

高層建物の振動特性

第一生命大井町ビル
日本不動産銀行本店ビル
日産自動車ビル
日立エレベーター研究塔

山原 浩
市之瀬 絢一
広瀬 道孝
渡辺 弘之

序

高さ制限に関する建築法規の改正によって、わが国にもいわゆる超高層建築と呼ばれる高層建物が、つぎつぎに建てられるようになった。今日すでに全国に20を越える超高層ビルが誕生している。

このレポートは、主として当社の施工による高層建物について行なった振動実験結果を集約したものである。

§ 1. 第一生命大井町ビル

同ビルは地下2階、地上18階、塔層1階建の鉄骨鉄筋コンクリート造で、神奈川県大井町に竹中工務店との共同施工によって建設されたものである。

同ビルについては、施工段階における建物の振動特性の推移を調べる目的で、次の3段階で実験を行なった。

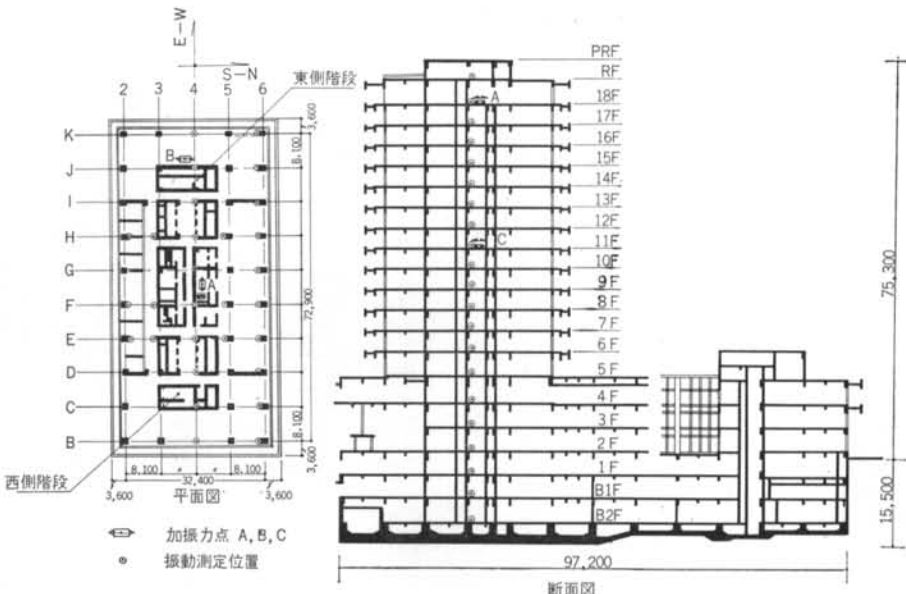
第1回 鉄骨建方完了時 昭和40年12月
第2回 コンクリート打設完了後 昭和41年11月
第3回 竣工時 昭和42年9月
第1回の実験は、鉄骨の建方および接合ボルトの本締めが完了し、低層部（5階床まで）のコンクリート打設が終了した状態で行なった。

第2回の実験は、最上部のコンクリート打設が終り、25日の養生期間を経てから行なった。実験当時仕上げは内外装ともほとんど未着手で、同ビルの構造躯体だけの特性を示す状態にあるとみられる。

第3回の実験は、内外装の仕上げ工事および設備工事もほとんど終わった時点で、同ビルのほぼ完成状態にあるとみられる。

1.1 振動数—振幅特性および固有振動数

実験は2台の起振機を18階床の上に設置し、S—N, E—Wおよび振りの3種のモードについて行なった。それ



図一1 建物の概要と加振力点および測定位置

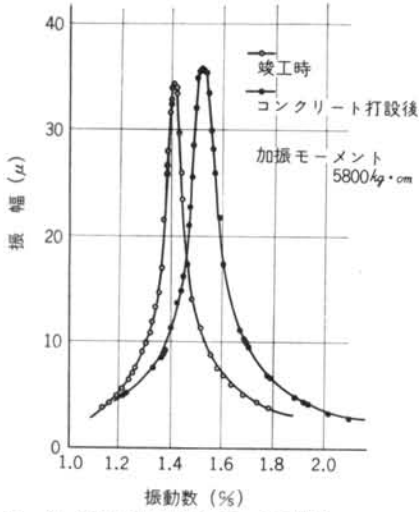


図-2 共振曲線の比較 (S-N 1次)

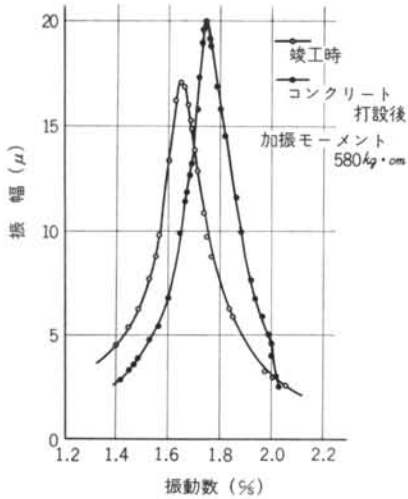


図-3 共振曲線の比較 (E-W 1次)

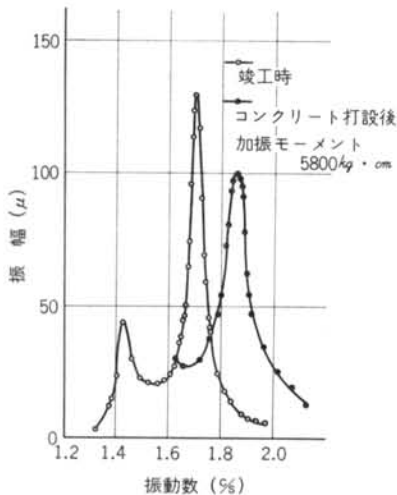


図-4 共振曲線の比較 (振り1次)

ぞれのモードにおける1次の共振曲線を、第2回および第3回の実験結果を比較して図-2、図-3および図-4に示した。第1回の実験は起振機の回転精度が悪く、共振曲線を充分追跡することができなかつたので割愛した。

いずれも減衰が極めて小さいので、測定された共振時の振動数を建物の固有振動数とみなすことができる。

各施工段階における固有振動数の推移を示すと表-1のようになる。

振動モード	鉄骨のみ	コンクリート打設後 (1)	竣工時 (2)	同 比 (2)/(1)
S-N 1次	1.27 (c/s)	1.52 (c/s)	1.41 (c/s)	0.93
E-W 1次	1.38	1.76	1.67	0.95
振り 1次	1.43	1.87	1.70	0.90
S-N 2次	4.28	4.80	4.63	0.96
E-W 2次	4.80	5.36	5.08	0.95
振り 2次	...	4.85	4.70	0.97

表-1 固有振動数の推移

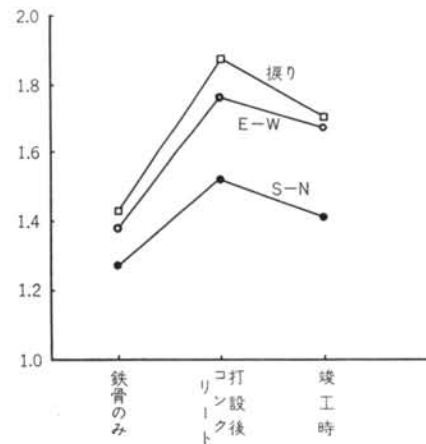


図-5 固有振動数の推移



写真-1 第一生命大井町ビル

図-5は1次の固有振動数の変化を図で示したものである。

固有振動数はいずれのモードについても、コンクリートの打設によって大幅に高くなり、仕上げ工事の進行によってやや低くなっている。

すなわち大雑把に言えば、内外装の仕上げ部材による重量の増加の割合の方が、それらによる剛性の増加の割合より大きいことになる。とくに重量の増加は、外装石張り、スチールサッシュおよびガラスなど、建物の周囲に多いため、振り振動の場合が最も影響を受け、約10%振動数は低くなっている。仕上げ工事の中には、柱や壁のモルタル仕上げや石張りあるいはタイル張りのように、明らかに剛性を増やす要素も少なくないが、やはり重量の増加には追いつけなかったといえる。

1.2 減衰常数

減衰常数はつぎの2方法で読取ることとした。

Method 1.

