

23号館の強風時実挙動観測

大熊武司^{*1}, 安井八紀^{*2}, 下村祥一^{*1}, 小賀伸一^{*1}

(*1: 神奈川大学工学部建築学科, *2: 神奈川大学工学研究科)

1. 序

1995年1月17日に神戸市をはじめとした阪神・淡路地区に多大な被害をもたらした兵庫県南部地震は、免震建物の地震に対する有効性を印象付け、免震建物の建設実績が急激に増加するきっかけとなった。従来、上部構造として中低層RC造建物に主に適用されてきた免震構造は、軽量な住宅などの小規模なものから、高さ60mを超える超高層建築物への適用例も見られるようになってきており、今後、益々長周期化、多様化への傾向にあるといえる。一方、長周期化によって地震時の応答を低減させることを図る免震建物は、長周期化による風外力のスペクトルピークへの接近や、風外力の空間的な不均一性によって生じる振れ力により、風外乱に対して必ずしも有益であるとは言いがたい。免震建物の風外乱に関わる問題としては、応答の大きさ、特に、振れ振動の大きさ、免震部材の復元力特性と累積疲労損傷の等が挙げられる。

免震建物の実挙動観測としては、長田ら¹⁾伊澤ら²⁾等の兵庫県南部地震時の事例が上げられるが、風観測の報告事例は殆ど無い。免震建物は急速に普及しつつあるものの、竣工後からの使用年数が短いことから、歴史的な強震や台風などの外乱に遭遇した事例は少なく、その情報も乏しいのが現状である。したがって、免震建物が供用期間中に遭遇するであろう外乱によって、免震部材がどの程度の疲労損傷を受けるのか、また、どの程度まで許容しうるのかについても不明な点が多い。

免震部材の強風時の復元力特性に関する研究としては、鈴木ら³⁾の研究が挙げられる。鈴木らは、解析的に免震部材に作用する台風時のせん断力の時刻歴を再現し、実大の鉛入り積層ゴムと高減衰積層ゴムに動的に与え、従来の地震応答用の免震部材の復元力モデルを単純に適用することができないことを指摘している。

日常的な風揺れに対する研究としては、本論において取り扱う神奈川大学23号館を対象とした大熊ら^{4),5)}の研究が挙げられる。大熊らは、風力天秤実験に基づいて線形応答解析により応答を予測し、免震層が十分機能しない低振幅時においては、1年再現期待値の建物頂部風速22.8m/sに対しては約11~21mm/s²程度の最大応答加速度が予想されることを試算している。この最大応答加速度は、日本建築学会の「建築物の振動に関する居住性能評価指針・同解説(1991)」によれば、概ね平均的な知覚閾に相当する加速度として評価され、居住性能の立場からみれば無視しうる加速度とは言えない。

また、神奈川大学23号館については、起振機による振動実験の結果が報告されている^{6),7),8)}。それらによれば、微小な振動時においても免震層の減衰部材が機能し、大きな減衰力が得られること、その減衰力が振幅によって非線形に増加することなどが報告されており、風揺れの評価においても貴重な資料であることは明らかである。今後、風観測や地震観測によって、より広範囲の加速度振幅レベルでの資料が得られることが期待される。

本論は、神奈川大学23号館を対象とした一連の研究に引き続き、2001年8月より実施している風観測に関しての結果を報告するものである。

2. 対象建物および観測概要

2.1 建物概要

観測対象建物である神奈川大学23号館は、図1に示すように地上8階建て塔屋2階、地下2階で、免震層は地下2階と地下1階の間に設けられている。軒高は約30m、最高部高さは約39mで、その平面形状は南北方向に約90m、東西方向に約32mと、南北に長いL字型の形状をしている。

設計図書⁹⁾によれば、上部および下部構造の耐震クライテリアは、レベル2地震動に対して共に許容応力度内に留まることとしており、再現期間100年の風荷重に対しては、ダンパーが降伏しない設計としている。因みに、この風荷重の約1.4倍で鉛ダンパーが降伏する。

また、設計図書の解析結果によれば、長辺方向(南北軸)をX方向、短辺方向(東西軸)をY方向とすると、免震層を固定した場合の1次固有振動数はX, Y, Θ 方向で1.18Hz, 1.14Hz, 1.28Hzで、免震層の初期剛性を考慮した1次固有振動数はそれぞれ0.72Hz, 0.70Hz, 0.74Hzである。いずれの場合も短辺方向であるY方向の固有振動数が最も低く、振れの固有振動数が最も高いが、その振動数比は約1.1と小さい。因みに、設計図書の重量を用い、上部構造を剛体として免震層の初期剛性を評価した場合の固有振動数は1.38Hzとなる。また、建物の重心と免震層の剛心とのずれは、X方向で0.1m以下、Y方向で約0.5mであり、殆ど偏心のない構造となっている。

2.2 観測概要

観測項目は、塔屋屋上の南西側隅角部(建物最高部から2.5m、地上41.75m)に設置された風車型風向風速計(日本エレクトリック・インスツルメント, N-262LVS)と、建物8階に設置された加速度計(東京測振, SS-1:FS 500mm/s²)3成分である。加速度の方向はX方向に1成分、Y方向に2成分としている。観測データは、20Hzのローパス・フィルター(NF回路設計ブロック, P-84)を介した後、サンプリング周波数50Hzで常時時刻歴が記録されている。

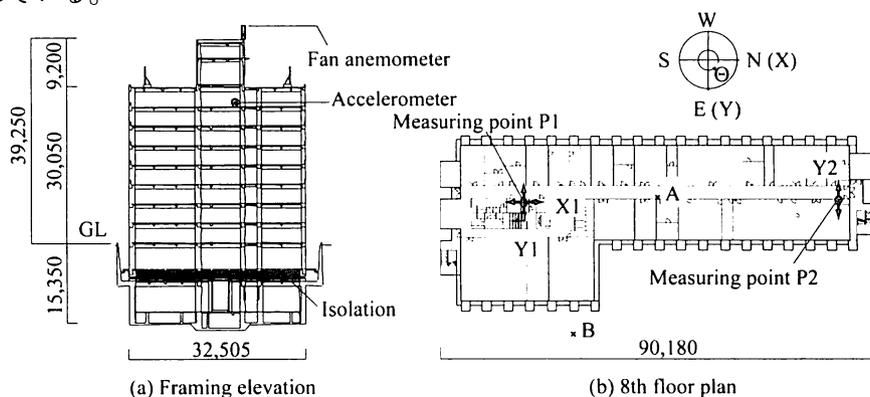


図1 対象建物概要ならびに観測機器の配置

3. 事前調査

3.1 微小振動時の振動特性

風観測に先立ち、微小振動時の振動性状の把握を目的として、竣工後に常時微動測定を実施した。測定では、XあるいはY方向について、地上点と地下1, 2, 4, 6, 8階に各1点ずつ、6点同時に速度時系列を測定した。測定位置は、地上点は図1に示すB点、建物内計測点はA点の位置で、A点は設計上の重心位置に概ね一致する。データはサンプリング周波数100Hzで約40分記録した。因みに、計測時間帯の横浜地方気象台での10分平均風速は0.8m/s～3.1m/sであった。

