耐震診断結果に基づく公営集合住宅建物の地震被害率の予測に関する研究

A STUDY ON PREDICTION OF DAMAGE RATIO OF PUBLIC MANAGEMENT APARTMENT BUILDINGS DUE TO EARTHQUAKE BASED ON SEISMIC PERFORMANCE INDEX

白瀬 陽一^{*1}, 榎原 啓太^{*1}, 福和 伸夫^{*2}, 護 雅史^{*3}
*Yoichi SHIRASE, Keita SAKAKIBARA, Nobuo FUKUWA
and Masafumi MORI*

In this paper, an earthquake response analysis model based on seismic performance indices is proposed to evaluate actual seismic performance of public management apartment buildings appropriately. Damage ratio of buildings are calculated using this proposed model and observed seismic ground motions during the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake. As a result, the relationships between an index of seismic ground motion and calculated damage ratio of buildings show good agreement with vulnerability functions based on actual damage data of buildings in the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake. Through this study, it is pointed out that damage ratio of buildings could be overestimated, if load carrying capacity which has not been considered in the seismic design is not properly evaluated. Additionally, it is shown that the effect of slit on reinforced concrete wall has a big influence on the damage ratio of buildings.

Keywords: Public management apartment buildings, Seismic performance index, Earthquake response analysis model,
Damage ratio of buildings, Earthquake damage prediction, Slit on reinforced concrete wall

公営集合住宅建物, 耐震診断結果, 地震応答解析モデル, 建物被害率, 地震被害予測, 構造スリット

1. はじめに

近年、建築基準法は「仕様規定」から「性能規定」へと改訂がなされており、建物の設計者は設計時に、建築主に対して、耐震性能を含む建物の性能を説明することが要求されている。そのため、設計者は、建物が遭遇すると予測される地震動に対して、被災時の建物の状況(被害状況を含む)を精度よく予測することが重要となる。このことは、耐震診断を行う場合も、同様だと考えられる。

一方で、1995年兵庫県南部地震において、新耐震基準の想定を大きく上回るレベルの地震動が観測されたにもかかわらず¹⁾、鉄筋コンクリート造(以下、RC造)建物の被害率は高くなかったこと²⁾が指摘されている。これは設計の考え方として、荷重や部材の耐力などを安全側に評価することや、設計時に考慮していない要因が建物の被害率に影響していると考えられる。

また、兵庫県南部地震を契機に、公共性の高い建物を中心に全国各地で耐震診断が精力的に行われている。耐震診断は、実建物の耐震性能を評価する一つの有効な手法である。そのため従来から、耐震診断結果を利用した建物の被害予測³⁾や、耐震診断結果と建物被害の関係に着目した研究⁴⁾が行われている。

集合住宅建物は、耐震診断値が低い割に被害が少なく、診断結果が実耐力を過小評価する傾向にあることが指摘されている⁵⁾。建築

物の耐震改修の促進に関する法律が平成18年1月に改正、施行され、平成27年度までに住宅の耐震化率を9割とする具体的な目標が定められた。このこともあり、各自治体で数多くの公営集合住宅建物の耐震診断が実施されているが、耐震改修・補強は、他の用途のRC造建物に比べて余り進んでいない⁶⁾。その理由として、集合住宅建物の用途上、耐震改修工事期間中も継続使用が求められる場合が多いこと、補強により住宅の使い勝手が悪くなるなどの使用制限が起きてしまうことなどが挙げられる。一方、公営集合住宅建物には、外国人や高齢者、低所得者などが多く居住しており、建物の耐震化が遅れると、災害時に弱い立場の人々に人的並びに物的な被害を与える可能性が高い。

耐震診断結果に基づいて実被害を説明可能な方法を構築できれば、耐震診断結果と想定被害を結び付けて説明することが出来るため、耐震診断の説明性が増し、耐震診断およびその後の耐震補強を促進することの一助となると考える。さらに、最近精力的に行われているシナリオ型地震の強震動予測結果を組み合わせることにより、地域固有の地震環境と建物固有の耐震性能に基づく、より精度の高い建物の被害予測が可能になる。このためには、唯一の被害データと言っても過言ではない1995年兵庫県南部地震の被害データを説明できるモデルを構築することが重要であり、別の視点から検討した

*1 ㈱日建設計構造設計部門 修士(工学)

*2 名古屋大学大学院環境学研究科 教授・工博

*3 名古屋大学大学院環境学研究科 准教授・博士(工学)

Structural Engineering Dept., Nikken Sekkei Ltd., M. Eng.

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

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

研究事例もある（例えば、長戸・川瀬ら⁷⁾）。

そこで本研究では、主として公営集合住宅建物を対象として、前報⁴⁾で示した中低層 RC 造学校建物と同様に、耐震診断結果に基づいて実被害を説明できる手法を構築する。まず、建物の耐力評価指標として広く一般的に用いられている耐震診断結果と、既往の実験結果や常時微動計測結果等を結びつけ、次にこれらを用いて、兵庫県南部地震での集合住宅建物の被害を説明できる地震応答解析モデルを構築する。その際に、集合住宅建物の特徴を取り入れ、前報で示した手法を改良した。

図 1 に本研究における検討フロー図を示す。低層 RC 造学校建物と公営集合住宅建物の違いとして考慮した点は、①桁行方向軸組（雑壁）の形状による建物の固有周期の違い、②柱の桁行方向に直交して取り付く耐震壁の影響、③桁行方向の方立て壁の影響、である。

