

# 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

## A STUDY ON PREDICTION OF DAMAGE RATIO OF LOW-RISE RC SCHOOL BUILDINGS DUE TO EARTHQUAKE BASED ON SEISMIC PERFORMANCE INDEX

白瀬陽一\*, 竹生修治\*\*, 平松悠\*\*\*, 福和伸夫\*\*\*\*, 宮腰淳一\*\*\*\*\*

Yoichi SHIRASE, Shuji TAKEO, Yutaka HIRAMATSU, Nobuo FUKUWA and Jun'ichi MIYAKOSHI

In this paper, an earthquake response analysis model which appropriately evaluates actual seismic performance of low-rise reinforced concrete school buildings based on seismic performance indices is proposed. Damage ratios of buildings during the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake are calculated using this model and observed seismic ground motions. As a result, the relationships between an index of seismic ground motion and calculated damage ratio of buildings show good agreement with vulnerability function based on actual damage data of buildings in Hyogo-ken Nanbu earthquake. In addition, 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.

**Keywords:** Low-rise reinforced concrete school buildings, Seismic performance index, Model of building for earthquake response analysis, Damage ratio of buildings, Prediction of damage ratio of buildings due to earthquake  
低層 RC 造学校建物, 耐震診断結果, 地震応答解析モデル, 建物被害率, 建物の地震被害率の予測

### 1. はじめに

1995 年兵庫県南部地震では、設計時の想定を上回るレベルの地震動が地表面で観測されたが<sup>1)</sup>、低層鉄筋コンクリート造建物の被害は少なかった<sup>2)</sup>。この理由の一つとして、設計では建物の耐震性能を概ね安全側で評価した上で、予め想定した地震荷重に対して建物の安全性を検証しているため、設計で評価している建物の耐震性能と実建物の耐震性能が、十分整合していないことが考えられる。今後、性能設計を定着させるには、実建物の耐震性能を把握することが必要であり、そのためにも、兵庫県南部地震での被害を説明できる鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価法を構築することは重要である。

一方、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。従来より、耐震診断結果を利用した建物の被害予測<sup>3)</sup>や、耐震診断結果と建物被害の関係に着目した研究<sup>4)</sup>が行われている。しかし、耐震診断結果を用いた被害予測法を構築した例は殆どない。耐震診断結果に基づいて実被害を説明できる方法を構築できれば、耐震診断結果の説明性が増し、耐震補強などの建物の耐震化を促進する一助になると考えられる。

そこで、本研究では、実被害を説明できる低層鉄筋コンクリート

造建物の耐震性能評価法を、耐震診断結果を利用する形で構築する。これにより、将来の想定地震に対して、耐震診断された建物の被害率を予測できるようにする。本論は、研究の第一段階として、耐震診断結果のデータが多く、災害時には避難所になるなど、防災上重要な役割を果たす学校建物を対象とする。消防庁の調査によれば、学校建物は、耐震診断未実施を含めると半数以上の建物が耐震性に疑問があるとされている<sup>5)</sup>。学校建物は桁行方向と張間方向で構造形式が明確に異なっているため、ラーメン構造形式と壁構造形式の違いを把握することができ、これらを分析することで、他の建物への応用もしやすいと考えられる。

本研究の検討の流れを図 1 に示す。具体的な検討方法は、以下の通りである。まず、耐震診断結果がデータベース化されている愛知県内の低層鉄筋コンクリート造学校建物を分析することにより、学校建物の耐震性能を適切に評価できる地震応答解析モデルを構築する。地震応答解析モデルの構築は以下の手順で行う。

- ・ 図面調査から、典型的な学校建物の抽出を行う。
- ・ 静的弾塑性解析による増分解析を行い、復元力特性を設定する。
- ・ 構造耐震指標  $I_s$  値を用いて建物の終局耐力を推定する。
- ・ 建物張間方向の壁架構の全体架構に対する剛性・耐力分担率と  $I_s$  値との関係を、静的弾塑性解析結果と耐震診断結果から関連付け

\* (株) 日建設計 構造設計部門 修士 (工学)

\*\* (株) 大林組 (元名古屋大学大学院生) 修士 (工学)

\*\*\* 清水建設(株) (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所 教授・工博

\*\*\*\*\* 清水建設(株) 技術研究所 博士 (工学)

Dept. of Structural Eng., Nikkensekai Ltd., M. Eng.

Obayashi Corp., M. Eng. (Graduated from Nagoya Univ.)

Shimizu Corp., M. Eng. (Graduated from Nagoya Univ.)

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

Institute of Technology, Shimizu Corp., Dr. Eng.

る。

- 鉄筋コンクリート造学校建物の剛性（1次固有周期）と $I_s$ 値の関係を、常時微動計測結果、静的弾塑性解析結果、耐震診断結果を用いて関連付け、建物の初期剛性を推定する。

次に、地震応答解析モデルの妥当性を、兵庫県南部地震における実被害と比較することにより検証する。具体的には、耐震診断結果に基づいて構築した地震応答解析モデルを用いて、愛知県下で耐震診断を実施した新耐震設計以前の学校建物 1,039 棟に対して、兵庫県南部地震での観測地震波に対する地震応答解析を行い、被害率曲線を解析的に求める。そして、得られた被害率曲線と、兵庫県南部地震の被害から求めた被害率曲線を比較する。その際に、愛知県の建物データと兵庫県南部地震での被害建物データの $I_s$ 値分布と建物用途比率の違いなどを考慮する。

最後に、設計上安全側の評価として通常設計では考慮していない要因が被害率に与える影響を分析することで、設計上想定している建物耐力と実際の建物耐力の違いを検討し、耐力の余力について考察する。

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積載荷重の設計時の値と実状との差の考慮。

地震応答解析モデルでは、④ $I_s$ 値と建物の終局耐力の関係、⑤ $I_s$ 値と壁・柱分担率の関係、⑥ $I_s$ 値と建物の固有周期の関係、⑦建物終局耐力の動的効果の考慮。

被害率の算定と実被害との検証では、⑧入力損失効果の考慮、⑨被害判定のクライテリア、⑩入力地震動の方向性、⑪耐震性能の地域特性の違い、⑫建物用途による耐震性能の違い。

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仮定するようにつとめた。

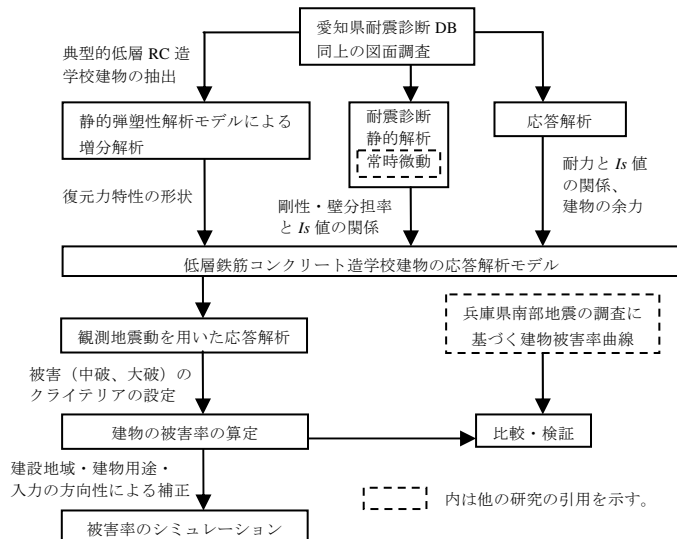


図1 本研究の検討の流れ

## 2. 耐震診断データベースの概要

愛知県では、鉄筋コンクリート造建物の耐震診断結果の一部（各階 $I_s$ 値、延床面積、竣工時期等）をデータベース化し整理している。このデータベースには、建物毎に階数、延床面積、各階 $I_s$ 値および

