

能登半島地震における伝統木造建築物の 3 次元地震応答解析

3-D seismic response frame analysis of traditional wooden buildings in Noto Peninsula Earthquake

大門功昌¹, 村田 晶², 池本敏和³, 宮島昌克⁴, 鈴木祥之⁵

¹金沢大学大学院自然科学研究科社会基盤専攻 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)

Graduate school of Natural Science and Technology, Kanazawa University

²金沢大学助教 理工研究域環境デザイン学系 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)

Asistant Professor, School of Environmental Design, Kanazawa University

³金沢大学講師 理工研究域環境デザイン学系 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)

Associate Professor, School of Environmental Design, Kanazawa University

⁴金沢大学教授 理工研究域環境デザイン学系 (〒920-1192 石川県金沢市角間町)

Professor, School of Environmental Design, Kanazawa University

⁵立命館大学教授 グローバル・イノベーション研究機構 (〒525-8577 滋賀県草津市野路東1-1-1)

Professor, Global Innovation Organization, Ritsumeikan University

In this study, the response of a traditional wooden house subjected to earthquake effects is investigated by using 3-D framed model analysis and considering the characteristics of typically used traditional joints, walls and framing system of whole building. Considered strong motions for analysis are selected among the recorded data during the Noto peninsula earthquake and analysis results demonstrated the vulnerability of these kinds of houses subjected to long-period seismic waves.

Keyword: *Noto Peninsula Earthquake, Tradisional wooden house, Earthquake response analysis, three dimensional frame analysis*

1. はじめに

能登半島地震で倒壊した建物は古い木造家屋や倉庫、納屋に集中し、鉄筋コンクリート造や鉄骨造の建物においては被害が少なかったことが分かっている。木造家屋でも 1981 (昭和 56) 年に導入された新耐震基準を満たした建物の被害は少なく、これ以前に建てられた建物の耐震性が課題として浮き彫りとなっている。特に被害の大きかったものは、土塗り壁のある古い木造家屋、店舗併用住宅で、その特徴は、玄関から奥へ通じる通り庭や屋内廊下、土間等のある伝統的な木造建築物であった。また、前面の道路と平行する壁が極めて少ない建物も大きな被害を被った。

建物に甚大な被害が生じた門前町の中心部において、被害調査¹⁾および微動観測を行った。これらの調査結果に基づく地震応答解析から、建物被害の要因を分析した。微動観測結果より門前町中心部では、表層地盤の固有周期は0.5~1秒と推定された。同地区では、本震時の最大地動速度は、80-100cm/s以上と推定された。その結果より、建物の全壊率が0.1以上であったこの地域では、木造建築物の1階の最大応答変形角が1/10を超える揺れが生じていることを明らかにした。

また、鎌田の研究¹⁾によると主に蟻害等により土台等が腐食することや、建築年代が古い等の劣化原因による、建物の耐震性能の低下が被害原因の一つであったと考えられた。以上のことを踏まえ、地震被害の原因を把握する上で、建物の耐震性能評価を定量的に行うことが重要である。

近年の住宅は、筋違い入りの耐震壁を中心とした剛性の高い壁を採用しているのに対し、貫や土塗壁を用いた伝統構法では、一般的にその剛性は低く、固有周期が長い。これは、伝統構法は仕口部分が完全な剛節でなく、回転バネの特性を持っているためと考えられている。それに加え、土壁や、接合部が塑性変形に至り、地震エネルギーを吸収するといった、揺れを柔軟に受け流す機構を持つ側面もある。

伝統木造建築物の耐震性評価に関する研究は古くから始まり、近年盛んに行われている^{2), 3)}。近年の研究で、貫、柱、組物といった各要素の耐震性能は明らかになってきているが、これらが組み合わさった架構全体の耐震性能は十分には明らかではない。先述のように、能登半島地震で被災した建物の多くは、建築年代が古く金物等を使わない、いわゆる伝統的な木造住宅であった。

