

# 熊本城飯田丸五階櫓台石垣隠れ石垣と動的安定性

福田光治

正会員 大成ジオテック (〒830-0038 福岡県久留米市西町 1174-10)

E-mail: fuku564b@xug.biglobe.ne.jp

2016年熊本城飯田丸五階櫓台は一本足で木造櫓を支え、全国的に名を馳せた奇跡的な石垣である。石垣安定解析では奥行が重要な役割を果たすが、奥行データ(控え)を容易に入手することはできない。しかし熊本市の発掘調査報告書に未申櫓台を中心とする奉行丸周辺の石垣及び飯田丸五階櫓台を中心とする箇所石垣形状のデータが示されている。

未申櫓台は2016年熊本地震では非崩壊にとどまった。この崩壊・非崩壊に関しては2019年度土木史学会で発表した<sup>1)</sup>。飯田丸五階櫓台石垣は南面と西面があり、南面が崩壊した。この南面の算木積が一本足として残り世界に発信された。本論文は石垣形状の控えデータに依拠することにより、薄膜骨格安定解析モデルによる崩壊条件を検証する。さらに飯田丸五階櫓台では隠れ石垣が確認されている。この効果も検討する。

**Key Words:** castle, stone wall, curvature, depth, static and dynamic stability

## 1. はじめに

2016年熊本地震本震での熊本城飯田丸五階櫓台はつとに有名になった。2016年熊本地震では飯田丸五階櫓台石垣の南面は前震で崩壊、さらに本震で崩壊箇所が拡大し、写真-1のような奇跡的な一本足状態で生き残った。そして復興過程で南面の石垣除去過程で埋没石垣が発見されたと騒がれた<sup>2)</sup>。ヒアリングでは石垣頭部で現在の石垣から約7m付近に埋没石垣が確認された。未申櫓台石垣でも発掘過程で埋没石垣が確認されており、2016年熊本地震で未申櫓台石垣が辛うじて原形を保持できたのは隠れ石垣効果であり、裏込めの主動土圧すべり面の発生位置を抑制していたという解釈を行った<sup>1)</sup>。この現象は動的安定解析で定量的に説明することができた。

2016年熊本地震では飯田丸五階櫓台櫓台の南面は崩壊したが、西面は原形をとどめた。本論文では動的安定解析でこの崩壊現象の違いを検討した結果である。手法は未申櫓台石垣の検討方法と同じで、実際の石垣形状データに基づくとともに、隠れ石垣効果も考慮して解析した。

## 2 2016年熊本地震による飯田丸五階櫓台石垣崩壊

2016年熊本地震では飯田丸五階櫓台は写真-2のよう



写真-1 飯田丸五階櫓台一本足支保

に南面は崩壊した。しかし桜の枝や葉に遮られ不鮮明な写真であるが、写真-3に辛うじて示すように西面では崩壊を免れ原形をとどめた。ただ変状の程度は確認していない。

飯田丸五階櫓台石垣は写真-2に示すように2段構造であ



写真-2 2016年熊本地震本震後の飯田丸五階櫓台南面

る。崩壊した石垣が下段の石垣の上に散乱している。耐震基盤と想定される広場は下段の石垣がのっている地盤と考えられるので、この構造を考慮した解析が求められる。

未申櫓台の解析では一段の石垣であり、耐震基盤は下段石垣がのる地盤になる。これに対し飯田丸五階櫓台では下段と上段石垣を分離して考えなければならない。

飯田丸五階櫓台石垣の南面と西面の崩壊・非崩壊を薄膜骨格安定解析モデルで追跡することが本論文の課題である。飯田丸五階櫓台石垣では発掘調査が行われており、データの基づいて控え効果を分析できる。

### 3 薄膜骨格安定解析モデルと調和振動関数

#### (1) 薄膜骨格安定解析モデル

薄膜骨格安定解析モデルは図-1 に示すように、石垣前面に台形ブロックを接して積み重ね、個々のブロックの滑動、回転を計算するモデルである<sup>3)</sup>。台形ブロックの積層体とすることにより、孕み曲線にも対応できる。背面からは Coulomb 主動土圧を作用させ、地震時には図-2 に示すようにスプリングを介してブロック重心に変

