

地震観測建物の微動特性と観測概要

藤本 利昭* 清水 秀哲** 野中 康友*** 小林 和義***

Micro-Tremor and Seismic Observation of Buildings

by Toshiaki FUJIMOTO, Hidenori SHIMIZU, Yasutomo NONAKA and Kazuyoshi KOBAYASHI

Abstract

Micro-tremor measurement and seismic observation were carried out for three buildings: a high rise steel building with base isolated system, a high rise steel building with damper and a retrofitted RC building. This report describes the outline of these buildings and the vibration characteristic of microtremors. Furthermore, these tests and observation results were examined from the small vibration level to the medium-earthquake response level.

要 旨

新たに超高層免震建物，超高層制振建物，制振補強建物の3棟について地震観測体制を整えることができた。本報告では，地震観測システムの概要を示すと共に，地震計設置に際して行った観測建物の常時微動測定結果について報告する。更に既に観測された記録の中から代表的な観測結果について報告する。

キーワード：常時微動／地震観測／地震時応答

1. はじめに

建物の合理的な耐震設計を行うには、建物に作用する地震動の性質や、建物の応答性状、建物と地盤との動的相互作用効果などを実現象に基づいて明らかにすることが重要である。そのための有効な手段の一つとして、建物の地震観測が挙げられる。

当社における地震観測の取り組みは、1991年7月に当社技術研究所内に建設された免震建物（第2研究棟）での観測に始まり、その観測結果は文献[1][2]などに報告され、免震性能の検証などに活用されてきた。

本報では新たに地震観測を開始した超高層免震

建物，超高層制振建物，制振補強建物の3棟について，地震観測システムの概要を示すと共に，地震計設置に際して行った観測建物の常時微動測定結果について報告する。更に既に観測された記録の中から代表的な観測結果について報告する。

2. 地震観測システム概要

2.1 地震計概要

表1に設置した地震計の仕様を示す。採用した地震計はA/Dコンバータを内蔵したセンサー部と記録部で構成され、建物各部に設置した全てのセンサー部を1台の記録部に接続している。また各センサー

* 技術研究所振動基礎研究室 *** 建築本部技術部門

** 建築本部構造設計部門

の計測データの時刻同期はネットワークを介してNTPサーバにより行っている。

観測記録は建物内で収録装置に記録され、ネットワーク回線を通じて、リアルタイムで遠隔操作によりデータを回収できるシステムとなっている。

表1 地震計の仕様一覧

| センサ部 | | |
|----------|---------------------------------------|----------|
| センサ | 静電容量式加速度センサ | |
| 周波数範囲 | 0.1~50Hz | |
| チャンネル数 | 3チャンネル(水平2成分、鉛直1成分) | |
| A/Dコンバータ | 24ビットA/Dコンバータ | |
| 測定レンジ | ±1.5G | |
| 測定インターバル | 100Hz | |
| 分解能 | 5.72×10 ⁻³ Gal/digit(水平鉛直) | |
| 動作環境 | 温度 | -10~+50℃ |
| | 湿度 | 20~80%Rh |
| 記録部 | | |
| トリガレベル | 0~980gal, 1gal単位 | |
| プリトリガ時間 | 1~99秒 | |
| ポストトリガ時間 | 1~99秒 | |
| データ記録容量 | 標準512Mbyte 最大2Gbyte | |

2.2 設置建物および観測概要

a. 観測建物①

図1に観測建物①の断面図と基準階平面図を示す。観測建物は、仙台市内に建つ地上14階、塔屋1階の建物高さがH=60.75m(軒高59.55m)の超高層建物であり、上部構造と基礎との間に免震装置を設置している免震構造の事務所建物である。上部構造は冷間成形角型鋼管を用いたCFT柱+鉄骨梁による純ラーメン構造である。建物の平面形状は、約37m×19mの長方形で、立面形状もセットバックのない整形の建物である。基礎は直接基礎で、GL-5.8mの砂礫層にベタ基礎として支持されており、上部構造の荷重は免震装置およびマットスラブを介して支持地盤に伝達させている。

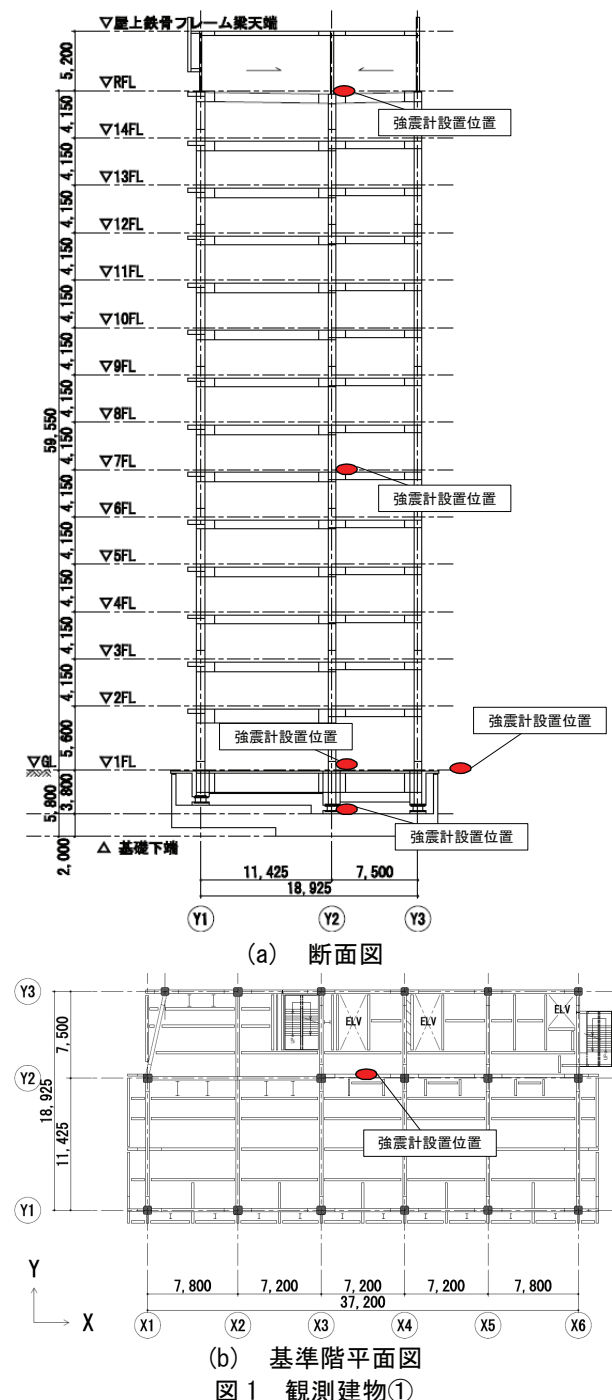
地震計(センサー)は、図1中に示す、基礎上(耐圧版上)、免震層上部(1階)、中間階(7階)、最上階および地表の5箇所に設置し、免震装置による応答低減効果、建物の高さ方向のモード形、建物への地震動の入力損失が観測できるように計画した。

