

耐震診断結果を用いた低層 RC 造校舎の地震被害率の予測に関する研究 - (その1) 愛知県における典型的な低層 RC 造校舎の地震応答解析モデルの作成 -

耐震診断	低層 RC 造校舎	正会員	平松 悠 ^{*1}	同	白瀬陽一 ^{*2}
静的弾塑性解析	地震応答解析モデル	同	竹生修治 ^{*3}	同	福和伸夫 ^{*4}
		同	宮腰淳一 ^{*5}		

1. はじめに

耐震改修促進法の施行後、公共性の高い建物を中心に、全国で耐震診断が精力的に実施され、その診断結果がデータベース化されている。耐震診断基準は実際の建物の耐震性能を評価する有効な手法の一つと考えられている。一方で、1995 年兵庫県南部地震や 2004 年新潟県中越地震において、設計での想定を上回るレベルの地震動が観測されたにも係らず、特に低層 RC 造建物の被害が少なかったことが指摘され、実際の建物の耐震性能を正確に把握できていないのが現状である。このような状況を踏まえ、本研究では耐震診断結果を利用し、実被害と整合する低層 RC 造校舎の地震応答解析モデルを作成する。その上で 1995 年兵庫県南部地震における実被害と比較することで、本モデルの妥当性を検証する。このうち、(その1)では愛知県の耐震診断データベース¹⁾を用いて、典型的な低層 RC 造校舎の地震応答解析モデルを作成する。

2. 復元力特性の設定

愛知県の耐震診断データベースおよびその図面調査¹⁾により抽出した、典型的な低層 RC 造校舎の概要を図 1 に示す。ここでは、腰壁・垂壁・スラブの耐力に加えて、設計的に安全側の評価として一般的に考慮していない事項(3 節参照)を考慮して静的弾塑性解析を行う。解析から得られた層間変形 層せん断力関係を Tri-Linear 型の復元力特性に近似し、地震応答解析に用いる(図 2)。復元力特性は、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、静的弾塑性解析の結果と地震応答解析用の 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 1/22 となる点、とする。ここで第 3 折点は、終局耐力を意味し、(その2)で示すように建物の被害(大破)のクライテリアを参考に設定した。

3. 一般に安全側の評価として考慮していない事項

設計判断の安全側の評価として通常考慮していない事項として、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、設計に用いる鉄筋コンクリート部材のせん断強度とその平均的なせん断強度との違い、設計に用いられる積載荷重と現実の積載荷重との違いの3点を考慮する。

既往の研究²⁾によると、1966 年頃以降のコンクリートは設計基準強度 F_C に比べて圧縮強度試験の平均値は約 1 割以上高いとされている。本論で用いるデータベースでは、2~3 階建て校舎の多く(78%)が、1966 年以降に竣工されている。そこで、実際に施工されたコンクリートの強度は F_C に対して 1 割程度高いと考える。

せん断強度については、例えば梁の場合、設計では(1)式を用いるが、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。柱・壁についても同様に扱う。

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

また積載荷重に関しては、設計では指針³⁾に定められた値を用いるが、ここでは実状を反映した荷重として、表 2 に示す値を用いる。

以上の3点を考慮して求めた復元力特性(張間方向は、ラーメン架構と壁架構に分けて設定)を表 3 に示す。本論では、この3点を考慮したものを余力考慮モデルと呼ぶことにする。

4. 地震応答解析モデルの作成

耐震診断データベースの結果と前節に示した復元力特性を用いて地震応答解析モデルを作成する。ここでは、等価せん断型のスウェー・ロッキングモデルを想定する。スウェー・ロッキングばねは半無限一様地盤上の円形剛基礎の静的ばね⁴⁾と波動インピーダンスから算定した減衰係数⁵⁾を用いる。ここでは $V_s=250$ m/s、 $\gamma=1.8$ t/m³、 $\alpha=0.45$ と仮定する。