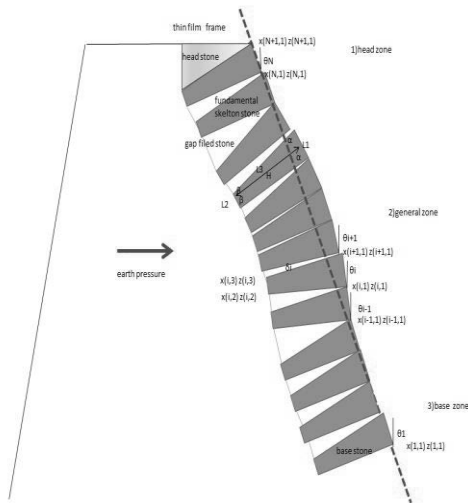


図-1 薄膜骨格安定解析モデル

位に応じたスプリング力を作用させる。類似した設計法に箱型擁壁設計<sup>4)</sup>があり、表-1 に考え方を整理した。箱型擁壁のブロックは直方体で、はらみはいわばせり出しとして表現される。

ブロックと積層体の幾何形状を考慮することにより、極限安定解析が可能になる。薄膜骨格石垣下端面の滑動安全率を滑動と回転で定義する。根石を基準にした一般部の石垣を  $i$  とし、Coulomb 則による主動土圧を  $P_A$ 、図-2 等の角度を使用すると一般部石垣下端に作用するせん断力が式(2)で与えられる。



写真-3 2016年熊本地震後の飯田丸五階櫓台石垣南面と西面

$$SS_i = P_A \cos(\beta_i + m_i) - R_i \cos e_i = P_A \cos(\delta - \theta + m_i) - R_i \cos e_i \quad (2)$$

せん断抵抗力は一般部下端の垂直な方向の成分により発現されると仮定する。

$$SN_i = P_A \sin(\delta - \theta + m_i) + R_i \sin e_i \quad (3)$$

$$F_{si} = \frac{SN_i \tan \phi}{SS_i} \quad (4)$$

回転に対する抵抗力は薄膜骨格石垣の自重により発現する。鉛直成分の土圧は回転力に抗するように作用する。回転効力は薄膜骨格石垣下端の長さも関係する。この回転に抗するように土圧も作用すると考える。

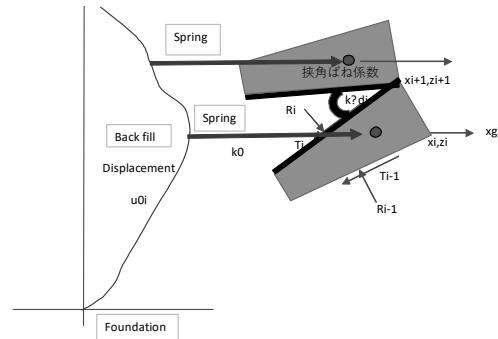


図-2 薄膜骨格安定解析モデルのブロック

表-1 薄膜骨格安定解析モデルと箱型擁壁設計

項目	薄膜骨格安定解析モデル	箱型擁壁設計法
ブロック形状	台形	直方体
石垣曲線	1辺が石垣曲線近似	せり出しによる近似
土圧	Coulomb 主動土圧	試行くさび法
はらみ	ブロックの回転	ブロックのせり出し
動的水平力	調和振動関数による変位に対応するバネ力	土圧に対する震度法
状載荷重	無	有
検討項目	ブロック滑動、回転	ブロック滑動、回転、全体支持力

1500cm/cm<sup>2</sup> とすると、調和振動関数の関係から対応する変位は約 6 cm になり、強振条件と対応している

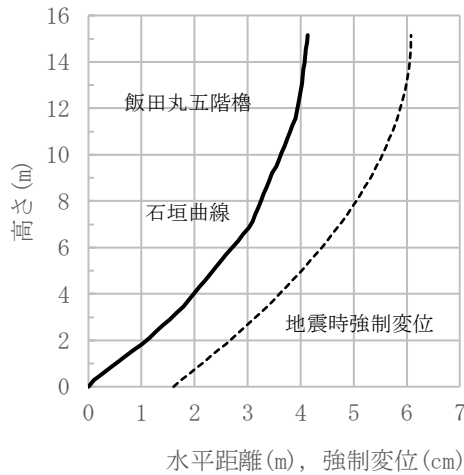


図-3 動的解析に使用した強制変位

$$ME_i = E_{ii} \times \frac{EH_i}{3} \quad (5)$$

$$EX_i = \frac{2}{3}(x_N - x_{i1}) \quad (6)$$

$$MR_i = R_i \times g_i + E_{vi} \times EX_i \quad (7)$$

$$F_{mi} = \frac{MR_i}{ME_i} \quad (8)$$

## (2) 調和振動解析による動的安定解析

薄膜骨格モデルにおける動的安定解析は調和振動関数により得られる変位分布と、それに対応するスプリング力を石材重心位置に作用させて、せん断と回転の安全率を計算している<sup>6)</sup>。

