

# 仙台城石垣被害調査 1 次報告

## The first report on stonewall failure of Aobajyo-castle in Sendai

深川 良一（ふかがわ りょういち）

立命館大学理工学部 教授

酒匂 一成（さこう かずなり）

立命館グローバルイノベーション研究機構准教授

台蔵 憲（だいぞう あきら）

立命館大学大学院博士後期課程

大北 耕三（おおきた こうぞう）

㈱大北耕商事代表取締役

近藤 巧（こんどう たくみ）

(有)K&O Corporation

高尾 秀之（たかお ひでゆき）

㈱熊谷組

### 1. 調査概要

仙台城（青葉城）は、1601年伊達政宗によって築城されたもので、以降代々の伊達家当主によって改築が重ねられ、明治維新のころまでは創建当時の建物も多数残っていた。残念ながら、その後のたび重なる戦乱などで建物はほぼすべて消失した。本丸等を取り囲む石垣も地震のたびに崩壊したが、直ちに修復、拡張がなされており、一部には創建当時のものがそのまま残されている。今回の地震でも多くの箇所で石垣が崩壊したが、早急な復旧が期待されており、復旧対策のための調査が喫緊の課題となっていた。また、石垣近くを通る市道は、市民にとっては重要な生活道路となっていたが、今回の石垣崩壊を受けて、現在は全面通行禁止となっている。1日も早い通行禁止解除が期待されている。

以上のような背景のもとで今回の調査を実施した。

[調査目的]：今回東北地方太平洋沖地震によって崩壊した青葉城石垣について、石積方法の相違による崩壊状態、できうれば過去の遺跡としての断面状態を調査し、現況を原位置調査することにより、その崩壊箇所を含めた危険箇所での緩み領域、自立領域および地山領域を特定し、安全に調査、作業を行う手法を創出する。また、調査結果をもとに今回の地震動が石垣の安定性に及ぼした影響、今後の石垣改修対策について検討する。

なお、「仙台城」は正式名称であるが、一般には「青

葉城」という呼称も良く知られている。

[調査日時]：2011年6月9日～6月10日

(6/8 夕刻陸路仙台市へ、6/11 朝陸路仙台より関西へ)

[調査箇所]：仙台市青葉区天守台青葉城址

[調査メンバー]：表-1に示す。

表-1 調査団構成

役割分担	氏名	所属
代表者	深川良一	立命館大学
団員	酒匂一成	立命館大学
	台蔵 憲	立命館大学
	高尾秀之	(株)熊谷組
	大北耕三	㈱大北耕商事
	高森政和	㈱大北耕商事
	浜野邦彦	㈱大北耕商事
	近藤 巧	K&O corporation
	説田啓二	㈱ティーネット
オブザーバー	江橋信夫	SebaKMT Japan(株)
	名取 彰	㈱立花マテリアル
	一瀬光明	㈱立花マテリアル
	青野道夫	(株)サンコア

