

朝日東海ビルの振動試験

市之瀬 紘 一
藤 井 邦 雄
渡 辺 弘 之
伊 藤 哲 次

§ 1. はじめに

朝日東海ビルは、昭和39年防火建築街区造成事業として東京都の指定を受けた常盤橋特定街区の一部に位置している。

同ビルはオフィスビルとして計画された地上29階（最高部高さ119.8m）の高層部と、地上3階、地下4階の低層部から成り、高層部は鉄骨造、低層部は鉄筋または鉄骨鉄筋コンクリート造の高層ビルである。

本試験の目的は、設計時に想定した同ビルの振動性状を比較検討し、地震に対する安全性を再確認することである。

本報告は、今回の強制振動試験の結果を整理したもので、結果について若干の検討を加えてある。

§ 2. 概 要

本試験は同ビルについて計画された一連の試験で、今回は躯体完了時における第1回目の試験にあたる。

試験の概要は次のとおりになっている。

第1回 躯体完了時 強制振動試験

常時微動観測

第2回 竣工時 常時微動観測

今回の試験は次に示す日程で行なった。

昭和45年11月27日 Y方向強制振動試験

常時微動観測

28日 X方向強制振動試験

29日 振れ方向強制振動試験

2.1 建物概要

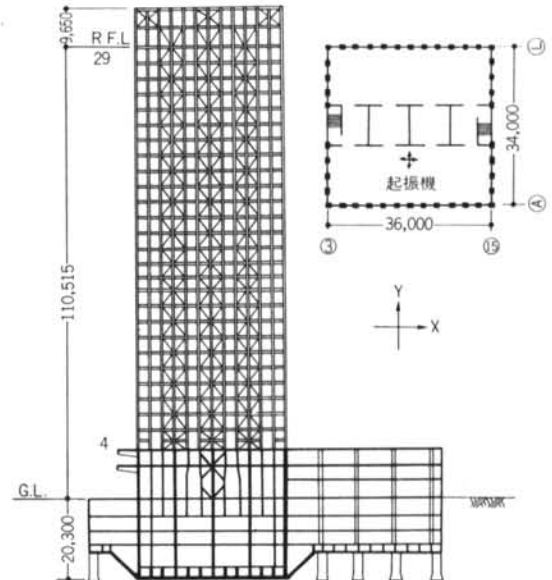
同ビルは図一に示したように、地上29階塔屋2階の高層部と、地上3階、地下3～4階の低層部とから成り、低層部の屋根面は4階床面と連なり、人工地盤を形成している。

高層部は人工地盤より建ち上る鉄骨柔構造とし、低層部は鉄骨鉄筋あるいは鉄筋コンクリート造として鉛直、水平方向とも十分に強度、剛性のある壁柱を配置した剛構造になっている。

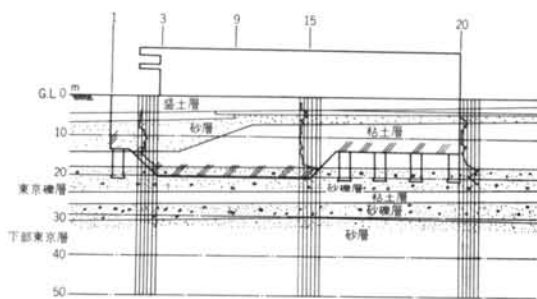
高層部は特に振れ剛性を高めるよう考慮し、建物の四周3～4mの間隔に柱を配したベアリングウォール形式になっている。

柱梁にはロールまたは溶接のH形断面を使用し、コアの内部および周壁に配置したブレースにはPC鋼棒を使用し剛性を高めてある。

建物の基礎は、図一に示すように鉛直荷重の大きい高層部の直下は地下4階とし、東京礫層に直接ベタ基礎として支持せしめ、その他の部分は地下3階として柱直下にピア（深礎工法）を築造し、地下4階部分のベタ基礎とほぼ同位置まで下ろし、同じ東京礫層に支持させてある。



