

## 鉄骨造高層建物の減衰性状

横田 治彦  
(技術研究所)

佐武 直紀  
(技術研究所)

岡田 敬一  
(技術研究所)

### § 1. はじめに

鉄骨造の高層建物の減衰定数は、多くの建物の振動試験によって評価されている。特に日本では、非常に多くの振動試験結果のデータが蓄積されており、これらの結果は日本建築学会の出版物<sup>1)</sup>、大会論文などに報告されている。これらの試験データの減衰定数は、一般にばらつきが大きいことが知られている。その要因として、振動試験の方法と減衰の評価方法によるばらつきのほか、建物の立地地盤条件、基礎構造、上部構造の構造形式、外装材の種類と取付け方法、間仕切りなどの2次部材の影響などが考えられるが、これらの影響を定量的に分析した研究は非常に少ない。

振動試験の結果として得られる各次の固有周期は、建物の竣工後も荷重増に伴い変化し、地震時、強風時などには建物の振幅レベルに応じて長周期化する。したがって、耐震設計時の応答解析モデルの固有周期は、一般に振動試験の結果より20～30%程度長いのが通例である。また、建物の等価減衰定数についても、建物振幅に応じて増加することが地震観測や強風時の観測などから確認されている。しかし、日本では鉄骨造の超高層建物が、設計で考えているレベル1以上の地震動を経験したことがないため、地震観測データの蓄積が充分でなく、殆ど公表されていない。

一方、日本建築センターの評定資料によると、高層建物の実務設計では、鉄骨造超高層建物に対する減衰定数の値として1次モードに対し2%を仮定することが圧倒的に多く、まれに1%、3%が採用されている。また、高次モードに対する減衰定数の与え方は、振動数比例型(剛性比例型)、パネ・マス比例型(1次、2次モードに対して減衰定数を与える)が多く、最近の事例では振動数比例型が多く見られる。

以上のような背景を考慮し、本論文では鉄骨造超高層建物の減衰定数に関して、既往の振動試験結果に対する統計的検討を行ない、また最近の地震観測結果に基づく

建物減衰の評価例、台風など強風時の建物振幅と減衰定数の変化の観測例をまとめ、超高層建物の減衰定数の設定方法について検討を行なった。さらに、建物の上下振動に関する検討を行ない、1次の固有周期、減衰定数について現状での知見をまとめた。

### § 2. 振動試験資料に基づく鉄骨造高層建物の振動特性<sup>2)</sup>

#### 2.1 概要

高層建物の固有周期や減衰定数などの振動特性に関しては、これまでに多くの建物を対象として、振動試験などにより評価がなされているが、設計に役立つまとまった形の資料は少ない<sup>1)</sup>。振動試験や地震・風観測の結果などを用いて、実建物の振動性状を現時点で整理し、見直しておくべき時期にきていると考えられる。

振動試験から得られる建物の振動特性は、あくまでも微小振幅時の振動が対象である。しかし、近年の高層建物の増加に伴い、居住性評価など建物の使用性能の観点から、微振動域における高層建物の振動性状を精度よく予測する必要性が高くなっている。

本節では、以上の背景を踏まえ鉄骨造建物を対象に、高層建物の微振動域での振動性状を明らかにすべく、既往の振動試験結果の資料に基づいて、固有周期および減衰定数に関して統計的な検討を行なった。

#### 2.2 対象建物

対象建物は、次の(1)、(2)のいずれかに該当する鉄骨造建物のうち、固有周期と減衰定数の両者について、試験結果が文献<sup>1)</sup>および日本建築学会の大会などで発表された建物と、それに加えて当社が試験を行なった建物の、合計31棟である。

(1)試験による1次周期が、長短辺いずれかの方向で2秒以上の建物

- (2)高さが85m以上の建物(高さがこれより低い場合,  
 (1)に該当する建物はない)

試験結果によると、最高で6次モードまでの固有周期と減衰定数が得られている。建物の中には複数回にわたり試験が行なわれているものもあるが、ここでは軀体工事完成時もしくは竣工時における試験データを用いた。また、幾つかの建物では、例えば常時微動測定と強制振動試験といった複数の方法で試験が行なわれているが、解析に当たっては高次モードまで値が得られている方を選ぶか、両者の値にあまり差がない場合は平均をとるなどの方法により、1建物につき1試験データとした。

## 2.3 解析結果

### 2.3.1 固有周期の特性

本項では、固有周期と軒高・階数との関係などについて、日本建築学会による昭和47年当時の高層建物の振動試験資料<sup>1)</sup>に基づく分析に沿って検討を行なった。

図-1は、長短辺方向の1次周期 $T_1$ (秒)と軒高 $H$ (m)との関係を示したものである。図中には、原点を通る回帰直線とその相関係数 $r$ を併記している。図-2は、 $T_1$ と地上階数 $N$ との関係である。また、図-3は長短辺方向の $T_1$ とねじれの1次周期 $T_{T1}$ (秒)との関係を示している。図-4は、長短辺方向における $T_1$ と2次、3次の周期 $T_2$ 、 $T_3$ (秒)との関係である。さらに、図-5は長短辺1次周期について、試験値 $T_m$ (秒)と設計値 $T_c$ (秒)との

