

丸亀城天守（建造物）耐震診断について

1. 診断方法

1) 限界耐力計算

- ・立体フレームモデルを構築し、各層の静的増分解析により荷重変形関係を算出し、限界耐力計算を実施する。

2) 時刻歴応答解析

- ・立体フレームモデルを構築し、時刻歴応答解析を実施する。

2. 設計水準

- ・目標とする耐震性能は、大地震動時に倒壊せず、生命に重大な危害を及ぼさない『安全確保水準』レベルとする。
- ・層間変形角の目安は 1/30 以下とする。ただし、柱の鉛直支持能力保持（柱の曲げ破壊なし）の確認ができれば、折損しない変形角までとし 1/15 程度まで許容する。

表1 必要耐震性能設定の目安

		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。
木造建築劣化状況の目安 (参考) 中地震動時	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
	機能維持	機能維持	機能喪失	機能喪失
	軸組	損傷なし。仕口の緩みが生じる可能性がある。	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・落下するおそれがあるが、再利用して復旧可能。	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可能性がある。	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

文化庁文化財部 重要文化財（建造物）耐震診断指針より

3. 地盤調査

調査項目	個所数	備考
調査ボーリング（コアボーリング）	5 地点	B-1～B-4
標準貫入試験	5 地点	B-1～B-4
PS 検層	1 地点	B-1 ダウンホール法
土質試験	1 か所	B-5
スウェーデン式サウンディング試験	23 か所	S1、S2～23（2m ピッチ）

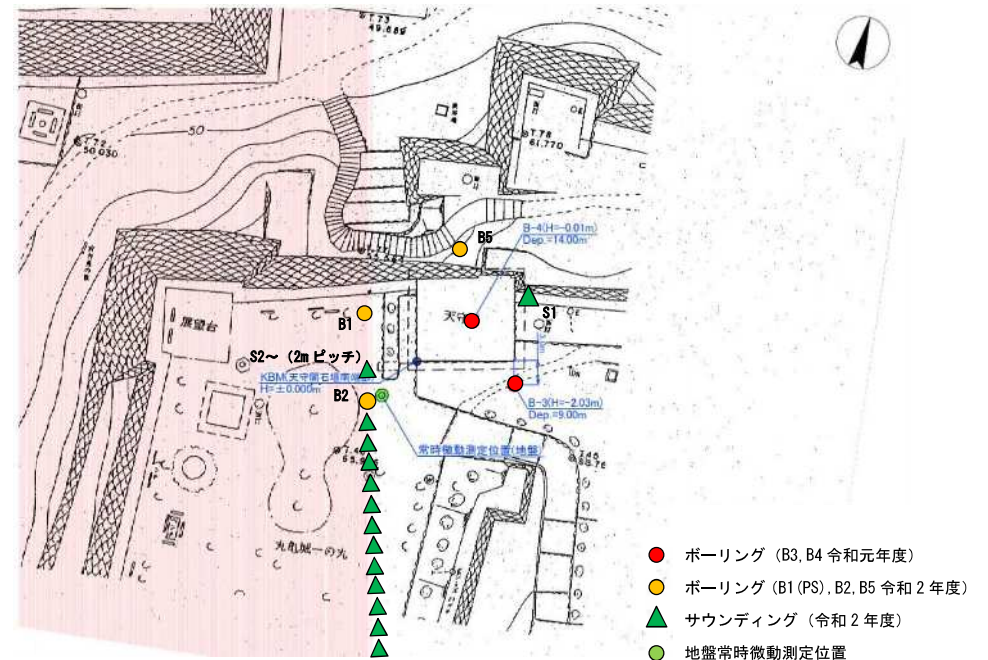


図1 調査位置図

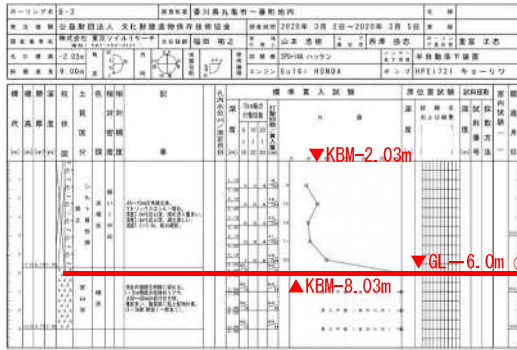


図 2 (B-3) ボーリング柱状図

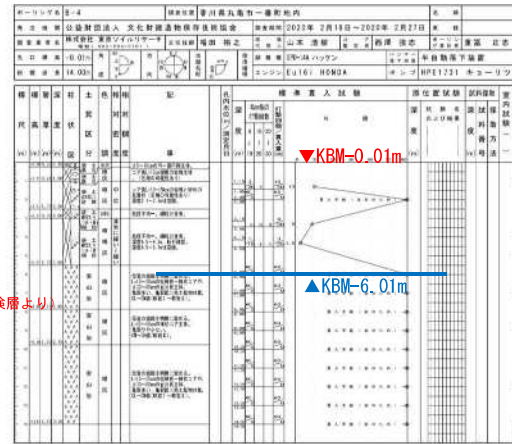


図 3 (B-4) ボーリング柱状図

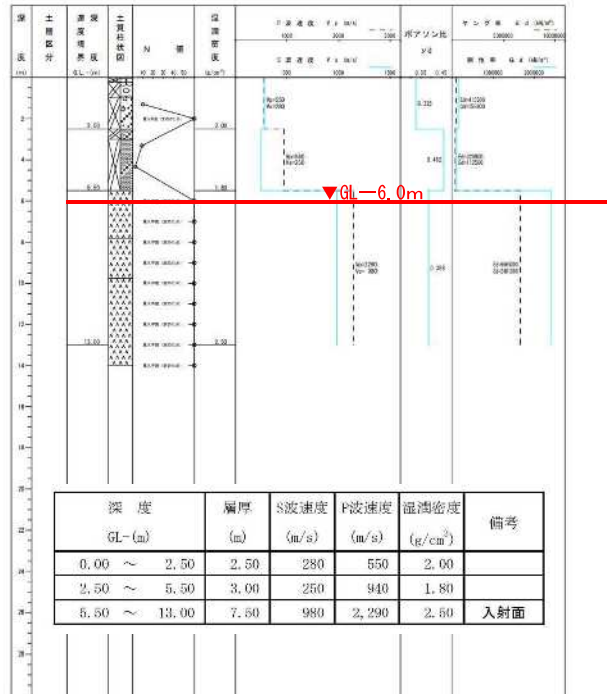


図 4 PS 検層測定結果 (B-4)

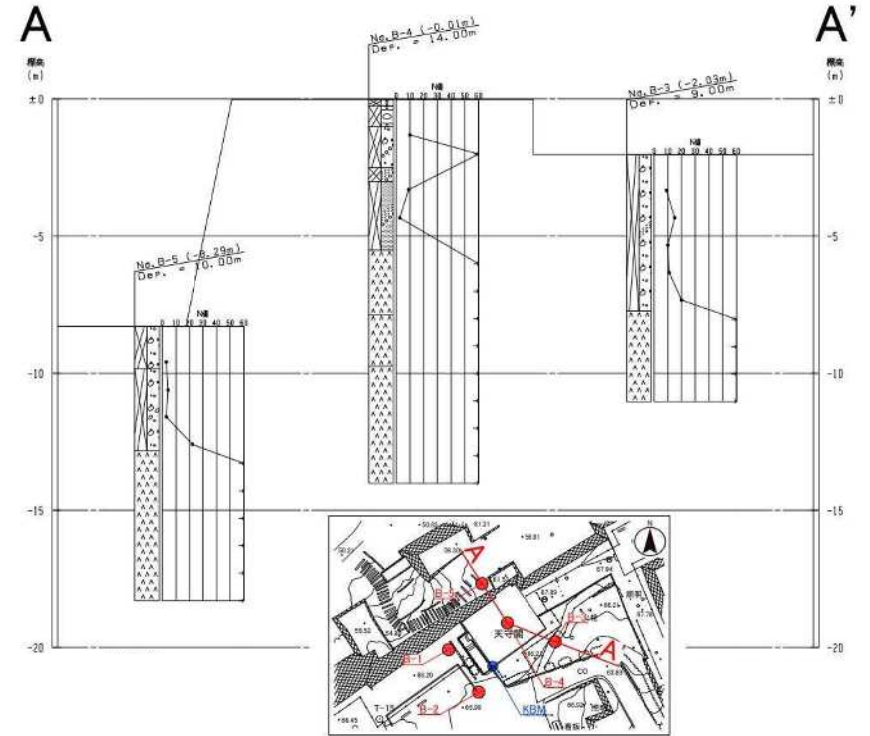


図 5 調査位置図

表 1 地層構成表

地質時代	地層名	記号	主な土質・岩質	主なN値	
現世	盛土層	砂礫層	Bg	L=10~20cmの岩塊主体(B-4で確認、石垣と推定)	10
		砂礫・砂層	Bgs	砂礫~玉石混じり砂礫	3~26
新生代 第三紀	基盤岩(安山岩)	An	φ10~60mmの岩片状 L=5~20cmの短棒状~棒状コア	貫入不能	

4. 荷重について

1) 積載荷重

見学者および屋根部の点検などの実状を鑑み積載荷重を設定する。

(N/m²)

建築物の部分	床用	架構用	地震用
屋根	1000	0	0
全階 床	1800	1300	600

2) 積雪荷重

屋根勾配約30°とし勾配を考慮した積雪荷重を設定する。

香川県 建築基準法施工令第86条に基づく垂直積雪量より
香川県丸亀市
垂直積雪量 30 cm
単位重量 20 N/cm²
設計荷重 600 N/m²

4) 風荷重

風圧力は、建築基準法及び告示により算定して結果を以下に示す。

粗度区分はII、石垣の高さとしては周辺状況を考慮した立ち上がりの高さを採用するなど厳しい条件で設定する。

$$P=Cf \times q \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$$q=0.6 \times E \times V^3 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$$E=Er^3 \times Gf$$

$$Er=1.7(H/ZG)^a$$

基準風速 V0= 34 (m/s)
稀 1.0 34
極稀 1.6 54.4

地表面粗度区分	I	II	III	IV
Zb(m)	5	5	5	10
ZG(m)	250	350	450	550
α	0.10	0.15	0.20	0.27
Gf(H=10m)	2.0	2.2	2.5	3.1
Gf(H=40m)	1.8	2.0	2.1	2.3

地表面粗度区分	II	建物高さ	石垣高さ
最高高さ(m)	32.03	13.743	18.287
高さ軒高さ平均H(m)	14.08		
Zb(m)	5		
ZG(m)	350		
α	0.15		
Er	1.19		
Gf(H=10m)	2.20		
Gf(H=40m)	2.00		
Gf	2.15		
E	3.03		
q稀	2100	2200	
q極稀	5376	5400	
石垣上kz	0.85		
最高部kz	1.00		

X方向 東立面図		見付面積 (m ²)	風力係数	稀風圧力 (kN)	極稀風圧力 (kN)
階	地盤面からの高さ(m)				
①	傾斜部	33.60	11.5	0.70	17.7
②	傾斜部	31.13	6.5	0.70	
③		31.13	7.5	1.41	
④	傾斜部	31.13	9.0	0.70	
⑤		31.13	4.0	1.41	59.7
⑥		26.71	14.0	1.37	
⑦	傾斜部	26.71	13.0	0.70	
⑧		26.71	13.0	1.37	101.4

Y方向 北立面図		見付面積 (m ²)	風力係数	稀風圧力 (kN)	極稀風圧力 (kN)
階	地盤面からの高さ(m)				
①		33.60	9.0	1.44	28.5
②	傾斜部	31.13	7.0	0.70	69.9
③		31.13	14.5	1.41	
④	傾斜部	31.13	12.0	0.70	
⑤		31.13	5.0	1.41	90.0
⑥		26.71	14.0	1.37	
⑦	傾斜部	26.71	14.5	0.70	
⑧		26.71	15.5	1.37	111.2

3) 地震荷重

①限界耐力計算

必要性能スペクトルは、敷地内の地盤調査結果に基づいて表層地盤での加速度の増幅率を詳細検証しGsとして採用する。検討用地震荷重は限界耐力計算結果におけるベースシア係数により算出する。

また、崖地の割り増し係数(1.3倍)を考慮した場合も検討する。詳細は以下に示す。

なお、香川県丸亀市の地域係数Z=0.9を考慮して算出するが、Z=1.0の場合も併せて検討を行うこととする。

②時刻歴応答解析

時刻歴応答解析に用いる検討用入力地震動は、告示波(八戸、神戸、乱数)3波とし、工学的基盤より上部の地盤形状を考慮し、上部構造検討用の地震波を作成する。

・GS算定

Gs(表層地盤による加速度の増幅率)については、作成した告示模擬地震動3波(八戸位相、JMA神戸位相、ランダム位相)の増幅率の最大を青色の線で示す。0.8秒以降は増幅率がほぼ見られない状態である。