### 2. 石垣の被災状況

本調査では、青葉城跡本丸北西部の市道仙台城跡線に沿う石垣（図-1）の被害状況について調査を行った。この区間は、宮城県護国神社が管理しており、現

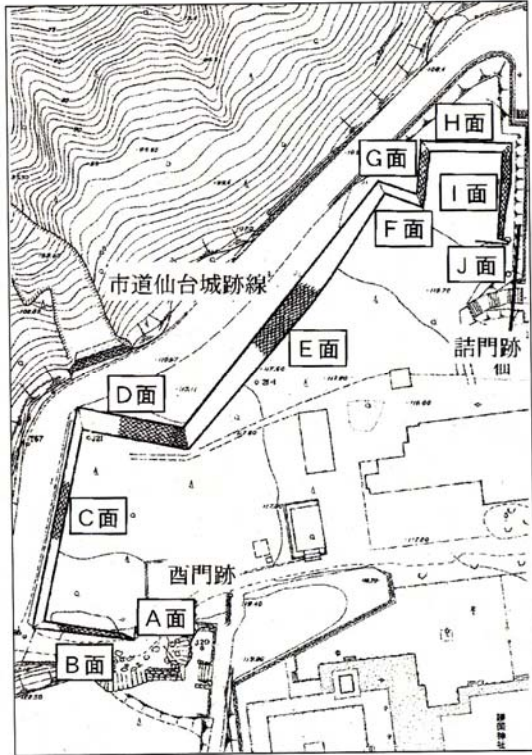


図-1 本丸北西石垣配置図<sup>1)</sup>

在、仙台市教育委員会文化財課と復旧に関して協議している段階である。本章では、各面における被災状況を示す。

#### (1) A面～B面

A面、B面は、西門へ繋がる石垣である。通常は、一般公開されていない場所である。このあたりの石垣は、高さが低く、これまでほとんど地震による被害を受けておらず、古い石垣が残されている箇所である。A面においては、石垣の一部が崩壊している（写真-1）。また、B面においては、B面对岸の石垣の被害が顕著であった。崩壊面においては、石垣の裏に楕円形の栗石が詰められている状況が確認された。

#### (2) C面

C面は、市道に沿って築かれた石垣で、図-2に示すように高さ4～6m程度の石垣である。C面の石垣では、全体に被害が広がっている。特に、石垣の高いC-D面の出角周辺において、崩壊が生じている（写真-3）。崩壊した石垣は、道路の一車線を塞いでおり、現在、市道は通行止めとなっている。



写真-1 A面崩壊箇所（撮影：大沢氏）



写真-2 B面（市道を向いて撮影）（撮影：大沢氏）



写真-3 C面石垣崩壊箇所（撮影：大沢氏）

#### (3) D面

D面では、C-D面の出角上部において崩壊が発生し、それ以外の部分でも全体的に変状が見られた。写真-4にD面の状況を示す。また、図-3にD面の被災状況を示す。

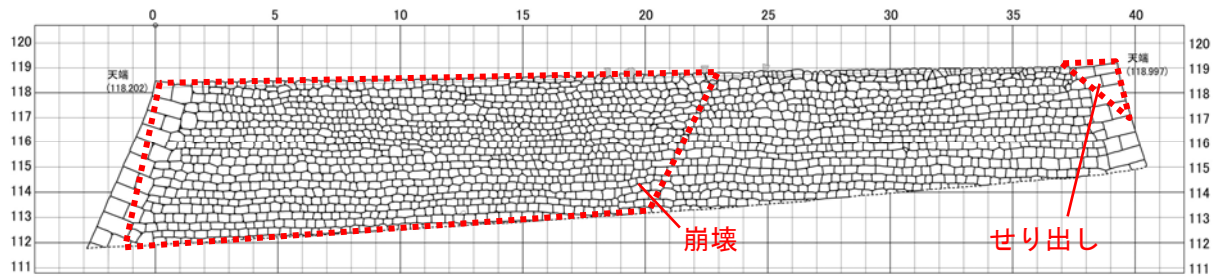


図-2 C面の被害状況（仙台市教育委員会文化財課提供図面に加筆）

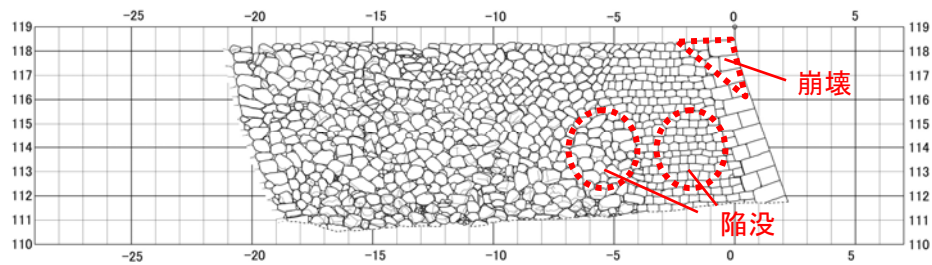


図-3 D面の被害状況（仙台市教育委員会文化財課提供図面に加筆）



写真-4 D面石垣



写真-5 E面の石垣の崩壊状況（撮影：大沢氏）

#### （4）E面

E面の石垣は、今回の調査範囲で最も長い面である。過去に何度も被災し、その都度補修されてきた箇所である。図-4にE面の石垣を示す。図よりE面に向かって、左側の石垣が崩壊している。写真-5に崩壊した箇所を示す。石垣の高さは、6～7m程度である。崩壊は、3月11日の本震の際に発生し、その後の4月7日の余震により、斜面の不安定土塊が崩壊した。崩壊していない右側の面でも一部で孕んだ個所が見られ、

