６．　祈祷櫓の石垣についての検証

6-1. 概要

図 6-１は、松江城の平面図である。天守の東側は、比較的高い石垣が連なる箇所である。今回、隅石①・隅石②の変状について模型を利用した検証を行う。

①　隅石①は、石垣の直高 13m で最も高い箇所となる。

ここが、祈祷櫓の石垣と呼ばれる箇所で、過去に何度も崩れていることが記録されている。図 6-2 は、隅石①の現在（修復後）の形状である。何度か補修されているが、当初の形状の記録は残っていない。

②　隅石②は、石垣の直高 11m で次に高い箇所となる。

図 6-3 は、修復前の形状である。

図 6-4 は、修復後の形状である。

図 6-4 中の破線は、修復前の形状を重ねたものである。

隅石①隅石②共に、石垣の基礎地盤が泥岩となる（6-2 参照）。隅石①の崩れや、隅石②の変形は、基礎地盤の泥岩が関係していると考察している。ここでは、基礎地盤の支持力が低いことが、石垣の安定にどのように影響するのかを実験で確かめてみた。

6-2. 隅石①隅石②の地盤状況

図 6-１の A-B 線・C-D 線の断面図を、図の下に示した。

・上位より、酸性凝灰岩、泥質岩、砂岩となっている。

・A-B 断面図では、泥質岩がほぼ水平に堆積していることがわかる。ただし A 側では下がっていることが地表踏査で確認されている。

・C-D 断面図では、泥質岩が D 側で高くなっていることがわかる。

地層推定断面図から、隅石①隅石②の基礎地盤は泥岩となる。

調査ボーリングは、図 6-１中の B-1 と B-2 で行われている。隅石①に近いボーリングは B-2 で、資料.6-1 に柱状図を示す。泥質岩は強風化状態で層厚 3m 程度となっており、N 値は 8 程度である。N 値が低いのは、地表面に近く風化が進行したものと予想される。柱状図には次のように記載されている。