本研究の目的は、能登半島地震で被災した伝統的な木造住宅の振動特性を地震応答解析から明らかにしていくこととする。既往の研究では、建物の架構全体について詳細に地震応答解析を行ったものは少なく、本研究では、柱貫接合部、柱の傾斜、土壁の復元力特性を考慮した3次元フレームモデルで解析を行う。

2. 解析概要

2.1 解析対象建築物

対象とする住宅は能登半島地震で被災した、輪島市門前町道下地区のNKI邸である。対象とする住宅を写真1に、図1に対象住宅の土壁配置図を示す。対象建築物は平屋建て住宅で、前面道路に平行して壁が少なく、また、梁間方向に全面壁が偏っている。壁量充足率は梁間方向88.6%、桁行方向49.7%であり、どちらも必要壁量を満たしていなかった。また、主に土塗り壁で構成され、玄関から奥にかけて土間が存在する



写真1 対象住宅

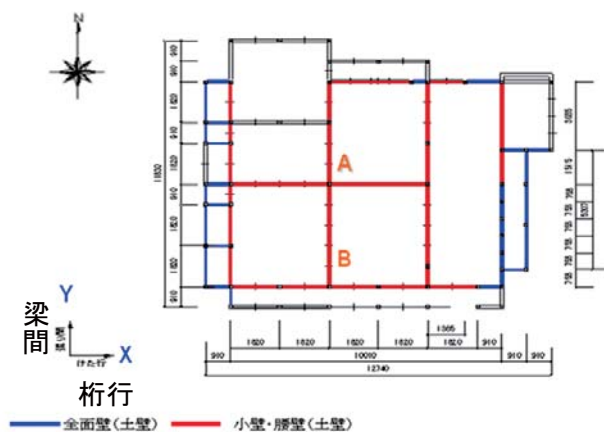


図1 対象住宅平面図

いわゆる伝統的木造住宅である。以上のことから、能登半島地震で多く被害が生じた住宅の特徴を有している。実被害としては、開口部が多く桁行方向の壁が少ないため梁間方向（前面道路側）に建物全体が傾斜していた。被害判定は大破であり、図1に示す測点AではX方向に40mm、Y方向に35mm、測点BではY方向に80mmの残留変位が確認されている。

2.2. 伝統木造建築物の耐震要素のモデル化

本研究では3次元フレームモデルを用い詳細に解析を行う。解析には、DYNA2Eを使用する。解析を行うにあたり、伝統構法の特徴をモデル化する。伝統木造構造物の耐震要素としては、仕口の回転抵抗、太い柱の回転復元力、土壁のせん断抵抗などが挙げられる。モデル化にあたっては、接合部及び土小壁に非線形性を考慮し、木材である柱、貫、桁は弾性部材とする。瓦については、土葺きはしておらず、袖や軒、棟の熨斗の間にのみ土が使われているので、それらをモデル化する。柱貫接合部に関しては、稲山⁴⁾により、柱貫仕口の力学モデルを、めり込み抵抗モデルに基づいた実用的な算定式にしたものを用いる。柱脚部及び柱頭部には、傾斜復元力による回転バネを設定する。解析の都合上、負勾配を考慮しない代わりに、復元力特性における第1折点、第2折点における耐力は、軽部らの研究⁵⁾に示された値よりも低い値を採用し、第3勾配は初期剛性の1/1000とする。柱の転倒復元力は2方向の重ね合わせができないため、本研究では1方向に関する柱傾斜復元力を採用した非線形モデルを用い、2方向同時入力として地震応答解析を行う。土壁、土小壁の初期剛性には、参考文献^{2), 6)}より決定し、フレームモデル化の際に等価なブレース構造に置換する。材質については、能登の伝統的木造住宅の使用樹種である、ヒバ、スギを用い、ヤング係数については建築学会木質構造設計規準⁷⁾の値を用い、それぞれ 9.0×10^6 (kN/m²)、 7.0×10^6 (kN/m²)とする。以上より作成した解析モデルは、節点数1572個、要素数3023個とする。入力地震動はK-NET穴水地震波、K-NET富来地震波、K-NET輪島地震波の3波を用い、動的非線形地震応答解析はNewmark- β 法 ($\beta=1/4$)による直接積分法、積分時間間隔は0.002secとする。減衰定数は1次モードに対して5%の剛性比例型内部粘性減衰とする。地震波は各節点に同一波を同時入力し、東西(X)方向にEW成分を、南北(Y)方向にNS成分を、上下(Z)方向にUD成分を入力する3方向の同時入力とする。