8階を事例として、極大値毎に重ね合わせるRD法で求めた自由振動波形を図2に、測定した時系列を27個の81.92秒の小サンプルに区分し、地上と各階とのクロススペクトルのアンサンブル平均を地上のパワースペクトル密度のアンサンブル平均で除して評価した伝達関数を図3に示す。なお、スペクトルの推定には

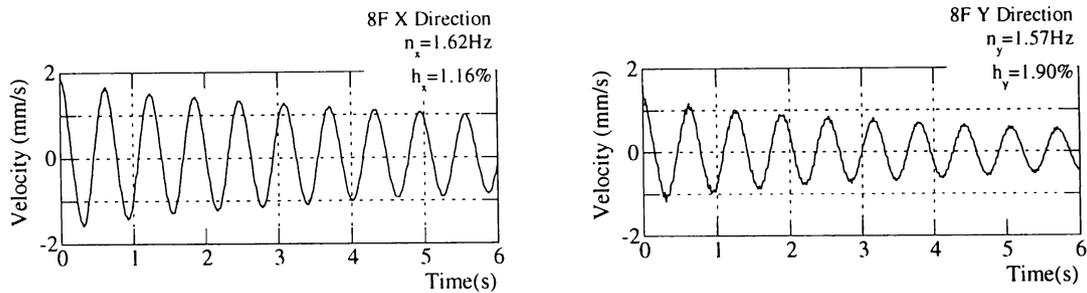


図2 常時微動計測結果をもとにRD法で求めた自由振動波形の一例

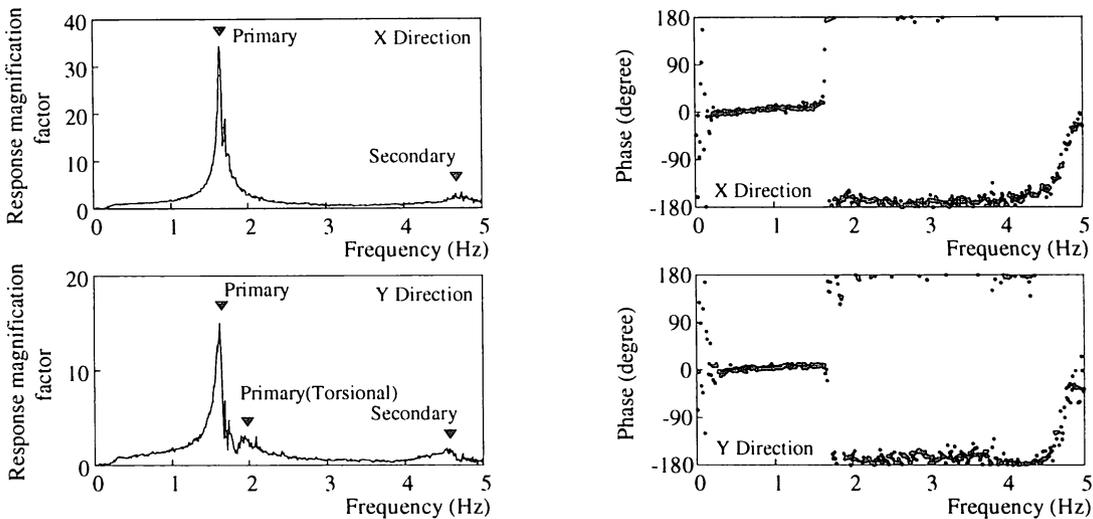


図3 常時微動計測結果による伝達関数の一例(8階)

表1 常時微動時の固有1次振動数および減衰定数

	Primary mode frequency(Hz)		Damping ratio (%)	
	X	Y	X	Y
Random decrement method	1.62	1.57	1.16	1.90
Transfer function	1.64	1.61	1.49	3.79
Power spectrum density	1.62	1.59	1.34	2.58

FFTを用いた。RD法、伝達関数ならびに8階のパワースペクトル密度から推定した固有1次振動数および減衰定数を表1に示す。

常時微動測定結果より推定した固有1次振動数はX, Y両方向共に約1.6Hzで、いずれも設計時に想定した免震層固定時の固有1次振動数よりも高く、上部構造を剛体とした場合の固有1次振動数よりも高い。以上より、微小振幅域では、上部構造の2次部材が剛性として評価されることに加えて、免震部材の剛性は設計時に想定した値より高いものと推察される。

減衰定数は、X方向で1.2～1.5%程度と手法によらず概ね一定で、Y方向では1.9～3.8%と手法による減衰定数に差が認められる。

図4に伝達関数から推定した1次および2次の振動モードを示す。免震層の変形角が最も大きく、免震層が他の層に比較して柔らかいことがわかる。特に、この傾向は短辺方向であるY方向で顕著である。

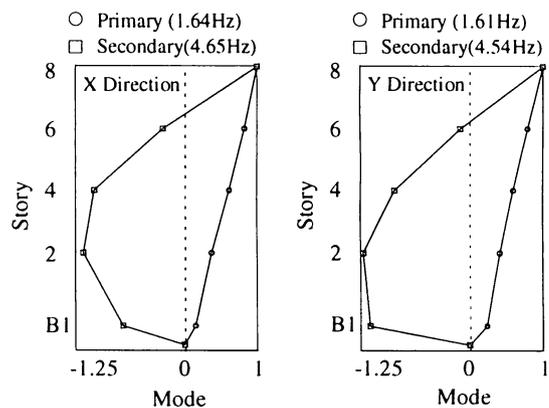


図4 常時微動計測結果による振動モード

3.2 23号館自身による風観測への影響

風向風速計は設置場所に制限があり、風向風速データは観測建物自身の影響を受ける場合がある。風洞実験により、23号館がある場合とない場合との風向風速計取付位置の平均風速を10度毎の風向で測定し、その影響を把握した。図5にその結果を示す。

風向南～南西付近を除き、23号館自身により平均風速に10%～30%程度の影響が認められる。そこで、本論では、以下のように平均風速を補正することとした。

- 1) 10分間の風向変動の確率密度分布を正規分布と仮定する。
- 2) 平均風向 θ_m および風向の標準偏差 σ_θ は、観測で得られた値を用いる。
- 3) 任意の風向 θ_i における平均風速の比 $r(\theta_i)$ は、風洞実験で得られた値から直線補間して求める。
- 4) 平均風向 θ_m における平均風速の補正係数 R_m は、風向 $\theta_m - 3\sigma_\theta \sim \theta_m + 3\sigma_\theta$ の範囲を $2N+1$ 個($N=50$)の風向角で代表し、その範囲で風速比 $r(\theta_i)$ の逆数に確率密度分布の重み W_i を乗じ、合算して評価する。
- 5) (1)式に示すように、観測された平均風速 U_H' に補正係数 R_m を乗じて平均風速を補正する。

$$U_H = R_m U_H' \quad \dots(1)$$

$$R_m = \sum_{i=-N}^N W_i / r(\theta_i)$$

$$\theta_i = \theta_m + \frac{3\sigma_\theta}{N} i \quad (i = -N, \dots, N)$$

$$r(\theta_i) = U_H'(\theta_i) / U_H(\theta_i)$$

$$W_i = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_\theta} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\theta_i - \theta_m}{\sigma_\theta}\right)^2\right] \frac{3\sigma_\theta}{N}$$