「岩の組織を留めるが著しい風化のため試料は硬質粘土状を呈する」

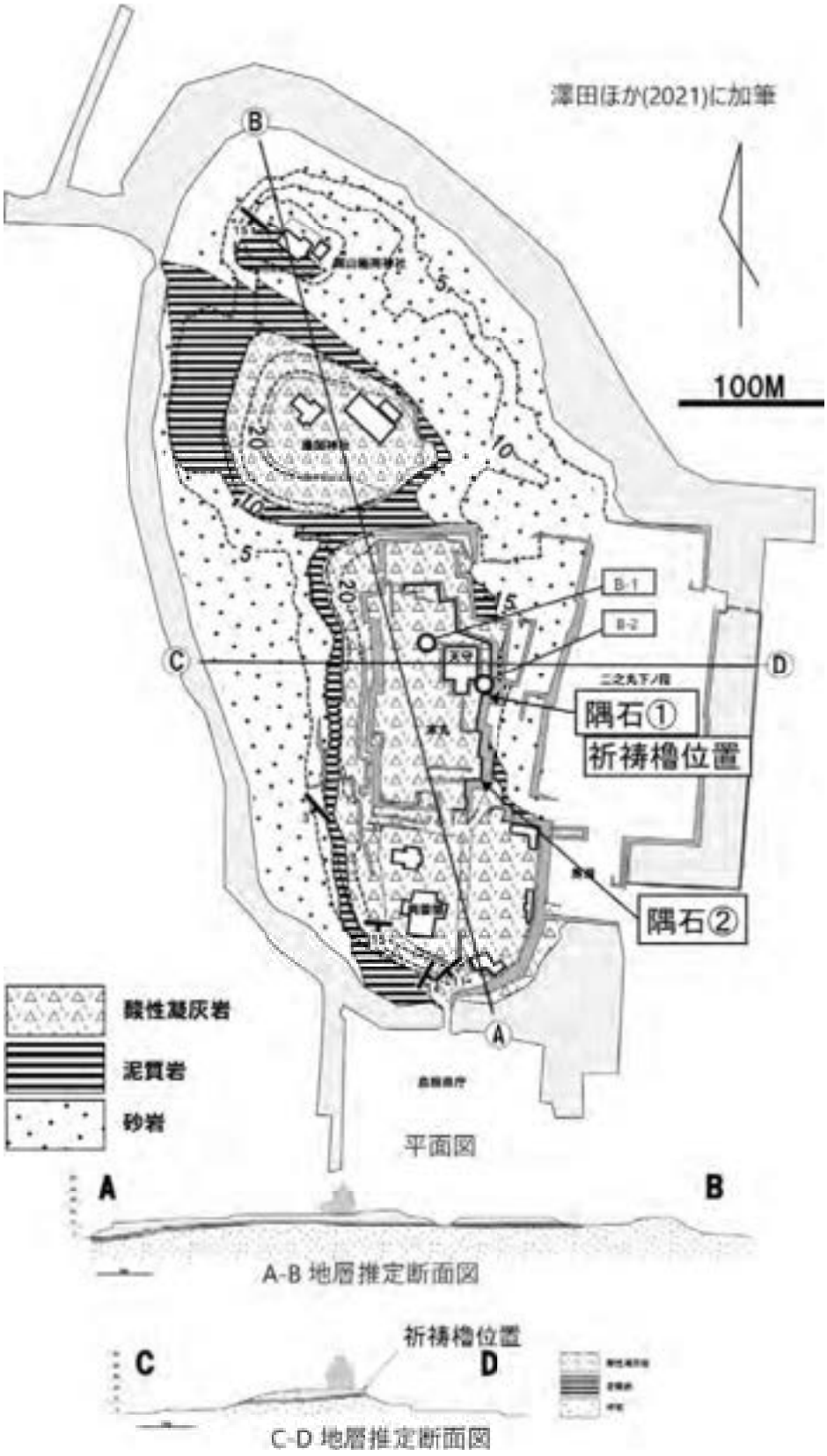


図 6-1　松江城平面図・地層断面図

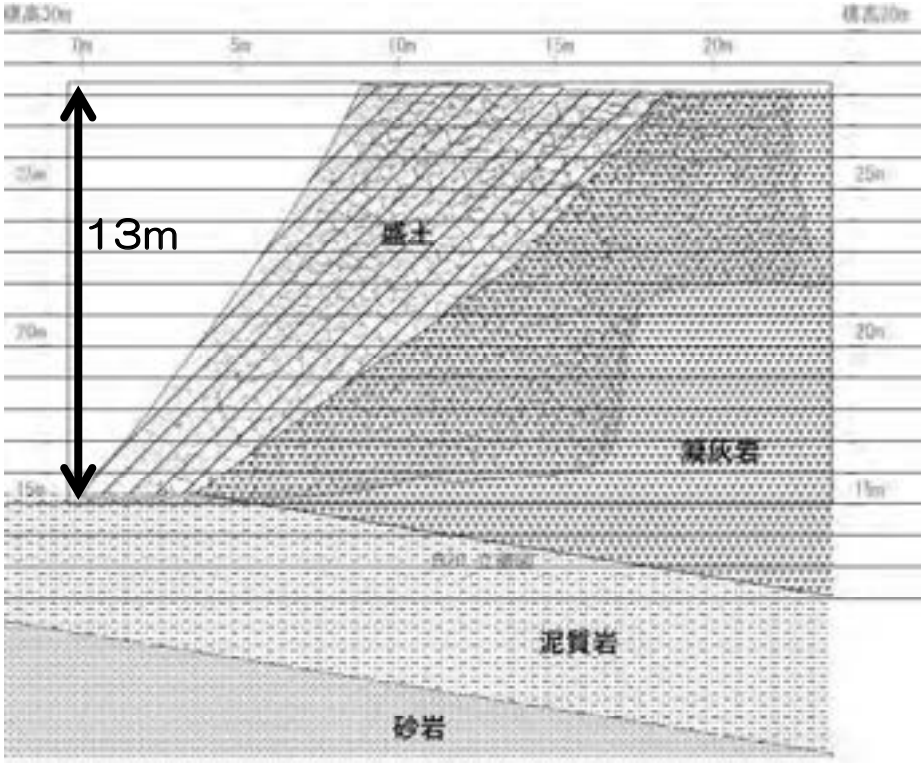


図 6-2　隅石①の断面形状（修復後）

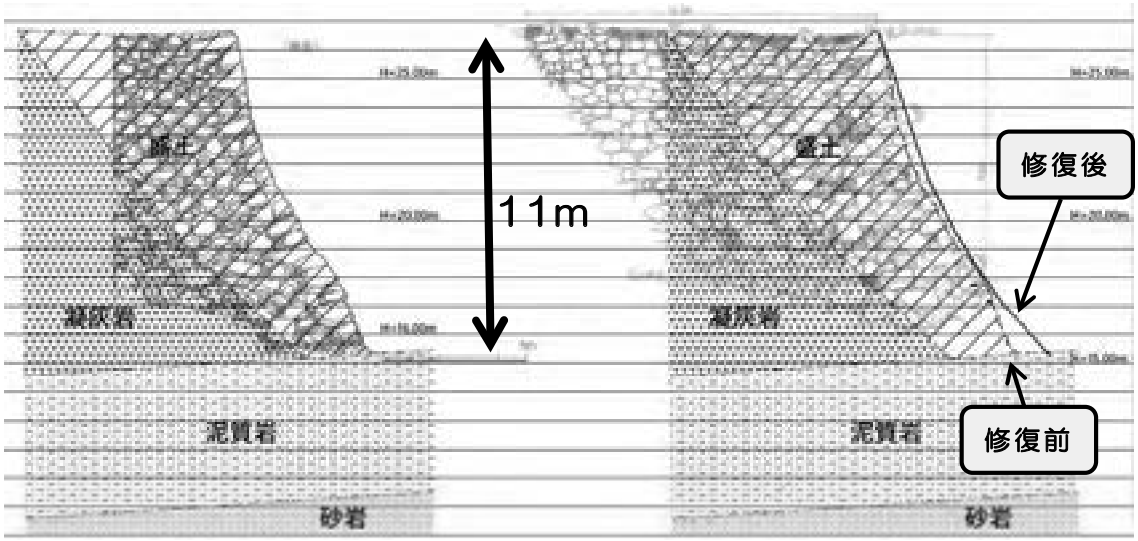