図一 建物概要図



図一 2 地層縦断図

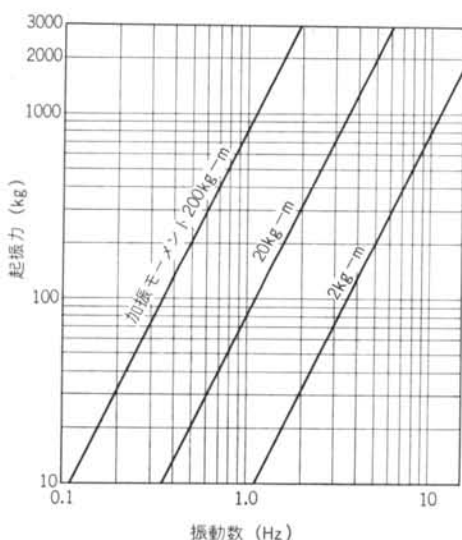
2.2 起振機

本試験に使用した起振機は B. C. S-A 型で、起振機の仕様は次のようになっている。

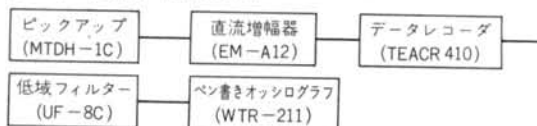
型 式	B. C. S-A
加振モーメント	2~200kg m
最大起振力	3000kg
振動数範囲	0.2~15Hz
モータ	3.7kw

制御装置は当研究所で設計、製作したもので、特に回転精度の向上と装置の軽量化に留意してある。この制御方式だとかなり高い回転数の精度が期待出来る。

起振機の回転周期は、デジタルカウンターで読取っ



図一 3 起振機の起振力特性



図一 4 ブロックダイアグラム

た。

参考までに、今回の試験時の回転精度を求めると約 0.4%であった。

それに従来の起振機には急停止の装置がないが、本制御装置には発電制動を利用した停止装置を設けてある。

この装置を使用することによって容易に自由振動試験を行なうことが出来る。

この方法は、まず起振機の回転周期を建物の固有周期に一致させ、振幅が十分育ったところで起振機の回転を急速に停止し、その後に派生する減衰波形を観測する方法である。今回の試験では、各方向の 1 次、2 次について前記の方法で自由振動試験を行なったが、いずれの場合も良好な結果が得られた。

起振機の据付け位置は、図一 1 に示してあるように 28 階のスブラ (9-D 間) に固定し、X、Y、振れの 3 方向について試験を行なった。

図一 3 に同起振機の起振力特性を示した。

2.3 測定器

振動測定に使用した計器は、図一 4 のブロックダイアグラムに示す計器を使用し、6 点同時測定で行なった。

2.4 試験方法

X、Y、振れ各方向の強制振動試験は、表一に掲げる加振モーメントで周期-振幅特性を調べた。

加振方法は起振機の回転周期を約 5 ms ピッチで階段状に上げる Steady State 方式で、各方向の周期-振幅特性を調べた。

振動モードは 6 点同時測定で、29 階を基準点として 2 階あるいは 3 階おきに 1 回盛替えて、各方向の各次数の共振時における垂直の振動モードを測定した。

また、各方向の 1 次の共振時における 27 階床上の水平振幅分布と 1 階床上下の上下動振幅分布 (ロッキング) も測定した。

常時微動の測定は 27 階の床で、各方向 5 分間ずつ行なった。測定位置は、X、Y 両方向については振れの成分を除くために建物の中央で、振れ方向の測定は L 通りで

方 向	次 数				
	1	2	3	4	5
X	200	200	50	20	10
Y	200	200	50	50	10
振 れ	200	50	20	20	10

表一

(kg m)

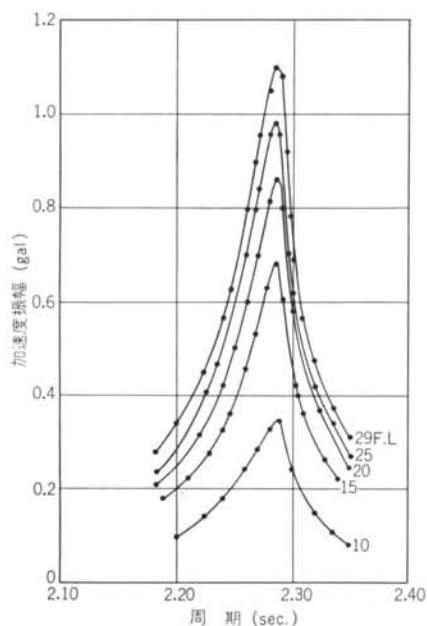
行なった。

§ 3. 試験結果

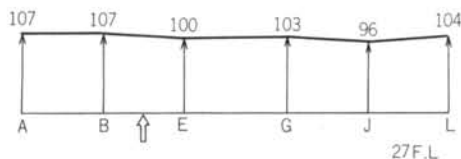
3.1 X方向強制振動試験

強制振動試験より得られた記録波形より読取り整理すると、1次の周期—加速度振幅特性は図—5のようになる。1次の共振時における27階床上の水平振幅分布を図—6に、1階床上の上下振幅分布（ロッキング）を図—7に示した。

