

建設時の継続的な振動観測に基づく高層建物の振動特性

DYNAMIC CHARACTERISTICS OF HIGH-RISE BUILDINGS BASED ON SUCCESSIVE VIBRATION OBSERVATION DURING CONSTRUCTION

飛田 潤*, 福和伸夫**, 松井政樹***, 小島宏章****

Jun TOBITA, Nobuo FUKUWA, Masaki MATSUI and Hiroaki KOJIMA

By use of a newly developed network connected vibration measuring system which is suitable for continuous observation at construction sites, dynamic characteristics of high-rise buildings and their change during construction are discussed. Hundreds of ambient vibration data and several seismic response records were obtained at two neighboring high-rise buildings in approximately twenty months of construction. Observed response characteristics, estimated natural periods and damping ratios are shown with the change of building height under the same soil and foundation condition. Characteristics of higher modes and soil-structure interaction effect are also discussed. By use of forced and ambient vibration data, amplitude-dependent characteristics are clearly displayed as a relation with the velocity response which is proved to be highly correlated with the average deformation angle of stories.

Keywords : *ambient vibration, natural period, damping ratio, higher mode, amplitude-dependency, soil-structure interaction*

常時微動, 固有周期, 減衰定数, 高次モード, 振幅依存性, 相互作用

1. はじめに

近い将来の発生が危惧される海洋性の巨大地震では、堆積平野を中心に長周期が卓越した継続時間の長い地震動が予測されており、その際の長周期構造物の応答と構造安全性の評価、さらに室内安全性や機能維持の検討が重要となる。このことは、2003年十勝沖地震など近年の地震における被害、強震観測記録の充実、さらには深部地下構造調査の進展や地震動予測手法の発展などにより、明確な問題として認識されてきた¹⁾。

高層建物は、入力地震動の長周期成分が小さいことを前提として共振を避けるように設計されており、減衰定数は経験的な値が用いられてきた。しかし実際に振動を計測してみると、制震などの付加減衰装置がない高層建物では一般に減衰はかなり小さい²⁾。このような建物が長周期かつ継続時間の長い揺れで共振した場合には、設計時の想定を上回る応答となる可能性もある。高次の減衰については扱いの容易な剛性比例型で設定することが一般的に行われるが、実際より過大な値になりうるため、高層建物で高次固有周期が地震動の優勢な周期帯域に重なる場合には、応答に与える影響は無視できない。固有周期については、設計時の評価は比較的正確ではあるが、二次部材の剛性や荷重の差、振幅依存性などの影響で無視できない差が生じるため、地盤の卓越周期によっては共振状態を大きく

左右する。従って、実際の高層建物の振動特性を観測により検討することは、耐震性能評価や設計用基礎資料蓄積の観点から、重要性が高い。

既往の研究では、個々の建物の振動実測結果と設計値との比較考察をもとに、多数の建物について整理して、建物振動特性を左右する建物特性の傾向を検討した例がある²⁾。特に建物高さの影響は、固有周期が高さに比例することなど比較的明確な傾向が得られている。一方で、高さ以外にも平面規模、形状、地盤や基礎形式など相互作用も含めたさまざまな建物条件の相違が建物の振動特性に影響するが、それらの影響評価や実測値のばらつきは十分ではない。

本論文は、高層建物の実測に基づく振動特性の知見を蓄積することを目的として、比較的近接した地点に相前後して建設が進んだ2棟の高層建物について、高精度な地震計により建設時の継続的な振動計測を行ったものである。筆者らはこれまでに中低層建物を中心に多数の強震観測・常時微動計測と分析を行っており^{たとえば 3), 4)}、それらの成果に基づいて、ここでは超高層建物に関して、同一の地盤・基礎条件のもとで建物階数が増加することによる振動特性の変化、常時微動・強風時応答・地震時の応答性状の差違、同一地震時の建物階数・構造の異なる建物の応答性状の差異などを実証的に明らか

*名古屋大学大学院環境学研究科 准教授・工博

**名古屋大学大学院環境学研究科 教授・工博

***竹中工務店(元名古屋大学大学院生) 修士(工学)

****名古屋大学大学院環境学研究科 助教・博士(工学)

Assoc. Prof., Graduate School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr. Eng.

Prof., Graduate School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr. Eng.

Takenaka Corporation, M. Eng.

Assist. Prof., Graduate School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr. Eng.

にした。また、1棟については制震装置による強制振動実験結果も用いて、振幅依存性について検討を行った。さらに関連して、建設現場での継続的な高精度観測を前提としたネットワーク接続型振動観測システムの開発、振幅依存性を考察する際の層間変形角の評価法などの知見を得ている。

なお、対象建物には後述するように制震ダンパーが設置されるが、建設中の状態ではダンパーはロックあるいは切り離されている。従って、本論の内容はダンパーのない状態での振動特性を扱っていることになる。これは一般的な高層建物の特性を検討するために有用であるとともに、付加減衰機構を備えた最近の高層建物の設計においても、架構そのものの特性を評価する点で重要である。

2. 観測対象建物と工事および観測の概要

2.1 観測対象建物の概要

検討対象とする建物は、比較的近傍に立地するMビルとLビルであり、相前後して建設が進んだ。図1に2棟の概形を示す。場所は名古屋市中心部であり、洪積台地上に位置する。敷地周辺の長周期側の卓越周期は、H/Vスペクトルなどから3.5~4秒である⁵⁾。

Mビルは高層棟(S造47階、高さ247m)と低層棟(S造7階、高さ50m)からなり、地下部分はSRC・RC6階で共通、基礎はパイルドラフトで逆打ち工法を採用している。高層棟は一辺51.2mの正方形平面で、チューブ状の外周架構と井形の間中架構および内側架構からなる。高層棟の中間の3層に制震ダンパー、高層棟と低層棟の間には連結制震ダンパーなどの付加減衰機構を備えている。高層棟の設計1次固有周期はEW方向5.75秒、NS方向5.92秒、低層棟

