

1号館（本館棟）の設計と常時微動計測

～最近の地震観測結果を加えた、建物の振動性状に関する計測結果を中心に～

梅野 岳
((株) 久米設計)

1. はじめに

神奈川大学1号館は、横浜キャンパスの本部機能の中枢として位置付けられ、老朽化した旧1号館を建替え、従来の管理運営部門に加えて新たに研究室機能等を併設した複合用途施設である。建物は、地下1階・地上8階建て（延べ床面積約9,059 m²、高さ30.95 m）の本館棟と、地下2階・地上1階建て（延べ床面積約2,172 m²、高さ7.6 m）の学生ホール・地下演習室より構成され、平成13年2月にまず本館棟が竣工し、その後開始された後者の増築工事も本年2月には竣工、現在全体施設が供用されている。本論では、このうち本館棟に関して、構造設計概要と、常時微動測定を中心に本建物の振動性状に関する計測結果を報告する。

2. 設計概要

本館棟の構造種別は、基本スパンが12m×8.2mと大きいことから鉄骨造とし、柱には角型鋼管によるコンクリート充填柱（CFT柱）を採用することで、水平剛性の向上を図っている。また、耐震要素として組立H形鋼の偏心ブレースを、X方向（長手方向）ではハ型として2カ所に、Y方向（短辺方向）ではノ型として4カ所にそれぞれ平面的に偏心しないよう均等に配置している。スラブはデッキプレート合成スラブを採用し、外壁はPC版および一部カーテンウォール、内壁は軽鉄下地の乾式壁である。

地下階は鉄骨鉄筋コンクリート造とし、隣接する地下演習室部分と一体の構造となっている。基礎形式は、GL-13m付近の土丹層を支持層とする実長7 mのアースドリル工法掘底場所打ちコンクリート杭とし、短杭であることから支持力を深礎相当に抑えている。なお、ほとんどが地下に埋設され建物重量が排土重量より軽い地下演習室部分に関しては土丹層上部の粘土層を支持層（設計用長期支持力10t/m²）とするべた基礎を採用しており、建物全体の基礎としては異種基礎の併用基礎となっている。

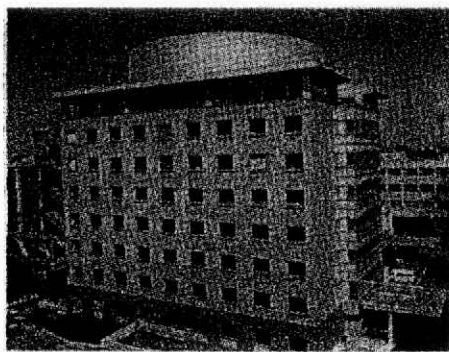


写真1 建物全景

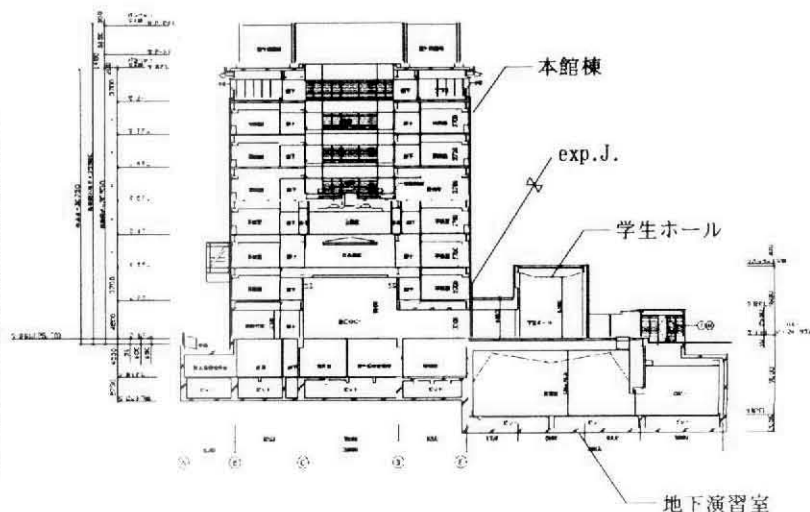


図1 建物断面図

表1 耐震設計の方針

	一次設計	二次設計
標準せん断力係数	$C_d = 0.2$	$C_d = 1.0$ $I = 1.25$ (重要度係数)
地上部架構の設計	柱、梁、ブレースとも許容応力度以内	保有水平耐力の確認* メカニズムは梁ヒンジを原則とする。 ブレースは降伏させない。
層間変形角	1/200以内	—
地下階	許容応力度以内	—
杭	許容応力度以内	—

