

特別史跡名古屋城跡全体整備検討会議 建造物部会(第25回)

日時：令和2年8月7日(金) 10:00～11:00

場所：西之丸会議室

次 第

- 1 開会
- 2 あいさつ
- 3 報告 今後の部会の進め方について <資料1>
令和2年度 事業予定について <資料2>
- 4 議事 表二の門等の保存修理について <資料3>
- 5 その他
- 6 閉会

特別史跡名古屋城跡全体整備検討会議 建造物部会（第 25 回）出席者名簿

日時：令和 2 年 8 月 7 日（金）10:00～11:00

場所：西之丸会議室

（敬称略）

■構成員

氏 名	所 属	備考
小濱 芳朗	名古屋市立大学名誉教授	座長
溝口 正人	名古屋市立大学教授	副座長
小松 義典	名古屋工業大学大学院准教授	
麓 和善	名古屋工業大学大学院教授	

■オブザーバー

氏 名	所 属
浅岡 宏司	愛知県県民文化局文化部文化芸術課文化財室主査

埋蔵文化財について意見聴取する担当部会について

今回、特別史跡名古屋城跡において発生した地下遺構き損事故について、事の重大さに鑑み、有識者の指導・助言を得ながら現況を精査し、遺構のき損状況の正確な記録を作成するとともに、徹底した再発防止策、石列の詳細な調査、石列の修復方法をすみやかに検討する必要がある。

石垣部会には埋蔵文化財に精通している構成員がおり、また、御深井丸の埋蔵文化財についても検討することとなっていることから、特別史跡名古屋城跡における埋蔵文化財については基本的に石垣部会から意見聴取することとしたい。

これに合わせ、部会の名称を「石垣・埋蔵文化財部会」に改称する。

<埋蔵文化財に関する検討事項の取り扱いについて>

- 埋蔵文化財については、他の部会で主として所管する検討事項に関連するものを除き、石垣・埋蔵文化財部会の所管とする。
- 他の部会で主として意見聴取すべき検討事項については、まず、全体整備検討会議から該当する部会に下ろして意見聴取したうえで、その結果を全体整備検討会議に諮り、その中の埋蔵文化財に関する事については、全体整備検討会議から、石垣・埋蔵文化財部会に意見を求める。

複数の部会に関連する検討事項の取扱いについて

全体整備検討会議のもと、専門の事項を検討するため、4つの部会が設置されているが、複数の部会に関連する検討事項について、それぞれの部会の意見を調整し、総合的な意見を機動的に聴取するために全体整備検討会議のもとに調整会議を新設したい。

- 全体整備会議の下に複数の部会に関連する検討事項について事前に幅広く意見聴取を行う調整会議を設置し、全体整備会議で必要と認めた検討事項について意見聴取する。
- 調整会議に招集する構成員は関係する部会座長と相談のうえ市長が招集する。
- 調整会議は、非公開で開催し、議事進行は市が行う。
- 調整会議で意見聴取した検討事項に対して出された意見は、市が取りまとめを行い、全体整備検討会議に諮った上で、それぞれ関係する部会に検討事項とともに付議する。
- それぞれの関係する部会で検討事項について意見聴取し、その結果を全体整備検討会議に諮り最終的な方向性を決定する。

全体整備検討会議及び各部会の関係性の整理について

< 現 状 >

< 今 後 >

部会	検討内容
全体整備検討会議	(1) 特別史跡名古屋城跡の全体整備に関する事。 (2) 特別史跡名古屋城跡の保存活用に関する事。 <u>(3) 名古屋城本丸御殿の復元整備に関する事。</u>

部会	検討内容
全体整備検討会議	(1) 特別史跡名古屋城跡の全体整備に関する事。 (2) 特別史跡名古屋城跡の保存活用に関する事。



部会	検討内容
建造物部会	<u>(1) 名古屋城本丸御殿の復元整備に関する事。</u> (2) その他特別史跡名古屋城跡の建造物の整備に関する事。ただし、天守閣の整備に関する事を除く。
<u>石垣部会</u>	(1) 本丸搦手馬出周辺の石垣修復に関する事。 (2) その他特別史跡名古屋城跡の石垣の整備に関する事。
庭園部会	(1) 二之丸庭園の整備に関する事。 (2) その他特別史跡名古屋城跡の庭園等の整備に関する事。
天守閣部会	(1) 天守閣の整備に関する事。

部会	検討内容
建造物部会	(1) 特別史跡名古屋城跡の建造物の整備に関する事。ただし、天守閣の整備に関する事を除く。
<u>石垣・埋蔵文化財部会</u>	(1) 本丸搦手馬出周辺の石垣修復に関する事。 (2) その他特別史跡名古屋城跡の石垣の整備に関する事。 <u>(3) 特別史跡名古屋城跡の埋蔵文化財に関する事。</u> <u>(他の部会で主として意見聴取すべき検討事項については、まず、全体整備検討会議から該当する部会に下ろして意見聴取したうえで、その結果を全体整備検討会議に諮り、その中の埋蔵文化財に関する事については、全体整備検討会議から、石垣・埋蔵文化財部会に意見を求める。)</u>
庭園部会	(1) 二之丸庭園の整備に関する事。 (2) その他特別史跡名古屋城跡の庭園等の整備に関する事。
天守閣部会	(1) 天守閣の整備に関する事。

<u>調整会議</u>	<u>複数の部会に関連する検討事項について、それぞれの部会の意見を事前に調整する。</u>
-------------	---

令和 2 年度 事業予定について

表二の門等の保存修理について

項 目
○表二の門及び附属土塀の保存修理方針の策定

二之丸庭園の保存整備について

項 目
○御茶屋「余芳」の移築再建に向けた調査等

名古屋城本丸御殿等の防火対策について

項 目
○名古屋城本丸御殿等の防火対策についての検討

仮設作業小屋位置図(案)



現況写真①
仮設作業小屋候補箇所(北から)



現況写真②
仮設作業小屋候補箇所(東から)

- (主な作業車両)
作業小屋の設置
・運搬車両10t
・高所作業車 等
部材の運搬等
・運搬車両4t

→ 想定車両通行ルート
- - - 設置作業中の仮囲い

スケジュール(案)

	令和2年度(2020)	令和3年度(2021)	令和4年度(2022)	令和5年度(2023)
余芳	仮設作業小屋			
	部材調査	部材修復・実施設計	移築再建工事	

余芳の今後の進め方については、庭園部会及び建造物部会に関連する事項であるため、調整会議を設置させていただくことになりました。

0 (S=1:800) 40m

1.名古屋城表二の門耐震診断・構造計算書
(抜粋)

