超高RC造煙突の振動実験

正会員 武 藤 清*
正会員 内 田 一 義**
正会員 太 田 外 氣 晴***

1. 序

筆者等は1966年以来、10数本の超高RC造煙突の動的耐震設計を行ってきた。これらの煙突の設計はいずれも震度法によらずに基準法38条に基づいて大臣認定を受けたものであるが、ポストスタディとして実物完成煙突の振動実験が重要と考え、そのうちの数本の煙突を対象として人力ロープによる自由振動実験、MIKシステムによる強制振動実験を行なった^{1)~3)}。その結果、今後のRC造煙突の動的耐震設計に参考になると思われる二、三の知見が得られたのでここに報告する。

実験は高さ80, 90 m (直接基礎), 100, 120, 130 m (杭基礎)の5本の実物煙突について行なわれ、固有周期、固有モード、減衰定数等を求めると共に、高次の周期比ノード位置、スウェイ、ロッキング量等について各煙突の相関性を検討した。

さらに120 m 煙突について数学的振動モデルを作り、固有周期、モード等について実験値と解析値が合致するまで、試行錯誤によってシミュレーション解析を行ない筒身のヤング率、地盤のスウェイ、ロッキングバネ、有効質量等を求めた。

なお、実験はいずれも竣工後15カ月以内に行なわれたものである。

2. 実験煙突

実験煙突は次の5本で、このうちA煙突(90 m)、B煙突(80 m)は直接基礎、C煙突(100 m)、D煙突(120 m)、E煙突(130 m)は杭基礎である。

それぞれの煙突の形状、設置地盤の土質柱状図、振動計ピックアップの配置位置、実験方法(3で述べる)を図-2.1に示す。

3. 実験方法

3.1 人力ロープ加振および常時微動測定

人力ロープ加振による方法は煙突の1次固有周期を精度良く求めるのに有効な手段である。すなわち高煙突の1次周期は一般に2秒以上のため通常の起振機では大き

な加振力が得られず、人力ロープ加振の方法がしばしば用いられる。図-3.1に示すように煙突の頂部からロープを張って人力によって交番的に加力を行ない振幅が大きくなった時点でロープを解放し自由振動せしめる。その加力は共振を利用するためできるだけ1次固有周期に近い時間間隔で繰返し引張る。

この方法によると例えばA煙突(90 m)の場合は頂部で最大約2 mmの片振幅が得られ、その波形から1次固有周期と1次減衰定数を正確に求めることができる。ちなみに頂部変位が2 mmになるのは約500 kgの力を頂部に水平に加えたことになり、引張り繰返しを5~10回行なうことにより、簡単にこの程度の力を得ることができる。

なお、この他に常時微動によって煙突の振動性状を測定する方法がある。この場合は風力による強制振動を避けるために無風に近い日を選定することが必要である。その測定方法は比較的簡便で、測定波形をフーリエ解析することによって1次固有周期程度はつかめるが、減衰定数の判別は一般に誤差も大きく実用的でない。

しかし、いずれにせよ以上二つの方法は低次の振動性状しか測定できず、次にのべるMIKシステムによる振動測定法との併用が現在のところ最良である。

3.2 MIKシステム(関連技術を利用した実験法)^{4), 5)}

このシステムは起振機による大規模構造物の振動実験の際、常時微動や工事による雑振動の混在する応答波形から、各部の真の応答を相関原理により明瞭にとり出すものである。

これは1970年武藤の発案により石井泰博士が考案し鹿島建設が開発したもので、各々の頭文字をとってMIK (Muto-Ishii-Kajima) システムと名付けられた。

鹿島建設ではこの測定解析システムを装置化して、写真-3.1のような計測車にとりまとめ、計測からデータ処理まで一貫して行なえるようにした。

MIKシステムの主要計器はリアルタイム相関計であり、起振機の回転信号と構造物の応答振動および雑振動の和である測定信号の相互相関関数を求め、それより構造物の振動特性を抽出するものである。