一部の建物について極脆性柱の有無の情報が含まれている。残念ながら各階の $F$ 値、 $C$ 値、 $C_T \cdot S_D$ 値の情報はない。本研究では、この内、平成9～15年に耐震診断（2次診断）が実施された2～4階建て鉄筋コンクリート造学校校舎建物の内、1981年以前に建設された1,039棟の耐震診断結果を用いる。また、典型的な学校建物を抽出するために、1,039棟から任意に選んだ76棟に対して図面調査を行い、同時に、データベースには含まれていない各階 $C_T \cdot S_D$ 値、靱性指標 $F$ 値、形状指標 $S_D$ 値、経年指標 $T$ 値を調査した。

まず、データベースの特徴を整理する。図2と図3に、1,039棟と76棟に対する建物階数別、年代別の棟数分布を示す。ここで、耐震規定改正時期により、1971年以前をⅠ期、1972年～1981年をⅡ期とよぶ。図より、データベースと任意に選んだ76棟では、階数別・年代別分布は概ね対応していることがわかる。

次に、図4、5に、76棟の図面調査から抽出した典型的な学校建物の平面図、立面図を示す。図より、典型的な学校建物は以下のようにまとめられる。愛知県の学校建物は、教室の廊下境に柱がない場合が多く、平面形状は、張間方向は9.5～10m、桁行方向は4.5m×2スパンで1教室となっている。立面は、南側は腰壁のみ取り付くタイプが多い。北側は腰壁のみのタイプと腰壁・垂壁の取り付くタイプの2タイプに分類されるが、腰壁・垂壁タイプの方が約67%と多い。表1に、階高の平均値を、表2に、形状指標 $S_D$ 値の高さ方向分布の平均値を示す。 $S_D$ 値は建物の辺長比、エキスパンションジョイント間隔、偏心などの理由で0.91～0.97に分布し、76棟の平均値は0.93であった。この他、 $T$ 値の平均値は0.99であった。

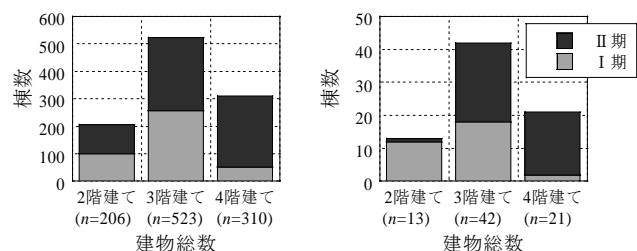


図2 階数別棟数分布(1,039棟) 図3 階数別棟数分布(代表76棟)

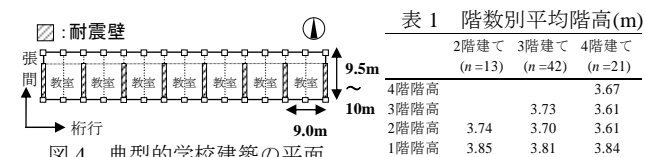


図4 典型的学校建築の平面

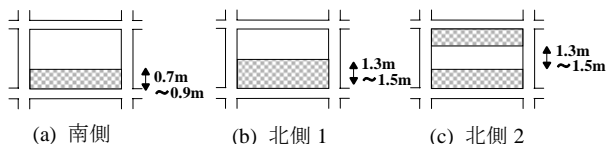


図5 典型的学校建物の立面

表2  $S_D$ 値の高さ方向分布

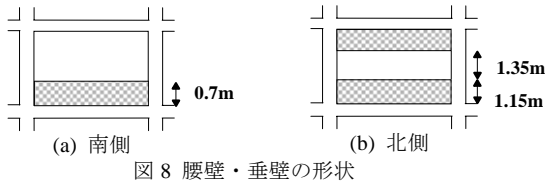
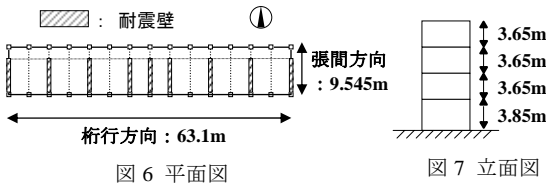
2階建て(n=13)			3階建て(n=42)			4階建て(n=21)		
桁行			桁行			桁行		
2階	0.96	0.97	3階	0.92	0.92	4階	0.93	0.93
2階	0.93	0.97	2階	0.93	0.93	3階	0.93	0.94
1階	0.93	0.95	1階	0.92	0.91	2階	0.93	0.94
平均	0.94	0.96	平均	0.92	0.92	1階	0.92	0.92
						平均	0.93	0.93

3. 鉄筋コンクリート造学校建物の復元力特性モデルの作成

3.1 静的弾塑性解析モデル

典型的な鉄筋コンクリート造学校建物の復元力モデルを設定するために、部材モデルを用いた静的弾塑性解析により増分解析を行う。解析に用いた建物は前節の図面調査に基づいて抽出した典型的な学校建物とする。その概要を図6～8に示す。なお、建物は建設時期等により変形性能に違いがあると考えられるが、耐震診断データベースに変形性能を示す $F$ 値は含まれていないため、その違いを静的弾塑性解析時には考慮していない。なお、最大耐力後の変形性能については、4.4項で考慮する。

静的弾塑性解析を行うモデルは、建物の実情を反映するために、**Type B**：腰壁・垂壁・スラブの耐力と建物の余力を考慮したモデル（余力考慮モデルとよぶ）とする。また、比較のために、**Type A**：腰壁・垂壁・スラブの耐力や建物の余力を考慮しないモデル（一般設計モデルとよぶ）も作成する。



さらに、余力考慮モデルにおいて設計上安全側の評価として通常考慮していない事項として、以下の3点を考慮する。①設計に用いるコンクリート強度と建設された建物のコンクリート強度との違い、②設計に用いる鉄筋コンクリート部材のせん断耐力とその平均的なせん断耐力との違い、③設計に用いる積載荷重と現実の積載荷重との違い、である。後述するようにこれら3点以外にも、④荷重速度の影響と、⑤入力損失効果についても考慮している。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。

