig. 6 に一例を示すような 1～3 質点から成る振動系とみなし、各質点の質量と計測した絶対応答加速度から各質点位置における最大層せん断力を X 方向、Y 方向および両方向成分を合成した方向についてそれぞれ求めた。また、この値を基に層せん断力係数、各係数をベースシャ係数で除して無次元化した層せん断力係数の分布係数をそれぞれ求めた。

Table 3 に質量分布型で質点数が 3 となる SL タイプ、Table 4 にダブルワレン型の試験体について、層せん断力係数とその分布係数を示す。表中の括弧内の値は、最下層の質点における係数により正規化した値である。

2.3 考 察

(1) 共振実験

共振実験から得られた試験体の固有周期は、質量分布型モデルでは 1 次モードが 0.5～1.0 秒、2 次モードが 0.1～0.15 秒、ダブルワレン型モデルでは 1 次モードが 0.1～0.15 秒（2 次モードは振動数が大きく、定加速度振幅で作動させるには振動台の能力上無理があったので計測していない）であった。入力地震動の加速度応答スペクトルを見てみると最も応答の大きくなるのは周期 0.1～0.2 秒であり、これは質量分布型モデルの 2 次モード、ダブルワレン型モデルの 1 次モードの固有周期に近い。したがって、質量分布型モデルでは 2 次モード、ダブルワレン型では 1 次モードが卓越した振動形状を示しているものと考えられる。

(2) ランダム波による加振実験

ランダム波による加振実験から得られた層せん断力係数をベースシャ係数で除して無次元化した値（以後、せん断力係数比と呼ぶ）を、新耐震設計基準²⁾に規定される A_r 分布と比較して地震動によるせん断力の分

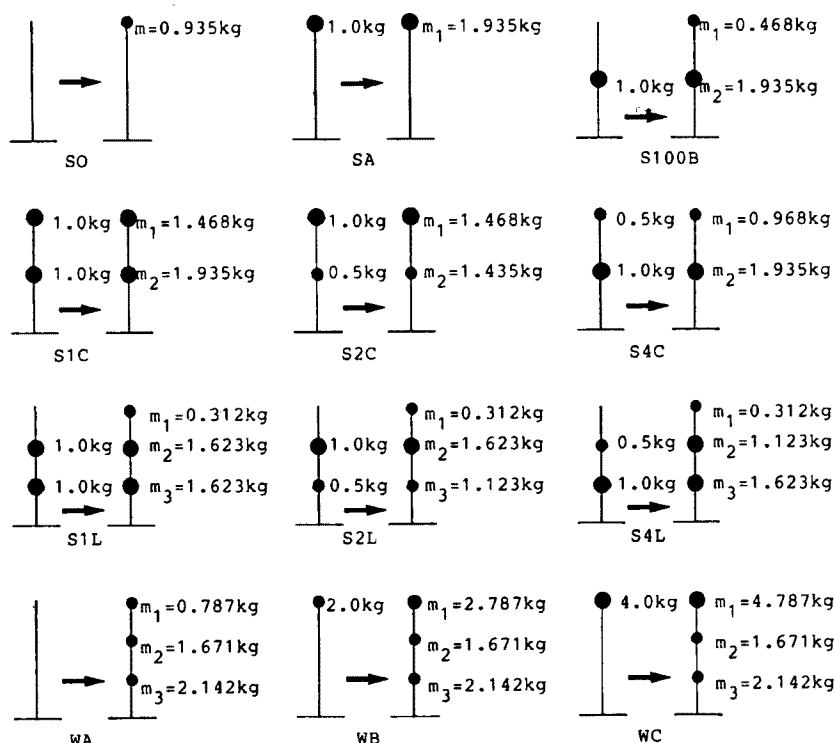


Fig. 6. Lumping of Mass at Nodes.

布形状を検討する。

質量分布型モデルで、頂部と1/2位置に質点のある試験体で、頂部の質量が極端に小さいものから頂部と1/2位置の質量がほとんど同じものまで4種（SB、SCタイプ）についてEl Centro（0.8倍）により加振した場合のせん断力係数比と A_i 分布を重ね、質点高さに関してプロットしたものをFig. 7に、また、加速度計測位置での相対応答変位の最大点をFig. 8に示す。頂部質量が極端に小さい試験体（図中■印）のせん断力係数比が最も大きく、相対応答変位も極端に頂部で大きくなる傾向にあるが、全般的にはせん断力係数比の分布は A_i 分布よりも小さい。またFig. 8の細実線で示すように、頂部質量が最も小さい試験体で相対応答変位が極端に大きくなる傾向が見られる。

Fig. 9, 10に、先のSCタイプ試験体と、その上部にさらに小さい質点を追加した質量分布形状のSLタイプ試験体6種について同様の図を示す。SLタイプのせん断力係数比の中央での値が、SCタイプの頂部でのせん断力係数比とほぼ同じになる。SLタイプの頂部では質量が極端に小さいため、これもせん断力係数比がここで急激に大きくなっている。ただし、その大きさは A_i 分布よりも小さくなっている。また、相対応答変位はSLタイプの頂部で大きくなる。

