

平成 29 年度 重点研究課題

2016 年熊本地震における  
社会基盤・システム被害の追跡調査と検証

報告書

平成 30 年 3 月

地震工学委員会，地盤工学委員会  
水工学委員会，トンネル工学委員会  
土木計画学委員会，西部支部



## 重点研究課題研究委員

(敬称略)

### 地震工学委員会

池田 隆明 長岡技術科学大学 (研究代表者)  
松田 泰治 九州大学  
梶田 幸秀 九州大学  
橋本 隆雄 国士舘大学  
矢部 正明 株式会社長大  
高橋 良和 京都大学  
鈴木 崇伸 東洋大学  
庄司 学 筑波大学  
香川 敬生 鳥取大学

### 地盤工学委員会

鈴木 素之 山口大学  
荒木 功平 山梨大学

### 水工学委員会

大本 照憲 熊本大学

### トンネル工学委員会

蔣 宇静 長崎大学

### 土木計画学研究委員会

柿本 竜治 熊本大学  
円山 琢也 熊本大学

### 西部支部

末次 大輔 佐賀大学

以上

## 執筆者および執筆協力者

### 第1章 地震動

香川 敬生（前掲）

執筆協力：地震工学委員会・断層帯近傍における地震動メカニズム検討小委員会

### 第2章 斜面の被害に関する主な被災地区の事後継続調査と追加調査

鈴木 素之（前掲）

荒木 功平（前掲）

後藤 聡（山梨大学）

中濃 耕司（東亜コンサルタント（株））

片山 直樹（（株）日本海技術コンサルタンツ）

櫻井 正明（（株）山地防災研究所）

美馬 健二（（有）太田ジオリサーチ）

橋口 昭彦（新和技術コンサルタント（株））

執筆協力：地震工学委員会・地盤工学委員会斜面工学研究小委員会

### 第3章 道路トンネルの被害分析と復旧対策

蔣 宇静（前掲）

執筆協力：トンネル工学委員会

### 第4章 道路構造物 一切土法面，グラウンドアンカーの被害と復旧状況—

末次 大輔（前掲）

平江 文武（日本地研(株)）

佐藤 秀文（平成地研(株)）

執筆協力：土木学会・西部支部，地盤工学会・九州支部

### 第5章 橋梁等構造物

高橋 良和（前掲）

松崎 裕（東北大学）

渡邊 学歩（山口大学）

執筆協力：地震工学委員会・性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会

## 第6章 ライフライン

鈴木 崇伸（前掲）

宮島 昌克（金沢大学）

朱牟田善治（電力中央研究所）

永田 茂（鹿島建設）

庄司 学（筑波大学）

執筆協力：地震工学委員会・ライフラインに係わる都市減災対策技術の高度化に  
関する研究小委員会

## 第7章 河川構造物

大本 照憲（前掲）

執筆協力：水工学委員会

## 第8章 積石構造物

橋本 隆雄（前掲）

執筆協力：地震工学委員会・城壁の耐震診断・補強に関する研究小委員会

## 第9章 益城町仮設団地居住者の住まいの意向変化の分析

柿本 竜治（前掲）

円山 琢也（前掲）

執筆協力：土木計画学研究委員会

以上

# 目 次

<b>第1章 地震動</b>	
1.1 震源断層近傍域での地震観測記録の特徴	1
1.2 震源断層近傍域の地震観測記録と断層破壊の関係	3
1.3 やや遠方の観測記録の特徴	8
1.4 地表地震断層ごく近傍の状況	9
1.5 まとめと今後の課題	11
<b>第2章 斜面の被害に関する主な被災地区の事後継続調査と追加調査</b>	
2.1 本調査の目的	15
2.2 阿蘇大橋付近の大規模崩壊	15
2.3 高野台地区の地すべり	16
2.4 火の鳥温泉の崩壊	23
2.5 山王谷川の土石流	24
2.6 垂玉温泉付近の地形・地質と地震被害	32
2.7 西原村	40
2.8 俵山の北側斜面	45
<b>第3章 道路トンネルの被害分析と復旧対策</b>	
3.1 はじめに	62
3.2 俵山トンネルの被災パターンと原因考察	62
3.3 被災トンネルの復旧対策	66
<b>第4章 道路構造物 一切土法面，グラウンドアンカーの被害と復旧状況—</b>	
4.1 調査目的	68
4.2 対象法面の被災時の状況	68
4.3 復旧時の法面の状況	70
4.4 まとめと今後の課題	75
<b>第5章 橋梁等構造物</b>	
5.1 検討概要	77
5.2 大切畑大橋の被害分析	78
5.3 まとめ	97

<b>第6章</b>	<b>ライフライン</b>	
6.1	研究概要	101
6.2	供給系ライフラインの被害分析	101
6.3	その他の研究の進展	111
<b>第7章</b>	<b>河川構造物</b>	
7.1	はじめに	114
7.2	実験条件	115
7.3	実験結果	117
7.4	まとめ	134
<b>第8章</b>	<b>積石構造物</b>	
8.1	熊本城石垣の被害分析	137
8.2	宅地の擁壁被害分析	204
<b>第9章</b>	<b>益城町仮設団地居住者の住まいの意向変化の分析</b>	
9.1	はじめに	218
9.2	2時点の住まいの意向調査の比較分析	219
9.3	インタビュー調査による住まいの意向変化の要因分析概要	224
9.4	まとめ	224

以上

## 概 要

2016年熊本地震は短期間に2度震度7の地震が発生するとともに、規模が大きい余震も多発し、震源近傍を含む広い地域に様々な被害を与えた。また、起震断層でと考えられる日奈久断層、布田川断層の想定断層位置の周辺には最大で2mを超える地表断層が出現し、被害を受けた構造物の中には断層変位の影響を受けたと考えられるものも見られた。この地震は橋梁、道路、トンネル、河川堤防、ライフライン等の社会基盤に多くの被害を与えると同時に、それらの被害は電気、ガス、水道の途絶、交通・物流網の混乱といった社会システムに対して二次的な被害を引き起こし、地震後の地域住民の方の生活に大きく影響を及ぼすこととなった。また、本震と呼ばれることが多い4月16日に発生したMj7.3の地震では斜面崩壊や地すべり等の地盤災害が多発した。

2016年熊本地震は、我が国が抱える最も大きい災害リスクの一つである内陸直下型地震による地震被害の典型を示したものと捉えられ、地震被害の実態を明らかにし、有効な対策を検討し、成果のアウトリーチを行う等、次の地震に対して備える活動が必要である。そこで、地震工学委員会が中心となり、地盤工学委員会、水工学委員会、トンネル工学委員会、土木計画学委員会、西部支部が連携し、地震発生直後から行われた様々な調査・研究成果を集約した2016年熊本地震の地震被害調査報告書を昨年12月に出版した。

2016年熊本地震の被害は広範囲に及びさらに明らかにされていない事象も多いことから継続的な調査・研究が必要と考えられた。そこで、地震被害調査報告書作成のため集約した調査・研究成果をベースに、さらなる調査・分析を行い、地震被害の実態と原因を明らかにし、記録として確実にアーカイブすることを目的とした本研究を立ち上げた。本研究では、2016年熊本地震において調査・研究の優先度が高い地震動、斜面災害、道路トンネル、道路、橋梁構造物、ライフライン、河川構造物、積石構造物、復興支援・復興計画の9項目を対象に追跡調査と分析を行った。

また、本研究は地震工学委員会、地盤工学委員会、水工学委員会、トンネル工学委員会、土木計画学委員会、西部支部が連携して行ったものであり、分野横断的な研究体制の確立という意味においても大きな役割を果たしたと考える。

平成30年3月

研究代表者

池田隆明



## 第1章 地震動

本章では、2016年熊本地震被害調査報告書<sup>1)</sup>の内容を補足し、その後の調査研究によって解明されつつある事項について紹介する。

### 1.1 震源断層近傍域での地震観測記録の特徴

2016年4月16日01時25分に発生した熊本地震本震では明瞭な地表地震断層が出現し、そのごく近傍で強震観測記録が得られた。これらのうち、益城町宮園（益城町役場）、西原村小森（西原村役場）では、丁寧に積分した変位波形に大きな永久変位が見られている（図 1.1-1, 2）<sup>2)</sup>。このような永久変位は断層を跨いでその方向が逆転し、地表の食い違い（地表地震断層）となって現れ、その上に構造物が存在すると被害を受ける（図 1.1-3）。図 1.1-1, 2 はいずれも地表地震断層から北にやや離れた地表面で観測されたものであり、断層変位の影響は一方向への並進運動となっている。これらの地震観測記録に見られた永久変位は、地殻変動として捉えられたものと整合している。

図 1.1-1, 2 の速度波形には正負の震動成分も記録されているが、これらが構造物に相対的に作用する強震動となる。いずれの地点でも速度のEW方向に大きなパルス状の波形が見られ、益城町宮園では周期1秒程度、西原村小森では周期3秒程度となっている。これらの水平成分を三重応答スペクトルで表すと（図 1.1-4）、EW成分（図の破線）において、上記の周期帯で大きな応答値を示していることが分かる。また、一般的な木造家屋の固有周期にあたる0.3～0.5秒の応答値も1995年兵庫県南部地震など既往被害地震の観測記録に相当する大きさを有しており、観測点近傍で家屋の被害が見られたことと整合している。

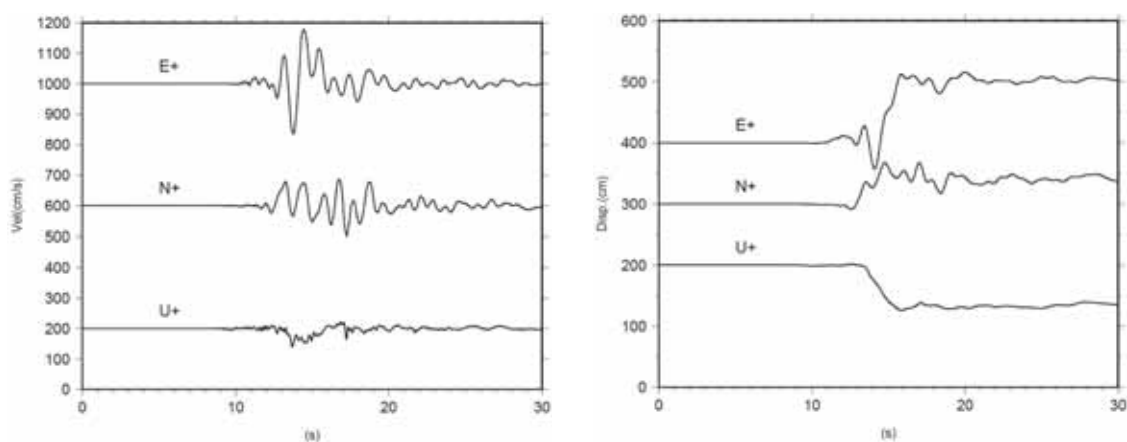


図 1.1-1 2016年熊本地震本震による益城町宮園の速度波形（左）と変位波形（右）<sup>2)</sup>

第1章 地震動

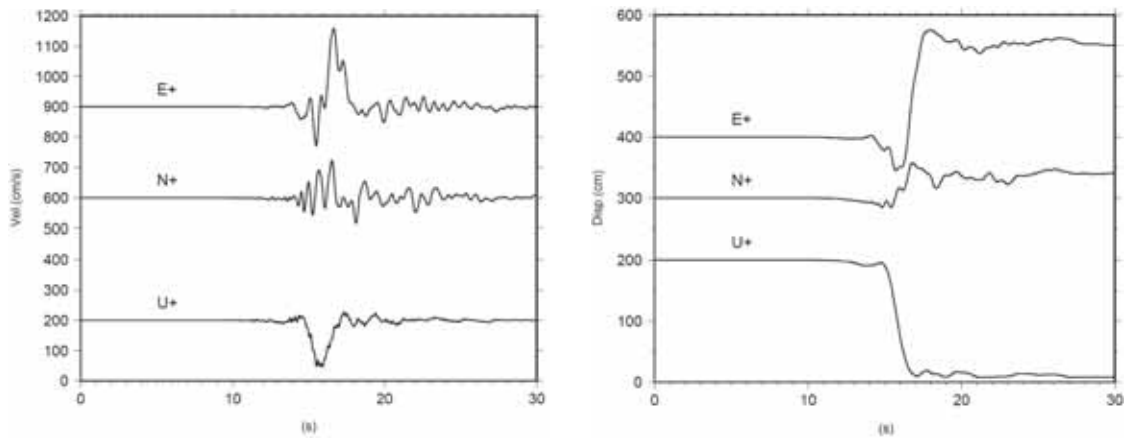


図 1.1-2 2016年熊本地震本震による西原村小森の速度波形（左）と変位波形（右）<sup>2)</sup>



図 1.1-3 2016年熊本地震本震による地表地震断層による被害（いずれも益城町下陳）

左：ブロック塀の被害，右：断層に裂かれた家屋

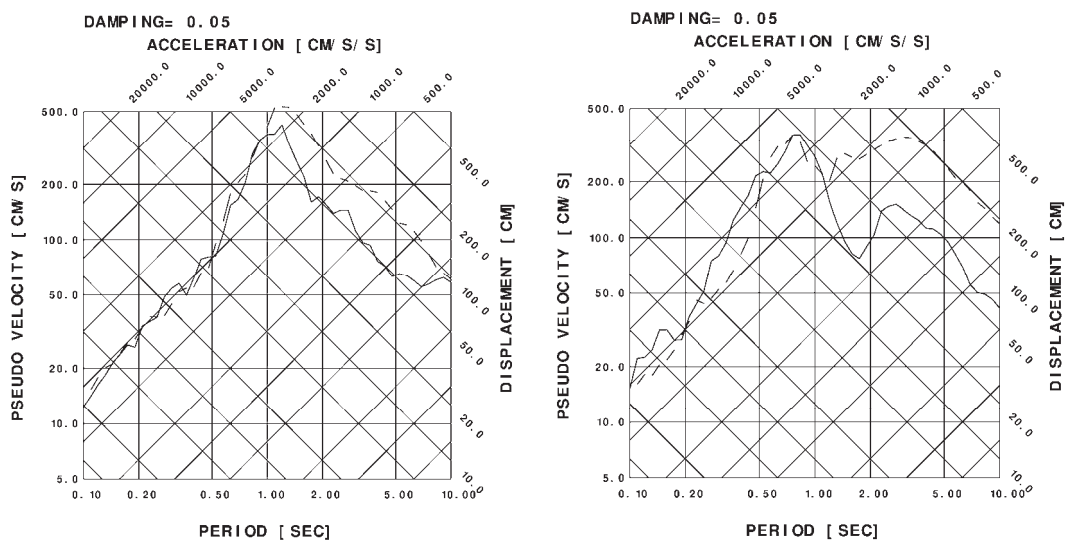


図 1.1-4 熊本地震本震による益城町宮園（左）と西原村小森（右）の三重応答スペクトル

実線：NS成分，破線：EW成分

## 1.2 震源断層近傍域の地震観測記録と断層破壊の関係

熊本地震本震において益城町宮園，西原村小森で卓越したEW成分は，震源断層に対して平行な成分に相当する．一般に，平成7年兵庫県南部地震など，横ずれ成分を主とした断層近傍では断層直交成分が大きい記録が典型的であった．これは，断層に沿って破壊が進行することで，断層に沿って卓越する断層直交成分が増幅的に重なる影響（フォーワード・ディレクティビティ）で説明される．一方，横ずれ断層の破壊が深部から浅部へと進行する領域では，断層平行成分が増幅的に重なる現象が生じる（図1.2-1）<sup>3)</sup>．熊本地震本震の断層近傍では，このような波形が明瞭に観測されたものと考えられる．一方，断層東端部にあたる南阿蘇村などには，兵庫県南部地震などと同様に断層直交成分が卓越する地震動が影響したことが推察される．

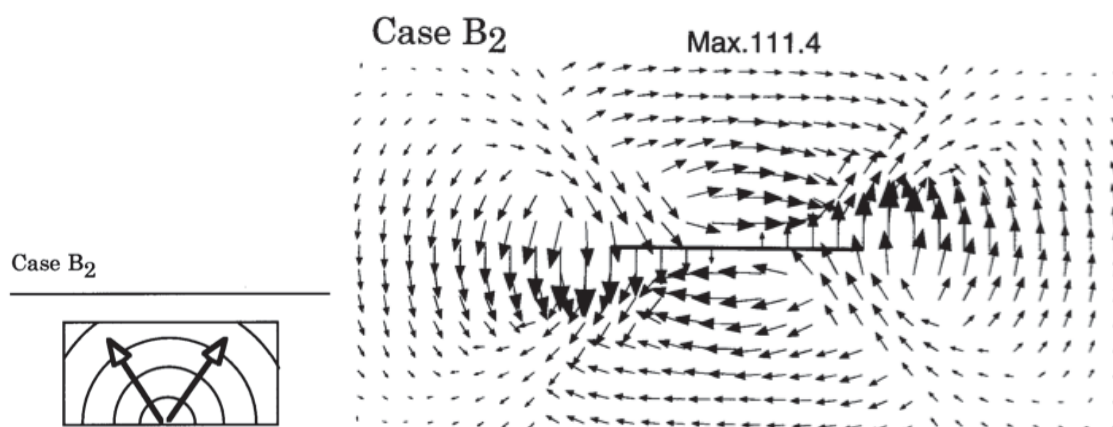


図 1.2-1 横ずれ断層の中央深部から破壊が進行した場合の最大地動速度ベクトル<sup>3)</sup>

熊本地震本震に関して，このような断層ごく近傍の波形を再現するための震源断層破壊の検討が続けられている．以下，それらの成果のうち，特に地表地震断層に関連する断層浅部のすべりについて紹介する．

### 1.2.1 震源インバージョン解析による断層浅部のすべりモデル

断層を取り囲む複数の観測記録を説明できるように，震源破壊過程を逆解析した事例<sup>4)</sup>を図1.2-2に示す．図の左が北東，右が南西にあたり，-3km，-20km付近に浅い大きなすべりが見られる．それぞれ，益城町宮園と西原村小森の近傍に相当する．これらの浅いすべりおよび深部から浅部への破壊進行によって，両地点で観測された永久変位までが理論的に表現されている<sup>4)</sup>．図の右に示した Moment Rate Function はすべり速度の時間変化に対応する．同じような最終すべり量であっても，深部の大すべり域は Moment Rate の最大

値が大きく短時間に地震モーメントを解放して周期の短い強震動を放射する一方、浅部のすべりでは Moment Rate は小さく長時間継続していることが分かる。図 1.2-3 に別の解析事例<sup>5)</sup>を示すが、浅いすべりの Moment Rate の最大値が深部に比べて有意に小さく継続時間が長い傾向は同様である。このような解析事例から、熊本地震本震の浅いすべりは永久変位や長周期の地震動には影響しているが、短周期の強震動には影響が大きくはなかったことが示唆される。ただし、これらの解析は地震動の理論解を用いているため、周期 2 秒以上の帯域を対象としていることに注意する必要がある。

