

2007年能登半島地震における伝統木造住宅の地震応答解析

— 輪島市門前町の被災住宅を対象として —

Earthquake response analysis of the traditional wooden house
due to 2007 Noto Peninsula Earthquake

村田 晶¹・鎌田嵩之²・池本敏和³・宮島昌克⁴

Akira Murata, Takayuki Kamata, Toshikazu Ikemoto and Masakatsu Miyajima

¹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)

Assistant Professor, Kanazawa University, School of Environmental Design

²大和ハウス工業(株) (〒530-8241 大阪市北区梅田3丁目3番5号)

Daiwa House Industry Co., Ltd.

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, Kanazawa University, School of Environmental Design

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, Kanazawa University, School of Environmental Design

In this study, it is estimated earthquake damage of the wooden house using a seismic response analysis of two-layers share type structural model. And it is evaluated an earthquake response for a typical disaster traditional wooden house due to conduct the three-dimensional frame analytical model. As the result, it was shown clearly that the damage of traditional wooden houses was clarified by considering a characteristic of traditional joint at noto peninsula.

Key Words : *Noto Peninsula Earthquake, Traditional 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は被害が少なかったことが調査等により分かっている。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。特に能登半島地震では、土塗り壁などのある古い木造家屋や店舗併用住宅の、玄関から奥へ通じる通り庭や屋内廊下、土間等があるような前面の道路と平行する壁が極めて少ない建物については大きな被害が生じている。ところで、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多く採用しているのに対し、貫や土塗り壁を用いた伝統構法では、一般的にその剛性は低く建物固有周期が長い。これは、伝統構法では仕口部分が完全な剛節でなく、ある程度の回転バネ特性を持っているためと考えられる。一方では、土壁が壊れたり接合部で変形を吸収するなどしてゆれを柔軟に受け流す仕組みを持っている側面もあることや、復元力による変形性能も大きいことが分かっている^{1), 2)}。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建物全体の耐震性能は十分には明らかになっていない。

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。地震外力と木造建物被害の関係については、例えば新井らによる被害調査および微動観測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研究³⁾や、鎌田らによる現地悉皆調査結果と常時微動観測による地盤動特性と比較した研究⁴⁾、筆者らによる微動観測結果とボーリング等の地盤データより地震動指標を推定し、木造建物被害と比較した研究^{5), 6)}がある。それらの結果より、被害の甚大であった旧門前町中心部における表層地盤の固有周期は0.5-1秒と推定され、本震時の最大地動速度は80~100cm/s以上、計測震度6.5以上、破壊力指標としての疲労応答スペクトル強度 (FSI値) では、構造物に甚大な被害を生じさせると考えられる300以上と推定できることがわかった。しかしながら、佐藤らによる研究⁷⁾の他には能登地域の建物構造特性を考慮した地震応答解析はあまり行われておらず、耐震補強、改修を進めるにあたり、それらの特性を考慮した地震外力に対する木造建物の地震応答で評価する必要がある。そこで本研究では、2層せん断型建物モデルに対して地震応答解析を行い、地震外力に対する応答を評価するとともに、代表的な被災建物モデルを対象とした3次元フレーム解析を行い、詳細に耐震性能の評価を行うことで、能登半島地震で被災した建物のうち特に多く被災した伝統的な木造住宅の被害を明らかにすることを目的とする。

2. 2質点せん断型モデルを用いた地震応答解析

本研究では、文献^{8), 9)}を参考に2階建て木造住宅を対象とした2質点せん断型解析モデルを用いて地震応答解析を行う。階高はそれぞれ2.75(m), 2.5(m), 各階の重量は17(tf), 28.7(tf)とする。このモデルにパラメータを設定し耐力を変化させることにより、異なる履歴復元力を持つモデル群を作成する。

モデル各層の耐力は、式(1)に示すように各層の重量と層せん断力係数の積で表される。

$$\begin{aligned} P_i &= C_i W_i \\ C_1 &= C_B \quad \dots (1) \\ C_2 &= 0.3 C_B \nu \end{aligned}$$

ここで、 W_i は*i*階以上の重量、 C_i は*i*階の層せん断力係数、 C_B はベースシア係数、 ν は第2層の層せん断力係数への倍率である。上式のベースシア係数及び第2層の層せん断力係数への倍率をパラメータとして与える。

