

# 建物管理者の視点による強震観測の活用と課題

田沼毅彦

独立行政法人都市再生機構、主幹

## 1. はじめに

独立行政法人都市再生機構（以下、UR 都市機構と略記）は、1955 年に発足した日本住宅公団を前身組織とし、主に東京・名古屋・大阪・福岡の大都市圏周辺に鉄筋コンクリート造の集合住宅を供給してきた。現在、建物棟数にして約 1 万 5.8 千棟、住宅戸数にして約 74 万戸を保有し、管理・運営している。

UR 都市機構における建物（その立地する地盤を含む）の強震観測は 1975 年に始められ、1990 年代半ばから 2000 年にかけて、UR 都市機構では超高層鉄筋コンクリート造集合住宅の設計・建設が多く行われたこと、1995 年兵庫県南部地震において強震観測の必要性が再認識されたことなどを契機に、主に超高層集合住宅の建設時に強震計を設置することにより観測点が広げられ、これまでに 27 棟の建物で強震観測が行われてきている。

本稿では、多くの公的賃貸集合住宅を所有・管理する立場からの視点で、UR 都市機構における強震観測の概要、観測データの活用事例や今後の課題などについて紹介する。なお、建物管理者の立場を総花的に代弁するものではなく、オフィスや庁舎に関しては別の活用法や課題があるであろうことはあらかじめ承知おき願いたい。

## 2. UR 都市機構における強震観測の概要

### 2.1 観測対象建物の概要

UR 都市機構における強震観測対象建物の建設地を図 1 に、諸元一覧を表 1 に示す。強震観測対象建物の建設地は大都市圏周辺に集中しており、これまでに観測してきた 27 棟の内訳は関東で 19 棟、関西で 6 棟、中部で 2 棟である。なお、地盤のみの観測点はない。

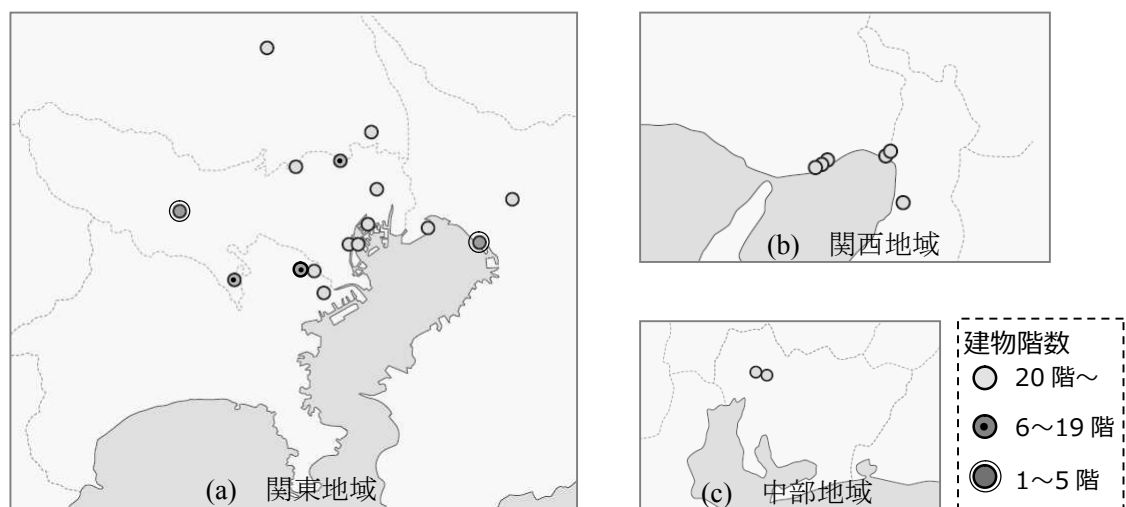


図 1 UR 都市機構における強震観測対象建物の建設地

表1 UR都市機構における強震観測対象建物の諸元一覧

No.	地域	構造種別	地上階数	軒高(m)	建物用途	観測開始年	竣工年	強震計設置箇所				
								地中・杭	地表	建物基部	建物中間	建物頂部
1	関東	SRC	11F	30.95	住宅	1975	1975	○	○	○		○
2	関東	SRC	23F	63.3	住宅	1984	1984		○	○	○	○
3	関東	RC	30F	88.35	住宅	1988	1988	○	○	○	○	○
4	関東	RC	24F	72.55	住宅,施設	1988	1988	○	○	○	○	○
5	関東	RC	24F	69.95	住宅	1993	1993			○		○
6	関東	RC	25F	74.9	住宅	1995	1995			○		○
7	関東	S	36F	108	実験施設	1996	1996		○	○		○
8	関東	RC	33F	99.95	住宅	1996	1996	○	○	○	○	○
9	関東	RC	28F	81.5	住宅	1996	1996	○		○	○	○
10	関東	RC 免震	2F	8.475	実験施設	1996	1996		○	○		○
11	関東	CFT	50F	158.68	住宅	1998	1998	○	○	○	○	○
12	関東	RC	30F	95.9	住宅	1999	1999	○	○	○	○	○
13	関東	RC	33F	103.8	住宅	2000	2000	○	○	○	○	○
14	関東	RC 免震	4F	12.5	住宅	2001	2001	○	○	○		○
15	関東	RC 免震	6F	18.6	住宅	2001	2001	○	○	○		○
16	関東	RC 制震	41F	134.3	住宅	2010	2010			○	○	○
17	関東	SRC 制震	11F	29.5	住宅	2011	1971		○	○	○	○
18	関東	RC 壁式	5F	13.75	住宅	2011	1973		○	○	○	○
19	関東	RC	35F	109.9	住宅	2014	2004			○	○	○
20	関西	SRC	25F	81.65	住宅,施設	1977	1977			○	○	○
21	関西	RC	31F	92.5	住宅	1989	1989	○	○	○	○	○
22	関西	RC	37F	111.65	住宅	1999	1999	○	○	○	○	○
23	関西	RC	43F	135.68	住宅,施設	1999	1999	○		○	○	○
24	関西	CFT 制震	40F	122.2	住宅	1999	1999	○	○	○	○	○
25	関西	RC	33F	98.35	住宅	1999	1999	○	○	○	○	○
26	中部	RC	26F	88.3	住宅,施設	1997	1997	○	○	○	○	○
27	中部	RC	25F	75.25	住宅	2011	1997			○	○	○

注1：No.1、No.2、No.17は、現時点において観測休止中。

注2：No.7は、2016年に建物を解体撤去。

### (1) 構造種別

観測対象建物の構造種別について、材料別に分類した棟数を図 2 に、免制震デバイスの有無別に分類した棟数を図 3 に示す。多くは RC 造で 20 棟を占めるが、S 造・CFT 造も 3 棟ある。RC 造のうち 1 棟は壁式構造であるが、他はラーメン構造である。SRC 造の 4 棟は、いずれも 1984 年以前に竣工した高層建物である。免制震デバイスの有無については、耐震構造は 21 棟、免震構造が 3 棟、制震構造が 3 棟である。制震構造のうち 1 棟（表 1 の建物 No.17）は、耐震改修により制震ダンパー付きブレースを設置したものである。

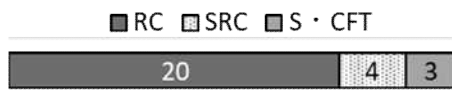


図 2 構造種別毎（材料別）の棟数

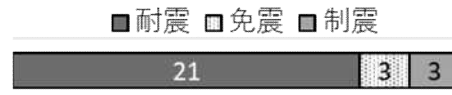


図 3 構造種別毎（免制震デバイスの有無）の棟数

### (2) 建物階数および軒高

観測対象建物について、建物階数毎に分類した棟数を図 4 に、軒高毎に分類した棟数を図 5 に示す。20 階建て以上（60m 超）が 21 棟あり、超高層建物が多い。UR 都市機構が保有・管理する超高層建物は全国で 80 棟程度なのでその約 1/4 で強震観測行っていることになる。また、5 階建て以下の 3 棟のうち 2 棟は免震構造である。