*増分解析においていずれかの層の層間変形角が1/100となった時点

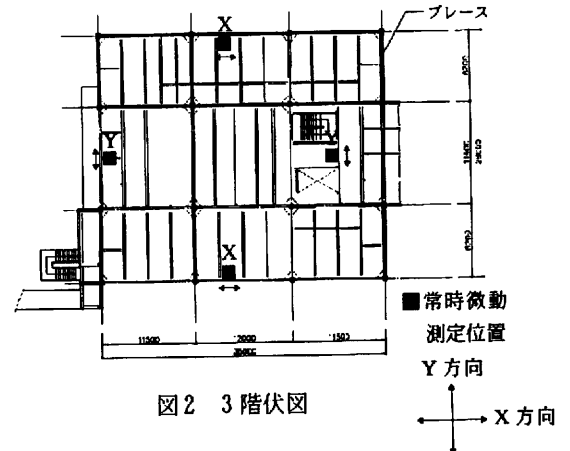


図2 3階伏図

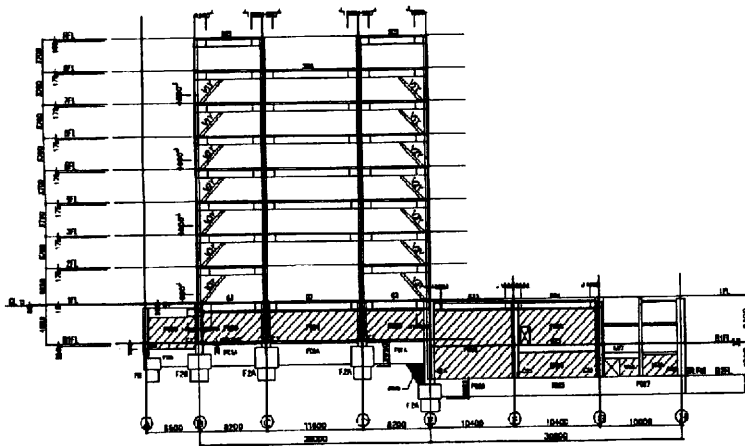


図3 4通り軸組図

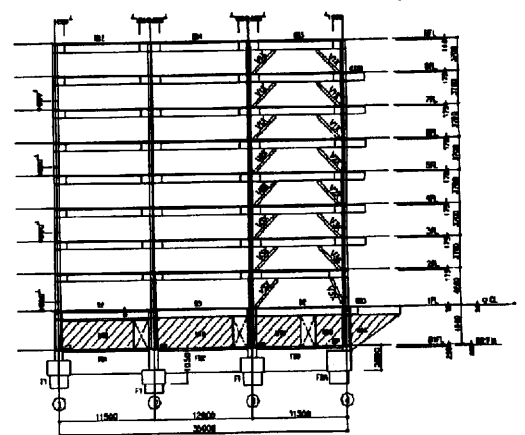


図4 D通り軸組図

耐震設計の方針を表1に示す。大地震時の耐震設計は、保有水平耐力の計算による計算ルート3を採用しており、必要保有耐力計算用の標準せん断力係数を25%割増して耐震安全性の向上を図っている。解析は荷重増分法によっており、いずれかの階の層間変形角が1/100に達した時点の層せん断力を保有水平耐力とした。また一次設計時の層間変形角はX、Y両方向ともに最大で1/300程度となっている。1階基礎固定として求めた設計用解析モデルの一次固有周期は、X方向で0.967秒、Y方向0.955秒となり、S造建物に対する固有周期略算式 $T_1 = 0.03H$ で求められる $T_1 = 0.99$ と大きく相違しない。(表2参照)