図-3.2に示すように煙突を起振機で加振すると起振

* 鹿島建設副社長・武藤構造力学研究所所長・東大名誉教授・工博

** 武藤構造力学研究所

*** 鹿島建設技術研究所

(昭和48年3月14日本稿受理・討論期限昭和48年9月末日)

図-2.1 実験煙突の形状、ピックアップ位置、地盤性状

図-3.1 人力ロープ加振による測定方法

図-3.2 諸記号の関係

図-3.3 相関関数 $\phi_{xz}(\tau)$

機に同期した信号 $x(t)$ と、ピックアップ P.U. によって記録される信号 $z(t)$ が得られる。 $z(t)$ には煙突の真の応答値 $y(t)$ と雑信号 $n(t)$ が含まれている。

これらの関係は数式的に次のように表わされる。

$$x(t) = \cos \omega t \dots \dots \dots (1)$$

$$z(t) = y(t) + n(t) \dots \dots \dots (2)$$

$$y(t) = A \cos(\omega t - \theta) \dots \dots \dots (3)$$

ここで A は煙突の真の振幅、 θ は起振機に対する位

相角、 ω は起振機の円振動数である。

$x(t)$ と $z(t)$ の相互相関関数 $\phi_{xz}(\tau)$ は次のように表わされる。

$$\begin{aligned} \phi_{xz}(\tau) &= \frac{1}{T} \int_0^T x(t) z(t+\tau) dt \\ &= \frac{A}{2} \cos(\omega\tau - \theta) + \phi_{xn}(\tau) \end{aligned} \quad (4)$$

ここで T は観測時間、 τ は (4) 式を計算するとき用いる同期信号に対する応答信号の遅延時間である。

(4) 式の右辺の結果を示すと図-3.3 のようになる。この波形は計測車の中にある電磁オシログラフから直接得られ、測定すべき煙突の振幅 A 、起振機に対する構造物の位相角 θ が求められる。

なお、(4) 式の右辺第 2 項 $\phi_{xn}(\tau)$ は雑振動による誤差項で、これは観測時間 T を長くとると、統計的に第 1 項に比し十分小さくなり 0 とみなせ、図-3.3 には現われにくい。

実際の煙突の振動実験に際しては、起振機の回転数を徐々に変えて各振動数で上述したように振幅、位相差を

写真-3.1 MIK 振動計測車

図—3.4 起振機の周波数特性

求めれば、煙突の共振周期とモード、共振曲線、位相曲線等が得られ、さらに共振曲線より減衰定数を求めることができる。

なお、MIK システムと共に用いた起振機は B CS-AS 型で、その周波数特性は図—3.4 に示すとおりである。

一般に煙突が 80m 位の高さの場合その 1 次周期は約 2 秒であるから、起振機では煙突底部で最大 0.7 ton の加力しかできないので、先にものべたようにむしろ人力ロープ加振による方法の方が有効である。しかし、2~5 次位までの周期の測定には 1~3 ton の大きな加振力が得られ、MIK システムを併用した起振機による方法が有効になってくる。

4. 実験結果

4.1 固有周期および固有モード

(1) 固有周期

MIK システムを用いた B, D, E の三煙突の場合は 4~5 次までの固有周期と固有モードを明確に測定できた。

表—4.1 に実験煙突の各次固有周期を、図—4.1, 図—4.2 にそれぞれ直接基礎煙突 A, B, 杭基礎の煙突 C, D, E の各次固有モードおよび位相差を示す。なお、図中点線はロッキング成分であり θ は基礎の剛体回転角である。

1 次周期はロープによって求めたものであるから自由振動の固有モードと称しても良いが、2 次

図—4.1 直接基礎煙突の固有モードおよび位相差

3 次周期は起振機によるものであるから厳密には共振周期、共振モードと名付けるべきである。しかし煙突のように各次周期がある程度離れていれば各次モードの相互干渉は少なく共振モードを固有モードと称しても良いと考えられる。