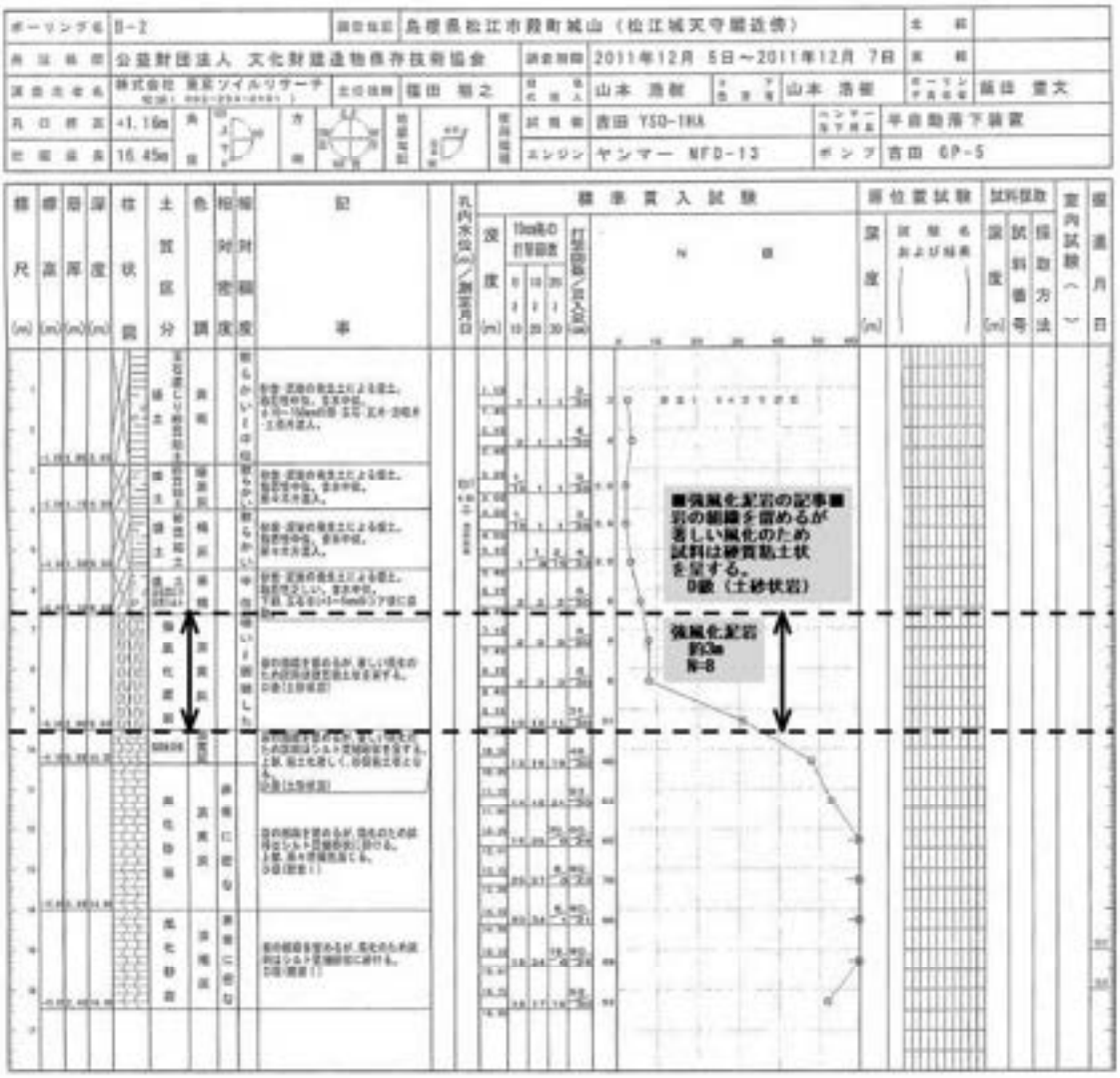


図 6-3　隅石②の断面形状
（修復前）

図 6-4　隅石②の断面形状
（修復後）



資料 6-1　ボーリング BP.2 柱状図

6-3. 基礎地盤が良い場合の石垣実験

実験目的

基礎地盤が良い場合は、石垣下面では、滑動変形や支持力不足は発生しにくい。従って、石垣下面での滑動変形と支持力不足による沈下がない状態で実験した。この実験のポイントは以下の 2 点である。