限界耐力計算(告示平12建第1457号第10)の加速度増幅Gs算出した精算値のグラフを赤色の線で併記する。こちらの方が前項を包絡する形状となっている。

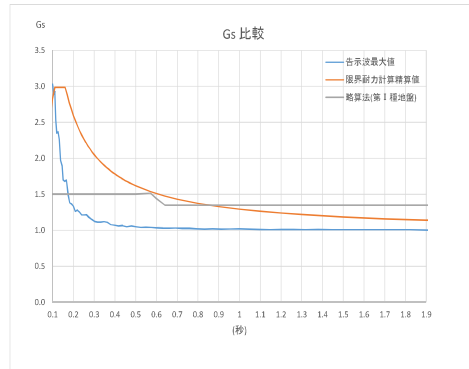


図6 加速度増幅率

下図に城山地盤の断面模式図を示す。採用する風荷重検討用の石垣の立ち上がり高さは、下図に示す「b:石垣下部」からの立ち上がり高さ(H=18.287m)とした。

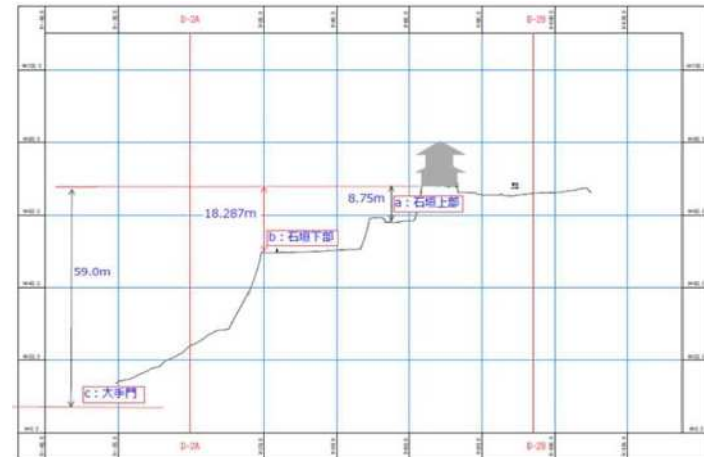
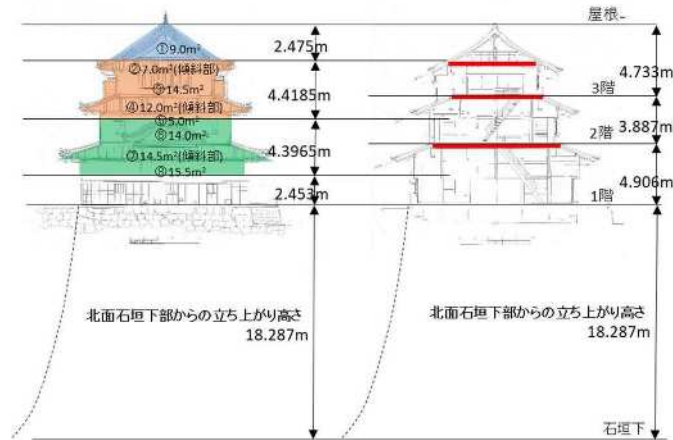
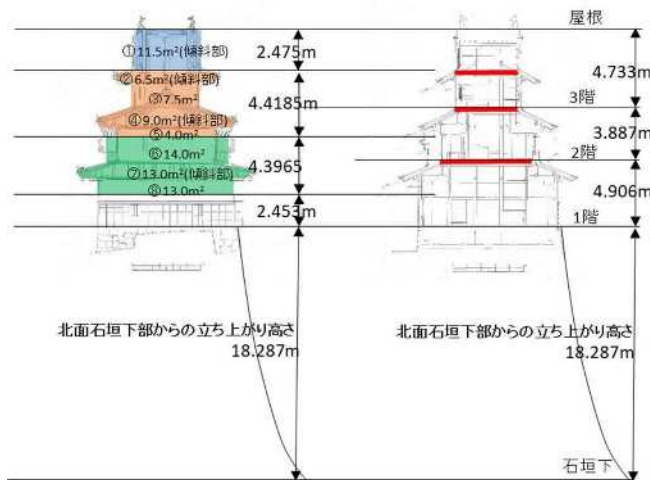


図7 風荷重算定の高さ設定



北立面図 (Y 方向の風向き)



東立面図 (X 方向の風向き)

表 2 風荷重

東立面 (X 方向風向き)

稀風圧力	崖下より(kN)	崖無(kN)	(%)
3階	28.5	20.7	73
2階	90.0	65.4	73
1階	111.2	80.9	73

北立面 (Y 方向風向き)

極稀風圧力	崖下より(kN)	崖無(kN)	(%)
3階	69.9	53.1	76
2階	220.8	167.7	76
1階	273.0	207.2	76

5. 解析モデルについて

- ①主架構の構成要素を柱、横架材及び土壁として解析を行う。
- ②主架構の解析はコンピュータによる。利用するソフトを以下に示す。
MIDAS (立体フレーム静的弾塑性解析)
MIDAS (立体フレーム動的弾塑性解析)
- ③架構のモデル化は、小屋組も含む主要部材で構成される立体架構フレームモデルを構築する。
屋根面の羽出しは負担面積に合わせた荷重に置き換え、柱、梁は主架構としてモデル化を行う。
- ④立体架構の動的弾塑性増分解析を行い、部材レベルで連続的な変位・応力を確認する。
- ⑤柱および桁・梁は、線材に置換する。
- ⑥土壁 (全壁・腰壁・垂壁) は、ブレースに置換する。
- ⑦屋根面、床面の面内剛性を考慮して、全体非剛床解析法を採用する。

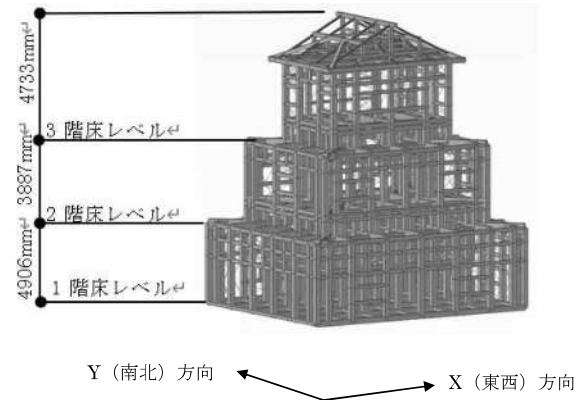


図 8 解析モデル

表 3 建物重量

	屋根部	3階床レベル	2階床レベル	合計
各階重量 (kN)	365.10	630.08	844.11	1839.29
ΣW (kN)	365.10	995.18	1839.29	
各階面積 (m ²): 解析用	26.73	60.48	108.18	
各階単位重量 (kN/m ²)	13.66	10.42	7.80	
階高 (m)	4.733	3.887	4.906	13.526

6. 耐震要素のモデル化

・柱貫接合部の回転剛性

柱貫接合部のめり込み剛性をめり込み理論式に基づき下記設定より評価する。

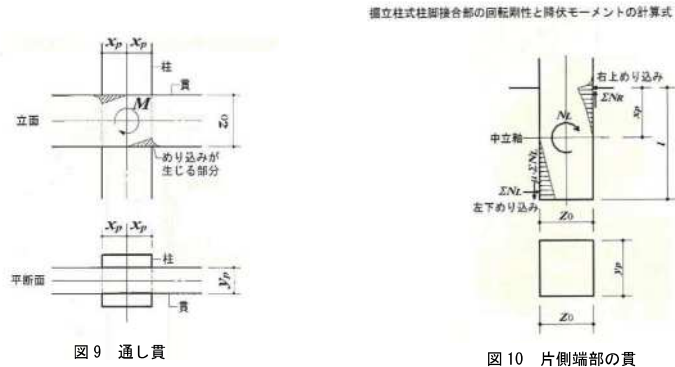


図9 通し貫

図10 片側端部の貫

・土壁

文化庁指針により厚さ（1階 90mm、2階 129mm、3階 112mm、内壁 52mm）をかけて算定する。

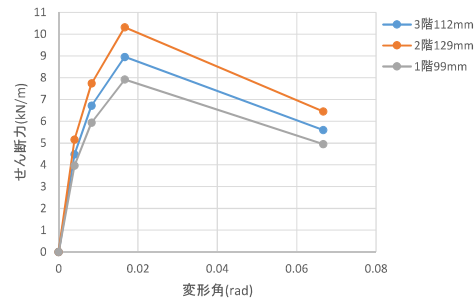


図11 土壁の復元力特性

・水平構面

「限界耐力計算による伝統的木造建築物構造計算指針・同解説」（日本建築学会）、「重要文化財（建造物）耐震診断指針 参考資料集」（文化庁文化財保護部建造物課）、既往の実験結果をもとに設定する。

① 屋根面

・瓦屋根とし、降伏耐力は $10.09/1.81=5.6\text{kN} \rightarrow 5\text{kN/m}$

・屋根面の剛性は $328.2/1.81=181.3\text{ kN/m/rad}$

ただし、経年劣化や滝野らによる釘せん断実験と理論的考察を参照し、比較的大きな変形を想定し屋根面剛性は 50 kN/m/rad とする。

② 床面

・杉材相当とし、せん断弾性係数=繊維方向のヤング係数 $\times 1/15=6860 \times 1/15=457\text{ (N/mm}^2)$

・床面剛性は、屋根面と同様に経年劣化等を考慮し、 100 kN/m/rad と設定とする。

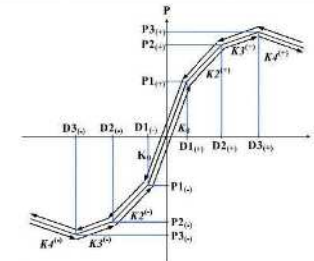
7. 時刻歴応答解析のモデル

・解析モデルは、静的造部解析で用いた立体フレームと同様とし、部材モデル型立体フレームモデルとする。

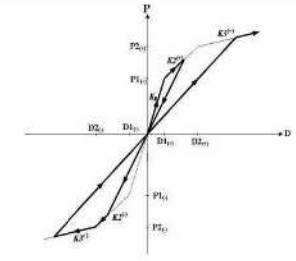
・解析自由度は、X, Y, Z, θ_x , θ_y , θ_z の6自由度とする。

・部材モデルの復元力特性の概要は下表の通り。

構造	部位	検討応力	復元力特性	
			スケルトン曲線	履歴則
上部架構	柱	曲げ せん断 軸	ポリリニア バイリニア リニア	非線形弾性型*1 — —
	横架材	曲げ（面内、面外） せん断 軸	バイリニア バイリニア リニア	— — —
	土壁	面内せん断	トリリニア	時刻歴応答解析： 原点指向型*2
	屋根・床	面内せん断	リニア	—
支点	1階柱支点	浮き上がり考慮	—	—



*1 非線形弾性型/テトラリニアの履歴曲線

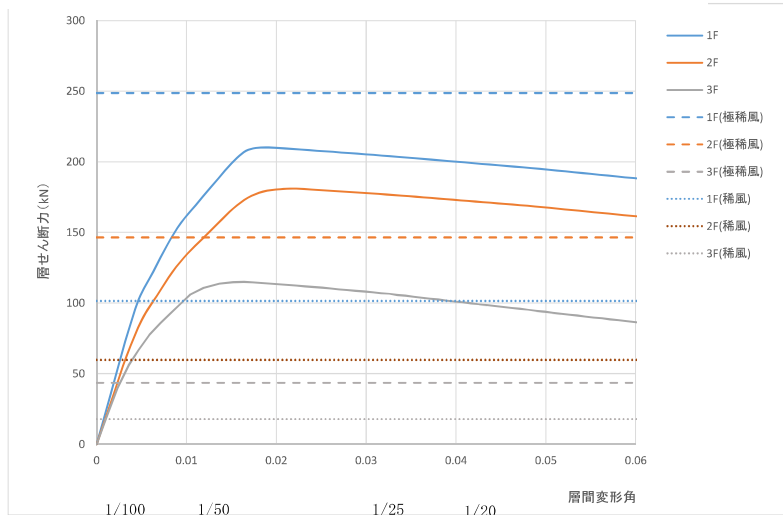


*2 原点指向型/トリリニアの履歴曲線

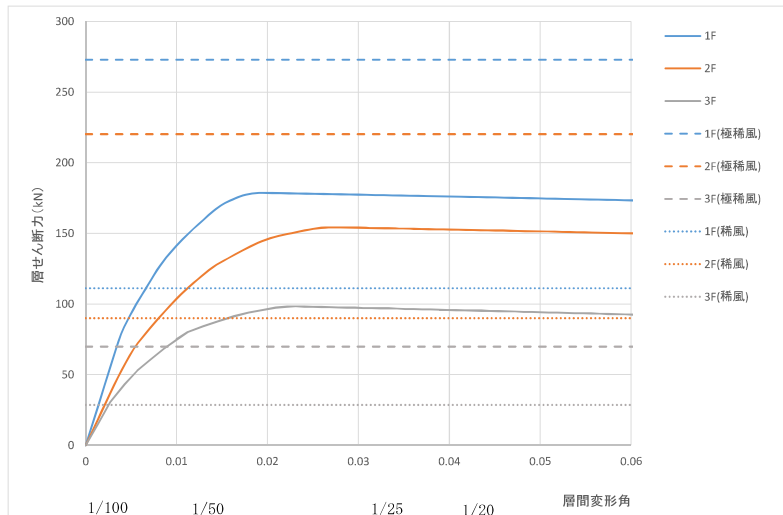
・減衰は、丸亀城天守地常時微動測定において、人力加振による波形の分析より減衰定数が $h=2.0\%$ であったことに基づき、瞬間剛性比例型減衰 $h1=2\%$ とする。

8. 診断結果

(1) 荷重変形関係



(X 方向)



(Y 方向)

図 12 建物全体の復元力特性および検討用風時風荷重との比較

(2) 限界耐力計算と地震応答解析の最大層間変形角の比較

① GS 精算値、地域係数 $Z=0.9$

算定条件 $Z=0.9$

GS 精算 GS 精算・崖地考慮

X方向	限界耐力計算	限界耐力計算	時刻歴解析		
1質点縮約	1/37	1/25	八戸	JMA神戸	ランダム
3階	1/47	1/35	1/62	1/46	1/56
2階	1/33	1/23	1/28	1/33	1/27
1階	1/35	1/24	1/23	1/36	1/22

Y方向	限界耐力計算	限界耐力計算	時刻歴解析		
1質点縮約	1/33	1/22	八戸	JMA神戸	ランダム
3階	1/35	1/28	1/34	1/42	1/32
2階	1/26	1/20	1/23	1/28	1/24
1階	1/31	1/22	1/22	1/32	1/20

いずれの場合も、柱に折損は生じず、変形能力を有することが確認できた。

② GS 精算値 崖地考慮、地域係数 $Z=1.0$

算定条件 $Z=1.0$

GS 精算 GS 精算・崖地考慮

X方向	限界耐力計算	限界耐力計算	時刻歴解析		
1質点縮約	1/32	1/22	八戸	JMA神戸	ランダム
3階	1/44	1/33	1/62	1/46	1/56
2階	1/30	1/21	1/28	1/33	1/27
1階	1/32	1/22	1/23	1/36	1/22

Y方向	限界耐力計算	限界耐力計算	時刻歴解析		
1質点縮約	1/28	1/19	八戸	JMA神戸	ランダム
3階	1/28	1/22	1/34	1/42	1/32
2階	1/21	1/15	1/23	1/28	1/24
1階	1/23	1/16	1/22	1/32	1/20