これらの2次モードが卓越した振動形状の質量分布型モデルでは、せん断力係数比は A_i 分布に近いせん断力の分布形状を示していると考えられる。

次に、1次振動モードが卓越した振動形状を示すダブルワレン型モデルについて同様の検討を行う。Fig. 11には、WAタイプ（集中質量なし）、WBタイプ（頂部に2kgの集中質量がある）、WCタイプ（頂部に4kgの集中質量がある）の3種についてせん断力係数比を A_i 分布とともに示す。また、図中に示した太実線は、塔状鋼造物を質量がほぼ等分布であるような1自由度6質点系のせん断変形を考慮した曲げせん断棒モデルに置換してこれにEl Centro地震波のNS成分を入力したときの非減衰弾性応答を直接積分法により計算し、その結果から得た最大層せん断力係数比をプロットしたものである。これらの分布形状を比較する

Table 3. Story Shear Coefficients (S-series)

Earthquake Record	Direction of Excitation	Location of Mass	Specimen		
			S1L	S2L	S3L
El Centro (Time Scale=0.6)	X	Top	0.705 (2.81)	0.439 (2.21)	0.382 (1.92)
		Middle	0.223 (0.89)	0.170 (0.93)	0.292 (1.01)
		Low	0.251 (1.00)	0.183 (1.00)	0.223 (1.00)
	Y	Top	0.589 (2.58)	0.404 (2.21)	0.382 (1.92)
		Middle	0.197 (0.86)	0.168 (0.89)	0.203 (1.02)
		Low	0.228 (1.00)	0.188 (1.00)	0.199 (1.00)
El Centro (Time Scale=0.8)	X	Top	0.926 (2.73)	0.596 (2.33)	0.609 (2.10)
		Middle	0.296 (0.87)	0.238 (0.93)	0.292 (1.01)
		Low	0.341 (1.00)	0.255 (1.00)	0.290 (1.00)
	Y	Top	0.630 (1.73)	0.521 (2.50)	0.802 (2.30)
		Middle	0.257 (1.01)	0.209 (1.00)	0.372 (1.07)
		Low	0.252 (1.00)	0.208 (1.00)	0.349 (1.00)
El Centro (Time Scale=0.8)	X	Top	0.510 (2.23)	0.545 (2.28)	0.609 (2.00)
		Middle	0.226 (0.98)	0.244 (1.02)	0.315 (1.04)
		Low	0.229 (1.00)	0.239 (1.00)	0.304 (1.00)
	Y	Top	0.793 (2.40)	0.733 (2.41)	0.979 (2.20)
		Middle	0.334 (1.01)	0.311 (1.01)	0.470 (1.06)
		Low	0.330 (1.00)	0.305 (1.00)	0.445 (1.00)
El Centro (Time Scale=0.8)	X	Top	0.977 (2.70)	1.130 (2.49)	1.230 (2.27)
		Middle	0.359 (0.99)	0.431 (0.95)	0.561 (1.03)
		Low	0.359 (1.00)	0.431 (1.00)	0.561 (1.00)
	Y	Top	0.732 (2.42)	0.805 (2.12)	0.747 (2.04)
		Middle	0.303 (1.00)	0.350 (0.92)	0.377 (1.03)
		Low	0.303 (1.00)	0.350 (1.00)	0.377 (1.00)
El Centro (Time Scale=0.8)	X	Top	1.187 (2.58)	1.340 (2.30)	1.353 (2.16)
		Middle	0.453 (0.98)	0.546 (0.93)	0.641 (1.02)
		Low	0.461 (1.00)	0.584 (1.00)	0.628 (1.00)
	Y	Top	0.732 (2.42)	0.805 (2.12)	0.747 (2.04)
		Middle	0.303 (1.00)	0.350 (0.92)	0.377 (1.03)
		Low	0.303 (1.00)	0.350 (1.00)	0.377 (1.00)

と、 A_i 分布が頂部以外の部分で値が小さく頂部で急増する形状を示しているのに対し、実験値および解析値はいずれも層せん断力係数比が高さ方向に徐々に大きくなる分布形状を示しており、塔体中間部での層せん断力の大きさは A_i 分布よりも大きくなる傾向を示している。

曲げの効果を考慮した解析値と今回の実験値とは良い対応を示していることから、塔状鋼構造物の耐震設計用せん断力係数分布は新耐震設計基準で使用されている A_i 分布を用いれば塔体中間部で過少評価することになり、曲げ振動系が卓越することを考慮したモデルによるせん断力係数分布を採用する必要があるものと考えられる。

3. 鉄塔・架渉線連成系振動実験

本実験は、送電用鉄塔特有の付属物である架渉線が地震動を受ける鉄塔塔体部の挙動におよぼす影響を調べる目的で行ったもので、鉄塔を簡略化した模型と架渉線とからなる連成系の試験体を用いた加振実験を行った。