上部構造の減衰は瞬間剛性比例型(基礎固定時の 1 次固

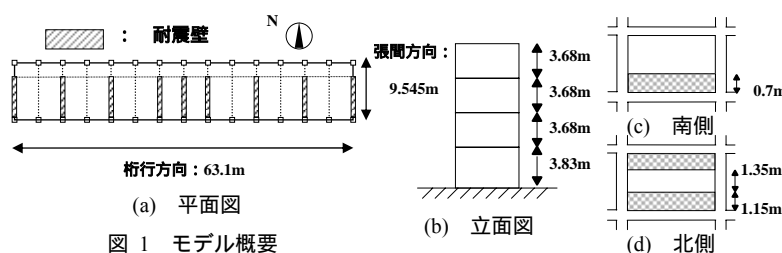


図 1 モデル概要

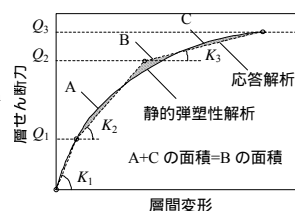


図 2 復元力特性

表 2 積載荷重
の比較(N/m²)

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

有振動数に対して 3%) とし、履歴特性は桁行方向では武田モデルとし、張間方向ではラーメン架構は武田モデル、壁架構は原点指向モデルとする。本研究では建物の大破までの大きな変形を扱うため P - 効果の影響を考慮する。

4.1 耐震診断結果 C 値と壁架構分担率の関係

ここでは、各階の靱性指標 (F 値) を 1.0 (極脆性柱が存在する場合には 0.8) と仮定する。この仮定が建物の地震被害の程度を推定することへの影響は別途確認しているが、その影響は小さい。検討結果については割愛する¹⁾。

張間方向では壁と柱が混在することから、 I_s 値と壁および柱の分担率に関連がある。そこで 2 節の静的弾塑性解析モデルを用いて、耐震壁の枚数と建物階数を変化させ、強度指標 (C 値) と壁架構の靱性・耐力の分担率の関係を算定した。この結果を、最小二乗法による回帰式と共に図 4 に示す。本研究では、ラーメンと壁の復元力特性を別々に設定しているので、この関係式を用いて I_s 値から壁の分担率を算定する。

4.2 耐震診断結果 I_s 値と固有周期係数の関係

I_s 値と建物の固有周期には関係がある。八木らは名古屋市の 67 棟の小学校を対象に常時微動計測を行い、最小 I_s 値と固有周期の関係を求めている⁶⁾。ただし、測定された固有周期は、建物と基礎とのフーリエスペクトル比から求めており、基礎のロッキング振動の影響が含まれている。ロッキング振動の影響が少ない桁行方向については、図 5 に示す最小 I_s 値と実測による 1 次固有周期 T_1 の関係から算定した回帰式を用いる。ロッキング振動の影響が大きい張間方向については、スウェー・ロッキングばねをつけた解析モデルを作成し、耐

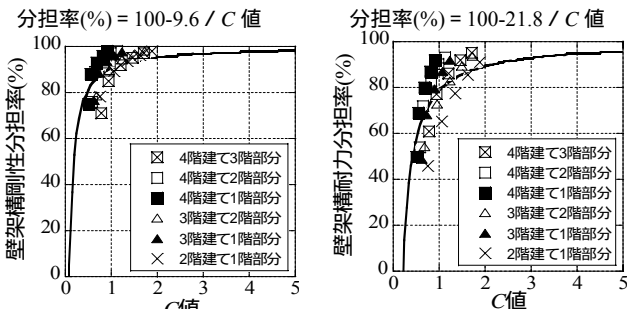


図 4 C 値と壁架構分担率の関係

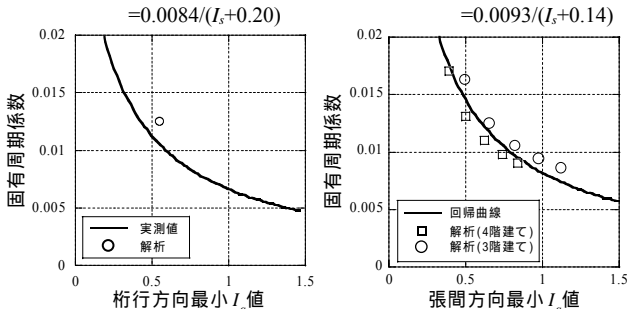


図 5 最小 I_s 値と固有周期係数の関係

震壁の枚数と建物階数を変化させて解析をし、最小 I_s 値と T_1 の関係を算定した。その結果を最小二乗法による回帰式と共に図 5 に示す。ここで固有周期係数を $=T_1/H$ (H : 建物高さ[m]) とする。本研究ではこの関係を用いて、最小 I_s 値から T_1 を推定する。