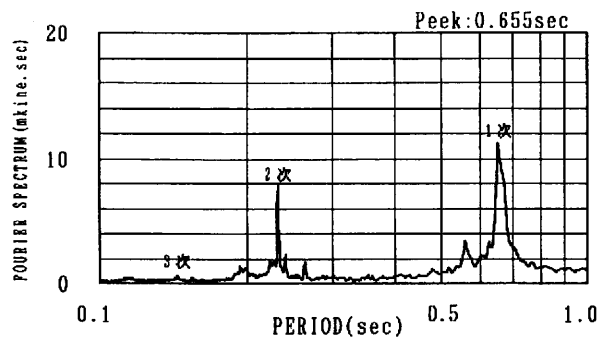
なお、CFT柱には550mmおよび600mmの冷間成型カラム材(BCP325)を用いており、FC27の高性能AE剤入り普通コンクリート(管理フロー値60cm)を1階から頂部まで約30m圧入充填した。

3. 振動性状の計測結果

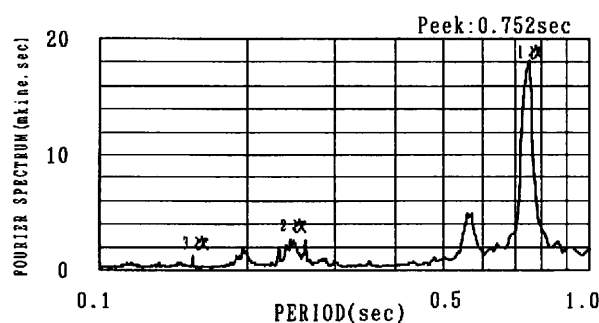
本建物では、地震観測が予定されていたことから建物の振動性状を把握する目的で、常時微動測定と人力加振による強制振動実験を行った。試験時期は、竣工直前の平成12年1月末で、什器・備品や入館者・執務者等に関わる積載重量を除き、設計で想定した建物重量のほとんどが既に作用している状態である。

(1) 常時微動測定

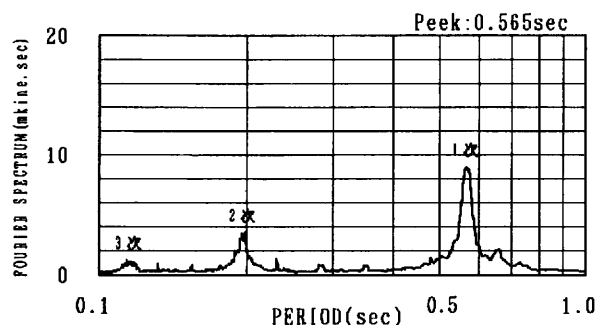
測定は12台のサーボ型速度計を用いて方向毎の盛替え測定により実施した。測定位置は、並進及びねじれ振動の測定を行なう為、図2に表記した各フロアー4点とし、測定フロアーは地下1階、1階、3階、5階、7階、屋上の6フロアである。測定データの解析結果のうち、屋上のX、Y方向及びねじれ振動のフーリエスペクトルを図5に示す。解析に当たっての処理条件は、データ間隔を0.01秒、サンプリングデータ数を8192個、加算回数11回で、処理時間は5分である。



(a) X方向(屋上-B通り)

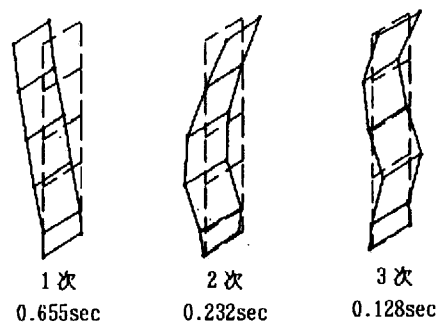


(b) Y方向(屋上-1通り)

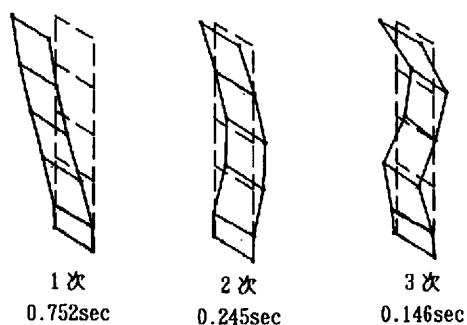


(c) ねじれ方向(屋上-1、4通り)

