

耐震診断結果に基づく低層 RC 造校舎の地震被害率の予測に関する研究

- (その1) 地震応答解析モデルの作成 -

耐震診断結果

低層 RC 造校舎

正会員

平松 悠^{*1}

同

白瀬陽一^{*2}

地震応答解析

建物の耐震余力

同

福和伸夫^{*3}

同

宮腰淳一^{*4}

1. はじめに

耐震改修促進法の施行後、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。耐震診断は建物の耐震性能を評価する有効な手法の一つである。一方で、兵庫県南部地震において、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関わらず、特に低層RC造建物の被害が少なかったことが指摘され、実建物の耐震性能を十分に評価できていないのが現状である。このような状況を踏まえ、筆者らは耐震診断結果を利用し、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、兵庫県南部地震における被害と比較し、本モデルの妥当性を検証してきた¹⁾。この内、(その1)では、愛知県の耐震診断データベースを用いて、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。なお、以前の方法¹⁾との大きな違いは、復元力特性に耐力低下を考慮した点、地震応答解析モデルを作成する上で、建物の余力を見直した点である。

2. 地震応答解析モデル

愛知県の耐震診断データベースおよびその図面調査より抽出した典型的な低層RC造校舎の概要¹⁾を、図1に示す。地震応答解析モデルを作成する上で、ここでは腰壁・垂壁・スラブの耐力に加え、安全側の評価として通常設計では考慮していない事項を考慮し、静的弾塑性解析を行う。

2.1 建物の余力

安全側の評価として通常設計では考慮していない事項とは、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 RC 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実際の積載荷重との違い、である。また後述するように、上記の3点以外にも、荷重速度による影響、入力損失効果についても考慮している。ここでは、～の建物の余力を考慮したモデルを、余力考慮モデルと呼ぶこととする。

まず、コンクリート強度については、既往の研究²⁾による

表1 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 |

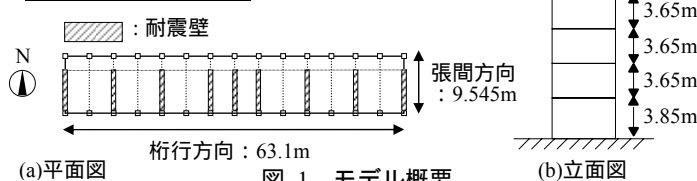


図1 モデル概要

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 $F_c=135\text{kgf/cm}^2 \sim 180\text{kgf/cm}^2$)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。愛知県の耐震診断データベースの内、本研究で対象となる2～4階建ての校舎(1,039棟)は1981年以前に竣工している。そこで、実際に施工されたコンクリート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。柱・壁についても同様の取り扱いとする。

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

最後に、積載荷重については、設計では指針¹⁾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1に示す値を用いる。

2.2 I_s 値と壁架構分担率の関係

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、余力考慮モデルを用いて、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、別途耐震診断を行い算定した強度指標(C値)と、壁架構の剛性・耐力の分担率の関係を求めた(図2)。図中には、最小二乗法による回帰式も示してある。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ている。

2.3 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示されている。本研究では、名古屋市内の67棟の小学校を対象とした常時微動計測結果¹⁾を利用する。ただし、測定された固有周期は建物頂部と基礎との水平フリー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

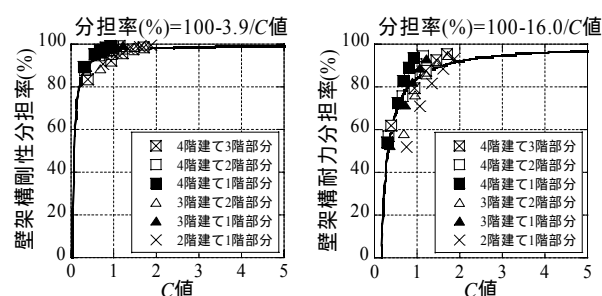


図2 C値と壁架構分担率の関係

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、最小 I_s 値と実測 1 次固有周期の回帰式（図 3 左）を用いて固有周期を算定する。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、余力考慮モデルにスウェイ・ロッキングばねを付けた地震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求めた（図 3 右）。ここで、 T は固有周期係数 $=T/h$ (T : 建物の 1 次固有周期 (sec), h : 建物高さ (m)) である。