各共振曲線から、共振振動数を f_n 、最大振幅を X_{max} としたとき、 $X_{max}/\sqrt{2}$ で区切った部分の幅を Δf とすると

$$h = \Delta f / 2f_n \quad (1)$$

Method 2.

起振機の急停止による自由振動波形から減衰比 v を求め、次式より減衰常数を算出する。

$$h = \frac{\log_e v}{\sqrt{\pi^2 + (\log_e v)^2}} \quad (2)$$

以上の2方法によって建物竣工時の減衰常数を求めると次表のようになる。

振動モード	Method 1.	Method 2.	平均
S-N 1次	0.021	0.021	0.021
E-W 1次	0.042	0.042	0.042
振り 1次	0.014	0.013	0.013
S-N 2次	0.059	0.059
E-W 2次	0.067	0.067
振り 2次	0.050	0.050

表-2 建物竣工時の減衰常数

同表より2つの方法による算定値が、きわめて良く一致していることがわかる。これは、起振機の回転性能がきわめて高く、共振曲線を正確に追跡している証拠である。

参考までに自由振動波形の記録例を図-6に示した。

さて第2回と第3回の実験時における減衰常数の推移を示すと表-3のようになる。

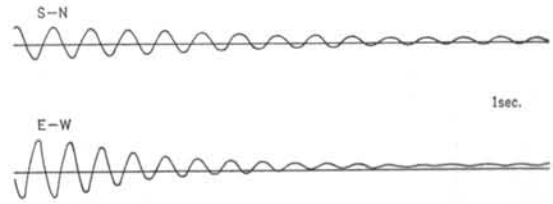


図-6 自由振動の減衰波形記録例

振動モード	コンクリート打設後 (1)	竣工時 (2)	同 比 (2)/(1)
S-N 1次	0.030	0.021	0.70
E-W 1次	0.035	0.042	1.20
振り 1次	0.019	0.013	0.69
S-N 2次	0.097*	0.059
E-W 2次	0.052	0.067	1.29
振り 2次	0.054	0.050	0.93

* 振り2次の共振振動数に近く、共振曲線を分離することができず、実際よりかなり大きな値として読取られている。

表-3 減衰常数の推移

以上の結果から、減衰常数は仕上げ工事の進行によって、増加するとも減少するとも一概にいうことはできない。1次の場合を見ても、S-Nは30%減少し、E-Wは逆に20%大きくなっている。振りは31%減少している。

減衰常数の定義

$$h = C / 2\sqrt{MK}, \quad h = C\phi / \sqrt{IK\phi} \quad (3)$$

から考えると、S-Nおよび振りの場合はC(またはCφ)の増加以上にMK(またはIKφ)が著しく大きくなり、E-Wの場合はCの増加がMKの増加を上回ったといえる。実際にCの増加として、外壁の石張り、サッシュ、ガラス等の変形による摩擦が考えられる。同建物がE-W方向に細長いため、E-W方向の振動に対して上記の摩擦面積が大きく、その影響を大きく受けたとも考えられる。

1.3 振動モード

1次の共振時における振動モードを、コンクリート打設後と竣工時とを比較して図-7に示した。

建物の基礎盤に相当する地下2階床上の応答は、最上階の変位に対し4%(S-N)および6%(E-W)もあった。

図-8は竣工時の2次の振動モードを示したものである。高次モードでは、基礎の応答はさらに大きくなっている。

図-9は振り振動における共振時の水平モードを示したものである。

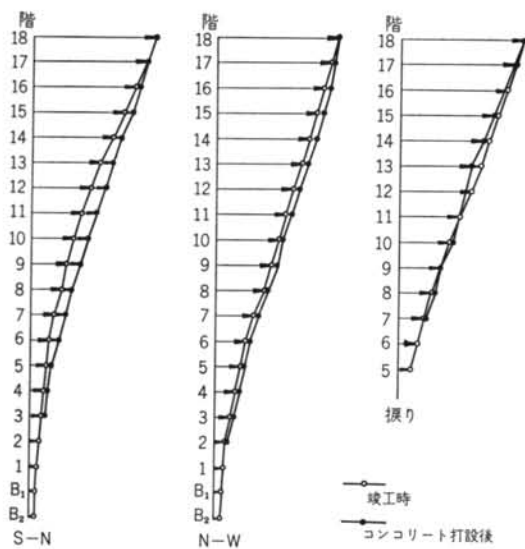


図-7 1次振動モードの比較

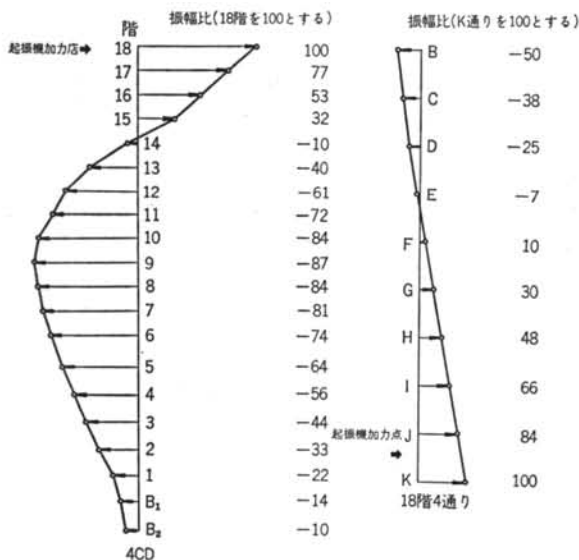


図-8 E-W 2次共振における振動モード

図-9 振り1次共振における水平振動モード

1.4 ロッキングについて

実験計画の当初、建物の低層部が高層部に比べて大きな揺らぎをもち、低層部における固定度も高く、ロッキングは手持ちの計器感度では測定されないと思いついでいた。しかし試しに測って見たところ、意外にも剛体運動の占める割合が大きいのを発見した。