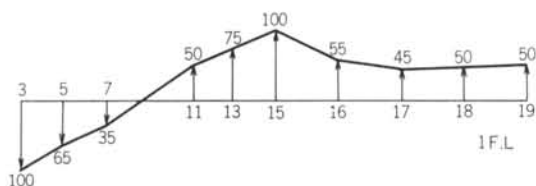
図—8は1, 2, 3, 4次の共振時における各振動モード



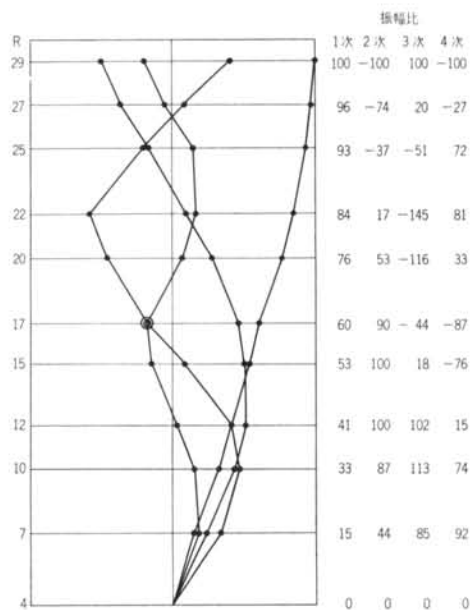
図—5 X方向1次の周期—加速度振幅特性



図—6 27階床上の水平振幅分布（X方向1次）



図—7 1階床上の上下動振幅分布（ロッキング）



図—8 X方向1, 2, 3, 4次の振動モード
—10を代表したものである。

3.2 Y方向強制振動試験

1次の周期—加速度振幅特性を図—9に、1次の共振時における27階床上の水平振幅分布を図—10に示した。図—11に1次の共振時における1階床上の上下振幅分布を、図—12に1, 2, 3, 4次の各振動モードを示した。