まず、コンクリート強度については、既往の研究<sup>6)</sup>によると、1981年以前の京阪神地区の公共建物のコンクリート（設計基準強度 $F_c=135\text{kg/cm}^2 \sim F_c=180\text{kg/cm}^2$ ）は、設計基準強度に比べて圧縮強度試験の平均値は5割程度高いとされている。また、本研究で対象とする建物は1981年以前に竣工したものとしている。そこで、実際に施工されたコンクリートの強度は設計基準強度に対して5割程度高いと考えることとする。

次に、せん断耐力については、梁の場合、一般の設計では(1)式を用いているが、この式は、実験結果の平均値ではなく安全側に評価したものと考えられる。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<sup>7)</sup>。柱・壁についても同様の取り扱いとする。

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

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/cm<sup>2</sup>）、 $M/Q$ ：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）、 $\sigma_{wy}$ ：せん断補強筋の降伏点強度（kg/cm<sup>2</sup>）、 $b$ ：梁幅（cm）、 $j$ ：応力中心距離（cm）である。

最後に、積載荷重については、設計では指針<sup>8)</sup>に定められた値を用いているが、ここでは実情を反映した荷重として表3に示す値を設定し、これを用いることとする。

3.2 復元力特性の設定

増分解析により得られた層間変形—層せん断力関係を、通常設計で用いられている様に、復元力の耐力低下を考慮しない **Tri-Linear** 型の復元力特性で近似する（図9）。ただし、実際の現象では、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）後の挙動については4.4項でモデル化を行う。静的弾塑性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。
- ・第2折点：各層のいずれかの部材が降伏した層間変形で、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。
- ・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）を参考に設定した。

表4に、静的弾塑性解析の結果得られた **Type B** の各階毎の剛性比 $K_2/K_1$ と耐力比 $Q_3/Q_1$ と全階数の平均値を、桁行方向、張間方向のラーメン架構、張間方向の壁架構毎に示す。ただし、桁行方向については、4階の耐力比 $Q_3/Q_1$ の値が他の階と大きく異なるため、地震被害の生じやすい下層（1～3階）の平均値とした。これらの平均値は、後述する地震応答解析用の復元力特性の設定で用いる。表5には、初期剛性 $K_1$ 、終局耐力 $Q_3$ 、終局せん断耐力係数 $C$ の平均値、建物重量 $\Sigma W$ 、1次固有周期 $T$ について、**Type B**（余力考慮モデル）の **Type A**（一般設計モデル）に対する比を示す。表より、**Type A** に対して **Type B** は、建物重量が95%、固有周期が0.91倍、終局せん断耐力係数が桁行方向で1.70倍、張間方向で1.41倍となっている。ここで、**Type A**、**B**のいずれも梁先行降伏型となっている。次節で示す地震応答解析モデルでは、各層の剛性比 $K_2/K_1$ と耐力比 $Q_3/Q_1$ は静的弾塑性増分解析結果に基づいて設定し、終局耐力 $Q_3$ と初期剛性 $K_1$ は耐震診断結果に基づいて設定することとする。

表3 積載荷重（N/m<sup>2</sup>）

室の用途	指針	本研究
屋根	300	0
教室	1100	500
廊下	2100	500
階段	2100	500

表4 静的弾塑性解析結果（Type B）

TypeB	階数	$K_2/K_1$	$Q_3/Q_1$
桁行方向	4	0.282	3.828
	3	0.229	8.320
	2	0.274	7.756
	1	0.289	7.311
	平均(1-3F)	0.264	7.796
張間方向 ラーメン 架構	4	0.216	2.954
	3	0.248	3.400
	2	0.276	3.610
	1	0.280	4.724
	平均(1-4F)	0.255	3.672
張間方向 壁架構	4	0.560	2.645
	3	0.487	3.357
	2	0.292	2.528
	1	0.172	2.443
	平均(1-4F)	0.378	2.743

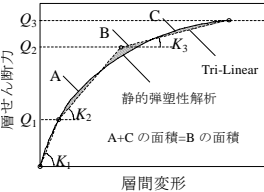


図9 復元力特性

表 5 Type A と Type B の比較

	方向	$K_1$ の比	$Q_3$ の比	$C$ の比	$T$ の比	$\Sigma W$ の比
TypeB/TypeA	桁行方向	1.13	1.60	1.70	0.91	0.95
	張間方向	1.14	1.33	1.41	0.91	0.95

#### 4. 地震応答解析モデルの作成

ここでは、 $I_s$  値と、建物の終局耐力、張間方向の耐力・剛性の壁・柱分担率、1 次固有周期との関係を分析し、 $I_s$  値に基づいた地震応答解析モデルの作成法を示す。

##### 4.1 $I_s$ 値と建物の終局耐力の関係

$I_s$  値と建物の終局耐力の関係について分析する。まず、建物の変形性能について検討するために、2 節に示した 76 棟の内、I 期 3 階建ての建物 19 棟（建物①～⑱）を対象に、平均的な靱性指標を算定した。この時、耐震診断報告書に示されている各階の  $C_T \cdot S_D$  値と  $T$  値を用いて、下式で定義する見かけの靱性指標  $F$  値（平均的な  $F$  値）を求めた。

$$\text{見かけの } F \text{ 値} = \frac{\text{各階 } I_s \text{ 値}}{(\text{各階 } C_T \cdot S_D \text{ 値}) \cdot T \text{ 値}} \quad (2)$$

見かけの  $F$  値の高さ方向分布を図 10 に示す。図 10 の凡例の括弧内は、 $I_s$  値算定時に  $F$  値が 2 以上にグルーピングされた階を示す。見かけの  $F$  値は、張間方向では 0.8～1.0 である。一方、桁行方向は、1 階では 0.8～1.0、2 階では 0.8～1.5、3 階では 0.8～2.8 となっており、上層に行く程ばらつきが大きい。これは、桁行方向 1 階部分と張間方向の破壊形式がせん断破壊でかつ  $F$  値が 1 つにグルーピングされる場合が多いのに対し、桁行方向 2～3 階部分の破壊形式は曲げ破壊となり  $F$  値が 2 以上にグルーピングされる場合があるためである。II 期の建物については、みかけの  $F$  値はやや大きくなるものの、同様の傾向が見られることを別途確認している。後述するように、本研究では、建設時期によって見かけの  $F$  値を同一と仮定するが、建設時期を考慮した建物被害率の検討は、今後の課題としたい。

先に述べたように、本研究で用いた耐震診断データベースには  $F$  値が含まれていないため、図 10 の結果を踏まえて各階の  $F$  値を 1.0（極脆性柱が存在する場合は 0.8）と仮定し、(3)式により、終局せん断耐力係数を算定することにする。