図-10はS-N 1次共振時における18階および5階床の上下動振幅比分布を示したものである。同図から同建物は図-11に示すようなモードになっていることがわかる。

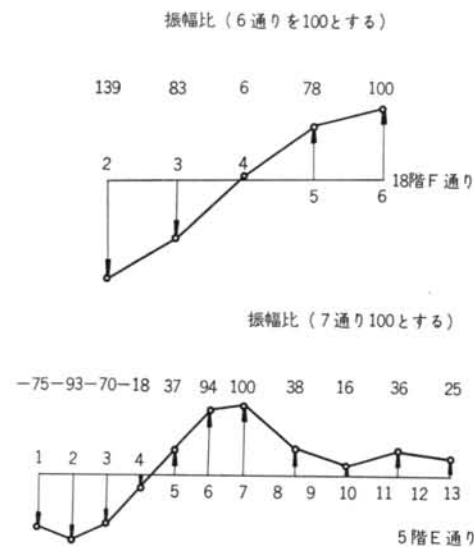


図-10 S-N 1次共振における上下動振幅比分布

図-12はE-W方向について18階と1階床の上下動振幅比分布を示したものである。

これらの結果から、低層部のはね出し部はロッキングに対し充分剛になっていないこと

また以上の結果を使って、建物の最上階における応答を、弾性変形、ロッキングおよびスウェイイングの3種のモードに分類すると次表のようになる。

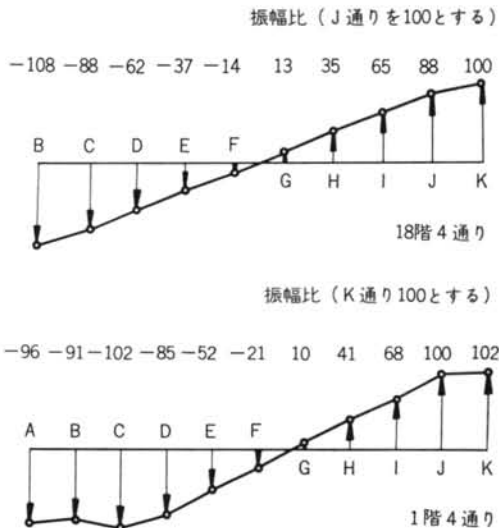


図-12 E-W 1次共振における上下動振幅比分布

振動モード	弾性変形	ロッキング	スウェイイング
S - N	67%	29%	4%
E - W	76%	19%	5%

表-4 最上階における応答の分類

1.5 常時微動

18階床上で記録された常時微動の波形から、自己相関関数を求めると図-13のようになる。さらにパワースペクトルを計算すると図-14のようになる。

パワースペクトルから最大値を与える周期を読取ると

$$S-N \quad 0.68 \text{ sec. (1.47 c/s)}$$

$$E-W \quad 0.58 \text{ sec. (1.72 c/s)}$$

となる。強制振動による同建物の固有振動数と比較すると、いずれも3~4%高くなっている。

一方、図-13に示す自己相関関数から減衰常数を求め

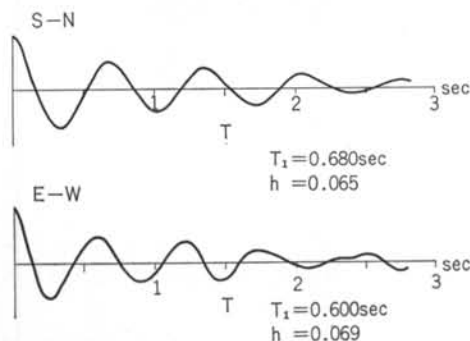


図-13 常時微動の自己相関関数

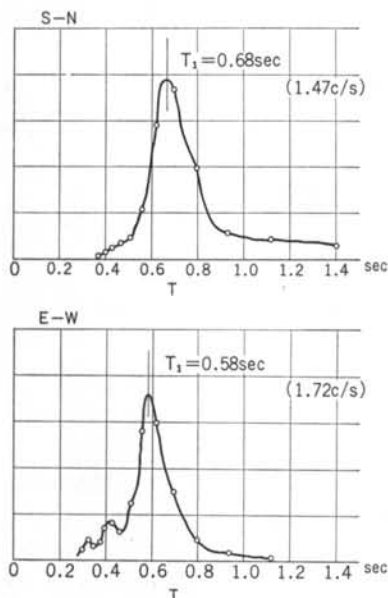


図-14 常時微動のパワースペクトル

ると

$$S-N \quad h=0.065$$

$$E-W \quad h=0.069$$

となり、実際の値よりかなり大きい。

この理由は、常時微動においては幾多の振動モードによる波形が合成されるためである。同建物程度の規模では、常時微動に高次のモードはほとんど現われない。最も多い頻度で現われるのはS-N、E-Wそれに振りの1次の成分である。とくに振り動の減衰が小さいため、常時微動では最も大きな成分を占めている。もし2台のピックアップを使い振りの成分を相殺し、曲げの1成分だけを取出すことにすれば、常時微動の周波数分析によって得られる固有振動数や減衰常数は、実際の値にかなり良く合致するのではなかろうか。

このように、常時微動を利用した建物の振動試験には、とくに入念な注意が必要であることがわかる。

§ 2. 日本不動産銀行本店ビル

同建物は地下4階、地上14階、塔屋1階建の鉄骨鉄筋コンクリート造で、東京都九段坂下に建設されたものである。

同建物については、次に示す2回の施工段階で実験を行なった。

第1回 コンクリート打設完了後 昭和42年2月

第2回 竣工時 昭和42年8月

第1回の実験は、最上階のコンクリート打設完了後約30日の養生期間を経てから行なった。実験当時仕上げ工事はほとんど未着手で、ほぼ構造躯体による特性を示すものとみられる。

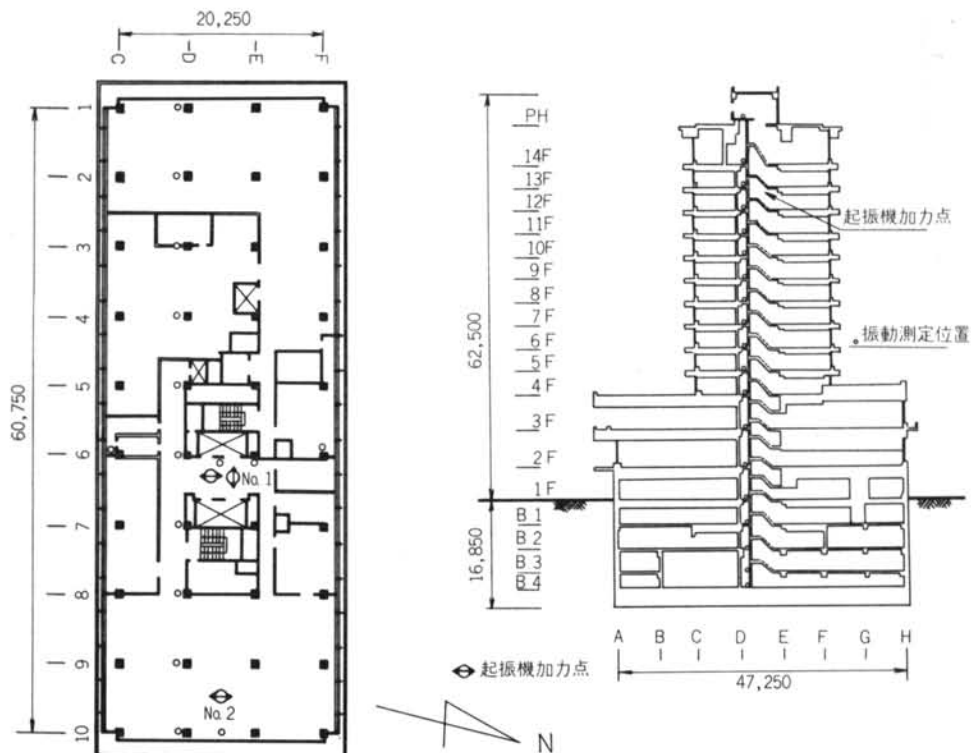
第2回の実験は、内外装の仕上げ工事もほとんど完了し、構造的にはほぼ完成時と同等の条件にある時点で行なった。

2.1 振動数—振幅特性および固有振動数

実験は、S-N、E-Wおよび振りの3種のモードについて行なった。それぞれのモードにおける1次の共振曲線を、第1回および第2回の実験結果を比較して図-16、図-17および図-18に示した。

減衰がきわめて小さいので、測定された共振時の振動数を同建物の固有振動数とみなし、2回の実験結果を比較すると表-5のようになる。

すなわち、建物の完成によって、S-N 1次の固有振動数が約4%、振り1次が約2%小さくなり、E-W 1



図一15 建物の概要と加振力点および測定位置

振動モード	コンクリート打設後 (1)	竣工時 (2)	同 (2)/(1) 比
S-N 1次	1.40 (c/s)	1.35 (c/s)	0.96
E-W 1次	1.72	1.74	1.01
振り 1次	1.50	1.47	0.98
S-N 2次	3.85	3.80	0.99
E-W 2次	4.75	4.76	1.00

