

既存 RC 造学校建築物の耐震性能に関する研究

名古屋大学大学院環境学研究科都市環境学専攻博士前期課程 2 年
福和研究室 竹生 修治

1. 序論

1995 年に発生した兵庫県南部地震では甚大な被害が生じた。このような地震に対して人的被害を防ぐには、建物の耐震化が急務である。適切な耐震性の評価や震害予測には、建物の耐震性能と被害の関係が明らかになっていることが必要なのは言うまでもない。しかし、耐震性能に対する 2 次部材の寄与が大きな中低層建物では、建物の設計上の耐力と真の耐力が大きく異なるため、耐震性能と被害の関係は明らかになっていないのが現状である。

その一方で、兵庫県南部地震以降、全国各地で公共性の高い建物の耐震診断が精力的に行われ、耐震診断結果の整理が進みつつある。その結果、耐震性能が現行の耐震基準値を満たしていない建物が数多く存在することが明らかにされているが、予算の問題などから耐震改修は進みにくのが現状である。

耐震改修を行う際に、耐震診断結果と実際の耐震性能の関係は重要である。耐震診断結果の整理が進むに従い、耐震診断結果である I_d 値と地震被害の関係に着目した研究が進みつつあるが、例えば I_d 値が 0.6 あればどの程度の耐震性能を有しているか具体的に示すための検討が必要である。

そこで本論では、学校建築を対象にして、実現象を説明可能な数値解析モデルを作成・解析し、兵庫県南部地震時の実被害と比較することで、実際の建物の耐震性能を明らかにする。

本論での検討フローを図 1 に示す。本論では、典型的学校建築を対象とした静的弾塑性解析の結果得られるスケルトンカーブを標準的な建物の特性とした。一方、1,124 棟の耐震診断結果から各層の終局耐力、1 次固有周期、張間方向の壁架構剛性・耐力分担率、各層の重量、各階の階高を推定し個々の建物の特性とした。両特性を考慮して作成した 1,124 棟の振動解析モデルを用いて解析を行った結果を兵庫県南部地震の実被害と比較・検証し、建物の耐震性能に関する知見を得る。

2. 耐震診断

愛知県では耐震診断を行った結果である各階 I_d 値や延床面積、竣工時期等の情報をデータベースとしてまとめている。本論では、平成 9 年から平成 15 年にかけて愛知県が行った耐震診断(2 次診断)データベースに基づき診断結果の分析を行った。図 2

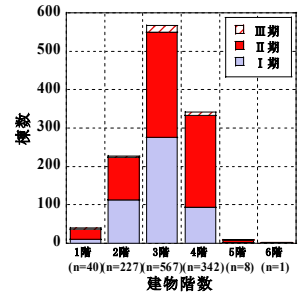


図 2 には全建物中 77% を占める学校建築の建物階数別棟数分布を示す。本論では、建物の耐震性能が 1971 年の建築基準法改正や 1981 年の耐震規定改正の影響を受けていると考え、1971 年以前を I 期、1972 年～1981 年までを II 期、1982 年以降を III 期として扱う。図 2 より愛知県有学校建築は I 期、II 期建物が同程度存在し、2～4 階建て建物が大部分を占めることがわかる。

2.1 典型的学校建築

図 2 に示した学校建築の内、2～4 階建て建物 76 棟について図面調査を含めた診断結果の詳細な分析を行った。図 3、図 4 には図面調査の結果明らかになった典型的学校建築の平面形、雑壁の取り付け方を示す。表 1 には、階高の平均値を示す。また表 2 には耐震診断結果の S_D 値の高さ方向分布を示す。図 3、図 4 より、愛知県有学校建築の特徴は、教室と廊下境に柱がなく、張間(以下、Y)方向長さが 9.5～10m であり、桁行(以下、X)方向が 4.5m スパンである。雑壁については、南側は腰壁のみ取り付けタイプが多く、北側は腰壁のみのタイプと腰壁、垂壁の取り付けタイプの 2 タイプに絞ることができた。表 2 より、 S_D 値は建物の辺長比、エクspansion ジョイント間隔などにより 0.9～0.97 に分布し、建物の経年指標である T 値は概ね 1.0 であった。