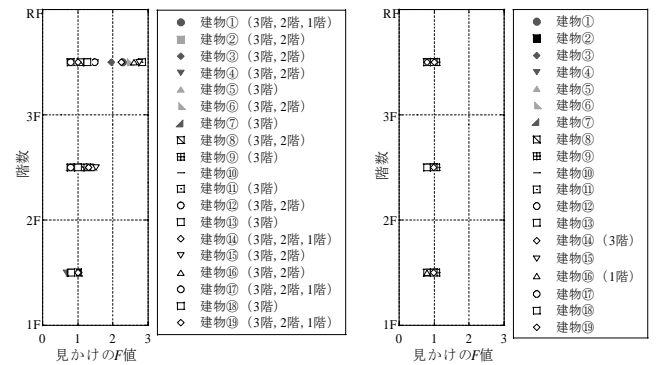
$$C_i = I_{si} \cdot (n+i) / (n+1) / (F \text{ 値} \cdot S_D \text{ 値} \cdot T \text{ 値}) \quad (3)$$

$C_i$  :  $i$  階の終局せん断耐力係数

$i$  : 階数、 $n$  : 建物階数

このような  $F$  値の仮定が応答結果に与える影響を把握するため、下記の 2 ケースについて地震応答解析を行った。地震応答解析モデルは 4.4 項に示すモデルとし、Case イは各階の  $F$  値を 1.0（極脆性柱が存在する場合は 0.8）と仮定して(3)式より終局耐力を算定するケース、Case ロは各階の  $(C_T \cdot S_D \text{ 値}) \cdot (n+i) / (n+1) / S_D$  値を終局せん断力係数と見なし、終局耐力を算定するケースである。なお、本来は  $C$  値から終局耐力を推定すべきであるが、 $C_T \cdot S_D$  値のデータしか存在しないため、 $C_T \cdot S_D$  値で代用している。解析対象建物は、見かけの  $F$  値の高さ方向分布の異なる図 10 中の建物⑥と⑱である。両建物の見かけの  $F$  値を図 11 に示す。建物⑥は  $F$  値が各階で一定であり、建物⑱は  $F$  値が上層部で大きくなっている。図 12～13 に

算合 NS 波（原波）を入力した時の最大応答層間変形角を示す。 $F$  値の仮定に係わらず Case イと Case ロはほぼ一致した結果となっている。これは上層階の耐力に余裕があるため、上層階が塑性化せず、変形性能の差の影響が現れないためである。兵庫県南部地震でも、被害は下層部に集中しており<sup>9)</sup>、各階の  $F$  値を 1.0（極脆性柱が存在する場合は 0.8）と仮定しても、建物の地震被害程度の推定は、ある程度可能であると考えられる。ただし、上層階の耐力が下層階に比べて低い場合は、上層階に被害が生じるため、上記の仮定を用いた地震被害程度の推定は適切ではない。



(a) 桁行方向

(b) 張間方向

図 10 見かけの  $F$  値の高さ方向分布（I 期 3 階建て）

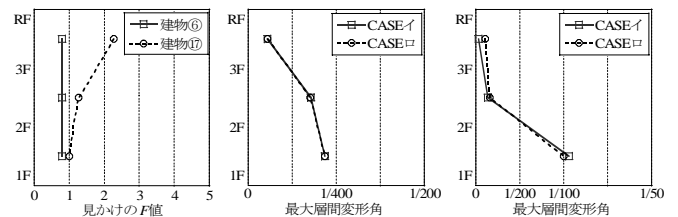


図 11 見かけの  $F$  値 図 12 最大層間変形角 (建物⑥) 図 13 最大層間変形角 (建物⑱)

##### 4.2 $I_s$ 値と壁・柱分担率の関係

壁付ラーメン構造である張間方向では、壁と柱が混在している。一般に  $I_s$  値と、壁と柱の剛性や耐力分担率には相関があると考えられる。そこで、3 節で用いた静的弾塑性解析モデル（Type B）を用いて、張間方向の耐震壁の枚数と建物階数をパラメータとして、別途耐震診断を実施して算定した強度指標（ $C$  値）と、壁架構の剛性・耐力の分担率の関係を算定した。結果を図 14 に示す。図中には、最小二乗法による回帰式も示してある。この回帰式を用いて  $I_s$  値から張間方向の壁と柱の分担率を算定し、各層のラーメン架構と壁架構の復元力特性は、3 節に示した静的弾塑性解析結果に基づいて設定する。

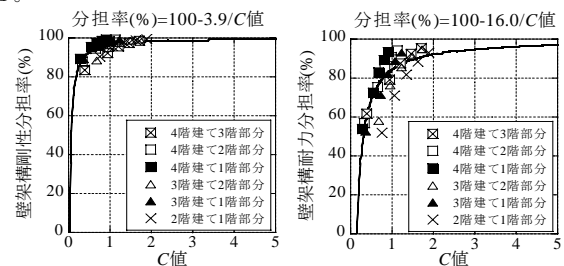


図 14  $C$  値と壁架構分担率の関係

#### 4.3 $I_s$ 値と建物の固有周期の関係

$I_s$  値と建物の固有周期には相関があることが、八木ら<sup>10)</sup>によって示されている。八木らは、名古屋市内の 67 棟の小学校を対象に常時微動計測を行い、最小  $I_s$  値と建物固有周期の関係を求めている。ただし、八木らによって測定された固有周期は建物頂部と基礎との水平フーリエスペクトル比から求められており、基礎のロッキング振動の影響が除かれていない。そこで、ロッキング振動の影響が少ない桁行方向については、八木らによって求められた最小  $I_s$  値と実測 1 次固有周期の回帰式 (図 15 左) を用いて固有周期を求める。一方、ロッキング振動の影響が大きい張間方向については、Type B モデルにスウェイ・ロッキングばねを付けた応答解析モデルを作成し、耐震壁の枚数と建物階数を変化させた解析を行い、最小  $I_s$  値と建物の 1 次固有周期の関係を算定した。結果を回帰式と共に図 15 右に示す。本研究では、張間方向についてはこの回帰式を用いて建物の固有周期を求める。ここで、 $\alpha$  は固有周期係数  $\alpha=T/h$  ( $T$ : 建物の 1 次固有周期 (秒)、 $h$ : 建物高さ (m)) である。なお、図 15 左中の○印は、参考のために張間方向と同様にして求めた解析値であり、八木らの回帰式とよく対応していることがわかる。

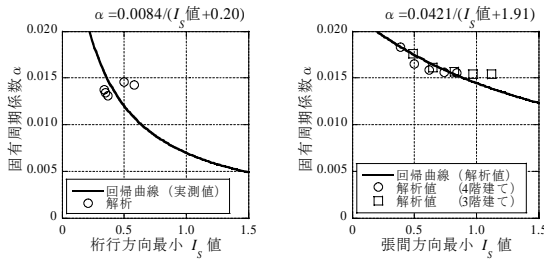


図 15 最小  $I_s$  値と固有周期係数の関係

#### 4.4 地震応答解析モデルの作成

##### (1) スウェイ・ロッキングモデル

耐震診断データベースおよび表 4 に示した静的弾塑性解析結果に基づいて、地震応答解析モデルを作成する。ここでは、図 16 に示す等価せん断型のスウェイ・ロッキングモデルを用いる。スウェイ・ロッキングばねには、半無限一様地盤上の円形剛基礎の静的ばね<sup>11)</sup>と波動インピーダンスから算定した減衰係数<sup>12)</sup>を用いる。ここで、式(4)、(5)中の  $G$ ,  $V_s$ ,  $\rho$ ,  $\nu$  は、地盤のせん断弾性係数、せん断波速度、密度、ポアソン比であり、 $b$ ,  $c$  は基礎幅 ( $b$  は振動直交方向、 $c$  は振動方向) である。ここでは、標準的な地盤条件として  $V_s=250$  m/s,  $\rho=1.8$  t/m<sup>3</sup>,  $\nu=0.45$  と仮定する。

