

# 固有周期3秒を目指した1層伝統構法木造建物の検討

One-storied Traditional Wooden Structure with 3 Seconds Natural Period

山田耕司<sup>1</sup>

Koji Yamada

<sup>1</sup>豊田工業高等専門学校教授 建築学科 (〒471-8525 愛知県豊田市栄生町2-1)  
Professor, National Institute of Technology, Toyota College, Dept. of Architecture

The main hall of Japanese Buddha temple is a one-storied wooden structure. This hall demands that its base shear coefficient is over 0.25, and that its maximum deformation angle is 0.1. Because the natural period of this hall is less than 1.0 second usually. In this report, the hall with 3 seconds natural period is discussed. To make the natural period 3 seconds, The section of columns is supposed as 0.5 – 0.6 m square. The restoring force characteristics are supposed as the column rocking and the embedment of horizontal cross member. Results are as follows: 1) The large section and low height of columns are recommended. 2) The columns with 0.6 m square and 5 m height give the main hall the seismic design against almost all observed earthquake motions.

**Keywords:** continuous column, calculation of response and limit Strength, failure mechanism, restoring force characteristic

## 1. 序

伝統木造の耐震性能は、傾斜復元力、貫などのめり込み、土壁・小壁などの壁要素など複雑に存在する。これらの耐震要素の復元力特性は実験などを通して、多くの研究が存在する。既報<sup>1)</sup>では、単純化した数値計算を行い、各々の耐震要素の地震応答への寄与を検討した。結果として、伝統木造建物の耐震性は、土壁耐力が多くを占めること、伝統木造の必要耐震性能として、1/10rad程度の変形性能保証と、保有水平耐力にして $C_0=0.25$ 程度の耐力が必要であることが判明した。この既報<sup>1)</sup>では、寺院モデルの柱でも、高さ4m、径0.21~0.36mとして検討した。しかし、大寺院では、柱高さ5.5~7m、柱径0.5~0.6mの場合があり、建物の長周期化と傾斜復元力の変形性能の向上が予測される。そこで本報では、大径柱に大径の貫の組み合わせられた寺院構造の耐震安全性を検討する。具体的には、建物を1質点系に置換し、固有周期3秒を目指した場合の貫数を計算するとともに、地震応答計算により安全性を検証する。

## 2. 方法と仮定

本研究では、寺院の本堂を対象とする。そこで、解析対象を平屋とし、1質点系に置き換える。解析モデルは、文献2)P.175の寺院建築を参考に表1のように柱幅2種、柱高さ3種の計6種類を設定した。

復元力特性は、傾斜復元力、通し貫を考える。図1に全6種類の骨格曲線を示す。限界層間変形角の定義は難しいが、本報では1/10radとする。

傾斜復元力は文献2)(p.39)を用いた。すなわち、図2 a)のように柱幅をb、柱高さをh、柱軸力をPとした場

合に第1降伏点(0.1b, 0.8P×b/h)、第2降伏点(変位0.1b, 0.8P×b/h)、および(b, 0)を通るトリリニア型でモデル化した。

通し貫は文献2)p.79の柱幅0.5mに通し貫(断面0.15m×0.25m)が差し込まれている場合を用いた。この時、回転剛性および降伏モーメントから降伏回転角を求め、柱と貫の曲げ変形を無視した場合の層間変形と水平荷重の関係をスリップ型の復元力特性(除荷時は1次剛性で除荷)を持つトリリニア型でモデル化した。トリリニア型は、図2 b)に示すように通し貫1か所に対し、変形角1/60rad時に13.65kNm、変形角1/15rad時に34.13kNmをとおり、変形角1/15rad以上で34.13kNm一定となる回転角—モーメント関係である。

表1 解析モデル

平面形状	179 m <sup>2</sup> (梁間 14.09m、桁行 12.73m、3×3 スパン)
質量	105816kg
柱	0.5m角(or 0.6m角)16本
階高	5、6、7m
貫断面	0.15*0.25 m