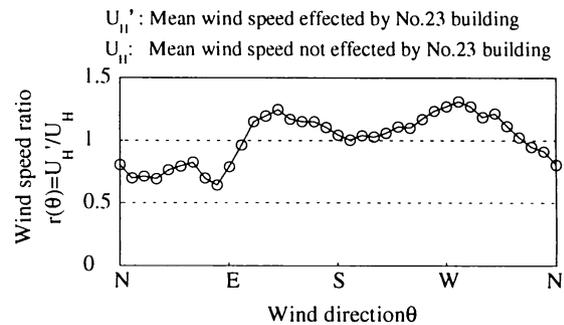


図5 23号館自身の平均風速への影響

4. 風観測結果

4.1 風況

2001年8月～2001年12月までの5ヶ月間のデータに基づいた風向頻度を図6に示す。

観測期間中、2001年8月21, 22日に0111号台風、同年9月10, 11日に0115号台風が接近(図7)し、9月11日に最も高い最大瞬間風速32.0m/s、最大の応答加速度として6.9mm/s²(P2点Y方向)を記録した。0115号台風接近時の10分統計時系列を図8に示す。なお、図8には前節に示した方法で補正した平均風速と、毎正時の横浜地方気象台における平均風速および海面気圧¹⁰⁾と併せて示している。

観測記録には、大きな風向変動が見られる区間があるが、この風向変動が建物自身によるものか、単に風向変動が大きいのかは明らかではない。そこで、本論では、風の性質を示すデータについては風向変動の標準偏差が30度以下の記録のについてのみ取り扱うこととした。なお、以降で取り扱う平均風速は、すべて補正した平均風速とする。

海面気圧が最も下がった時刻の直前(時刻A)において、最大の応答加速度が記録されている。その後、応答加速度は小さくなるが、再び極大値を示している。最大加速度が観測された時刻においては、精度の高い風速のデータは得られなかったが、この加速度の変化から時刻Aにおいても平均風速が20m/sに近い値であったと推察される。

4.2 風の乱れの性質

図9に平均風速とガストファクター、ピークファクター、乱れ強さおよび乱れのスケールとの関係を、図10に変動風速のパワースペクトル密度を風向別に示す。なお、乱れのスケールはパワースペクトル密度のゼロ周波数の値から求め、スペクトルの推定にはAR法を用いた。

平均風速が10m/s以上では、ガストファクターは1.5～2.0程度、ピークファクターは3.0前後、乱れ強さは

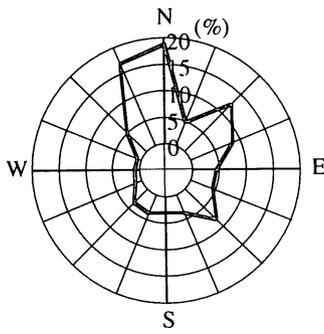


図6 風配(2001年8月~12月)

