

# 名古屋城石垣積直し工事における安定性評価について

西村 毅<sup>\*1</sup>・浦野和彦<sup>\*2</sup>・笠 博義<sup>\*3</sup>・西形達明<sup>\*4</sup>

名古屋城本丸石垣は築城後 400 年余りを経過し、経年劣化により「孕み出し」が生じ、現在石垣の修復工事が実施されている。本報告は変状が生じた原因を 2 次元の FEM 解析により推定し、その結果を積み直しに反映させることを目的として静的および動的解析を実施したものである。検討の結果、現状の地盤条件を反映した解体前の静的解析モデルでは、築石および裏栗石層に塑性ひずみの大きい領域が連続してすべり面を形成していると考えられ、不安定な状態にあると考えられた。また、ジオテキスタイルを設置した動的解析モデルでは、補強により対象とする石垣は、レベル 2 地震動に対してもある程度の変状は生じるものの崩壊には至らないものと判断された。

キーワード：城郭石垣、補強設計、動的 FEM 解析、ジオテキスタイル

## 1. まえがき

名古屋城本丸<sup>からめであすだし</sup>搦手馬出石垣は写真-1に示すように名古屋城天守の東北部において外堀に面した位置にある高さ約 16m の高石垣である。本石垣は築城後 400 年余りを経過し、経年劣化により「孕み出し」が生じており、現在石垣の修復工事が実施されている。本報告は、変状が生じた原因を 2 次元の FEM 解析により推定し、その結果を積み直しに反映させることを目的として、静的解析および動的解析を実施した結果について述べるものである。

平成 2 年度に実施した静的 FEM 解析の結果に基づき、積み直し時の安定性を確保するためにジオテキスタイルによる補強設計を行った。補強設計は、円弧すべり法を用いて別途実施したが、今回の解析はこの補強効果を検証するために実施したものである。具体的には、以下に示す項目を検討した。

- ① 静的な条件下でのジオテキスタイルの補強効果を確認する。
- ② 動的な条件下でのジオテキスタイルの補強効果を確認する。

## 2. 解析条件

### 2.1 解析断面

解析断面は図-1に示す A 断面（東西断面）とした。また、模式断面図を図-2に示した。



写真-1 工事箇所位置図



図-1 解析断面の位置

\*1 土木研究部 \*2 元安藤ハザマ \*3 技術研究所 \*4 関西地盤環境研究センター

## 2.2 入力パラメータ

解析に用いたパラメータを表-1に示した。パラメータの設定根拠を以下に示す。

- ① 地盤分類は図-2に基づいて行った。
- ② N値については、解析断面に近いボーリングデータより該当する地層の値を採用し、幅がある場合は、平均的な値を代表値とした。
- ③ 変形係数は道路橋示方書<sup>1)</sup>の方法によりN値より推定した。
- ④ 内部摩擦角(φ)および粘着力(c)については、サンプリング試験結果がある部分についてはその値を用い、それ以外については変形係数と同様に道路橋示方書<sup>1)</sup>の方法を用いてN値より算出した。

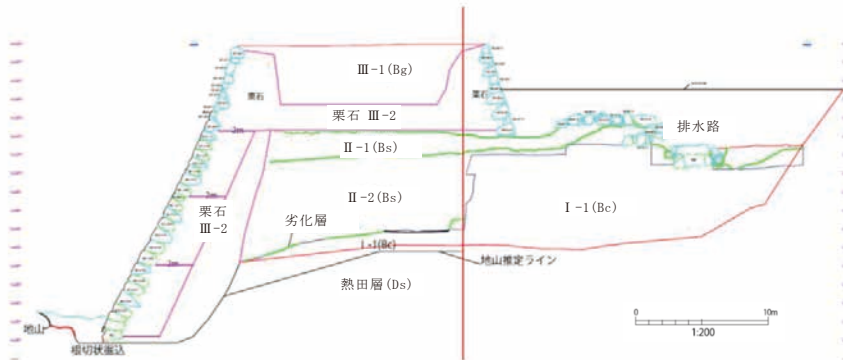
- ⑤ 盛土内の排水路は解析結果に影響を与えないと考えられるため、モデル化しないこととした。
- ⑥ 解体工事中に確認された脆弱部である劣化層については、事前に別途実施した検討結果により、その影響がほとんどなく、無視できると判断されたため、今回の検討ではモデル化は行っていない。
- ⑦ 枠工については、木材の弾性体材料としてモデル化した。

## 2.3 解析ケース

当該石垣に関するFEM解析全体の検討ケースを表-2に示した。

また、動的解析結果においては、ケース3-1で補強材

本丸搦手馬出No2石垣 背面盛土土層断面投影図(中央土層東西ライン)



地層名	土質	特徴	地質記号
III-1	シルト	隅櫓台上部盛土層(近代?)	Bg
III-2	亜円礫	隅櫓台下部栗石層(?)	
II-1	砂質	修復時盛土層(天和以降?)	Bs
II-2	砂質	修復時盛土層(天和2年)	Bs
I-1	粘土・シルト	始築期盛土層(慶長15年)	Bc

