木造住宅の地震応答解析のための復元力モデルに関する研究

A STUDY ON HYSTERESIS MODEL FOR EARTHQUAKE
RESPONSE ANALYSIS OF TIMBER STRUCTURES荒木 康弘*, 腰原 幹雄**, 大橋 好光***, 坂本 功****
*Yasuhiro ARAKI, Mikio KOSHIHARA, Yoshimitsu OHASHI
and Isao SAKAMOTO*

This paper attempts to build the parameters of hysteresis models for resisting shear walls of timber structures. These parameters enables engineers to make models easily by summation of the parameters. In order to establish these parameters, this paper focuses on the following three subjects. First : Proposition of a hysteresis model fit for timber structures. Second : Proposition of parameters of the resisting shear walls, based on about 100 tests. Third : Prediction of shaking table tests from the models of summation of the walls. In the first part, the combination model of bilinear model and slip model is adopted for its simple mechanism. In the second part, the database serves for determining parameters of five different types of walls. In the third part, three models of one full-scale wooden house are proposed. The earthquake responses obtained by the models correspond to the shaking table tests, and this result confirms the accuracy of the parameters.

Keywords: *Hysteresis model, DataBase, Summation of parameters of Hysteresis model, Earthquake response analysis*

復元力モデル、データベース、復元力モデルの重ね合わせ、地震応答解析

1. はじめに

1995 年兵庫県南部地震における木造住宅の被害数は約 39 万棟、そのうち約 10 万棟が全壊という甚大な被害であり、震災後、その耐震性に疑問がもたれた。その後の数例の振動台実験^{1)~3)}を通して、木造住宅を耐震的に強くできることは確認されたが、課題も残されている。建物の地震時の動的性能は確認できたが、それを解析的に把握するには構造物の復元力特性のモデル化が必要となる。実大建物の復元力モデルは、実大振動台実験から得ることが最も理想的であろうが、それには相応の設備と費用が必要となる。一方、木造住宅では耐力要素は一般的に壁であり、また耐力壁実験であれば比較的容易に行える。これらを考慮すると、耐力壁の復元力モデルの重ね合わせから建物全体の動的挙動が把握できるならば、それは非常に合理的な方法であると考えられる。また壁の仕様ごとに復元力モデルが決定されていれば、任意の壁の組み合わせの構造物に対し、復元力モデルを決定することができる。

木造住宅の耐震性、特に地震応答解析に関する既往の研究として、耐力壁および層レベルの復元力モデルについては多数の復元力モデルが用いられている。坂本・大橋⁴⁾によるバイリニア+スリップモデルや、宮澤⁵⁾によるディグレーディング・トリリニア (D-Tri) モデル、荷重変形曲線を忠実に再現するモデルとして、坂本・大橋⁶⁾によるモデル、真柄・三宅⁷⁾によるモデル、安村⁸⁾によるモデルが提案されている。また、耐力壁の重ね合わせから実大建物の復元力モデルを予測する点に関しては、宮澤⁹⁾は枠組壁工法住宅について耐力壁の静的立体弾塑性応力解析の結果から建物の復元力モデルの予測を行い、実大振動実験結果と解析結果の検証を行い、尾内・

太田¹⁰⁾らは、壁の静的加力実験による復元力特性を建物全体系の振動特性と組み合わせて振動モデルを作成し、建物の常時微動特性をこのモデルに反映させて地震時の応答を推算し、被害状況と照合して耐震性評価を行っている。

しかしながら、これらの復元力モデルについてモデルのパラメータを決定する必要があるが、いずれの場合も試験体毎に決定するのみであり、パラメータに関する統合的な考察は行われていない。また、『実大建物の復元力特性が耐力壁の復元力特性の和になる』という仮定について、復元力モデルのパラメータを用いてそれを実証した前例はない。本論文の目的は、多数の実験データに基づき復元力モデルのパラメータを提案し、それら提案した復元力モデルの重ね合わせにより、実大建物の復元力モデルを予測する手法を提案することである。多数の実験データに基づき復元力モデルのパラメータを提案する点で、本研究は上記の研究と軌を一にするものであり、またこの手法が確立されれば、設計者が容易に建物の復元力モデルを作成し、地震応答解析による耐震性の検討を行うことが可能となる。

2. 研究の方針

前章で主たる流れを示したが、各論を述べるに先立ち、本研究の全体的な流れについて以下の各項と図 1 に示す。

- (1) 壁の復元力特性の設定 : 本研究では復元力モデルとしてバイリニア+スリップモデルを用いた。
- (2) 耐力壁実験データの収集 : パラメータの提案を行うために壁実験結果を収集し、データベースを作成した。筆者らが収集し

* 東京大学大学院 工修
** 東京大学大学院工学系研究科 助手・工博
*** 熊本県立大学 助教授・工博
**** 東京大学大学院工学系研究科 教授・工博

Graduate School of Eng. Univ. of Tokyo, M. Eng.
Research Assoc., Graduate School of Eng. Univ. of Tokyo, Dr. Eng.
Assoc. Prof., Prefectural University of Kumamoto, Dr. Eng.
Prof., Graduate School of Eng. Univ. of Tokyo, Dr. Eng.