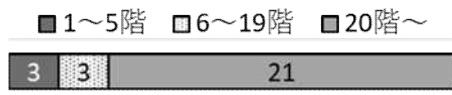


図 4 建物階数毎の棟数

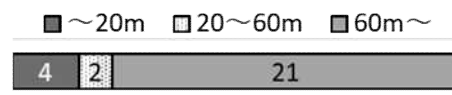


図 5 軒高毎の棟数

### (3) 建物用途

観測対象建物について、用途毎に分類した棟数を図 6 に示す。多くは集合住宅のみで 21 棟、集合住宅と商業施設の複合用途が 4 棟ある。また、集合住宅 25 棟のうち、所有形態毎に分類した棟数を図 7 に示す。多くは UR 都市機構が保有・管理する賃貸住宅であるが、一部に分譲住宅も含まれている。

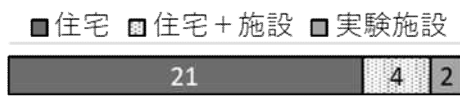


図 6 建物用途毎の棟数

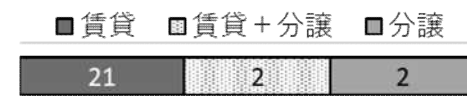


図 7 住宅における所有形態毎の棟数

### (4) 観測開始年および竣工年

観測対象建物について、観測開始年毎に分類した棟数を図 8 に、建物竣工年毎に分類した棟数を図 9 に示す。

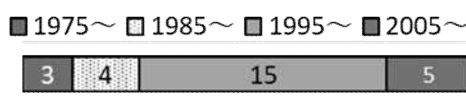


図 8 観測開始年毎の棟数

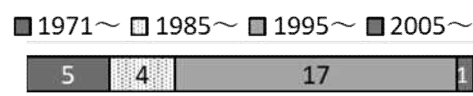


図 9 建物竣工年毎の棟数

強震計の設置時期が竣工時と同時であるのは 23 棟、竣工後は 4 棟である。

UR 都市機構における強震観測は、その前身の日本住宅公団時代の 1975 年に、当時の建設省の総合技術開発プロジェクト（以下、総プロと略記）[1][2]の一環として（財）国土開発技術研究センター（現、（一財）国土技術研究センター）に設置された「軟弱地盤上杭基礎実在建物における地震測定委員会」が行った研究に協力するかたちで始められている。

その後、UR 都市機構では、超高層建物における構造解析モデルの妥当性や適用性を強震観測による実挙動と照らして検証するため、超高層集合住宅の建設時に可能な場合、強震計が設置され強震観測が開始された。1990 年代半ばから 2000 年にかけては、当時の建設省の総プロ「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発（New RC）」（1988～1992 年）の成果を受けて、UR 都市機構において超高層鉄筋コンクリート造集合住宅の設計・建設が多く行われたこと、1995 年兵庫県南部地震で強震観測の必要性が再認識されたことなどを契機に、観測点が拡大されていった。2000 年以降は、免震・制震などの新技術の検証、軟弱地盤上に建つ中層壁式鉄筋コンクリート造の構造特性・相互作用効果の把握など個別の課題を受けて強震計が設置され、強震観測が行われている。

### (5) 強震計設置箇所

観測対象建物およびその立地する地盤における強震計設置箇所の組合せによる分類を図 10 に示す。ここで、「地表」は GL-1m 程度、「地中」は「地表」以深の地盤か杭体内部、「建物」は建物に強震計が設置されている場合である。「地中」+「地表」+「建物」の組合せが多く 14 棟が該当するが、「地中」については観測中に故障が生じ、現在は欠測しているものが少なくない。また、建物内における強震計設置箇所の組合せによる分類を図 11 に示す。ここで、「基部」は 1 階や地下階の床、「中間階」は建物高さのおおよその中間位置における階の床、「頂部」は屋上階や最上階の床に強震計が設置されている場合である。超高層建物が多いこともあり、「基部」+「中間階」+「頂部」の組合せが多く 20 棟が該当する。なお、「基部」や「頂部」だけで観測している建物はない。



図 10 強震計設置箇所（地盤と建物）

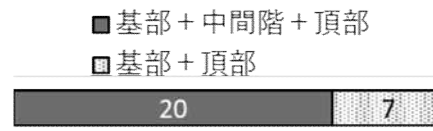


図 11 強震計設置箇所（建物内）

## 2.2 強震観測の実施体制および維持管理

UR 都市機構の強震観測は、UR 都市機構単独で行っている場合と、主に観測対象建物を設計・施工したゼネコンと共同研究協定または共同観測の覚書などを締結し共同で行っている場合に分けられる。その内訳は図 12 に示すように、UR 都市機構単独による建物が 7 棟、共同研究・観測による建物が 20 棟で、共同研究・観測している場合の方が多い。



図 12 UR 都市機構における強震観測の実施体制

### (1) UR 都市機構単独の場合

UR 都市機構単独による場合は、観測データの収集・分析、強震計の維持管理・保守点検などは当然ながら UR 都市機構が自らもしくは専門業者に発注するなどして強震観測を行っている。しかしながら、UR 都市機構内に強震観測を担当する技術者は一人であり、かつ他の業務を主としているため、効率的な運営が不可欠である。そのため、次に述べる共同研究・観測を多用するに至っている。

### (2) 共同研究・観測の場合

共同研究・観測による場合、その相手方は基本的に観測対象建物を設計・施工したゼネコンで担当は研究部門である。役割分担は、共同研究協定書または共同観測の覚書により個々の建物毎に定められている。観測データの収集は原則ゼネコン側の役割であるが、UR 都市機構側も全データを共有しているので、UR 都市機構における観測対象建物の観測データは UR 都市機構において一元管理されている。強震計の維持管理に係る費用（例えば、電気料金、通信料金）や保守点検費用の負担者、観測機器の所有者については、個々の建物の条件に応じて相手方と協議により決めているので、それぞれ異なっており、図 13～16 に示すとおりである。

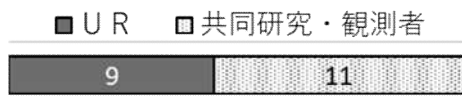


図 13 電気料金の負担者



図 14 通信料金の負担者



図 15 保守点検の実施者

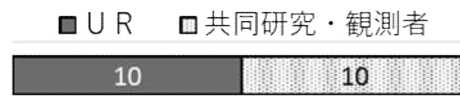


図 16 観測機器の所有者

共同研究・観測では、UR 都市機構側に単独で行う場合に比べて強震観測にかかる負担軽減のメリットがあるが、相手方のゼネコン側においても、建物所有者・管理者が観測主体の一翼を担っていることで、守秘義務のもとに各種建物情報・資料の共有、継続的な強震観測、地震時における建物合同調査などが可能となり相応のメリットがあると思われる。

### 2.3 観測データの分析および活用にかかる検討体制

強震観測で得られた観測データの分析やそれを活用した建物の応答解析などの検討を行う体制としては、UR 都市機構単独で強震観測を行っている場合は UR 都市機構単独で、ゼネコンと共同研究・観測を行っている場合は各建物毎にゼネコンと共同で行うのが原則であるが、UR 都市機構における強震観測対象建物全体を包括的・横断的に検討する場合には、建築研究所、国土技術政策総合研究所、大学などの研究機関と共同研究協定を締結して取組まれることが多い。UR 都市機構は、インハウスで強震観測にかかる研究者、専門家がいらないが、外部の研究機関と連携することによりデータ活用の機会が広がること、専門的な知見を得られること、UR 都市機構の業務に資する成果を共有できることなどのメリットがある。

近年では、2011年東北地方太平洋沖地震を契機にして、東京理科大学と共同研究を締結し、主にUR都市機構で強震観測を行っている超高層集合住宅を対象とした研究会「超高層集合住宅地震観測合同研究会」を立上げた。共同研究・観測を行っているゼネコン各社のほか学識経験者も参画し、現在も活動中で成果を多く情報発信してきている（例えば[3]）。

### 3. UR都市機構における強震観測の活用例

#### 3.1 総プロや建築学会等における研究への協力

UR都市機構における強震観測の活用例の一つとして、国交省（建設省）の総プロや建築学会等の研究に役立てられていることがある。長期的な視点になるが、多くの公的集合住宅を所有・管理する公的機関の立場として観測場所や観測データの提供に協力することで研究が進展し、そこでの成果が国の基準や学会の指針・技術資料作成などに反映されることにより、結果としてUR都市機構が管理している建物の地震時挙動の解明や設計へのフィードバックに繋がれば強震観測に参画することへの意義が見出される。