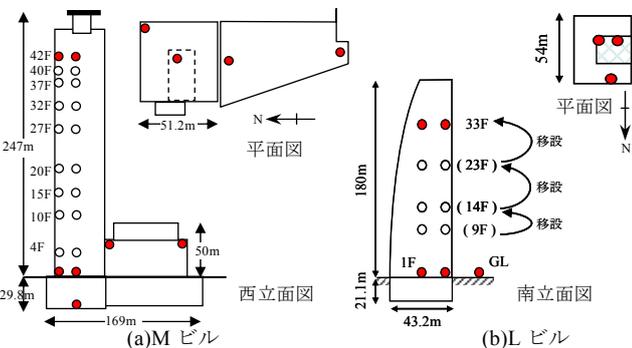


図1 観測対象建物の概形と振動観測点配置

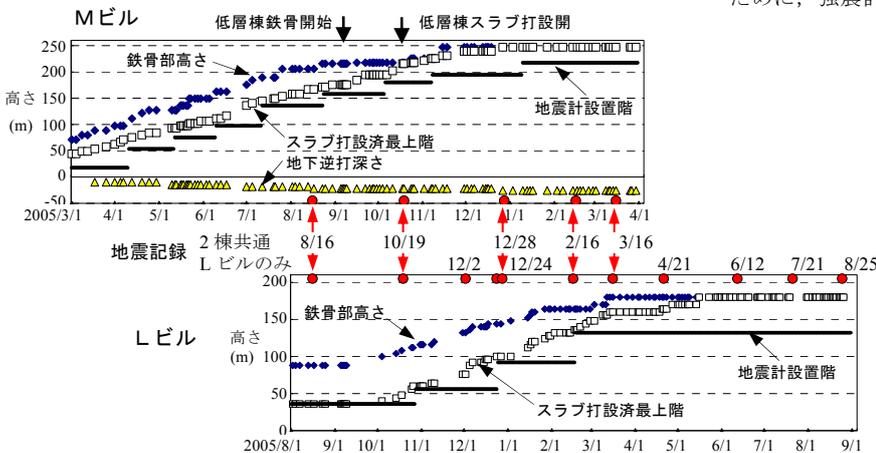


図2 工事進捗状況と常時微動・地震観測の一覧

の固有周期はEW方向1.85秒、NS方向1.89秒である。

Lビルは高層の事務所棟(S造42階、高さ180m)と、地下変電所施設(一部地上2階)からなり、地下3階は一体の直接基礎(べた基礎)で逆打ち工法による。高層棟は東面の上部が弧を描いてセットバックしており、CFT(コンクリート充填鋼管)のラーメン架構に加えて連層ブレース架構が剛性バランスを考慮して配置されている。また、各階に制震ブレースが設置されている。設計1次固有周期はEW方向4.21秒、NS方向3.86秒である。

2.2 建設段階における観測の概要

図2に2棟の施工過程と観測概要を示す。横軸に日付を示し、常時微動観測を実施した日の建物高さをプロットしている。これによりMビルの施工が先行し、Lビルが半年ほど後に進んだことがわかる。以後の分析では、建物高さは床スラブコンクリートを打設済みの最上階とするが、図2では床スラブに先行して組まれた鉄骨部分の高さ、およびMビルについては地下と低層棟の工事概略も示している。また、地震記録が得られた日付も示しており、2棟で記録があるのは5地震である。

観測点配置の概略は図1に示した。センサーは建物1階と最上階に設置することを基本とし、ロッキング計測のために1階端部に上下センサー、ねじれ計測のために上階端部に水平センサーをそれぞれ追加している。本論文で提示した建設中の継続観測は、建物上部の観測点を躯体の建設に伴って段階的に上階へ盛りかえつつ実施する点に特徴がある。上階のセンサー設置階は、図2に水平線で示すようにスラブ打設済みでなるべく上の階としており、移設はMビルで8回、Lビルで3回である。

このような建設中の建物における継続的な振動観測においては、さまざまな問題がある。例えば、常時通電のAC電源の確保が困難なこと、工事現場の作業等によるノイズや誤トリガ、直接的な衝撃による損傷の危険性、設置場所の制約や随時移動の必要があること、さらにデータ収録・回収やメンテナンスを常時行うのが困難なことなどがあげられる。このような諸条件に対応して筆者らが開発してきた観測システムの構成を図3に示す³⁾。センサーは、水や埃、衝撃などの悪条件に強いオールインワン可搬型強震計(キネメトリス社製 Altus ETNA)を使用し、常時微動レベルでの分解能の検討⁶⁾を行うことにより、長期にわたる継続的な強震観測と常時微動計測を両立させた。リモートでデータ収録・回収とメンテナンスを行うために、強震計をシリアルイーサネットアダプタで現場内LAN

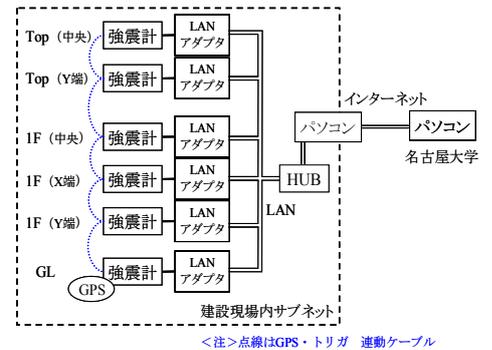


図3 振動観測システムの概略図

に接続し、コントロール PC を介して ADSL でインターネット接続する。GPS とトリガ連動のケーブルは別途配線する。

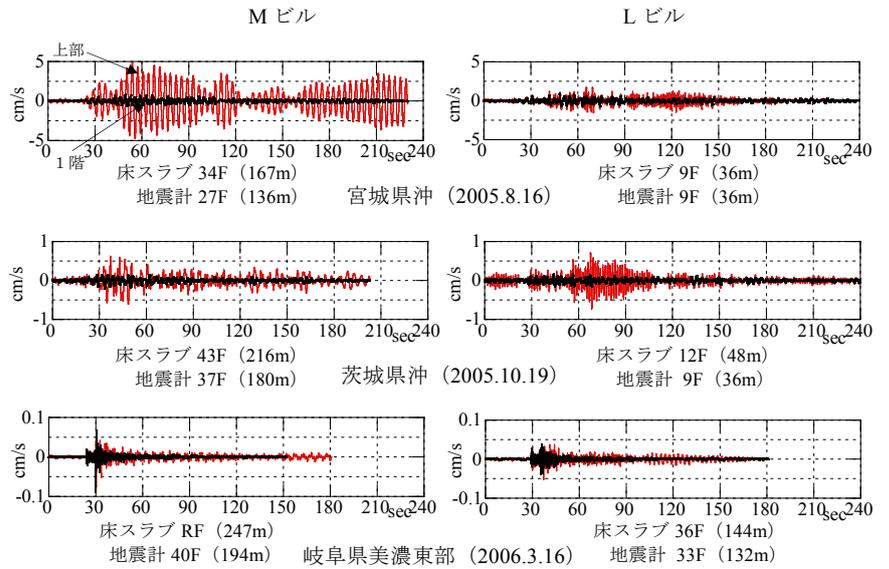
高層建物の継続時間の長い地震応答を確実に記録するためには、トリガ設定が極めて重要である。工事による誤トリガをなるべく避けることも考えて、ノイズの影響を受けにくい建物下部で敏感な共通スタートトリガを設定し、上部観測点はスタートトリガレベルを高くして大きな応答時に個別でも起動するようにした。ストップトリガは逆に上部の応答を基準に設定し、さらに念のため最低記録時間長は長めに設定した。具体的には、スタートトリガが1階の観測点で1gal程度、上部の地点で5~10gal、ストップトリガは上部地点で1gal程度である。最低記録時間長は180秒としていたが、長周期建物の応答を確実に捉えるには、300秒程度は必要と思われる。速度あるいは変位成分でストップトリガが設定できればさらに確実であるが、一般的な強震計ではこの種の柔軟な設定はできないことが多い。なお、常時微動計測はリモートの手動トリガにより行っている。

