

平成 28 年 (2016 年) 熊本地震で被災した八王神社の解析的研究

ANALYTICAL STUDY FOR SHRINES DAMAGED BY KUMAMOTO EARTHQUAKE IN 2016

瀧野敦夫¹・佐藤滯²・向坊恭介³・鈴木祥之⁴

Atsuo Takino, Mio Sato, Kyosuke Mukaibo and Yoshiyuki Suzuki

¹ 奈良女子大学講師 生活環境学部住環境学科 (〒 630-8506 奈良県奈良市北魚屋東町)

Lecturer, Nara-Women's University, Faculty of Human Life and Environment

² 奈良女子大学大学院生 生活環境学部住環境学科 (〒 630-8506 奈良県奈良市北魚屋東町)

Graduate student, Nara-Women's University, Faculty of Human Life and Environment

³ 鳥取大学助教 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒 680-8550 鳥取市湖山町南 4-101)

Assistant Professor, Tottori University, Department of Management of Social Systems and Civil Engineering

⁴ 立命館大学教授 衣笠総合研究機構 (〒 525-8577 滋賀県草津市野路東 1-1-1)

Professor, Ritsumeikan University, Kinugasa Research Organization

In April 2016, many wooden structures were damaged in Kumamoto earthquake. In this study, the damaged shrines, which were built in the traditional construction method of timber structures, were investigated and seismic response analysis was conducted in order to clarify the cause of earthquake damage. The column base of the main halls was slipped and the base was fallen down from the foundation stone. In the analytical results, the maximum story drift angle exceeded 1/10 rad because the column base was constrained in any horizontal direction by the pin support. The horizontal support reaction was much higher than maximum static frictional force, calculated by weight of structure and coefficient of friction ($\mu=0.3$).

Keywords : earthquake damage investigation, seismic behavior, traditional wooden structures, shrine

1. はじめに

平成 28 年 (2016 年) 4 月に発生した熊本地震では多くの木造建物が被害を受けた。本研究では、その中でも地震で被災した神社について、被害調査を実施するとともに、被害発生の原因解明のための解析的検討を実施した。

2. 神社の被害状況

本研究の対象建物である八王神社は熊本県阿蘇郡西原村に現存する神社で、震源の益城町から直線距離で約 11km に位置し、手水舎、拝殿および 2 つの本殿 (便宜上、それぞれ本殿 1、本殿 2 と呼ぶ) からなる。築年数は調査時点では不明である。設計図面等もなかったため、可能なものについては現地実測から図面の作成を行った。本殿 1、本殿 2 の立面図、平面図を図 1 および図 2 に示す。両本殿ともに、前面には非構造材である格子戸などがあり、その他の面は全て全面板壁である。また、屋根はいずれも薄鉄板葺きであった。

拝殿は、写真 1 に示すように完全に倒壊しており、各部の損傷状況などの詳細な調査は実施していない。手水舎については構造自体はほぼ無損傷であったが、写真 2 に示すように柱脚が束石から落ちていた。なお、

東石にはダボ用の穴が見られたが、調査時に破損したダボを発見することはできなかった。本殿1は、写真3、写真4に示すように土台が礎石から滑動するとともに地盤変状により礎石が部分的に崩れ落ちたこともあって、土台が礎石から滑り落ち、倒壊寸前の状態であった。柱脚の移動量は前面よりも後面の方が大きく、板壁が後面に集中していることから偏心による捩れ変形が生じたと考えられる。また、一部の柱は柱頭の貫等の横架材が完全に引き抜けるほど傾斜したため、一構面のみ全ての板壁が崩落していた。さらに、向拝部分の柱は虹梁から完全に抜け落ちていた。本殿2も、本殿1と同様に土台が礎石から滑動したために、全体的