たデータ（以下「実験データ」と記す）は、筆者らの実験結果、日本建築学会大会(1980～2002)、およびその他の研究報告書に掲載された論文・資料等^{10)~19)}から収集したものである。

- (3) 復元力モデルのパラメタの提案：作成したデータベースを用いてパラメタの提案を行った。決定に際しては、パラメタに影響を与えると考えられる実験条件および試験体の仕様との関係について考察を行った。
- (4) 実大建物の復元力モデルの予測：提案したパラメタの重ね合わせにより、実大建物の復元力モデルを予測した。その際に、有開口壁の予測法および構面の壁の復元力モデルの重ね合わせから実大建物の復元力モデルの予測手法を提案した。
- (5) 地震応答解析によるパラメタの検証：予測した復元力モデルを用いて地震応答解析を行い、応答結果と実大振動台実験結果を検討し、提案したモデルの妥当性を確認した。

なお、壁試験体の長さは半間(910mm)を1単位（以下「1P」）、変形角の単位を mrad ($=1/1000\text{rad}$.)として以下の議論を進める。

3. 復元力モデルの作成

本研究では、壁の復元力特性としてバイリニア+スリップモデルを用いた(図2)。その理由としては、その復元力特性が単純で操作しやすい点、また「ピンチング」という木質構造物の復元力特性に特徴的な現象を再現することができる点、そして既往の研究において多数回用いられており^{4),11)~23)}、適当な精度を有すると考えられる点が挙げられる。

次にモデルの決定過程を以下の各項と図5に示す。

- (1) 実験値の荷重変形曲線から包絡線 (SC_{test} :図3①)を決定し、そこから復元力モデルの骨格となるトリニアの包絡線モデル (SC_{model} :図3②)を決定する。 SC_{model} の第1折点(変形角 γ_1 、荷重 P_1)、および第3折点 (γ_3 , P_3)は、 SC_{test} 上の点 (γ_1 , P_1) および (γ_3 , P_3)とする。本研究において、 γ_1 については 2mrad とした。その理由としては、木質構造物における荷重変形関係は、明確な損傷が確認できないまま非線形性を示すため適当に決定する必要があるためである。 γ_3 については、多数の実験データから壁の仕様ごとに設定した。また最大耐力経過後 ($\gamma_3 \leq \gamma$)の剛性については一定とした。これは、本研究では崩壊時の挙動について論じないためである。
- (2) $\gamma_1 < \gamma_2 < \gamma_3$ となるような γ_2 をパラメタとして、 SC_{test} と SC_{model} の吸収エネルギーの間に $E_{\text{test}} = E_{\text{model}}$ の関係が成立するように SC_{model} の第2折点 (γ_2 , P_2)を決定する。

この包絡線モデルの各剛性(第1、第2、第3剛性)とバイリニア要素およびスリップ要素の各剛性との間には

$$\text{第1剛性} = K_{b1} + K_{s1} \quad (1)$$

$$\text{第2剛性} = K_{b2} + K_{s1} \text{ or } K_{b1} + K_{s2} \quad (2)$$

$$\text{第3剛性} = K_{b2} + K_{s2} \quad (3)$$

K_{b1} , K_{b2} : バイリニア要素の第1、第2剛性

K_{s1} , K_{s2} : スリップ要素の第1、第2剛性

という関係が成立する。これより復元力モデルは大別して、第2剛性が $K_{b2} + K_{s1}$ となるもの、すなわちバイリニア先行降伏型と

図1 研究の方針

図2 バイリニア+スリップモデルと各剛性の関係

図3 吸収エネルギー

図4 適合度

$K_{b1} + K_{s2}$ となるもの、すなわちスリップ先行降伏型の2種類が考えられる(図2)。

- (3) この両者のモデルについて、4つの剛性のうちの1つを仮定し、(1)~(3)式に従って他の3つの剛性を決定する。本研究では K_{b2}

をパラメタとした。

- (4) 第 i ループ ($n \leq i \leq N$, n : 当該ループの最大変形角が最初に 2mrad を超えるループ番号, N : 最終ループ番号) の時の戻り勾配部分の、各変形角における実験の耐力とモデルの耐力の差の絶対値の和 ($= |dS_i|$, 図 4) と、実験値における第 i ループの戻り勾配部分の耐力の和の絶対値 ($= |Stest_i|$) を求める。このとき、第 i ループの実験値に対する復元力モデルの『適合度』 M_i を次式で定義する。