b. 観測建物②

図2に観測建物②の断面図と基準階平面図を示す。観測建物は、仙台市内に建つ地上14階、塔屋1階、地下1階の建物高さがH=66.093m(軒高60.193m)の超高層建物であり、地上部のY方向のみ制振部材を使用した制振構造の事務所建物である。上部構造はX

方向が冷間成形角型鋼管を用いたCFT柱+鉄骨梁による純ラーメン構造、Y方向が制振ブレース(座屈拘束ブレース)付ラーメン構造である。建物の平面形状は、約39.6m×25.23mの長方形で、立面形状もセットバックのない整形の建物である。基礎は直接基礎で、GL-5.7mのシルト岩層にベタ基礎として支持されており、上部構造の荷重はマットスラブを介して支持地盤に伝達させている。

地震計は、図2に示す1階床上、中間階(5階)、最上階および地表の4箇所に設置し、建物の高さ方向



のモード形、建物への地震動の入力損失が観測できるように計画した。

c. 観測建物③

図3に観測建物③の断面図と基準階平面図を示す。観測建物は名古屋市内に建つ地上8階、塔屋2階、地下2階のSRC造の事務所ビルである。1965年に竣工した築43年の建物で、旧基準で設計されていること

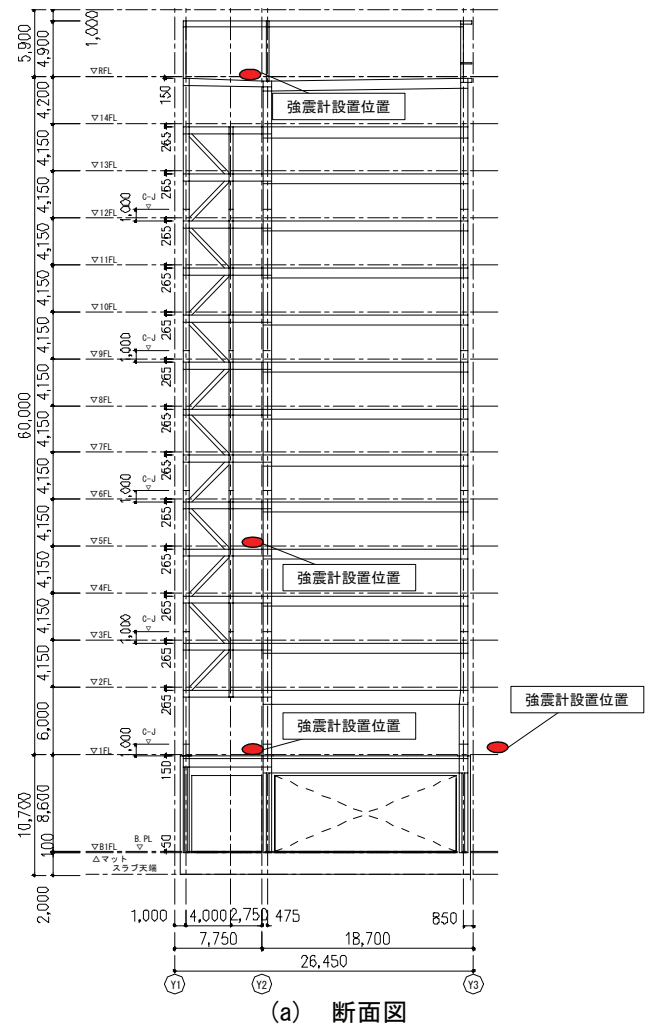
から耐震補強が必要と判断され、2008年に耐震改修工事が行われている。

既存建物は、図3に示すようにX、Y方向ともRC壁が偏在し、偏心率も0.3を超えており、RC耐震診断基準[3]の2次診断における I_s 値は基準値である $I_s=0.6$ を下回っていたため、補強後の耐震性能がX、Y方向とも $I_s \geq 0.6$ を確保するようX方向はRC壁補強、Y方向は増幅型油圧ダンパーを用いたブレースタイプの制振補強を行っている。

地震計は、建物が8階建てであること、ねじれの影響が考えられることから、高さ方向には地下2階、地上1階、最上階の3箇所と、最上階平面のコーナー部の計4箇所に地震計を設置した。なお敷地の都合上、地表に地震計は設置していない。