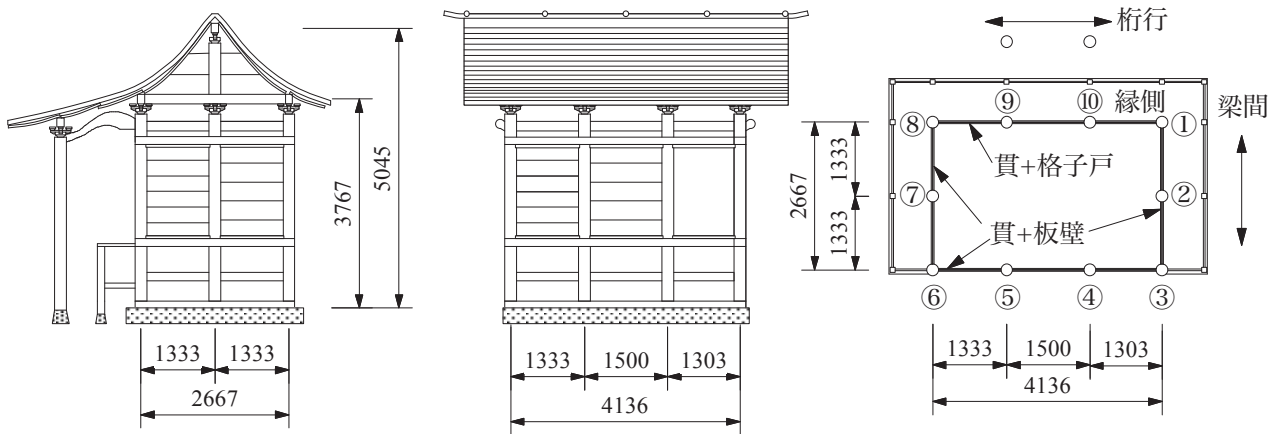


図1 本殿1

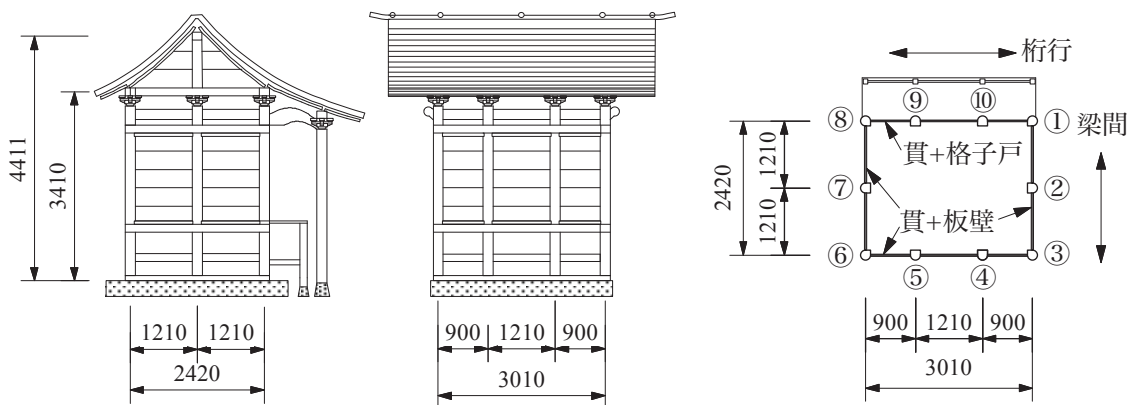


図2 本殿2



写真1 倒壊した拜殿



写真2 手水舎と移動した柱脚



写真3 本殿1の被害状況1 (全体の様子)



に残留変形が残っていた（写真5）。しかし、礎石の崩壊は生じていなかったため、建物の部分的な崩落は見られなかった。また、本殿1と同様に偏心による捩れ変形の影響で、後面の方が全面に比べて滑動量が大きかった。



写真4 本殿1の被害状況2（左：崩壊した礎石と滑動した土台／右：柱-貫接合部）



写真5 本殿2の被害状況（左：滑動した土台／右：全体の様子）

3. 解析方法

本殿1および本殿2の解析モデルを図3に、入力した各部材の寸法を表1に示す。なお、解析プログラムには汎用構造解析プログラムとして実績も多く、非線形の復元力特性の入力が充実しているSNAP（株式会社構造システム製）を採用した。現地における目視調査から柱や貫に用いられている樹種は全てヒノキと判断し、木質構造設計規準・同解説¹⁾を参照して、ヤング係数に $9,000\text{N/mm}^2$ を、せん断弾性係数に 600N/mm^2 を、単位容積重量に 4.18kN/m^3 を入力した。柱-貫接合部は、図4に示すように貫接合部における三角形変位めり込みによる曲げバネ特性を接合部の周囲に独立したバネ要素として配置し、モデル化した。なお、三角形変位めり込みによる曲げバネ特性値の算出には稲山のめり込み式²⁾を参照し、めり込み長さ X_p が柱幅の半分として計算した。ただし、実際の接合部では楔が用いられているが、本論では簡便のため楔や上部の隙間