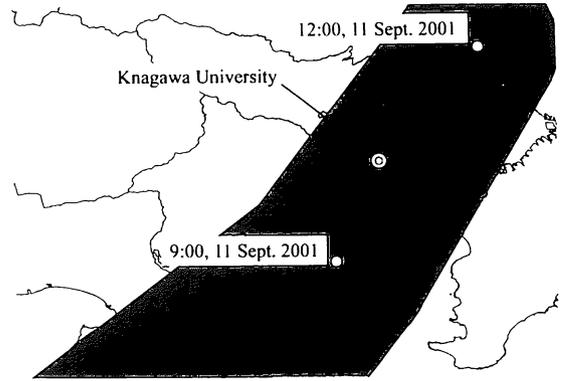


図7 0115号台風の経路

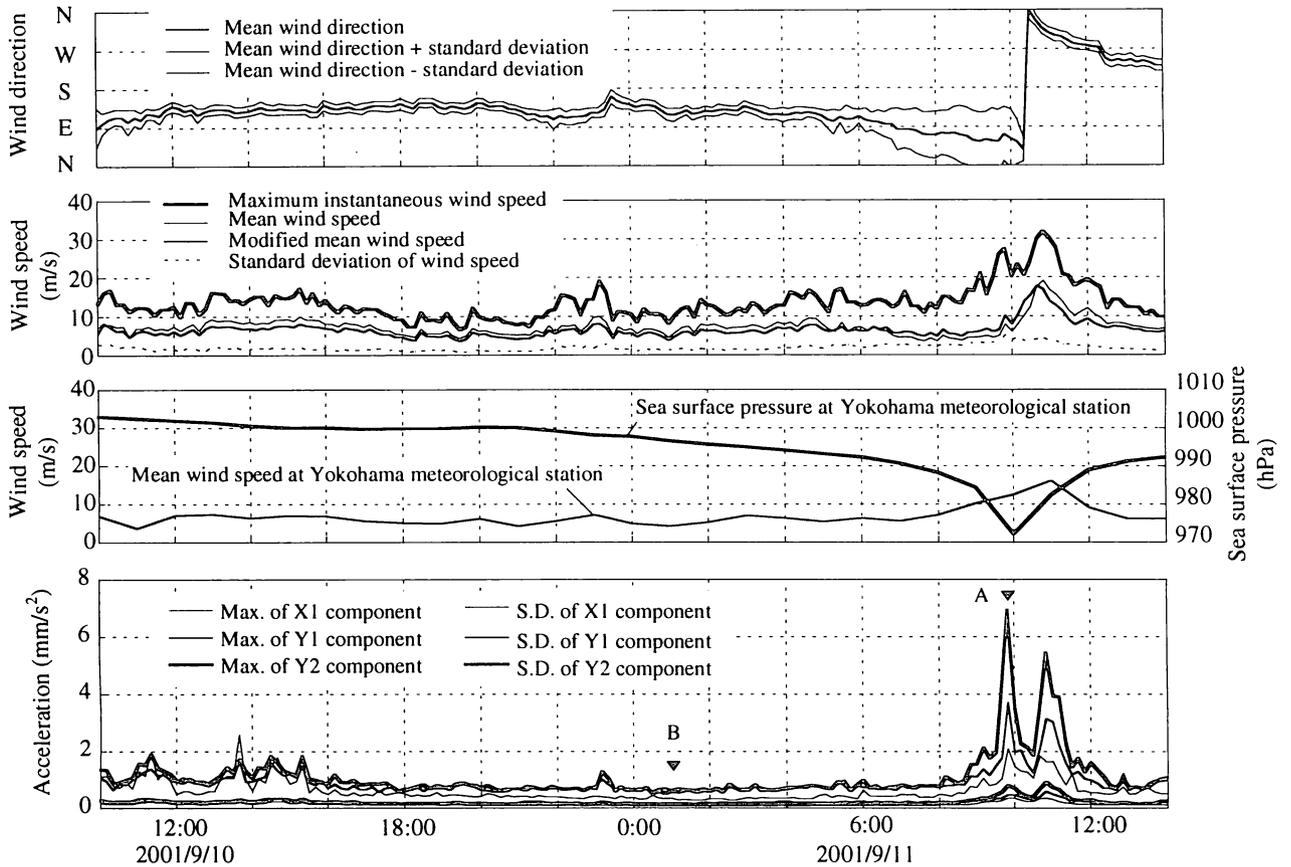


図8 風向風速および応答加速度の観測結果

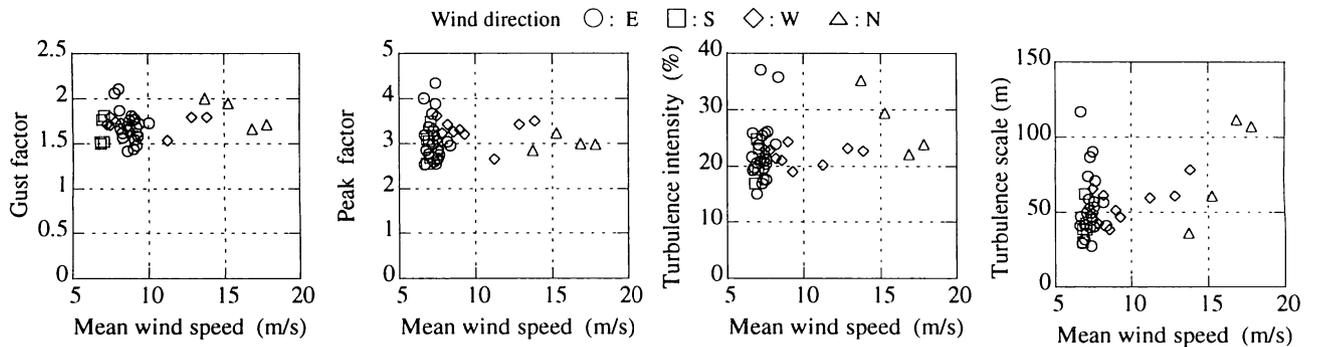


図9 風の乱れの性質

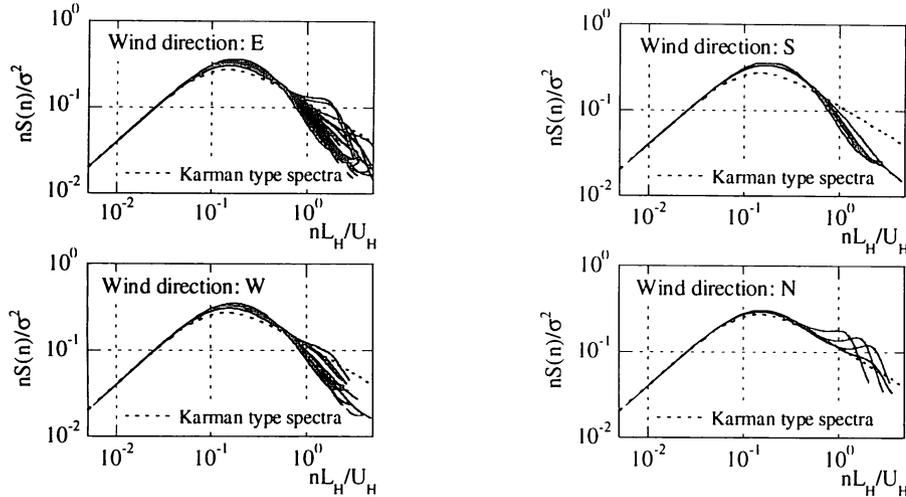


図10 変動風速のパワースペクトル密度

20~35%、乱れのスケールは40m~110m程度の値を示している。風向によって平均風速の範囲が異なること、加えてデータが少ないことから、ここでは、平均風速と乱れの性質との関係について言及しない。

変動数速のパワースペクトル密度には、風向S~Wを除いて、高振動数側に23号館自身の影響と考えられるピークが見られるが、スペクトル形状は概ね Karman 型に一致する。

4.3 応答加速度の時系列とパワースペクトル密度

図8に示す最も大きな応答加速度を記録した台風時の時刻Aと、台風の影響を殆ど受けていない時刻Bについて、Y方向2観測点(図1参照)の時刻歴波形の一部を図11に示す。風速が低く、応答加速度が小さい時刻Bにおいては、2点の加速度の方向と大きさが概ね一致して時々刻々と振動していることがわかる。一方、風速が高く、応答加速度が大きい時刻Aにおいては、2点の加速度の方向および大きさ共に一致しておらず、振れ振動が顕著であることがわかる。

時刻A時のX1、Y1およびY2の応答加速度のパワースペクトル密度を図12に示す。同図には、2点のY方向の応答加速度から次節に示す方法で推定したY方向の並進成分およびP2位置に換算した捩れ成分のパワースペクトル密度、加えて、スペクトルから推定した各方向の固有振動数および減衰定数を併せて示している。なお、スペクトルの推定にはAR法を用いた。Y2成分においては、並進成分より捩れ成分の応答加速度が大きいことが明らかである。

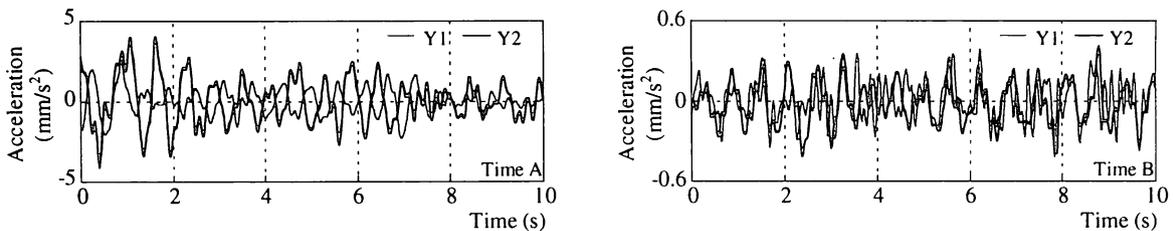


図11 応答加速度の時刻歴(Y方向)

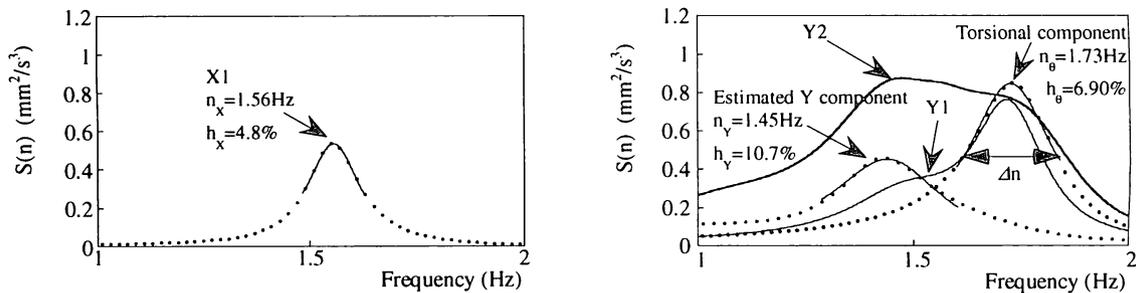


図12 応答加速度のパワースペクトル密度(時刻A)

4.4 振れ中心の推定

単位時間10分に対して振れの中心が、一定の点 x_0 に位置すると仮定する。この時、 x_0 からX軸方向に L_i 離れた点 x_i のY方向の応答加速度を $Y_i(t)$ とすると、振れ成分の応答角加速度 $\Theta(t)$ は(2)式のように2点の応答加速度から求まる。さらに、この $\Theta(t)$ を用いて(3)式より、並進成分 $Y_0(t)$ を求めることができる。

$$\Theta(t) = \frac{Y_1(t) - Y_2(t)}{L_1 + L_2} \quad \dots(2)$$

$$Y_0(t) = Y_2(t) - \Theta(t)(L_1 - L_2) \quad \dots(3)$$

本論では、 L_i を徐々に変化させて $Y_0(t)$ を評価し、この $Y_0(t)$ に関するパワースペクトル密度を求め、振れ成分のハーフパワーに相当する部分(図12の Δn 部分)の占める割合が、パワースペクトル密度全体に対して最も小さくなる場合をもって x_0 の位置を決定した。