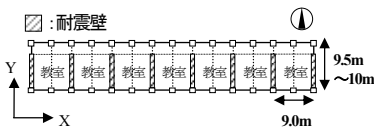


表 1 階数別平均階高

	2階建て (n=14)	3階建て (n=42)	4階建て (n=20)
4階階高		3.73	3.61
3階階高	3.74	3.70	3.61
2階階高	3.85	3.81	3.84

図 3 典型的学校建築の平面形

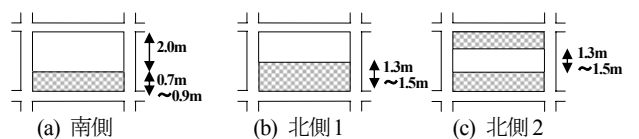


図 4 典型的学校建築の雑壁

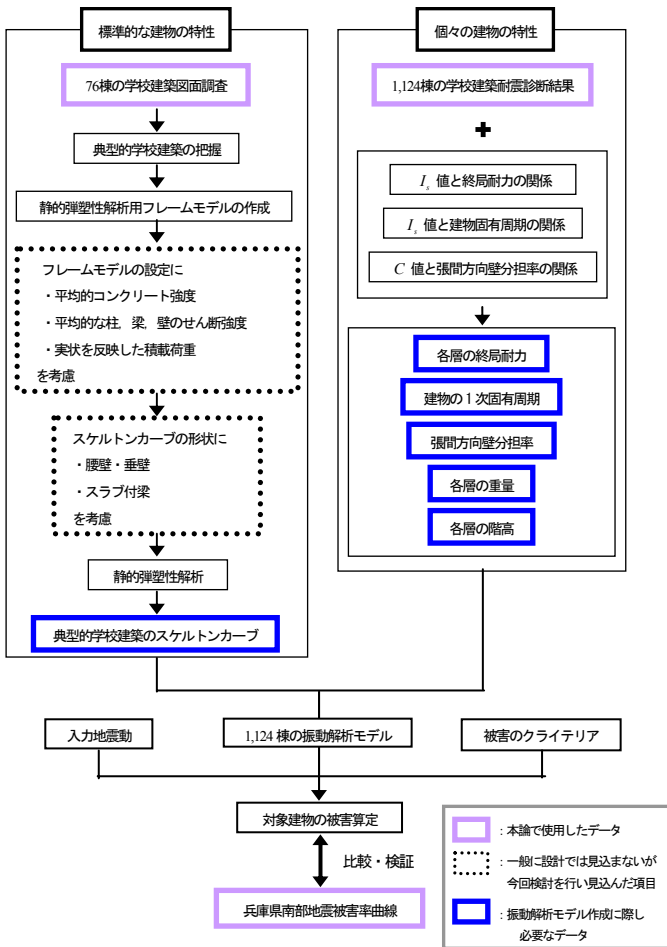


図 1 本研究の検討フロー図

表2 S_D 値高さ方向分布

2階建て(n=14)		3階建て(n=42)		4階建て(n=21)	
X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
2階 0.96	0.97	3階 0.90	0.90	4階 0.93	0.93
1階 0.93	0.95	2階 0.91	0.91	3階 0.93	0.94
平均 0.95	0.96	1階 0.91	0.89	2階 0.93	0.94
		平均 0.90	0.90	1階 0.92	0.92
				平均 0.93	0.96