表一5 固有振動数の推移

次は反対に約1%大きくなっている。

本実験における振動数の測定精度は0.5%以下であるから、上記の差はいずれも明らかに有意である。

仕上げその他様々な設備工事によって、建物の重量はかなり増えるが、その割合に建物の剛性が増える要素が少ないので、一般には固有振動数はやや低下すると考えられている。

前章の第一生命大井町ビルでは、コンクリート打設後の工事の進行によって、すべてのモードとも例外なく固有振動数は低下している。

同建物の場合は、S-Nおよび振りに関しては、固有振動数の低下が認められるが、E-Wに関しては反対に大きくなっている。

同建物は外壁にアルミ製のダイキャスト版を使用し、またサッシもアルミ製のものを使用している。そのため建物外周部の重量の増加は、石張りまたはタイル張りに鋼製のサッシを用いた場合に比べれば、はるかに小さい。

しかし、仕上げ工事に入ってから重量の増加は、相対的に建物の外周部の方が大きいのであるから、振りの場合が最も大きな影響を受けそうである。にもかかわらずS-N方向の固有振動数の低下が最も著しいということは、外周部に取付けた窓わくやガラスの剛性が、振り



写真一2 日本不動産銀行本店ビル

動に関する慣性能率の増加に相応するほどに効いていると考えられる。

とくにE-Wの固有振動数が1%増えていることは、同建物のE-W方向にとくに剛性を増すような構造部材の付加が見当たらないので、やはり外周部の窓わくやガラスの剛性が、かなり効いているとみななければ説明がつかない。

S-N方向であっても当然それらの影響を受けるのであるが、S-N方向は同建物の場合E-W方向に比べて幅がせまくそれだけ窓わく面積が少なく影響も小さい。

またS-N方向の場合、全体の变形に占める曲げやロッキングの成分が大きくなるので、建物自体のせん断剛性の増加による影響を受ける度合いが少なくなる。

また、第1回の実験はコンクリート打設後材令の若い時期に行なったものであり、第2回の実験はそれから6ヵ月余り経過してから行なっている。その間のコンクリートのヤング率の増加も、全般的に重量の増加に比較して固有振動数が低下しない理由に荷担しているのかもしれない。

結局、同建物のようにとくに軽量化に留意して設計された場合には、実験で与えた程度の微小振幅で論ずる限り、窓わくやガラス、内外装仕上げなどの2次の構造部材やコンクリートの材令によるヤング率の増加などが加わって、固有振動数はほとんど低下せず、時には増加する場合もあるといえることができる。

2.2 減衰常数

減衰常数は各共振曲線および自由減衰振動の2つの記録から求め、両者の平均値を減衰常数とした。

起振機の回転数精度が高いため、両者の数値はほとんど一致していた。

2回の実験結果を比較すると表-6のようになる。

振動モード	コンクリート打設後 (1)	竣工時 (2)	同 比 (2)/(1)
S-N1次	0.015	0.013	0.87
E-W1次	0.016	0.019	1.19
振り1次	0.011	0.011	1.00

表-6 減衰常数の推移

このように建物の完成によって、減衰常数はS-N1次ではやや小さく、E-W1次ではやや大きくなり、振り1次に関しては全く変化がなかった。

しかし減衰常数算定の計算精度から見て、同建物の場合減衰常数には有意な変化はなかったと結論される。

直感的には、窓わくやガラスその他様々な間仕切によ

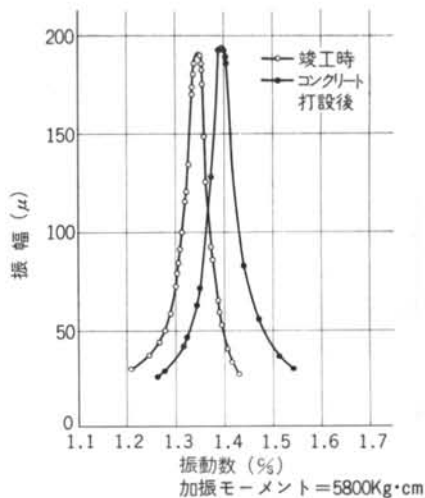


図-16 共振振動数の比較 (S-N1次)

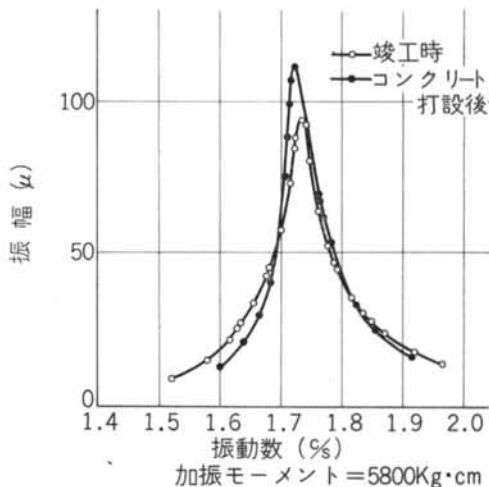


図-17 共振振動数の比較 (E-W1次)

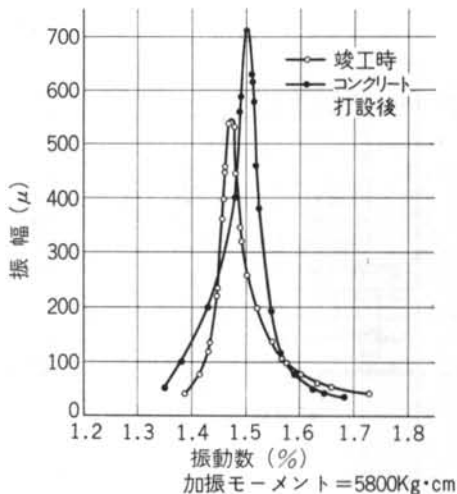


図-18 共振振動数の比較 (振り1次)

る摩擦，諸設備機器の振動によるエネルギーの吸収などがあって，減衰常数は大きくなるのではないかと思われたが，実測ではほとんど変化がないことがわかった。

同建物の場合，減衰常数はすべてのモードについて0.02以下であり，一般に考えられている値よりかなり小さいことがわかった。なかでも振りモードの減衰が小さいことは第一生命大井町ビルとも共通している。このような現象は，振り動の場合には地盤の影響を比較的受けないためか，それともいわゆるコアシステム構造の特徴なのか，今後の資料の蓄積をまって調べてみたい。

2.3 振動モード

図一19に示したように，S-NおよびE-Wの1次共振時の振動モードは，大体連続したきれいなカーブになっている。建物の基礎盤に相当する地下4階床土上の応答は，13階床土上を基準としてそれぞれ2%であった。