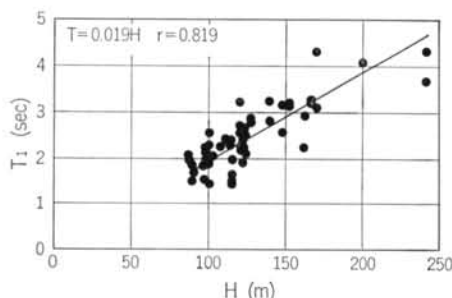


図-1 軒高 $H$ と長短辺1次周期 $T_1$ との関係

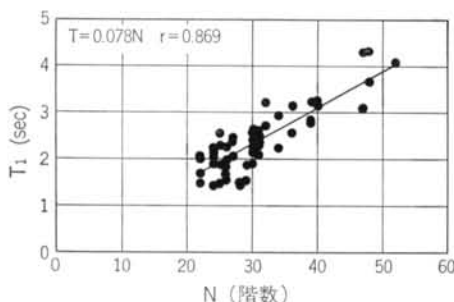


図-2 階数 $N$ と長短辺1次周期 $T_1$ との関係

関係を示している。

今回の対象建物は、文献1)のものに比べて高層のものが多くなっているが、両者を比較すると全体的には差は小さい結果となっている。

### 2.3.2 減衰定数の周期依存性

2.3.2~2.3.4では、従来あまり検討されていない、高層建物の減衰定数の設定方法について述べる。

図-6は、長短辺方向各次モードについて、固有周期 $T$ (秒)と減衰定数 $h$ (%)との関係を示したものである。同図では、データのばらつきを $Th$ =一定の直線と比較して示す<sup>3)</sup>ため、縦軸・横軸とも対数軸で表示している。

左側の図(a)は、試験を行なった31の建物についての結果である。同図において、2本の $Th$ =一定の直線によってデータのばらつきを見ると、試験から得られる減衰定数の分布は前項での固有周期の分布に比べ、ばらつき

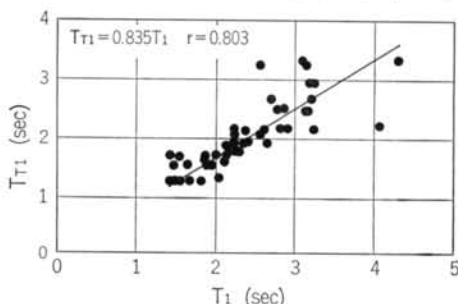


図-3 長短辺1次周期 $T_1$ とねじれ1次周期 $T_{T1}$ との関係

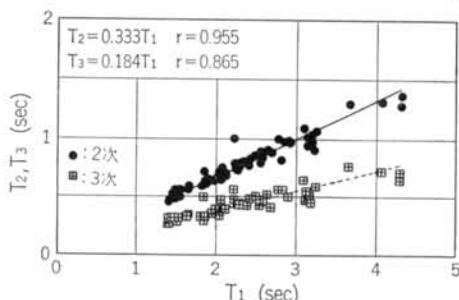


図-4 長短辺1次周期 $T_1$ と同2、3次周期 $T_2$ 、 $T_3$ との関係

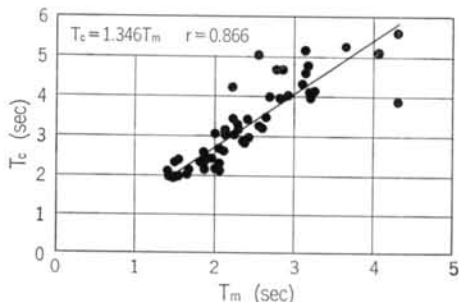
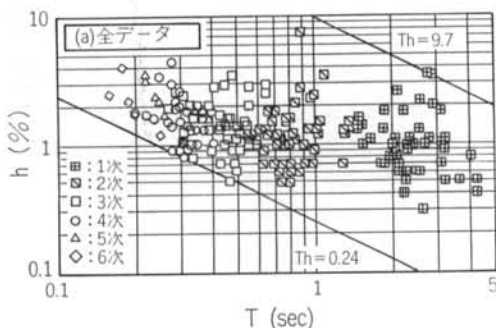


図-5 長短辺1次周期試験値 $T_m$ と同設計値 $T_c$ との関係

が非常に大きいことが分かる。冒頭で述べたように、試験実施機関による加振方法や計測システム、それに減衰評価手法の違いなどが一因として挙げられる。特に、ここで対象としている高層建物のように、通常の建物に比べて減衰が小さい場合はこの影響がより大きくなると考えられる。したがって、建物の減衰評価を行なうに当たっては、31の全建物についてのデータ（以下では、全データと呼ぶ）の分析とともに、対象建物のうち当社が試験を実施した10の建物についてのデータ（以下では、当社データと呼ぶ）の分析を合わせて行なうこととした。右側の図(b)は当社データについての結果であり、全データに比べてばらつきがやや小さいことが分かる。



