

## 2004年中越地震におけるRC造建築物の被害の解析

T02K668A 菊池大  
指導教官 加藤大介教授

### 1. 研究目的

1981年に施行された新耐震設計法以前の耐震性能が十分に考慮されていない既存建築物が未だに多く存在する。本研究では2004年新潟中越地震において旧法令により設計されたRC造建築物の耐震性能を評価し、地震時の挙動を解析することで、被害を受けた原因の解明を行うことを目的とする。

### 2. 建物及び被害の概要

対象建物は十日町総合高校特別教室棟とした。平面が片廊下型の3階建RC造学校建物で1969、1970年に旧耐震設計法により建設された。基礎は杭基礎であり、図2.1に1F平面図とともに、「被災度区分判定基準」<sup>2)</sup>による鉛直部材の損傷度を示す。鉛直部材の損傷度から被災度を判定した結果、1階が小破、2、3階が軽微となった。

### 3. 耐震診断結果

診断結果は、新潟県設計協働組合でまとめた耐震診断結果報告書を参照した。表3.1に耐震診断結果を示す。桁行方向は1、2階が耐震性に疑問あり、という診断結果になった。梁間方向については各階ともIs値が上回った。

### 4. 地震応答解析

#### 4.1 地震動

被害建物から500m南に設置されたK-NET強度観測点において観測された最大加速度1716PGA( $\text{cm/s}^2$ )を記録した、本震のデータをもとに解析を行った。

#### 4.2 地震応答解析

各階鉛直部材を曲げ柱、せん断柱、極脆性柱、曲げ壁及びせん断壁の4グループに分け、解析モデルはTakedaモデルを使用し、せん断型多質点系動的解析を行った。

部材の復元力特性モデルは鉄筋コンクリートの場合を考えることから、ひび割れ点及び降伏点において剛性が変化する3本の折れ線(Trilinear)で定義した。

各階復元力特性を図4.2~4.4に示す。降伏強度は耐震診断結果を用い、降伏変形は診断結果のF値より降伏時層間変形角を決定した。初期剛性は、柱については曲げ剛性とせん断剛性をを考慮し、耐震壁は曲げ変形、せん断変形及び基礎回転による変形を考慮し算定した。部材のひび割れ強度は降伏強度の1/3の値とした。

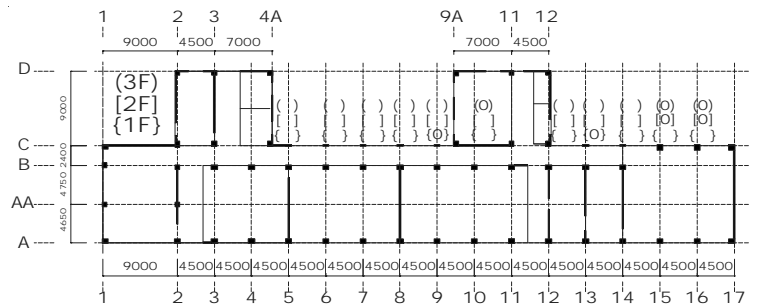


図 2.1: 平面図と鉛直部材損傷度 1階平面図

表 3.1: 耐震診断結果

方向	階数	C	F	E	SD	T	Is	判定
桁行方向	3	1.183	0.80	0.692	0.975	0.994	0.75	OK
	2	0.658	0.80	0.457	0.975	0.997	0.50	NG
	1	0.464	0.80	0.369	0.975	0.995	0.40	NG

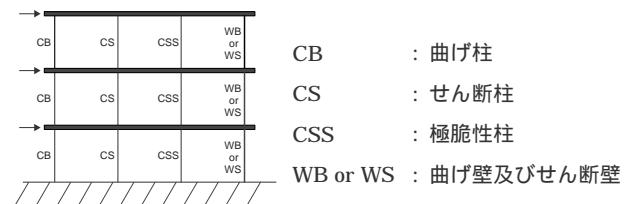


図 4.1: 建物のモデル化 (せん断型多質点系)

