

方立壁の有無が RC 造建物の耐震安全性に及ぼす影響に関する解析的検討

方立壁 RC 造架構 耐震修復性
静的漸増載荷解析 等価 1 自由度系

正会員 ○宋 在環* 同 崔 琥**
同 松川 和人** 同 中埜 良昭***

1. はじめに

2011 年 3 月に発生した東日本大震災では、中層 RC 造集合住宅が大きな振動被害を受けた。これらの建物では、主要構造部材の被害は比較的軽微でありながらも、方立壁に損傷が集中した。方立壁は、結果としてその損傷が大きくなったとしても、一方で相応の耐力を有しており、主要構造部材の損傷を抑える効果など、建物の安全性を向上させる効果も期待できる。そこで本研究では、方立壁を含む RC 造建物の耐震安全性・耐震修復性評価手法の提案を主目的に、その第一段階として、方立壁を含む RC 造架構の静的漸増載荷解析を実施し、耐震安全性の観点から分析を行った。

2. 方立壁の復元力特性および架構全体の静的漸増載荷解析

2.1 方立壁の復元力特性

本章ではまず、解析に用いる方立壁の復元力特性の把握を目的として、筆者らが過去に行った方立壁の有無およびそのせいの長さをパラメータとした 1/4 スケールの縮小試験体 3 体 (BF 試験体(純 RC 造架構試験体), NW-300 試験体 (壁のせい 300mm) および NW-450 試験体 (壁のせい 450mm)) の静的載荷実験結果^[1]を分析した。NW-300 試験体の詳細図を図 1 に、実験結果に基づいて検討した方立壁の復元力特性を図 2 にそれぞれ示す。方立壁のせん断終局強度 Q_{su} は、実験結果から方立壁に入る軸力分 (NW-300 試験体 (62KN), NW-450 試験体 (97KN)) を考慮し、そで壁提案式^[2]で算定した。また、せん断ひび割れ強度 Q_c は $0.5Q_{su}$ を、残留せん断力 Q_r は $0.3Q_{su}$ と設定し^[3]、せん断破壊時の部材角および耐力低下の負勾配は、実験結果と適合するよう設定した。上記の方立壁の復元力特性と文献[1]で示した方立壁の荷重-変形関係の比較を図 3 に示す。同図より、両者は概ね一致していることがわかる。

2.2 架構全体の静的漸増載荷解析

架構全体の静的漸増載荷解析では、各部材を線材に置換した平面骨組モデルおよび材端バネモデルを用いた。曲げ破壊型部材は、弾塑性曲げバネおよび弾性せん断バネ付き要素とし、せん断破壊型部材の方立壁は、前節で設定した復元力特性を持つ弾塑性せん断バネおよび弾性曲げバネ付き要素とした。また、各部材の剛域長さは、部材のフェイスから $0.25D$ まで (方立壁の場合は壁端部まで) 接合部内に位置することとした。

図 4 に架構全体の荷重-変形関係を示す。同図より、解析結果は両試験体ともに実験結果を概ね再現できた。

3. 多層建物の静的漸増載荷解析

本章では、方立壁が建物の変形分布やそれによる崩壊メカニズムに与える影響を調べるため、静的漸増解析を行う。

3.1 解析対象建物の概要および解析モデル

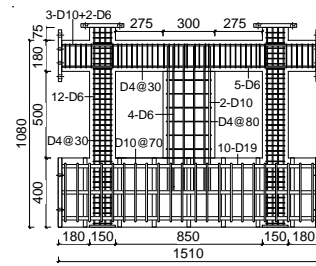


図 1 NW-300 試験体の詳細

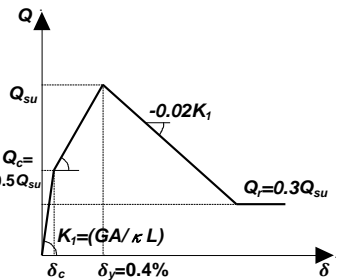
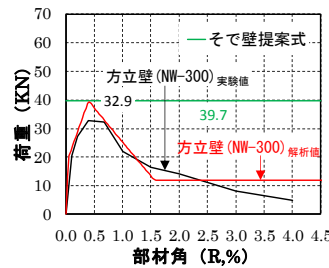
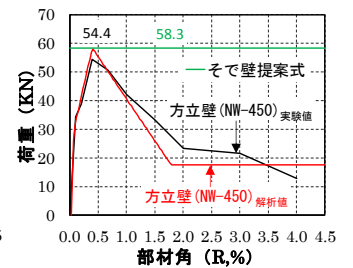