次に、 $T$ と $h$ との関係を見ると、全体的に $T$ が短いほど、すなわちモード次数が高いほど $h$ が大きくなる傾向が認められるが、その程度は図中の $Th = \text{一定}$ の直線の勾配ほどではない。このことは、高次減衰として剛性比例型を用いることが、必ずしも適切でないことを示している。図から判断すると、 $h$ の分布は剛性比例型と各次一定型とのほぼ中間的な傾向であることが読み取れる。

図-7はねじれモードについて、図-6と同様に固有周期 $T_T$ (秒)と減衰定数 $h_T$ (%)との関係を示したものである。図(a)は全データ、図(b)は当社データの結果である。ねじれモードの場合は、減衰定数の周期依存性が長短辺方向ほど顕著でなく、 $h_T$ は次数によらず1%前後に分布

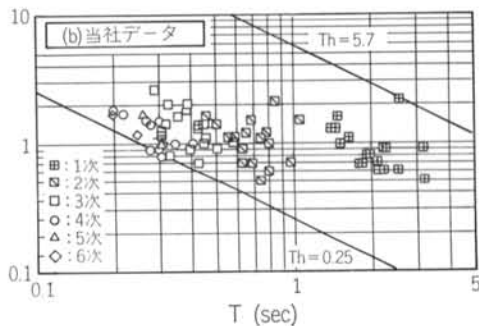


図-6 長短辺固有周期 $T$ と同減衰定数 $h$ との関係

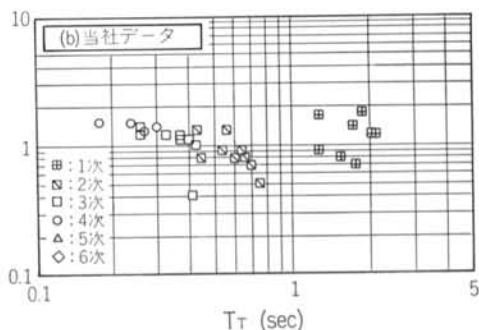
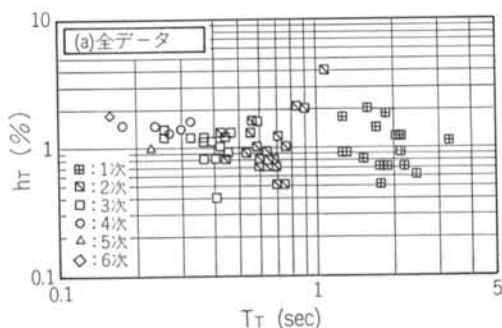


図-7 ねじれ固有周期 $T_T$ と同減衰定数 $h_T$ との関係

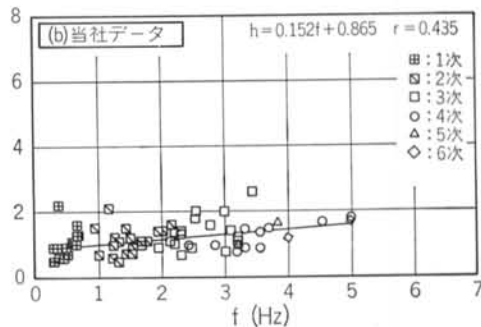
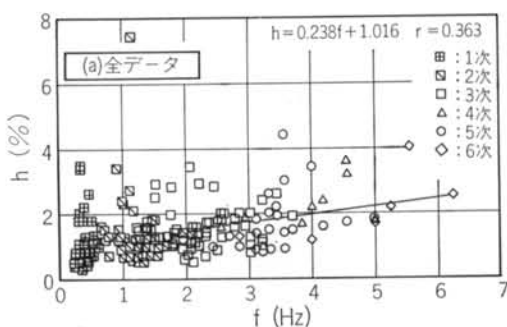


図-8 長短辺固有振動数 $f$ と同減衰定数 $h$ との関係

している。以下の検討は、長短辺方向のみについて行なう。

図-8は、図-6の横軸を固有振動数 $f$ (Hz)で表示したものである。図中の直線は、プロットしたすべての次数についてのデータに対する回帰直線である。これを見ると、 $h$ は図(b)の方が全体的に小さい範囲に分布し、また回帰式の $r$ もやや高い結果となっている。また、図-6で示した $h$ の周期依存性、すなわち $T$ の減少( $f$ の増加)に伴う $h$ の微増という傾向が、回帰直線により概略示されていることが分かる。

### 2.3.3 1次の減衰定数算定式

本項では、基本となる長短辺方向1次モードの減衰定数を、試験データの回帰分析により求めることを考える。

図-9は、1次モードについて固有振動数 $f_1$ (Hz)と減衰定数 $h_1$ (%)との関係を示したものである。図中の白丸は全データによる結果、黒丸は当社データによる結果である。データの分布を見ると、後者は前者に比べて全体的に小さい減衰を与えており、また後者のデータは矢印で示す1例(不整形平面建物)を除き、比較的まとまって分布していることが分かる。そこで、ここでは大きい減衰を与えている1例のデータを除く当社データを対象に、 $f_1$ と $h_1$ の関係を求めてみる。