パラメータとなるベースシア係数は建物の耐震性能として重要な指標と考えられ、建物のせん断耐力を重量で割った値である。そして、農家型の伝統的な木造住宅を対象とした現地での静的水平加力実験結果⁷⁾より伝統的な木造住宅のベースシア係数の値は概ね0.2前後であるとされる。そこで、本研究ではベースシア係数の値を0.2, 0.4, 0.6に設定する。また、1階と2階の壁量充足率比を参考に2層の層せん断力係数への倍率 ν を1.0, 1.4とし、解析モデル群を作成する。ここで、各層の履歴復元力特性は以下の式(2)に示すように、ポリリニア型履歴特性とスリップ型履歴特性の複合型とする。

$$\Phi = \beta \cdot \Phi_{QL} + (1 - \beta) \cdot \Phi_{SL} \quad \dots (2)$$

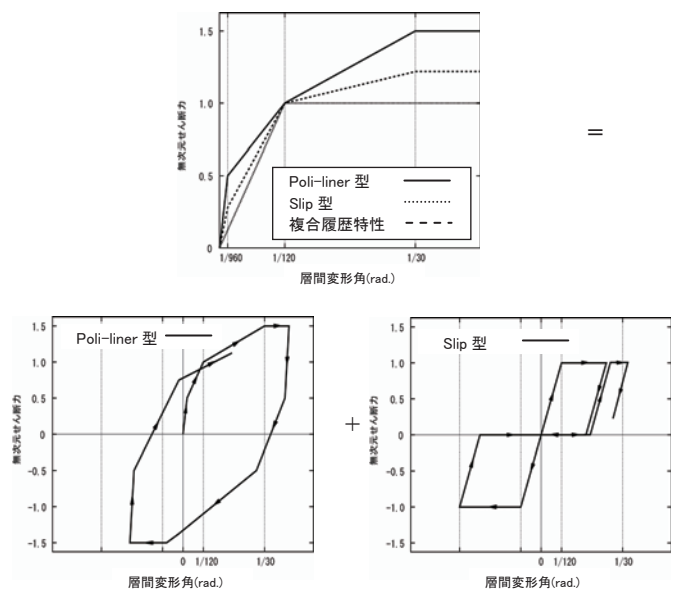


図1 2質点系解析モデルの復元力特性

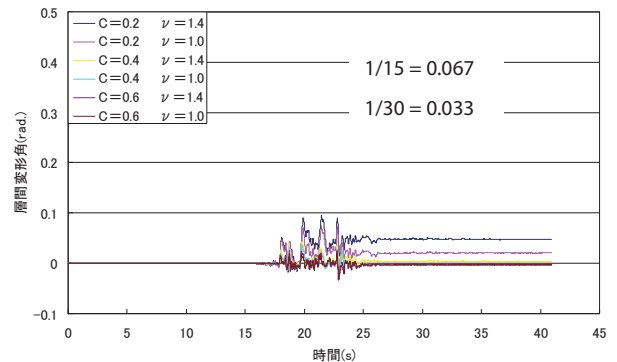
ここで、 Φ_{OL} はポリリニア型履歴特性、 Φ_{SL} はスリップ型履歴特性、 β は両者の複合割合を決める定数である。これらの履歴特性の各分岐の剛性は、図1に示すように設定する。本研究では、文献^{8), 9)}で標準としている、ポリリニア、スリップ型履歴特性の比率として3:2を用いる。ただし、木造家屋の固有振動数は一般的に3~10(Hz)であることから、初期剛性を用いた場合の固有振動数が3.0(Hz)となるように、ポリリニア型の履歴特性に第1折点として1/6,000 (rad) を付け加えた。解析に用いる強震観測記録は被災程度の高い地区付近で観測されたK-NET輪島、K-NET穴水、K-NET富来を用いる。なお、旧門前町中心部、および道下、黒島地区付近で観測された本震の強震記録は存在せず、門前総合支所(旧門前町役場)で記録された3成分合成最大加速度1,303(cm/s^2)だけであることから、被災程度のひどかった地区における応答解析を行ったとすれば、以下に示す結果より応答値が大きくなると思われる。