$$M_i = \frac{|Stest_i| - |dS_i|}{|Stest_i|} (\%) \quad (4)$$

各ループにおける適合度の和 $\sum M_i$ が最大となるときの第 2 折点および各剛性の組合せを、実験結果に対する復元力モデルとする。

復元力モデルは、包絡線モデルの各剛性(第 1～第 3 剛性)、第 2 折点、第 3 折点、およびモデルの第 1 剛性 ($K_{b1} + K_{s1}$) に対するバイリニア要素の第 1 剛性 ($= K_{b1}$) の割合が決定すれば作成可能である。そこでこれらのパラメタを以下のように定義し、(4)で決定した各剛性の関係をこれらのパラメタを用いて表した。

- ① 第 1 剛性に対するバイリニア要素の第 1 剛性の割合を a :

$$a = K_{b1} / (K_{b1} + K_{s1}) \quad (5)$$

- ② 第 1 剛性に対する第 2 剛性の割合を b :

$$b = (K_{b2} + K_{s1} \text{ or } K_{b1} + K_{s2}) / (K_{b1} + K_{s1}) \quad (6)$$

- ③ 第 1 剛性に対する第 3 剛性の割合を c :

$$c = (K_{b2} + K_{s2}) / (K_{b1} + K_{s1}) \quad (7)$$

このとき(4)式において、 $|Stest_i|$ は、実験結果の第 i ループの荷重変形曲線で囲まれる部分の面積 (エネルギー) を表し、パラメタ a, b, c の影響は受けない。一方 $|dS_i|$ は、図 4 からわかるように復元力モデルのループの形状により変化する。従って、 M_i の値は復元力モデルのパラメタ a, b, c の影響のみを受ける。

4. 復元力モデルのパラメタの提案

作成した壁実験のデータベースを用いて復元力モデルのパラメタの提案を行った。以下にパラメタを決定するまでの過程を示す。

- (1) 収集した実験データに対し復元力モデルを作成する。
- (2) 壁の仕様ごとに復元力モデルを分類する。本論文では特に筋交(10)、構造用合板(15)、石膏ボード(9)、軸組+石膏ボード(10)、軸組+石膏ボード+サイディング(9)の 5 種類の壁について、パラメタの提案を行う(括弧内の数字はデータ数を表す)。
- (3) 分類したモデルのパラメタと、壁の仕様および実験条件との関係について考察を行う。パラメタに影響を与える因子として、既往の研究^{24)~26)}より、壁の仕様については、釘打仕様、柱頭・柱脚の固定方法、壁幅、開口形状について、実験条件については、試験体固定方法、積載方法および積載荷重の有無を挙げる。
- (4) (3)の考察を考慮して、壁の仕様および実験方法に対する復元力モデルのパラメタの提案を行う。

なお、(3)における考察の結果、釘打仕様、柱頭・柱脚の固定方法、開口形状がパラメタに影響を与える主な因子と考えられた。そのため、(4)においてはこれらの因子を考慮してパラメタの提案を行った。

一例として、表 1 に構造用合板 (データ数 15) の各仕様 (壁幅、面材数、板厚、開口形状、柱脚金物、積載荷重、釘打間隔) および復元力モデルの各パラメタ (第 1、第 2、第 3 剛性、 a, b, c 、第 2、

図 5 復元力モデルの決定フロー

第 3 折点) を示す。これらパラメタと、壁の仕様および実験条件との関係について行った考察について以下に示す。

- ① 柱頭・柱脚に HD 金物を用いた仕様(PW-1-1, PW-1-2 以外)と用いていない仕様とでは、 a, b, c に差異はない。
- ② 釘間隔について、 a, b については釘間隔に関わらず a は $0.3 \sim 0.5$, b は $0.6 \sim 0.7$ 程度、 c については、釘間隔のやや広い仕様(@150 前後)では $0.05 \sim 0.1$ 程度、釘間隔の狭い仕様(@100 以下)では 0.1 程度である。
- ③ 第 2 折点については、無開口壁で HD 金物を用いた仕様(PW-2N-1~PW-2N-6)では $4.5 \sim 6.5\text{mrad}$ であるのに対し、HD 金物を用いない場合(PW-1-1, PW-1-2)は 10mrad 程度である。また、釘間隔の狭い仕様(PW-2N-1~PW-2N-6)では $4.5 \sim 6.5\text{mrad}$ であるのに対し、釘間隔のやや広い仕様(PW-1-1, PW-1-2)では 10mrad 程度であった。これより脚部の固定度、釘打