いずれの場合も、柱に折損は生じず、変形能力を有することが確認できた。

(3) まとめ

以上より、現状の性能は、安全確保水準を満足する。

ただし、小壁の下端にある貫や横架材には、引抜が生じ大地震時に部材の引き抜け等が考えられるため、横架材端部の引抜防止の補強（金物等の追加）が必要である。

また、風に対しては、X方向3階、Y方向2階、3階において、極稀風荷重が建物耐力を上回るが、スーパー台風など事前に気象情報等により予測可能なため、スーパー台風などの際は、建物に入らない、近付かない等ソフト面に対応する。

9. 補強案

小壁の下端にある貫や横架材の端部の引抜防止の補強（金物等の追加）を行う。

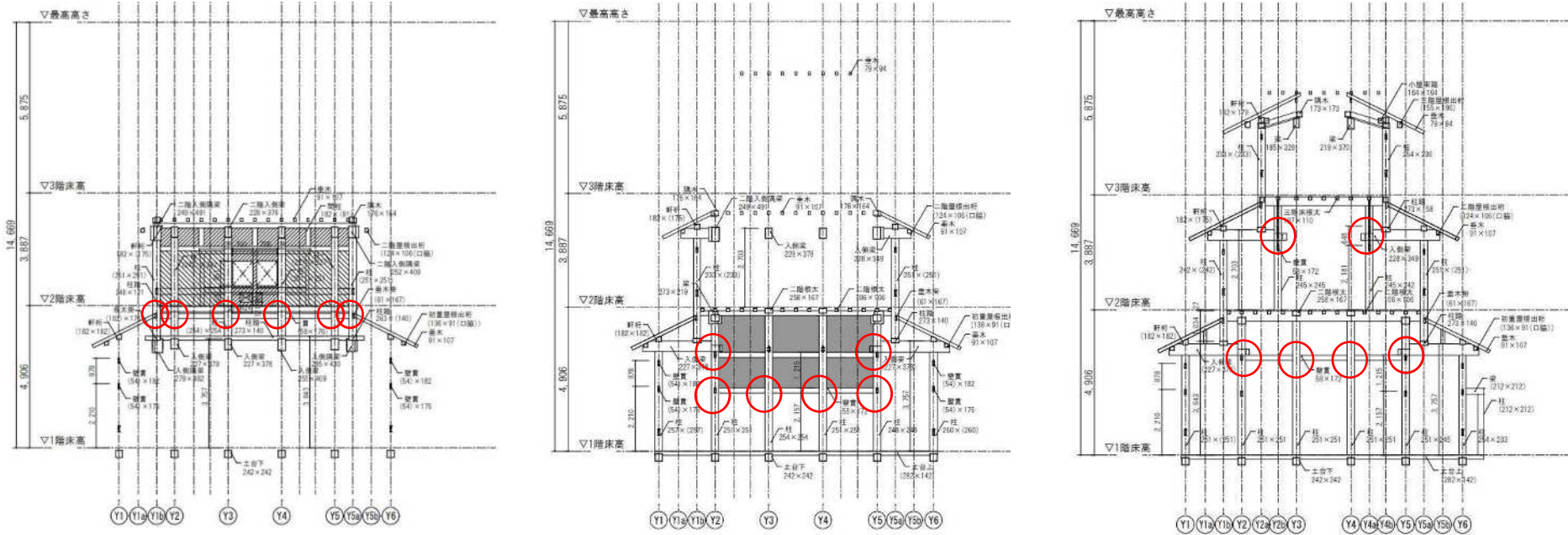


図13 接合部補強

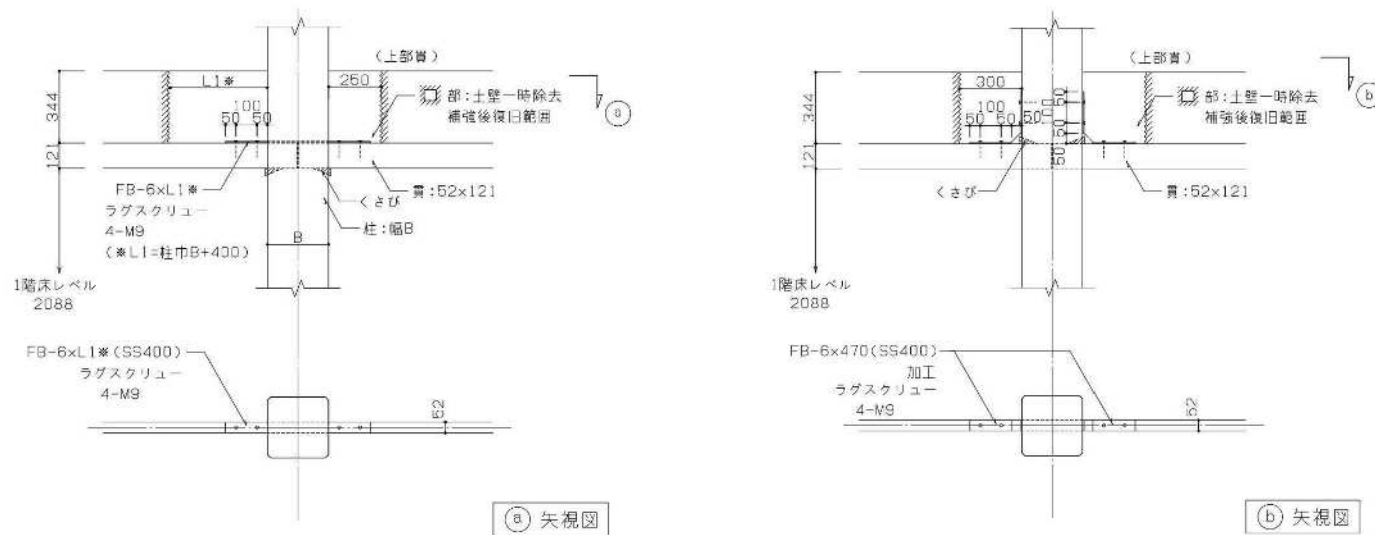


図14 補強金物(例)

丸亀城 石垣耐震検討 【概要】 R5.2.13(月)

1. 検討概要	1
2. 結果概要	2
3. 土質定数	3
4. 石垣調査	5
5. はらみ出し法まとめ	6
6. 示力線法まとめ	7
7. 円弧すべり法まとめ	8

●石垣耐震検討内容

1. 検討内容

①～③の3つの方法により、石垣の耐震性能を照査する。

①はらみ出し法

変状が生じている部分のはらみ出し量の最大値（δmax）をはらみ出し範囲の高さで除した指数『はらみ出し指数』により、地震時の崩落の危険性を判断する方法。

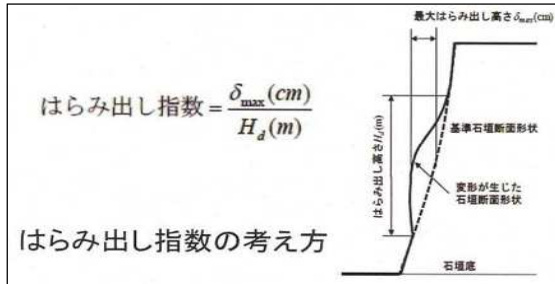
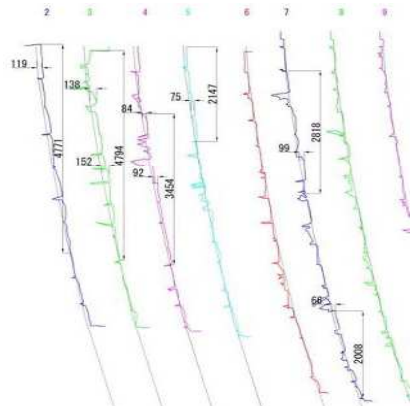


図 はらみ出し指数の算出



断面位置	記号	2	3	4	5	6	7	
最大はらみ出し量	δ (cm)	11.9	15.2	9.2	7.5	無し	9.9	6.6
はらみ出し高さ	Hd(m)	4.771	4.794	3.454	2.147	—	2.818	2.008
はらみ出し指数	δ/Hd	2.5	3.2	2.7	3.5	—	3.5	3.3
判断基準値	a	6.0	6.0	6.0	6.0	—	6.0	6.0
照査	δ/Hd < a	OK	OK	OK	OK	—	OK	OK

図 はらみ出し法の照査イメージ

表 石垣の耐震診断事項

①	はらみ出し指数によるはらみ出し分析
②	示力線法を用いた石垣本体の簡易耐震診断
③	円弧すべり法による周辺地盤を含めた全体安定

②示力線法

石垣に作用する土圧及び地震時慣性力と、石垣自重の合力の作用点を線で結び、転倒に単する検討を視覚化したもの。

示力線が石垣前面を越えたら、転倒（安全率1.0以下）となる。

また、根入れ部の安定検討として、石垣基部の「転倒」、「滑動」、「支持力度」の照査を行う。

国土館大学理工学部まちづくり学系

工学(博士)橋本隆雄教授「熊本城石垣及び擁壁の被害分析」より転載

・石垣に作用する土圧(常時)

$$Pa_n = \frac{W_n \cdot \sin(\omega_n - \phi) - \sum \{Pa_{i1} \cdot \cos(\omega_n - \phi - \delta - \alpha_i)\}}{\cos(\omega_n - \phi - \delta - \alpha_n)}$$

・石垣に作用する土圧(地震時)

$$Pae_n = \frac{We \cdot \sin(\omega_n - \phi + \theta) - \sum \{Pae_{i1} \cdot \cos(\omega_n - \phi - \delta - \alpha_i)\}}{\cos(\omega_n - \phi - \delta - \alpha_n)}$$

・合力の作用位置(示力線)

$$d_i = \sum (M_i / V_i)$$

ここに、Pa: 常時の土圧、Pae: 地震時の土圧、ω: 滑り角、δ: 壁面摩擦角、α: 積み石の勾配、θ: 地震時合成角(=tan-1kh)、W: すべり土塊重量、We: すべり土塊重量とそれ起因する慣性力との合力、kh: 水平震度、L: 積み石の法長、d: 荷重合力の作用点までの距離、M: モーメント、V: 鉛直力

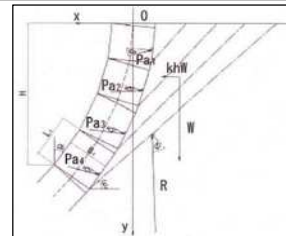


図 示力線法における荷重の作用状態

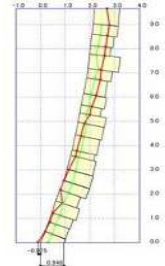


図 示力線法の照査イメージ

③円弧すべり法

石垣を含む斜面全体のすべり安定性を評価する解析手法。

すべり面を円弧と仮定し、すべり面に沿って派生する滑動力の総和と、すべり面の摩擦抵抗や粘着力の総和の比率（=安全率）により照査する。

$$F_s = \frac{\sum \{c \cdot l + (W - u \cdot b) \cos \alpha - k_h \cdot W \cdot \sin \alpha\} \tan \phi}{\sum \{W \cdot \sin \alpha + \frac{h}{r} \cdot k_h \cdot W\}} \quad (7.3)$$

ここに、

Fs: 安全率

r: すべり円の半径 (m)

c: 粘着力 (kN/m²) (tf/m²)

l: 分割片で切られたすべり面の弧長 (m)

W: 分割片の重量 (kN/m) (tf/m)

u: 間隙水圧 (kN/m²) (tf/m²)

b: 分割片の幅 (m)

α: 分割片で切られたすべり面の中点とすべり円の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角 (度)

kh: 設計水平震度[※] (無次元)

φ: セン断抵抗角 (度)

h: 各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離 (m)

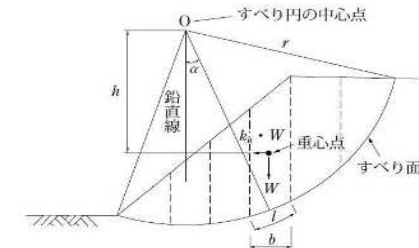


図 円弧すべり面を用いた地震時の安定計算法

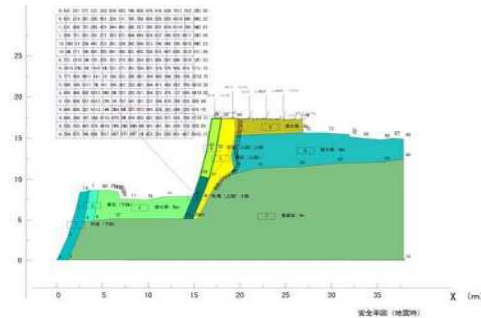


図 円弧すべり法の照査イメージ

●石垣耐震検討結果概要

1. 検討結果

表 石垣耐震診断結果

石垣面	①はらみ出し法	断面	(1)安定		(2)根入れ部			③円弧すべり法(B-2)		備考	
			常時	地震時(kh=0.16)	常時		地震時(kh=0.16)		常時		地震時(kh=0.16)
					転倒	滑動	転倒	滑動			
北面	顕著な変状無し	N-1	△	△	○	○	○	○	○		
		N-3	○	△	○	○	○	○	○	③地震時にFs=1.0となる石垣部cを逆解析で設定	
		N-5	○	△	○	○	○	○	○		

【凡例】
 ○: B/3より背面側
 △: 石垣前面より背面側
 ×: 石垣前面より前面側

【凡例】
 ○: $F_s \geq 1.2$
 △: $1.0 \leq F_s < 1.2$
 ×: $F_s < 1.0$

【検討結果概要】

①はらみ出し法

- 1) 検討結果
 - ・顕著なはらみ出しは確認されなかった。
 - ・弱部等の問題は無い。
- 2) 対策工
 - ・はらみ出し法の結果に対し、緊急な耐震対策は不要と考える。

②示力線法

- 1) 検討結果
 - ・安定：合力の作用位置が石垣前面より背面側となり、概ね耐震性を満足する。
 - ・根入れ部：石垣根石は岩着していると考えられ、根入れ部の安定性は確保されている。
- 2) 対策工
 - ・示力線法の結果に対し、緊急な耐震対策は不要と考える。