左側の図(a)は直線回帰を行なった結果である。これを見ると、 $f_1$ が小さい場合、 $h_1$ は非常に小さい値となり、

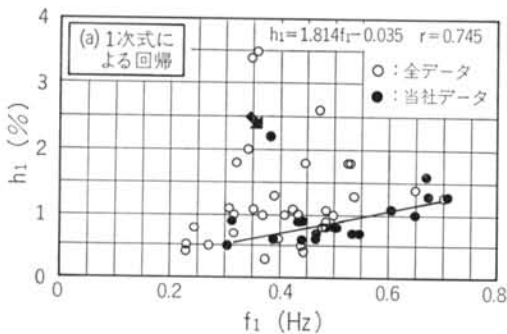


図-9 長短辺1次固有振動数 $f_1$ と同減衰定数 $h_1$ との関係および当社データ(矢印で示す1例を除く)による回帰結果

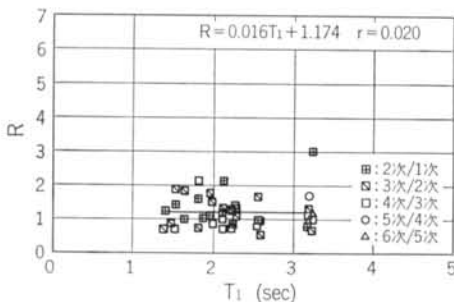


図-10 当社データによる長短辺 $T_1$ と減衰定数比 $R$ との関係

外挿する場合には適用できない。

次に、2次式による回帰を試みた。回帰に当たっては、 $f_1$ がデータの振動数の範囲外であっても回帰式が適用可能となるように、 $f_1=0$ で極小となる $h_1=af_1^2+b$ の型の式を用いることとした。右側の図(b)はその結果である。得られた式は、

$$h_1 = 1.84 f_1^2 + 0.39 \quad (\%) \quad \dots\dots(1)$$

となり、 $r$ の値もやや改善されている。ちなみに、周期6~7秒の超高層建物における微振動域での $h_1$ を式(1)の外挿により求めると、0.4~0.5%程度となる。

### 2.3.4 高次減衰の設定

本項では、長短辺方向の高次モードに対応する減衰定数の設定について、各建物における隣接するモード次数間の減衰定数比 $R$ をもとに検討する。

図-10は、当社データについて1次周期 $T_1$ (秒)と減衰定数比 $R$ との関係、および直線回帰の結果を示したものである。同一建物で同方向のデータは、その1次周期に応じて縦に並ぶこととなる。これを見ると、分布にやや幅はあるが、 $R$ の $T_1$ による依存性は殆ど認められず、回帰直線によるとほぼ $R=1.2$ となっている。

図-11は、図-10の $R$ を0.1刻みのヒストグラムで示したものである。 $R$ の平均は約1.2であるが、分布傾向を見ると、ピークが0.9~1.0Hzおよび1.2~1.3Hzの2区間に分かれて存在し、平均値は後者のピーク内にある

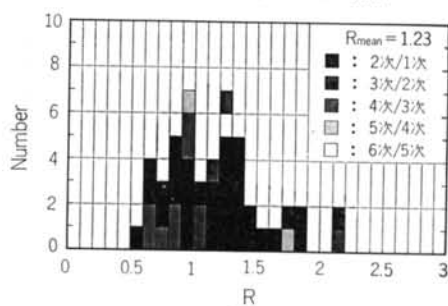
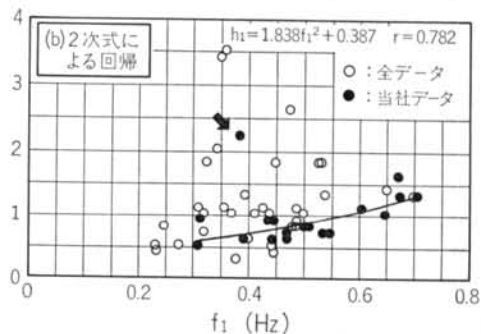


図-11 減衰定数比 $R$ のヒストグラム

ことが分かる。

以上の結果から、微振動域における高次モードの減衰定数は、式(1)で定められる1次の減衰定数 $h_1$ に対し、次数が1つ増すごとに1.2程度を乗じて求めることができると考えられる。すなわち、次数を $n$ とすると、求める減衰定数 $h_n$ は次式のように表わされる。

$$h_n = 1.2^{n-1} h_1 \quad \dots\dots(2)$$

### § 3. 大振幅時の建物減衰

#### 3.1 概要

鉄骨造の高層建物に減衰性を与える要因としては、構造体の内部減衰、主に2次部材（間仕切り材、外装材など）に起因すると考えられる摩擦減衰、地盤と建物間の動的相互作用による地下逸散減衰、それに地盤の非線形性に伴う減衰も含めた地盤の内部減衰などが考えられる。これらの減衰は、建物の振幅レベル、地盤のひずみレベルなどに応じて変化すると考えられるが、これらの要因を定量的に研究し、設計に反映することは現在でも大きな研究課題である。耐震・耐風設計で考えているような、地震時および強風時の高層建物の振動レベルにおいて、実建物の減衰定数を定量的に評価するには、強震観測記録、強風時の建物応答観測記録を解析して評価する方法が現実的である。

超高層鉄骨造建物の地震観測記録から、建物の固有周期、減衰定数などを同定した研究は非常に少ないが、本章では当社で実施した観測に基づく検討、および国内外の文献による調査結果など、現状で得られる研究結果に