検討ではまず、一般的な公営集合住宅の持つ耐震性を明らかにした上で、設計では通常考慮されない余力を考慮し、それらの諸元を個々の耐震診断結果と関連付けることで地震応答解析モデルを構築する。地震応答解析には等価 1 質点系のせん断型モデルを用いる。次に、観測地震波を入力とした地震応答解析を行い、被害率の算定を行なう。この結果と実被害と比較することで、本手法の妥当性を検討する。

なお、兵庫県南部地震での実被害を説明するために、地震応答解析のモデル作成時に留意した点は以下の通りである。

静的弾塑性増分解析では、①コンクリート強度、②部材のせん断耐力、③積載荷重、④直交壁の効果、のそれぞれの設計と実状との差、地震応答解析モデルでは、⑤ I_s 値と建物の終局耐力の関係、⑥ I_s 値と壁（方立て壁）・柱負担率の関係、⑦ I_s 値と建物の固有周期の関係、⑧建物終局耐力の動的効果、被害率の算定と実被害との検証では、⑨入力損失効果の考慮、⑩被害判定のクライテリアの設定法、⑪入力地震動の方向性の考慮、である。

図 1 本研究における検討フロー図

これらの留意事項について、本研究では既往の研究に基づいて、実際の建物の平均的な特性を設定するようにつとめた。

2. 耐震診断データベースの概要と典型的公営集合住宅の構造的特徴の抽出

2.1 低層学校建物と公営集合住宅建物の構造的特徴の比較

まず、前報⁴⁾で対象とした低層学校建物と、本研究で対象とした公営集合住宅建物の構造的特徴の違いを分析する。分析には、愛知県内の学校建物を対象とした耐震診断データベース（以下学校建物 DB と略す。全 1179 棟）と名古屋市営住宅を対象とした耐震診断データベース（以下集合住宅 DB と略す。全 144 棟、その内 II 期 6～7 階建ての建物は 81 棟）を用いる。

①耐震診断データの比較

2つの耐震診断データベースの建物階数別棟数の分布を図 2 に、最小 I_s 値の分布を図 3 に示す。低層学校建物は 2～4 階建てが大半を占め、その 8 割以上が新耐震基準以前の建物である。一方、集合住宅は大半が 7 階建てで、そのうち 8 割近くが 1972 年～1981 年（II 期）に建設されている。また、集合住宅建物は最小 I_s 値が 0.6 未満のものがほとんどであり、耐震診断結果からみると、耐震性能を十分に有していない建物が多いと言える。

図 2 階数別棟数分布

図 3 最小 I_s 値分布

②桁行方向の雑壁の取り付け方

低層学校建物では北側は廊下として使用されており、腰壁と垂壁が取り付け構造になっている⁴⁾。これに対し、公営集合住宅建物の北面は、玄関、浴室、台所の排煙等により様々な大きさの開口を有しており、低層学校建物に比べて雑壁の取り付け方が複雑になっている。一方、南面では、学校建物は腰壁のみ取り付けられている場合が多いが、公営集合住宅建物は方立て壁が取り付け掃き出し窓となる場合が多い。南北両面ともに雑壁が複雑に取り付くことは公営集合住宅建物の特徴である（図 4 の桁行方向 南北構面軸組図を参照）。

③張間方向の耐震壁の取り付け方

既往の研究で対象としている低層学校建物は、教室と廊下境に柱を持たず、教室境の耐震壁の片端には柱が無い。これに対し公営集合住宅建物は、廊下やベランダは片持ち形式でフレーム外に取り付けられている場合が多いので耐震壁の両端に柱が配置されている(図4の平面図)。柱のせん断強度への直交方向の耐震壁(直交壁)の影響については、既往の研究⁹⁾や指針⁹⁾などにも述べられている。低層学校建物と比べて直交壁の効果をより多く見込めることは、公営集合住宅建物の特徴と言える。

2.2 典型的な公営集合住宅建物の構造的特徴の抽出

図4 典型的な集合住宅の平面図と軸組図

集合住宅 DB 内の建物のうち、7 階建て建物の中から任意に 26 棟を選び詳細な図面調査を行なった。26 棟のうち構造スリットを有する建物は 1 棟のみ存在し、1 階にピロティを有するものは無い。図面調査より抽出した典型的な公営集合住宅建物の略図を図4に示す。建物の主な諸元は、桁行 10 スパン×張間 1 スパン、階高は 1 階が 2.8m で 2 階以上は 2.6m、南北構面に開口付き雑壁が存在し、バルコニーと廊下は片持ち形式となっている。これらは、神戸市と名古屋市の公営集合住宅の図面を比較した限りでは、公営集合住宅建物に共通する特徴と考えられる。

本研究では、地震時に被害の生じやすいと考えられる建物の桁行方向について検討を行う。

3. 一般的な公営集合住宅建物の性能

一般的な公営集合住宅建物の復元力モデルを設定するために、2 節で抽出した典型的な公営集合住宅建物を対象として、部材モデルを用いた弾塑性立体骨組解析モデルを作成し、このモデルを用いた静的増分解析を行う。静的弾塑性解析時の荷重分布形は A_i 分布を基本とし、上層部で終局に達しない場合は、別途上層で終局状態に達するように分布形を変更し、該当する階の終局耐力を算定する。得られた層間変形-層せん断力関係は、通常の設計で用いられているように、復元力の耐力低下を考慮しない Tri-Linear 型の復元力特性(図5)で近似する。静的弾塑性増分解析結果に基づく復元力特性の設定方法は以下の通りである。