2.2 耐震診断結果の分析

既往の研究^{1),2)}によると、既存RC造建築物の I_s 値または $C_T \cdot S_D$ 値分布は対数正規分布(式(1))で近似できる。

$$f_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\zeta x} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln x - \lambda}{\zeta}\right)^2\right] \quad (1)$$

x は I_s 値または $C_T \cdot S_D$ 値、 λ は $\ln x$ の平均値、 ζ は $\ln x$ の標準偏差を表す。本論では、対数正規分布の最頻値をプロットし、そのまわりのばらつきをバググラフにより表し分析を行った。図5には、最小 I_s 値分布、最小 $C_T \cdot S_D$ 値分布を竣工時期、建物階数、用途、方向別に描いたものを示す。図5より、建物階数が小さいほど、またI期からII期になるにつれて I_s 値および $C_T \cdot S_D$ 値の最頻値は大きくなるのがわかる。また、X方向の最頻値は庁舎>校舎・集合住宅となり、Y方向の最頻値は集合住宅>校舎>庁舎となる傾向が見られる。これは、校舎・集合住宅は、その用途上の理由からX方向がフレーム構造、Y方向が壁式構造になりやすく、庁舎建築は桁行、張間間で構造形式に明瞭な差が現れにくいためと考えられる。本梗概には記載していないが、Y方向について、各層 I_s 値の最頻値で集合住宅/校舎の平均倍率は1.41倍である。

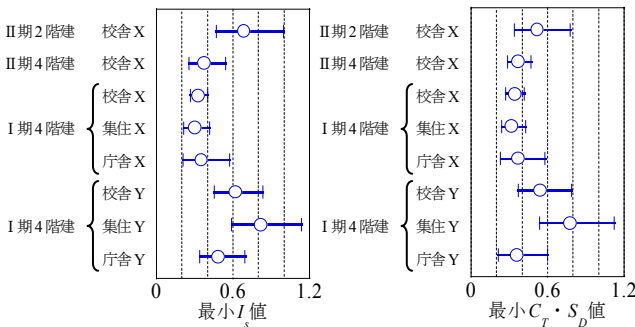


図5 最小 I_s 値、 $C_T \cdot S_D$ 値分布

3. 静的弾塑性解析

2.1節より、典型的と考えられる学校建築を対象にして、柱、梁、耐震壁を線材置換したモデルを作成し、静的な外力を加え解析を行う。解析対象建物の概要を図6~図8に示す。

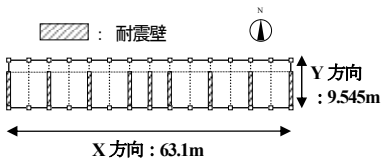


図6 平面図

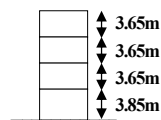


図7 立面図

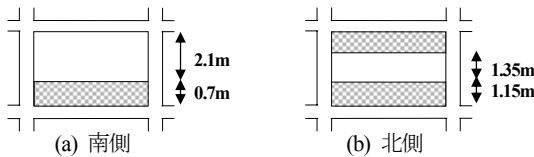


図8 雑壁の取り付け方

本論では、建物をモデル化し解析を行う際、1) コンクリート強度、2) せん断耐力算定式、3) 積載荷重について実状と設計モデ

ルとの差の検討を行い、その考慮の有無で耐震性能にどの程度差が生じるかを把握する。

コンクリート強度に関しては、JASS5や実建物のコンクリートコア圧縮試験の結果を参考に、実際のコンクリート強度は、設計時より1割増して打設されていると考えた。せん断耐力算定式については、例えば梁について、設計では安全側の評価である(2)式の下限式を用いるが、本論では、(2)式の第1項係数を0.053から0.068とした平均式を用い、柱・壁についても同様に係数を変更してせん断耐力を算定した。また、学校建築設計時の地震力算定用積載荷重については、指針³⁾により定められているが、より実状に近い状況を想定し、表3に示す値を用いた。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.053 P r 0.23 (F_c + 180)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b_e \cdot j \quad (2)$$

建物をモデル化する場合、腰壁・垂壁の剛性・耐力、腰壁・垂壁を考慮した柱梁の剛域、梁のスラブ効果(剛性・耐力)を考慮したモデルをType Aとする。Type A

表3 積載荷重比較(kg/m²)