3. 常時微動測定

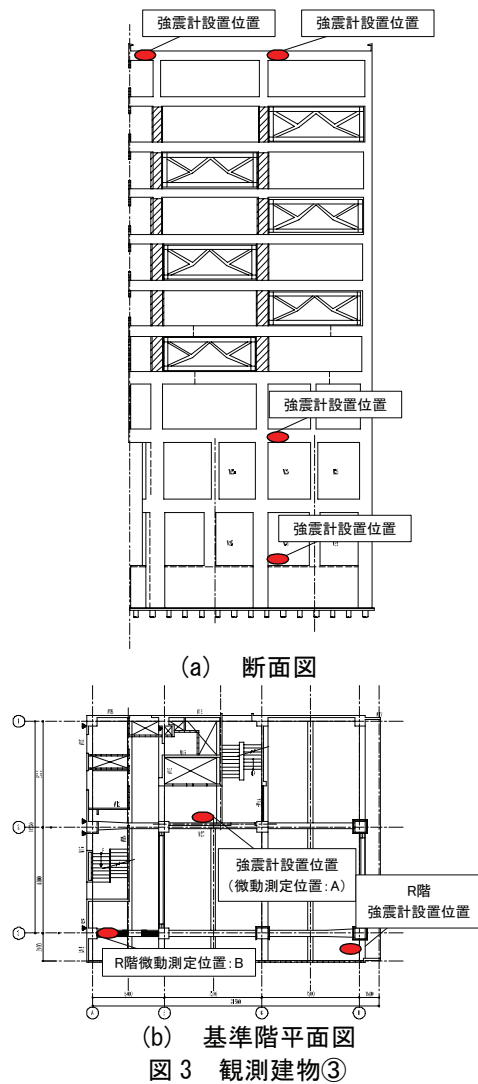
各観測建物の固有周期（固有振動数）、振動モード形、減衰等の基本的な振動特性を把握する目的で、



(a) 断面図

(b) 基準階平面図

図2 観測建物②



(a) 断面図

(b) 基準階平面図

図3 観測建物③

建物の竣工時（観測建物③は改修工事完了時）に常時微動測定を行った。

3.1 観測建物①

a. 測定方法

本建物では、地震計センサー設置位置近傍（図1参照）の地下ピット、1階、7階、最上階（R階）の4箇所で微動観測を行った。

測定項目は、測定階での加速度波形とし、測定方向は水平2方向（X方向：建物長辺方向、Y方向：建物短辺方向）および鉛直方向（Z方向）の3方向とした。測定は圧電型加速度計を用いて行い、測定時間は1時間とした。

b. 固有周期

図5に最上階（R階）の測定結果から求めた水平方向(X, Y)成分のフーリエスペクトルを示す。また表2には設計で用いた基礎固定時の上部構造の固有周期とフーリエスペクトルから求めた建物の固有周期を示す。なお、参考のため、躯体完成時(一部仕上げ工事中)に測定した固有周期も併せて示している。竣工時では、躯体完成時に比べ固有周期が若干伸びている。これは、外壁のカーテンウォールや間仕切り壁等の二次部材による剛性の上昇に比べ、設備機器や仕上げ材による重量の増加の影響が大きいものと考えられる。また、設計時の1次固有周期は、X方向1.740秒、Y方向2.094秒に対して竣工時の常時微動測定値は、それぞれ1.372、1.596秒と21%～23%短かった。これについては、建物の竣工時に測定したため、建物内部の積載荷重が設計時に比べ小さいことや、二次部材が微小振幅レベルの建物剛性に影響したためと推測できる。

c. 振動モード

図6に、設計時のX, Y両方向のモード図(1～3次)に、振幅スペクトルと位相スペクトルを基に求めた結果をプロットして示す。中間階での測定点が7Fのみであるため測定による全体のモード系は確認できないが、ほぼ設計でのモード系に一致することが推察され、更に多点で測定を行えば常時微動測定結果から振動系が確認できるものと考えられる。

d. 減衰定数

建物の減衰定数は、文献[4]を参考にRD法により推定した。RD波形は、1時間の波形データを用いて、各次のピーク周波数を中心としたバンドパスフィルターを掛けた常時微動波形を作成して求めた。RD法により求めた減衰定数を表2に示す。1次固有振動

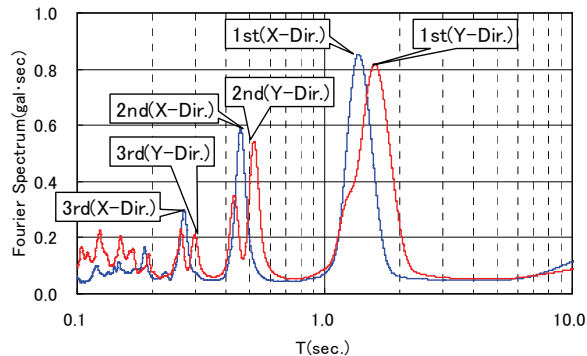


図5 フーリエスペクトル（竣工時）

表2 建物固有周期一覧

| 方向 | | 固有周期 T (秒) | | | 減衰定数 h |
|-------------|----|---------------|-------|---------|--------|
| | | 計算値 (基礎固定) | 測定値 | | 測定値 |
| | | | (竣工時) | (躯体完成時) | (竣工時) |
| X方向 (長辺) | 1次 | 1.740 | 1.372 | 1.321 | 1.17% |
| | 2次 | 0.581 | 0.457 | 0.453 | 1.43% |
| | 3次 | 0.349 | 0.270 | 0.248 | 1.85% |
| Y方向 (短辺) | 1次 | 2.094 | 1.596 | 1.546 | 0.79% |
| | 2次 | 0.698 | 0.518 | 0.522 | 0.95% |
| | 3次 | 0.412 | 0.298 | 0.294 | 1.76% |