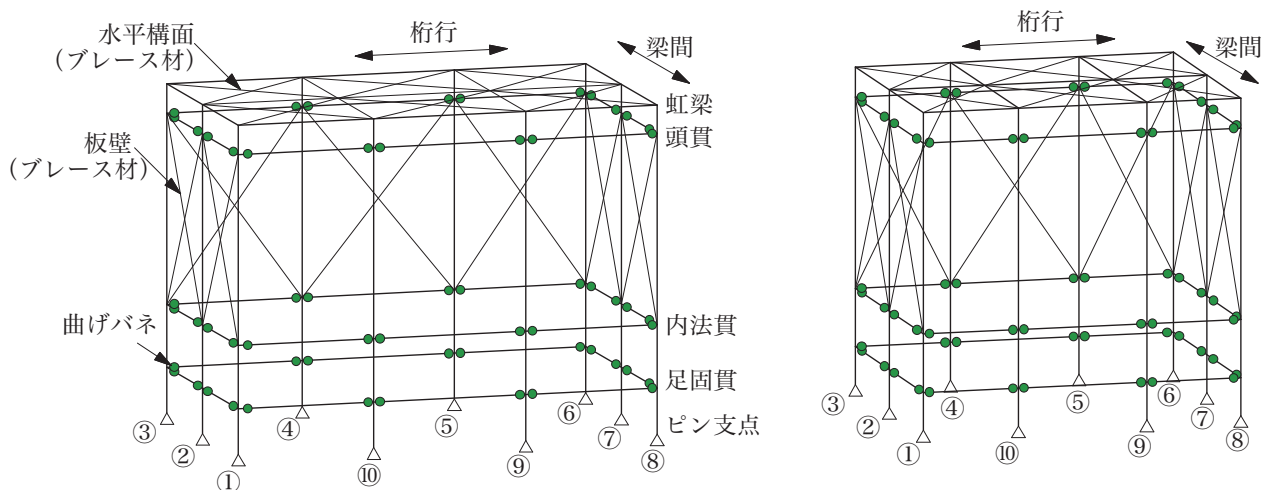


図3 解析モデル（左：本殿1／右：本殿2）

表1 部材寸法一覧

	本殿1	本殿2
柱	□-210×210	□-180×180
虹梁	□-165×75	□-190×75
頭貫	□-135×55	□-140×40
内法貫	□-130×50	□-140×40
足固貫	□-150×55	□-135×40

は一切考慮せず、全て通し貫と仮定して計算した。入力した復元力特性を図5に示す。板壁も同様に図6に示すような各壁板の変形により柱に生じる三角形変位めり込みを計算し、全ての曲げモーメントを足し合わせ、柱高さで除すことで柱頭に作用する抵抗力を求めた。なお、三角形変位めり込みを計算する際のめり込み長さ X_p は、既往文献³⁾を参考にして板幅の1/3とした。この際、板壁と柱の間には本来は隙間が存在するが、今回の検討では全て無視して計算した。さらに、板壁の抵抗力によって柱の曲げ変形や柱-貫接合部の変形などが生じることも予想され、復元力は低減される可能性も考えられるが、本論では簡易のため柱は剛体的に変形するものと仮定して計算した。入力した復元力特性を図7に示す。水平構面は、木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008年版)⁴⁾を参照し、実状に近い仕様のものから単位長さあたりの許容せん断耐力が0.20kN/mの値を採用し、等価なブレース材へ置換し、モデル化した。なお、いずれのスプリングにお