基づき、大振幅時における鉄骨造超高層建物の減衰定数について考察する。したがって、ここで述べる大振幅時とは、振動試験などの振幅レベルに比較して大振幅という意味であり、地震観測、強風時の観測などにおける振幅レベルのことを指す。

#### 3.2 地震観測に基づく検討

##### 3.2.1 シーパンスにおける地震観測<sup>4)</sup>

芝浦のシーパンスS棟は当社の本社建物で、地上24階・地下2階の鉄骨造建物である。軒高は97.7m、最高高さは106mである。一方方向(X方向)には粘弾性ダンパーが設置されている。Y方向は特に制振装置が設置されておらず、一般的な鉄骨造高層建物である。基礎は直接基礎で、地下2階部は洪積砂層を支持地盤としている。ツインタワーのもう一方であるN棟とは地下部分を共有しており、上部建屋の基礎部における固定度は高い。竣工前後に常時微動測定による振動試験を実施しており、S棟については、起振機を用いた強制振動試験も行なっている。また、建物竣工後の1991年4月からは地震観測を行なっている。

観測地震のうち最大の地震記録は、1階で66Gal、最上階で82Galを記録した地震で、この地震の東京における震度はVと発表された。大きな建物応答を生じた3地震について、S棟(Y方向)、N棟(X、Y方向)の1次から3次までの固有周期と減衰定数とを同定した結果を図-12に示す。同定には、時系列の応答波形を用いた解析法を用いており、同図では、同定結果の平均値を振動試験の結果と比較して示している。図-12から、建物の減衰定数は、大きな地震動を受けて大きな応答を生じた

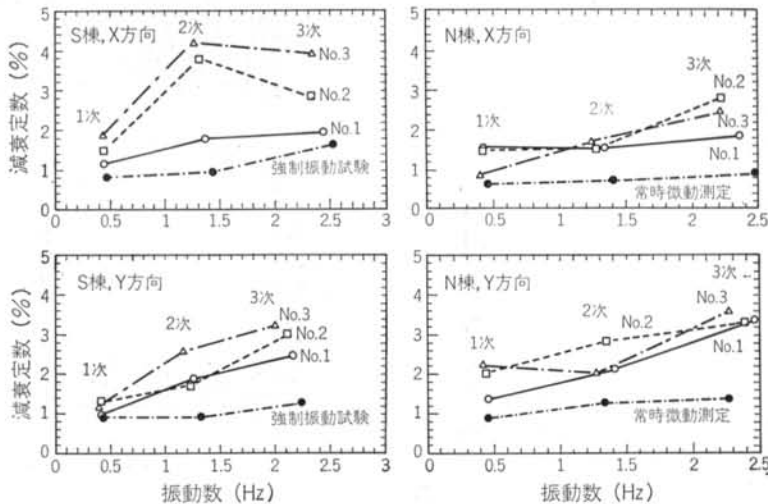


図-12 シーパンスの振動性状同定結果

場合ほど大きくなる傾向が読み取れる。1次モードの減衰定数は、S棟Y方向で1.3%、N棟で1.5~2.2%の値となっており、振動試験で得られた値と比較すると、地震時の減衰定数は2倍程度大きくくなっている。また、高次モードの減衰は、1次モードでの減衰定数に比べて大きくなる傾向が見られ、その増加の傾向は振動試験の結果に比して大きくくなっている。同定結果の固有振動数は、建物の応答振幅が大きな場合ほど小さな値となり、振幅によって等価剛性が小さくなる傾向を示している。解析に用いた地震記録は、東京直下型の地震で短周期成分が卓越しているため、1次モードで充分大きな応答となっていないが、現在までに観測されている地震記録よりさらに大きな地震動を受けた場合は、固有振動数がさらに低下し、減衰定数が増加することが考えられる。これについては、今後も地震観測を継続し検討を続ける予定である。

S棟のY方向およびN棟のX、Y方向について、各次モードの固有振動数と減衰定数との関係を求めた結果を図-13に示す。回帰には3地震の記録を用い、同定区間などを変えた結果をすべて用いている。減衰定数 $h$ (%)の評価結果はばらつきが大きい。固有振動数 $f$ (Hz)との関係を1次式で回帰すると、 $h=0.81f+1.0$ となった。

### 3.2.2 Tビルの地震観測

Tビルディングは、地上40階・地下3階の鉄骨造超高層建物で、軒高は165mである。基礎はべた基礎で、直接東京礫層に支持されている。竣工時(1984年)に常時微動測定による振動試験を実施しており、その後地震観測を続けている<sup>3)</sup>。

解析に用いた地震は、東京で震度IVを記録した7地震と震度Vを記録した1地震の、合計8地震である。まず建屋の振動特性を求めめるため、地下3階(B3F)に対する屋上階(P1F)の周波数伝達関数、およびそれらの平均値を計算した。FFTによる解析では20.48秒間の解析区間に対し、オーバーラップ区間を1/4(5.12秒間)、ス