表 1 構造用合板の仕様および復元力モデルのパラメタ

データ名	壁幅	面材数	板厚 (mm)	開口 形状	HD 金物	積載 荷重	釘間隔(mm)		第1 剛性*1	第2 剛性*1	第3 剛性*1	a	b	c	第2 折点*2	第3 折点
							外周(縦)	中枠(横)								
PW-1-1	1P	片	9	無開口	無	無	100	200	0.82	0.60	0.07	0.34	0.74	0.08	10.00	33
PW-1-2	1P	片	9	無開口	無	有	150	150	0.80	0.48	0.01	0.41	0.59	0.01	9.00	20
PW-2N-1	2P	片	12.5	無開口	有	無	75	75	6.58	3.59	0.84	0.48	0.55	0.13	5.50	33
PW-2N-2	2P	片	12.5	無開口	有	無	100	100	5.69	4.00	0.32	0.32	0.70	0.06	4.40	33
PW-2N-3	2P	片	12.5	無開口	有	無	100	100	1.88	1.13	0.04	0.42	0.60	0.02	5.90	33
PW-2N-4	2P	両	7.5	無開口	有	有	100	200	4.56	2.98	0.52	0.38	0.65	0.11	6.20	33
PW-2N-5	2P	片	12.5	無開口	有	無	50	50	7.12	4.87	0.62	0.34	0.68	0.09	5.90	33
PW-2N-6	2P	片	12.5	無開口	有	無	60	60	7.70	5.33	0.56	0.34	0.69	0.07	5.30	33
PW-4C-1	4P	片	12.5	両端	有	無	150	150	0.81	0.57	0.06	0.32	0.71	0.07	4.10	33
PW-4A-1	4P	片	12.5	中央2P	有	無	150	150	0.70	0.36	0.06	0.56	0.52	0.09	5.40	33
PW-4W-1	4P	片	12.5	窓型	有	無	150	150	1.24	0.88	0.06	0.31	0.71	0.05	5.80	33
PW-2W-1	2P	片	12.5	窓型	有	無	75	75	6.76	3.76	0.90	0.49	0.56	0.13	7.10	33
PW-4W-2	4P	両	7.5	窓型	有	有	100	200	5.07	3.17	0.69	0.39	0.63	0.14	7.00	33
PW-4D-1	4P	片	12.5	掃出	有	無	150	150	0.90	0.60	0.08	0.35	0.67	0.09	5.70	33
PW-2D-1	2P	片	12.5	掃出	有	無	75	75	3.75	2.17	0.46	0.45	0.58	0.12	8.50	33

*1 第1～第3剛性：単位 kN/mrad/m、「/m」は「壁幅 1m あたり」を意味する。 *2 第2折点、第3折点：単位 mrad。

表 2 各壁の仕様および復元力モデルのパラメタ

	壁幅	筋交仕様	開口形状	HD金物	a	b	c	第2折点 (mrad.)	第3折点 (mrad.)	第1剛性(kN/mrad/m)
軸組(筋交)+ 片面石膏ボード (BR+GB) *	4P (8P)	—	無開口	有	0.35	0.7	0.15	4.0 (5.0)	30	4.5*
			掃出					5.0 (6.0)		3.2**
			窓型					4.5 (5.5)		3.7**
	1P	片筋交	無開口	有	0.48	0.62	0.10	5.5	30	1.4
	1P	両筋交	無開口	有	0.45	0.65	0.15	7.5	30	1.6
軸組(筋交)+ 石膏ボード+ サイディング (BR+(GB+SD)) *	4P 8P	—	無開口	有	0.4	0.65	0.15	5	30	6**
			掃出					6		4**
			窓型					5.5		5**
	1P	片筋交	無開口	有	0.35	0.70	0.10	5.5	30	2.0
	1P	両筋交	無開口	有	0.30	0.70	0.15	6.0	30	2.1
片面石膏ボード+ 片面サイディング	1P	無	無開口	有	0.20	0.82	0.03	5.0	30	1.4

*筋交は両端の1Pにのみ入る仕様を想定。 **4P,8Pモデルの第1剛性の単位は(kN/mrad.)