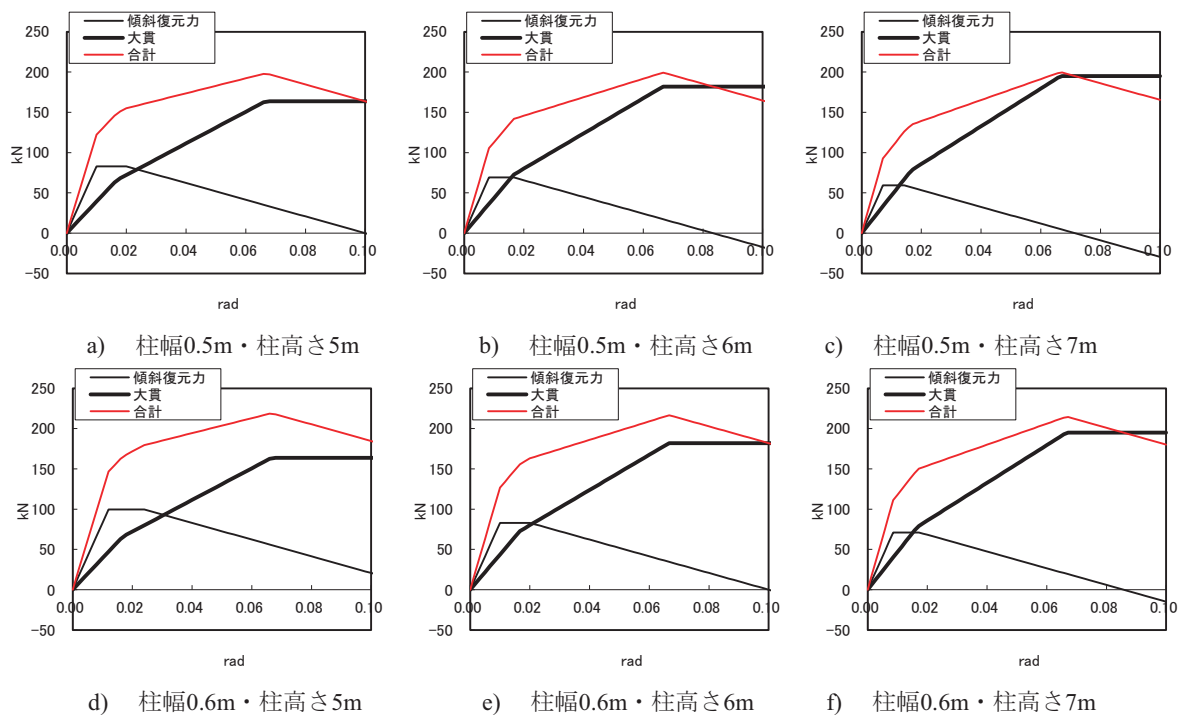


図1 骨格曲線

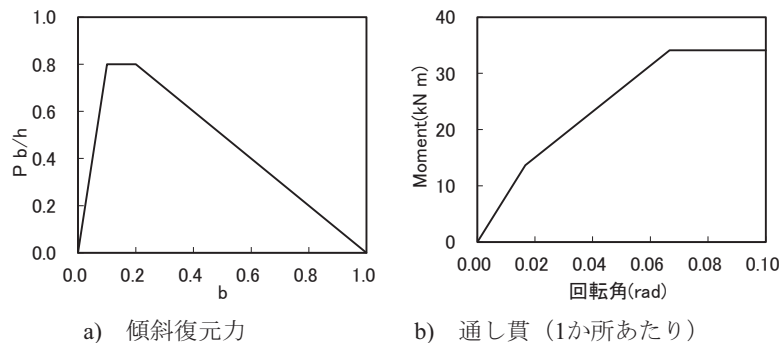


図2 復元力特性

周期3秒の免震構造物の安全限界時の免震層の変位が0.3m程度であることから、貫の数は、層間変位0.3mのときに貫のめり込み剛性のみで等価周期3秒となるように設定した。この時の柱傾斜角は、柱高さ5mで

0.06rad、柱高さ7mで0.04radとなり、傾斜復元力はその最大値の50%以下となるので、本報では無視した。その結果、建物全体の必要貫数は、高さ5mで22.2箇所、高さ6mで30.6箇所、高さ7mで40.0箇所であったので、高さ5mで24箇所、高さ6mで32箇所、高さ7mで40箇所と設定した。