3. 建設段階において得られた記録の概要

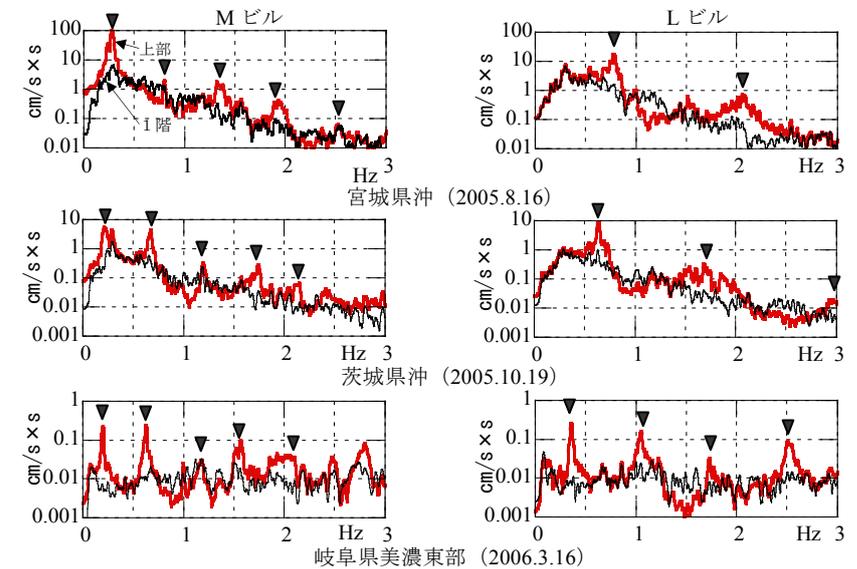
3.1 地震観測記録

2棟で共通して記録が得られた地震は5回あり、そのうち2005年8月16日の宮城県沖の地震(Mj.7.2)、2005年10月19日の茨城県沖の地震(Mj.6.3)、2006年3月16日の岐阜県美濃東部の地震(Mj.4.0)について、速度波形と速度フーリエスペクトルを図4に示す。伝達関数の位相なども考慮して決めた固有振動数を▼で示している。宮城県沖と茨城県沖の地震の記録は長周期成分が卓越し、岐阜県美濃東部の地震は短周期成分が卓越した地震動である。

宮城県沖の地震では、1階に比べて頂部の成分が大きく増幅され、継続時間も長くなっている。特に



(a)速度波形



(b)速度フーリエスペクトル

図4 地震観測記録の例(速度, EW成分, 建物上部と1階)

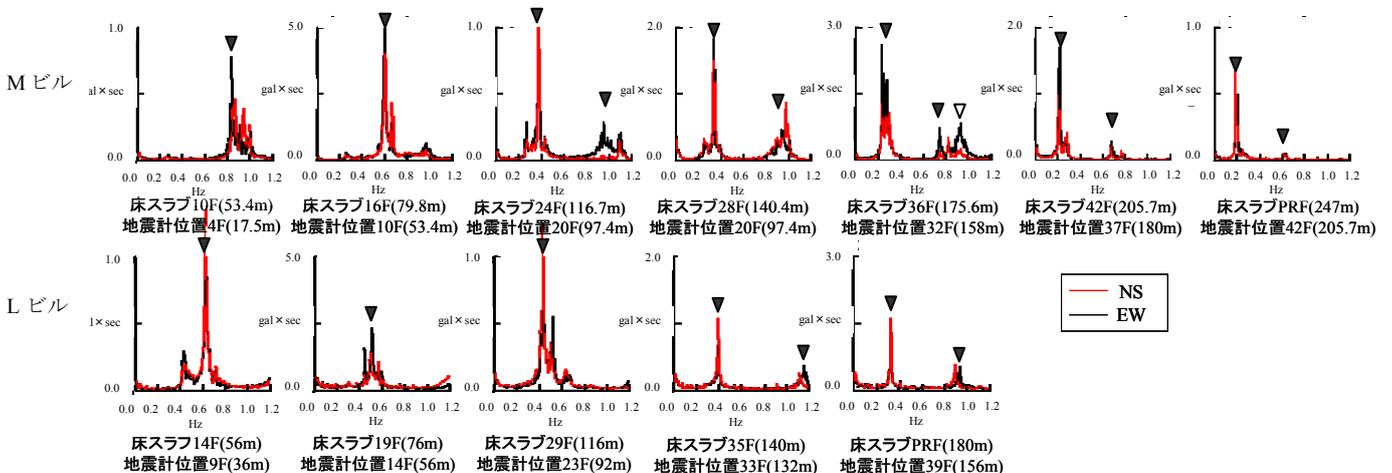


図5 常時微動のフーリエスペクトルの例(2建物でほぼ同じ高さの時点での常時微動記録の比較。高さは床スラブ打設最上階で評価)

Mビルの記録でそれが顕著に現れているが、記録の後半で建物はまだ揺れ続けているにもかかわらず、1階でストップトリガが作動して記録が切れている（これを受けて先述のトリガ設定の工夫を行っている）。このとき、Mビルは床スラブ 34F (167m)、Lビルは 9F (36m) であり、近い敷地でほぼ同様の入力でも、建物高さにより応答特性が明確に異なることがわかる。

茨城県沖の地震は、地震動の周波数特性からMビルでは1次よりも2次の応答が卓越しており、一方Lビルは1次が卓越している。このときMビルの床スラブは43F (216m)、Lビルは12F (48m) である。岐阜県美濃東部の地震は、近地地震による短周期成分が卓越した継続時間の短い地震動である。このときMビルは躯体がほぼ完成 (247m)、Lビルは36F (144m) であり、入力に長周期の成分があまり含まれていないこともあって、短周期のパルス的な入力のあとは短時間で揺れが収まっている。宮城県沖の地震と比べると揺れの周期成分・継続時間の違いによる応答増幅特性の差がよくわかる。