K-NET富来波による解析結果を図2(a)に示す。ここで表1に示すように最大加速度は水平2方向ベクトル合成で934 cm/s^2 (震度6弱)であり、K-NET、KiK-net観測点の中で最も大きい最大加速度を記録した。図に示すようにベースシア係数Cが0.2の時、最大層間変形角については ν が1.4の時0.10(rad.)、 ν が1.0の時0.07 (rad.)で倒壊判定となる層間変形角1/15(rad.)を超える結果となった。このことから建物耐力が低く、1階に開口部の大きい建物については倒壊の危険性が高いと言える。また、ベースシア係数Cが0.4の時には、 ν の値はあまり影響せず最大層間変形角が0.04(rad.)前後となり、大破判定1/30(rad.)を超えた。そして、Cが0.6の時は、 ν の値に関わらず最大層間変形角が1/30(rad.)を超えず中破判定となった。以上のことから、ベースシア係数Cが0.2増加するだけで結果が大きく変化したといえる。また、 ν の変化に対する応答値の変化より、特にベースシア係数が小さい建物の場合、上下階の耐力バランスも重要となることが分かる。

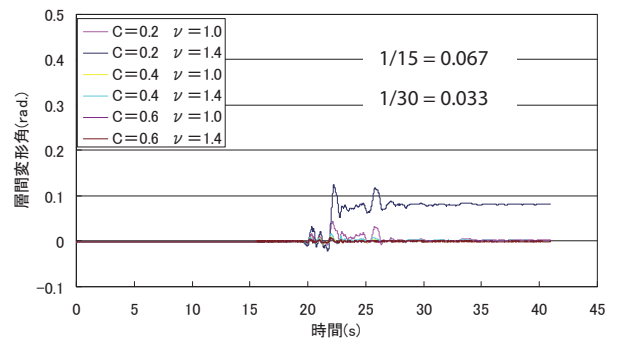
同様にK-NET輪島波による解析結果を図2(b)に示す。また、表1に示すように最大加速度は水平2方向ベクトル合成で546 (cm/s^2)で震度は6弱であった。図に示すように富来波における結果と同様にCが0.2の時、最大層間変形角は ν が1.4の時0.12(rad.)で倒壊判定1/15(rad.)を超える結果となった。これはK-NET富来地震波の時より大きい値である。しかしながら、

表1 各観測点の最大加速度、最大速度、計測震度

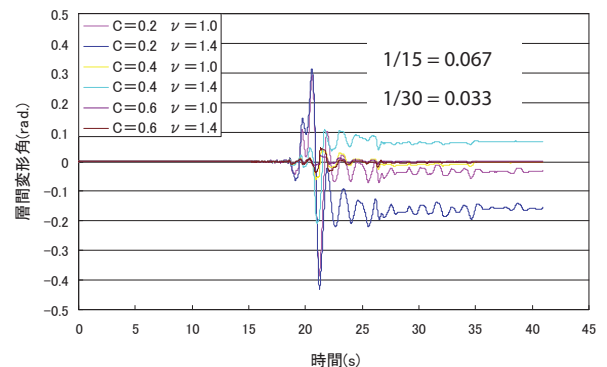
観測点	PGA (cm/s^2)	PGV (cm/s)	計測震度
K-NET富来	933.6	59.2	5.9
K-NET輪島	546.3	43.9	5.5
K-NET穴水	896.1	103.7	6.3
K-NET能都	665.6	25.2	5.6
K-NET七尾	217.9	34.9	5.3
JMA輪島	460.2	55.6	6.1
JMA能都	233.5	50.2	5.7
JMA志賀	460.2	55.6	5.7



(a) K-NET 富来



(b) K-NET 輪島



(c) K-NET 穴水

図2 2質点系層せん断型モデルの地震応答解析結果

ν が1.0の時0.044(rad.)となり倒壊判定1/15(rad.)を超えず大破判定となった。また、 C が0.4の時については ν の値にかかわらず最大層間変形角が0.01(rad.)前後となり、中破判定1/60(rad.)は超えなかった。そして、 C が0.6については、 ν の値にかかわらず最大層間変形角が1/120(rad.)を超えず無被害となった。地震動で比較すると、K-NET輪島波の方がK-NET富来波より最大加速度および最大速度共に小さいので、解析結果もK-NET富来に比べK-NET輪島の方が層間変形角が全体的に小さくなっており、地震動の大きさに結果が準拠している形となっていることが分かる。

