

熊本城における盛土と石垣の崩壊の関係

橋本隆雄*¹・磯部有作*²・石作克也*³・松尾拓*⁴

Relationship between embankment and collapse of Ishigaki in Kumamoto Castle

Takao Hashimoto *¹, Yusaku Isobe *², Katsuya Ishizukuri *³ and Taku Matsuo *⁴

Abstract: In this study, a two-dimensional FEM dynamic analysis was performed around the Kumamoto Castle. Then, we focused on the stone wall with embankment existing, and the stability of the stone wall by two calculation methods were performed, and the damages relationship between the embankment and the stone wall was comprehensively analyzed. From the results of dynamic analysis by the two-dimensional FEM, it is obtained clearly that the response values of the acceleration and velocity were predominant in the north-south direction. This is in agreement with the various observed wave motions that have been published, demonstrating the validity of the analysis. From this, it can be said that in order to understand the relationship of interaction with damage in complex structures and terrain, it is not possible to follow one phenomenon, but it is necessary to calculate at many points. There was a difference in the tendency of the results between the analysis by the field line calculation method and the analysis by the slope stability calculation. It is possibly shown the value as a guide, but detailed evaluation is a future work.

Key words: Kumamoto castle, Kumamoto earthquake, stone wall, dynamic analysis, stability

1. はじめに

2016年4月14日と4月16日に発生した熊本地震は住宅地などに多くの被害をもたらした¹⁾。熊本市のシンボルの存在である熊本城の天守閣をはじめ、天守閣や本丸跡地を取り囲む石垣、塀、門、櫓などさまざまな文化的財産である建造物においても大きな被害を受けた。本研究の背景は、このような城内の建造物が崩壊、一部損壊、孕みが発生した原因は、建造物の揺れの大きさだけでなく、地表面や建造物における応答加速度と、建造物の基礎となる地盤の地層構成に原因があることに着目し、その中でも石垣の被害形態と地盤との相互作用によるメカニズムの解明を目的とした。

さまざまな場所で石垣は被害を受けており、限られたボーリングデータから石垣の基礎や背面の地層構成は把握できる状態ではなかった。しかし、ボーリングデータが蓄積され既往の研究において、ボーリングデータと地質縦断図から、地球統計学の手法の一つであるクリギン

法を用いて地層の3次元地層モデルを作成した²⁾。さらに3次元地層モデルから対象とする石垣を含めた断面を切り出し、石垣の背後地盤や基礎地盤の地層構成を把握し、FEMによる動的解析を行っている。本研究では、盛土が残されている箇所を対象に、2次元FEM動的解析に加え示力線計算による石垣の安定計算、円弧すべり計算を行い、総合的に盛土と石垣の被害関係について分析した。

2. 2次元FEM動的解析

既往研究²⁾で作成した3次元空間モデルより任意の断面を抽出し、等価線形法³⁾によるFEM動的解析を行った。図-1に示す建造物に被害のあった箇所を2次元断面で切り取り、多数の断面について数値解析を行うことで、どの程度の応答加速度や応答速度が生じたのかを数値解析から推定することができ、全体の応答を把握しやすくなる。応答値の大小は地層構成や建造物の配置位置などによって変わる。このような背景から本検討においては、

石垣建造物を対象とした断面を切り取り、さまざまな箇所において計算を実施した。解析手法や解析条件は既往の研究²⁾を参照されたい。

*¹ 国土舘大学理工学部まちづくり学系 教授*² 株式会社IMAGEi Consultant 代表取締役*³ 株式会社日測 取締役*⁴ 株式会社日測 業務推進室主任

図-1に示す被災した個所と同位置に、図-2にFEM解析で得られたすべての断面における石垣の応答速度の最大値を平面上にプロットした分布結果を示す。南北方向の地震動が大きかったことは公開されているデータな