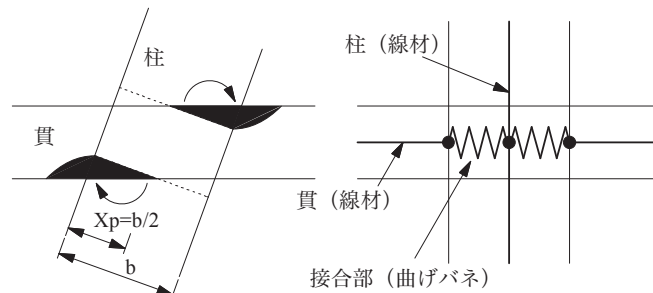


図4 柱-貫接合部のモデル化

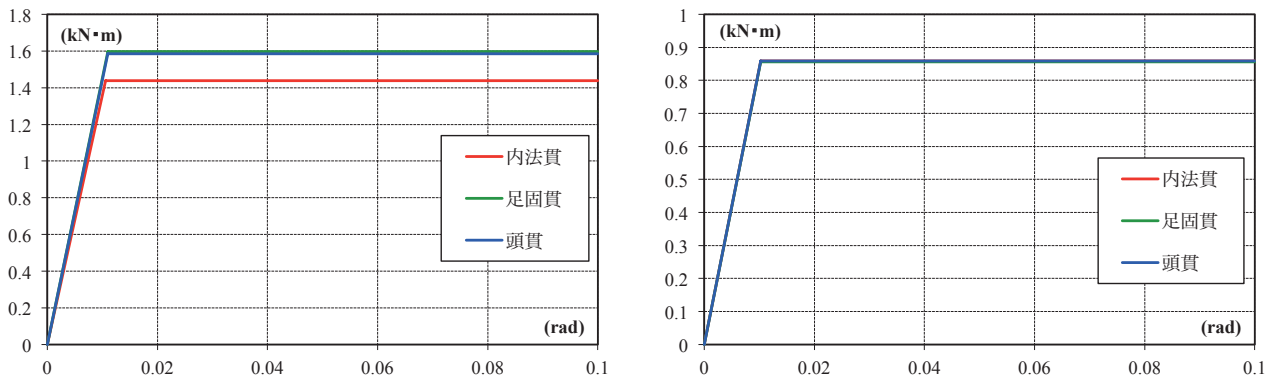


図5 柱-貫接合部の曲げバネ特性 (左:本殿1/右:本殿2)

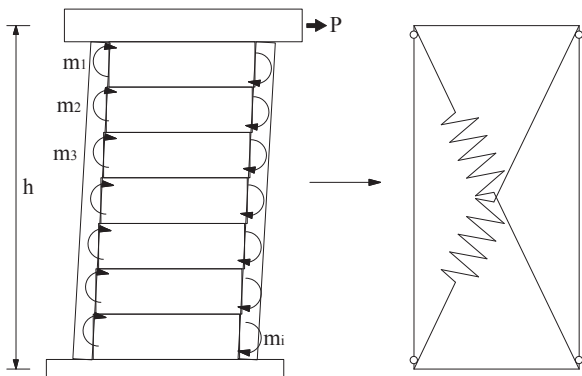


図6 板壁のモデル化

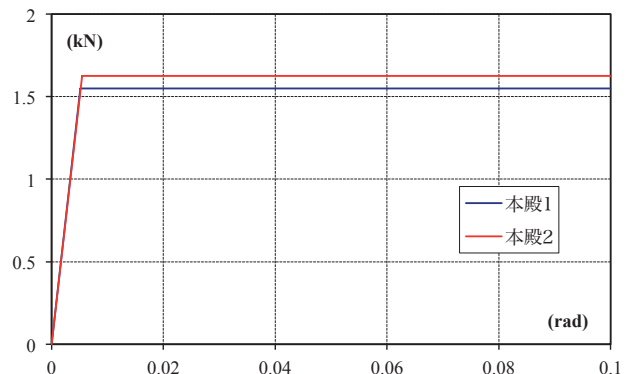


図7 板壁の復元力特性

いても、復元力特性はバイリニアースリップ型とした。

入力した重量を表2に示す。柱や横架材の重量はSNAPで自動生成された結果を用い、その他の重量は木造軸組工法住宅の許容応力度設計（2008年版）⁴⁾を参照し、算出した。対象建物の土台は礎石に拘束されていないが、今回の解析モデルでは全て柱脚部をピン支点として設定した。

解析に用いた地震動の波形と加速度応答スペクトルを図8および図9に示す。使用した地震動は、平成28年4月16日に熊本県阿蘇郡西原村の村役場で観測されたもので、主要動を含んだ合計60秒間の波形を用いた。なお、実際の建物では前震である4月14日の地震動による被害が生じている可能性も考えられるが、今回の調査においては本震後の調査しか実施できていないことから、地震力がより大きかった4月16日の地震動のみを採用した。実際の建物の状況に合わせて、桁行方向に南北方向の地震動を、梁間方向に東西方向の地震動を、鉛直方向に上下方向の地震動をそれぞれ入力した。なお、地震波を入力する前に、自重を作用させるために鉛直荷重を用いた初期解析を行った。減衰は瞬間剛性比例型で全部材に一律に設定し、初期の減衰定数を5%とした。

表2 重量一覧

	本殿1 (kN)	本殿2 (kN)
屋根・もや・天井・板壁上部	12.9	8.1
床・板壁下部	2.8	2.7
軸組 (SNAP上にて自動計算)	7.7	5.7
合計	23.4	16.5