図-2 模式断面図 (A断面)

表-1 解析パラメータ

深度 GL - m	層厚 (m)	分類				単位体積重量 (γ kN/m <sup>3</sup> )	N値		変形係数 <sup>3)</sup> (kN/m <sup>2</sup> )	S波速度 Vs(m/s)	ポアソン 比	内部摩擦角 (φ°)	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	
		記号	区分	土質・岩種	年代		範囲	平均						
0.00	-2.9	-	築石	花崗岩	天和・慶長	26	-	-	100,000	-	0.3	45	50	
3.22	3.22	III-1	隅櫓台上部盛土層	シルト質土(Bs)	近代?	16	10~20	15	42,000	247	0.3	5	84	
4.63	1.41	III-2	栗石層	亜円礫	近代・天和?	16	20~30	25	70,000	234	0.3	35	0	
-	-	III-4*	堀底盛土層	中砂(Bs)	慶長~現代	16	4~7	6	16,800	-	0.3	24	36	
11	6.35	II-2	修復時盛土層	砂質土(Bs)	天和2年?	17	10~20	15	42,000	197	0.3	16	95	
11.4	0.43	I-1	始築時盛土層	粘土・シルト質土(Bc)	慶長15年	18	8~10	9	25,200	208	0.3	28	70	
18.7	7.30	D-1	熱田層	細砂(Ds)	-	16	10~20	15	42,000	197	0.3	42	43	
19.6	0.86	D-2	熱田層(御岳火山灰?)	火山灰質シルト(Ds)	-	16	5~10	7	19,600	191	0.3	25	42	
21.20	1.63	D-3	熱田層	砂質シルト(Ds)	-	16	25~50	38	106,400	292	0.3	39	228	
22.3 (本丸)	1.05	D-4	熱田層	火山灰質シルト(Ds)	-	20	12~25	18	50,400	262	0.3	31	108	
29	26.1	6.77	D-5	熱田層	砂礫(Dg)	-	20	32~50<	40	112,000	274	0.3	39	240

を用いていない条件をケース 3-2 として、ケース 3-1 の補強材の強度をより大きなものとしたものをケース 3-3 として検討を行った。なお、補強材として用いたジオテキスタイルの材料特性を表-3 に、材料の概要を図-3 に示した。

### 3. 静的解析結果

#### 3.1 解析モデル

静的解析モデルは図-2 に基づき作成した。石垣解体前のモデル（ケース 1-1）を図-4 に、枠工並びに背面盛土の改良を行って積み直したモデル（ケース 2-1）を図-5 に、さらにジオテキスタイルによる補強を行ったモデル（ケース 2-2）を図-6 に示した。

ここで、ケース 2-1 については、既に掘削されている背面盛土部分はⅡ-2 層と同等の地盤条件とし、櫓台部分の総栗石層並びにその上部の表層土は原状復帰されるも

のとしてモデル化している。また、ケース 1-1 では劣化層をモデル化しているが、前述のように、この影響がほとんど無視できることから、ケース 2-1 では劣化層はモデル化していない。

一方、ジオテキスタイルは別途行った標準設計法の検討結果をもとに敷設長さと間隔を決定した。また、用いるジオテキスタイルの材料特性もこの検討結果に基づいている。なお、メッシュ分割は自動分割で行った。

#### 3.2 静的解析結果

的解析結果として、塑性ひずみの分布について図-7～図-9 に示した。各図とも変形倍率は1倍、ひずみ量を示すカラーチャートも統一している。また、ケース 2-2 においてジオテキスタイルに生じる引張力を図-10 に示した。解析結果について以下にまとめて示す。

- ① 解体前の石垣では、栗石層内に円弧状に連続した塑性ひずみの発生域が認められ、この部分で、すべり

表-2 検討ケース

検討ケース	検討断面	静的動的	裏栗層	劣化層	逆石	総栗石層	背面地盤	枠工	ジオテキスタイル			
1-1	東西断面	静的	層厚現状	現状	現状	現状	現状	なし	なし			
2-1												
2-2												
3-1		動的		劣化層無し						現土 (Ⅱ-2 相当)	あり	あり (EX-100)
3-2											なし	
3-3											あり (EX-200)	

表-3 ジオテキスタイルの設計定数

種類	弾性係数	基準強度	設計引張強さ	
			常時	地震時
	kN/m	kN/m	kN/m	kN/m
EX-100	1,124	95	61.8	92.7
EX-200	2,027	187	121.6	182.4



図-3 検討に用いたジオテキスタイルの概要



が発生している状況が確認される。塑性ひずみは最大で6%, 石垣表面における最大変位量は石垣下部において10.1cmとなっている。

② 枠工および背面地盤改良により石垣の安定性は向上

し, 最大ひずみは3%, 石垣表面の変位量は最大4.6cmに減少する。

③ ジオテキスタイルを敷設することで, 石垣の安定性はさらに向上し, 最大ひずみは石垣の上端部で2%程

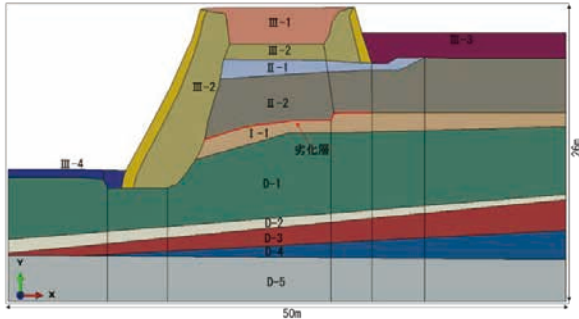


図-4 解析モデル (ケース 1-1: 解体前, 無補強)