3.2 常時微動記録

常時微動計測は、工事振動のない夜間を中心に行った。1回あたり30分以上の記録とし、最低でも3~4日に1回以上の収録を基本としたが、通信エラーなどで間が開いた期間もある。また、台風が接近した強風時には、夜間に1時間ごとに起動して連続計測も行った。結局、Mビルでは168、Lビルでは228記録が得られている。

両建物で得られた微動記録から、頂部の加速度フーリエスペクトルの例を図5に示す。それぞれの建物について、床スラブ高さがほぼ同じ頃のスペクトルが上下に並ぶようにし、固有振動数を▼で示した。いずれの建物も、建設が進んで床スラブの高さが高くなるにつれて、1次ピークが低振動数になっている。また、水平2方向の1次ピークが非常に近接していることもわかる。床スラブ高さが100m以下ではLビルの方が低振動数であるが、100m以上になるとその傾向が逆転する。上階のフーリエスペクトルにおいて、固有振動数のピークは明確であり、建物高さの増大に伴うピーク振動数の低下やピーク形状の変化から、高次モードまで判別できる。さらに、高次の固有振動数の1次固有振動数に対する比（後述）や、地震記録における1階と上階の伝達関数などにより確認している。

4. 建設段階における振動特性の変化

4.1 常時微動による固有周期の変化

建設段階の固有周期と減衰定数の変化について検討する。屋上の常時微動の水平成分からRD法により推定した自由振動波形について、固有振動の水平2方向連成を考慮して各方向で2自由度フィッティングを行い、固有周期と減衰定数を推定している。

図6に高さ1次固有周期の関係を示す。横軸

は床スラブ打設最上階の高さである。Mビルの結果はほぼ原点を通る直線に乗っており、回帰直線は多数の建物に関する既往の結果 $T=0.020H$ ²⁾ に比べて周期がやや長めである。これは、建設中であるために質量・剛性ともに竣工後の建物とは異なることに加え、Mビルの平均階高（約5m）が一般の高層建物に比べて大きいことが主な要因と考えられる。詳細に見ると、高さ200mに達する前で傾向が異なっており、長周期側にシフトしていることがわかる。その直前の180m前後でプロットがないのは、記録がないためではなく、適切な推定値が得られなかったことによる。これより、この期間に何らかの影響があったことが考えられ、可能性としては、この時期に建設が始まった低層棟との関連があげられる。

一方、Lビルでは、変化の傾向は連続的ではあるが、原点を通る直線からかなり外れて傾きが小さく、上に凸の曲線になっている。このため、Mビルのような直線の回帰式を示すことができなかった。高さが100m以下で固有周期がかなり長めであり、100m以上ではむ

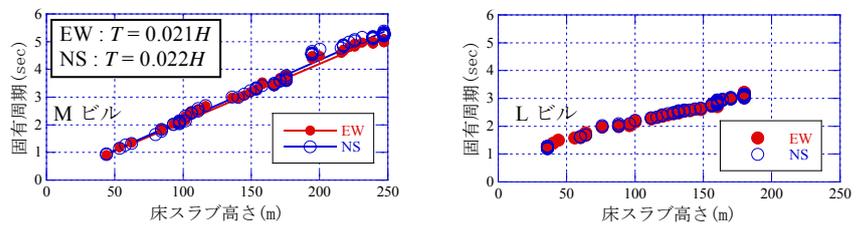


図6 建設中の1次固有周期と建物高さの関係

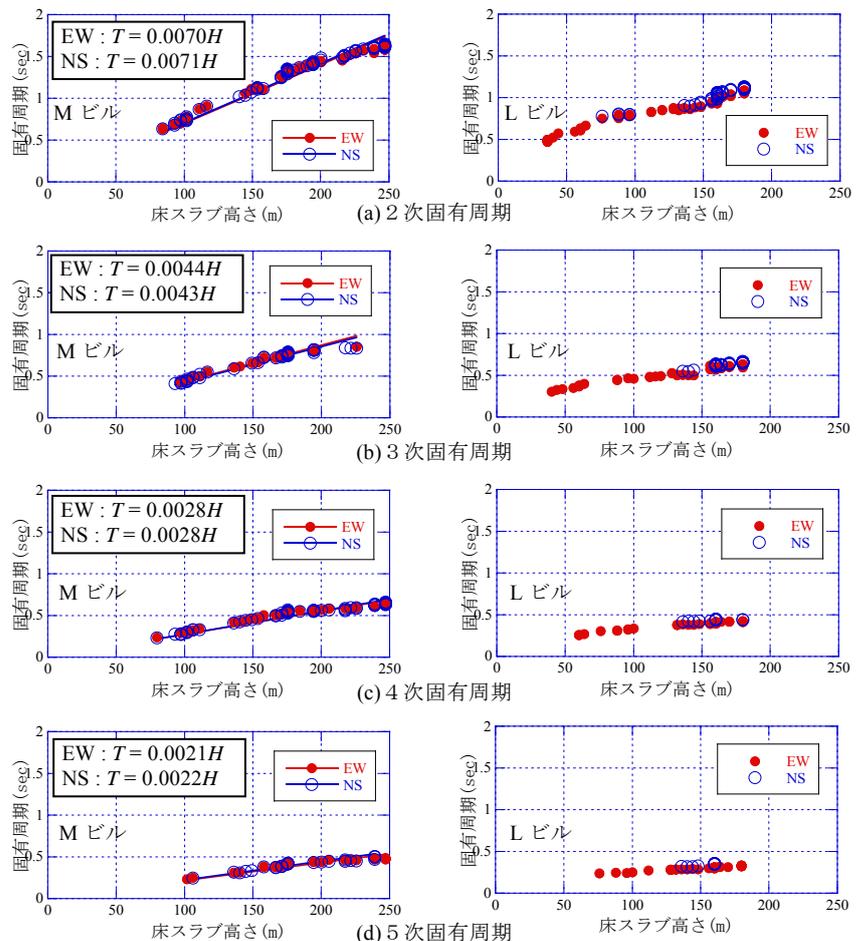


図7 建設中の2~5次固有周期と建物高さの関係

しる短い。基礎耐圧盤の構築中は床スラブ打設が9階で止まっていたが、鉄骨骨組は22階まで先行していたため、床スラブ高さが低くても鉄骨部分は高かったことの影響も考えられる。

高次の固有周期について図7に示す。Mビルでは、2・3次はRD波形を2自由度のフィッティング、4・5次は適切なRD波形が得られなかったのでスペクトルピークから求めている。2～4次の固有周期もおおむね原点を通る直線上に並んで分布し、高さに対する回帰係数（傾き）は、竣工後の建物に関する既往の傾向²⁾の0.0066、0.0036、0.0026に比べてやや長周期となっている。

