木造住宅用免震システムの開発

島津 由貴

1. はじめに

木造住宅の耐震安全性への関心は、1995年兵庫県南部地震を契機に急激に高まり、制振技術をはじめとする新たな技術開発が活発化し、現在では市場に多くの製品が流通している。2016年熊本地震において、益城町では2000年以降に建設された住宅の約5%が倒壊相当の被害を受けた"が、入力レベルを勘案すれば、住宅の耐震性能は既に一定以上の水準にあると言える。一方、より高い性能を求める上で免震構造の適用が考えられるが、地盤調査を含む導入コストの高さから、未だ十分には普及していない。本研究は、これらを背景に、従前の木造住宅用の免震システムに比して安価な構法の開発を目的に、その基本原理を整理すると共に、解析と実験の両面からその適用性を検討したものである。

2. 新たに開発するシステム

2.1 免震システムの構成と特徴

本研究では、自重によって元の位置に戻るように、 建築物の各柱脚を凹型の球面状に加工されたすべり 板に据える構造とした。柱脚端部には金属の半球を 取り付けた。また、これらのすべり板は、下部構造 である土台のコンクリートに埋め込まれている。そ れにより、一般的な木造建築物の免震装置に採用さ れる鉄骨架台の製作が不要となる。また、本免震装 置は、すべり板と柱脚部の金属のみによって、鉛直 荷重の支持、建築物の変位を元に戻す復元力、およ び摩擦力による減衰のすべてに寄与するため、導入 コスト削減を実現した。

2.2 免震の基本原理

本研究では解析において、上部構造を剛体とみな し、その質点がすべり板の上をすべる運動を以下のよ うに表した.

図1に示すように、すべり板の底から質点までの水平変位をx(cm)、またそれらの接点における接線と水平面のなす角を θ とする。このときに質点に作用する力を同図に示した。質点が運動をしているとき、質点は運動の方向の法線方向への運動は起こらないため、すべり板の変位をy(cm)とすると、次のつり合い方程

式が成り立つ.

$$N = mg \times \cos\theta - m(\ddot{x} + \ddot{y}) \times \sin\theta \tag{1}$$

N: 質点がすべり板から受ける垂直抗力(N)

m:質点の質量(kg)

g:重力加速度(cm/s²)

また、水平方向の質点の運動方程式について d'Alembert の原理より、減衰の項を無視すると、 $m(\ddot{x}+\ddot{y})=-Nsin\theta-sign(\dot{x})\times\mu Ncos\theta$ (2) が成り立つ。 θ については、すべり板の曲率半径を R(cm) としたとき、

$$\sin \theta = \frac{x}{R}, \cos \theta = \frac{\sqrt{R^2 - x^2}}{R}$$
 (3)

が成り立つので、式(2)の右辺を式(1)および式(3)を用いてxの関数として表すと、

$$F(x) = \frac{-mg\sqrt{R^2 - x^2}(x + sign(x) \times \mu\sqrt{R^2 - x^2})}{R^2 - x^2 - sign(x) \times \mu\sqrt{R^2 - x^2}}$$
(4)

となる. したがって、質点についての運動方程式は、 以下のようになる.

$$\ddot{x} + \frac{F(x)}{m} = -\ddot{y} \tag{5}$$

すなわち, F(x) は復元力として作用している. その値 について, 水平変位 x を横軸にとって表したグラフが 図 2 である.

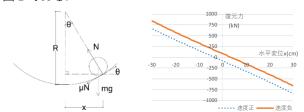


図1 質点のつり合い

図2 水平変位と復元力

3. 実験概要

3.1 試験体

本実験に使用する試験体の外観を図3に, 土台および上部構造を以下の図4に示す. 土台は溝形鋼を直角に溶接し, その一方に平行となるようにH形鋼を設置した状態で, すべり板をはめることで4本の柱脚すべてをすべり板中心に設置できるようにした. 上部構造の柱梁接合部は, 図4に示す引きボルトにより接合されている.

実験序盤はすべり板にシャーシグリスを塗布して行ったが、上部構造柱脚部の金属とすべり板との摩擦係数が大きく滑り出さなかったため、すべり板に塗布したグリースに加えて、柱脚部にテフロンを装着して行った.以下の実験結果はすべてテフロン装着以降の結果である.

すべての実験において、2.3kNの上部構造の上に4 枚合計21.7kNの錘を載荷した.また実験を終えた後に、参考としてテフロンを挟んだ状態での本免震装置の静止摩擦係数を計測するために、すべり板の中心に柱脚を据えた上部構造をチェーンブロックで水平に引張り、上部構造が動き出す瞬間の最大荷重を計測した結果、およそ1.0kNであった。この値を上部構造と錘の総重量で除して、静止摩擦係数0.042を得た.