3.3 揺れ方向強制振動試験

1次の周期—加速度振幅特性を図—13に、1次の共振時における27階床上のX, Y両方向の水平振幅分布を図—14に示した。

図—15に1, 2, 3次の共振時における各振動モードを示した。

3.4 自由振動試験

起振機による自由振動試験より得られた減衰波形の1部を複写して図—16に示した。

減衰波形より減衰常数を算出すると表—2のようになる。

3.5 常時微動観測

測定記録の1部を複写して図—17に示したが、同波形をみるといろんな周波数成分を含んでいる。

記録の波形を読取りピッチ0.2秒、総読取り時間200秒

で読取り，周波数分析すると，そのパワースペクトルは
 図-18, 19, 20のようになる。

この結果より，各スペクトルにおいて卓越している周
 期を読み取ると表-3のようになっている。

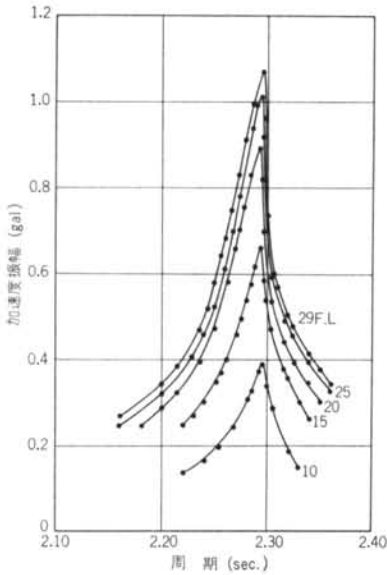


図-9 Y方向1次の周期-加速度振幅特性

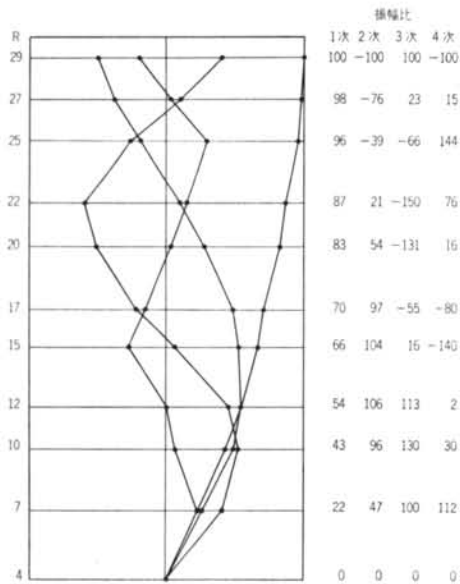


図-12 Y方向1, 2, 3, 4次の振動モード

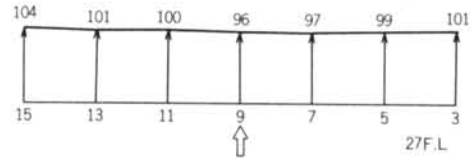


図-10 27階床上の水平振幅分布 (Y方向1次)

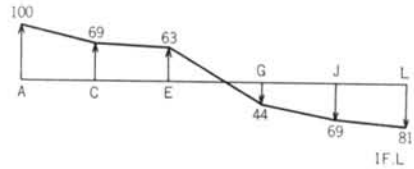


図-11 1階床上の上下動振幅分布 (ロッキング)

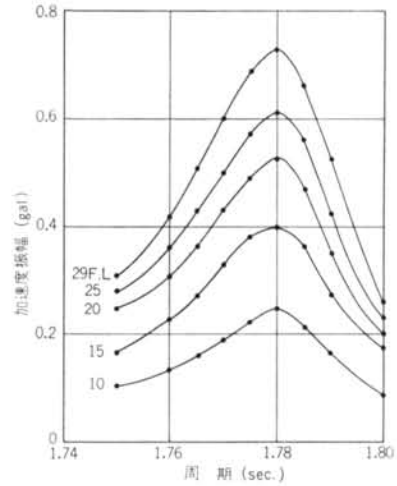


図-13 振れ方向1次の周期-加速度振幅特性

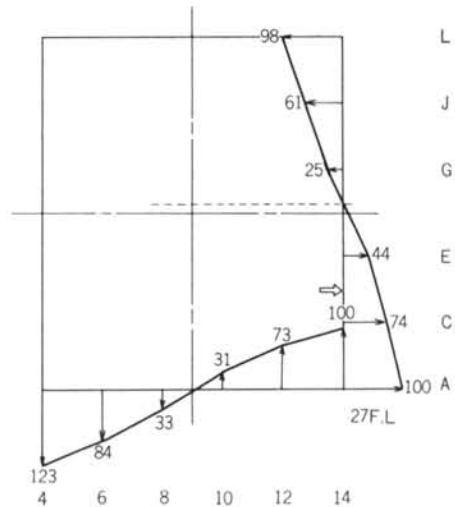


図-14 27階床上の水平振幅分布 (振れ1次)

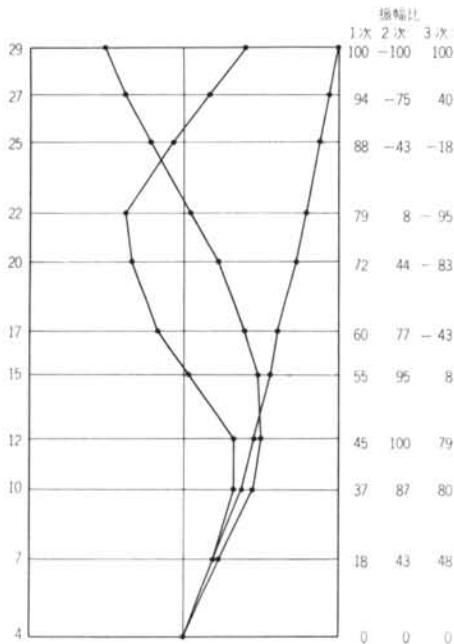


図-15 振れ 1, 2, 3, 4 次の振動モード

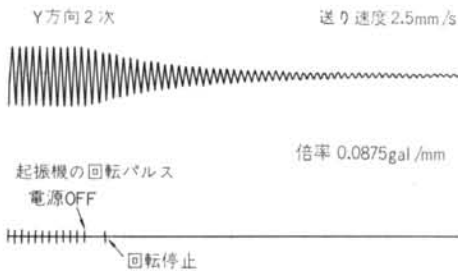


図-16 自由減衰振動波形

振動方向	次数	減衰常数	共振周期(sec.)
X	1	0.0085	2.285
	2	0.0095	0.800
Y	1	0.0090	2.295
	2	0.0122	0.790