第1章 建物概要

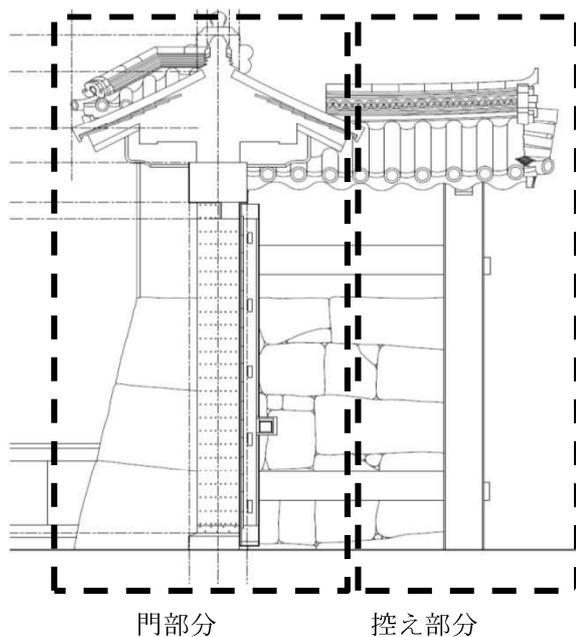
1-1 建築物の概要

名称	:	名古屋城表二之門
所在地	:	愛知県名古屋市中区
用途	:	表門
建物規模	:	階数 : 1層
	:	軒面積(茅負外下角投影面積) : 30.110 [m ²]
	:	屋根面積 : 39.375 [m ²]
	:	棟高 : 5.757 [m]
	:	軒高 : 4.437 [m]

構造形式 : 切妻屋根(本瓦)、直接基礎
耐震要素 : 柱貫接合部、筋交い、柱傾斜復元力、石垣による支持

構造上の特徴 :

- ・本建物は高麗門形式の門であり、屋根は本瓦葺きの切妻、軒廻りは漆喰塗籠、柱・冠木などには帯鉄が打ち付けられている。
- ・軸組は伝統構法による木造軸組構法である。
- ・柱は礎石上に立てられている。
- ・鏡柱・寄せ掛け柱・冠木・門扉にはケヤキ、その他にはヒノキが用いられている。
- ・本建物を下記のように門部分、控え部分と区別して考え、冠木の方向をX方向、控え柱の方向をY方向と定義する。



2-2 検討内容

(1) 構造計算の方針

- ・ 診断は、「重要文化財（建造物）耐震診断指針」（文1）に準拠する。
- ・ 建物の上部構造は建築基準法施行令第82条の5に基づく限界耐力計算によって安全性を検証する。
- ・ 復元力特性の算出については、フレーム解析モデルを用いた静的増分解析により行う。
- ・ 水平力に対する建物の安全性については、これらによって得られた層の復元力特性に対し、平12建告第1457号の第10に示される安全限界検証用加速度応答スペクトル（以下告示スペクトル）を用いて、等価線形化法により応答値を算出し、設計クライテリア以内であることを確認する。
- ・ 表層地盤における加速度の増幅率Gsの計算は、近隣のデータに基づき第2種地盤として計算する。
- ・ 建物の重心と、耐力要素の1/120rad時の耐力から求めた剛心との距離より偏心についての検討を行う。建物に偏心が生じている場合は、「2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書」（文9）を参考に、偏心率から割増係数を算出し、告示スペクトルにこの係数を掛けて割り増す。
- ・ 地震に対するクライテリアの限界変位は、伝統的な木造軸組構法であることを考慮し、以下のように設定する。
 - ▶ 大地震時の安全限界変位 1/15rad 以下

(2) 構造上の特徴

- ・ 門部分は一組ずつの鏡柱、寄掛け柱の計4本で構成されており、これらが冠木を支える。
- ・ 門は常時開いているものとし、門下部に支えなどはなく、全荷重を鏡柱が負担しているものとする。
- ・ 冠木の上に腕木が載り、その上に束が立てられ、切妻屋根が構成される。
- ・ 控え部分は門から直交方向に控え出桁、控え化粧棟木が伸び、これらを控え腕木を介して控え柱が支える。
- ・ 控え化粧棟木は1,2通りの門の腕木を兼ねている。
- ・ 寄掛け柱と石垣との間には5cmほどの離間が生じている。
- ・ 屋根面は土葺きの上本瓦が葺かれている。軒裏には漆喰が塗り籠められている。
- ・ 基礎は礎石による直接基礎の下に、RC基礎（1m³）が設置されている。礎石とRC基礎との接合状況については不明であるが、十分な付着があるものと仮定する。

(3) 建物の状態に関する設定

- ・ 本検討は建物について、以下の状態を仮定して行う。
 - ▶ 部材は腐朽や蟻害、狂いがなく健全である。
 - ▶ 接合部は接手・仕口のゆるみがなく、応力伝達ができ健全である。
 - ▶ 基礎及び地盤は建物重量を十分に支持できるとともに、大地震時にも損傷しない。