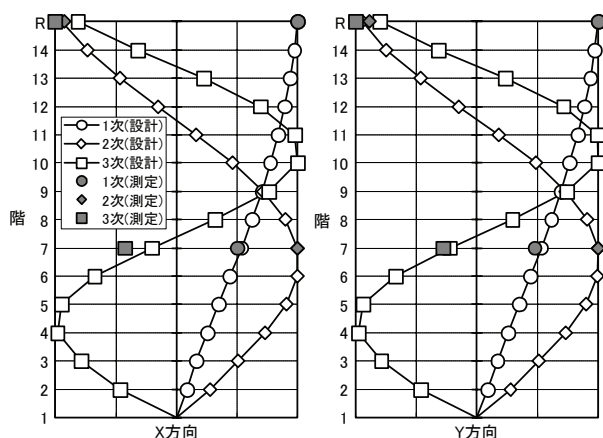


図6 モード図の比較

数における減衰は、X方向（長辺方向）が $h=1.17\%$ 、Y方向（長辺方向）が $h=0.79\%$ であり、時刻歴応答解析で一般に慣用されている鉄骨造の減衰 $h=2.0\%$ に比べ小さい値であった。

3.2 観測建物②

a. 測定方法

本建物では、1階～最上階（R階）の全ての階において測定を行った。なお、4台の加速度計（センサー）で測定を行うため、表3に示す6ケースに分けて測定を実施した。ケース①～⑤は、建物の高さ方向のモード形を確認するための測定であり、R階を基準点とした。ケース⑥は、建物の振れモードを確

認するための測定であり、14階の4箇所（図2に示すA～D点）で測定を行った。

測定項目、測定方向、測定機器は3.1の測定と同一とし、測定時間は各ケース10分間の合計1時間とした。

表3 測定ケース

| 測定ケース | 測定項目 | 測定位置 | 計測時間 |
|-------|----------|-------------------|------|
| ① | 高さ方向のモード | R, 10, 5, 1階の計4箇所 | 10分 |
| ② | | R, 11, 6, 1階の計4箇所 | 10分 |
| ③ | | R, 12, 7, 2階の計4箇所 | 10分 |
| ④ | | R, 13, 8, 3階の計4箇所 | 10分 |
| ⑤ | | R, 14, 9, 4階の計4箇所 | 10分 |
| ⑥ | 揺れモード | 14階の4箇所 | 10分 |

b. 固有周期

図7に測定ケース⑥における14階の常時微動のフーリエスペクトルを示す。測定ポイントによりX方向、Y方向共にフーリエスペクトルのピークの周波数が異なっていることがわかる。位相差スペクトルとコヒーレンスから検討した結果、揺れモードの振動数は1次が0.74Hz (T=1.36秒)、2次が2.24Hz (T=0.45秒)、3次が2.58Hz (T=0.39秒)と推定されたことから、X方向の1次固有振動数は0.66Hz (T=1.51秒)、2次が1.99Hz (T=0.50秒)、3次が3.50Hz (T=0.29秒)となり、Y方向の1次固有振動数は0.62Hz (T=1.61秒)、2次が1.94Hz (T=0.51秒)、3次が3.48Hz (T=0.29秒)と判断した。建物の固有周期の一覧を計算値と比較して表4に示す。

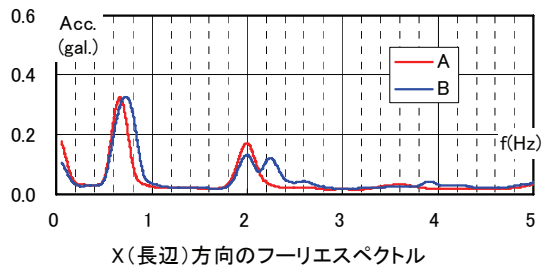
常時微動測定により得られた建物の固有周期は、計算値に対して約20%弱程度短い値になっている。

b. 減衰定数

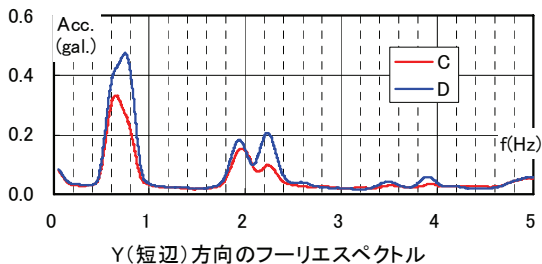
減衰定数は、3.1と同様にRD法により求めた。常時微動測定結果から求めた最上階におけるRD波形をX方向について図8に例示する。RD波形は、測定ケース①～⑤の各10分間、合計50分間の波形データを用いて、各次のピーク周波数を中心とした

表4 固有振動数, 固有周期, 減衰定数一覧

| 方向 | | 計算値 | | 測定値測定値 | |
|----------|----|------------|----------|------------|--------|
| | | 固有周期 T (秒) | 周期 T (秒) | 振動数 f (Hz) | 減衰定数 h |
| X方向 (長辺) | 1次 | 1.806 | 1.508 | 0.663 | 0.8% |
| | 2次 | 0.616 | 0.502 | 1.991 | 1.3% |
| | 3次 | 0.365 | 0.286 | 3.502 | 3.0% |
| Y方向 (短辺) | 1次 | 1.836 | 1.610 | 0.621 | 1.0% |
| | 2次 | 0.616 | 0.514 | 1.944 | 1.1% |
| | 3次 | 0.362 | 0.288 | 3.475 | 2.3% |
| ねじれ | 1次 | - | 1.359 | 0.736 | - |
| | 2次 | - | 0.447 | 2.235 | - |
| | 3次 | - | 0.387 | 2.584 | - |



X(長辺)方向のフーリエスペクトル



Y(短辺)方向のフーリエスペクトル

図7 14階の周波数分析結果 (ケース⑥)