③円弧すべり法

- 1) 検討方針
 - ・築城後、複数回の大地震を受けたが、損傷した記録は無い。
 - ・②示力線法の結果より、石垣部で損傷しないと仮定し、石垣部に粘着力cを考慮する。
 - ・石垣部の粘着力cの値は、地震時の震度（道路土工より設定したL2の震度kh=0.16）で安全率Fs=1.0となる値を逆解析で設定したケース①と、常時で安全率Fa=1.0となる値を逆解析で設定したケース②を試算した。
- 2) 検討結果（ケース①）
 - ・常時は、Fs=1.215となり、必要安全率を満足。
 - ・地震時は、Fs=1.00となり、必要安全率を満足。
- 3) 対策概要
 - ・円弧すべり法の結果に対し、緊急な耐震対策は不要と考える。

【まとめ】

丸亀城天守台石垣の耐震安定性は、常時・地震時において概ね照査を満足し、直ちに補強が必要な状態ではないと考える。

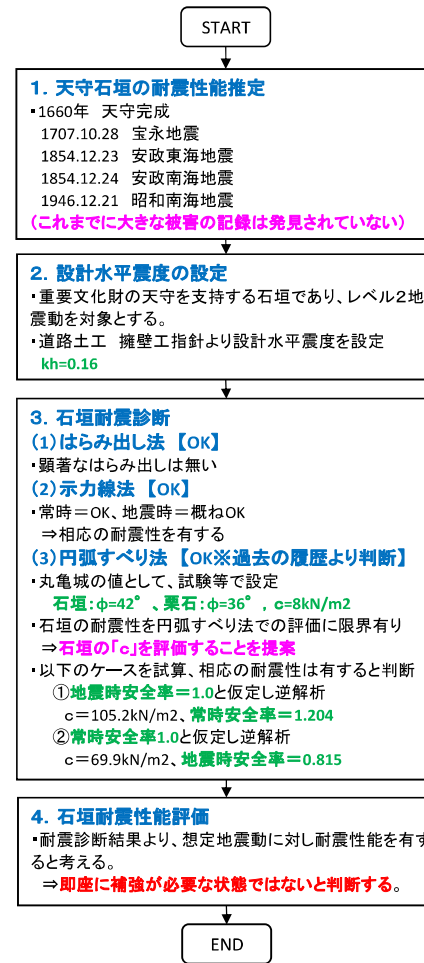


図 石垣耐震検討 検討フロー

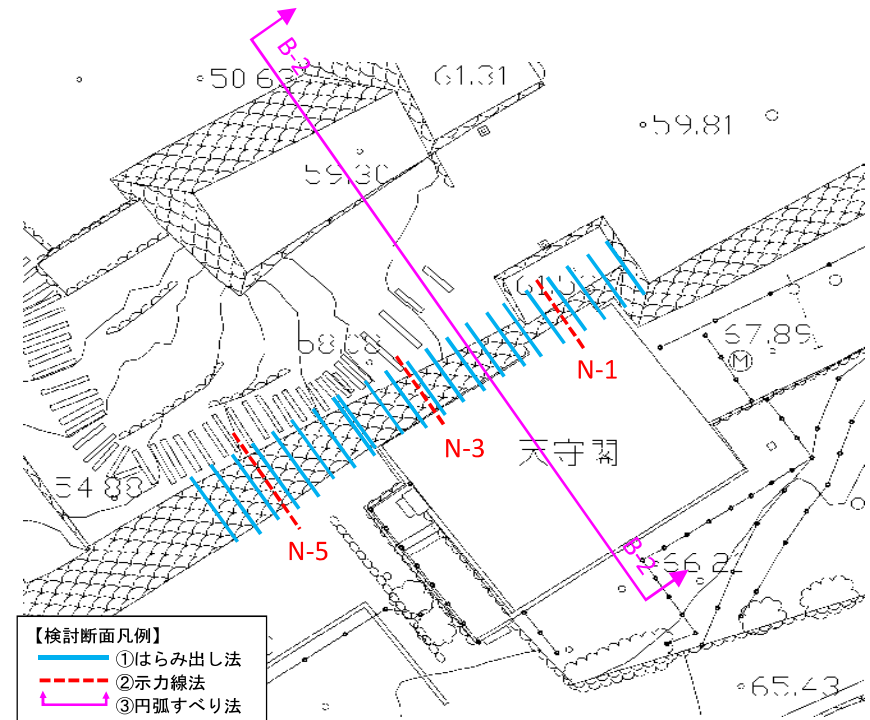


図 石垣耐震検討位置図

●地盤定数

石垣の安定計算に寄与する、石垣背面土の土質定数を、R元年、R2年に実施された地盤調査結果を基に、コア写真による土質判断と、PS検層のVsを考慮し設定する。

【R2年度地盤調査】

表-5.2.4 各層の地盤定数定数

地層名	記号	設計用 内径 (mm)	単位体積 重さ (kN/m ³)	粘着力C (kN/m ²)	せん断摩擦角 (°)	容積係数β (MN/m ²)
砂礫層	Bg	10.0	19.6	0	29	5.5
砂礫・砂層	Bgs	10.8	18.6~19.8**	25.6~25.9**	4.6~8.4**	3.8**
基礎層(安山岩)	An	-	21.6~26.5	980~1960	38~45	490~1960

※1 安山岩はCa級として地盤定数を推定。
 ※2 内径は貫入不能。
 ※3 室内土質試験結果の平均値。

① 盛土、砂礫層(Dg)
 N値: N=10.0(データ数1)
 γ: 表-5.2.1の「盛土、種および種まじり砂」として、 $\gamma=2.0 \text{ t/m}^3=19.6 \text{ kN/m}^3$
 c: 砂礫のため、安全を見てc=0 kN/m²
 φ: 大崎の式より、 $\phi=15+\sqrt{20 \times 10.0} \approx 29^\circ$
 β: 図-5.2.1に示す関係式より、 $\beta=670 \times 10.0^{0.008} = 6487 \text{ kN/m}^2 \approx 6.5 \text{ MN/m}^2$

② 盛土、砂礫・砂層(Bgs)
 N値: N=10.8(データ数18)
 γ: 室内土質試験結果より、 $1.86 \sim 1.98 \text{ g/cm}^3 = 18.6 \sim 19.8 \text{ kN/m}^3$
 c: 室内土質試験結果より、 $c=25.6 \sim 25.9 \text{ kN/m}^2$
 φ: 室内土質試験結果より、 $\phi=4.6 \sim 8.4^\circ$
 β: 室内土質試験結果の平均値より、 $\beta=3.8 \text{ MN/m}^2$

③ 安山岩(An)
 γ: 表-5.2.2の安山岩の比重より、 $\gamma=2.2 \sim 2.7 \text{ g/cm}^3 = 21.6 \sim 26.5 \text{ kN/m}^3$
 c: Ca級岩盤主体であることから、表-5.2.3より、 $c=980 \sim 1960 \text{ kN/m}^2$
 φ: Ca級岩盤主体であることから、表-5.2.3より、 $\phi=38 \sim 45^\circ$
 β: Ca級岩盤主体であることから、表-5.2.3より、 $\beta=490 \sim 1960 \text{ MN/m}^2$

【検討に用いる土質定数】

・Bg、BgsのPS検層結果のVsから想定したC、φ

表 Vsによる土質定数の設定 (Bg, Bgs)

項目	単位	Bg	Bgs	算出式等
Vs	(m/sec)	280	250	Ps検層結果
土質	-	砂質土	粘性土	-
N値	-	42.9	15.6	速示Vの適用(Vsより算出)
粘着力C	(kN/m ²)	0.0	93.6	6N
内部摩擦角φ	(°)	40.4	0	15+γ(15N)

《Bg》

- ・コア写真より岩塊が主体
- ・R2地盤調査成果の「N=10」は土砂部分の値と判断
- ・N=10を基に算出したφ=29°は過小
- ⇒砂質土としてPS検層のVsよりφを設定
- φ=40°、c=0、γ=19.6kN/m³

《Bgs》

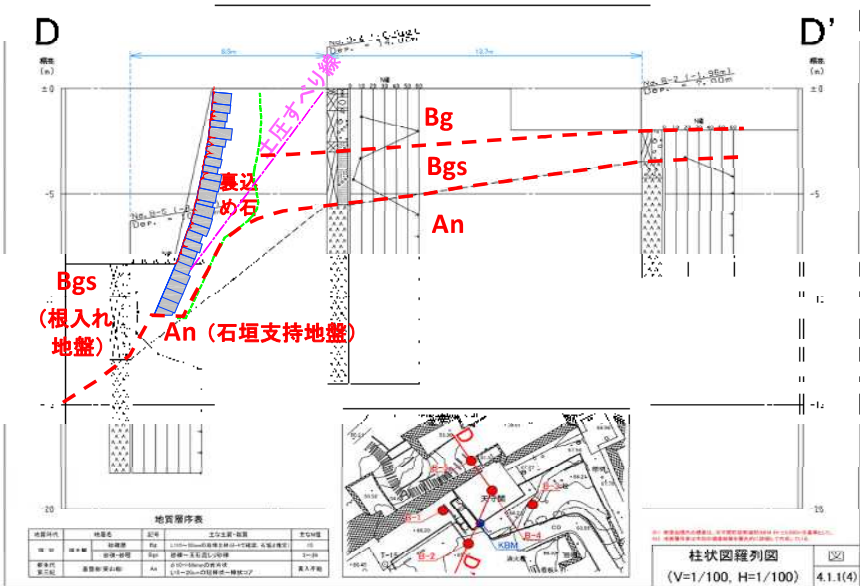
- ・コア写真より粘性土が主体
- ①UU試験結果: φ=4.6°、c=25.6kN/m²
- ②Vsより設定: φ=0、c=93kN/m²
- ⇒cの設定は、②は過大と判断し、φと共に①を採用
- ・φ=4.6°、c=25.6kN/m²、γ=18.6kN/m³

《An》

- ・安山岩 CM級
- ⇒R2地質調査で提案されたCM級推定値の下限値を採用
- φ=38°、c=980kN/m²、γ=21.6kN/m³

《裏込め石》

- ⇒砂礫層の一般値を採用
- ・φ=40°、c=0、γ=20kN/m³

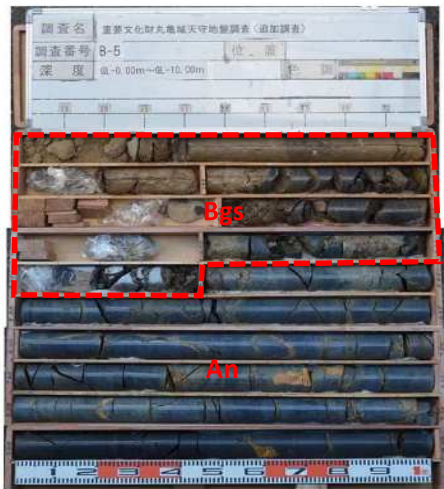


【検討に用いる土質定数一覧表】

表 検討に用いる土質定数一覧

	単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 C (kN/m ²)	内部摩擦角 φ (°)
Bg	19.6 R2地質調査	0 R2地質調査	40 PS検層のVsより算出
Bgs	18.6 R2地質調査	25.6 R2地質調査(UU試験)	4.6 R2地質調査(UU試験)
An	21.6 R2地質調査	980 R2地質調査	38 R2地質調査
裏込め石	20 砂礫土の一般値	0 砂礫土の一般値	40 砂礫土の一般値

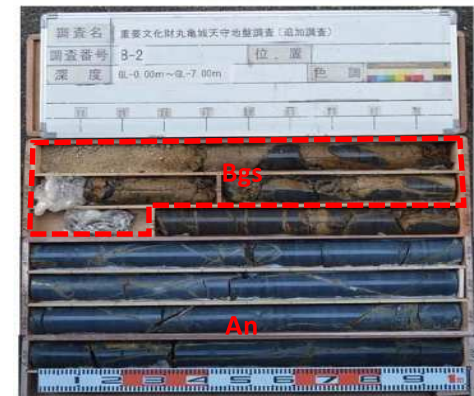
コア写真(No. B-5 地点: 深度 0.00~10.00m)



コア写真(No. B-4 地点: 深度 0.00~14.00m)



コア写真(No. B-2 地点: 深度 0.00~7.00m)



●地層構成の設定

円弧すべり解析に用いる地盤構成は、「R1,R2地盤調査」、「R2微動アレイ探査」を基に、以下の考察を踏まえ設定する。

- ①当該地盤は、盛土層(Bg, Bgs)と岩盤層(An)の2層で構成されている。→**盛土層と、岩盤層の2分割**で設定する。
 - ②「R1地盤調査」でPS検層が実施され、S波速度は**盛土層でVs=250~280m/sec、岩盤層で980m/sec**である(表1、図1)。
 - ③「R2微動アレイ探査」で、北側の石垣についてS波速度分布が確認された(図2)。
 - ④「R1,R2地盤調査」より、天守付近の**ボーリング調査でより詳細な地層線を設定**する(図3-④)。
 - ⑤天守で実施された「R2地中レーダー探査」で確認された築石の控え長、裏込め石の厚さを参考に、**1, 2段目石垣を設定**した(図2-⑤)。
- 【地層線の設定】
- ⑥岩盤層(An)の上面上は、③を参考に**Vs=280m/sec程度を目安に、天守付近は④を参考に**に設定した(図2-⑥)。

表1 PS検層結果一覧表

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 ~ 2.50	2.00	550	280	0.325	156,800	415,500
2.50 ~ 5.50	1.80	940	250	0.462	112,500	328,900
5.50 ~ 13.00	2.50	2,290	980	0.388	2,401,000	6,665,000