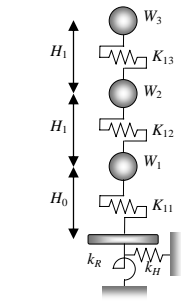


図 16 応答解析モデル

$$k_H = \frac{8Gr_H}{2-\nu} \quad c_H = \rho V_s \pi r_H^2 \quad r_H = \sqrt{\frac{bc}{\pi}} \quad (4)$$

$$k_R = \frac{8Gr_R^3}{3(1-\nu)} \quad c_R = \rho \frac{3.4V_s}{\pi(1-\nu)} \frac{\pi R^4}{4} \quad r_R = \sqrt[4]{\frac{bc^3}{3\pi}} \quad (5)$$

##### (2) 層の復元力特性のモデル化

本研究で対象とした耐震診断データベースでの建物は、1981 年以

前に設計されたものであり、多くの場合、大変形時には耐力低下を起す柱崩壊型となる。しかし、3.2 項に示した静的弾塑性解析ではこれを考慮していない。そこで、既往の実験結果<sup>13)14)</sup>を参考に耐力低下を考慮した復元力特性を設定する。具体的には、地震応答解析用の復元力特性は、原点から初期剛性 ( $K_1$ ) の勾配で、第 1 折点 ( $Q_1$ ) へ向かう。次に、第 2 剛性 ( $K_2$ ) の勾配のまま、最大耐力点 ( $Q_m$ ) に達する。その後、負の値となる第 3 剛性 ( $K_3$ ) の勾配で、終点に到達することとする。ここでは、3.2 節で行った静的弾塑性解析結果を、第 1 折点と第 2 剛性の設定で用いる。既往の研究<sup>13)</sup>では、ラーメン架構を対象に 3 種類のせん断柱に対して耐力低下を考慮した復元力が設定されている。これらの 3 種類の復元力特性を用いて予備解析を行った上で、平均的な特性を与える復元力特性を設定することにした。具体的には、図 17 に示すように、せん断柱の崩壊点 (終点) を層間変形角 1/29、層せん断力 0 の点とし、第 2 折点 (終局耐力時) と崩壊点を結ぶように第 3 勾配を決定する。壁架構についても既往の実験結果<sup>14)</sup>を基に、崩壊点を層間変形角 1/60、層せん断力  $0.3Q_m$  とし、第 2 折点と崩壊点を結んで第 3 勾配を決定する。

また、余力考慮モデルには、3.1 項に示した 3 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<sup>15)16)</sup>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 倍とすることとする。

表 6 に、地震応答解析モデルを作成するために設定した主たる仮定条件を一覧にして示す。表に示したものの内、耐震診断データベースより各建物個別に値を設定したのは、 $A$ : 延床面積、 $n$ : 建物の階数、 $I_{si}$ : 各階  $I_s$  値である。また、表 7、8 に余力考慮モデル (Type B) と一般設計モデル (Type A) の復元力特性を示す。ここでは 3.2 項に示した復元力を高さ方向に平均した結果を用いた。

地震応答解析モデルの具体的な作成手順は次の通りである。①まず、耐震診断データベースの延床面積を用いて、各階等面積として各階の重量を推定する。②次に最小  $I_s$  値から、図 15 の関係を用いて 1 次固有周期を算定する。③各階  $I_s$  値から(3)式により、各階終局耐力を算定する。この際、余力考慮モデルでは動的効果を考慮する。耐力低下を考慮した復元力特性を用いるため、算定した終局耐力を第 2 折点の耐力 (最大耐力) とする。④各階重量と 1 次固有周期から各階の初期剛性を算定する。剛性の高さ方向分布は、各階の終局耐力分布と相似にする。⑤次に 3 節で算定した静的弾塑性解析結果 (表 7、8) に基づき、復元力特性を作成する。この際に、終局耐力以降の耐力低下を考慮する。⑥張間方向については、図 14 に示した  $C$  値と壁架構の剛性・耐力分担率の関係を用いて、ラーメン架構と壁架構の復元力特性を別々に作成する。履歴特性は、桁行方向は武田モデル、張間方向のラーメン架構は武田モデル、同・壁架構は原点指向モデルとする<sup>17)18)</sup>。なお、 $C$  値は式(3)に各階  $I_s$  値と仮定  $F$  値 (1.0、極脆性柱が存在する場合は 0.8) を用いて算定する。

地震応答解析に用いる上部構造の減衰は、上部構造の剛性が負の領域を含むため、減衰が負にならないように初期剛性比例型減衰 (基礎固定時の 1 次固有振動数に対して 3%) とする<sup>13)</sup>。また、本研究では建物の大破までの大きな変形を扱うので、本来は P- $\Delta$  効果を考慮した解析が必要だが、P- $\Delta$  効果を含む実験結果を基に復元力を設定したため、これを考慮しない<sup>13)</sup>。

以上の仮定に基づき、愛知県耐震診断結果データベースに含まれる 1981 年以前の 2～4 階建ての学校建物 1,039 棟に対して、1,039 棟×2 方向=2,078 種類の地震応答解析モデルを作成し、弾塑性地震応答解析を行う。なお、解析上は、図 17 に示す復元力特性の層間変形角が終点を超えた場合には建物が倒壊したと判定し計算を終了している。

表 6 本研究で用いた仮定値

算定するもの	用いる仮定・算定式	必要な仮定値	本論で用いた値
各階の階高( $h_i$ )		その他の階の階高( $h_1$ )	3.65 m
		1階階高( $h_0$ )	3.85 m
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
建物の長辺の長さ( $B_L$ )	$B_L = A_i / C_L$	建物の短辺の長さ( $C_L$ )	9.545 m
各階重量( $W_i$ )	$W_i = A_i \cdot W_R$ $W_i = A_i \cdot W_C$	屋上階の平均重量( $W_R$ ) その他の階の平均重量( $W_C$ )	9.5 kN/m <sup>2</sup> 10.8 kN/m <sup>2</sup>
各階の終局耐力( $Q_{ui}$ ) (第2折点耐力)	$Q_{ui} = \Sigma W_i \cdot I_{Si}$ $\cdot (n+i)/(n+1)$ $/(F_i \cdot S_D \cdot TT)$	$S_D$ 値( $S_D$ ) $T$ 値( $TT$ ) 各階 $F$ 値( $F_i$ ) 各階 $I_S$ 値( $I_{Si}$ )	0.93 0.99 1.0 または 0.8 各建物別に設定
各階の第1折点耐力( $Q_{1i}$ )	$Q_{1i} = Q_{ui} \cdot Q_1 / Q_3$	$Q_1 / Q_3$	表7または表8
建物の1次固有周期( $T_1$ )	$T_1 = \alpha \cdot h$	固有周期係数 $\alpha$	図15
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( $K_{2i}$ )	$K_{2i} = K_{1i} \cdot K_2 / K_1$	$K_2 / K_1$	表7または表8