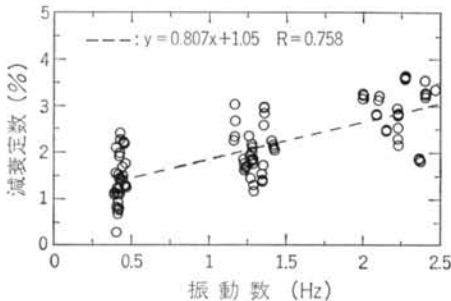


図-13 シーバンス(S棟Y方向およびN棟X、Y方向)における固有振動数と減衰定数との関係

ベクトルの平均回数を8回とした。なお、スペクトルの平滑化のため、ハニング・ウィンドウを1回使用した。

建屋各方向(N22E, S28E, UD)の周波数解析の結果を図-14に示す。破線は各地震ごとの、実線はそれらの周波数伝達関数の平均応答倍率を示す。これを見ると、地震ごとに伝達関数のピーク応答倍率および固有振動数にばらつきが見られる。また、水平方向の低次振動モードに関しては、周波数解析の対象区間が主要動付近を中心としていることから、振動数の応答倍率が小さめに評価される傾向がある。1次の固有振動数に対応する増幅率は最大で18倍程度であり、1次の刺激係数を1.3程度として等価減衰定数を略算すると3.5%程度になる。

なお、Tビルの場合は建屋観測点の時系列データの同時性が保証されておらず、シーバンスの解析で用いた時系列の応答波形を用いた同定手法によっては、良い結果

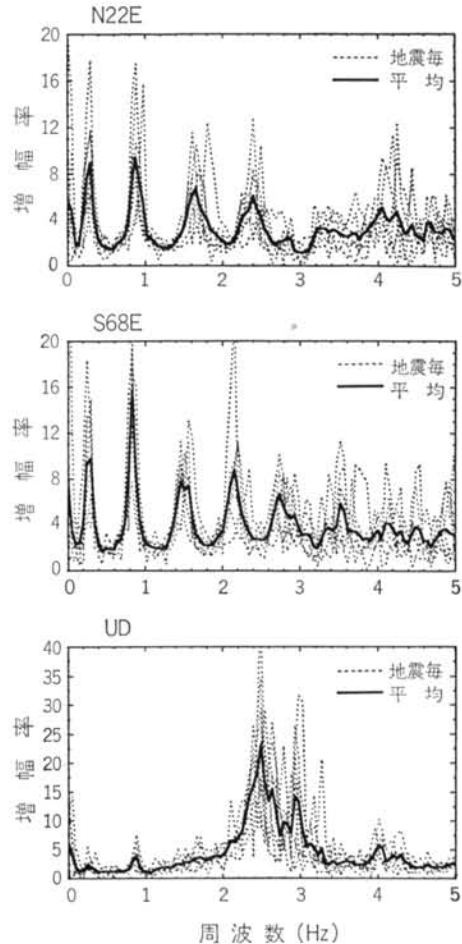


図-14 Tビルの地震観測波形から求めた周波数伝達関数(屋上階/地下3階)

を得ることができなかった。今後、さらに検討する予定である。

### 3.3 文献に見られる地震時、強風時の減衰定数

#### 3.3.1 Transamerica Building における地震観測

1989年10月17日にカリフォルニア州で発生したロマ・プリエタ地震の際に、サンフランシスコ市周辺の多くの高層建物において強震記録が得られた。それらの観測記録を用いて建物の振動特性を同定した研究が、最近になって報告されている。鉄骨造の超高層建物の例として、サンフランシスコ市のランドマークともいえる Transamerica Building (地上60階、地下3階、外装はプレキャスト・コンクリート・パネル)の地震観測に基づく解析結果では、基礎底で0.12Gの水平最大加速度が、49階では0.31Gに増幅されており、建物減衰に関して以下の知見が得られている<sup>6)</sup>。

- ・竣工時の振動試験では、建物の1次固有振動数は約0.33Hz(固有周期3秒)であったが、地震時には0.28Hz(固有周期3.6秒)になっており、振幅レベルによる剛性低下が見られる。1次の減衰定数は、振動試験時の0.9~1.4%が、地震時には2.2~4.9%と評価されている。
- ・高次モードの減衰定数は、振動試験結果では固有振動数の増加とともに漸増する傾向を示しているが、大幅な増加ではない。一方、地震時の高次モードに対する減衰定数は、おおむね2.5~7%程度に分布しており、1次モードより大きい減衰定数が同定されている。
- ・地盤-建物系の動的相互作用については、高次モードでその影響も見られるが、低次モードについてはその影響は非常に小さい。

#### 3.3.2 大阪大林ビルにおける地震観測

日本国内においては、地震観測記録に基づく鉄骨造建物の減衰評価結果は少ない。一例として、大阪大林ビルの地震観測結果に基づく研究がある<sup>7)</sup>。この建物は、地上32階・地下3階の鉄骨造建物で、べた基礎によって支持されている。シミュレーション解析に用いた地震記録は、大阪で震度Ⅲを記録した地震であるが、地下2階の最大加速度は1~2Gal、31階の最大加速度は2~3Galである。減衰に関して、以下の知見が得られている。

- ・1次の減衰定数は、起振機および人力加振試験の結果からは0.9~1.4%と得られたが、地震記録のシミュレーション解析からは2.5%と得られた。
- ・高次の減衰定数は、振動試験では固有振動数の増加とともに漸増する傾向を示しており、地震記録からは2次モードに対し2.7%の値が得られた。