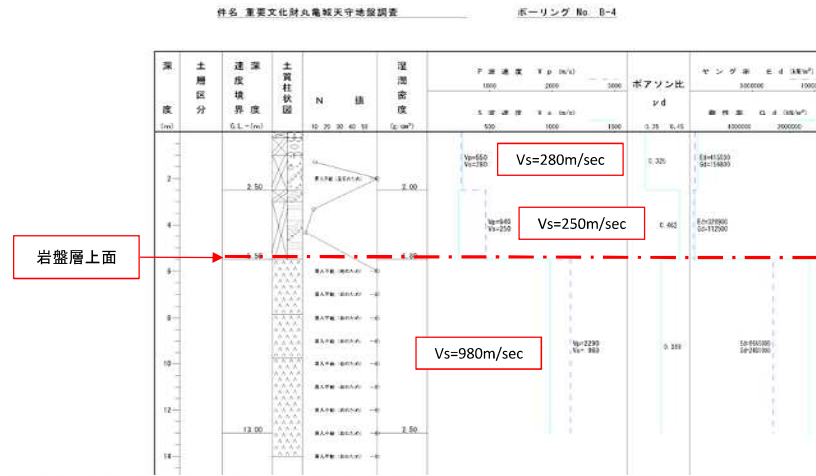
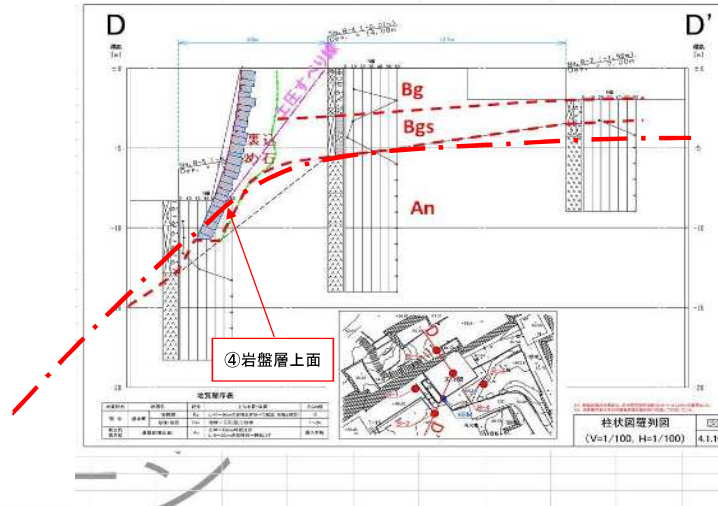


図3 ボーリング調査結果

図1 PS検層結果図

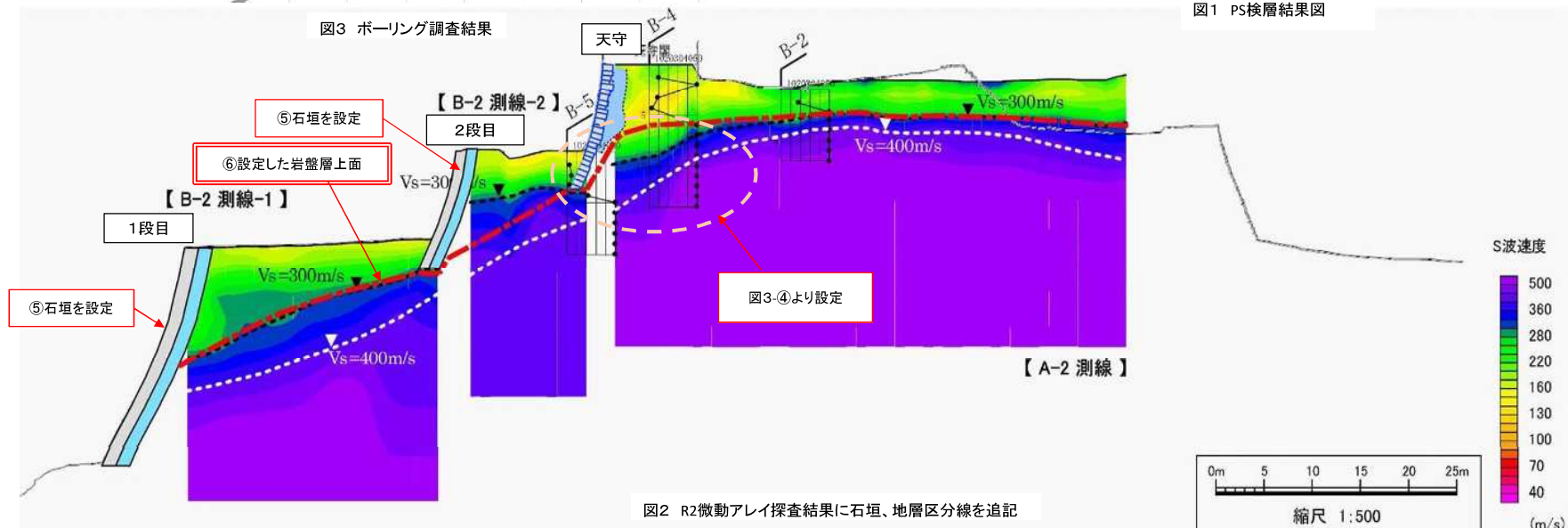


図2 R2微動アレイ探査結果に石垣、地層区分線を追記

●石垣レーダー探査結果

【目的】

・築石の控え長、裏込め石の厚さを、電磁波を用いて非破壊で探査する。

【探査方法】

- ①実測可能な隅石で、築石の電磁波伝播速度を算出。
- ②石垣を「連続測定」し、電磁波の反射状況から、築石と裏込め石の厚さを推定。
- ③連続測定の側線付近の築石を1つずつ「石垣の控え長測定」を実施。

①築石の電磁波伝播速度を算出

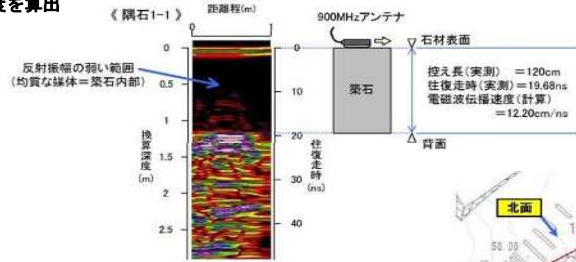
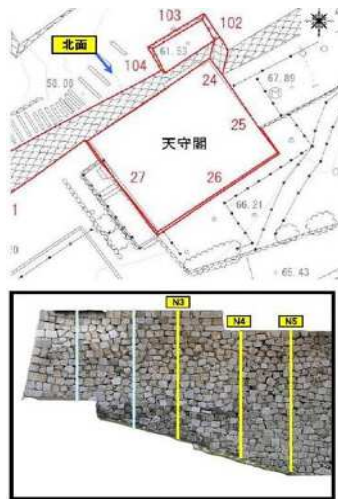
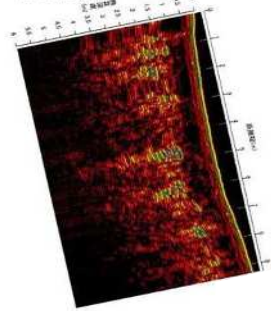


図 2-1 電磁波伝播速度の測定模式図



②石垣連続測定

【N3 測線の測定記録】

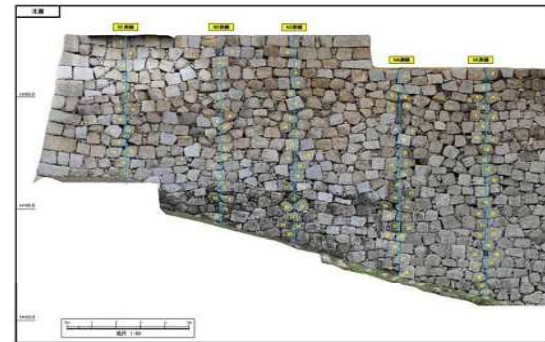


③連続測定の側線付近の築石を1つずつ「石垣の控え長測定」を実施

表 2-2 石垣控え長の測定結果-1 (北面)

築石番号	N1 測線		N2 測線		N3 測線		N4 測線		N5 測線	
	控え長(cm)	築石番号	控え長(cm)	築石番号	控え長(cm)	築石番号	控え長(cm)	築石番号	控え長(cm)	築石番号
N1-1	116	N2-1	114	N3-1	101	N4-1	108	N5-1	88	
N1-2	114	N2-2	115	N3-2	102	N4-2	70	N5-2	124	
N1-3	108	N2-3	105	N3-3	98	N4-3	99	N5-3	117	
N1-4	92	N2-4	109	N3-4	82	N4-4	88	N5-4	89	
N1-5	113	N2-5	117	N3-5	125	N4-5	95	N5-5	88	
N1-6	88	N2-6	109	N3-6	78	N4-6	84	N5-6	117	
N1-7	95	N2-7	88	N3-7	91	N4-7	102	N5-7	93	
N1-8	101	N2-8	111	N3-8	97	N4-8	93	N5-8	77	
N1-9	75	N2-9	109	N3-9	94	N4-9	95	N5-9	88	
N1-10	105	N2-10	85	N3-10	82	N4-10	125	N5-10	109	
N1-11	127	N2-11	91	N3-11	109	N4-11	109	N5-11	90	
N1-12	146	N2-12	119	N3-12	108	N4-12	110	N5-12	115	
N1-13	108	N2-13	120	N3-13	103	N4-13	107	N5-13	112	
N1-14	114	N2-14	82	N3-14	108	N4-14	114	N5-14	82	
N1-15	102	N2-15	121	N3-15	95	N4-15	112	N5-15	104	
N1-16	98	N2-16	98	N3-16	107	N4-16	86	N5-16	86	
N1-17	104	N2-17	122	N3-17	98	N4-17	84	N5-17	85	
N2-18		N3-18	89	N4-18	111	N5-18	115	N6-18	105	
N2-19		N3-19	119	N4-19	106	N5-19	114	N6-19	88	
N2-20		N3-20	110	N4-20	90	N5-20	96	N6-20	116	
		N3-21	85	N4-21	89	N5-21	81	N6-21	81	
		N3-22	102	N4-22	89	N5-22	90	N6-22	90	
		N3-23	86	N4-23	112	N5-23	112	N6-23	114	
		N3-24	90	N4-24	109	N5-24	81	N6-24	81	
		N3-25	87	N4-25	105	N5-25	107	N6-25	107	
				N4-26	85	N5-26	85	N6-26	82	
				N4-27	89	N5-27	89	N6-27	104	
				N4-28	85	N5-28	121	N6-28	121	
						N5-29	109	N6-29	109	
						N5-30	102	N6-30	102	
						N5-31	152	N6-31	152	
測線平均	106	測線平均	109	測線平均	97	測線平均	100	測線平均	103	
北面の平均控え長 (cm)										

※ 青色箇所：控え長 100cm 未満の石材



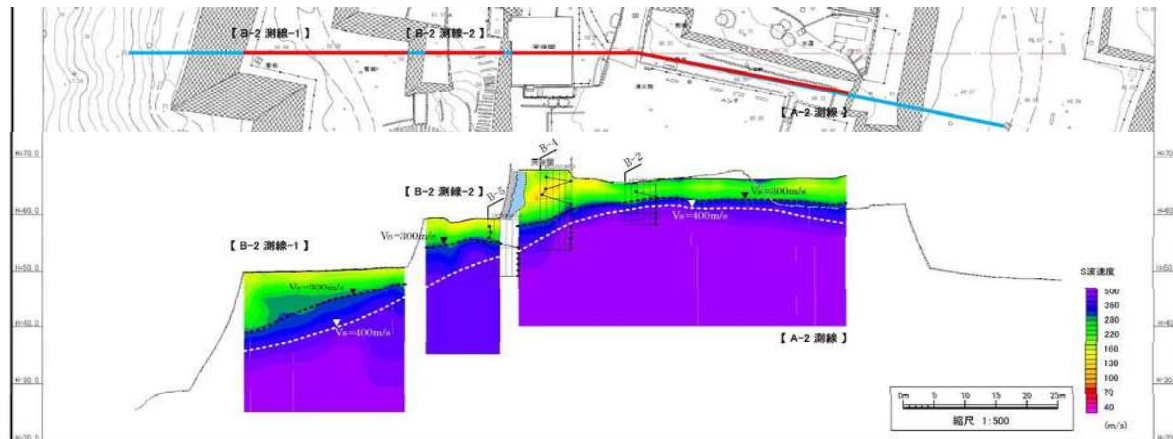
参考図 石垣控え長測定の測定位置 (北面)

●微動アレイ探査結果

【目的】

・地盤のS波速度を測定し、地盤の地層構成を推定する。

【探査方法】 ・地盤を伝播する常時微動を複数の微動計で測定・解析することで震度数10mの地盤のS波速度を求める。



●石垣耐震検討結果概要 【はらみ出し法】

【検討結果概要】

①はらみ出し法

- 1) 検討結果
 - ・顕著なはらみ出しは確認されなかった。
- 2) 対策概要
 - ・はらみ出し法の結果に対し、緊急な耐震対策は不要と考える。

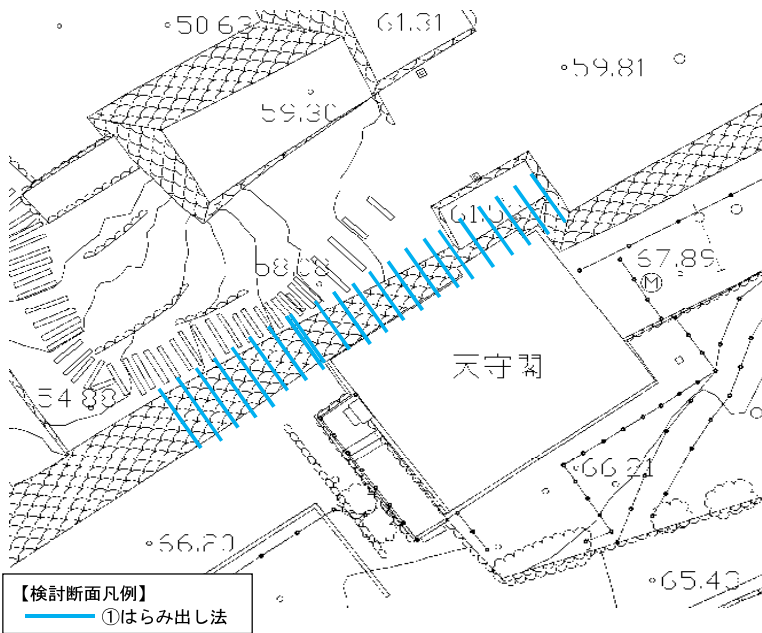


図 石垣耐震検討位置図 (はらみ出し法)