波動関数<sup>1)</sup>の基礎式を示す。ここに $\xi$ ：地盤変位、 $p$ ：伝播定数、 $\omega$ ：円振動数、 $H$ ：層厚、 $t$ ：時間、 $f$ ：振動数、 $T$ ：卓越周期、 $V_s$ ：S波速度、 $A$ 、 $B$ ：定数とする。

$$\xi_N(t) = (A_N e^{ipH} + B_N e^{-ipH}) e^{i\omega t} \quad (9)$$

$$\ddot{\xi}_j(t) = \frac{\cos(pHj)}{\cos(pNH)} A_c e^{i\omega t} \quad (10)$$

$$\xi_j(t) = -\frac{\cos(pHj)}{\omega^2 \cos(pNH)} A_c e^{i\omega t} = -\frac{1}{\omega^2} \ddot{\xi}_j(t) \quad (11)$$

$$p = \frac{\omega}{c} = \frac{2\pi}{T} \frac{1}{V_s} \quad (12)$$

$$\omega = 2\pi f = \frac{2\pi}{T} \quad (13)$$

一次モードの増幅形状から調和振動関数パラメータを決めた。飯田丸五階櫓台解析で使用した動的パラメータを表-2に示す。基盤変位を 1.46 cm として頭部で最大 4 倍程度増幅されるようにパラメータを選定した。従って最大変位約 6cm 考慮していることになる。加速度を

表-2 調和振動解析パラメータ

パラメータ	Cエリア
T (卓越周期)	0.41
Vs(m/s)	200
$\omega$ ( $2\pi f$ )	15.317
基準地盤変位(cm)	1.46
スプリング係数(kN/cm)	0.5
$\rho$	0.17

## 4 発掘と石垣形状

飯田丸五階櫓台石垣は過去に発掘調査され、復元されている<sup>5),6)</sup>。図-4に示すように、調査区域がAからVまで区画化されている。飯田丸五階櫓台の南面はFが相当し、西面はEになる。すでにこの発掘調査段階で点線で示すように埋没石垣が確認されている。2016年熊本地震の復興過程ではじめて発見されたかのような報道は正しくない。図-5に示すように富田<sup>7)</sup>は、飯田丸五階櫓台はⅡ期とⅤ期の年代で二重に表現している。ちなみに2019年度に発表した未申櫓台<sup>1)</sup>はⅣ期とⅤ期の重なりで表現されている。