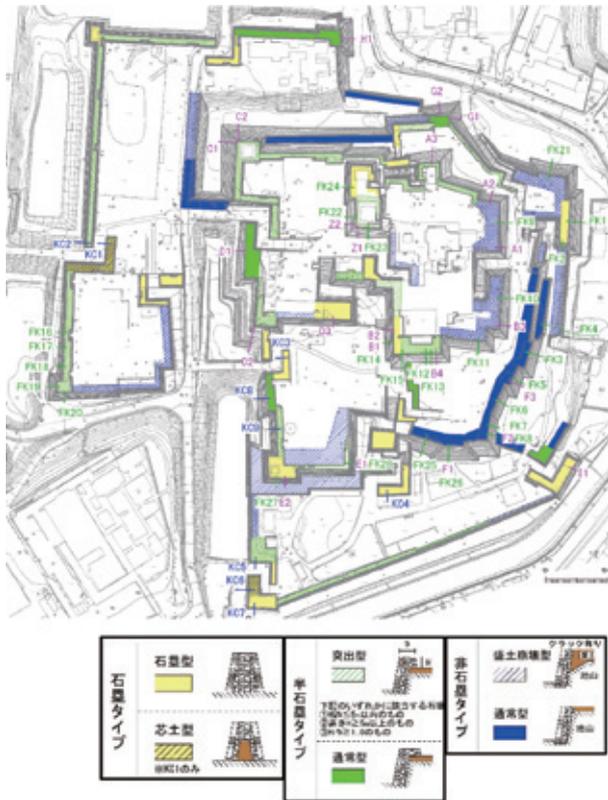


図-1 石垣タイプ及び検討断面位置図

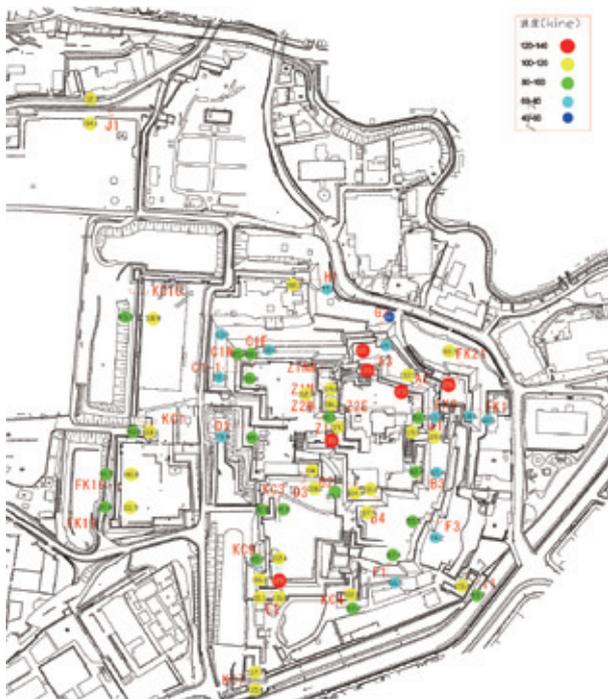


図-2 石垣における応答速度分布結果

どからわかっており、解析による応答結果も南北方向に応答速度が大きくなる傾向を示しており、被害が大きかった個所との関係を説明することができる。

3. 熊本城石垣における累積示力線法を用いた耐震性能の検証

(1) 示力線について

示力線法は、石積擁壁やブロック積擁壁などの設計においては転倒に対する安定性照査に適用されている^{4), 5)}。示力線法は、図-3に示すように積み石に作用する土圧や自重などの荷重合力の作用点の軌跡を1段目から最上段まで結んだ曲線であり、それが前方に位置するほど安定性が低下することを示す。また、岡積⁴⁾は、石積擁壁やブロック積擁壁が安全であるためには、主動土圧に2倍の安全率を見込んで求められる示力線が擁壁断面の中心点より後方に存在する必要がある⁴⁾としている。

土地改良事業設計基準（農林水産省構造改善局）⁵⁾では、以下のように定めている。

ブロック積擁壁が全体としての転倒や滑り出しが生じないためには、擁壁の重量と土圧との合力の示す線すなわち示力線がミドルサードの前端より後方に入るとともに、基礎地盤に生ずる最大反力が地盤の許容支持力以下になるようにしなければならない。

転倒において安定であるためには、この示力線 X_h がブロック底版で、擁壁断面の中央1/3の外側の位置（ミドルサード）より内側でなければならない。

$$X_h = \frac{K_A \gamma}{6\gamma_b b \cos \theta_0} h^2 + \left\{ \frac{K_A q \sin \theta}{2\gamma_b b \cos \theta_0} + \frac{\cot \theta_0}{2} \right\} h \quad (1)$$

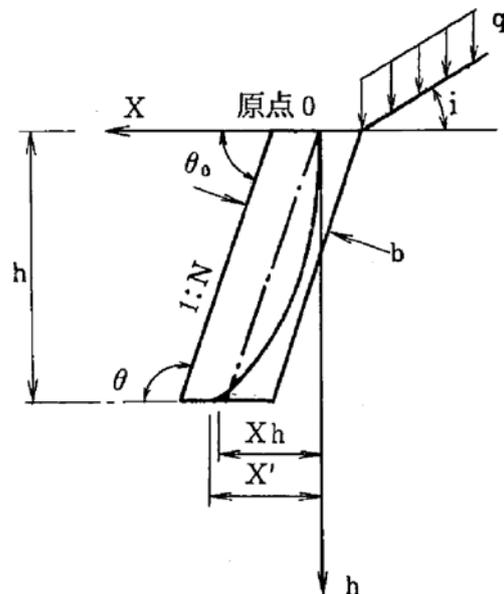


図-3 示力線法の計算方法

ここに、

- X_h : 深さ h における示力線の位置 (m)
- H : 壁天端からの深さ (m)
- b : ブロック積の控長 + 裏込コンクリート厚 (m)
- θ : ブロック積の傾斜角 (°)
- θ_0 : ブロックの傾斜面が水平面となす角 (度)
- KA : クーロンの主動土圧係数
- δ : 壁面摩擦角 (度)
- ϕ : 土の内部摩擦角 (度)
- γ : 土の単位体積重量 (tf/m²)
- γ_b : ブロック積の単位体積重量 (tf/m²)
- q : 上載荷重 (tf/m²)

しかし、一般的な示力線法による照査式は、同じ勾配で積み上げられた擁壁を対象としているため、天端に向かうに伴い勾配が急になる寺勾配や宮勾配などで築造される石垣の計算を行うことができない。

(2) 累積示力線による安定性評価

橋本・近藤ら⁶⁾は、これまでの示力線法と異なり、図-4に示すように1段ごとに積み勾配が異なる積み石に作用する土圧を試行くさび法により算定し、石垣の築石に加わる土圧と石垣の自重による合力の軌跡が下の築石に作用する累積示力線法を提案した⁶⁾。この検証は、熊本城石垣の崩壊・孕み箇所で行い、その有効性を確認している。

そこで、本研究では、熊本城全域で主に地震前の既存測量がある35箇所のうち非石塁タイプに分類される意石垣のなかで背面に盛土された箇所を対象に、累積示力線法による限界水平震度とFEM解析による地盤加速度の関係及び被害状況(崩壊・孕み)から石垣タイプの耐震性能の検証を行った。計算に用いた推定値は、積み石の単位体積重量 $\gamma = 26\text{kN/m}^3$ 、裏込め土のせん断抵抗角 $\phi = 45^\circ$ および 35° 、裏込め土の単位体積重量 $\gamma = 20\text{kN/m}^3$ 、

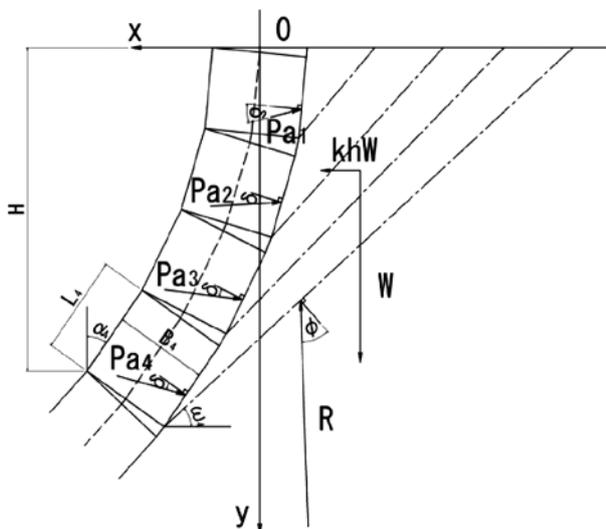


図-4 累積示力線法の計算方法

積み石の控長は、百間石垣西側の崩落部分の調査結果から $B = 79\text{cm}$ とした。常時及び地震時の土圧、荷重合力の作用点までの距離は次式から算定した。