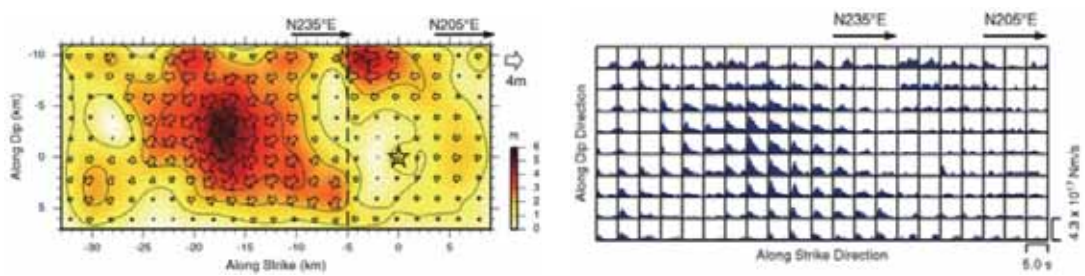


図 1.2-2 熊本地震本震の断層破壊モデル(1) (周期 2 秒以上)<sup>4)</sup>

左：すべり量とすべり方向の分布，右：Moment Rate Function

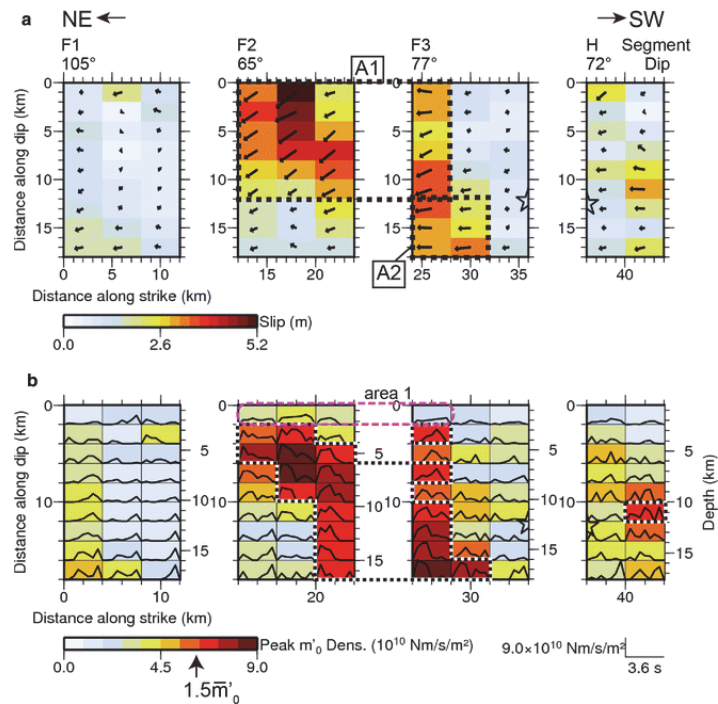


図 1.2-3 熊本地震本震の断層破壊モデル(2) (周期 2 秒以上)<sup>5)</sup>

上(a)：すべり量とすべり方向の分布，下(b)：Moment Rate Function

中小地震の観測記録に基づく経験的グリーン関数法を用いた、より短周期の事例<sup>6)</sup>を図1.2-4に紹介しておく。この解析では周期0.5秒以上が対象とされている。図の向きが前述の図1.2-2, 3と逆で、右が北東になっている。図にはすべり速度の最大値分布と破壊進行の概要が矢印で示されている。この帯域でも浅部のすべり速度は深部に比べて小さいが、絶対値は十分に大きい結果を示している。また、大きなすべりが深部から浅部へと進行したことが示唆されており、これまでの解釈と整合している。

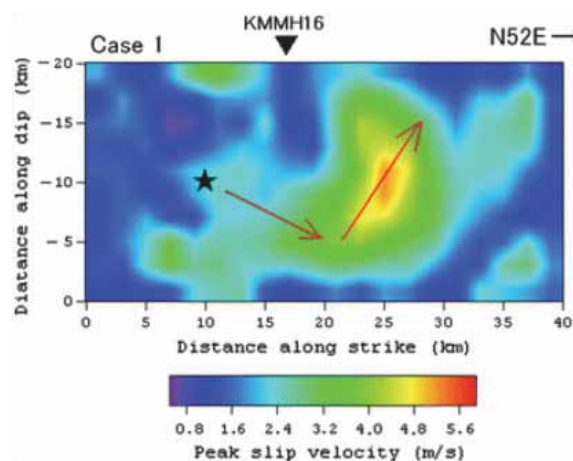


図 1.2-4 熊本地震本震の断層破壊モデル(3) (周期 0.5 秒以上)<sup>6)</sup>

### 1.2.2 断層浅部すべりの特性化震源モデル

国内の強震動予測では、強震動予測レシピ<sup>7)</sup>に基づいた特性化震源モデル、すなわち矩形の断層面や強震動生成域 (SMGA: Strong Motion Generation Area) を用いることが主流となっている。そのような観点から、熊本地震本震の断層破壊をモデル化した事例<sup>8)</sup>を図1.2-5に示す。Mw4.4の余震観測記録を用いた経験的グリーン関数法により、図に示すような強震動生成域を用いて、周期0.1~5秒の広帯域の観測記録を再現している。経験的グリーン関数法では永久変位は再現されないが、上記の周期帯の強震動の再現にはこのような単純な特性化震源モデルでも十分に有効であることが示されている。

さらに、永久変位を含めた周期2秒よりも長周期帯域の地震動を説明するため、特性化震源モデルの拡張が行われた事例<sup>9)</sup>を図1.2-6に示す。この解析では、永久変位を表現するために理論地震動 (周期1秒以上) を用いており、浅部に大きな矩形すべりを長周期地震動生成域 (LMGA: Long-period Motion Generation Area) として追加している。得られた長周期地震動生成域は図1.2-2, 3の浅部すべりに相当し、深い強震動生成域の立ち上がり時間 (Rise Time) 1.6秒に対して2.5秒と評価されている。

また、統計的グリーン関数法と波数積分法<sup>10)</sup>のハイブリッド法による広帯域（0.64秒以上）で浅部の大すべりを含めてモデル化した事例<sup>11)</sup>（図1.2-7、断層の向きは図1.2-4と同じ）では、浅部大すべり域の最大すべり速度を深部の半分に、立ち上がり時間を深部の1.6秒に対して2.5秒と長く設定することで、永久変位を含めた地震動を再現できることが示されており、図1.2-7の結果と矛盾しない。対象構造物の周期特性によっては、このような浅部のすべりを考慮する必要があることが、2016年熊本地震の教訓と言えよう。

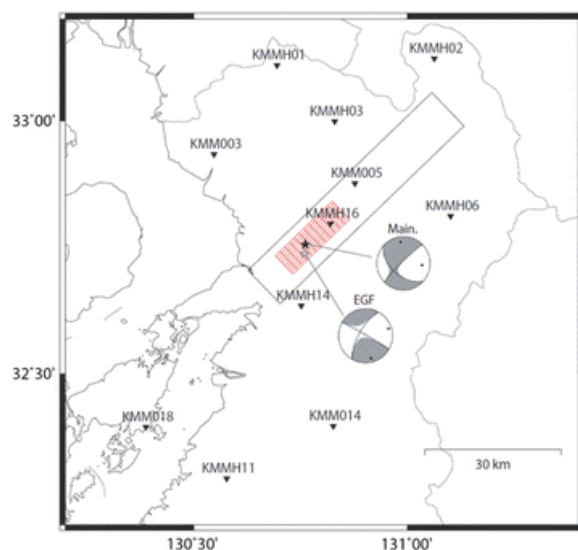


図 1.2-5 熊本地震本震の特性化震源モデル例（周期 0.1～5 秒）<sup>8)</sup>

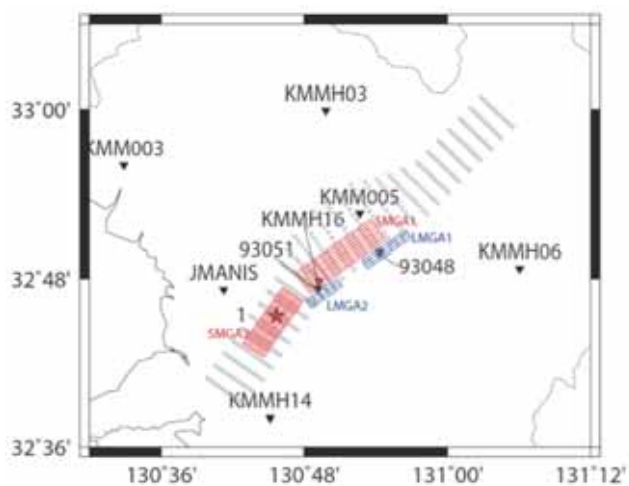


図 1.2-6 浅部すべりを含めた熊本地震本震の特性化震源モデル例(1)（周期 1 秒以上）<sup>9)</sup>

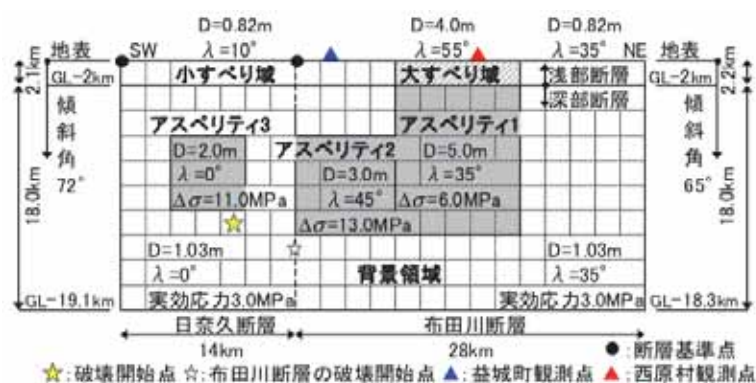


図 1.2-7 浅部すべりを含めた熊本地震本震の特性化震源モデル例(2) (周期 0.64 秒以上) <sup>11)</sup>

### 1.2.3 動学的な断層すべりモデル

ここまでに示した断層破壊モデルでは、断層破壊を運動学的なシナリオとしてモデル化しており、力学的な破壊進行の拘束が設けられてはいない。特に浅部の断層すべりについては未解明のことが多く、動学的モデルに立脚した自発的な破壊を用いた評価が行われるようになっている。そのような一例として、すべり弱化則に基づいて応力-すべり量の関係をモデル化し、初期破壊領域から自発的な断層破壊を進行させた結果 <sup>12)</sup>を図 1.2-8 (断層の向きは図 1.2-4, 7 と同じ) に紹介する。図の上を示すように、深部の強震動生成域には 6~13MPa の応力降下を与え、背景領域と浅部の応力降下をゼロとしている。浅部の剛性は、地表面に近づくほど小さく設定されている。図の下には、左に最終すべり量、右にすべり速度時間関数を示している。運動学的モデルのように予めすべり量を設定しておらずとも、すべり弱化則に従って浅部や背景領域にもすべりが生じている。結果として得られた断層近傍観測点の合成波形は、変位および速度で観測と整合している。このとき、浅部のすべり速度時間関数は深部の強震動生成域よりも最大値が小さく継続時間が長い傾向を示し、これまでに示した運動学的モデルと大きくは矛盾しない。しかし、応力降下を与えた強震動生成域 1 が浅くまで及び、かつ破壊の進行側にあたる浅部の最大すべり速度は大きく評価されている。

また、横ずれ断層で地表地震断層が現れる場合と現れない場合の地震動を動学的断層モデルで評価した事例 <sup>13)</sup>では、断層平行成分は地表地震断層が現れる場合に断層ごく近傍で大きくなるが、断層直交成分は地表断層出現の有無によって変わらないとの報告がなされている。この傾向は、これまでの運動学的検討とも整合する。

動学的モデルにおける浅部の破壊パラメータ設定については今後ともより詳細な検討が必要であるが、浅部すべりの合理的なモデル化に向けて、その有効な活用が期待されている。

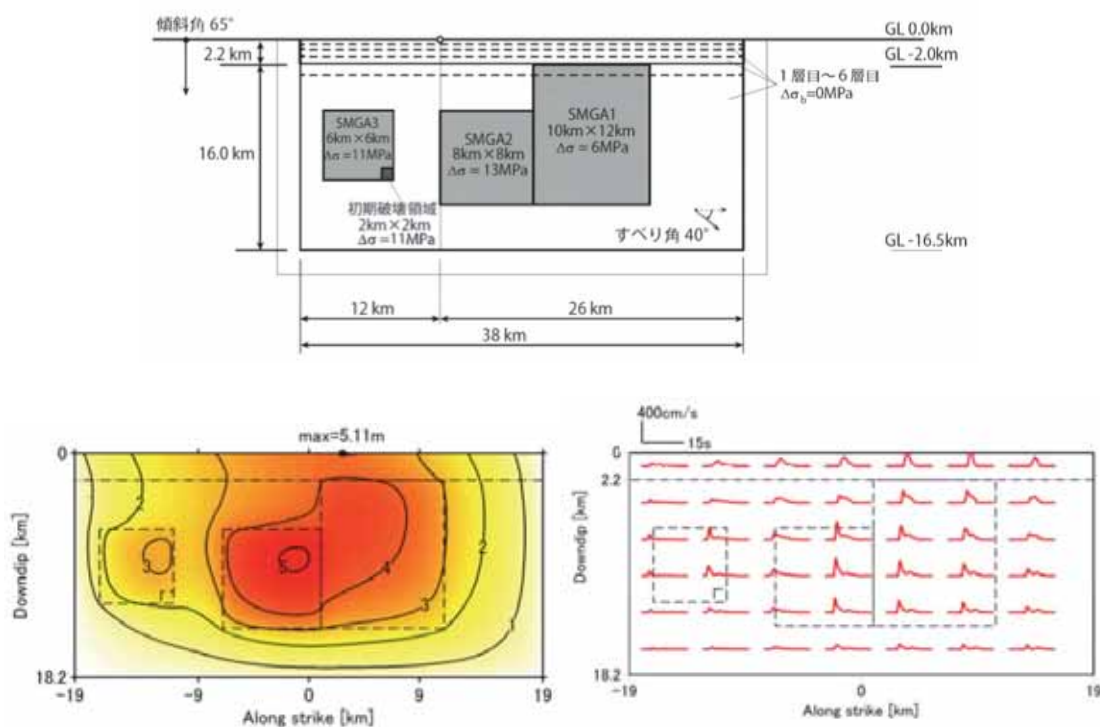


図 1.2-8 熊本地震本震の動力的震源モデル例<sup>12)</sup>

上：断層面に設定した強震動生成域のおよび浅部と背景領域の応力降下

下左：動力学シミュレーションによるすべり量分布，下右：同すべり速度時間関数

### 1.3 やや遠方の観測記録の特徴

熊本地震本震では、震源断層近傍において永久変位を伴う強い地震動が観測されている。一方で、より広い範囲の観測地震動について異なる一面が見られている<sup>14)</sup>。図 1.3-1 は、日本国内で近年発生した地表断層を伴う地震について、断層から 40km 圏内の観測点での応答スペクトルと経験的な地震動スペクトル予測式<sup>15)</sup>との比を示したものとなっている。熊本地震の前震、本震を含め、いずれの地震も平均よりも有意に小さい地震動となっている。ただし、地盤の非線形応答の影響を含まないよう、最大加速度が 200cm/s<sup>2</sup>以上の記録については、AVS30 が 500m/s 以上の観測点を用いているため、1.1 に示した益城町宮園、西原村小森の記録は含まれていない。

このように、地表地震断層を伴う地震の平均的な地震動が小さく評価される理由として、1.2 の事例から以下のことが考えられる。地表地震断層を生じる浅く大きい断層すべりは、すべり速度が小さく継続時間が長いため、強震動には影響しないものの地震規模を大きく見積もる要因となる。このため、強震動の大きさは変わらないものの地震規模が大きくな



り、相対的に地震規模に対して地震動が過小評価されると考えることができる。ただし、浅いすべりの直下には強震動を生成する領域が存在するため、断層近傍においては浅いすべりによる永久変位とともに、強震動による被害が見られるようになるものと考えられる。

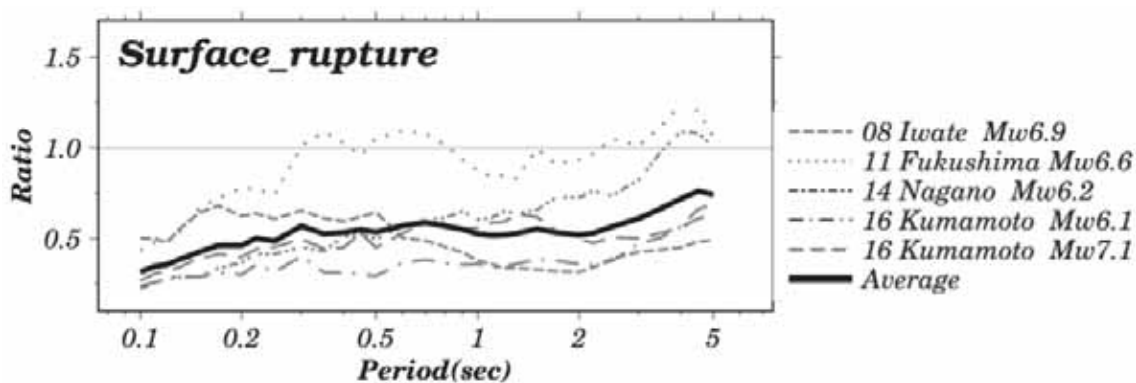


図 1.3-1 日本国内で近年発生した地表断層地震観測記録の経験的地震動予測式<sup>15)</sup>との比<sup>14)</sup>

## 1.4 地表地震断層ごく近傍の状況

### 1.4.1 地表地震断層ごく近傍の被害

図 1.1-3 に示した 2 地点では、地表地震断層の変位に起因する被害を受けているが、開口部の大きい老朽化した建物がほぼ無傷である（左写真の奥）など、強震動による影響は必ずしも大きくないように見える。2016 年熊本地震本震で生じた地表地震断層周辺では確かに大きな震動被害が生じているものの、地表地震断層ごく近傍においては上記のように震動の影響が小さいと思われる事例が多く見られた。図 1.4-1 には、地表地震断層によって傾動したものの転倒が見られない墓石、断層脇で無傷の家屋を追加事例として示す。



図 1.4-1 2016 年熊本地震本震による地表地震断層ごく近傍の様子  
左：墓石の傾動（益城町杉堂），右：地表断層脇の家屋（益城町福原）

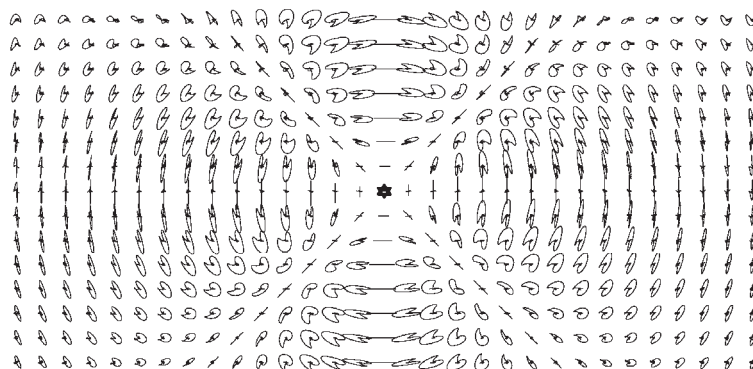


図 1.4-2 深部の点震源が横ずれ破壊がした場合の地動速度の粒子軌跡<sup>16)</sup>

図 1.4-2 に示すように、深部の点震源が横ずれ破壊を起こした場合、震央直上の地表は S 波放射の節となるため揺れない。震央から断層走向方向に離れると断層直交成分が、走向に直交する方向に離れると断層平行成分が、S 波放射の影響で大きくなり、やがて距離とともに小さくなる。この横ずれ破壊が断層面を形成して深部から浅部へ進行すると、図 1.2-1<sup>3)</sup>で見たように、断層から少し離れた場所で断層平行成分が大きくなる。このとき、断層線上の震央付近では食い違いによる変位は生じるものの S 波放射の節に近く、1.2 で示したように浅いすべりの速度が小さく継続時間が長いならば、揺れは大きくなる。写真に示した地表断層ごく近傍では、そのような地震動が生じたのではないかと考えられる。

一方で、図 1.2-1<sup>3)</sup>の断層線上では、断層端部に向かって断層直交成分が大きくなり、その影響は断層延長上にまで及んでいる。そのため、断層線上で大きな揺れ、特に断層直交成分への影響は、直下のすべりではなくやや離れた領域のすべりによるものであると言える。このことにより、地表断層による変位の影響は直下の断層すべりによってもたらされるが、その断層破壊は直上を揺らさずに遠方を揺らすことになると考えることができる。このような揺れが、布田川断層の延長に相当する熊本市街や南阿蘇村に影響したのではないかと推察される。もちろん実際の断層破壊は 1.2 で見たように、より複雑であると考えられるが、定性的には以上のような状況で説明できそうである。

#### 1.4.2 地表地震断層ごく近傍の地盤震動特性

次に、地表地震断層ごく近傍の地盤震動特性が地震動に及ぼす影響について考察しておく。図 1.1-3 および図 1.4-1 に示された地表地震断層近傍において、単点微動観測による H/V スペクトル比が求められている<sup>17)</sup>。図 1.4-3 は益城町下陳および福原の例であるが、