図 2 方立壁の復元力特性

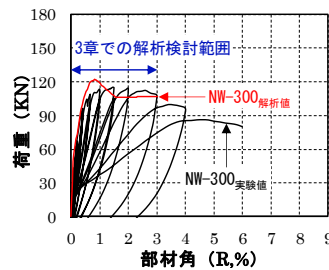


(a) NW-300 試験体

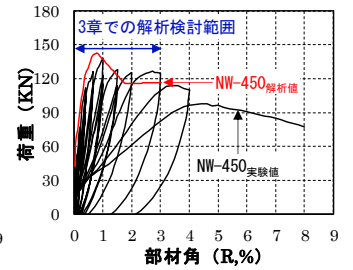


(b) NW-450 試験体

図 3 方立壁の荷重-変形関係



(a) NW-300 試験体



(b) NW-450 試験体

図 4 架構全体の荷重-変形関係

解析対象建物は 6 階建て RC 造建物である^[4]。本解析では、無限均等架構の単スパンを切り出したモデルとした。解析パラメータは方立壁の有無およびそのせいととし、解析モデルは BF (Bare Frame), NW (Nonstructural Wall) -900, NW-1200, NW-1500 の 4 種類とした。ここで、各数字は方立壁のせいの長さ (mm) である。また、常に A_i 分布に適合するよう各層の変位を制御する変位制御型漸増解析を行った。対象建物の柱および梁、方立壁の詳細を表 1 および表 2 にそれぞれ示す。さらに、各部材のモデルは 2 章で述べたものと同様である。

3.2 静的漸増載荷解析結果

各解析モデルのベースシア係数-頂部変形角の関係を図 5 に示す。方立壁を含むモデルでは BF モデルに比べ剛性が高く、ベースシア係数に 0.05~0.1 程度寄与していることがわかる。

BF モデルおよび NW-1200 モデルの崩壊メカニズムおよび各頂部変形角に対する各層の層間変形角分布を図 6 および図

7にそれぞれ示す。図7に示すように、NW-1200モデルでは方立壁がせん断破壊することにより、その層の剛性が低下するため、BFモデルに比べて下層の変形は大きくなる反面、上層の変形は小さくなる傾向が見られた。同図に示す×印は方立壁のせん断破壊を意味する。また、図6より、BFモデルの崩壊メカニズムは全体崩壊形となったのに対し、NW-1200モデルでは1-5層の部分崩壊形となった。これは、前述したとおり、NW-1200モデルでは下層の変形がより大きく、上層の変形がより小さくなったことに起因する。さらに、この傾向は、壁のせいが長くなるほど顕著なることを確認した。

4. 保有耐震性能指標（地震動倍率）による耐震安全性評価

本章では、同レベルの外力において方立壁が建物の応答に与える影響を調べるため、前章の静的漸増載荷解析結果をもとに、多層建物を等価1自由度系に縮約し、地震動倍率による各モデルの応答値の評価を行う。

等価1自由度系の等価荷重 (S_a) ー 等価変位 (S_d) 関係は文献[5]より算定し、建物全体の等価粘性減衰定数 h_{eq} は、各バネの等価粘性減衰定数 h_{eqi} および各バネのポテンシャルエネルギー W_i を用いて式(1)^[5]から算定した。また、各バネの h_{eqi} は、せん断破壊型部材では式(2)を、曲げ破壊型部材では式(3)をそれぞれ用いた。なお、式(2)および式(3)は、粘性減衰を瞬間剛性比例型と仮定した場合に適合するよう定めた式である。検討に用いた工学的基盤上の加速度応答スペクトルは、告示波^[6]の極稀地震動であり、表層地盤増幅率は第一種地盤として考慮した。

$$h_{eq} = \frac{\sum h_{eqi} \cdot W_i}{\sum W_i} \quad \dots(1) \quad h_{eqi} = h_0 \sqrt{K_{EQi} / K_{Ei}} \quad \dots(2)$$

$$h_{eqi} = \begin{cases} h_0 \sqrt{K_{EQi} / K_{Ei}} & \mu_i < 1 \\ 0.25(1 - 1/\sqrt{\mu_i}) + h_0 \sqrt{K_{EQi} / K_{Ei}} & \mu_i \geq 1 \end{cases} \quad \dots(3)$$

図8に地震動倍率- S_d の比率（方立壁を有するモデルの S_d / BFモデルの S_d ）の関係を示す。図9にベースシア係数の比率（方立壁を有するモデルのベースシア係数 / BFモデルのベースシア係数）- S_d の比率の関係を示す。図8および図9に示すとおり、方立壁の影響により地震動倍率0.2までは S_d が30%程度以上低減されており、方立壁がせん断破壊した地震動倍率0.3以上では S_d が10~20%低減される結果となった。また、地震動倍率0.4では、方立壁が20~40%程度架構のベースシア係数に寄与している。

