

中低層壁式鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価

太田行孝¹⁾・中埜良昭²⁾・田子茂³⁾・高橋愛⁴⁾・太田勤⁵⁾

- 1)学生会員 東京大学大学院、東京都目黒区駒場 4-6-1、ohta0508@iis.u-tokyo.ac.jp
- 2)正会員 東京大学生産技術研究所、東京都目黒区駒場 4-6-1、iisnak@iis.u-tokyo.ac.jp
- 3)正会員 (株)堀江建築工学研究所、東京都渋谷区本町 1-52-2K ビル 4F、ait@horieken.co.jp
- 4)正会員 (株)堀江建築工学研究所、東京都渋谷区本町 1-52-2K ビル 4F、tago@horieken.co.jp
- 5)正会員 (株)堀江建築工学研究所、東京都渋谷区本町 1-52-2K ビル 4F、ohta@horieken.co.jp

1.はじめに

壁式鉄筋コンクリート造(以下、壁式 RC 造)建物の被害は、兵庫県南部地震等においてもあまり確認されず、また被害を被った場合でも大半は比較的軽微であった。しかし、想定東海地震に代表される巨大地震ではより広範囲に大きな入力が予想され、実在壁式 RC 造建物の耐震性能を正確に把握しその安全性を評価する必要がある。

そこで筆者らは、壁式 RC 造構造物を対象に地盤との相互作用効果を考慮した地震応答解析による耐震性能の詳細な検討を最終目的とし、本報ではその第 1 段階として、静岡県に実在する壁式 RC 造共同住宅のうち代表的なプランを有する建物を対象に耐震診断および静的荷重漸増解析による検討を行なった。

2.検討対象建物

検討対象建物は 1957～1982 年度に建設された 2～5 階建の壁式 RC 造共同住宅 136 棟のうち、代表的なプランを有する 4 階建ての建物(以下、建物 A)とした。図 1 に基準階平面図を、表 1 に建物 A の概要をそれぞれ示す。

3.耐震診断(第 2 次診断)結果

建物 A を対象に実施した耐震診断の結果を示す。耐震診断は、第 2 次診断法とし、文献 1)に準じて行なった。表 2 に桁行方向の第 2 次診断結果を示す。建物 A の桁行方向 1 階および 2 階の I_s 値は F 値 1.0 で決まり、それぞれ 0.83、0.87 であった。これらの値は静岡県で独自に定められている耐震判定指標値($E_T=0.95$)を満足していない。

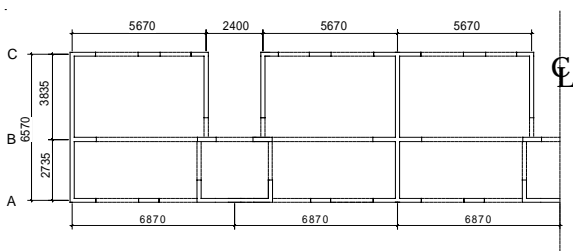


図 1 建物 A の基準階平面図

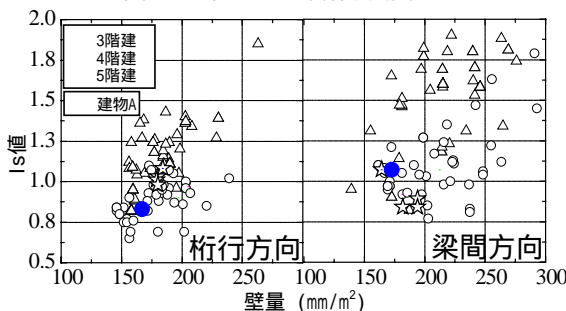


図 2 1 階の壁量と I_s 値の関係

また、静岡県内において 1957～1982 年度に建設された 2～5 階建の既存壁式 RC 造共同住宅 136 棟の 1 階の壁量と I_s 値の関係を図 2 に示した。建物 A は静岡県の壁式 RC 造共同住宅のうち、比較的耐震性能の低いグループに属している。なお、桁行方向で I_s 値 0.7 未満の建物 5 棟は、隅角部に耐震壁がない等、特殊なプランの建物である。