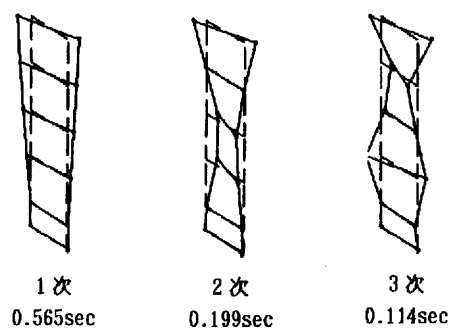
図5 フーリエスペクトル



(a) 並進X方向

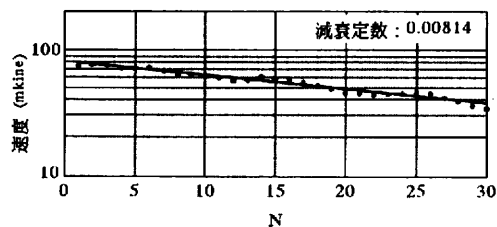
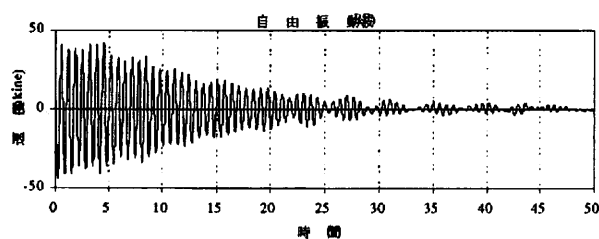


(b) 並進Y方向

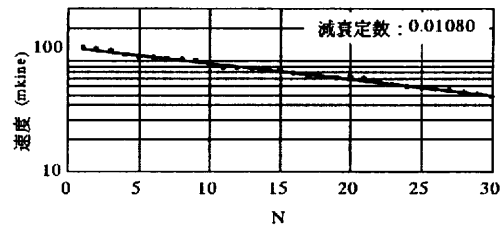
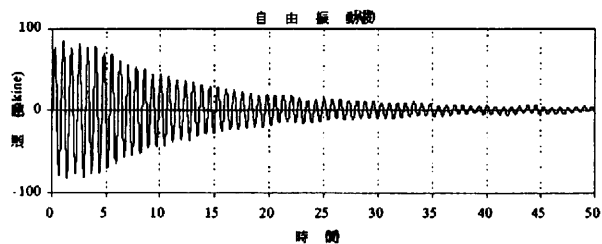


(c) ねじれ方向

図6 モード図及び固有周期



(a) X方向



(b) Y方向

図7 自由振動波形と対数減衰図(屋上)

表2には、フーリエスペクトルの卓越周期から求めた建物の固有周期を、計算値と比較して示した。常時微動測定による1次固有周期は、X方向、Y方向、ねじれ振動の順に0.66秒、0.75秒、0.57秒となり、計算値に比べ周期が短い。S造建物の微少振動時の固有周期測定結果と建物高さに関する既往の報告²⁾によると、実測周期 $T_n = 0.02H$ とされており、今回の測定値は、概ね同様の傾向にあるといえる。常時微動測定や強制振動実験などの微少振動時の固有周期が、計算値に比べて短くなることは従来から指摘されており、仕上げ材の影響や重量の違いが影響していると推定されている。測定値に対する設計値の倍率を取ってみると、それぞれ1.48、1.27、1.56となる。24棟の高層建物の振動実験から求めた建物の1次固有周期と設計値に関する分析結果³⁾によると、設計値の実測値に対する比率は、S造で1.26と報告されている。また図8は、日本建築学会で収集され実測減衰データベースとして公表されている資料⁴⁾から、高さ60m以下のS造建物について、X、Y両方向のデータがそろっている13棟を抽出し、実測の1次固有周期と計算値の関係を整理したものであるが、ここでも前述の文献と同様の関係が確認できる。図中に今回の測定値を表記してみると、概ね同様の傾向にあることが分かる。ただし、計算値がX、Y両方向共にほとんど同じであるのに対し、X方向の測定値はY方向に比べて短くなっている。その原因に関していくつかの影響因子についての剛性検討を加えたが、明確な理由を特定するに至っていないが、今のところY方向に比べてX方向での使用面積が格段に多い外装PC板の剛性が、建物の剛性に影響を与えているのではないかと推測している。

