

中低層壁式鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価に関する研究 (その1)検討対象建物の概要および静的な手法による耐震性能の評価

正会員 ○高橋 典之*
同 太田 行孝**
同 中埜 良昭***
同 田子 茂****
同 柳 敏幸*****

壁式鉄筋コンクリート造 相互作用
静的弾塑性解析 耐震診断

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、1995 年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地震動の入力が予想され、既存壁式 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。そこで本研究(その1)では、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、まず静的漸増載荷解析を行い、架構の破壊形式等を考慮した静的な耐震性能の検討を行った。

2. 検討対象建物の概要

検討対象建物は 1957~1982 年度に静岡県内で建設された 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地上 4 階、桁行長さ 41.22m、梁間長さ 6.57m、軒高 11.60m の 1965 年度に建設された建物(以下、建物 A)とした。図 1 に基準階平面を示す。

次に建物 A を対象に、第 2 次診断法¹⁾に基づく耐震診断を実施した。表 1 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、 I_s を決定した際の F 値(以下 F_u と示す)が 1.0 であり、各々 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。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 値の関係を示した図 2 において、建物 A は比較的耐震性能の低いグループに属している²⁾。

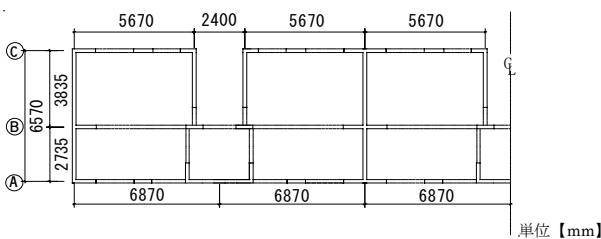


図 1 建物 A の基準階平面図 (一部)

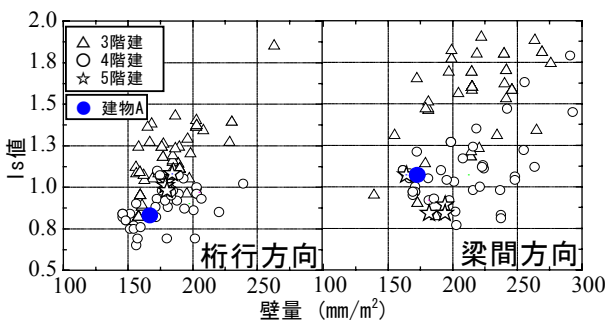


図 2 1 階の壁量と I_s 値の関係

表 1 建物 A の第 2 次診断結果

階	桁行方向		
	I_s	$C_{TU} \times S_D$	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

3. 常時微動測定

次に、建物 A の基本的な動的振動性状を把握することを目的に、筆者らが実施した常時微動測定の結果³⁾を示す。

3.1 スウェイ率およびロッキング率の算定

表 2 に建物 A のスウェイ率(S と記す)およびロッキング率(R と記す)を振幅比から算定した結果を示す。

表 2 スウェイ率およびロッキング率

梁間	S	R	100-S-R
		12.8%	58.3%
桁行	S	100-S	
		52.3%	47.7%

3.2 卓越周期の推定

表 3 に建物 A の卓越周期の推定結果を示す。なお桁行方向については、ロッキング成分の分離ができなかったため、 T_{FIX} を算出できなかった。また周辺地盤の卓越周期は、H/V スペクトルにより 0.6 秒程度と推定された。

表 3 卓越周期一覧

	$T_{FIX+S+R}$	T_{FIX+R}	T_{FIX}
梁間	0.24s	0.23s	0.13s
桁行	0.21s	0.14s	-

※表中 T_{FIX} は基礎固定時の周期、 T_{FIX+R} はロッキングを含む系の周期、 $T_{FIX+S+R}$ はスウェイおよびロッキングを伴う系の周期

4. 架構の破壊形式等を考慮した耐震性能の評価

建物 A の耐震性能を静的な手法で詳細に検討するため、平面フレーム静的漸増載荷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)を用いた。