そもそもUR都市機構における強震観測の始まりが、先述したとおり、日本住宅公団時代の1975年に、建設省総プロ[1][2]の一環として（財）国土開発技術研究センター（現、（一財）国土技術研究センター）に設置された「軟弱地盤上杭基礎実在建物における地震測定委員会」の研究を受けて、東京都内にあるSRC造11階建て集合住宅（表1のNo.1）およびその立地地盤に強震計を設置したことによるものであった。その観測概要および観測結果の分析例を紹介する[4]-[8]。観測対象建物の平面図および断面図を図17に示す。構造形式は、長辺（Y）方向がラーメン構造、短辺（X）方向が連層耐力壁構造である。図18にS波速度分布を示す。杭基礎は深さ24.9m以深に支持されている。測定点は、建物一杭系・建物近傍地盤系・遠方地盤系（建物から35mの離隔）に大別される。強震計（加速度計）は、頂部（屋上階）・基部（1階）・杭中・杭先端、GL-2、5.5、9、13、30、100mに設置された。図19に、1976.6.16に観測された記録の最大加速度の分布を、建物一杭列、杭間地盤、近傍地盤列、遠方地盤列に分けて示した。地盤中の加速度は遠方地盤列で大きく、近傍地盤列と杭の最大加速度ほぼ同程度になっている。図20に、1975.12.15～1980.9.25に観測された8地震の短辺（X）方向における杭先端の最大加速度に対する各部の加速度増幅率を示す。建物基部、頂部でそれぞれ、1～6、4～13の範囲にばらついており平均値は3.07、7.95である。また、建物内での増幅率は約3倍程度である。

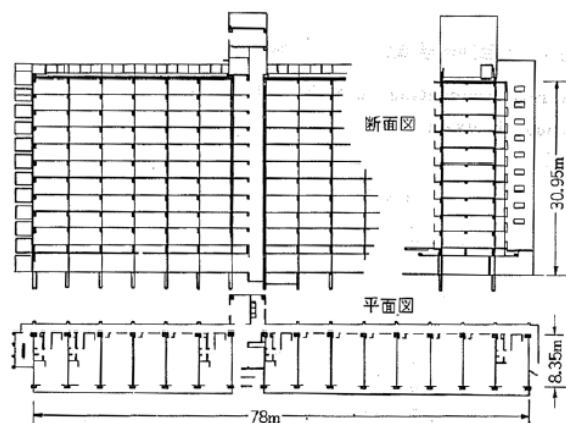


図17 観測対象建物（表1のNo.1）の概略図

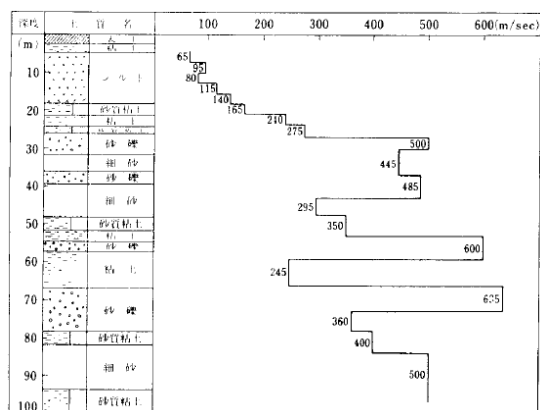


図18 S波速度分布図

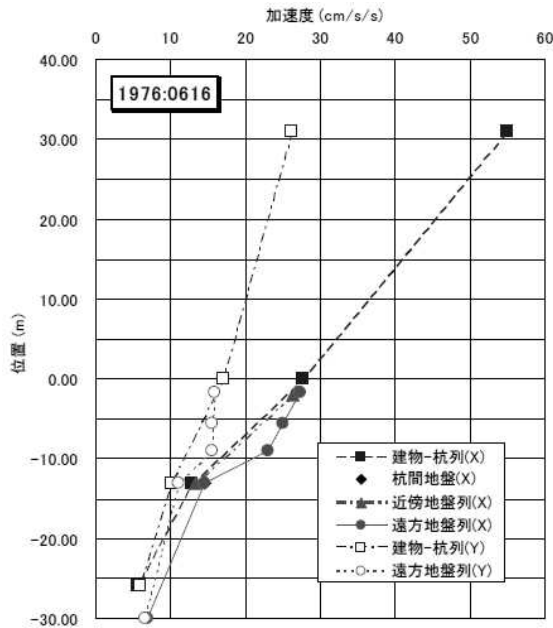


図 19 1976.6.16 の観測地震動での No.1 建物の最大加速度分布[9]

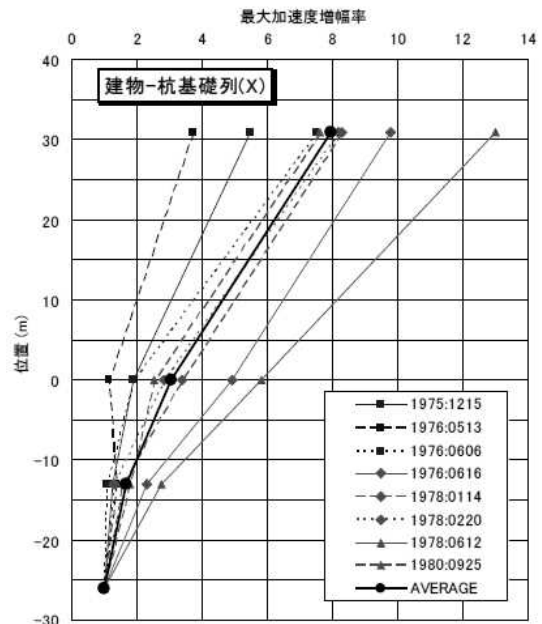


図 20 No.1 建物の最大加速度増幅率の分布 (建物-杭基礎列,X 方向) [9]

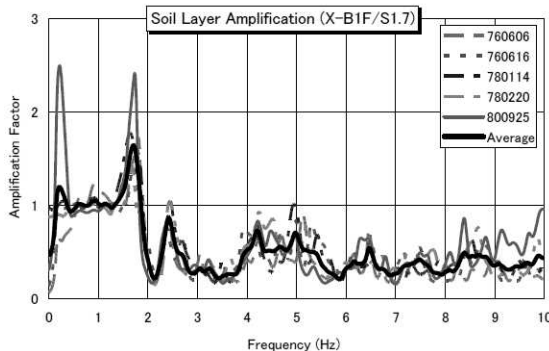


図 21 遠方地表面に対する No.1 建物基部のフーリエスペクトル比 (X 方向) [9]

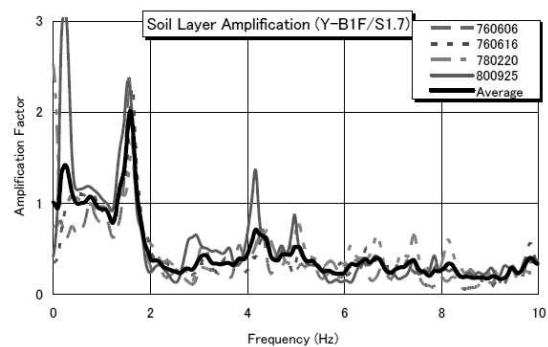


図 22 遠方地表面に対する No.1 建物基部のフーリエスペクトル比 (Y 方向) [9]

地表面に対する建物基部の増幅特性評価として、短辺 (X) および長辺 (Y) 方向における、遠方地盤の地表面に対する建物基部のフーリエスペクトル比をそれぞれ、図 21、図 22 に示す。フーリエスペクトル比において、2.0Hz 前後で、スペクトル比の大きさに差を生じ、2.0Hz より低振動数域では、1.0 程度か 1.0 より大きくなるのに対し、2.0Hz より高振動数域では、1.0 より小さくなる。表層地盤の 1 次卓越振動数 1.4Hz よりやや高い振動数で比がピークとなり、建物振動特性の影響を受けていることが考えられる。より高い振動数では、4～5Hz になだらかなピークを持つ。これは杭と周囲地盤の相互作用によるものであると考えられる。