#### 3.3.3 ハウステンボス・ドム・トールンにおける風観測

ハウステンボス・ドム・トールンは、鉄骨造のタワーで古いオランダの教会を模した建物であり、高さ約99mである。外装はFRCのパネルが貼られている。1991年の7月から10月にかけて、5つの台風が同建物の直上もしくは周辺を通過した際に、その建物振動を観測した。

観測記録についてRD法(Random Decrement Technique)により、加速度応答レベル(加速度 R. M. S.)と平均風速レベルと等価減衰定数との関係が求められている<sup>8)9)</sup>。

減衰定数の検討結果では、微小振幅時には振動試験による減衰定数と一致しているが、振幅の増大とともに減衰が大きくなり、加速度 R. M. S. が9 Gal 程度になると約3%と、微小振幅時の2倍になっている。一方、固有周期についても、強風時は微振動時に比較して10%程度長くなっている。

### 3.4 大振幅時の減衰定数の設定

3.2, 3.3で述べたように、振動試験結果から得られる固有振動数および減衰定数は、地震時や強風時など建物振幅のレベルが大きくなるに従って変化し、固有周期は伸び、減衰定数は増加する傾向が見られる。1次固有周期が3秒程度の鉄骨造高層建物では、震度Ⅲ~Ⅳ程度の地震でも1次の等価減衰定数が2%程度になることが、地震観測記録に基づく研究成果として明らかになっている。さらに、大きな振幅レベルになった場合には、減衰定数もそれに伴って大きくなり、固有周期も設計モデルの固有値解析結果に近づくことが予想される。したがって、現在の耐震設計に用いられている1次固有振動に対する減衰定数は、以上の研究結果からはおおむね妥当な値であると考えられる。

振動試験、地震観測・風観測の結果をみると、建物の振幅レベルの増大に伴って、固有周期の伸びおよび減衰の増加の傾向が明らかに認められる。また、固有周期が長い建物でも、大振幅時の減衰は2%以上あることが予想される。これらの振動性状は、建物の減衰が主に2次部材など建物内の摩擦減衰に起因することを示すものと考えられる<sup>10)</sup>。地震時、強風時などに、建物各部から摩擦音が生じることも、この現象を裏付けていると考えられる。建物の減衰が主に摩擦減衰であれば、建物がさらに高層化して固有周期が長くなっても、建物の振動振幅が大きくなれば減衰が期待できることになろう。

本章で述べた減衰に関する知見をもとに、建物が現状よりさらに高層化した場合における、設計用の減衰定数

を設定する際の留意事項を、以下のように考えた。

- (1)鉄骨造超々高層建物,超高層建物の地震応答解析(レベル1,レベル2)に用いる減衰定数として,建物の1次固有周期で2%程度となるように設定する。
- (2)建物の1次固有振動数が小さいほど,減衰定数が小さくなる傾向を反映する。ただし,この傾向は周期3秒以上の領域では顕著ではない。
- (3)建物の高次モードの減衰定数が振動次数の増加(すなわち,振動数の増加)とともに,やや増加する傾向を反映させる。

## § 4. 建物の上下振動について

高層建物の地震観測記録を解析すると,地震時に建物全体の上下振動が刺激されるため,基礎部の最大加速度に比較して最上部で増幅されることが知られている。上下振動の卓越周期は,最上部のコアまたは柱頭付近で常時微動観測を行なうことから確認できる。しかし,地震観測などの結果からこの上下振動を確認した事例は少ない。ここでは,シーバンス,Tビル,新宿センタービル<sup>11)</sup>など5建物の事例を用いて,上下振動に対する1次固有周期と建物階数との関係を求めてみた。

5建物についての上下振動1次固有周期 $T_1$ と地上階数 $N$ の関係を図-15に示す。 $T_1$ と $N$ との関係を一次式で回帰すると,

$$T_1 = 0.0084N + 0.065 \quad (\text{秒}) \quad \dots\dots(3)$$

となり, $T_1$ と $N$ とはほぼ直線関係にある。

地震観測の結果を用いて,1階と最上階間の周波数伝達関数を求めると,その応答倍率は地震によってばらつきを有するが,おおむね新宿センタービルで20倍<sup>11)</sup>,Tビルで平均的に23倍(図-14),シーバンスN棟で23倍,S棟で10倍となっている。S棟は,粘弾性ダンパーが上下動の制振に効果的であるため増幅比が小さいが,他の