K-NET穴水波による解析結果を図2(c)に示す。表1に示すように最大加速度は水平2方向ベクトル合成で896(cm/s²)で震度は6強であった。また、建物被害と相関が良いとされる最大速度は100(cm/s)程度と非常に大きな値を記録した。 C が0.2の時、最大層間変形角は ν が1.4の時0.43(rad.)、 ν が1.0の時0.39(rad.)となり ν の値に関わらず倒壊判定1/15(rad.)を超える結果となった。これはK-NET富来地震波、K-NET輪島地震波の時よりはるかに大きい値である。K-NET穴水地震波が建物と相関が良いとされる最大速度(PGV)が他の地震波と比較して非常に大きいためであると考えられる。また、 C が0.4の時 ν が1.4の時、最大層間変形角が0.21(rad.)となり倒壊判定1/15(rad.)を超えた。 ν が1.0の時0.061(rad.)となり、大破判定1/30(rad.)を超えた。同様に C が0.6についても ν が1.4の時、最大層間変形角が0.045(rad.)となり大破判定1/30(rad.)を超えた。また、 ν が1.0の時0.022(rad.)となり、中破判定1/60(rad.)は超えた。地震動で比較すると、K-NET穴水地震波の最大速度が他の観測点で得られた地震波よりおよそ2倍と大きかったため、地震波の振動数特性にあまり影響されず、地震外力の大きさに比例するような形で層間変形角も大きくなったといえる。

以上の結果より、ベースシア係数 C が建物の耐震性を評価する重要な指標となることが確認できた。また、これまでの現地実験等から、伝統的木造住宅のベースシア係数が概ね0.2前後であることから、本結果より同程度の地震が再来するとしたら地震被害の危険性は高く、今後もこのようにして建物の耐震性を考慮することは有効であると考えられる。しかしながら、伝統構法の特徴である回転バネを持った復元力特性等については評価できていないことから、次章では3次元フレーム解析を用いた地震応答解析を行い、上述の特性を考慮した評価を行う。

3. フレーム解析による地震応答解析

本研究において、水平構面の3次元の水平構面で評価したいため、また部材ごとの復元力特性の情報を加えた解析を行うため、前述のように変位法に基づく3次元フレーム解析を用いる。解析を行うにあたり、伝統構法特有の仕口モデルを設定する。これは伝統木造建造物の耐震要素として、仕口の回転抵抗、太い柱の回転復元力、土壁・板壁のせん断抵抗などがあるが、柱貫仕口（接合部）に代表される木材のかみ合わせで発生する回転抵抗が最も主要な要素であると考えられるためである。その回転抵抗は、めり込みと摩擦が主な抵抗要素となり、その挙動はめり込みの弾塑性復元力特性に支配される。めり込み現象は、連続体相互の接触と部分圧縮という構図で説明される。柱貫接合部に関しては、柱貫仕口の力学モデルが、稲山¹⁰⁾により、めり込み抵抗モデルに基づいた実用的な算定式が示されている。本研究ではこの稲山のめり込み理論を基本とした回転バネの非線形特性を設定する。

解析対象住宅の例として、本稿では門前町道下地区の被災木造住宅を示す。本住宅は前面道路に平行して壁が少なく、壁量充足率は梁間方向88.6%、桁行方向49.7%であり、どちらの方向も必要壁量を満たしていなかった。従って、桁行方向（前面道路に平行する側）の壁が少なく梁間方

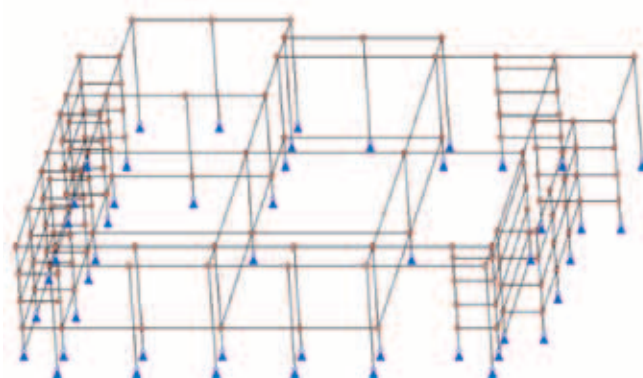


図3 3次元フレーム解析モデル

向の壁量から考えて、壁配置に偏りがあるといえる。また、壁は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いわゆる伝統木造住宅といえる。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が、倒壊には至っていない。図3に3次元フレーム解析のモデル図を示す。各部材の寸法は主に実測値で表2に示す。材質については、能登の伝統的木造住宅の使用樹種を参考とし、ヒバ、スギのヤング係数は建築学会木質構造設計規準¹¹⁾の値を用い、それぞれ 9.0×10^6 (kN/m²)、 7.0×10^6 (kN/m²)と設定する。また、その他の材料特性については表3に示す。入力地震動はK-NET富来における本震の水平方向地震波を用い、時刻歴地震応答解析はNewmark β 法 ($\beta=1/4$)による直接積分法を用い実被害の変位等との比較を行う。ここで積分時間刻みは 2.0×10^{-3} (s)とする。