1981 年建築基準法改正で導入された地震力の算定法の開発の際には、本建物の強震観測で得られた地盤、建物における地震動の増幅特性などのデータも参照されたようである。このように、ここでは強震観測によって得られたデータが構造設計に関する基準作成に寄与しているほか、その後も建築学会の委員会での研究活動において活用[9]されている。

### 3.2 構造解析モデルの妥当性検証・地震被災時の構造躯体の損傷評価

強震観測の活用として、建物の構造解析モデルの妥当性検証や地震被災時の構造躯体の損傷評価はこれまで一般的に行われていることである。特にUR都市機構は、基本・実施設計から建物供用中の維持管理まで関わる組織である。建物所有者・管理者の立場として、設計段階では設計者に対して準拠することを求める構造設計方針や要求性能を定めた仕様書（超高層では[10]）を作成しており、また、地震被災時には自らが損傷状態を調査・評価し、復旧に向けた補修・補強方針を定めなければならない。自らが所有・管理する建物について、地震時の挙動や損傷状態を精度良く評価できていることは、設計から維持管理までの各段階において構造安全性に関して合理的でより適切な判断が可能になると考える。

#### (1) 1995年兵庫県南部地震

これまで得られた観測データによる分析の中で、大地震時によるものとして代表的なものは、1995年兵庫県南部地震（Mj7.3）において震度7相当とされる地域に立つSRC造25階建て地下3階建ての建物（表1のNo.20）によるものである。

その観測概要および観測結果の分析例を紹介する[11]-[13]。観測対象建物の平面図および断面図を図23に、S波速度分布を表2に示す。用途は4階までが施設、5階以上が集合住宅である。構造形式は長辺（NS）方向、短辺（EW）方向とも地上階はラーメン構造、地下階は耐震壁付きラーメン構造で、基礎は直接基礎である。測定点は、建物頂部（24階）、5階、基部（地下1階）である。この建物の主な被害は、長辺（NS）方向の中廊下両側の小梁と非構造壁に集中しており、主体構造の柱・大梁には被害がほとんど確認されなかった。また、短辺（EW）方向の構面は非構造部材も含めてほとんど被害を受けていない。図24に建物頂部における加速度波形とフーリエスペクトル、図25に建物基部における加速度波形とフーリエスペクトルをそれぞれ示す。波形全体に観察される特徴としては、NS方向の大きさがEW方向に比べて際立っていることがあげられ、NS方向の最大応答加速度は頂部で950cm/s<sup>2</sup>程度、基部で350cm/s<sup>2</sup>である。NS方向の卓越は被害状況とも一致している。

被害状況のシミュレーション解析の結果として、復元力特性と質点系弾塑性応答解析による最大応答値を図26に、長辺（NS）方向の中廊下構面でせん断破壊した小梁の被害状況と解析結果を比較した軸組図を図27に示す。最大応答値は小梁がせん断破壊した時点をはるかに超えており、一部では大梁が曲げ降伏していることが推定される。頂部の加速度応答波形の観測値と解析値の比較を図28に示す。8秒付近まで良く対応している。観測による応答波形、破壊状況を質点系弾塑性応答により概ね再現することができている。

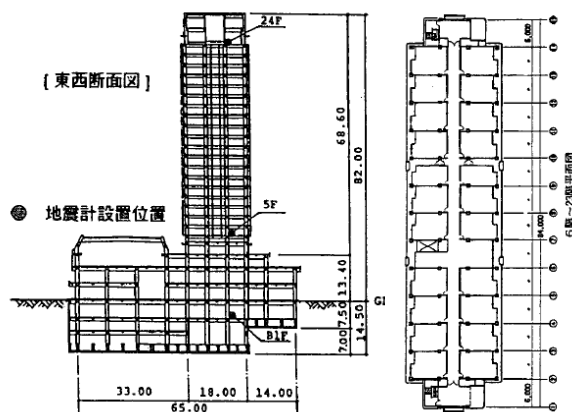
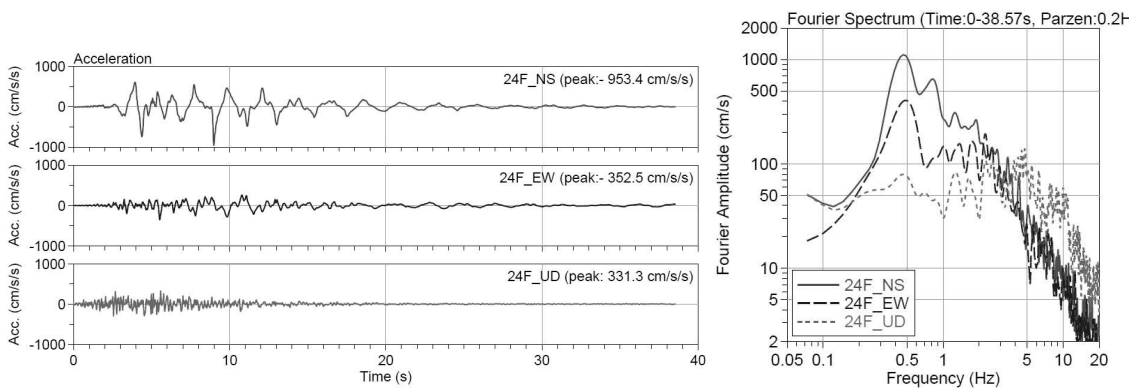


図23 観測対象建物（表1のNo.20）の概略図

表2 S波速度分布

層区分 No.	深度 H(m)	層厚 Hi(m)	主な土質	密度 (g/cm <sup>2</sup> )	せん断波速度(m/s)
1	2.6	2.6	埋土、砂混りシルト	1.7	92
2	4.25	1.65	中砂、砂質シルト	2.1	92
3	6.7	2.45	粘土	1.6	147
4	10.45	3.75	砂礫	2.2	300
5	13.4	2.95	シルト混り細砂	2	280
6	15.35	1.95	砂礫	2.1	320
7	21.15	5.8	砂混りシルト	1.9	250
8	29	7.85	砂礫、個結シルト	2.3	400
9	38.25	9.25	個結シルト、砂礫	1.75	370
10	40.4	2.15	砂礫	2.5	400

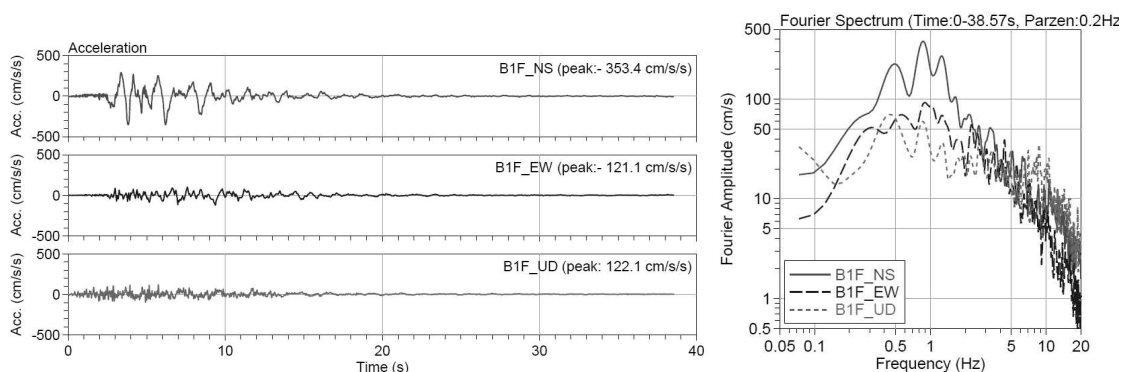




(a) 加速度波形 (観測)

(b) フーリエスペクトル

図 24 1995年兵庫県南部地震での No.20 建物頂部の加速度波形とフーリエスペクトル



(a) 加速度波形 (観測)

(b) フーリエスペクトル

図 25 1995年兵庫県南部地震での No.20 建物基部の加速度波形とフーリエスペクトル

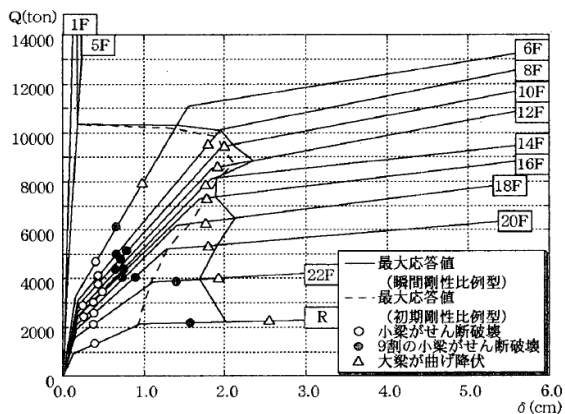


図 26 復元力特性と最大応答値[13]