これに対してLビルでは、高次のピークが明確でなく、特にNS方向で推定が困難な場合が多いため、図7(b)でもNS方向のプロットが少ない。2次で逆S字状の関係になるなど、1次と同様に固有周期が高さに対して比例の傾向にならない。

各次の固有振動数と1次固有振動数の比を図8に示す。比の値は2～5次でそれぞれ3、5、7、9にかなり近くなっているが、高さによる変化もみられる。例えば、Mビルでは高さ190m前後で何らかの影響を受けていること、LビルのEW方向では高さにつれて徐々に変化するもの、安定した分布になっていることが注目される。

4.2 常時微動による減衰定数の変化

図9にMビルとLビルの高さと減衰定数の関係を示す。Mビルの180m付近と200m付近でプロットが多いのは、台風の影響でやや強風の日があったため、連続して多数の常時微動観測を行ったことによる。またLビルの40m付近は、基礎耐圧盤の構築が終了するまで床スラブ高さの変化がなく、その期間に得られたデータが多いからである。どちらの建物も推定された減衰定数は概ね1%以下にばらついた結果となり、建物の高さに対して明瞭な傾向が認められない。既往の研究結果²⁾と比べると、その下限付近に分布している。高さが低いときに相互作用の影響により減衰が大きくなることが予測されるが、今回の計測では低層の状況で十分な記録が得られておらず、考察を不明確にしている。低層階を施工中は、現場の立ち上がり時期で計測に制約が多いこと、相互作用の影響が大きく固有振動ピークを明瞭に判別できないことなどの課題はあるが、極力低層の段階から観測を行うことが重要である。また、台風による強風下で観測したMビルの180m付近や200m付近の記録では減衰定数が大きめとなっていることから、減衰定数の推定値に振幅依存性の影響が含まれていることも考えられる。振幅依存性については6節で検討する。

図10に高次モードの減衰定数について、比較的推定が良好なMビルにおける2次、3次減衰定数を高さとの関係で示す。減衰定数の値は、2次はほとんど1%以下で1次よりやや小さく、3次は0.5%

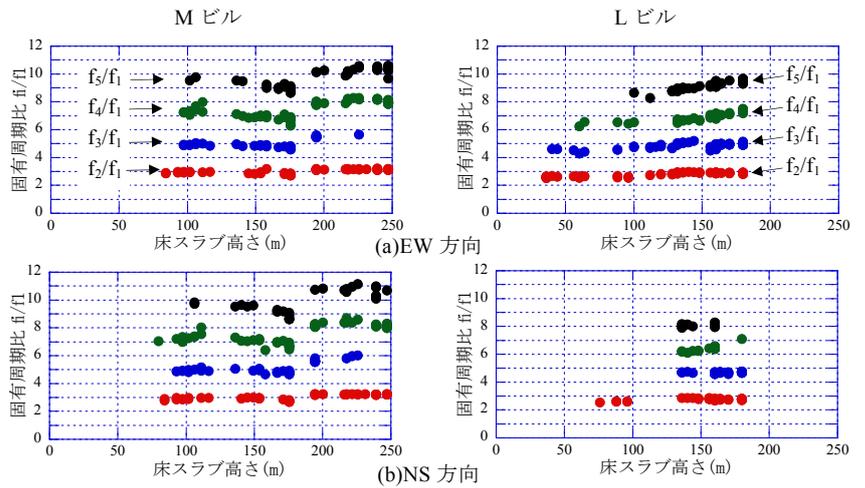


図8 建設中の高次/1次固有振動数比と建物高さの関係

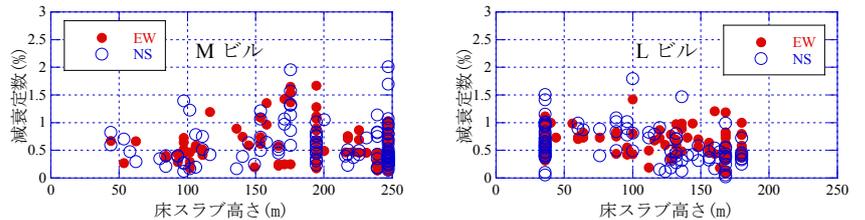


図9 建設中の1次減衰定数と建物高さの関係

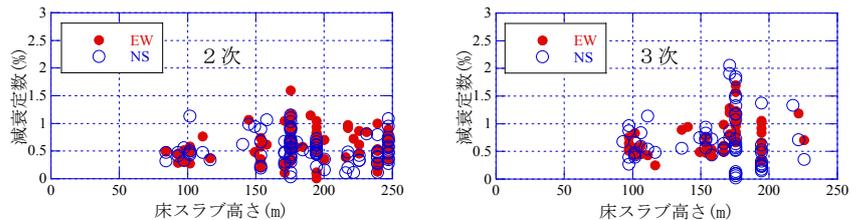


図10 Mビルの建設中の2・3次減衰定数と建物高さの関係

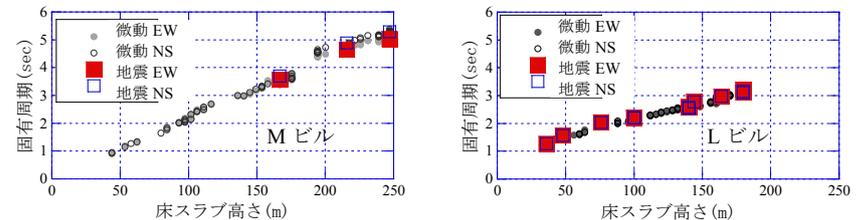


図11 地震記録から推定した1次固有周期（微動と比較）

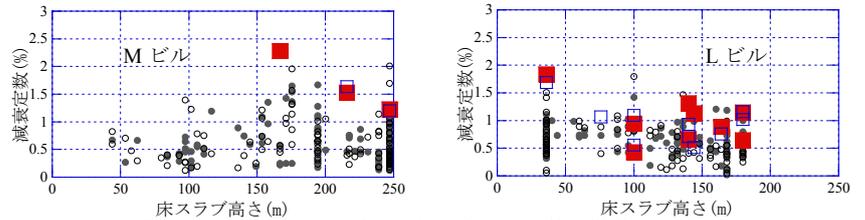


図12 地震記録から推定した1次減衰定数（微動と比較）

以下がほとんど無くて下限が大きめである。剛性比例型減衰で仮定されるような高次増加の傾向は明確ではない。また、高さに対する明確な傾向はみられない。

4.3 地震記録による1次固有周期・減衰定数の変化

図11にMビルとLビルにおける地震記録から推定した固有周期を、常時微動記録の高さと固有周期の関係の図に重ねて示す。地震時の固有周期はフーリエスペクトルのピークより読み取った。高さとの関係は微動時とほぼ同様の傾向を示しているが、微動時よりわ