- 石垣の表面形状（直線・寺勾配）の違いによる安定性評価
- 寺勾配の場合、石の積み方の違いによる安定性評価

実験方法

写真 6-1 のように、石垣をモデル化した。モデル化した材料を以下に示す。

石垣　　積木（100 円ショップ）幅 6 cm*高さ 3 cm、幅 3 cm*高さ 3 cm。

傾斜調整　積木間に硬質ゴムを挟み、寺勾配をつくる。

滑り止め　積木間には幅広の輪ゴムを挟み、摩擦抵抗を一定とした。

勾配　　擁壁天端位置が 1:0.3 の勾配と合致するように配置した。

裏込土　　ボルトナットのナット（3 粒径）を用いて盛土を表現した。

重力発生　下の枠を 45 度まで傾斜させることで、重力を作用させる。

地震力発生　左上のモーターを加工したもので、地震時の振動を与える。

枠を傾斜させ重力を作用させた後に、地震時の振動を与える。

地震の強さ　単 3 電池 1 本と 2 本を繋ぐことで、2 段階の強さが可能。

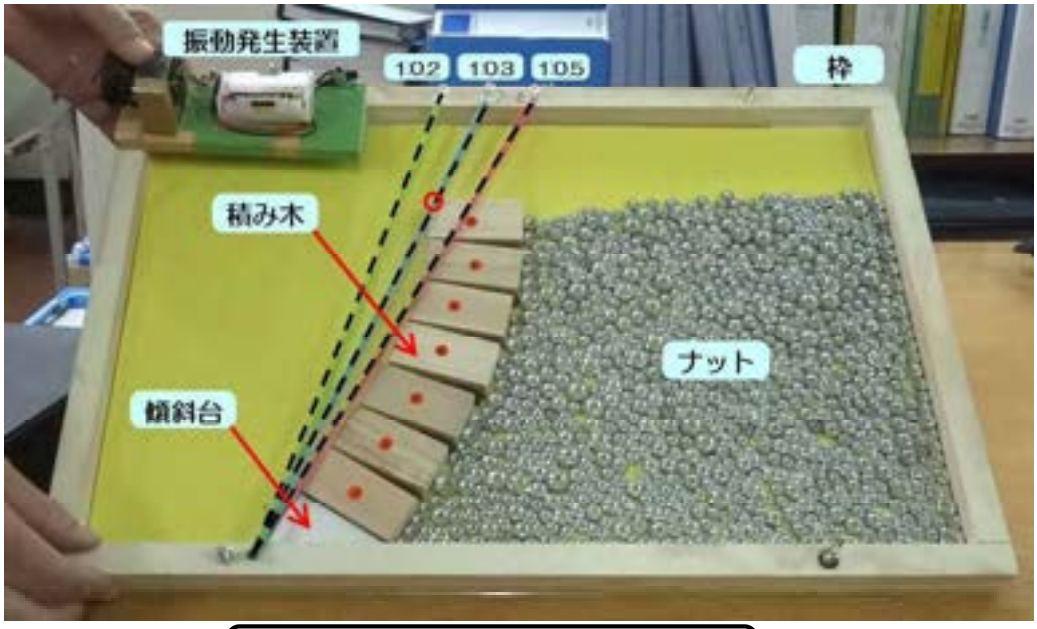


写真 6-1　実験方法説明写真

実験ケース

以下の 3 ケースで実験を行った。

ケース 1　単一勾配（1:0.3）　擁壁幅 6 cm　写真 6-2

ケース 2　寺勾配（1:0.3 相当）　擁壁幅 6 cm　写真 6-3

ケース 3　寺勾配（1:0.3 相当）　擁壁幅 6 cm・3 cm 混合　写真 6-4

ケース 1 は擁壁形状を単一勾配にしたもので、ケース 2 の寺勾配にしたものと比較した。勾配は 1:0.3 であるが、寺勾配の場合は法尻と天端を結んだ勾配を 1:0.3 としている。ケース 2 は幅 6 cm の積み木であるが、ケース 3 は幅 6 cm と幅 3 cm を交互に重ねたのである。