固有値解析結果を表4に、3次までのモード図を図4にそれぞれ示す。ここで表4には経年劣化を考慮した、材料剛性を50%低減した場合の解析結果 (E50) も示す。また、E50における地震応答解析結果を図5に、A地点とB地点で実被害との比較を行った結果を表5にそれぞれ示す。図4に示すようにねじれ現象がよく現れているといえる。また、3次までの固有振動数は1.6~2.1(Hz)と、一般的な木造住宅よりは固有振動数が小さいが、現地調査結果⁷⁾と比較すると調和的な結果となった。また、現地調査結果ではA地点ではX方向に40mm、Y方向に35mm、B地点ではY方向に80mmの残留変位が確認されているが、図5の赤線と表5に示すようにA点におけるY方向、B点におけるY方向については共に最大応答変位が82mmであり、層間変形角は1/28(rad.)と大破判定であることから、概ね実被害と整合していると言える。また、図5より変形の方法についても実被害と整合していると言え、またX方向よりもY方向の方が大変形となっていることも、実被害と概ね整合していると考えられる。ゆえに、Y方向の方が大きく変位してしまうため、前面道路側に傾斜していたと考えられる。このとき、限界耐力計算による応答値はX方向1/62(rad.)と小破判定、Y方向1/45(rad.)と中破判定となっていることから、柱脚接合部のパラメータが変形の増加に影響していると考えられることができる。

4. まとめ

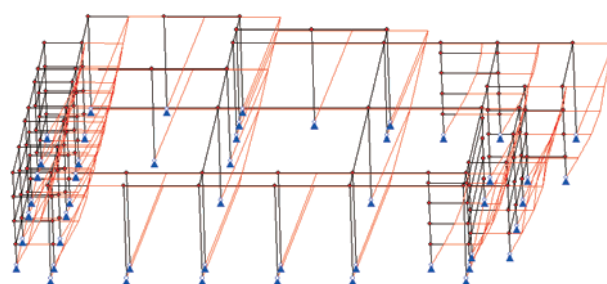
伝統的木造建築物に適用される限界耐力計算

表2 各部材寸法

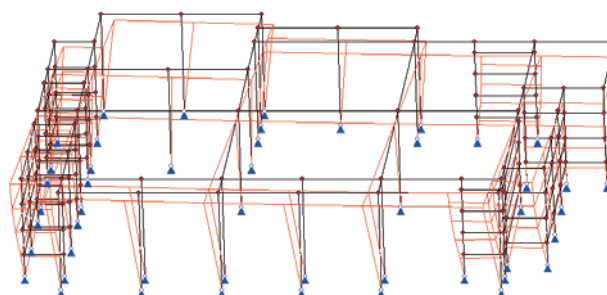
部材	材質	断面寸法(mm)
柱	ヒバ	135×135
梁, 桁	ヒバ, スギ	135×300
貫	スギ	24×120
母屋	スギ	90×90

表3 材料特性

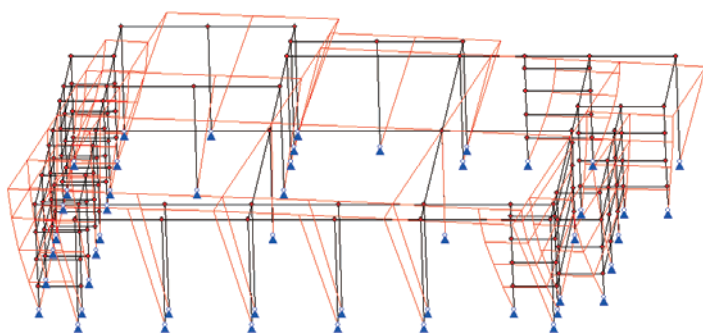
材料	ヤング係数E	単位体積質量
	(kN/m ²)	γ (kg/m ³)
ヒバ	9.0×10^6	4.2
スギ	7.0×10^6	3.7



