

重要文化財（建造物）八坂神社絵馬堂
耐震診断等業務報告書

令和6年3月

株式会社 文化財構造計画

序

本報告書は、重要文化財（建造物）八坂神社絵馬堂耐震診断等業務に関する報告書である。所有者より委託を受けて、株式会社 文化財構造計画は耐震診断及び構造補強案の策定を行った。実測及び作図、地盤調査、レントゲン調査を実施して、その調査を元に耐震診断を行った。対象建物である八坂神社絵馬堂は重要文化財であるため、耐震診断は文化庁文化財部「重要文化財（建造物）耐震診断指針」に基づいて行い、必要耐震性能は安全確保水準とした。

診断の結果、八坂神社絵馬堂は、耐震性能が不足していることが判明したため、補強案を策定した。その補強案を文化庁及び関係者に諮り、補強方法の方向性を決定した。

株式会社 文化財構造計画

〒532-0011

大阪市淀川区西中島 5-13-12 谷ビル 9F

TEL 06-4862-5651 / FAX 06-4862-5652

目次

1. 建物概要	
1.1 建物概要	P. 1
1.2 建築概要図	P. 2
2. 構造検討方針	
2.1 構造性能評価の目的と手順	P. 3
2.2 構造性能評価概要	P. 4
2.3 構造解析の方針	P. 8
3. 調査概要	
3.1 調査内容	P. 10
3.2 実測・作図	P. 10
3.3 レントゲン調査	P. 13
3.4 地震および活断層に関する調査	P. 18
3.5 地盤調査	P. 21
4. 材料および荷重	
4.1 使用材料と材料強度	P. 28
4.2 固定荷重	P. 30
4.3 積載荷重	P. 31
4.4 積雪荷重	P. 31
4.5 建物重量	P. 31
4.6 風荷重	P. 32
5. 架構のモデル化	
5.1 解析モデル	P. 34
5.2 各部のモデル化	P. 37
6. 現況の構造診断	
6.1 現況の解析結果	P. 42
6.2 現況の構造性能評価	P. 44

7.	補強案	
7.1	基本方針	P. 45
7.2	補強案の策定	P. 45
7.3	補強案の決定	P. 53
8.	絵馬について	
8.1	補強のための絵馬の取り外し、復旧	P. 54
8.2	絵馬の落下防止	P. 55
9.	参考資料	
10.	現況図	
	平面図、立面図、断面図、不陸図、柱傾斜図、伏図、軸組図	
11.	概算資料	
12.	調査資料	
12.1	地盤調査資料	
12.2	レントゲン調査資料	
13.	計算プログラム資料	
13.1	表計算	
13.2	木造架構の解析結果	

1. 建物概要

1.1 建築概要

建築概要

建築名	重要文化財 八坂神社絵馬堂
建築地	京都府京都市東山区
用途	絵馬堂
所有者	八坂神社
建築年	延享元年(1744)建立、大正 15 年(1926)移築
重要文化財指定	令和 2 年 12 月 23 日

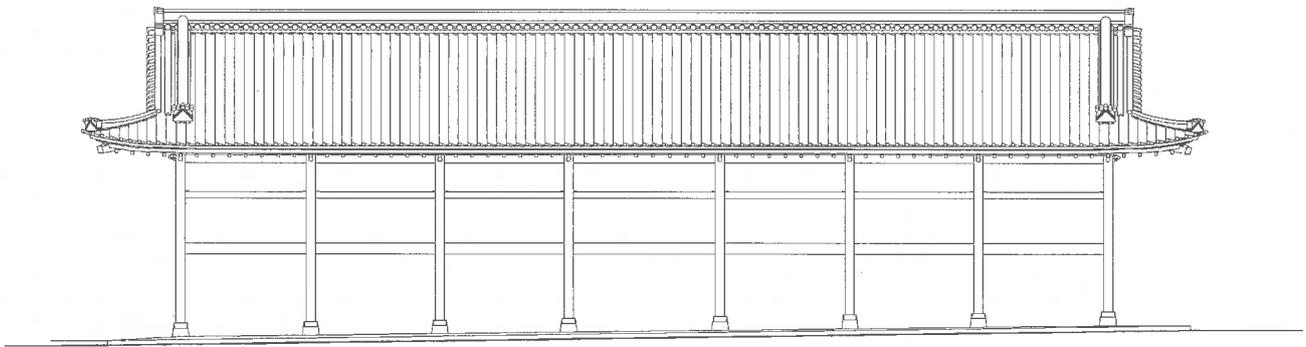
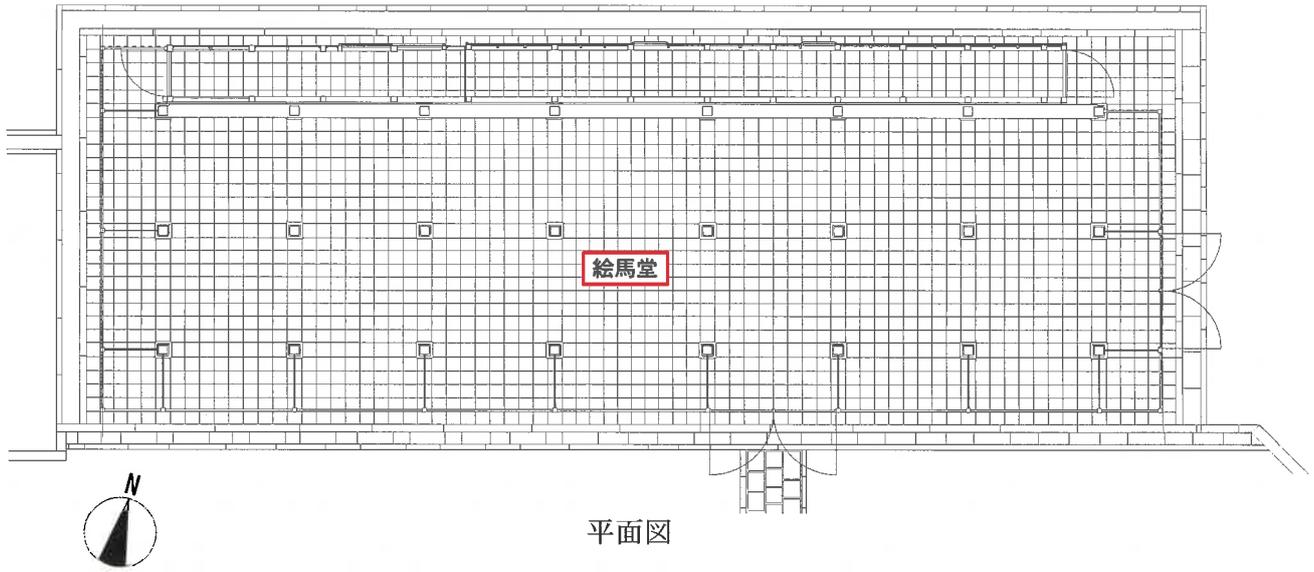
構造概要

構造	木造	
階数	地上 1 階	
規模	面積	147.2m ²
	軒高	4.687m
	棟高	6.359m
屋根	棧瓦, 入母屋	
基礎	礎石建ち	

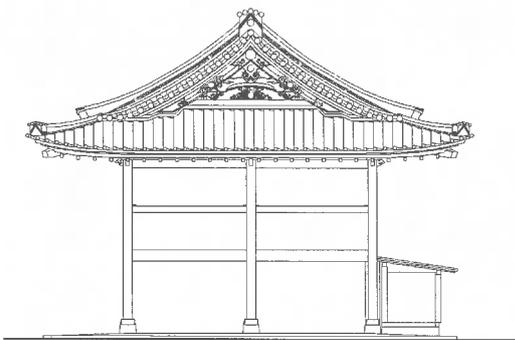


外観写真

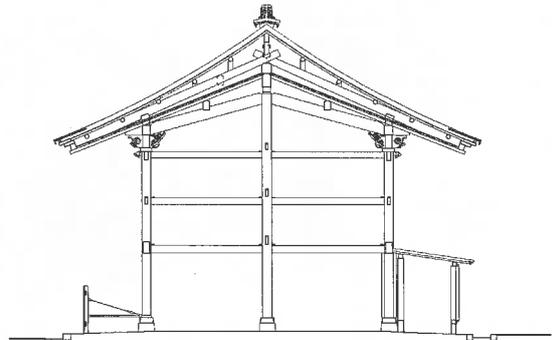
1.2 建築概要図



立面図(南面)



立面図(東面)



断面図

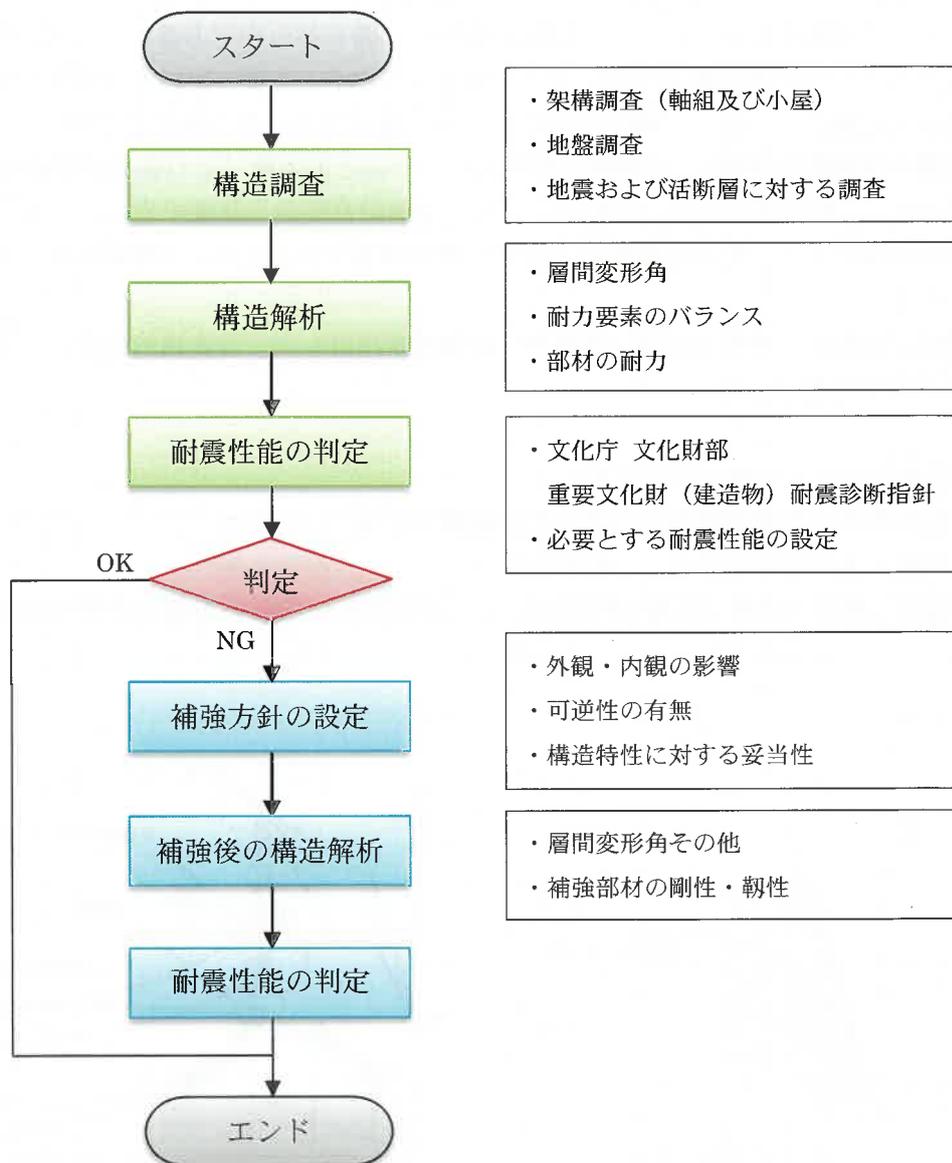
2. 構造検討方針

2.1 構造性能評価の目的と手順

1) 構造診断の目的

重要文化財八坂神社絵馬堂は現況の構造性能を把握するため、本業務において耐震診断を行う。耐震診断の結果、目標とする性能に達しない場合には補強案を提示する。なお、下屋は検討の範囲から除外する。

2) 構造診断の流れ



2.2 構造性能評価概要

1) 構造性能評価方針

本建物は重要文化財であるため、文化庁文化財部「重要文化財（建造物）耐震診断指針」（以下、文化財指針と呼ぶ）に準拠して性能評価を行う。構造検討は、建築基準法および同施行令、告示等の主旨に沿って検討を実施する。

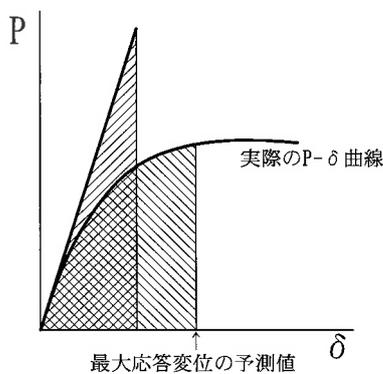
2) 構造検討の概要

文化財建造物の耐震性能評価方法は「文化財指針」に「エネルギー一定則」と「等価線形化法」の2つが示されている。いずれも地震時の最大応答変位の予測値を求めるもので、それぞれのフェーズの必要性能を満たしているかを最大応答層間変形角の予測値により判定する。

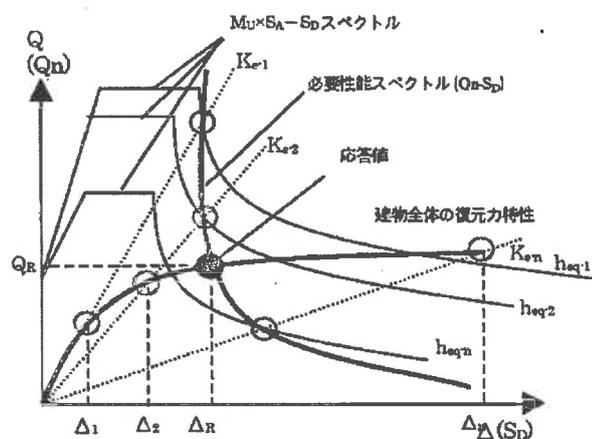
「エネルギー一定則」は、建物重量と初期剛性から算出される地震入力エネルギーと建物の保有するエネルギーに比較を行い、最大応答変位の範囲を予測するものである。「エネルギー一定則」の地震入力エネルギーは建物の初期剛性に大きく依存しており、ある一定以上の剛性・耐力のある建物を評価することに適している。「等価線形化法」は、構造物を一質点系に置き換え、荷重-変形関係から固有周期や減衰性を評価し、地震動の応答スペクトルとの関係により最大応答変位の予測値を求めるものである。「等価線形化法」は建物の変形性能や減衰性能を評価することに適している。本建物は柱と貫の架構であり、変形性能が高く靱性に富む架構であるため、「等価線形化法」が適していると考えられる。

本検討は、文化庁「重要文化財（建造物）耐震診断指針」の「等価線形化法」に基づく。解析手法として以下の点を考慮した。

- ① 立体フレーム架構にモデル化する。
- ② 立体モデルの耐力要素は、柱・貫の架構である。
- ③ 屋根・床の変形を考慮して解析を行う。
- ④ 建物の復元力特性（荷重-変形関係）は、荷重増分法を用いた静的弾塑性解析により求める。



エネルギー一定則概念図



等価線形化法概念図

3) 構造性能の判定基準値

文化財指針によると、必要耐震性能は大地震動時に許容される被害によってその性能が区分されている。本建物は絵馬堂として使用され現在は立ち入りができない状況となっている。今後一般の参拝者が立ち入ることも検討しているため、必要耐震性能は、「大地震動時に倒壊しない」ことを性能の目標とした、「安全確保水準」と設定する。これは、「大地震動時に倒壊しない」ことを性能の目標としている。この目標は、一般の建物と比較した場合、大地震動時の性能について基準法で必要としているものとほぼ同水準と考えられる。そのため、本建物の診断は、文化財建造物の手段によるものの、求める大地震動時の耐震性能は一般の建築と同等といえる。

「安全確保水準」の層間変形角の目安は、大地震動時に倒壊しない性能として1/30以下となっている。本建物は主として柱と貫の架構であり、1/30を超える大変形時においても耐力を保持している構造である。そのため、大地震動時に倒壊しない性能として層間変形角が平均で1/15以下、最大で1/15以下であることとする。また、柱の折損がないことを確認する。

なお、本解析は、建物の傾き、不同沈下や腐朽等がない、健全な状態であることを前提としている。

本建物における設計条件

設計条件に関する項目		係数	備考
地震動	地震地域係数	Z = 1.0	
	表層地盤増幅率 Gs	精算値	地盤調査より
風荷重	地表面粗度区分	Ⅲ	
	基準風速 V ₀	32m/s	京都府京都市
積雪荷重	垂直積雪量	40cm	多雪区域外
	単位重量	20N/cm/m ²	

水平荷重に対する性能の判定基準

性能に関する項目			目標値	備考
大地震	層間変形角	平均	1/15 以下	
		最大	1/15 以下	フレームの最大値
	木造部材の耐力確認		終局耐力以下	柱
風荷重	中程度大規模	層間変形角	平均	1/15 以下
		最大	1/15 以下	フレームの最大値
	木造部材の耐力確認		終局耐力以下	柱

文化財指針によれば、必要耐震性能は大地震に許容される被害程度により「機能維持水準」「安全確保水準」「復旧可能水準」の3つに区分されている。また、設定に際する留意事項としては「文化的価値の保存に係る事項」と「活用上の安全性確保に係る事項」の2つの観点が挙げられている。

必要耐震性能設定の目安 文化庁「重要文化財(建造物)耐震診断指針」

		機能維持水準	安全確保水準	復旧可能水準
性能目標		大地震動時に要求される機能が維持できる	大地震動時に倒壊せず、生命に重大な危害を及ぼさない。	大地震動時に倒壊の恐れがあるが、文化財としての主要な価値を損なうことなく復旧できる
活用内容		現役の社会生活の基盤となる施設(インフラ施設)災害時の防災拠点となるもの。 不特定多数が常時利用する大規模な建造物で、特に必要と判断されるもの	通常の用途に供しているもの	ほとんど人が立ち入らないか、滞留時間が短いもの
大地震動時	軸組	変形が生じる。	大きな変形が生じるが、倒壊しない。 (層間変形角 1/30 以下)	倒壊する危険性がある。
	安全	安全	生命に重大な影響を及ぼさない。	危険
	機能	機能維持	機能喪失	機能喪失
(参考)中地震動時	軸組	損傷なし。仕口の緩みが生じることがある	変形が生じる。	大きな変形が生じるが、倒壊しない。
	雑作	一部が破損することがある。	破損・落下する恐れがあるが、再用して復旧可能	過半が損壊して、失われる可能性がある。
	土壁	ほとんど被害が生じない。	亀裂を生じ、塗り替えが必要となる事がある。	落下し、壁下地も損壊する。
	安全	安全	安全	生命に重大な危害を及ぼさない。
	機能	機能継続	機能維持	機能喪失

4) 準拠指針と参考文献

- 文化庁文化財部 「重要文化財（建造物）耐震診断指針」
- 日本建築学会 「木質構造設計基準・同解説」
- ” 「木質構造基礎理論」
- ” 「木質構造接合部設計マニュアル」
- ” 「建築物荷重指針・同解説」
- ” 「建築基礎構造設計指針」
- ” 「建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)」
- ” 「限界耐力計算による伝統木造建築物構造計算指針・同解説」
- 日本建築センター 「2020年版建築物の構造関係技術基準解説書」
- (財)日本住宅・木材技術センター 「木造軸組工法住宅の許容応力度設計」
- ” 「木造軸組工法住宅の限界耐力計算による設計の手引き」
- ” 「土塗壁・面格子壁・落とし込み板壁の壁倍率に関わる技術解説書」木造
- 日本建築防災協会 「木造住宅の耐震診断と補強方法（2004年）」
- ” 「木造住宅の耐震診断と補強方法（2012年）」
- 軸組構法建物の耐震設計マニュアル編集委員会 「伝統工法を生かす木造耐震設計マニュアル」
- 建築知識 「地震に強い「木造住宅」の設計マニュアル」

