

耐震シェルターによる既存不適格木造住宅の耐震補強効果

木造住宅
耐震補強

偏心
耐震シェルター

耐震改修促進

正会員 ○ 田原 綾女*
同 井戸田秀樹**
同 花井 勉***

1. 序

既存不適格木造住宅では居間や玄関が面する南側構面で耐力が不足することが圧倒的に多い¹⁾ため、南側構面を重点的に補強して偏心による設計耐力の低減を抑えると共に、バランス良く不足耐力を補うことが必要である。

一方、建物の倒壊を許容しつつ人命保護を最優先とした耐震シェルターがある。耐震シェルターは倒壊する既存建物から人命保護のための空間を極めて安価に確保するため、限定的な空間に対して高い剛性と耐力を持つ。従って耐震シェルターを壁量の不足する住宅の南側に設置し、あえて構造躯体と緊結すれば人命保護に加えて既存建物の損傷抑制を期待することができる。

本研究は南側の耐力が不足する既存不適格木造住宅を対象とし、既存住宅の南面一部屋の内周に緊結することで人命保護と共に既存建物の耐震補強効果も期待した耐震シェルターの開発を目的とする。

2. 耐震シェルターによる補強効果の検討方法

本報では一部屋のみの補強を前提としているため、シェルターは十分に高い耐力を発揮する必要がある。そこで本章では耐震シェルター構面が 15kN/P と 30kN/P (P : 半間) の耐力要素で構成されるものと仮定し、動的解析によりその補強効果を検討する。

2.1 解析モデル概要

表1に解析対象プランの一覧を示す。南北に6P、東西に4Pの構面長さを持つ耐震診断評点0.2の既存住宅1階部分を解析対象とする。重量は各階床を中心として質点系モデルに置換した場合の等価質量である。1質点系の重量は120kN、150kN、200kNの3種類を想定した。壁量はそれぞれの重量に評点を乗じた値とし、さらに雑壁を考慮するため、その値に1.25を乗じたものを改修前の保有壁量とした。その保有壁量を東西方向A~D構面への配分量を変えることで6つのケースを

表1 解析対象プラン

改修前偏心率 e	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6
	0.00	0.28	0.39	0.51	0.59	0.67
改修前保有耐力(東西・南北)	重量(120, 150, 200)kN×評点×雑壁(25%)					
保有耐力_改修後(東西・南北)	type1	保有耐力_改修前(kN) + 耐震シェルター-type1 60kN(=15kN/P×4P)				
	type2	保有耐力_改修前(kN) + 耐震シェルター-type2 120kN(=30kN/P×4P)				
平面図						

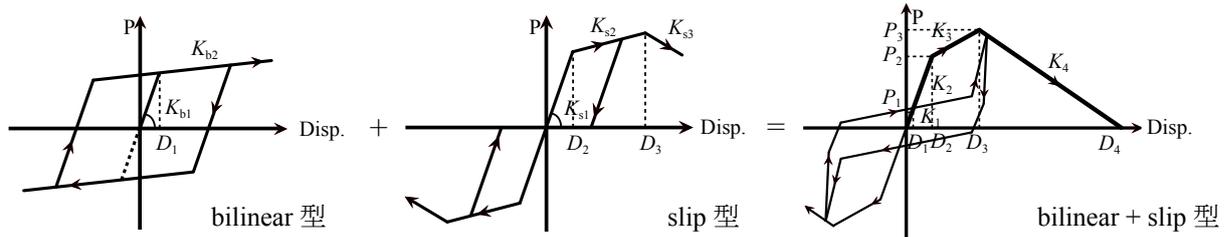


図1 構面履歴特性

表2 損傷度レベルの表記

損傷度	経験最大層間変形角				概要	
	北側構面		南側構面		継続使用の可否	人命保護の可能性
	D構面	C構面	B構面	A構面		
Level1	◎	1/50以下	and	1/50以下	既存部分、耐震シェルターともに継続使用可能	人命保護可能
Level2	○	1/50以上	and		耐震シェルターのみ継続使用が可能	
Level3	●	1/10以上	and		既存部分、耐震シェルターともに継続使用不可	耐震シェルター内にいけば人命保護可能
Level4	●			1/50以上		人命保護の可能性も低い
Level5	●					

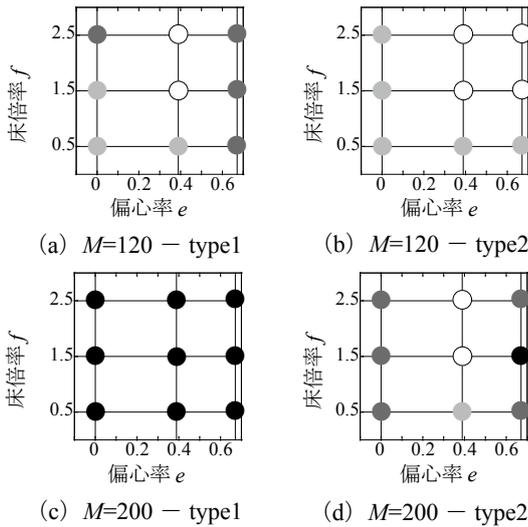


図2 床倍率-改修前偏心率の関係

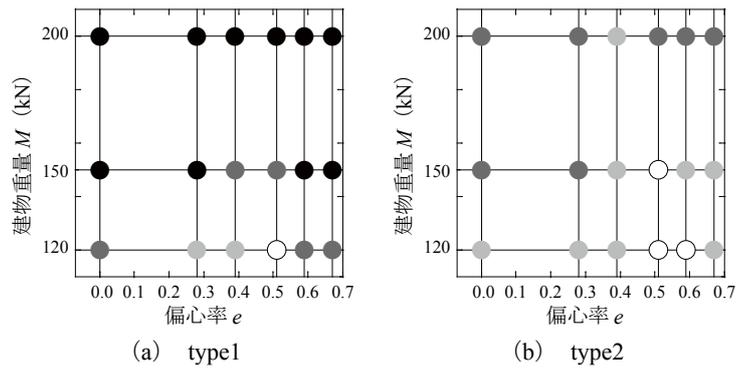


図3 建物重量-改修前偏心率の関係 (f=0.5)