安全性の検証は、地震応答解析に寄った。最初に、日本建築センターで配布されている地震動（El Centro 1940(NS)(以下elnsと略す)・Taft1952(EW)(以下taewと略す)・Hachinohe 1968(NS)(以下hansと略す)・東北1978(NS)(以下tunsと略す)・BCJ-L2)、および、Kobe JMA 1995(NS)を用いて定性的傾向を検討する。次に、人工地震動として告示波を用い、設計用参照データを作成する。ここで、推奨する柱幅・柱高さを設定する。最後に防災科学研究所の強震観測網K-NETより取得した計測震度6以上の地震動を用いて、推奨した柱幅・柱高さを検証する。実際には1996-2019年間に観測された計測震度6以上の地震46ケースのNSおよびEW波形の計92波を用いた。

なお、告示波は位相特性をランダム位相として、地盤種別ごとに10波作成した。また、地震応答解析は、1質点系で行うため、平屋であることを考慮して作成した入力地震動を0.8倍して解析を行う。

地震応答解析では、減衰は、貫のめり込み剛性のみの瞬間剛性比例で減衰定数0.05と設定した。計算は中間加速度法で行っている。

### 3. 結果

#### (1) 日本建築センター波に対する応答

まず、本建物モデルの地震応答の定性的傾向を把握するため、日本建築センターで配布している地震動に対する最大変位応答を検討する。先に示した地震動を地震波最大速度(PGV)を0.1、0.2、0.3、0.4、0.5 m/sで基準化し、最大変位応答を計算した。

結果を図3に示す。図より、柱幅が小さいほど最大変位応答が大きくなること、柱高さが高いほど最大変位応答が大きくなること、入力動のPGVが0.2 m/sでは、最大変位応答が層間変形角0.005~0.01rad程度であることが分かる。また、入力動のPGVが0.5 m/sでは、最大変位応答が層間変形角0.04rad程度となるケースもある。