	面材数	壁幅	釘間隔(mm)		HD金物	a	b	c	第2折点 (mrad.)	第3折点 (mrad.)	第1剛性(kN/mrad/m)
			外周(縦)	中枠(横)							
構造用 合板 (PW)	片面	1P	100	100	有	0.37	0.65	0.05	5.5	33	2.2
	両面 片面	1P	100	200	有	0.37	0.65	0.1	5.5	33	2.5
		1P	75	75	有						2.7
	片面	1P	50	50	有						2.9
石膏 ボード (GB)	片面	1P	100	200	無	0.4	0.65	0.08	6	20	0.9
		1P	100	150	有				3.5		1
		1P	150	150	有				3.5		0.9
		1P	100	200	有				3.5		1.1
	両面	1P	100	150	有	0.28	0.75	0.05	3.5		2
		1P	150	150	有				3.5		1.8
		1P	100	200	有				3.5		2.1
		1P	100	200	有				3.5		

(片)：片面張 (両)：両面張

	筋交仕様	壁幅	筋交端部	HD金物	a	b	c	第2折点 (mrad.)	第3折点 (mrad.)	第1剛性(kN/mrad/m)
筋交 (BR)	片筋交	1P	筋交 PL	有	0.35	0.7	0.05	7	15	0.8
	両筋交	1P	筋交 PL	有	0.45	0.7	0.15	8.5	15	1.4

仕様は第2折点に影響を与えられ考える。

以上の結果を踏まえて、構造用合板のパラメタを表2のように設定した。a、b、第2折点は壁の仕様によらず一定、cは釘の多い仕様では0.1、それ以外は0.05、第1剛性、第3折点は壁の仕様ごとに決定した。

4(2)に示した他の4種類の壁についても同様の検討を行った。

その結果を同じく表2に示す。

作成した復元力モデルのパラメタについて、前章の適合度を用いて作成したモデルの第2勾配は全て $K_{b2} + K_{s1}$ 、すなわちバイリニア先行降伏型となった。これは、木質構造物の履歴ループに特徴的な逆S字の形状に復元力モデルが適合するには、バイリニア先行降伏型であることが必要であることを示唆している。また耐力低下の要因となる試験体の接合部等の損傷と第2折点の関係について、損

傷はほとんど 10mrad. 以降に集中していたのに対し、復元力モデルの第 2 折点はおよそ 5mrad. 前後に集中していることから、本モデルでは損傷と第 2 折点との間には関連性はみられないと考えられる。

5. 壁要素の復元力モデルから実大建物復元力モデルの予測

5.1 対象建物

提案した壁の復元力モデル（以下「要素モデル」）を用いて、実大建物の復元力モデル（以下「実大モデル」）を、1P 試験体および 4・8P 試験体から作成した要素モデル（以下「1P モデル」および「4・8P モデル」）の重ね合わせから予測した。想定する試験体⁹⁾と 3 種類のモデルを図 6 と以下の(1)～(3)に示す。

- (1) M-1：実大静加力実験結果から作成
- (2) M-2：4・8P モデルの重ね合わせから作成
- (3) M-3：1P モデルの重ね合わせから作成

実大建物の平面形状はいわゆる田の字型平面、外壁は軸組に室内側に石膏ボード、室外側にサイディングを張った仕様、内壁は軸組に両面石膏ボードを張った仕様である。またパラメタの決定には、表 2 における同仕様のパラメタを用いた。

1P モデルから 4・8P モデル・実大モデルの予測の際には、開口形状の影響、および重ね合わせた際にパラメタを決定する必要がある。以下にそれらの決定方法を示す。

5.2 有開口耐力壁の予測

3 章で述べたように、 a 、 b 、 c および第 2 折点が提案されている場合、第 1 剛性が決定すれば他の剛性は決定され、復元力モデルを決定できる。無開口壁については、4P や 8P 壁の第 1 剛性は、1P 壁の重ね合わせがほぼ成り立つが、有開口壁では成り立たない。そこで、有開口耐力壁の第 1 剛性を以下のように推定した。

枠組壁工法の有開口耐力壁の耐力推定法としては、次式に示す杉山³⁰⁾らによる式（以下杉山式とする）がある（図 7）。

$$r = \left(\frac{1}{1 + (\alpha / \beta)} \right) \quad (8)$$

r ：耐力低下因子（シージングエリア係数）

$$\alpha = \frac{A_0}{H \cdot L} \quad (9) \quad \beta = \sum L_i / L \quad (10)$$

A_0 ：開口面積

H ：耐力壁高さ

L_i ：耐力壁部分の長さ L ：壁の全長

$$F(1/300) = \frac{3r}{5 - 2r} \quad (11)$$

：3.3mrad.(=1/300rad.) 時の耐力比（＝有開口 / 無開口）

この杉山式を軸組構法の有開口耐力壁に適用すると、実際の耐力比よりもかなり安全側に評価される。鈴木も、「杉山式は枠組壁工法を対象とした実験式であり、軸組構法に適用した場合安全側に過大に評価する」と述べている³¹⁾。図 8 に示すように、複数の軸組構法有開口耐力壁^{9), 13), 16), 17)}について r と F の関係を求めた結果、杉山式の $F(1/300)$ を 1.35 倍したものが良く適合したため、軸組系では $F(1/300)$ に 1.35 を乗じたものを採用した。