また2回の実験における振動モードを比較すると，両者には顕著な差異は認められない。

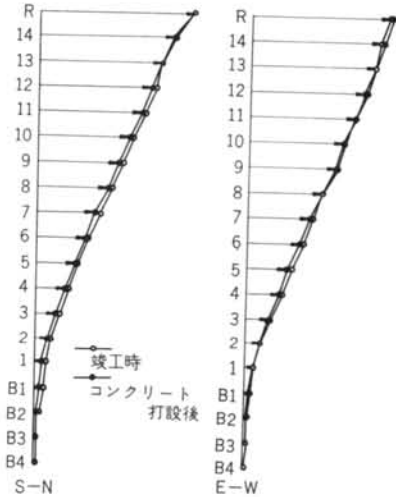
§ 3. 日産自動車ビル

同建物は地下4階，地上16階建の鉄骨鉄筋コンクリート造で，東京都東銀座に建設されたものである。

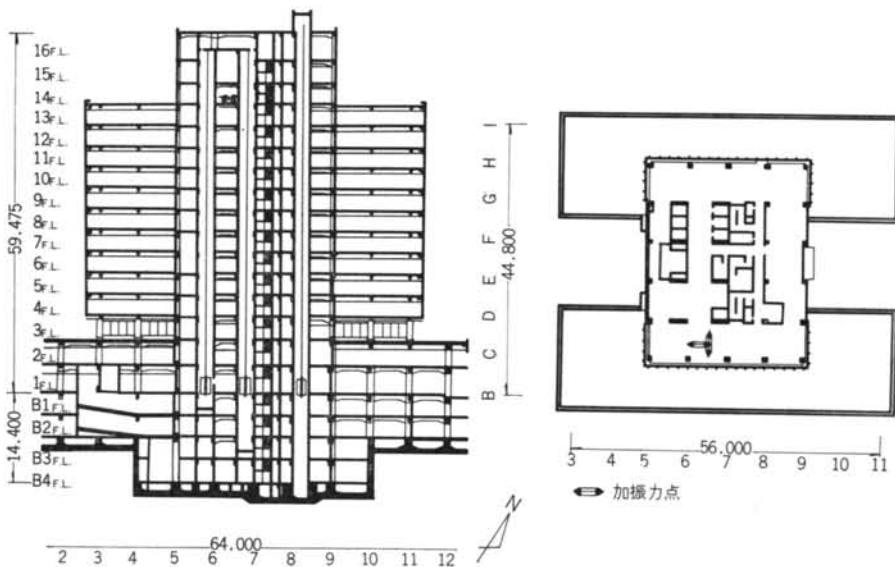
同建物については，ほぼ竣工の時期（昭和42年11月）にだけで実験を行なった。

3.1 振動数—振幅特性および固有振動数

同建物については，本工事の都合上，図一20に示すように建物の重心から偏心した位置に起振機を設置し，1台の起振機で曲げと振りの双方のモードについて強制振動を与えることにした。幸い，双方の固有振動数にかなりの差があったため，双方のモードが混入することは免



図一19 1次振動モードの比較



図一20 建物の概要と加振力点

れた。

図-21はS-N1次, 図-22はE-W1次, 図-23は振り1次の共振曲線を示したものである。

これらの図から共振時の振動数を固有振動数として読取ると次表ようになる。

振動モード	固有振動数
S-N1次	1.54 (c/s)
E-W1次	1.47
振り1次	1.80

表-7 固有振動数

高次の固有振動数は、減衰が大きい上にそれぞれ振りの固有振動数と接近したため、曲げと振りの2つのモードが混入し、両者を分離することができなかった。

同建物は図-20に示すように、H型の断面を有してい

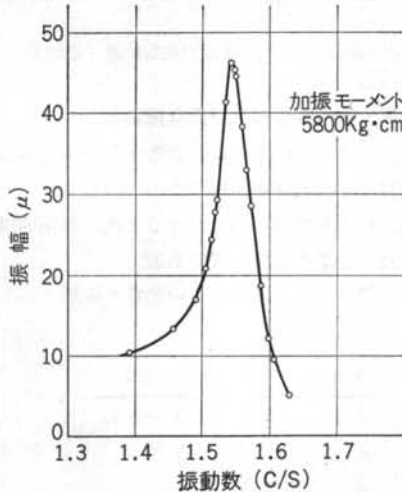


図-21 S-N1次共振曲線

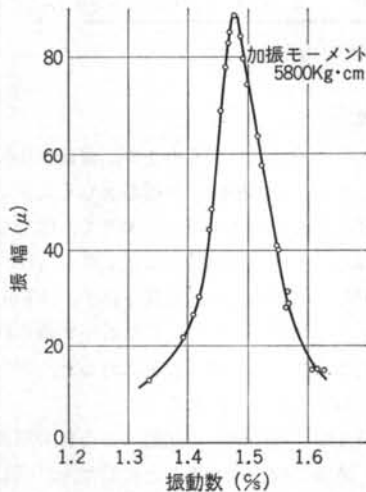


図-22 E-W1次共振曲線

る。そのため矩形断面を有する建物に比べて、振り固有振動数が高くなっているとみられる。

3.2 減衰常数

減衰常数はすべて自由減衰振動の記録から算出し、その結果を表-8に示した。

振動モード	減衰常数
S-N1次	0.015
E-W1次	0.016
振り1次	0.019

表-8 減衰常数

同表よりS-N, E-Wに関してはほぼ同じであるが振りの場合は前記二者に比べて大きいことがわかる。

第一生命大井町ビルまたは日本不動産銀行本店ビルの

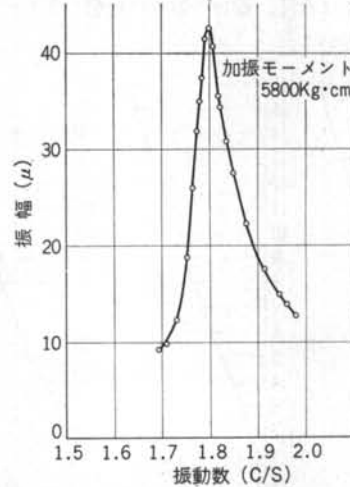


図-23 振り1次共振曲線



写真-3 日産自動車ビル

場合、振りの減衰常数が著しく小さく、それが矩形断面を有するいわゆるコアシステム構造の建物に共通した特徴であった。

同ビルのように振りの固有振動数が高くまた減衰常数も比較的大きいというのは、やはりH型断面を有する建物の一般的特徴であると考えられそうである。

同建物も減衰常数はいずれも0.02以下であり、やはり一般に考えられている値よりかなり小さい。

3.3 振動モード

図-24はS-N, E-Wおよび振りの3種のモードについて、共振時の振幅比分布を示したものである。

すべて連続したなめらかなカーブになっている。建物の最下層に相当する地下4階床上の応答は、14階床を基準として2~3%になっている。やはり厳密には基礎盤で完全固定ではなく、建物の運動に地盤の変形による成分が含まれている。

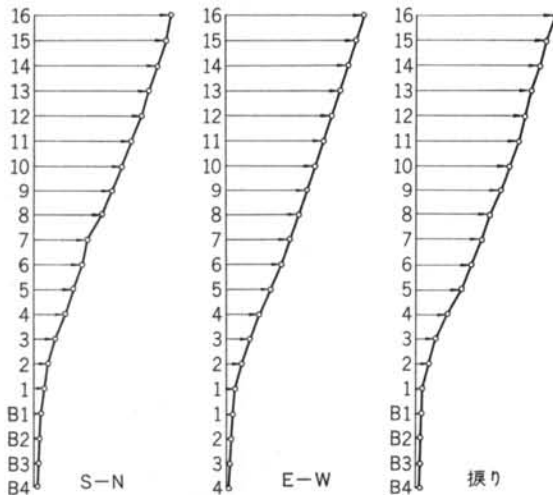


図-24 1次振動モード

§ 4. 日立エレベーター研究塔

同研究塔は一般の建築物とはかなり様相が異なるが、高層建物としての条件を立派に備え、好適な模型的役割りを果している。

同研究塔は地上22階、高さ81m、約8m角の一様な断面を持った細長い鉄骨造の塔で、外壁面はシリカリチートのプレキャスト版を取付けてある。

同塔は日立製作所勝田工場内に建設され、ほぼ完成された時点で昭和41年1月に実験を行なった。

2台の起振機を22階床上に設置し、両機の同期運転に

よって強制振動あるいは自由振動試験を行なった。

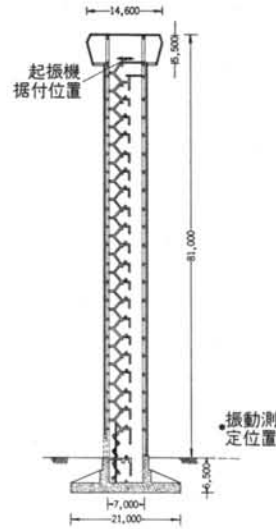


図-25 建物の概要と加振力点および測定位置（立面図）

4.1 振動数—振幅特性および固有振動数

図-26は、曲げの強制振動における1次の共振曲線であり、図-27は2次の共振曲線である。

図-28は、振りの強制振動における1次の共振曲線であり、図-29は2次の共振曲線である。

これらの結果から、同塔の固有振動数を要約すると表-9のようになる。

振動モード	固有振動数
曲げ 1次	0.58 (c/s)
振り 1次	1.33
曲げ 2次	2.61
振り 2次	4.10

表-9 固有振動数

4.2 減衰常数

同研究塔のように減衰性がごく小さく、質量の比較的小さい構造物になると、共振時の振幅が著しく大きくなり、構造物に吸収されるエネルギーが大きくなり、使用したモータの出力容量が不足で回転数が安定しない。¹⁾