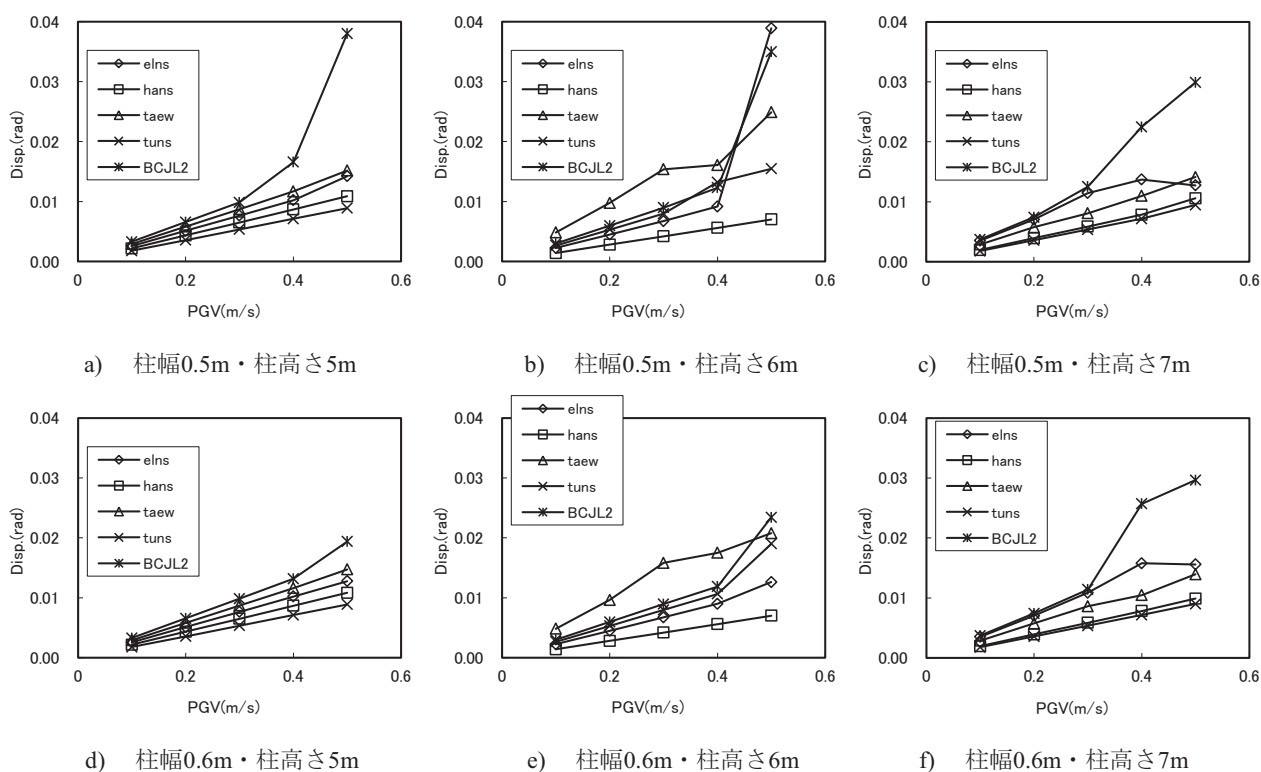


図3 日本建築センター波に対する最大変位応答

## (2) Kobe JMA 1995(NS)波に対する応答

次に、繰り返し数の少ない地震動に対する本建物モデルの地震応答を把握するため、Kobe JMA 1995(NS)波に対する最大変位応答を検討する。地震動の大きさを 20、40、60、80、100% で基準化し、最大変位応答を計算した。結果を図 4 に示す。図より、柱高さ 6m、7m の場合には、地震動の大きさの増加につれ、最大層間変形角が大きくなる。しかし、柱高さ 5m の場合には、急激に最大層間変形角が増加する地震動の大きさの閾値が存在する（柱幅 0.5m で 60-80%、柱幅 0.6m で 80-100%）。したがって、繰り返し数の少ない地震動に対しては、その入力地震動の大きさが最大変位応答に強く影響を与える場合が存在するので、想定地震動の設定が重要である。

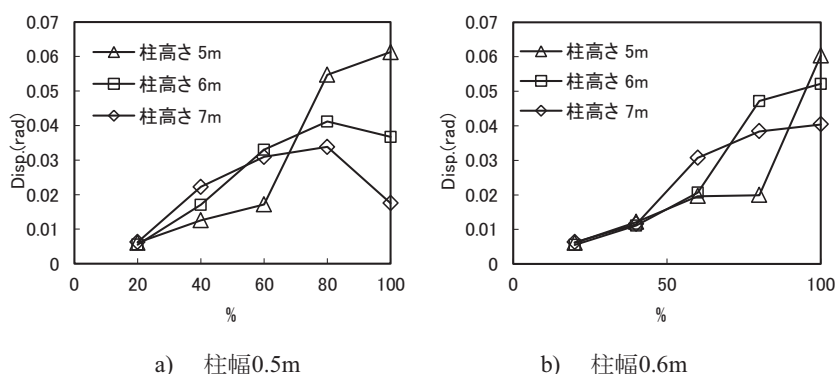


図4 Kobe JMA 1995(NS)波に対する最大変位応答

## (3) 告示波に対する応答

次に、設計用参照データとして、告示波（一種地盤、二種地盤、三種地盤）に対する最大変位応答を検討する。計算結果として、層間変形角 0.1rad 以上の計算事例数を表 2 に、最大変位応答を図 5 に示す。表 2 により、柱幅が小さく、柱高さが高いほど、層間変形角 0.1rad 以上の計算事例数が増えることを確認できる。図 5 においても、柱幅が小さいほど柱高さが高いほど、最大変位応答が大きくなるのが分かる。

結果として、層間変形角 0.1rad 未満となる柱幅・柱高さは、一種地盤で全ての事例、二種地盤では柱高さ 6m 以下のモデル、三種地盤では柱高さ 5m 以下のモデルと柱幅 0.6m かつ柱高さ 6m のモデルとなる。

## (4) 計測震度6以上の観測波に対する応答

最後に、計測震度 6 以上の観測波に対する最大変位応答を検討する。計算結果として、層間変形角 0.1rad 以上の計算事例数を表 3 に、最大変位応答を図 6 に示す。表 3 より、柱幅が小さく、柱高さが高いほど、層間変形角 0.1rad 以上の計算事例数が増えることを確認できる。図 6 においても、柱幅が小さく、柱高さが高いほど、最大変位応答が大きくなるのが分かる。これは、告示波に対する応答と同じ結果である。