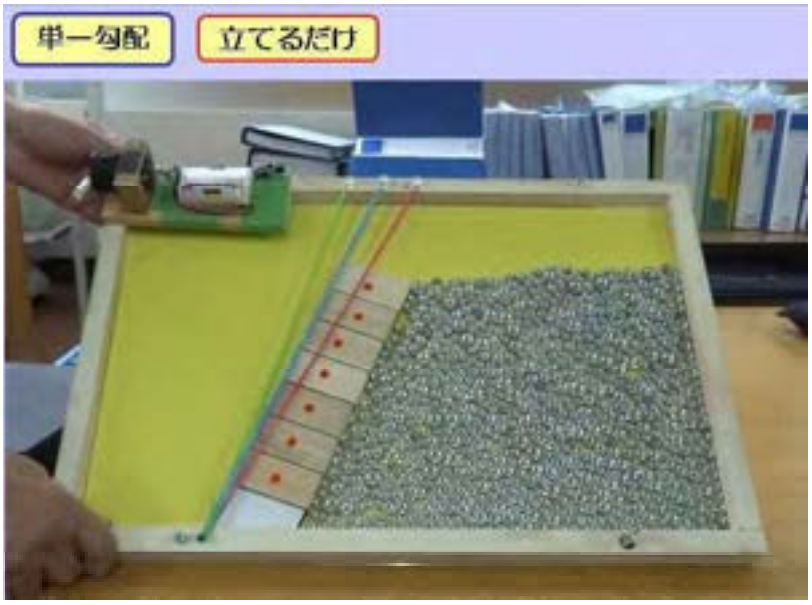


写真 6-2
ケース 1
単一勾配
勾配 1:0.3
積み木幅
6cm

写真 6-3
ケース 2
寺勾配
勾配 1:0.3
積み木幅
6cm

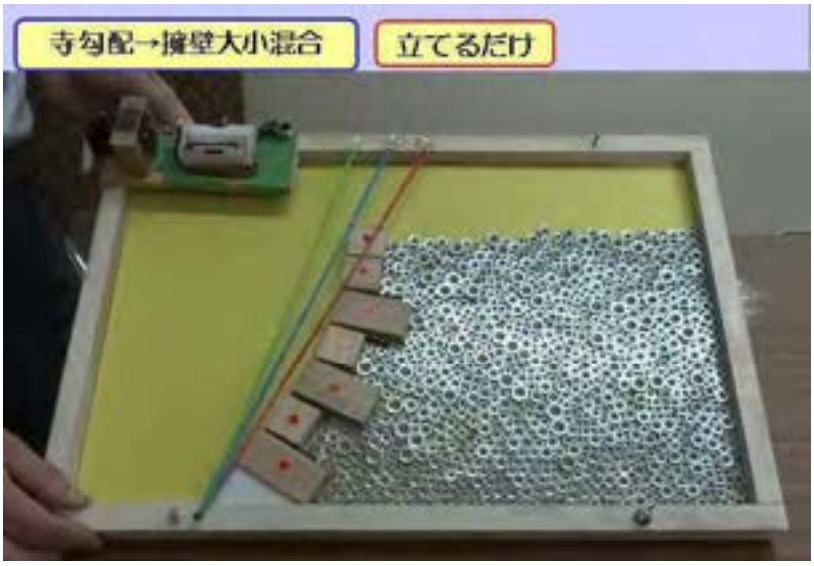


写真 6-4
ケース 3
寺勾配
勾配 1:0.3
積み木幅
6・3cm 混合

実験結果

変形後の状況を以下に整理した。表-1 には結果一覧を示す。ケース 3 が最も安定していることがわかった。

ケース 1　単一勾配（1:0.3）　擁壁幅 6 cm　写真 6-5

ケース 2　寺勾配（1:0.3 相当）　擁壁幅 6 cm　写真 6-6

ケース 3　寺勾配（1:0.3 相当）　擁壁幅 6 cm・3 cm混合　写真 6-7

写真 6-5
ケース 1
単一勾配
勾配 1:0.3
積み木幅
6cm

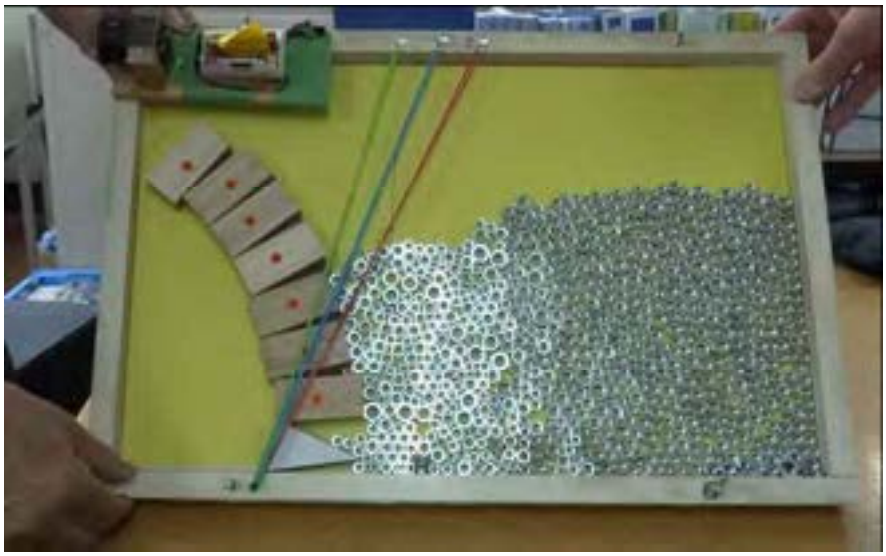


写真 6-6
ケース 2
寺勾配
勾配 1:0.3
積み木幅
6cm

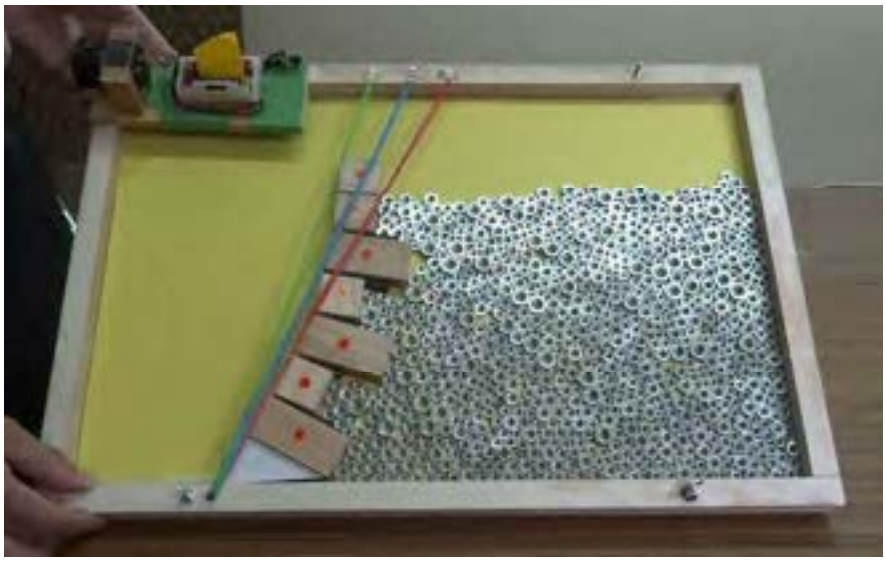


写真 6-7
ケース３
寺勾配
勾配 1:0.3
積み木幅
６・3cm 混合

表 6-1　実験結果一覧

	形状		電池本数（地震力）と移動量・崩壊時間		
検討ケース	勾配	大きさ	0個	1個	2個
ケース1	単	フル	移動0cm	62秒で3cm移動	崩壊まで52秒
ケース2	寺	フル	移動0cm	35秒で2cm移動	崩壊まで120秒
ケース3	寺	混合	移動0cm	33秒で1cm移動	47秒で2cm移動して静止

考察

以下に、実験からわかったことを箇条書きで整理する。

・ケース１とケース２は、擁壁天端位置は同じであるが、ケース２が強い。
土圧は天端より底面の方が大きくなる。寺勾配は土圧の小さい箇所は勾配が急となっており、土圧の大きい箇所は勾配を緩くしている。その結果、寺勾配の方が、単一勾配よりも安定性が高くなったことが考えられる。寺勾配は、力学的に理にかなった形状である。

・ケース２とケース３は、同じ寺勾配であるが、ケース３が強い。
積木重量は、ケース３よりもケース２の方が大きい。ケース２の壁面摩擦角は、擁壁と背面地盤の摩擦抵抗となる。擁壁はここでは石となるが、石の摩擦抵抗が背面地盤に比べ小さいため、壁面摩擦角も小さくなる。ケース３は凹凸があるため、背面地盤の摩擦抵抗の割合が多くなり、壁面摩擦角が大きくなる。そのため倒れにくくなったものと想定される。

6-3. 基礎地盤が悪い場合の石垣実験

実験の考え方

隅石①隅石②の基礎地盤は約 3m の強風化泥岩層（N=8）となる。

隅石①の石垣直高 13m あり、石の単位体積重量を 26kN/m3 とすると

Q=26*13=338kN/m2 程度の鉛直力が作用する。

許容支持力 Qa は N 値の 10 倍程度が目安となるので、Qa=80kN/m2 程度となる。

Q=338≧Qa=80kN/m2 となり、基礎処理がしてなければ支持力が不足することになる。検討地の場合、隅石に作用する鉛直応力により支持力不足で沈下する可能性がある。