孕みの大きな個所の裏込め土の表面には、若干の陥没が見られた。崩壊箇所の石垣の状態を見ると、石垣表面が上部を向いて堆積していることから、石垣の中腹部のやや下から崩壊が生じ、上部の石垣が後に続いて崩壊したものと考えられる。崩壊箇所について、市道を挟んで石垣と反対側の地形を見ると、崩壊箇所は谷地形の箇所と一致しており、その箇所の市道にも沈下や亀裂が見られた（写真-6）。一方で尾根地形の上に乗られている部分においては、崩壊が生じていなかった

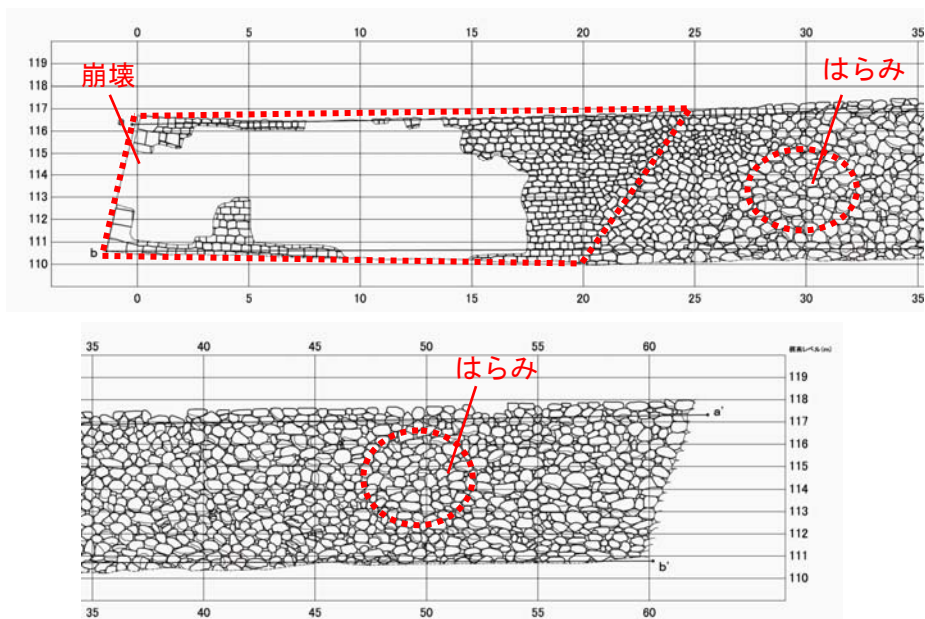


図-4 E面の被害状況（仙台市教育委員会文化財課提供図面に加筆）



写真-6 E面前の市道



写真-7 H面の崩壊状況

た。これは、盛土と切土箇所がE面には存在し、石垣の裏込め土および基礎地盤の強度が異なっているのではないかと考えられる。これまで、石垣の裏込め土および基礎地盤の本格的な調査が実施されていないため、今回の調査では、E面の崩壊、非崩壊箇所において、サウンディング試験を実施した。調査方法および結果については、次章以降に述べる。

(5) F、G面

F、G面については、F-E面の出角上部の石垣が崩壊していた。また、両面とも若干の孕みと目地の拡大が見られ、特に、出角部分に変状が大きかった。

(6) H面

H面では、面全体で崩壊が生じていた（写真-7）。H面付近の形状は、他の箇所比べて複雑な形状になっており、特に、G-H面やH-I面の出角部分において石垣の目地が拡大した部分が多く見られた。