3(3)項および本項の結果を組み合わせれば、柱幅 0.6m、柱高さ 5m が推奨される。

表2 告示波に対する層間変形角0.1rad以上の事例数倒壊事例

	高さ5m	高さ6m	高さ7m
柱幅0.5m	0	三種地盤：3ヶ	二種地盤：3ヶ、三種地盤：4ヶ
柱幅0.6m	0	0	二種地盤：2ヶ、三種地盤：3ヶ

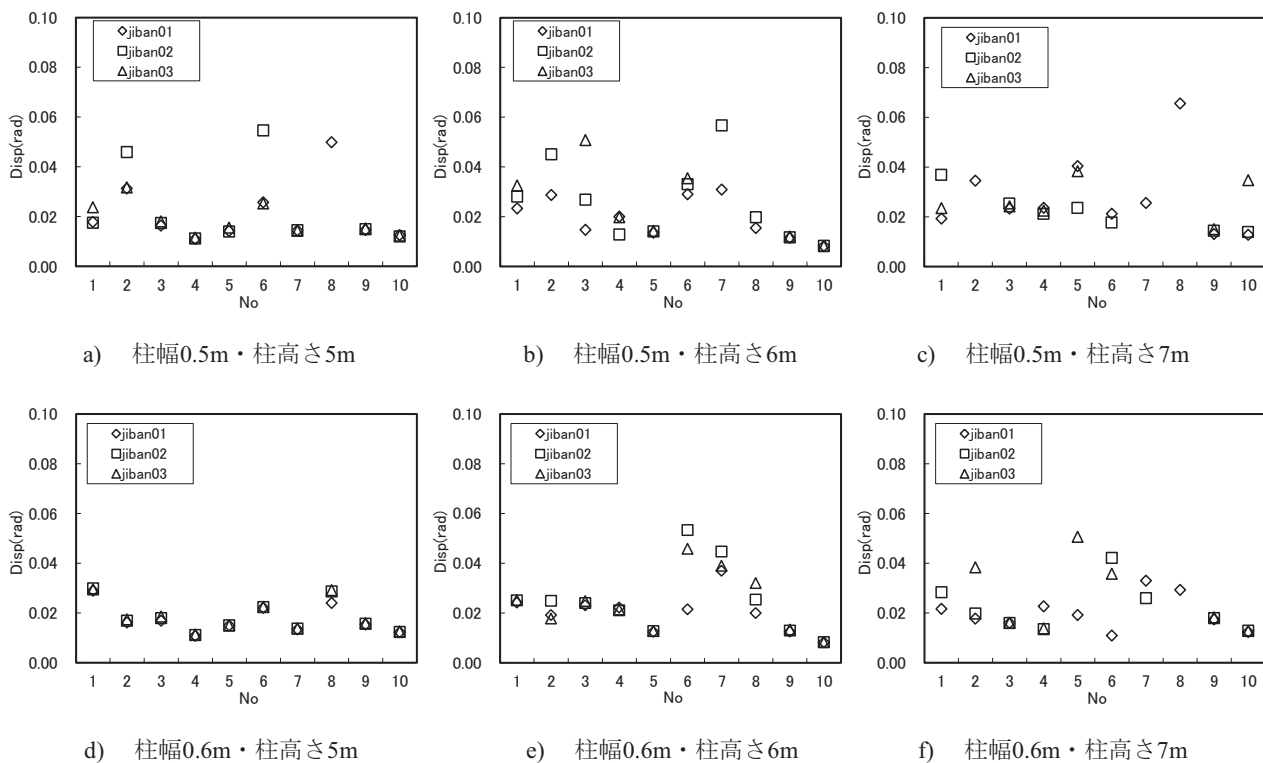


図5 告示波に対する最大変位応答 (◇: 一種地盤、□: 二種地盤、△: 三種地盤)  
(Noは作成した告示波の番号を示す)