(2) 高次の固有周期比

各実験の 1 次周期を 1 として高次の周期比を示すと表—4.2 のようになる。

図—4.2 杭基礎煙突の固有モードおよび位相差

これをみると各次の周期比は直接、杭基礎にかかわらずほぼ等しいことが分かる。

この原因はすべての煙突が同一設計者によって形状が決定されていることと、杭基礎であっても微小振動なら直接基礎に近い剛性を保有しているためと考えられる。

(3) 各次モードの節の位置

頂部の高さを1としたとき各煙突の2次、3次の節（ノード）の位置を示すと表—4.3 のようになり、各煙突ともほぼ類似の傾向を示している。

(4) 各次モードのスウェイ成分

頂部の全体変位を1としたときの基礎のスウェイ成分を表—4.4 に示す。これをみると、各煙突ともスウェイの成分はいちじるしく小さく特に1次はほとんど0である。

(5) 各次モードのロッキング成分

頂部の全体変位を1としたときの基礎のロッキング成分を表—4.5 に示す。これをみるとスウェイに比べてロッキング振動が全体変形にかなりの影響を及ぼしていることが分かる。1次のロッキング量は直接基礎、杭基礎とも大差なく約10%である。

4.2 減衰定数および位相差

表—4.1 実験煙突の固有周期

基礎形式	煙突名	高さ	1次	2次	3次	4次	5次
直接基礎	A	90m	1.65sec	0.40			
	B	80	1.73sec	0.42	0.18	0.09	
杭基礎	C	100	2.02sec	0.47			
	D	120	2.54sec	0.65	0.29	0.16	0.15
	E	130	2.63sec	0.65	0.28	0.15	0.15

表—4.2 実験煙突の周期比

基礎形式	煙突名	1次	2次	3次	4次	5次
直接基礎	A	1	0.24			
	B	1	0.24	0.10	0.05	
杭基礎	C	1	0.23			
	D	1	0.25	0.11	0.06	0.06
	E	1	0.25	0.10	0.06	0.06

表—4.3 実験煙突の節（ノード）の位置

基礎形式	煙突名	2次		3次
		h_A/H		h_B/H
直接基礎	A				
	B		0.79	0.51	0.88
杭基礎	C				
	D		0.75	0.47	0.87
	E		0.78	0.51	0.89

実験煙突の各次減衰定数を表4.6に示す。MIK システムで行なった B, D, E の三煙突については各次数ごとに各点の位相角が分っているので、図—4.1~4.2 の固有モードの右側に示しておく。

(1) 減衰定数

表—4.6 をみても分かるように、各煙突の減衰定数は高次になってもそれほど大きくなっていない。すなわち内部減衰理論では説明できないことを指摘している。逆に言えば、非常に複雑な諸々の減衰要因が混在しており解析的には各次別減衰理論で処理することがより良いと考えられる。

(2) 位相差

各煙突の各次位相差については、図—4.1~4.2 をみてほぼ類似の傾向を示していることが分かる。

一般に非減衰、または内部減衰に基づく自由振動解析によると、頂部に対して2次モードの腹（ループ）は180°、3次モードの上部の腹（ループ）は180°、下部の腹（ループ）は360°の位相差を示すが、例えばB煙突の2次、3次、E煙突の3次の強制振動実験値による位相差はかなりの相異を示していることが分かる。

5. 実験のシミュレーション解析

5.1 シミュレーション解析の方法

ここでは4で示した振動実験のうち、MIK システムによって比較的高次まで実験値が得られたD煙突を取りあげそのシミュレーション解析を示す。

表—4.4 実験煙突のスウェイ成分

基礎形式	煙突名	1次	2次	3次
直接基礎	A	0		
	B	0	0.02	0.06
杭基礎	C	0		
	D	0.02	0.03	0.05
	E	0	0.03	0.04

表—4.5 実験煙突のロッキング成分

基礎形式	煙突名	1次	2次	3次
直接基礎	A	0.10		
	B	0.10	0.40	0.60
杭基礎	C	0.13		
	D	0.10	0.47	1.10
	E	0.07	0.17	0.50

表—4.6 実験煙突の減衰定数

基礎形式	煙突名	高さ	1次	2次	3次	4次	5次
直接基礎	A	90m	1.70%				
	B	80	0.62%	0.84	1.30	1.50	
杭基礎	C	100	0.65%				
	D	120	0.80%	0.70	2.00		3.00
	E	130	0.70%	1.10	1.80