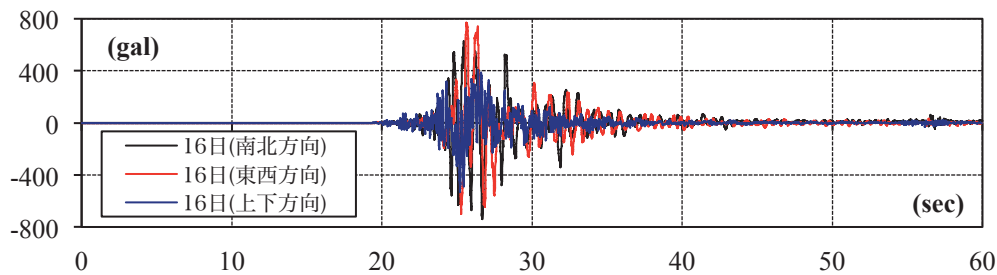


図8 用いた地震動波形

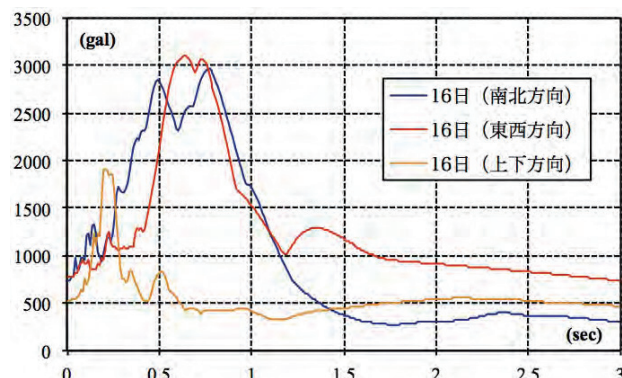


図9 加速度応答スペクトル (h=5%)

4. 結果と考察

固有値解析結果を表3に、上部から見た固有モード図を図10、図11に示す。固有周期および固有モード図については本殿1と本殿2の結果に大きな差異は見られなかった。増分解析結果を図12に示す。なお、縦軸は支点反力の総和を、横軸は最も変形する節点の水平変位を支点からの高さで除して求めた層間変形角を示す。板壁や貫接合部において、初期ガタを一切考慮していないため、全体の応答においても初期ガタのない荷重-変形角関係となっている。本殿1および本殿2のいずれのモデルにおいても、初期剛性に大きな差はないが梁間方向の方が水平構面の変形が大きくなるため、二次剛性が桁行方向の結果と比べて格段に小

さくなっている。

代表的な層間変形角の時刻歴波形を図13および図14に示す。なお、層間変形角については柱頭の変位を柱高さで除して求めた。また、図中の番号は図1、図2および図3に示した柱番号に対応し、結果は20秒から50秒間のみを表示した。梁間方向、桁行方向ともに水平構面が非常に柔らかいため通り中央の変形角が端の通りの変形角よりも大きくなっていることがわかる。また、桁行方向の層間変形角の時刻歴波形を部分的に拡大した図を図15に示す。図より、水平構面が柔らかいため中央の⑦の変位が両端の変位よりも大きくなっているが、⑥と⑧の結果を見比べると板壁のない向拝側の変形(⑧)が大きくなっており、偏心が生じていることがわかる。最大層間変形角は、本殿1で桁行方向に約1/15rad、梁間方向に約1/9radとなり、本殿2で桁行方向に約1/41rad、梁間方向に約1/18radとなった。しかし、実際の建物の被害状況では土台の滑動の方が卓越しており、特に本殿2においては上部の構造体の振動による被害は確認できなかったため、解析結果の最大変形角が被害状況よりも大きくなった原因は柱脚をピン支点で固定したためであると考えられる。

そこで、滑動の可能性について検討するために、ピン支点に生じた水平反力と鉛直反力の時刻歴波形を図

表3 固有値解析結果

(sec)	本殿1	本殿2
1次	0.46	0.35
2次	0.44	0.34
3次	0.28	0.22

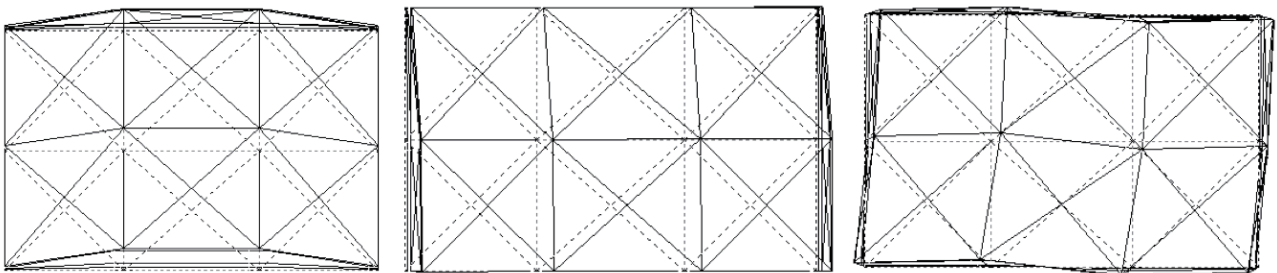


図10 本殿1の固有モード図(左:1次モード/中:2次モード/右:3次モード)