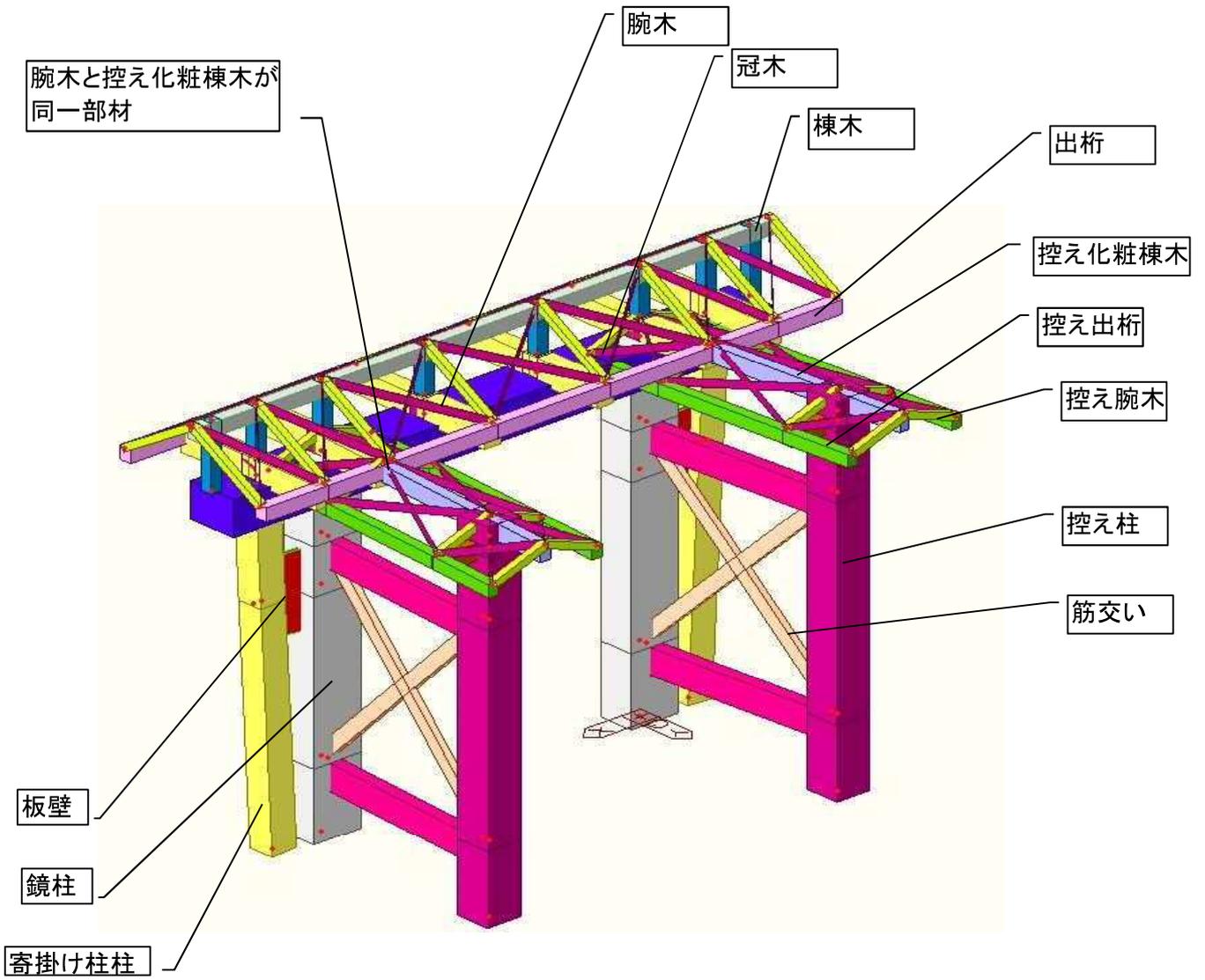


図 立体モデル

(4-3)地震荷重の算定

・地震荷重はMidas i-Genより、以下のように算出された。

* 静的地震荷重用の追加質量

Note. ここでの質量は剛床定義されていない層または層間の節点に存在している質量です。
この質量は近接する上下の(剛床が定義されている)層に、距離に比例して分担させます。
ただし、動的解析においては、質量の分担は行わず、元々の位置のまま計算されます。

層 吊称	移動質量	
	(X方向)	(Y方向)
屋根	4.51633615	4.51633615
2F	18.1290108	18.1290108
1F	2.08351402	2.08351402
トータル :	24.728861	24.728861

* 建築物荷重指針及び同解説(2000年版)より算定された地震荷重 [UNIT: kN, m]

地域係数 (Z)	: 1.00
標準せん断力係数 (Co)	: 0.20
地盤卓越係数 (Tc)	: 0.60
X方向地震荷重の増減係数	: 1.00
Y方向地震荷重の増減係数	: 0.00
設計用一次固有周期 (Tx)	: 0.2534
設計用一次固有周期 (Ty)	: 0.2534
X方向の振動特性係数 (Rt_x)	: 1.0000
Y方向の振動特性係数 (Rt_y)	: 1.0000
X方向地震荷重に対する建物総重量 (Wx)	: 222.060272
Y方向地震荷重に対する建物総重量 (Wy)	: 222.060272
層せん断力係数の建物高さ方向の分布 (Ai)	: 自動計算

** 層せん断力	: $Q_i = C_i \times \sum W_i$
** 層せん断力係数	: $C_i = Z \times R_{t_i} \times A_i \times C_o$
** 層せん断力係数の建物高さ方向の分布	: $A_i = 1 + (1/\sqrt{\alpha_i}) - \alpha_i \times (2T/(1+3T))$
** 最上階からi階までの重量の和を全重量で割った値	: $\alpha_i = \sum W_i / \sum W$
** $P_i = Q_i - Q_{i+1}$	
** $k_i = P_i / \sum W_i$	
** $ZW_{Ai} = Z \times \sum W_i \times A_i$	
** $0.75 ZW_{Ai} = 0.75 \times ZW_{Ai}$	

X方向の結果

層 吊	$\sum W_i$	α_i	A_i	C_i	Q_i	P_i	k_i	ZW_{Ai}	$0.75 ZW_{Ai}$
屋根	44.287192	0.199	1.587	0.317	14.05939	14.05939	0.317	70.296938	52.722704
2F	222.06027	1.000	1.000	0.200	44.41205	30.35267	0.137	222.06027	166.5452

Y方向の結果

層 吊	$\sum W_i$	α_i	A_i	C_i	Q_i	P_i	k_i	ZW_{Ai}	$0.75 ZW_{Ai}$
屋根	44.287192	0.199	1.587	0.317	0.0	14.05939	0.317	70.296938	52.722704
2F	222.06027	1.000	1.000	0.200	0.0	30.35267	0.137	222.06027	166.5452

地震検討用荷重

222.1 kN

5-7 設計クライテリアの確認

・地震力に対する安全性の検証

設計クライテリア

極めて稀に発生する地震に対して最大応答変形角

1/15 rad 以下

応答変形角と損傷度合いの目安	
1/120	軸組にほとんど損傷がなく補修も必要ない。(損傷限界として設定可)
1/60	再生使用可能限界-若干の補修をすれば再使用できる。
1/30	補修・再生使用可能限界-土壁は大きなひび割れを生じ、軸組にも木材のめり込みによる損傷が生じるが、補修によっては再使用が可能
1/15	大きな残留変形あり。これを超える応答変形では倒壊に対する安全性の保証ができない。(安全限界として設定可)

X方向				
階数	安全限界			
	限界変位		応答変位	判定
1階	1/15	≥	1/27	OK

Y方向				
階数	安全限界			
	限界変位		応答変位	判定
1階	1/15	≥	1/18	OK

以上により、X・Y方向とも設計クライテリアを十分に満足する。

5-8 耐震診断のまとめ

- ・ X, Y方向とも大地震時の応答値が設計クライテリアを満たしている。ただし、この結果は種々の仮定に基づいているため、現状がこれらの仮定を満たしていないことが判明した場合には、補強としての措置が必要となる。

【X方向】

- ・ X方向の検討は、門が石垣に支えられ、石垣が大きな力を負担することを前提に進められている。そのため石垣が地震時に門から受ける力に耐えることが必要である。
- ・ 5-4に示した通り、鏡柱と寄せ掛け柱の間に板壁には大きな軸力が作用するため、この力を伝達できるような納まり、板壁の健全性が重要となる。
- ・ 5-4の結果より、柱頭だぼの寸法が旧二之丸東二之門と同等寸法であれば発生するせん断力に耐えることが確認されたが、仮にこの寸法が不足している場合には補強を要する。
- ・ 門側は石垣により支えられるが、控え柱側は大きく振られることになる。この時、控え棟木は腕木と一体となって十分に緊結されていることから、控え柱側が外れて倒壊しないものと考えているが、この性能が十分でない場合には補強を要する。

【Y方向】

- ・ Y方向は貫によって大きな耐力が確保されているが、現状では劣化による隙などがあり、計算での仮定と同程度の耐力が見込めるかが不明である。
- ・ 現状では筋交いにある切り欠きが大きいため、地震時に筋交いが早々に座屈破壊するものと思われ、計算から除外することとした。この筋交いを十分な断面のものと取り換えることで力を負担させることができれば、上記貫の耐力が少し低減されても設計クライテリアを満足するものと思われる。
- ・ 控え柱と基礎（24kN）が緊結されていると仮定した結果、安全限界時にも控え柱に浮き上がりは生じなかった。ただし柱脚の基礎への埋め込みの状態は不明である。参考までに24kNの基礎全体を浮き上がり防止に働かせるためには、

設計強度 18 N/mm2 ※仮定

・ 付着計算

付着強度	1.35	N/mm2
柱脚の周囲寸法	168	mm
必要強度	24	kN
必要埋込み長さ11	106	mm

・ コーン破壊計算

柱径D	442
$Ta=2/3 \times 0.31 \sqrt{Fc} \times Ac$	
$Ac=(埋め込み深さ12+D/2)^2 \times 3.14 - D^2$	
12	251 mm