表1 各部材の断面寸法

部材	材質	断面寸法 (mm)	断面積A (m ²)
柱	ヒバ	135×135	0.0182
梁・桁	ヒバ・スギ	135×300	0.0405
貫	スギ	24×120	0.0029
母屋	スギ	90×90	0.0081
垂木	スギ	45×60	0.0027

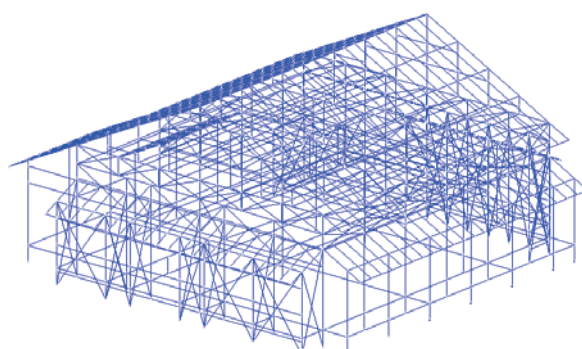


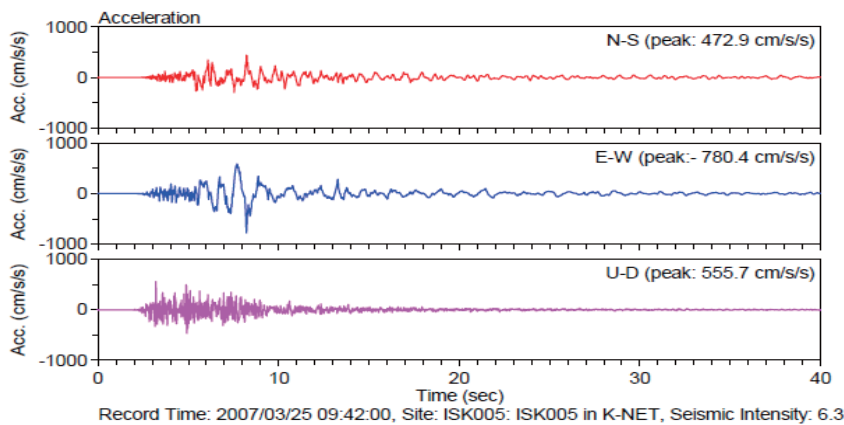
図2 解析モデル

表 2 材料特性

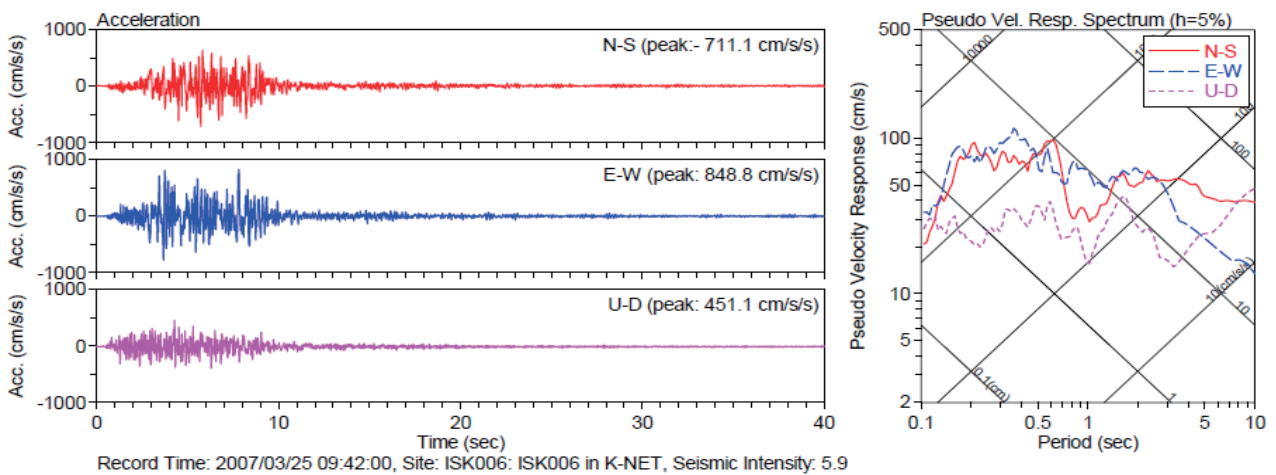
材料	ポアソン比 ν	ヤング係数 E (kN/m^2)	せん断弾性係数 G (kN/m^2)	単位体積重量 γ (kN/m^3)
ヒバ	0.4	9.0×10^6	6.0×10^5	4.2
スギ	0.4	7.0×10^6	4.67×10^5	3.7

2.3. 入力地震動

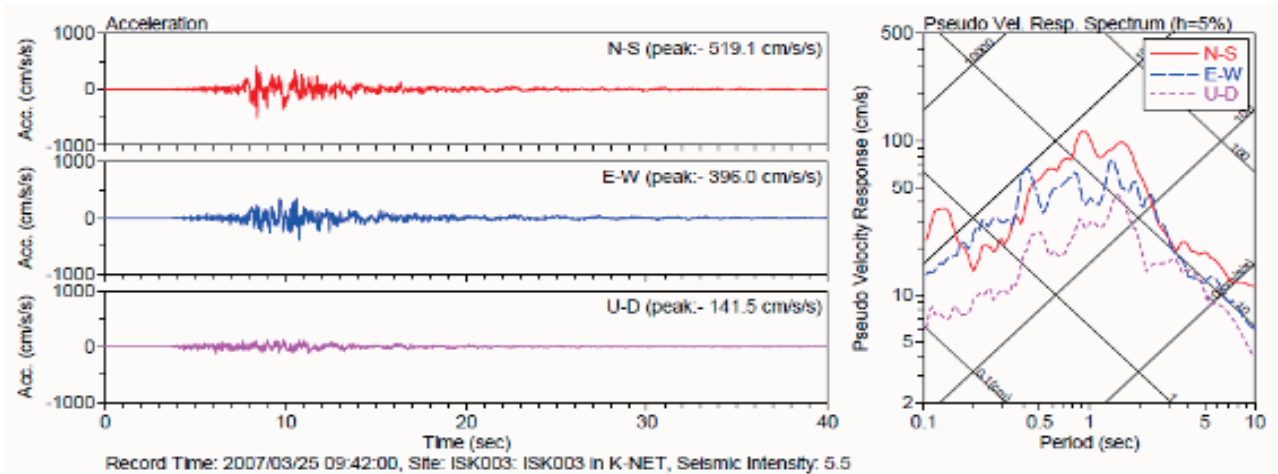
本解析に用いる入力地震動である K-NET 穴水地震波、K-NET 富来地震波、K-NET 輪島地震波の時刻歴波形と速度応答スペクトルを図 3 に示す。図に示すように K-NET 穴水(ISK005)は加速度記録を見ると比較的長周期の成分が優勢となっている。EW 成分では最大加速度が 780cm/s^2 とかなり大きな値である。応答スペクトルを見ると、NS 成分で 1 秒程度、EW 成分で 1~2 秒の応答が際立っており、EW 成分の最大速度応答は 300cm/s を超える。K-NET 富来(ISK006)は加速度記録を見ると、比較的短周期成分が優勢で、激しい揺れが 7 秒間ほど続いている。応答スペクトルを見ると、1 秒以下の短周期成分の応答が 80cm/s から 100cm/s と大きく、1 秒以上の周期成分は相対的に劣勢である。K-NET 輪島(ISK003) は応答スペクトルを見ると、周期が 1 秒付近の応答が 80cm/s から 100cm/s と大きく、それ以外の周期成分は相対的に劣勢である。