$$Pa_n = \frac{W_n \cdot \sin(\omega_n - \phi) - \sum\{Pa_i \cdot \cos(\omega_n - \phi - \delta - \alpha_i)\}}{\cos(\omega_n - \phi - \delta - \alpha_n)} \quad (2)$$

$$Pae_n = \frac{We \cdot \sin(\omega_n - \phi + \theta) - \sum\{Pae_i \cdot \cos(\omega_n - \phi - \delta - \alpha_i)\}}{\cos(\omega_n - \phi - \delta - \alpha_n)} \quad (3)$$

$$d_i = \sum(M_i/V_i) \quad (4)$$

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に起因する慣性力との合力
- k_h : 水平震度
- L : 積み石の法長
- d : 重合力の作用点までの距離
- M : モーメント
- V : 鉛直力

(3) 解析対象

書式に石垣タイプ及び検討断面位置図を示す。石垣には、石塁タイプ、半石塁タイプ、非石塁タイプがあり、本研究では、崩壊が多かった非石塁の盛土型のA2, B3, FK9, FK21, J1断面を対象に検討を行った。

(4) 解析結果

前述のように裏込め土のせん断抵抗角を 45° および 35° とした場合の検討を行った。これは、石垣の背面には栗石等が積まれており、栗石が支配的な体積を占めていれば栗石のせん断抵抗角は 45° を想定することができるが、背面に盛土の体積が大きい場合には、盛土の影響が支配的になると想定できるため栗石よりは小さい 35° を設定し、比較することで被害傾向を分析した。

図-5に裏込め土のせん断抵抗角 $\phi = 45^\circ$ とした場合の結果、図-6に裏込め土のせん断抵抗角 $\phi = 35^\circ$ とした場合の結果を示す。横軸はFEM動的解析より得られた等価加速度、縦軸は示力線計算によって得られた限界震度との関係を示している。ここでいう限界震度は、示力線計算において、これ以上の震度を条件として与えると崩壊する震度のことである。

図-5の裏込め土のせん断抵抗角 $\phi = 45^\circ$ とした場合の結果をみると、赤色のプロットは崩壊していることを示しているが、限界水平震度 $k_h \approx 0.15$ 程度で崩壊する関係を示す。その他は孕みを生じているが、これらの箇所はもう少し大きな震度 k_h に耐えられることを示してい

る。

同様に、図-6の裏込め土のせん断抵抗角 $\phi = 35^\circ$ とした場合の結果をみると、限界震度 $kh \approx 0.02$ 程度という小さな震度でも崩壊するという関係を示している。実際は、どの程度の震度で崩壊に至ったかの判断は難しいが、ひとつの指標として、 $0.02 < kh < 0.15$ であると言える。

なお、各断面の示力線計算の 45° の場合の解析結果を図-7～図-11に示す。被害状況、断面個所、背後地盤との関係がわかるモデル図を示し、解析結果は示力線位置、転倒安全率、すべり安全率を示す。

4. 円弧すべり計算法による安定計算

(1) 計算方法

今回の検討では、道路土工のり面工・斜面安定工指針の設計基準式を用いる。

(2) 常時の安全率

常時の安定計算は式(5)のとおりである。

$$F_s = \frac{\sum\{CL + (W - U \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (5)$$

ここで、

F_s : 安全率

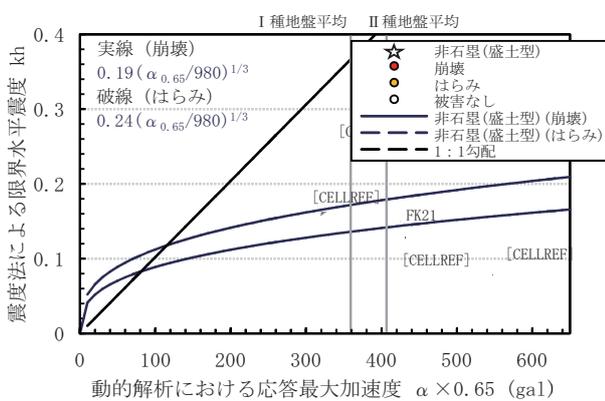


図-5 非石畳タイプ盛土型 ($\phi = 45^\circ$)

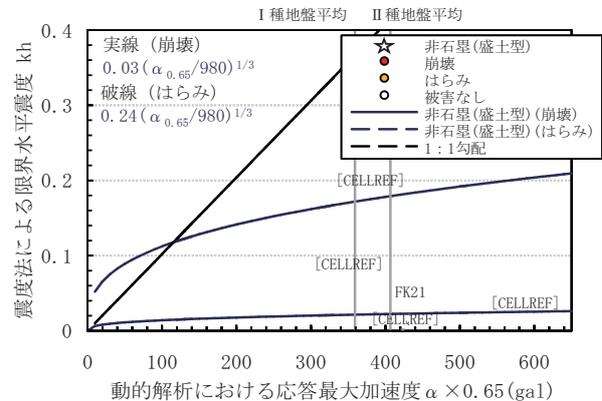


図-6 非石畳タイプ盛土型 ($\phi = 35^\circ$)