∴埋め込み深さは 251 mm以上必要であり、この寸法に満たない場合には補強を検討する必要がある。

2.名古屋城土塀耐震診断・構造計算書 (抜粋)

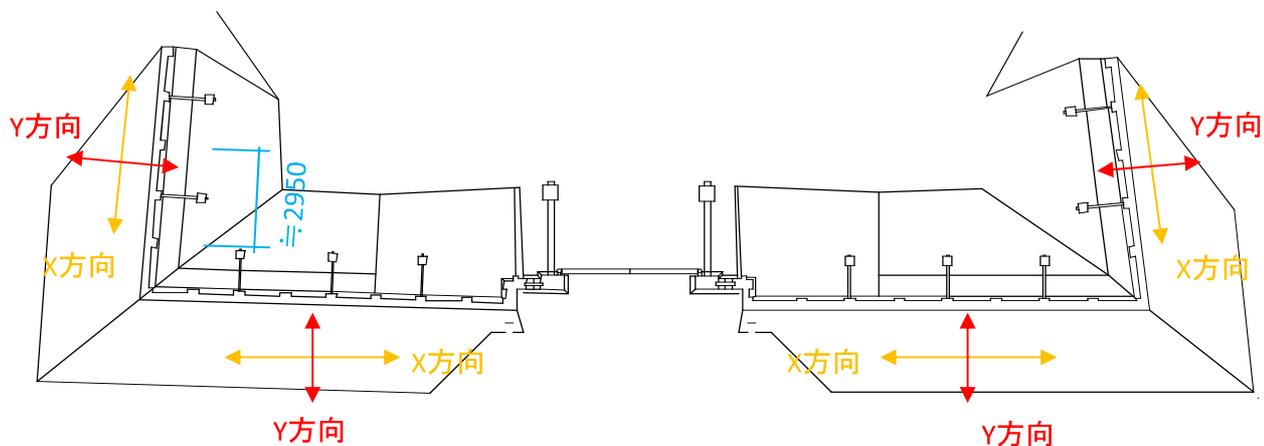
第1章 建物概要

1-1 建築物の概要

名称	:	名古屋城表二之門		
所在地	:	愛知県名古屋市中区		
用途	:	土塀		
建物規模	:	階数	:	1層
		棟高	:	2.93~3.13 [m]
		軒高	:	2.34 [m]
構造形式	:	切妻屋根（本瓦）、直接基礎		
耐震要素	:	柱貫接合部		

構造上の特徴 :

- 本建物は石垣の上に建てられた土塀である。屋根は本瓦葺きの切妻屋根、軒廻りは漆喰塗籠、壁は土塗壁の漆喰仕上げである。
- 土塀には一間ピッチで控え柱が設けられ、土塀柱とは貫で接合されている。
- 軸組は伝統構法による木造軸組構法である。
- 土塀の面内方向を長手方向（X方向）、面外方向を控柱方向（Y方向）と呼ぶ。
- 土塀柱は石垣の上に敷かれた土台上に建てられている。控柱は背面土へ直接埋め込まれている。
- 部材にはヒノキが用いられている。



2-2 検討内容

(1) 構造計算の方針

- ・ 診断は、「重要文化財（建造物）耐震診断指針」（文1）に準拠する。
- ・ 建物の上部構造は建築基準法施行令第82条の5に基づく限界耐力計算によって安全性を検証する。
- ・ 復元力特性の算出については、フレーム解析モデルを用いた静的増分解析により行う。
- ・ 水平力に対する建物の安全性については、これらによって得られた層の復元力特性に対し、平12建告第1457号の第10に示される安全限界検証用加速度応答スペクトル（以下告示スペクトル）を用いて、等価線形化法により応答値を算出し、設計クライテリア以内であることを確認する。
- ・ 表層地盤における加速度の増幅率 G_s の計算は、近隣のデータに基づき第2種地盤として計算する。
- ・ 建物の重心と、耐力要素の1/120rad時の耐力から求めた剛心との距離より偏心についての検討を行う。建物に偏心が生じている場合は、「2007年版 建築物の構造関係技術基準解説書」（文9）を参考に、偏心率から割増係数を算出し、告示スペクトルにこの係数を掛けて割り増す。
- ・ 地震に対するクライテリアの限界変位は、伝統的な木造軸組構法であることを考慮し、以下のように設定する。
 - ▶ 大地震時の安全限界変位 1/15rad 以下

(2) 構造上の特徴

- ・ 土塀のX方向については土壁が連続しており、耐震、耐風性能について問題がないものとして検討を省略する。
- ・ Y方向は一間幅分を取り出し検討を行う。取り出す箇所は最もスパンの長い箇所（≒2950）を対象とする。
- ・ Y方向の耐震性能は、控柱と貫、土塀柱と貫の接合部のめり込み抵抗性能により算定される。
- ・ 現状では一部の貫中央部に略鎌継ぎが設けられているが、計算においては一本材であるとして検討を行う。この継手部については補強にて対処するものとする。
- ・ 控柱は直接背面土に埋め込まれており、現状では一部腐朽などにより引き抜き抵抗力が期待できない箇所もあるが、計算では健全で引き抜きに十分抵抗できるものとして検討を行う。問題点については補強にて対処するものとする。

(3) 建物の状態に関する設定

- ・ 本検討は建物について、以下の状態を仮定して行う。
 - ▶ 部材は腐朽や蟻害、狂いがなく健全である。
 - ▶ 接合部は接手・仕口のゆるみがなく、応力伝達ができ健全である。
 - ▶ 基礎及び地盤は建物重量を十分に支持できるとともに、大地震時にも損傷しない。