- ・第1折点:各層のいずれかの部材でクラックが発生する点とする。
- ・第2折点:各層のいずれかの部材が降伏したときの層間変形で、静的弾塑性解析結果と Tri-Linear 型モデルの面積が等しくなる層せん断力となる点(図5)とする。
- ・第3折点:層間変形角が $1/75$ となる点。ここで、第3折点は終局耐力を意味し、建物の被害(大破)のクライテリア(後述)を参考に設定する。

静的弾塑性解析モデルは、袖壁や雑壁の耐力、及び建物の余力を考慮しない一般設計モデル【TypeA】と、建物の実状を反映するために、南構面の袖壁や北構面の雑壁の耐力、及び建物の余力を考慮した余力考慮モデル【TypeB】の2種類とする。ここで、建物の余力とは、一般的な構造設計では安全側となるように考慮していないが、実際の剛性や耐力には寄与していると考えられる項目(本論では、1 節の①~④)を示す。以降では、それぞれのモデル化方法について述べる。

なお、現実には大変形領域では耐力低下が起こるため、最大耐力(終局耐力)後の挙動を実状に則してモデル化する必要がある。これについては4.2 項で詳細に述べる。

図5 復元力特性

3.1 雑壁のモデル化

建物の実状をモデルに考慮するために、桁行方向北構面の雑壁を、図6のように壁柱・袖壁・腰壁に、南構面の雑壁も同様に壁柱・袖壁に置換し、剛性と耐力を評価する。また、壁柱と柱の柱頭に雑壁などを考慮した剛域を設けた。

図6 北構面雑壁のモデル化 (— は剛域)

3.2 建物の余力

TypeB では建物の余力として以下の4項目を考慮する。

- ①設計に用いるコンクリート強度と実際の強度の違い

集合住宅 DB 中の、今回対象とした建物のコンクリート設計基準強度は、大半が $F_c=210$ (kg/cm²) であった。一方、既往の研究¹⁰⁾によると、1981 年以前の京阪神地区の公共建物では $F_c=210$ (kg/cm²) のものは、コアコンクリートの圧縮試験により実際には $F_c=300$ (kg/cm²) 程度あることが明らかにされているため、この値を採用する。

- ②設計に用いる RC 部材のせん断耐力とその平均的なせん断耐力との違い

一般の設計(2007 年施行の改正建築基準法以前に設計された建物や耐震診断が実施された建物)では、梁のせん断耐力式として

下式を用いている。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (F_c + 180)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b_e \cdot j \quad (1)$$

ここで、 Q_u ：部材のせん断耐力 (kg)、 p_t, p_w ：引張鉄筋比 (%)、せん断補強筋比、 F_c ：コンクリート圧縮強度 (kg/cm²)、 M/Q ：曲げモーメント M とせん断力 Q の比 (ただし $1 \leq M/Qd \leq 3$)、 d ：梁の有効せい (cm)、 σ_{wy} ：せん断補強筋の降伏点強度 (kg/cm²)、 b_e ：梁幅 (cm)、 j ：応力中心距離 (cm) である。

この式は実験結果の平均値ではなく、安全側に評価した下限値だと考えられる。そこで、実験結果の平均的な評価となるように (1) 式の第 1 項の係数 0.053 を 0.068 とする¹¹⁾。柱、壁についても同様に、平均的な評価となる式を用いてせん断耐力を評価する。

③設計に用いる積載荷重と実際の積載荷重の違い

設計では建築基準法・同施行令や指針などに定められた値を用いるが、ここでは実状を反映した積載荷重として表 1 に示す値を用いる。後に示す地震応答解析モデル構築の際にもこの積載荷重を用いる。

用途	指針など	実状を考慮
住宅		
廊下	600	300
階段室		
屋根	400	0

単位 (N/m²)

④直交壁によるせん断耐力の上昇

今回対象とした集合住宅では、桁行方向の柱に直交する連層耐震壁があるので、直交壁が終局耐力に与える影響を考慮する。既往の設計施工指針⁹⁾などを参考にして、直交壁による強度上昇として柱のせん断耐力を 1.3 倍とする。

なお建物の余力は上記以外の要因も考えられるが、本研究では上記のみを考慮する。

3.3 建物の余力の影響

表 2 に、一般設計モデル (TypeA) と余力考慮モデル (TypeB) の静的弾塑性解析結果の比較を示す。初期剛性の比は 9.95 倍、終局耐力の比は 2.42 倍になった。初期剛性 K_1 は主に雑壁を考慮した影響、終局耐力 Q_3 は雑壁及び建物の余力を考慮した影響だと考えられる。

表 2 TypeA と TypeB の比較

	K_1 の比	Q_3 の比	C の比	T の比	ΣW の比
TypeB/TypeA	9.95	2.42	2.51	0.32	0.96

C ：終局層せん断力係数 T ：固有周期 (弾性時) ΣW ：建物の総重量

TypeA と TypeB とでは、初期剛性と終局耐力に大きな違いがあることがわかり、このことから一般設計モデルでは建物の耐震性能を相対的に安全側に評価している可能性があると考えられる。

3.4 方立て壁の分離

集合住宅建物の地震被害の特徴として、方立て壁の剛性が高く、ラーメン構造に比べ層間変形角が小さい領域で脆性的なせん断破壊が起るため、主フレーム

表 3 静的弾塑性解析結果

	K_2/K_1	Q_3/Q_1
方立て壁部分	0.527	2.965
主フレーム部分	0.505	5.235

図 7 方立て壁の初期剛性と終局耐力の分担率とその回帰式

に先行して方立て壁がせん断破壊することが挙げられる¹²⁾。これを表現できるモデルにするために、方立て壁部分と主フレーム部分に異なる耐震性能を持たせる。静的弾塑性解析時に建物全体で負担するせん断力を、方立て壁部分と主フレーム部分が負担するせん断力に分離し、それぞれについて骨格曲線を定義する。それぞれの静的弾塑性解析結果を表 3 に示す。