(7) I、J面

I、J面では、崩壊は生じていないが、I-H面の出角に石垣のずれが見られ、上部の石垣が不安定な状態であった。また、I面全体に若干の孕みが見られた。

3. NSWS(Nippon Screw Weight System)

本調査では原位置試験機の一つであるNSWS<sup>2)</sup>（写

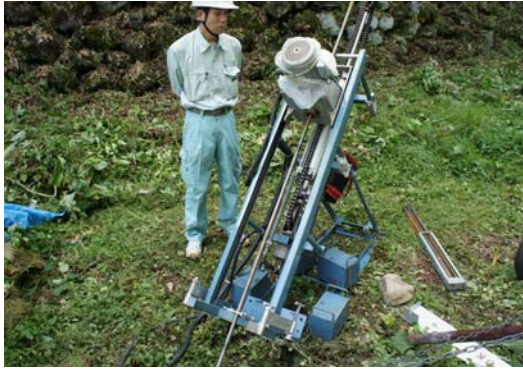


写真-8 NSWS



写真-9 スクリュー  
ポイント



写真-10 BSP

写真-8) を用いて石垣周辺の地盤構造を調査した。NSWS はスウェーデン式サウンディング試験 (SWS 試験) を基として、試験手順を自動化した装置であり、荷重方法を従来の重錘から、空油圧を利用した機構へと変更したものである。そのため、鉛直下向き以外の角度での計測も可能である。本試験機では急速にロッドが沈下する場合、貫入を一時停止して荷重を 0 からかけ直すことで、空洞などの地盤の弱部を捉えることができる。また、礫が多くて貫入が難しい地点ではスクリューポイント (写真-9) の代わりに BSP (写真-10) と呼ばれる先端部が用いられる。

試験手順は従来の SWS 試験と同じように 2 段階で行われる。第 1 段階では、荷重のみによる静的な貫入を行う。このとき計測される値は、ロッドが地盤に貫入する最も小さな荷重  $W_{sw}$  である。次に、最大荷重 (規定では 1000N) まで荷重してもロッドが貫入しない場合には、第 2 段階として荷重と回転による貫入を開始する。最大荷重を掛けた状態でロッドを一定速度で回転させ、3.8cm 貫入するのに必要な半回転数 (従来型では 25cm) を計測する。そしてこれを 1m 当たりの

半回転数に換算した値  $N_{sw}$  が得られる。

NSWS による計測値の土質力学的解釈や計測値を使って強度定数を推定する手法については、現在研究が進められている段階であるため、今回の調査では、NSWS による計測結果の整理には既往の  $N$  値への換算式を利用する。本報告で使用する稲田<sup>3)</sup>による提案式を次に示す。

$$N = 0.002W_{sw} + 0.067N_{sw} \quad (1)$$

$$N = 0.003W_{sw} + 0.05N_{sw} \quad (2)$$

ここで、(1)式は砂質土用の換算式、(2)式は粘性土用の換算式である。なお、本報告では特に(2)式を使って換算  $N$  値を算定する。しかしながら、NSWS による計測結果について上記 2 式で算定した換算  $N$  値と標準貫入試験 (SPT) で得られた  $N$  値との整合性は今回の調査現場では検証できないため、各計測における換算  $N$  値は地盤の硬軟、締め具合を相対的に示すものである点に注意されたい。

#### 4. 石垣背後斜面および周辺地盤の調査結果の速報

本調査では、NSWS による鉛直計測と傾斜計測を利用して、石垣の裏込め土と石垣下の基礎地盤について原位置試験を実施した。計測を実施した位置は、E 面に位置する石垣の中で、東北地方太平洋沖地震で崩壊が発生した個所と、崩壊が生じていない非崩壊部と判断される個所の 2 個所について、それぞれ断面状態を推定できるように決定した。本報告では、計測データの一部の紹介とそれに基づく石垣崩壊への影響について考察する。

##### (1) 崩壊部

崩壊部における原位置試験の結果を図-5 に、試験条件を表-2 に示す。No.1-3 地点、No.1-5 地点、No.1-6 地点の計測結果より、石垣の裏込め土部分では、表層に盛土と思われる比較的ゆるい地盤が続いており、深さ約 4m において地山と思われる硬い層があることが確認された。次に、崩壊したことによってむき出しになった石垣裏の地盤 (No.EH-6 地点、図-5) に機械を設置し、裏込め土の貫入抵抗値の計測を試みたが、約 1m 貫入したところで礫と思われる硬い物に当たり、

