

木造架台を用いた戸建免震住宅の設計方法に関する研究

地震時における木造架台の面外変形に関する解析的検討

栗田研究室

5105060 富田 将義

5105074 本間 琢也

表 1 積雪重量表

	雪×0.0	雪×0.5	雪×1.0	雪×1.5
2層 [kN]	86.59	139.99	193.40	246.80
1層 [kN]	151.18	153.57	155.96	158.34
免震層 [kN]	130.34	130.34	130.34	130.34
Σ W [kN]	368.11	423.90	479.69	535.48

1. はじめに

戦後最大の被害をもたらした 1995 年の兵庫県南部地震を教訓に、免震建築物に対する一般社会の関心は高まっている。

戸建免震住宅においては免震装置と上部構造との間に強固な剛性を有する免震架台が必要とされているが、現在、一般的に使用されている架台は鉄筋コンクリート造や鉄骨造などの非木造免震架台である。

戸建免震住宅の普及のためにはコストの削減が必要と考えられる。そのために免震架台を木造にすることは有効と考えられるが、木造免震架台の面外変形が上部構造に及ぼす影響は無視できない。そこで木造の免震架台を開発することを目的に面外変形が上部構造の層間変形角に及ぼす影響について解析的検討を行う。なお対象建物は多雪地域に建てることを想定し積雪重量の変化の影響についても考察を行う。

2. 解析方法

2.1 対象建物

対象建物は多雪地域に建てられる 2 階建て木造枠組壁工法住宅で、X 方向が 9,100 mm、Y 方向が 6,825 mm である。1 階床に木造の免震架台を取り付け、基礎との間に各装置を設ける基礎免震構造とする。

2.2 解析モデル

解析パラメーターは積雪の変化量に伴う 4 種類と免震周期を 2~4 秒の間で 0.5 秒単位に設定し、5 種類を想定し各剛性 (表 1) を算出した。積雪重量は屋根全般で 112kN の重量とし、これは建物の総地震重量 368 kN の約 1/3 に相当する。このときの積雪重量 (表 2) を 1.0 (積雪重量係数) とし 0 倍、0.5 倍、1.0 倍、1.5 倍としている。また架台を受ける支承材数・配置の変化による変形量も合わせて算出した。支承材の配置を図 1 に示す。

表 1 剛性表

2層剛性 [kN/m]	4,058.95	
1層剛性 [kN/m]	5,247.03	
免震層剛性	T=2.0s [kN/m]	483.10
	T=2.5s [kN/m]	309.18
	T=3.0s [kN/m]	214.71
	T=3.5s [kN/m]	157.75
	T=4.0s [kN/m]	120.77

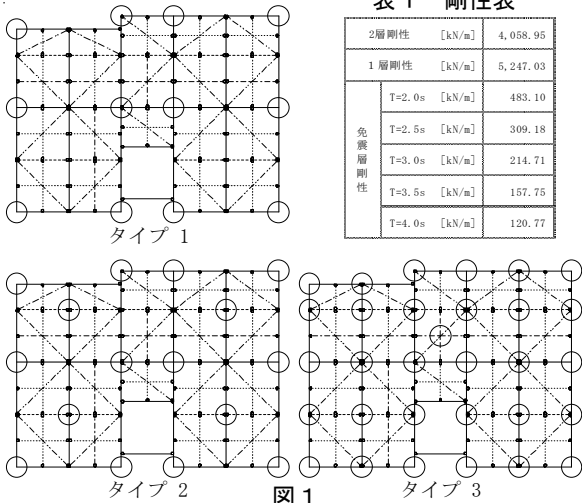
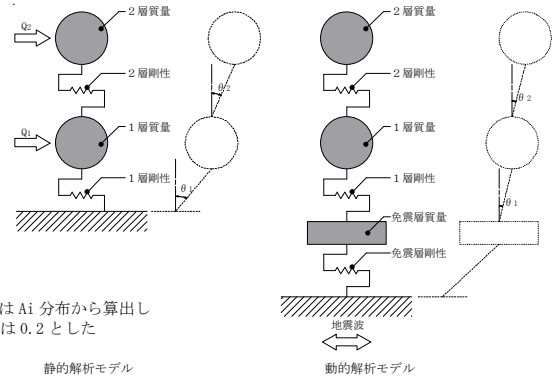