建物の復元力特性を作成する際には、分離した骨格曲線の初期剛性 (K_1) および終局耐力 (Q_3) の比を用いて、各階の K_1 および Q_3 を方立て壁部分と主フレーム部分に分配する。方立て壁の初期剛性と終局耐力の分担率を算定した結果を図 7 に示す。最上階では、方立て壁架構のせん断力分担率が 100% を越え、ラーメン架構のせん断力の負担方向が加力方向と逆になる、いわゆる逆せん断力現象が見られる (図 7 では図の枠外に位置するので省略している)。本研究では、地震時に被害の発生し易い下層 (1~4 階) の分担率の値から回帰式を求め、その回帰式を用いて、方立て壁の初期剛性と終局耐力の分担率を算定する (図 7)。

4. 地震応答解析モデルの構築

4.1 建物の固有周期の設定

低層 RC 造建物については、最小 I_s 値と固有周期係数 α ($=T/h$ 、 T ：建物の 1 次固有周期 (秒)、 h ：建物高さ (m)) に相関関係があることが明らかになってい

る¹³⁾。そこで、集合住宅 DB 中の最小 I_s 値の異なる集合住宅建物 6 棟 (表 4) を対象に桁行方向を対象に常時微動計測を行い、最小 I_s 値と固有周期係数の関係を調べた。常時微動計測を行う建物を選定する際、表層地盤特性の建物間の違いを取り除く様に選定した。具体的には、表層地盤の増幅特性を簡易的にあらわすために考案された表層 30m のせん断波速度の平均値 $AVS30$ ¹⁴⁾ の値がほぼ等しい ($AVS30 \approx 200$ m/s) 場所に建つ建物を対象とした。結果を図 8 に示す。集合住宅建物において、最小 I_s 値と固有周期係数に相関はほとんど無く、全建物で固有周期係数が 0.01~0.015 という結果になった。

また、最小 $C_T \cdot S_D$ 値でも同様の傾向が見られる。これは、集合住宅の桁行方向軸組図 (雑壁の形状) がほぼ同じで、それに加え、この雑壁が建物の初期剛性に与える影響が大きいため、 I_s 値に関わらず建物の固有周期係数は一定となり、固有周期は建物の高さに比例

図 8 常時微動計測結果

表 4 常時微動計測対象建物一覧表

	階数	最小 I_s 値	最小 $C_T \cdot S_D$ 値	竣工年
建物A	7	0.290	0.380	昭和49年
建物B	7	0.366	0.367	昭和53年
建物C	7	0.388	0.488	昭和53年
建物D	7	0.535	0.536	昭和51年
建物E	4	0.625	0.627	昭和54年
建物F	7	0.386	0.484	昭和52年

するため¹⁵⁾であると推測される。本研究では、図8の結果を参考に、固有周期係数： $\alpha=0.0125$ として地震応答解析モデルの固有周期を決定する。

4.2 地震応答解析モデル構築手順

集合住宅DBのうち、本節で対象としている建物は、全て1981年以前に設計されている。1981年以前のRC造建物は、一般に大変形時に耐力低下を起こす柱崩壊型となるとされている¹⁶⁾。そこで、既往の実験結果¹⁶⁾を参考に、大変形時の耐力低下を考慮した復元力特性を設定する。具体的には、図9に示すように、崩壊点(終点)を決定し、第2折点(終局耐力時)と崩壊点とを結ぶように第3勾配を決定する。崩壊点の層間変形角： θ は、主フレーム部分は $\theta=1/29$ ¹⁶⁾、方立て壁部分は $\theta=1/80$ ¹²⁾とし、その時の層せん断力はともに0kNの点とする。なお、 $P-\Delta$ が層の復元力特性に与える影響については、既往の実験結果¹⁶⁾が、柱軸力と大変形を考慮しているため、耐力低下を考慮した復元力特性設定時に考慮されていると考え、本研究では考慮しない。また、余力考慮モデルには、3.2項に示した4点に加え、終局耐力のひずみ

速度依存性を考慮する。壁や柱を対象とした既往の研究¹⁷⁾¹⁸⁾によれば、建物の終局耐力に与える動的効果は1.1倍以上あるので、ここでは終局耐力を1.1倍する。

図9 耐力低下を考慮した復元力特性

表5に、地震応答解析

モデル作成の際に用いた主たる仮定条件を示す。このうち、集合住宅DBから建物毎に値を設定したのは、 A ：延床面積、 n ：建物階数、 $C_T \cdot S_D$ ：各階 $C_T \cdot S_D$ 値、 S_D 値：各階 S_D 値である。また、階の平均単位面積重量 W は、図4で示した代表的な建物の重量について、仕上げ等を考慮して算定した数値を用いた。これらの値を用いて復元力特性を建物毎に設定する。