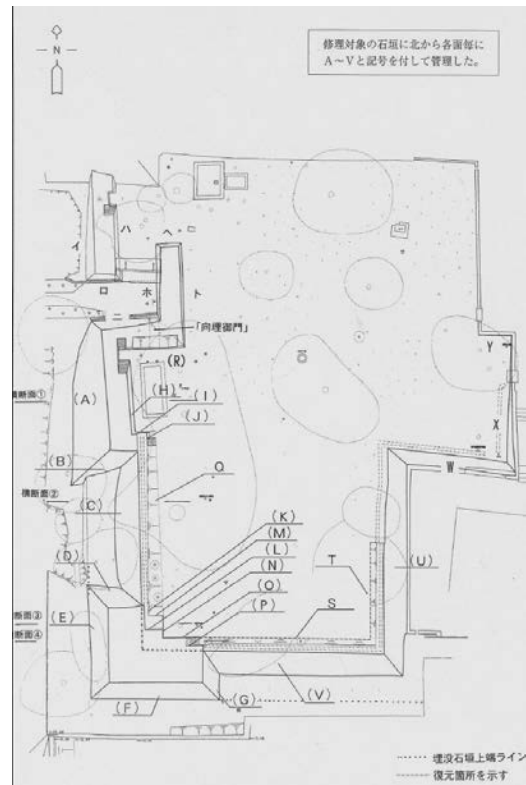


図-4 飯田丸五階櫓台発掘調査区域<sup>3)</sup>

表-3 飯田丸五階櫓台石垣形状

面	個数	平均値			標準偏差		
		b(cm)	a/b	c/b	b(cm)	a/b	c/b
A面	165	33.0	1.5	1.4	21.9	0.8	0.6
B面	256	32.5	1.5	1.6	18.3	0.8	0.7
C面	830	36.2	1.5	1.5	18.0	0.8	1.0
D面	199	33.4	1.6	2.0	15.3	1.5	1.7
E面	622	34.3	1.5	1.7	15.4	1.5	1.3
F面	9	44.6	1.4	1.2	15.6	0.9	0.4
H面	121	21.9	1.8	2.0	15.8	1.1	1.0
I面	57	33.0	1.6	1.5	24.6	1.1	0.8
I-1面	25	33.5	1.5	1.7	12.7	0.6	0.7
J面	19	30.3	2.0	2.1	17.4	1.1	1.6
K面	57	30.6	1.8	2.0	14.4	1.3	1.5
M面	21	34.0	1.7	1.3	21.4	1.2	0.9
N面	92	29.5	1.5	1.7	17.8	0.7	0.6
O面	170	25.9	1.7	1.5	14.2	0.9	0.8
平均		32.3	1.6	1.7	17.3	1.0	1.0

発掘調査では図-6 に示す構成石垣の形状測定が行われており、その結果を整理したのが表-3 である。表中の b は石垣の縦長さ、c が控えである。本論文では飯田丸五階櫓台の南面 (F) , 西面 (E) を対象に動的解析を行



図-5 富田の石垣年代<sup>9)</sup>

う。その場合使用するパラメータは表-4 に示すように、F 区画では  $b=45\text{ cm}$  , 控え比  $c/b=1.2$  , E 区画では  $b=35\text{ cm}$  , 控え比  $c/b=1.7$  である。計測結果では控え比の違いが明瞭である。南面 (F) では 1.2, 西面 (E) では 1.7 の違いが動的安定解析に大きく影響することが予想される。調査範囲が全石垣を対象にしているか否かはわからない。報告書を点検するかぎり一部の石垣が計測された印象を受けている。このため表-3, 4 の位置づけにはあいまいさがある。しかし本論文では南面、西面の石垣形状には違いがあるという視点で解析した。

### 5 調和振動関数と飯田丸五階櫓台石垣曲線構造

飯田丸五階櫓台石垣は上下 2 段の石垣が重なっているが、石垣曲線の測定データは、上段で、しかも南面に限られている<sup>9)</sup>。このため石垣曲線として西面の石垣曲線も南面石垣曲線で考えた。

また動的安定解析におけるすべり駆動力は裏込めの

表-4 薄膜骨格モデル石垣形状

面	平均値	
	縦長さb(cm)	控え比c/b
E面	34.3	1.7
F面	44.6	1.2

主働土圧と調和振動関数で近似した地震時変位によるバネ力である。調和振動関数は仙台城の報告書<sup>9)</sup>などを参考にして一次モードの形態を考えた。この場合耐震基盤面からの入力を想定しており、飯田丸五階櫓台の耐震基盤面は下段の根元になる。しかし解析では上段の石垣が対象になる。このため