(a) 1次モード (桁行)



(b) 2次モード (張間)



(c) 3次モード (ねじれ)

図4 モード解析結果

では、今回のケースにおいては実被害と異なる被害判定となり、応答値も実被害より小さな結果となった。しかしながら、水平構面を考慮した柱貫仕口モデルを用いた本研究の解析では、地震時の挙動、被害判定共に実被害と比較的合致していた。従って伝統木造住宅においては柱貫仕口・水平構面を考えることが重要であると思われる。今後は、解析対象住宅を増やすとともに、解析対象地区で推定した地震動を用いて解析を行う予定である。

表 4 固有値解析結果

モード	固有振動数(Hz)	
	健全	50%低減(E50)
1次(東西)	1.69	1.59
2次(南北)	1.75	1.64
3次(ねじれ)	2.05	1.93

謝辞：本研究を進めるにあたり、K-NET観測記録を利用していただきました。記して謝意を表します。

参考文献：

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 新井洋，森井雄史：2007年能登半島地震の震源域における最大地動速度の評価と木造住宅被害の要因分析，日本建築学会構造系論文集，第73巻，第624号，pp.227-234，2008.
- 4) 鎌田高彰，田守伸一郎：2007年能登半島地震における建物被害と地盤特性の評価，日本建築学会北陸支部研究報告集(51)，pp.25-28，2008.
- 5) 村田晶，小野寺大，宮島昌克，池本敏和：2007年能登半島地震における地震動推定と建物被害との関係，土木学会地震工学論文集，第30号，2009.
- 6) 湊和也，村田晶，宮島昌克，榎波智仁：能登半島地震における常時微動観測を用いた地震動推定と破壊力指標の評価，日本自然災害学会第28回学術講演会発表梗概集，2009.
- 7) 佐藤弘美，松田昌洋，藤田香織，腰原幹雄，坂本功：現地実験による伝統的木造住宅の構造性能に関する研究，日本建築学会構造系論文集第602号，pp.187-194，2006.
- 8) 中治弘行：木造建物の耐震性能評価に関する研究，京都大学博士学位論文，1999.
- 9) 林康裕，他：2000年鳥取県西部地震の地震動強さの評価，日本建築学会構造系論文集，第548号，pp.35-41，2001.
- 10) 稲山正弘：木材のめり込み理論とその応用，東京大学博士学位論文，1991.
- 11) 日本建築学会：木質構造設計規準同解説，丸善，2002.

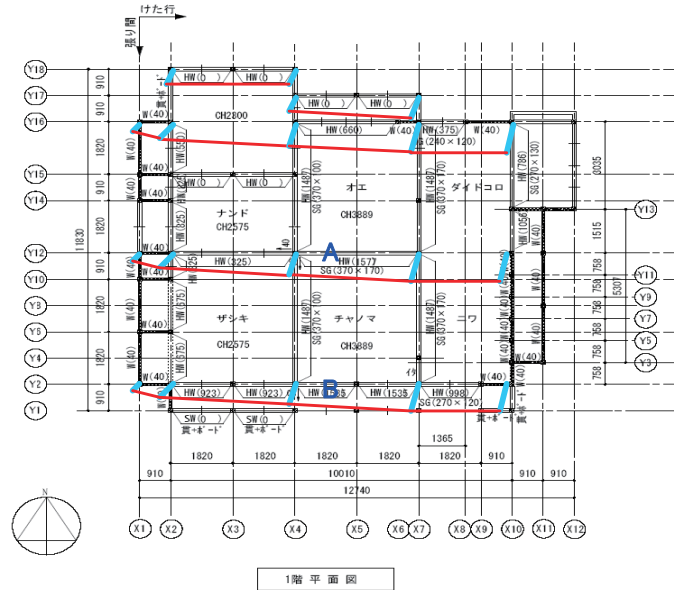


図 5 3次元フレーム地震応答解析結果

表 5 地震応答解析結果

計測点	方向	最大応答変位 (mm)	層間変形角 (rad.)	被害判定	実際の変位 (mm)	実被害判定
A	X方向(東西)	60	1/39	中破	40	大破
	Y方向(南北)	82	1/28	大破	35	
B	Y方向(南北)	82	1/28	大破	80	