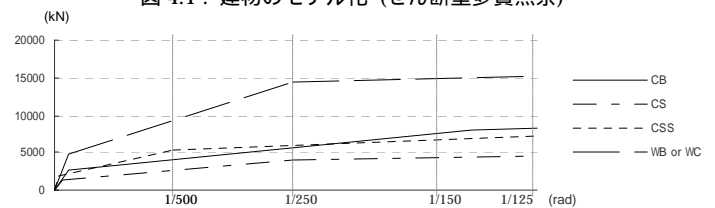


図 4.2: 1F 鉛直部材の復元力特性

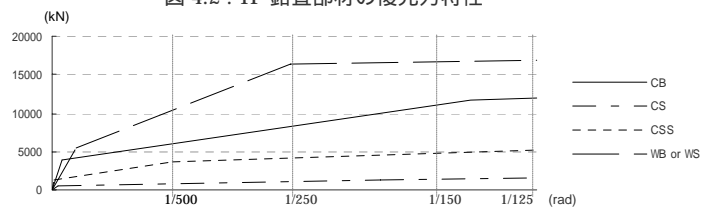


図 4.3: 2F 鉛直部材の復元力特性

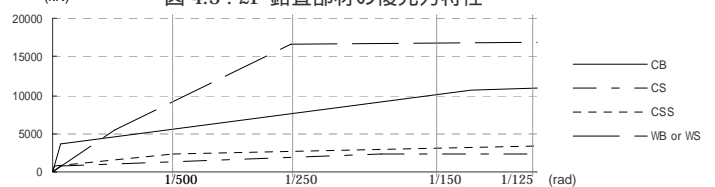


図 4.4: 3F 鉛直部材の復元力特性

### 4.3 解析結果

図 4.5、4.6 に 1、2 階の層せん断力と変位の関係を示す。1F においては、最大変位が約 3cm、層間変形角 1/150 を超える値となりすべての部材において降伏点を越えた。2F は最大変位が層間変形角 1/500 を超える値となり、極脆性柱だけ降伏点を超え、他の部材に関してはひび割れ点を越えたが降伏点にはいたらなかった。3F はすべての部材においてひび割れ点を越えたが降伏点にはいたらなかった。

### 4.4 考察

部材の荷重-変形関係と損傷度の概念として、塑性変形能力のある部材(曲げ部材)においては、部材が降伏点を超えると損傷度レベル II 以上、脆性的な破壊をする部材(せん断部材)では、部材が降伏点を超えると損傷度レベル IV 以上の被害が予想される。図 4.7 に各階層間変位と地震動の関係を示す。変位より被害を推測すると、実被害よりも大きい被害となる。

ここで、実被害に近い地震動を調べるために、低減させた弱い地震動を入力して解析を行い、各部材において層間変位より、損傷度レベルを推測、仮定し、耐震性能残存率 R を求め、建物に実被害に近い損傷度を与える地震動を求めることを試みた。

実被害では C 通りにのみ被害が確認されたが、全ての部材を対象にして耐震性能残存率 R を求めた。図 4.8 に耐震性能残存率 R と地震動の関係を示す。

本震のデータを直接的に入力した場合、1F は  $R < 60(\%)$  となり、被災度区分で大破、2F も  $R \approx 60(\%)$  となり、大破の被害が予想される。この図から 1、2F の耐震性能が 3F と比較して低いことがわかる。

実際の耐震性能残存率 R と一致するような地震動は、各階で異なっており、実際の地震動の 0.2~0.5 倍の地震動の間で各階とも一致した。地震動が建物に弱まって伝わるのには、地盤、基礎、減衰など様々な影響が考えられるが、それでも実際の地震動がそこまで低減されるとは考えにくい。

今回の地震応答解析で、被害が実際よりも大きいものとなったのは建物をモデル化する際に、部材降伏後の耐力を考慮せず解析を行ったため、靱性に乏しくすぐに降伏してしまう極脆性柱が多く存在する 1、2 階ではその耐震性能の評価が十分ではなく、建物の耐震性能を過小評価してしまったと考えられる。

### 5. まとめ

耐震診断結果、地震応答解析結果の両方において、建物 1、2 階の耐震性能が十分ではないことが明らかになったが、実被害が予想されるより小さな被害にとどまったのは、地震動の低減と部材の降伏後の耐力の有無であったと考えられる。しかしより大きな地震動を受けた場合、被害は拡大していたものと思われる。