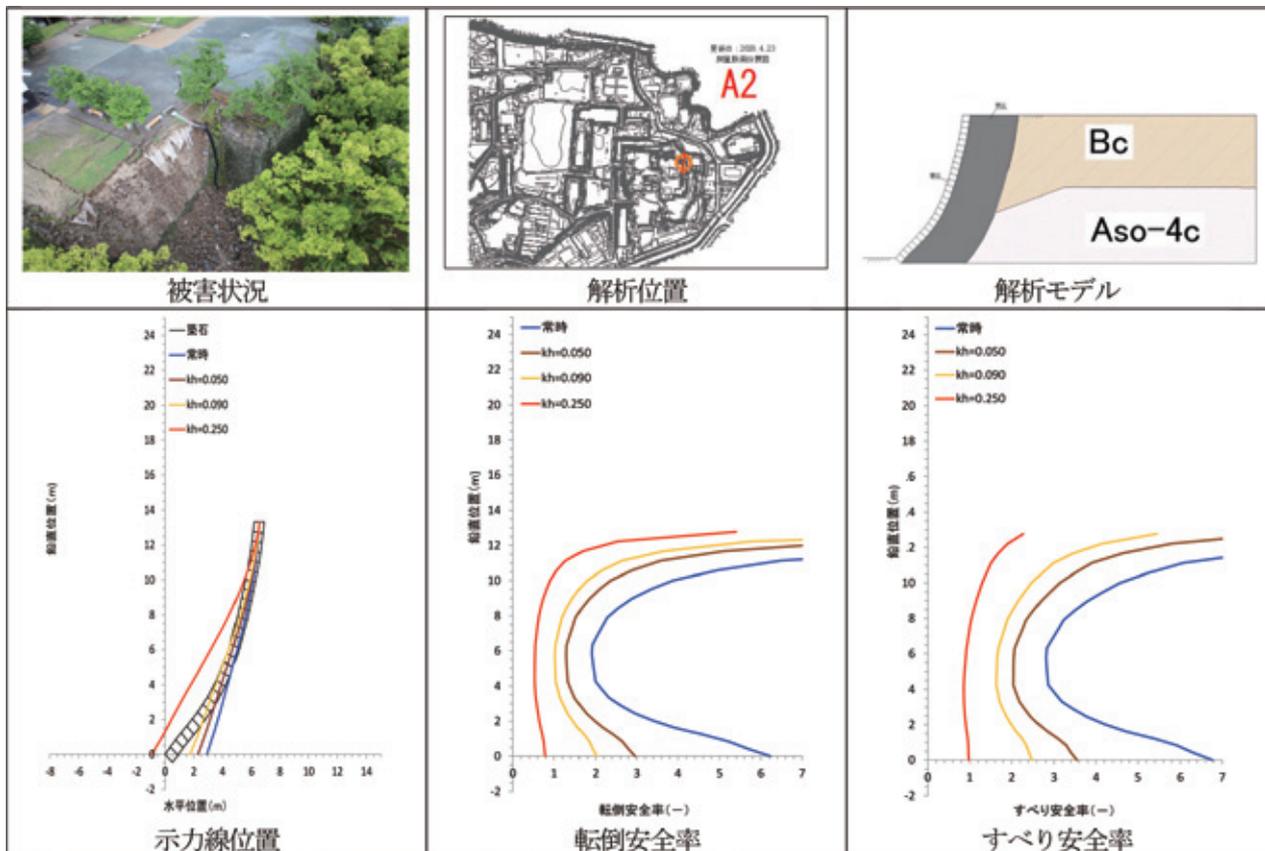


図-7 断面A2 (長局槽北側の石垣) ($\phi = 45^\circ$)

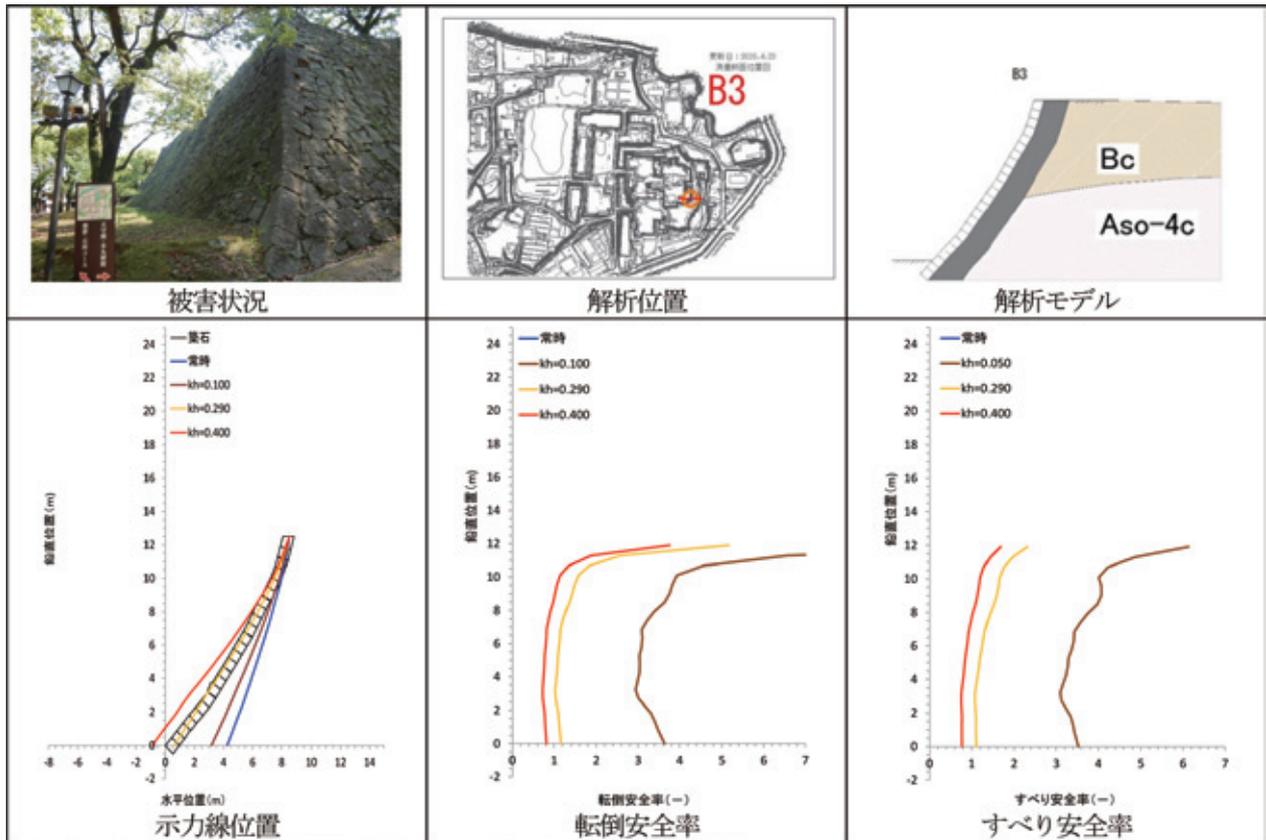


図-8 B3 (本丸御殿南東側の石垣) ($\phi = 45^\circ$)