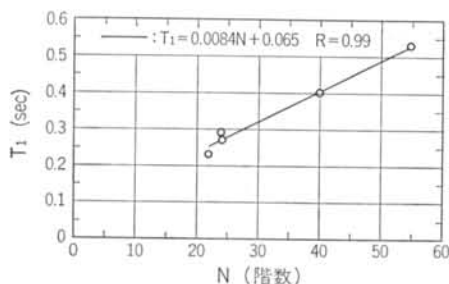


図-15 建物の地上階数 $N$ と上下振動1次固有周期 $T_1$ との関係

3建物ではおおよそ20~25倍位と考えられる。刺激係数を1.3と仮定して,増幅比から減衰定数を逆算すると,約2.8%となる。

以上の地震観測結果から判断すると,超高層建物の地震時の上下振動に対する減衰定数として,2~3%の値は設定し得ると考えられる。

## § 5. まとめ

鉄骨造超高層建物,超々高層建物の上部構造減衰定数の設定について,振動試験結果,地震・風観測結果に基づいた検討を行ない,水平方向の応答評価時に用いる減衰定数として,居住性評価レベルの振動と耐震・耐風設計時に用いる値を検討した。また,建物の上下振動1次固有周期と減衰定数について,地震観測の結果に基づいて検討した。結果をまとめて以下に示す。

### (1)振動試験結果の検討

- (i)固有周期 $T$ の特性は,軒高や階数との関係など,文献1)の日本建築学会による昭和47年当時の振動試験資料による分析結果と比較して,大差ないことが示された。
- (ii)長短辺方向モードの減衰定数 $h$ は $T$ による依存性により, $T$ が長いほど小さくなる傾向が認められた。ねじれモードについては,この傾向は顕著でない。
- (iii)長短辺方向の1次モードに対する減衰定数 $h_1$ (%)と固有振動数 $f_1$ (Hz)との関係式は,データのばらつきが比較的少ない当社による試験データを回帰分析して求めた結果, $h_1 = 1.84f_1^2 + 0.39$ と得られた。
- (iv)長短辺方向 $n$ 次モードの減衰定数 $h_n$ は,各建物における隣接振動次数間の減衰定数比から判断すると,上記(iii)で得られる $h_1$ を用いて $h_n = 1.2^{n-1}h_1$ の式で表わされる。

以上(i)~(iv)の結果は,建物の振幅レベルが小さい場合における居住性の評価など,建物の使用性能を対象とする場合には適用が可能であると考えられる。

### (2)大振幅時の減衰の検討

- (i)地震時,強風時など建物の振幅レベルが大きい場合には,振動試験の結果に比較して建物の固有周期は延び,減衰定数は大きな値となる。また,鉄骨造超高層建物の1次減衰定数として,2~3%程度の値は期待できる。
- (ii)高次モードに対する減衰定数は,1次の減衰に比較して漸増する傾向が見られる。

### (3)建物の1次上下振動の検討



(i)建物の上下振動1次固有周期  $T_1$  と階数  $N$  との関係を1次式で回帰すると、 $T_1=0.0084N+0.065$ (秒)となり、ほぼ直線関係にある。

(ii)現在までに得られている地震観測結果から判断すると、超高層建物の地震時の上下振動に対する減衰定数として、1次振動モードに対し2~3%の値は設定しうる。

今後の課題としては、高層建物の地震・風応答予測の観点から、建物の振幅レベルに応じた減衰定数、および

高次振動モードに対する減衰定数の設定が挙げられる。また、振動試験法と評価手法の検討、減衰メカニズムの解明と適正なモデル化も重要である。振動試験、地震・風観測などのデータの収集分析とともに、さらに研究を継続する予定である。

本研究に当たって、社内外の多くの振動試験データを利用していただきました。試験に携わった方々に、心から感謝の意を表します。

#### <参考文献>

- 1) 日本建築学会編：“建築物の耐震設計資料” 日本建築学会（1981年）
- 2) 佐武、横田：“振動試験資料に基づく鉄骨造高層建物の振動性状” 日本建築学会関東支部研究報告集（1993年）pp. 17~20
- 3) H. Kobayashi: “Damping Coefficient of Structural Vibration Related to Subsoil Conditions” Proceedings of 5th WCEE, Vol. 2 (1974) pp. 1791~1800
- 4) 横田、岡田、片岡、小川：“粘弾性ダンパーを設置した高層建物の振動特性(その1)、(その2)” 日本建築学会大会学術講演梗概集B分冊（1992年）pp. 1919~1922
- 5) 横田、岡田、高浜：“Tビルの振動特性と地震時挙動” 日本建築学会大会学術講演梗概集B分冊（1986年）pp. 2428~2429
- 6) M. Çelebi & E. Safak: “Seismic Response of Transamerica Building, I & II” Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 8 (1991) pp. 2389~2425
- 7) 安井、若松、此上、田中、山崎：“大阪大林ビル—観測波による弾塑性応答特性に関する考察—” シンポジウム「観測地震動記録と構造物の安全性」講演集（1990年）
- 8) 田村、嶋田、日比、藤井：“ハウステンボス・ドム・トールンの風・振動観測（その1）、（その2）” 日本建築学会大会学術講演梗概集B分冊（1992年）pp. 21~24
- 9) 田村、嶋田、日比：“ハウステンボス・ドム・トールンの風・振動観測（その1）、（その2）” 第12回風工学シンポジウム論文集（1992年）
- 10) A. G. Davenport & P. Hill-Carroll: “Damping in Tall Buildings: Its Variability and Treatment in Design” Proceedings of ASCE Spring Convention, Seattle (1986)
- 11) 池田、辻井、松尾、河村、萩尾：“超高層建物における地震動観測” 日本建築学会大会学術講演梗概集〈構造系〉（1981年）pp. 867~868