そのため共振時に振幅が十分に成長されず、共振曲線を正確に追跡することができない。したがって得られた共振曲線から式(1)を使って減衰常数を求めると、実際よりかなり大きく算定することになる。

そこで本実験では、起振機の急制動による自由減衰振動の波形から、減衰常数を求めたことにした。ただし高次振動に関しては、共振曲線から減衰常数を算定した。

それらの結果を要約すると表-10のようになる。

振動モード	減衰常数
曲げ 1 次	0.0065
捩り 1 次	0.013
曲げ 2 次	0.019
捩り 2 次	0.028

表-10 減衰常数

同表より、一般の建物と比べて減衰常数はかなり小さいことがわかる。

参考までに、Nielsen²⁾が鉄骨造9階建の建物について行なった実験結果では、曲げ1次の減衰常数は0.0050であったと報告されている。

これらの構造物のように純鉄骨造でしかも周期の長い剛性の比較的低い建物では、地盤の変形をほとんど伴な

わず、地下逸散による減衰の影響をほとんど受けない。

したがって構造体自身が持つ減衰特性が大部分を占め、その値は実測値が示すようにきわめて小さいことがわかる。

4.3 振動モード

図-30は曲げ1次および2次の共振時における振動モードを、図-31は捩り1次および2次の共振時の振動モードを示したものである。

これらの図からわかるように、1次のモードにおいては基礎盤の応答はほとんどなく、実際には常時微動と分離できないほど小さかった。これから考えて低振動数における振動は、基礎盤で完全固定の条件に近く、地盤の影響をほとんど受けないことがわかる。

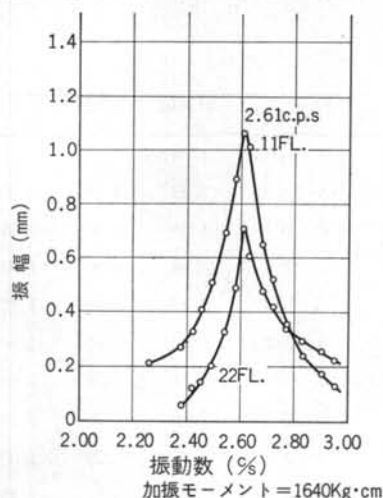


図-26 曲げ1次の共振曲線

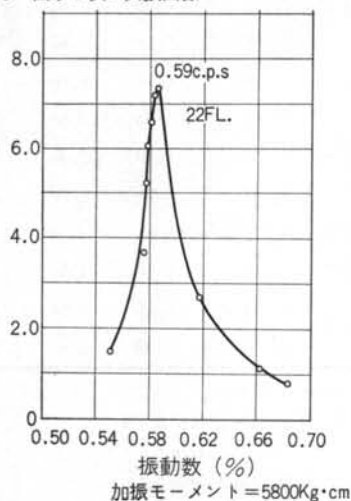


図-27 曲げ2次の共振曲線

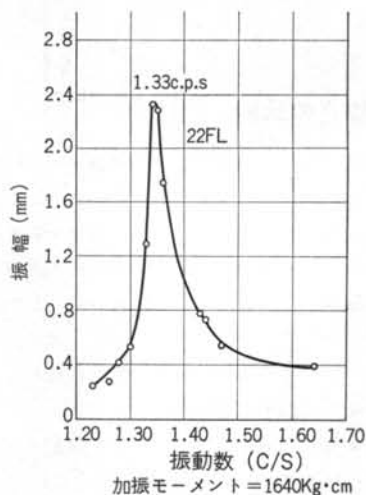


図-28 捩り1次の共振曲線

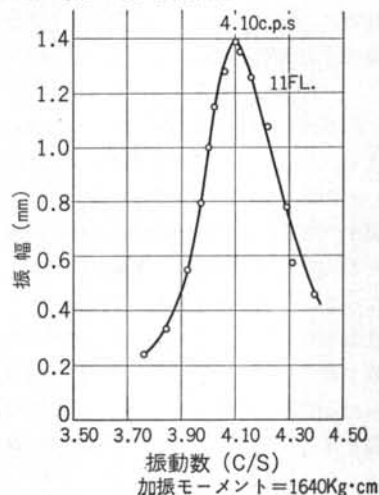


図-29 捩り2次の共振曲線

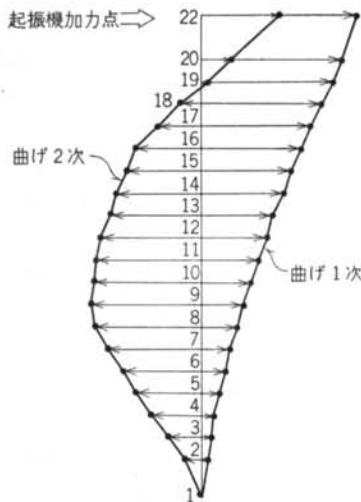


図-30 曲げの振動モード

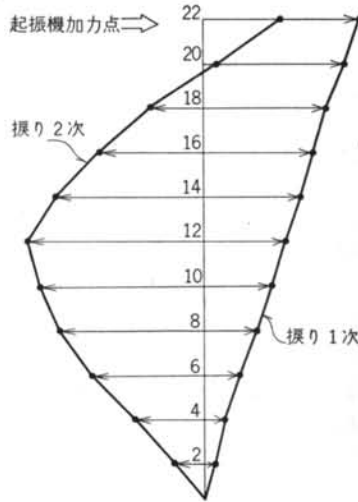


図-31 捩りの振動モード



写真-4 日立エレベーター研究塔

§ 5. 計算値との比較

高層建物の設計に際し、建物を相応の理論モデルに置きかえ幾多の仮定のもとに振動解析が行なわれている。

今日一般に行なわれている方法として、建物を質点系のモデルに置換し、Stodola 法やHolzer 法による固有値計算、過去に記録された地震波による応答計算などが、いわば常套手段になっている。

計算に当たって一般に次のような仮定が設けられる。

- (1) 建物を各階床面に集中させた質点系とする
- (2) 建物は基礎あるいは地表面において完全固定とする
- (3) 建物の剛性は構造体だけについて考える
- (4) 壁のせん断剛性低下率を0.5~1.0とする

実験した各建物について、これらの仮定によって計算された固有振動数を実測値と比較すると表-11のようになっている。

このように、計算値と実測値は一見してかなり違いがあるように思える。しかしこれらの結果から、ただちに計算がおかしいと判断することはできない。

この矛盾の第1の原因は、設計時には最大級の地震を念頭に諸数値を与えているのに対し、実験はきわめて低いレベルで行なっている。なかでも大きな差異を生む要素は、壁の剛性低下率とコンクリートのヤング率の考え方である。実験で考える程度の変形に対しては、壁はほぼ弾性と考えられるが、大地震による変形に対しては、ある程度の損傷を見込むことによって、それなりの剛性低下率を与えることになる。