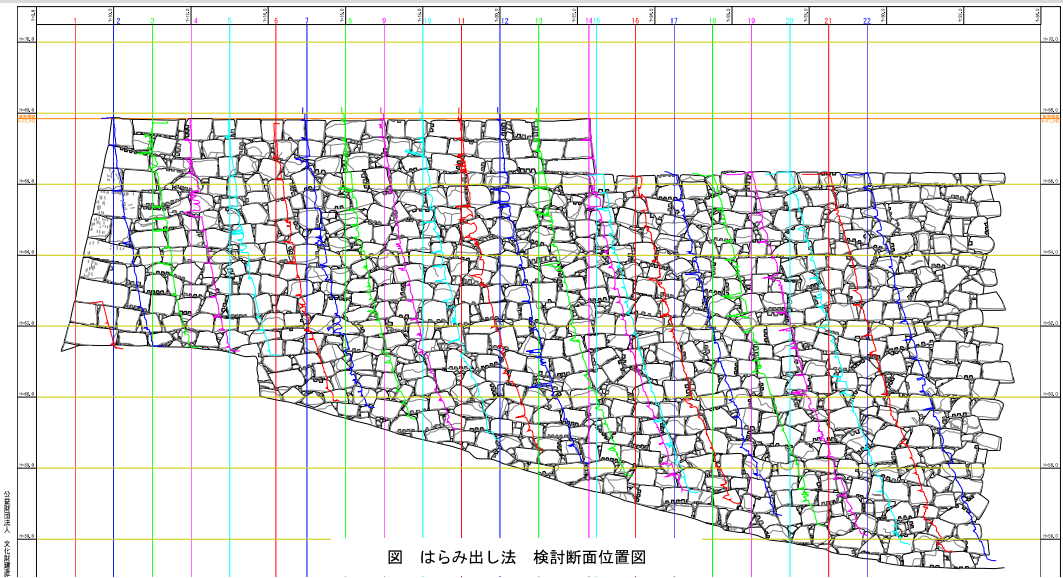


図 はらみ出し法 検討断面位置図

●標準石垣断面

・算本積み3段分の高さで設定

●断面図重ね合わせ

・明確なはらみ出しが確認された断面について、はらみ出し指数を算出した。

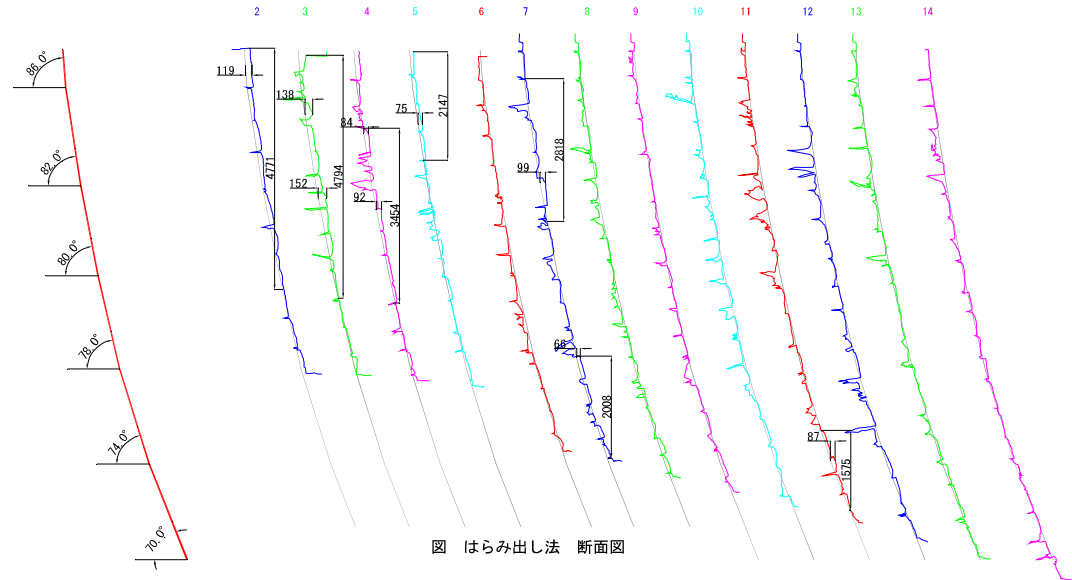


図 はらみ出し法 断面図

表 はらみ出し指数

断面位置	記号	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
最大はらみ出し量	δ (cm)	11.9	15.2	9.2	7.5	無し	9.9	6.6	無し	無し	無し	無し	無し	無し
はらみ出し高さ	Hd(m)	4.771	4.794	3.454	2.147	—	2.818	2.008	—	—	1.575	—	—	—
はらみ出し指数	δ / Hd	2.5	3.2	2.7	3.5	—	3.5	3.3	—	—	5.5	—	—	—
判断基準値	a	6.0	6.0	6.0	6.0	—	6.0	6.0	—	—	6.0	—	—	—
照査	$\delta / Hd < a$	OK	OK	OK	OK	—	OK	OK	—	—	OK	—	—	—

【はらみ出し法】
はらみ出し箇所指数OK

●石垣耐震検討結果概要 【示力線法】

【検討結果概要】

②示力線法

1) 検討結果

- ・安定：合力の作用位置が石垣前面より背面側となり、概ね耐震性を満足する。
- ・根入れ部：石垣根石は岩着していると考えられ、根入れ部の安定性は確保されている。

2) 対策工

- ・示力線法の結果に対し、緊急な耐震対策は不要と考える。

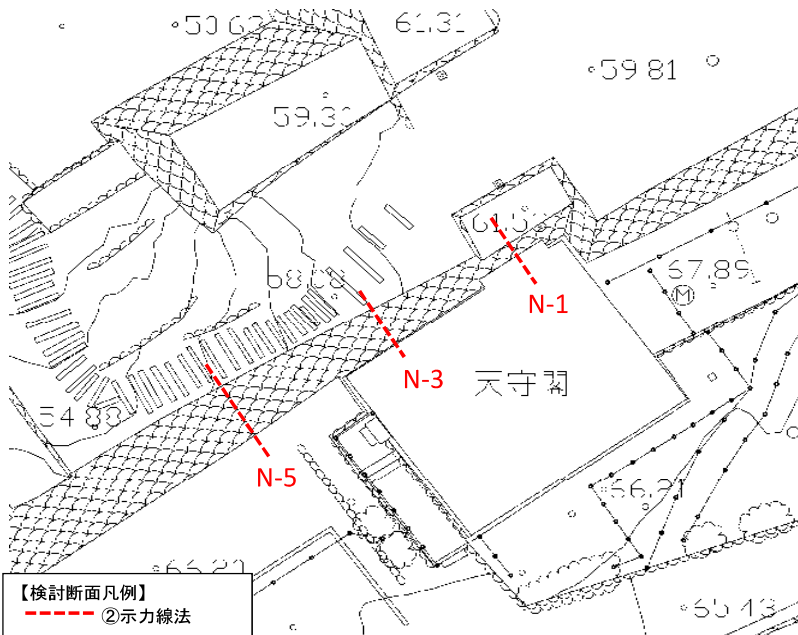


図 石垣耐震検討位置図 (示力線法)

【示力線法】
概ねOK

【根入れ部】
OK

表 石垣耐震診断結果

石垣面	断面	②示力線法					
		(1)安定			(2)根入れ部		
		常時	地震時(kh=0.16)		常時	地震時(kh=0.16)	
	△	○	○	○	○	○	
北面	N-1	△	△	○	○	○	○
	N-3	○	△	○	○	○	○
	N-5	○	△	○	○	○	○

【凡例】
○: B/3より背面側
△: 石垣前面より背面側
×: 石垣前面より前面側

【凡例】
○: B/2より背面側
△: 石垣前面より背面側
×: 石垣前面より前面側

●解析モデル作成：測量結果「立面図」、「断面図」と、地中レーザー探査結果「築石控え長」を用い設定

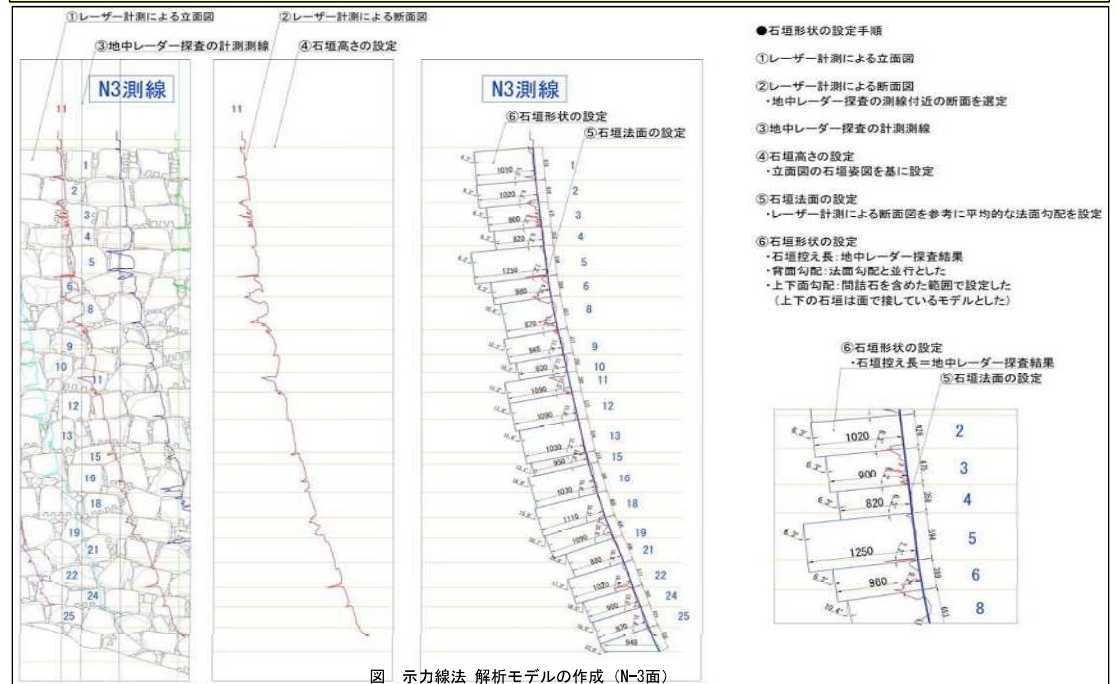


図 示力線法 解析モデルの作成 (N-3面)

●示力線法：合力の作用位置は、常時・地震時の許容値を超過する箇所はあるが、石垣前面を超える箇所は無く、概ね耐震性を有していると判断する。

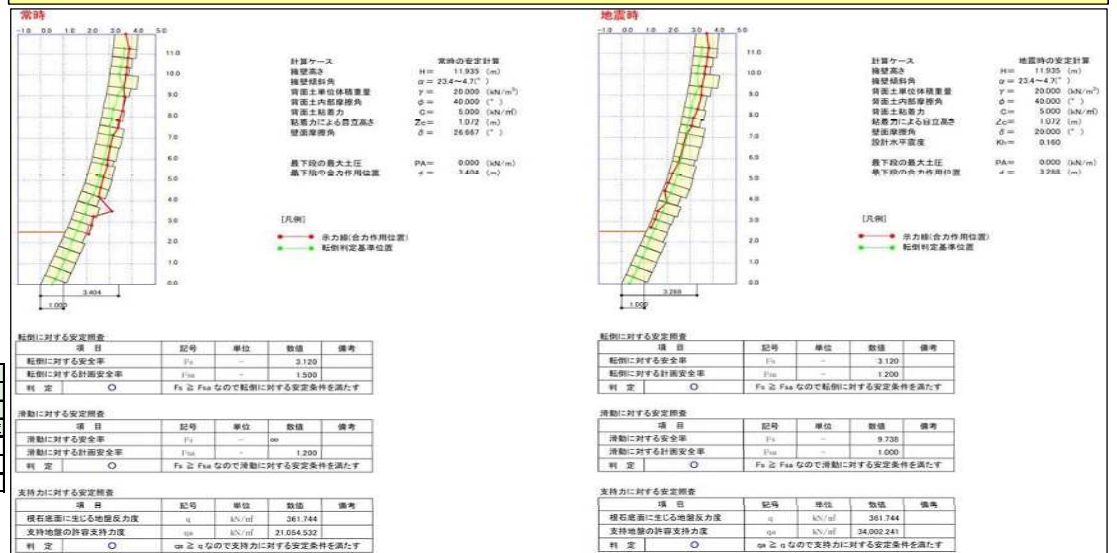


図 示力線法 検討結果 (N-3面)

●石垣耐震検討結果概要 【円弧すべり法】

【検討結果概要】

③円弧すべり法

1) 検討方針

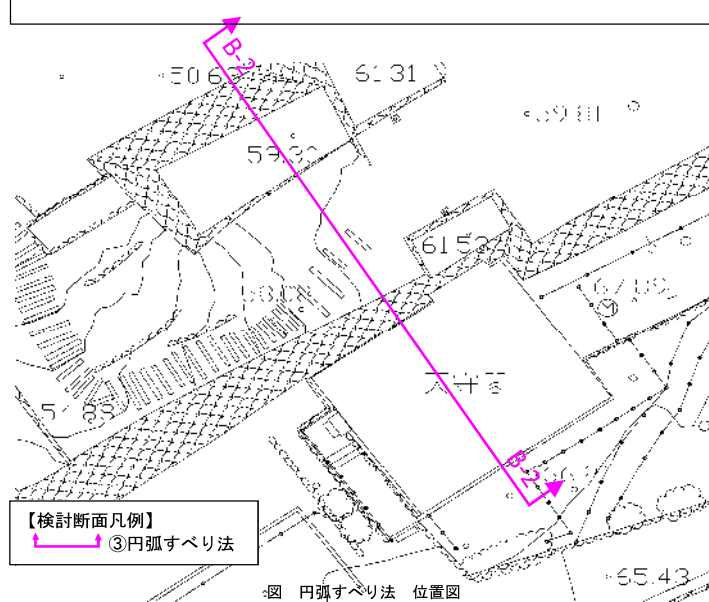
- ・築城後、複数回の大地震を受けたが、損傷した記録は無い。
- ・②示力線法の結果より、石垣部に損傷しないと判断でき、**石垣部に粘着力 c を考慮する。**
- ・石垣部の粘着力 c の値は、地震時の震度（道路土工より設定したL2の震度 $kh=0.16$ ）で安全率 $F_s=1.0$ となる値を**逆解析**で設定した。

2) 検討結果

- ・常時は、 $F_s=1.215$ となり、必要安全率を満足。
- ・地震時は、 $F_s=1.00$ となり、必要安全率を満足。

3) 対策概要

- ・円弧すべり法の結果に対し、緊急な耐震対策は不要と考える。



【検討断面凡例】
③円弧すべり法

表 安全率 一覧表 (円弧すべり法)