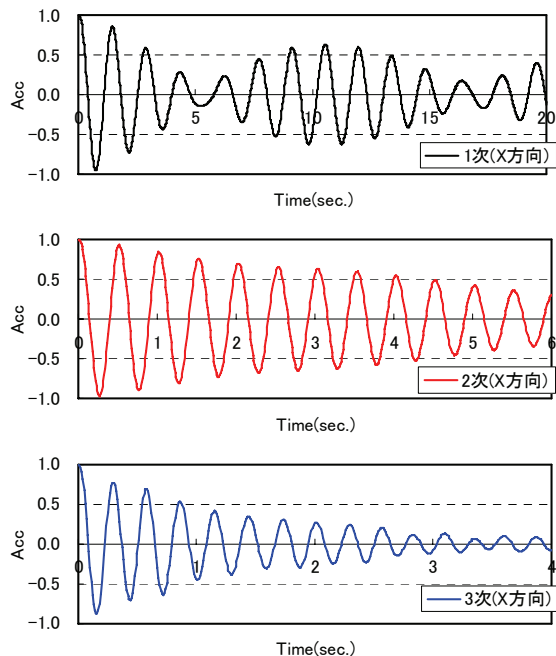


図8 RD法による振動波形 (X方向)

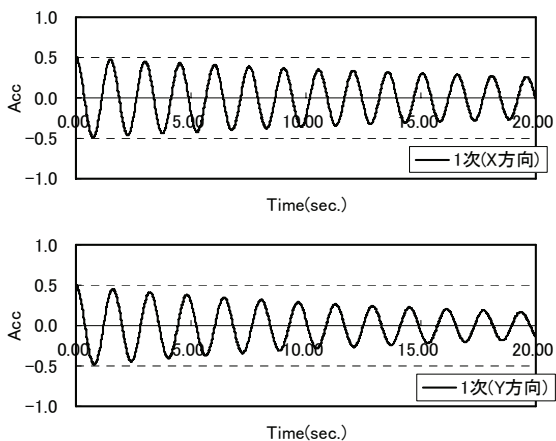


図9 モードを分離して求めた1次のRD波形

バンドパスフィルターを掛けた常時微動波形を作成して求めた。

図8より、2次、3次モードのRD波形はきれいな自由振動波形が得られていることから、これらのRD波形を基に最小二乗法によって求めた。一方1次のRD波形はX、Yの両方向共にビートしていたことから、直接減衰定数が求めることはできない。これは2つのモードの固有振動数が近接し、2つの1自由度系の振動が重畳していると考えられることから、最小二乗法を用いてそれぞれの固有振動数と減衰定数を推定した。分離したX、Y各方向の1次モードの自由振動波形を図9に示す。

表4に各次の減衰定数を示す。1次固有振動数における減衰は、X方向（長辺方向）が $h=0.8\%$ 、Y方向（長辺方向）が $h=1.0\%$ で、観測建物①とほぼ同様の値であった。

c. 振動モード形

測定ケース①～⑤における常時微動のフーリエスペクトルと位相差スペクトルの関係から推定したX、Y各方向の1次、2次、3次の固有振動数におけるモード形状を図10に示す。これは、常時微動のス

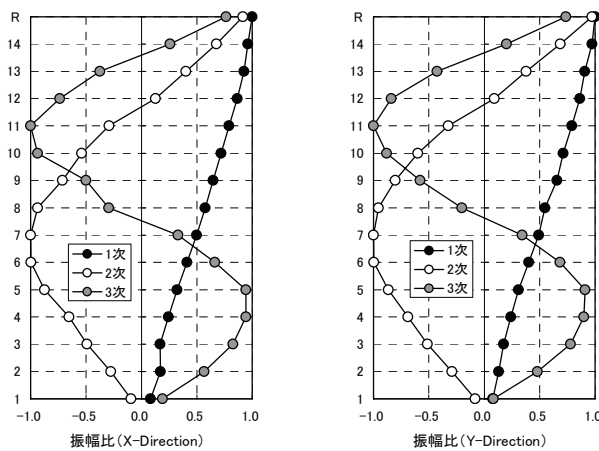


図10 振動モード形状図

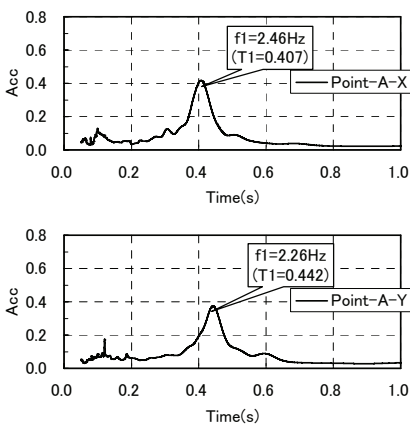


図11 最上階のフーリエスペクトル（ケース②）

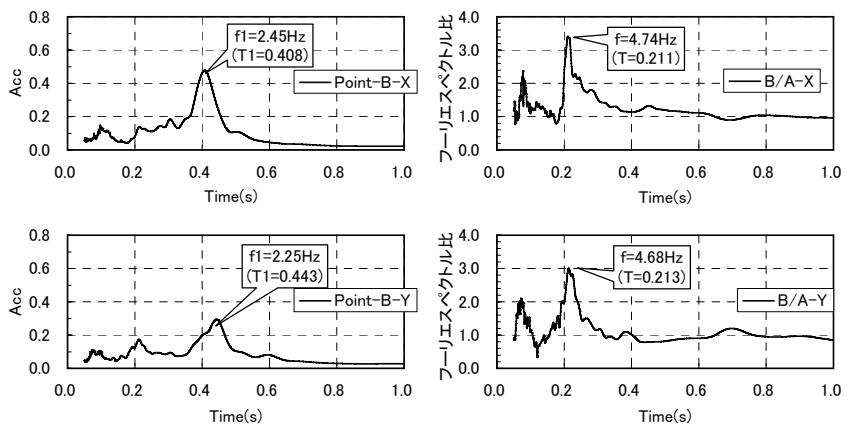


図12 A、B点のスペクトル比

ペクトルの最上階の振幅に対する各階の振幅比を求めて作図したものである。

同図から、X、Y方向ともにきれいなモード形状を示していることが確認でき、設計時のモード形との対応も良かった。

3.3 観測建物③

a. 測定方法

本建物では、表5に示す2ケースについて行った。なお図3には最上階の測定位置と地震計の設置位置を平面図にプロットして示している。

ケース①は建物高さ方向のモード形状を把握するため、ケース②は最上階のねじれモードの影響を把握するために行った。なお、最上階、1階およびB2階の測定点Aは、地震計とほぼ同じ位置であり、最上階の設計上の重心ならびに剛心位置に近接した位置となっている。