3.1 実験概要

(1) 試験体

実験に用いた鉄塔試験体を Fig. 12 に、架渉線を取りつけたセットアップ図を Fig. 13 に示す。

鉄塔試験体は塔体部が径 5 mm、高さ 400 mm の丸鋼製で、頂部に板厚 6 mm の鋼板製の腕金部を取りつ

Table 4. Story Shear Coefficients (W-series)

Earthquake Record	Direction of Excitation	Location of Mass	Specimen		
			WA	WB	WC
El Centro (Time Scale=0.6)	X	Top	0.713 (1.98)	0.622 (1.57)	0.323 (1.23)
		Middle	0.502 (1.39)	0.511 (1.29)	0.299 (1.14)
		Low	0.360 (1.00)	0.397 (1.00)	0.263 (1.00)
	Y	Top	0.545 (1.82)	0.666 (1.44)	0.309 (1.25)
		Middle	0.428 (1.43)	0.558 (1.27)	0.288 (1.16)
		Low	0.300 (1.00)	0.464 (1.00)	0.248 (1.00)
Taft (Time Scale=0.6)	X	Top	0.889 (1.91)	0.912 (1.50)	0.355 (1.23)
		Middle	0.653 (1.41)	0.780 (1.28)	0.328 (1.14)
		Low	0.403 (1.00)	0.609 (1.00)	0.289 (1.00)
	Y	Top	0.540 (1.51)	1.136 (1.57)	0.800 (1.27)
		Middle	0.399 (1.27)	0.934 (1.29)	0.745 (1.18)
		Low	0.313 (1.00)	0.725 (1.00)	0.630 (1.00)
Hachinohe (Time Scale=0.6)	X	Top	0.358 (1.51)	1.118 (1.48)	0.699 (1.26)
		Middle	0.303 (1.28)	0.970 (1.28)	0.653 (1.18)
		Low	0.237 (1.00)	0.755 (1.00)	0.555 (1.00)
	X, Y	Top	0.616 (1.62)	1.604 (1.52)	1.033 (1.27)
		Middle	0.486 (1.28)	1.363 (1.24)	0.957 (1.18)
		Low	0.380 (1.00)	1.056 (1.00)	0.811 (1.00)
Hachinohe (Time Scale=0.6)	X	Top	0.408 (1.76)	0.513 (1.45)	0.403 (1.25)
		Middle	0.291 (1.25)	0.435 (1.23)	0.371 (1.15)
		Low	0.232 (1.00)	0.355 (1.00)	0.322 (1.00)
	Y	Top	0.255 (1.51)	0.455 (1.35)	0.361 (1.22)
		Middle	0.202 (1.20)	0.402 (1.20)	0.340 (1.15)
		Low	0.169 (1.00)	0.336 (1.00)	0.295 (1.00)
Hachinohe (Time Scale=0.6)	X, Y	Top	0.423 (1.58)	0.609 (1.40)	0.507 (1.24)
		Middle	0.321 (1.19)	0.519 (1.20)	0.474 (1.16)
		Low	0.268 (1.00)	0.434 (1.00)	0.409 (1.00)

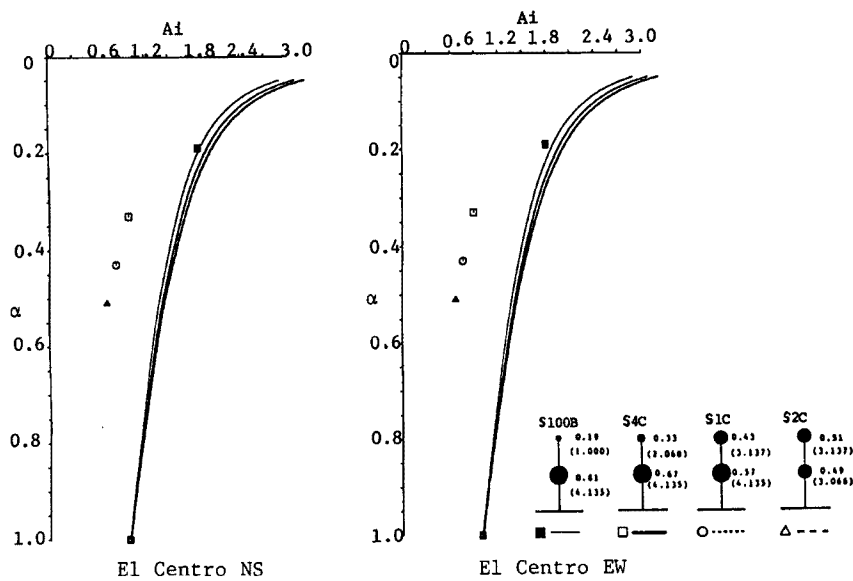


Fig. 7. Weight-Shear Force Relation (Spec. SB, SC).