表3 計測震度6以上の観測波に対する層間変形角0.1rad以上の事例数

	高さ5m	高さ6m	高さ7m
柱幅0.5m	3	4	11
柱幅0.6m	0	2	5

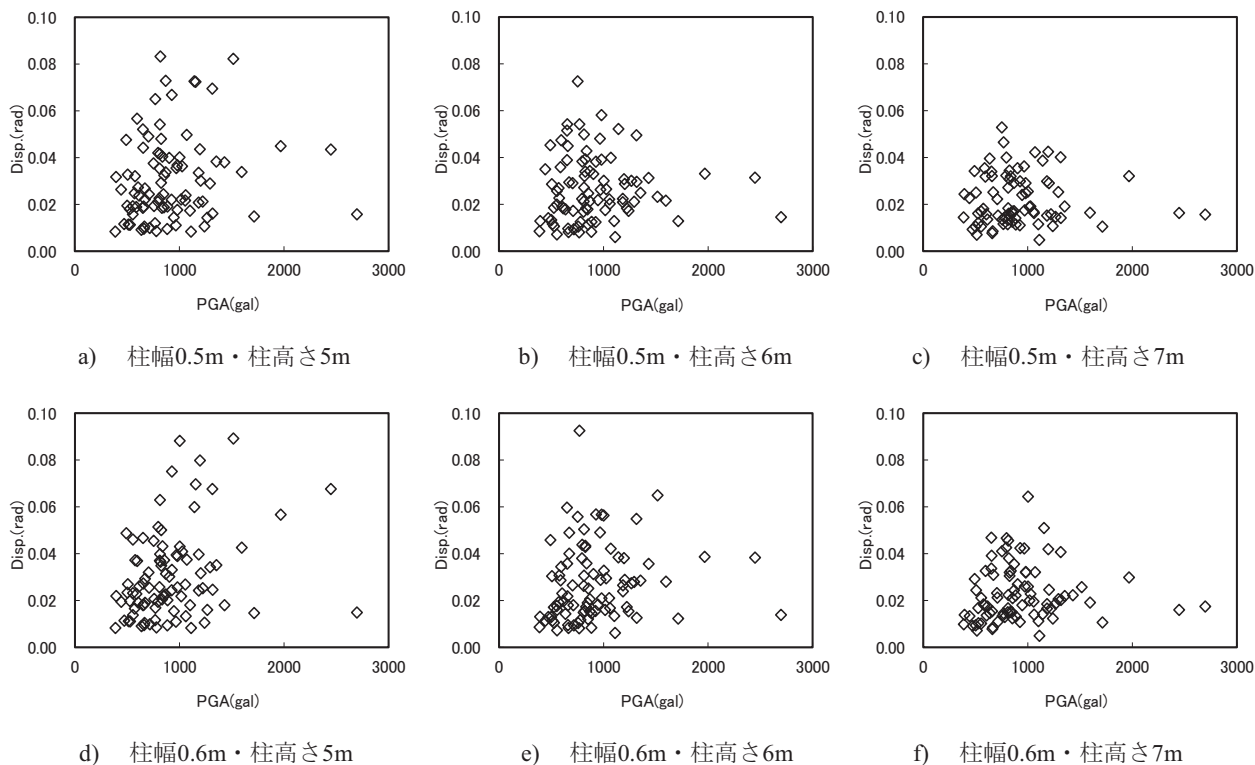


図6 計測震度6以上の観測波に対する最大変位応答

(5) 傾斜復元力を低減した場合の応答

前項までは、傾斜復元力を参考文献 2)の計算式を用いた。この計算式は、傾斜復元力の最大値を軸力に柱のアスペクト比を乗じた数値の 0.8 倍として計算している。しかし、既往の研究<sup>3)</sup>によれば、傾斜復元力の最大値は、軸力に柱のアスペクト比を乗じた数値の 0.7~0.8 倍となっている。そこで、本項では、安全側の 0.6 倍とした場合（前項までの 3/4 倍とした場合）の応答を柱幅 0.6m、柱高さ 5m に対して検討する。

告示波および計測震度 6 以上の観測波に対する最大変位応答を図 7、8 に示す。層間変形角 0.1rad 以上の事例数は、告示波に対する計算で第三種地盤の 2 事例のみ、計測震度 6 以上の観測波に対する計算で 3 事例のみであった。図 7、8 ともに最大変位応答が 0.05rad を超える事例も複数存在することが分かる。