使用部分	指針	本研究
屋根	30	0
教室	110	50
廊下	210	100

に加えて、上記のコンクリート強度、せん断耐力算定式、積載荷重を考慮したモデルをType Eとする。解析結果は、振動解析用に各層ごとにTri-Linear型の復元力特性に近似する。その際

- ・第1折点：各層のいずれかの部材がクラックを発生する点。
- ・第2折点：各層のいずれかの部材が降伏した層間変位で静的弾塑性解析結果と振動応答解析用Tri-Linear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1/25となる点。

とした。表4に解析の結果得られるType Eの剛性・耐力関係および復元力特性を示す。Y方向については、振動解析時に各層架構別にモデル化した2つのバネを設けるため、ラーメン架構と壁架構に分けて解析を行った結果を示す。また表5には、初期剛性K1、終局耐力Q3、終局時層せん断力係数CについてType E/Type Aの平均値を、1次固有周期についてType E/Type Aを示す。表4より、雑壁が多いX方向、耐震壁の多いY方向で復元力特性がバイリンアに近い形状となっていることがわかる。また、表5より実状に近いモデルと考えられるType Eの耐震性能は、Type Aに比して固有周期で0.96倍、終局時層せん断力係数でX方向1.19倍、Y方向で1.27倍となることがわかる。

表4 解析結果

TypeE	階数	K2/K1	K3/K1	Q1/Q2	Q3/Q2
X方向	4	0.34	0.003	0.25	1.25
	3	0.22	0.002	0.12	1.19
	2	0.22	0.002	0.13	1.20
	1	0.28	0.002	0.14	1.16
	4	0.24	0.003	0.30	1.05
Y方向 ラーメン架構	3	0.27	0.004	0.27	1.06
	2	0.29	0.003	0.20	1.05
	1	0.29	0.004	0.20	1.05
	4	0.34	0.004	0.29	1.11
	3	0.29	0.003	0.35	1.11
Y方向 壁架構	2	0.23	0.002	0.33	1.10
	1	0.19	0.002	0.32	1.10

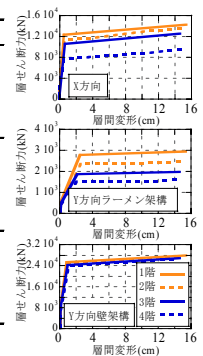


表5 Type Aに対するType Eの耐震性能

TypeE/TypeA	K _E /K _A	Q _{3E} /Q _{3A}	C _E /C _A	T _E /T _A
X方向	1.04	1.13	1.19	0.96
Y方向	1.01	1.20	1.27	0.96

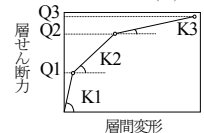


図9 復元力の凡例

4. 地震被害の検討

4.1 I_s 値と終局耐力の関係

図10には2.1節で用いた76棟の建物に対する分析結果として得られるI期3階建て建物の見かけのF値分布を示す。ここで見かけのF値とは、(最小 I_s 値)/(最小 $C_T \cdot S_D$ 値 $\cdot T$ 値)である。図中の括弧内の数字は2つ以上にグルーピングされた階数を示す。図10よりX方向1階部分、Y方向のF値は0.8~1.0となり、X方向2、3階部分のF値は1.0より大きい値をとりばらつきも大きいことがわかる。このような背景から、F値を1.0と仮定できれば、C-F関係においてグルーピングが1つで表現できることに相当する(3)式により、終局強度が求められると考えられる。