測定項目、測定方向、測定機器は3.1の測定と同一とし、測定時間は各ケース1時間とした。

なお既に述べた2つの建物は竣工時に常時微動測定を行ったため、建物内に什器、備品等の積載荷重が載っていない状態での測定であったが、本建物は居住者が居る状態で耐震改修を行った建物であり、什器、備品等の積載荷重が既に載っている状態での測定である点が異なる。

b. 固有周期

図11に測定ケース②における最上階の常時微動

表5 測定ケース

| 測定ケース | 測定項目 | 測定位置 | 計測時間 |
|-------|----------|---------------------------|------|
| ① | 高さ方向のモード | R、5、1、B2階の4箇所 | 60分 |
| ② | 振れモード | R階の測定点A、Bおよび1F、B2階の測定点A位置 | 60分 |

の周波数分析結果を示す。

測定ケース①における常時微動の測定結果では、建物の固有振動数は X 方向（建物の長辺方向）が 2.47Hz（ $T=0.405$ 秒）、Y 方向（建物の短辺方向）が 2.26Hz（ $T=0.443$ 秒）と推測されたのに対し、測定ケース②では、最上階の重心ならびに剛心位置に近い測定点 A と建物端部の測定点 B で、ピーク値を示した振動数は X 方向（2.46Hz と 2.45Hz）、Y 方向（2.26Hz と 2.25Hz）とほぼ等しい値を示したものの、ピークの振動数における振幅が異なっていることから、ねじれの影響が含まれているものと考えられる。

図 12 には測定点 A と B とのフーリエスペクトルの比を示すが、4.68Hz～4.75Hz にスペクトル比のピークが認められ、位相差スペクトルとコヒーレンスから、この振動数がねじれの 1 次モードと推定した。

c. 振動モード

測定結果から、X、Y 方向の各 1 次モードとねじれ方向の 1 次モードにおける並進成分と回転成分の比率を求めた結果を表 6 に示す。なお回転中心は、設計上の剛心位置にあるものとした。

測定点 A は剛心近傍に位置することから、X および Y 方向の 1 次モードの振動数では、並進成分が卓越し、回転成分は最大でも 4%程度しか含まれていない。一方測定点 B では、最大で約 30%近い回転成分が含まれていることがわかる。

以上のことから、測定点 A では X、Y 各方向の 1 次モードでは、ねじれの影響を無視できるものと考え、常時微動のスペクトルから推測した X、Y 各方向の 1 次の固有振動数におけるモード形状を図 13 に示す。これは、常時微動のスペクトルの最上階の振幅に対する各階の振幅比を求めて作図したものである。

同図から、X、Y 方向ともにきれいなモード形状を示していることが確認できる。

d. 減衰定数

常時微動測定結果から求めた最上階の測定点 A

における RD 波形を図 14 に示す。RD 波形から最小二乗法によって求めた 1 次固有振動数における減衰定数は、X 方向が 4.7%、Y 方向が 3.3%であり、本建物においては、時刻歴応答解析で一般に慣用されている RC 造の減衰 $h=3.0\%$ に比べ大きな値を示した。なお RD 波形から求めた固有振動数は、X 方向が 2.45Hz（ $T=0.409$ 秒）、Y 方向（建物の短辺方向）が 2.26Hz（ $T=0.443$ 秒）であった。