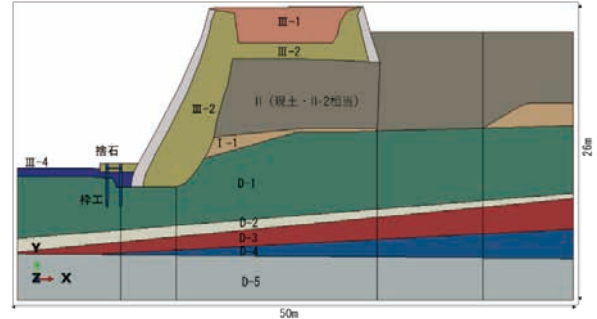


図-5 解析モデル (ケース 2-1: 補修後, 枠工+背面地盤改良)

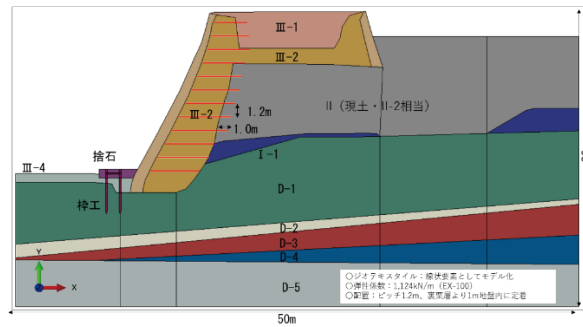


図-6 解析モデル (ケース 2-2: 補修後, 枠工+背面地盤改良+ジオテキスタイル)

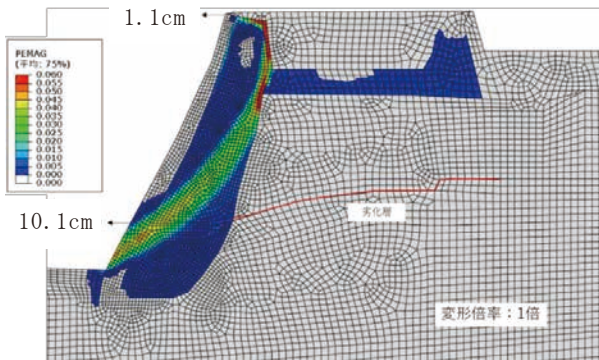


図-7 解析結果 - 塑性ひずみ (ケース 1-1)

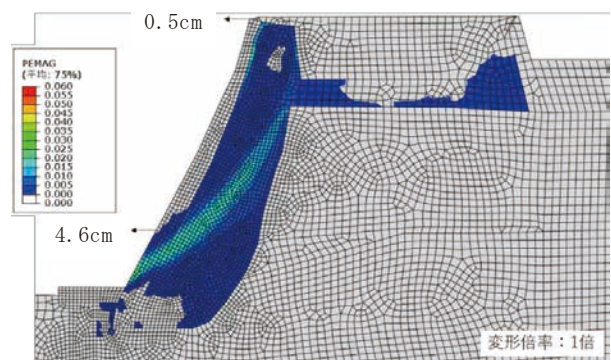


図-8 解析結果 - 塑性ひずみ (ケース 2-1)

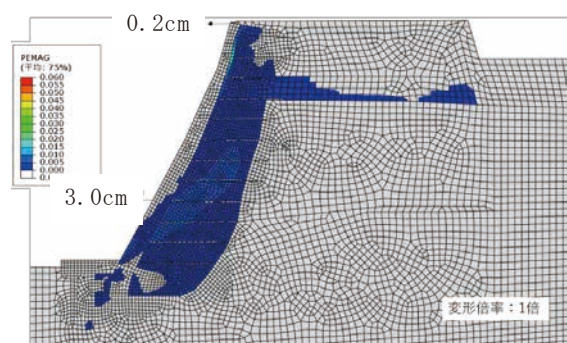


図-9 解析結果 - 塑性ひずみ (ケース 2-2)

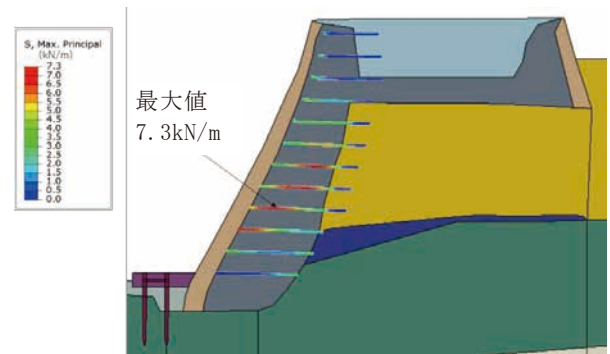


図-10 解析結果 - ジオテキスタイルに発生する引張力 (ケース 2-2)