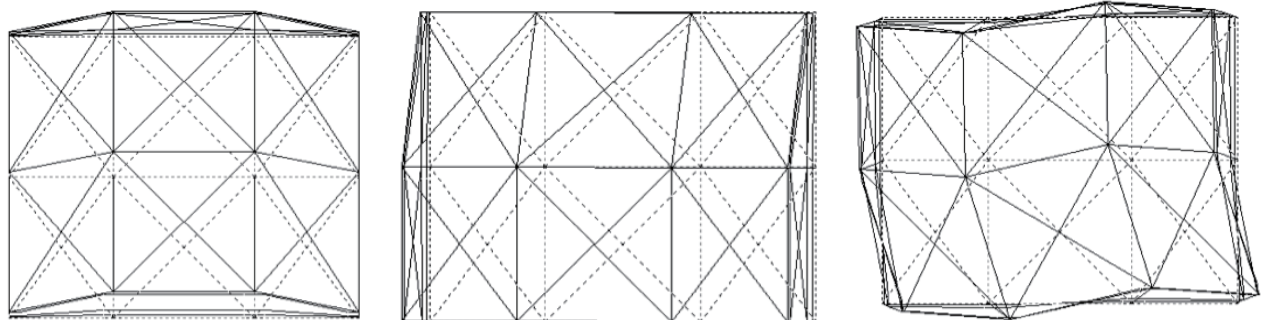


図11 本殿2の固有モード図(左:1次モード/中:2次モード/右:3次モード)

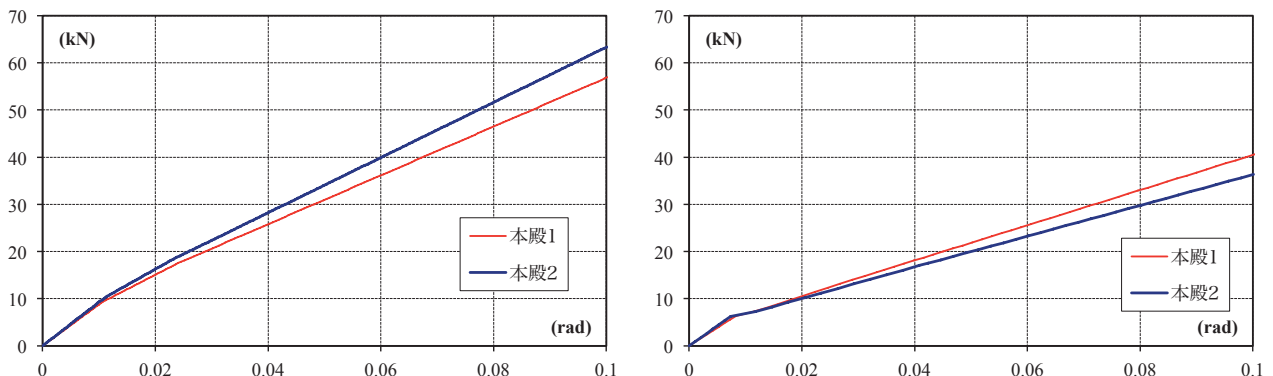


図12 増分解析結果(左:桁行/右:梁間)

16から図19に示す。なお、水平反力の図中には、建物の自重から摩擦係数を0.3として求めた静止摩擦力を併記した。摩擦係数については、既往文献⁵⁾では0.3～0.5程度に分布したとの実験結果があることから、最小値の0.3と仮定した。図から、静止摩擦力を大きく上回る水平方向の支点反力が生じていることから、被害状況と同じく滑動した可能性が高かったことがわかる。さらに、鉛直方向の支点反力についても、引張反力が生じていることから、土台の浮き上がりとともにさらに滑りやすくなることが予想される。

今回の建物では、屋根が薄鉄板葺きと比較的軽いにも関わらず板壁構面が多かったため、滑動や浮

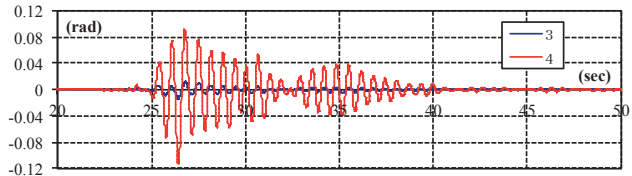
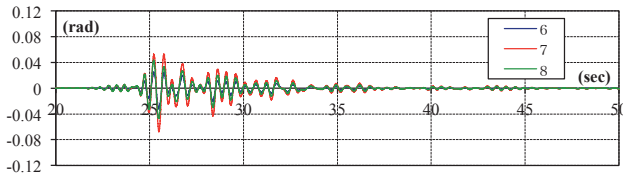