4. 地震観測結果

4.1 観測建物①

観測建物①では、2008年4月に竣工後約2ヶ月経過した6月14日に「平成20年（2008年）岩手・宮城内陸地震」の地震を観測した。地震の概要を表7に、

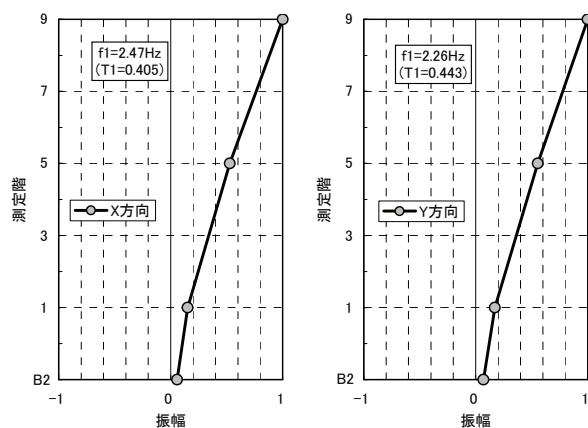


図 13 振動モード形状図

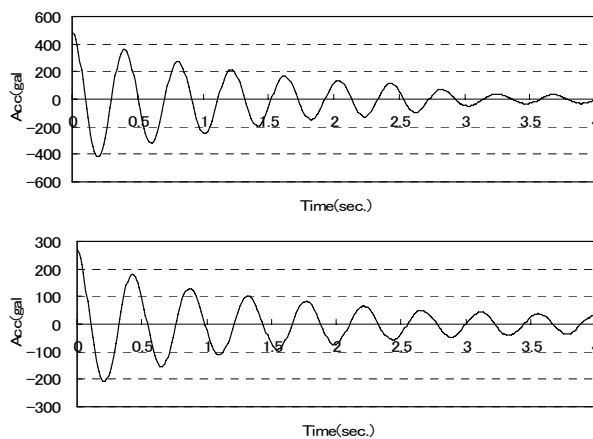


図 14 RD 法による波形と減衰

表 6 各モードにおける並進成分と回転成分の比率

| モード | 周期 (sec.) | 振動数 (Hz) | 測定点 A | | | | 測定点 B | | | |
|---------------|-----------|----------|-------|-------|--------|------|-------|-------|--------|--------|
| | | | X 方向 | | Y 方向 | | X 方向 | | Y 方向 | |
| | | | 並進 | 回転 | 並進 | 回転 | 並進 | 回転 | 並進 | 回転 |
| 1 次(Y 方向 1 次) | 0.442 | 2.26 | 96.2% | 3.8% | 100.0% | 0.0% | 74.4% | 25.6% | 127.4% | -27.4% |
| 2 次(X 方向 1 次) | 0.407 | 2.45 | 98.1% | 1.9% | 100.0% | 0.0% | 85.8% | 14.2% | 104.1% | -4.1% |
| 3 次(ねじれ 1 次) | 0.211 | 4.74 | 68.8% | 31.2% | 100.0% | 0.0% | 20.2% | 79.8% | 34.1% | 65.9% |

観測結果の一覧を表8に示す。

この地震では、岩手県奥州市、宮城県栗原市において震度6強が記録され、仙台市内においても震度4～5強が観測されている。観測建物①での観測結果では、地表ならびに建物基礎部（耐圧版上）の計測震度の換算値は4.3であり、震度階は4と判定された。

観測記録は、表8に示すように地表では水平方向で120galを越える加速度が記録されているが、基礎部における最大加速度は100galを下回っており、加速度が低減されていることが確認できる。

図15に建物の高さ方向の最大加速度分布と、加速度記録から積分して求めた最大相対変位の分布を示す。鉛直方向の加速度は、基礎部に対し最上階で約3倍に増幅しているが、水平方向の加速度は、基礎部に対して1階、7階では減少しており、最上階でも基礎部と同等になっていることから、免震装置による応答低減効果が見て取れる。

一方相対変位の分布を見ると、免震層の最大変位は約1cmであり、この値は免震層に設置したけがき

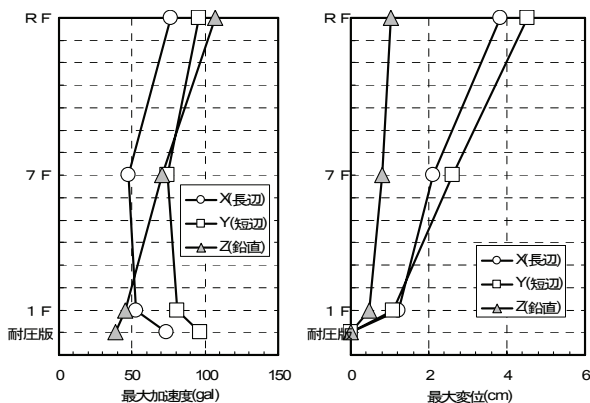
表7 地震の概要

| | |
|---------|------------------------|
| 発生日時 | 2008年6月14日8時43分 |
| 震源地 | 岩手県内陸南部 |
| 震央 | 北緯39度01.7分 東経140度52.8分 |
| 震源深さ | 8km |
| マグニチュード | M:7.2 |
| 震度 | 震度4(宮城県仙台市青葉区) |
| 最大震度 | 震度6強 |

表8 建物各部の観測結果

| | 最大加速度一覧(Gal.) | | | 震度分布(換算値)※ | |
|-----|---------------|-------|-------|------------|------|
| | X(長辺) | Y(短辺) | Z(鉛直) | 気象庁震度階 | 計測震度 |
| R F | 76.4 | 96.2 | 107.0 | 5弱 | 4.7 |
| 7 F | 47.6 | 74.2 | 70.6 | 4 | 4.4 |
| 1 F | 52.7 | 80.9 | 45.1 | 4 | 4.3 |
| 耐圧版 | 73.7 | 96.6 | 38.9 | 4 | 4.3 |
| 地表 | 128.7 | 123.2 | 66.4 | 4 | 4.3 |

※：気象庁の方法により換算した値



(a) 最大加速度分布 (b) 最大相対変位分布
図15 加速度及び相対変位の分布

板の記録とほぼ一致していた。また上部構造の相対変位は3～4cm程度であり、変形角は約1/2000～1/1500程度に収まっていることが確認された。

観測記録のフーリエスペクトルから建物の卓越周期を求めたところ、免震装置を含めた建物全体の固有周期は1.725秒(X方向)、1.962秒(Y方向)、上部構造のみの固有周期は1.591秒(X方向)、1.791秒(Y方向)であり、常時微動測定結果(表2参照)に比べ周期が伸びていることが確認できた。

4.2 観測建物②

観測建物②は、上記の岩手・宮城内陸地震以降の2009年5月に竣工した建物であり、観測を開始して約半年が経過しているが、まだあまり大きな地震を経験していない。本建物に関しては、比較的大きな加速度を記録した地震として、2009年8月9日の東海道南方沖を震源とする地震の観測結果について報告する。

地震の概要を表9に、観測結果の一覧を表10に示す。この地震では、広い範囲で最大震度4が観測さ

表9 地震の概要

| | |
|---------|---------------------------|
| 発生日時 | 2009年8月09日19時56分頃 |
| 震源地 | 東海道南方沖 |
| 震央 | 北緯33.1度、東経138.5度 |
| 震源深さ | 約340km |
| マグニチュード | M:6.9 |
| 震度 | 震度2(宮城県仙台市青葉区) |
| 最大震度 | 震度4(宮城,福島,茨城,栃木,埼玉,千葉,東京) |