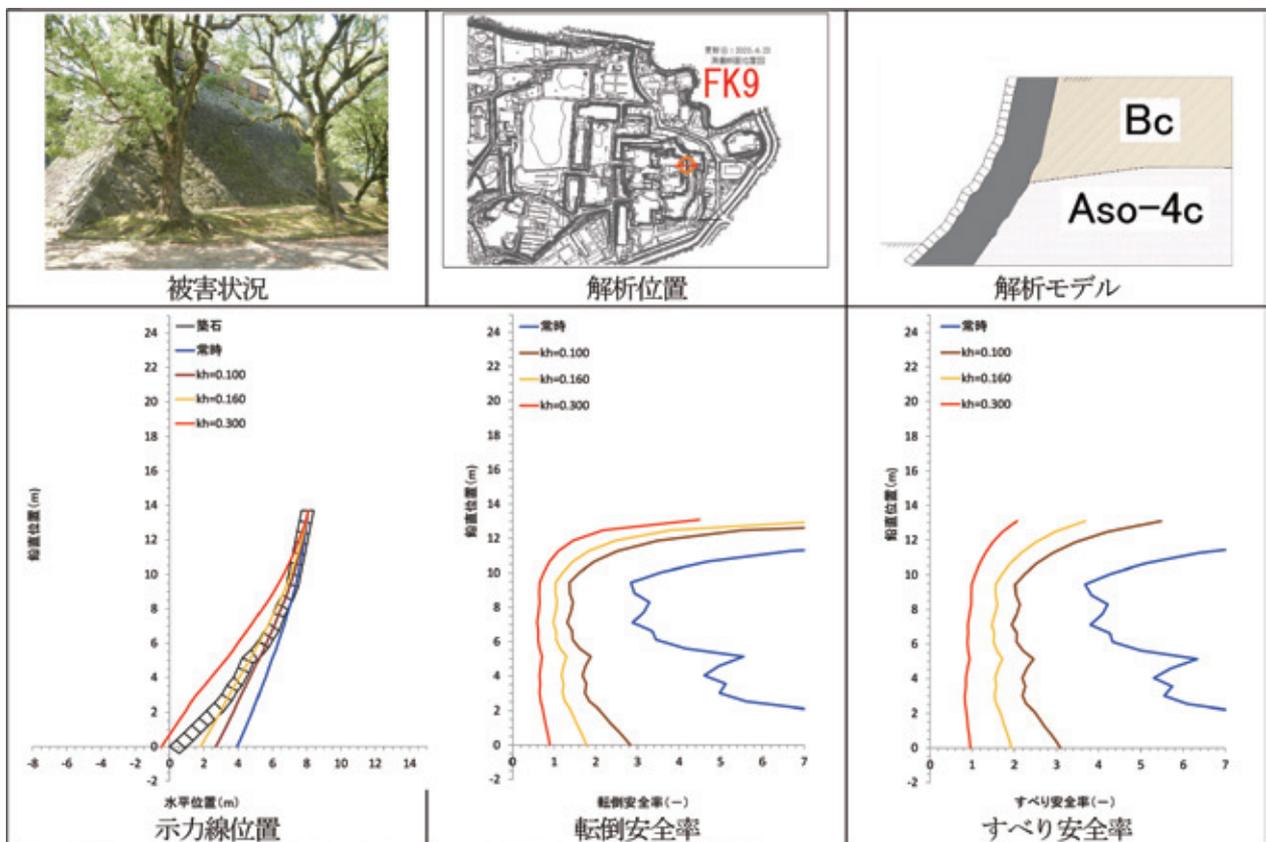


図-9 断面FK9 (長局槽) ($\phi = 45^\circ$)