ずかに長い傾向があり、振幅依存性の影響が現れていると思われる。

図 12 に M ビルと L ビルの地震記録から推定した減衰定数を、常時微動記録で求めた減衰定数と高さとの関係の図に重ねて示した。地震記録による減衰定数の推定は、常時微動が RD 法により連成系の特性を求めていることに対応して、上階/地盤の伝達関数のフィッティングで推定し、M ビルでは地盤観測点がないため 1 階を入力とした。また伝達関数のピークが不明確な記録は除いた。図より、地震記録から推定された減衰定数は M ビルで 1~2%、L ビルで 1%前後と常時微動よりもやや大きく、また不明確ながら高さが高くなるほど減少する傾向が見られる。同じ建物でも、常時微動、強風、地震時では振動システムや卓越するモード形が異なることが知られている^{3),7)}。高層建物の常時微動では上部の風入力の影響が大きく、上部構造の変形が主になるのに対して、地震時は比較的相互作用の影響を受けやすい。一方、固有周期と同様に振幅依存性の影響の可能性もある。これらについて次節以降で検討を加える。

5. 相互作用の検討

地震記録に関してスウェイ・ロッキング率の検討を行う。ここではスウェイ成分は地動も含む 1 階水平成分とし、ロッキング成分は 1 階床でのロッキング角×上部計測点高さ（ロッキングにより励起される上部計測点高さにおける水平成分）とした。上部の観測点の応答からスウェイ・ロッキング成分を引いた成分が上部構造の弾性変形となる。以上の算定は時刻歴の波形の演算で行った。したがって、スウェイ・ロッキングと弾性変形の成分間に位相差がある場合には、それらの和が 100%を超えることもありうる。なお、常時微動では 1 階上下動成分で建物の 1 次固有周期付近のスペクトル振幅が小さいため、強震計で収録した常時微動データからは十分な精度が得られなかった。

図 13 に M ビルと L ビルの結果を示す。M ビルでは高さが高い時の地震記録のための、スウェイ・ロッキング率は数%~10%以下と小さく、弾性変形率が 100%前後になり、ほとんど相互作用の影響を受けていない。これは M ビルが杭基礎で根入れが深いこととも対応している。

一方 L ビルでは、特に EW 方向でスウェイ・ロッキング率が大きく、弾性変形率は 80~90%と M ビルより小さい。さらに建物高さが低い場合にこの傾向が顕著である。これは L ビルが直接基礎で、根入れ深さが M ビルより浅いことにより、相互作用の影響を受けやすいためと考えられる。前節で検討した地震時の特性で、特に L ビルで高さが低い場合に減衰定数が大きい傾向が見られたことは、この相互作用特性とも符合する。また、L ビルの高層棟の南側に隣接して基礎が一体の地下施設があるため、NS 方向の基礎固定度が大きくなっており、このため EW 方向に比べて NS 方向で相互作用の影響が小さくなっていると考えられる。

6. 層間変形角の評価と振幅依存性

6.1 層間変形角を評価するための指標

ここまでの結果で、特に減衰定数の推定結果にばらつきが大きく、その原因の一つとして振幅依存性の影響が考えられる。減衰の主要因が構造体の内部減衰とすれば、層間変形角との関係で検討すべきである。例えば減衰の設計式²⁾で、平均層間変形角 α/H を推定式の

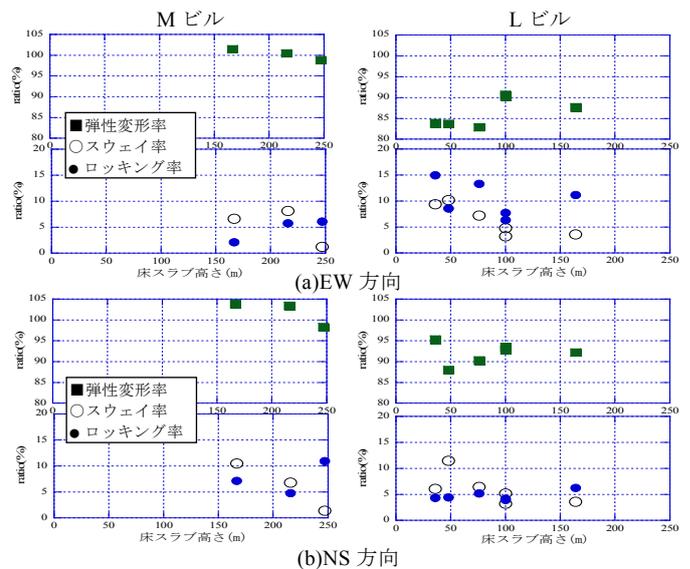


図 13 地震記録から推定したスウェイ率・ロッキング率

パラメータとしている例もある。ここでは層間変形角の評価のために、応答速度を指標にできることを示す。

1 次モードについて、平均層間変形角を Δ とし、逆三角形モードを仮定して建物高さを H とすると建物の頂部の変位は Δ/H となる。また、建物の固有周期 T はおおむね高さに比例することが確かめられたので、 $T=\alpha H$ とすると、建物頂部の変位、速度、加速度の関係は次式で表せる。

$$\begin{aligned} y &= \Delta H \\ \dot{y} &= \frac{2\pi}{T} \Delta H = 2\pi \frac{\Delta}{\alpha} \\ \ddot{y} &= \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \Delta H = 4\pi^2 \frac{\Delta}{\alpha^2} \frac{1}{H} \end{aligned} \quad (1)$$

これより、建物の高さや固有周期によらず、応答速度と層間変形角が比例関係にあり、比例定数は α のみに依存することがわかる。また変位は高さに比例、加速度は高さに反比例する。したがって応答速度を指標とすれば、建設段階で高さの異なる状態での層間変形角を直接的に比較することができる。

速度と平均層間変形角の関係を、2 棟の高層建物の常時微動記録から求めた結果を図 14 に示す。平均層間変形角は、上部観測点の変位波形を観測点高さで除して求め、速度との関係を図にプロットする際には双方の波形の RMS 値を用いた。RMS 値を求める際に、波形をそのまま用いる場合と、1 次固有周期付近をバンドパスフィルタで抽出した場合の比較も行っている。これらの図には建設中の高さが異なる状態での観測記録がすべて含まれており、上部の観測点の位置により区別してプロットしている。