いずれの地点でもスペクトル比に明瞭なピークが見られていない。その他地表地震断層が見られた地点でも同様の傾向が見られている。明瞭な地表地震断層を生じる場所は堆積層が薄く地盤が堅固であるとも言えるが、同時に実施された微動アレイ探査では表層に200m/sほどの堆積層が確認されている。一方、地表地震断層から離れて家屋の倒壊などが見られる被害域では、堆積層の影響による明瞭なピークがH/Vスペクトル比に見られることが一般的である。断層近傍において微動H/Vスペクトルのピークが不明瞭になる事例は他にも報告されており、断層近傍地震動を検討する上で興味深い事例と言える。

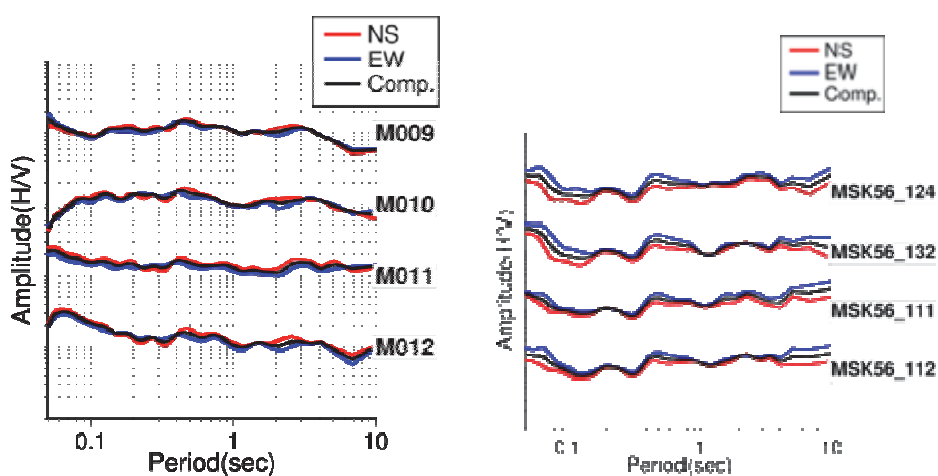


図 1.4-3 地表地震断層ごく近傍（断層を跨いで5mほど）の微動H/Vスペクトル

左：益城町下陳，右：益城町福原

## 1.5 まとめと今後の課題

以上、2016年熊本地震本震の地震動とそれらを生じた要因について、地震工学委員会断層帯近傍における地震動メカニズム検討小委員会での活動を参照して紹介した。これらをまとめると、以下のようになる。

- ・熊本地震本震で生じた地表地震断層近傍の強震観測記録には、地殻変動と整合する永久変位が見られた。
- ・地表地震断層近傍では、断層に平行する方向が大きい強震動が観測された。
- ・地表地震断層ごく近傍では、断層変位による被害は大きいものの強震動による影響が小さいと思われる事例が散見された。
- ・このような地震動は、横ずれ断層破壊が深部から浅部へ向かって進行すること、また浅く大きな断層すべりの速度が小さく継続時間が長いことで定性的に説明できる。

- ・熊本地震本震の地震動をやや遠方まで評価すると、平均的よりも有意に小さいものであった。
- ・地表地震断層ごく近傍での微動観測では、H/V スペクトル比に明瞭なピークが見られない事例が得られた。

これらを受けて、今後断層帯近傍の地震動をより合理的かつ精度良く評価するためには、以下のような検討を継続的に実施することが望まれる。

- ・地表地震断層近傍の地震動を定量的に評価するためには、その実態を観測する必要がある。地震計や変位計を高密度に設置するには限界があるため、防犯カメラやドライブレコーダーなどの映像機器の利活用体制を整えることが望まれる。
- ・断層浅部の動力的破壊を制御する合理的なパラメータの設定について、さらなる検討が必要である。
- ・地表地震断層近傍における表層地盤の物性、特に断層すべりのような大変形時の挙動についての検討が望まれる。その結果は、動力的な破壊にフィードバックされる必要がある。
- ・以上の検討結果を積み重ね、断層近傍強震動評価の高度化に反映させることが望まれる。

**謝辞**：本章は、地震工学委員会断層帯近傍における地震動メカニズム検討小委員会の活動、特に平成29年11月15日に実施した「断層帯近傍における地震動評価に関するシンポジウム」の内容を参照してまとめました。関係各位の貢献に感謝致します。

#### 参考文献

- 1) 土木学会：2016年熊本地震被害調査報告書,地震被害調査シリーズ No.1, 丸善出版, 2017.
- 2) 岩田知孝：益城町宮園・西原村小森本震記録の解析, <<http://sms.dpri.kyoto-u.ac.jp/topics/masikinishihara0428ver2.pdf>> (2018/04/20 閲覧).
- 3) Miyatake, T.: Computer simulation of strong ground motion near a fault using dynamic fault rupture modeling: Spatial distribution of the peak ground velocity vectors, *Pure and Applied Geophysics*, 157, pp. 2063-2081, 2000.
- 4) Asano, K. and Iwata, T.: Source rupture processes of the foreshock and mainshock in the 2016 Kumamoto earthquake sequence estimated from the kinematic waveform inversion of strong motion data, *Earth Planet and Space*, 68:147, DOI 10.1186/s40623-016-0519-9, 2016.

- 5) Yoshida, K., Miyakoshi, K., Somei, K., and Irikura, K.: Source process of the 2016 Kumamoto earthquake (Mj7.3) inferred from kinematic inversion of strong-motion records, *Earth Planet and Space*, 69:64, DOI 10.1186/s40623-017-0649-8, 2017.
- 6) Nozu, A. and Nagasaka, Y.: Rupture process of the main shock of the 2016 Kumamoto earthquake with special reference to damaging ground motions: waveform inversion with empirical Green's functions, *Earth Planet and Space*, 69:22, DOI 10.1186/s40623-017-0609-3, 2017.
- 7) 地震調査研究推進本部地震調査委員会：震源断層を特定した地震の強震動予測手法（「レシピ」）平成28年（2016年）6月（12月修正版）<<[http://www.jishin.go.jp/main/chousa/16\\_yosokuchizu/recipe.pdf](http://www.jishin.go.jp/main/chousa/16_yosokuchizu/recipe.pdf)>> (2018/04/20 閲覧).
- 8) Irikura, K., Miyakoshi, K., Kamae, K., Yoshida, K., Somei, K., Kurahashi, S., and Miyake, H.: Applicability of source scaling relations for crustal earthquakes to estimation of the ground motions of the 2016 Kumamoto earthquake, *Earth Planet and Space*, 69:10, DOI 10.1186/s40623-016-0586-y, 2017.
- 9) 入倉孝次郎, 倉橋 奨：震源断層近傍の長周期地震動評価のための特性化震源モデルの拡張 —2016年熊本地震 (Mw 7.0)の断層近傍地震動による検証—, 日本地震工学会大会, 2017.
- 10) Hisada, Y. and Bielak, J.: A theoretical method for computing near-fault ground motions in layered half-spaces considering static offset due to surface faulting, with a physical interpretation of fling step and rupture directivity, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.93, No.3, pp.1154-1168, 2003.
- 11) 生玉真也, 川里健, 川上洋介, 納所昌広, 小穴温子, 壇一男, 鳥田晴彦, 岡田康男：地表地震断層極近傍における強震動及び永久変位の評価のための震源モデルの設定法, 断層帯近傍における地震動評価に関するシンポジウム論文集, 土木学会・地震工学委員会・断層帯近傍における地震動メカニズム小委員会, 論文番号9, 2017.
- 12) ドルジャパラム サロル, 壇一男, 入江紀嘉, 小穴温子, 藤原広行, 森川信之：動力学的断層破壊シミュレーションによる2016年熊本地震本震の断層極傍における強震動と永久変位の再現, 断層帯近傍における地震動評価に関するシンポジウム論文集, 土木学会・地震工学委員会・断層帯近傍における地震動メカニズム小委員会, 論文番号6, 2017.
- 13) 山田雅行, 今井隆太, 高椋恵, 藤原広行：動力学的断層破壊シミュレーションによるモデル断層近傍における地震動の比較 ～地表に断層が現れない場合と現れる場合～,

断層帯近傍における地震動評価に関するシンポジウム論文集，土木学会・地震工学委員会・断層帯近傍における地震動メカニズム小委員会，論文番号5，2017.

- 14) 吉田昌平，香川敬生，野口竜也：日本内陸における地表および潜在断層地震の地震動特性と震源特性に関する検討，断層帯近傍における地震動評価に関するシンポジウム論文集，土木学会・地震工学委員会・断層帯近傍における地震動メカニズム小委員会，論文番号7，2017.
- 15) Morikawa, N. and Fujiwara, H.: A new ground motion prediction equation for Japan applicable up to M9 Mega-Earthquake, Journal of Disaster Research, Vol. 8, No. 5, pp. 878-888, 2013.
- 16) 香川敬生，吉田昌平，野口竜也：横ずれ断層近傍強震動への破壊伝播の影響，断層帯近傍における地震動評価に関するシンポジウム論文集，土木学会・地震工学委員会・断層帯近傍における地震動メカニズム小委員会，論文番号8，2017.
- 17) 香川敬生，吉田昌平，上野太士：2016年熊本地震で生じた地表地震断層ごく近傍の強震動について，土木学会論文集A1,Vol.73, No.4(地震工学論文集第36巻), pp. I\_840-I\_846, 2017.
- 18) 野口竜也，上野太士，香川敬生，吉田昌平，西田良平：1943年鳥取地震の鹿野断層における微動および地中レーダー探査による断層調査，断層帯近傍における地震動評価に関するシンポジウム論文集，土木学会・地震工学委員会・断層帯近傍における地震動メカニズム小委員会，論文番号11，2017.

## 第2章 斜面の被害に関する主な被災地区の事後継続調査と追加調査

### 2.1 本調査の目的

平成28年4月の熊本地震では揺れの強かった地域で多くの土砂災害が発生し、甚大な人的・物的被害が発生した。地盤工学委員会斜面工学研究小委員会では、平成28年4月23日～24日、同年6月2日～3日に緊急現地調査を行い、初期の調査結果は土木学会誌<sup>1)</sup>と熊本地震被害調査報告書<sup>2)</sup>にて報告している。同年6月19日～21日の非常に強い降雨により被害が出る土砂崩壊があり<sup>3)</sup>、今後も地震の影響を受けた斜面で二次的な崩壊や土砂流出が懸念される。これより、斜面工学研究小委員会では地震後の斜面状況の時間的変化を把握して、今後の斜面防災に役立つ知見を見出すため、これまでに調査した主な被災地区に対して事後継続調査を行うことにした。主な調査地区は阿蘇大橋付近の大規模崩壊、高野台（京都大学火山研究センター）の緩斜面の地すべり、火の鳥温泉の崩壊、垂玉温泉の崩壊、山王谷川の土石流とその上流域の崩壊である。また、新規の調査地区として俵山の北側斜面を追加した。以下、その調査結果の概要を示す。

### 2.2 阿蘇大橋付近の大規模崩壊

阿蘇大橋が崩落した現場の大規模斜面崩壊に対して撮影時期が異なる写真を図2.2-1に示す。調査は橋の対岸から目視で行った。今回の観察は、前回の観察からおおよそ1年半経過している。この斜面は安山岩質凝灰岩が大半を占め、部分的に安山岩溶岩流や火砕流堆積物層を挟んでいる。一見、斜面に大きな変化は無いように見えるが、細かく見ると、斜面上方には索道や足場が設置され、落石防止ネット等が施工されているように見える。斜面下方は抑え盛土をしつつ、安定勾配に成形されているようである。また、崩壊斜面の側部では不安定土塊の除去が実施されたように見られる。対策工事に向けて斜面の成形など作業が、施工条件が厳しいなか、かなりのペースで実施されていた。この調査時点では、工事の途上であったが、被災地の復興に関して重要な路線の一つであるので、早期の対策工の完了が期待される。

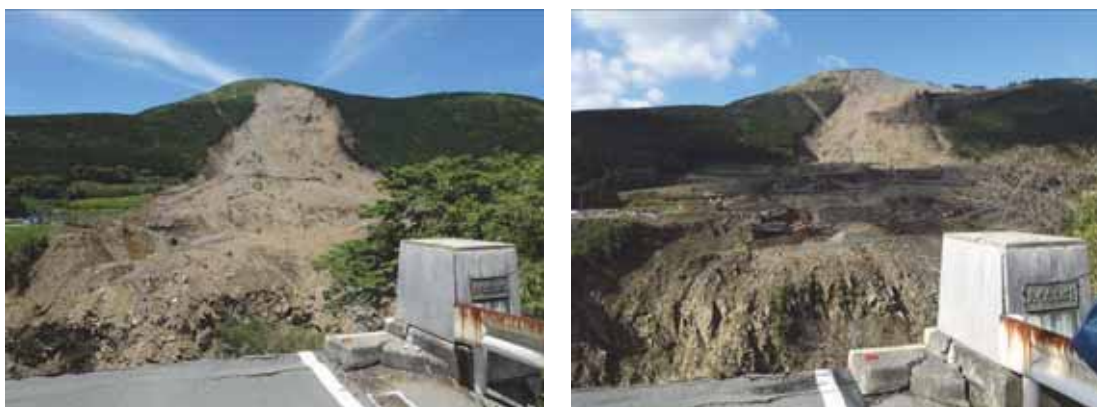


図 2.2-1 阿蘇大橋付近の大規模斜面崩壊

(左：2016年6月2日撮影，右：2017年12月9日撮影)

## 2.3 高野台地区の地すべり

### 2.3.1 はじめに

平成28年熊本地震により，熊本県南阿蘇村高野台地区(京都大学火山研究センター)で発生した地すべりは，溶岩円頂丘（火山研究所溶岩，約5万年前）の斜面で発生し，地すべり土塊は3方向に流下した．その内，高野台団地を襲った崩壊土砂は約500mの長距離を移動し，非常に流動性の高い地すべりであったことが特徴である<sup>4)~7)</sup>．複数の住宅が巻き込まれ，5名の尊い命が奪われる災害となった．本報告では，地すべりの原因等について地盤工学的に考察する．

### 2.3.2 地すべりの発生状況

写真2.3-1に高野台地区で発生した地すべりの全景写真<sup>5)</sup>を，図2.3-1に地すべりの平面図と地質断面図<sup>7)</sup>をそれぞれ示す．溶岩円頂丘で発生した地すべり土塊は3方向に流下し，高野台団地を襲った崩壊土砂は約500mの長距離を移動し，非常に流動性の高い地すべりであった．この高野台団地を襲った崩壊は，写真2.3-2に示すようにすべり面が露出して，軽石がすべりによりつぶされていた．ここで軽石は，草千里ヶ浜火山降下軽石（約2.6万年前）<sup>8)</sup>であり，すべり面の傾斜角は10～15度と緩く，地すべり発生前の地表面傾斜とほぼ等しい<sup>7)</sup>．





写真 2.3-1 高野台地区で発生した地すべり<sup>5)</sup> (九州大学大学院 安福規之教授撮影)



図 2.3-1 地すべりの平面図と地質断面図 (釜井, 2017)<sup>7)</sup>



写真 2.3-2 露出したすべり面とつぶされた軽石（釜井, 2017）<sup>7)</sup>

写真 2.3-3～4 に、約 1 年 8 か月経過した地すべりの状況を示す。やや硬質の暗褐色テフラ層の上面に、すりつぶされた草千里ヶ浜火山降下軽石が付着している場所が観察された。



写真 2.3-3 高野台地区（京都大学火山研究センター）の地すべり（2017 年 12 月 10 日撮影）



写真 2.3-4 滑落崖 (2017年12月10日撮影)

### 2.2.3 地すべりの発生原因

地すべり頭部の滑落崖の高さは約8mで、図2.3-2に降下火山碎屑物の土層構成を示す<sup>5)</sup>。滑落崖には、埋没古土壌(黒ボク、赤ボク)を含む降下火山碎屑物(テフラ層)が露出していた。草千里ヶ浜火山降下軽石(約2.6万年前)<sup>8)</sup>がすべり面と考えられる。



図 2.3-2 滑落崖の土層構成<sup>5)</sup>

図 2.3-3 に、滑落崖付近で観察された草千里ヶ浜降下軽石層とその下位の暗褐色テフラ層の断面を示す。草千里ヶ浜降下軽石層の層厚は約 60 cm で、2 つの層が観察されたので、草千里ヶ浜降下軽石層（上）（略称：草千里ヶ浜上）、草千里ヶ浜降下軽石層（下）（略称：草千里ヶ浜下）とした。さらに、暗褐色テフラ層と接する草千里ヶ浜下（30 cm 層厚）は、2 つに分けて、それぞれ草千里ヶ浜下 a および草千里ヶ浜下 b とした。

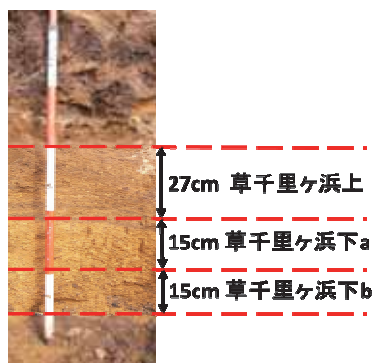


図 2.3-3 草千里ヶ浜降下軽石層とその下位の暗褐色テフラ層<sup>9)</sup>

表 2.3-1 に、草千里ヶ浜下 a および草千里ヶ浜下 b で採取した採土円筒（内径 50 mm×高さ 51 mm）試料から、草千里ヶ浜降下軽石層の乾燥密度，含水比，飽和度を求めた<sup>9)</sup>。乾燥密度が約 0.5g/cm<sup>3</sup> で非常に小さく，飽和度が約 70～75%であることが分かる。

表 2.3-1 草千里ヶ浜降下軽石層の密度と飽和度<sup>9)</sup>

	草千里ヶ浜下a	草千里ヶ浜下b
湿潤密度 [g/cm <sup>3</sup> ]	1.114	1.102
乾燥密度 [g/cm <sup>3</sup> ]	0.522	0.554
土粒子の 密度 [g/cm <sup>3</sup> ]	2.425	2.541
含水比[%]	111.3	99.1
飽和度[%]	75.0	70.1

写真 2.3-5 に示すように、草千里ヶ浜降下軽石層とその下位の暗褐色テフラ層の間に、厚さ数mmで白色の軽石層が挟在している様子が観察された。この白色の軽石層がすべり破壊にどのような影響を与えたのかは不明であるが、草千里ヶ浜降下軽石層がハロイサイト化した可能性もあるので、今度、X線回折やSEM等により粘土鉱物的な検討が必要である。



写真 2.3-5 草千里ヶ浜降下軽石層とその下位の暗褐色テフラ層の間に挟在する白色の軽石層(2016年12月18日 後藤聡 撮影)

草千里ヶ浜降下軽石層と白色の軽石層がすべり破壊に影響を与えていることが現地調査により判明したが、白色の軽石層は数mmと薄いので、乱れの少ない試料の採取が困難であり、密度等の物理特性を求めることはできなかった。

すべり面付近の草千里ヶ浜降下軽石層の繰り返しせん断特性を把握するために、現地より採取した試料を用いた繰り返し一面せん断試験(定体積条件)が実施された<sup>10)</sup>。この試験により、垂直応力が低下し、液状化が発生することが報告されている<sup>10)</sup>。

また、非排水一面せん断試験機構を圧力室に組み込んだ三軸試験装置<sup>11)</sup>を用いて、草千里ヶ浜降下軽石層の繰り返しせん断特性について検討が行われており、通常の三軸繰り返し試験よりも小さな液状化強度が得られたと報告されている<sup>11)</sup>。

写真 2.3-6(a)および(b)より、すべり面付近から採取した草千里ヶ浜降下軽石を手ですりつぶすと、液状になる様子が分かる。このようにすりつぶされることにより、土粒子が容易に細粒化し液状になることが、崩壊土砂が長距離移動した原因のひとつと考えられる。



