

名古屋城石垣積直し工事における安定性評価について

安藤ハザマ 正会員 ○西村 毅

安藤ハザマ 正会員 浦野 和彦

安藤ハザマ 正会員 笠 博義

関西地盤環境研究センター 正会員 西形 達明

1. 目的

名古屋城本丸搦手馬出石垣は、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。

城郭石垣のように歴史的・文化財的な価値を有する構造物の補修においては、そのもの自体が本物であることの価値 (authenticity) の保全と、必要に応じて工学的に復元可能 (reversible) であることの二つの相反する事項を満たすことが要求されるという特殊性を持っている。

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。

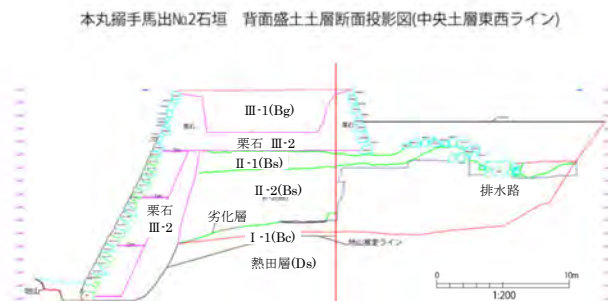
2. 解析条件

(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。



図-1 解析断面の位置



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)

(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。
- ②N 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¹⁾の方法により N 値より推定した。

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

連絡先 〒305-0822 茨城県つくば市荻間 515-1 Tel.029-858-8800

- 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¹⁾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。

表-1 解析パラメータ

深度		層厚 (m)	分類				単位体積重量 (γ kN/m ³)	N値		変形係数 ³⁾ (kN/m ²)	S波速度 Vs (m/s)	ポアソン 比	内部摩擦角 (ϕ°)	粘着力 (kN/m ²)
GL	- m		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	隅槽台上部盛土層	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	垂円礫	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

(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（トリグリッド）の材料特性を表-3 に、材料の概要を図-3 に示した。

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	砕工	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(II-2 相当)	あり	なし	
2-1			層厚現状	劣化層無し						EX-100
2-2										
3-1		動的							EX-100	
3-2			EX-200							
3-3										

表-3 ジオテキスタイル（トリグリッド）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

3. 静的解析結果

(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、修復工事によって既に掘削されている背面盛土部分は表-1 に示す II-2 層と同等の地盤条件とし、檜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 以降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同隔を決定した。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が、築石および栗石層については、周辺より細かなメッシュとなるようにした。

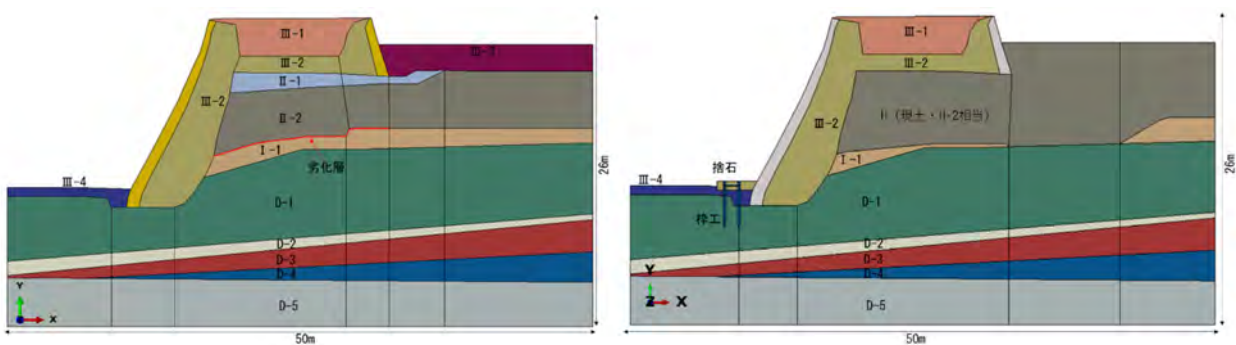


図-4 解析モデル（ケース 1-1：解体前，無補強） 図-5 解析モデル（ケース 2-1：補修後，枠工＋背面地盤改良）

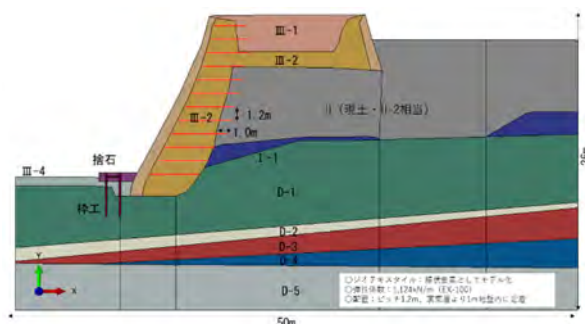


図-6 解析モデル（ケース 2-2：補修後，枠工＋背面地盤改良＋ジオテキスタイル）

(2) 静的解析結果

静的解析結果として、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を示す。

- 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。(ケース1-1、図-7)
- 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。(ケース2-1、図-8)
- 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。(ケース2-2、図-9)
- 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%程度と小さく、十分余裕のある引張強度を有しているといえる。(ケース2-2、図-10)