5. まとめ

本報では、方立壁が建物の耐震安全性に及ぼす影響について検討した。その結果、方立壁の影響により、建物の崩壊メカニズムが変化することを確認した。また、ベースシア係数0.3程度の主架構に方立壁を設置した場合、地震動倍率0.2程度の中小地震動レベルまでは、30%以上の変形抑制効果が見られ、地震動倍率0.4程度では、方立壁が架構の耐力に20~40%程度寄与していることがわかった。

表1 対象建物の柱および梁の詳細 (Ds=0.25)

階	柱			梁			柱梁 モーメント比 (柱/梁)	コンクリート 圧縮強度 (MPa)
	B(mm)×D(mm)	引張鉄筋 比(%)	軸力比	B(mm)×D(mm)	引張鉄筋 比(%)			
1	850×850	0.63	0.13	450×900	1.0	1.8	24	
2	800×800	0.71	0.13	450×850	1.06	1.7		
3	800×800	0.71	0.1	450×850	0.93	1.8		
4	800×800	0.71	0.09	400×850	0.8	2.1	21	
5	750×750	0.81	0.07	400×850	0.68	2.1		
6	750×750	0.54	0.04	400×850	0.57	1.6		

表2 方立壁の詳細

解析モデル	壁せい(mm)	壁厚さ(mm)	縦横筋比(%)
NW-900	900	150	0.42
NW-1200	1200		
NW-1500	1500		

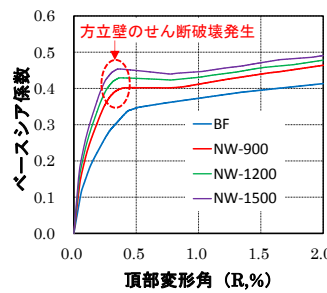
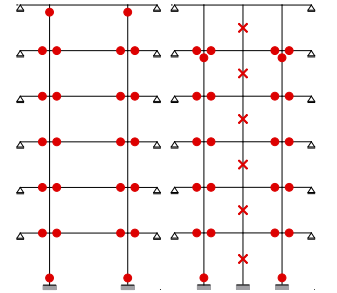
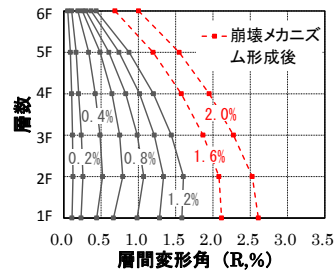


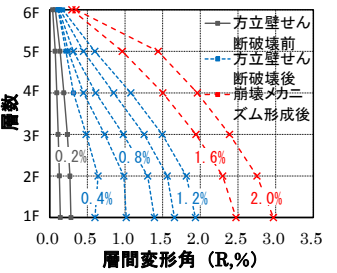
図5 ベースシア係数ー頂部変形角関係



(a) BF (b) NW-1200
図6 崩壊メカニズム



(a) BF



(b) NW-1200

図7 各頂部変形角に対する各層の層間変形角分布

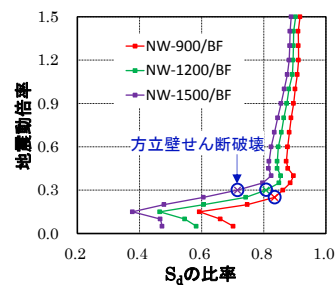


図8 地震動倍率- S_d の比率

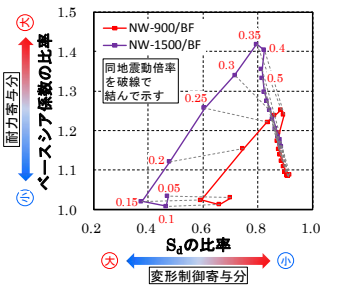


図9 ベースシア係数の比率- S_d の比率

[謝辞] 本研究の解析では、プログラム“DYNASTY-Frame2D”（藤井 賢志博士作成）を使用させていただいた。ここに謝意を表します。

[参考文献] [1]宋在環ら：方立壁を有するRC造建築物の修復性評価に関する研究 その1, 日本建築学会大会, 2014.9 [2]壁谷澤寿海ら：せん断破壊型そで壁付き柱に関する実験的研究, コンクリート工学論文, Vol.30, No.3, 2008 [3]広沢雅也ら：1983年日本海中部地震による浪岡町立病院の被害とその解析, コンクリート工学論文, Vol.23, 1985.12 [4]日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990 [5]日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, 2004 [6]平成12年建設省告示1461号

*1 東京大学 工学系研究科 大学院生

*2 東京大学 生産技術研究所 助教・博士(工学)

*3 東京大学 生産技術研究所 教授・工博

*1 Graduate Student, Graduate School of Eng., The Univ. of Tokyo

*2 Research Associate, IIS, The Univ. of Tokyo, Ph.D.

*3 Professor, IIS, The Univ. of Tokyo, Dr. Eng.