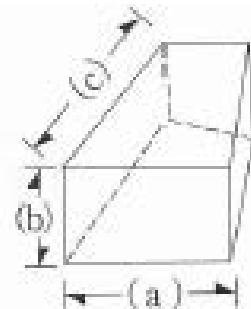


図-6 石垣形状

図-7 に示すように、未申櫓台石垣でも想定した基盤に

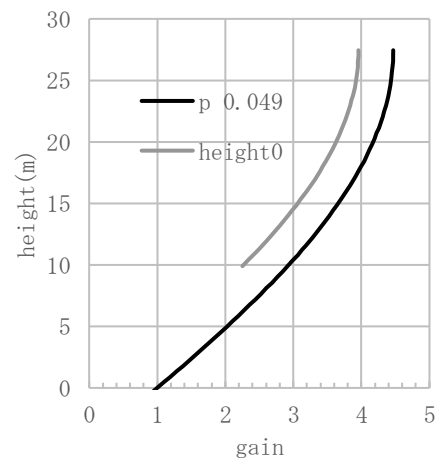


図-7 耐震基盤からの増幅変位曲線

表-5 調和振動関数パラメータ

卓越周期	T	0.41	s
S波速度	Vs	200	m/s
伝播係数	p0	0.076585	
	p	0.074	
石垣厚さ	H	0.35	m
段数	N	52	

卓越周期	T	0.41	s
S波速度	Vs	200	m/s
伝播係数	p0	0.076585	
	p	0.055	
石垣厚さ	H	0.45	m
段数	N	31	

対する頭部の増幅比約4倍の一次モードを考えた。上段の変位モードを下段からのモードを考えて近似した形態になるようにした。使用したパラメータを表-5に示す。上段石垣の解析では上段根元を耐震基盤面と想定し、下段石垣根元からの入力地震変位を入力した。その増幅比は図-8になる。上段根元の約1.6倍が上段石垣頭部に対する増幅比と考えた。

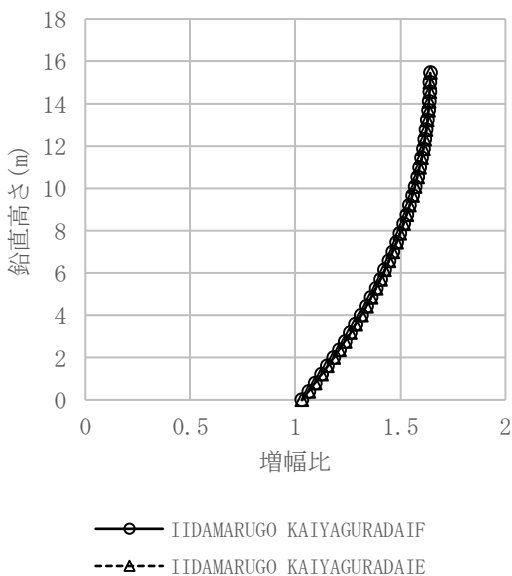


図-8 上段石垣根元に対する増幅比

## 6 飯田丸五階櫓台石垣と隠れ石垣の評価方法

埋没石垣の隠れ石垣効果は裏込め主働土圧に関係する。主働土圧すべり面の傾角は以下の式になる。

$$\theta = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \quad (14)$$

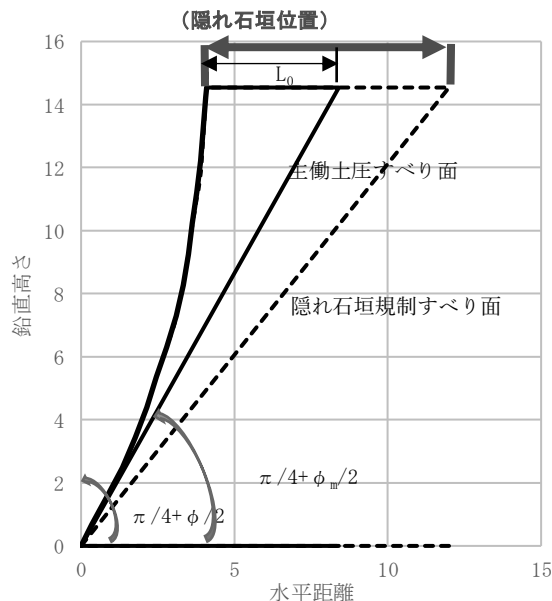


図-9 隠れ石垣効果とすべり線

図-9に示すように隠れ石垣効果はL>L0の条件で発揮される。

飯田丸五階櫓台石垣 F 面で報道された埋没石垣の位置関係は図-10のような概略図になる。頭部での埋没石垣の位置は現状石垣から約7m中に入ったところである。現状石垣から約7mの埋没石垣を考え、この位置に主働土圧すべり線が存在すると考えると内部摩擦角は15°になる。内部摩擦角は裏込め玉石の物性から考えると約45°が期待され、地震による崩壊石垣の形状から考えると緩詰石垣の内部摩擦角は約30°が想定される。したがって頭部における埋没石垣の位置は、予想される