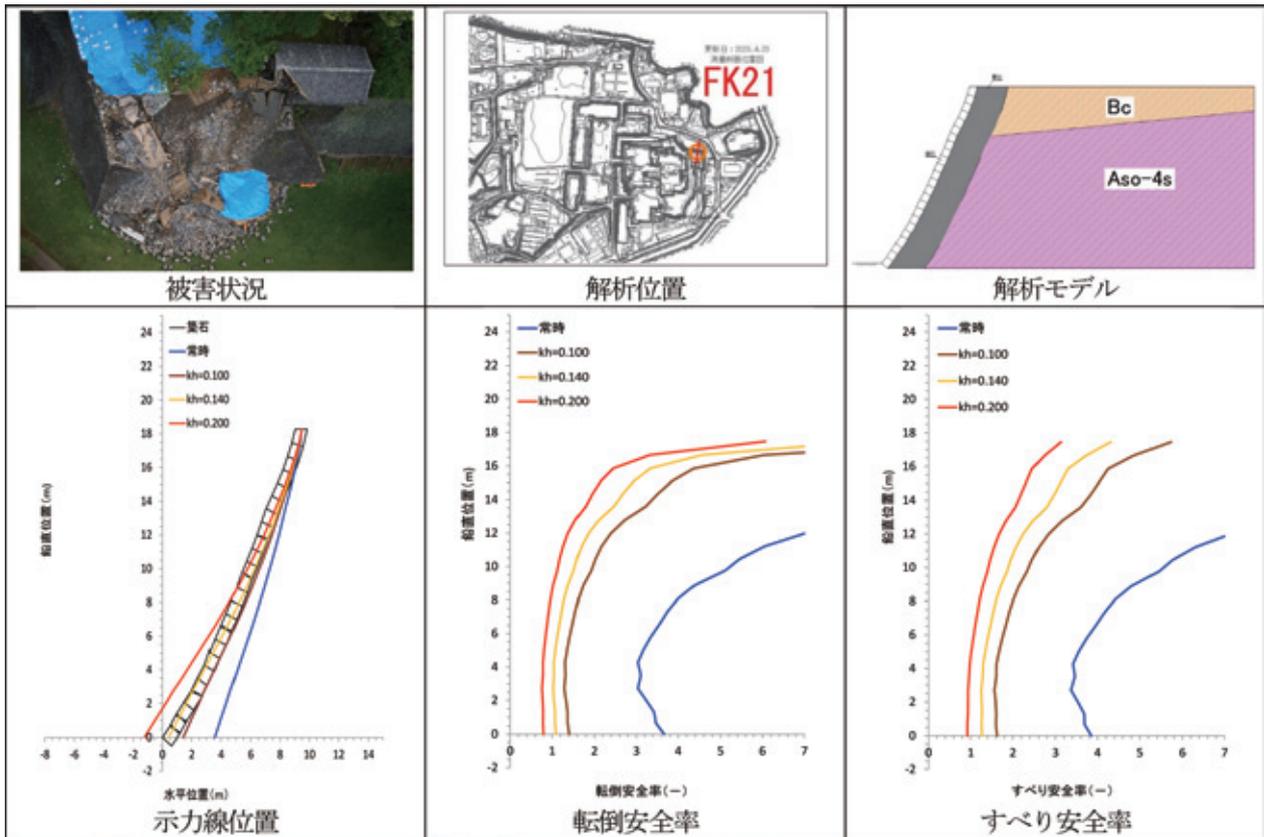


図-10 断面FK21 (北十八間槽) ($\phi = 45^\circ$)

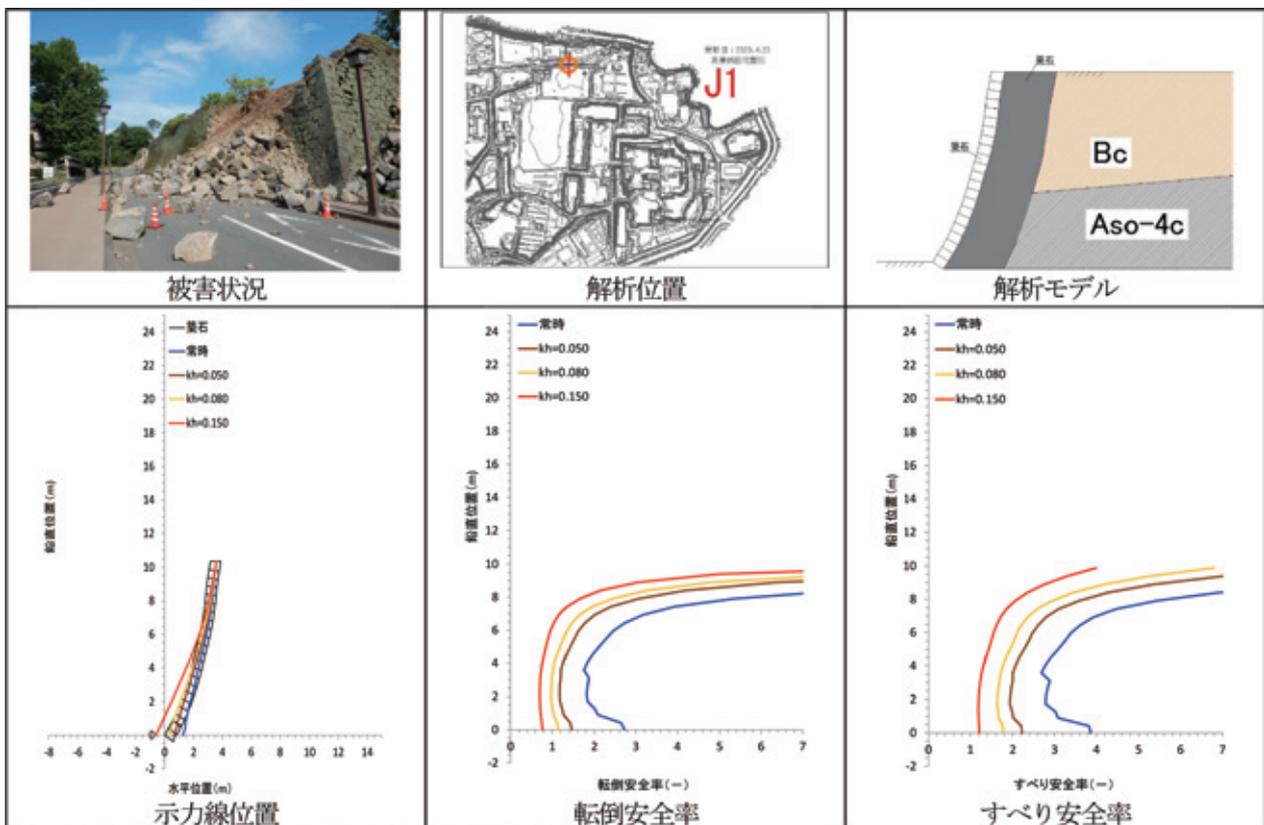


図-11 断面J1 (百間石垣) ($\phi = 45^\circ$)

- C : 粘着力 (kN/m²)
- φ : せん断抵抗角 (度)
- L : スライスで切られたすべり面の長さ (m)
- W : スライスの全重量 (kN/m)
- U : 間隙水圧 (kN/m²)
- b : スライスの幅 (m)
- α : スライスで切られたすべり面の中点とすべり面の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角 (度)

(3) 地震時の安全率

地震時の安定計算は式 (5) のとおりである。

$$F_s = \frac{\sum [C L + (W - U \cdot b) \cos \alpha - K_h \cdot W \cdot \sin \alpha] \tan \phi}{\sum (W \cdot \sin \alpha + (h/r) \cdot K_h \cdot W)} \quad (6)$$

ここで、

- F_s : 安全率
- r : すべり円の半径 (m)
- C : 粘着力 (kN/m²)
- φ : せん断抵抗角 (度)
- L : スライスで切られたすべり面の長さ (m)
- W : スライスの全重量 (kN/m)
- U : 間隙水圧 (kN/m²)
- b : スライスの幅 (m)
- α : スライスで切られたすべり面の中点とすべり面の中心を結ぶ直線と鉛直線のなす角 (度)
- K_h : 設計水平震度
- h : 各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離 (m)

(4) 計算条件

示力線計算と同様に非石畳の盛土型断面を対象に A2, B3, FK9, FK21, J1 断面の検討を行った。表-1 に材料物性値を示す。また、想定するすべり面は盛土層 Bc であり、基礎地盤は対象としていない。