図-5.2 シミュレーション解析のフローダイアグラム

図-5.1 D煙突振動モデル

その方法の概略を示すと図-5.2 のフローダイアグラムのようになる。まず、同煙突の振動モデルを図-5.1 に示すような 12 質点弾性系として作る。筒身と基礎の重量は図-5.1 に示すとおりであり、筒身の剛性は変断面面材とし、ライニングの剛性は無視する。減衰に関してはその値が

無視できるほど小さいと考え、非減衰自由振動解析に基づいてシミュレーション解析を行なう。解析を始めるに当たって振動モデルの入力データすなわち筒身のヤング率 E 、基礎のロッキングバネ K_θ 、スウェイバネ K_s 、地盤の有効回転慣性 J_s 、有効質量 W_s が必要となるが、これらは最初は未知量であるため工学的判断によって決める。そして第 1 回目の解析を行なうことによって固有周期、固有モード、ロッキング量等が得られるのでその都度実験結果と比較し、解析結果が合致するまで入力データを修正し計算を繰り返す。

5.2 シミュレーション解析の結果

図-5.2 のフローダイアグラムに従って用いた未知数 E 、 K_θ 、 K_s 、 J_s 、 W_s の組合せと、それによる解析固有周期 T_1 、 T_2 、 T_3 、1 次固有モードのロッキング率、3 次固有モードのスウェイ率を表-5.1 に示す。その結果、実験値と最も良く合致するのは次の組合せであることが判明した。

筒身のヤング率	$E=290 \text{ t/cm}^2$
基礎のロッキングバネ	$K_\theta=4 \times 10^9 \text{ t} \cdot \text{cm/rad}$
基礎のスウェイバネ	$K_s=1.5 \times 10^5 \text{ t/cm}$
地盤の有効回転慣性	$J_s=3 \times (\text{基礎の回転慣性})$
地盤の有効質量	$W_s=3 \times (\text{基礎の質量})$

さらにこのデータの組み合わせによる 1 次～3 次までの固有モードについても検討してみると図-5.3 に示すようになり、実験値とほとんど一致していることが分かる。

以上の解析から判明したことを要約すると次のようになる。

(1) 筒身のヤング率

1 次、2 次固有周期は弾性変形が卓越しており筒身のヤング率によって影響を受ける。設計に用いるヤング率 210 t/cm^2 と比較して実験値は 40% 増しとなっている。これは実験が微少振動で行なわれたため、剛性の初期勾配によるものである。

(2) ロッキングバネ

頂部の全体変形に対する実験 1 次モードのロッキング量は 9.3% であり、これは基礎のロッキングバネ K_θ の影響が大きい。例えば $K_\theta=5.5 \times 10^9 \text{ t} \cdot \text{cm/rad}$ の場合 7% であるが、 $K_\theta=4 \times 10^9 \text{ t} \cdot \text{cm/rad}$ の場合は 9.6% となり実験値に近くなって来る。これを杭頭荷重 p 、杭先荷重 $p/2$ (中間直線分布) および杭先地盤固定と仮定して求めた回転バネ $4 \times 10^9 \text{ t} \cdot \text{cm/rad}$ と比較すると実験による回転バネは 15% 柔らかい。すなわち実際は杭先端地

表-5.1 シミュレーション解析に用いたデータと結果

E	K_θ	K_s	J_s の倍率	W_s の倍率	T_1	T_2	T_3	1 次 ロッキング率	3 次 スウェイ率
280	4.2×10^9	3.5×10^4	3	3	2.58	0.63	0.27	9.1	1
280	5.5	3.5	3	3	2.54	0.62	0.26	7.0	1
290	4.0	7.0	3	3	2.55	0.63	0.33	9.6	55
290	4.0	15	1	1	2.54	0.62	0.26	9.6	2.5
290	4.0	15	3	3	2.54	0.63	0.27	9.6	4
290	4.0	35	3	3	2.54	0.63	0.27	9.6	1
300	4.5	3.5	3	3	2.49	0.61	0.26	9.1	1
300	5.5	3.5	3	3	2.47	0.60	0.25	7.6	1
実験値					2.54	0.65	0.29	9.3	5