4.1 静的漸増載荷解析

4.1.1 建物のモデル化および解析手法

弾塑性バネを用いた部材モデルにより、建物 A を図 3 のようにモデル化した。各バネの復元力特性は Tri-linear 型とし、文献 4) に従い、復元力を決定する諸量を求めた。ただし、壁部材の曲げ降伏耐力およびせん断耐力については、加力方向に直交する架構の耐力の寄与を考慮した¹⁾。軸バネについては弾性とした。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は曲げ剛性を梁単体の 1.5 倍、両側に付随するものは 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漸増載荷解析を行った。また解析に際し、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、全幅としたモデル(以下モデル 2)の 2 ケースを検討した。

4.1.2 静的漸増荷重解析結果

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、また図中に、各モデルが崩壊メカニズムを形成した時点における各層の層間変形角および層せん断力をプロットした。ここで崩壊メカニズムは、1階の全ての壁脚に降伏ヒンジが発生した時点（1階の層間変形角はモデル1で1/244、モデル2で1/189）として定義した。図5に1階における第2次診断の結果とモデル1およびモデル2の静的漸増荷重解析の結果を、図6に崩壊メカニズム形成時におけるB構面の降伏ヒンジの発生状況をそれぞれ示した。第2次診断時における1階の終局時累積強度指標値は0.89、静的漸増荷重解析時のメカニズム時のベースシア係数は、モデル1が0.81、モデル2が0.86となった。

4.2 準3次診断法による耐震性能の検討

4.2.1 検討方法

壁式RC造を対象とした第3次診断法は開発されていないため、通常のRC造建築物を対象とした第3次診断を参考に、以下の方法で架構の破壊形式等を考慮した耐震診断を行った。

まず、検討対象を4.1.1項に示したモデル1およびモデル2とし、壁及び梁部材の静的漸増解析におけるメカニズム時のモーメントとシアスパン比を用いてせん断終局耐力を補正¹⁾、部材単体としての靱性指標 wF 、 bF を求めた⁵⁾。次に、反曲点が部材外にある壁の靱性指標 F は文献5)における壁の F 値の算定方法に従い(1)式から求めた。反曲点が部材内にある壁については、文献5)における柱の F 値の算定方法に従い、節点に集まる梁及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 とし、壁の靱性指標 F を(2)式から求めた。

表4 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	$C_T \times S_D$	Fu	Is	$C_T \times S_D$	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

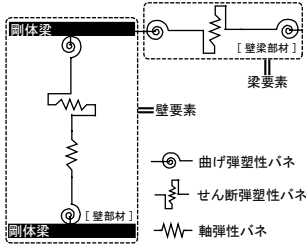


図3 部材モデル概念図

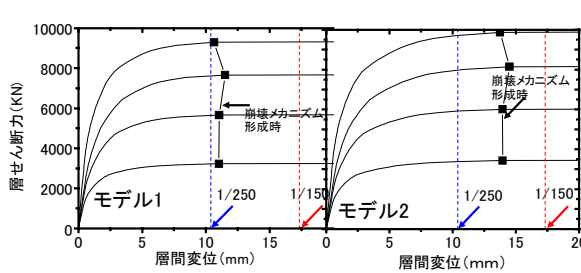


図4 各階の層せん断力—層間変形関係

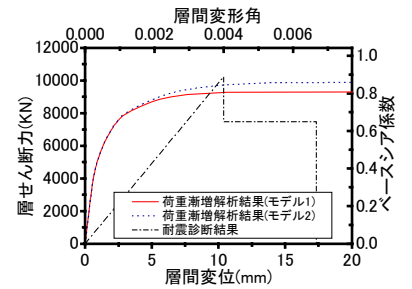


図5 1階の層せん断力—変形関係

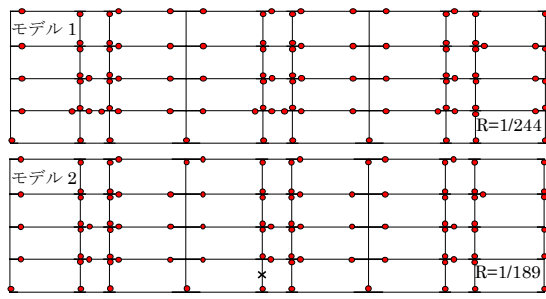


図6 メカニズム時ヒンジ状況図(B構面)