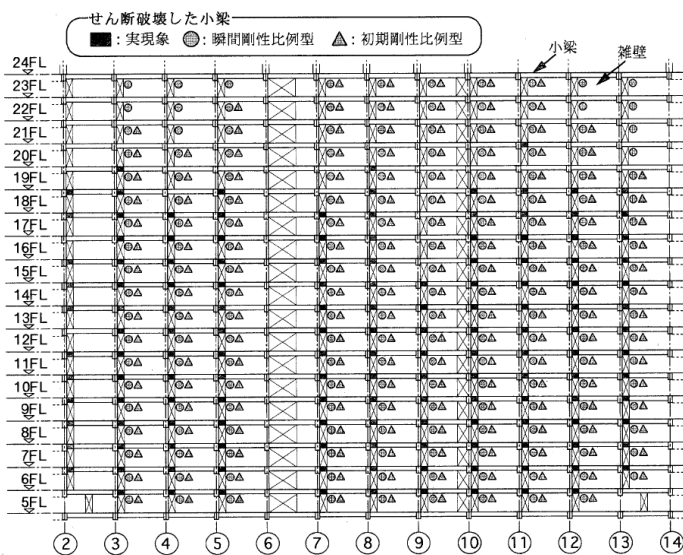


図 27 被害状況と解析結果の比較 (中廊下構面) [13]

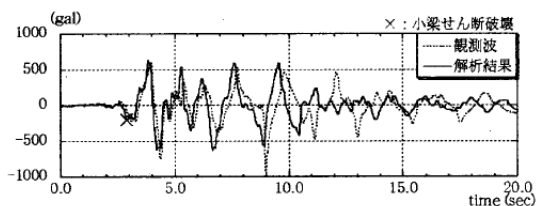


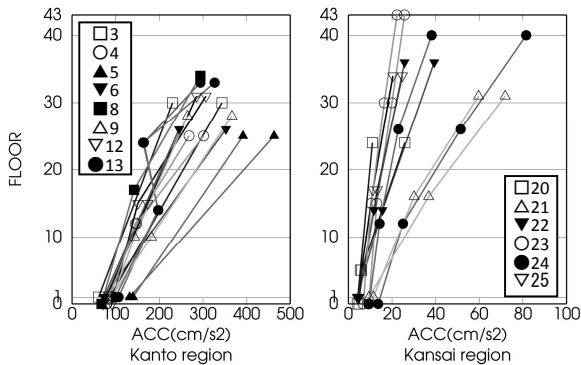
図 28 建物頂部における観測値と解析値の加速度波形の比較[13]

(2) 2011 年東北地方太平洋沖地震

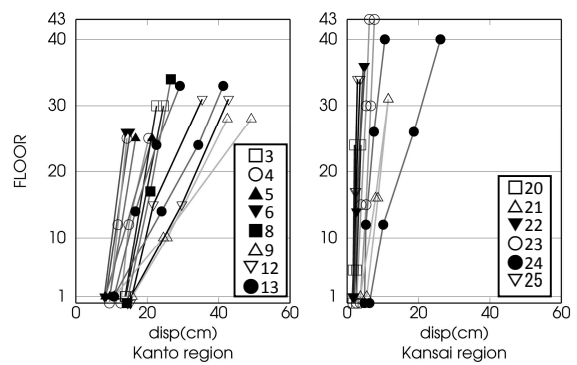
2011 年東北地方太平洋沖地震 (Mw9.0) では、強震観測を行っている超高層集合住宅個別ではなく、複数棟に対して横断的な分析を行っている。ここで対象とするのは、関東 8 棟 (表 1 の No.3~6、8、9、12、13)、関西 6 棟 (表 1 の No.20~25) である。

観測で得られた最大加速度の高さ方向の分布について、図 29 に関東を、図 30 に関西を示す。関東の基部では  $100\text{cm/s}^2$  前後、頂部で  $200\sim 500\text{cm/s}^2$  前後の比較的振幅が大きい継続時間が 10 分に及ぶ観測データが、また、関西においても建物基部で  $10\text{cm/s}^2$  前後、頂部で  $10\sim 80\text{cm/s}^2$  前後の観測データが得られている。UR 都市機構の各超高層集合住宅は構造的に類似形状であるものが多く、そこで得られた観測記録やシミュレーション解析結果を横断的に分析することにより、ある建物における特殊解ではなく、他の類似建物にも適用可能な汎用性のある知見が得られている[14]。その分析の一例を次に示す。

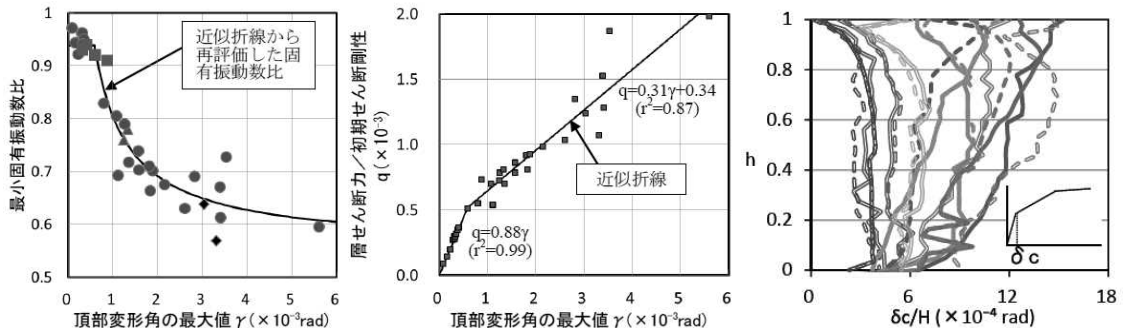
関東 8 棟、関西 6 棟の基部と頂部で得られた加速度波形を積分した変位波形から頂部の最大相対変位を求め、これを両地点の高さで割った値を建物の最大頂部変形角とした。図 31(a)に示すように最大頂部変形角が大きいほど、固有振動数の低下が大きくなった。これと最小固有振動数比から等価な力と変形の関係に変換すると、図 31(b)に示す  $6/10000\text{rad}$  を折れ点とするバイリニア特性が得られた[15]。これは図 31(c)に示す耐震設計に用いられる振動解析モデルのひび割れ耐力時の変形レベル[16]と対応する。最大頂部変形角の最大値が  $1/200$  強であるため降伏耐力に相当する第 2 折れ点を確認できるレベルではないが、耐震設計で用いられる振動解析モデルと整合する非線形特性を呈していることが確認できた。



(a) 関東地域 (b) 関西地域  
図 29 最大加速度の高さ方向の分布[14]



(a) 関東地域 (b) 関西地域  
図 30 最大変位の高さ方向の分布[14]



(a) 頂部変形角の最大値と最小固有振動数比の関係とその近似曲線[14] (b) 等価な荷重・変形関係と 2 折線近似[14] (c) 設計モデルのひび割れ耐力時の層間変形角(h は規準化高さ) [15]

図 31 2011 年東北地方太平洋沖地震時の等価固有振動数から求めたバイリニア特性と設計モデルの層間変形角[14] [16]

### 3.3 室内被害の分析

2011年東北地方太平洋沖地震時には、強震観測を行っている関東の超高層集合住宅8棟およびその他1棟について室内被害状況を調査し、強震観測記録を用いたシミュレーション解析および簡易推定手法から求めた最大層間変形角と対応させた検討を行った[17]。

図32は、最上階を1として基準化し0.1刻みの10段階に分割し、その基準化した階での室内被害件数を9棟分まとめて高さ方向の分布として示したものである。次に、最大層間変形角 $0.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 毎に各被害の件数を平均し、その範囲の最大層間変形角になる1階あたりの被害件数を求めた結果を図33に示す。図中の直線は回帰直線を示す。クロスに亀裂や剥がれが生じたような内装材の破損については、最大層間変形角 $5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 以降で被害が多くなる傾向が見られた。また、いずれの被害も、ややばらつきはあるものの最大層間変形角が大きくなるほど多くなる傾向にある。