一例として、図 6 の 1P モデルから 8P モデルを予測方法を示す。

- ① 8P モデルの無開口時の第 1 剛性を、表 2 より 1P モデルの第 1 剛性の和から決定する。

$$\text{第 1 剛性} = (2.0 + 2.1 + 1.4 \times 2) \times 0.91 \times 2 = 12.56 \text{ (kN/mrad.)}$$

図 6 各試験体の復元力モデルの重ね合わせ方法

図 7 杉山式の想定する有開口耐力壁

図 8 軸組構法有開口壁の耐力比 F

図 9 8P モデルの予測

- ② 開口形状による低減率を修正した杉山式から求め、開口時の第 1 剛性を決定する。

耐力比は、窓型：0.78、掃出型：0.59

第 1 剛性(kN/mrad.)は、窓型：9.83、掃出型：7.41

- ③ 提案したパラメタより第 2、第 3 剛性を決定する。

窓型、掃出型： $b = 0.7$ 、 $c = 0.15$ より

窓型：第 2 剛性 = 6.88(kN/mrad.)、第 3 剛性 = 1.47(kN/mrad.)

掃出型：第 2 剛性 = 5.19(kN/mrad.)、第 3 剛性 = 1.11(kN/mrad.)

また表 2 より、第 2 折点は 5.5mrad.、第 3 折点は 30mrad.となる。決定した復元力モデルと実験結果の荷重変形曲線を図 9 に示す。

5.3 要素モデルの重ね合わせによる実大モデルの予測

要素モデルのパラメタの重ね合わせにより、実大モデルを作成するが、その際、実大モデルの a および第 2 折点は重ね合わせる数だけ考えられる。 a についてはそれらの平均値 ($a_{mean} = \sum a_i / N$ $1 \leq i \leq N$ N : 重ね合わせる要素モデル数) を用いた。また第 2

折点 (γ_2, P_2) については、重ね合わせる要素モデルの吸収エネルギーの和 ($\sum E_i$) が、実大モデルの吸収エネルギー (E_{sum}) に等しくなる ($E_{sum} = \sum E_i$) ような第 2 折点を決定した。

5.4 包絡線と復元力モデルの比較

図 10 に実大静加力実験結果 (以下 S-test) の包絡線と 3 種類の復元力モデルの包絡線モデルを、表 3 に各モデルのパラメタの値を示す。表 3 および図 10 より、M-2 は第 1 剛性および第 2 剛性は M-1 に近いが、第 2 折点が M-1 に比べ大きく S-test よりもややふくらんだ包絡線となる。一方 M-3 は、第 1 剛性および第 2 剛性が M-1、M-2 のそれに比べ高いが、第 2 折点が低いため、M-2 と同様 M-1 に比べふくらんだ包絡線となった。

M-3 の第 1 剛性が高くなる要因として、1P 耐力壁の重ね合わせから推定しているため、柱脚等の金物の効果が重複すること、また 8P や実大建物相当の規模になると、部材間のすべり等の影響が 1P や 4P に比べ大きくなり、1P の重ね合わせよりも第 1 剛性は低くなることなどが考えられる。

5.5 地震応答解析とその評価

3 種類の復元力モデルについて地震応答解析を行い、それらの応答値と振動台実験結果 (以下 V-test) との比較から復元力モデルの妥当性についての検証を行う。入力地震波には神戸海洋気象台波 (NS 成分、最大加速度 818gal) を用いた。応答解析には Newmark β 法の増分法 ($\beta=0.25$) を用いた。減衰定数は初期剛性比例型で 5% とした。

解析モデルはせん断質点系モデル (図 11) であり、各階の剛性は表 3 に、重量は表 4 に示す。なお、本解析モデルでは P- Δ 効果は考慮していない。

各モデルと振動台実験結果の最大応答値を表 5 に、各モデルの応答変位の波形を図 12 に、V-test と M-3 の荷重変形曲線を図 13 に示す。

最大応答加速度について、V-test が 1267gal に対し、M-1 は 1236gal、M-2 は 1237gal、M-3 は 1171gal であり、V-test との差は 2~8% となった。最大応答速度について、V-test が 80.6kine に対し、M-1 は 77.5kine、M-2 は 60.9kine、M-3 は 67.6kine であり、V-test との差は 4~24% 程度であり、いずれも V-test より低い値となった。