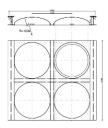


図3 試験体外観

図 4-a 試験体土台部

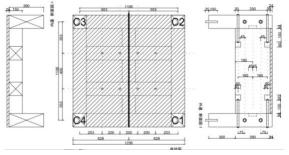


図 4-b 試験体上部

3.2 計測計画

図5および図6にそれぞれ加速度計,変位計の設置位置を示す.なお,添え字eの加速度計については,載荷する錘との干渉を避けるため,合板中心部に位置する梁の裏側に設置した.また、変位測定については,レーザー変位計を梁の外側側面に取り付け,外部に設置した木製の板に照射して測定を行った.また,振動台と試験体下部構造の挙動の相違を確認するために,下部構造についても加振方向における加速度と変位の測定を行った.

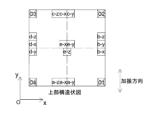




図 5 加速度計設置位置

図6 変位計設置位置

3.3 入力波の設定

事前の解析を用いて、ステップ波(500gal, 0.04秒間)を入力した解析結果の、応答速度および応答変位を以下の図7に示す。ただし、この解析では動摩擦係数と静止摩擦係数を仮の値として、どちらも0.02とした。

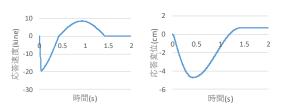


図7 応答速度と応答変位

これにより、試験体の推定固有周期がおよそ2.0秒 であることが分かる. したがって, リッカー波(F(t) = $A(1-2\pi^2f^2t^2)e^{-\pi^2f^2t^2}$) の周波数 f を 0.5Hz とした波, および挙動の相違の確認のため 1.0Hz とした波を入力 波とした. ただしAは振幅である. また, 本研究にお いて, 長周期領域の入力波に対する挙動を確認するこ とが大切になるため、日本建築センターによって公開 されている, 模擬地震波 BCJ-L1 も入力波とした. こ れらのリッカー波およびBCJ波の 振幅については、 事前に行った解析において、試験体上部構造がすべり 板から跳ねださないための十分な余裕が確保されてい ることを確認したうえで,使用する振動台の可動域 (±150mm)に合わせ、リッカー波では最大速度 45kine(最大変位 124.9mm), BCJ 波では公開されてい る加速度データの 0.6 倍(最大変位-148.2mm)に設定し た. これら3つの入力波について、それぞれの加速度 および応答スペクトルを以下に示す.

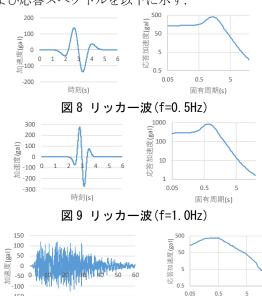


図 10 BCJ 波

時刻(s)

固有周期(s)

4. 実験結果と解析

4.1 解析手順

本研究では質点の運動の解析を行うために、式(4) の二階微分方程式を、Runge-Kutta 法を用いて解いた。 $^{2)}$ 本研究の解析においては、原理を簡易化するため、2.2 章に示した通り上部構造を1 つの剛体とした。すなわち、柱梁接合を剛接合と仮定している。そのため、図 11 に示す通り上部構造が動き出すまでは入力と同様の応答とし、動き出してからも試験体全体の剛性は式(4) の復元力のみによっている。

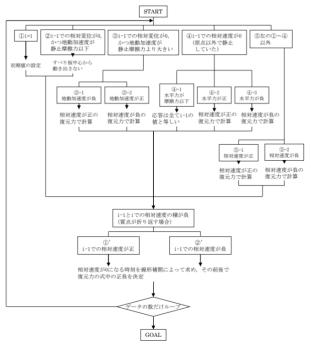


図 11 解析の条件分岐

4.2 自由振動

図12 に、試験体上部構造をクレーンで持ち上げ、 すべり板の中心からおよそ35cmの位置において、自 由振動させた際の応答変位および応答加速度の結果を 示す.加えて、同図に解析によって求められた応答変 位の値を併せて示す.この結果から、試験体の固有周 期がおよそ1.95 秒であることが分かる.また、実験 結果と解析の各振幅における最大値が等しくなるよう に、動摩擦係数を0.035 と推定した.なお、図12 は この値を代入した解析結果である.

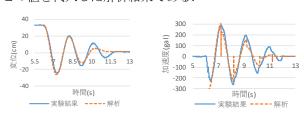
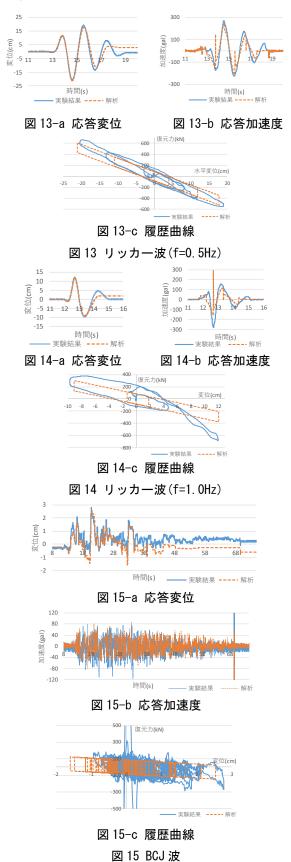


図 12-a 応答変位

図 12-b 応答加速度

4.3 地震波加振

各入力地震波の加振実験結果によって得られた応答 変位, 応答加速度および履歴曲線について, 実験値お よび解析によって得られた値を併せて以下に示す. なお, 履歴曲線については, 式(5)に各実験によって得られた加速度の値を代入し復元力を求め, 同時刻の変位を横軸にとった.