度、栗石層内のすべり面付近では1%以下となる。また、変位量は3cmに減少し、静的な条件下ではほとんど変位が生じないという結果になっている。

④ 補強材として用いたジオテキスタイル (EX-100) の発生引張力の最大値は7.31kN/mであり、常時の設計引張強さの61.8kN/mと比較すると、その値は12%程

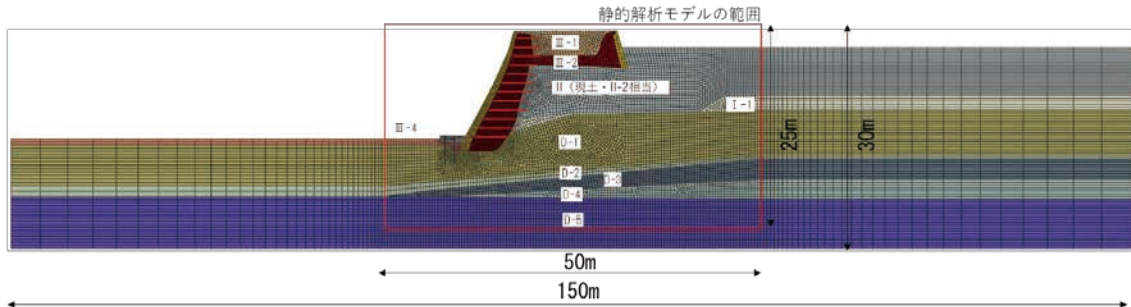


図-11 動的解析モデル (ケース 3-1)

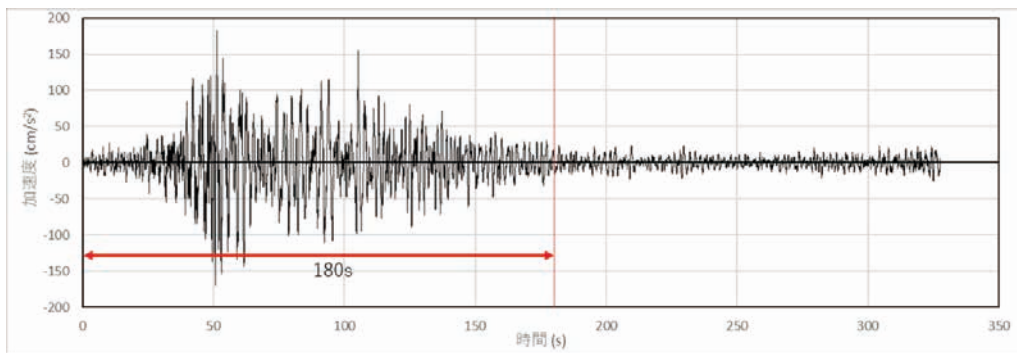
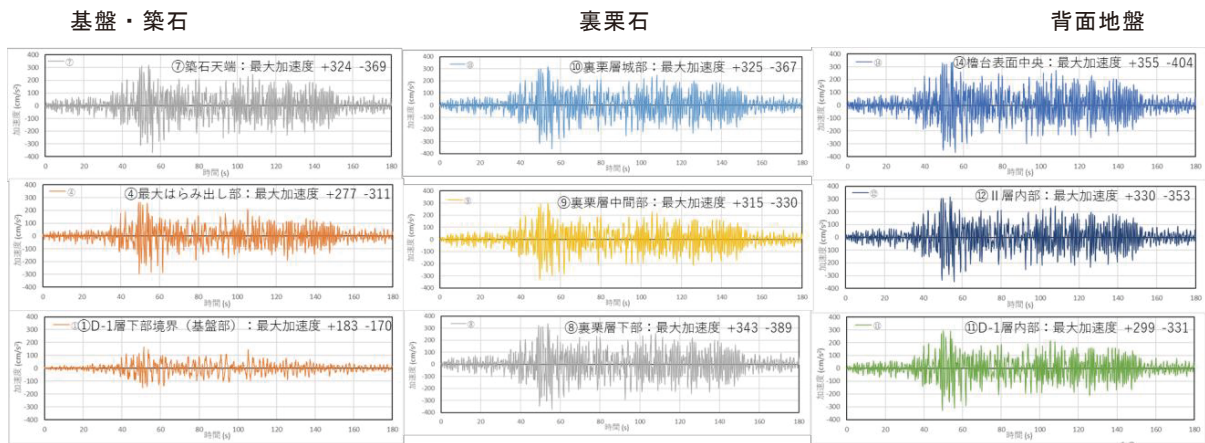


図-12 入力地震動



各地点における最大応答加速度

	基盤・築石	裏栗石	背面地盤
⑦	石垣天端 +324 -369	⑩ 上部 +325 -367	⑭ 檜台表面 +355 -404
④	石垣最大孕み 出し部 +277 -311	⑨ 中間部 +315 -330	⑫ 盛土 (II層) +330 -353
①	基盤 (D-1層 下部境界) +183 -170	⑧ 下部 +343 -389	⑪ 基礎地盤 (D-1 層) +299 -331