(a) K-NET 穴水 (ISK005)



(b) K-NET 富来 (ISK006)



(c) K-NET 輪島 (ISK003)

図3 強震記録⁸⁾

3. 解析結果および考察

固有値解析の結果を図4と表3にそれぞれ示す。伝統的木造住宅の現地調査の結果¹⁾によると、常時微動計測の結果、対象とした地域周辺の建築物の固有振動数は0.26~0.59sに分布している。表3より、1次モードの固有振動数がその分布内に収まっている。また図4に示すように、1次モードがX方向並進(東西方向)、2次モードがY方向並進(南北方向)、3次モードがねじれに影響していることが言える。

解析モデルの固有周期は上記より、約0.45sである。これに対し、図5より卓越周期が約1~2sであるK-NET 穴水波(ISK005)を入力したときでは、最大層間変形角で中破から大破判定、1s以下の短周期成分が大きいK-NET 富来波(ISK006)を入力したときでは、最大層間変形角で小破から中破判定、卓越周期が約1sであるK-NET 輪島波(ISK003)を入力したときでは、最大層間変形角で小破から中破判定で、K-NET 富来波(ISK006)を入力したときよりも倒壊側に判定がでた。また、Y方向の最大加速度は、K-NET 穴水地震波が473 cm/s²、K-NET 富来地震波が711 cm/s²である。以上のことより、解析モデルの固有振動数より地震動の卓越周期が短周期側によっている場合より、地震動の卓越周期が長周期側によっている場合において、大きな被害判定となった。

また、実際の建築物には残留変位が生じていたので図5にあわせて示す。しかし、本解析においては、残留変位がほとんど生じなかった。その原因として、解析モデルにおいては、貫や梁の仕口部分が外れることをフレームモデル化していないこと、残留変位の測定値は、地震被害から数日が経過してからの値であるため、地震後から測定までの間で余震等により残留変位が生じた可能性があることなどが考えられる。

このことを含め、本解析結果は、実被害と一致してはならず、安全側の判定であった。これは、入力した地震波が対象となる建物近傍の観測点の地震波であり、地盤特性を考慮したものでないこと、解析モデルで扱ったパラメータは、劣化を考慮していないことに対して、解析対象は築年数50年以上の古い建築であったことが原因と推察される。

また、各地震波の測点Aでの応答加速度と入力加速度を図6から図8にそれぞれ示す。最大応答加速度は、穴水波のX方向が752 cm/s²、Y方向が480 cm/s²、富来波のX方向が697 cm/s²、Y方向が492 cm/s²、輪島波のX方向が399 cm/s²、Y方向が394 cm/s²となった。よって、図3より最大加速度の応答倍率は、穴水波のX方向が0.96、Y方向が1.02、富来波のX方向が0.82、Y方向が0.69、輪島波のX方向が1.01、Y方向が0.76

となった。このことと、図 6 から図 8 より、測点 A における層間変形角測定高さ(以下、観測点高さ)において、卓越振動数が固有値と離れている地震波に対して、近い地震波に対しては、応答加速度は入力とほぼ変わらないか減少しているという結果が得られた。今回の解析からは卓越周期が固有値と一致することはなかったが、モデルの固有地に近い卓越周期の地震動に対して加速度応答が高くないことが分かった。また、観測点高さにおいて応答が高くなかった原因としては、伝統構法特有の仕口部分と土壁が破壊し地震動のエネルギーを吸収するといった制震の役割を担っているため、その特性を各接合部が有していると考えられる。