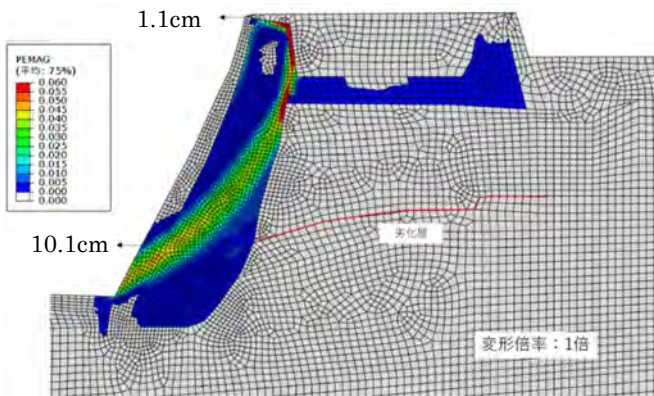


図-7 解析結果-塑性ひずみ (ケース1-1)

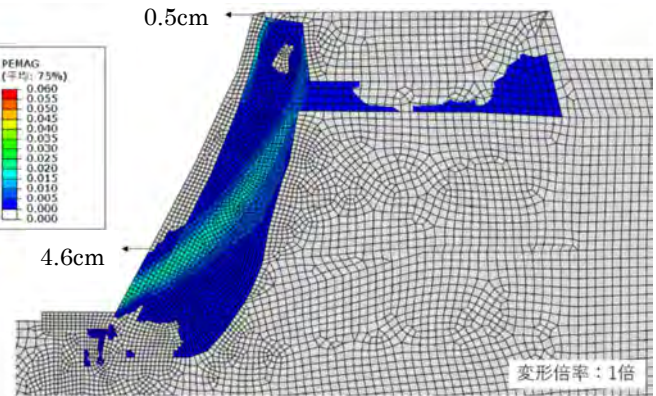


図-8 解析結果-塑性ひずみ (ケース2-1)

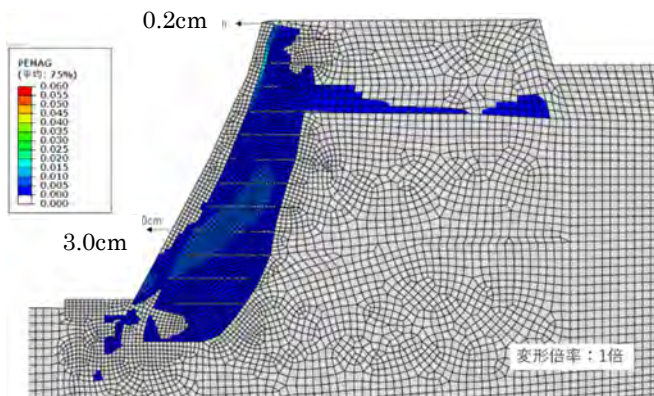


図-9 解析結果-塑性ひずみ (ケース2-2)

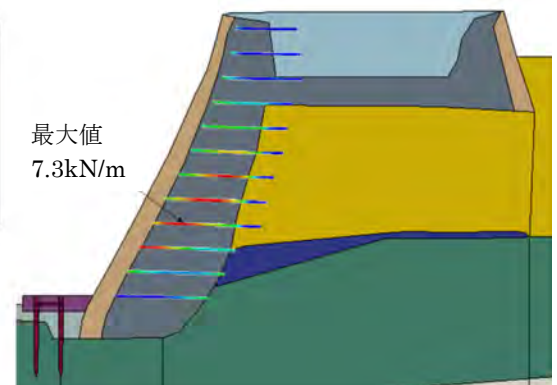


図-10 解析結果-ジオテキスタイルに発生する引張力 (ケース2-2)