なお、振幅スペクトルと位相スペクトルより、基準点（1階）と各階との振幅比と位相差を求め、振動モードを求めると図6となり、常時微動測定結果により1次～3次の振動系が良好に確認できていることが分かる。

(2) 人力加振実験

並進1次周期を対象とし、建物の減衰特性を把握するため人力加振による強制振動実験を試みた。加力方法は6～8名が一行に立ち、8階の壁・柱等を一齐に水平加力する方法で、常時微動測定結果を現場でスペクトル解析して建物の1次固有周期を推定した上、その周期に加力の調子を合わせるため電子メトロノームを使用した。

図7には人力加振実験による自由振動波形と対数減衰曲線を示す。対数減衰曲線は、全振幅の対数減衰として描き、最小2乗法により減衰定数を推定した。実験より推定された減衰定数は、X方向で約0.8%、Y方向で約1.1%であり、微小振幅時の減衰定数測定値に関する既往資料³⁾と比較してみると、やや小さな値となった。（図9参照）

4. 地震観測結果

本建物では地震・風観測が行われており、地下1階、地上1階、3階、6階、8階に3成分の加速度計が、また、地下1階と地上8階には速度計も併設されている。竣工後2001年10月末までの6ヶ月で13個の地震動が

表2 建物固有周期一覧

方向		計算値	測定値	計算値 測定値
X	T1	0.97	0.66	1.48
	T2	0.34	0.23	1.47
	T3	0.19	0.13	1.48
Y	T1	0.96	0.75	1.27
	T2	0.34	0.25	1.37
	T3	0.19	0.15	1.19
θ	T1	0.88	0.57	1.56
	T2	0.31	0.20	1.56
	T3	0.18	0.11	1.60