また $2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ というコンクリートのヤング率

建物名称	状態	振動方向および次数	計算値(1)	実測値(2)	(2)/(1)
第一生命大井町ビル	*1 鉄骨のみ	S-N 1次	1.28 c/s	1.27 c/s	0.99
		S-N 2次	3.23	4.28	1.33
		E-W 1次	1.40	1.38	0.99
		E-W 2次	3.54	4.80	1.36
	*2 コンクリート打設後	S-N 1次	1.42	1.52	1.07
		S-N 2次	3.12	4.80	1.54
		E-W 1次	1.11	1.76	1.59
		E-W 2次	2.45	5.36	2.19
完成時	*3	S-N 1次	1.25	1.29	1.03
		S-N 2次	2.84	4.22	1.49
	E-W 1次	0.98	1.52	1.55	
		E-W 2次	2.21	4.64	2.10
日本不動産銀行ビル	*4 完成時	S-N 1次	0.76	1.40	1.78
		S-N 2次	1.85	3.85	2.05
	E-W 1次	0.79	1.35	2.20	
		E-W 2次	1.95	3.80	2.44
日産自動車ビル	*5 完成時	S-N 1次	0.86	1.54	1.79
		E-W 1次	0.86	1.47	1.71
日立エレベーター研究塔	完成時	EN-WS1次	0.42	0.58	1.38
		EN-WS2次	1.83	2.61	1.43

*1 低層部5階床面で完全固定とする

*2 *3 建物の重量は実験当時の状態で考え、コンクリートのヤング率を $2.52 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ とした

*4 *5 計算値は構造審査会に提出されたもの

表-11 高層建物の計算値と実測値の比較

も、微小変形に対しては過小に見込んでいることも確かである。

もし実験値と比較しようとするならば、実験時の状態に相応した諸数値を与えなくては意味がない。

表-11の第一生命大井町ビルに関する計算値は、そのような配慮にもとづくものである。すなわち壁の剛性低下率を1.0(弾性)とし、コンクリートのヤング率を20%増の $2.52 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ とした。

その結果設計値(0.83 c/s S-N 1次, 0.74 c/s E-W 1次)よりかなり実測値に近い値が得られている。それでも両数値間に大きな隔りをもつものが多いが、その理由としてつぎのようなことが考えられる。

- (1) 実際の建物には計算に入らない壁や間仕切りが多い
- (2) 窓わくやガラス等による剛性が、微小変形で案外効いている
- (3) 柱や壁の仕上げモルタルやタイル等は、計算では重量だけを考えそれらによる剛性の増加は無視している
- (4) 鉄骨や鉄筋量が多い場合、それらによるヤング率の増加を見込まなくてはならない
- (5) 設計値では建物の積載重量も見込んでいるが、実験時には重量的に軽い状態にある場合が多い

以上のような理由は、すべて計算値を小さく評価する傾向にあり、それらの効果が集積されて実測値と大きな食違いを生じたと考えても、決して無理なこじつけにはならない。

実験によって得られた建物の動特性が、実際の大地震によって大きな変形を受けた状態まで線形である保証はない。しかし二次的な構造部材や耐震壁までが塑性化し、設計時に想定するほど柔な構造体に変貌するとも考え難い。

大地震における挙動は、相応の計測網を張って実際の地震の到来を待つほか、知るすべがないのではなからうか。

このように実測値と計算値が大きく喰違うのは、主として鉄骨鉄筋コンクリート造の場合であって、鉄骨造となると計算値と比較的良く一致する。

たとえば第一生命大井町ビルで鉄骨建方完了直後に行なった実験結果は、同状態で考えた計算値と非常に良く一致している。また日立エレベーター研究塔の場合も両者間にそれほど大きな差異を生じていない。

参考までに、最近竹中技術研究所で行なったD I Cビルの実験結果³⁾によれば、表-12のように報告されている。

振動方向 および次数	計算値 (1)	実測値 (2)	(2)/(1)
S-N 1次	0.56 c/s	0.68 c/s	1.21
S-N 2次	1.40	2.00	1.34
S-N 3次	2.27	3.77	1.66
E-W 1次	0.62	0.76	1.23
E-W 2次	1.61	2.22	1.38
E-W 3次	2.38	3.82	1.61

表-12

同建物は鉄骨造で、計算値と実測値は比較的良く一致している。

このように鉄骨造の場合に比較的良く一致する理由として次のようなことが考えられる。

- (1) 構造形式が比較的単純で、不確定な要素が少ない。したがって建物と質点系理論モデルとの対応的確に行なわれる。
- (2) 建物の剛性が低いため基礎の変形が少なく、基礎を完全固定とした仮定に近い条件を備えている。

一方、鉄骨鉄筋コンクリート造の建物では、先に述べたように諸々の不確定要素が多く、計算処理における誤差もそれだけ大きくなることは止むを得ない。その上、60~80m級の高層建物では建物自体の剛性が案外高く地盤の変形も無視できない。たとえば表-4に示すように、建物頂部の変位に基礎盤の水平動(SWAYING)が4~5%、回転動に対する変位(ROCKING)が19~29%も含まれている事実はむしろ意外であった。したがって基礎を完全固定とする仮定にもやや問題がありそうである。

われわれは幾多の建物について、微小変位ではあるが実測によって固有振動数と振動モードを知ることができた。

そこで実測値の固有振動数と振動モードを一致させるような質量と剛性の分布を逆算することもできる。

一般に質量の算定には大きな誤差はないと考えられるから、実測値に合致するような剛性(ばね常数)の分布を探し出すことになる。

例として第一生命大井町ビルについて、まず1次の固有振動数と振動モードを完全に一致させるような剛性分布を探り出すと、図-32の○印で示す分布になる。計算値の剛性分布○印と比較すると、上層部では小さく下層部では大きくなり、両者間にかなりのひらきがある。

しかし残念なことに、その剛性分布を使って2次の固有振動数および振動モードを計算すると、全然一致しない。

もし、2次の固有振動数および振動モードを実測値と一致させるためには、図-32の□印で示す分布が必要になる。

すなわち、2つの次数における固有値を同時に満たす剛性分布は存在しないことになる。

その大きな原因の1つは、やはり基礎を完全固定とした仮定にあると思われる。

表-11および表-12の比較から共通していえることは、どの建物でも高次振動になるほど計算値と実測値の

偏差が大きくなることである。その理由として実際の建物の剛性分布が、計算値よりも上層部において小さく下層部において大きくなっているとも考えられるが、やはり基礎部の考え方による影響が最も大きく現われているのではないだろうか。