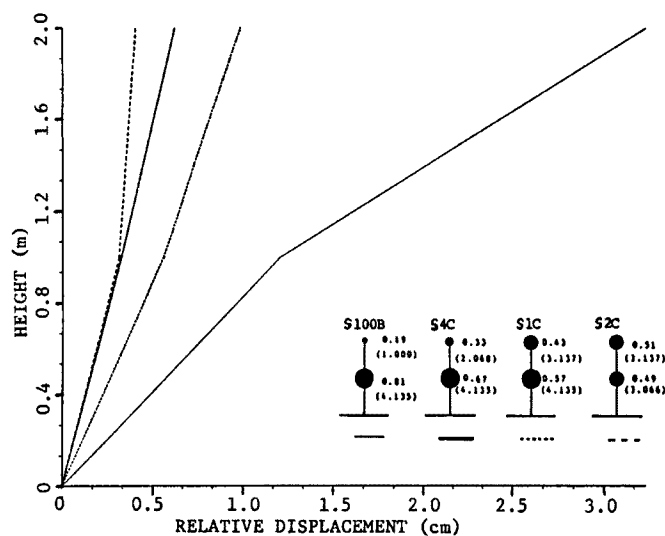


Fig. 8. Relative Displacement Responses. (Spec. SB, SC).

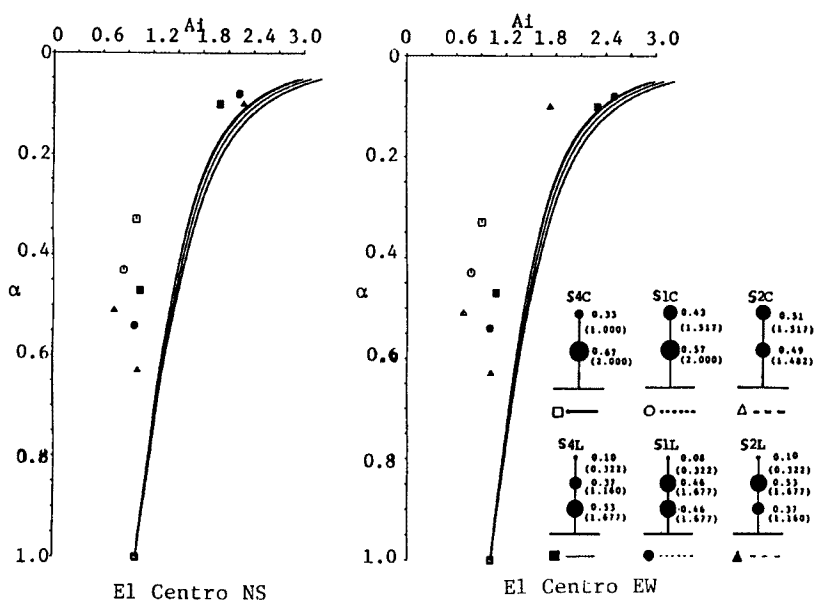


Fig. 9. Weight-Shear Force Relations (Spec. SC, SL).

け、さらに固有周期を調整するために腕金下に鉛のおもり (500 g) を取りつけた。

実験ではこの鉄塔試験体をスパン 1058 mm で 3 体並べた。塔高とスパンの比は 1 対 2.56 で実際の送電鉄塔とはほぼ同じ程度である。架渉線には径 0.1 mm のピアノ線を用い、架渉線中央たわみのスパン長に対する比 (いわゆるサグ比) は 3 % である。架渉線には質量を調整するため 2 cm 間隔で鉛のおもりを取りつけた。ピアノ線に取りつけたなまりの重量との釣り合い条件から計算した静的釣り合い時の架渉線初期張力は 55.10 g (7.016 kg/mm², ピアノ線強度は 285~345 kg/mm²) である。

(2) 載荷・計測方法

実験に用いた加振システムは、前述の塔体部振動実験と同じである。加振方向は、線路方向 (架渉線と平行な方向) と線路直交方向の 2 方向で、試験体と加振方向の組み合わせは 4 通りで、それぞれに次の名称を

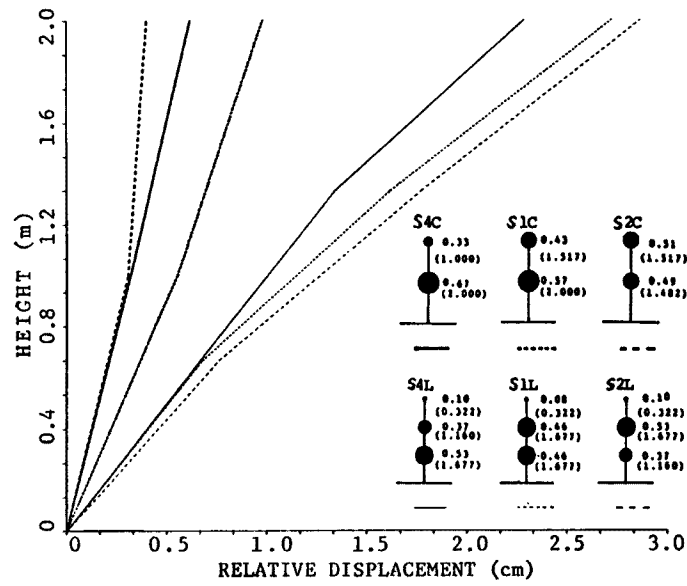


Fig. 10. Relative Displacement Response (Spec. SC, SL).