地震応答解析モデルの具体的な作成手順は、

①集合住宅DBの延床面積から、各階等面積として各階重量を計算する。

②固有周期係数 $\alpha=0.0125$ として1次固有周期を算定する。

③各階 $C_T \cdot S_D$ 値から(2)式及び荷重速度の影響を考慮し、一体モデルの各階終局せん断耐力を求める。ただし、図9に示すように大変形時の耐力低下を考慮するため、算定した終局耐力は第2折点の耐力とする。

$$C_i = (C_T \cdot S_D) \cdot (n + i) / (n + 1) / S_D \quad (2)$$

C_i ： i 階の終局せん断耐力係数

i ：階数、 n ：建物階数

④各階重量と固有周期から各階初期剛性を求める。剛性の高さ方向分布は、各階の終局耐力と相似形にする。

⑤各階の K_1 および Q_u を方立て壁部分

とフレーム部分に分配し、それぞれについて静的弾塑性解析結果(表3)の、 K_2/K_1 および Q_1/Q_2 を用いて復元力特性を作成する。この際に、大変形時の耐力低下を考慮する(図9)。履歴特性は、方立て壁部分は原点指向型モデル、主フレーム部分は修正武田スリップモデル¹⁹⁾(図10)とする。修正武田スリップモデル

図10 修正武田スリップモデルの履歴特性

は、1981年頃以前に建設された既存RC建物に多いせん断破壊型の柱の履歴特性と実験結果で対応が良い。その特徴は、武田スリップモデル²⁰⁾と比べると、せん断破壊が生じ耐力が低下しその後加力方向が反転した時に、せん断破壊が起こった方向での最大変形の原点に対して対象となる点を指向することである。

⑥半無限一様地盤上の円形剛

基礎の静的ばねと波動インピーダンスから算定した減衰係数を用いスウェイ・ロッキングばねを考慮する²¹⁾²²⁾。さらに、スウェイ・ロッキングばねの算定時には、基礎のアスペクト比による補正²³⁾を行い、矩形剛基礎のばねとして、これを算定する。なお、学校建物等の常時微動計測の経験により、スウェイについては剛基礎と考えられる。また、ロッキングについては、桁行方向は剛基礎とは言い難いが、もともとロッキング動は顕著ではなく、スウェイが卓越するため、剛基礎と考えてモデル化を行っても問題は無いと考えられる。また、基礎重量は平均単位面積重量に建物面積をかけて求め、回転慣性は(3)式により求めている。その際、基礎の高さは0として算定している。なお、地震波はロッキングばね下部に入力する。上部構造の減衰は、剛性が負の領域を含むので初期剛性比例(基礎固定時の初期剛性に比例)として3%とする。

$$I_x = \frac{m}{12} (a^2 + b^2) \quad (3)$$

m ：基礎質量

a ：桁行方向建物長さ、 b ：基礎高さ(0として算定)

表5 本研究で用いた仮定値

算定するもの	用いた仮定・算定式	必要な仮定値	本研究で用いた値
各階の階高(h_i)		2階以上の階高(h_1) 1階の階高(h_0)	2.60m 2.80m
各階床面積(A_i)	$A_i = A/n$	延床面積(A)、階数(n)	各建物別に設定
建物の長辺長さ(B_L)	$B_L = A_i / C_L$	建物の短辺の長さ(C_L)	9.72m
各階重量(W_i)	$W_i = A_i \cdot W$	階の平均単位面積重量(W)	10.7kN/m ²
建物の1次固有周期(T_1)	$T_1 = \alpha \cdot h$	固有周期係数(α)	$\alpha=0.0125$
各階の初期剛性(K_{1i})	初期剛性の高さ方向分布は各階の終局耐力分布に相似	建物の1次固有周期(T_1) 各階重量(W_i)	
各階の第2剛性(K_{2i})	$K_{2i} = K_{1i} \cdot K_2 / K_1$	方立て壁： K_2 / K_1 主フレーム： K_2 / K_1	0.527 0.505
各階の終局耐力(Q_{ui}) (第2折点層せん断力)	$Q_{ui} = \Sigma W_i \cdot C_T \cdot S_D i \cdot (n+i) / (n+1) / S_D$	S_D 値(S_D) 各階 $C_T \cdot S_D$ 値($C_T \cdot S_D$)	各建物別に設定 各建物別に設定
建物の第1折点層せん断力(Q_{yi})	$Q_{yi} = Q_{ui} \cdot Q_1 / Q_3$	方立て壁： Q_1 / Q_3 フレーム： Q_1 / Q_3	0.337 0.191
地盤ばね		せん断波速度(V_s) 単位体積重量(ρ) ポアソン比(ν)	250m/s 1.8t/m ³ 0.45

5. 兵庫県南部地震の実被害との比較

5.1 被害のクライテリアの設定

地震応答解析結果から被害率を算定する際には、下式を用いる。

$$\text{被害率} = \frac{\theta \text{が被害のクライテリアを超えた建物棟数}}{\text{全建物棟数}} \times 100(\%)$$

θ : 最大層間変形角

上式を用いる際には、中破、大破といった被害程度毎に最大層間変形角 (θ) のクライテリアを設定する必要がある。大破や中破のクライテリアの設定には様々な議論があるが、本研究では、過去の被害状況から推定された、既往の研究²⁴⁾を参考に、以下のクライテリアを用いることとする。

$$\text{中破以上} : 1/150 < \theta \quad (4)$$

$$\text{大破} : 1/75 < \theta \quad (5)$$

5.2 入力地震動の方向性による補正

図 11 に兵庫県南部地震における 8~12 階建て RC 造建物の桁行の方位と被害率の関係²⁵⁾を示す。図の半径方向が建物の桁行方向、各軸の大きさは被害率、()内は全棟数を表している。図より、建物の方向による被害の差は明らかであるので、本研究では図 11 に基づいて地震応答解析から算定した被害率を補正する。例えば桁行方向が N090E の建物の場合については、下式により補正を行なう。ここで N090E とは、北から時計回りに 90°回転した方向を表している。

$$\text{桁行N090E方向の計算被害率} \times \frac{\text{図11の全方向の被害率}}{\text{図11の桁行N090E方向の被害率}}$$