(5) 解析結果

解析結果一覧を表-2 に示す。常時の安全率は 1.0 以上

表-1 材料値

	単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 φ (°)
盛土	16.67	27.3	9.3
石垣	20.0	0.0	45.0
栗石	20.0	0.0	45.0

表-2 解析結果一覧

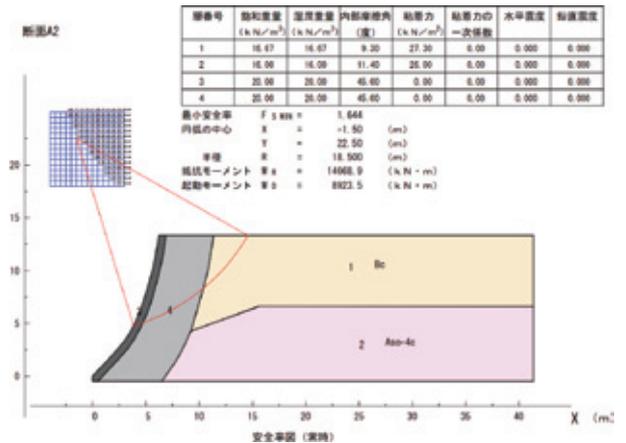
断面	箇所	石垣の高さ (m)	Bcの厚さ (m)	石垣の厚さ (m)	石垣の平均勾配 (°)	常時	地震時	kh
A2	長局櫓北側の石垣	13.79	8.27	5.16	64.86	1.644	0.991	0.33
B3	本丸御殿南東側の石垣	12.14	6.49	2.87	57.57	1.691	0.996	0.38
FK9	長局櫓	12.85	7.58	4.21	62.78	1.770	0.991	0.40
FK21	北十八間櫓	18.75	4.95	4.32	63.38	2.702	0.987	0.57
J1	百間石垣	10.74	6.47	3.61	73.00	2.121	0.996	0.43

の結果となり、常時は自立し安定していることを示し被害は起きない。地震時の安定計算は、示力線計算と同様に 1.0 以下となる限界震度を求める計算を行った。kh の結果はすべての断面で 0.3 以上であり、設計震度等と比べてもやや大きい震度である。これは、現場の盛土の物性値には粘着力が大きいいため、安定計算では破壊しにくい計算結果となった。また、各断面の円弧すべり計算結果図 ((a) 常時, (b) 地震時) を図-12~図-16 に示す。

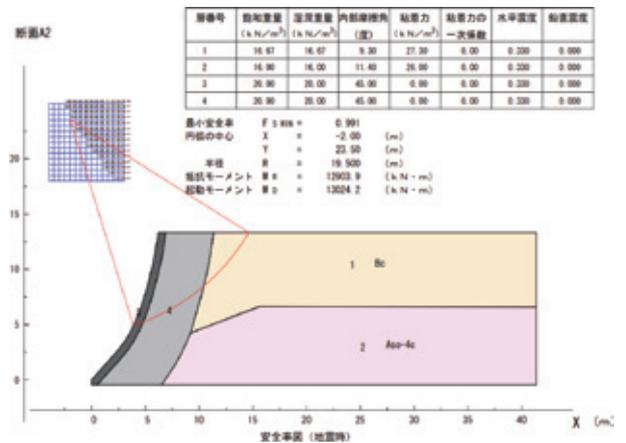
5. ま と め

2次元断面を作成し、FEMによる動的解析の検討を行い、南北方向に応答値加速度や応答速度の応答値が卓越していたことがあきらかになった。これは、公開されているさまざまな観測波形と傾向が一致しており、解析の妥当性が示されている。このことから、複雑な構造や地形において被害との相互作用の関係を把握するためには、ひとつの現象を追うことができたということではなく、多くの個所で計算を行ったことで全体像を把握することができたと言える。