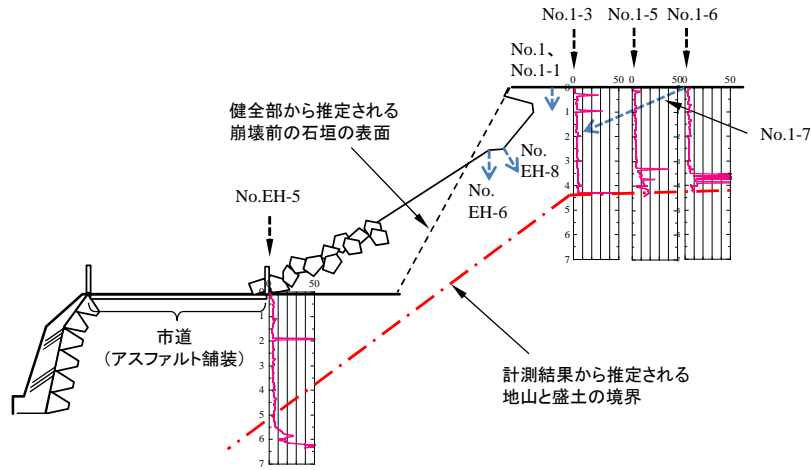


図-5 調査結果（崩壊部）

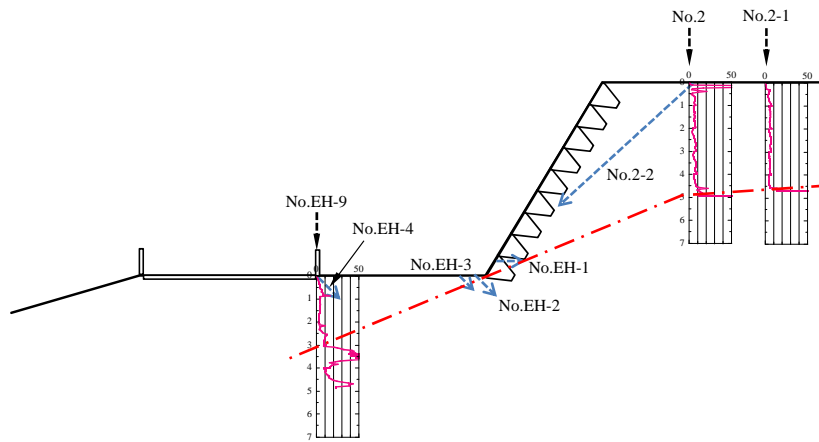


図-6 調査結果（非崩壊部）

表-2 試験条件（崩壊部）

計測地点	先端	最大荷重	貫入角度
No.1	SP	1000N	鉛直(90度)
No.1-1	BSP	1000N	鉛直(90度)
No.1-3	BSP	1000N	鉛直(90度)
No.1-5	BSP	1200N	鉛直(90度)
No.1-6	BSP	700N	鉛直(90度)
No.1-7	BSP	1500N	20度
No.EH-5	BSP	1200N	鉛直(90度)
No.EH-6	BSP	1000N	鉛直(90度)
No.EH-8	BSP	1000N	68度

それ以上は貫入できなかった。また、石垣下の市道沿いにおける計測（No.EH-5地点）では、地表面からおよそ5.5mの深さから貫入抵抗が増加しはじめており、ここが地山との境界であると思われる。そして、石垣

上の試験結果と合わせて地山との境界を推定すると、崩壊した石垣が築かれていた位置の真下は、地山の勾配が急な部分であり、地山の上に約2m程度の盛土が施され、石垣が積まれたのではないかと考えられる。

## （2）非崩壊部

非崩壊部における原位置試験の結果を図-6に、試験条件を表-3に示す。石垣上で鉛直に計測した結果（No.2地点、No.2-1地点）から、深さ約5mで地山と思われる非常に硬い層を検出しており、その層は、石垣の奥に向かって緩やかに上っている。また、市道沿いのNo.EH-9地点の計測結果より、地表面から約3mの深さに地山と思われる硬い地盤が確認された。崩壊部と同じように地山の位置を推定すると、石垣下の盛土は非常に薄い（あるいは無い）と思われる。このことから、市道下より石垣にかけて尾根地形が続いている場所に、切土（あるいは若干の盛土）によって