被害率は、棟数が多く、方向による差が明確な中破のデータを用いて補正する。この入力地震動の方向性による補正を、補正方法 N090E と呼ぶ。同様に N000E 方向の地震動が建物の桁行方向に入力し、被害率を算定した結果に対して、

入力地震動の方向性による補正を行った建物の被害率を、補正方法 N000E と呼ぶ。いずれの補正方法でも、入力地震動の最大速度は、図 11 から地震動の主軸方向と推定される N315E 成分の最大速度で定義し、80cm/s から 150cm/s まで 10cm/s 毎に被害率を求める。その際、入力損失効果を考慮し、入力地震動の加速度の大きさを 0.9 倍する²⁶⁾。

5.3 地震応答解析結果と被害率曲線の比較

地震応答解析に用いた入力地震動は兵庫県南部地震において、甚大な被害を受けた地域で観測された JR 鷹取駅²⁷⁾ (以下、JR 鷹取)および大阪ガス葺合波(以下、大阪ガス葺合)を用いる。なお、神戸海洋気象台の地震波は、観測点が高台に位置してい

るため、局所的な地形変化の影響を受けており²⁸⁾、高台の周辺の建物被害を十分に説明できるものではないと考え、検討には用いなかった。また、入力地震動の方向は、RC 造 8~12 階建てを対象とした兵庫県南部地震での実建物の被害率²⁵⁾において、建物数の多い方向となる N090E および N000E 方向 (図 11) の地震動が、建物の桁行に入力する場合について検討を行う。なお、被害率曲線を作成される時に用いられた建物で最も多い用途は集合住宅建物であるため、本研究では、建物用途による補正は行わなかった。

余力考慮モデルを用いた地震応答解析結果に基づいて計算した被害率 (計算被害率と呼ぶ) と、兵庫県南部地震での被害率曲線²⁵⁾ (実被害率と呼ぶ) を比較して図 12 に示す。図中、入力地震動別 (JR 鷹取と大阪ガス葺合) および入力地震動の方向による補正方法別 (5.2 項参照) に結果を示している。また、比較に用いた被害率曲線は、II 期に建設された 6~7 階建て建物(プロティなし)を対象としたものなので、本研究で述べてきた手法を用いて集合住宅 DB 中の II 期 6~7 階建て建物 81 棟のモデルを作成し、地震応答解析を行なった。

図 12 より、JR 鷹取を入力地震動とした場合の、補正方法 N090E および補正方法 N000E では計算被害率の方が実被害率に比べ大きい、その他については、計算被害率と実被害率は概ね対応しているといえる。とくに、大阪ガス葺合を入力した場合の補正方法 N090E や N000E では、よく対応している。また、補正方法 N090E で、入力地震動

図 11 RC 造建物の桁行の方位と被害の関係²⁵⁾

図 12 余力考慮モデルによる計算被害率と被害率曲線の比較

によって計算被害率と実被害率の対応が大きく異なっている。これは、JR 鷹取と大阪ガス葺合では地震動の主軸方向が異なっていることが原因していると考えられる⁴⁾。図 11 に示した被害率曲線の算定に用いたデータは神戸市灘区・東灘区のデータであり、両地区に近い大阪ガス葺合で得られた記録を入力地震動とした場合に被害率が良く対応したと考えられる。一方、JR 鷹取については、同観測点周辺で同様な被害データが得られていないため、大阪ガス葺合観測点周辺の結果を代用したことにより、大阪ガス葺合に比べて対応が良くなかったと考えられる。

以上の考察の結果、兵庫県南部地震における計算被害率と実被害率は概ね対応しており、本研究で作成した地震応答解析モデルは妥当であると考えられる。

5.4 余力の影響

大阪ガス葺合波 N090E 方向を入力した際の余力の有無による計算被害率の違いを図 13 に示す。このとき、入力地震動の方向による補正は行っていない。例えば最大速度 120cm/s で中破以上の場合、被害率を比較すると、両者には約 3 倍の差がある。また、入力地震動の最大速度が大きくなると、さらに両者の差は開く。これより、設計時に考慮していない建物の余力が、兵庫県南部地震において鉄筋コンクリート造建物の被害が設計時の想定よりも少なかった理由の一つとして考えることができる。また、本研究で考慮したそれぞれの余力が、計算被害率にどの程度影響を与えているのかを検討するために、地震応答解析モデルから建物の余力の項目を一つ取り除いた際の計算被害率(N090E 方向、中破以上)の比較を行なった。結果を表 6 に示す。これらより、コンクリート強度に加え、集合住宅建物の特徴である直交壁効果が、被害率に最も影響を与えている項目であることがわかる。

直交壁効果は、多くの居室境に壁が入っている集合住宅建物で特徴的な建物の余力であるが、耐震診断では、第 2 種構造要素の判定以外で直交壁の効果は考慮されておらず、このことが集合住宅建物において、耐震診断結果が実耐力を小さめに評価している原因の一つであると考えられる。

表 6 余力の各項目を考慮しない場合の被害率 (中破以上)

考慮しない項目	被害率(%)
余力全て考慮	2.5
コンクリート強度	8.6
せん断耐力式	6.2
積載荷重	6.2
直交壁効果	8.6

(大阪ガス葺合N090E 110cm/s入力時)

図 13 余力の有無による影響
(大阪ガス葺合 N090E 入力、方向補正なし)