表3 耐震シェルター適用範囲

耐震シェルター	建物重量 M (kN)	改修前の偏心率 e		
		level2	level3	level4
type1	$M \leq 120$	/	$0.3 \leq e \leq 0.5$	$0.0 \leq e \leq 0.7$
	$120 < M \leq 150$		/	/
	$150 < M \leq 200$		/	/
type2	$M \leq 120$	$0.5 \leq e \leq 0.6$	$0.0 \leq e \leq 0.7$	/
	$120 < M \leq 150$	/	$0.4 \leq e \leq 0.7$	$0.0 \leq e \leq 0.7$
	$150 < M \leq 200$	/	/	/

想定した。

表1中の平面図に示す灰色斜線は耐震シェルターの耐力壁位置を示したものである。構面の履歴特性は、図1に示すバイリニア+スリップ型の履歴則を用いた。履歴則では第1剛性 $K_1=K_{b1}+K_{s1}$ 、第2剛性 $K_2=K_{b2}+K_{s1}$ 、第3剛性 $K_3=K_{b2}+K_{s2}$ 、第4剛性 $K_4=K_{b2}+K_{s3}$ の関係が成り立つ。ここでは、剛性が変化する点での変形量 D_1 、 D_2 、 D_3 、 D_4 をそれぞれ5mm、60mm、120mm、300mmと固定し、各折点の荷重 P_1 kN、 P_2 kN、 P_3 kN は、設計耐力 P_0 に対して $P_1=0.6P_0$ 、 $P_2=1.9P_0$ 、 $P_3=2.1P_0$ を満たすように定めた。耐震シェルター構面の設計耐力は5kN/P (type1) と30kN/P (type2) である。また、2階水平構面は柔床の影響を考慮するため、床倍率 f は0.5倍、1.5倍、2.5倍の3種類とした。

数値解析には木造住宅倒壊解析ソフト Wallstat²⁾を用いた。入力地震波は日本で観測された震度7の内陸型地震波(神戸海洋気象台で観測された兵庫県南部地震観測波、KiK-Net 益城で観測された熊本地震波、川口町で観測された新潟県中越地震波)を3つ用いた。

2.2 耐震シェルターによる補強効果の評価方法

既存住宅部分と耐震シェルター部分の継続使用の可否や人命保護について表2のような評価基準を定めた。A、B構面は地震後における耐震シェルターの継続使用の可否を考慮し、経験最大層間変形角1/50をクライテリアとした。また、既存住宅部分の損傷については、人命保護の可否を考慮し、C、D構面の経験最大層間変形角1/10をクライテリアとした。これらの組み合わせにより、5つの損傷度を設定した。

3. 解析結果及び考察

図2は改修前の耐力壁の偏心率 e と床倍率 f の各組み合わせにおいて、耐震シェルター施工後の地震時損傷

度を示したものである。各交点のプロットは表2に対応する。 $M=120$ kN (a)、(b)の場合、type1でlevel2~4、type2でlevel2~3の範囲に向上した。 $M=200$ kN (c) type1では補強効果を確認できないが、(d) type2による補強ならば概ねがlevel2~4となる。よって床倍率 f が大きいほど評価が向上することを確認した。

図3には $f=0.5$ の住宅に対し、改修前の偏心率 e と建物重量 M の各組み合わせにおいて耐震シェルター施工後の地震時損傷度を示した。横軸が e 、縦軸が M である。(a) type1では、 $M=120$ kNならば損傷度がlevel2~4となる。 $M=150$ kNの場合でも $e=0.4$ 、 0.5 ならばlevel4となる。(b) type2では、全てのケースでlevel4以上となり、高い耐震補強効果が得られることを確認した。特に $M=150$ kN、 $e=0.4\sim 0.7$ の場合、 $M=120$ kN、 $e=0.0\sim 0.7$ の場合ならばlevel3以上となり、震災後も耐震シェルターの継続使用が可能となる。以上より表3に $f=0.5$ の場合における耐震シェルター適用範囲をまとめる。

4. 結

解析より、建物重量 M ごとに耐震シェルターの適用範囲を改修前の偏心率 e で示した。 M と e の組み合わせによっては耐震シェルターを既存建物と連結することで、シェルター内での継続使用が可能である。

【謝辞】

本研究は、国土交通省平成28年度「住宅・建築物技術高度化事業」による助成を受けて実施したものです。付して感謝の意を示します。

【参考文献】

- 1) 村上雅英, 田原賢, 藤田宣紀, 三澤文子: 阪神・淡路大震災にみる在来木造都市型住宅の問題点, 日本建築学会構造系論文集, 第481号, pp71-80, 1996.3
- 2) 中川貴文: 大地震時における木造軸組工法住宅の倒壊解析手法の開発, 建築研究資料, 第128号, 2010.11

* 株式会社NTTファシリティーズ(元名古屋工業大学大学院社会学専攻 博士前期課程)・修士(工学)

** 名古屋工業大学大学院社会学専攻 教授・工博

*** (株)えびす建築研究所 代表取締役 博士(工学)

* NTT FACILITIES, INC. (Former Grad.Stud., Nagoya Institute of Technology) Mr.Eng.

** Prof. Nagoya Institute of Technology, Dr.Eng.

*** President, Ebisu Building Laboratory Co., Dr.Eng.