4. 動的解析結果

(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。

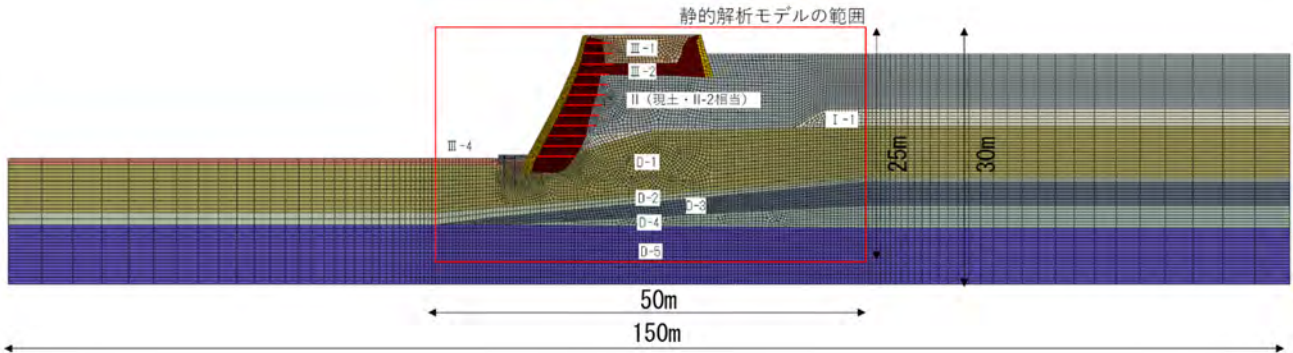


図-11 動的解析モデル

(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。

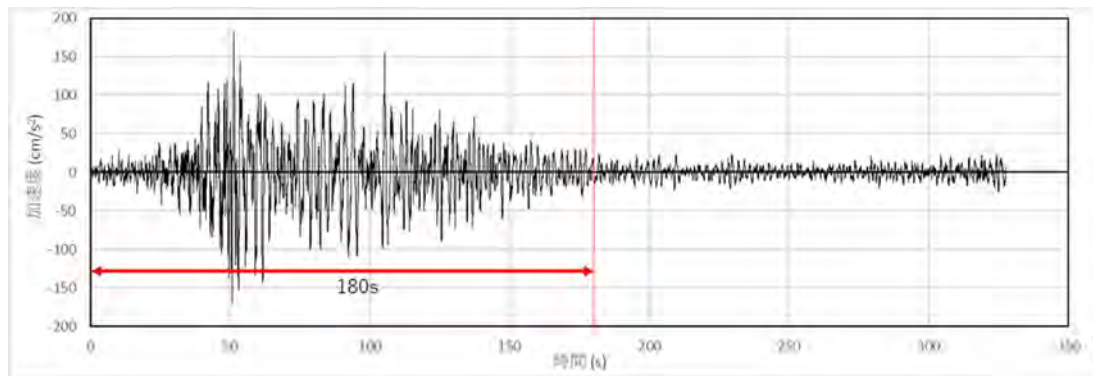


図-12 入力地震動

(3) 動的解析結果

動的解析による塑性ひずみについて図-13 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-14 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-14 ではひずみ量が大きいため、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のケース 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。

以上のような検討結果から、対象とする石垣の修理においては、砕工、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、より強度が大きい EX-200 とした場合（ケース 3-3）の解析結果を図-15 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。すなわち、より引張強度の大きな補強材を用いることで、さらに安定性が向上することが確認された。

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²⁾。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-3 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³⁾に基づいて行った。