応答加速度の大きい時刻である9月10日10時~17時ならびに11日6時~13時を対象(86データ)としてねじれ中心を推定した結果、その平均値は観測点P1から北側に29.4m(南側端部から52m)で、その標準偏差は2.9mであった。この値は、設計時に想定した免震層の剛心から約12m北側になる。

なお、以降では、ここで用いた記録を対象に議論を進めることとする。

4.5 応答加速度のピークファクター

応答加速度とピークファクターの関係をXおよびY方向の並進成分と振れ成分について図13に示す。なお、振れ成分はP2の位置に換算したY方向の応答加速度である。ピークファクターは、3.7~8.8の範囲で大きくばらついているが、平均的には4~5程度の値である。

図8に示す時刻Aと時刻BのY2成分から求めた応答加速度の頻度分布を図14に示す。なお、横軸の応答加速度は、10分の応答加速度標準偏差で除しており、時刻Aについては最大値付近を拡大したものが併せて示した。風速の低い時の時刻Bにおいては、正規分布に近い頻度分布となっており、ピークファクターも4.27である。一方、最大応答が発生した時刻Aでは、平均値付近の頻度が高く、ピークファクターが8.77と大きな値が得られた。応答加速度が標準偏差の4倍を超える頻度は0.56%、6倍を超える頻度は0.2%であった。

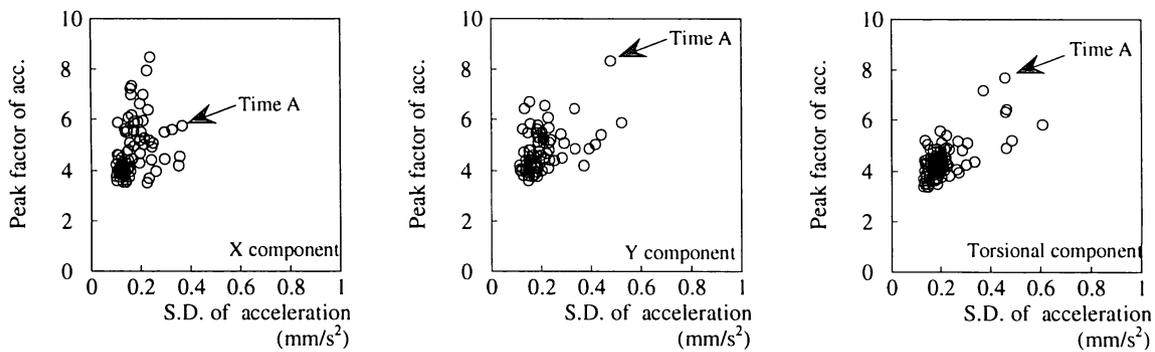


図13 応答加速度とピークファクターの関係

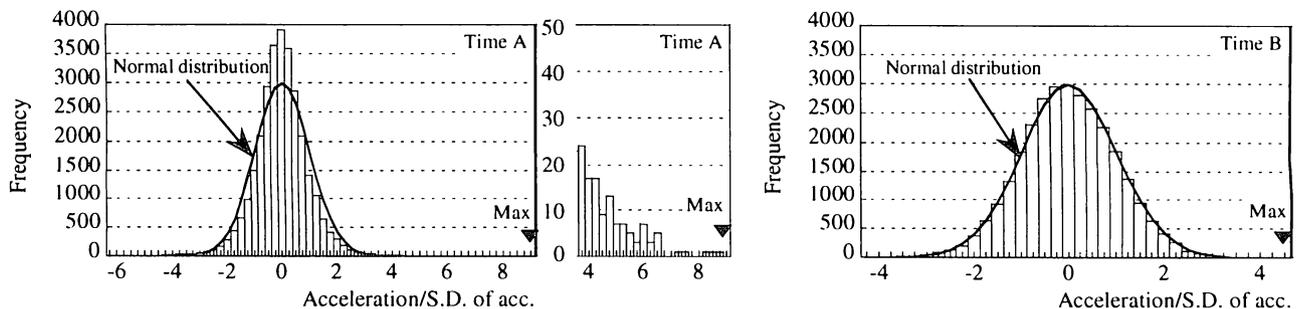


図14 応答加速度時刻歴の頻度分布(Y2成分)

4.6 平均風速と応答加速度の関係

平均風速とY方向および捩れ成分の応答加速度の標準偏差との関係を図15に示す。なお、捩れ成分の加速度はP2の位置に換算したY方向の加速度である。いずれの成分共に風速の増加に伴って応答加速度が大きくなっている。高い風速域では、捩れ成分の応答加速度の標準偏差が並進成分の標準偏差より若干上回っており、図11の時刻歴波形および図12のパワースペクトル密度とその傾向が一致する。また、平均風速が10m/sを超える領域では、風向によって応答加速度の標準偏差に差が認められる。

文献3)において予測に用いた平均風速22.8m/s(風向:E)に比較して観測された平均風速が小さいため、観測値と予測値の直接の比較は難しいが、1次の固有振動モードを直線、固有振動数を微小振動時の値、減衰定数を2%と仮定した場合の応答加速度の標準偏差の予測値はY方向で5.5mm/s²、捩れ成分で4.7mm/s²であり、観測値より大きな値である。これは、次節からも明らかのように、減衰定数を過小に評価しているためで、減衰定数として10%を見込んだ場合には、Y方向で2.4mm/s²、捩れ成分で2.1mm/s²となる。