写真 2.3-6(a) すべり面付近から採取した草千里ヶ浜降下軽石



写真 2.3-6(b) 手ですりつぶすことにより液状になる

### 2.3.3 まとめ

高野台地区(京都大学火山研究センター)で発生した地すべりは、溶岩円頂丘の斜面(地表面が10~15度と緩い傾斜斜面)で発生し、約500mの長距離を移動し、非常に流動性の高い地すべりであった。草千里ヶ浜降下軽石層と白色の軽石層(薄層)がすべり破壊に影響を与えていることが現地調査により判明したが、この白色の軽石層の粘土鉱物的および力学的な考察が今後必要である。傾斜の緩い降下火山砕屑物斜面の斜面崩壊危険度評価技術が必要であり、同様な崩壊が起きる危険個所を抽出する手法の開発が望まれる。

謝辞：本節の一部は、京都大学防災研究所平成28年特別緊急共同研究(28U-06)および科学研究費基盤(B)17H03303の助成により行った。

## 2.4 火の鳥温泉の崩壊

南阿蘇村の長野地区の火の鳥温泉で崩壊が2箇所が発生し、宿泊施設「ログ山荘火の鳥」に土砂が押し寄せ、宿泊客2名が亡くなった。崩壊箇所は熊本地震被害調査報告書<sup>2)</sup>にて①、②として区別した。前回と今回の調査で撮影した崩壊①の状況を図2.4-1に示している。この崩壊箇所は不明瞭な尾根筋に囲まれたすり鉢状の浸食地形で、集水地形になっていることは既に報告している。今回の調査時の状況としては、斜面上部から工事がなされており、斜面中部から下部においては土砂の撤去や伐採が一部なされていた。



図 2.4-1 火の鳥温泉の崩壊①

(左：2016年6月2日撮影，右：2017年12月10日撮影)

## 2.5 山王谷川の土石流

### 2.5.1 山王谷川の概況

山王谷川は、標高 1,337m の烏帽子岳の北西～南西斜面を源流部とし、西南西方向に流下し、白川に合流する流域面積 2.34km<sup>2</sup> の土石流危険溪流である。当該流域周辺の地質図を図 2.5-1 に示すが、山王谷川流域では、烏帽子岳火山による溶岩流・火砕岩の上位に草千里ヶ浜火山の軽石層（一部、強く溶結）が分布する。本震直後の土石流に影響を及ぼしたと想定される主要な崩壊地の発生域（図 2.5-2 参照）には、草千里ヶ浜火山の軽石層の分布域に相当する。なお、地表面部には黒ボク・ローム等の未固結層が広く分布している。

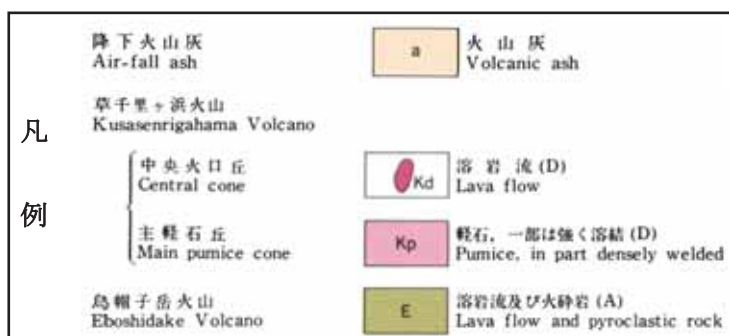


図 2.5-1 山王谷川周辺の地質図（阿蘇火山地質図<sup>12)</sup>に加筆）



### 2.5.2 山王谷川における土石流発生状況と今回の調査位置

山王谷川では、2016年4月16日の本震直後及び2016年6月19～21日の降雨（累計雨量323mm 最大時間雨量は68.5mm/h（6月20日23:00～24:00））時に土石流が発生し、大きな被害が生じた。その後は、除石等をはじめとする緊急減災対策の効果もあり、土石流による被害は発生していない。

今回の調査（平成29年12月9～10日）は、図2.5-2に示すように、①発生域、②氾濫開始地点（谷出口）、③氾濫域の3地点で行い、過去の調査時と比較し、平成28年度熊本地震以降の山王谷川における土砂移動状況の調査を行った。



図 2.5-2 調査位置図（国土地理院地図に加筆）

### 2.5.3 発生源の状況

写真 2.5-1～3 に山王谷川上流域に存在する本震直後の土石流に影響を及ぼしたと推測される崩壊地の経年変化を示す。2016年6月19～21日の降雨を含む本震～6月30日までの降雨により、崩壊地内のロームの流出層が確認されるとともに、一部溪岸崩壊の発生が確認される。この流出ロームの主体は崩壊堆積物と推測され、今回の調査で流出範囲が拡大していることが確認された。なお、2016年7月1日以降の顕著な新規崩壊は認められなかった。これらの流出土砂の量は、本震直後と比較して非常に少ないものである。

以上のように、流出土砂の発生源となる山王谷川上流域では、新規の崩壊は2016年6月19～21日の降雨時に少数発生したもののその後はほとんどなく、崩壊地内の堆積物の二次移動が継続的な土砂流出の主体であること、また、その量は相対的に少ないことが確認できた。



写真 2.5-1 山王谷川上流崩壊地状況（2016/4/26 撮影）

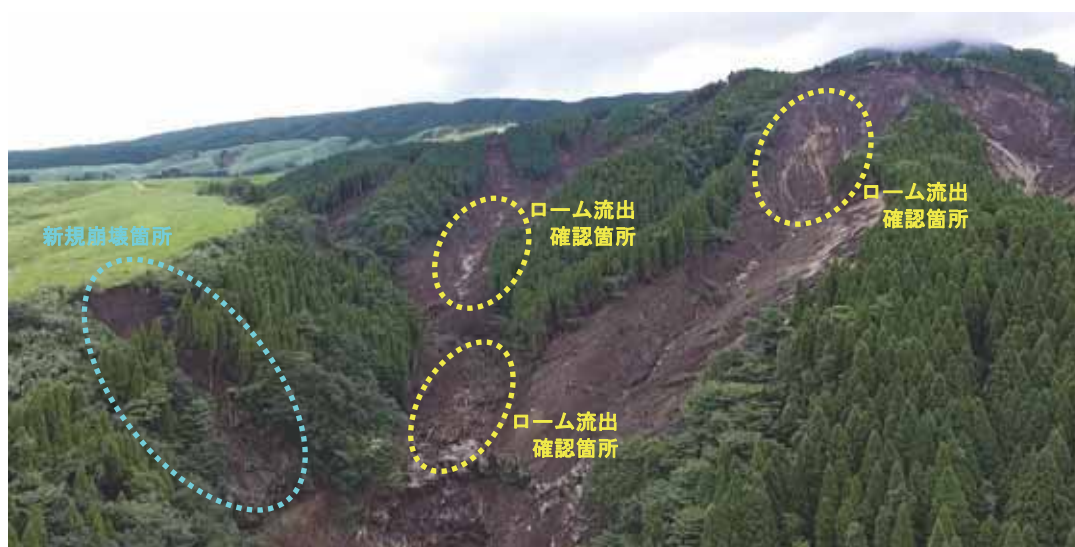


写真 2.5-2 山王谷川上流崩壊地状況（2016/7/1 撮影）



写真 2.5-3 山王谷川上流崩壊地状況（2017/12/9 撮影）

#### 2.5.4 谷出口付近の状況

写真 2.5-4～6 に谷出口に存在する三王谷川砂防堰堤周辺の経年変化を示す。



写真 2.5-4 谷出口（三王谷川砂防堰堤）堆砂状況（2016/4/26 撮影）



写真 2.5-5 谷出口（三王谷川砂防堰堤）堆砂状況（2016/7/1 撮影）



写真 2.5-6 谷出口（三王谷川砂防堰堤）堆砂状況（2017/12/10 撮影）

写真 2.5-4～6 より、谷出口でも発生域と同様に、本震直後の土砂移動により堆積した溪床堆積物が、2016年6月19～21日の降雨等により再流出し、その後、2017年12月まで顕著な土砂移動が発生していないことが確認できる。なお、2016年6月19～21日の降雨では、写真 2.5-5 に示した三王谷川砂防堰堤の下流右岸側のように、新たな浸食による土砂流出も発生したことが推測される。

写真 2.5-7～8 には、三王谷川砂防堰堤上流の土砂堆積状況を示す。2016年6月から2017年12月まで、顕著な土砂流出は認められないものの、表面部の細粒分が流出し、礫～粗石～巨石が洗い出されていること確認される。



写真 2.5-7 三王谷川砂防堰堤上流の土砂堆積状況（2016/6/21 撮影）<sup>13)</sup>



写真 2.5-8 三王谷川砂防堰堤上流の土砂堆積状況 (2017/12/10 撮影)

写真 2.5-9 には、三王谷川砂防堰堤上流約 150m に位置する治山堰堤の周辺の土砂堆積の経年変化を示す。同地点でも本震直後の土石流等により堆積した土砂の再流出が確認されるとともに、治山堰堤の一部破損・流出（同堰堤の約 80m 上流に位置する治山堰堤は右岸側全断面が流出）が認められた。これらの土砂移動等は、三王谷川砂防堰堤近辺と同様に、2016 年 6 月 19～21 日の降雨時に発生したものと推測される。なお、同堰堤の右岸側の堤体高が低い（堤底面が高い）ことから、元々は左岸側に水通しがあったものの、右岸側の袖部が本震直後の土石流衝突等で流出し、流路が右岸側に変遷していたものと推測される。



(2016/5/2 撮影)



(2017/12/10 撮影)

写真 2.5-9 三王谷川砂防堰堤上流の治山堰堤周辺の河床低下状況

以上の状況から、谷出口では、本震直後の土石流堆積以降、降雨により堆積土砂の二次移動・溪床低下が進行していることが確認できた。なお、現在までの主たる二次移動は 2016 年 6 月 19～21 日の降雨時の土石流形態での移動であり、溪床内の堆積土砂（平成 28 年度熊本地震前からの堆積物を含む）の再流出に起因して土石流が発生したものと推測される<sup>13)</sup>。

### 2.5.5 氾濫域の状況

写真 2.5-10 には、谷出口（三王谷川砂防堰堤）から下流約 1.6～1.9km 区間に位置する氾濫域の状況を示す。当該地点では、本震直後及び 2016 年 6 月 19～21 日の降雨後に多量の土砂が堆積したが確認され、土砂氾濫時には既設溪流保全工の大部分が土砂閉塞・埋没していた。なお、堆積土砂中の最大礫径  $D_{95}$  は約 2.1m で、多くの巨石が含有していた<sup>14)</sup>。顕著な土砂氾濫は、本震直後には谷出口下流約 400m の杉ノ尾橋より上流域で、2016 年 6 月 19～21 日の降雨時には谷出口下流約 750m の新畑橋周辺で発生したが、これらは橋梁の閉塞に伴い発生したものであった<sup>14)</sup>。これに対し、当該地点では自然堆積的な氾濫現象で、堆積範囲が遡上していったものと推測される。

当該地点での土石流等による土砂が氾濫・堆積した理由には、溪流保全工の溪床勾配が  $1\sim 2^\circ$  と緩く、蛇行していたためと推測される。



写真 2.5-10 山王谷川の下流氾濫域の状況（2016/7/1 撮影）

写真 2.5-11 には、山王谷川の下流氾濫域における既設溪流保全工内状況を示す。既設溪流保全工は、本震後の土砂堆積以降除石が進められ、調査時点で溪流保全工の機能が回復していた。ただし、写真 2.5-11 右側写真からもわかるように溪流保全工内には礫～巨礫を主体とする土砂堆積が認められ、当該地点が流出土砂の堆積しやすい環境にあることが

確認できた。



(2016/5/28 撮影)



(2017/12/10 撮影)

写真 2.5-11 山王谷川の下流氾濫域における既設溪流保全工内状況

#### 2.5.6 まとめ

平成 28 年 4 月 16 日に発生した熊本地震（本震）の土砂災害発生箇所のうち、山王谷川における主要な土砂移動箇所の事後継続調査を実施した。その結果は以下のとおりである。

- 1) 山王谷川上流域の本震直後の土石流に影響を及ぼしたと推測される崩壊地周辺では 2016 年 6 月 19～21 日の降雨以降、顕著な新規崩壊は認められず、土砂移動現象は崩壊地内のローム等の二次移動程度に留まっている
- 2) 山王谷川の谷出口においても、2016 年 6 月 19～21 日の降雨以降、顕著な土砂流出・侵食及び堆積は認められず、小礫径の土砂の流出のみに留まっている。
- 3) 山王谷川の谷出口から上流崩壊地までの区間は今回調査できなかったが、2016 年 6 月 19～21 日の降雨時に大量の堆積土砂が二次移動したこともあり、谷出口近傍と同様に土砂移動は小礫径を主体としているものと推測される。
- 4) 以上のような状況、山王谷川における土砂移動（流出）は、現状では安定化してきている傾向にあると考えられる。
- 5) ただし、崩壊地内及び溪床内には依然として巨石を含む不安定土砂が存在していること、崩壊地の周辺をはじめとして山腹にはテンションクラックが存在し不安定な状態であることから、今後の梅雨期や台風期の大規模出水時には、再流出・土石流化することが懸念され、今後も継続的に土砂移動状況把握を行うことが望まれる。
- 6) 一方、谷出口から約 1.6～1.9km 下流では、流出土砂が堆積しやすい環境にある。そのため、土砂の堆積状況の把握を継続的に行うとともに、場合によっては、遊砂地等を構築し、常時より土砂堆積・捕捉⇒除石といった管理を行うことが望まれる。

## 2.6 垂玉温泉付近の地形・地質と地震被害

### (1) 観光地としての垂玉温泉

垂玉温泉は、南阿蘇村河陽にある温泉で、烏帽子岳と御竈門山に囲まれた集水域に源を発する「垂玉川」の上流にある滝の直下に位置する。温泉街は無く、「山口旅館」1軒が存在するのみであるが、南方約250mには異なる源泉をもつ「地獄温泉」があり、近隣で多様な泉質の源泉が楽しめる湯治場をなしている。垂玉温泉の歴史は古く、安土桃山時代の天正年間（1573～1592年）から温泉として利用されているとされる<sup>15)</sup>。

垂玉温泉の源泉は、垂玉川を約60m落ちる大瀑布「金龍の滝」の滝壺から湧出している。かつてはこの滝壺付近に「滝の湯」と呼ばれる露天風呂があり、滝が作り出す荒々しい地形を借景とした四季折々の溪谷美を楽しめる、日本でも稀有な温泉といえる。しかし、2016年の熊本地震により発生した土石流により、滝の湯は壊滅し、山口旅館にも土砂が流入するなどの被害を受け、現在は営業休止となっている。



写真 2.6-1 金龍の滝遠景（H29年12月9日撮影）



写真 2.6-2 垂玉温泉「金龍の湯」<sup>16)</sup>



## (2) 周辺の地形・地質概要

金龍の滝の東方、すなわち、滝より上流域は、傾斜 $5^{\circ}$ 程度の緩斜面が西に向かって下っており、垂玉川を代表とした侵食谷が複数認められる。この緩斜面は火山灰に覆われた火砕流台地であり、阿蘇山中央火口丘の西南に位置する烏帽子岳(1,337m)と御竈門山(1,153m)の西方に広がるが、夜峰山(913m)の北麓付近では急崖をなしており、火砕岩や溶岩の地層断面が露頭する。

垂玉川の上流域は、常時の流水が認められない水無川であり、金龍の滝への地表水の供給は、ある程度まとまった降雨時のみである。このため、滝への水の供給の大半は、急崖に露出した地層断面から湧出する、火砕流台地内を流れる地下水である<sup>17)</sup>。

金龍の滝で急激に水量を増加させた垂玉川は、主に火砕流堆積物よりなる緩斜面を弱く穿入蛇行しながら西に向かい谷地形を作り、低地に至り白川と合流する。

なお、垂玉温泉や地獄温泉周辺の急激に落ち込んだ凹地は、南方に位置する夜峰山の爆裂火口跡であり、この他にも夜峰山北東にある「池の窪」が、直径約600mの広くて浅い皿型の地形を呈する爆裂火口として知られている。



図 2.6-1 垂玉温泉周辺の地形<sup>18)</sup>

第2章 斜面の被害に関する主な被災地区の事後継続調査と追加調査



図 2.6-2 垂玉温泉周辺の地質<sup>19)</sup>

### (3) 金龍の滝の地形・地質的特徴

金龍の滝の地質構造および水の供給源の確認、また、滝の上部斜面状況の確認のため、UAV を利用した調査を行った。

下から見上げた時に見える二股の滝は、中央の岩頸部（直高約 64m、幅約 10m、奥行き 12m 程度）で分岐するが、この岩頸部と両側の岩盤面は火砕流台地の底部をなす烏帽子岳火山の溶岩流と考えられる。当該地質は、垂玉川下流右岸側の崩壊斜面にもシート状溶岩として露頭しており、斜長石の自形結晶が多く含まれる安山岩質溶岩である。当該箇所の溶岩は、板状ないし方状節理が密に発達しており、岩塊がブロック状に分離しやすい状態となっている。



写真 2.6-3 金龍の滝の岩頸部

岩頸部の上端背後には平坦地（15m 四方程度）があり、上部からの転石や土砂が多く堆積する。この平坦地の周囲の露頭には、 $\phi$  1m 程度の岩塊を含む凝灰角礫岩などが確認できることから、比較的侵食されやすい火砕岩を主体とする層（層厚 15~28m 程度）と判断でき、平坦面は火砕岩が上部からの流水による侵食によって削剥されてきた地形と推察される。



写真 2.6-4 岩頸部上端背後の平坦地

この火砕岩の上位には、それぞれ 15~20m 程度の層厚をなす 2 枚のシート状溶岩と、その間には最大厚 15m 程度の火砕岩の挟在を認める。これらの地質境界からは多量の湧水が確認できており、これが金龍の滝に注ぐ水の主な供給源となっている。とくに、最上位の溶岩と下位の火砕岩との地質境界からの湧水量が多く、この影響を受け、下位の火砕岩が徐々に侵食され後退し、上位の溶岩がオーバーハングしつつある状況にある。一部ではオーバーハングした溶岩が、地震により崩壊したと思われる比較的新しい崩落箇所も確認された。



写真 2.6-5 シート状溶岩と火砕岩との境界からの湧水

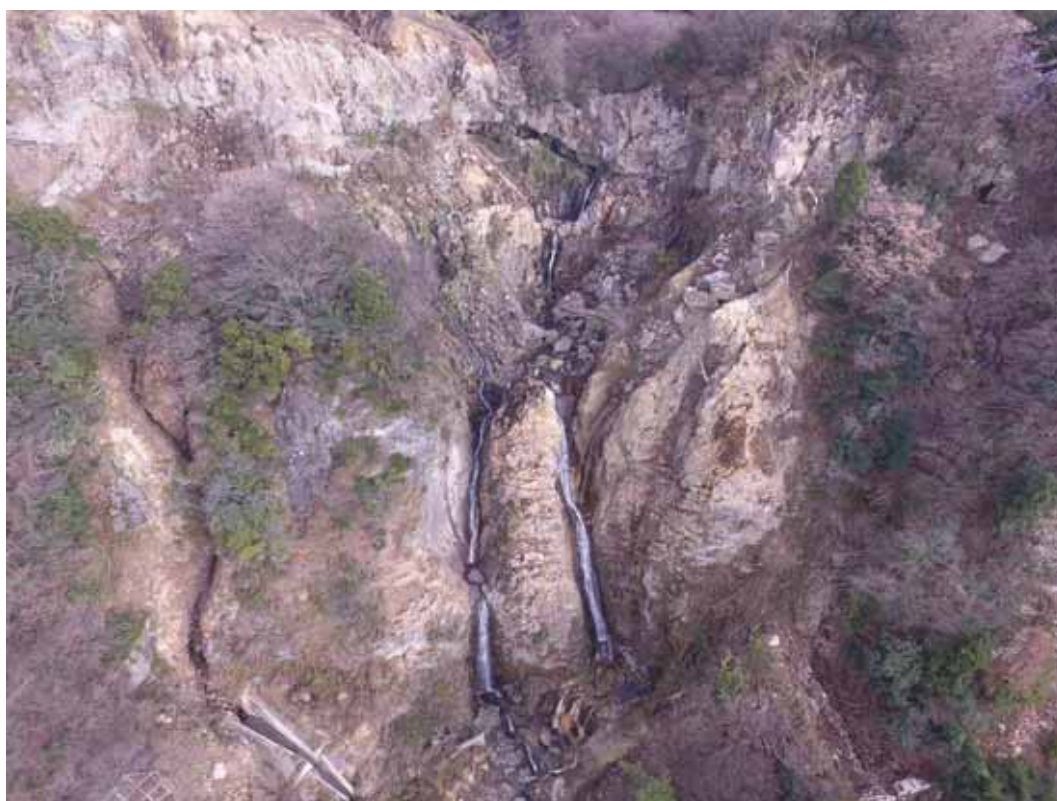


写真 2.6-6 金龍の滝全景 (UAV による斜め写真)