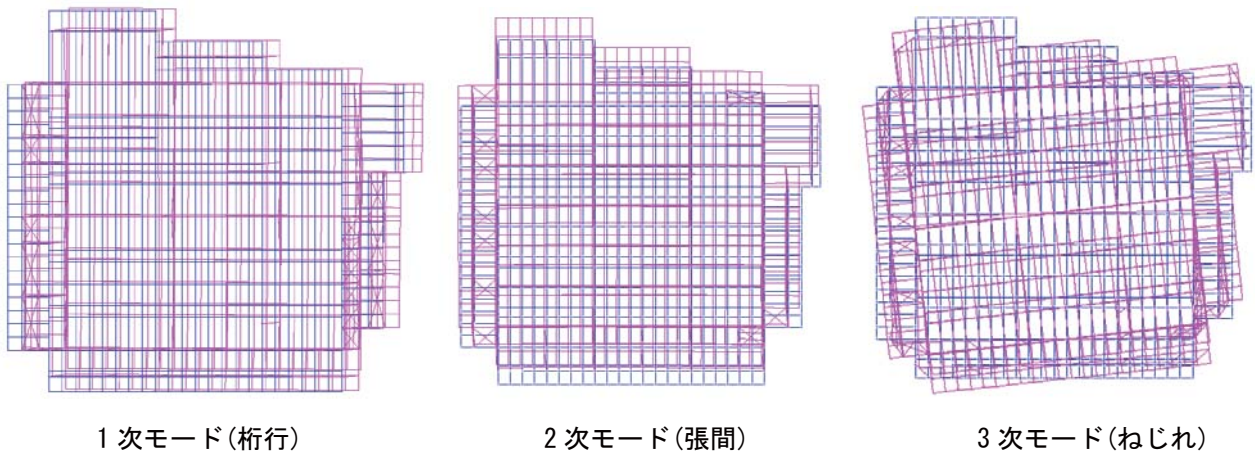


図 4 モード図

表 3 固有値解析結果

固有モード	周期 (s)
1 (X 方向)	0.45
2 (Y 方向)	0.45
3 (ねじれ)	0.36

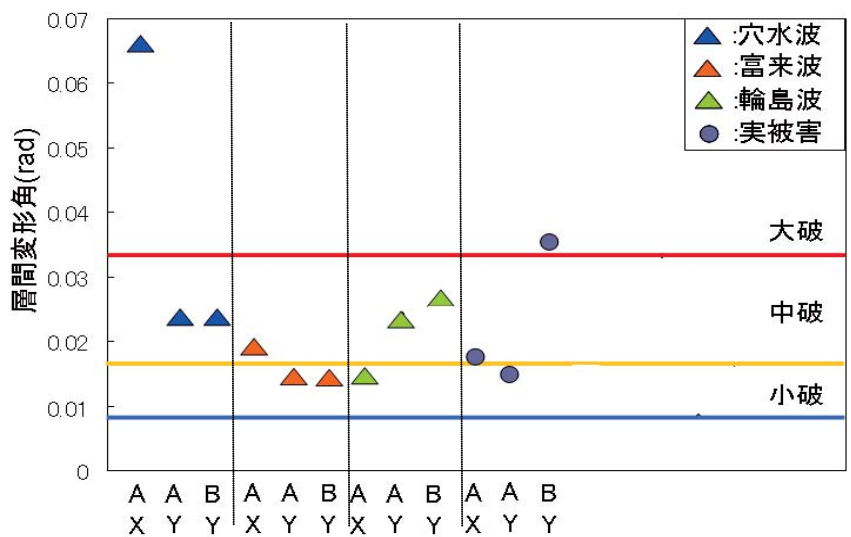
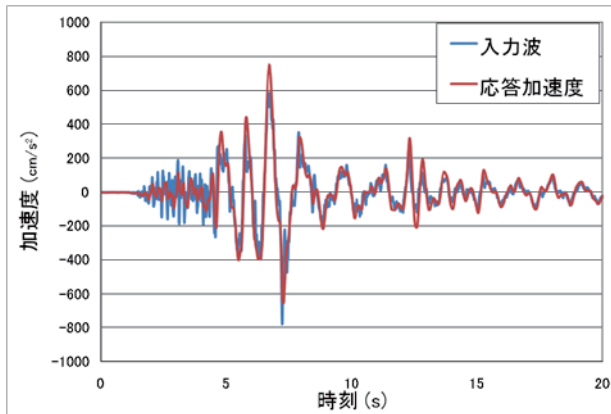
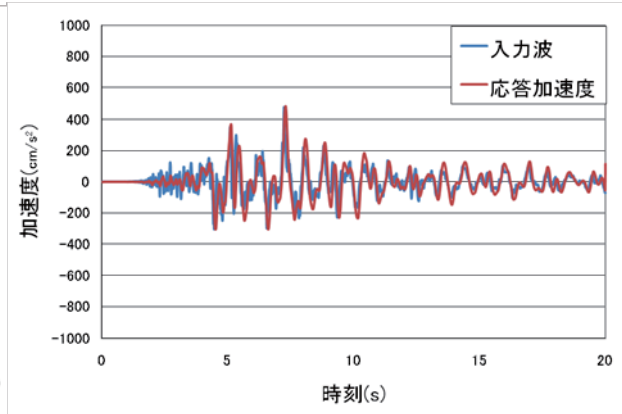