4.静的荷重漸増解析

建物 A の耐震安全性をより詳細に検討するため、平面フレーム静的荷重漸増解析を実施した。

4.1 建物のモデル化および解析方法

弾塑性ばねを用いた部材モデルにより、対象建物を図 3 のようにモデル化した。各ばねの復元力特性は Tri-linear 型とし、文献 2)に従い、復元力を決定する諸量を求めた。ただし、曲げ降伏耐力およびせん断耐力については、文献 1)に従って求め、加力方向に直交する架構の耐力の寄与を考慮した。また解析対象は、梁の曲げ耐力およびせん断耐力に対するスラブの協力幅を 1m としたモデル(以下モデル 1)と、協力幅を全幅としたモデル(以下モデル 2)の 2 ケースとした。曲げ剛性については、壁部材は直交壁の寄与を考慮した。梁部材はスラブの寄与を考慮し、梁の片側にスラブが付随するものについては曲げ剛性を梁単体の曲げ剛性の 1.5 倍、両側に付随するものについては 2.0 倍に増大させた。各階のスラブは剛床、基礎は固定と仮定し、 A_i 分布外力による静的荷重漸増解析を行なった。

4.2 静的荷重漸増解析結果

図 4 に、モデル 1 およびモデル 2 の各階の層せん断力層間変形関係を示す。また図 5 に、1 階における、第 2 次

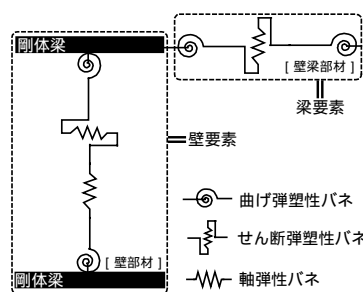


図 3 モデル概念図

表 1 建物 A の概要

建設年度	S42 年度
構造	WRC 造
階数	4 階建
基準階戸数	6 戸
専有面積	41.1m ²
間取り	3K

表 2 建物 A の第 2 次診断結果

階	桁行方向		
	I_s	$C_r \times S_0$	F_u
4	1.62	1.08	1.50
3	1.17	1.04	1.15
2	0.87	0.88	1.00
1	0.83	0.85	1.00

診断の結果とモデル 1 およびモデル 2 の静的荷重漸増解析の結果を示した。メカニズム時のベースシア係数は、第 2 次診断時が 0.89、静的荷重漸増解析時のモデル 1 が 0.81、モデル 2 が 0.86 となった。

図6に、メカニズム時におけるB構面の降伏ヒンジの発生状況を示した。モデル1においては、1階の層間変形角が1/244に達した時点で、壁頭、壁脚および梁端部に曲げ降伏ヒンジが発生して、崩壊メカニズムを形成した。また、モデル2においては、1階の層間変形角が1/189に達した時点で、ごく一部の壁がせん断降伏したもの、その他の部材において、壁頭、壁脚もしくは、梁端部に曲げ降伏ヒンジが発生することで、崩壊メカニズムを形成した。

5. 準3次診断法による検討

静的荷重漸増解析の結果を参考に、第3次診断法に準じた方法(以下、準3次診断法)によって、耐震性能の検討を行なった。

5.1 検討方法

以下に準3次診断法の検討方法を示す。

壁および梁部材の終局時モーメントは静的漸増解析のメカニズム時のモーメントを用いる。

壁および梁部材のせん断余裕度に応じて、部材単体としての靱性指標 F_w 、 F_b を求める。なお、壁部材のせん断余裕度を算出する際には、静的漸増解析におけるメカニズム時のシアスパン比を用いてせん断終局耐力を補正したものを用いる。

反曲点が可撓部分以外にある壁の靱性指標 F は(1)式から求める。

$$F = w_q \times F_w + (b_q \times F_b) \cdot \cdot (1)$$

$$w_q = wM / (wM + bM) \quad b_q = bM / (wM + bM)$$

wM : 壁の破壊形式が定まる高さでの終局モーメントの壁の寄与分

bM : 壁の破壊形式が定まる高さでの終局モーメントの梁の寄与分

表3 準3次診断結果

階	モデル1, 桁行方向			モデル2, 桁行方向		
	Is	$C_r \times S_0$	Fu	Is	$C_r \times S_0$	Fu
4	1.40	1.13	1.27	1.49	1.20	1.27
3	1.19	0.95	1.27	1.26	1.01	1.27
2	1.06	0.85	1.27	1.12	0.90	1.27
1	0.95	0.77	1.27	0.94	0.76	1.27