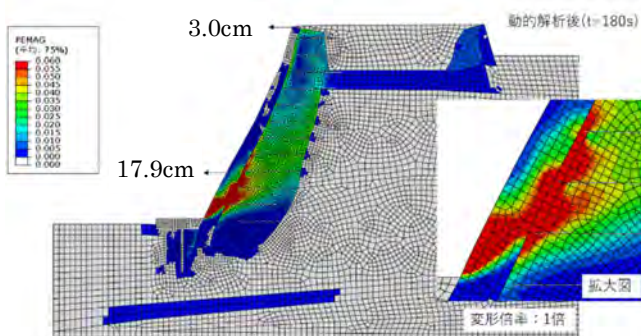


図-13 動的解析結果-塑性ひずみ（ケース 3-1）

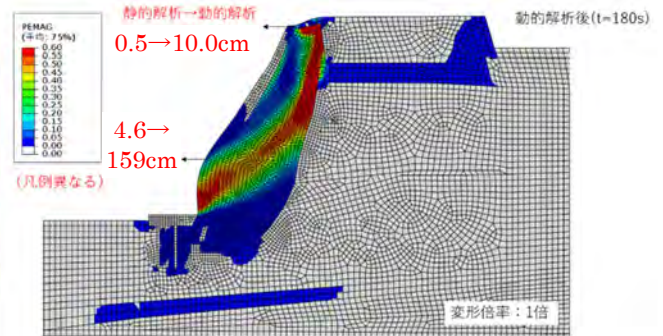


図-14 動的解析結果-塑性ひずみ（ケース 3-2）

*凡例の間隔は他の図の 10 倍（0.05%ピッチ）となっている

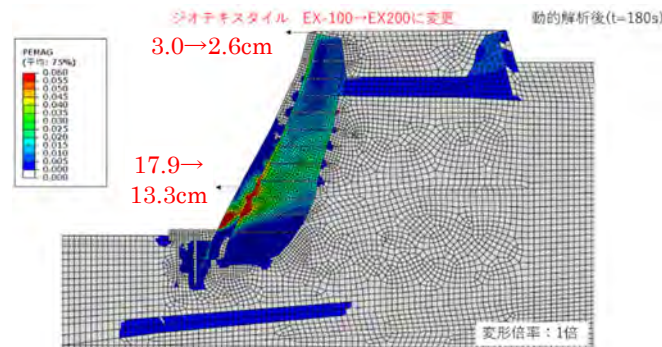


図-15 動的解析結果-塑性ひずみ（ケース 3-3）

表-3 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 $\delta(\text{cm})$	孕み出し指数 δ/h	安定性
解体前	なし	60.0	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（○： $\delta/h < 2$ ，△： $2 \leq \delta/h < 6$ ，×： $6 \leq$ ）

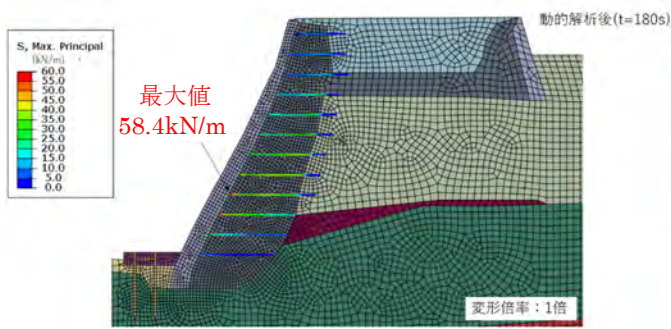


図-16 動的解析結果-ジオテキスタイルに発生する引張力（ケース 3-1）

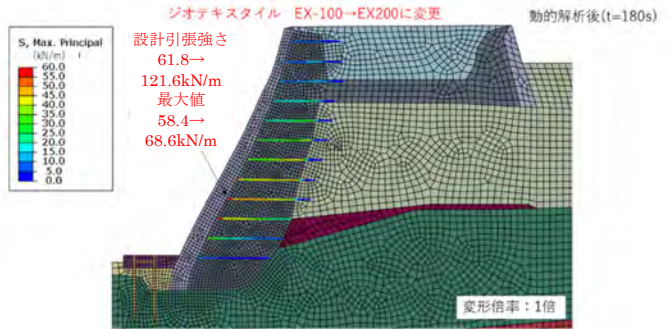


図-17 動的解析結果-ジオテキスタイルに発生する引張力（ケース 3-3）

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-16**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 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-17**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。

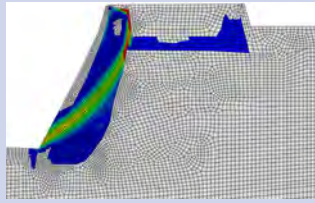
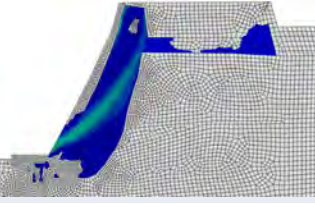
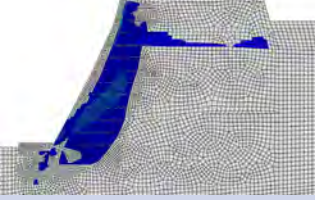
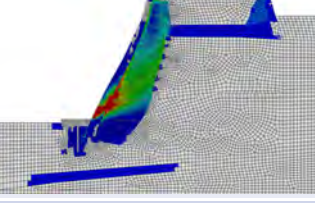
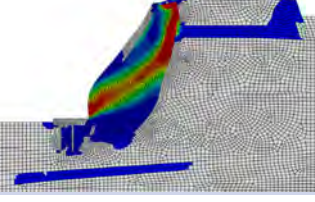
5. まとめ

本解析結果を以下にまとめる。また、その概要を**表-4**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は認められず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 3-1）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推測される。
- ⑤ケース 3-2 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、当該地域において今後発生が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。
- ⑥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 3-3 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。

⑦孕み出し指数²⁾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。

表-4 解析結果のまとめ

解析ケース	背面地盤	砕工	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				あり	動的	
2-2				3.0 cm				7.31 kN/m (12%)(* 2)
3-1				17.9 cm				58.4 kN/m (63%)
3-2		なし					159 cm	

謝辞

本検討の一部は、名古屋市観光文化交流局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、幅広く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