最大応答変位について、V-test が 94.7mm に対し M-1 は 103.4mm、M-2 は 92.5mm、M-3 は 94.4mm であった。実大静加力実験結果から作成した M-1 がよく推定できているのは当然と考えられるが、1P モデルの重ね合わせから作成した、モデルの精度が低いと考えられる M-3 においてもよく推定できている。

以上の検証結果は、実験結果に基づいているもののあくまで一実験結果に対する検証であるため、十分な一般性を有するものとはいえないことも明記する必要がある。しかし本論文の検証結果は、耐力壁要素の静的な復元力モデルの重ね合わせから実大建物の動的挙動の予測可能性を、十分示唆するものであると考えられる。

6. まとめと今後の課題

本論文を以下にまとめる。

図 10 包絡線モデルの比較

表 3 3 種類の復元力モデルのパラメタの比較

	(a) M-1	(b) M-2	(c) M-3
第 2 折点 (mm)	5.20	8.19	4.58
第 1 剛性 (kN/mm)	20.14	19.50	26.39
第 2 剛性 (kN/mm)	15.44	14.75	18.47
第 3 剛性 (kN/mm)	3.50	2.33	3.06
a	0.27	0.28	0.36
b	0.77	0.76	0.70
c	0.17	0.12	0.12

表 4 各階質量および階高

	質量 (kg)	階高 (mm)
1 階	m1, 9,300	h1, 2,885
2 階	m2, 9,000	h2, 2,930

図 11 解析モデル

図 12 応答変位波形 (M-1~3, V-test)

- 1) 木質構造物の復元力モデルとしてバイリニア+スリップモデルを用いた。また種々の壁実験のデータベースを作成し、各壁の仕様に対し復元力モデルのパラメタの提案を行った。
- 2) 実大建物を構成する耐力要素の復元力モデルの重ね合わせから建物全体の復元力モデルの予測する手法の提案を行った。
- 2) 2) の手法を用いて実大建物の復元力モデルを 3 種類 (1P 壁から予測、8P 壁から予測、実大建物から予測) 設定し、地震応答解析を行った。応答値と実大振動台実験結果を比較したところ、最大応答変位についてはいずれのモデルも実験結果との差は最大でも 10% 程度となった。一実験結果に対する検証であるものの、バイリニア+スリップのような単純なモデルの重ね合わせを用いて、壁の復元力モデルの重ね合わせから実大建物の動的応答の予測可能性を示唆する結果が得られたと考えられる。

参考文献

- 1) 坂本功、大橋好光、田中裕樹、宮澤健二、他：軸組構法住宅の実大振動台実験(A棟) その1~4、日本建築学会大会学術講演梗概集、C2、pp.129~136、1996.9
- 2) 宮澤健二、大橋好光、坂本功、北野志乃、他：軸組構法住宅の実大振動台実験(B棟) その1~その3 日本建築学会大会学術講演梗概集、C2、pp.137~142、1996.9
- 3) 岸川聡史、小原勝彦、宮澤健二：軸組住宅の実大振動実験(F棟) 日本建築学会大会学術講演梗概集、C2、pp.153~156、1996.9
- 4) I.Sakamoto, Y.Ohashi and M.Shibata: THEORETICAL ANALYSIS OF SEISMIC RESPONSE OF WOODEN DWELLINGS IN JAPAN, Proc. of Pacific Timber Engineering Conference, pp.454~461, 1984, 506号、
- 5) 宮澤健二：枠組壁構造の非線形応力解析について、第13回情報システム利用技術シンポジウム、pp.277~282、1990.12
- 6) 大橋好光、坂本功：木造住宅の地震応答解析 その2、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、pp.1237~1238、1985.10
- 7) 真柄琢哉、三宅辰哉、五十田博、田守伸一郎、笹川明：枠組壁工法建築物の地震時最大応答変位に関する考察、日本建築学会構造系論文集、第75~82、1998.4
- 8) 鈴木舞子、安村基：枠組壁工法耐力壁の仮動的実験と時刻歴地震応答解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.85~86、2000.9
- 9) 宮澤健二、小原勝彦、宮本俊輔、高木良：実大実験に基づく耐震性能に関する研究 その1~3、2000年度日本建築学会関東支部研究報告集、pp.181~192、2001.3
- 10) 尾内俊夫、太田外氣晴、諸星史雄、兵庫県南部地震の強震動による枠組壁構法住宅の振動特性と耐震性の評価、日本建築学会構造系論文集、第517号、pp.107~114、1999.3
- 11) 定方啓、藤田昌男、甲斐謙吾：石膏ボード張枠組壁の交番載荷実験(その1)、日本建築学会東海支部研究報告、pp.193~196、1983.2
- 12) 西川忠、十河哲也、植松武是：北海道における木造在来構法住宅の耐震性に関する研究(その2)、日本建築学会北海道支部研究報告集No.71、pp.145~148、1998.3
- 13) 三芳紀美子、大橋好光、高橋浩一他2名：軸組構法住宅用各種壁の静加力試験および振動台実験(その1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.199~200、2001.9
- 14) 小比田淳、笹川明、五十田博：開口を有する石膏ボード及び合板張り枠組壁工法耐力壁のせん断耐力に関する研究、日本建築学会北陸支部研究報告集、第40号、pp.73~76、1997.7
- 15) 西村彰敏、大木洋一郎、宮澤健二：枠組壁工法耐力壁の強度に及ぼす枠材樹種、パネル割り付けと釘打ちの影響に関する研究、1999年度日本建築学会関東支部研究報告集、pp.53~56、2000.3
- 16) 大橋好光、田中裕樹、新居健二：実大実験による木造軸組構法住宅の耐震性に関する研究 その2、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.237~238、1998.9
- 17) 南公人：木質構造における面材張り開口壁の水平せん断耐力評価法、東京大学大学院 1998年度修士論文
- 18) 大橋好光、坂本功：開口部を含む在来木造壁の水平せん断実験、昭和59年度日本建築学会関東支部研究報告集、pp.21~24、1985.3
- 19) 安達文男、大橋好光、坂本功：在来木造建物の非耐力壁の水平せん断実験、日本建築学会大会学術講演梗概集(構造系)、pp.2661~2662、1984.