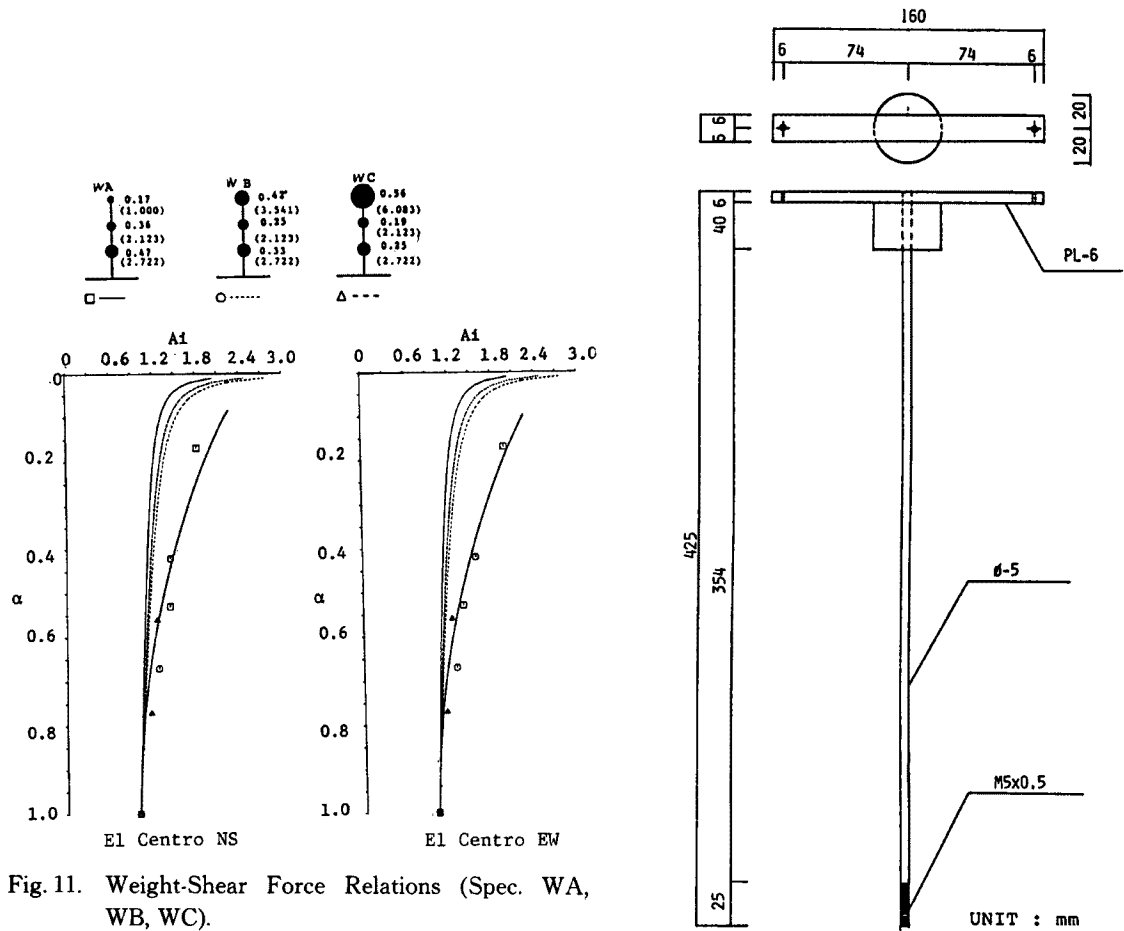


Fig. 11. Weight-Shear Force Relations (Spec. WA, WB, WC).

Fig. 12. Tower of Coupling Specimen.

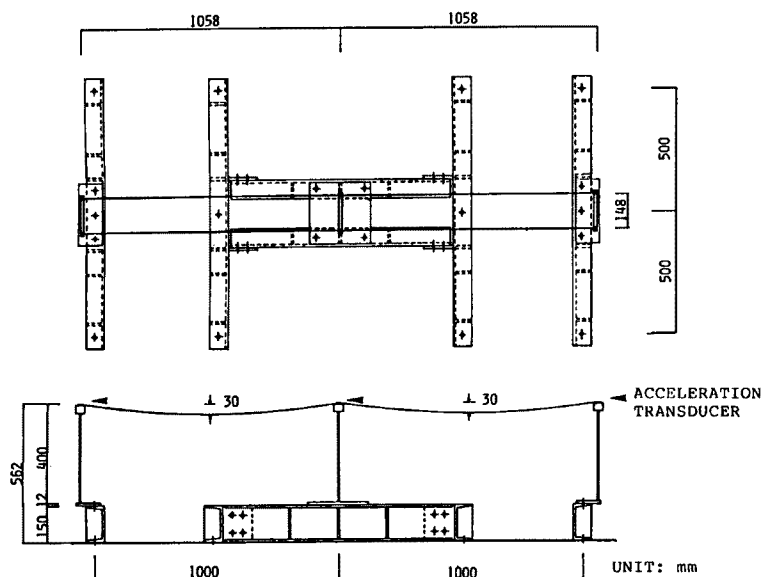


Fig. 13. Coupling Specimen.