$$C = I_s \cdot (n+i) / ((n+1) \cdot (F \cdot S_D \cdot T)) \quad (3)$$

そこで本論では、各階のF値を1.0と仮定して(3)式より終局耐力を推定した場合と、各階の $C_T \cdot S_D$ 値から終局耐力を推定した場合とで応答値に差が見られるか予備的に解析を行った。F値を1.0と仮定した場合、X方向上層部分では耐力を過大評価しがちであるが、解析の結果、耐力の推定方法にかかわらず上層部分はレベル2の地震波に対し大きく塑性化することはない、層間変形角は下層部で最大値をとる傾向があり、最大応答値は概ね評価できていると言える。加えて兵庫県南部地震での実被害が下層部に集中していることを考えると、各階のF値を1.0と仮定しても、建物の地震被害の把握は可能であると考えられる。そこで本論では、F値=1.0(破壊形式の区別があるデータで極脆性柱については0.8)として、(3)式により I_s 値から終局耐力を推定する。

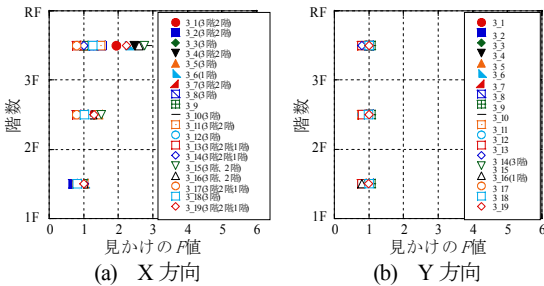


図10 見かけのF値高さ方向分布 (I期3階建て)

4.2 振動解析モデル作成ルール

本論では、振動解析モデルの作成に際し、個々の建物の特性の反映方法として、耐震診断結果を用いる。しかし、愛知県の耐震診断データベースから得られる情報は、建物階数(N)、延床面積(TA)、各階 I_s 値(I_{s_i})、各階F値(F_i)であり、そこから振動解析モデルを作成するためには諸々の仮定が必要である。表6には、本論で振動解析モデルを作成するために算定する項目、その際に用いる仮定・算定式、算定に必要な推定値を示す。必要な推定値のうち、剛性・耐力関係については標準的な建物の特性を反映することとし、3節の静的弾塑性解析により得られた典型的学校建築の値を用いる。このようにして、耐震診断結果の得られている2~4階建て建物1124棟分の振動解析モデルを作成する。

表6 耐震診断データから推定する項目

算定するもの	用いる仮定・算定式	必要な推定値
各階の階高(H _i)		1階階高(H0)
各階床面積(A _i)	A _i =TA/N	その他の階の階高(H _i)
建物の長辺の長さ(L)	BL=A _i /CL	建物の短辺の長さ(CL)
各階重量(W _i)	W _i =A _i ・WR W _i =A _i ・WC	屋上階の平均重量(WR) その他の階の平均重量(WC)
各階の終局耐力(Q _u)	Q _u =ΣW _i ・I _s ・(N+i)/(N+1)(F _i ・S _D ・T)	S _D 値(S _D) T値(T)
各階の第2折点耐力(Q ₂)	Q ₂ =Q _u ・Q2/Q3	各階F値(F _i)
各階の第1折点耐力(Q ₁)	Q ₁ =Q _u ・Q1/Q2	
建物の1次固有周期(T)	T=α・H	固有周期係数α
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比例	建物の1次固有周期(T)
各階の第2剛性(K _{2i})	K _{2i} =K _{1i} ・K2/K1	各階重量(W _i)
各階の第3剛性(K _{3i})	K _{3i} =K _{1i} ・K3/K1	K2/K1

4.3 C値と壁分担率の関係

3節で用いた解析モデルと同様の平面形を有するモデルにおいて、Y方向の耐震壁の枚数と建物階数を変化させて耐震診断と静的弾塑性解析を行うことにより、耐震診断結果であるC値と静的弾塑性解析結果から得られるY方向壁架構の剛性・耐力分担率の関係求めた。図11にはその結果に対し、 $y=100-a/x$ で最小二乗法回帰した曲線を重ねて示す。本論では、振動解析モデル作成に際し、C値から壁架構の剛性・耐力を推定する。