表5 各モデルの応答値

	Disp.(mm)	Vel.(kine)	Acc.(gal)
(a) V-test	94.7	80.6	1267
(b) M-1	103.4	77.5	1236
(c) M-2	92.5	60.9	1237
(d) M-3	94.4	67.6	1171
(b)/(a)	1.09	0.96	0.98
(c)/(a)	0.98	0.76	0.98
(d)/(a)	1.00	0.84	0.92

図13 荷重変形曲線(M-3,V-test)

- 20) 半田勝己、笹川明、五十田博、白須万寛：部材、接合部を最小単位とする筋交耐力壁の弾塑性応答解析モデル、日本建築学会大会学術講演公衆集、C1、pp.153~154、1998.9
- 21) 河合直人、岡部実、渡辺一正：在来軸組構法耐力壁の耐震性能(その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.135~136、1998.9
- 22) 生田寛、多賀直恒：1,2階の剛性バランスが在来軸組構法木造住宅の倒壊モードに及ぼす影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、C1、pp.291~292、1999.9
- 23) 一反田康啓、岩井哲：木造建物の動的特性に関するデータベース構築と応答解析用復元力履歴モデル、日本建築学会大会梗概集、C1、pp.199~200、2000.9
- 24) 平嶋義彦、神谷文夫、畑山義男：耐力壁ラッキング試験における試験法間の関連性について、日本建築学会大会梗概集、C、pp.1195~1196、1986.8
- 25) 大野吉昭、岡部実、佐久間博文、下屋敷朋千：耐力壁の水平加力試験におけるタイロッド式と柱脚固定式の比較、日本建築学会大会梗概集、C1、pp.309~310、2001.9
- 26) 定方啓、浅草肇、土屋祐司、本井崇嗣：壁軸圧を変化させた石膏ボード張木枠組壁の耐力・変形状と履歴特性について(第3報)、日本建築学会東海支部研究報告集、pp.201~204、1988.2
- 27) 五十田博、平野陽子、坂本功、大橋好光、塩谷嘉宏：木造軸組構法の耐力壁のパネル化に関する研究 その1~2、日本建築学会大会梗概集、C、pp.113~116、1991.9
- 28) 落海一哉、安村基：枠組壁工法耐力壁の耐力に及ぼす釘間隔の影響、日本建築学会大会梗概集、C、pp.195~196、1990.10
- 29) 枠組壁工法建築物構造計算指針 1992、日本ツーバイフォー建築協会
- 30) 杉山英男、松本忠：Empirical Equations for the Estimation of Racking Strength of a Plywood-Sheathing Shear Walls with Openings、日本建築学会学術講演梗概集、pp.89~90、1994.9
- 31) 鈴木秀三、「耐力壁の考え方—面材耐力壁(構造用合板/軸材+面材)—」、建築技術、1997年9月号、pp.168~170
- 32) 柴田明徳：最新耐震構造解析、最新建築学シリーズ9、森北出版、1981年

(2003年8月13日原稿受理、2004年1月22日採用決定)