5. 考察

5.1 解析の妥当性の検討

本研究の加振による試験体の応答は、解析によって 概ね表すことができた. しかし、2点程うまく再現で きていない点がある.

1点目は、図 13-a および図 14-a に顕著にみられる ように, 実験結果と解析で最終的な相対変位に差異が ある点である. この原因は、すべり板の形状にあると 考えられる. 本実験で使用したステンレス製のすべり 板は、形状加工に起因すると思われる小さなくぼみが 無数にあり、それによって、一様に摩擦力が一定とみ なした解析結果とは異なる結果となったと考える.

2点目は、各入力地震動による応答加速度の解析値 が、全体的に実験値より小さくなっている点である. この原因については、解析に使用した式(4)の復元力 を定義する際に、試験体上部構造を剛体とみなしたこ とにより、加速度の増幅を無視したことによると考え る. また、履歴曲線における実験結果と解析の相違か ら読み取れるように、系の減衰を無視したこともこの 一因となっていると考えられる.

5.2 系における減衰の検討

本研究では、免震システムの基本原理を明らかにす るために、 簡易的なモデルに仮定して解析を行ってき た. そのため、5.1章に既述のように、正確性に欠け る. そこで, 以下の手順によって本研究の試験体にお ける減衰係数を推定する.

まず、式(2)に減衰の項を追加し、式(2)'とする. $m(\ddot{x} + \ddot{y}) + c\dot{x} = -N\sin\theta - sign(\dot{x}) \times \mu N\cos\theta$ 上式を整理し,復元力 F(x) を式(4) とする.

$$F(x) = \frac{-mg\sqrt{R^2 - x^2}\left(x + sign(x) \times \mu\sqrt{R^2 - x^2}\right)}{R^2 - x^2 - sign(x) \times \mu x\sqrt{R^2 - x^2}}$$

$$-\frac{x^2 + sign(\dot{x}) \times \mu x \sqrt{R^2 - x^2}}{R^2 - x^2 - sign(\dot{x}) \times \mu x \sqrt{R^2 - x^2}} \times c\dot{x} \tag{4}$$

この復元力を用いた解析上で、減衰係数および動摩擦 係数を変化させ、減衰係数c = 300N·s/cm、動摩擦係 数μ = 0.025を得た.これらの値を用いて行った解析結 果を実験結果と合わせて図16より示す.

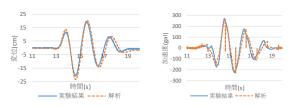
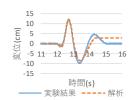


図 16-a 応答変位 図 16-b 応答加速度 図 16 リッカー波(f=0.5Hz)



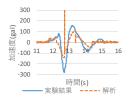


図 17-a 応答変位

図 17-b 応答加速度

図 17 リッカー波(f=1.0Hz)

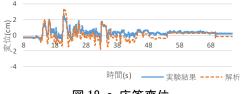


図 18-a 応答変位

150 -200 時間(s) 実験結果

図 18-b 応答加速度

図 18 BCJ 波

また、4.3章の3つの実験で得られた履歴曲線を併 せて図19に示す.図に示した直線の傾きから、本研 究での実験の変位レンジ内における試験体全体の剛性 $\& k = 3.0 \times 10^4 (N/cm)$ と推定した.

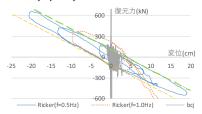


図 19 履歴曲線

得られた各値を用いて以下のように減衰定数を推定 し、妥当な値となることを確認した.

$$h = \frac{c}{2\sqrt{mk}} = \frac{300}{2 \times \sqrt{2447.3 \times 3.0 \times 10^4}} = 0.018 = 1.8(\%)$$

6. まとめ

本研究では、新たに開発する免震システムの基本原 理を整理し、摩擦係数を推定することで概ね応答を再 現した. 本研究で使用した試験体では, 応答の推定に おいて、上部構造の剛性および系全体の減衰を無視し ても十分な応答解析を得ることができた.

今後は、上部構造とすべり板の多質点系による解析 の妥当性の検討や, すべり板の曲率および摩擦係数に おける免震システムとしての有効性の模索が課題とな る.

参考文献

- 1) 2016 年熊本地震災害調査報告. 日本建築学会, 2018, 405p
- 2) 柴田明徳. 最新耐震構造解析第 3 版. 森北出版, 2014, 368p