4.3 地震応答解析モデル

表 4 に、本研究で地震応答解析モデルを作成するために設定した条件を一覧する。まず、各建物の延べ床面積を用いて、各階等面積として各階の重量 W_i を推定する。次に最小 I_s 値から図 5 の関係を用いて T_1 を算定し、 W_i と T_1 から固有値解析により各階の初期靱性 K_{1i} を算定する。 K_{1i} の高さ方向分布は各階の終局耐力 Q_{ui} の分布と相似にする。さらに各階 I_s 値から Q_{ui} を算定し、表 3 に示した平均値に基づいて復元力特性を作成する。張間方向は、図 4 に示した C 値と壁架構分担率の関係からラーメン架構と壁架構の復元力特性を各々作成する。以上の仮定に基づき、耐震診断データベースに含まれる 2~4 階建て校舎 1,121 棟に対して、1,121 棟 \times 2 方向=2,242 種類の地震応答解析モデルを作成する。

5. まとめ

本報告では愛知県の耐震診断データベースを利用して、実際の建物被害と整合することを目的とした、典型的な低層 RC 造校舎の地震応答解析モデルを作成した。なお参考文献は、まとめて (その 2) で示す。

表 3 静的弾塑性解析の結果

TypeC	階数	K_2/K_1	K_3/K_1	Q_1/Q_2	Q_3/Q_2
桁行方向	4	0.34	0.003	0.26	1.30
	3	0.22	0.002	0.12	1.22
	2	0.22	0.002	0.12	1.22
	1	0.28	0.002	0.14	1.19
	平均(1-3F)	0.239	0.002	0.126	1.209
張間方向 ラーメン架構	4	0.21	0.002	0.30	1.04
	3	0.25	0.003	0.27	1.06
	2	0.32	0.004	0.29	1.07
	1	0.29	0.003	0.20	1.07
	平均(1-4F)	0.269	0.003	0.261	1.059
張間方向 壁架構	4	0.34	0.003	0.29	1.13
	3	0.29	0.003	0.34	1.13
	2	0.24	0.002	0.33	1.13
	1	0.19	0.002	0.32	1.13
	平均(1-4F)	0.265	0.002	0.321	1.128

表 4 本研究で用いた推定値

算定するもの	用いる仮定・算定式	必要な推定値	本論で用いた値
各階の階高(H_i)		その他の階高(H_T)	3.65 m
		1階階高(H_0)	3.85 m
各階床面積(A_i)	$A_i = TA/n$		
建物の長辺の長さ(B_L)	$BL = A_i/C_L$	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 ² 10.8 kN/m ²
各階の終局耐力(Q_{ui})	$Q_{ui} = \sum W_i \cdot I_{si}$ $\cdot (N+1)/(N+1)$ $/(F_i \cdot S_D \cdot TT)$	S_D 値(S_D) T 値(TT) 各階 F 値(F_i)	0.93 0.99 1.0または0.8
各階の第2折点耐力(Q_{2i})	$Q_{2i} = Q_{ui} \cdot Q_2/Q_3$	Q_3/Q_2	
各階の第1折点耐力(Q_{1i})	$Q_{1i} = Q_{2i} \cdot Q_1/Q_2$	Q_1/Q_2	
建物の1次固有周期(T_1)	$T_1 = \cdot H$	固有周期係数	
各階の初期靱性(K_{1i})	初期靱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靱性(K_{2i})	$K_{2i} = K_{1i} \cdot K_2/K_1$	K_2/K_1	
各階の第3靱性(K_{3i})	$K_{3i} = K_{1i} \cdot K_3/K_1$	K_3/K_1	

*1 名古屋大学大学院環境学研究科 大学院生
*2 株式会社建設 構造設計部門 修士(工学)
*3 株式会社林組(元名古屋大学大学院) 修士(工学)
*4 名古屋大学大学院環境学研究科 教授・工学
*5 清水建設株式会社 技術研究所 博士(工学)

Graduate Student, Graduate School of Environmental Studies, Nagoya Univ.
Dept of Structural Eng., Nikkensekai Ltd, M.Eng
Obayashi Corp., M.Eng(Graduated from Nagoya Univ.)
Prof., Graduate School of Environmental Studies, Nagoya Univ., Dr.Eng.
Institute of Technology, Shimizu Corp., Dr.Eng.