図 1

上部構造の水平層間せん断変形による変形角と免震架台の面外曲げ変形による回転角から考える。

上部構造の水平せん断変形は静的解析と動的解析の 2 通りで算出する。静的解析モデルは免震層固定とした 2 質点系モデル (図 2) とし動的解析モデルは免震層を含めた 3 質点系モデル (図 3) とした。対象建物はモデル化に必要な面内せん断剛性を満たしている^{註1)註2)}ものと仮定した。



※QはAi分布から算出し
Coは0.2とした

図 2 静的解析モデル

図 3 動的解析モデル

免震架台の面外曲げ変形による回転角は立体せん断フレームモデルを用いて静的解析で算出する。水平力は Ai 分布から算出し Co=0.2 (免震効果なし) の場合と動的解析から得られる層せん断力の Co (免震効果あり) の組合せを求める。

壁体に作用する水平力による転倒モーメントに釣り合う力を、壁体の脚部を支点とした片持ちの壁 (図 4) として求め、水平力はすべて耐力壁が負担するものとし耐力に応じて分配され、またその耐力とは壁倍率と実長で表される。標準層せん断力係数は 0.2 とした。解析結果モデルを図 5 に示す。

$$Q_i = 2.0 \times a_i \times L_i \times Q / \sum P_i$$

$$V_i = Q_i \times h / L_i$$

ここに、

Q_i : 壁体負担せん断力 [kN]

V_i : 変動軸力 [kN]

a_i : 壁倍率

L_i : 壁長 [m]

h_i : 壁高さ [m]

Q : 構造検討用地震力 [kN]

$\sum P_i$: その層の水平耐力 [kN]

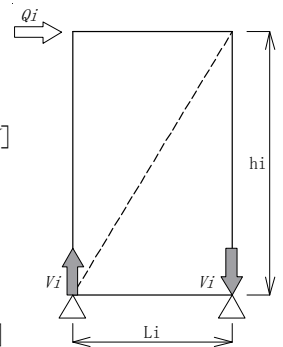


図 4

以上で求めた上部構造の変形角と免震架台の回転角を足して見かけの変形角(図6)とする。

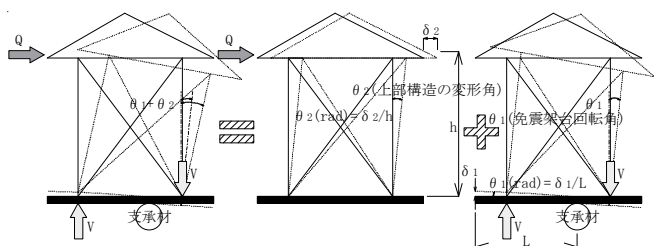


図6 見かけの変形角算出方法

2.3 静的解析モデルの地震力

静的解析では上部構造の変形角と $C_0=0.2$ (免震効果なし) で求めた架台の回転角を用いて解析する。上部構造の剛性は Y 方向が X 方向に比べ低いため Y 方向の剛性で確認した。

3. 解析結果

3.1 動的解析モデルによる地震力

動的解析では上部構造の変形角と C_0 (免震効果あり) で求めた架台の回転角を用いて解析する。上部構造の剛性は Y 方向の剛性とし、免震層の剛性は各周期に合わせて算出する。減衰定数は剛性比例型とし、一般的な値として上部構造 3%、免震層は 20%とした。地震波は日本建築センター模擬波 (BCJ-L2: 最大加速度 $3.5m/s^2$, 最大速度 $0.53m/s$, 最大変位 $0.43m$) を採用した。上部構造の各周期に対しての剛性を表 2 に、架台の種類別の入力層せん断力を表 3 に示す。