設計計算の指標のために、非石畳タイプの石垣を対象

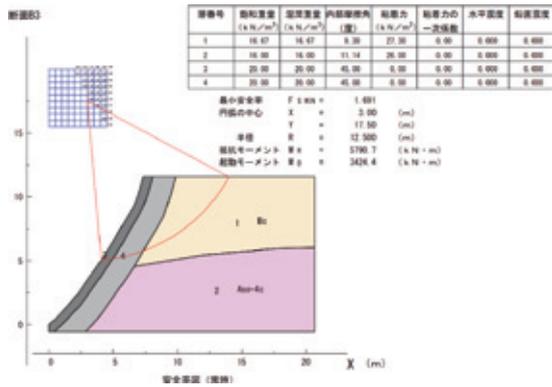


(a) 常時の最小安全率

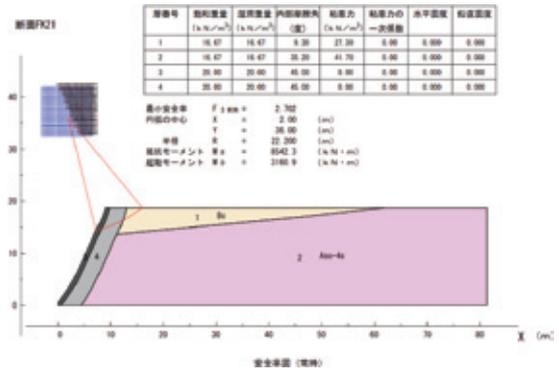


(b) 最小安全率が 1.0 以下となる地震時

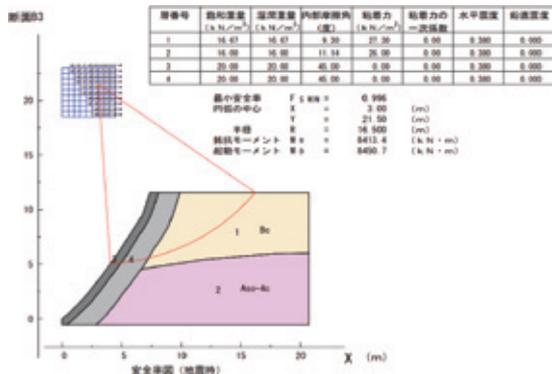
図-12 断面 A2 (長局櫓北側の石垣) の結果



(a) 常時の最小安全率

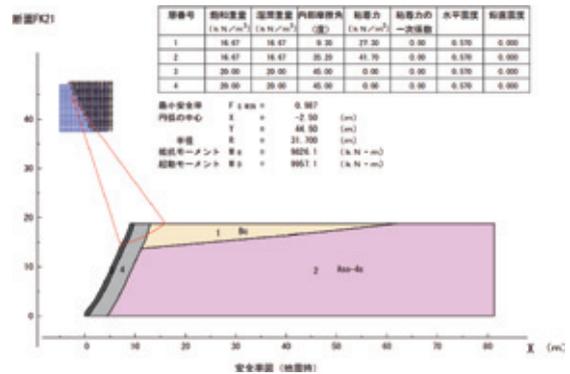


(a) 常時の最小安全率



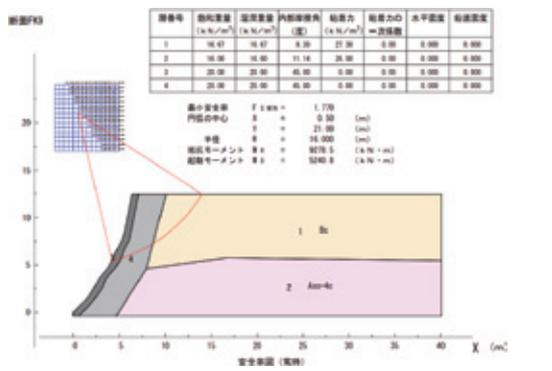
(b) 最小安全率が1.0以下となる地震時

図-13 断面B3 (本丸御殿南東側の石垣)の結果

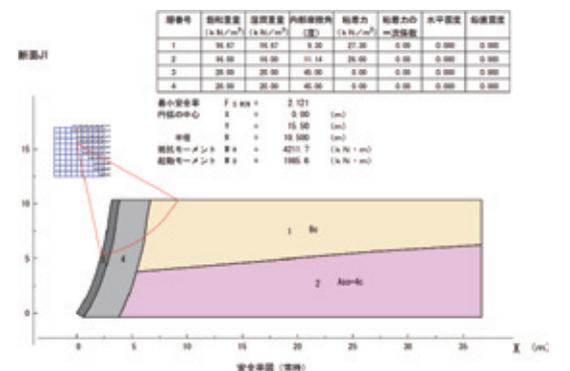


(b) 最小安全率が1.0以下となる地震時

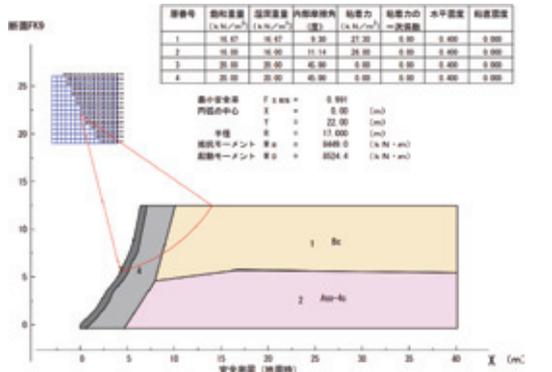
図-15 断面FK21 (北十八間櫓)の結果



(a) 常時の最小安全率

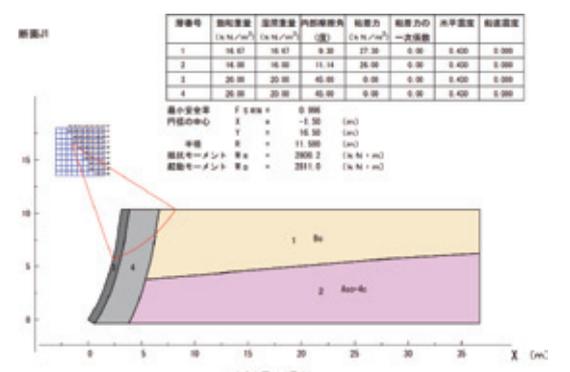


(a) 常時の最小安全率



(b) 最小安全率が1.0以下となる地震時

図-14 断面FK9 (長局櫓)の結果



(b) 最小安全率が1.0以下となる地震時

図-16 断面J1 (百間石垣)の結果

に示力線計算法による解析と円弧すべり計算法による解析を行い、特に背後が盛土となっている個所での被害状況と関係を分析した。示力線計算法による解析では、限界震度が最大でも0.15程度、円弧すべり計算法では限界震度が0.3以上と大きな差異が生じた。これは計算方法の違いによるもので、示力線計算法では材料のせん断強度を内部摩擦角で表現するのに対し、円弧すべり計算法でのせん断強度は内部摩擦角と粘着力で表現するためである。円弧すべり計算法では、この粘着力の強度が計算結果に大きく影響を与えたと考えている。石垣背後の栗石では通気性や水が通りやすさなどを考えると、その背後にある盛土の粘着力は徐々に劣化していたということも考えられ、現地のある個所での物性値だけでは判断することができない結果となったと言える。目安となる値を得ることはできたが、詳細な評価は今後の課題である。

謝辞：熊本市経済観光局熊本城総合事務所及び熊本城調査研究センターに熊本城内のボーリングデータを提供いただきとともに、城内の案内や有益な助言をいただきました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 公益社団法人土木学会：地震被害調査シリーズ No.1, 2016年熊本地震被害調査報告書, 2017
- 2) 橋本隆雄, 磯部有作, 松尾拓, 石作克也：熊本城内の石垣を対象とした3次元地盤モデルの構築と2次元地震応答解析, 国土館大学理工学部紀要, 14, 113-119, 2021.
- 3) Schnabel, P. B., J. Lysmer and H. B. Seed : SHAKE a computer program for earthquake response analysis of horizontally layered sites, EERC, 72-12, 1972.
- 4) 岡積満：間知石の法勾配 (1), 土木技術第5巻 第9号, pp11-13, 1950.10.
- 5) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準設計「農道」, pp629-631, 1998.3.
- 6) 橋本隆雄, 近藤和仁, 石作克也：熊本城石垣の示力線による安定性照査の適用性について, 第73回年次学術講演会, 土木学会, pp. I-581, 2018.9.