日本建築学会大会学術講演梗概集

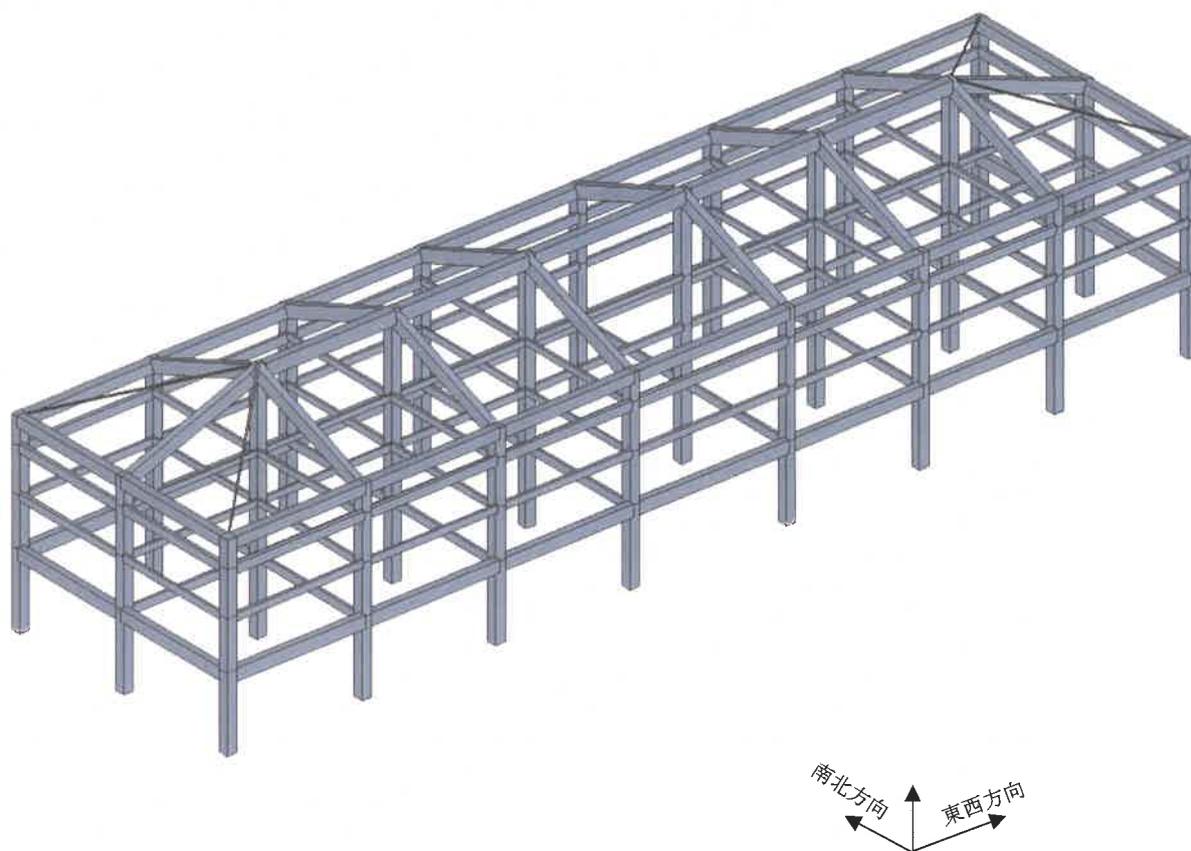
- 1999年 22041 伝統的木造建築物における屋根・天井構面のせん断試験
- 2002年 22111 伝統的木造建築の構造性能評価
柱-差鴨居接合部の力学モデルの検討
- 2007年 22124 重要文化財國前寺本堂耐震診断および耐震補強
その2 土壁実験および柱曲げ破壊実験

2.3 構造解析の方針

1) 上部木造架構の解析

線形解析および非線形解析とも同一の立体フレームにモデル化され、かつ床の変形を考慮した解析が可能なプログラムを用いて検討を行う。

SEIN La CREA (立体フレーム解析) (株)NTT データ Ver 3.0.3.31



立体モデル図

2) 等価線形化法に基づく検証法 (概略)

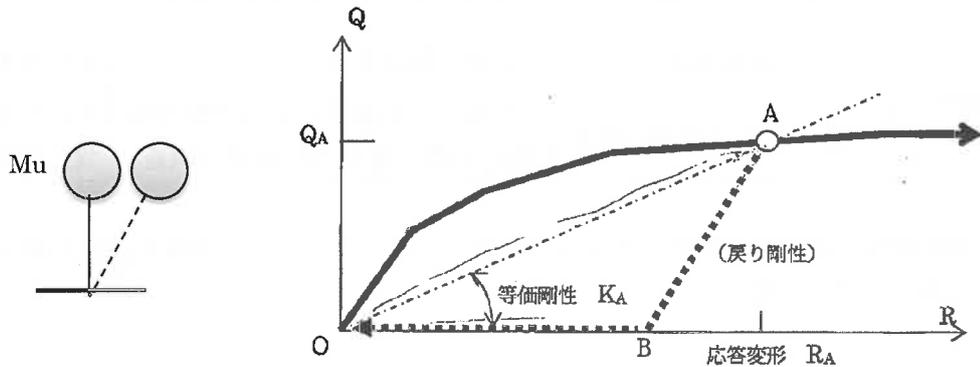
- ① 表層地盤の加速度増幅率を計算する。
- ② A_i 分布を用いて荷重増分解析をおこない、各階の復元力特性と変形モードを求める。
- ③ 変形モードを用いて等価な一質点系に縮約する。
- ④ 等価剛性 (K_e)・等価周期(T_e)・減衰定数(h_{eq})と加速度応答スペクトル・加速度増幅率 G_s から一質点系の応答加速度を求める。

$$T_e = 2\pi \sqrt{Mu \frac{\delta}{Q}}$$

δ : 変位, Q : δ 時の建物のせん断耐力

$$h_{eq} = 0.8 \times \frac{1}{2\pi} \times \frac{\Delta W}{W_A}$$

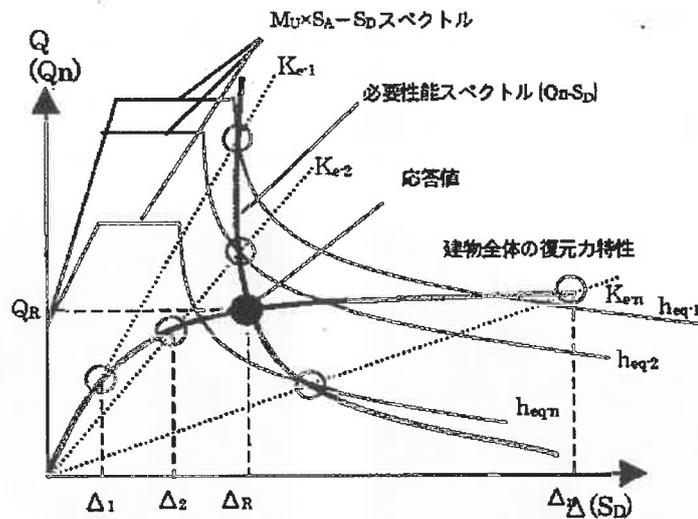
ΔW : 三角形 OAB の面積, $W_A = R_A \times Q_A / 2$



- ⑤ 応答加速度(S_A)を応答せん断力(Q_n)と応答変位(S_D)に換算する。

$$Q_n = Mu \cdot S_A, \quad S_D = \left[\frac{T_e}{2\pi} \right]^2 S_A$$

- ⑥ 各変位における(Q_n, S_D)点を建物の復元力特性のグラフ上にプロットする。
各(Q_n, S_D)点を結んだ線を必要性能スペクトルと呼ぶ。
- ⑦ 必要性能スペクトルと建物の復元力特性が交差した点が、建物の応答値となる。
この応答値が目標とする層間変形角以下であるかどうかにより、建物の性能を確認する。



- ⑧ 代表高さを基準にして、各節点の変形より応答変位の平均値と最大値を算出する。

3. 調査概要

3.1 調査内容

対象建物における構造性能の検討を実施するため、地盤の状態、構造体の形状などの力学的特性を把握する必要がある。そこで、建物状況を鑑み、構造診断に必要な構造調査を計画した。

調査項目

調査項目		内容	備考
構造体調査	実測・図面作図	一般図、伏図・軸組図 構造体の確認	10. 現況図
	レントゲン調査	柱脚のダボ設置の有無を確認	3.3 レントゲン調査
地盤調査	地盤調査	地盤を確認する	3.5 地盤調査
	地震および活断層の調査	敷地周辺の過去の被害地震や敷地に影響を与える活断層の調査	3.4 地震および活断層に関する調査

なお、地盤調査は株式会社東京ソイルリサーチと、レントゲン調査は株式会社計測リサーチコンサルタントと協力して行った。

3.2 実測・作図

1) 概要

外部妻側と内部に足場を新設して、調査、実測し一般図及び構造図等を作成した。なお、文化財のため、解体を伴わない範囲で実測を行った。

作成図面リスト

図面名称	縮尺	枚数	備考
平面図、立面図、断面図	1/100	4	
不陸図、柱傾斜図	1/100	2	
伏図	1/100	6	
軸組図	1/100	9	



外部足場



内部足場

2) 架構調査

- ・貫は柱内に継手があるかわからなかった。また、楔が健全な状態で取付いていた。
- ・マグサ端部は柱を貫通し込栓をしている箇所を確認した。
- ・柱根継ぎは、確認されなかった。



絵馬堂内部



絵馬堂内部



貫と楔



マグサ端部の込栓



小屋組状況



組物

3) 屋根調査

- ・瓦は棧瓦、葺土は筋葺であった。
- ・隅木が下がって大きく変形しているため、仮設足場を用いて北西、北東、南西隅部の3箇所を応急的に支えている。



棧瓦、葺土



隅木

4) 絵馬の取り付け状況確認

- ・絵馬は地上から1段目の貫やマグサより上部に、外部内部とも両側全面に架けられている。
- ・絵馬を支えるのに金物と木の吊材を用いている。金物は絵馬の荷重で変形している箇所が多い。



絵馬の状況(外部)



絵馬の状況(内部)



絵馬を支える金物



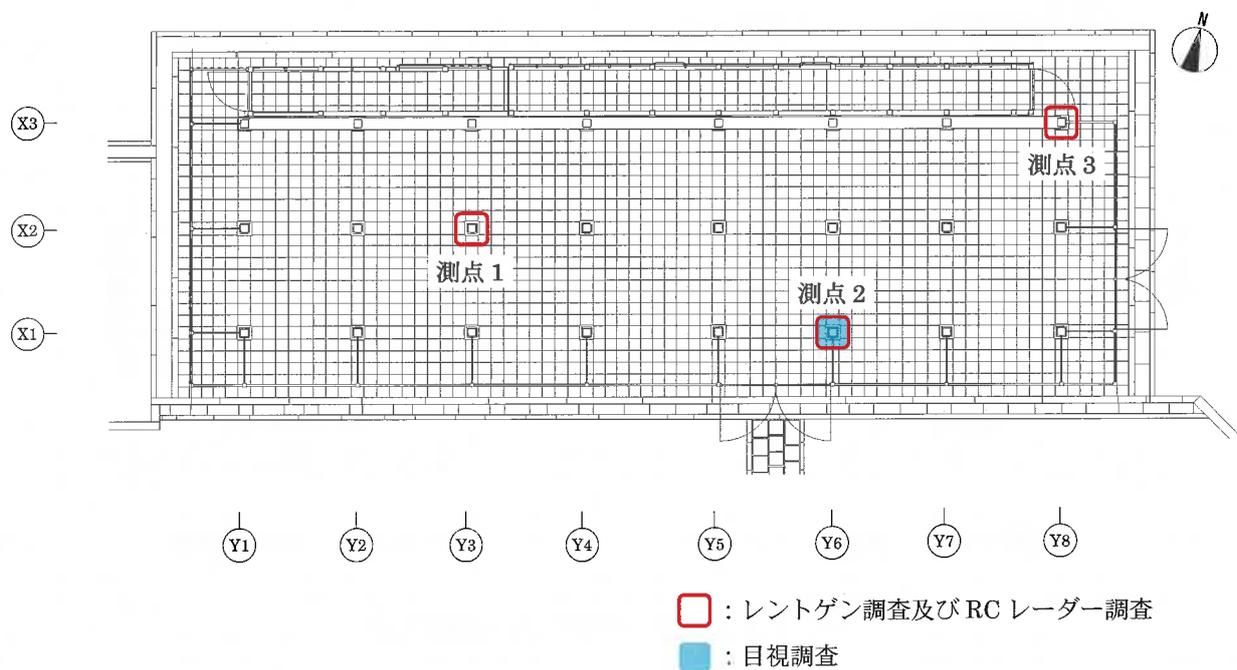
絵馬を支える木の吊材

3.3 レントゲン調査

1) 概要

柱のダボ設置の有無を確認することを目的として、2023年5月22日にレントゲン調査を実施した。調査は柱3本を対象として行った。基礎石材については、レントゲンによる内部確認が困難であったため、補足調査として、RCレーダーにより内部空洞の有無の確認を行った。

また、X1-Y6柱の柱脚に生じている割れ部分を利用して目視調査を行った。



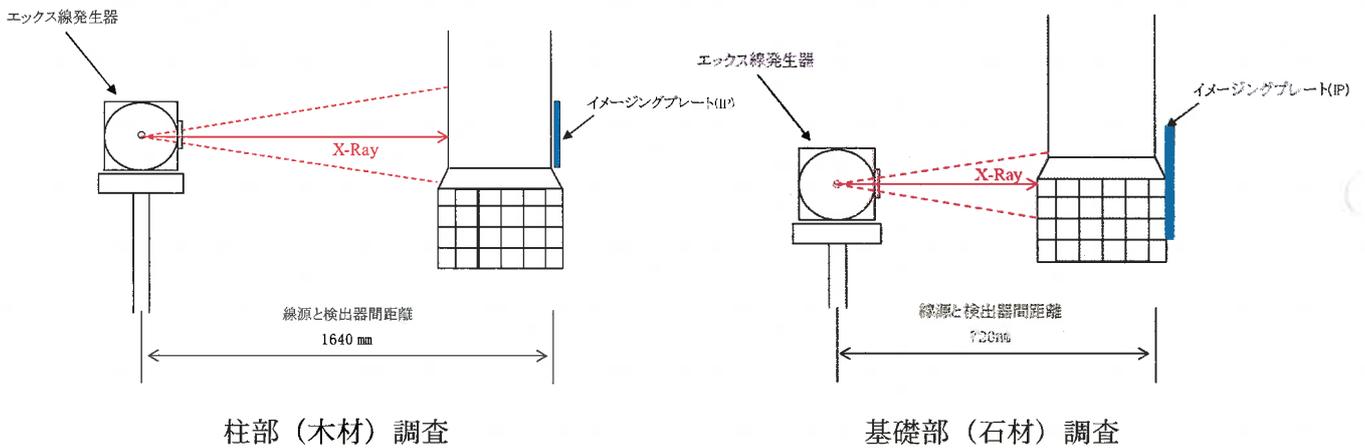
調査位置

2) レントゲン調査

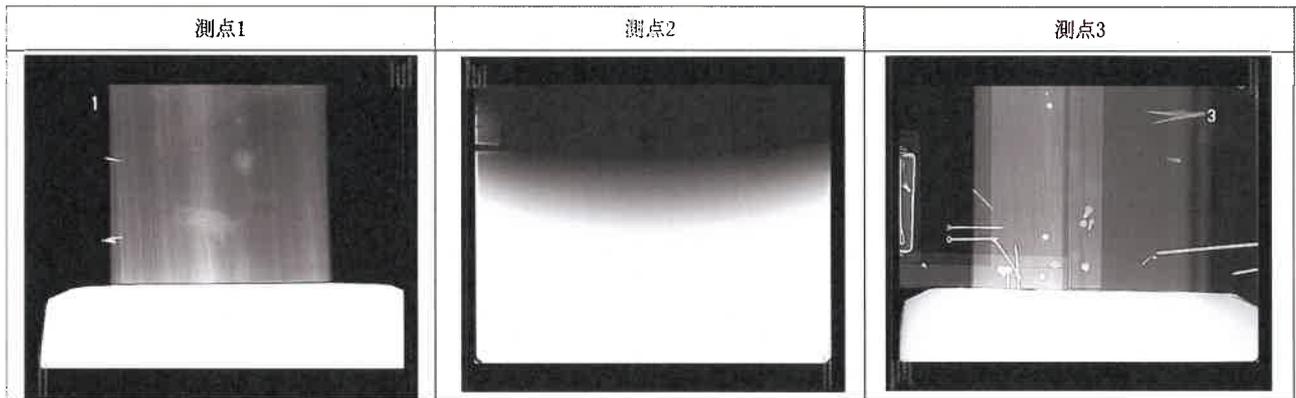
柱及び、基礎部について、レントゲン調査により、ダボ設置の有無を確認した。測点1、3は柱部（木材）、測点2については基礎部（石材）を対象として調査を行った。

柱部（木材）2か所のレントゲン調査を行ったが、ダボが確認できなかった。そのため基礎部（石材）でレントゲン機材を変更して調査を行ったが石材の密度が高くエックス線が透過しなかったため、基礎石材部の状況を確認することができなかった。

柱部（木材）では、エックス線装置 RIX-200MC（管電圧：60 kVp）を用いて、エックス線照射時間30秒とし、基礎部（石材）では、エックス線装置 RIX-300CP（管電圧：290 kVp）を用いて、エックス線照射時間60分として撮影した。



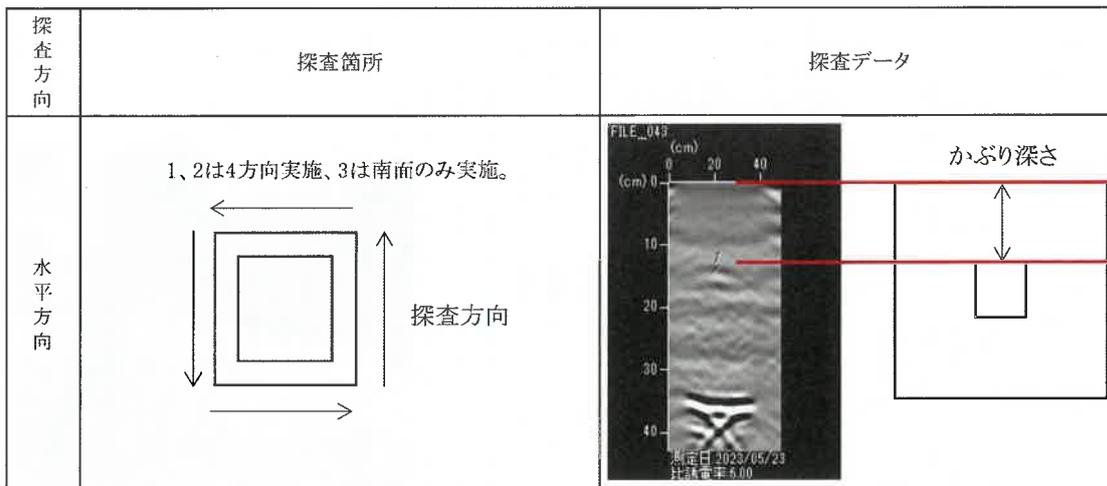
レントゲン調査 線源と検出器間距離



レントゲン調査結果

3) RC レーダー調査

RC レーダーを用いて石材部の凹みの有無の確認を行った。なお、かぶり深さは比誘電率を 6.0 (石材の比誘電率を参考) とした時の推定値を示す。



RC レーダー調査方法

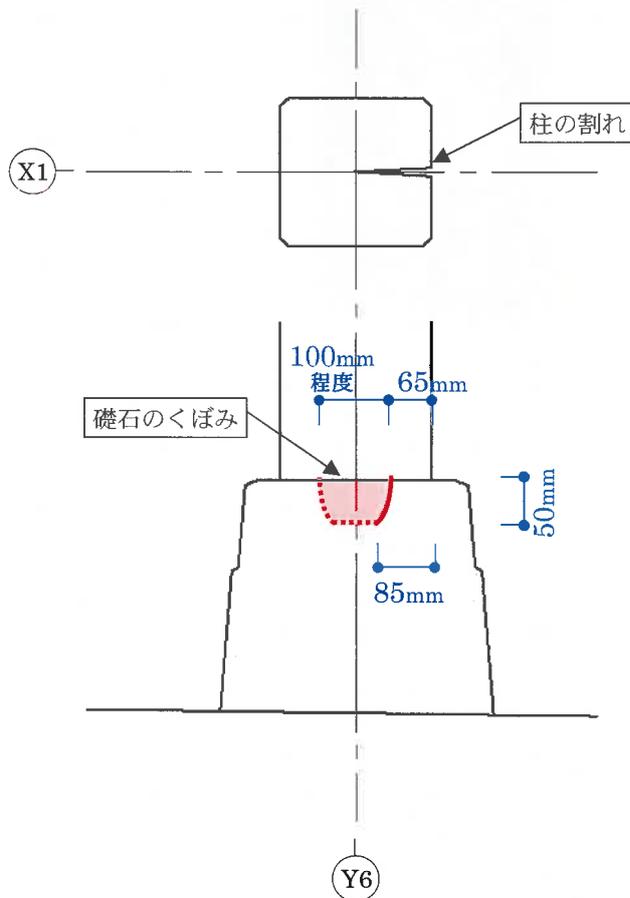
	かぶり深さ(mm)	かぶり深さ 平均値(mm)	参考図
測点1	139.1	130	
	124.2		
	125.5		
	130.7		
測点2	132.1	132	
	129.4		
	137		
	129.7		
測点3	123.6	124	

※かぶり深さは比誘電率を6.0とした時の推定値。

RC レーダー調査結果

4) くぼみの目視確認

X1-Y6 柱の柱脚に生じている割れ部分に差金を差し込んでダボの確認を行った。その結果、柱面から 65mm 程度の位置で礎石にくぼみが生じており、深さは 50mm 程度のダボ穴と思われる空隙が存在していることが分かった。ただし平面及び立面形状は判明しなかった。