そこで、制振による応答低減効果を考える。粘性減衰を 10%とした応答計算結果を図 9、10 に示す。この場合、告示波に対する応答は、全ての地盤種別で層間変形角 0.03rad 以下となり、応答低減策として有効な対策となった。一方、計測震度 6 以上の観測波に対して、層間変形角 0.1rad 以上の事例数は 1 事例となったものの、最大変位応答が 0.05rad を超える事例が 12 事例存在し、応答低減策として劇的な効果は得られなかった。

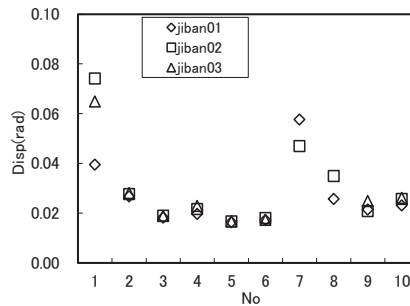


図7 告示波に対する最大変位応答（◇：一種地盤、□：二種地盤、△：三種地盤）  
（層間変形角0.1rad以上の事例数は、三種地盤で2事例）

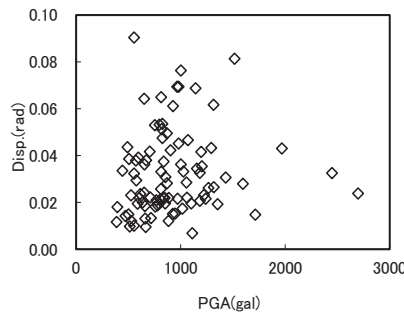


図8 計測震度6以上の観測波に対する最大変位応答（層間変形角0.1rad以上の事例数は3事例）

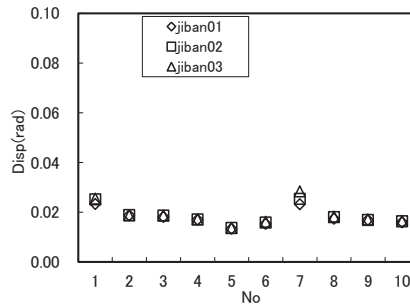


図9 告示波に対する最大変位応答(h=0.10、◇：一種地盤、□：二種地盤、△：三種地盤)

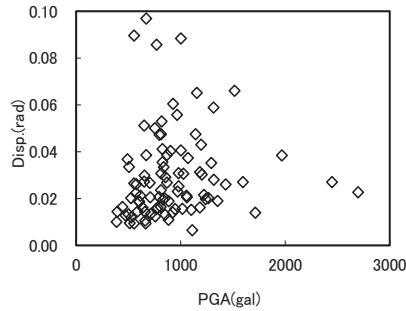


図10 計測震度6以上の観測波に対する最大変位応答(h=0.10)  
(層間変形角0.1rad以上の事例数は1事例)

#### 4. 結論

本報では、大径柱に大径の貫の組み合わせられた寺院構造の耐震安全性を1質点系での簡単な地震応答計算によりを検証した。その結果、以下の事項が判明した。

- ・柱幅、柱高さをパラメータに分析した結果、柱幅が大きく、柱高さが低いモデルの耐震性が高かった。
- ・本報で計算した範囲では、柱幅 0.6m、柱高さ 5m のモデルで告示波、計測震度 6 以上の観測波に対して安全性が確認された。しかし、計測震度 6 以上の観測波に対しては、層間変形角 0.1rad 以上の事例が生じた。
- ・傾斜復元力の耐力を 3/4 にした柱幅 0.6m、柱高さ 5m のモデルを用いて応答計算した結果、告示波、計測震度 6 以上の観測波に対して層間変形角 0.1rad 以上の事例が生じた。そこで減衰定数を 0.10 とした計算を行ったが、計測震度 6 以上の観測波に対して層間変形角 0.1rad 以上の事例が残留した。

以上、非常に簡単な解析ではあったが、大径柱に大径の貫の組み合わせられた寺院構造として、柱幅 0.6m、柱高さ 5m のモデルであれば成立する可能性が出てきた。ただし、傾斜復元力の設定により、層間変形角 0.1rad 以上となる可能性もあり、かつ、立体効果などを検討していないため、さらなる詳しい研究が必要である。