図-5.3 固有モードに関する実験値と解析値の比較

盤の影響や計算仮定に若干問題があるものと思われる。

(3) 地盤の有効回転慣性

表—4.5 をみても分かるとおりロッキング回転角の大きい3次モードは K_θ の影響も受けるが、この他に地盤の有効回転慣性によっても微妙に影響されている。すなわち基礎の回転慣性の3倍をとると表—5.1 のように実験周期に合致してくる。

(4) スウェイバネ

スウェイに関しては表—4.4 をみても分るとおり2次周期までその影響はない。そこで比較的影響の大きい3次モードを基本にしてスウェイバネを評価した。すなわちシミュレーション解析の第1ステップで用いた Zusse-Levinton の式から求めた $7,040 \text{ t/cm}$ のスウェイバネを用いると3次モードで頂部変位に対して55% もスウェイが生じ、実験値の5%に比較して柔らかすぎ、結局その2倍ぐらいをとると良く合致することが分かった。このような相異の原因は周辺地盤の剛性評価の困難さによるものである。

(5) 地盤の有効質量

表—5.1 のように $E=290 \text{ t/cm}^2$, $K_\theta=4.0 \times 10^9 \text{ t} \cdot \text{cm/rad}$, $K_s=3.5 \times 10^4 \text{ t/cm}$ を共通として有効質量倍率が1と3の両ケースについて比較すると固有周期、1次のロッキング率はほとんど一致する。しかし3次モードの頂部変位に対するスウェイ率が倍率1のとき2.5%、倍率3のとき4%となり、後者の方が実験値5%に近似してくる。従って有効質量も有効回転慣性と同じように基礎質量の3倍とすることが妥当と考えられる。

6. 結 語

筆者等は数本の実物煙突の振動実験とシミュレーション解析を行なうことによって数々のデータを把握することができた。以下にその要点を列記する。

- (1) 人力ロープ加振による方法は1次周期測定に、MIK システムによる方法は2次以上の周期測定に良いことが判明した。しかし起振機の周波数特性から4次周期位までの測定が限界である。

なお、常時微動測定は、誤差も多く実用的でない。

- (2) D煙突の場合、筒身のヤング率は設計値 210 t/cm^2 に比べて40%増しとなっている。

一般に振動実験から求まるRC煙突のコンクリートヤング率はほぼ40~50%増しで歪-応力曲線の初期勾配を示している。

- (3) 実験煙突の各次周期比は直接、杭基礎にかかわ

らず、ほぼ同じで1次:2次:3次 $\approx 1:0.25:0.10$ である。

- (4) 実験煙突のスウェイ成分は直接、杭基礎にかかわらず、いちじるしく小さく、頂部の変形を1とすると1次はほとんど0、2次は0.02~0.03、3次は0.04~0.06である。

D煙突のスウェイバネは Zusse-Levinton の式より求めた値の約2倍となっている。スウェイバネの算定に当っては周辺地盤の剛性評価が特に重要である。

- (5) 実験煙突の頂部変位のロッキング成分比は直接杭基礎にかかわらず1次が約0.10である。2次、3次ではかなり大きな比率を占めるが規則的な傾向は把握しにくい。

D煙突のロッキングバネは計算値とほぼ良い一致を示しているが、杭先端地盤の影響を考慮すればさらに良い一致が期待できよう。

- (6) 実験煙突の減衰定数は直接、杭基礎とも高次になってもそれほど大きくならず、各次1~2%である。すなわち、内部減衰的な傾向を示していない。

なお、煙突各部の相対的な位相関係については諸々の減衰要因によって非減衰自由振動のような特性を示していない。

- (7) 実験煙突の節(ノード)位置は直接、杭基礎にかかわらず、ほぼ同じで全高さの比でみると2次の節は約0.8、3次の第1節は約0.5、第2節は約0.9を示している。