X1-Y6 柱



柱の割れから見る内部

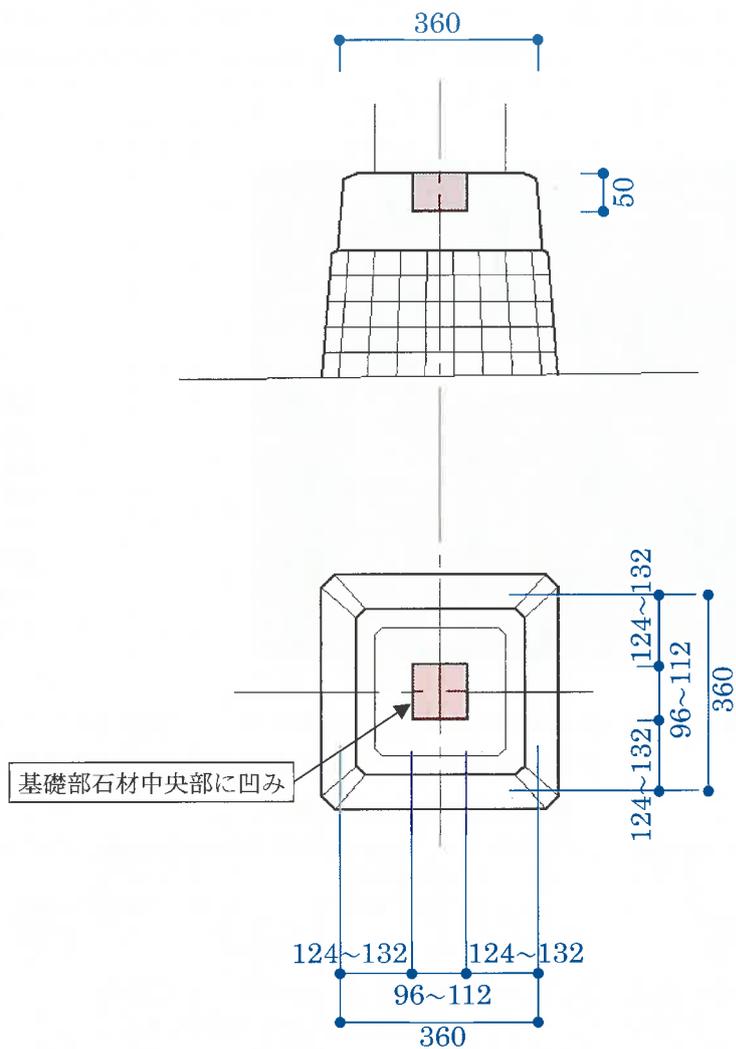


柱の割れから見る内部拡大図

5) まとめ

レントゲン調査、RCレーダー調査及び目視確認から、以下のことが分かった。

柱脚の1箇所を詳細に調べたところ、礎石にくぼみがあり、柱に作り出しのダボがある仕口であることが判明した。RCレーダーで調べた3箇所すべてにおいて、くぼみを確認できたことから、全体が同じ仕口と推察される。



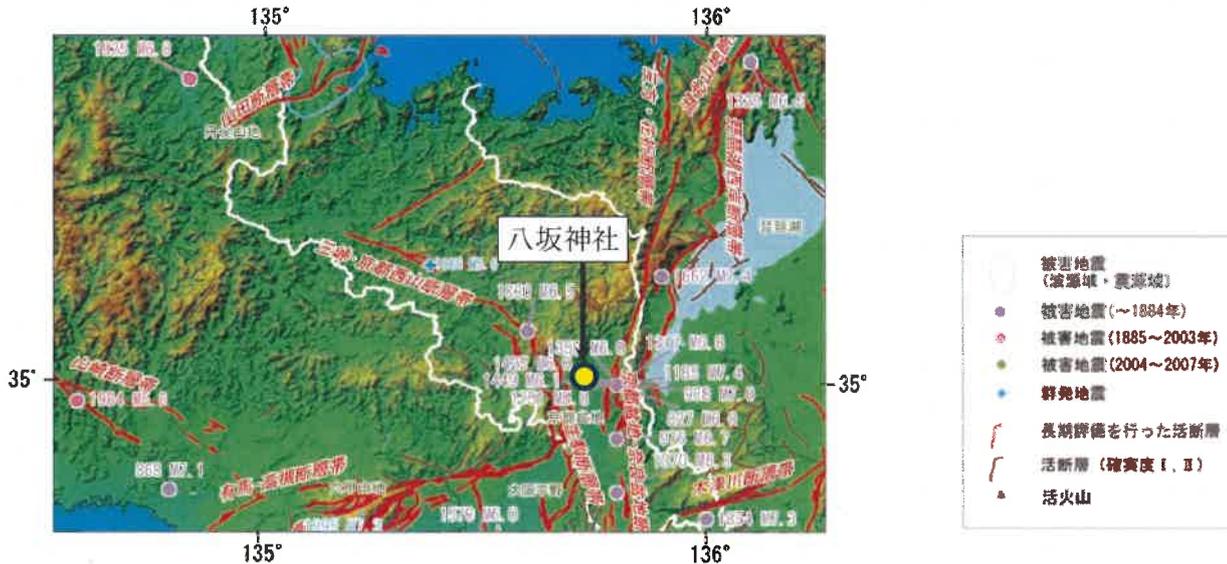
基礎部中央部の凹み形状推定

3.4 地震および活断層に関する調査

1) 地形および過去の地震被害に関する調査

近畿地方の地形を見ると、紀伊半島には東西に延びる中央構造線がある。中央構造線より北側の地域には、比較的大きな平野や盆地などが分布し、それらの周りには山地が分布している。近畿地方の活断層のほとんどはこの地域に分布しており、平野・盆地と山地との境目に沿って延びていることが多くある。また、この地域で知られている活断層の数は多く、日本の中で活断層の密度が最も高い地域の一つである。

近畿地方の地震において、陸域の浅い場所で発生した被害地震は、「平成7年(1995年)兵庫県南部地震」(M7.3)のように既に知られている活断層で発生した場合と、1925年の北但馬地震(M6.8)のように活断層が知られていない地域で発生したことがある。



京都府とその周辺で発生した主な地震被害（～2007年）

「日本の地震活動」総理府地震調査研究推進本部地震調査委員会編
 敷地周辺の主な被害地震

西暦(和暦)	地域(名称)	M	県内の主な被害(カッコは全国での被害)
827.8.11 (天長4)	京都	6.5～7.0	(家屋全壊多数。)
897.8.26 (仁和3)	五畿・七道	8.0～8.5	京都で、家屋倒壊多く、圧死者多数。(南海トラフ沿いの巨大地震)
938.5.22 (天慶1)	京都・紀伊	7.0	窟中で死者4人。家屋全壊多数。
976.7.22 (貞元1)	山城・近江	6.7以上	死者50人以上、家屋全壊多数。
1185.8.13 (文治1)	近江・山城・大和	7.4	白河辺で被害大きく、死者、家屋倒壊多数。
1317.2.24 (文保1)	京都	6.5～7.0	白河辺で、ことごとく住家全壊し、死者5人。
1449.5.13 (宝徳1)	山城・大和	5.3/4～6.5	洛中の堂塔などに被害多く、死者多数。
1596.3.5 (慶長1)	畿内(慶長伏見地震とも呼ばれる。)	7.1/2	三条から伏見の間で被害が最も大きく、死者、家屋倒壊多数。伏見城では、天守の大破などにより、圧死者約600人。
1662.6.16 (寛文2)	山城・大和・河内・和泉・摂津・丹後・若狭・近江・美濃・伊勢・駿河・三河・信濃	7.1/4～7.6	京都で死者200人余、家屋倒壊1,000棟。
1833.8.19 (天保1)	京都および隣国	6.5	京都で死者280人、負傷者1,300人。
1891.10.28 (明治24)	(濃尾地震)	8.0	家屋全壊13棟。
1925.5.23 (大正14)	(北但馬地震)	6.8	北部(久美浜)で、死者7人、負傷者30人、住家全壊20棟。
1927.3.7 (昭和2)	(北丹後地震)	7.3	北部で甚大な被害。死者2,898人、負傷者7,595人、住家全壊4,899棟、同焼失2,019棟。
1952.7.18 (昭和27)	(吉野地震)	6.7	死者1人、負傷者20人、住家全壊5棟。
1995.1.17 (平成7)	(平成7年(1995年)兵庫県南部地震)	7.3	(死者6,434人、行方不明3人、負傷者43,792人、住家全壊104,906棟。)
2004.9.5 (平成16)	紀伊半島南東沖	7.4	負傷者1人。

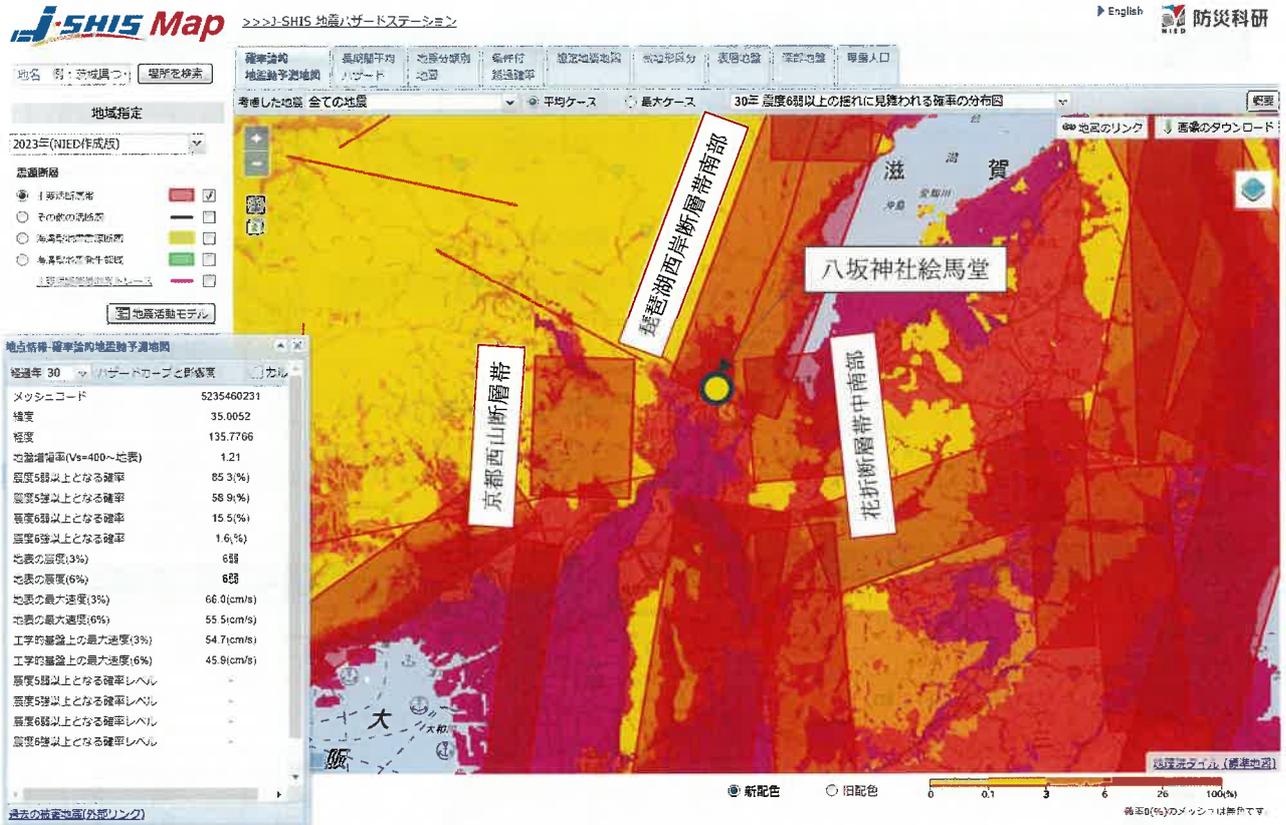
「日本の地震活動」総理府地震調査研究推進本部地震調査委員会編

2) 活断層に関する調査

J-SHIS（防災科学技術研究所）より、地震動予測地図と敷地周辺に将来被害を及ぼす可能性のある地震活動の評価を示す。当敷地において、今後30年で震度6弱以上となる確率は約15.5%である。

当敷地に影響の大きい主要な断層は花折断層帯中南部であり、将来の地震発生確率に幅があるが、その最大値をとると、今後30年以内に発生する確率は0%–0.6%となっており、我が国の主な活断層の中ではやや高いグループに属することになる。

他に海溝型地震として、南海トラフから陸側へ沈み込むプレート境界付近で発生する、南海トラフ沿いで発生する大地震が挙げられる。この地震による今後50年で発生する確率は94.7%である。



30年で震度6弱以上の揺れに見舞われる確率の分布図

敷地周辺の主な活断層と地震活動の評価

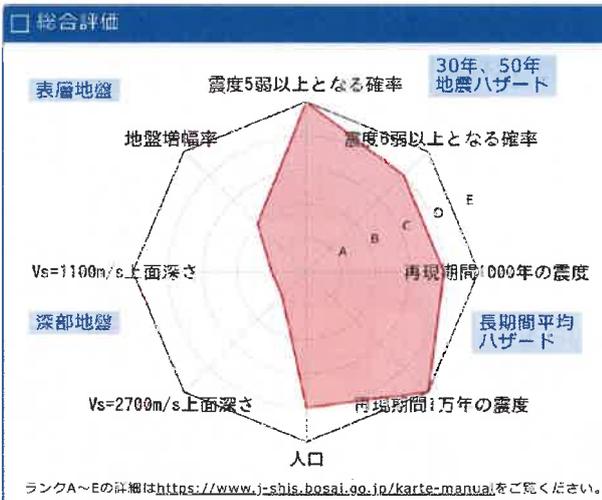
断層	琵琶湖西岸断層帯 南部	花折断層帯 中南部	京都西山断層帯	南海トラフ沿いで 発生する大地震
マグニチュード	6.9	6.9	7	8.2~9.1
30年発生確率	0%	ほぼ0%–0.6%	0.02%	77.1%
50年発生確率	0%	ほぼ0%–1%	0.03%	94.7%
平均発生間隔	5250年	5350年	4550年	88.2年
最新活動時期	838年前	2111.5年前	2111.5年前	75.1年前
本敷地の推定震度	震度6弱	震度6強	震度6弱	震度5強

地震ハザードステーション J-SHIS（2023年版）

以下に「J-SHIS（防災科学技術研究所）」より、地震ハザードカルテ（2023年版）を示す。

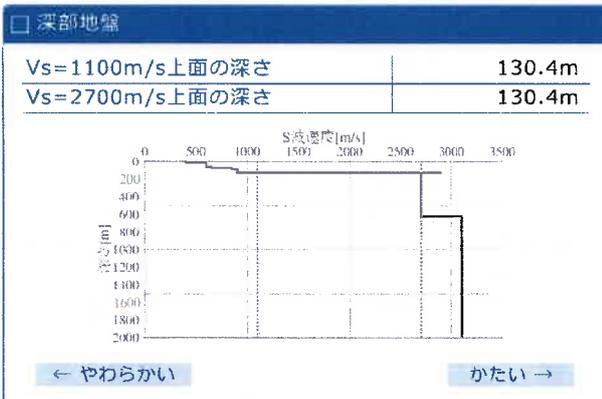
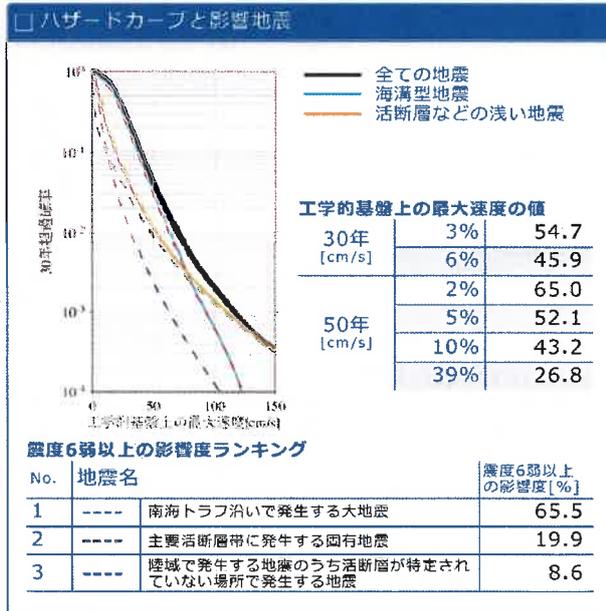
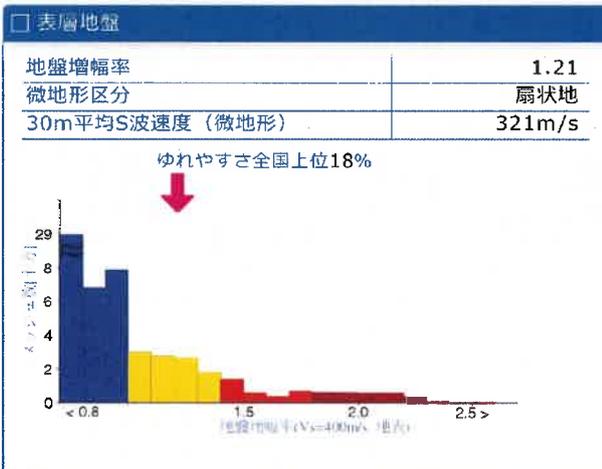
地震ハザードカルテ 2023年基準

	メッシュコード	中心緯度、経度	住所	標高	メッシュ内人口
	5235460231	35.0052N,135.7766E	京都府京都市東山区祇園町北側 付近	41m	450~500人



30年、50年地震ハザード

超過確率の値[%] 今後30年間にある震度以上の揺れに見舞われる確率の値です。	30年	震度5弱	85.3
		震度5強	58.9
		震度6弱	15.5
		震度6強	1.6
震度の値 今後30年または50年間にある値以上の確率で見舞われる震度の値です。	30年	3%	6弱(5.8)
		6%	6弱(5.7)
	50年	2%	6強(6.0)
		5%	6弱(5.8)
地表の最大速度の値[cm/s] 今後30年または50年間にある値以上の確率で見舞われる地表の最大速度の値です。	30年	3%	66.0
		6%	55.5
	50年	2%	78.5
5%		62.9	
10%		52.2	
		39%	32.4



長期間平均ハザード

500年相当	6弱(5.7)
1000年相当	6弱(5.9)
5000年相当	6強(6.4)
1万年相当	7(6.6)
5万年相当	7(6.7)
10万年相当	7(6.7)

震度の値
長期間の再現期間に対応する震度の値です。

3.5 地盤調査

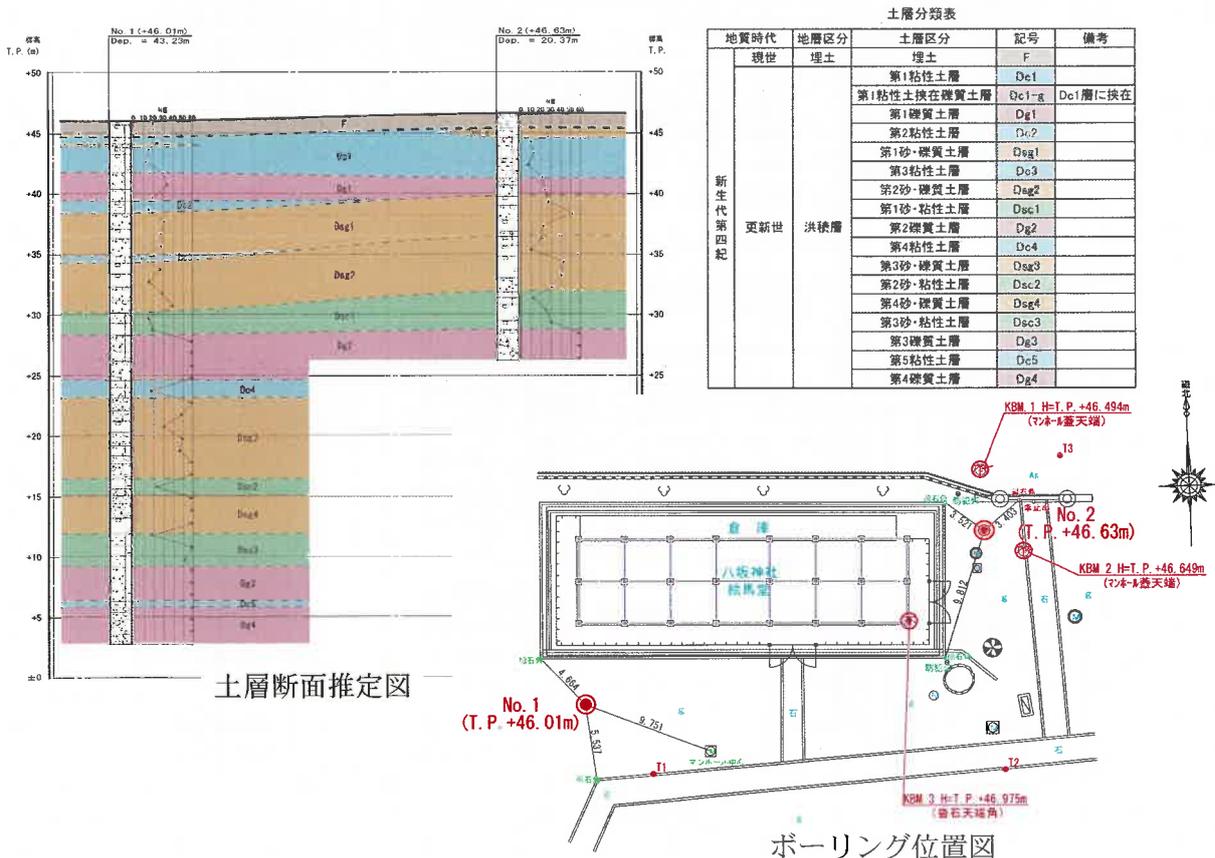
1) 地盤調査概要

敷地の地盤調査について、令和5年5月～6月にボーリング及び標準貫入試験を2箇所及び屋内土質試験を行い、地盤の地層構成把握を行った。また、常時微動測定及びPS検層を行い、地盤の振動特性の評価を行った。