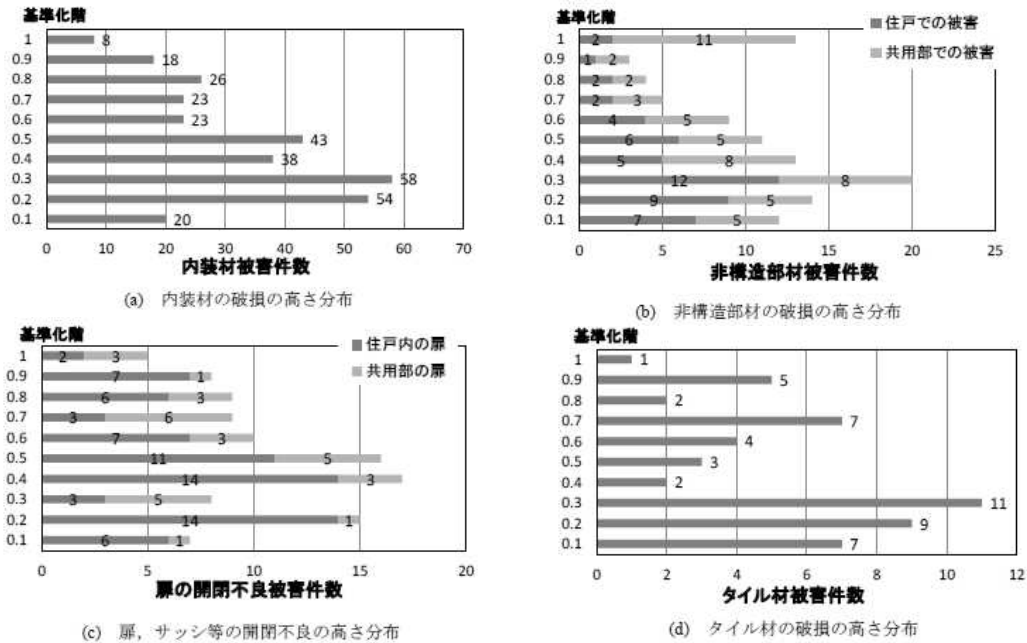


図32 2011年東北地方太平洋沖地震における超高層集合住宅9棟の室内被害の高さ分布[17]

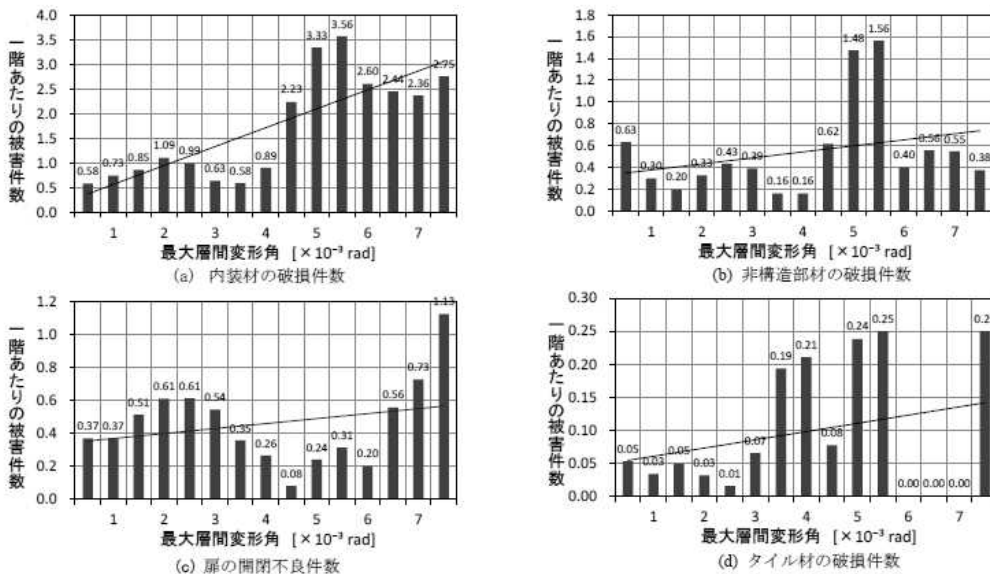


図33 最大層間変形角で分類した一階あたりの被害分布[17]

### 3.4 最近の強震観測データの紹介

最近の強震観測の例として、2018年大阪府北部（Mj6.1）の地震において大阪府内の超高層集合住宅3棟（表1のNo.21、23、24）で観測されたデータおよびその分析を紹介する。建物No.21、24は震源から約30km離れた大阪市内の大阪湾岸近くであり2棟は1kmほどの距離で近接している。建物No.23は震源から約35km離れた堺市内の若干内陸寄りに立地する。