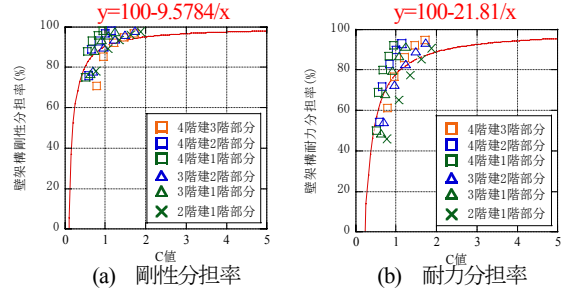


図11 C値と壁架構分担率の関係

4.4 I_s 値と固有周期の関係

本論では、1次固有周期を I_s 値に基づき算定する。八木⁴⁾は名古屋市小学校を対象に常時微動計測を行い、 I_s 値と固有周期の関係を求めている。しかし、八木により求められている固有周期にはロッキングの影響が含まれている。そこで、ロッキングの影響が少ないと考えられるX方向に関しては、八木による I_s 値と実測固有周期の関係による回帰式を用いることとし、ロッキングの影響が大きいと考えられるY方向に関しては、4.3節で用いたモデルにおいて、比較的被害が生じやすいと考えられる4階建てモデルについて求めた I_s 値と固有周期の関係を用いる。図12には本論で用いた I_s 値と固有周期係数 α ($T=\alpha H$ 、 α =建物高さ)を示す。本論では、この結果を用い、 I_s 値から建物の1次固有周期を推定する。

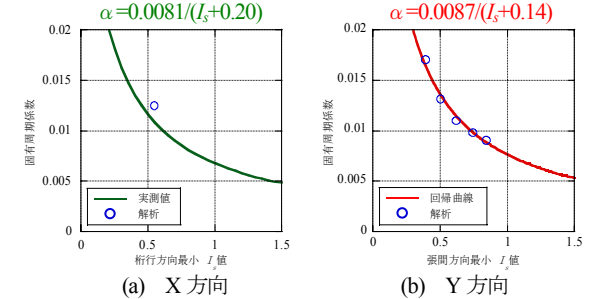


図12 I_s 値と固有周期係数の関係

4.5 振動解析モデル概要

本論では、典型的学校建築に対する分析・解析から明らかになった表7に示す推定値と表8に示す復元力特性、さらに4.3節、4.4節の関係を用い、4.2節で示したルールに基づき振動解析モデルを作成する。本論の解析では、上部構造の減衰を瞬間剛性比例型減衰で弾性時3%とする。また、履歴特性は、X方向については武田モデルを用い、Y方向ラーメン架構に武田モデル、同壁架構に原点指向モデルを用いた。相互作用バネは、簡易式⁵⁾で評価する。

表7 本論で用いた推定値

必要な推定値	本論で用いた値
1階階高(H0)	3.85 m
その他の階の階高(H _i)	3.65 m
建物の短辺の長さ(L)	9.545 m
屋上階の平均重量(WR)	9.5 kN/m ²
その他の階の平均重量(WC)	11.0 kN/m ²
S _D 値(S _D)	0.93
T値(T)	0.99
各階F値(F _i)	1.0

表8 解析に用いた復元力特性

	K2/K1	K3/K1	Q1/Q2	Q3/Q2	
X方向	0.240	0.002	0.129	1.183	
Y方向	ラーメン・架構	0.272	0.003	0.243	1.053
	壁架構	0.263	0.003	0.321	1.104