図-13 石垣の応答加速度のまとめ

度と小さく、十分な引張強度を有していると言うことができる。

#### 4. 動的解析結果

##### 4.1 解析モデル

動的解析モデル（ケース3-1）を図-11に示した。この図に示したように、D-5層下面を基盤面として、これより標高の高い部分をモデル化した。また、境界条件の影響を考慮して、静的モデルに対し、モデルの幅を50mから150mに拡大した。

##### 4.2 入力地震動

入力地震動は、震度V～VIに相当する地震動である想定新東海波を用いることとし、解析モデルの解放工学的基盤としたD-5層下部境界面における地震波を1次元地震動解析（SHAKE）により作成した。図-12に入力地震動を示した。

解析時間は、ほぼ振動が収束する $t=180\text{s}$ までとした。なお、この条件における最大加速度は、 $+182\text{cm/s}^2$ ( $t=51.44\text{s}$ )、 $-170\text{cm/s}^2$ ( $t=50.67\text{s}$ )であった。

##### 4.3 石垣の応答加速度分布

動的解析によって得られた、石垣を構成する築石、裏栗、背面地盤の代表的な地点における応答加速度を図-13に示した。

図-13から、基盤面での地震動の最大加速度が $183\text{cm/s}^2$ であるのに対して、石垣表面で $280\sim 370\text{cm/s}^2$ 、裏栗層で $315\sim 380\text{cm/s}^2$ 、盛土および背面地盤で $300\sim 350\text{cm/s}^2$ となり、櫓台地表面では最大 $400\text{cm/s}^2$ となる。なお、石垣表面および背面地盤では上部ほど応答加速度が大きくなる傾向があるが、裏栗石層では明瞭な傾向はみられない。

##### 4.4 石垣の水平変位

動的解析による石垣の水平変位について、図-14および図-15に整理した。これらの図では、基盤面における変位を基準として、各地点での変位を重ねて表示している。以下に検討結果を整理する。

- ① 築石における最大はらみ出し地点（④）の水平変位は、18cm程度となる。
- ② 築石の水平変位は $t=40\text{s}$ から増大し、 $t=120\text{s}$ 以降はほぼ一定となる。
- ③ 地盤内（①②③）の水平変位は0cm程度で一定で

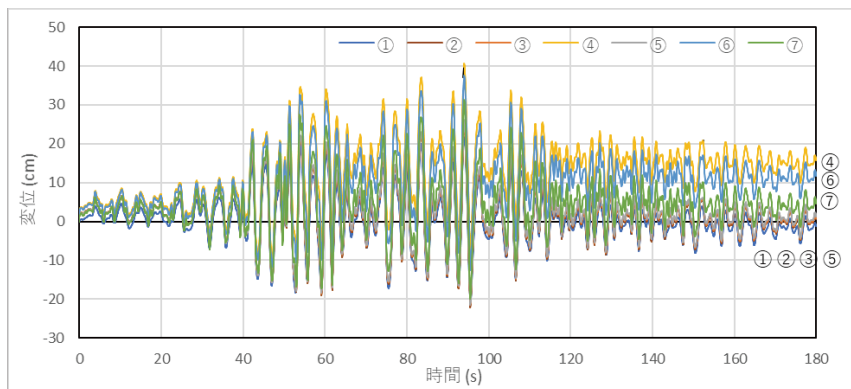
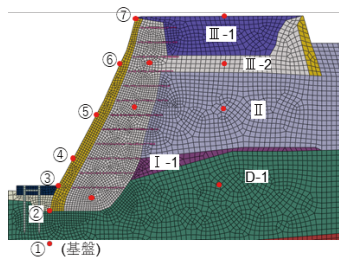


図-14 水平変位（築石）\*凡例の間隔は他の図の10倍（0.05%ピッチ）となっている

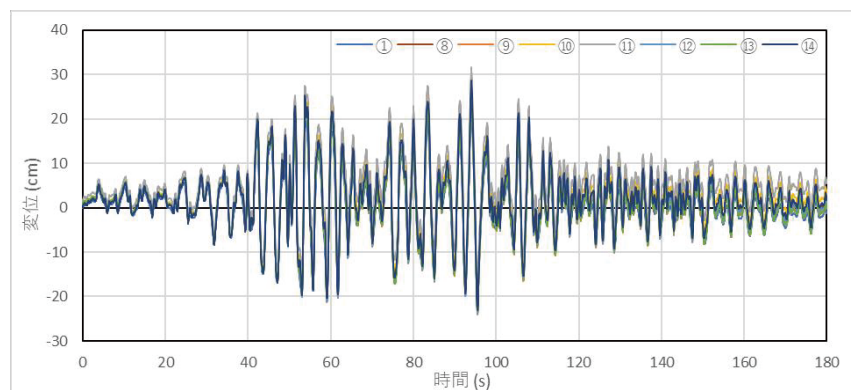
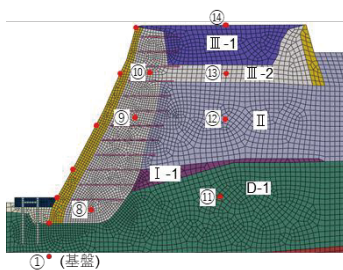