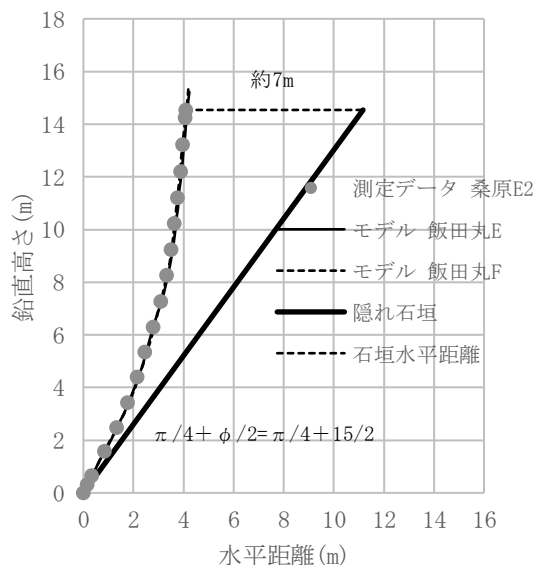


図-10 裏込めすべり線

裏込め石垣の想定主働すべり線よりも外側になり、埋没石垣はすべり線の発生を制約する位置にはない。

## 7 動的安定性

調和振動関数によるバネ力と裏込め主働土圧を用いた薄膜骨格モデルで動的安定解析を行った。表-4 が構成石垣の形状である。図-11 は飯田丸五階櫓台石垣 F 面、E 面の解析結果である。F 面は塗りつぶしマーク (●, ▲), E 面は色抜きマーク (○, △) である。石垣頭部の動的せん断安全率 (●, ○), 石垣頭部の動的回転安全率 (▲, △) を示している。

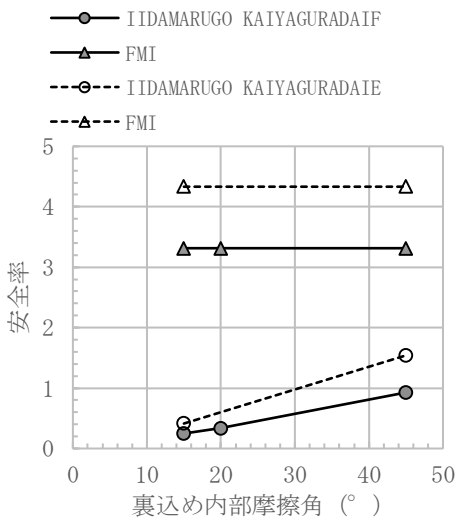


図-11 裏込め内部摩擦角と石垣頭部安全率

図より回転安全率は内部摩擦角によらず 3 以上であるが、せん断安全率は裏込め内部摩擦角の増大につれて動的せん断安全率は上昇するが、F 面では内部摩擦角 45° でも 1 以下である。E 面では内部摩擦角 45° では 1.5 以上になっている。裏込めは玉石が充填されているので、内部摩擦角は 45° 以上が期待できる。したがって F 面では崩壊し、E 面では非崩壊にとどまった崩壊状態が動的安定解析で説明できる。また隠れ石垣効果が発揮されるためには内部摩擦角 15° 程度以下でなければならないので、飯田丸五階櫓台石垣の安定性には隠れ石垣効果は見られないことを意味している。

飯田丸五階櫓台石垣 F 面の静的安全率、動的安全率の鉛直方向を示したのが図-12 である。塗りつぶしマーク (●, ▲) が静的せん断安全率、静的回転安全率である。高さ 10m 以上はせん断安全率が回転安全率に比べて大幅に小さい。高さ 10m 以下の安全率はせん断安全率、回転安全率いずれも類似した安全率である。石垣の高さは約 15m で、上部約 1/3 がせん断で不安定な安全率になっている。動的安全率は静的回転安全率に比べ、動的回転安全率はやや低下するが安定なレベルにある。これに

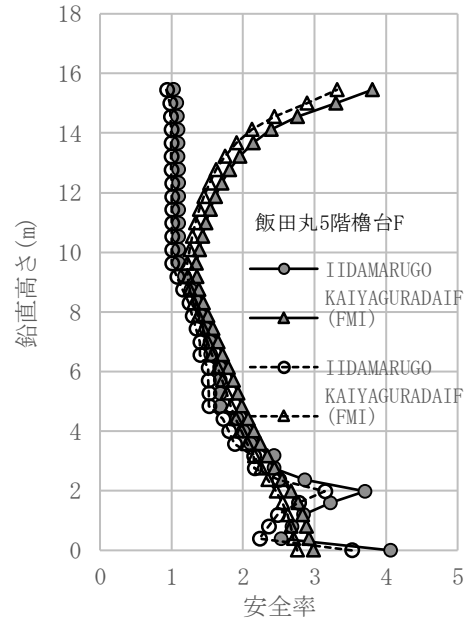


図-12 静的・動的安全率 (F面)