4.6 I_s 値分布の補正

図 13(a)には、学校建築について愛知県、神戸市の X 方向最小 I_s 値分布と名古屋市の両方向最小 I_s 値分布を、図 13(b)には愛知県、神戸市の Y 方向最小 I_s 値分布を示す。図 13 より建設地域により建物の耐震性能に差があることがわかる。これは建物の構造形式等によるものと考えられる。本論では、解析から得られた被害と兵庫県南部地震での実被害とを比較するため、愛知県有建物の耐震性能を神戸市のそれと同等のものに補正する。ここで、神戸市の診断結果は兵庫県南部地震で大きな被害を受けた建物の割合が高いと言われているため、図 13 の神戸市建物の耐震性能は実際よりもやや小さいと考えられる。そこで、被害が生じやすい桁行方向に関しては教室と廊下境に柱が存在し、構造形式が神戸市と比較的対応する名古屋市の分布(図 13(a))に対応するよう補正を行った。また、被害率曲線の被害データの大部分は集合住宅のため、2.2 節を参考に学校建築の Y 方向 I_s 値を 1.41 倍したものを集合住宅の Y 方向 I_s 値と考へて解析を行った。

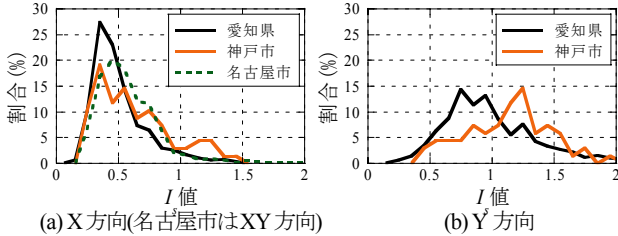
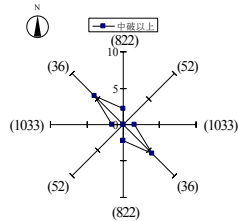


図 13 地域別 I_s 値分布比較

4.7 入力地震動の方向性

図 14 には、林ら⁶⁾による兵庫県南部地震の際の 2~5 階建て集合住宅の桁行方向の方位とその被害率の関係を示す。半径方向は桁行方向の方位と対応し、各軸の値は被害率を示す。図 14 より、入力地震動の方向により被害に明瞭な差が図 14 桁行方向の方位と被害率の関係⁶⁾ 見られることがわかる。そこで本論では、図 14 の中破の結果を用いて入力地震動の方向による被害率の補正を行う。以後、本論で用いる N000E は N(北)から向かって E(東)に 000° 回転した方向を意味する。以下に具体的な補正方法について示す。



例えば、地震動の主軸方向である N315E 方向の被害を重点的に評価する場合、入力地震の最大速度は N315E 方向とし、被害率は

$$\begin{aligned} & \text{桁行N315E入力時の応答解析による被害率} \times \frac{\text{図14の全建物の被害率}}{\text{図14の桁行N315E建物の被害率}} \\ & = \text{桁行N315E入力時の応答解析による被害率} \times \frac{1.9}{5.6} \end{aligned}$$

として評価したものを、補正被害率として扱う。本論では同様にして、桁行 N000E、N090E の入力に対しても検討を行った。

入力地震動としては、「震度Ⅶの激震地またはその周辺にあり、地表で観測された波形」として兵庫県南部地震の際に JR 鷹取駅、JMA 神戸、大阪ガス葎合供給所で観測された波形の N315E 方向最大速度を 80kine~150kine の 10kine 毎に基準化して用いる。

4.8 被害クライテリア

被災度判定基準によると全体傾斜角 θ で中破: $1/100 < \theta$ 、大破: $3/100 < \theta$ である。本論では、建物の被害を最大層間変形角で評価するために、最大層間変形角と被害の関係を考える。4.1 節から 4.7 節のルールにより作成したモデルに JR TAKATORI 150kine を

桁行に N315E 成分、張間に N045E 成分入力で解析を行った結果を示す。図 15 には最大全体変形角と残留全体変形角の関係を、図 16 には最大層間変形角と最大全体変形角の関係を示す。ここで、被災度判定基準の全体傾斜角 θ が残留全体変形角に対応すると読み替え、中破について図 15、図 16 を、大破について図 16 の結果を考慮すると、中破: $1/33 < \text{最大層間変形角}$ 、大破 $1/22 < \text{最大層間変形角}$ と考えることができる。本論では、これをもって被害算定のクライテリアとする。