### 参考文献

- 1) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準、2001.10
- 2) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針、2001.9
- 3) 梅村 魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法 中層編、1982.12

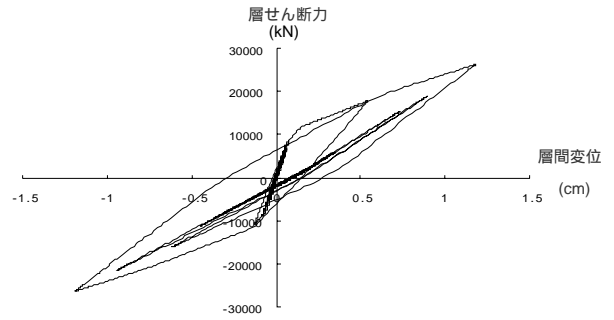


図 4.5：2F 層せん断力と層間変位の関係

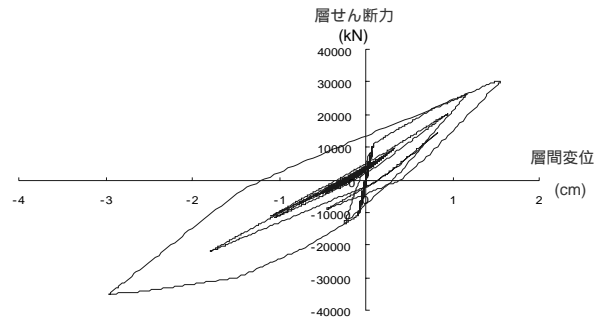


図 4.6：1F 層せん断力と層間変位の関係

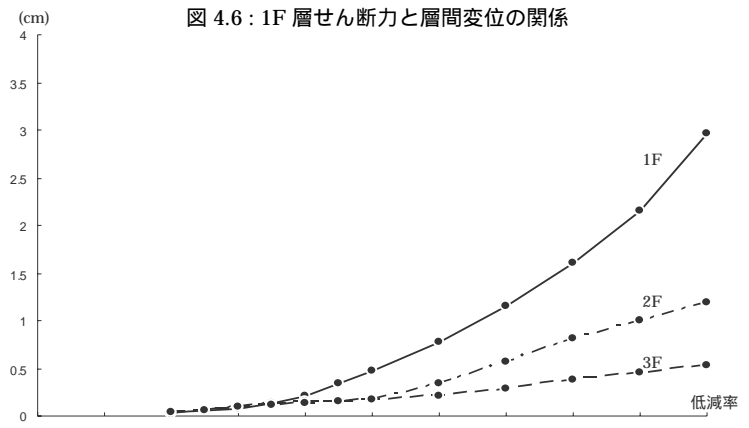


図 4.7：各階層間変位と地震動の関係

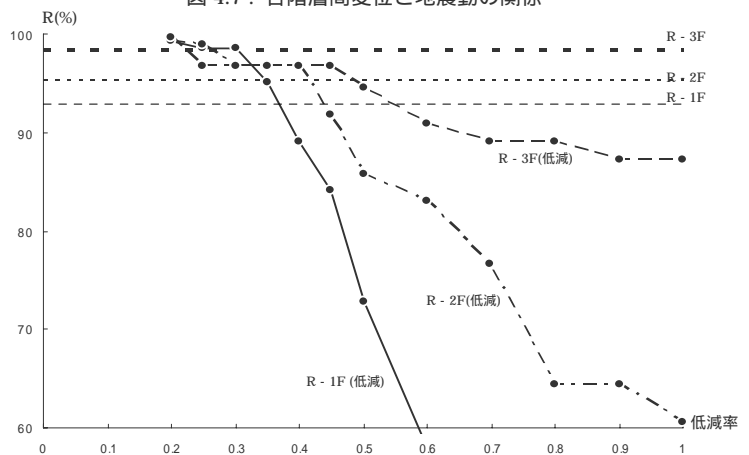


図 4.8：耐震性能残存率 R と地震動の関係