図より、応答速度と平均層間変形角には明確な関係があり、特に 1 次固有振動成分のみをフィルタで抽出すれば、建物高さ（固有周期）によらず両者はほぼ同一の比例関係にあることがわかる。ただし、建設中の記録で建物高さが低い場合には、上記の比例関係を外れる場合がある。これは、低層の状態では固有振動のピークが広く広いため、相対的に他の周波数成分の影響を大きく受けることによる。また L ビルに見られるように、上部観測点の位置による影響も多少受けるが、これもフィルタ処理で改善される。

以上から、1次固有周期のフィルタを適切に用いれば、建設中の建物高さによらず、応答速度を平均層間変形角に比例する指標として使用できることがわかる。また、高層建物のように1次固有周期と高さの一般的比例関係が知られている場合²⁾には、高さの異なる建物同士の比較にも近似的に利用できる可能性がある。

6.2 振動実験結果も含めた振幅依存性

Mビルの高層棟の工事がほぼ完了した段階で、屋上の制震装置（アクティブ TMD）により強制振動実験が行われた。ここでは、建設中の常時微動特性と比較するため、すべてのダンパーが機能していない状態での計測結果を対象とする。

定常加振状態から急停止して自由振動させ、自由振動波形の正負の極大値から始まる3波ごとの区間で、ゼロクロッシング法で固有周期を、対数減衰率から減衰定数を推定した。正負の極大値をすべて使用し、その最初速度値を振幅の指標とした。

図15(a)に振動実験結果による1次固有周期の振幅依存性を示す。両方向ともこの振幅範囲で数%の振幅変化があることがわかる。振幅がごく小さいときの値は、同時に実施した常時微動とほぼ一致している（図6の高さ247mの値）。また3~4cm/s程度で周期増加傾向がかなり鈍っており、これより大きい振幅でも余り変化しないことが予想される。

図15(b)に振動実験における減衰定数の振幅依存性を示す。建設段階の高さが異なる状態での多数の常時微動による結果も同時にプロットした。横軸の振幅はRD法の重ね合わせ波形の初期速度振幅値を代表値とした⁸⁾。図10などでばらつきが大きいと見えた常時微動による減衰定数は、このように応答速度（すなわち平均層間変形角）を横軸にしてみると明確な傾向があり、竣工前の振動実験の結果とも整合することがわかる。この結果は、この建物に関しては上部構造の層間変形に伴う減衰の影響が大きいことを示している。減衰定数は振幅が小さい範囲で0.5%前後、速度が0.01cm/sを超えると増加傾向で0.1cm/sで1%程度、1cm/s以上で1.4%程度となる。固有周期と同様に、振幅が増大に伴う減衰の増加は数cm/sでほぼ収束しており、減衰のメカニズムが変わらない範囲では、これ以上の振幅でも大きな増加はないことが予想される。

以上の結果は、建設段階も含めてダンパーが動作していない状況の結果であり、いわば「素」の高層建物の構造特性を示している。ダンパー等の付加減衰機構が付与される場合でも、固有周期が大きく変化しなければ、同様に速度応答を層間変形の指標として検討できるものと考えられる。

7. モデルの固有値解析による固有周期の変化の検討

図6・図9で得られた固有周期の高さによる変化について、モデルの固有値解析により検討する。設計資料に基づいて上部構造を基礎固定の1層1質点の多質点系等価せん断型モデルに置換し、建設

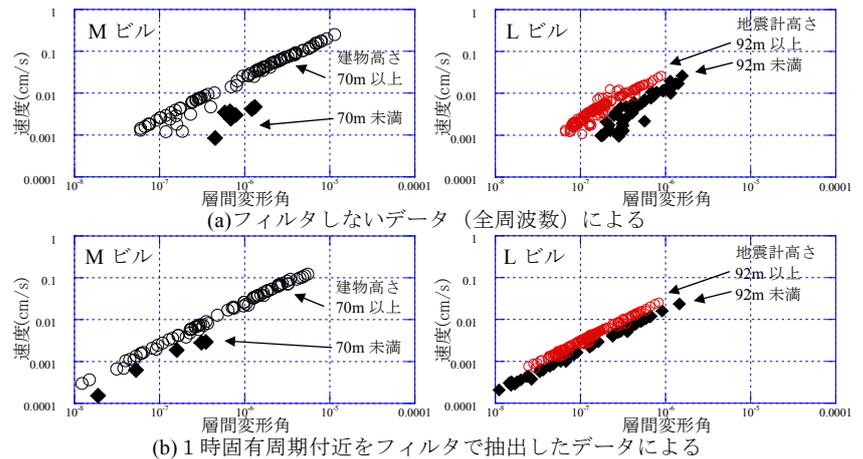


図14 層間変形角と速度応答の関係（高さが異なる状態の常時微動記録から）

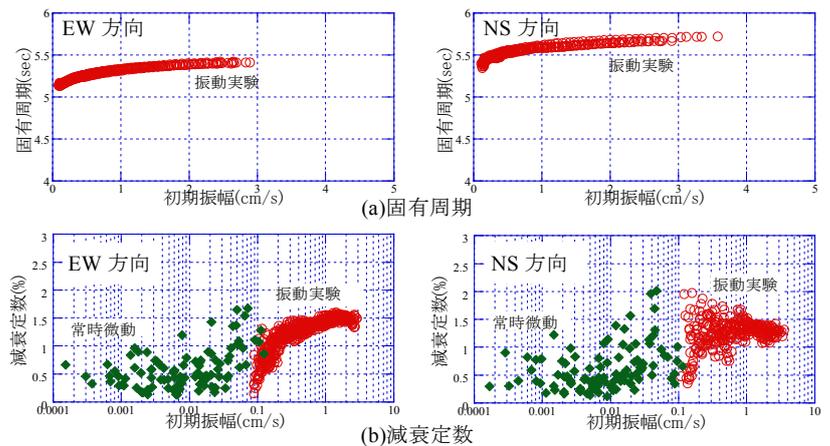


図15 振動実験と常時微動によるMビルの振動特性の振幅依存性

段階における変化を実測値と比較検討するために、1質点ずつ上部に付け加えながら固有値解析を行った。ここで用いたモデルの質量には設計用の積載荷重が含まれている。

図16に振動解析モデルの固有周期と実測値の比較を示す。Mビルの固有周期の変化は、高さ約130m以下では実測の固有周期とほぼ重なっているが、130m以上になると解析の固有周期が実測よりも少し長めとなっている。躯体完成時の固有周期はEW方向は解析6.02秒、実測5.03秒、NS方向は解析6.06秒、実測5.27秒で、いずれも解析の方が15~20%長い。建物高さと固有周期の関係を原点を通る直線で回帰すると、解析ではEW、NSいずれも $T=0.0242H$ となった。解析の方が固有周期が長い理由として、実測値に二次部材の影響による剛性が含まれること、工事の後半で低層棟の影響の可能性があること（ただし高層棟との間の連結制震ダンパーは工事中は外されている）、建設中は積載荷重が設計より少ないことなどが挙げられる。