#### (4) 地震被害の発生時期と形態

平成 28 年 (2016 年) 熊本地震は、4 月 14 日 21 時 26 分に発生した地震 (Mj6.5, 最大震度 7) 以降に発生した一連の地震活動であり、最もマグニチュードが大きかった地震は 4 月 16 日 1 時 25 分の地震 (Mj7.3, 最大震度 7) である。

垂玉温泉周辺の地震被害は、4 月 15 日に撮影された航空写真 (図 2.6-3 上段) を確認すると、この段階では斜面崩壊などの被害が生じていないことが分かる。その後撮影された 4 月 19 日の航空写真 (図 2.6-3 下段) では、垂玉温泉上部の火砕流台地表層の火山灰層が幅 100m×斜長 130m 程度にわたり広範囲に崩壊している様子が確認でき、スギの人工林内でも幅 45m×斜長 160m 程度の斜面崩壊が発生していることが認められる。なお、地理院地図 (<http://maps.gsi.go.jp/>) で公開されている航空写真では、4 月 16 日に撮影された南阿蘇地区の正射画像で、垂玉温泉付近の一部が確認でき、崩壊土砂が山口旅館に達していることが確認できる。

以上のことから、垂玉温泉付近においては、4 月 14 日に発生した地震、いわゆる前震では斜面崩壊は発生しておらず、その後の複数回生じた地震や 4 月 16 日未明の本震によって背後地の斜面崩壊が発生し、被害を受けたこととなる。



図 2.6-3 上段：4/15 時点の航空写真，下段：4/19 時点の航空写真<sup>20)</sup>

この地震の影響で、金龍の滝直上に分布する、火砕流台地を被覆する火山灰層が大きく崩れ、下方の垂玉温泉に崩土が流入したと考えられる。被災直後の状況では、滝直下の垂玉川が流木を多く含む土砂で埋積され、山口旅館には泥流が流れ込んだ様相であったことなどから、土石流が垂玉川を流下した可能性が考えられたが、石礫を多く認めないことや、土砂の流送距離が比較的短い（航空写真より 300～400m 程度）ことなどから考えると、運動エネルギーが比較的小さい泥流型土石流であったものと考えられる。



写真 2.6-6 H28. 6/3 時点の金龍の滝～垂玉川の状況



写真 2.6-7 山口旅館敷地に流入した泥流

## 2.7 西原村

### 2.7.1 概要

西原村は、阿蘇外輪山の西麓に位置する中山間地域であり、農地と森林が広がり、その中に集落が点在している。また、西原村を貫くように、熊本地震を引き起こした断層の一つである布田川断層が南西から北東方向に通っている。熊本地震（死者 50 名、関連死をのぞく）において、震度 7 を 2 回記録して住宅倒壊等により死者 20 名を出した益城町と主として斜面災害により死者 16 名を出した南阿蘇村の中間地点にあたる。西原村では、2016 年 4 月 16 日の本震時に震度 7 を記録しており<sup>21)</sup>、死者 5 名、全壊家屋 513 棟の被害が生じたほか、自然斜面や盛土に、断層運動に伴う変状、地震動による斜面崩壊、落石等が発生した。その後、熊本県、西原村の手で復旧が進んでいるが、ここでは、災害後の追跡調査を行った代表的な箇所状況について報告する。



図 2.7-1 位置図（地理院地図を利用）

### 2.7.2 大切畑地区の地すべり対策

大切畑地区においては、大峰（火山）の急斜面に、長さ 250m、長さ 145m にわたって斜面崩壊が生じて、村道が埋没した。斜面下方には、大切畑大橋（県道熊本高森線）の橋脚等があることから、災害関連緊急地すべり対策事業により、排土工、アンカー工の対策工事が進められている。





災害直後の状況



工事中の状況（地すべり対策）

図 2.7-2 大切畑地区の状況

### 2.7.3 大切畑大橋

県道熊本高森線は、西原村から俵山トンネルをへて南阿蘇村に至る主要地方道であるが、2016年4月の熊本地震により、橋梁を中心に被害が生じて通行止めとなった。2016年12月には、旧道を利用した迂回ルートにより通行が確保され、現在、被災した橋梁の補修工事が進められている。

被災をうけた橋梁の中で最も長いものは、大切畑地区にある大切畑大橋（橋長 265m）、であるが、地震動により上部工が横に移動したほか、橋脚等に損傷が生じており、補修工事が行われている。



上部工が横に移動した大切畑大橋（災害直後）



補修工事中の大切畑大橋

図 2.7-3 大切畑大橋の状況

### 2.7.4 大切畑ダム

大切畑ダムの溜池は、江戸時代から農業用水として利用されており、昭和50年に高さ23mのアースダムが完成した。平成8年には、熊本県の調査により布田川断層が通過していることが確認されていたが、熊本地震では、右岸の余水吐きを中心に被害が生じて、一

時、決壊の危険性があるとして、下流の104世帯319人に避難指示がだされて、緊急放水が行われた。また、堤体上を横断している県道熊本高森線が不通となったが、道路上に現われた地表地震断層<sup>22)</sup>には右横ずれの変位がみられた。その後、復旧された道路の擁壁には、断層の横断箇所にマーキングがなされている。

西原村役場によると、大切畑ダムは、熊本空港のある高遊原溶岩台地の農地を灌漑するなど、重要な役割を負っていることから、上流に新たにダムを建設することが検討されている。



水位の落ちた溜池

ダム堤体上を通る県道の状況

図 2.7-4 大切畑ダムの状況



災害直後の状況（右横ずれ）

復旧工事中の状況

図 2.7-5 県道を横断している地表地震断層（大切畑ダム右岸）

### 2.7.5 小森付近の地表地震断層

布田川断層沿いの小森の村道では、地表地震断層<sup>23)</sup>が村道を横切っており、災害直後に車道はアスファルト舗装の応急処置がとられていたが、道路法面に亀裂が生じていたほか、

谷側の歩道に右横ずれの変位がみられた。歩道は復旧工事が終了しているが、谷側の縁石に名残がみられる。



災害直後の状況（歩道に右横ずれ）



復旧工事後の状況

図 2.7-6 村道を横断している地表地震断層（小森付近）

### 2.7.6 星田地区の状況

布田川断層に近い星田地区は、急傾斜地崩壊危険区域に指定されており、災害時に、人家に被害が生じたほか、斜面、宅地法面に崩壊が発生したが、復旧工事が進んでいる。



復旧が進む星田地区



災害直後の法面崩壊の状況



復旧工事中の状況

図 2.7-7 星田地区の状況

### 2.7.7 井ノ口断層の変位

布田川断層の1~2km東に位置する出ノ口断層沿いでは、宮山付近から俵山西麓にかけて地表地震断層<sup>23),24)</sup>がみられた。布田川断層沿いの地表地震断層は、右横ずれの変位が卓越していたが、出ノ口断層沿いの地表地震断層は、上下方向の変位が卓越している。このために、道路、流路工などに被害が生じたほか、斜面崩壊が発生したために、補修工事等が実施された。



災害直後の状況（崩壊，道路段差）



復旧工事の状況

図 2.7-8 小牧付近の地表地震断層の状況



災害直後の状況（流路工被災）



復旧工事の状況

図 2.7-8 宮山付近の地表地震断層の状況

## 2.8 俵山の北側斜面

### 2.8.1 斜面が地震動で崩壊する地盤特性の検討

今回、地震時の斜面崩壊を予測することを目的に、地盤特性を捉えるべく、2016年熊本地震で崩壊した斜面と崩壊しなかった斜面を比較することとした。地盤特性の検討は、地形、地質、土質の3種類とし、現地計測や解析を行った。調査対象地は、2016年熊本地震によって多数斜面崩壊が生じた阿蘇山の外輪山西部（図2.8-1、図2.8-2）とし、調査した結果を以下に述べる。



図 2.8-1 調査対象地の位置図（背景図は、国土地理院の地理院地図引用）



図 2.8-2 左写真は調査対象地の全景（No.1～No.3 は後述の調査地点）、右写真は調査地点 No.1 の斜面崩壊（滑落崖）の状況

## 2.8.2 地形

2016年熊本地震で発生した崩壊箇所（土砂移動箇所）の位置は、防災科学研究所（水・土砂防災研究部門）による土砂移動分布図<sup>25)</sup>に示されている。この斜面崩壊箇所の分布をもとに、崩壊箇所と非崩壊箇所の地形的特徴を比較することとした。具体的には、国土地理院が公開している10mメッシュのDEMデータ（2016年10月1日更新）を用いて、傾斜度、傾斜方位、斜面の凹凸の3パターンで地形解析を行い、それぞれ解析した平面図に崩壊箇所を載せて、統計的に特徴があるかどうかを確認した。なお、表2.8-1に、地形解析に用いたデータを示す。

表 2.8-1 地形解析に用いたデータ一覧

情報	データ	出典
地形	10mメッシュのDEMデータ（2016年10月1日更新データ）	国土地理院
斜面崩壊箇所	土砂移動分布図（2016年4月16～20日）	防災科学研究所 （水・土砂防災研究部門）
活断層位置	布田川・日奈久断層帯の2万5千分1活断層図 「阿蘇」「熊本 改訂版」	国土地理院

### (1) 傾斜度

傾斜度と崩壊箇所の分布を図2.8-3に示す。特徴的なのは、傾斜度40～50°（青色～水色）の斜面で、崩壊箇所が非常に多く分布していることである。一方、30°以下（白色～灰色）の斜面では、崩壊はほとんど見られない。

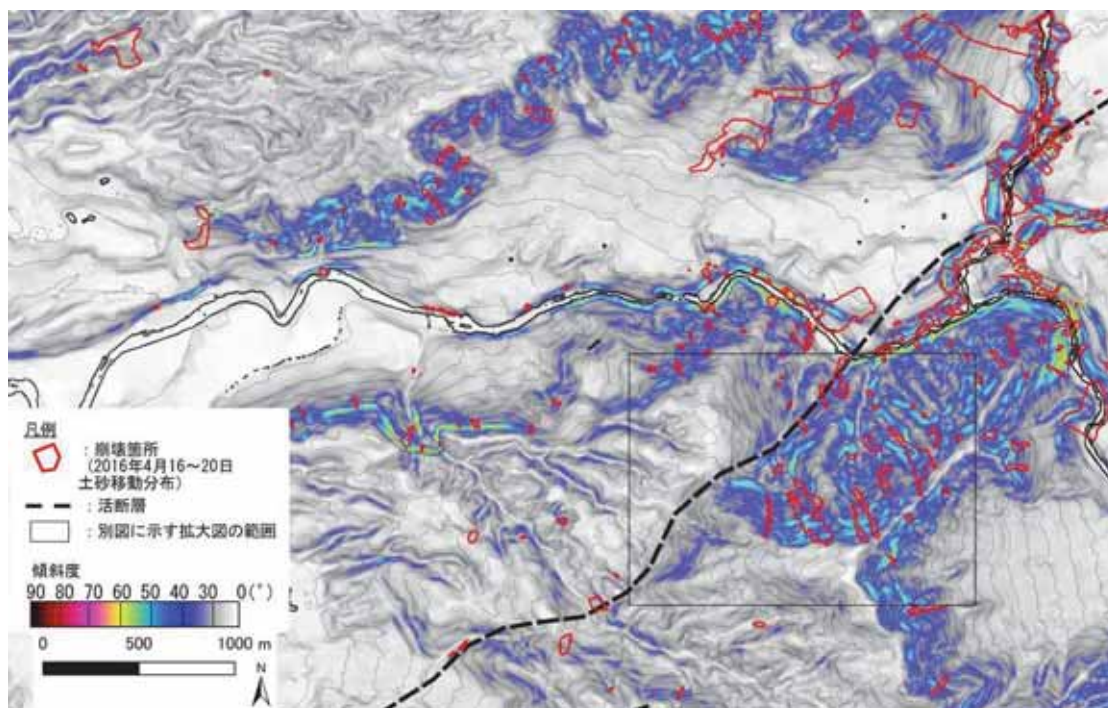


図 2.8-3 傾斜度と崩壊箇所の分布(背景図は国土地理院の10mメッシュDEMデータ、崩壊箇所の位置は防災科学研究所の土砂移動分布図のGISデータ引用)

次に、図 2.8-4 に、拡大した図を示す。崩壊箇所が多い傾斜度 40～50°（青色～水色）の急斜面でも、詳細に見れば非崩壊斜面もある。緩斜面よりも急斜面の方が相対的に崩れやすいという評価はできるが、急斜面が必ず崩れるという評価はできない。

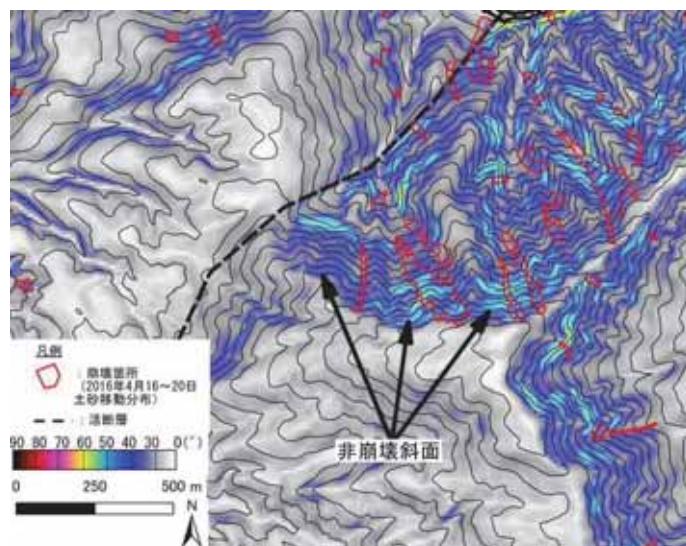


図 2.8-4 急斜面における崩壊斜面と非崩壊斜面(背景図は国土地理院の 10m メッシュ DEM データ, 崩壊箇所の位置は防災科学研究所の土砂移動分布図の GIS データ引用)

## (2) 傾斜方位

傾斜方位と崩壊箇所の関連性について調査した。図 2.8-5 は、傾斜方位を色分けして示した図である。活断層に隣接した多数崩壊が発生している南東側斜面に限定し、崩壊箇所全 29 箇所において崩壊斜面の傾斜方位を 8 方位（北、北東、東、南東、南、南西、西、北西）で分類した。その結果、図 2.8-6 に示すとおり、北向き斜面の崩壊が、全体の 45% を占めており、やや多い傾向が認められた。地震動の向きや地質構造等のなんらかの特性があって、このような傾向を示したものと思われる。

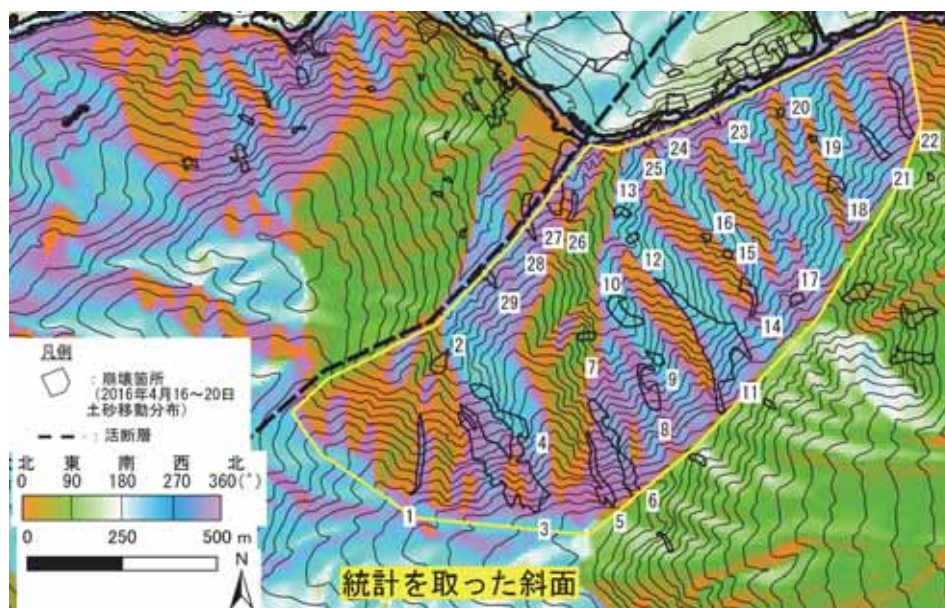


図 2.8-5 傾斜方位と崩壊箇所(背景図は国土地理院の10mメッシュDEMデータ, 崩壊箇所の位置は防災科学研究所の土砂移動分布図のGISデータ引用)

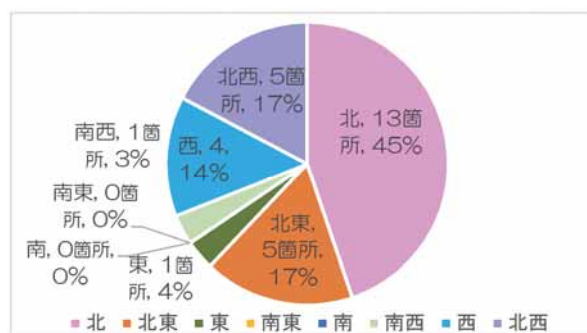


図 2.8-6 傾斜方位と崩壊箇所の統計 (崩壊斜面の方位は, 滑落崖の位置で分類)

### (3) 斜面の凹凸

斜面の凹凸と崩壊箇所の関連性について調査した。図 2.8-7 は, 斜面の凹凸を色分けして示した図である。赤色系統が凸型 (尾根型) 斜面で, 青色系統が凹型 (谷型) 斜面である。上記 2) と同様に, 活断層に接する南東側斜面に限定し, 崩壊箇所全 29 箇所において斜面の凹凸を分類した。なお, 斜面の凹凸は, 崩壊した滑落崖の位置で分類した。その結果, 図 2.8-8 に示すとおり, 凸型斜面は 62%, 凹型斜面は 38% であり, 凸型斜面の崩壊箇所が若干多いという統計にはなったが, 著しい差とはならなかった。