- (8) D煙突の場合、地盤の有効質量、有効回転慣性はほぼ基礎自体の3倍である。しかし一般にこれらは1次、2次振動には問題とならず、高次振動に若干の影響を与えるのみである。

参 考 文 献

- 1) 武藤 清, 太田外気晴, 内田一義他:「RC造煙突の振動測定と一考察」日本建築学会関東支部, 第38回学術研究発表会, 昭和42年。
- 2) 武藤 清, 内田一義, 三浦義勝他「RC造煙突の振動測定」日本建築学会大会梗概集(北海道), 昭和44年8月。
- 3) 武藤 清, 太田外気晴, 内田一義他「RC煙突の振動実験」日本建築学会大会梗概集(九州), 昭和47年10月。
- 4) 磯部 孝編「相関函数およびスペクトル」p.13(I-1), 東京大学出版会。
- 5) 武藤 清, 石井 泰, 太田外気晴, 足立憲彦:「関連技術を利用した振動実験法」第3回日本地震工学シンポジウム, 昭和45年11月。

TRANSACTIONS OF THE ARCHITECTURAL INSTITUTE OF JAPAN

June 1973

Number 208

SYNOPSIS

U.D.C. 620.178.5 : 697.8

VIBRATION TESTS OF TALL REINFORCED CONCRETE CHIMNEYS

by **KIYOSHI MUTO**, Professor Emeritus of Tokyo University,
Executive President of Muto Institute of Structural Mechanics,
Inc. **KAZUYOSHI UCHIDA** and **TOKIHARU OHTA**, Research
Engineer of Kajima Institute of Construction Technology
Members of A.I.J.

This paper describes both vibration tests and a simulation analysis of tall reinforced concrete chimneys designed on the basis of the dynamic earthquake resistant design.

Tested are five chimneys which are 80, 90, 100, 120 and 130 meters in height. Regarding their foundations, two of them stand directly on the ground, while three of them are supported by piles.

The tests were conducted by using a rope and the MIK system. Namely, the first mode of each chimney was measured by a few people pulling a rope connected at the top of chimney. Other modes from the second to the fourth or fifth order were measured by means of the MIK system.

Thus, such vibration characteristics as natural periods, natural modes, damping factors, and phase differences were derived from the test results. Furthermore, Young's modulus of reinforced concrete, swaying and rocking spring constants of foundation, and soil effective mass were obtained through the simulation analysis with respect to one of the chimneys.

The main conclusions derived from the tests and analysis are as follows :

- (1) The tested Young's modulus of reinforced concrete is around 1.4 times of the design value 210 t/cm².
- (2) For each chimney, the swaying movement at the foundation is hardly seen, but the rocking movement is found to be 10% of the total displacement at the top of chimney.
- (3) Even in higher modes, the damping factors of each chimney do not increase, but are 1~2% in all modes.
- (4) The soil effective mass is computed to be 3 times of the mass of base mat.

U.D.C. 624.014.2.071.2 : 624.041.62

NUMERICAL ANALYSIS OF LATERAL BUCKLING STRENGTH OF H-SHAPED STEEL BEAMS SUBJECTED TO END MOMENTS AND UNIFORMLY DISTRIBUTED LOAD

by **Dr. MINORU WAKABAYASHI**, Prof. of Kyoto Univ. and
TAKESHI NAKAMURA, Assistant of Kyoto Univ., Members
of A.I.J.

It is reasonable to design H-shaped steel beams in consideration of lateral buckling behavior. In this report, it is performed to calculate numerically the elastic lateral buckling strength of simply supported H-shaped steel beams subjected to end moments and uniformly distributed load, by means of finite difference method. Analyses are composed of two parts. The one is for non-restraint beams and the other is for the beams of which lateral deflections along their upper flanges are perfectly prevented taking the effect of the slab into consideration. In the case of the non-restraint beams, lateral buckling strength is very much affected by their section properties. When uniformly distributed load does not exist, a value for modification factor for lateral buckling load is obtained which is similar to the results obtained by other researchers. In the case of the restraint beams, design formula is proposed for JIS type H-shaped beams.