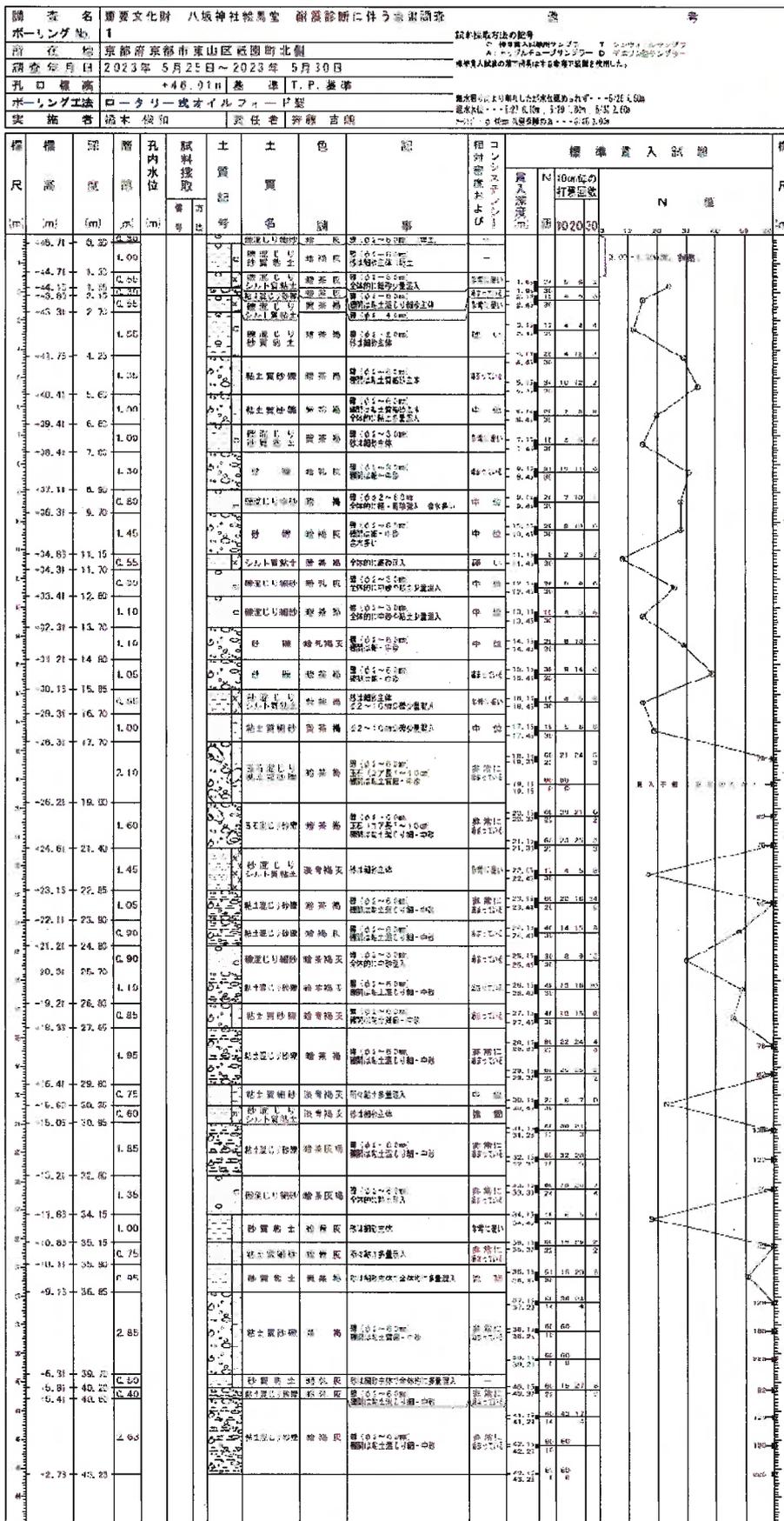
調査地は、京阪本線「祇園四条」駅の東方約500m付近に位置している。調査地付近の地形は、京都盆地の北東側の桃山丘陵西端部に位置している。京都盆地は四方を山地によって囲まれた東西方向に約5～10km、南北方向に約25kmの大きさを有し、山地と断層によって境されている。盆地の中央部を鴨川および桂川が南流し、北部ほど扇状地が発達する。桃山丘陵は西縁を桃山断層、東縁を花山 - 勧修寺断層によって境された南北約8km、東西約2kmの丘陵である。

調査地を構成する地質は、調査地は古生代二畳紀(ペルム紀)～中生代ジュラ紀の丹波層群を基盤岩とし、その上位には、盆地周辺の丘陵を構成する新第三紀～第四紀更新世中期に堆積した大阪層群や、段丘面(扇状地を含む)を形成する第四紀更新世中期・後期に堆積した段丘堆積物が表層付近より分布している。今回調査で確認した土層は、表層に1.2～1.3mの埋土、その下に第四紀更新世の洪積層と考えられる。

調査項目	内容
ボーリング及び標準貫入試験	No1 ; GL-43.23m、No2 ; GL-20.37m
PS 検層	GL-1m～42m 間 1m 間隔、ダウンホール法
常時微動測定	ボーリング No.1、5 秒計



ボーリング調査による結果を以下に示す。



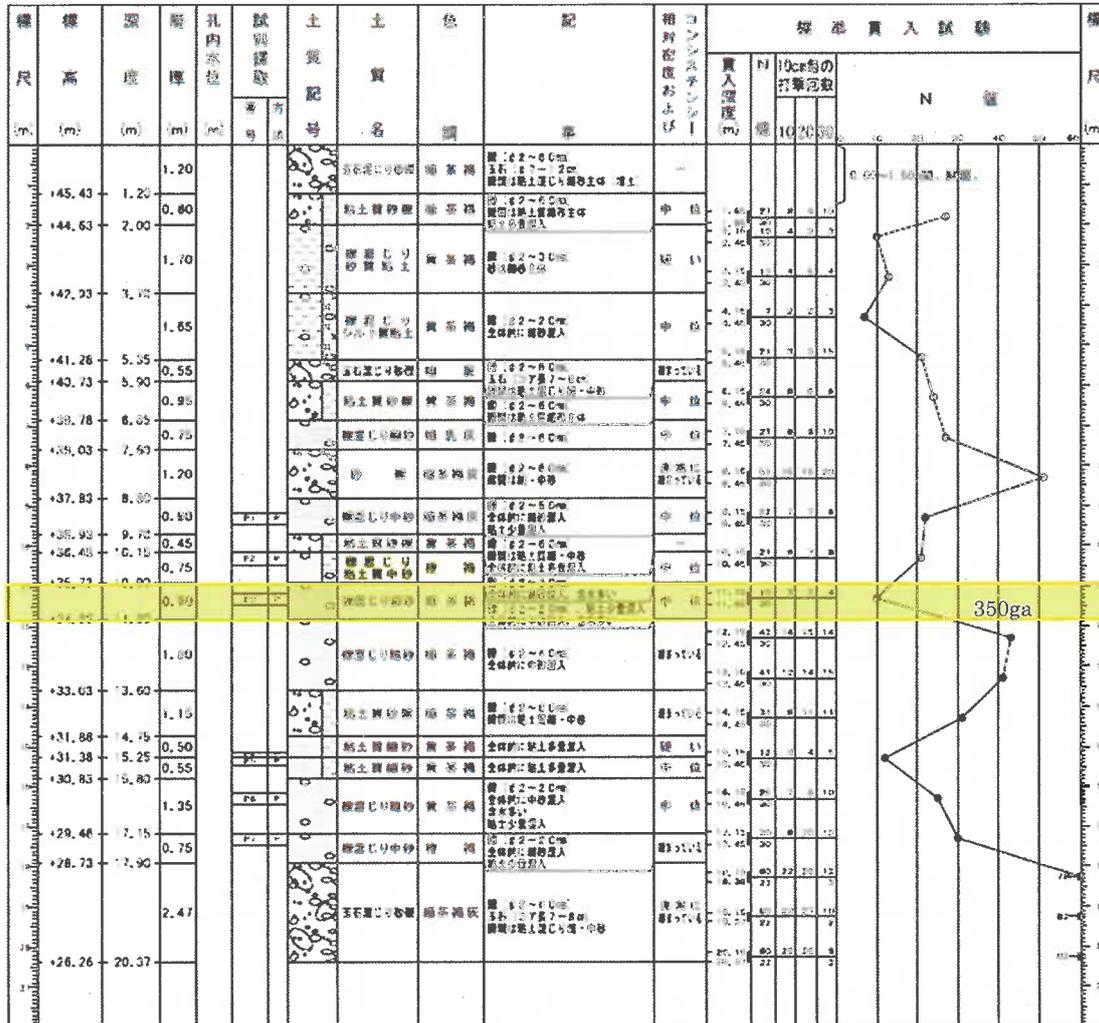
土質柱状図 No1

2) 液状化の検討

ボーリング結果と、乱れた試料(3 試料)の粒度試験結果を用いて、地震時における地盤の液状化の検討を行った。

検討は、3つの地表面水平加速度 (150gal、200gal、300gal) について行った。地表変位 D_{cy} を算定し、層全体での液状化の程度を確認した。また、液状化指数 P_L より液状化の危険度を検討した。層ごとの判定結果を以下に図示する。

判定の結果、地表面水平加速度 150gal、200gal のとき、液状化の危険度はかなり低い。350gal のとき、地表変位は軽微で、液状化の危険度は低いと判定された。



350gal で $F_L \leq 1$ 液状化の可能性あり

P_L と液状化危険度

P_L	液状化の危険度
0	かなり低い
5以下	低い
5を超え15以下	高い
15を超える	極めて高い

液状化判定結果

	地表変位 D_{cy} (cm)	危険度 P_L
150gal	0.010 なし	0.00 かなり低い
200gal	0.035 なし	0.00 かなり低い
350gal	0.017 軽微	1.58 低い

D_{cy} と液状化の程度

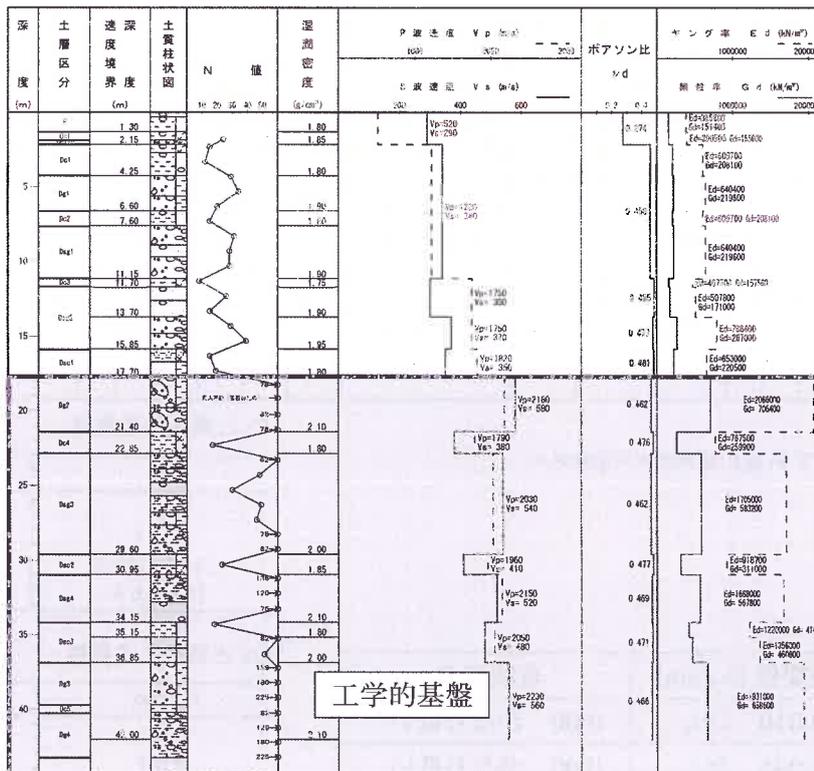
D_{cy} (cm)	液状化の程度
0	なし
5以下	軽微
5を超え10以下	小
10を超え20以下	中
20を超え40以下	大
40を超える	甚大

3) PS 検層

敷地直下に分布する原地盤の弾性波速度構造把握を目的として、PS 検層を実施した。今回の PS 検層は、ダウンホール法を用いて、GL-1m~GL-42m まで測定を行った。原地盤の特性値一覧及び総合柱状図を示す。

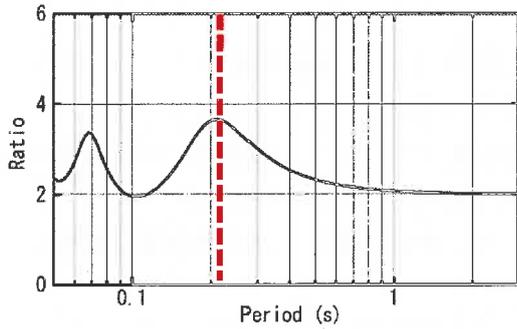
PS 検層結果：原地盤の特性値一覧表

深度 GL-(m)	湿潤密度 (g/cm ³)	P波速度 (m/s)	S波速度 (m/s)	ポアソン比	剛性率 (kN/m ²)	ヤング率 (kN/m ²)
0.00 ~ 1.30	1.80	520	290	0.274	151,400	385,800
1.30 ~ 2.15	1.85				155,600	396,500
2.15 ~ 4.25	1.80				208,100	606,700
4.25 ~ 6.60	1.90	1,220	340	0.458	219,600	640,400
6.60 ~ 7.60	1.80				208,100	606,700
7.60 ~ 11.15	1.90				219,600	640,400
11.15 ~ 11.70	1.75	1,750	300	0.485	157,500	467,700
11.70 ~ 13.70	1.90				171,000	507,800
13.70 ~ 15.85	1.95				267,000	788,400
15.85 ~ 17.70	1.80	1,820	350	0.481	220,500	653,000
17.70 ~ 21.40	2.10	2,180	580	0.462	706,400	2,066,000
21.40 ~ 22.85	1.80	1,790	380	0.476	259,900	767,500
22.85 ~ 29.60	2.00	2,030	540	0.462	583,200	1,705,000
29.60 ~ 30.95	1.85	1,960	410	0.477	311,000	918,700
30.95 ~ 34.15	2.10	2,150	520	0.469	567,800	1,668,000
34.15 ~ 35.15	1.80	2,050	480	0.471	414,700	1,220,000
35.15 ~ 36.85	2.00				460,800	1,356,000
36.85 ~ 42.00	2.10	2,230	560	0.466	658,600	1,931,000



PS 検層結果：総合柱状図

PS 検層の S 波速度分布から SH 波の重複反射理論に基づいて、調査地盤の増幅度特性を計算した。計算時の入射面として、GL-17.70m ($V_s=580\text{m/s}$) を想定した。0.21 秒付近に 1 次周期のピークが見られる。



SH 波の増幅特性

深 度 GL-(m)	層厚 (m)	S波速度 (m/s)	P波速度 (m/s)	湿潤密度 (g/cm^3)	備考
0.00 ~ 1.30	1.30	290	520	1.80	
1.30 ~ 2.15	0.85	290	520	1.85	
2.15 ~ 4.25	2.10	340	1,220	1.80	
4.25 ~ 6.60	2.35	340	1,220	1.90	
6.60 ~ 7.60	1.00	340	1,220	1.80	
7.60 ~ 11.15	3.55	340	1,220	1.90	
11.15 ~ 11.70	0.55	300	1,750	1.75	
11.70 ~ 13.70	2.00	300	1,750	1.90	
13.70 ~ 15.85	2.15	370	1,750	1.95	
15.85 ~ 17.70	1.85	350	1,820	1.80	
17.70 ~ 21.40	3.70	580	2,180	2.10	入射面
21.40 ~ 22.85	1.45	380	1,790	1.80	
22.85 ~ 29.60	6.75	540	2,030	2.00	
29.60 ~ 30.95	1.35	410	1,960	1.85	
30.95 ~ 34.15	3.20	520	2,150	2.10	
34.15 ~ 35.15	1.00	480	2,050	1.80	
35.15 ~ 36.85	1.70	480	2,050	2.00	
36.85 ~ 42.00	5.15	560	2,230	2.10	

増幅度を計算した地盤のモデル

4) 常時微動測定

測定地点における微動のフーリエスペクトルと卓越周期は以下の通りである。

地表の水平両成分のスペクトルにおいて 0.061~0.12 秒付近、および 0.23 秒付近の周期のピークが目立ったものとなっている。これらのうち、0.061~0.12 秒付近の周期は上下成分においても同等の振幅でピークが見られることから、交通振動等の強制振動によって励起された周期成分である可能性が高いと判断される。

これに対し、0.23 秒付近の周期は上下成分に比較して水平成分のピーク振幅が優勢に大きく見られることから、調査地固有の卓越周期である可能性が高いと判断される。

上記の卓越周期は、前述した SH 波増幅特性の 1 次周期にも近いことから、調査地の地盤種別の判定に関連した比較的浅い地盤の振動特性を反映した周期成分ではないかと考えられる。

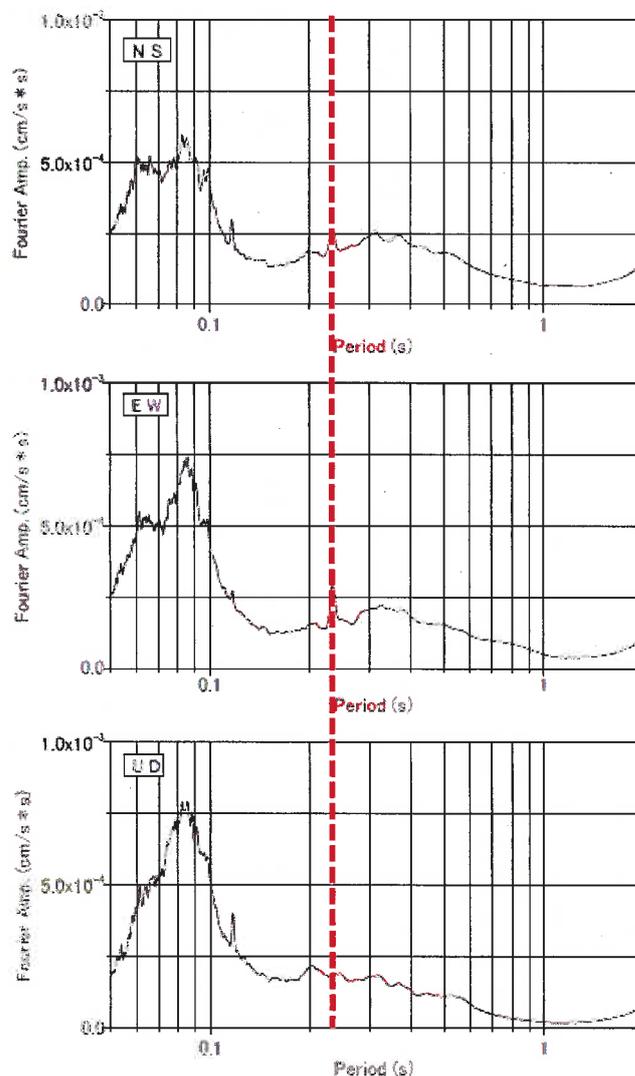
以上より、これらの卓越周期を照合すると、 $0.2 < T_g \leq 0.75$ 秒に当てはまり、調査地の地盤種別は「第 2 種地盤」に該当する。

測定点	方向	卓越周期 (秒)
地表	N-S	0.061, 0.066, 0.083, 0.12, 0.23, 0.31, 0.37
	E-W	0.061, 0.086, 0.12, 0.23
	U-D	0.061, 0.082, 0.085, 0.12

常時微動の周期成分

地盤種別	地盤周期 T_g (秒)
第1種	$T_g \leq 0.2$
第2種	$0.2 < T_g \leq 0.75$
第3種	$0.75 < T_g$

地盤種別と地盤周期の対応



地表のフーリエスペクトル

5) 表層地盤加速度増幅率の算定

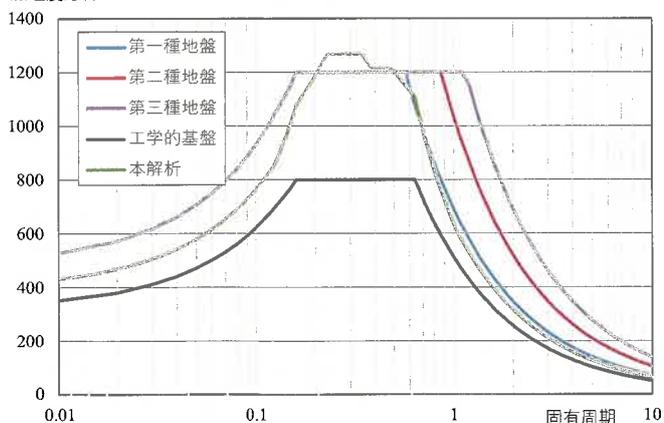
Gs (表層地盤による加速度の増幅率) は、地盤調査結果に基づいて算出する。安全側に基盤深さを設定し、GL-42m 以深の S 波速度 400 m/s 程度以上の層を工学的地盤とする。

地盤の非線形特性は HD モデルとして算定した。加速度増幅率 Gs は算定した値を用いて検討を行うが、第一種地盤の値を下限とする。なお、基盤は安全側に深めに設定し、深度 GL-36.85 とした。