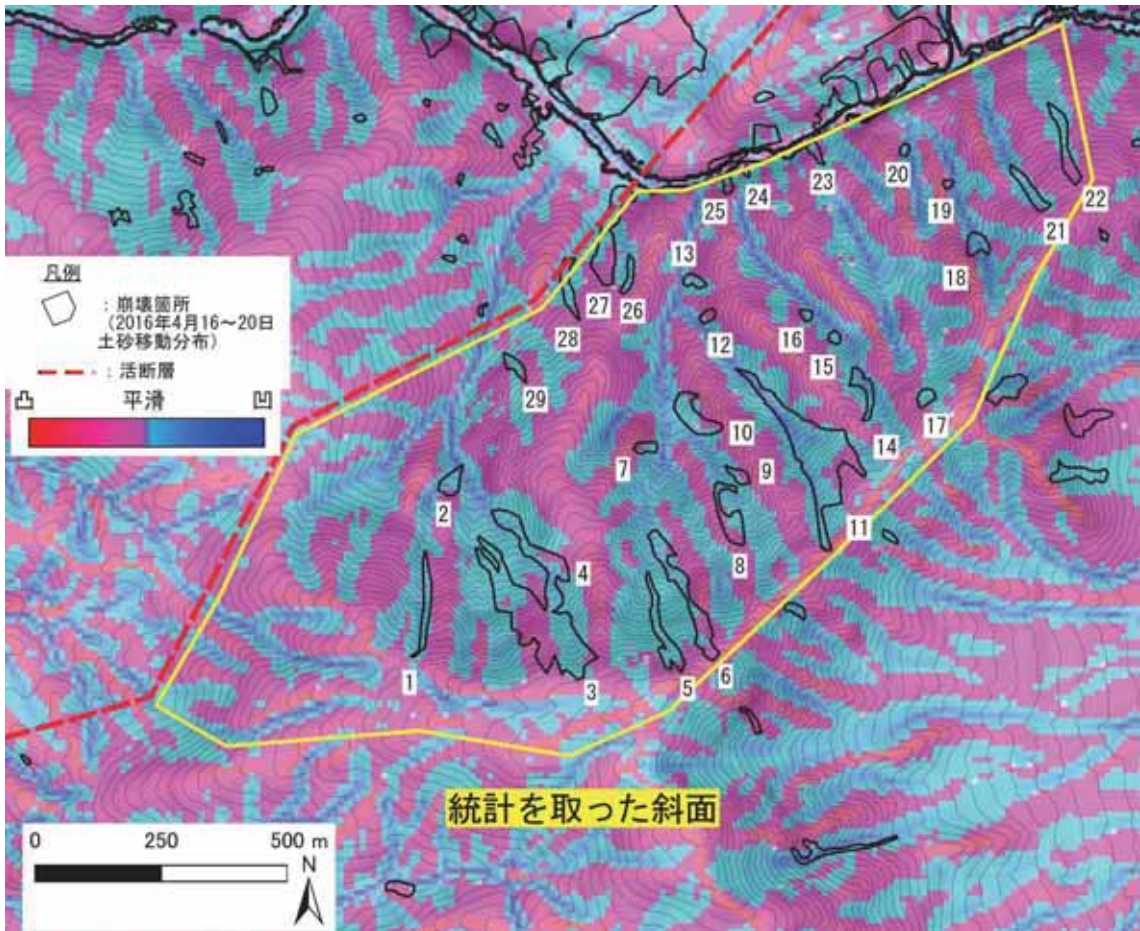


図 2.8-7 斜面の凹凸と崩壊箇所(背景図は国土地理院の 10m メッシュ DEM データ, 崩壊箇所の位置は防災科学研究所の土砂移動分布図の GIS データ引用)

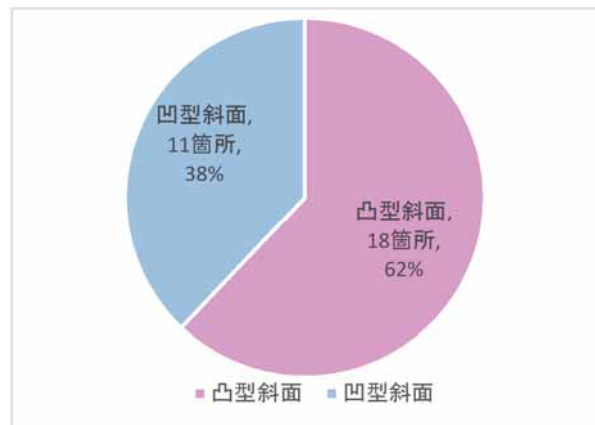


図 2.8-8 斜面の凹凸と崩壊箇所の統計

(4) 現地の変状

調査対象地の尾根は、西から東の三角点に向かって緩やかに駆け上がる上面がやや丸まった地形（図 2.8-9, 図 2.8-10）を呈する。

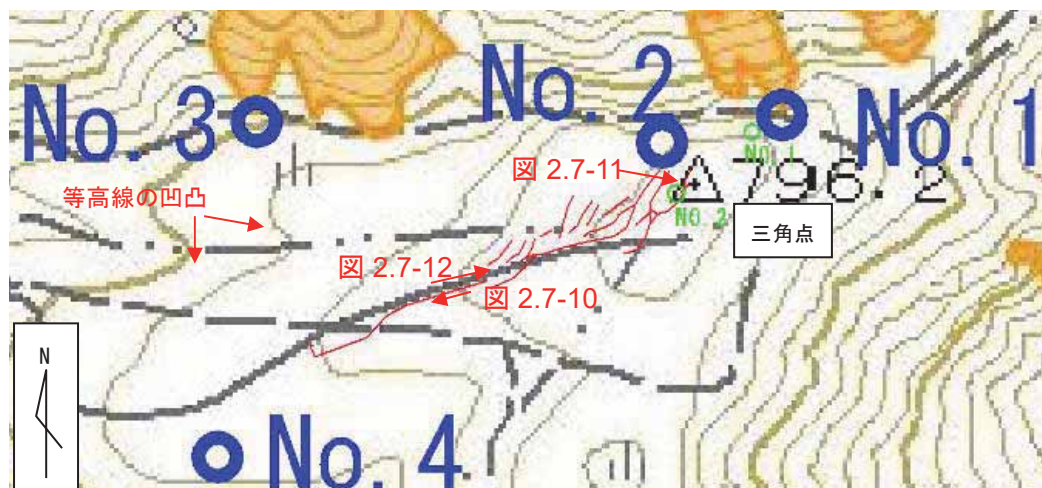


図 2.8-9 尾根の地形（赤線は主な亀裂・段差，No.1～No.4 は調査地点）

図 2.8-9 に示すように、尾根より北西方向には等高線の凹凸が見られ、変動の履歴を残すような地形を示しているところがある。また、尾根付近の緩斜面のみであるが、今回の地震で発生したと考えられる主な亀裂・段差（図 2.8-11, 3.8-12）を示した。これらは、大局的には北東から南西または西側に伸びており、尾根筋に沿って発達している。亀裂は、北西－南東側に開口しているように見られる。



図 2.8-10 尾根の状況



図 2.8-11 亀裂と三角点



図 2.8-12 亀裂及び段差等々の状況

### 2.7.3 地質

#### (1) 地質概要

調査対象地は、地質図（図2.8-13）によると、先阿蘇火山岩類及び塔ノ坂安山岩（Kr）に位置する。図2.8-9の緑色が崩壊箇所であるが、調査対象地付近では、明らかにKrの分布地で崩壊が多発している。一方、隣接する阿蘇-1及び阿蘇-2火砕流堆積物（A21）の分布地は、崩壊が少ない。地質によって、なんらかの違いが生じている可能性は高い。そこで、崩壊箇所と非崩壊箇所を、微動アレイ探査を実施し、地質構造に違いがあるかどうか調査を行った。



図 2.8-13 調査対象地の地質と崩壊箇所の位置図(背景図は産業技術総合研究センターの地質図「熊本2004」及び「大分2015」、崩壊箇所の位置は防災科学研究所の土砂移動分布図のGISデータ引用)

(2) 微動アレイ探査

微動アレイ探査は、波浪等の自然現象や交通振動等の人間活動により引き起こされた地面の微小な揺れ（常時微動）を地表に群設置した振動計で同時観測し、地下におけるS波速度構造を推定する探査手法である（図2.8-14）。「アレイ」とは、振動計の「複数配列」の意味である。探査結果は、アレイ直下一定範囲におけるS波速度構造を水平多層構造として1次元で表現する。なお、今回は振動計3点を用いた正三角形アレイの配置で計測した。

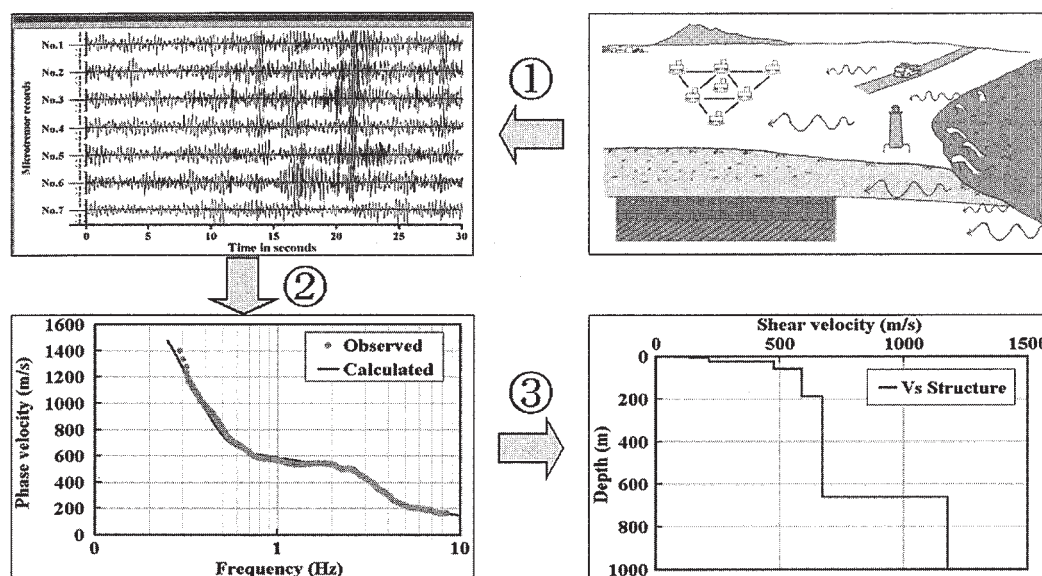


図 2.8-14 微動アレイ探査の流れ

表 2.8-2 微動アレイ探査の計測・解析の諸元

アレイ形状	正三角形
アレイサイズ	直径 2.31m (三角形の1辺 2.00m)
受振器数	3点
振動計	鉛直動 4.5Hz 計
サンプリングレート	500Hz
計測時間	10min
解析	CCA 法

(3) 探査位置

微動アレイ探査は、No.1, No.2, No.4 の3地点で行った（図 2.8-15）。探査地点の概要を表 2.8-3 に、また探査状況を図 2.8-16 に示す。

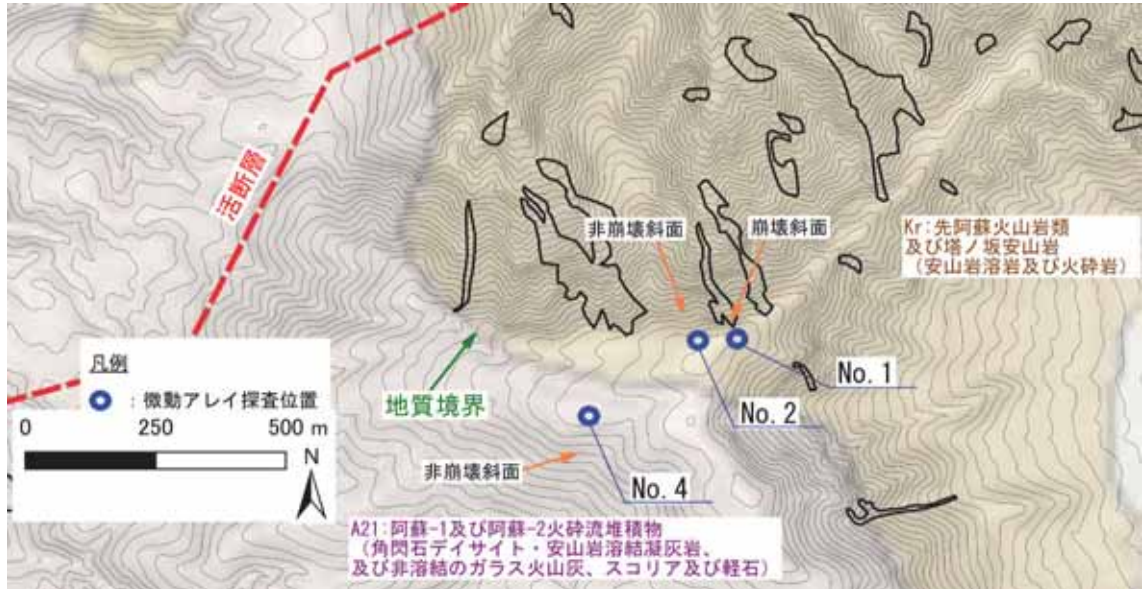


図 2.8-15 微動アレイ探査位置図(背景図は産業技術総合研究センターのシームレス地質図，等高線は，国土地理院の 10m メッシュ DEM データ，崩壊箇所的位置は防災科学研究所の土砂移動分布図の GIS データ引用)

表 2.8-3 微動アレイ探査地点の概要

探査 No.	地質記号	探査地点の概要
No.1	Kr	崩壊斜面の直上
No.2		非崩壊斜面の直上
No.4	A21	非崩壊斜面の直上（崩壊の少ない地質上）



図 2.8-16 微動アレイ探査状況

(4) 微動アレイ探査結果

微動アレイ探査の結果を1次元のS波速度構造(図2.8-17)で示した(解析前の分散曲線は図2.8-18に示す)。解析できた探査深度は、GL-7.0m程度である。No.1とNo.2は、ともにS波速度60~150m/s(換算N値0~4相当)の範囲にある。比較すると、No.1は地表付近から深部にかけて150~110~150m/sの互層をなし、深度2~5m付近に相対的な低速度層が挟在するのに対し、No.2は地表付近から深部にかけて60~150~60m/sの互層をなし、深度2~5m付近に相対的な高速度層が挟在する。崩壊メカニズムは不明であるが、このわずかなS波速度構造の違いで、崩壊するか否かの差が生じた可能性もある。なお、No.1(標高約780m)とNo.2(標高約790m)は、標高が約10m異なるため、今回の探査深度7mの範囲は、全く異なる地層である可能性がある。

次に、No.2とNo.4を比較する。両地点は、深度2~4m付近に相対的に速度の速い地層が挟在する点は似ている。違いとしては、No.4は、深度2~4mに180~220m/s(換算N値7~15相当)のより高速度の地層が挟在していることである。

崩壊斜面と非崩壊斜面で、地質構造が若干異なることは得られた。しかし、崩壊メカニズムが不明であることと、深度7m程度の浅い調査であることなど、未知の部分を残すことにより、今後の崩壊予測にすぐに適用することは困難である。崩壊する地盤特性を絞り込むには、よりたくさんの統計を取ることで、より深部の地質構造も調査するなどさらなる調査を行うことが必要である。

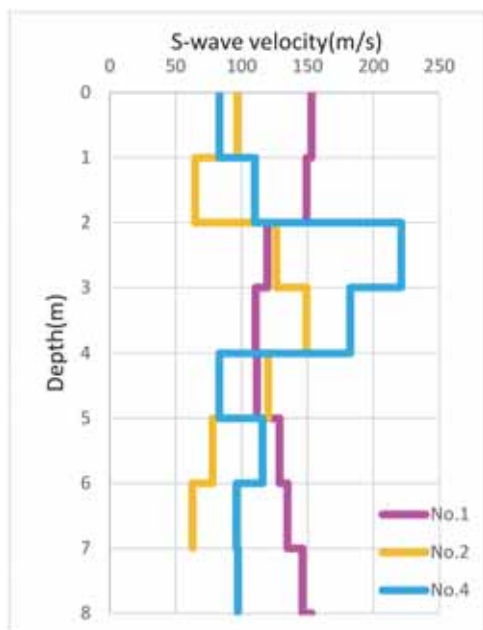


図 2.8-17 S波速度構造

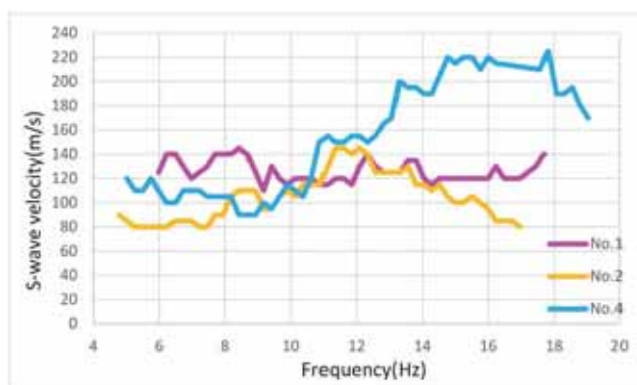


図 2.8-18 解析前の分散曲線

## 2.7.4 土質

### (1) 土質調査

図 2.8-19 に示す No.1～No.3 の土質を調査した。No.2 と No.3 は、GL-1.1m の深度で乱れの少ない試料を採取し、粒度試験（ふるい分析）、湿潤密度試験、含水比試験を行った。土壌硬度計も併せて結果を図 2.8-19 及び表 2.8-4 に示す。

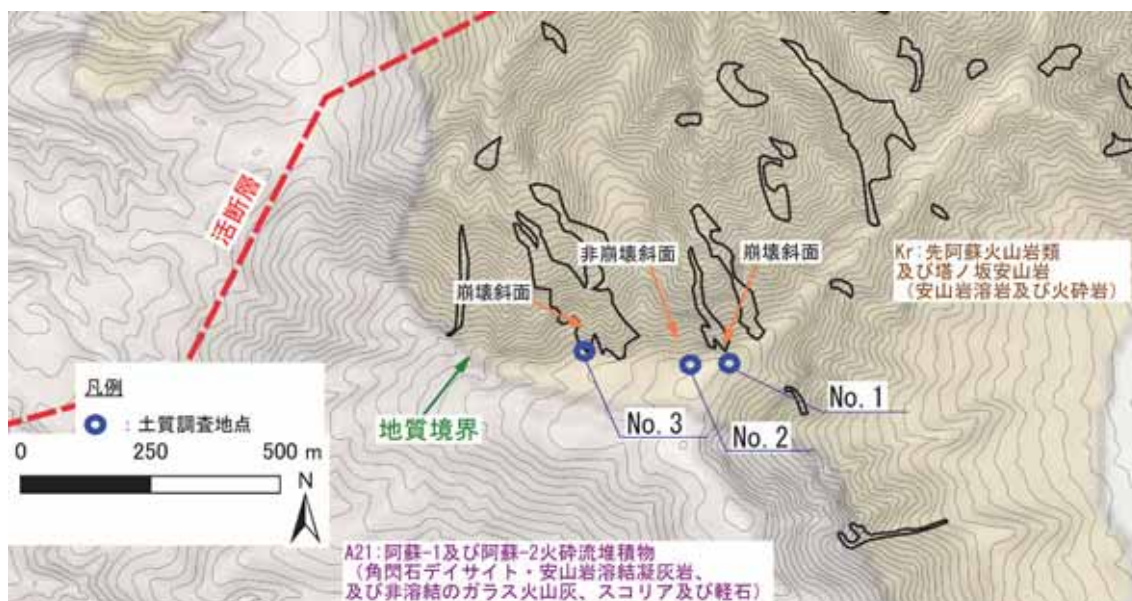


図 2.8-19 土質調査地点

表 2.8-4 土質試験結果

No.	粒度（粒度試験のふるい分析）による土質	湿潤密度	含水比 w	土壌硬度計 (mm)
No. 1 (崩壊斜面)	(砂混り岩塊) ※	-	-	-
No. 2 (非崩壊斜面)	礫混り砂	1.36g/cm <sup>3</sup>	87.9%	17.8
No. 3 (崩壊斜面)	細粒分混り砂	1.10g/cm <sup>3</sup>	120.8%	18.2

※φ20cm を超える岩塊が主体であり、粒度試験ではなく、目測により土質を分類した。

### (2) 考察

No.1～No.3 の地点は、平面距離約 240m の範囲内にあるが、表 2.8-4 に示すとおり、粒度分布はそれぞれ異なる。No.1 は、固結の非常に乏しい凝灰角礫岩（砂混り岩塊）である（図 2.8-20）。No.2 と No.3 は、No.1 とは異なり、いずれも砂質土であり、No.2 は粒径が粗く、No.1 は粒径が細かい。粒径加積曲線で示すと、図 2.8-21 となる。

湿潤密度は、No.2 と No.3 を比較すると、No.2 の方が約 24%高い。この違いは、礫分（粒径 2mm 以上）の混入によって差が生じているためと思われる。

含水比は、No.2 と No.3 を比較すると、No.3 の方が約 1.4 倍高い。No.3 は崩壊に至っており、含水比が崩壊に影響している可能性もある（例えば、過剰間隙水圧発生など）。