2.4 地震応答解析モデルの作成手順

地震応答解析モデルは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と波動インピーダンスから算定した減衰係数を用いる¹⁾。

本研究の対象となる校舎は 1981 年以前に設計されており、大変形時には耐力低下を起こす柱崩壊型の建物为主である。そこで、既往の実験結果^{3) 4)}を基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、図 4 に示すように、せん断柱³⁾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⁴⁾についても崩壊点を層間変形角 1/60、層せん断力 0.3 Q_u 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、荷重速度による影響⁵⁾を考慮し、ここでは終局耐力を 1.1 倍とする。

表 2 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 3 に余力考慮モデルの復元力特性を示す。表 3 は、静的弾塑性解析結果を高さ方向に平均したものである。

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。

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、各階の重量を算定する。次に最小 I_s 値から、図 3 の関係を用いて 1 次固有周期を算定する。各階 I_s 値から (2) 式および荷重速度による影響を考慮し、各階終局耐力を算定する。また、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。

$$C_i = \text{各階 } I_s \text{ 値} \cdot (n+i)/(n+1) \cdot \{1/(F \text{ 値} \cdot S_D \text{ 値} \cdot T \text{ 値})\} \quad (2)$$

C_i : i 階の終局せん断力係数、 i : 当該階、 n : 建物階数

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。

次に静的弾塑性解析結果（表 3）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。

張間方向については、図 2 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。なお、 C 値は(2)式に各階 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³⁾。また、建物の大破までの大きな変形を扱うので、本来は P -効果³⁾を考慮した解析が必要だが、 P -効果を含む実験結果³⁾を基に復元力を設定したため、これを考慮しない。

以上の仮定に基づき、愛知県の耐震診断データベースに含まれる 2~4 階建て校舎 1,039 棟を対象として、1,039 棟×2 方向=2,078 種類の地震応答解析モデルを作成し、地震応答解析を行う。

3. 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。

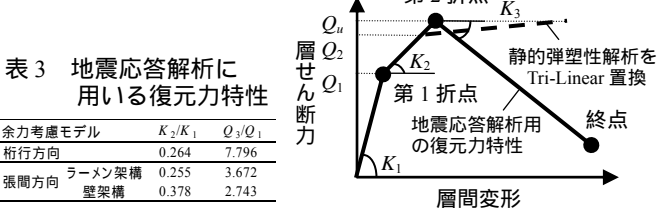


図 4 耐力低下を考慮した復元力特性

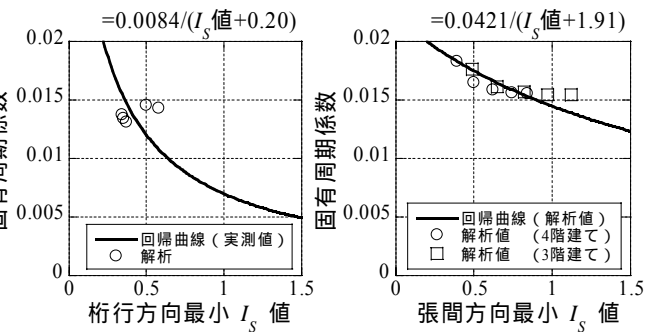


図 3 最小 I_s 値と固有周期係数の関係

表 2 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_i) 1階階高(h_0) | 3.65 m 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 ² 10.8 kN/m ² |
| 各階の終局耐力(Q_{ui}) (第2折点耐力) | $Q_{ui} = \Sigma W_i \cdot I_{Si}$ $\cdot (n+i)/(n+1)$ $/(F_i \cdot S_D \cdot T)$ | S_D 値(S_D) T 値(T) 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3 |
| 建物の1次固有周期(T_1) | $T_1 = \alpha \cdot h$ | 固有周期係数 α | 図3 |
| 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3 |

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

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