表-2

振動方向	卓越周期(sec.)
X	2.297
	1.186
	0.770
Y	2.366
	1.186
	0.792
振れ	1.826
	1.004
	0.648

表-3

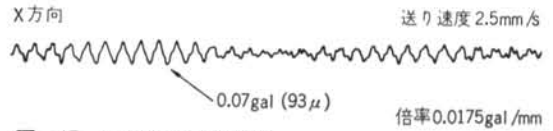


図-17 常時微動の記録波形

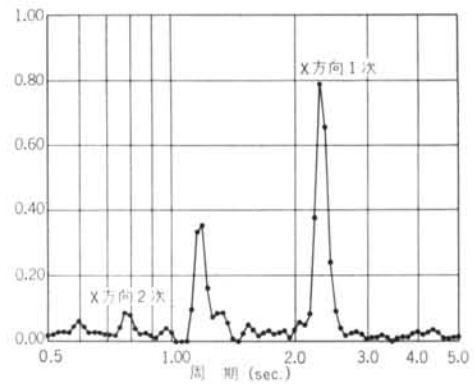


図-18 X方向のパワースペクトル

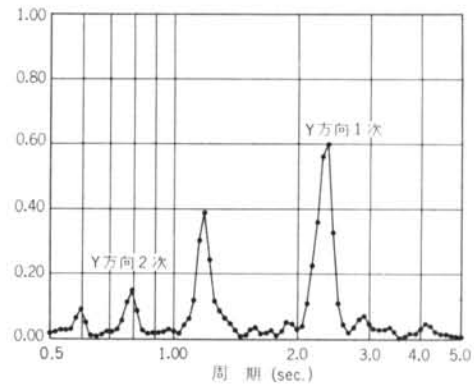


図-19 Y方向のパワースペクトル

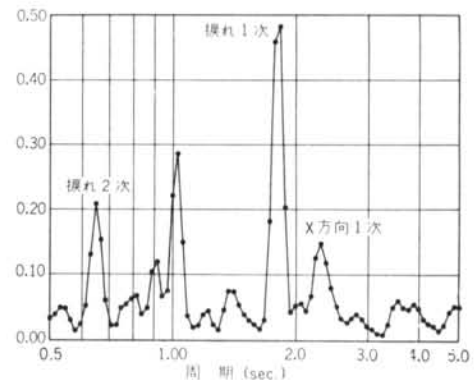


図-20 振れ方向のパワースペクトル

§ 4. 試験結果の考察

4.1 共振周期

各振動試験の結果より共振周期を整理すると表-4のようになっている。

同表より、各次の共振振動数の分布を描くと図-21のようになり、各方向とも同じような傾向になっている。

1次に対する各次の共振振動数の比は同表にみられるように、3次まではせん断系の振動数比(1:3:5:7...)に近い傾向を示すが、4次以上になるとせん断系の振動数比とは異なった傾向になっている。

この傾向は、曲げせん断系で解析した場合にもみられるが、おそらく高次になると曲げ成分の影響でこのような傾向になるのではないと思われる。

次に設計時に想定した計算値との比較をしてみる。

本試験時における同ビルの施工状態は、下層階の部分だけ内装にはいり、上層階の方は未着手であった。

振動方向	次数	共振周期(sec.)
X	1	2.285
	2	0.802
	3	0.432
	4	0.300
	5	0.188
Y	1	2.295
	2	0.790
	3	0.426
	4	0.282
	5	0.198
振れ	1	1.780
	2	0.653
	3	0.367
	4	0.367