図34に各建物基部および頂部の速度波形、図35に各建物の床応答最大加速度分布（NS、EW方向）を示す。

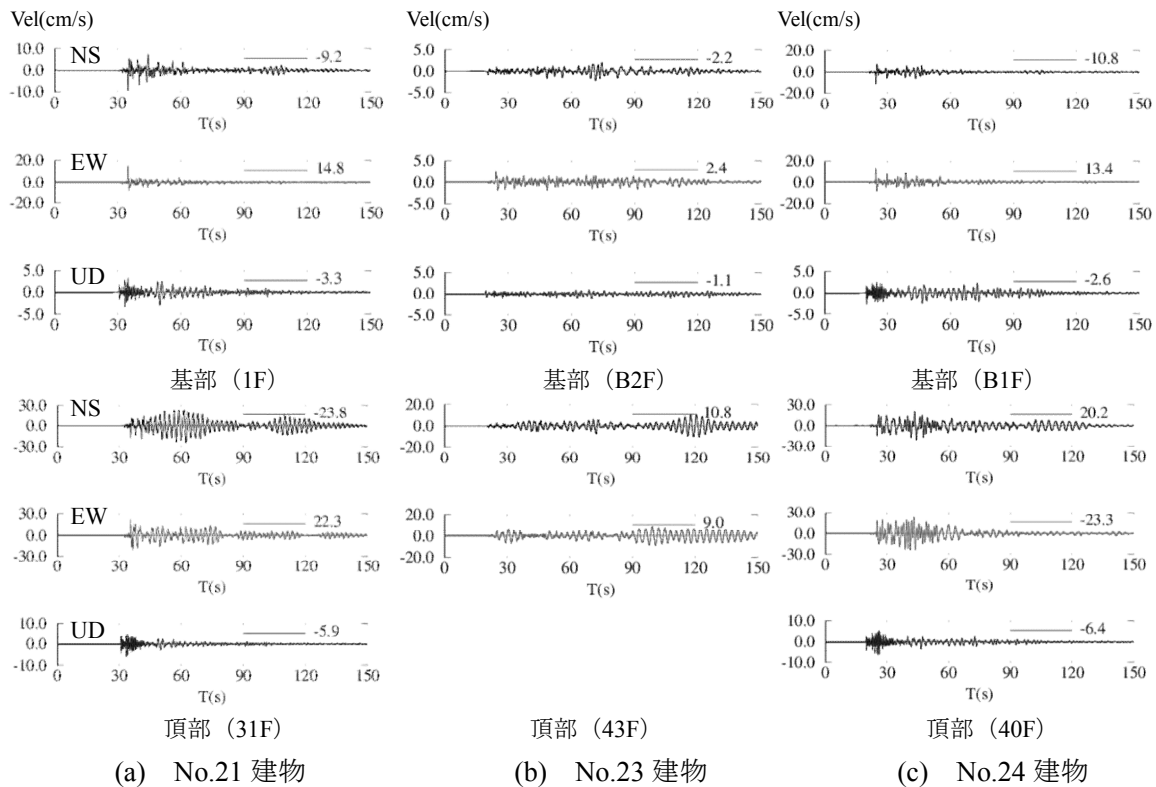


図34 2018年大阪府北部の地震におけるNo.21,23,24建物の速度波形

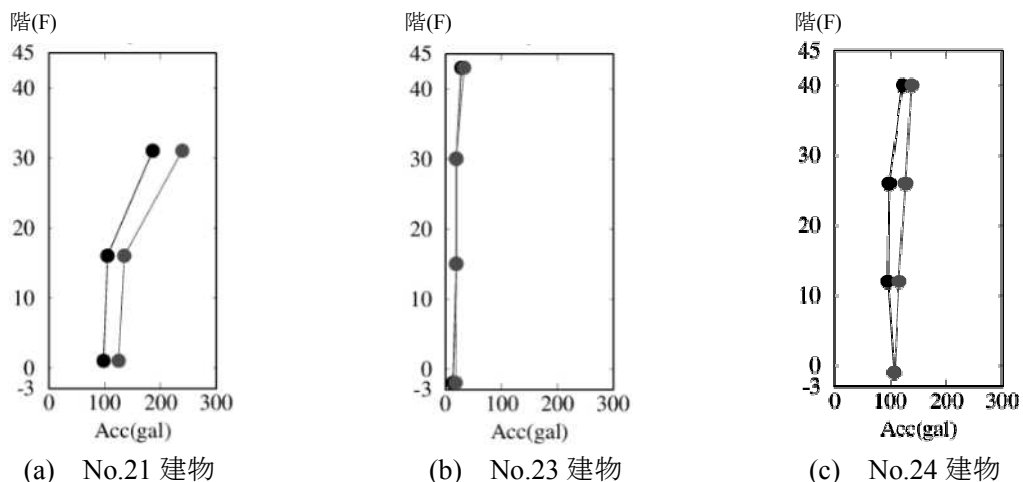


図35 2018年大阪府北部の地震におけるNo.21,23,24建物の最大加速度分布（NS,EW方向）

最大速度は、No.21、24 の基部で 14cm/s 程度、頂部で 23cm/s 程度、No.23 の基部で 2cm/s 程度、頂部で 11cm/s 程度である。また、110～120 秒をピークとして、後続の大きな波形が確認されている。

最大加速度は、No.21 の基部で 125cm/s<sup>2</sup> 程度、頂部で 240cm/s<sup>2</sup> 程度、No.23 の基部で 20cm/s<sup>2</sup> 程度、頂部で 35cm/s<sup>2</sup> 程度、No.24 の基部で 105cm/s<sup>2</sup> 程度、頂部で 135cm/s<sup>2</sup> 程度である。

図 36 に部分空間法 (MOESP) による解析で求めた、EW 方向における建物基部と頂部の相対変位、固有振動数および減衰定数の変化を示す。

基部と頂部の相対変位が一番大きかったのは建物 No.24 である。No.21 は建物二次モードの影響により、入力地震動および応答速度の大きさがほぼ同じである No.24 に比べて基部と頂部の相対変位が相対的に小さい。No.23 は基部と頂部の相対変位が最大となる時点が他の建物と比べて遅くなっている。固有振動数は各建物でほぼ変化が見られず、躯体に損傷は生じていないことが推定される。減衰定数は最大で 5～6%程度、平均で 2～3%程度である。

2018 年大阪府北部の地震で得られた観測データの分析、シミュレーション解析などは現在進めているところであり、今後、日本建築学会大会などで報告する予定である。

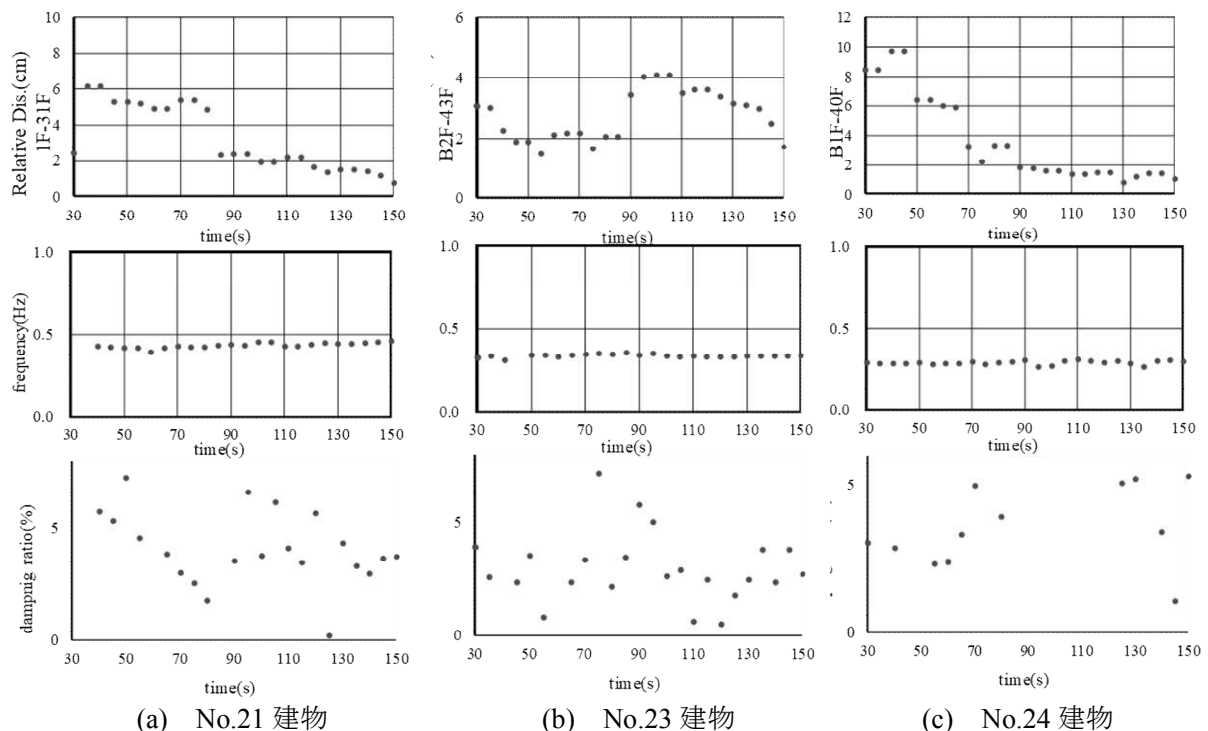


図 36 2018 年大阪府北部の地震における No.21,23,24 建物の基部と頂部の相対変位、固有振動数および減衰定数の変化 (EW 方向)

#### 4. 問題点および今後の課題や期待

UR 都市機構が抱える強震観測の問題点および建物管理者・所有者の視点から考える強震観測の今後の課題や期待について簡単に述べる。

##### 4.1 問題点

###### (1) 観測機器の老朽化による故障の頻発

強震観測にかかる機器は 1990 年代後半頃に設置されたものが多く、それから 20 年以上経過し、近年、特に故障が頻発している。部品の交換で対応できるうちはいいが、既に製

造中止されているような場合、観測を継続するには、最悪、観測機器を一式入れ替える必要が生ずる。また、地中や杭体内のセンサーは故障してしまうと、その交換は極めて困難である。強震観測にかけられる年間予算も制限があり、観測点の優先順位に応じて対応可能なものから修理・交換しているのが実状である。

### (2) 現在のインターネット環境への未対応

インターネット環境が広く普及する以前の電話回線時代に強震観測を開始したため、現在の高速で大容量データの送受信が可能なインターネット環境やデータを共有しアクセスしやすいクラウド環境には未対応である。

### (3) 少人数による維持管理

強震観測を長期間継続するためには観測機器およびその設置環境の維持管理やデータ管理を適切に行う必要があるが、前述したとおり、強震観測を担当する技術者は一人であり、かつ他の業務を主としているため、年々負担が大きくなっている。また、これまでの観測記録や観測環境の情報、強震観測におけるノウハウなどを引き継ぐ人材を育成していかなければならないが、人員配置上、OJTで指導を行いながら継承するということが難しい。

### (4) 観測対象建物の偏り

観測対象建物が超高層中心で、保有・管理しているストックの大半を占める中低層が極めて少ない。強震観測によって得られる知見や成果を適用できる対象が限定的であり、「強震観測を自ら行うメリットは何なのか」という必要性は常に問われている。

## 4.2 今後の課題や期待

### (1) 既存建物の耐震性能評価に用いる地震力への反映

建物所有者・管理者の立場からすると、強震観測により建物の動的挙動の把握や地震時の損傷評価が可能になるだけでなく、やはり事業上で具体的なメリットのあることがより強震計を設置するモチベーションにつながると考える。