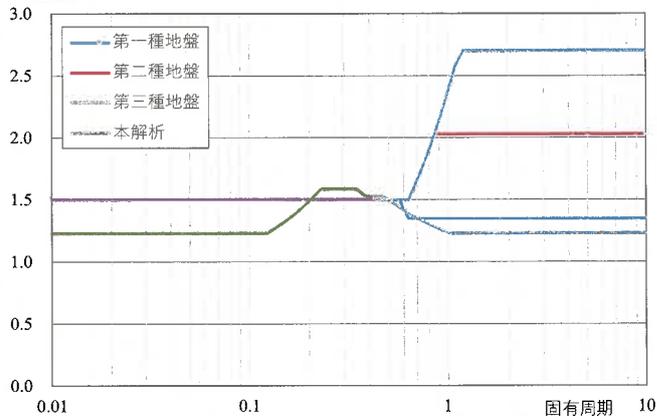
Gs 算定用の地盤モデル

地盤種別	深度(m)	層厚(m)	密度(t/m ³)	S 波速度(m/s)	備考
粘性土	1.30	1.30	1.80	290	
粘性土	2.15	0.85	1.85	290	
粘性土	4.25	2.10	1.80	340	
砂質土	6.60	2.35	1.90	340	
粘性土	7.60	1.00	1.80	340	
粘性土	11.15	3.55	1.90	340	
粘性土	11.70	0.55	1.75	300	
砂質土	13.70	2.00	1.90	300	
砂質土	15.85	2.15	1.95	370	
粘性土	17.70	1.85	1.80	350	
砂質土	21.40	3.70	2.10	580	
粘性土	22.85	1.45	1.80	380	
砂質土	29.60	6.75	2.00	540	
粘性土	30.95	1.35	1.85	410	
砂質土	34.15	3.20	2.10	520	
粘性土	35.15	1.00	1.80	480	
粘性土	36.85	1.70	2.00	480	
基盤	42.00	5.15	2.10	610	

加速度応答スペクトル



増幅率



4. 材料および荷重

4.1 使用材料と材料強度

1) 使用材料

建物を実測した結果によると、加工手段や原木の大きさ等により、部材断面は一様ではない。しかし、構造解析を行うにあたっては、各部材の断面寸法は実測の結果をもとに以下のように設定した。

部位	部材寸法	樹種	備考
柱	235×235	つが	
軒桁	210×260	まつ	
登梁	175×295	まつ	
頭貫	95×215	つが	
マガサ	170×290	つが	
貫	60×140、65×165、 70×160、70×175、 70×200	つが	

2) 木材の材料特性

a) 普通構造材の基準強度と弾性係数 (N/mm²)

樹種		基準材料強度					基準弾性係数	
		Fc	Ft	Fb	Fs	Fcv	E	G
針葉樹	べいまつ	22.2	17.7	28.2	下表の 樹種に 対応	9.0	10000	E の 1/15
	あかまつ	22.2	17.7	28.2		9.0	8000	
	ひのき・ひば	20.7	16.2	26.7		7.8	9000	
	つが	19.2	14.7	25.2		7.8	8000	
	すぎ・べいすぎ	17.7	13.5	22.2		6.0	7000	
広葉樹	かし	27.0	24.0	38.4		12.0	10000	
	けやき・なら	21.0	18.0	29.4		10.8	8000	

繊維直角方向の E は繊維方向 E の 1/25 としてよい

b) 普通構造材のせん断特性値 (N/mm²)

樹種		基準材料強度 Fs
針葉樹	べいまつ・あかまつ	2.4
	ひのき・ひば・つが	2.1
	すぎ・べいすぎ	1.8
広葉樹	かし	4.2
	けやき・なら	3.0

c) 木材の繊維方向許容応力度 (N/mm²)

長期許容応力度 *1				短期許容応力度			
圧縮	引張	曲げ	せん断	圧縮	引張	曲げ	せん断
$\frac{Fc}{3}$	$\frac{Ft}{3}$	$\frac{Fb}{3}$	$\frac{Fs}{3}$	$\frac{2Fc}{3}$	$\frac{2Ft}{3}$	$\frac{2Fb}{3}$	$\frac{2Fs}{3}$

*1 荷重継続期間 250 年とし、係数として 1.1/3 ではなく 1/3 を採用する。

d) 接合部の設計に使う樹種グループと基準比重および基準支圧強度 (N/mm²)

グループ	樹種	基準比重	基準支圧強度	
			繊維方向	繊維直交
J1	べいまつ・あかまつ・つが (比重 0.50 程度)	0.42	25.4	12.7
J2	ひば・ひのき (比重 0.44 程度)	0.37	22.4	11.2
J3	すぎ・べいすぎ (比重 0.38 程度)	0.32	19.4	9.7

注 1) 接合具の径は 26 mm 以下とし、26 mm を超える場合は実験等により求める。

2) 釘と木ねじは荷重方向にかかわらず繊維方向の値をとる。

4.2 固定荷重

1) 固定荷重

位置	内訳	単位重量 (kN/m ³)	厚さ (mm)	荷重 (N/m ²)	合計 (N/m ²)
屋根 棧瓦葺	棧瓦 葺土(筋葺) 野地板、垂木 桔木等 天井(化粧材含)			500 250 200 300 150	1400
軒 棧瓦葺	棧瓦 葺土(筋葺) 野地板、垂木 桔木等 天井(化粧材含)			500 250 200 300 150	1400 ↓ 5.5寸勾配 1600

なお、上記屋根荷重は、瓦の重量及び葺土を測定して下記により算出した。

古瓦= 2.5kg/枚、1m²あたり 19 枚より、

$$\begin{aligned} \text{屋根荷重(棧瓦葺)} &= 2.5\text{kg/枚} \times 19\text{枚}/\text{m}^2 = 48.3\text{kg}/\text{m}^2 \\ &\rightarrow 0.5\text{kN}/\text{m}^2 \end{aligned}$$

また、葺土は筋葺で瓦ごとに団子状になっている様子が確認できた。、団子状の葺土が 1.25kg/個より、

$$\begin{aligned} \text{葺土重量} &= 1.25\text{kg/個} \times 19\text{個}/\text{m}^2 = 23.8\text{kg}/\text{m}^2 \\ &\rightarrow 0.25\text{kN}/\text{m}^2 \end{aligned}$$



2) 壁荷重

位置	内訳	単位重量 (kN/m ³)	厚さ (mm)	荷重 (N/m ²)	合計 (N/m ²)
絵馬	絵馬両面 400N/m ² ×2			800	800

絵馬①

大きさ；縦 1.8m×横 2.4m、板厚 21mm、枠材 115mm×90mm → 重量 1.1kN より 0.247kN/m²

絵馬②

大きさ；縦 2.2m×横 3.8m、板厚 27mm、枠材 200mm×118mm → 重量 3.0kN より 0.381kN/m²

絵馬③

大きさ；縦 1.0m×横 1.85m、板厚 4.5mm、枠材 113mm×40mm → 重量 0.2kN より 0.115kN/m²

上記のように絵馬は大きさによって単位面積当たりの重量にばらつきがあるが、絵馬堂には大きな絵馬が多いことから、壁として入力する際は片側 400N/m²とし、すべての場所で両側に絵馬があることから 2 倍の重量で算定した。

4.3 積載荷重

屋根の積載荷重は 0 とする。

4.4 積雪荷重

京都市施行令第 86 条第 3 項より、八坂神社周辺の垂直積雪量は以下の通り。

標高 51.1m 単位重量 20 N/cm/m²

垂直積雪量 $0.091 \times 51.1\text{m} + 21\text{cm} \doteq 25.7\text{cm}$ よって 30cm とする。

垂直積雪量=0.30m

単位重量 20N/cm/m²

設計荷重 600 N/m²

積雪荷重時の長期換算値が常時荷重より小さいので積雪荷重時の検討は省略する。

また、多雪区域外であるため、積雪荷重は地震力に含めない。

4.6 建物重量

(kN, kN/m²)

階	Wi	Σ Wi	Wi/A	備考
1 階	647.2	647.2	4.39	

4.5 風荷重

風荷重は、施行令 87 条および建設省告示平 12 第 1454 号に従い算出する。

最大級の風荷重は、令 82 条の 5 により風圧力を 1.6 倍とする。

風圧力は速度圧に風力係数を乗じて計算する。速度圧と風力係数は下式による。

$$\text{速度圧} ; q = 0.6E \cdot V_0^2 \quad , \quad E = E_r^2 \cdot G_f$$

$$\text{風力係数} ; C_f = C_{pe} - C_{pi} \quad C_{pe} : \text{外圧係数} \quad , \quad C_{pi} : \text{内圧係数}$$

$V_0 = 32\text{m/s}$: 基準風速

地表面粗度区分Ⅲより $Z_b = 5\text{m}$ $Z_G = 450\text{m}$ $\alpha = 0.20$

$$\text{速度圧算定用高さ} \quad H = 6.904 \text{ m}$$

$$\text{鉛直分布係数} \quad E_r = 0.737$$

$$\text{構造骨組用ガスト係数} \quad G_f = 2.50 \quad E = E_r^2 \cdot G_f = 1.359$$

$$\text{速度圧} \quad q = 0.6E V_0^2 = 835 \text{ N/m}^2$$

東西方向（屋根 勾配 0.55、28.8 度）

階	面	GL から 高さ(m)	見付面積 (m^2)	kz	風力係数	風圧力 (kN)	中程度 (kN)	大規模 (kN)
1	妻壁	7.578	9.0	1.04	1.23	9.2	23.7	37.9
	屋根	—	12.3	—	0.69	7.1		
	壁	4.401	8.0	0.88	1.10	7.4		

南北方向（屋根 勾配 0.55、28.8 度）

階	面	GL から 高さ(m)	見付面積 (m^2)	kz	風力係数	風圧力 (kN)	中程度 (kN)	大規模 (kN)
1	屋根	—	96.5	—	0.69	55.4	83.2	133.2
	壁	4.401	30.2	0.89	1.10	27.8		

京都地域の過去の風速記録

参考資料として京都地域の過去の風速記録（気象庁データより抜粋）を以下に示す。

参考ではあるが、過去 82 年の内の最大風速は 24.9(m/s)である。



年	平均		最大風速		最大瞬間風速	
	風速(m/s)	風速(m/s)	風速(m/s)	風速(m/s)	風向	風向
1940	1.7	12.3	南西	14.6	南西	
1941	1.7	11.7	東	17.5	北北西	
1942	1.7	12	北北東	21.5	北	
1943	1.7	12.7	南東	17.6	南東	
1944	1.7	13.2	南西	18.7	南西	
1945	1.7	14.2	南南西	19	南南西	
1946	1.5	14.3	北西	15.1	北西	
1947	1.6	10.7	西北西	14.7	北西	
1948	1.6	11.1	西	17.6	北北西	
1949	2	12.4	西北西	15.7	東	
1950	2.2	24.9	南南東	28.8	南南東	
1951	1.9	13.2	東	14.8]	南西	
1952	1.9	12.9	東南東	16.1]	北西	
1953	1.9	18.5	北北西	25.9]	北北西	
1954	2	15.5	南西	19	南西	
1955	1.9	16.5	北西	21.7	北西	
1956	2.1	14.9	南西	20.2	東南東	
1957	1.9	16.9	北北西	23.2	北北西	
1958	2.2	18.7	北北西	25.7	北北西	
1959	2.2	19.1	北東	29	北東	
1960	2.2	13.9	東北東	22.1	東	
1961	2.1	22.3	東北東			
1962	2	16	北東			
1963	2	12.3	西南西			
1964	1.9	17.7	南南西			
1965	2	20.3	北北西			
1966	2.1	11.2	南南東			
1967	2	10.2	南西	26.4		
1968	2	12.3	東	20.2		
1969	2	13.2	西	24.1		
1970	2	12.7	東北東	24.1		
1971	1.9	12.3	西北西	20		
1972	2	13	北西	23.9		
1973	1.9	9.8	北西	18.3		
1974	1.8	11	南西	20.7		
1975	1.5	10.8	南	22.9		
1976	1.4	8.2	北	19		
1977	1.5	7.9	北	17.3		
1978	1.5	10.4	東	22.3	西南西	
1979	1.3	10.9	北西	29	北西	
1980	1.4	8.1	北西	21.6	北西	

年	平均		最大風速		最大瞬間風速	
	風速(m/s)	風速(m/s)	風速(m/s)	風速(m/s)	風向	風向
1981	1.4	7.3	東南東	18.5	東南東	
1982	1.4	10	東	20.7	東	
1983	1.6	9.4	西	25.1	西	
1984	1.8	7.8	西南西	20	西南西	
1985	1.7	10.2	北	20.8	北西	
1986	1.7	7.9	北西	25.3	北西	
1987	1.7	9.4	東北東	20	東北東	
1988	1.7	7.4	東南東	17.9	北西	
1989	1.7	8.8	東北東	19.6	南東	
1990	1.7	11.7	北北東	28	北北西	
1991	1.7	10.3	南南西	23.2	南西	
1992	1.7	9	東南東	18.9	東南東	
1993	1.7	8	東	20.8	南西	
1994	1.8	11.1	北東	24.9	東北東	
1995	1.7	8.4	北	20.1	南南西	
1996	1.7	8.2	南西	17.6	南南西	
1997	1.6	10.2	北東	23.7	北東	
1998	1.6	11.5	北東	32.1	西南西	
1999	1.7	8.3	南南西	18.9	南南西	
2000	1.7	7.7	北	20.4	西南西	
2001	1.7	9.1	北北東	19	北東	
2002	1.8	7.9	北	17.9	南南西	
2003	1.7	7.4	西	20	南	
2004	1.8	10.9	北北西	31	北西	
2005	1.8	7.9	南南西	21.5	西北西	
2006	1.7	7.4	南	19.1	西南西	
2007	1.7	7.6	北	16.8	北北西	
2008	1.9	8.2	北北西	17.3	西	
2009	2.1	13.5	北北西	24.7	北西	
2010	2.1	10.1	西	24.2	西北西	
2011	2.1	9.9	東北東	23.9	東北東	
2012	2.1	11.7	西	24.3	西	
2013	2.1	12.6	北北西	21.9	北北西	
2014	2.1	10.9	南南西	20.7	南南西	
2015	2	9.9	北北西	20.1	東北東	
2016	2.1	10.4	南南西	17.5	西北西	
2017	2.1	15.4	北北西	30.9	北西	
2018	2.2	21.8	南	39.4	南	
2019	2.1	10.8	南南西	19.7	東南東	
2020	2	10.1	西	18.5	西	
2021	2.1]	9.0]	西北西	18.5]	北西	

値欄の記号の説明

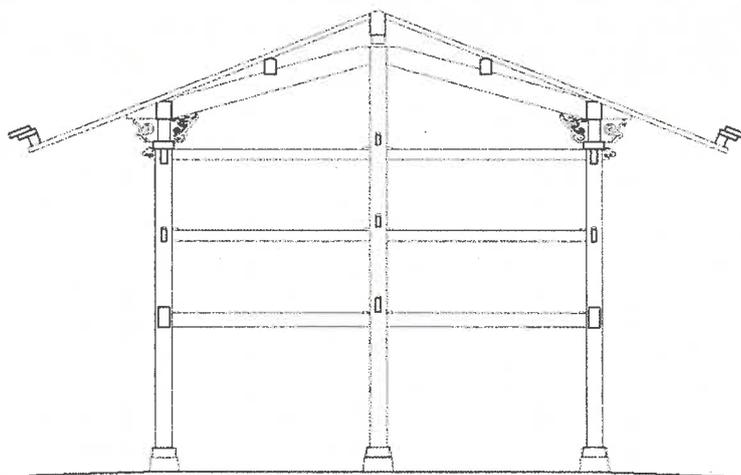
記号	説明
]	統計を行う対象資料が許容範囲を超えて欠けています(資料不足値)。値そのものを使用することはできず、通常は上位の統計に用いませんが、極値、合計、度数等の統計ではその値以上(以下)であることが確実である、といった性質を利用して統計に利用できる場合があります。
///	欠測または観測を行っていない場合、欠測または観測を行っていないために合計値や平均値等が求められない場合に表示します。

5. 架構のモデル化

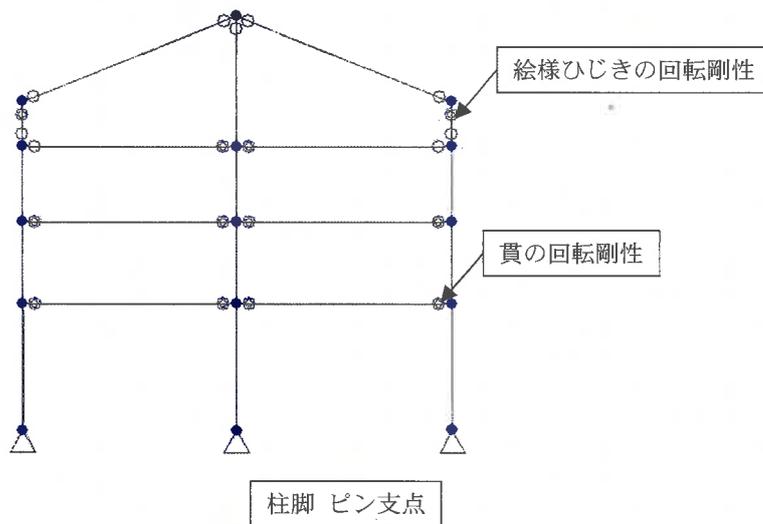
5.1 解析モデル

1) 基本方針

- ・ 計算プログラム : SEIN La CREA (立体フレーム解析) (株)NTT データ Ver 3.0.3.31
- ・ 架構を線材に置換し、立体フレームモデルにより解析する。
- ・ 貫及び差鴨居の回転剛性を考慮する。
- ・ 絵様ひじきの回転剛性を考慮する。
- ・ 剛床仮定が成立しないと考え、非剛床解析を行う。
- ・ 屋根の水平剛性は等価なせん断剛性をもつ床版に置換する。
- ・ 柱脚はピン支持モデルとし、浮上りを考慮する。



↓ モデル化



2) 木造部材の取り扱い

プログラム上では、構造種別を鉄筋コンクリート造として入力する。

木造軸組材は特殊コンクリート、耐力壁を置換するブレースは特殊鉄骨とし、材料の定数は以下の値を入力した。

部材	種別	入力種別	ヤング係数 (N/mm ²)	せん断弾性係数 (N/mm ²)	比重 (kN/m ³)
柱	つが	RC 部材	8000	533.3	6.0
貫・横架材	つが、まつ	RC 部材	8000	533.3	6.0
壁ブレース		鉄骨部材	2050	7.9	0.001

3) 解析モデルで考慮する部材の変形要素は下表による。

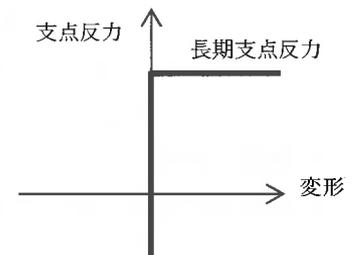
部位	曲げ変形	せん断変形	軸変形
柱・横架材	○	○	○
壁ブレース	■	■	○
床版	■	○	■

○ : 変形を考慮する ■ : 変形を考慮しない

4) 剛床仮定を採用せず、床版の変形を考慮して解析を行う。

5) 柱脚はピン支点とし、引き抜き抵抗がないモデルとする。

- 回転方向 : 自由
- 水平方向 : 固定
- 鉛直方向 : 固定 (鉛直下向き)
- 自由 (鉛直上向き)



6) 静的弾塑性解析

a) 荷重増分解析法による。

b) 部材の復元力特性

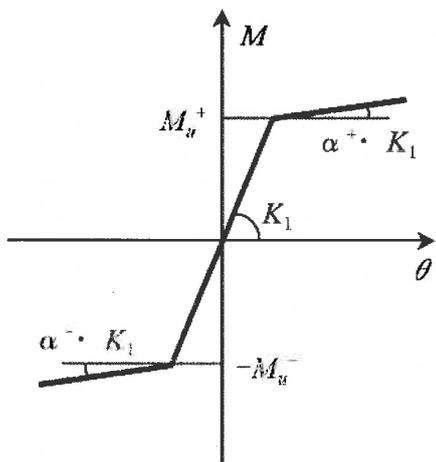
部位	曲げ		せん断		軸	
柱	■	バイリニア	■	バイリニア	■	バイリニア
横架材	○*1	バイリニア	■	バイリニア	■	バイリニア
壁ブレース	-	-	-	-	○	トリリニア
床版	-	-	■	リニア	-	-

*1 回転剛性を考慮した接合部のみ

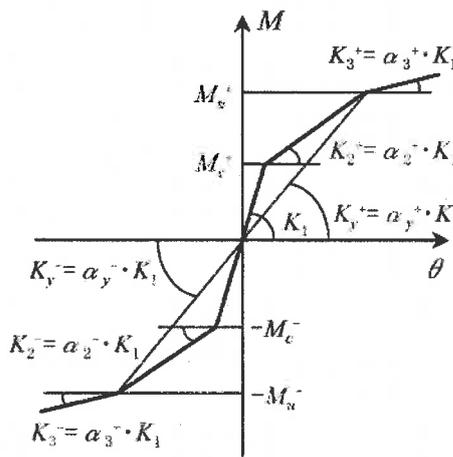
○ : 降伏を許容する

■ : 降伏を許容しない

- : 変形を考慮していないため関係なし



バイリニアモデル



トリリニアモデル

c) 部材の耐力

柱の断面性能は、切り欠き等を考慮して断面積や断面係数を 0.75 倍とする。

5.2 各部のモデル化

1) 貫の回転剛性

部材の接合部には回転剛性を考慮する。剛性・耐力は「めり込み基準式」に基づいて、日本建築学会「木質構造接合部設計マニュアル」の「通し貫接合部」の回転剛性と降伏モーメントの計算式より求める。日本建築学会大会学術講演梗概集(2001)「伝統的木造建築物における継手部の構造実験」を参考として、貫端部の剛性・耐力は以下の通りとする。

端部 : 「通し貫接合部」の1/4として算定する。

継手 : 本建物の解析では全ての柱位置に貫継手があるものとして、「通し貫接合部」の1/2の値を用いる。

通し貫接合部の回転剛性と降伏モーメントの計算式

$$\text{回転剛性} \quad K_{\theta b} = x_p^2 \cdot y_p \cdot E_{90} \left\{ \frac{x_p}{z_0} \left(C_{xm} - \frac{1}{3} \right) + 0.5\mu \cdot C_{xm} \right\}$$

$$\text{降伏モーメント} \quad M_{yb} = \frac{K_{\theta b} \cdot z_0 \cdot F_m}{x_p \cdot E_{90} \cdot C_{xm} \sqrt{C_{ym}}}$$