表-4

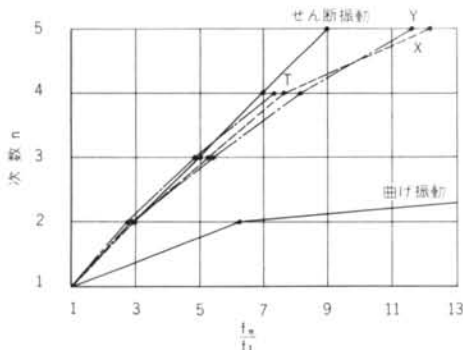


図-21 共振振動数分布図

したがって、解析時に想定した荷重等の条件が幾分異なるので、本試験時における施工状態をみて再解析した。

その場合の固有周期が表-5の修正値にあたり、次に示すような条件で解析した。

重量1) 固定荷重は施工状態をみて精算する。

2) 積載荷重は各階100 t (8 kg/m²)とする。

剛性1) 梁はRC床スラブとの合成効果を見込んだ。

2) ブレースは小変形に対してはプレストレスがあるため圧縮と引張りに有効とする。

設計値は、積載荷重130kg/m²でブレースの圧縮は無視し、梁の合成効果を低く考慮した時の値である。

同表の修正値と実測値を比較すると、3次までは10%程度実測値の方が小さく、4次以上は計算値と実測値の差が大きくなる傾向にある。

設計時との比較検討は竣工後の常時微動の測定を待つて行なう予定である。

振動方向	次数	固有周期(1)	固有周期(2)	実測値	実測値/(2)
X	1	3.255	2.596	2.285	0.88
	2	1.133	0.904	0.802	0.89
	3	0.627	0.492	0.432	0.88
	4	0.449	0.351	0.300	0.85
	5	0.342	0.268	0.188	0.70
Y	1	3.175	2.567	2.295	0.89
	2	1.100	0.890	0.790	0.89
	3	0.613	0.488	0.426	0.87
	4	0.439	0.349	0.282	0.81
	5	0.335	0.267	0.198	0.74

固有周期 (1): 設計値

(2): 修正値

表-5

4.2 減衰常数

自由振動試験の結果より算出した減衰常数を表-2に示したが、周期-振幅特性より算出すると表-6のようになる。

表-6の結果をみると、3方向とも大体同じ位の値になっているが、振れ1次の減衰常数がもっとも小さく0.7%になっている。

また、いずれの方向も1%を下まわるような小さい減衰常数になっているのは注目すべきことである。

次に自由振動試験の値と比較してみると、大体一致しているので周期-振幅特性は精度良く描かれていることが判った。

参考までに、地震応答解析に想定した減衰常数と比較すると図-22のような傾向になっている。

同図をみると、1次で想定値の約50%にしかならず、

振動方向	次数	減衰常数
X	1	0.0086
	2	0.0094
	3	0.0139
	4	0.0148
Y	1	0.0088
	2	0.0121
	3	0.0131
	4	0.0141
振れ	1	0.0073
	2	0.0092
	3	0.0092
	4	0.0121

表一6

2次以上もその差は極端に大きくなる傾向にある。

この傾向は過去当研究所で行なった試験においてもあらわれている。

したがって、応答解析を行なう場合各次の減衰常数が固有振動数に比例して大きくなるような計算方式は、再考の余地があるように思われる。

4.3 常時微動

表一3の結果をみると、各方向の1次、2次については強制振動試験より求めた値と大体一致しているが、1次と2次の間に卓越した周期成分が各方向ともみられる。

この周期成分に相当する建物の固有周期は各方向ともないので、スペクトルだけをみると判断に困る。

今回の場合、幸に強制振動試験の結果があったので判断できたが、スペクトルだけを観察するとスペクトル密度が相当大きいので振動系の固有値と想定しやすい。

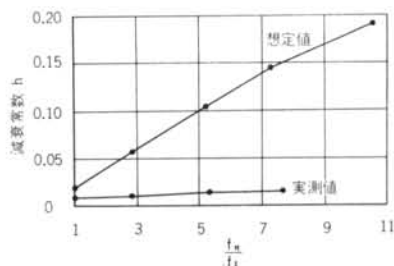
ここで、パワースペクトルの図を観察してみると、1次と2次の周期の間に何んらかの関係があるようにみられる。参考までに、両者の周期成分の波形が合成された場合のビートの周期を求めてみると、各方向ともビートの周期に一致していることが判った。

したがって、ビート現象を呈している波形をみてわかるように、波形の包絡線の周期がスペクトル特性に表われることになり、振動系の固有値でないのでスペクトルの観察に気を付ける必要がある。

4.4 振動モード

図一23, 24にX, Y両方向の実測値と計算値の振動モードを示した。

両方向の振動モードを観察すると、両方向の1次はせ



図一22 減衰常数比較図

ん断変形の振動モードになっており、X方向の各振動モードは計算値と非常に良く一致している。

Y方向については、2次、3次はX方向と同じく一致しているが、1次の振動モードは少し計算値よりも大きい振幅分布になっている。

垂直のモードは両方向とも4階以上について描いてあるが、モードを見て判るようにいずれの場合も1%をしたまわるような応答を示したので、4階以下については削除した。したがって、設計時に仮定したように、4階を完全固定として振動解析したのは妥当であったといえる。