図 5 地震応答解析結果(層間変形角)

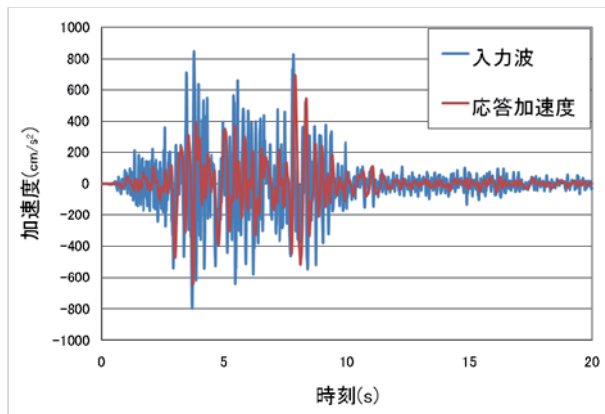


(a) X 方向

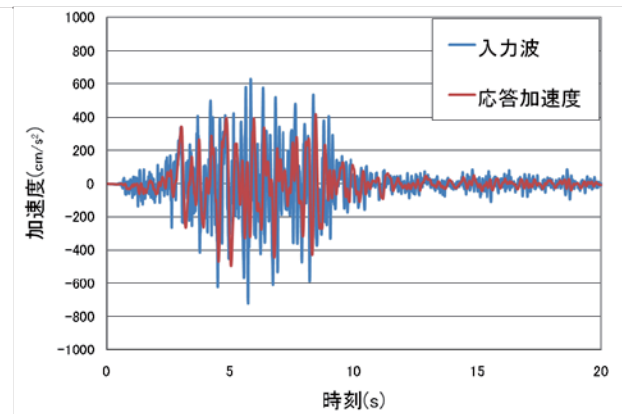


(b) Y 方向

図 6 入力加速度と測点 A での応答加速度 (穴水波)