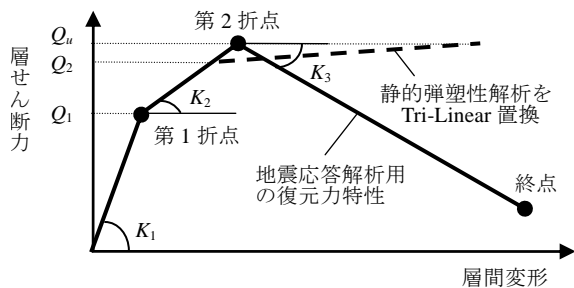


図 17 耐力低下を考慮した復元力特性

表 7 解析に用いる復元力特性  
(余力考慮モデル)

余力考慮モデル	$K_2/K_1$	$Q_3/Q_1$
桁行方向	0.264	7.796
張間方向	ラーメン架構 0.255 壁架構 0.378	3.672 2.743

表 8 解析に用いる復元力特性  
(一般設計モデル)

一般設計モデル	$K_2/K_1$	$Q_3/Q_1$
桁行方向	0.602	6.263
張間方向	ラーメン架構 0.267 壁架構 0.370	4.074 2.757

#### 4.5 入力地震動

入力地震動は、「震度Ⅶの激震地またはその周辺の地表で観測された地震波」として兵庫県南部地震の際に観測された JR 鷹取駅<sup>19)</sup> (以下 JR 鷹取) および大阪ガス葺合供給所 (以下葺合) の 2 つの地震波とした。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<sup>20)</sup>、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。

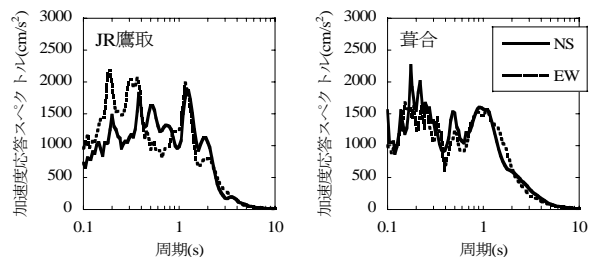


図 18 加速度応答スペクトル ( $h=0.03$ )  
(N315E 成分の最大速度を 120 cm/s で基準化)

本研究では、後述するように、入力地震動の方向性の検討を行うため、ここで用いた入力地震動の特徴を整理しておく。図 18 には、N315E 成分の最大速度を 120cm/s で基準化した 2 つの地震波の加速度応答スペクトル (減衰定数  $h=3\%$ ) を示す。ここで、NxxxE とは北から時計回りに xxx 度回転した方向を意味する。図 18 より、JR 鷹取は、周期 0.1～0.4 秒では、NS 成分に比べて EW 成分が卓越し、逆に周期 0.4～1.0 秒では EW 成分に比べて NS 成分が卓越する。一方、葺合は 0.2 秒および 0.5 秒付近では、EW 成分に比べて NS 成分が卓越するが、その他の周期帯では各方向とも同程度の大きさとなっている。このことは、JR 鷹取と葺合の地震動の主軸が異なっていることを示している。

#### 5. 兵庫県南部地震の被害から求めた被害率曲線との比較

ここでは、4 節で設定した地震応答解析モデルの妥当性を検討するために、兵庫県南部地震を対象に、解析で得られた被害率と実被害率との比較を行う。

##### 5.1 被害率曲線

林ら<sup>21)</sup>は、兵庫県南部地震における地震動強さと建物被害率との関係を、鉄筋コンクリート造建物の構造的な被害程度に応じ、階数別・建設時期別に構築している。ここでは、対象とした学校建物の階数を考慮して、ピロティ建物を除く 2～5 階建て建物の建設時期別の被害率曲線 (図 19) を比較の対象とする。

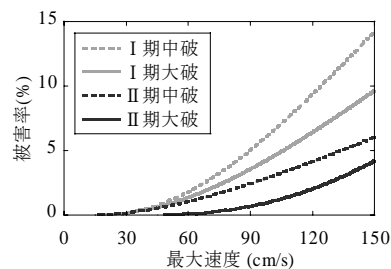


図 19 2～5 階建ての RC 造建物の構造的被害に対する被害率曲線<sup>21)</sup>

##### 5.2 被害判定のクライテリア

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。

$$\text{被害率} = \frac{\text{最大層間変形角が被害クライテリアを超えた建物の棟数}}{\text{全建物棟数}} \times 100 \quad (\%)$$

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  $\theta$  のクライテリアを設定する必要がある。本研究では、既往の研究<sup>22)</sup>を参考に、このクライテリアを以下のように設定した。

$$\text{中破以上} : 1/150 < \theta \quad (6)$$

$$\text{大破} : 1/75 < \theta \quad (7)$$

なお、極脆性柱の有無によって建物の被害程度のクライテリアは異なると考えられるが、本研究では  $F$  値によらず同じクライテリアとした。その理由は、耐震診断データベースでは必ずしも全建物について極脆性柱の有無が判明していないこと、また学校建物の場合、極脆性柱は階段室の段差梁との関係で直交方向に壁があることが多く、そのため柱が破壊しても鉛直支持力が失われなと考えられること、などを勘案したためである。



### 5.3 地震動の方向性・地域特性・用途による補正

次項において、兵庫県南部地震での被害率曲線と、地震応答解析により計算した被害率を比較するが、その際にいくつかの補正を行う。具体的には、兵庫県南部地震の地震動の方向性、 $I_s$  値の地域特性、および用途による補正の3つである。

#### (1) 入力地震動の方向性による補正

図 20<sup>21)</sup>に、林らによって示された兵庫県南部地震における 2～5 階建て RC 造建物の桁行の方位と被害率との関係を示す。図中、半径方向は桁行の方位を示し、各軸の大きさは中破以上の被害率(( ) 内は全棟数)を示している。図より、入力地震動の方向性により被害率に差があることがわかる。本研究では、この図の被害率に基づいて、解析から計算される被害率を補正する。具体的には、N090E 方向が桁行方向の建物(図 21 の A-1 参照)に対して計算した被害率を、下式により補正する。

$$\text{桁行N090E入力時の応答解析による被害率} \times \frac{\text{図20の全建物の被害率}}{\text{図20の桁行N090E建物の被害率}}$$

本研究では、この補正方法を A-1 とよぶ。同様に、N000E 方向、N315 方向が桁行方向の建物の被害率を、それぞれ A-2 および A-3 とよぶ。ただし、いずれの補正方法でも、入力最大の速度は地震動の主軸方向である 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。