図-15 水平変位（裏栗石・背面地盤）

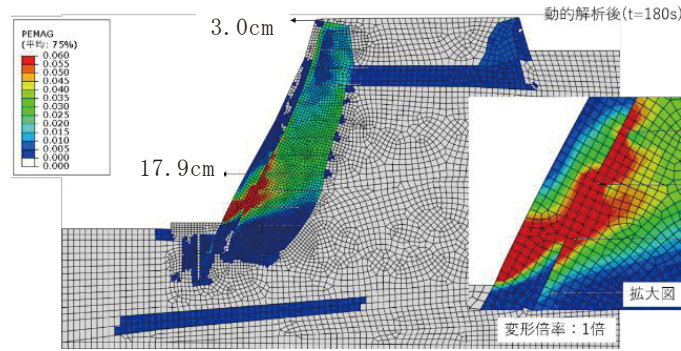


図-16 動的解析結果 - 塑性ひずみ (ケース 3-1)

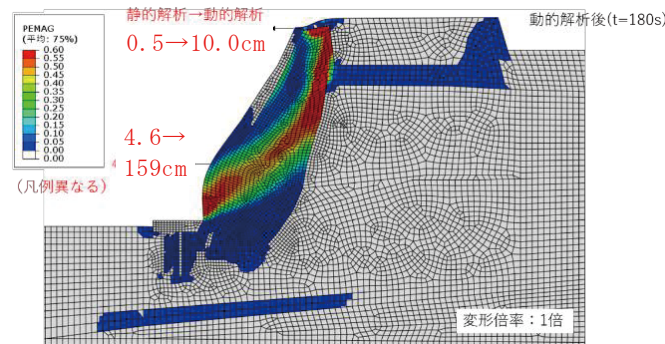


図-17 動的解析結果 - 塑性ひずみ (ケース 3-2)

\*凡例の間隔は他の図の10倍(0.05%ピッチ)となっている

ある。

- ④ 裏栗石部および背面地盤はほぼ一体となって振動し、水平方向の最終変位は5cm以下である。
- ⑤ 石垣表面の変位について整理すると、下部(④)および天端(⑦)はいずれも前方に向けて水平変位するが、その中間(⑤)では大きな変位は見られない。

#### 4.5 動的解析における塑性ひずみと引張力

動的解析による塑性ひずみについて図-16に示した。合わせて、対比のためにケース3-1において、ジオテキスタイル補強を行わない場合の解析結果をケース3-2として図-17に示した。なお、両図とも変形倍率は1倍で同じであるが、図-17ではひずみ量が大きいので、凡例のカラーチャートの区切りが10倍となっている。

これらの図から、ジオテキスタイルによる補強を行ったケース3-1では、築石および裏栗石層の塑性ひずみは静的解析結果に比較して大きくなるものの、石垣表面の最大変位でも17.9cmである。一方で、ジオテキスタイル補強を行わないケース3-2では、築石および裏栗石層内に極めて大きな塑性ひずみ領域が発生している。塑性ひずみの最大値は6%となり、はらみ出し量も最大で159cm

と非常に大きな値となる。これは、解体前の最大孕み出し量とされる60cmを大きく超えるものであり、現実の石垣では崩壊の危険性が大きいものと考えられる。

こうした検討結果から、対象とする石垣の修理においては、枠工、背面地山の補強だけでは、地震時の対策として不十分であると考えられる。一方、ジオテキスタイルの補強により、水平変位量は大きく抑制され、一部に石垣の孕み出しが生じるものの、全体が崩壊するような状況には至らないものと推定される。

ここで、用いるジオテキスタイルを、より強度が強いEX-200とした場合(ケース3-3)の解析結果を図-18に示した。この結果、築石および裏栗石層の塑性ひずみはEX-100に比べて少し小さくなり、石垣表面の最大変位も17.9cmから13.3cmに減少する。

なお、石垣の安定性を評価する一つの指標に、西田らが提案した「孕み出し指数」がある<sup>2)</sup>。これは、式(1)に示すように、石垣の高さに対する孕み出し量の比によって求められるもので、実際の変状石垣の計測結果をもとに導き出されたものである。なお、その値が6を超えている石垣は不安定であるとされている。

$$\text{孕み出し指数} = \delta \text{ (cm)} / h \text{ (m)} \quad (1)$$

参考までに、今回の解析結果をこの式で評価した結果を表-4にまとめた。ここで、石垣高さは14mとし、解



体前の孕み出し量については既存の資料より 60cm とした。また、安定性の評価は、山本らの研究成果<sup>3)</sup>に基づいて行った。

上記の解析結果のうち、ジオテキスタイルに生じる引張力を示したものが、図-19 である。この図に示したように、ジオテキスタイルに生じる引張力の最大値は

表-4 孕み出し指数による動的解析結果の評価

ケース	ジオテキスタイル	最大水平変位量 $\delta$ (cm)	孕み出し指数 $\delta/h$	安定性
1-1	なし	60	4.29	△
3-1	EX-100	17.9	1.28	○
3-2	なし	159.0	11.35	×
3-3	EX-200	13.3	0.95	○