また、水平力により泥岩と隅石の接触面が、滑動することも考えられる。図 6-3 は、隅石②の変形状況である。石積みの下側が膨らむ形となっている。滑動による変形であれば、底面部が前に出る変形となるが、底面部は水平移動していない。従って、泥岩上面と隅石下面の滑動による変形はないものと想定される。実験は、隅石①隅石②の基礎地盤が沈下したことを想定して実験を行う。

実験１_隅石沈下実験

実験概要

写真 6-8 のように、石垣の隅石形状を再現した。ただし、石垣裏の地盤を、湿潤砂として特に石垣は設置していない。隅石の部分に大きな鉛直力が作用し、沈下した状態を、事前に埋めていた 5 ㎜の板を抜くことで表現した。

実験材料

地盤型枠	プラスチック板で型枠を作成し、砂詰め後、撤去する。
抜き板	プラスチック板で抜き板を作成。
湿潤砂	乾燥砂 2000ｇ＋水 160ｇを混合して作成。

実験方法

乾燥砂と水を上記配合で混合し、湿潤砂を作成する。

地盤型枠の中に、湿潤砂を入れ、型枠を外す。

抜き板上の砂が滑動しないように抜き板を抜き、隅石部が沈下した状態を再現。

実験結果

写真 6-9 に実験結果を示す。抜き板を撤去すると、上方の地盤が沈下する。この時隅石に作用する鉛直力は、側方へ伝達される。つまりクラックが発生した箇所より下側の隅石には上部の荷重が伝達されなくなる。