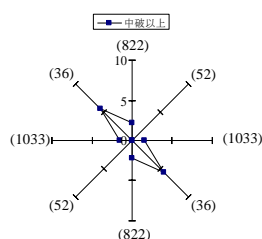


図 20 建物の桁行方向の方位と被害率<sup>21)</sup>

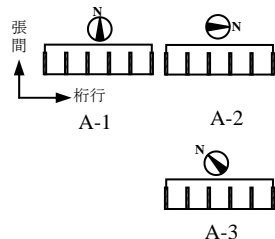


図 21 補正方法別の基になるデータの建物方位と入力方向の関係

#### (2) 耐震性能の地域特性による補正

兵庫県南部地震時の神戸市と、本研究で耐震診断データベースとして用いた愛知県とでは、 $I_s$  値分布が異なる。そこで、図 22 に、愛知県、名古屋市(愛知県のデータは含まない)、神戸市<sup>23)</sup>における学校建物の  $I_s$  値分布を比較して示す。図中、名古屋市の  $I_s$  値は、桁行と張間との最小  $I_s$  値であるが、ここでは桁行の  $I_s$  値であると見なすことにする。また、神戸市の  $I_s$  値分布は、兵庫県南部地震で大きな被害を受けた学校建物の割合が多いため、学校建物全体での  $I_s$  値分布よりやや小さめの可能性がある。図より、地域によって  $I_s$  値分布が異なることがわかる。これは、愛知県の学校建物では教室と廊下境に柱がない場合が多いが、名古屋市や神戸市の学校建物では教室と廊下境に柱のある割合が多いといった、平面形状の違いなどが影響していると考えられる。

愛知県の学校建物 1,039 棟に対して地震応答解析を行い、 $I_s$  値毎に被害率を計算した上で、神戸市の学校建物全体の  $I_s$  値分布を用いて加重平均することで、各入力レベルにおける被害率を求める。ここでは、神戸市の  $I_s$  値分布がやや小さめの可能性があること<sup>23)</sup>、およ

び神戸市と名古屋市の学校建物の平面形状が似ていることを勘案して、桁行方向は名古屋市の分布(図 22(a))、張間方向は神戸市の分布(図 22(b))を用いて被害率を算定する。

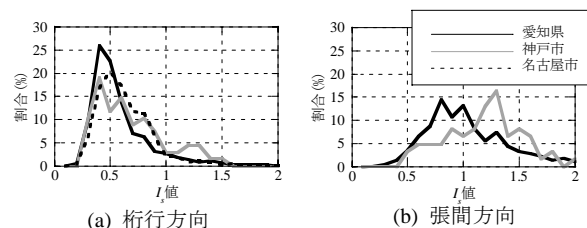


図 22 地域別  $I_s$  値分布の比較

#### (3) 建物用途による補正

図 19 に示した被害率曲線を作成する際に用いられた建物の用途は、44.6%が集合住宅で、残りはその他の用途である。学校建物と集合住宅とでは、その耐震性能( $I_s$  値)が異なる可能性がある。そこで、愛知県の耐震診断データベースを用いて、4 階建て建物の学校、集合住宅の  $I_s$  値の違いを図 23 に示す。図では、各階の  $I_s$  値の分布を対数正規分布で近似し、その最頻値を年代別・方向別に示している。図より、集合住宅では桁行方向と張間方向の  $I_s$  値に明瞭な違いが見られる。桁行方向の  $I_s$  値は学校建物と集合住宅の差は小さいが、張間方向の  $I_s$  値は学校建物より集合住宅の方が高いことがわかる。また、地震時に被害が生じる可能性の高い 1～3 階の I 期と II 期を合わせた集合住宅の平均  $I_s$  値は、学校建物の 1.47 倍であった。

本研究では、この集合住宅と学校建物の  $I_s$  値の違いを補正して、被害率を算定する。具体的には、被害率曲線の構築に用いた建物のうち、その他の用途の耐震性が学校と同等であると仮定すると、44.6%の建物の  $I_s$  値を 1.47 倍することになるので、結果として張間方向の  $I_s$  値は平均的に 1.21 倍となる。なお、桁行方向の  $I_s$  値は建物用途による明瞭な違いは見られないため、被害率の補正は行わない。なお、愛知県の耐震診断データベースに基づいて学校・集合住宅以外の用途の建物の  $I_s$  値は学校の  $I_s$  値に近いことを確認している。

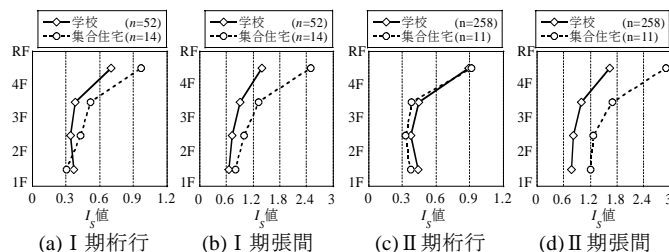


図 23 愛知県内 4 階建て建物  $I_s$  値(最頻値)の高さ方向分布

### 5.4 地震応答解析結果と被害率曲線の比較

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(計算被害率とよぶ)と、兵庫県南部地震での被害率曲線(実被害率とよぶ)を比較して図 24 に示す。図中、入力地震動別(JR 鷹取と葺合)および入力地震動の方向による補正方法別(5.3 項参照)に結果を示している。なお、応答解析時には既往の研究<sup>24)</sup>に基づき、入力損失効果を考慮して地表面の最大速度を 0.9 倍して用いている。また、被害率曲線は、計算被害率の算定に用いた建設時期別の棟数を用いて、I 期と II 期を加重平均した被害率として示している。