ここに 貫の材料特性 E_0 : 繊維方向のヤング係数

E_{90} : 全面横圧縮ヤング係数 $E_{90} \doteq E_0/50$

めり込み降伏応力度 $F_m \doteq 2.4/3 \times F_{cv}$ (めり込み強度)

$$\text{端距離効果係数} \quad C_{xm} = 1 + \frac{4 \cdot z_0}{3 \cdot x_p}$$

$$\text{端距離効果係数} \quad C_{ym} = 1 + \frac{4 \cdot z_0}{3 \cdot n \cdot y_p}$$

μ : 摩擦係数

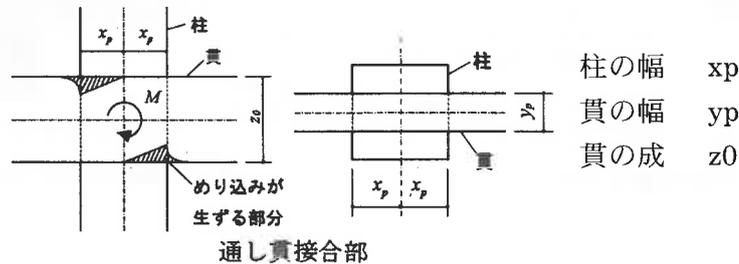
くい込み摩擦が十分に期待できる場合 0.6~0.8

片側ですべり摩擦しか期待できない場合 0.3~0.5

n : 繊維方向に対する繊維直角方向の置換係数

接合部の設計に使う樹種グループが、

J1 のとき $n=7$ 、J2 のとき $n=6$ 、J3 のとき $n=5$



通し貫接合部の剛性と耐力

柱 mm	貫 mm	回転剛性 kNm/rad	降伏耐力 kNm	降伏後 剛性低下率
235×235	60×140	370.9	5.40	0.10
235×235	65×165	403.9	6.16	0.10
235×235	70×200	443.6	7.05	0.10

2) 差鴨居接合部の評価

マグサの接合部の剛性評価は、日本建築学会大会学術講演梗概集(2002)「伝統的木造建築物の構造的な性能評価 その5 柱-差鴨居接合部の力学モデルの検討」の値を用いる。

「伝統的木造建築物の構造的な性能評価 その5 柱-差鴨居接合部の力学モデルの検討」

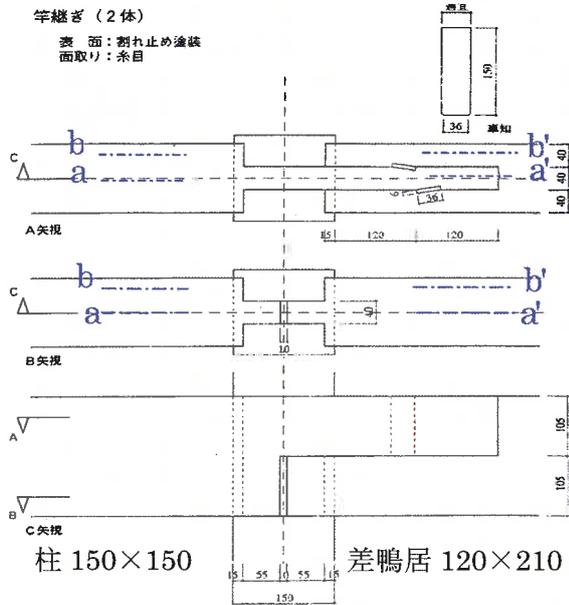


図1 加力試験に用いた字継ぎ仕口

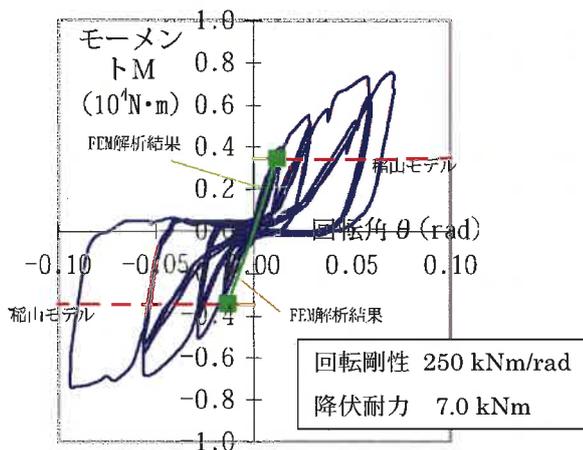


図3 実験とFEM解析の比較

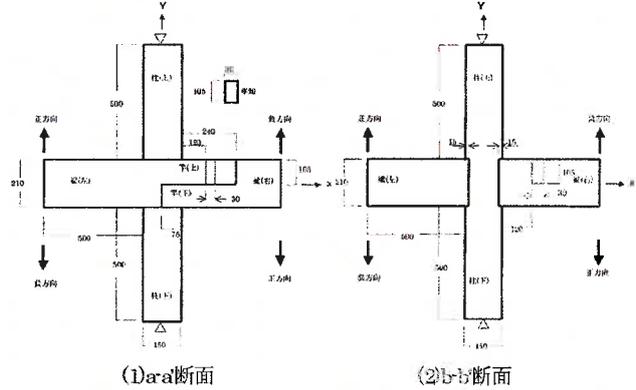
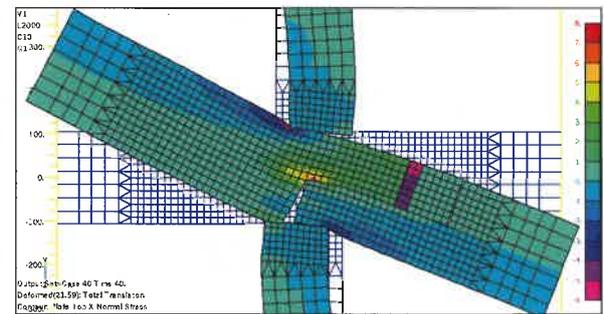
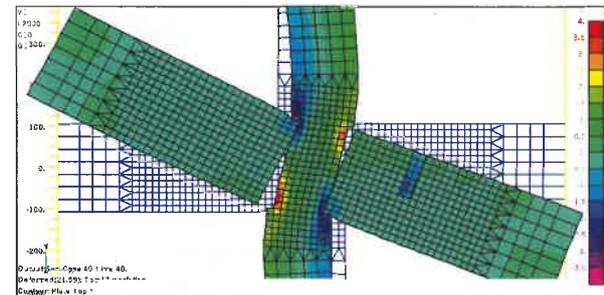


図2 解析モデル



(a)a-a断面と車知のx方向直応力(N/mm²)



(b)b-b断面と車知のy方向直応力(N/mm²)

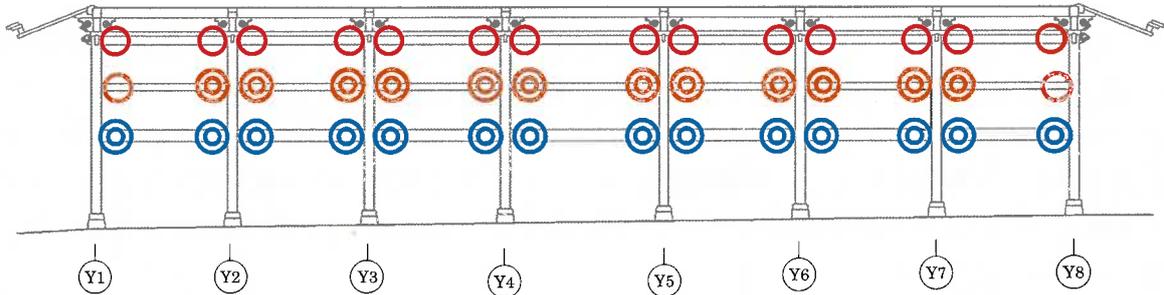
図4 FEMによる応力分布(正加力, $M=33.3\text{kNm}$)

	回転剛性 kNm/rad	降伏耐力 kNm	降伏後剛性低下率
マグサ接合部	125.0	3.50	0.10

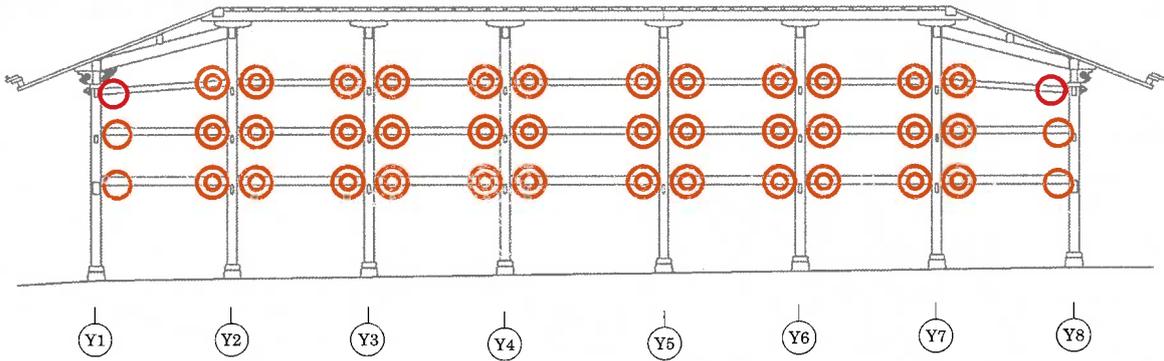
3) 接合部の配置

目視調査をもとに接合部の評価を決定した。確認された柱貫接合部状態を以下に示す。

<桁行方向>

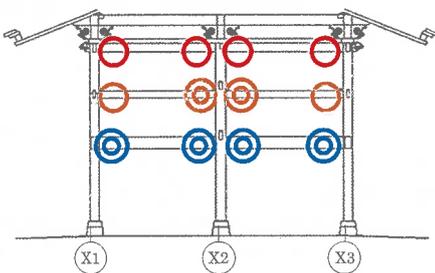


X1 通、X3 通

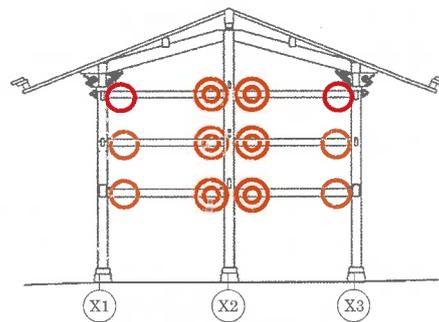


X2 通

<梁間方向>



Y1 通、Y8 通



- ◎ 貫継手として評価した接合部
- 貫の端部として評価した接合部
- ◎ まぐさとして評価した接合部
- 回転剛性を評価しない接合部

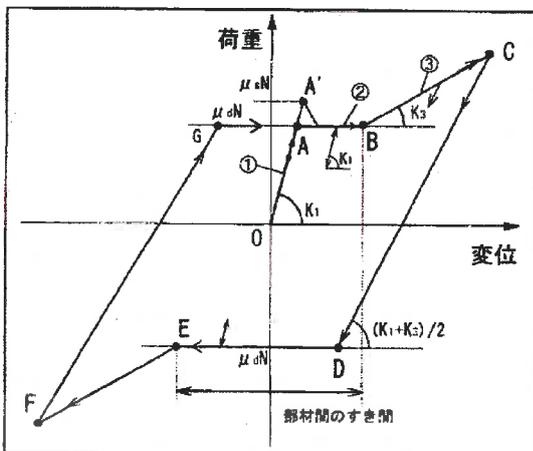
4) 組物の評価

組物の剛性・耐力は、日本建築学会構造系論文集 (2001) 「静的水平加力試験に基づく伝統的木造建築の組物の履歴モデルと剛性評価」及び「木質構造接合部設計マニュアル」に基づき評価する。剛性は論文による値を参考にし、耐力は三角形変位めり込みとダボのめり込み耐力とした。復元力特性はトリリニアとし、組物の荷重-変形関係を弾塑性モデルに置換して解析する。

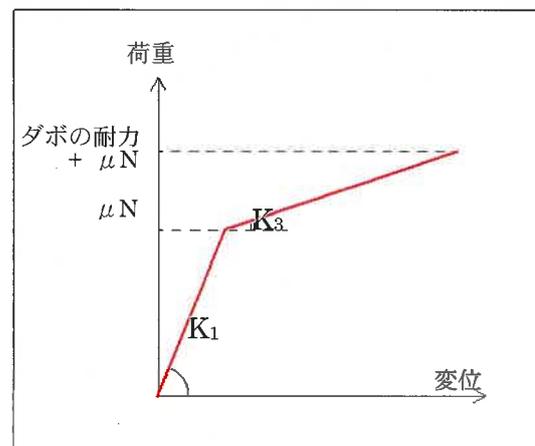
藤田らは以下の左図のように組物履歴モデルを提案している。それによると組物の復元力特性は初期剛性 (第一剛性 K_1) → すべり (第二剛性 $K_2=0$) → 第三剛性 (K_3) と履歴を示す。

解析では第二剛性の水平変位を 0 とし、右図のようにトリリニアの復元力特性とする。第 1 折点の降伏耐力は軸力×摩擦係数とし、摩擦係数 $\mu=0.4$ とし、第 2 折点の降伏耐力は第 1 折点にダボの耐力を加算したものとす。ダボの大きさは不明であるが、 $21\text{mm}\times 21\text{mm}\times 54\text{mm}$ と仮定した。また、軸力は 35kN とした。

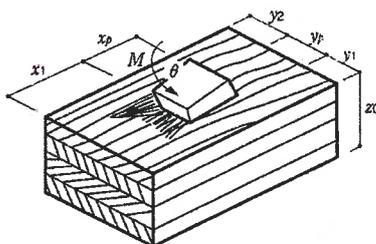
なお、終局時に関しては日本建築学会大会学術講演梗概集(2015)「伝統木造建築における平三斗の繰り返し水平載荷実験及び弾性解析」によると平三斗の繰り返し水平載荷実験において $1/12$ の大変形においてもダボ穴など組物内の損傷が見られないため、大変形時にも $1/10$ 程度までは終局状態に至らないものと判断している。



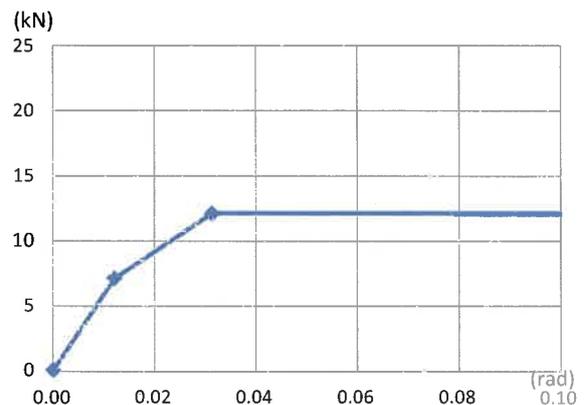
組物履歴モデル



計算上の履歴モデル



三角形変位めり込み

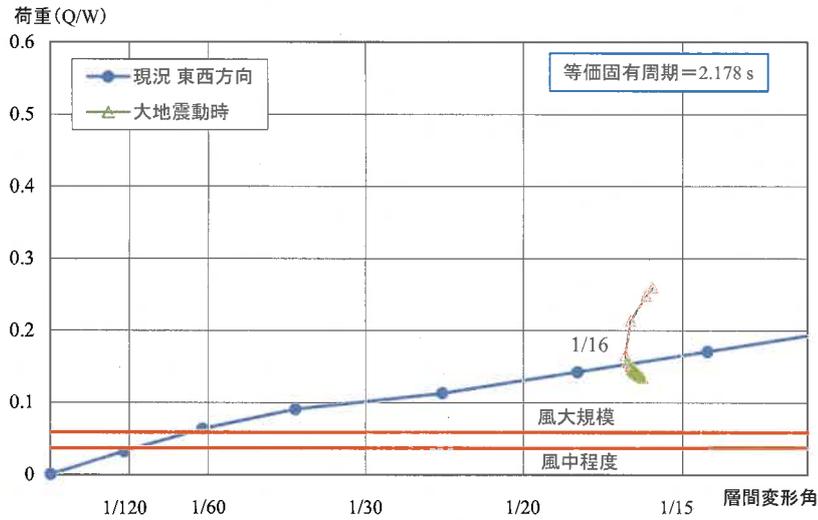


6. 現況の構造診断

6.1 現況の解析結果

東西方向の解析結果

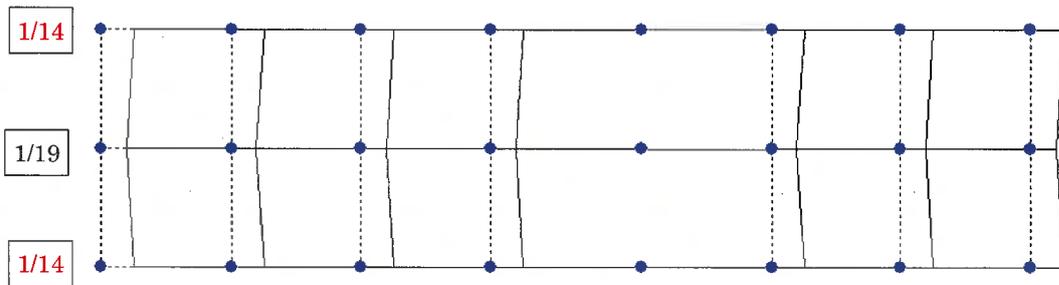
建物平均での荷重－変形曲線と地震動時の応答を以下に示す。



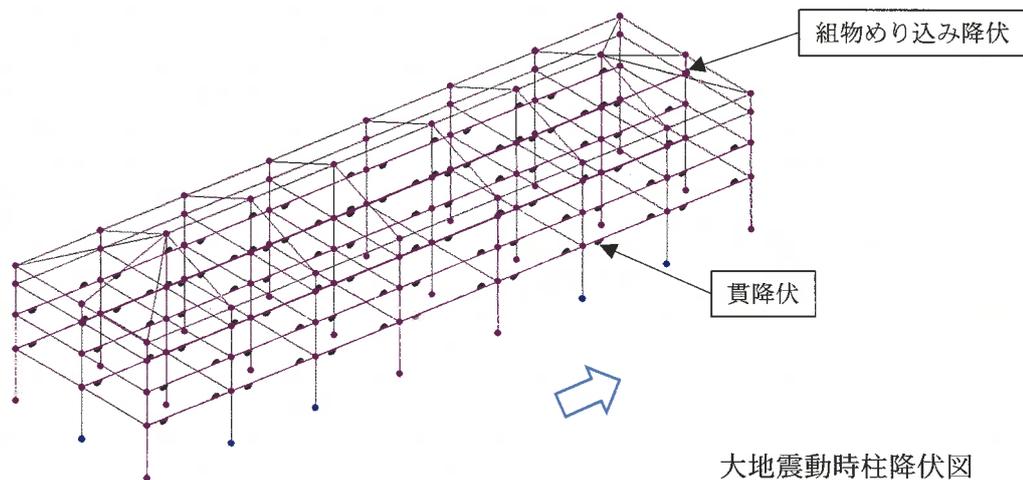
東西方向 荷重－変形曲線

※風大規模：平均して 500 年に一回生じる強風を表す。(風速約 40.5m/s)

風中程度：平均して 50 年に一回生じる強風を表す。(風速 32.0m/s)