Lビルについては、常時微動記録による高さ固有周期の関係が上に凸の曲線になっていたが、解析の結果は実測とは異なり、高さ固有周期がほぼ比例する傾向となった。高さ75m付近までは実測の固有周期が解析より長い、75mを超えると逆に解析の固有周期のほうが長くなっている。躯体完成時の固有周期はEW方向で解析4.21秒、実測3.21秒、NS方向で解析3.86秒、実測3.15秒で、特にEW方向で差が大きい。なお、床スラブが最高高さに達した時点での固有周期は3秒弱であり、カーテンウォールなどの設置により固

有周期はかなり変化することがわかる。モデルの設定を改めて考えてみると、実際には床スラブ打設に先行して組まれている上部の鉄骨フレームがあり、スラブ打設されていない階の影響（主に重量）を振動解析モデルでは無視していることが考えられる。図2などで説明したように、特にLビルは建設初期においてスラブ打設されていない上部鉄骨部分の階数が相対的に大きい。建物完成後の特性では、Mビルと同様に、二次部材と積載荷重の影響を考えると、解析値と実測値の差は減少する可能性が高い。

以上のように、いずれの建物でも、実測値の振動性状を表現するためにはさらなる振動解析モデルの検討が必要な状況であり、今後の検討課題を残している。

8. 結論

本論では、観測機材等に新たな工夫を行うことで建設時の継続的な振動観測を可能とし、得られた2棟の観測記録から高層建物の振動特性に関する詳細な検討を行った。これにより明らかになったことは多数にのぼるが、重要な点をまとめると以下のとおりである。

- (1)高層建物の地震観測結果から、遠方の地震に伴う継続時間が長くて長周期成分を多く含む地震入力で、高層建物は地盤に対して大きな応答を生じ、長時間にわたり継続することを確認した。応答特性は高さに依存して大きく異なることも確認できた。
- (2)建設時の連続観測から、地盤・基礎条件が同一で高さの異なる建物の特性を検討することが可能になり、高層建物の固有周期は高さに従って長くなることを確認した。この傾向は既往の結果ともおおむね対応するが、建物の状況によっては周期と高さが比例の直線に乗らないこともあり、さらに検討が必要である。
- (3)建物高さによらず、層間変形角と応答最大速度の間に明確な比例関係があることを示し、これにより高さが異なる状態でも振動特性の振幅依存性を容易に比較できることを示した。
- (4)減衰定数には振幅依存性が認められ、ダンパーなど付加減衰機構がない状態で、常時微動レベルでは1%以下程度、数 cm/s 程度の応答で1.4%程度であることを示した。一方で、明確な高次増加の特性は示しておらず、剛性比例型で与えられる特性が高次の減衰を過大評価する可能性があることを示した。
- (5)スウェイ・ロッキング率などから、高層建物は相互作用の影響が小さいこと、建物高さが50m程度までは基礎状況によっては相互作用の影響が認められることを示した。
- (6)以上の観測を行うための計測システムや分析方法の検討を行い、この目的に適した観測方法と観測システムを提示した。

謝辞

本研究で実施した建設時の地震・微動観測や振動実験に関して、竹中工務店、大成建設、日建設計ほか建設作業現場および設計担当の方々に多大なご協力をいただいた。また観測とデータ分析に名古屋大学の大学院生・学生の協力を得た。記して謝意を表す。

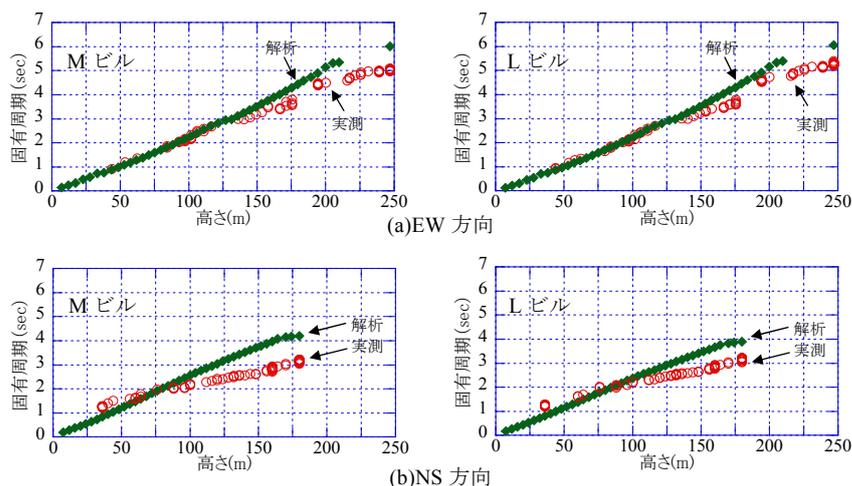


図16 1次固有周期の実測値と解析値の高さ依存性の比較

参考文献

- 1) 日本建築学会・東海地震等巨大災害への対応特別調査委員会：巨大地震時に予測される長周期地震動とその耐震問題，建築学会大会研究協議会資料，2005.9
- 2) 日本建築学会：建築物の減衰，2000.10
- 3) 飛田潤，福和伸夫，小島宏章，浜田栄太：地盤・建物系の高密度強震観測の展開と建物動的挙動の検討，日本地震工学会論文集，第7巻，第2号，pp.37-56，2007.3
- 4) 福和伸夫，山崎靖典，小島宏章，飛田潤：観測記録に基づく微動時・強風時・地震時の建築物の応答性状の違いの分析，日本建築学会構造系論文集，No.598，pp.61-66，2005.12
- 5) 中村仁，福和伸夫，高橋広人，飛田潤，堀啓輔：常時微動計測に基づく名古屋市域の地盤震動特性と地盤構造推定に関する研究，構造工学論文集，pp.413-421，2000.3
- 6) 佐藤耕司，飛田潤，久保田一秀，杉村義広：デジタル記録の量子化誤差がシステム特性の推定に及ぼす影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，Vol.B，pp.307-308，1992.8
- 7) 和泉正哲，勝倉裕，飛田潤：構造物の常時微動における振動システム，日本建築学会構造系論文報告集，No.409，pp.83-93，1990.3
- 8) Tamura, Y. and Sugauma, S.: Evaluation of amplitude-dependent damping and natural frequency of buildings during strong winds, Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol.59, pp.115-130, 1996.