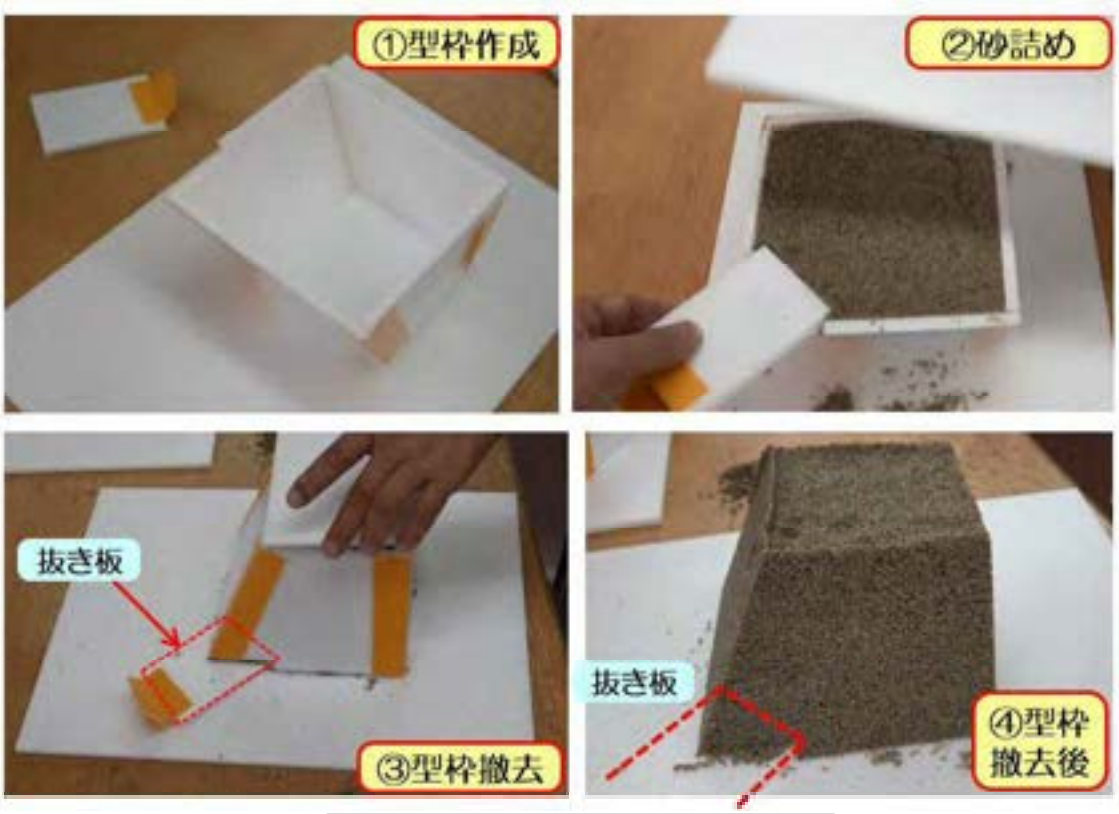


写真 6-8　実験方法説明写真

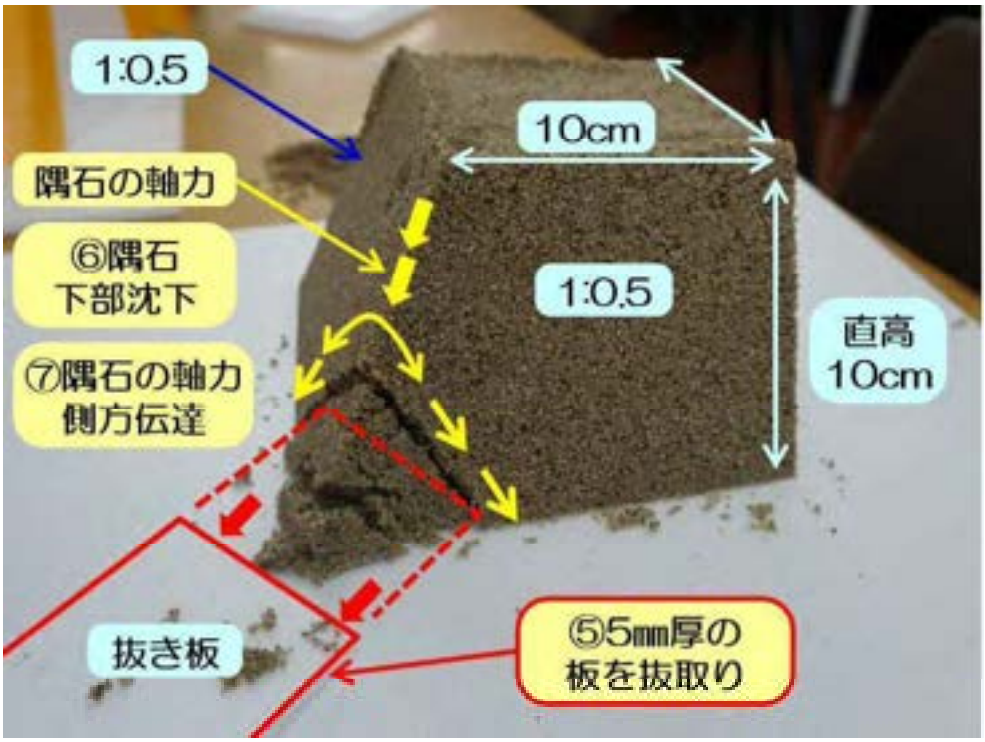


写真 6-9　実験結果説明写真

実験 2_隅石途中で荷重伝達がない場合の石垣実験

実験概要

「6-3, 基礎地盤が良い場合の石垣実験」のケース 2 と同じ形で実験を行う。

実験材料

「6-3, 基礎地盤が良い場合の石垣実験」のケース 2 と同じ材料を用いる。

実験方法

以下の 3 ケースで実験を行った。

ケース 1　寺勾配（1:0.3 相当）　擁壁荷重伝達有り　　写真 6-10

ケース 2　寺勾配（1:0.3 相当）　擁壁荷重伝達無し　　写真 6-11

ケース 2 は、積み木の上から 3 段目が下がらないように紐で固定したものである。積み木の上から 4 段目には、1 段目から 3 段目の軸力が伝達されない形となる。まず枠を 50 度まで傾斜させる。その後、電池 2 個分の振動を与え、振動時間と擁壁変形状況を写真中に整理した。

実験結果

写真 6-10、写真 6-11 に、実験結果も併せて示す。ケース 1 は全体に前側に転倒していく。ケース 2 は積み木の上から 4 段目より下側が、前側に移動していく。図 6-3 の隅石②の変形状況に近い形の変形をしている。

隅石に作用する軸力が隅石を安定させているが、その力が小さくなることで、土圧の水平力に耐え切れずに下端部の擁壁が変形したことになる。

6-4. 祈祷櫓の石垣についての検証のまとめ

祈祷櫓の石垣が何回も崩れている原因として、基礎地盤の泥岩の影響だと想定して実験を行った。情報量が少ないので崩れる原因の断定まではできない。

1) 祈祷櫓の石垣が高かったこと。
2) 基礎地盤に泥岩が出ていたこと。
3) 隅石の軸力に対して支持力が不足し、隅石下部が沈下。
4) 沈下することで、隅石上部の軸力はアーチング効果で側方に伝達。
5) 隅石下部には上部の軸力が伝達されなくなり、水平力に対して不安定化。
6) その結果、石垣下部がはらみ出しし、崩壊に至る。