図13 本殿1の層間変形角の時刻歴波形 (左:桁行/右:梁間)

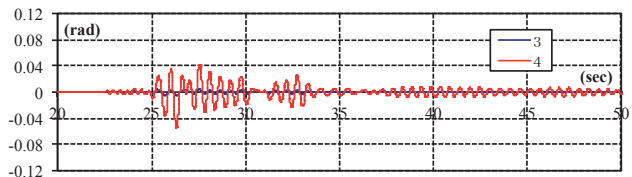
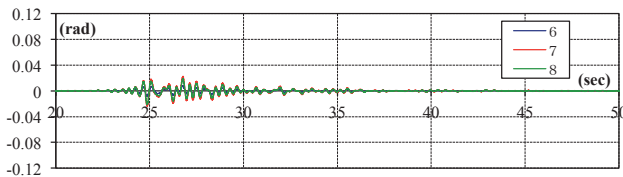


図14 本殿2の層間変形角の時刻歴波形 (左:桁行/右:梁間)

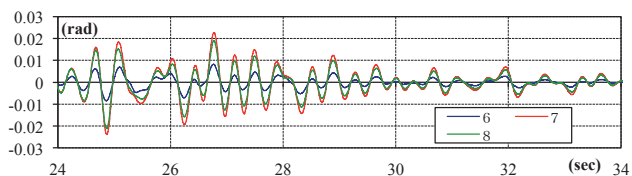
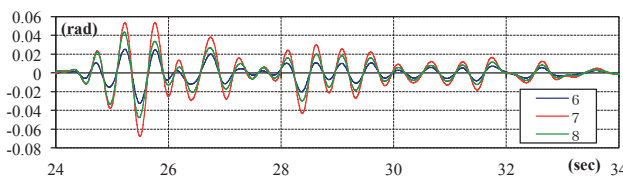


図15 桁行方向の層間変形角の時刻歴波形の拡大図 (左:本殿1/右:本殿2)

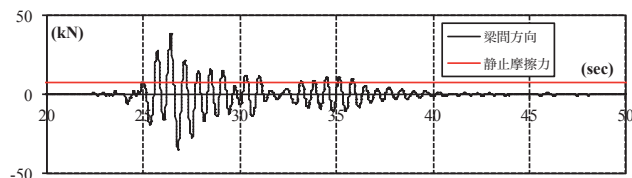
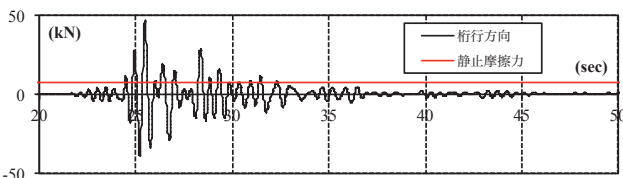


図16 本殿1の水平方向の支点反力の時刻歴波形と静止摩擦力 (左:桁行/右:梁間)

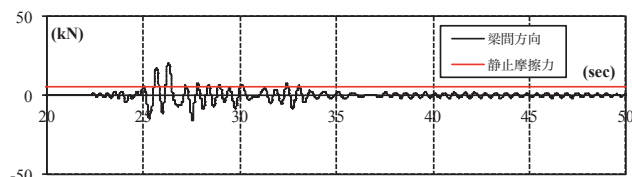
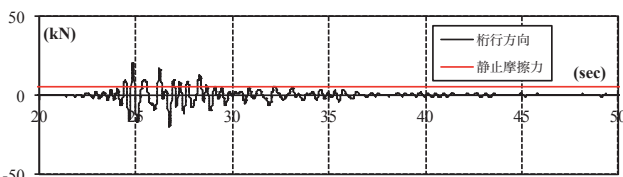


図17 本殿2の水平方向の支点反力の時刻歴波形と静止摩擦力 (左:桁行/右:梁間)

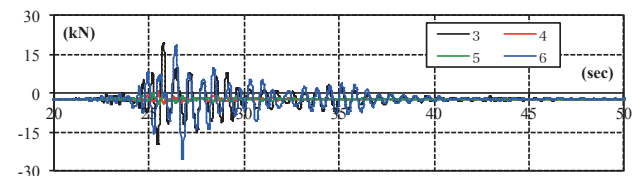
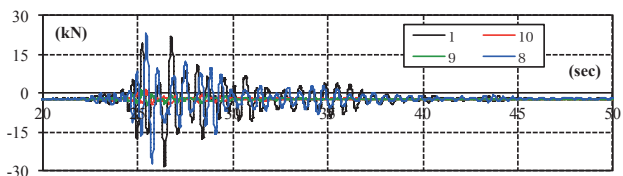