項目	常時	地震時	
		kh=0.16	
許容安全率	1.200	1.000	
北面	B-2断面	1.215	1.000

表 結果一覧表 (円弧すべり法)

石垣面	③円弧すべり法 (B-2)		評価
	常時	地震時 (kh=0.16)	
北面	○: $F_s \geq 1.2$	○: $F_s \geq 1.0$	③地震時に $F_s=1.0$ となる石垣部 c を逆解析で設定

【凡例】

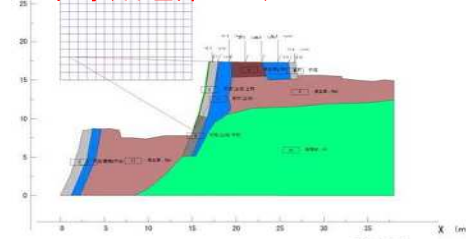
- : $F_s \geq 1.2$
- △: $1.0 \leq F_s < 1.2$
- ×: $F_s < 1.0$

【凡例】

- : $F_s \geq 1.0$
- ×: $F_s < 1.0$

●円弧すべり法：石垣部の定数を、 $c=0$ 、 $\phi=4.0^\circ$ とすると、安全率が常時で $F_s=0.272$ となり、現実とかけ離れた結果となる。

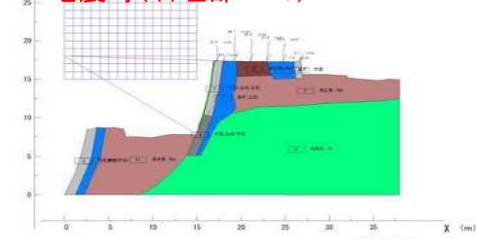
常時 (石垣部 $c=0$)



最小安全率	F S MIN =	0.272
円弧の中心	X =	5.00 (m)
	Y =	18.00 (m)
	半径 R =	17.000 (m)
抵抗モーメント	M R =	792.2 (k N · m)
起動モーメント	M D =	2913.8 (k N · m)

常時で安全率 F_s が 1.0 を大きく下回り、現実とかけ離れた結果となる

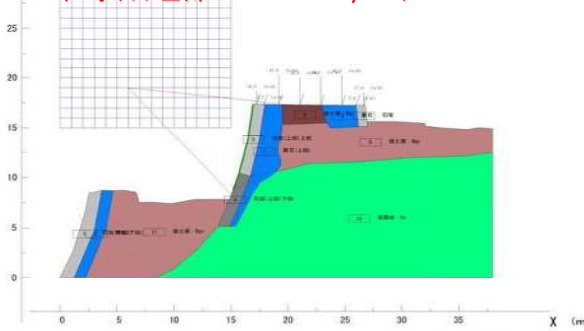
地震時 (石垣部 $c=0$)



最小安全率	F S MIN =	0.140
円弧の中心	X =	0.00 (m)
	Y =	18.00 (m)
	半径 R =	18.000 (m)
抵抗モーメント	M R =	508.2 (k N · m)
起動モーメント	M D =	3625.7 (k N · m)

●円弧すべり法 (逆解析) : $kh=0.16$ で、 $F_s=1.0$ となる、石垣部の粘着力 : $c=122.5 \text{ kN/m}^2$

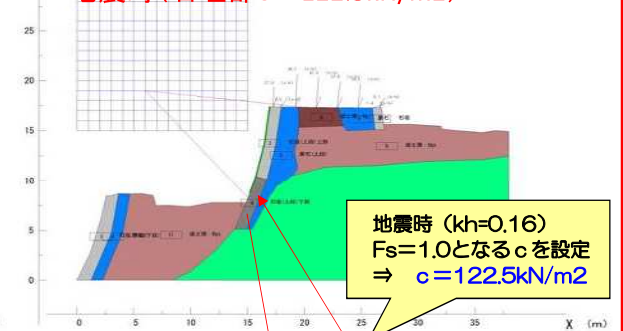
常時 (石垣部 $c=122.5 \text{ kN/m}^2$)



最小安全率	F S MIN =	1.215
円弧の中心	X =	5.00 (m)
	Y =	19.00 (m)
	半径 R =	14.000 (m)
抵抗モーメント	M R =	6479.0 (k N · m)
起動モーメント	M D =	5333.2 (k N · m)

常時 ($c=122.5 \text{ kN/m}^2$)
⇒ $F_s=1.215 > 1.2$

地震時 (石垣部 $c=122.5 \text{ kN/m}^2$)



最小安全率	F S MIN =	1.000
円弧の中心	X =	5.00 (m)
	Y =	19.00 (m)
	半径 R =	14.000 (m)
抵抗モーメント	M R =	5870.6 (k N · m)
起動モーメント	M D =	5872.4 (k N · m)

地震時 ($kh=0.16$)
 $F_s=1.0$ となる c を設定
⇒ $c=122.5 \text{ kN/m}^2$

●丸亀城 円弧すべり法 石垣部の定数検討

1. 概要

丸亀城天守台石垣の円弧すべり法による耐震検討結果より、石垣部分にも粘着力を見込むことが妥当ではないか、との見解に至った。

本検討では、石垣の築石や栗石の定数をパラメータに、逆解析の目標とする計算ケースごとで、石垣が有していると考えられる粘着力 c を、逆解析により求めた。

2. 検討ケース

以下の条件で検討を行った。

- case1・・・これまでの検討ケース
- case2、3・・・追加検討ケース

(1)石垣、栗石の定数

1)石垣

- case1 一般値として、 $\phi = 40^\circ$ を設定。
 c は、地震時 $F_s=1.0$ となる値を逆解析で設定
- case2 丸亀城の値として、 $\phi = 42^\circ$ を設定
 c は、地震時 $F_s=1.0$ となる値を逆解析で設定
- case3 丸亀城の値として、 $\phi = 42^\circ$ を設定
 c は、常時 $F_s=1.0$ となる値を逆解析で設定

2)栗石

- case1 一般値として、 $\phi = 40^\circ$ 、 $c=0$ を設定。
- case2、3 丸亀城の復旧工事での試験値の平均的な値を設定。
 $\phi = 36^\circ$ $c = 8\text{kN/m}^2$

3. 検討結果

栗石の定数が改善されたことで、石垣部分の c の値は小さくなる。
case1、2は、地震時 $F_s=1.0$ で設定した c の常時安全率は、1.2を満足している。
case3は、常時 $F_s=1.0$ に対し、地震時は0.8程度の安全率となる。

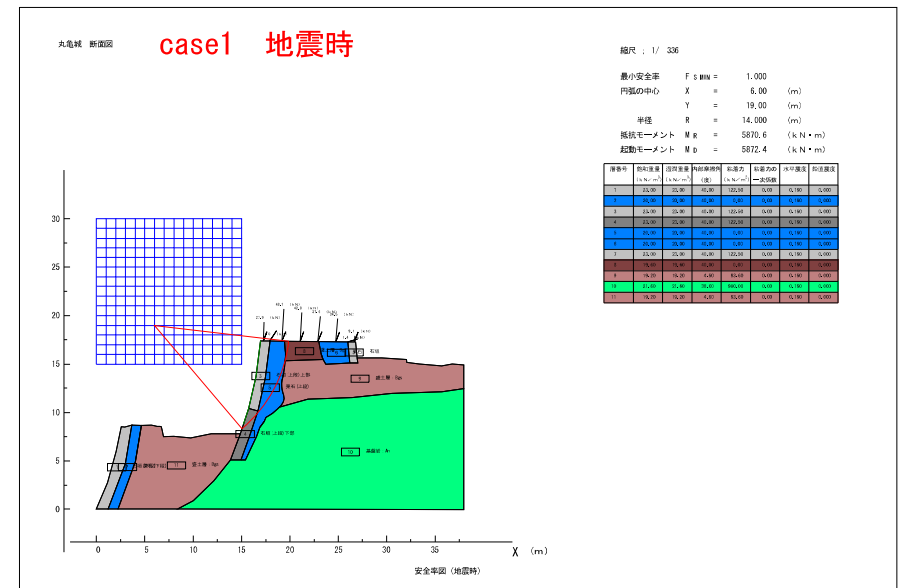
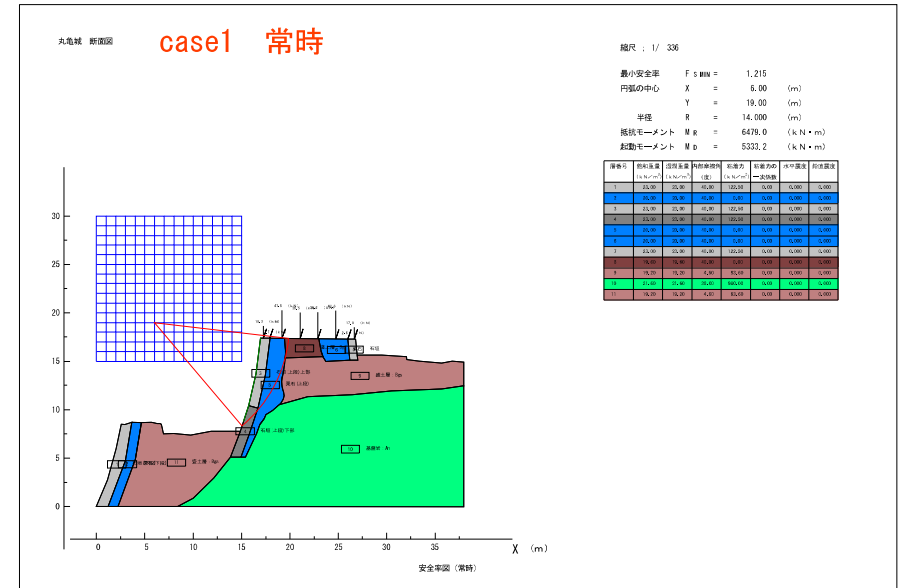
表 石垣定数逆解析の検討結果

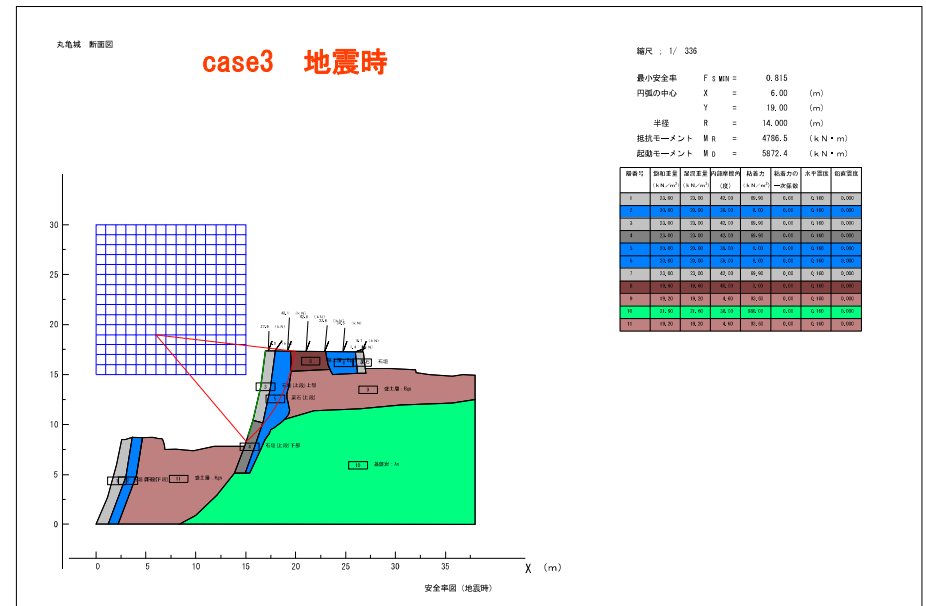
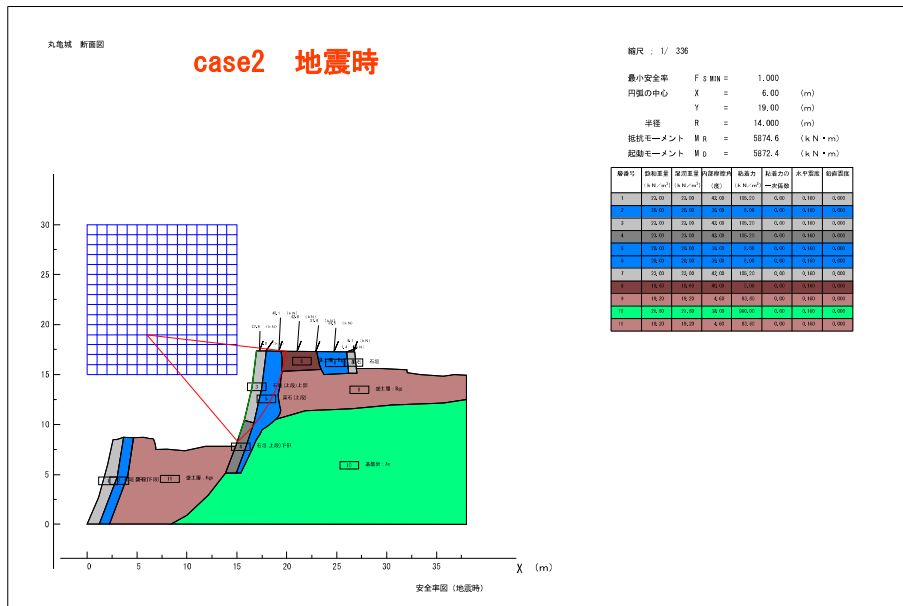
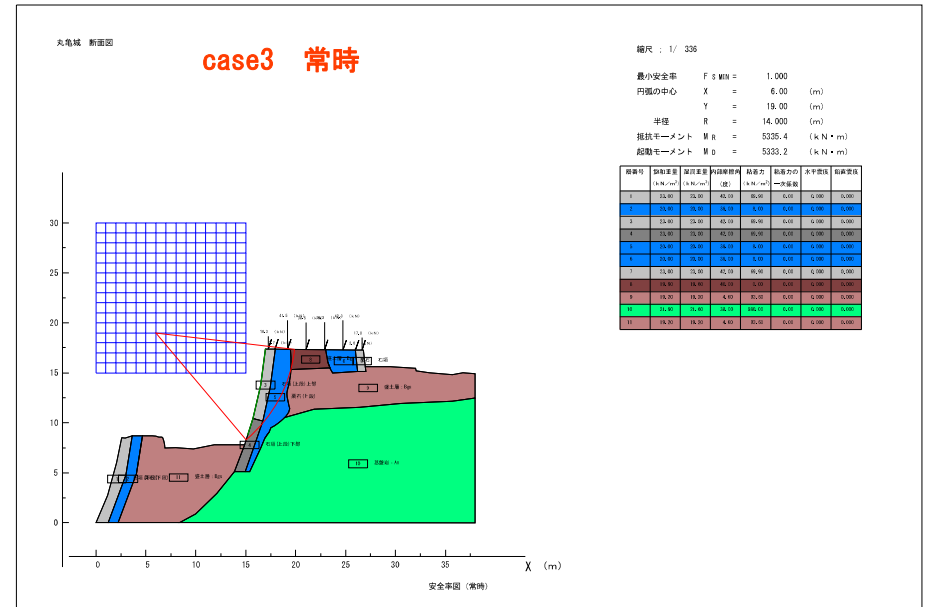
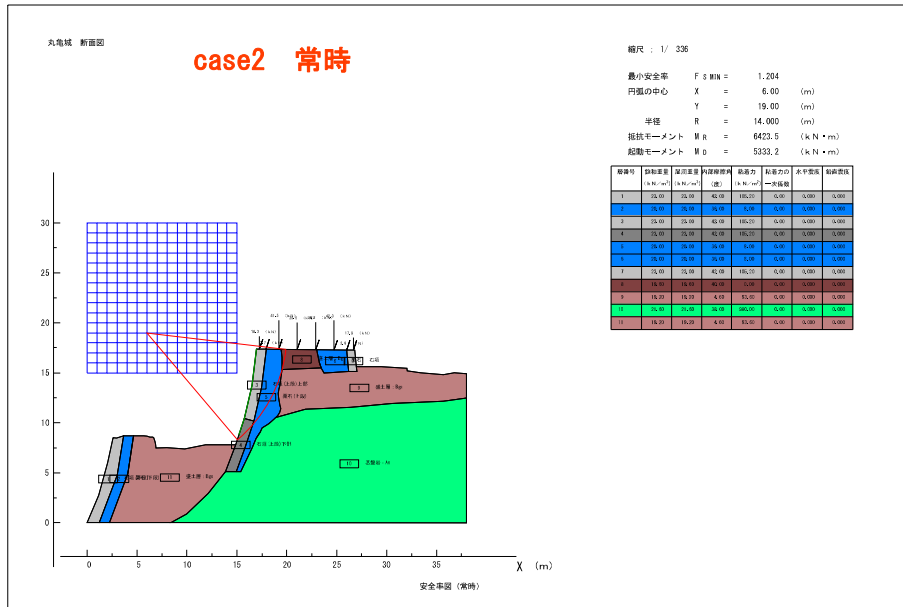
番号	内容	定数	安全率 F_s		
			逆解析 石垣の c (kN/m^2)	常時	地震時
case1	現在の検討	石垣: $\phi = 40^\circ$ 、 $c =$ 逆解析 栗石: $\phi = 40^\circ$ 、 $c = 0$	122.5	1.215	1.000
case2	栗石、石垣定数修正、地震時 $F_s=1.0$ で石垣 c を逆解析	石垣: $\phi = 42^\circ$ 、 $c =$ 逆解析 栗石: $\phi = 36^\circ$ 、 $c = 8\text{kN/m}^2$	105.2	1.204	1.000
case3	栗石、石垣定数修正、常時 $F_s=1.0$ で石垣 c を逆解析		69.9	1.000	0.815