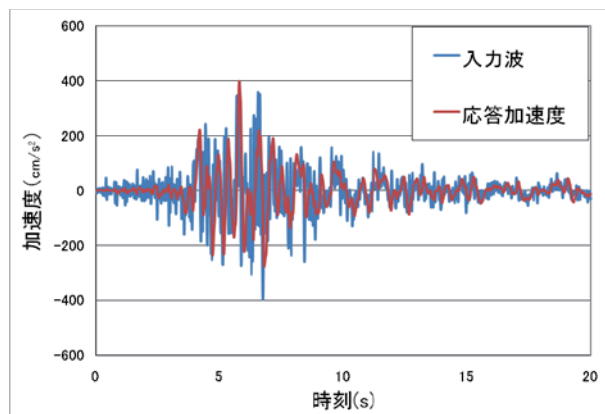


(a) X 方向

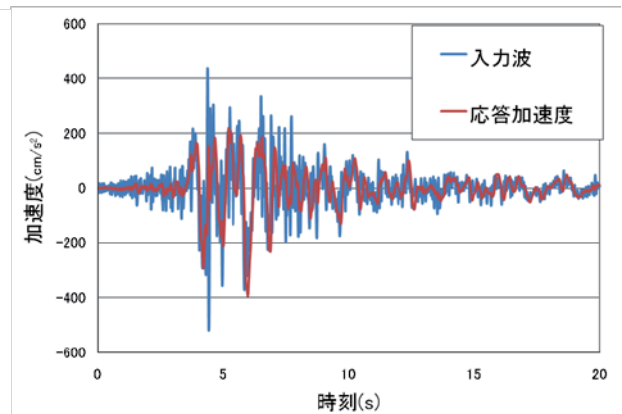


(b) Y 方向

図 7 入力加速度と測点 A での応答加速度 (富来波)



(a) X 方向



(b) Y 方向

図 8 入力加速度と測点 A での応答加速度 (輪島波)

4. まとめ

固有値解析結果より、今回用いたモデルは、現地調査と近い固有振動数をもつ程度に再現できた。このモデルに対し K-NET 穴水波、K-NET 富来波を入力して比較したところ、解析対象とした建築物は、短周期地震動よりも長周期地震動で大きく最大変位が生じ、加速度応答も下がらないことが明らかとなった。さらに、卓越周期が固有値に近い地震動に対しても、モデルの加速度応答が大きくなることはなかった。これは、伝統構法の仕口部分と土壁が制震効果を持っているためと推察できる。また、鎌田の研究³⁾によれば、同一建築物を対象に柱と梁の仕口の特性のみを考慮したフレームモデルにて、一次モードが 0.79s という結果が出ていることに対し、土壁や貫の仕口等を考慮した本モデルでは固有値が実際の常時微動計測の結果と一致した。以上のことより、伝統木造建築においては仕口、土壁、水平構面を考えることが重要と考えられる。また、本研究において、小屋組みまで考慮したフレームモデルを用い、実際に家屋が受けた地震動と近いと考えられる K-NET 輪島波を入力したところ、実被害と一致する結果は得られなかった。そのため、3 章に挙げたモデル化の改善が課題である。

今後は、構造の異なるモデルを解析すること、解析モデル地点の推定地震波を用いること、構造要素の劣化について考慮した解析を行うことを予定している。

謝辞：K-NET 観測記録および、ViewWave を利用させていただきました。記して謝辞を表します。

参考文献

- 1) 鎌田嵩之：2007 年能登半島地震による木造建物被害の要因分析，金沢大学学士学位論文，2008.
- 2) 花里利一，萩原幸夫，稲山正弘，大倉靖彦，三井所清典，坂本功：木造伝統構法五重塔の設計における構造安全性の検討，日本建築学会技術報告集，vol.7，pp. 33-38，1999.
- 3) 鈴木隆志，伊津野和行，土岐憲三：懸造形式を有する伝統木造建築物の保有水平耐力と地震応答，日本建築学会構造工学論文集，Vol.52B，2006.
- 4) 稲山正弘：めり込み抵抗接合の設計(貫構造)，建築技術，pp. 106-111，1995.
- 5) 軽部正彦，林知行，原田真樹，高橋好夫，木村勉：古代伝統木造架構の実大水平力実験(その 2 実大架構実験と履歴性状)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 269-270，2006.
- 6) 河合直人：土塗り壁の設計，建築技術，pp. 118-121，1995.
- 7) 日本建築学会：木質構造設計規準同解説，丸善，2002.
- 8) 国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人建築研究所：能登半島地震建築物被害調査報告，<http://www.kenken.go.jp/japanese/contents/publications/data/107/index.html>，2011 現在.