対し、せん断安全率は石垣頭部から高さ約 10m までは静的安全率ではやや 1 を上回っているが、動的せん断安全率は 1 以下である。その範囲が石垣の高さに対し、上から約 1/3 であり、写真-2 に示す上部約 1/3 が崩壊したという現象に対応していると考えている。

図-11 は鉛直方向分布の頭部の安全率を抜き出して表現したものである。その頭部の安全率でも図-12 のような安定性の形態が予想される。したがって飯田丸五階櫓台石垣 F 面では崩壊し、E 面では非崩壊にとどまった崩壊状態が薄膜骨格モデルによる動的安定解析で説明されることができると考えることができる。飯田丸五階櫓台 F 面は、静的安全率は 1 以上であったが、かろうじて安定性を保持しているものの、やや不安定な状態であった。その不安定な状態の石垣に動的な地震力が作用することにより上部が外側に飛び出すようにせん断で崩壊したと解釈することができる。非崩壊にとどまった E 面との石垣の形状を比較することにより、E 面は非崩壊、F 面は崩壊と明瞭に明瞭な現象に至ったかの原因として石垣形状が考えられる。石学形状を E 面、F 面に絞って再録したのが表-3 である。表より F 面の控え比が E 面の控え比に比べて非常に小さいことがわかる。E 面と F 面の安定解析による差はこの控え比からきていることが予想される。

F 面で控え比をパラメータに動的安定解析した結果を図-13 に示す。控え比を増加させるとせん断安全率、回転安全率も増加する。安全率 1 を基準に考えると動的せん断安全率は控え 0.58m で 1 を超える。飯田丸五階櫓台 F 面の薄膜骨格モデルでは  $b=0.45m$  としているので、控

え 0.58m とすると控え比は 1.28 になる。つまり F 面での計測値の平均値は  $c/b=1.2$  に対し、 $c/b=1.28$  とわずかに控えを長くすると少なくとも動的安全率は 1 を超える。

## 8 隠れ石垣効果と熊本城城郭石垣

図-14 は飯田丸五階櫓台石垣 E 面での隠れ石垣効果を確認する図である。裏込めの内部摩擦角が  $15^\circ$  以下であれば隠れ石垣効果が発揮されるが、裏込めの内部摩擦角を  $45^\circ$  と期待しているので、E 面では隠れ石垣効果が発揮されなくても、動的安全率が 1 以上であり非崩壊で保持されたことになる。

図中の●, ○印は滑動安全率, ▲, △は回転安全率である。色塗りは  $\phi 15^\circ$ , 白抜きは  $\phi 45^\circ$  である。回転安全率は二つの内部摩擦角は同じ結果を与える。これに対し滑動安全率は  $\phi 15^\circ$  の安全率が  $\phi 45^\circ$  の安全率に比べ大きい。薄膜骨格安定解析モデル式 (8), (11) より裏込め土の強度は直接的に滑動安全率に関係する。このため滑動安全率は  $\phi 15^\circ$  の結果  $< \phi 45^\circ$  の結果になることで説明できる。これに対し回転安全率への影響は直接的には表れない。

これまで石垣の計測結果を用いて、未申櫓台石垣では隠れ石垣効果を動的解析結果で確認し、飯田丸五階櫓台 E 面, F 面では隠れ石垣効果ではなく、控え比による崩壊・非崩壊を説明することができた。

石垣の計測結果を用いて、未申櫓台石垣では隠れ石垣効果を動的解析結果で確認し、飯田丸五階櫓台 E 面, F 面では隠れ石垣効果ではなく、控え比による崩壊・非崩壊を説明することができた。表-5 より場所 A, B は薄膜骨格モデルで計測された石垣形状に基づいて解釈することができた。今後 C, D がさしよりの対象になる。

## 9 おわりに

熊本城城郭石垣の実際の形状を用いて 2016 年熊本地震による非崩壊・崩壊条件を検討した。控えは石垣奥行長さであり、一般的には計測することは困難である。

本論文では実際の控え長さを用いて飯田丸五階櫓台石垣を対象に薄膜骨格安定解析モデルで解析した。この結果飯田丸五階櫓台石垣の南面が崩壊し、西面が非崩壊にとどまった原因として控え長さが影響しているという可能性が得ら