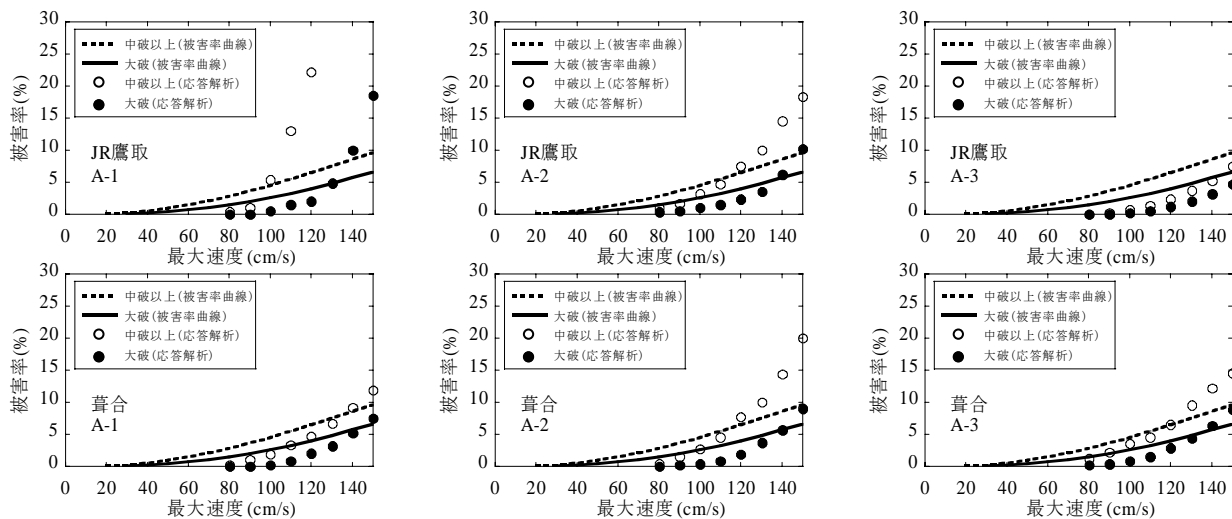


図 24 地震応答解析より算定した入力地震動の方向性による補正方法別の補正被害率と被害率曲線の比較

図より、JR 鷹取を入力地震動とした場合の、補正方法 A-1 では計算被害率が大きく、補正方法 A-3 では計算被害率がやや小さいが、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、補正方法 A-2 や葺合を入力した場合の補正方法 A-3 では、120cm/s で計算被害率と実被害率がよく対応し、それよりも大きな最大速度では計算被害率が大きめ、小さな最大速度では計算被害率が小さめとなっている。これは、図 25 に示すように、被害率曲線の算定に用いた回帰データと被害率曲線との関係に類似しており、実際の被害率とより整合しているとも解釈できる。また、補正方法 A-1 で、入力地震動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、4.5 項で述べたとおり、JR 鷹取と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。図 19 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。

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。

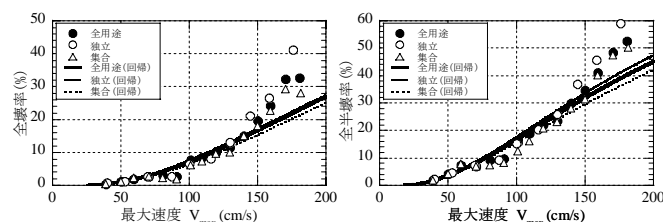


図 25 実被害から求めた 3 階建て以上 RC 造建物の被害率曲線<sup>1)</sup>

## 6. 建物の余力についての検討

ここでは、建物の余力の考慮の有無によって、被害率がどの程度異なるかについて検討する。検討に用いたモデルは、4 節で示した余力考慮モデルと一般設計モデルである。このとき、一般設計モデルの終局耐力は、余力考慮モデルの終局耐力を、表 5 に示す終局耐力係数の比で除して算定した。また、固有周期係数は  $I_s$  値によらず、

通常用いられている 0.02 とする。一方、余力を考慮したモデルでは、4 節で述べた終局耐力と固有周期係数を用いている。

図 26 に、葺合の N090E (EW) 成分および N315E 成分を桁行方向に入力した場合の計算被害率を、余力考慮モデルと一般設計モデルを比較して示す。ここで、入力地震動のレベルは、N315E 方向の最大速度で基準化している。図より、N090E 成分を入力した場合、最大速度 120cm/s での余力考慮モデルの計算被害率は、一般設計モデルの 1/14 程度となっている。このことは、兵庫県南部地震において低層鉄筋コンクリート造建物の被害がわずかであったことの理由の一つと考えられる。また、最大速度 120cm/s において、N090E 成分を入力した場合の計算被害率は、N315E 成分を入力した場合に比べて 1/2 程度となっている。これは、入力地震動の卓越方向と建物の桁行方向が一致した場合には、被害がより大きくなることを示唆している。

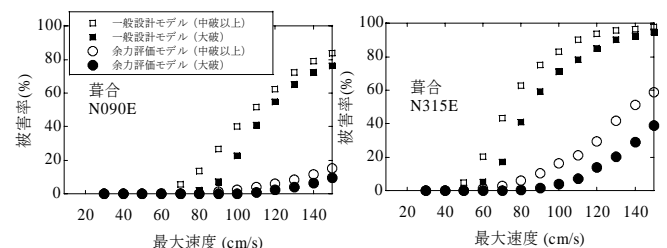


図 26 建物の余力の有無による被害率の比較 (葺合)

## 7. まとめ

本研究では、耐震診断結果を用いて、一般の設計で考慮していない建物の余力を評価し、低層鉄筋コンクリート造学校建物を対象とした地震応答解析モデルを提案した。地震応答解析モデルは、愛知県耐震診断データベースの  $I_s$  値を用いて作成し、兵庫県南部地震の観測波を用いた地震応答解析結果から建物被害率の算定を行った。この際、建物被害率の算定には、地域性による建物の耐震性の違い、建物用途による耐震性の違い、入力地震動の方向性による違いを考慮し、その結果が兵庫県南部地震の建物被害と対応することを示した。



その上で、建物の余力の考慮の有無による建物被害率を比較し、余力を考慮しない場合には、建物の地震被害率を過大に評価することを示した。また、入力地震動の卓越する方向と建物の桁行方向が一致するとさらに被害率が大きくなることも示した。このことが、兵庫県南部地震において低層鉄筋コンクリート造建物の被害率が少なかった原因の一つであると考えられることを指摘した。

全国各地で実施されている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と考える。今後は、学校建物以外にも適用対象を広げていく予定である。

#### 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、大阪ガス草合供給所は大阪ガスが設置・収録したものである。また、耐震診断結果は（財）愛知県建築住宅センターの協力を得て利用させて頂いた。関係各位に感謝の意を表す。

#### 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) 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報告集，第 578 号，pp.107-114，2004.4
- 5) 総務省消防庁：平成 16 年版 消防白書，2004.12
- 6) 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
- 7) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能（1990），1990.10
- 8) 国立学校施設整備技術研究会：平成元年版 学校建築構造設計指針・同解説，1989.4
- 9) 日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告 鉄筋コンクリート造建築物，pp.36-38，1997.7
- 10) 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
- 11) 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
- 12) 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
- 13) 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報告集，第 587 号，pp.197-204，2005.1
- 14) 山田稔編著：鉄筋コンクリート構造物の耐震安全性，pp.90-92，1976.8
- 15) 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力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報告集，第 495 号，pp.107-114，1997.05
- 16) 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
- 17) 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
- 18) 梅村魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続（中層編），1982.12
- 19) 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
- 20) 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.203-204，1996.9

- 21) 林康裕，宮腰淳一，田才晃，大野義照：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
- 22) 楊シュウ麗，麻里哲広，石山祐二，デ・グズマン・フィリップ：耐震診断データをを用いた簡易 RC 造建物モデルの時刻歴解析に関する研究，構造工学論文集，Vol.51B，pp.207-213，2005.3
- 23) 前田匡樹，迫田丈志，田才晃，加藤大介，壁谷澤寿海：1995 年兵庫県南部地震により被災した文教施設の被害調査報告 その 19 耐震診断指標値と被害の関係，日本建築学会大会学術講演梗概集，C2，pp.379-380, 1996.9
- 24) 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報告集，第 512 号，pp.111-118，1998.10