土壌硬度計は、No.2 と No.3 を比較すると、わずか 2% の違いであり、ほぼ同じと評価できる。



図 2.8-20 No.1 の表層土砂の土質（砂混り岩塊）

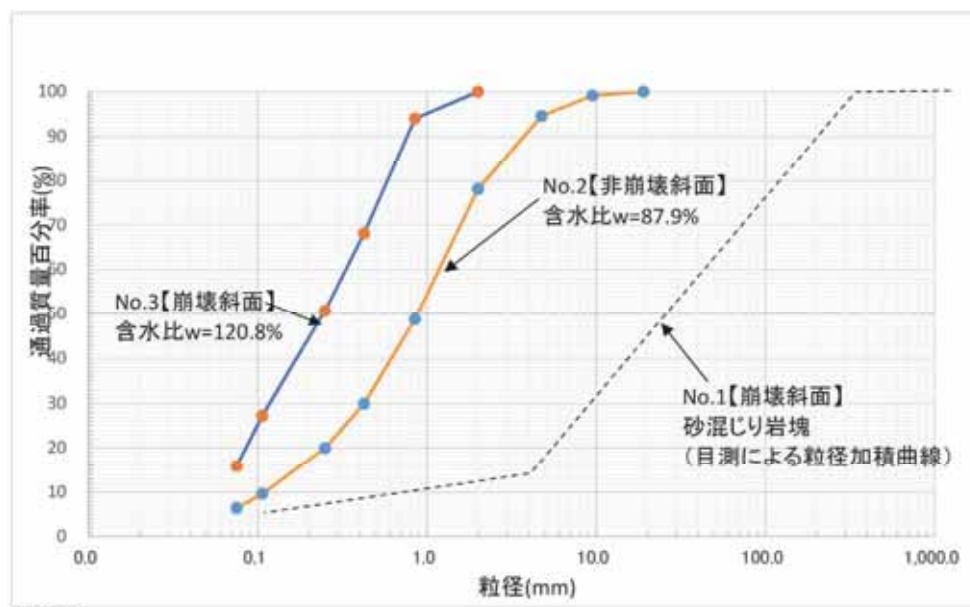


図 2.7-21 No.2 と No.3 の粒径加積曲線（No.1 は目測による推定である）



(3) その他の参考データ（土層強度検査棒による貫入試験及びベーンコーンせん断試験結果）

微動アレイ探査箇所 No.1 及び No.2 で、土層強度検査棒（以下、土検棒と略す）を用いて貫入試験とベーンコーンせん断試験を行った。土層強度検査棒とは、先端コーン付きの細いロッドを人力で静的に押し込むことにより土層強度や土層深を簡易に測定する試験（貫入試験）とともに、羽根つきコーン（ベーンコーン）に交換して、所定の深度でロッドの押し込み力と土層のせん断に必要なベーンコーンの回転トルクを複数の荷重条件で測定することにより原位置でのせん断抵抗角  $\phi$  と粘着力  $C$  を測定する試験（ベーンコーンせん断試験、図 2.7-22）を行う機器である。なお、ベーンコーンせん断試験は、「土層強度検査棒による斜面の土層調査マニュアル」（土木研究所、2010）の経験式法によってせん断抵抗角  $\phi$  と粘着力  $C$  を求めた。現地の試験箇所の状況は、図 2.8-23 に示す。



図 2.8-22 ベーンコーンせん断試験の計測状況（左写真）及びロッド先端のベーンコーンの形状（右写真）

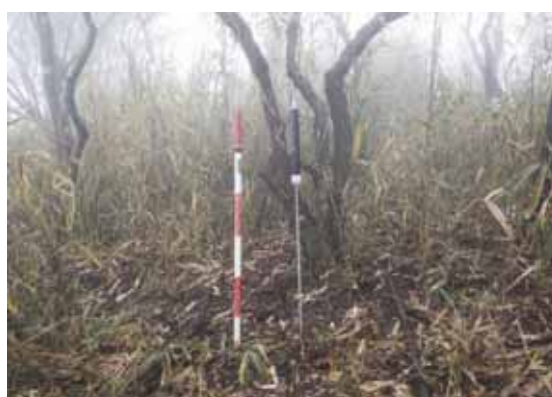


図 2.8-23 土層強度検査棒による現地（No.1）の試験箇所の状況

試験結果を図 2.8-24 に示す。

1) No. 1

貫入強度は、深度 0.2m を除き、深度方向に増加する。土質定数  $c, \phi$  は、深度 0.5m と 1.0m で全く異なる結果となったため、深度 0.7m 付近を境界に土質が変わっているものと推定される。

2) No. 2

貫入試験結果より、No.2 は、深度 0~0.5m 付近、深度 0.5-1.6m 付近、深度 1.6m 以深の 3 層に区分される。深度 1.9-2.5m と深度 3m 以深は、貫入強度を計測する荷重計が上限 250N を超え、計測不能となった。深度 2.6m 付近は空洞が確認され、その下約 30cm はやや脆弱化して貫入強度が低下している。深度 2.6m 付近の空洞は、試験位置近傍に見られる亀裂（地割れ）の延長である可能性がある。

土質定数  $c, \phi$  は、深度 1.0m と 1.5m は、近似する。深度 1.9m の硬質地盤は、 $\phi$  が相対的に低く、粘着力  $C$  主体となる。深度 3.0m のやや脆弱化した層は、 $\phi=32.4^\circ$ 、 $C=19.3\text{KN/m}^2$  となった。

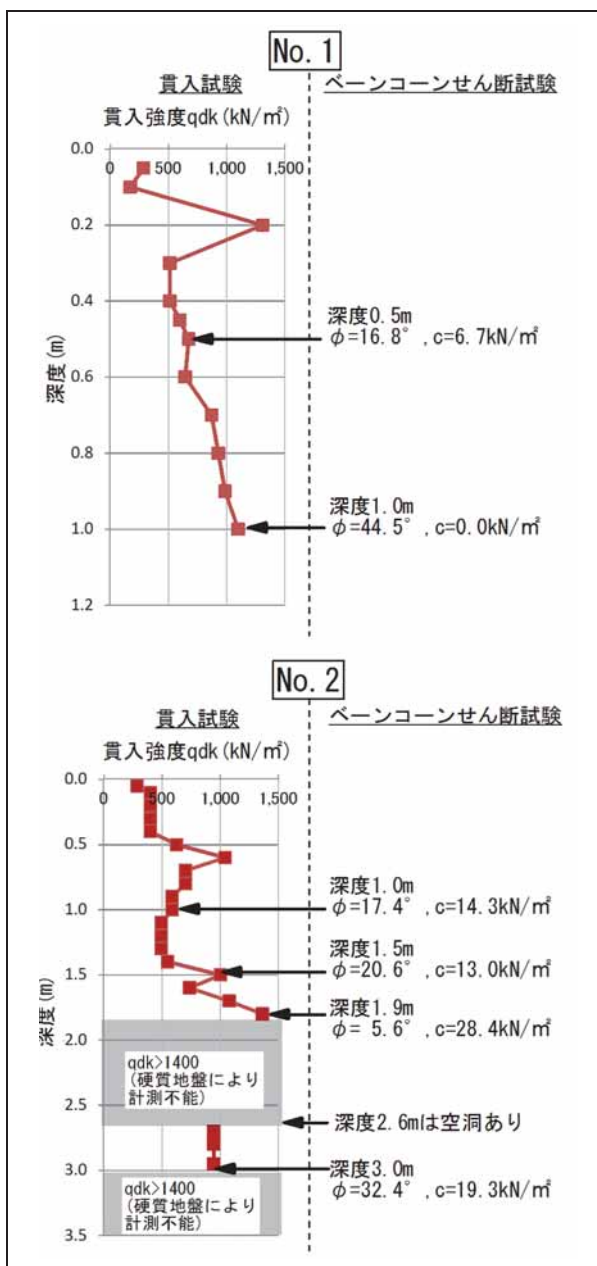


図 2.8-24 土層強度検査棒による貫入試験及びベーンコーンせん断試験結果

2.8.5 まとめ

地震時に発生する斜面崩壊の地盤特性について、検討した結果を表 2.8-5 にまとめた。

傾斜度と地質は、崩壊の有無に関係している可能性が高い。ただし、この 2 つの条件が揃えば、必ずすべての斜面が崩壊するというわけではない。このため、詳細に崩壊の予測を行うには、例えば過剰間隙水圧発生の有無など、さらなる調査も必要であると考えられ

る。なお、他の土質等は、崩壊斜面と非崩壊斜面で違いは見られたが、データが少なく傾向を捉えることはできなかった。

表 2.8-5 地震時に崩壊するか否かの検討結果

検討項目	細分類	崩壊するか否かの傾向 (○：あり，△：傾向を示す可能性あり，×：なし)	備考
地形	傾斜度	○	緩斜面より急斜面の方が，圧倒的に崩壊する数が多いが，急斜面でも崩壊していない斜面はある。
	傾斜方位	△	地域によって傾斜方位に傾向がある可能性がある。
	斜面の凹凸	△	傾向は小さい。
地質	地質	○	先阿蘇火山岩類に崩壊が多く，阿蘇-1 及び阿蘇-2 の火砕流堆積物は崩壊が少ない。
	地質構造 (微動アレイ探査)	△	探査深度 7m 程度の浅い地層だけで評価した。
土質	粒度	△	
	密度	△	
	含水比	△	崩壊斜面と非崩壊斜面で含水比が大きく異なる。
	土壌硬度	×	

### 参考文献

- 1) 松田泰治, 山尾敏孝, 柿本竜治, 北園芳人, 鈴木素之, 高橋良和:平成28年熊本地震地震被害調査速報, 土木学会誌, Vol.101, No.7, pp.4-9, 2016.
- 2) 地震工学委員会, 地震工学委員会2016年熊本地震による被害調査・分析小委員会:地震被害調査シリーズNo.1 2016年熊本地震被害調査報告書, 第3章 地盤の被害, 3.1 斜面の被害, pp.58-117, 2017.
- 3) 熊本県:地震後の大雨被害(平成28年6月19日から25日に発生した被害), [https://www.pref.kumamoto.jp/common/UploadFileOutput.ashx?c\\_id=3&id=17264&sub\\_id=1&flid=82058](https://www.pref.kumamoto.jp/common/UploadFileOutput.ashx?c_id=3&id=17264&sub_id=1&flid=82058) (平成30年4月23日閲覧).
- 4) (公社)土木学会・2016年熊本地震被害調査報告書, (公社)土木学会, 地震被害調査シリーズNo.1, pp.84-90, 2017.
- 5) (公社)地盤工学会・熊本地震地盤災害調査報告書, (公社)地盤工学会, pp.38-47, 2017.
- 6) 笠間清伸, 北園芳人, 矢ヶ部秀美:平成28年熊本地震に起因した斜面災害に関する現地調査報告, 地盤工学会誌, 65-4, pp.8-11, 2017.
- 7) 釜井俊孝:2016年熊本地震による斜面災害, 日本地震工学会誌, 29, pp.27-32, 2016.
- 8) 宮縁育夫, 星住英夫, 高田英樹, 渡辺一徳, 徐勝:「阿蘇火山における過去約9万年間の降下軽石堆積物」, 火山, Vol.48, No.2, pp.195-214, 2003.
- 9) 明石修斗, 後藤聡, MAI XUAN DNUG, 若井明彦, 綱木亮介, 檜垣大助, 王功輝, 土井一生, 釜井俊孝:阿蘇山カルデラ内部火山群における降下火山砕屑物の密度特性および飽和透水特性に関する研究, 第56回日本地すべり学会発表会講演集, pp.230-231, 2017.
- 10) 田中大貴, 笠間清伸, 古川全太郎, 山縣史郎:熊本地震による崩壊斜面の形状分析と草千里ヶ浜火山降下軽石の土質特性, 第56回日本地すべり学会発表会講演集, pp.152-153, 2017.
- 11) 長谷川陽一, 柴崎達也, 和田大祐, 川嶋睦義:高野台地区地すべりの試料を用いて液状化強度を求めた繰返し非排水一面せん断試験, 第56回日本地すべり学会発表会講演集, pp.146-147, 2017.
- 12) 国立研究開発法人 産業技術総合研究所 地質調査総合センターホームページ 阿蘇火山地質図:[https://gbank.gsj.jp/geonavi/docdata/data/org\\_data/wxga\\_820\\_org\\_820.jpg](https://gbank.gsj.jp/geonavi/docdata/data/org_data/wxga_820_org_820.jpg) (2018年3月30日閲覧)
- 13) (公社)土木学会:地震被害調査シリーズNo.1 2016年熊本地震被害調査報告書, pp.99-107, 2017

- 14) (公社)砂防学会 平成28年熊本地震に係る土砂災害緊急調査団：平成28年熊本地震による土砂災害に関する緊急調査報告書，pp.50-64，2016
- 15) 阿蘇ユネスコジオパークホームページ：阿蘇のジオサイト紹介-25.地獄・垂玉温泉ジオサイト，<http://www.aso-geopark.jp/geosites/geosite25.html>（2018年4月14日閲覧）
- 16) 熊本南阿蘇垂玉温泉山口旅館公式ホームページ：混浴露天風呂「滝の湯」  
<http://www.tarutama.jp/spa.html>（2018年4月14日閲覧）
- 17) 執行さや香，丸谷知己，竹下敬司：火山体における河川流量と堆積構造の関係について，日林九支論文集，No.46，pp.209-210，1993.
- 18) 国土地理院：地理院地図，  
<http://maps.gsi.go.jp/>（2018年4月14日閲覧）
- 19) 産業技術総合研究所地質調査総合センター：5万分の1地質図幅「阿蘇火山地質図」，1985.
- 20) Google：Google Earth Pro（地図データ：Google，DigitalGlobe 2016）
- 21) 気象庁：災害時地震報告 平成20年（2016年）熊本地震，2016
- 22) 国土地理院：1:25000活断層図 阿蘇，2017.
- 23) 国土地理院：1:25000活断層図 熊本 改訂版，2017.
- 24) 熊原康博ほか：[MIS34-05]2016年熊本地震に伴う地表地震断層の分布とその特徴，日本地球惑星科学連合2016年大会，2016.
- 25) 防災科学技術研究所 水・土砂防災研究部門：熊本地震による土砂移動分布図（2016.6.27更新），<http://www.bosai.go.jp/mizu/dosha.html>

## 第3章 道路トンネルの被害分析と復旧対策

### 3.1 はじめに

トンネル被災には、熊本市西区小島下町と阿蘇郡高森町を結ぶ県道28号線（県道熊本高森線）にある俵山トンネルと南阿蘇トンネル、南阿蘇鉄道のトンネルなどがあつた。5月30日に実施した現地調査では、損傷の激しかった俵山トンネルについて、損傷状況の確認と原因分析を行い、その結果を踏まえて復旧対策が緊急に行われた。

### 3.2 俵山トンネルの被災パターンと原因考察

覆工コンクリートの被災パターンは下記のように区分される。

① 覆工崩落と防水シートの露出：南阿蘇村（高森）側から430m（熊本側から167スパン目）付近において、アーチ左肩部から天端に向かって約一スパン分の覆工が崩落、防水シートが露出している。落下したコンクリートの破片から判断しても、覆工厚は特に薄くなっていない。防水シートが撓んでいるので、その裏にある吹き付けや地山にも損傷または緩みを受けている可能性があるため、撤去作業を行う場合に、防水シート内側の崩落に注意すべきである。同じスパンの覆工が崩落していない部分においても、ほぼ全周にわたり圧縮によるクラックが右側まで伸びている。

② 目地全周にわたり圧縮破壊による覆工崩落：南阿蘇村（高森）側から1770m（熊本側から28スパン目）付近において、アーチの目地に沿ってコンクリートの表面一部（約10cmの厚さ）が剥がれ落ちている。

③ 盤膨れ：熊本側の出口から120m（熊本側から12スパン目）付近において、盤膨れが発生した。調査当時は車が通れるように路面処理が行われ、インバートの状況確認ができなかったが、側壁部の破損状況から、インバート破壊が推測できる。また、覆工全周が輪きりでコンクリートの破片が落ちている。

④ 覆工コンクリート表面のx字型クラック：複数のスパンにおいて、覆工コンクリート表面には圧縮破壊によるクラック、特に一部の区間にはx字型クラックが遠望目視でも確認できた。また、クラックの交差部においては、破片の落下が散見であった。ひび割れの発生箇所は地形（土被り）や地質と関連性があると予想される。

⑤ 路肩部の浮上がり（座屈的破壊）：トンネル軸方向の圧縮によって路肩部の路盤も数か所観察された。

⑥ 覆工脚部沈下：地震動により脚部がゆるみを生じたことが原因で、インバートのない区間において覆工の脚部沈下、または、路盤沈下による路肩部の上下段差が生じた。

なお、覆工崩落と盤膨れの区間を除いて、覆工コンクリート表面に生じたクラックの分布性状については、図 3.2-1 に示すように、横断面リング状、縦断進展型とせん断クラックに分けられる。また、代表的な被害状況の発生頻度は図 3.2-2 に纏めており、横断面リング状クラックは 23.9%、傾斜的せん断クラックは 20.0%、縦断進展型クラックは 13.0% を占めることが分かる<sup>2)</sup>。

俵山トンネルの土被り深さと被災箇所との分布関係を図 3.2-3 に示す。必ずしもトンネルの土被りが深いほど被災が集中せず、むしろ高森側の低土被り区間において損傷が集中している。施工時の記録資料により、スパン 165～170 の間において断層が走っているため、断層両側の地盤変位により損傷が比較的に集中していると推測する。また、トンネルの周辺において主に安山岩が分布しているが、安山岩の緻密部、多孔質部と自破碎部が交互に出現する区間があるようであるため、被災箇所と程度は地山地質条件に大きく影響されることが考えられる。

また、図 3.2-4 のように、断面内リング状クラックは、トンネル軸方向において一定の間隔で発生している。これは、トンネル軸方向にほぼ平行する活断層の横ずれに伴う地震波の地盤内伝播に伴い、地盤は伸び縮みを生じる結果、覆工コンクリート内の圧縮応力が波長に応じて一定間隔で引っ張りに転じ、せん断開口クラックが発生しているのではないかと推測している<sup>3)</sup>。

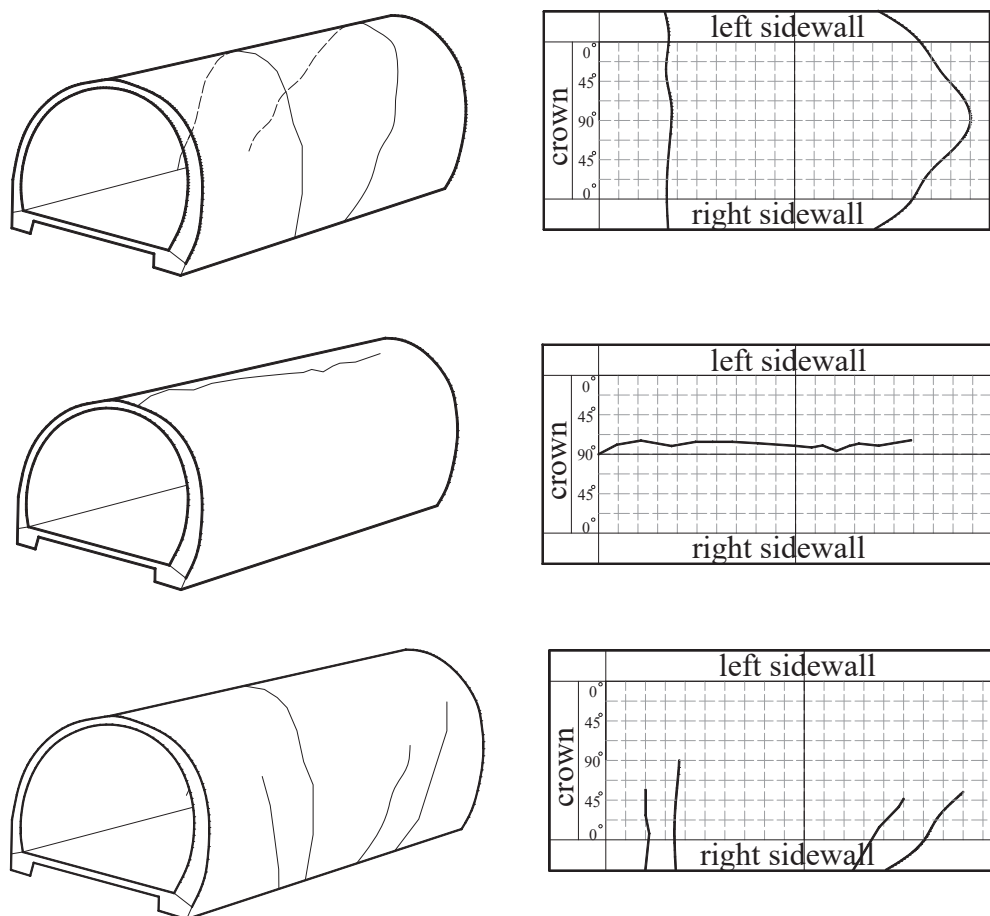


図 3.2-1 覆工コンクリート表面のき裂分布性状

(上：断面内リング状；中：縦断進展型クラック；下：せん断クラック)