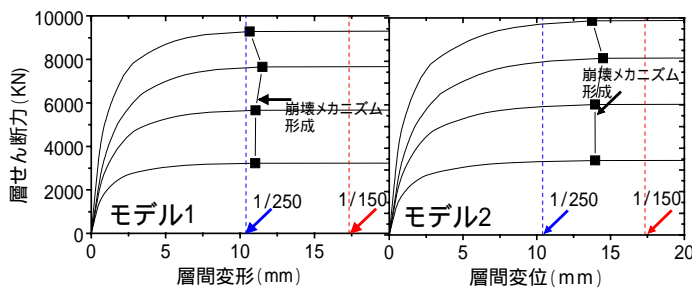


図4 各階の層せん断力 層間変形関係

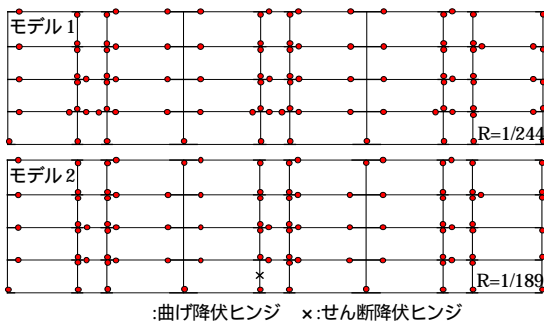


図6 メカニズム時ヒンジ状況図(B構面)

反曲点が可撓部分にある壁の靱性指標 F は(2)式の手順から求める。

)節点に集まる梁および壁の終局時のヒンジ状況から判断して、 wF または bF を節点の靱性指標 F_i とする。

)壁部材の靱性指標 F を(2)式より求める。

$$F = (n_{qi} \times F_i) \cdot \cdot (2) \quad n_{qi} = n_{M_{ui}} / n_{M_{ui}}$$

n_{F_i} : 壁頭または壁脚の節点の靱性指標

$n_{M_{ui}}$: 壁頭又は壁脚のメカニズム時モーメント

強度指標 C は、メカニズム時における鉛直部材のせん断力から算出する。

耐震判定指標値は、第2次診断時と同じ値とする。

5.2 準3次診断法による検討の結果

準3次診断法により、モデル1およびモデル2を対象に算出した各階の耐震診断結果を表3に、1階のC-F図を図7に示した。その結果、各モデルの I_s 値の最小値は1階で生じ、モデル1で0.95、モデル2で0.94であった。

6. まとめ

静岡県内の代表的なプランを有する4階建て壁式RC造共同住宅の耐震性能について、以下の知見を得た。

(1)第2次診断法によって算出したA建物の1階の I_s 値は0.83($I_s/E_T=87\%$)、2階の I_s 値は0.89($I_s/E_T=94\%$)であり、静岡県の耐震判定指標値($E_T=0.95$)を満足していないが、静的荷重漸増解析の結果を参考に、準3次診断法によって耐震性能を評価した結果、 I_s 値は0.95程度となった。

(2)準3次診断法の耐震判定指標値を $E_T=0.95$ とした時、検討対象建物Aは概ね E_T を満足し、第2次診断では判定値を下回るものの、ただちに要補強対象建物と判定される可能性は低いと考えられる。

【参考文献】

- (財)日本建築防災協会：既存壁式(プレキャスト)鉄筋コンクリート構造建築物の耐震診断指針、2003
- 技報堂出版株式会社：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続(中層編)、p166、1982

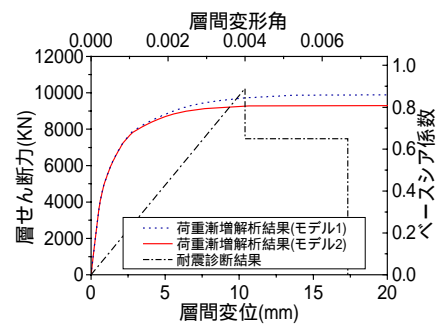


図5 1階の層せん断力 層間変形関係

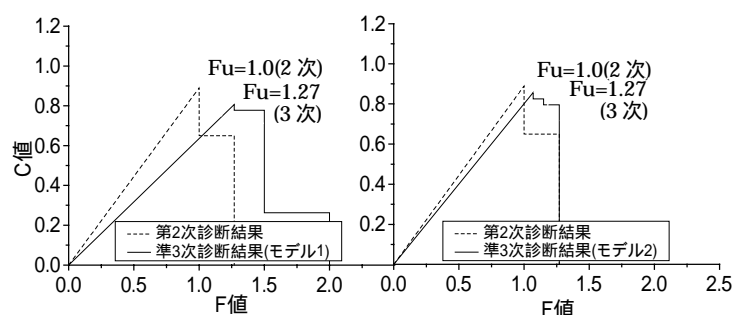


図7 1階桁行方向のC-F図