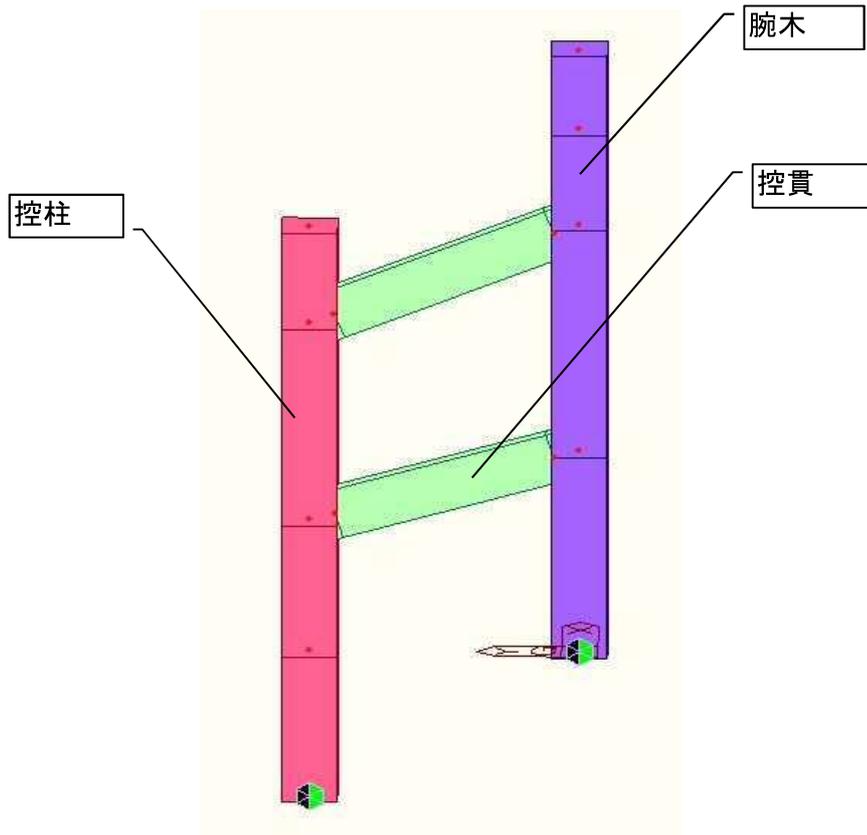


図 立体モデル

(4-3)地震荷重の算定

屋根 水平面	要素	通り	単位荷重	幅	長さ	重量W	X	WX	Y	WY	
		図面原点側	kN/m ² 、kN/m	m	m	kN	m	kNm	m	kNm	
	屋根1		2.90	1.79	2.95	15.3	0.00	0.0	0.00	0.0	
	棟瓦		2.10	2.95	1.0	6.2	0.00	0.0	0.00	0.0	
						21.5		0.0		0.0	
1階 鉛直	要素	通り	単位荷重	幅	長さ	重量W	X	WX	Y	WY	
		図面原点側	kN/m ² 、kN/m	m	m	kN	m	kNm	m	kNm	
		土壁1		3.90	2.63	2.95	30.3	0.00	0.0	0.00	0.0
							30.3		0.0		0.0

◎層せん断力

地盤	h(m)	α	T(s)	Tc(s)	Z	Rt	C0
第2種	2.63	1.00	0.08	0.60	1.00	1.00	0.20

階	Wi kN	ΣWi kN	αi	Ai	Ci	Q kN	P kN
1	36.6	36.6	1.00	1.00	0.20	7.3	7.3

◎重心位置

重心位置		
	gx m	gy m
1階	0.00	0.00

5-5 風荷重の検討

- ・建築基準法施行令第87条（以下、令87条）の規準に基づき、風圧荷重の算定を以下に行う。
- ・土塀は石垣の上に建っているため、受風面積は土塀高さ全体として計算を行う。

速度圧

$$\text{速度圧 } q = 0.6EV_0^2$$

地表面粗度区分 **III**

V ₀	Z _b	Z _G	α	H	E _r	G _f	E	q
m/s				m				N/m ²
34	5	450	0.20	3.00	0.69	2.50	1.19	828

風圧力

$$\text{風圧力 } W = \Sigma (C_f \times q \times A)$$

Y方向	部位	C _f	鉛直面積A m ²	部位別W kN/m ²	階別W kN	W-稀 kN	1/120耐力 kN	1.6W-極稀 kN	1/15耐力 kN	判定
1階	屋根	0.13	1.9	0.2						NG
	屋根	0.50	1.9	0.8						
	壁	0.80	7.0	4.6						
	壁	0.40	7.0	2.3	7.9	7.9	5.2	12.7	10.1	

5-6 設計クライテリアの確認

・地震力に対する安全性の検証

設計クライテリア

極めて稀に発生する地震に対して最大応答変形角

1/15 rad 以下

応答変形角と損傷度合いの目安	
1/120	軸組にほとんど損傷がなく補修も必要ない。(損傷限界として設定可)
1/60	再生使用可能限界-若干の補修をすれば再使用できる。
1/30	補修・再使用可能限界-土壁は大きなひび割れを生じ、軸組にも木材のめり込みによる損傷が生じるが、補修によっては再使用が可能
1/15	大きな残留変形あり。これを超える応答変形では倒壊に対する安全性の保証ができない。(安全限界として設定可)

Y方向				
階数	安全限界			
	限界変位		応答変位	判定
1階	1/15	≥	1/15	OK

以上により、設計クライテリアを満足する。

・風圧力に対する安全性の検証

設計クライテリア

極めて稀に発生する暴風に対して最大応答変形角

1/15 rad 以下

Y方向				
階数	安全限界			
	$W \times 1.6$		耐力	判定
1階	12.7	>	10.1	NG

以上により、設計クライテリアを満足しない。

5-7 耐震診断のまとめ

- ・ X方向は土塀が長く連続しているため、耐震・耐風性能に問題はない。
- ・ Y方向は大地震時の応答値が設計クライテリアを満たしている。ただし、以下の点に注意が必要である。
 - 現状では控貫に継手（略鎌継ぎ）があるが、これを無視して検討を行っている。
 - 控貫の土塀柱への差し込み寸法を実測から150mmと仮定しているが、この寸法は不明である。
 - 控柱の脚部は引き抜きに対して十分に拘束されているものとしているが、実際には腐朽が見られる。
- ・ Y方向は極稀時の暴風に対して設計クライテリアを満足していない。

以上の結果より、補強の方針を以下に示す。

【耐震】

- ・ 略鎌継手上下に鉄骨プレートを貼り、十分にモーメントを伝達できる形状とする。もしくは一本材に置き換える。
- ・ 控貫の土塀柱への差し込み寸法を確認し、150mmを下回る場合には措置を講じる。
- ・ 控柱の脚部に引き抜きに抵抗できるよう基礎を設ける。

【耐風】

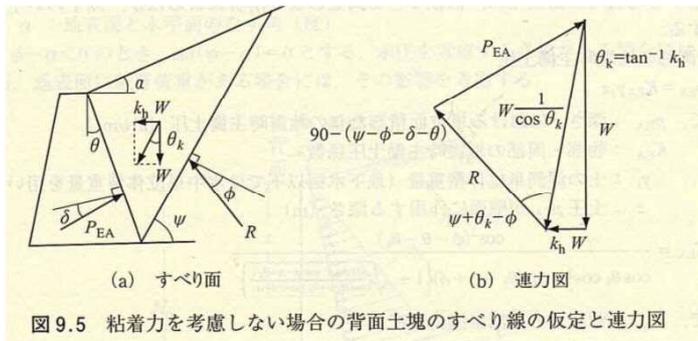
- ・ 耐風性能を向上させるため上下貫間に筋交いを設ける。
- ・ 暴風の予想される際に応急的な補強を講じる。

3.石垣の構造検討書 (抜粋)

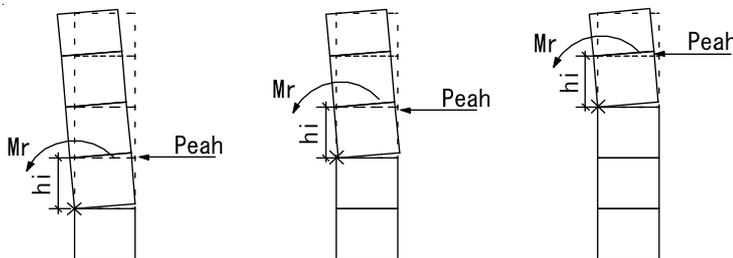
■試行くさび法による土圧の算定と石垣の安定性の検証

(1) 計算概要

- 地震時に石垣に土圧が作用した際の石垣の安定性について検証を行う。石垣に作用する土圧は主動土圧とし、試行くさび法によってこの主動土圧の大きさを求める。
- 試行くさび法は極値法ともいわれ、図解法又は数値計算によって壁下端から発生するすべり面の方向を種々変化させ、それぞれのすべり面と壁背面に挟まれる土くさびに作用する力のつり合いから壁に作用する土圧の極大値を求め、これを主動土圧とする方法である。