安定性評価基準 (○ :  $\delta/h > 2$ 、△ :  $2 \leq \delta/h < 6$ 、× :  $6 \leq$ )

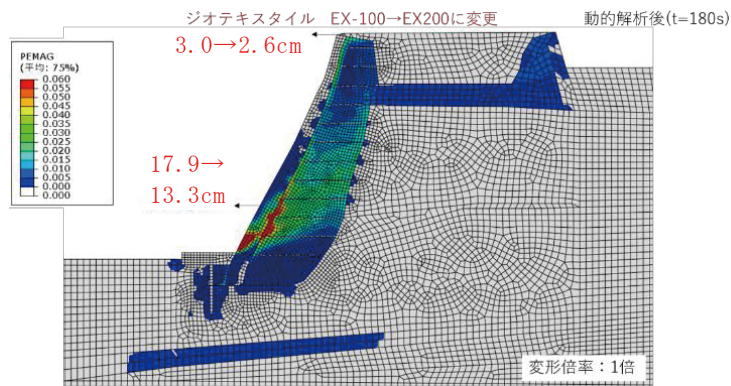


図-18 動的解析結果 - 塑性ひずみ (ケース 3-3)

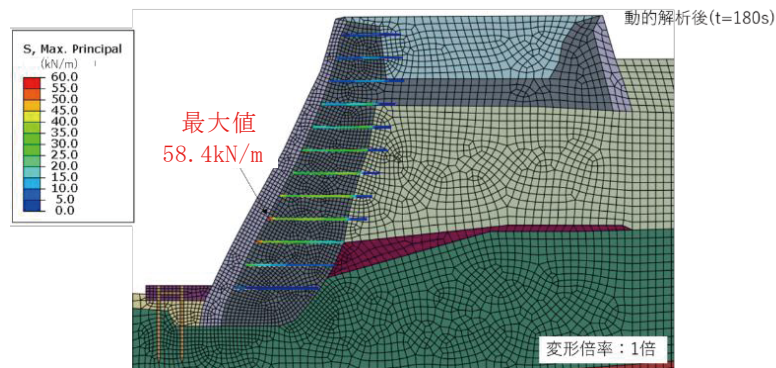


図-19 動的解析結果 - ジオテキスタイルに発生する引張力 (ケース 3-1)

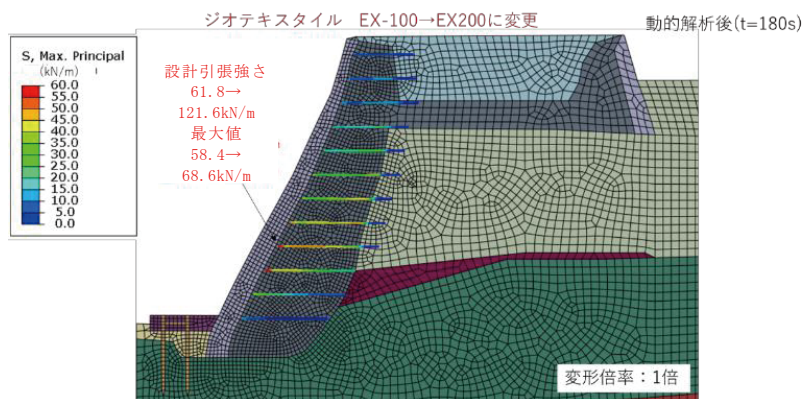


図-20 動的解析結果 - ジオテキスタイルに発生する引張力 (ケース 3-3)

58.4kN/mとなる。この値は、今回の解析で用いる補強材（トリグリッドEX-100）の地震時の設計引張強さの92.7kN/mと比較すると、約63%の大きさとなっており、地震時においても強度的に十分な余裕があるものと考えられる。

なお、用いるジオテキスタイルをEX-200に変更した場合について、図-20に示した。この解析結果では、ジオテキスタイルに発生する引張力の最大値は68.6kN/mとなる。これを地震時の設計引張強さの182.4kN/mと比較すると、38%程度の大きさとなり、強度的な余裕がさらに増大する。

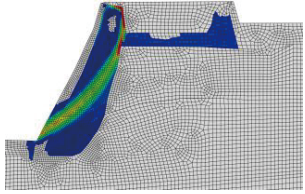
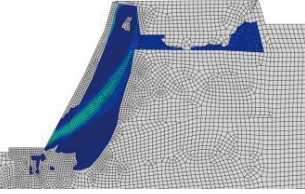
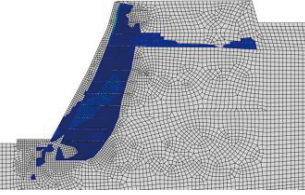
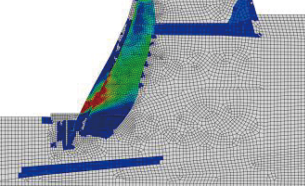
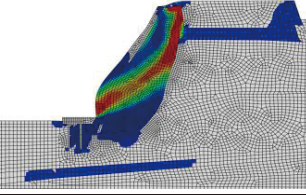
### 5. まとめ