「石垣崩壊の怪異」は、「基礎地盤の泥岩」が原因と考えると、地質学的にはとても面白い。

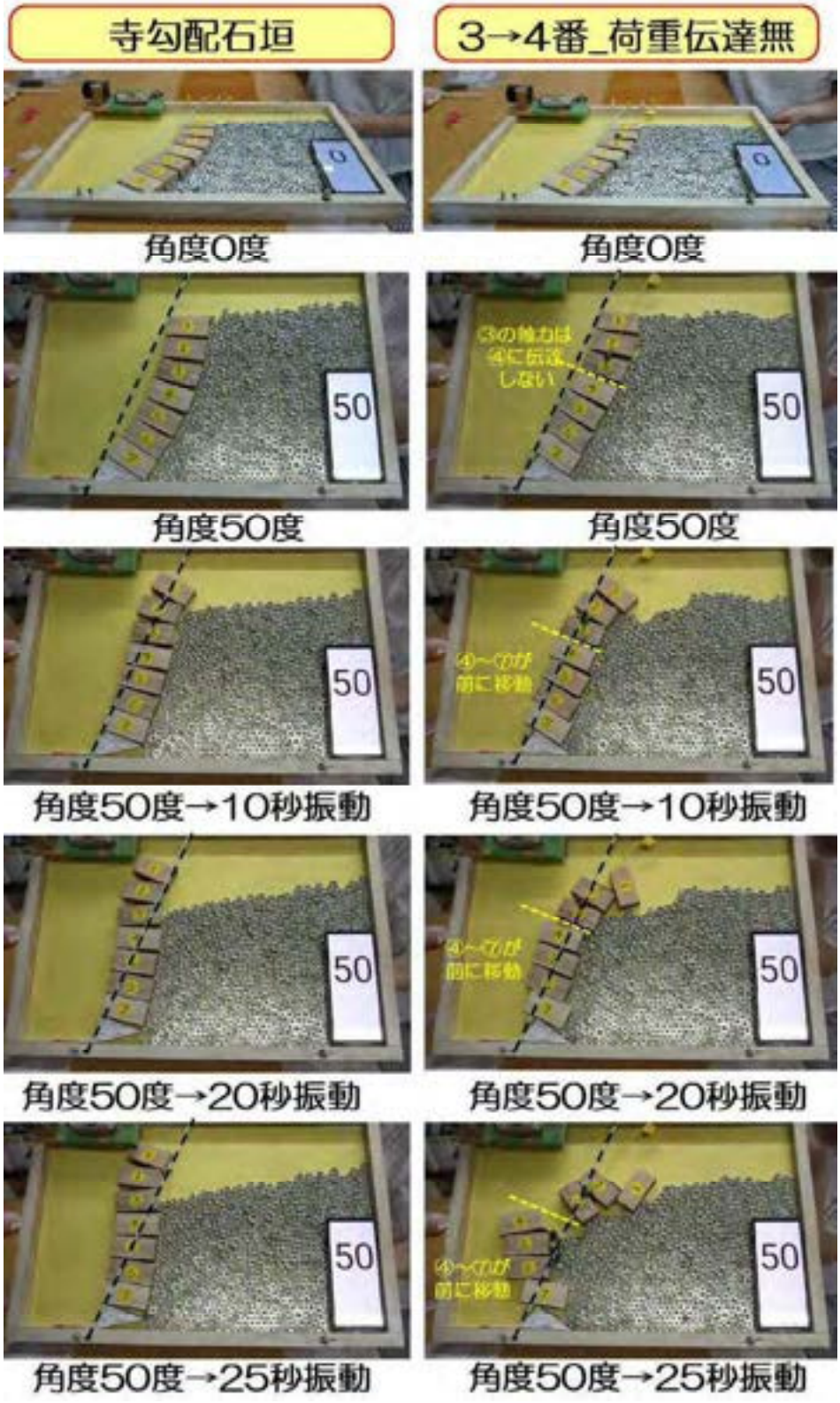


写真 6-10　ケース１

写真 6-11　ケース２

７．　考察

歴史愛好家の間で松江城に関するいくつかの謎が語られているが、そのひとつが本論で取り上げた「祈祷櫓の謎」である。

このほかの謎としては、

(1)松江城は南東側には立派な石垣が積まれているが、北西側には石垣は少なく土塁などがみられる。この理由が謎のひとつとされる。

(2)松江城の南東側石垣は打ち込み接ぎに近いものだが、北側など野面積みと思われる箇所が多い。

(3)松江城には明治時代に火力発電所があり、その炭鉱は松江市内で採取された。この松江城山にも炭坑があったが、坑道らしいものはあり、石炭のかけらはみられるが今のところ炭層は未確認である。

(4)石垣の石材にみられる刻印の中で、かつて確認されたもののうち一つだけ所在不明なものがある。

筆者のひとり新宮は、石垣の石材調査や一帯の地質調査を行う中で、これらの謎の答えに迫るものを見つけている。

中でも、本稿で取り上げた祈祷櫓の基礎付近にある泥質岩については上記(1)の石垣の謎にも関係する可能性がある。それは北西側の斜面の地質が泥質岩あるいはその付近の地層であり、斜面には地すべり地のような緩い地形が多くみられ、地形がやや緩かったことと、地盤も固くなかったことが(1)の原因ではないかと考えている。

(2)の謎についても、石材の調査を進めていくうちに、松江城は多くが自然石に近い状態で積まれていることがわかってきた。重要な箇所の石材はきちんと加工されているが、多くはもっと簡易である。そして矢田石、あるいは忌部石とよばれるコアストーンを使った箇所ではもともとの石材が丸っこいため一見野面積みのように見える。恐らくそんなことではないかと考えている。

さて、本論で検討した祈祷櫓の謎、その昔何度積んでも崩れた石垣の問題については祈祷櫓の地質特性からその謎の説明ができたと思われる。

泥質岩が分布し、築城以前から何らかの問題のあった地盤(島根ではそういう箇所に荒神が祀られることが多い)に 13.5m という比較的高い石垣を築く必要があったことが崩壊の原因であろうと考えられる。

現在の祈祷櫓下の石垣はその補修の記録がないためいつの時代のものかはわからないが、使われている石材は江戸後期～明治時代に多用された「森山石」という礫岩

であることから同時期ではないかと思われる。明治 40 年（1907 年）に皇太子（後の大正天皇）が松江城を訪れており、二ノ丸跡の興雲閣まで馬車で上る道路が整備されている。もしかしたらこの時の補修の可能性もある。

【引用文献】

[1] 松江市教育委員会(1995),史跡松江城保存修理事業報告書 -ニノ丸石垣修理工事-,p1

[2] 松江市教育委員会(2007), 史跡松江城石垣修理報告書（鳥取県西部地震災害復旧事業),松江市文化財調査報告書第 111 集, 79-96

[3] 宮嶋聖隆・永島晴夫・大西郁男（1972）松江市周辺の地質ー出雲層群の研究 I, 島根大学文理学部紀要（理学科編),5,131-138

[4] 澤田順弘・三瓶良和・新宮敦弘・岡崎雄二郎(2021)史跡松江城内にあった炭鉱と火力発電所. 松江市,「松江城研究3」, 28-29

[5] 澤田順弘・新宮敦弘・渡辺正巳・古川寛子・乗岡　実（2019）松江城にまつわる地質と岩石. 松江市史編纂委員会編,「松江市史史料編（自然環境）」. 今井印刷, 273-290.

[6] 新宮敦弘（2016）松江城の石垣の石材とその起源. 島大地球研報, 34, 105-115.