このように実際の建物を等価の理論モデルに置きかえること自体に困難な問題が多く、今後実験と並行した研究が望まれる次第である。

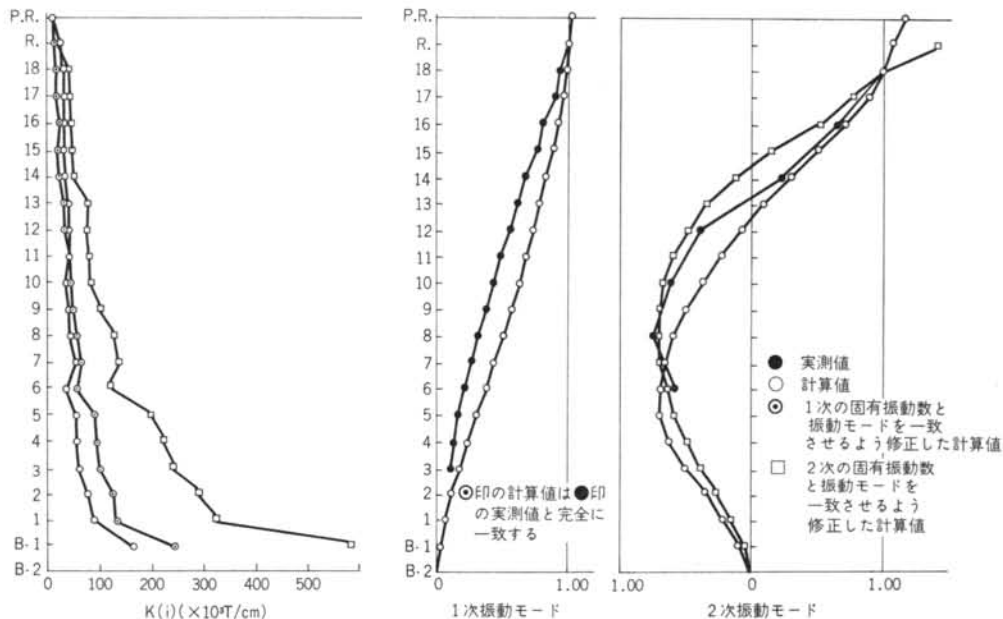


図-32 振動モードに関する計算値と実測値の比較

§ 6. 最近の高層建物の傾向

わが国に高層建物が建てられるようになってから日も浅く、すでに完成されたものに関する実験報告書も、まだ多くは発表されていない。

したがって、わが国の最近の高層建物について、一般的な傾向を論ずるには時期尚早の感があるが、一応今までに発表された論文から、気がついたことをまとめてみよう。

まず、完成後の建物の1次固有周期であるが、S-N, E-Wおよび振りの3つのモードについて図-33に示した。同図のNo. 1, 2, 3, 6, 7は鉄骨鉄筋コンクリート造、No. 5は鉄骨造の建物であり、No. 4は鉄骨造の塔である。

つぎに完成後の建物の1次の減衰常数を図-34に示し

た。

60m~80m級の建物に関する以上7例の実測資料から、微小変位で論ずるかぎりおよそつぎのようなことがいえる。

- (1) 鉄骨鉄筋コンクリート造は固有周期が案外短かく、0.6 sec. からせいぜい1.0 sec. 以内になっている。No. 1, 2, 3の3つの建物の平均値は、0.70 sec. (S-N), 0.61 sec. (E-W), 0.60 sec. (振り)となっている。
- (2) 鉄骨造の固有周期は比較的長く、同規模の鉄骨鉄筋コンクリート造に比べて約2倍になっている。
- (3) 減衰常数は全般的に小さく、0.01から0.02の範囲のものが多い。一般に鉄骨造は鉄骨鉄筋コンクリート造に比べて小さい。
- (4) 減衰壁を建物の中央部に集めたいわゆるコアシステム構造は、振りの減衰常数が非常に小さい。

また、鉄骨造は構造体の剛性が比較的低く、基礎部で完全固定とする仮定条件に近く、その上不確定要素も少

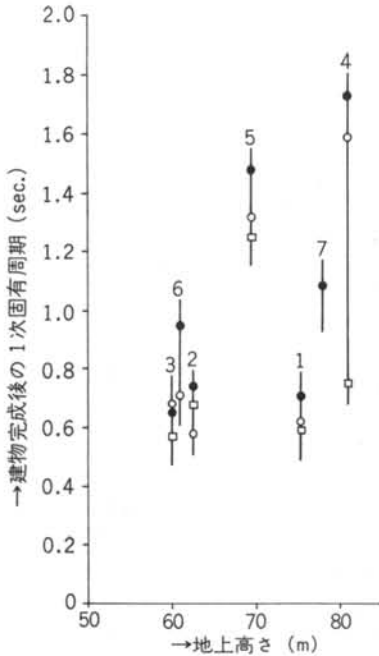


図-33

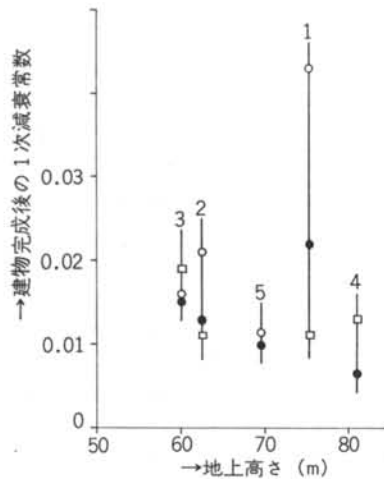


図-34

1. 第一生命大井町ビル
 2. 日本不動銀行本店ビル
 3. 日産自動車ビル
 4. 日立エレベーター研究塔
 5. D I Cビル (竹中技術研究所の発表論文より3)
 6. 電通本社ビル (大林組技術研究所の発表論文より4)
 7. 横浜ドリーム高層ホテル (同 上)
- S-N方向, ○E-W方向, □振り振動

ないので、設計時の計算値と比較的良く一致する。

鉄骨鉄筋コンクリート造は、この程度の規模ではまだ地盤に比べて剛性が高く、建物の全運動に占める剛体運動の部分を無視することができない。その上不確定要素も多く、計算値とかなり差異を生ずる傾向がある。鉄骨造に比べて減衰が大きいの、このような地盤の影響が強いと考えられる。

<謝辞>

§1. の第一生命大井町ビルの実験は、竹中技術研究所と共同で行なったもので、つぎの皆様いろいろなご教示、ご協力を賜りました。(敬称略)

第一生命…鳥居捨蔵, 伊藤宗文, 阿部敏夫
 竹中工務店…木沢五郎, 船橋功男, 浅井浩一, 木下勝弘
 清水建設…清藤盛一, 荒 弘重, 宮内明正

§2. の日本不動産銀行本店ビルの実験では、とくにつぎの皆様のご協力を賜りました。(敬称略)

三菱地所…横山梯次, 島村忠弘, 山田周平, 小室和酒井勝治
 清水建設…寺沼達夫, 西原良治

§3. の日産自動車ビルの実験では、とくにつぎの皆様のご協力を賜りました。(敬称略)

三菱地所…横山梯次, 島村忠弘, 山田周平, 小室和小野寺五郎
 清水建設…高宮 望, 大木栄一

§4. の日立エレベーター研究塔の実験では、とくにつぎの皆様のご教示、ご協力を賜りました。(敬称略)

東京大学…松下清夫, 坂本 功
 建設省建築研究所…大崎順彦, 岸田英明
 東日建設コンサルタント…蔵方昭治
 また全実験を通じ、大築志夫研究所長からいろいろと

貴重なアドバイスを賜わったこと、実験実務に当って小 記の皆様に感謝の意を表します。
西康之、藤井邦雄両君の協力があったことを付加え、上

<参考文献>

- 1) 小西康之, 山原 浩: “建物の振動実験法” 清水建設研究所報, vol. 10 (1967・10)
- 2) N. N. Nielsen: “Dynamic Response of Multistory Building” California Institute of Technology, Pasadena, California June, 1964.
- 3) 舟橋功男, 木下勝弘: “D I C ビル振動実験報告書” 日大建築科田治見研究室, 竹中工務店技術研究所, 昭和42年10月
- 4) 大林組技術研究所: “電通本社新社屋振動実験報告” 昭和42年7月
その他実験に関する詳細報告書
- 1) 清水建設研究所: “第一生命大井町ビル振動試験結果報告書 (鉄骨建方および本締め完了後の起振機による強制振動実験)” 昭和41年1月
- 2) 清水建設研究所, 竹中工務店技術研究所: “第一生命大井町ビル振動試験結果報告書 (第2回, コンクリート打設完了後の起振機による強制振動試験)” 昭和41年12月
- 3) 清水建設研究所, 竹中工務店技術研究所: “第一生命大井町ビル振動試験結果報告書 (第3回, 建物の完成時における起振機による強制振動実験)” 昭和42年12月
- 4) 清水建設研究所: “日本不動産銀行本店ビル振動試験結果報告書 (第1回, コンクリート打設完了後の起振機による強制振動試験)” 昭和42年4月
- 5) 清水建設研究所: “日本不動産銀行本店ビル振動試験結果報告書 (第2回, 建物の完成時における起振機による強制振動実験)” 昭和42年11月
- 6) 東京大学工学部, 建設省建築研究所, 清水建設研究所: “日立エレベーター研究塔振動試験結果報告書” 昭和42年3月
- 7) 清水建設研究所: “大都ビル振動実験報告書” 昭和43年3月