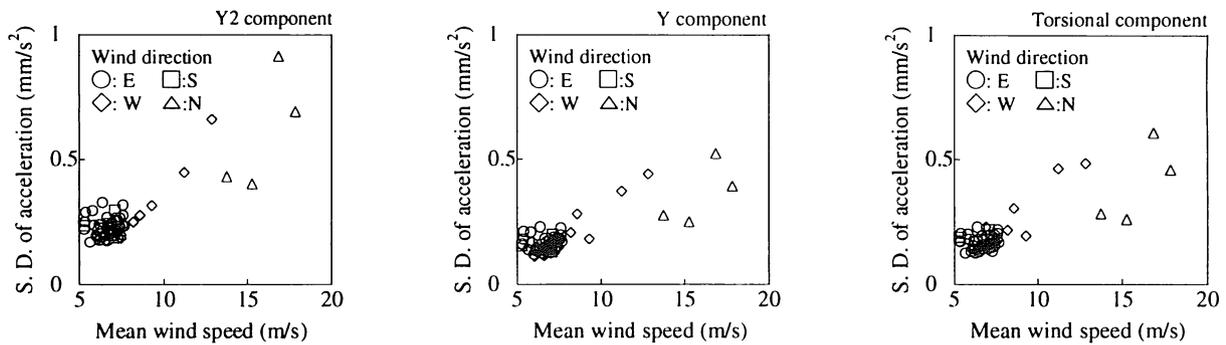


図15 平均風速と応答加速度の関係

4.7 固有振動数および減衰定数

観測された応答加速度の時系列データならびに4.4節に示した方法で捩れ応答成分および捩れを除去した応答成分について10分を単位にパワースペクトル密度を求め、このパワースペクトル密度から固有1次振動数、減衰定数を推定した。X方向はX1成分を用いて並進成分とし、捩れ成分はP2の位置でのY方向の応答加速度に換算した。これらの結果に、23号館の加振実験⁷⁾、および地震時(図16、2001年9月18日4時24分、震源地東京湾、M4.4、震央距離19km)の値を加えて、応答加速度と1次の固有振動数ならびに減衰定数の関係を図17に示す。なお、地震時のデータは、風観測システムとは別途に稼動している地震観測システムの記録を用いた。観測点は風観測でのP1の位置に相当する。また、1次の固有振動数および減衰定数は、地下2階と8階のクロススペクトルを地下2階のパワースペクトル密度で除して求めた伝達関数から推定した。ただし、加速度時系列は0.2Hz~10Hzのバンドパス・フィルター処理を施した後、Trifunacの方法¹¹⁾により補正した。評価区間は、地下2階のX方向に最大加速度が生じた時間から2秒間遡った時刻からの20秒間(サンプリング数:2000)とし、スペクトルの推定にはAR法を用いた。

固有1次振動数は、いずれの方向においても応答加速度が大きくなるに従って低くなる傾向が認められる。最大応答加速度が1.0mm/s²以下では、常時微動時の固有1次振動数と一致し、XおよびY方向共に約1.6Hzである。今回得られた風応答の大きさの範囲では、Y方向の固有1次振動数は1.5Hzを若干下回る程度まで低減している。さらに、最も大きな最大応答加速度(X方向65.4mm/s²、Y方向75.2mm/s²)が記録された地震時には、X、Y両方向共に約1Hzまで固有1次振動数が低下している。サンプリング数が少ないためスペクトル推定上の問題はあがるが、風観測では認められた捩れ振動のピークが地震時の伝達関数および8階のパワースペクトル密度には認められない。

減衰定数は固有1次振動数とは逆に、応答加速度が大きくなるに従って大きくなる傾向が認められる。また、固有1次振動数に比較して推定値のばらつきが大きい。減衰定数の値としては、最大応答加速度が1.0mm/s²以

下では、X方向では2%前後、Y方向および捩れで2~8%であり、常時微動時と同程度以上の値となっている。今回得られた風応答の大きさの範囲では、Y方向で10%を上回る程度まで増加している。さらに、地震時には18~20%の減衰定数となっている。

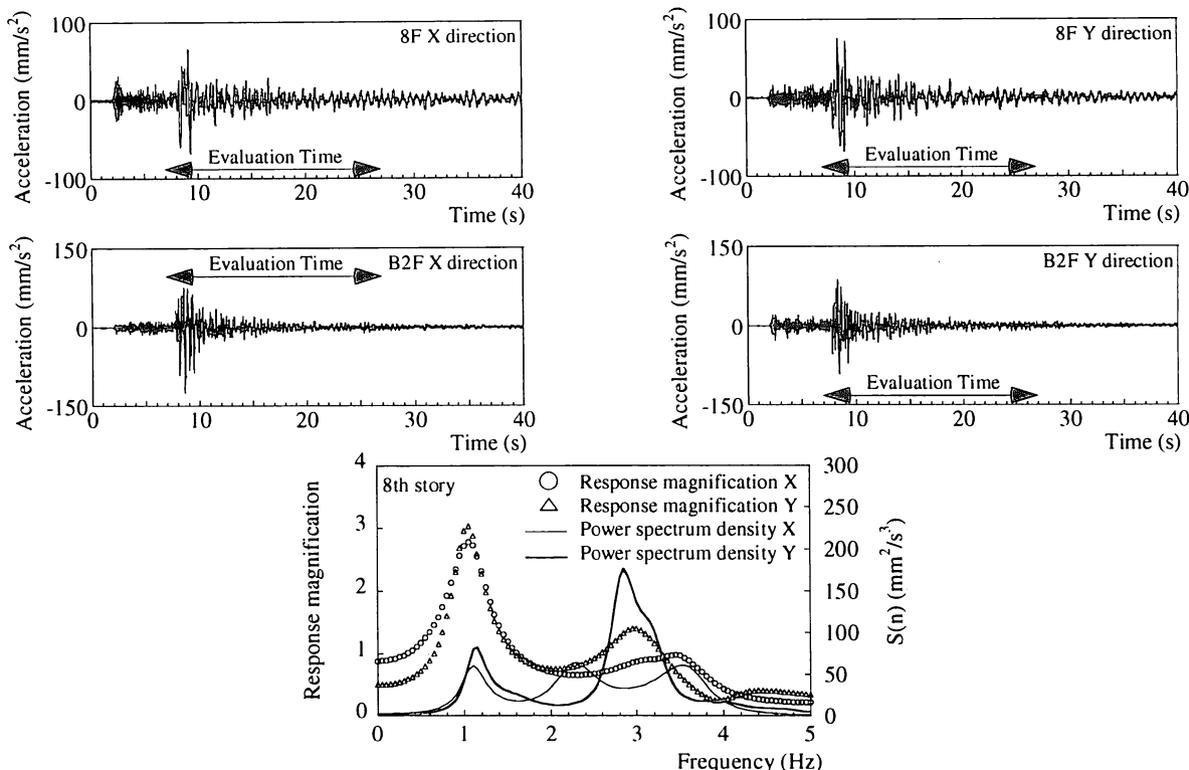


図16 地震時の応答加速度と伝達関数およびパワースペクトル密度(2001年9月18日)

- : Translational component or torsional component estimated from wind response measurement data
- ×: Wind response measurement data
- : Vibration test data⁶⁾
- △: Seismic response measurement data