5.5 構造スリットの有無が被害率に与える影響

近年、集合住宅建物のように、雑壁などの 2 次部材が多く取り付く鉄筋コンクリート造の建物では、柱の短柱化によるせん断破壊を避けるため (せん断破壊を避けることで建物の構造設計 (二次設計) 時に、必要保有耐力を設定する際に必要な構造特性係数: D_s を小さく設定していることになる。) や、偏心率や剛性率の算定を容易にするためなどの理由で、構造スリットが用いられることが多い。そこで、3 節で示した典型的集合住宅建物に構造スリットを設けた場合、大阪ガス葺合波に対する計算被害率や応答結果がどの程度変化するかを検討する。

スリットモデルを作成する際、図 14 に示すように、典型的建物の南北構面に三方向完全スリットを設ける。雑壁は、上階の梁を垂れ壁付き梁として剛性を評価し、雑壁による終局耐力への影響は考慮しない。構造スリット無し建物の固有周期は、桁行方向が各階ともほぼ同じ軸組 (バルコニー側および廊下側の雑壁の形状) となっているため、初期剛性に雑壁が与える影響が大きいとされる (4.1 項)。それに比べるとスリットを設けた建物は、この雑壁が与える影響は小さいと考えられる。そこで、既往の研究¹³⁾を参考にして、初期剛性は、建物の最小 I_g 値に関係すると仮定する。具体的には、低層学校建物を対象とした最小 I_g 値と固有周期係数の関係⁴⁾を用いて、初期剛性を算定した。しかし、この関係は低層建物を対象としており、これを本研究では 6~7 階建て建物に適用するため、その精度はやや落ちると考えられる。地震応答解析に用いる復元力モデルは、典型的な建物モデル (2.2 項) に、構造スリットを設けた弾塑性立体骨組解析モデルを用いて、増分解析を行ない設定した。その手順は構造スリットがない建物の場合 (4.2 項) と同様である。履歴特性は武田スリップモデルを用い、終局点は層間変形角 $\theta=1/29$ ¹⁶⁾、層せん断力 0kN の点とする。また、被害のクライテリアは、構造スリットの有無に関わりなく、(4)、(5)式を採用する。なお、構造スリットを設けると柱の靱性が改善されるため、本来であれば、被害のクライテリアは、構造スリットを設けない場合とは異なると考えられる。これについては、今後の課題としたい。

図 14 三方向スリットの概要 (— 構造スリット)

図 15 構造スリットの有無による被害率
(大阪ガス葺合 N000E 入力、方向補正なし)

スリットの有無による地震被害率の差を図 15 に示す。スリット無しモデルの被害率と比較すると、スリット有りモデルは建物の余力を考慮しているにもかかわらず、入力地震動の最大速度が大きくなるに従い、被害率はより大きくなる。例えば、最大速度 120cm/s で大破の場合、両者の被害率の差は約 1.5 倍となっている。これは、スリット有りの場合、建物の初期剛性および耐力が、より小さくなっているためだと考えられる。

6. まとめ

一般的に用いられている耐震診断の結果と、実験結果等を結びつけることで、公営集合住宅建物の地震被害を説明できる地震応答解析モデルを構築した。その際、公営集合住宅特有の構造的特徴をモデルに与え、既存の方法とは異なる特性を持つモデルを構築し、兵庫県南部地震の建物被害を説明できることを示した。

本研究で構築したモデルを用いた地震応答計算により、兵庫県南部地震において、設計では無視している 2 次部材の影響や、設計で考慮しない建物の余力の有無により、建物の被害率が、大阪ガス葺合波 N000E (120cm/s) 入力で中破の場合、両者の差は約 3 倍あり、入力地震地震動の最大速度がより大きくなると、両者の差は更に開くことを示した。これは、建物の余力があったために、想定した被害よりも実被害が少なかったためと考えられる。これら建物の余力は、耐震診断にも反映されていない事項もあり、耐震診断結果は建物の実耐力を小さめに評価している可能性がある。

全国各地で実施されている公営集合住宅の耐震診断結果を基に、本研究で構築した地震応答解析モデルを作成し、最近精力的に行われているシナリオ型地震の強震動予測結果を組み合わせることにより、地域固有の地震環境と建物固有の耐震性能に基づく、より精度の高い建物の被害予測が可能になる。これにより、耐震診断結果の具体的な被災状況を説明することが出来るため、耐震診断結果の説明性が増し、耐震補強を促進することの一助になると考える。

また、本研究で構築したモデルを用いて、2007 年の改正建築基準法施行以降に増加している構造スリットを有する集合住宅建物の解析モデルを作成し、被害のクライテリアの設定には今後の課題を残すものの、被害率の算定を行った。その結果、大阪ガス葺合波 N000E (120cm/s) 入力で大破の場合スリットの有無により両者の被害率の差は、約 1.5 倍あり、入力地震地震動の最大速度がより大きくなると、両者の差は更に開くことを示した。これは、スリットを設けることで、建物の初期剛性および耐力が、より小さくなっているためと考えられ、スリットの有無が計算被害率に大きな影響を与えることが分かった。

謝辞

本研究で用いた地震記録は、JR 鷹取駅は鉄道総合技術研究所が、大阪ガス葺合供給所は大阪ガスが設置・収録したものである。また、名古屋市営住宅の常時微動計測において伊藤誠氏、矢野斉氏をはじめとする名古屋市住宅都市局職員の皆様のご協力を頂いた。名古屋大学飛田潤准教授には、集合住宅の常時微動計測などでご協力を頂いた。また、清水建設 (株) 技術研究所宮腰淳一博士には、兵庫県南部地震での実被害などについて教示頂いた。ここに謝意を示す。