- 石垣の安定性については、水平方向のすべりと転倒についての計算を行う。すべりについては石垣の摩擦抵抗力が主動土圧合力の水平成分 P_{eah} との比を求め、安全率 S_f_s を確認する。同様に転倒は石垣の復元モーメント M_u と P_{eah} によって作用する転倒モーメント M_r の比を求め、安全率 S_f_m を確認する。
- 検討は大地震時と中地震時の二種類について行い、**安全率1.2以上**の時に、安全性を満たすものとする。検討についてはすべり面が下層、中層、上層の3か所で起こる場合を想定し、また異なる石の大きさについて検討を行う。
- 転倒の検証を行う際、下図のようにある段の石が転倒しようとする際、その M_r は下部の石に伝わらないものと仮定する。つまり M_r は P_{eah} が作用する石の高さを h_i とすると、 $M_r = P_{eah} \times h_i$ で求められるものとする。



(2) 中地震時の検討

	degree	radian	
ϕ	40.0	0.70	※ぐり石と想定
θ	0	0.00	
δ	20.0	0.35	
α	0	0.00	
kh	0.2	0.00	※中地震時
θ_k	11.31	0.20	
$\phi - \alpha - \theta_k$	28.7	0.50	

P_{eah} : 地震時の主動土圧合力 (kN/m)

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

θ : 石垣背面と鉛直面のなす角 (度)

δ : 壁面摩擦角 (度) ※土の内部摩擦角の1/2とする。

α : 石垣背後の地表面傾斜角 (度)

γ : 石垣背面土の単位体積重量 (kN/m³)

H: 石垣壁高さ

θ_k : 地震合成角 (度) $\theta_k = \tan^{-1} kh$

kh: 設計水平震度

■まとめ

- ・試行くさび法により、石垣の安定性についての検証を行い、以下の知見を得た。

【中地震】

- ・上、中、下層のいずれにおいても、石垣の平均控え長さが0.25mよりも大きな場合には滑り出しの恐れがない。
- ・転倒については、控え長さが長いほど、石垣高さが低いほど転倒が生じにくくなる。平均控え長さが0.8m以上になると、高さ0.8m以下では転倒の恐れがない。

【大地震】

- ・上、中、下層のいずれにおいても、石垣の平均控え長さが0.25mよりも大きな場合には滑り出しの恐れがない。
- ・転倒については、控え長さが長いほど、石垣高さが低いほど転倒が生じにくくなる。平均控え長さが0.8m以上になると、高さ0.7m以下では転倒の恐れがない。

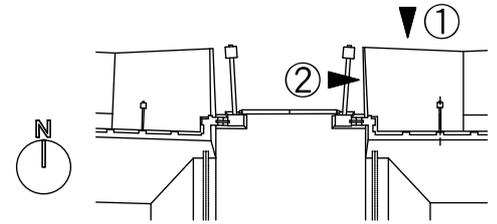
◎注意点

- ・本検討は様々な仮定に基づいている。以下に検証が必要と思われる仮定を記す。

- 大地震時の水平震度を0.25。
- 安全率を1.2。
- 平均控え長さの算出方法。

・石垣隅部は算木積みになっており、この部分は熊本城の被害状況からも確認できるように強固で崩落しにくい部分である。石積みの大部分が隅部で構成される本石垣は、崩壊する過程が中央部の崩壊→隅部の崩壊へと至ることがほぼ断定されることから、中央部付近の安定性を中心に検証を行っている。