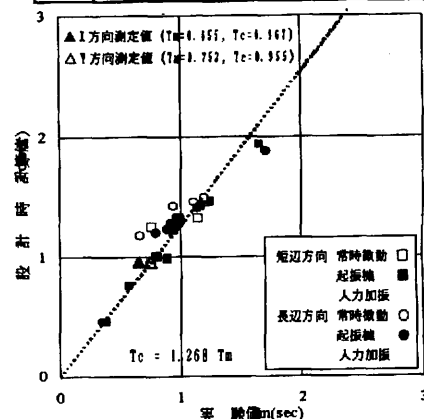


図8 1次固有周期の実験値と計算値（S造建物）

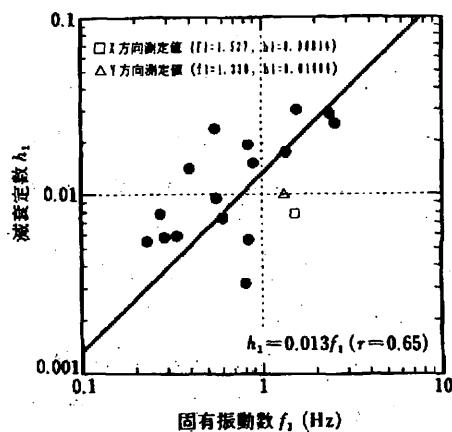


図9 微小振動データの1次固有振動数 f_1 と1次減衰定数 h_1 の関係（S造建物）²⁾に加筆

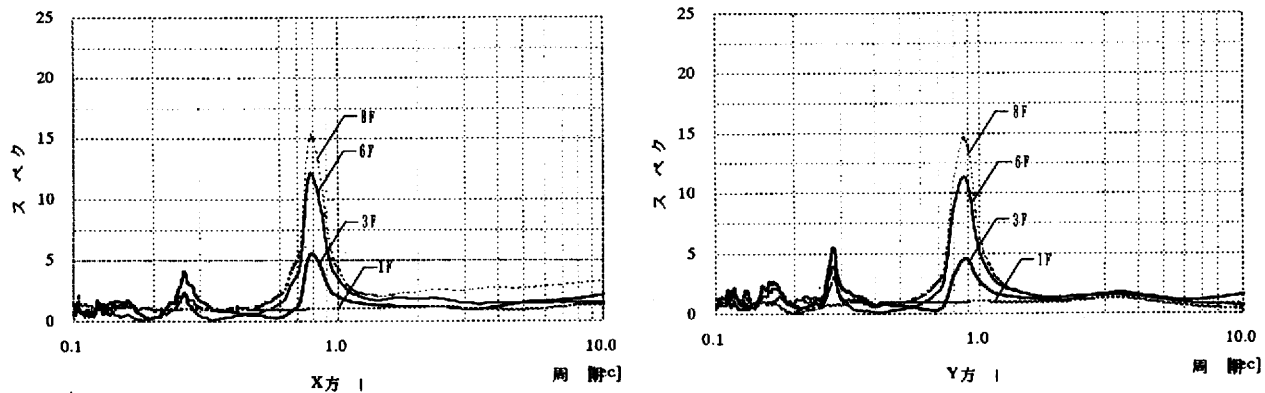


図10 地震動観測波の地下1階に対するスペクトル比
(2001年9月18日地震動観測波)

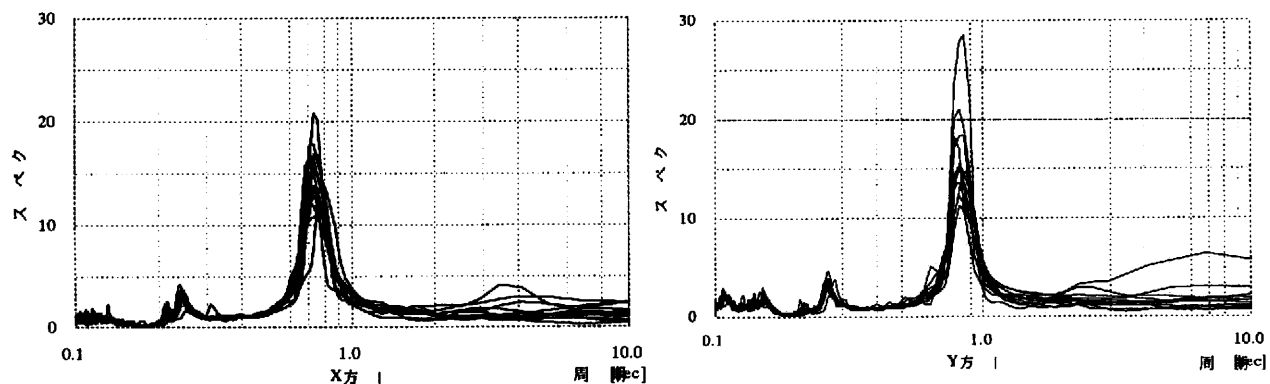


図11 地震動観測波のスペクトル比 (8階/1階)
(2001年4月～10月間の地震動観測波)