ロッキングは1階の床で測定したので、真のロッキング量より大きく出ているかもしれないが、1階以下の剛性が極端に大きいので真のロッキング量として扱って差支えないと思われる。

図一7, 11より、両方向の回転角を求めるといずれの場合も同じく 2.3×10^{-7} ラジアンで、建物頂部の変形に換算すると 26μ になる。

この時の建物頂部の振幅は約1.4mmであるので、比率を求めると1.8%になり、ほとんどロッキング量は無視して差支えないと思われる。

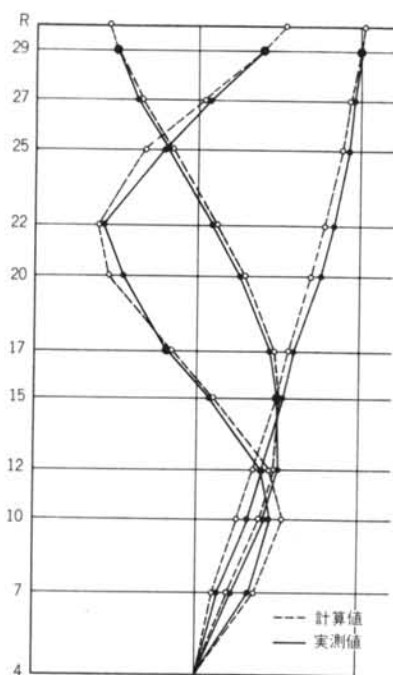
つぎに、平面の振動モードをみると、X, Y両方向のモードは図一6, 10にみられるように一様な振幅分布を示している。

特に、X方向の場合起振機の位置が偏心しているのが影響が懸念されたが、影響はあらわれなかった。

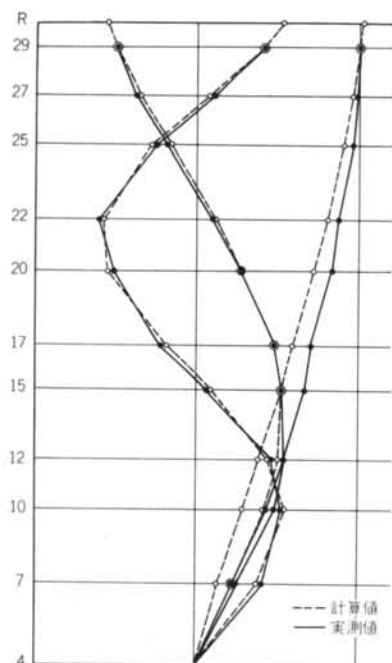
振れモードは図一14に示してあるように、両方向とも剛体の振れモードのように直線的でなく、床版の弾性変形を少し含んでいる。

この振動モードの図より回転中心を求めると、X方向は辺長の中心にあるが、Y方向が少しずれている。

この偏心距離を求めると、L通り側に90cm偏心している。偏心率を求めると、全辺長の2.6%にあたり、設計時に想定した偏心率5%を考えると適当であったといえる。



図一23 X方向の実測値と計算値の振動モード



図一24 Y方向の実測値と計算値の振動モード

§ 5. まとめ

本試験の結果を整理すると表一7のようになる。

振動方向	次数	共振周期(sec.)	減衰常数
X	1	2.285	0.0085※
	2	0.802	0.0095※
	3	0.432	0.0139
	4	0.300	0.0148
	5	0.188	
Y	1	2.295	0.0090※
	2	0.790	0.0122※
	3	0.426	0.0131
	4	0.282	0.0141
	5	0.198	
振れ	1	1.780	0.0073
	2	0.653	0.0092
	3	0.367	0.0121
	4	0.240	0.0148
	5		

※ 自由振動試験より求めた値

表一7

§ 6. おわりに

本報告は、試験結果の報告と若干の考察を行なったものであるが、同ビルの振動性状だけでなく、今後建設される超高層の耐震設計に関して貴重な資料になるであろう。

おわりに、同ビルの設計は榊日建設で行なったもので、本試験の計画にあたりご協力いただいた榊日建設の高田十治部長、寺本隆幸他諸氏に末筆ながら深い感謝の意を表します。

また、現場においては試験の実施に際してご協力いただいた梅本高久工事部次長、水上良夫氏、三戸靖之氏他諸氏に感謝する次第である。