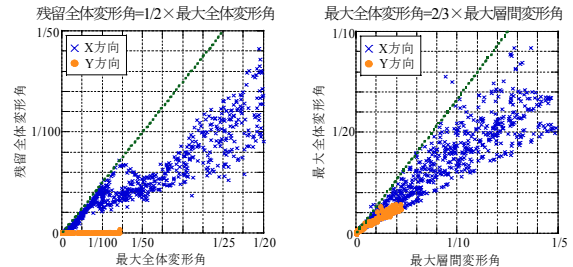


図 15 最大全体変形と残留全体変形 図 16 最大層間変形と最大全体変形

4.9 被害率曲線と解析被害率の関係

以上の仮定に基づく本論の解析において、地震動の主軸方向である N315E 方向の被害を重点的に評価した場合の被害率と兵庫県南部地震での実被害に基づく被害率曲線²⁾との比較を図 17~図 19 に示す。図 19 より、観測点が高台に位置し、入力地震動が、その地形変化の影響を受けていると考えられる JMA 神戸については、解析の方が実被害に比べ大きな被害率となっている。図 20 には、JR 鷹取、葎合の結果を平均して、被害率曲線と重ね合わせた結果を示す。図 17、図 19、図 20 より、本論での解析被害率は実被害と概ね対応していると言える。

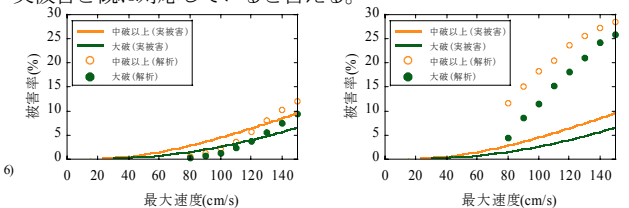


図 17 被害率比較(JR 鷹取入力)

図 18 被害率比較(JMA 神戸入力)

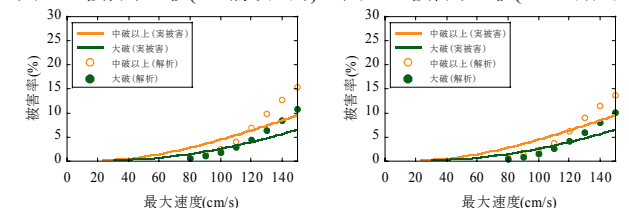


図 19 被害率比較(葎合入力)

図 20 被害率比較(葎合平均)

5. 結論

本論では、兵庫県南部地震以降、精力的に行われている耐震診断の結果を用いて実被害を説明できる解析モデルを作成することにより、耐震診断指標と建物の耐震性能の関係を明らかにした。また、モデル化の際に行った諸々の仮定の検討にあたり、典型的学校建築、設計時の耐震性能と実状を考慮した耐震性能との差、 I_s 値と 1 次固有周期の関係等様々な知見を得ることができた。本論での検討をさらに進め、未経験の地震に対する震害予測等へ生かすことにより、都市の防災力向上の礎となれば幸いである。

参考文献

- 1) 中野良明、岡田恒男: 信頼性理論による鉄筋コンクリート建築物の耐震安全設計に関する研究、日本建築学会構造系論文集 406 号 pp.37-43、1989
- 2) 宮崎幸一: 地震動強度と建物被害の関係に基づく建物の耐震性能に関する研究、名古屋大学学位論文、2002
- 3) 国立学校施設耐震診断研究会: 平成元年版 学校建築構造設計指針・向書版、1984.4
- 4) 八木茂治: 常時稼働耐震設計に基づく建物と地盤との動的相互作用特性の評価に関する研究、名古屋大学学位論文、1999
- 5) 山崎浩吉: 動的耐震設計における地盤の考え方、土と基礎 Vol.19, No.8, pp.7-15, 1971
- 6) 林孝裕他: 1995 年兵庫県南部地震における RC 造建築物の耐震性能、日本建築学会構造系論文集、第 528 号 pp.135-142