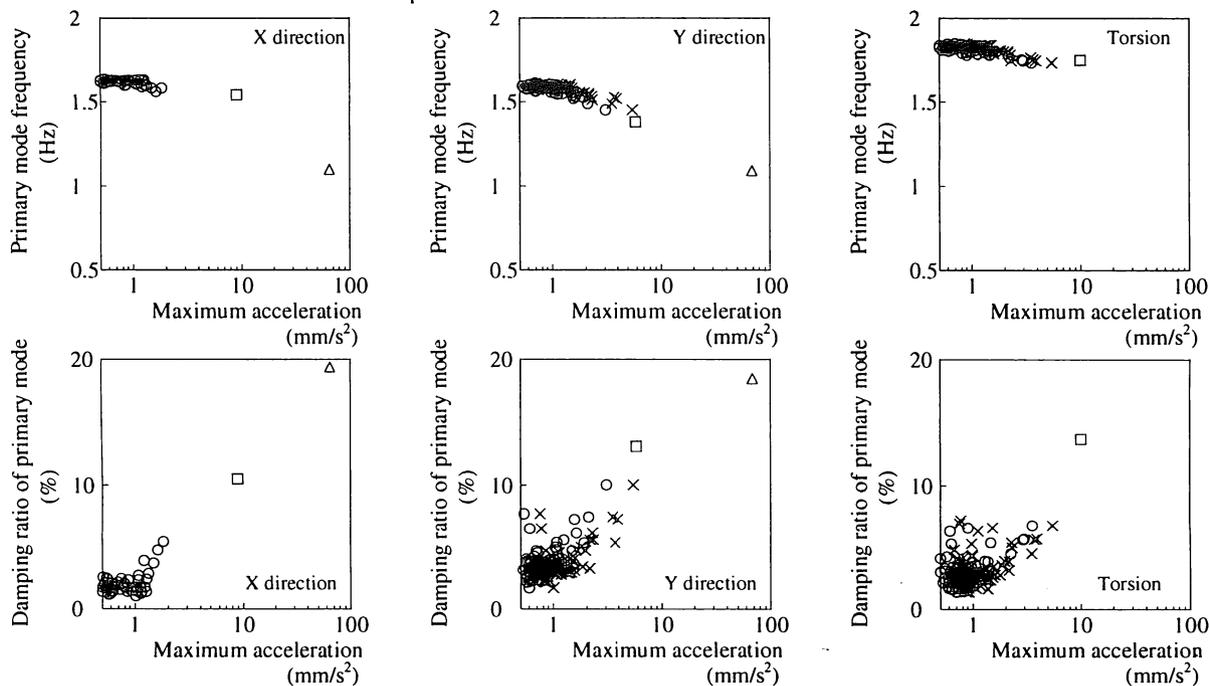


図17 応答加速度と1次の固有振動数および減衰定数の関係

4.8 剛性分布と免震層の復元力特性

前節に示した地震時の伝達関数(図16参照)から推定した振動モードを常時微動時の振動モードと併せて図18に示す。地震時の振動モードと常時微動時の振動モードを比較すると、免震層の変形角がより一層大きくなっていることがわかる。

設計時に想定した剛性分布と、常時微動時および地震時の剛性分布を比較するため、建物をせん断構造物とし、建物が固有振動数で正弦運動していると仮定して各層の剛性分布を求めた。本論では、各層の重量は設計図書値を、振動モードは図18の値を用いることとした。ただし、振動モードが得られていない層については、隣接層の値から直線で内挿あるいは外挿した。推定した各層の剛性を設計値と併せて図19に示す。

常時微動時の上部構造の剛性は、X方向では設計値の約2倍、Y方向では2~3倍程度の値となっている。一方、免震層の常時微動時の剛性は設計値の10~15倍である。地震時の上部構造のXおよびY方向の剛性は、下層においては常時微動時の剛性と設計値の中間的な値に位置し、上層部では常時微動時の剛性と概ね一致する。一方、地震時の免震層の剛性は、X、Y方向共に常時微動時には設計値の10数倍あった剛性から約3倍まで低下している。免震層の剛性は、上部構造に比較して地震時に急激に剛性が低下していることがわかる。

今回観測された風応答での応答加速度の大きさと、他の外乱による応答加速度の大きさから推定して、今回観測された風応答の範囲での剛性分布は、常時微動から地震時の間に位置すると考えられる。風応答を予測する場合には、微小振幅時の剛性と、応答に応じた剛性の低減の評価を適切に評価することで、精度良い推定が可能になるものと考えられる。

地震時の加速度時系列から推定した免震層のせん断力と免震層+地下2階の変形の間を、設計時および各外乱時の剛性と併せて図20に示す。下段の図は、上段の図の中心部を拡大したもので、振動時間の大半を占める部分になる。層せん断力は、各層の加速度時系列に各層の質量 m を乗じ、それらを合算することで評価した。ただし、加速度時系列は0.2Hz~10Hzのバンドパス・フィルター処理を施した後、Trifunacの方法により補正し、測定されていない層の加速度は、隣接層の値から直線で内挿あるいは外挿した。変形は、地下2階と地下1階の加速度をTrifunacの方法により評価した。

振動時間の大半を占める変形が±0.2mm以下の領域の平均的な剛性と振動モードから推定した剛性とは概ね一致している。X方向のこの領域においては、Bi-linearに近い復元力特性になっており、常時微動の振動モードから推定した剛性が、この復元力特性の弾性勾配に相当する剛性と同程度の値となっている。このように免震層は、低振幅域でも弾塑性的な挙動を示すことがわかる。