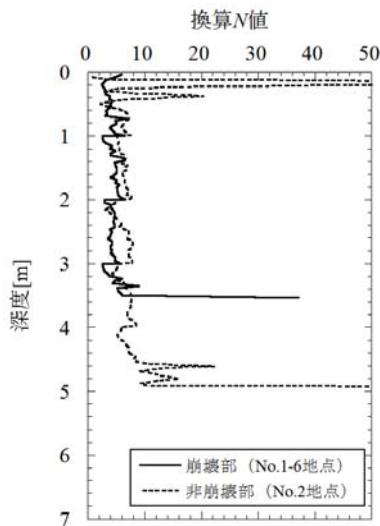


図-7 No.1-6 地点(崩壊部)と No.2 地点(非崩壊部)の試験結果

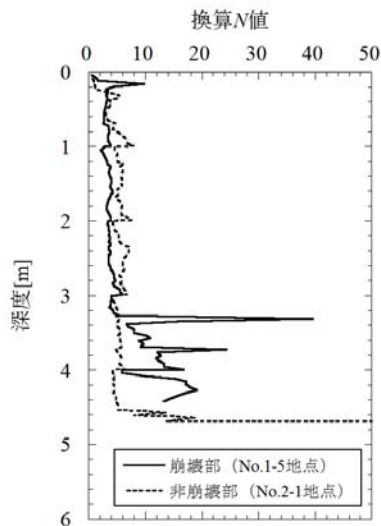


図-8 No.1-5 地点(崩壊部)と No.2-1 地点(非崩壊部)の試験結果

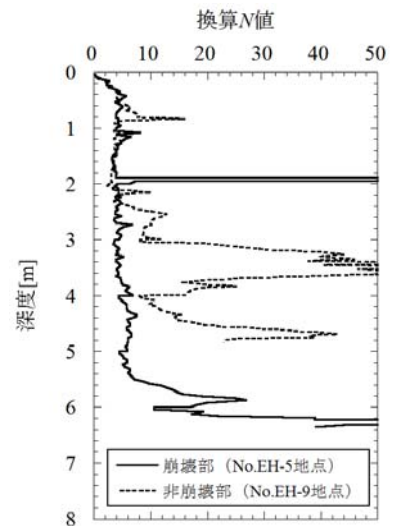


図-9 No.EH-5(崩壊部)と No.EH-9(非崩壊部)の試験結果

表-3 試験条件(非崩壊部)

計測地点	先端	最大荷重	貫入角度
No.2	BSP	700N	鉛直(90度)
No.2-1	BSP	1200N	鉛直(90度)
No.2-2	BSP	1000N	45度
No.EH-1	BSP	1200N	水平(0度)
No.EH-2	BSP	1200N	45度
No.EH-3	BSP	1200N	45度
No.EH-4	BSP	1200N	45度
No.EH-9	BSP	1000N	鉛直(90度)

地盤を造成し、石垣を築いたと推測される。

本報告では計測結果の掲載は割愛したが、石垣下の三箇所(No.EH-2 地点、No.EH-3 地点、No.EH-4 地点)で地表面から石垣に向けて傾斜角度 45 度で貫入させたところ、深くても 1m 程度で礫と思われる硬い物に当たり、それ以上の貫入は不可能であった。そして、石垣の隙間から裏込め土の強度を調べるために水平計測を実施してみた結果、1m 程度貫入したところで礫らしきものに当たり貫入しなくなった。以上から、石垣周囲の状況として、石垣下の表層部には玉石のようなものが敷き詰められており、石垣の裏には崩壊箇所や過去の修復工事で確認されているように、裏込め

のぐり石が入っていると考えられる。

### (3) 崩壊部と非崩壊部の比較

石垣の裏込め土部分について、崩壊部と非崩壊部の調査結果のうち、同じ最大荷重を試験条件として設定したものを比較する。図-7 に最大荷重を 700N に設定して実施した、崩壊部 No.1-6 地点と非崩壊部 No.2 地点の計測結果を示す。図より、非崩壊部の方が崩壊部に比べて相対的に高い貫入抵抗を示していることがわかる。最大荷重を 1200N とした場合(図-8 を参照)についても、特に表層部分において非崩壊部の方が硬い層を有しており、今後裏込め土の硬さが崩壊の有無に影響した可能性について検討する必要があると思われる。

次に、石垣下の基礎地盤の貫入抵抗値の比較を図-9 に示す。図より、地表面近くでは両者の抵抗値はほぼ一致しているが、非崩壊部では地表面から約 3m で、崩壊部では約 5.5m で地山表層と思われる層が確認でき、崩壊部の弱層の方が厚いことがわかる。