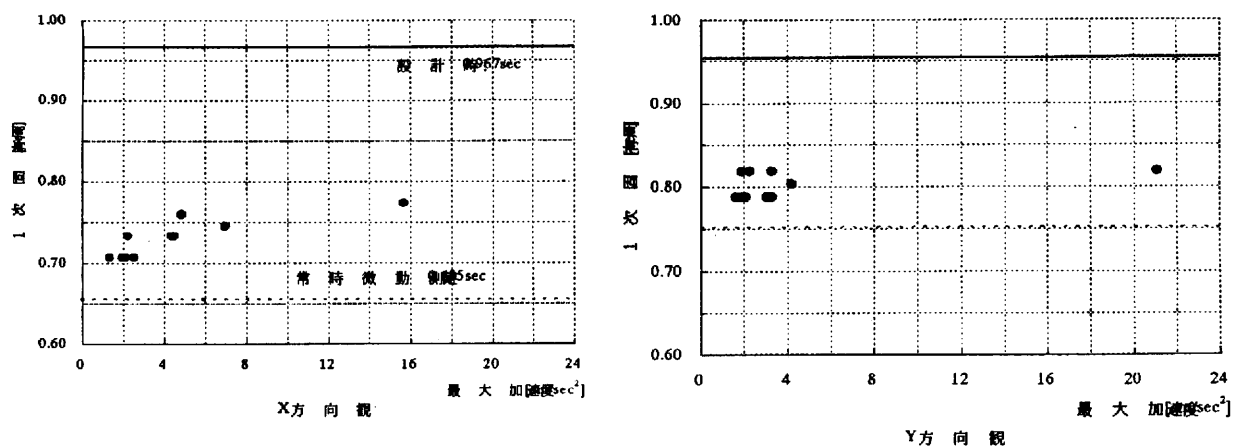


図12 地震動観測波の8階最大加速度と1次固有周期の関係
(2001年4月～10月間の地震動観測波)

観測されており、そのうち最大の応答加速度を記録した地震動は2001年9月18日発生地震動で、その応答加速度の最大値は、8階のX方向21.1cm/sec²、Y方向15.7 cm/sec²である。また、その他の収録地震動の最大加速度値は、すべて2～7 cm/sec²の範囲に留まっている。

図10には、最も大きな最大加速度値を示した9月18日の地震動観測波のフーリエスペクトルから、地下1階に対する各階のフーリエスペクトル比を示した。観測最下階の地階と1階のスペクトル比は、ほとんどフラットで、この間の増幅がほとんどないことが確認でき、1階を固定とみなしても概ね問題がないことが分かる。また、3階以上のスペクトル比では、1次固有周期が明らかに卓越していることが分かる。次に、図11には、観測された13波の地震動記録のうち、レベル設定が未調整でデータの信頼性に乏しい最初の収録データを除く12波について、1階を基準とした8階のフーリエスペクトル比を重ねて示した。いずれの地震動時においても、建物の1次および2次固有周期が鮮明に励起されていることが分かる。また、図12には、各地震動時の最大加速度と、スペクトル比から読み取れる一次固有周期の関係を整理した。一般に、入力振動レベルの増大に伴って、固有周期の増大する傾向があるといわれており、震度Ⅳ程度の地震動記録から、一次固有周期が微小振動時に対して、30%、あるいは20%増大したとする報告⁵⁾もある。本建物の場合、現段階では収録された地震動の数がわずかな上、1データを除くと最大応答加速度が小レベルに集中していることから、固有周期の変動傾向を統計的に特定することは困難である。しかし、X方向ではわずかに右上がりの変動傾向を読み取ることができ、今後のデータ蓄積に期待が持たれる。

5. まとめ

常時微動測定や人力加振による自由振動測定により、微小振動時の固有周期と減衰定数を計測した結果を示した。また、設計で求めた固有周期に対して計測された固有周期は、一般に短かめの値となるが、X方向ではその相違が大きく、その理由としてPC板外壁の影響が考えられる。更に、地震観測により収録された12波の地震動のスペクトル比から、いずれの地震動時にも、1次および2次等の固有周期が鮮明に励起されていることが分かった。収録された地震動から最大応答加速度値と一次固有周期の関係を整理してみたが、加速度の増大に伴う固有周期の増大傾向を把握するにいたらなかった。従来から指摘されているような固有周期の振幅依存性等、振動特性の変化を確認するには、更に大きなレベルの地震動観測が望まれ、今後多数の記録が収録されることが大いに期待される。また、微小振動レベルにおける、建物の振動性状への仕上げ材の影響評価に関しても更に検討を加え、地震記録を精度よく再現できる振動モデルの構築を目指したい。

最後に、本論で紹介した地震観測は神奈川大学TEDCOMプロジェクトの一環として進められており、ここで紹介した地震動記録データは、同大学在任助教をはじめとするグループの方々より提供頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 内山ほか：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4 新1号館の振動実験結果、日本建築学会大会学術講演梗概集B-1, pp.813, 2001, 9
- 2) 日本建築学会：建築物の減衰, pp.149, 2000, 10
- 3) 日本建築学会：建築構造物の振動実験, pp.221, 1978, 12
- 4) 日本建築学会：建築物の減衰, pp.248, 2000, 10
- 5) 日本建築学会：地震荷重—その現状と将来の展望, pp.157, 1987, 11