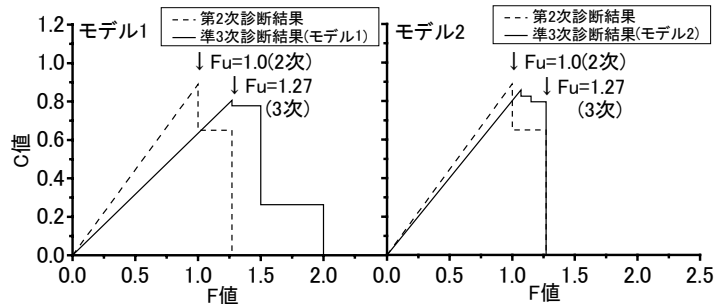


図7 1階桁行方向のC—F図

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し、耐震判定指標値は第2次診断時同様0.95とした。

$$F = \left. \begin{matrix} w = q \times_n F + \sum (b q \times_b F) \\ w q = w M / (w M + \sum_b M) \\ b q = b M / (w M + \sum_b M) \end{matrix} \right\} (1) \left(\begin{matrix} w M: \text{壁の破壊形式が定まる高さでの} \\ \text{終局モーメントの壁の寄与分} \\ b M: \text{壁の破壊形式が定まる高さでの} \\ \text{終局モーメントの梁の寄与分} \end{matrix} \right)$$

$$F = \left. \begin{matrix} F = \sum (q_i \times_n F_i) \\ n q_i = n M_{wi} / \sum_n M_{wi} \end{matrix} \right\} (2) \left(\begin{matrix} n F_i: \text{壁頭又は壁脚の節点の靱性指標} \\ n M_{wi}: \text{壁頭又は壁脚のメカニズム時モーメント} \end{matrix} \right)$$

4.2.2 準3次診断法による検討結果

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4に、1階のC-F図を図7に示した。その結果、各モデルのIs値は、1階で最小となり、Fuを1.27とすると、モデル1で0.95、モデル2で0.94となり、静岡県の耐震判定指標値($E_T=0.95$)をほぼ満足した。なお、スラブの協力幅を全幅有効としたモデル2のIs値がモデル1より僅かに小さいのは、モデル2では少数であるものの、 $F=1.0$ 以降でせん断破壊する部材による耐力低下が生じていることに起因する。

5.まとめ

本報ではまず、静岡県の耐震判定指標値($E_T=0.95$)を満足していない建物(第2次診断法による1階の $Is=0.83(Is/E_T=87\%)$ 、2階の $Is=0.87(Is/E_T=92\%)$)の概要を示し、準3次診断法を用いた静的な手法による耐震性能の詳細な検討を行った。その結果、1階のIs値は0.95程度となり、準3次診断法の耐震判定指標値を $E_T=0.95$ と仮定すると、建物Aは概ね E_T を満足した。

【参考文献】

- 1) (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、2003.5 2) 太田, 中埜ほか：中低層壁式鉄筋コンクリート造建築物の耐震性能評価、日本地震工学会大会—2005 梗概集, pp.388-389, 2005.11 3) 太田, 中埜ほか：常時微動測定による静岡県県営壁式鉄筋コンクリート造共同住宅の動的振動性状評価、日本建築学会大会梗概集 C-2, pp.815-816, 2005.9 4) 梅村魁：鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法・続(中層編)、技報堂出版株式会社, pp.166, 1982.12 5) (財)日本建築防災協会：2001年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説, 2001.10

* 東京大学生産技術研究所 助手・博(工)
 ** 戸田建設(株)
 *** 東京大学生産技術研究所 教授・工博
 **** (株)堀江建築工学研究所
 ***** 静岡県都市住宅部建築安全推進部

Research Assoc., Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, Dr. Eng. TODA Corp.
 Prof., Institute of Industrial Science, Univ. of Tokyo, Dr. Eng. Horie Engineering and Architectural Research Institute Co., Ltd. Shizuoka Prefectural Government Promotion Office of Architecture Safety