付す。

- C 10 鉄塔 1 基単体の試験体に両方向加振
- C 31 鉄塔 3 基連成系に線路方向のみ加振
- C 32 鉄塔 3 基連成系に線路直交方向のみ加振
- C 33 鉄塔 3 基連成系に 2 方向加振

各鉄塔試験体の頂部にはそれぞれ加速度計を取りつけ 2 方向の加速度記録を計測した。計測システム，サンプリング周期などは塔体部振動実験と同じである。

共振実験とランダム波加振実験を行い，ランダム波としては先と同様，El Centro 1940, Taft 1954, 八戸港湾（十勝沖地震）1968 の各実地震における NS, EW 成分の加速度記録を 0.6 倍，0.8 倍したものを用いた。

3.2 実験結果

(1) 共振実験結果

実験から得た試験体の共振曲線を鉄塔単体について Fig. 14, 鉄塔・架渉線連成系について Fig. 15 に示す。塔体部振動実験と比較すると試験体の固有振動数が大きく，2 次以上の高次モードによる振動は顕著に現れなかった。また，鉄塔単体と連成系との間で固有振動数・

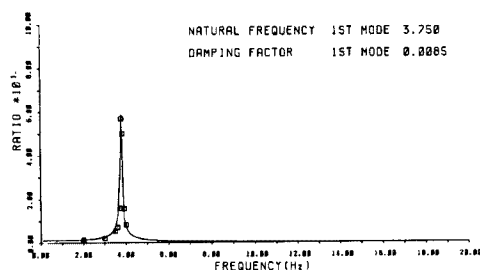


Fig. 14. Frequency-response Curve of the Simple Specimen.

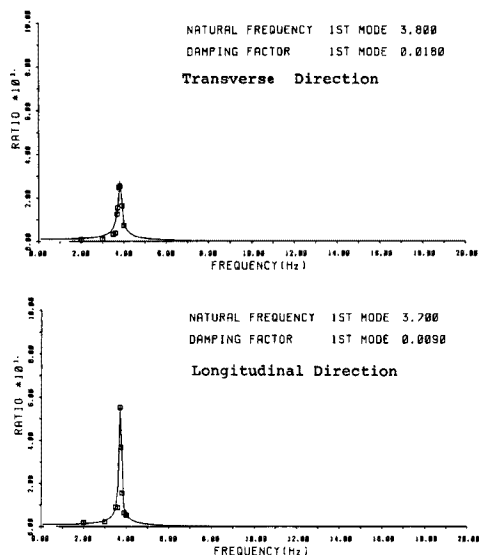


Fig. 15. Frequency-response Curve of the Coupling Specimen.

減衰率に顕著な差異がないのは、剛性・質量とも鉄塔部分に比較して架渉線部分が小さいためと考えられる。

(2) ランダム波による加振実験結果

鉄塔・架渉線連成系モデルに El Centro (0.6倍) を入力したときの加速度計による入力地動加速度と絶対応答加速度から Fig. 4 に示す過程により鉄塔頂部の変位軌跡を求めた。3 基ある鉄塔のうち中央について線路方向・線路直交方向・両方向加振したときの頂部の変位軌跡を Fig. 16~18 に示す。図では、18秒の加振時間を 3 秒毎に 6 分割し、それぞれの時間内における変位軌跡を現す。

3.3 考 察

ランダム波による加振実験から得た鉄塔頂部の変位軌跡によれば、鉄塔 1 基だけの単体のときの頂部応答変位量は加振方向によらずほぼ同じである。また変位の生じる方向は線路方向および線路直交方向の一方