表10 建物各部の観測結果

| | 最大加速度一覧(Gal.) | | | 震度分布(換算値)※ | |
|----|---------------|-------|-------|------------|------|
| | X(長辺) | Y(短辺) | Z(鉛直) | 気象庁震度階 | 計測震度 |
| RF | 16.8 | 10.1 | 9.1 | 3 | 3.3 |
| 5F | 14.3 | 7.6 | 4.2 | 3 | 2.6 |
| 1F | 5.7 | 4.3 | 3.2 | 2 | 2.0 |
| 地表 | 5.6 | 5.2 | 3.4 | 2 | 2.0 |

※：気象庁の方法により換算した値

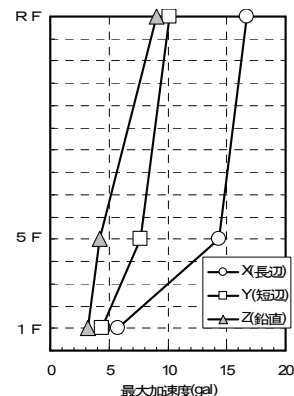


図16 加速度分布

れているが、観測建物②が位置する仙台市内では震度2であった。

表10、図16に示すように、鉛直方向の加速度は、1階に対し最上階で約3倍に増幅しており、観測建物①の地震時応答と同様の傾向を示している。一方水平方向の加速度に関しては、免震構造である観測建物①とは異なり、1階に対して最上階で約3倍に最大加速度が増幅している。本建物では、短辺方向（Y方向）に制振ブレースを設置しているが、今回の観測地震は入力加速度が低く、制振ブレースがエネルギーを吸収するほどのレベルに達していなかったためと考えられる。

また、地震時の建物の卓越周期を求めたところ、固有周期は1.62秒（X方向）、1.68秒（Y方向）であり、小地震ではあるが常時微動測定結果（表4参照）に比べ若干周期が伸びていることが確認された。

4.3 観測建物③

観測建物③では、2008年12月に改修工事が完了した後、殆ど記録は観測されなかったが、2009年8月11日に発生した駿河湾を震源とした地震において、比較的大きな地震の記録が観測されている。その地震の概要を表11に、観測結果の一覧を表12に示す。

この地震では、静岡県内で最大震度6弱が観測されており、愛知県名古屋市内においては震度3が観測されている。観測建物③での観測結果では、建物1階における計測震度の換算値は2.6であり、震度階は3と判定された。

表12、図17に示すように、本建物では他の2棟とは傾向が異なり、鉛直方向の最大加速度は、1階に対し最上階での増幅は比較的小さく、一方で水平方向の最大加速度は1階に対して最上階では約5倍に増幅している。また最上階コーナー部の地震計の記録は、ねじれの影響により建物重心位置に比べ加速度が増幅している。

なお、本建物においても制振ブレースによる耐震補強がなされているが、今回の観測地震では、制振ブレースが作動するほどのレベルには達しておらず、制振ブレースによるエネルギーを吸収は確認できなかった。

また、地震時の建物の卓越周期を求めたところ、固有周期は0.435秒（X方向）、0.475秒（Y方向）であり、常時微動測定結果（表6参照）に比べ若干周期は長くなっていた。

表 11 地震の概要

| | |
|------------------|------------------------|
| 発生日時 | 2009年8月11日05時07分 |
| 震源地 | 駿河湾、御前崎の北東40km付近 |
| 震央 | 北緯34度47.1分 東経138度29.9分 |
| 震源深さ | 23km |
| M _{ニフド} | M:6.5 |
| 震度 | 震度3(愛知県名古屋中区) |
| 最大震度 | 震度6弱(静岡) |

表 12 建物各部の観測結果

| | 最大加速度一覧(Gal.) | | | 震度分布(換算値)※ | |
|----------|---------------|-------|-------|------------|------|
| | X(長辺) | Y(短辺) | Z(鉛直) | 気象庁震度階 | 計測震度 |
| RF(コーナー) | 63.5 | 46.4 | 10.9 | 4 | 4.1 |
| RF | 52.4 | 39.8 | 11.7 | 4 | 3.9 |
| 1F | 12.1 | 8.1 | 8.5 | 3 | 2.6 |
| B2F | 10.6 | 7.2 | 7.9 | 2 | 2.4 |

※：気象庁の方法により換算した値

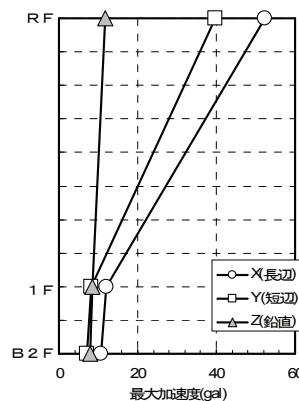


図 17 加速度分布

5. まとめ

既に継続的に地震観測を行っている当社技術研究所内建物に続き、新たに超高層免震建物、超高層制振建物、制振補強建物の3棟について、地震観測システムを整えることができた。

これら3棟の建物に対しては、常時微動測定により微振動領域ではあるが、固有振動数、減衰定数、振動モード形といった建物の基本的な振動特性が把握可能であることを示した。ただし現時点での地震観測結果からもわかるように、振動のレベルにより観測される固有周期や減衰定数が変化することは明白であり、二次部材の影響等を含め今後検討すべき課題も多い。

今後は、更に地震観測を継続して実施すると共に、地震観測データを活用し、より精度の高い構造物の地震時挙動の評価手法を検討する予定である。

参考文献

- [1] 藤本利昭, 根本恒, ハッ繁公一：免震構造物の地震観測報告 その1 観測システムおよび観測

結果の概要，安藤建設技術研究所報，Vol.10，
pp.9-18，2004

- [2] 藤本利昭，稲井栄一，八ッ繁公一：免震構造建物の地震観測報告，日本建築学会技術報告集，第24号，pp.89-94，2006年12月
- [3] 日本建築防災協会：2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針・同解説
- [4] 日本建築学会：建築物の減衰，2000