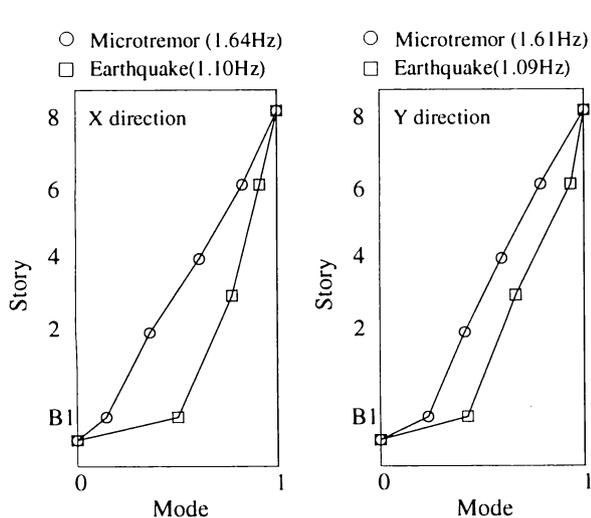


図18 常時微動時および地震時の振動モード

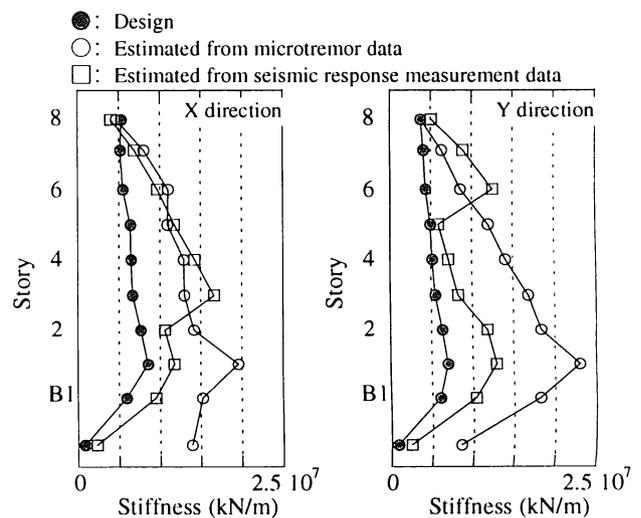


図19 剛性分布

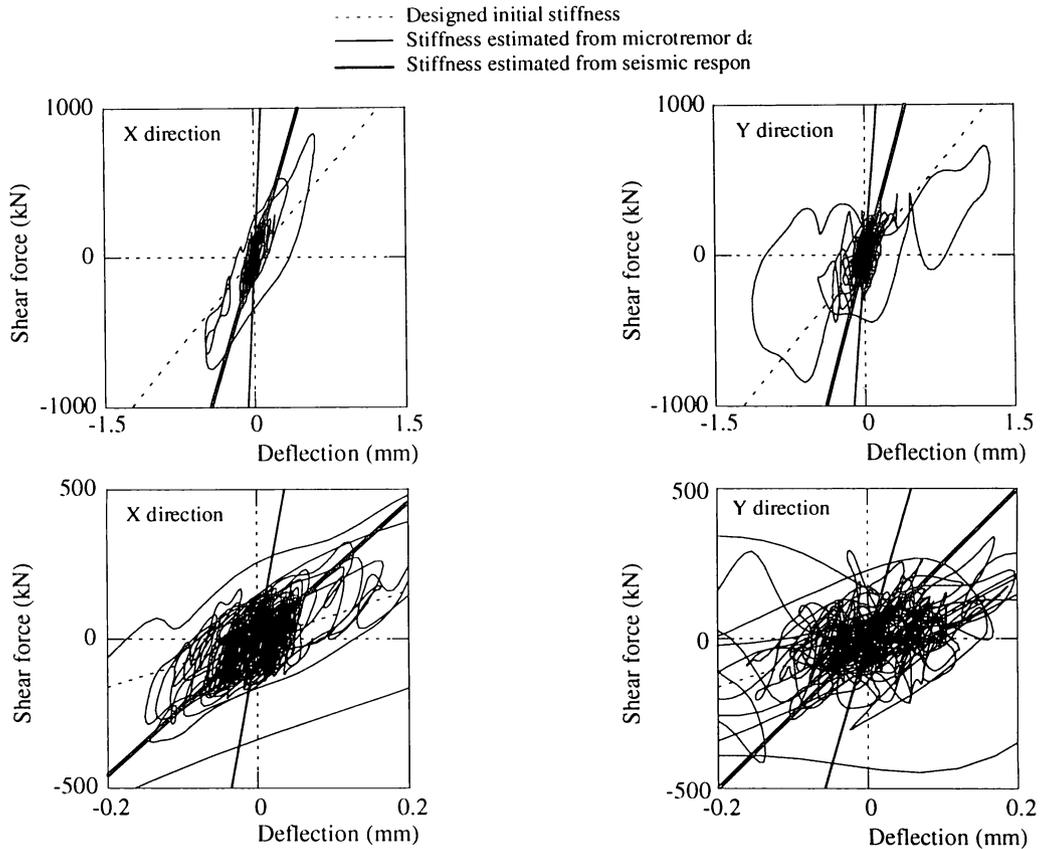


図20 地震時の免震層のせん断力と免震層+地下2階の変形の関係

5. まとめ

23号館の風観測を行い、0115台風通過時の風の性質ならびに加速度応答性状を調査した。その結果、以下のような知見を得た。

- 1) 地上より41.75mの高さでの平均風速が10m/sを超える場合には、データが少ないものの、ガストファクターは1.5～2.0程度、ピークファクターは3.0前後、乱れ強さは20～35%、乱れのスケールは40m～110m程度の値であった。
- 2) 変動風速のパワースペクトル密度には、23号館自身の影響が高振動数側に認められるものの、そのスペクトル形状は概ねKarman型に一致した。
- 3) 地震時には認められなかった振れ振動は、風応答においては並進成分を上回るような場合も生じ、無視し得ない。
- 4) 風応答時の振れ中心を推定した結果、その平均値は観測点P1から北側に29.4m(南側端部から52m)で、その標準偏差は2.9mであった。この値は、設計時に想定した免震層の剛心から約12m北側になる。
- 5) 応答加速度のピークファクターは3.7～8.8の範囲で大きくばらついているが、平均的には4～5程度の値である。
- 6) 常時微動時および風応答時において8階の最大応答加速度が 1mm/s^2 以下の場合には、1次の固有振動数はXおよびY方向共に約1.6Hzであり、設計時に想定した固有振動数に比較して高い値となった。
- 7) 風応答で最も大きな加速度応答が得られた10分のデータに着目すると、Y方向の固有振動数の場合1.5Hzを若干下回る程度まで低減し、さらに地震時には、X、Y両方向共に約1Hzまで固有振動数が低下した。
- 8) 減衰定数は、風応答時において8階の最大応答加速度が 1mm/s^2 以下の場合には2～8%であり、常時微

動と同程度以上の値となった。

9) 風応答で最も大きな加速度応答が得られた10分のデータに着目すると、Y方向の減衰定数は10%を若干上回る程度まで増大し、さらに地震時には18～20%まで増加した。

10) 常時微動時の固有振動数と振動モードおよび質量分布から層の剛性を推定した結果、常時微動時の剛性は上部構造で設計値の2～3倍、免震層で10～15倍であった。

11) 同様な方法で地震時の剛性を推定した結果、上部構造および免震層の剛性共に地震時において低減し、設計値に近い値となった。特に、免震層の剛性の低減が最も顕著であった。

12) 地震時の加速度記録と建物の質量から推定した免震層の復元力特性はBi-linearに近い形状となり、低振幅領域でも弾塑性的挙動を示すことが明らかになった。

13) 推定した常時微動時の免震層の剛性は、前述のBi-linearに近い復元力特性の弾性勾配に相当した。

本論で用いた風観測記録は、平均風速で20m/sを超えるほどの記録は得られていない。また、地震観測においても、地下2階で200mm/s²以下と気象庁震度階でⅢに相当する程度である。今後も観測を継続し、データの蓄積を計りたい。

参考文献

- 1) 長田勝幸, 川田公裕 : 免震建物の兵庫県南部地震による効果 (郵政省WESTビル), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1995.8
- 2) 伊澤清治, 大西良広, 橋英三郎, 井上豊 : 兵庫県南部地震における免震建物の観測記録と応答解析の比較, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, Vol.3, pp.2895-2900, 1996
- 3) 鈴木雅靖, 上野薫, 竹中康雄, 芳川和秀, 鈴木重信 : 高層免震建物の台風時における免震装置に関する動的加力実験, 第16回風工学シンポジウム論文集, pp.417-422, 2001.11
- 4) 大熊武司, 伊藤純子, 丸川比佐夫, 岡田創, 下村祥一, 軽部英生 : 神奈川大学23号館(免震棟)の風応答性状に関する研究 (その1 風力特性), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.197-198, 2001.9
- 5) 大熊武司, 伊藤純子, 丸川比佐夫, 岡田創, 下村祥一, 軽部英生 : 神奈川大学23号館(免震棟)の風応答性状に関する研究 (その2 再現期間1年風速時の応答加速度), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.199-200, 2001.9
- 6) 吉田和彦, 大熊武司, 常木康弘 : 神奈川大学23号館(免震棟)および新1号館の振動実験 (その1. 23号館(免震棟)の構造設計概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.807-808, 2001.9
- 7) 引田智樹, 安達直人, 内山正次, 大熊武司 : 神奈川大学23号館(免震棟)および新1号館の振動実験 (その2. 23号館(免震棟)の振動実験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.809-810, 2001.9
- 8) 安達直人, 引田智樹, 内山正次, 大熊武司 : 神奈川大学23号館(免震棟)および新1号館の振動実験 (その3. 23号館(免震棟)免震層の復元力特性), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.811-812, 2001.9
- 9) 神奈川大学, 日建設計 : 神奈川大学(仮称)新3・4号館 評定資料, 1998.12
- 10) 気象庁 : 気象庁月報, 地上気象観測資料, 2001.9
- 11) Trifunac M.D., Udwardia F.E. and Brady A.G. : Recent Developments in Data Processing and Accuracy Evaluations of Strong Motion Acceleration Measurements, Proc. of 5-th World Conference on Earthquake Engineering, 1973.6