本解析結果を以下にまとめる。また、その概要を表-5

に示した。

- ① 現状の地盤条件を反映した解体前の静的解析モデル（ケース1-1）では、築石および裏栗石層に塑性ひずみの大きい領域が連続してすべり面を形成していると考えられ、不安定な状態にあると考えられる。ただし、背面地山内には塑性域の発生がなく安定しているものと判断される。
- ② 背面地山を解体前の地盤相当の物性に改良し、枠工を設けた静的解析モデル（ケース2-1）では、築石および裏栗石層の塑性ひずみの大きさは小さくなっており、石垣表面の最大変位も4.6cmと小さい。このことから、静的状態での安定性は大きく改善されるものと考えられる。
- ③ ジオテキスタイルを設置した静的解析モデル（ケース2-2）では、さらに築石および裏栗石層の塑性ひ

表-5 解析結果のまとめ

ケース	背面地盤	枠工	補強材(*1)	手法	裏栗層	塑性ひずみ	はらみだし量	補強材引張力
1-1	劣化層あり 現状地盤	なし	なし	静的	現状厚		10.1 cm	
2-1	劣化層なし II-2 相当の 現土置換え	あり	なし				4.6 cm	
2-2			あり				3.0 cm	7.31 kN/m (12%) (*2)
3-1	劣化層なし II-2 相当の 現土置換え	あり	あり	動的	現状厚		17.9 cm	58.4 kN/m (63%)
3-2			なし				159 cm	

(\*1)補強材：ジオテキスタイル、(\*2)許容引張力に対する割合

ずみは小さい値となり、ジオテキスタイルの十分な補強効果が認められる。このとき、ジオテキスタイル (EX-100) の発生引張力の最大値は 7.31kN/m であり、常時の設計引張強さの 61.8kN/m と比較すると 12% 程度と小さいことから、十分な安全率が確保されている。

- ④ ジオテキスタイルを設置した動的解析モデル (ケース 2-2) では、築石および裏栗石層の塑性ひずみは大きく、石垣表面の最大変位も 17.9cm となっている。ジオテキスタイル (EX-100) に発生する引張力の最大値は 58.4kN/m となり、地震時の設計引張強さは 91.7kN/m と比較すると 63% 程度の大きさである。このことから、ジオテキスタイルの補強により、対象とする石垣は、レベル 2 地震動に対しても、ある程度の変状は生じるものの崩壊には至らないものと判断される。
- ⑤ なお、ジオテキスタイルの引張強度をより大きなもの (EX-200) にしたケース 3-2 においては、同じ条件の動的解析においても、発生する引張力は設計強度の 40% 以下となり、安全率は一層向上する。
- ⑥ ケース 3-1 として実施したジオテキスタイルを設置していない補強モデルでは、L2 地震動に対して 6% 以上の非常に大きなひずみが発生し、160cm 程度の最大変位変形が生じるものと推定される。こうしたことから、想定される当南海トラフ地震のような巨大地震に対する補強としては、ジオテキスタイルを用いない補強対策のみでは不十分であると考えられる。

- ⑦ 孕み出し指数<sup>2)</sup>を用いた評価からも、ジオテキスタイルを用いた補強効果が確認され、この方法が当該石垣の安定性確保において有効であると判断される。

#### 謝 辞

本検討の一部は、名古屋市名古屋城総合事務所の委託により実施されたものであり、解析に際しては資料のご提供を頂くとともに、ご指導を賜りました。ここに紙面を借りて心より感謝を申し上げます。

#### 参 考 文 献

- 1) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説
- 2) 西田一彦，西形達明，中村博司，久武勝保，玉野富雄，中川光雄：大阪城石垣の歴史的崩壊記録と安定に関する考察，木学会土木史研究講演集，Vol. 16，pp. 601～608，1996
- 3) 山本浩之，笠博義，八尾健太郎，西田一彦：大型振動台実験に基づく城郭石垣の安定性評価手法の一提案，土木学会第 60 回年次学術講演会講演概要集，IV -248，pp. 495～496，2011

---

### Stability evaluation at restoration works of Nagoya Castle masonry wall

Tsuyoshi NISHIMURA, Kazuhiko URANO, Hiroyoshi KASA and Tatsuaki NISHIGATA

The masonry walls of Nagoya Castle have been deteriorating for over 400 years since their construction and have become "bulged" due to aging. This report describes the results of static and dynamic analyses conducted to estimate the cause of the deformation using a two-dimensional FEM analysis and to reflect the results in the restoration work. As a result, the static analysis model before dismantling, which reflects the current ground conditions, shows that the stone layers are unstable because they are considered to have a series of slip surfaces with large plastic strain. In the dynamic analysis model with the geotextile installed, it was judged that the stone wall did not collapse under Level 2 earthquake motion, although some deformation occurred.

---