図18 本殿1の鉛直方向の支点反力 (左:1通り/右:3通り)

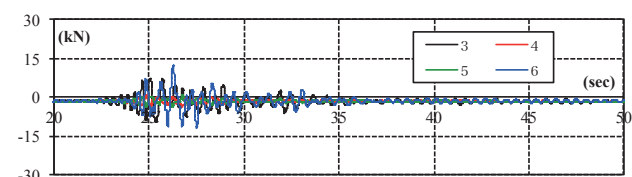
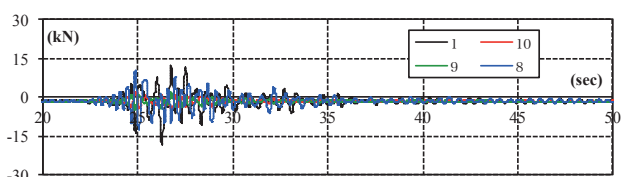


図19 本殿2の鉛直方向の支点反力 (左:1通り/右:3通り)

き上がりの可能性が高い結果になったと考えられる。今後の修復にあたっては、現状と同じ状態で復元するのであれば、礎石が崩れないことや土台が滑動しても礎石から落ちないように基礎の範囲を増やすなど土台が滑動することを前提にした礎石や基礎の対応が必要であると考えられる。また、土台の滑動を抑制するために土台を基礎に緊結する場合には上部構造の応答変形が限界耐力計算で想定されている安全限界（ $1/30\text{rad}$ から $1/20\text{rad}$ ）を超える可能性があるため、水平構面の補強、偏心率の改善、補強材の増加など上部構造の対策が必要であると考えられる。

5. まとめ

本稿では熊本地震により被災した神社を対象として、地震被害調査ならびにフレームモデルによる地震応答解析を行った。以下に得られた知見を示す。

- ・本殿1、本殿2ともに柱脚の滑動が確認され、いずれも部分的に土台が礎石から滑り落ちていた。特に本殿1は、土台が礎石から落下したことにより大きく損傷したものと考えられる。また本殿2は上部構造については目視で確認できる範囲で被害を確認することはできなかった。
- ・解析結果では、柱脚をピン支点と固定した場合には、上部構造の最大層間変形角は $1/10\text{rad}$ を超える変形が生じた。一方、この時の水平方向の支点反力は自重から求めた静止摩擦力を大きく上回り、また引張反力も生じていたことから、被害状況通り土台が滑動する可能性が極めて高いことがわかった。これは、本殿がいずれも屋根が薄板鉄板葺きと比較的軽量の仕様になっているにも関わらず、耐力の出る板壁構面が多いことに起因する。建物の用途上、今回の調査対象建物に限らず本殿は板壁で覆われる可能性が高いため、同様の被害が発生する可能性が考えられる。
- ・修復においては、現状と同じ状態で復元するのであれば、礎石が崩れないことや土台が滑動しても礎石から落ちないように基礎の範囲を増やすなど土台が滑動することを前提にした礎石や基礎の対応が必要であると考えられる。また、土台の滑動を抑制するために土台を基礎に緊結する場合には上部構造の応答変形が限界耐力計算で想定されている安全限界（ $1/30\text{rad}$ から $1/20\text{rad}$ ）を超える可能性があるため、水平構面の補強、偏心率の改善、補強材の増加など上部構造の対策が必要であると考えられる。

謝辞：被害調査の実施にあたり、日本建築学会近畿支部木造部会ならびに藤本和想建築の藤本誠一氏、木村工務店の木村紀晃氏には多大なるご助力をいただきました。また、本研究は JSPS 科研費 15H05537 の助成を受けたものです。さらに、解析においては、熊本県阿蘇郡西原村にて観測された地震波を用いました。ここに深く感謝の意を示します。

参考文献

- 1) 一般社団法人日本建築学会：木質構造設計規準・同解説-許容応力度・許容耐力設計法-，2006.12
- 2) 一般社団法人日本建築学会：木質構造接合部設計マニュアル，2009.3
- 3) 公益財団法人日本住宅・木材技術センター：土塗壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に係る技術解説書，2004.2
- 4) (財)日本住宅・木造技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2008年版)，2008.12
- 5) 向坊恭介・川上沢馬・鈴木祥之：礎石建て構法木造建物の地震時挙動に関する研究（その1）振動台実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp.175-176，2008.7