表3 架台の層せん断力

種類別	Qi [kN]		Co
	2層	1層	
雪×0.0+T=2.0	23.05	59.82	0.228
雪×0.0+T=2.5	18.27	48.23	0.183
雪×0.0+T=3.0	15.90	40.76	0.156
雪×0.0+T=3.5	12.78	32.92	0.126
雪×0.0+T=4.0	12.50	29.82	0.116
雪×0.5+T=2.0	34.57	67.61	0.213
雪×0.5+T=2.5	28.35	57.94	0.180
雪×0.5+T=3.0	21.80	43.93	0.137
雪×0.5+T=3.5	20.17	38.68	0.123
雪×0.5+T=4.0	19.69	35.64	0.115
雪×1.0+T=2.0	44.58	77.41	0.205
雪×1.0+T=2.5	36.66	65.56	0.172
雪×1.0+T=3.0	30.39	49.99	0.135
雪×1.0+T=3.5	26.72	43.79	0.119
雪×1.0+T=4.0	25.66	41.34	0.113
雪×1.5+T=2.0	54.13	87.06	0.200
雪×1.5+T=2.5	44.16	69.65	0.161
雪×1.5+T=3.0	36.47	54.52	0.129
雪×1.5+T=3.5	33.22	48.54	0.116
雪×1.5+T=4.0	30.52	44.88	0.107

3.2 架台及び上部構造の変形

小規模建築物において、免震架台の面外変形の影響で見かけの変形角が増大することを想定する場合、制限値として $1/125rad$ 程度以下となるようにすれば、上部構造の変形が免震建築物としての応答に与える影響は小さいとされている¹⁾。この値をクライテリアとして検討をする。

静的解析の結果と架台の回転角の結果を図 7,8 に示す。最大変形角となった組み合わせは積雪重量係数 1.5+タイプ 1 の組み合わせで $1/191rad$ となった。

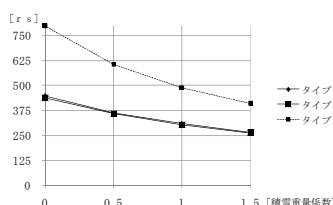


図7 架台回転角

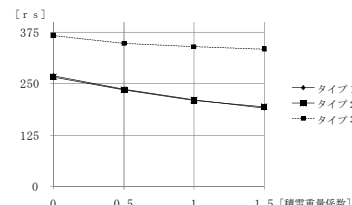


図8 見かけの変形角

動的解析の結果、最大変形角となった組み合わせは積雪重量係数 1.5+タイプ 2+T2.0 の組み合わせで $1/111rad$ となった。上記組み合わせを図 9,10 に、積雪重量係数 1.5+タイプ 2+T3.0 結果と架台の回転角の結果を図 11,12 に示す。

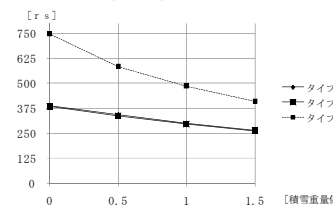


図9 架台回転角

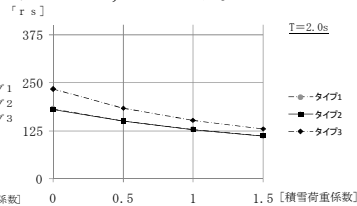


図10 見かけの変形角

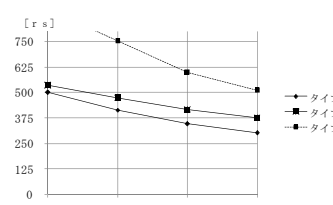


図11 架台回転角

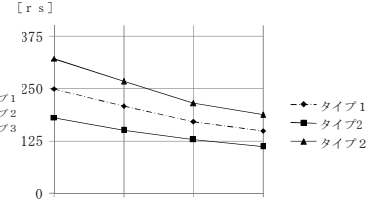


図12 見かけの変形角

静的解析ではすべての組合せでクライテリアを満足する結果となった。動的解析では免震周期を 3.0 秒以上にするだけでクライテリアを満足する結果となった。

4. まとめ

今回の解析結果から木造架台は免震架台としての面外剛性は無視できないが、十分検討すれば可能で多雪地域においても同様なことがいえる。応力の集中する 1 階壁脚部を受ける土台(架台)部材の強度の確認や支承材の適正配置により面外方向の変形を低減することに有効だと考える。また適正な免震周期をとることも必要だ。

脚注

- 註1. 上村徹: 戸建免震住宅の木造架台の剛性評価に関する基礎的研究
註2. 杉山佳考: 非剛床架台を用いた戸建免震住宅の地震応答特性

参考文献

- 1) 免震建築物の技術基準解説及び計算例とその解説 2006
2) 枠組壁工法建築物構造計算指針 2007