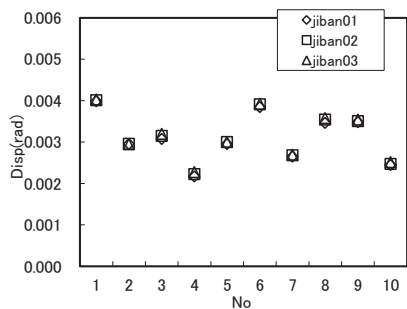
**謝辞：**本稿作成に当たり、防災科学技術研究所のK-NETおよびKiK-netの公開データを用いた。記して謝意を表する。

#### 参考文献

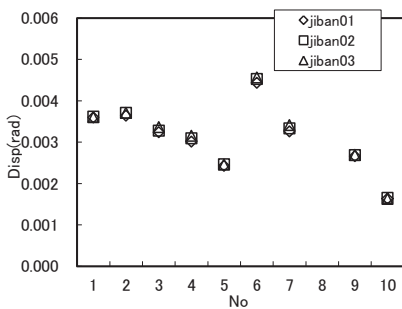
- 1) 山田耕司：伝統構法木造建物の耐震性能要因の検討，東海支部研究報告集,第42号, pp.265-268, 2004.2
- 2) 木造軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会：伝統構法を生かす木造耐震設計マニュアル，学生出版社，2004.03
- 3) 長瀬正：伝統的木造建築物の耐震設計法に関する研究，摂南大学学位論文，2014.3

#### 付録 告示波（損傷限界）に対する応答

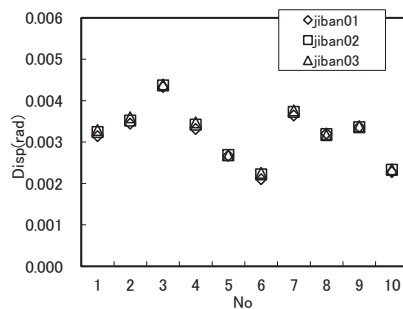
本付録では、図 1 のモデルに対する損傷限界時の最大変位応答を確認する。そこで、告示波（一種地盤、二種地盤、三種地盤）の 20%入力時（損傷限界）に対する最大変位応答を検討する。結果を付図 1 に示す。付図 1 より、地盤種別の違いは小さいこと、柱幅の影響は小さいこと、柱高さの影響もさほど大きくないこと、最大変位応答は 0.005rad 程度であること、が分かる。



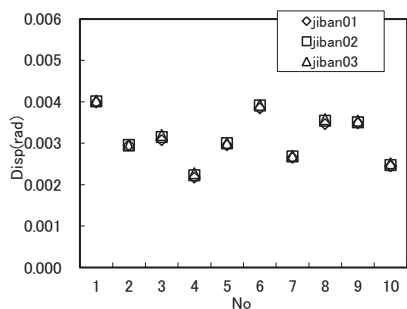
a) 柱幅0.5m・柱高さ5m



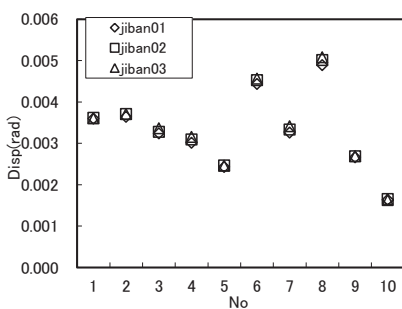
b) 柱幅0.5m・柱高さ6m



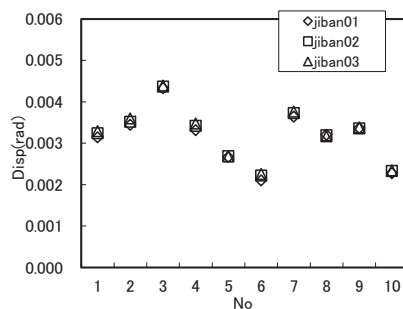
c) 柱幅0.5m・柱高さ7m



d) 柱幅0.6m・柱高さ5m



e) 柱幅0.6m・柱高さ6m



f) 柱幅0.6m・柱高さ7m

付図1 告示波（損傷限界）に対する最大変位応答(h=0.05、◇：一種地盤、□：二種地盤、△：三種地盤)