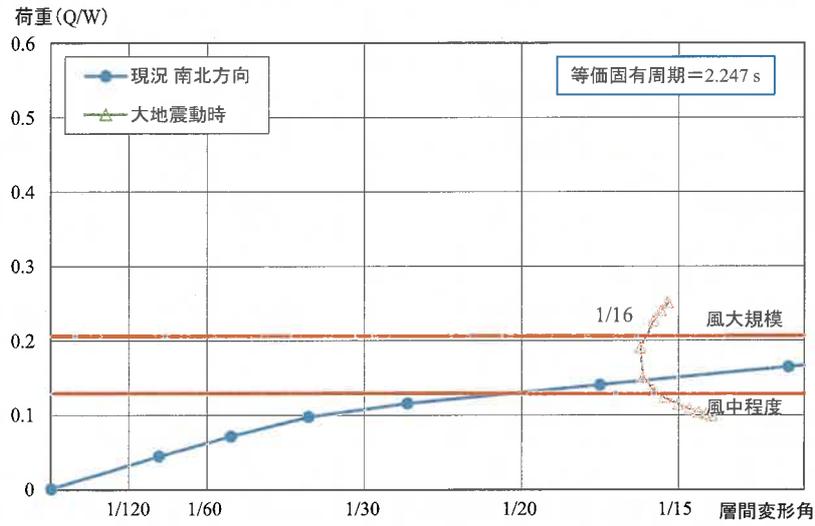
東西方向 大地震動時変形図



大地震動時柱降伏図

南北方向の解析結果

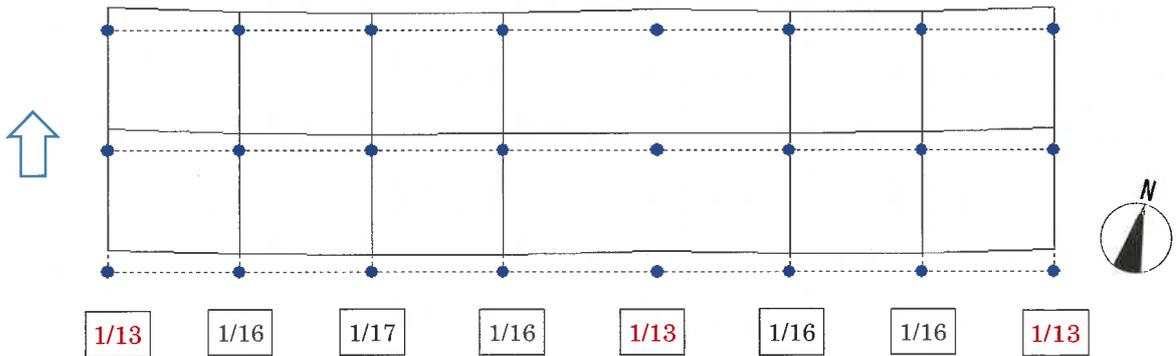
建物平均での荷重－変形曲線と地震動時の応答を以下に示す。



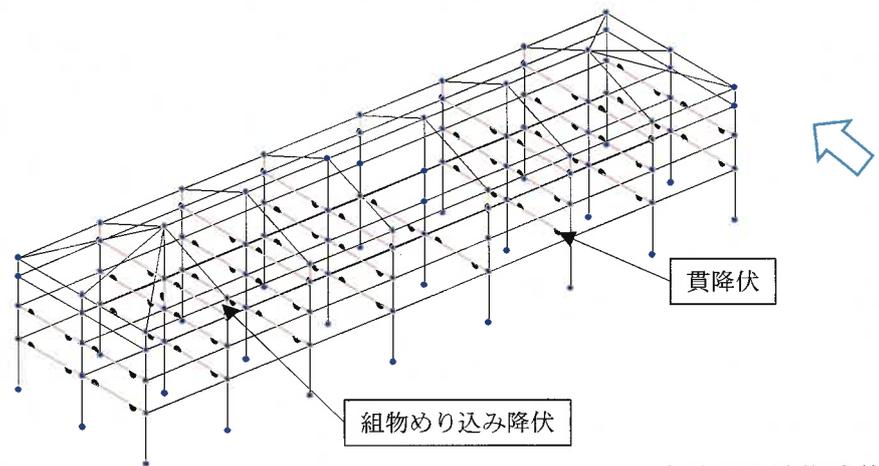
南北方向 荷重－変形曲線

※風大規模：平均して 500 年に一回生じる強風を表す。(風速約 40.5m/s)

風中程度：平均して 50 年に一回生じる強風を表す。(風速 32.0m/s)



南北方向 大地震動時変形図



大地震動時柱降伏図

6.2 現況の構造性能評価

水平荷重時の性能

性能に関する項目			目標値	東西方向	南北方向
大地震動	層間変形角	平均	1/15 以下	1/ 16	1/ 16
		最大	1/15 以下	1/ 14	1/13
	部材の耐力		終局耐力以下	降伏しない	降伏しない
	保有耐力(Q_u/ZW)		---	0.153	0.146
風中程度	層間変形角	平均	1/15 以下	1/ 110	1/ 20
	部材の耐力		終局耐力以下	降伏しない	降伏しない
風大規模	層間変形角	平均	1/15 以下	1/ 67	1/ 9
	部材の耐力		終局耐力以下	降伏しない	降伏しない

建物の耐力要素は貫である。建物の保有耐力は層せん断力係数に換算して東西方向 0.15、南北方向 0.14 である。

大地震動時における建物平均の応答層間変形角は東西方向最大で、南北方向平均 1/15 を上回る変形を起こし、目標値を満たしていない。東西・南北方向共に柱が降伏する箇所はない。

風大規模の場合、南北方向で目標値を満たしていない。

7 補強案

7.1 基本方針

診断の結果、大地震時に大変形を起こし耐震性能が不足していることが判明した。そのため、補強が必要である。また、本建物は風の影響も大きく、極稀に発生する大規模な暴風（風大規模）に耐え得る架構とするためには多くの補強が必要となる。その場合、見えがかりになる箇所にも補強要素が多く必要となり、文化的価値や意匠に大きな負担を与える。

風は予測可能であるため、極稀に発生する大規模な暴風（風大規模）時には避難する事が可能であると思われる。そのため、風に対する補強としては、稀に発生する暴風（風中規模）に対しては構造補強で対応、極稀に発生する大規模な暴風（風大規模）に対しては避難等で対応するという方針を採用する。

補強方法や補強部材の納まりについては、下記の項目に留意して選定する。

- ・意匠性に配慮し、補強部材は極力見え隠れの場所に取り付ける。
- ・既存の耐震要素と比較し著しく剛性の高いものや変形能力の劣るもので補強することは避ける。
- ・今回の補強であることが分かるようにする。補強部材は取り外すことができ、取り外せば原形が分かるように取り付ける。
- ・構造補強のために既存の部材を変質させ、強引な接着によって将来解体を不能にするようなことを避ける。

7.2 補強案の策定

1) 補強方法

補強案として、格子による補強案①と、ブレースによる補強案②、木の挟み込みによる補強案③の3案の提案を行う。なお、すべての案は葺土を全面撤去する。

本建物は耐力要素が少なく、東西・南北方向共に大地震時に大変形を起こす可能性があるため、変形を小さくする補強を行う。また、隅木が下がって大きく変形しているため補強を行う。

- ・木のめり込みを利用した補強に対しては以下の目標値とする。

水平荷重に対する性能の判定基準

性能に関する項目		目標値	備考
大地震	層間変形角	平均	1/15 以下
		最大	1/15 以下 貫、格子壁の最大値
	柱の耐力確認	終局耐力以下	柱

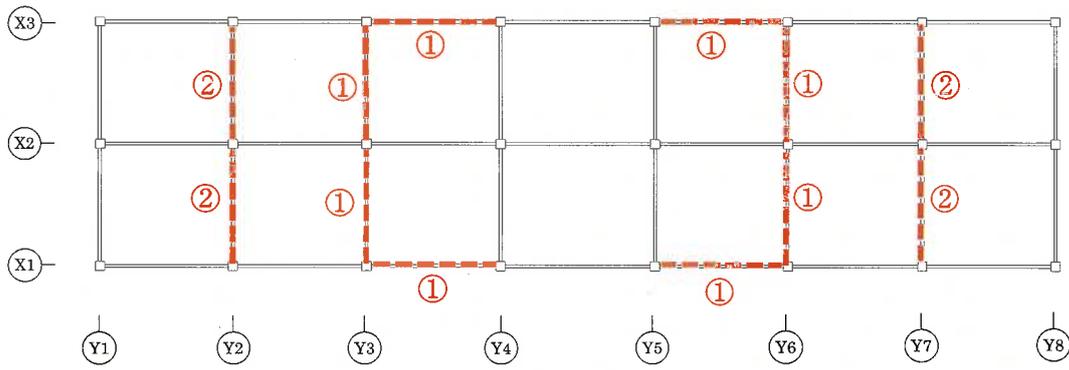
- ・鉄筋ブレースを用いる補強に対しては以下の目標値とする。

水平荷重に対する性能の判定基準

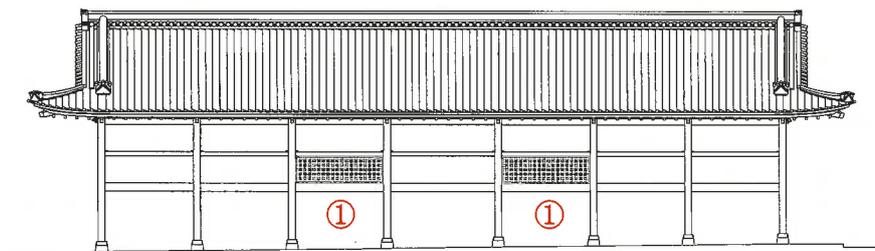
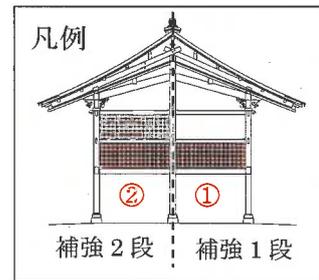
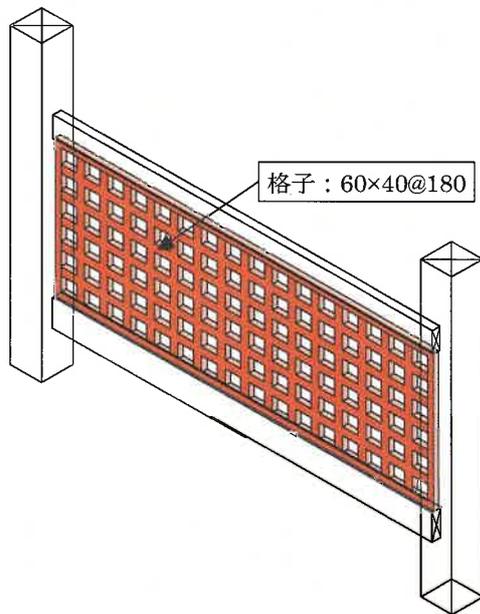
性能に関する項目		目標値	備考
大地震	層間変形角	平均	1/20 以下
		最大	1/20 以下 ブレースの最大値
	1/15 以下 その他フレームの最大値		
柱の耐力確認	終局耐力以下	柱	

2) 補強案

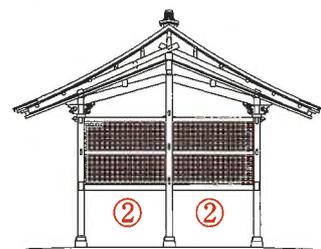
補強案①： 格子による補強
屋根全面空葺



補強平面図 補強案①

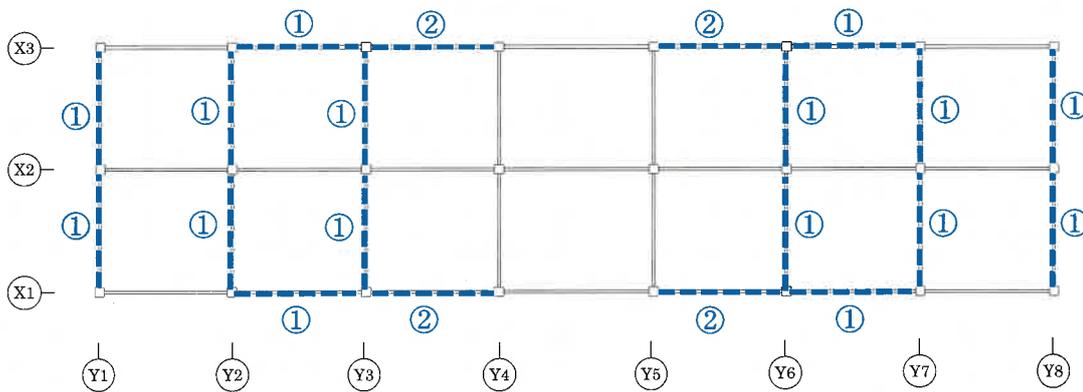


補強立面図

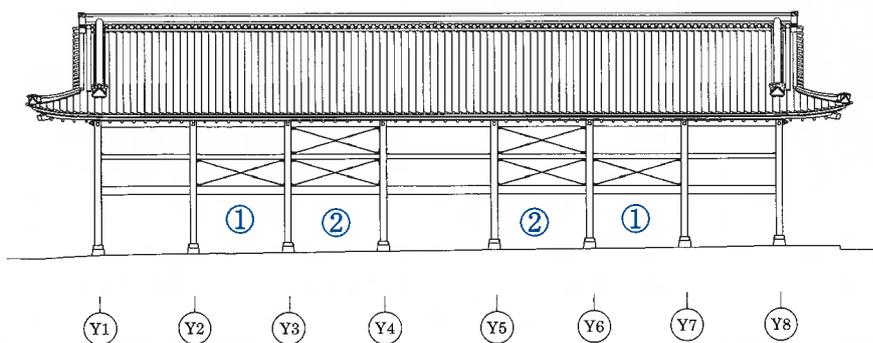
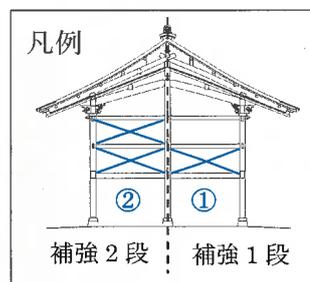
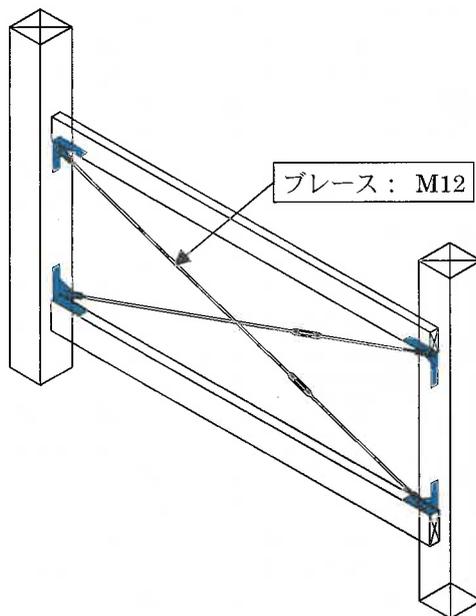


補強断面図

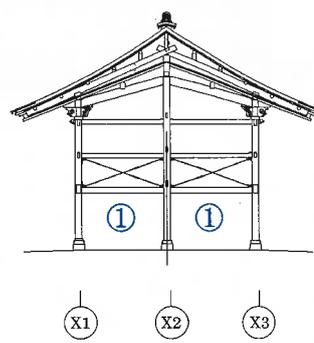
補強案②： ブレースによる補強
屋根全面空葺



補強平面図 補強案②

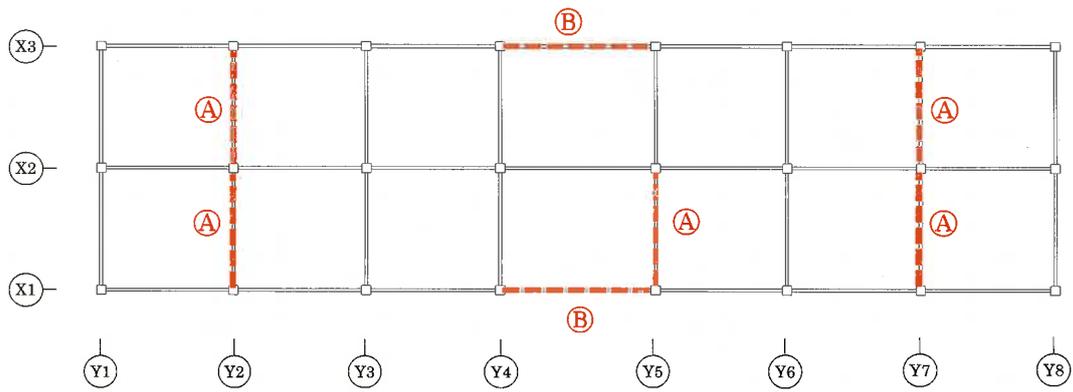


補強立面図

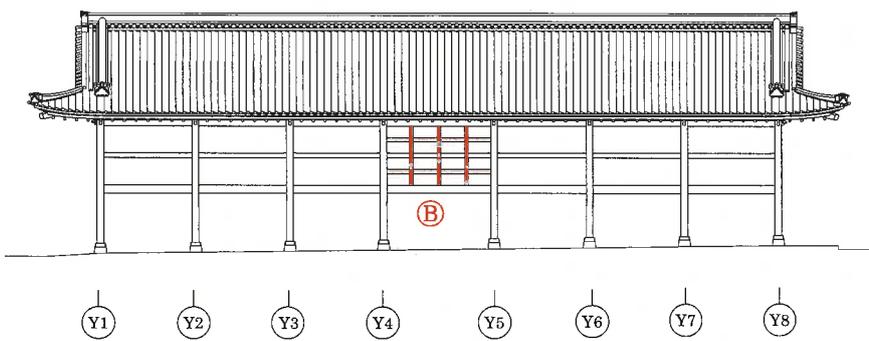
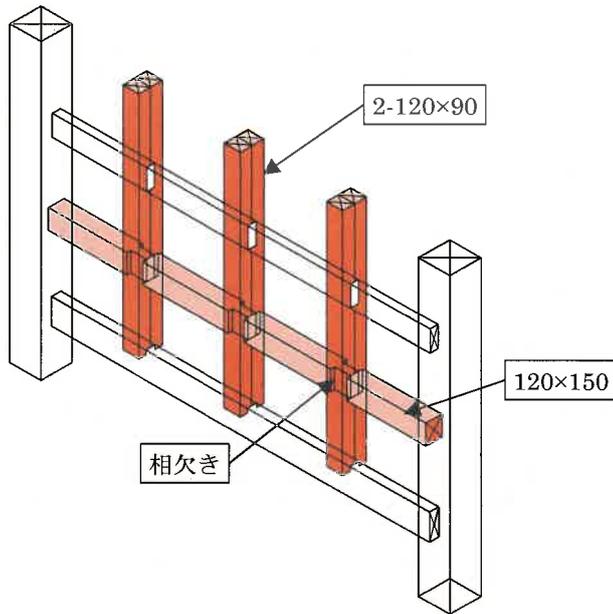


補強断面図

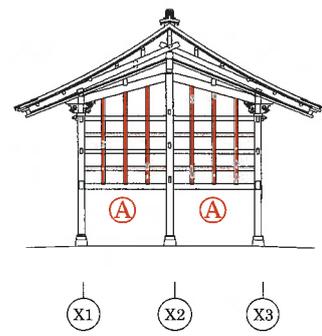
補強案③： 木の挟み込みによる補強
屋根全面空葺



補強平面図 補強案③



補強立面図

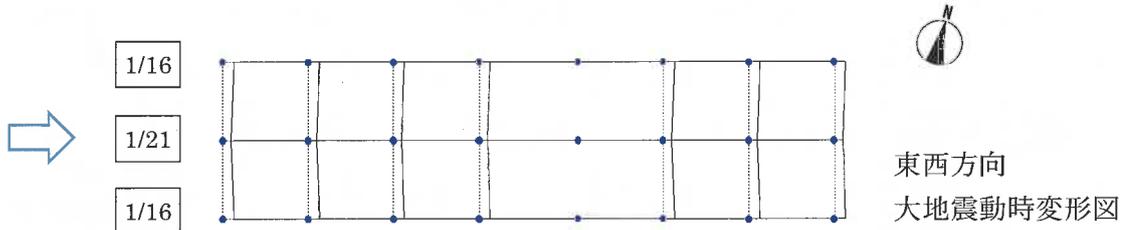
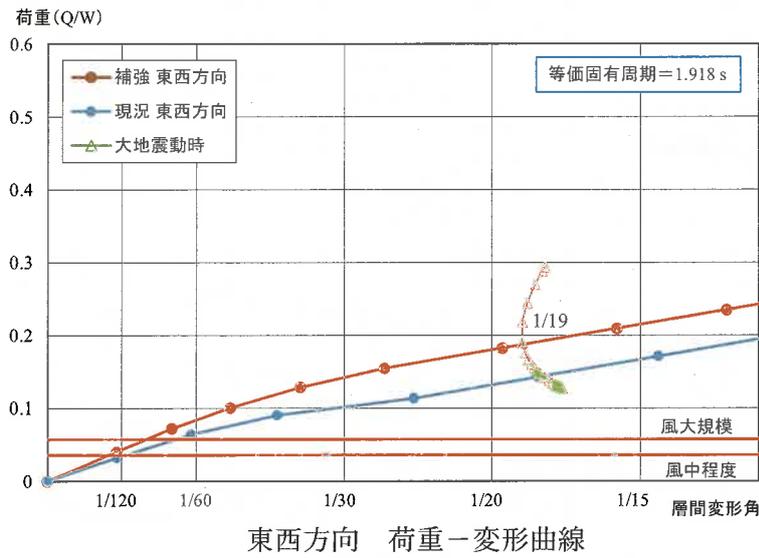


補強断面図

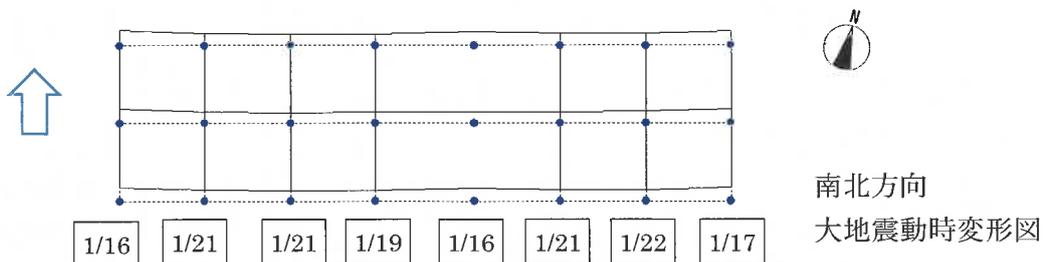
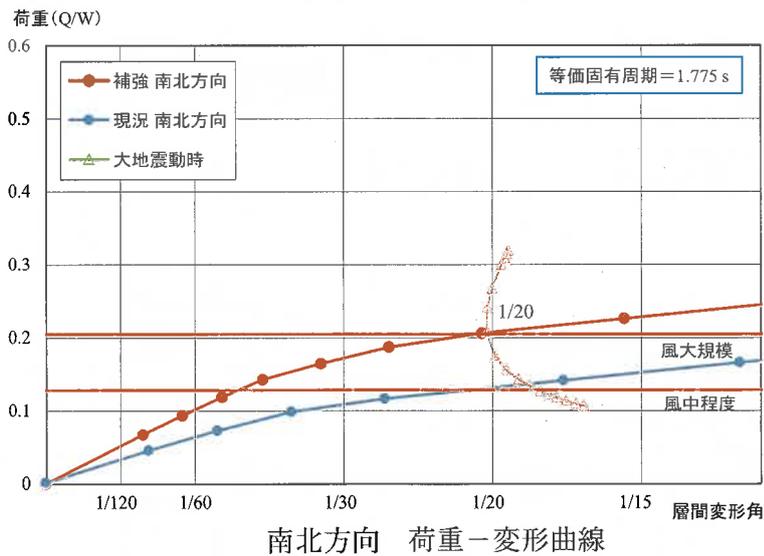
3) 補強後の結果