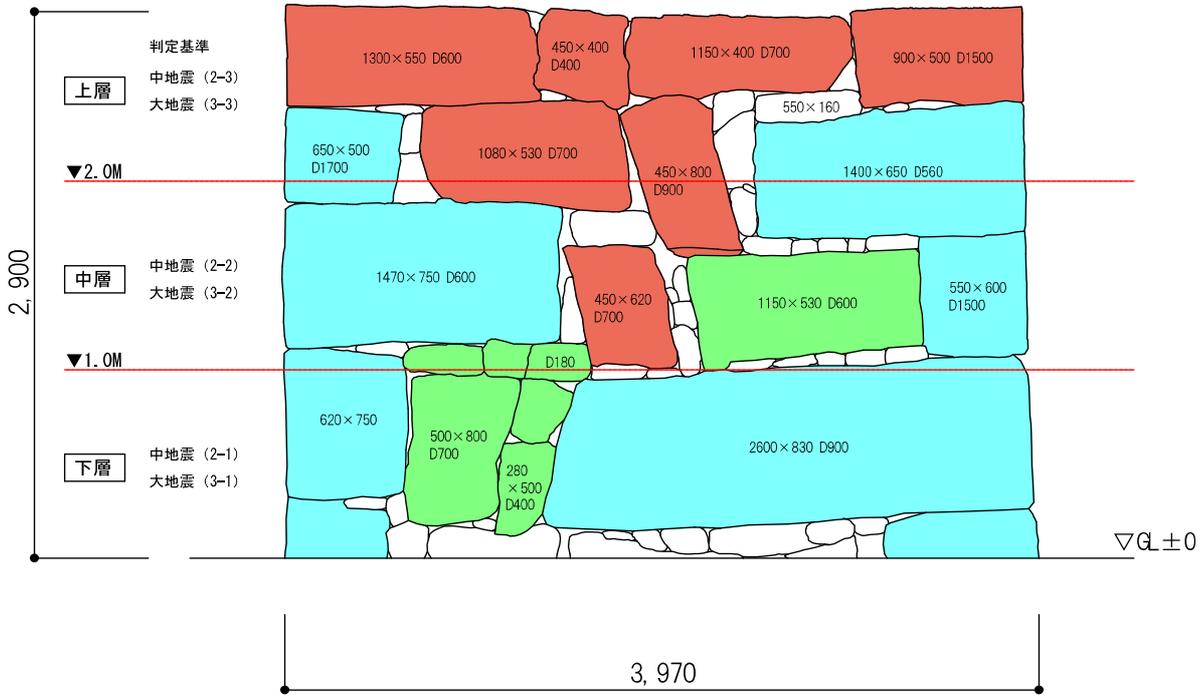
○石垣検証図



位置図

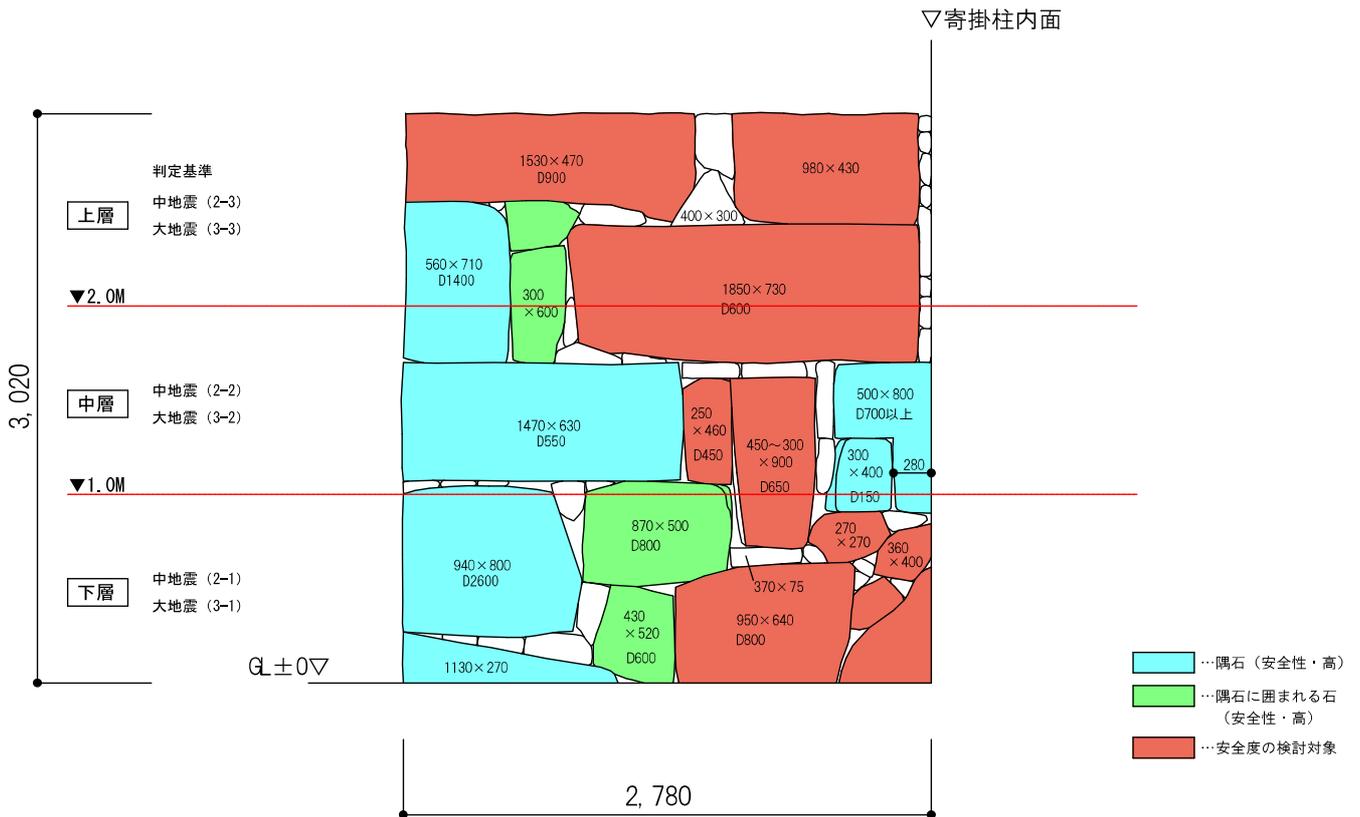
①東側北面

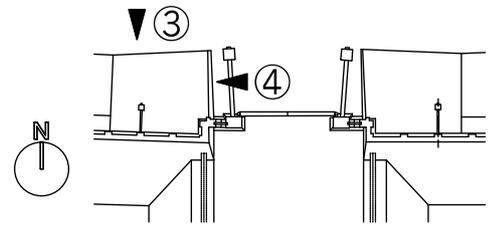
(二の門背面向かって左正面)



②東側西面

(二の門背面向かって左側面)