赤字: 逆解析の目標値

4. 石垣を対象とした円弧すべり法の適用について

- ・石垣は形状が大きい築石が積みあがった構造で、円弧すべり法でのモデル化が課題となる。
- ・常時で石垣部分を $c=0$ とした場合、安全率は1.0を下回り、現実と異なる。
⇒ c を評価するのが現実と合致する
- ・ c の設定は、安全率を設定した「逆解析法」が考えられる。
- ・逆解析で設定する安全率は、以下が考えられる。
 - ①地震時=1.0とする
 - ②常時=1.0とする: 常時の状態で損傷していないことが根拠





●丸亀城 円弧すべり法 石垣部の定数検討【追加】

1. 概要

丸亀城天守台石垣の円弧すべり法による耐震検討結果より、石垣部分にも粘着力を見込むことが妥当ではないか、との見解に至った。

本検討では、石垣が有していると考えられる粘着力cを、常時の安全率=1.2(case1)及び、1.1(case2)として、逆解析により求めた。

2. 検討条件

(1)石垣、栗石の定数

1)石垣

丸亀城の値として、 $\phi = 42^\circ$ を設定
cは、常時Fs=1.2及び1.1となる値を逆解析で設定

2)栗石

丸亀城の復旧工事での試験値の平均的な値を設定。
 $\phi = 36^\circ$ c=8kN/m²

3. 検討結果

case1: 常時Fs=1.2に対し、地震時は1.0程度の安全率となる。
case2: 常時Fs=1.1に対し、地震時は0.9程度の安全率となる。

表 石垣定数逆解析の検討結果

番号	内容	定数	逆解析 石垣のc(kN/m ²)	安全率Fs	
				常時	地震時
追加case1	栗石、石垣定数修正、常時Fs=1.2で石垣cを逆解析	石垣: $\phi = 42^\circ$ 、c=逆解析 栗石: $\phi = 36^\circ$ 、c=8kN/m ²	104.4	1.200	0.996
追加case2	栗石、石垣定数修正、常時Fs=1.1で石垣cを逆解析	石垣: $\phi = 42^\circ$ 、c=逆解析 栗石: $\phi = 36^\circ$ 、c=8kN/m ²	87.2	1.100	0.906

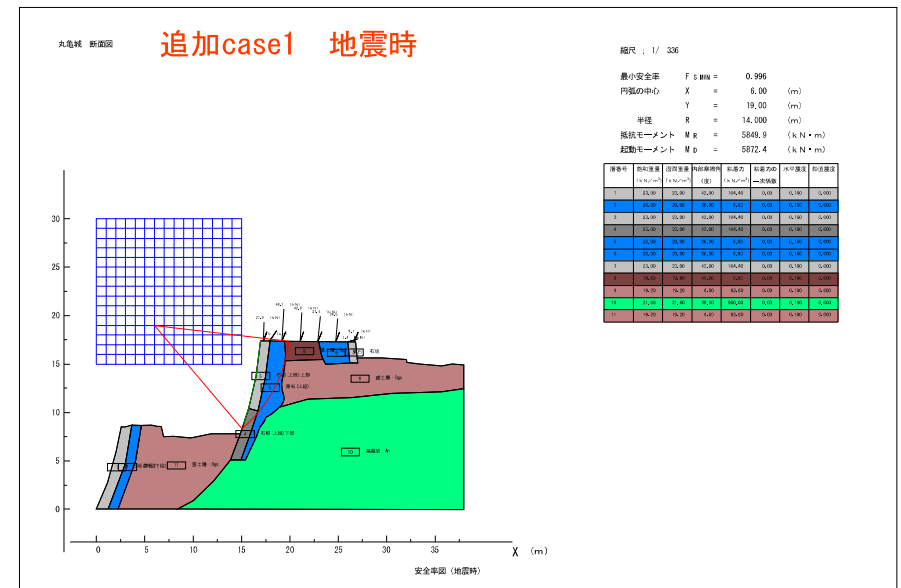
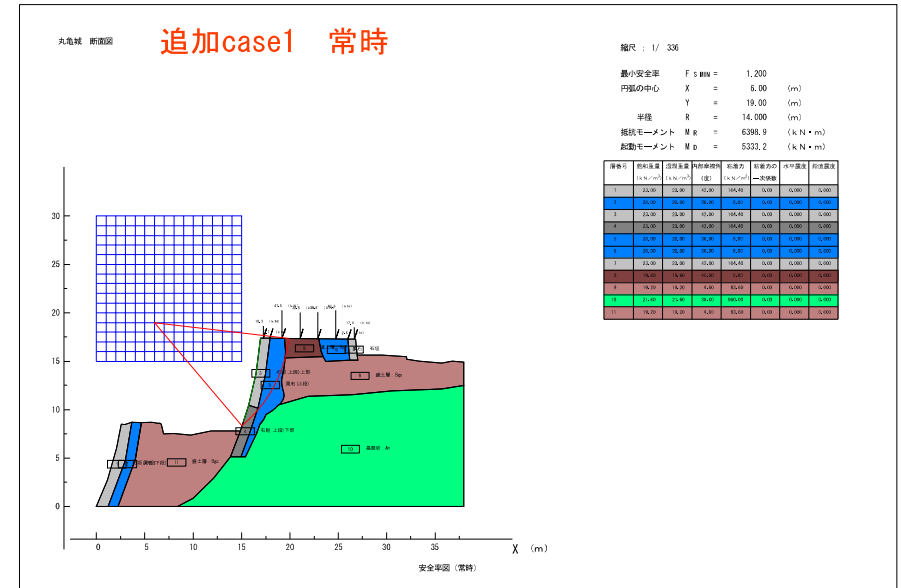
赤字: 逆解析の目標値

4. 石垣を対象とした円弧すべり法の適用について

- 石垣は形状が大きい築石が積みあがった構造で、円弧すべり法でのモデル化が課題となる。
- 常時で石垣部分をc=0とした場合、安全率は1.0を下回り、現実と異なる。
⇒cを評価するのが現実に合致する
- cの設定は、安全率を設定した「逆解析法」が考えられる。
- 逆解析で設定する安全率を以下のように考えた。
追加case1『常時=1.2とした場合』
 - 常時の状態で損傷していない、はらみ出しも認められない。
 - 安全率=1.0は滑り出す直前の状態で、何らかの変状が生じると考えられるが、現地にはその兆候は確認されていない。

追加case2『常時=1.1とした場合』

- case3、追加case1の中間の安全率を目標とした逆解析ケース。

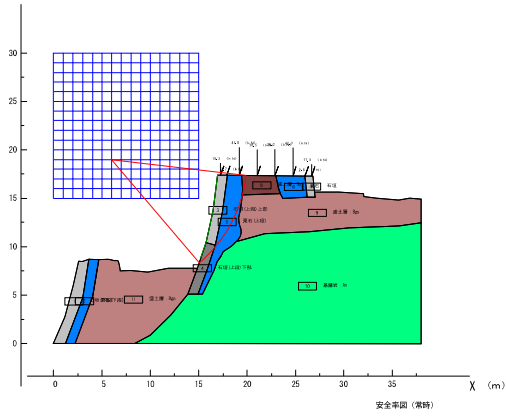


大亀城 断面図

追加case2 常時

縮尺 : 1/ 336

最小安全距離 $F s_{MIN} = 1.100$
 円弧の中心 $X = 6.00$ (m)
 $Y = 19.00$ (m)
 半径 $R = 14.000$ (m)
 抵抗モーメント $M R = 5080.7$ [k N * m]
 起動モーメント $M D = 5332.2$ [k N * m]



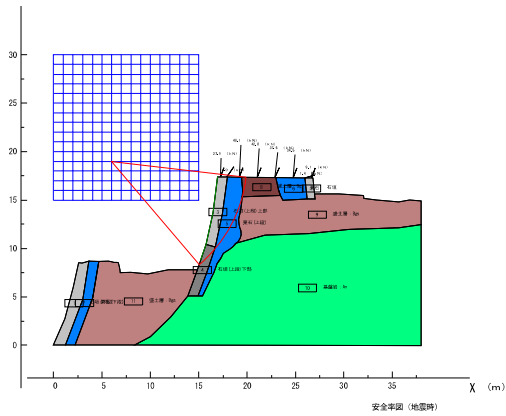
層番号	層外縁座標 [k, h] (m)	層内縁座標 [k, h] (m)	地層の種類 (種)	土質力 [k, h] (kN/m)	圧縮力の 方向角 [度]	本断面の 存在深さ	存在深さ
1	18.00	18.00	60.00	17.00	8.00	6.000	6.000
2	18.00	18.00	60.00	17.00	8.00	6.000	6.000
3	18.00	18.00	60.00	17.00	8.00	6.000	6.000
4	18.00	18.00	60.00	17.00	8.00	6.000	6.000
5	18.00	18.00	60.00	17.00	8.00	6.000	6.000
6	18.00	18.00	60.00	17.00	8.00	6.000	6.000
7	18.00	18.00	60.00	17.00	8.00	6.000	6.000
8	18.00	18.00	60.00	17.00	8.00	6.000	6.000
9	18.00	18.00	60.00	17.00	8.00	6.000	6.000
10	18.00	18.00	60.00	17.00	8.00	6.000	6.000
11	18.00	18.00	60.00	17.00	8.00	6.000	6.000

大亀城 断面図

追加case2 地震時

縮尺 : 1/ 336

最小安全距離 $F s_{MIN} = 0.906$
 円弧の中心 $X = 6.00$ (m)
 $Y = 19.00$ (m)
 半径 $R = 14.000$ (m)
 抵抗モーメント $M R = 5319.7$ [k N * m]
 起動モーメント $M D = 5822.4$ [k N * m]



層番号	層外縁座標 [k, h] (m)	層内縁座標 [k, h] (m)	地層の種類 (種)	土質力 [k, h] (kN/m)	圧縮力の 方向角 [度]	本断面の 存在深さ	存在深さ
1	18.00	18.00	60.00	17.00	8.00	6.198	6.198
2	18.00	18.00	60.00	17.00	8.00	6.198	6.198
3	18.00	18.00	60.00	17.00	8.00	6.198	6.198
4	18.00	18.00	60.00	17.00	8.00	6.198	6.198
5	18.00	18.00	60.00	17.00	8.00	6.198	6.198
6	18.00	18.00	60.00	17.00	8.00	6.198	6.198
7	18.00	18.00	60.00	17.00	8.00	6.198	6.198
8	18.00	18.00	60.00	17.00	8.00	6.198	6.198
9	18.00	18.00	60.00	17.00	8.00	6.198	6.198
10	18.00	18.00	60.00	17.00	8.00	6.198	6.198
11	18.00	18.00	60.00	17.00	8.00	6.198	6.198