## 5. 仙台城周辺斜面の被災状況

仙台城公園は、石垣のみでなく、周辺の斜面でも大規模な崩壊が発生していた。仙台城公園から東側、広瀬川を望む方向は、もともと 60m にもおよび急崖となっているが、今回の地震動でも大規模崩壊が発生した

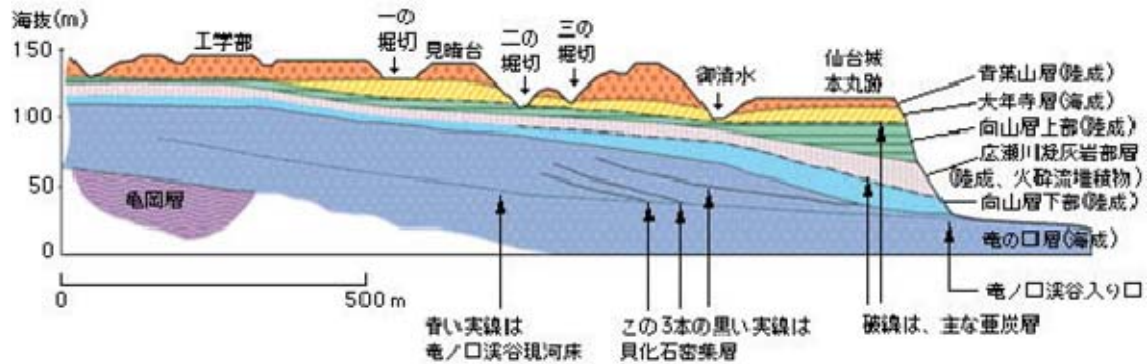


図-10 青葉城公園急崖の地層構成<sup>4)</sup>



写真-11 高さ 60m にも及ぶ急崖の大規模崩壊

(写真-11 参照)。

急崖の地層構成を図-10 に示す。地層の半分ほどは火砕流堆積物より成っており、外見上は南九州に広く分布するシラスと似たような印象を与える。

大規模崩壊の発生した公園の端部では、広い範囲で亀裂が発生しており、立ち入り禁止となっていたが、今後のさらなる崩壊の発生が懸念された。今後何らかの対応が必要になるものと思われる。

## 6. まとめ

本報告では、東北地方太平洋沖地震によって崩壊した仙台城の石垣について被害状況を調査した結果をまとめている。特に、被災個所の一部である E 面では、石垣崩壊個所と非崩壊個所のそれぞれで NSWS を用いた原位置試験を実施し、地盤の貫入抵抗値を計測した。以下に結論を示す。

石垣は出角の上部や、過去にも崩壊したと思われる部分などで崩壊が生じていた。特に E 面においては、

石垣を築く際の土の切り盛りが石垣の安定性に影響した可能性を指摘できる。今後、石垣の出角部分の耐震性、及び石垣周辺の地盤性状が石垣の安定性に及ぼす影響についてさらに検討する必要がある。

次に、E 面の崩壊部と非崩壊部における NSWS を用いた原位置試験の結果から、崩壊部裏込め部分は非崩壊部に比べて高い貫入抵抗値を示しており、また崩壊部では地山表層と思われる硬い地盤が深い位置にあることから、上記推測とも一致する。したがって、今後の石垣改修においては周辺地盤の性状を詳細に調査し、適切な対策を施す必要があろう。

今回の調査に当たり、宮城県護国神社権宮司・田中於菟彦氏、青葉城資料展示館主任学芸員・大沢慶尋氏、仙台市教育委員会文化財課・工藤哲司氏および佐藤淳氏には大変お世話になりました。特に大沢氏には、事前の意見交換、現地での調査業務に関するあらゆる相談に対応して頂きました。ここに記して謝意を表します。

## 7. 参考文献

- 1) 本丸北西面の石垣測量調査報告(第 22 次調査)資料
- 2) 近藤、大北：地盤内空洞自沈領域の詳細調査方法およびその調査機、地盤工学会誌、Vol.56、No.9、pp.30-31、2008.
- 3) 稲田：スウェーデン式サウンディング試験結果の使用について、土と基礎、Vol.8、No.1、pp.13-18、1960.
- 4) 東北大学植物園：青葉山の地質と地形 <http://www.biology.tohoku.ac.jp/garden/geology.htm>