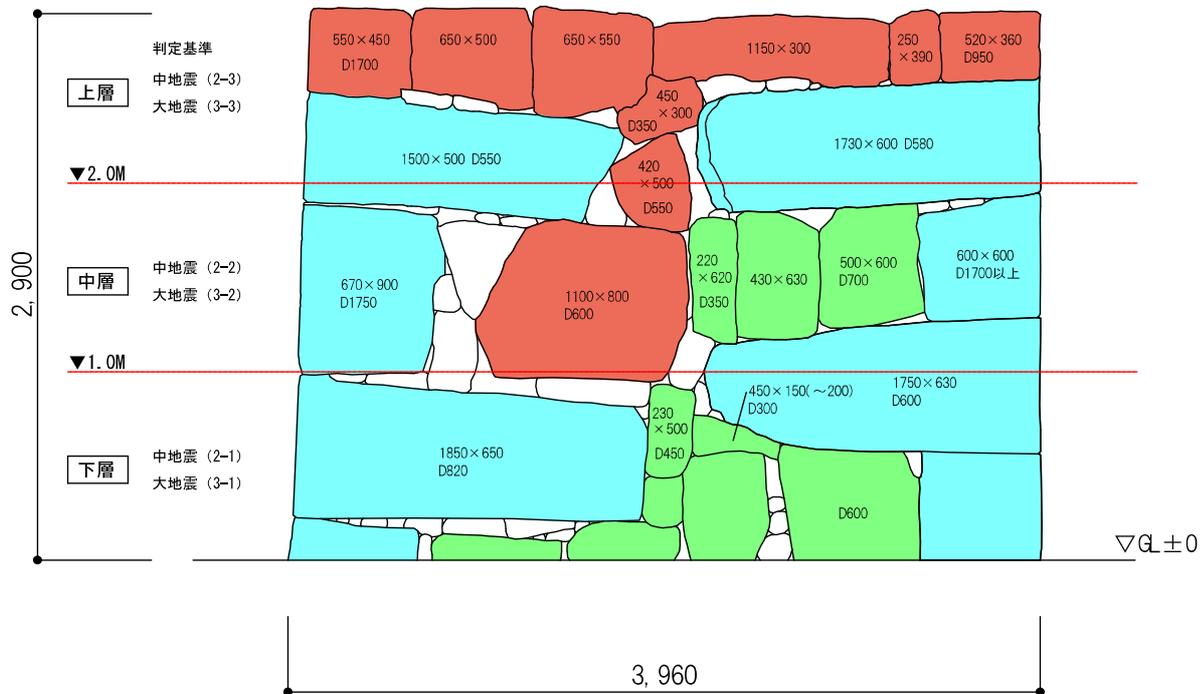




位置図

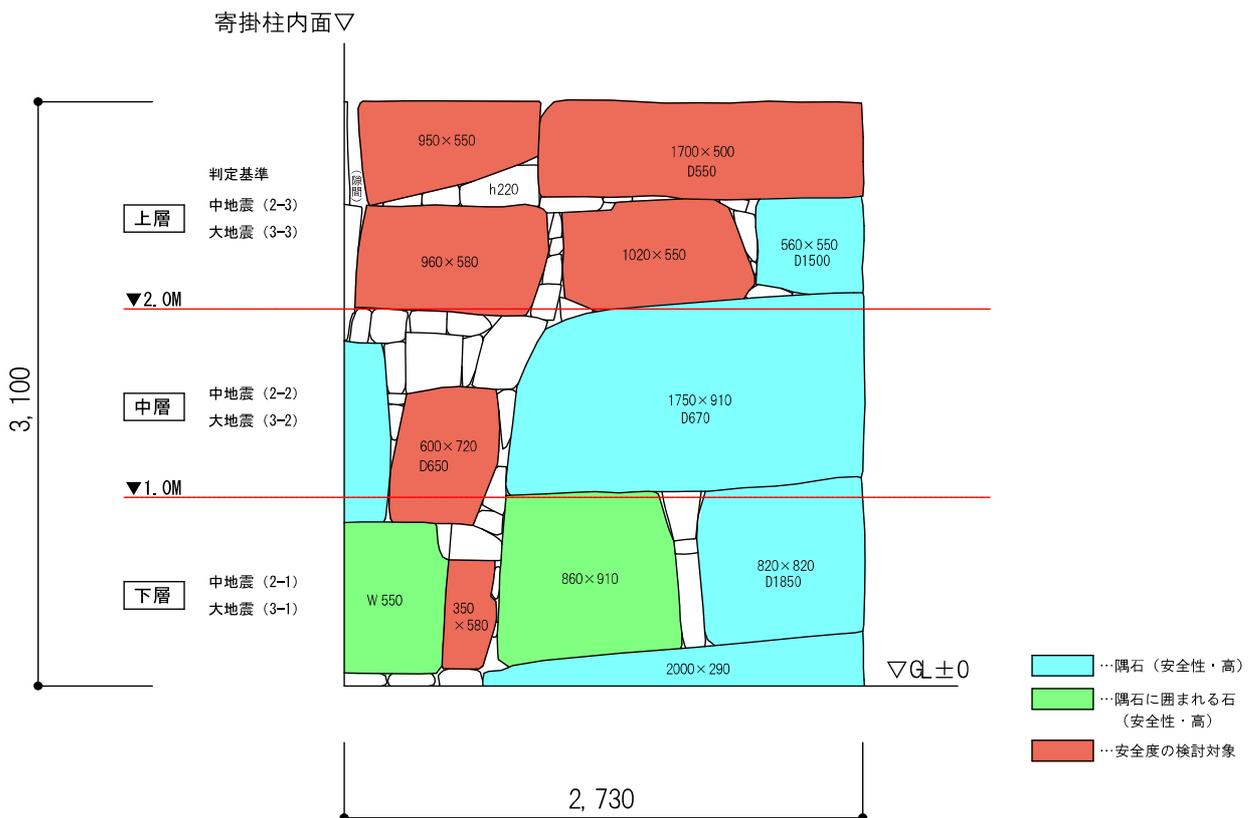
③西側北面

(二の門背面向かって右正面)



④西側東面

(二の門背面向かって右側面)



◆石垣検証まとめ

隅石、および隅石に囲まれる石については、崩壊の可能性は低いと考えられるため、これ以外の積石について、上層・中層・下層に区分して判定した。判定基準は、中地震については検討書中の(2-1)～(2-3)、大地震については検討書中の(3-1)～(3-3)の表により判断し、積石の半分以上が占める位置により上層～下層の判定基準を適用する。なお、判断の基準となる積石の控え長さ(Li)について、一部に調査不能箇所が含まれるものの、大半の調査結果からは小型石材を除き一般的に0.55m以上を有するものと判断される。

【①東側北面】(二の門向かって左正面)

下層

いずれも隅石、隅石で囲まれる石であり、崩壊する危険性は少ない。

中層

中地震…表(2-2)

中央部の石は、いずれも控え(Li)が0.7m以上あり、崩壊の危険性は少ない。

大地震…表(3-2)

中央部の石は、いずれも控え(Li)が0.7m以上あり、崩壊の危険性は少ない。

上層

中地震…表(2-3)

いずれの積石も控え(Li)が0.4m以上あり、崩壊の危険性は少ない。

大地震…表(3-3)

いずれの積石も控え(Li)が0.4m以上あり、崩壊の危険性は少ない。

【②東側西面】(二の門向かって左側面)

下層

中地震…表(2-1)

中央部の石は、控え(Li)が0.8m以上あり、崩壊の危険性は少ない。

また、隣接する積石は、寄掛柱に挟まれており転倒するとは考えられない。

周囲の小型積石は、これら転倒の可能性が低い積石と隅石に囲まれており、崩壊の危険性は少ないと判断できる。

大地震…表(3-1)

中央部の石は、高さ(hi)が0.64m、控え(Li)が0.8mであり、崩壊の危険性は少ない。また、周辺の積石についても中地震時と同様に崩壊の危険性は少ないと判断できる。

中層

中地震…表(2-2)

いずれも控え(Li)が0.45m以上あり、崩壊の危険性は少ない。

大地震…表(3-2)

いずれも控え(Li)が0.45m以上あり、崩壊の危険性は少ない。

上層

中地震…表(2-3)

隅石は(hi)0.47m(Li)0.9mでOK、積石は(hi)0.43m(Li)未詳であるが、0.4m以上を有するものと判断できるため、崩壊の危険性は少ない。

大地震…表(3-3)

中地震同様に、いずれの積石も高さ (hi) に対し控え (Li) が十分長いことが想定され、崩壊の危険性は少ないと判断される。

【③西側北面】(二の門向かって右正面)

下層

いずれも隅石、隅石に囲まれる石であり、崩壊する危険性は少ない。

中層

中地震…表 (2-2)

検討対象の積石は、控え (Li) は 0.6m、0.55m であり、崩壊の危険性は少ない。

また、これら周辺の小型積石についても、隅石等で囲まれることとなり、崩壊の危険性は少ない。

大地震…表 (3-2)

中地震と同様で、各積石は、控え (Li) は 0.6m、0.55m であり、崩壊の危険性は少ない。

上層

中地震…表 (2-3)

天端積石の最大 (hi) は 0.5~0.55m で、控え (Li) は 0.4m は有するものと判断される。上層の中地震の場合について、(Li) > 0.25m であれば、(hi) の値に抛らず転倒の危険性は少ないことを確認した。

大地震…表 (3-3)

天端積石の最大 (hi) は 0.5~0.55m で、控え (Li) は 0.4m は有するものと判断され、転倒の危険性は少ない。その他の天端石は (hi) が 0.4m 未満である。(hi) < 0.5m の場合、控え (Li) は 0.35m で崩壊の危険性は少ないことを確認した。

【④西側東面】(二の門向かって右側面)

下層

検討対象の積石は、控え (Li) が 0.6m を下回る可能性があるものの、両脇は隅石で固定された積石であり、ずれを生じても周囲が崩落する可能性は低いと判断できる。

中層

中地震…表 (2-2)

検討対象の積石は、控え (Li) は 0.65m であり、崩壊の危険性は少ない。

また、これら周辺の小型積石については、高さ (hi) が 0.3m を下回る小型石材であり、控え長さよりも、側面積石との競り合いで安定し、周囲の挙動に依存すると考えられる。

大地震…表 (3-2)

中地震と同様で、各積石は、控え (Li) は 0.65m であり、崩壊の危険性は少ない。

上層

中地震…表 (2-3)

(hi) は 0.5~0.55m で、いずれも控え (Li) が 0.4m 以上が想定され、崩壊の危険性は少ない。

大地震…表 (3-3)

いずれの積石も控え (Li) が 0.4m 以上が想定され、崩壊の危険性は少ない。

以上より、各面各積石をチェックした結果、滑り・転倒共に閾値を下回るものはなく、崩壊する危険性は少ないと判断される。④西側東面では、寄掛柱附近の中層に小型積石が集中しており、石材の抜け出しが生じないよう維持管理にて注視していく必要がある。