例えば、既存建物にこれから強震計を設置していくことを検討する場合、強震観測で得られた観測データがその既存建物の耐震性能評価に用いる地震力の算定の合理化に反映できるような手法が確立され、かつ法的な取扱いも整備されれば、耐震性能評価や耐震設計においてかなり実用的であるので、建物での強震観測が普及していくと思われる。

具体には、旧耐震建物で行う耐震診断・耐震改修設計、あるいは現行法が遡及適用されるような既存建物の増改築において、地震力を算定する場合が一例としてあげられる。特に、壁式RC造は、動的相互作用効果による建物への実効入力を評価することで、設計用せん断力係数を低減できる可能性が高く、地震力の合理的な算定は既存ストックの改修・有効利用の促進に大いに役立つはずである。実現できたとして、当面は強震観測を行っている個別建物のみでの適用であろうが、多くの建物でデータが蓄積されていけば、将来的には新規建物設計における地震力算定の見直しにもつながるかもしれない。

### (2) 安価で更新しやすい強震観測システム

従来行われてきた強震観測は、限定的な建物に対して高価で高性能な強震観測システムを導入し、観測データを詳細に分析するものであった。そのような強震観測は調査研究として不可欠であるが、UR都市機構における強震観測の現状を踏まえて見ても、強震観測を早期に開始したが故に、その後の観測・通信技術の進歩を活用できていない、また観測装置が陳腐化しているなどの問題を抱えており、そうかと言って強震観測システムの全面更新もままならない状況である。

これは現在において最新の強震観測システムを導入してもいずれ陳腐化することは予想され、技術が加速度的に進歩していく以上は避けられないことである。建物所有者・管理者の立場からすると、特に、多くの建物を観測対象とし構造ヘルスマonitoring的な活用を検討する場合、長期的な継続観測やそれに伴う維持管理を考慮すれば、高性能でなくとも安価で更新しやすい強震観測システムの方が望まれると考える。

### (3) 他のモニタリングシステムとの一体的運用・管理

近年、あらゆる分野でモニタリングシステムの開発が進んでおり、まだ実用化には至っていないものも含めて集合住宅に関係するものだけでも、電気、ガス、水、エレベーター、設備機器、防犯カメラ、火災感知、温度・湿度、風、高齢者の見守り、コンクリートのクラック感知などに関するものがあげられる。

建物所有者・管理者の立場からすると、強震観測もその中の一つという位置づけとなり、いつか来るか分からない大地震に対してよりも他に常時使用されるものの方が必要性としての優先度が高いと判断されることもあるかもしれない。強震観測だけ独立して考え一部の専門家のみが関わるのではなく、今後は、その他のモニタリングシステムとサーバー、通信インフラ、モニターなど可能なものは共有し、データ管理・維持管理・保守点検なども建物全体の管理体系の中に組み込んで運用できるような仕組み作りをすることが、強震計設置の拡大、強震観測の長期間継続的な実施をするうえで必要であると考えられる。

## 5. まとめ

UR 都市機構は多くの公的賃貸集合住宅を所有・管理する組織であり、これまで主に超高層集合住宅を中心に強震観測を行ってきた。その建物管理者からの視点で、強震観測の概要や取組み体制、1995年兵庫県南部地震、2011年東北地方太平洋沖地震、2018年大阪府北部の地震で得られた観測データとその活用事例、強震観測で抱える問題点・今後の課題や期待について紹介した。

ここ最近でも震度7クラスの2016年熊本地震、2018年北海道胆振東部地震が発生し、今後も首都直下や南海トラフを震源とする巨大地震の発生が高い確率で想定されている。建物を所有・管理する多くの自治体や企業などは被害軽減やBCPの策定に取り組み始めているが、強震観測はこれらに寄与する情報が多く得られるものである。潜在的な需要は多いと思われるので、建物所有者・管理者に正しい理解が得られかつ適正な初期投資・維持管理費用で強震観測が可能であれば、普及が拡大していくであろう。建築学会には今後も社会に向けて調査研究活動の成果の還元や分かりやすい情報発信を期待したい。

## 参考文献

- [1] 建設省建築研究所: 構造物及び周囲地盤中での地震測定: 地盤-構造物系の動特性実験と地震測定及びその解析, 昭和48年度総プロ報告書, 1973年3月
- [2] 建設省建築研究所: 構造物及び周囲地盤中での地震測定: 軟弱地盤杭基礎実在建物における地震測定, 昭和49年度総プロ報告書, 1974年3月
- [3] 永野正行, 肥田剛典, 田沼毅彦, 中村充, 井川望, 保井美敏, 境茂樹, 森下真行, 北堀隆司, 上林宏敏: 強震下の超高層集合住宅の挙動解明と今後の被害軽減に向けた取り組み, 日本地震工学会論文集, 16巻(2016)5号, pp.5\_2-5\_11, 2016年4月
- [4] 太田外気晴, 内山正次, 丹羽正徳, 上野薫: 軟弱地盤上杭基礎実在建物における地震測定: (その1)建物の強制振動実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.493-494, 1976

年 8 月

- [5] 太田外気晴, 内山正次, 上野薫, 丹羽正徳: 軟弱地盤上杭基礎実在建物における地震測定:(その 2)地盤および建物の地震測定結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.495-496, 1976 年 8 月
- [6] 太田外気晴, 内山正次, 丹羽正徳, 上野薫: 軟弱地盤上杭基礎実在建物における地震測定:(その 3)地盤および建物の同時地震測定結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.581-582, 1977 年 10 月
- [7] 太田外気晴, 内山正次, 丹羽正徳, 上野薫: 軟弱地盤上杭基礎実在建物における地震測定:(その 4)シミュレーション解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.583-584, 1977 年 10 月
- [8] 太田外気晴, 丹羽正徳, 上野薫: 軟弱地盤上杭基礎実在建物における地震測定:(その 5)測定記録から見た相互作用の特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.709-710, 1979 年 9 月
- [9] 日本建築学会鉄筋コンクリート構造運営委員会 RC 基礎部材の構造性能評価小委員会: RC 基礎部材の構造性能評価小委員会報告書第 II 編クライテリア検討 WG 報告書, 日本建築学会, pp.IV\_1-IV\_24, 2007 年 3 月
- [10] 都市再生機構: 超高層鉄筋コンクリート構造設計指針・同解説(案)(SH-RC), 2006 年 1 月
- [11] 木村匡, 田中幹夫, 此上典文, 中村充, 日下部馨: 兵庫県南部地震における新長田駅前高層 SRC 造建物の解析的検討:(その 1)建物の被害概要と観測地震波, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.533-534, 1996 年 7 月
- [12] 竹内香織, 木村匡, 沢井布兆, 江戸宏彰, 津田和明: 兵庫県南部地震における新長田駅前高層 SRC 造建物の解析的検討:(その 2)立体骨組静的弾塑性解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.535-536, 1996 年 7 月
- [13] 江戸宏彰, 木村匡, 沢井布兆, 津田和明, 竹内香織: 兵庫県南部地震における新長田駅前高層 SRC 造建物の解析的検討:(その 3)せん断型多質点系動的弾塑性解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.537-538, 1996 年 7 月
- [14] 永野正行, 肥田剛典, 渡辺一弘, 田沼毅彦, 中村充, 井川望, 保井美敏, 境茂樹, 森下真行, 川島学: 2011 年東北地方太平洋沖地震時の強震記録に基づく関東・関西地域に建つ超高層集合住宅の動特性, 日本地震工学会論文集, 12 卷(2012)4 号, pp.4\_65-4\_79, 2012 年 9 月
- [15] 上林宏敏, 永野正行: 超高層建物の強震観測記録に基づく増幅特性と動特性評価, 日本建築学会技術報告集, 第 19 卷 42 号, pp.435-440, 2013 年 6 月
- [16] 山根義康, 永野正行, 肥田剛典, 田沼毅彦: 超高層 RC 造集合住宅の設計用動解モデルの分析, 日本地震工学会大会 2013, pp.103-104, 2013 年 11 月
- [17] 山根義康, 永野正行, 肥田剛典, 保井美敏, 山本健史, 井川望, 田沼毅彦: 2011 年東北地方太平洋沖地震時における超高層集合住宅の室内被害の分析と建物応答との対応, 日本建築学会技術報告集, 第 20 卷 44 号, pp.67-72, 2014 年 2 月