参考文献

- 1) 宮腰淳一, 林康裕, 渡辺宏一, 田村和夫: 1995 年兵庫県南部地震の建物被害に基づく建物の耐震性能評価, 構造工学論文集, Vol.43B, pp.269-276, 1997.3
- 2) 日本建築学会近畿支部鉄筋コンクリート部会: 神戸市灘区および東灘区 RC 造建物全数調査, 1995 年兵庫県南部地震コンクリート系建物被害調査報告書, pp.2-37, 1996.7
- 3) 中埜良昭, 岡田恒男: 信頼性理論による鉄筋コンクリート造建築物の耐震安全性に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 406 号, pp.37-43, 1989.12
- 4) 白瀬陽一, 竹生修治, 平松悠, 福和伸夫, 宮腰淳一: 耐震診断結果に基づく低層鉄筋コンクリート造学校建物の地震被害率の予測に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 No.607 号, pp.63-71, 2006.9
- 5) 小室達也, 北野靖彦, 広沢雅也: 中低層鉄筋コンクリートラーメン構造による共同住宅の耐震性能に関する研究, 構造工学論文集, Vol.49B, pp.441-446, 2003.3
- 6) 総務省消防庁ホームページ: <http://www.fdma.go.jp/>, 2010.7.22 参照
- 7) 長戸健一郎, 川瀬博: 建物被害データと再現強震動による RC 造建物群の被害予測モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第 544 号, pp.31-37, 2001.6
- 8) 保木和明, 芳村学: 脆性的挙動を示す既存中層鉄筋コンクリート造集合住宅の耐震性評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 619 号, pp.145-152, 2006.12
- 9) (財) 日本建築センター (監修: 建設省住宅局建築指導課): 中高層壁式ラーメン鉄筋コンクリート造設計施工指針・同解説, 1987.10
- 10) 下平祐司, 中村隆治, 益尾潔: 既存建築物におけるコンクリート強度、中性化深さならびに経年指標に関する統計資料, GBRC, 83, pp.3-10, 1996.7
- 11) (社) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 1987.9
- 12) 中山治美, 大久保全陸: 梁降伏型 RC 造骨組に組み込まれた方立て壁型二次壁の強度変形性状, コンクリート工学論文集, Vol.23No.2, pp.1111-1116, 2001
- 13) 飛田潤, 八木茂治, 福和伸夫, 西阪理永: 常時微動計測による低層 RC 造建物の振動性状と耐震指標に関する考察, 第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1671-1676, 1998.11
- 14) 松岡昌志, 翠川三郎: 国土数値情報を利用した地盤の平均 S 波速度の推定, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 443 号, pp.65-71, 1993.1
- 15) (社) 日本建築学会: 建築物の減衰, 2000.10
- 16) 芳村学, 上野裕美子, 中村孝也: 既存低層鉄筋コンクリート建物の I s 値と倒壊の関係, 日本建築学会構造系論文集, 第 587 号, pp.197-204, 2005.1
- 17) 兼近稔, 五十嵐克哉, 室井一夫, 秋野金次: スケルトンカーブにひずみ速度の影響を考慮した原子炉建屋耐震壁の弾塑性応答解析法, 日本建築学会構造系論文集, 第 495 号, pp.107-114, 1997.05
- 18) 藤井栄, 野村祥一, 大上実, 森田司郎: 鉄筋コンクリート柱の挙動に及ぼす載荷速度の影響 (その 2 載荷速度の影響の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集, C, pp.413-414, 1986.8
- 19) 芳村学, 中村孝也, 八木克己: 既存低層鉄筋コンクリート造建物における構造耐震指標 (I s 値) と被災度の関係—地震応答解析による検討—, 日本建築学会構造系論文集, 第 578 号, pp.107-114, 2004.4
- 20) 江戸川宏彰, 武田寿一: 鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1877-1878, 1977.10
- 21) 山原浩: 動的解析における地盤の考え方, 土と基礎, Vol.19, No.8, pp.7-15, 1971.8
- 22) N.Fukuwa and S.Nakai: A Study on Lateral Dashpots for Soil-Structure Interaction and its Application to a Simplified Technique, Soils and Foundations, Vol.29, No.3, pp.25-40, 1989.9
- 23) 杉本浩一, 護雅史, 福和伸夫: 基礎の浮上りに伴う振動方向間の応答連成効果を評価可能な地震応答解析モデルの構築, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B2, pp.683-684, 2010.8
- 24) 神田順: 損失費用モデルを用いた最適信頼性に基づく設計用地震荷重, 東京大学大学院工学系研究科, p.17, 1998.6
- 25) 林康裕, 宮腰淳一, 田才晃, 大野義昭: 1995 年兵庫県南部地震における RC 造建物群の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, No.528, pp.135-142, 2000.2
- 26) 安井譲, 井口道雄, 赤木久真, 林康裕, 中村充: 1995 年兵庫県南部地震における基礎有効入力動に関する考察, 日本建築学会構造系論文集, 第 512 号, pp.111-118, 1998.10
- 27) 中村豊, 上半文昭, 井上英司: 1995 年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析 (II), JR 地震情報 No.23d, 1996.3
- 28) 藤堂正喜, 西川孝夫: 兵庫県南部地震強震記録の建物応答への影響について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B2, pp.203-204, 1996.

(2010 年 8 月 8 日原稿受理, 2011 年 3 月 3 日採用決定)