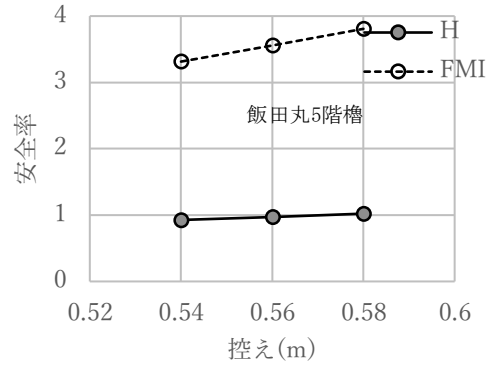


図-13 飯田丸五階櫓台 F 面控え効果

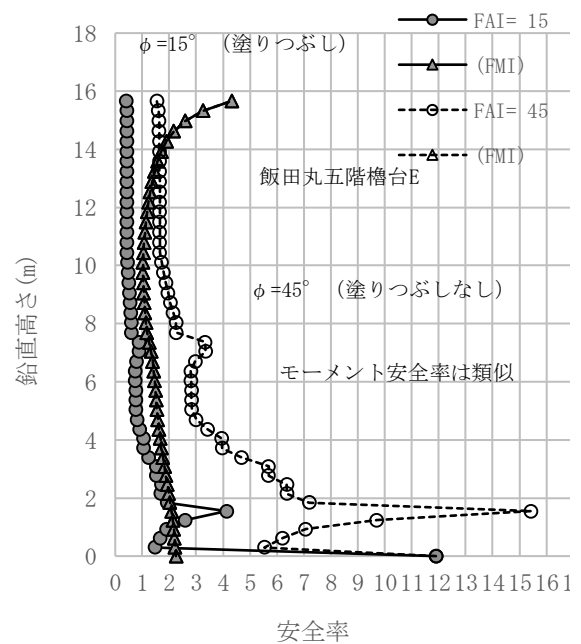


図-14 飯田丸五階櫓台石垣 E 面動的安全率

表-5 隠れ石垣効果の検討が必要な熊本城城郭石垣

場所	富田時代		2016熊本地震被災	備考	
	内部石垣	外部石垣)			
A	飯田丸五階櫓台南	II	V	×	
	飯田丸五階櫓台西			○	
B	未申櫓台	IV	V	○	
C	二様石垣	I	VI	○	
D	宇土櫓台	I	IV	△	
E	小天守台	I	V	○	
F	櫓方3階櫓台	IV	VI	○	ハバキ
G	源之進櫓	IV	VI	○	ハバキ
H	西竹之丸五階櫓	II	VI	○	ハバキ
○	被災なし	△	孕み	×	崩壊

れた。また奉行丸南西隅角部の未申櫓台の解析では隠れ

石垣効果を指摘したが、飯田丸五階櫓台石垣では隠れ石垣効果は影響していないという可能性を示した。

今後隠れ石垣効果の検討とともに、実際の控え長さをを用いた具体的な検証が必要である。

#### 参考文献

- 1) 福田光治：熊本城城郭石垣控えと動的安定性，土木学会 土木史研究会，2019.
- 2) 熊本日日新聞：文化財の価値を再認識，2019年6月1日，2019.
- 3) 福田光治：熊本城城壁石垣曲線形態の時代変遷と安定性安全率，材料学会 第12回地盤改良シンポジウム，2016.
- 4) 一般財団法人 土木研究センター：「箱型擁壁」工法設計・施工マニュアル，2016.
- 5) 熊本市熊本城調査研究センター：熊本城跡発掘調査報告書 1 ー飯田丸の調査ー，熊本城調査研究センター報告書 第1集，p.50，2014.
- 6) 熊本市教育委員会：特別史跡熊本城跡飯田丸一帯復元整備工事報告書，p.26、p.31、pp.47-65、2005.
- 7) 富田紘一：熊本城 歴史と魅力，熊本城顕彰会，pp.44-63，2008.
- 8) 福田光治：熊本城城郭石垣 2016 熊本地震前の測定データ，土木学会関西支部 地盤工学の知見に基づく歴史的地盤遺産の保全と活用に関する研究委員会，2018.
- 9) 仙台市建設局：青葉山公園仙台北壁石垣修復工事（仙台北壁石垣）工事報告書，2006.

(2020.4.20 受付)