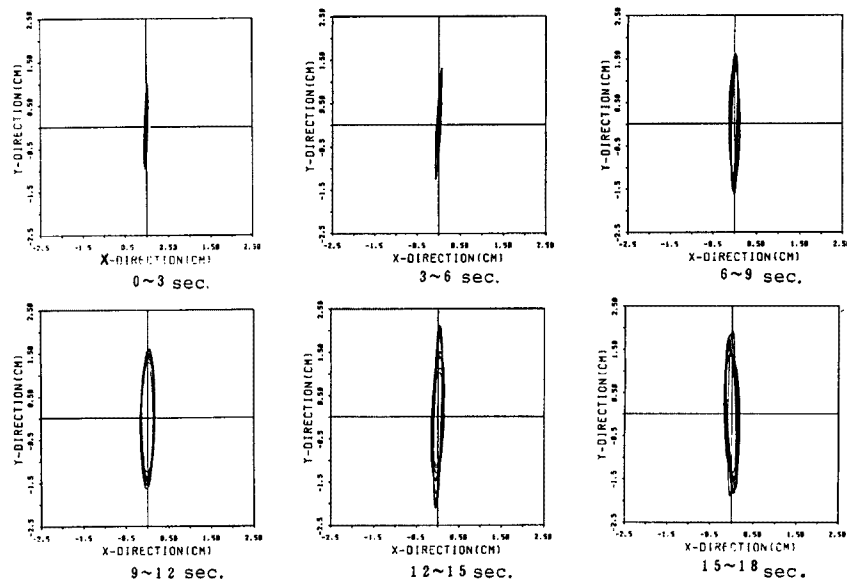


Fig. 16. Locus of the Tip of Specimen (Longitudinal Excitation).

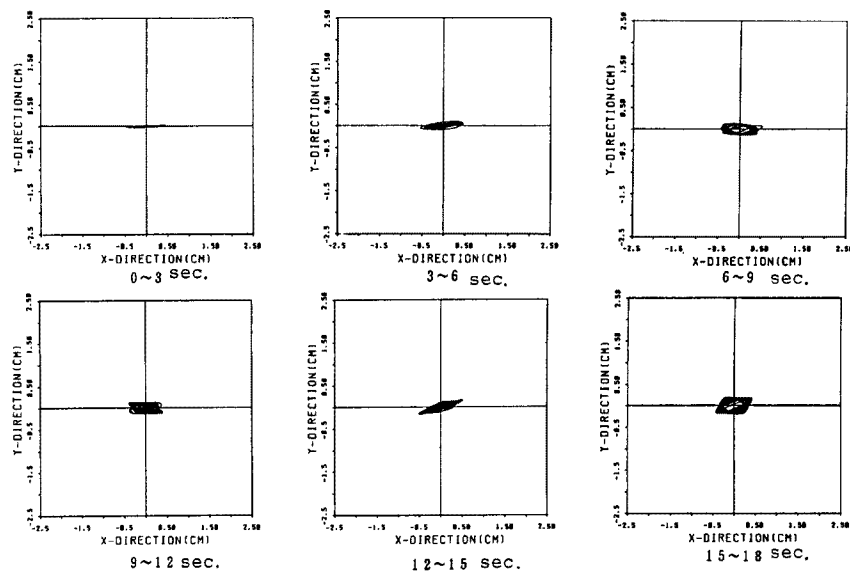


Fig. 17. Locus of the Tip of Specimen (Transverse Excitation).

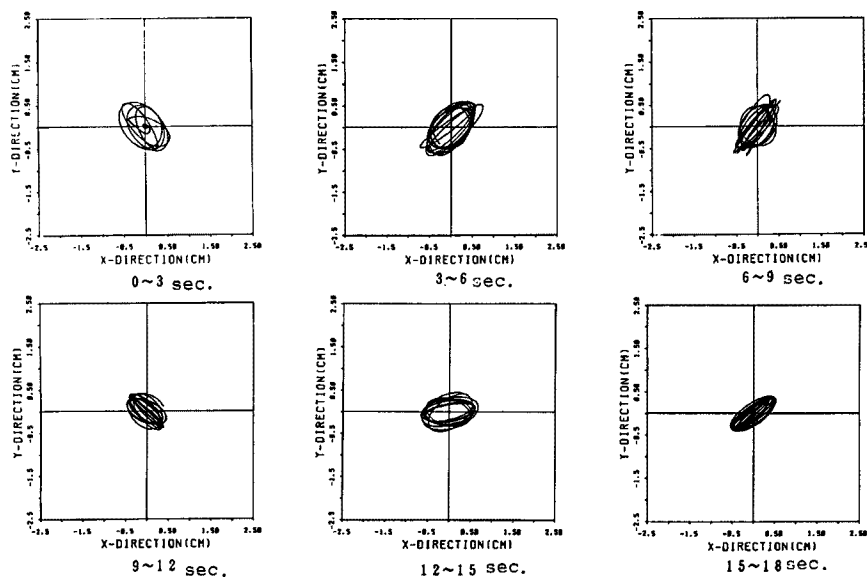


Fig. 18. Locus of the Tip of Specimen (Longitudinal and Transverse Excitation).