・補強案①： 格子による補強

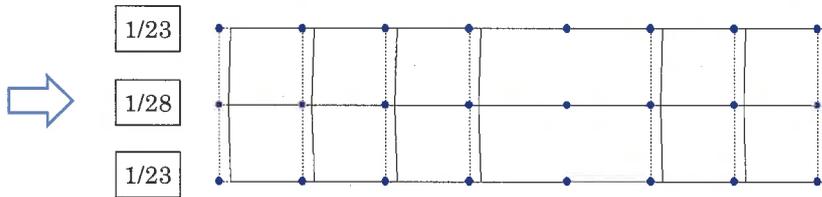
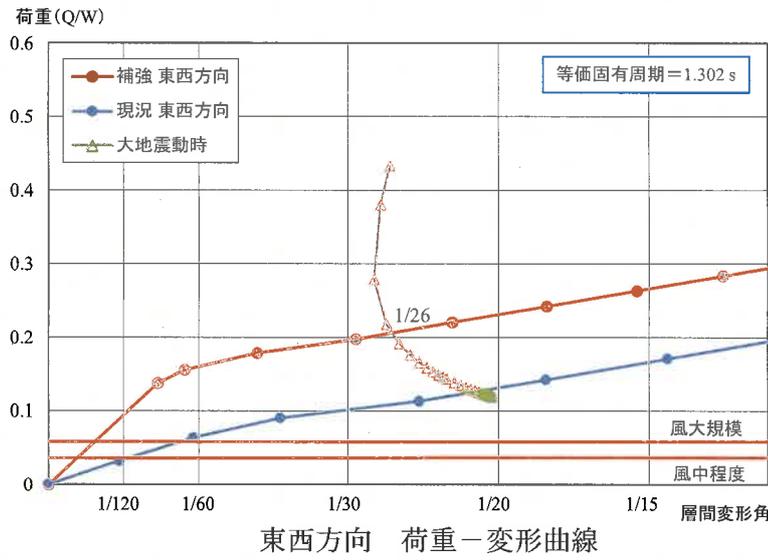
東西方向の解析結果



南北方向の解析結果

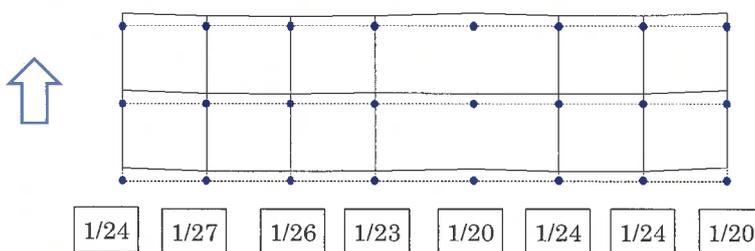
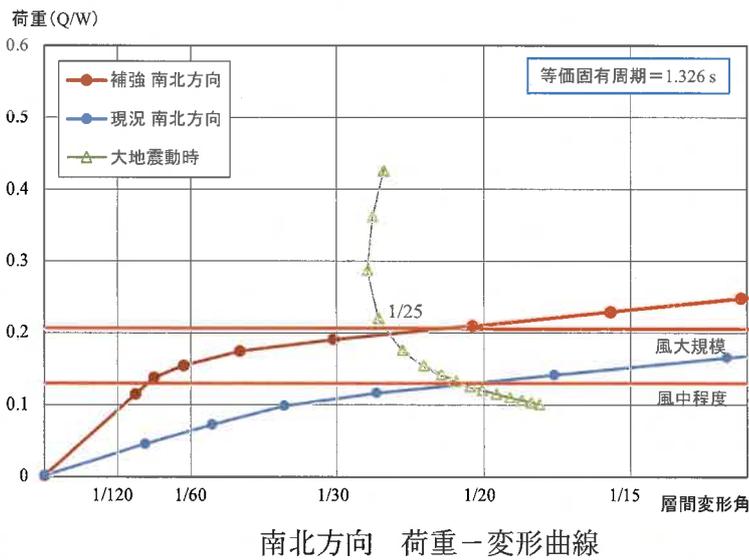


・補強案② プレースによる補強
東西方向の解析結果



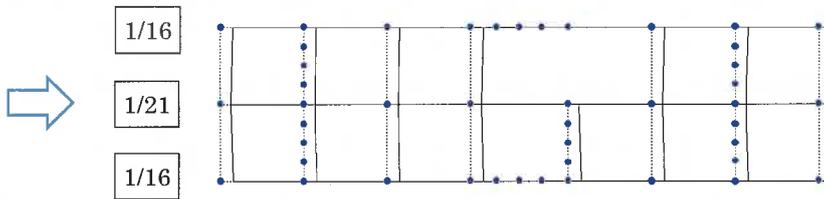
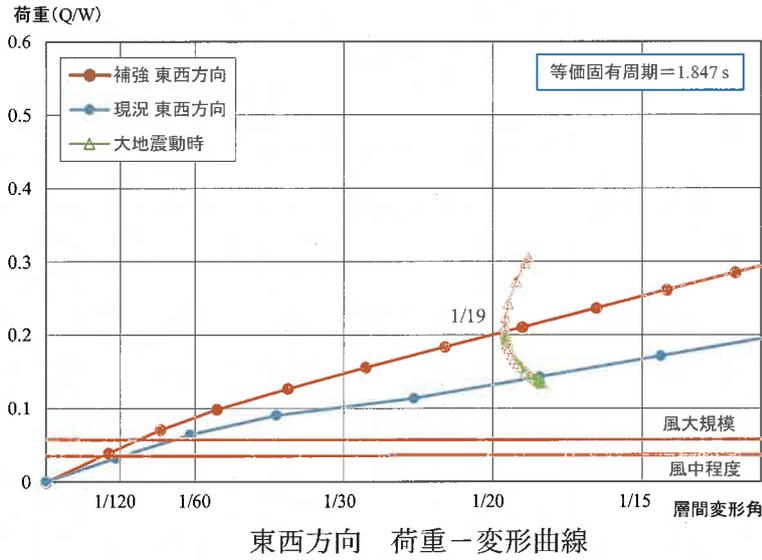
東西方向
大地震動時変形図

南北方向の解析結果



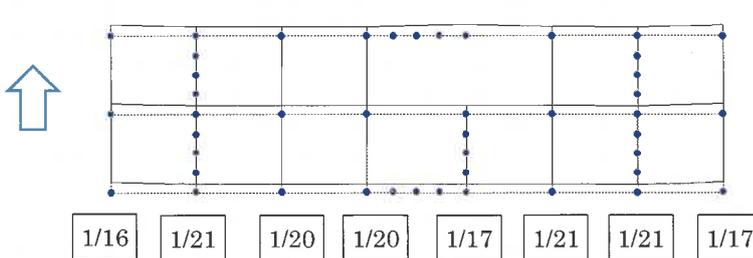
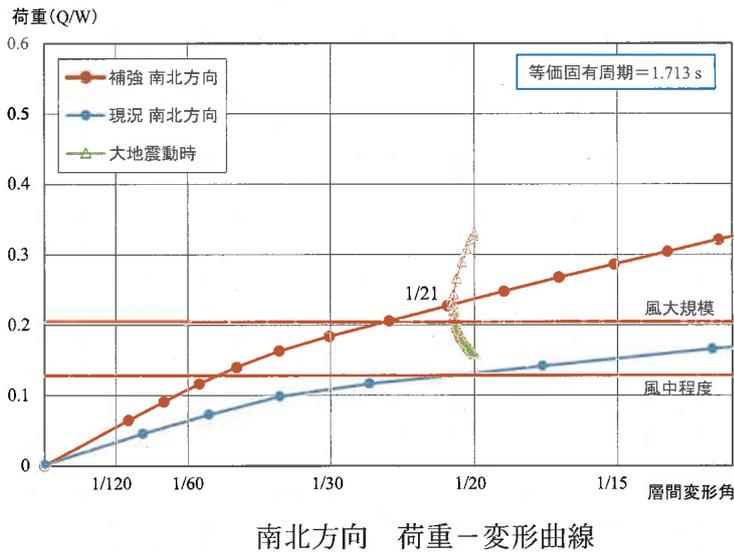
南北方向
大地震動時変形図

・補強案③ 木の挟み込みによる補強
東西方向の解析結果



東西方向
大地震動時変形図

南北方向の解析結果



南北方向
大地震動時変形図

4) 補強案のまとめ

補強後の水平荷重時の性能

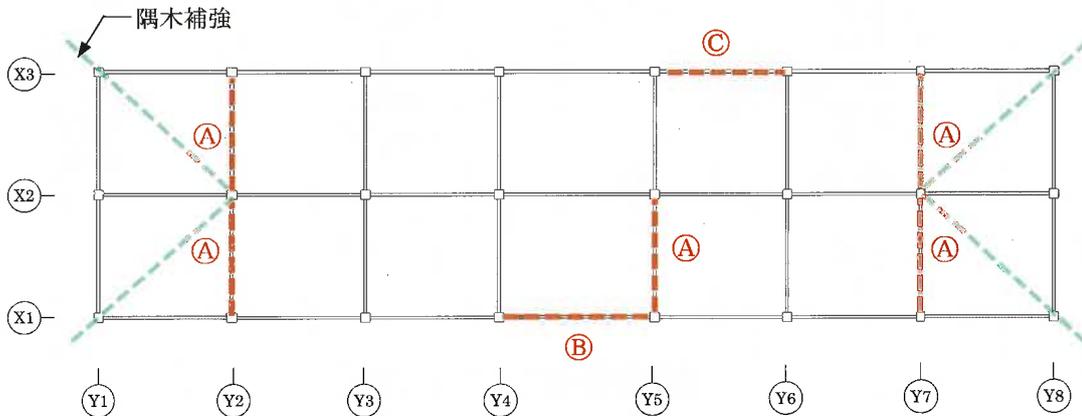
性能に関する項目			目標値	現況の性能		補強後の性能					
						補強案①		補強案②		補強案③	
				東西	南北	東西	南北	東西	南北	東西	南北
大地震動	層間変形角	平均	1/15 以下	1/16	1/16	1/19	1/20	1/26	1/25	1/19	1/21
		最大	1/15 以下	1/14	1/13	1/16	1/16	1/23	1/20	1/16	1/16
	部材の耐力		終局耐力以下	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
	保有耐力(Qu/ZW)		---	0.153	0.146	0.187	0.206	0.206	0.198	0.194	0.223
風中程度	層間変形角	平均	1/15 以下	1/110	1/20	1/145	1/47	1/311	1/86	1/149	1/48
	部材の耐力		終局耐力以下	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
風大程度	層間変形角	平均	1/15 以下	1/67	1/9	1/90	1/24	1/195	1/29	1/93	1/24
	部材の耐力		終局耐力以下	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

補強を行った場合、構造性能に関する各項目について目標値を満足することを確認した。

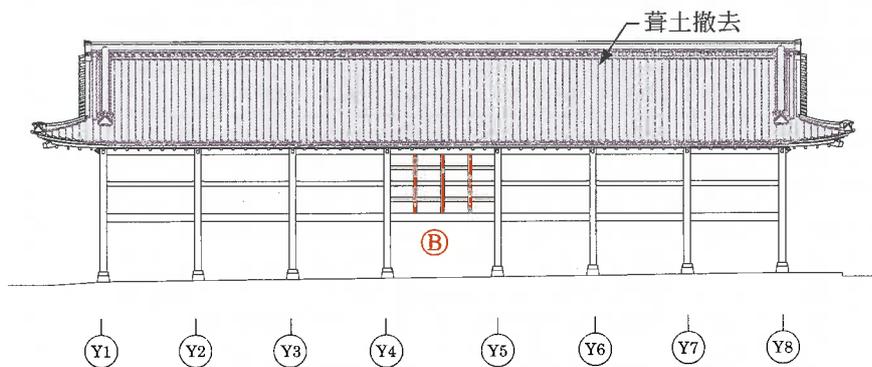
7.3 補強案の決定

9月25日に所有者及び京都府、10月24日に所有者、文化庁及び京都府との協議の結果、補強③木の挟み込みによる補強で補強設計を進めていくこととなった。補強案の決定を受けて、補強を行う箇所は絵馬の撤去復旧が必要となるため、京都府と補強配置位置について検討を行った。その結果、X3通中央部の絵馬はサイズが大きく、周囲の絵馬と干渉しているため、絵馬の取り外し及び復旧が困難であることが予想された。そのため、X3通の補強を東側に1スパンずらすこととした(壁C)。

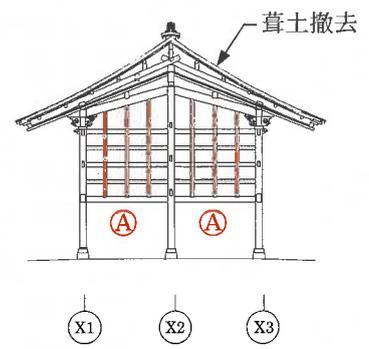
以上より、下記の補強案で決定した。



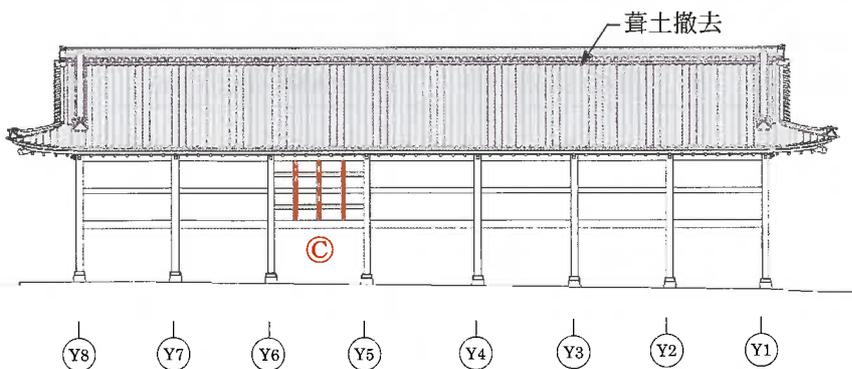
補強平面図 補強案③修正



補強立面図 (X1通)



補強断面図

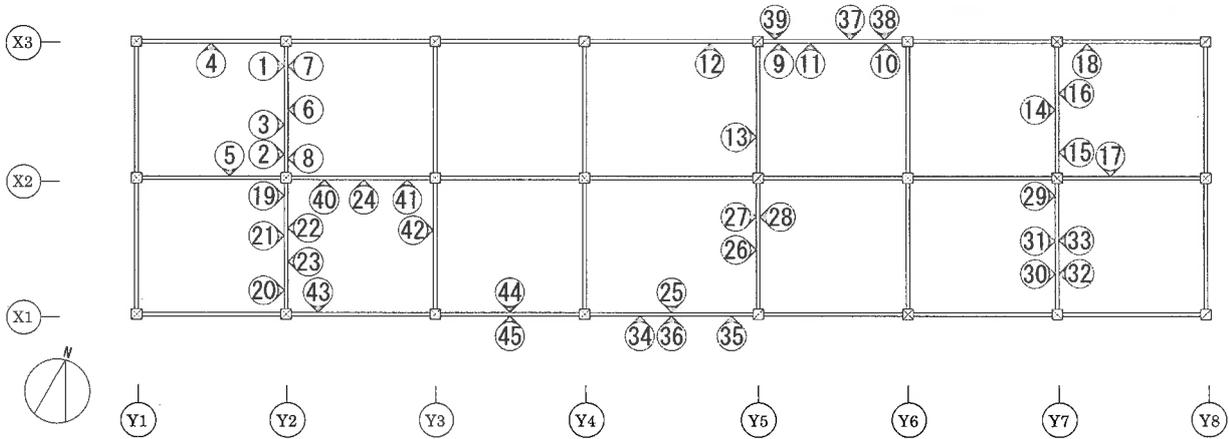


補強立面図 (X3通)

8 絵馬について

8.1 補強のための絵馬の取り外し、復旧

補強を行うためには、絵馬の取り外しが必要である。絵馬の取り外し、復旧が必要と想定される箇所を以下に列記する。



絵馬配置図(取り外し、復旧)

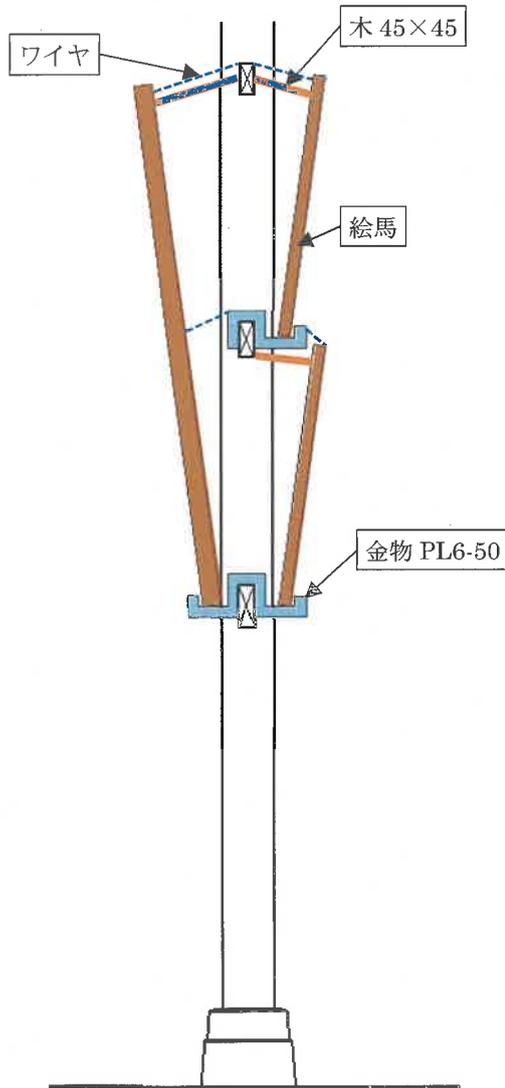
① : 1900×1280×60	⑩ : 1100×750×30	⑳ : 1200×750×45
② : 1100×1280×45	⑪ : 1600×1800×50	㉑ : 1500×2000×60
③ : 1600×1600×60	⑫ : 2800×3600×100	㉒ : 1200×2300×100
④ : 1500×2000×60	⑬ : 2100×2500×90	㉓ : 1000×1500×60
⑤ : 1300×600×60	⑭ : 2200×2800×90	㉔ : 2000×3200×90
⑥ : 1100×1200×60	⑮ : 2100×1600×90	㉕ : 2200×3200×100
⑦ : 1100×1200×60	⑯ : 1200×1900×50	㉖ : 1800×2550×90
⑧ : 900×1000×60	㉐ : 1200×750×45	㉗ : 1500×2000×75
⑨ : 1500×2000×50	㉑ : 1500×2000×60	㉘ : 2100×2450×90
⑰ : 1500×900×50	㉒ : 1200×2300×100	㉙ : 1800×1150×50
⑱ : 1200×1900×50	㉓ : 1000×1500×60	㉚ : 2300×2800×90
㉒ : 1800×2000×60	㉔ : 2000×3200×90	㉛ : 1400×1800×50
㉓ : 1250×1950×75	㉕ : 2200×3200×100	㉜ : 2900×4000×100
㉔ : 900×1700×60	㉖ : 1800×2550×90	
㉕ : 1200×2600×50	㉗ : 1500×2000×75	
㉖ : 600×800×40	㉘ : 2100×2450×90	
㉗ : 1200×3000×75	㉙ : 1800×1150×50	
㉘ : 1500×3000×100	㉚ : 2300×2800×90	
㉙ : 1400×2000×60	㉛ : 1400×1800×50	
㉚ : 2000×4500×100	㉜ : 2900×4000×100	
㉛ : 900×1250×50		
㉜ : 900×1350×50		
㉝ : 1900×2350×100		
㉞ : 1800×1100×50		
㉟ : 1800×1150×50		
㊱ : 1800×2000×75		
㊲ : 2100×2450×90		
㊳ : 1800×1150×50		
㊴ : 2300×2800×90		
㊵ : 1400×1800×50		
㊶ : 2900×4000×100		

絵馬サイズ表

8.2 絵馬の落下防止

絵馬は地上から1段目の貫やまぐさより上部に取り付いているため、人が立ち入る場合、落下防止対策が必要である。現状で取り付いている絵馬の受け金物は貫等の横架材に直接差し込んでいるものが多く、絵馬の重みで曲がっているものもある。頂部はワイヤや木材で繋がれているが簡素なものが多い。

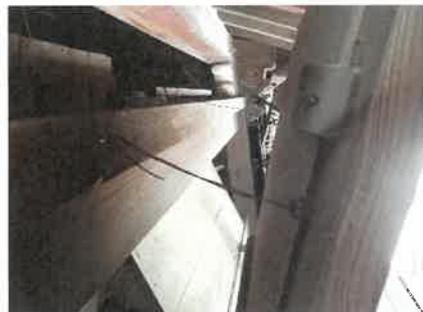
安全性を担保するには、必要に応じて、絵馬の荷重を直下で支える仕組みと倒れを防ぐための頂部を繋ぐ方法を検討する必要がある。



絵馬・落下防止案



絵馬・現状頂部繋ぎ



絵馬・現状頂部繋ぎ



絵馬・現状受け金物



絵馬・現状受け金物