加振の場合には、加振方向と同一の方向に限られている。

一方、連成系の場合には、変位の方法は一方加振の場合でも時間も経過とともに加振方向に限られず加振方向と直交する方向への変位成分が生じることがある。

また、連成系では変位量が最大となるのは線路方向にのみ加振した場合で、特に加振方向（線路方向）の変位量は、単体および連成系で2方向加振した場合の約3倍の大きさになる。逆に、線路直交方向にのみ加振した場合は全体の変位量が小さく、単体および連成系で2方向加振した場合の0.8倍であり、また加振方向に直交する方向（線路直交方向）には加振方向の4割程度の変位量が出る。

連成系モデルの変位履歴から隣接する鉄塔間の距離を計算し、この値が最大となった瞬間に架渉線のピアノ線張力が最大になるものと考え、2方向加振の場合には最大張力が初期張力の7.77倍であるのに対し、

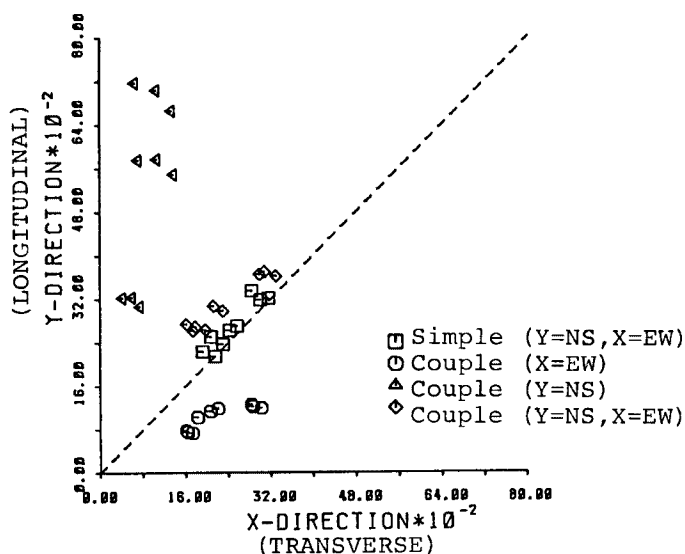


Fig. 19. Shear Force Coefficients.

線路方向のみの加振時は最大張力が初期張力の22.37倍となり、これは2方向加振時の約3倍である。

せん断力係数の大きさと加振方向の影響をみるため、Fig. 19に、線路直交方向(X)を横軸に、線路方向(Y)を縦軸にとり各実験毎の値をプロットした。図中の破線は線路方向と線路直交方向のせん断力係数が同じとなるところで、この破線よりも上にある場合は線路方向のせん断力係数が線路直交方向の係数よりも大きく、破線より下はその逆を示す。鉄塔単体で2方向加振の場合(図中□印)には、実験から得たせん断力係数の値は両方向ほぼ同じであることがわかる。線路(Y)方向のみ加振した場合(図中△印)には、線路方向のせん断力係数が相当大きく、線路直交方向のせん断力係数は単体の場合よりも小さくなることがわかる。逆に線路直交(X)方向のみ加振した場合(図中○印)は、加振方向のせん断力係数は単体の場合よりもわずかに小さい。また、連成系で2方向加振の場合(図中◇印)にも単体で2方向加振の場合と比較してやはり同様に線路直交方向のせん断力係数の値が、線路直交方向のみ加振した場合と同程度に小さくなっている。つまり、線路直交方向に減衰効果があるように考えられる。したがって、鉄塔・架渉線連成系の構造物が外乱を受けて振動する場合、線路方向の振動が最も危険になると考えられる。

4. 結 論

塔状鋼造物の構造的特徴を持つ試験体を各種製作して振動台を用いた動的加振実験を行い、弾性振動時の動特性を調べた結果、地震荷重の分布に以下のような特徴が見られた。

(1) 1次モードが卓越して振動している場合、せん断力分布係数として新耐震設計基準で提唱される A_i 分布によれば塔体中央部で危険側となり、曲げ振動が卓越することを考慮したせん断力係数分布を採用する必要がある。

(2) 2次モードが卓越する場合は、せん断力係数分布は A_i 分布と大差ないと考えられるが、頂部の質量が軽くなるに従い頂部での応答相対変位が大きくなる傾向があり、無線鉄塔のように機能上、変位量の制限が厳しい場合は注意を要する。

(3) 鉄塔・架渉線からなる連成系の塔状鋼造物では、線路方向にのみ振動を受ける場合に架渉線の張力により鉄塔に作用する水平力は、架渉線がない場合に比べて大きい。また、線路直交方向の振動は減衰効果を持ち、架渉線張力が鉄塔に及ぼす影響を小さくすると考えられる。耐震設計において鉄塔単体に作用する地震力を考えたのでは不十分であり、連成系の架渉線の影響を考慮する必要があると考えられる。

参 考 文 献

- 1) 金多潔・甲津功夫・吹田啓一郎・平川恭章：塔状構造物の耐震性評価に関する基礎的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)，1986年8月，pp. 779～780.
- 2) 改正建築基準法施工令新耐震基準に基づく構造計算指針・同解説，日本建築センター，1981年.

付 録

	記号
ω	振動数
ω_0	固有振動数
h	減衰率
A_i	地震層せん断力係数の分布係数

$$A_i = 1 + \left\{ \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right\} \frac{2T}{1+3T}$$