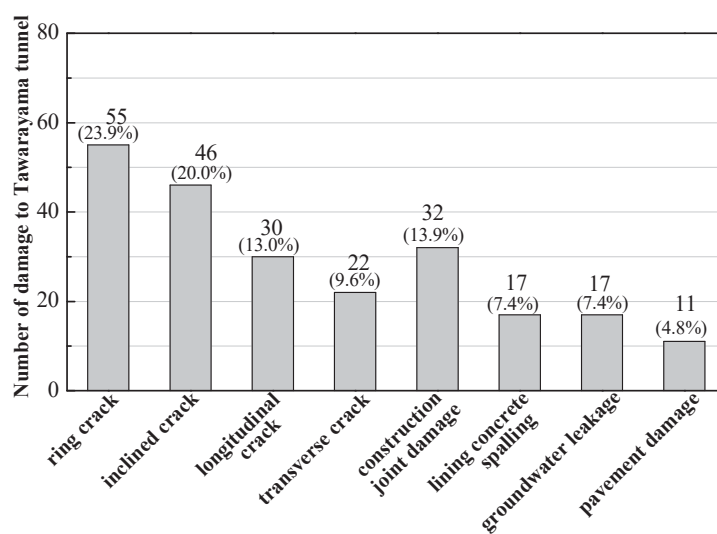


図 3.2-2 代表的な被害パターンの発生頻度



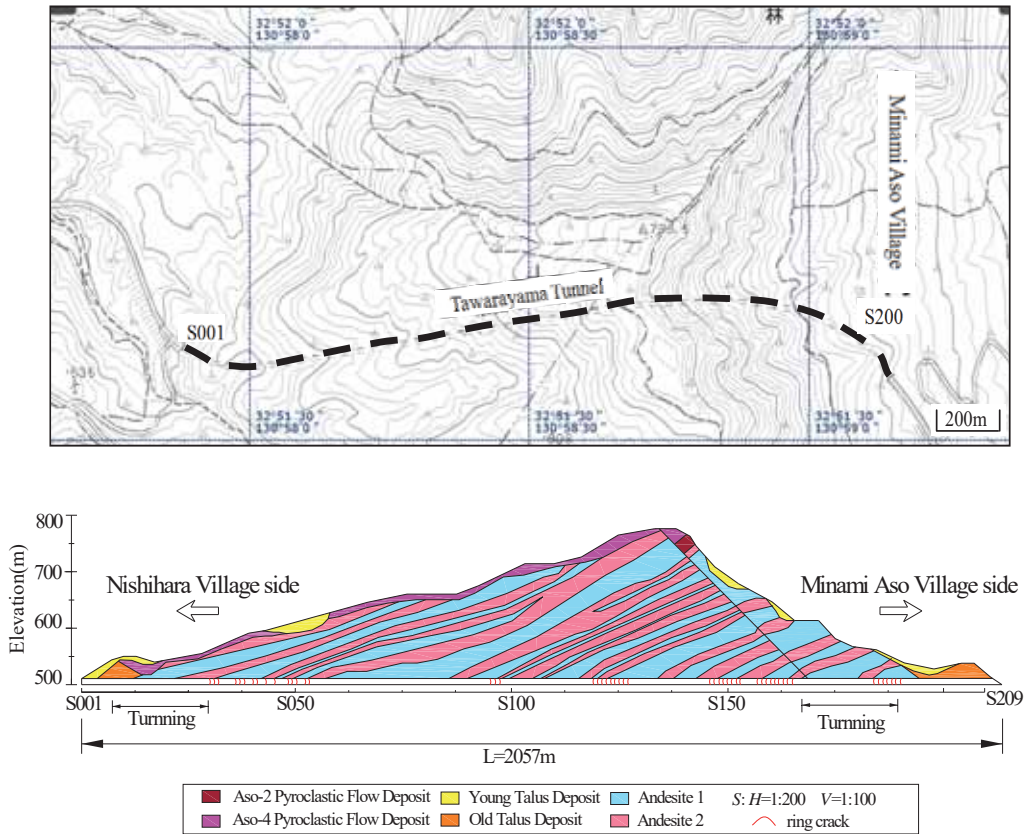


図 3.2-3 俵山トンネルの土被り深さと被災箇所の関係

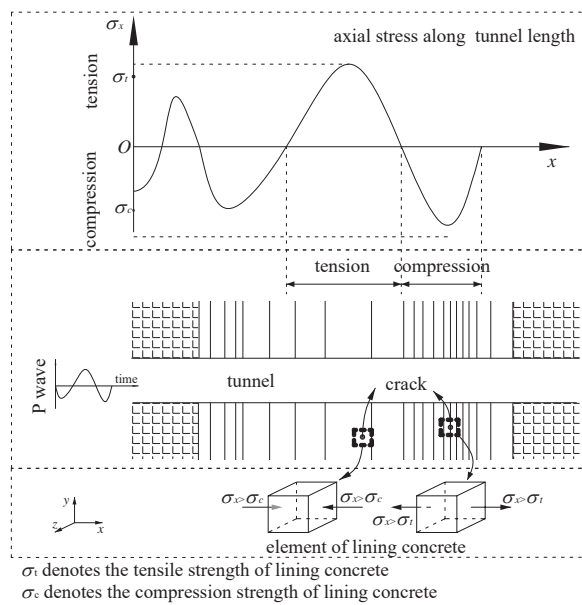


図 3.2-4 地震波の地盤内伝播に伴う覆工応力の変化

3.3 被災トンネルの復旧対策

九州地方整備局熊本河川国道事務所<sup>4)</sup>は、通行不能となっている俵山トンネルルートについて、トンネルの災害復旧対策が緊急に検討された(図3.3-1)。2016年5月より調査・復旧工事に着手して、覆工コンクリートの損傷が激しい区間、インバートの破損区間については改築(取壊・補強鉄筋覆工)、覆工コンクリートの表面クラックについては炭素繊維2方向1層貼付けなどにより、被災後約半年間の対策検討と復旧工事を終えて、12月に俵山トンネルルートの通行が可能になり、また、被災地の対策工事用ルートの一つとしても、重要な役割を果たしている。

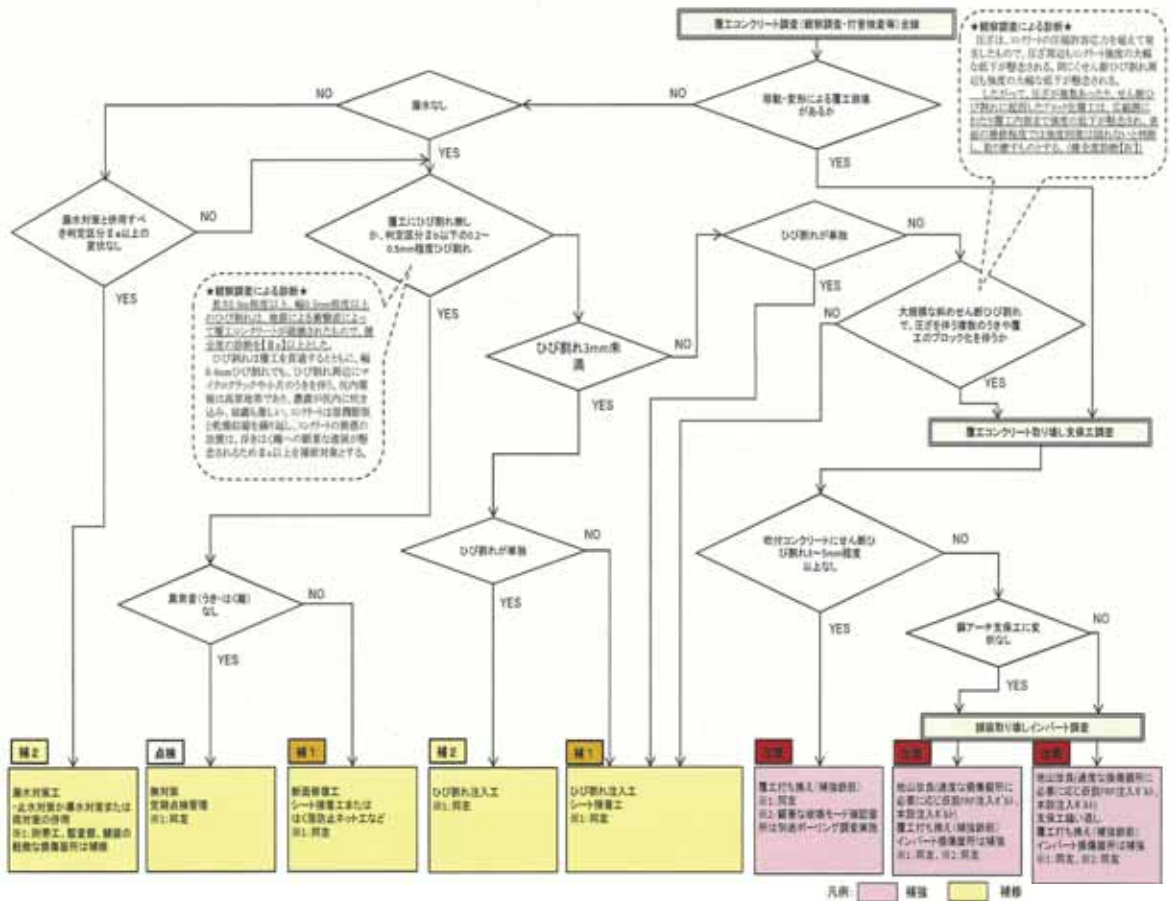


図 3.3-1 被災トンネルの復旧対策検討フローチャート<sup>4)</sup>

参考文献

- 1) 土木学会トンネル工学委員会：平成 28 年熊本地震に係る道路トンネル被災状況緊急調査報告書，2016.6
- 2) X. Zhang, Y. Jiang and S. Sugimoto : Damage Assessment in mountain tunnels due to the 2016 Kumamoto Earthquake. 第 37 回西日本岩盤シンポジウム論文集，山口，pp.29-38, 2016.9
- 3) Xuepeng Zhang, Yujing Jiang and Satoshi Sugimoto : Seismic damage assessment of mountain tunnel: A case study on the Tawarayama tunnel due to the 2016 Kumamoto Earthquake, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol.71, No.1, pp.138-148, 2018.1
- 4) 国土交通省九州地方整備局熊本河川国道事務所：熊本地震道路復旧検討（県道熊本高森線）  
ートンネル被災状況及び復旧計画，2017.1

## 第4章 道路構造物 一切土法面、グラウンドアンカーの被害と復旧状況―

### 4.1 調査目的

本調査は、平成28年4月16日に発生した熊本地震に伴って変状を起こした構造物箇所について現在の対策状況や変状を調査・報告することを目的とする。調査箇所は、以前報告<sup>1)</sup>を行った村道栃の木～立野線 戸下地区法面と県道28号西原村 アンカー付き山留め式擁壁箇所、法面被災状況と復旧状況の詳細調査および今後の課題について報告する。

### 4.2 対象法面の被災時の状況<sup>1)</sup>

#### 4.2.1 村道栃の木～立野線 戸下地区法面

調査箇所は、村道上部の急勾配斜面でアンカー工を用いた法面对策工を施している2箇所である(図4.2-1)。推定断層に近い法面1は、震災直後に多数のアンカーが破損し頭部コンクリートが脱落した。



図4.2-1 被災した法面对策工（アンカー付法枠工）の位置

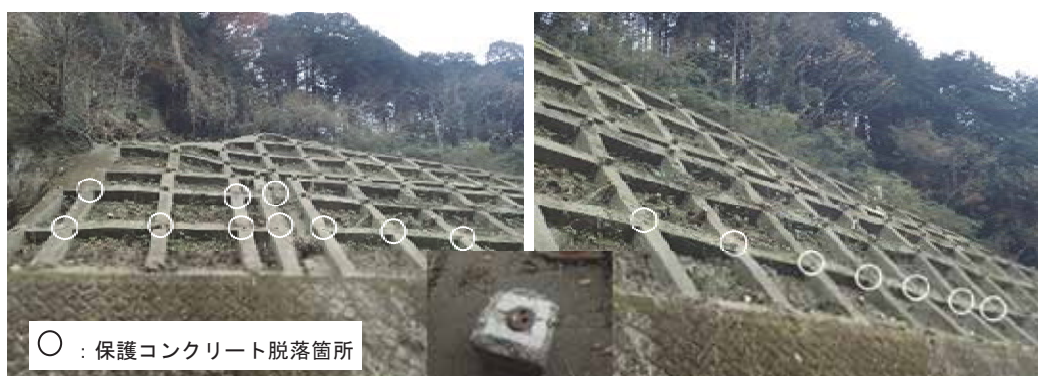


写真4.2-1 震災直後の法面1

#### 4.2.2 県道28号西原村 アンカー付き山留め式擁壁

調査箇所は、道路が斜面上の浅い谷地形を盛土構造で横過する箇所で、写真4.2-2に示すアンカー付き山留め式擁壁が施されている。

上部のアンカー破断は地中で生じて8m程度飛び出し、下部のアンカーは頭部付近で破断している。

調査箇所は図4.2-2に示すように傾斜地盛土の土留め擁壁のため、地震力によって大きな水平力が作用し、アンカーの一部が破断したものと推測される。また、アンカーが回転した箇所は、地震時に山留め式擁壁が道路側に揺動した際、一瞬アンカーに緩みが生じ、谷側に引っ張られる前に回転したものと推測される。



写真4.2-2 アンカー付き山留め式擁壁全景

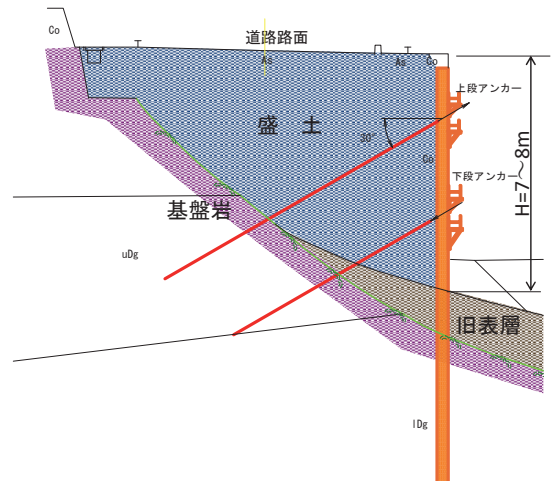


図4.2-2 アンカー付き山留め式擁壁模式断面図

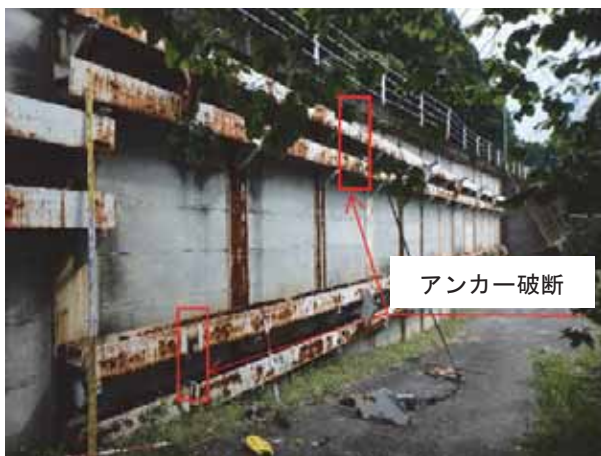


写真4.2-3 アンカーの変状状況（破断と回転）

### 4.3 復旧時の法面の状況

#### 4.3.1 法面1の調査結果

村道柵の木～立野線は、応急復旧対策が平成29年8月に完了したため、同年12月に目視点検を中心とした詳細調査を実施した。

法面1は、吹付法枠工 500×500[3000×3000]の交点に既設アンカー(旧タイプ)が施工されていた。地震で被災したため、法枠内に増しアンカー工を施工している。



写真 4.3-1 法面1全景。ブロック積擁壁(H=4.5m,1:0.5)の上部斜面に既設対策工として「法枠工+アンカー工」が施工されている。枠内のアンカーは、既設アンカー破損に伴って増しアンカー工を施工したものである。

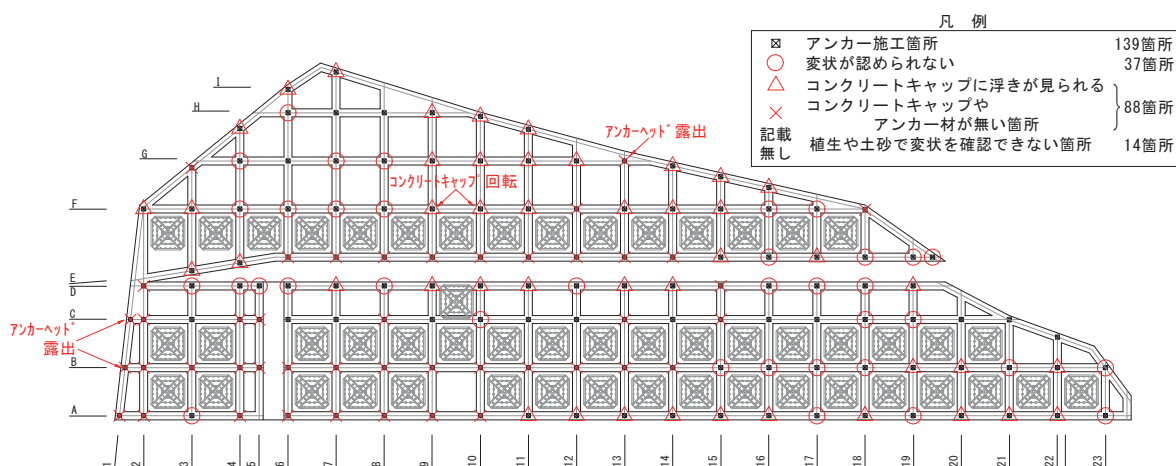


図 4.3-1 法面1 調査結果図

既設アンカー本数 139 本のうち、多くの頭部コンクリートに変状が見られ、状態を確認できなかった箇所も変状の可能性が高い。全体の 75%程度が何らかの変状を起こしていると想定され、地震によって多数のアンカーが破損したと考えられる。

法枠工には明瞭な変状が見られず、健全な状態であった。設計荷重より大きな力がかかれば、法枠工の破損などが発生すると考えられる。そのため、設計荷重に達する前にアンカー工が破損した可能性が高く、旧タイプアンカーの耐久性に課題があると考えられる。



写真 4.3-2 アンカーの頭部コンクリートは、 $200 \times 200 \times 200$  でアンカー破断時の飛び出し防止を目的に十字に帯鋼板が設置されている。



写真 4.3-3 頭部コンクリートが亀甲状に割れて欠損しており、コンクリート自体の劣化が進行している。



写真 4.3-4 既設アンカーは、2 本より線でクサビ方式で定着されている。



写真 4.3-5 より線の余長部分が見られない。プレートが回転しているため、緊張力はほとんどなく、かろうじて引っかかっている状況である。



写真 4.3-6 破断したと考えられるアンカー施工部はモルタルで閉塞してある。既設の法枠工に明瞭な変状はない。



写真 4.3-7 多数の既設アンカーが破損しているため、法枠(500 枠)内に鋼製受圧板+アンカー工が施工されている。

#### 4.3.2 法面 2 の調査結果

法面 2 は、法面 1 から起点側に約 500m にある急勾配法面である。全体は吹付法枠工 300×300 で法面保護工を施工しており、法面最上部に 3 段のアンカー工が施工されていた。

起点側の擁壁直上や終点側の上部斜面で凹状となっており、崩壊跡と想定される。いずれの崩壊跡にもアンカーが施工されている。

地震の影響で村道や擁壁を巻き込んだ表層崩壊が発生し、頭部コンクリートの破損などが確認された。対策として、法面最上部の枠内に 2 段の鋼製受圧板とアンカー工を増し打ち施工している。



写真 4.3-8 変状発生前の法面 2 の空中写真





写真 4.3-9 地震発生直後には路面にクラックや沈下が見られる。



写真 4.3-10 対策工後は、路面や擁壁に新たな変状は見られず、アンカーによる効果が発揮されていると判断する。

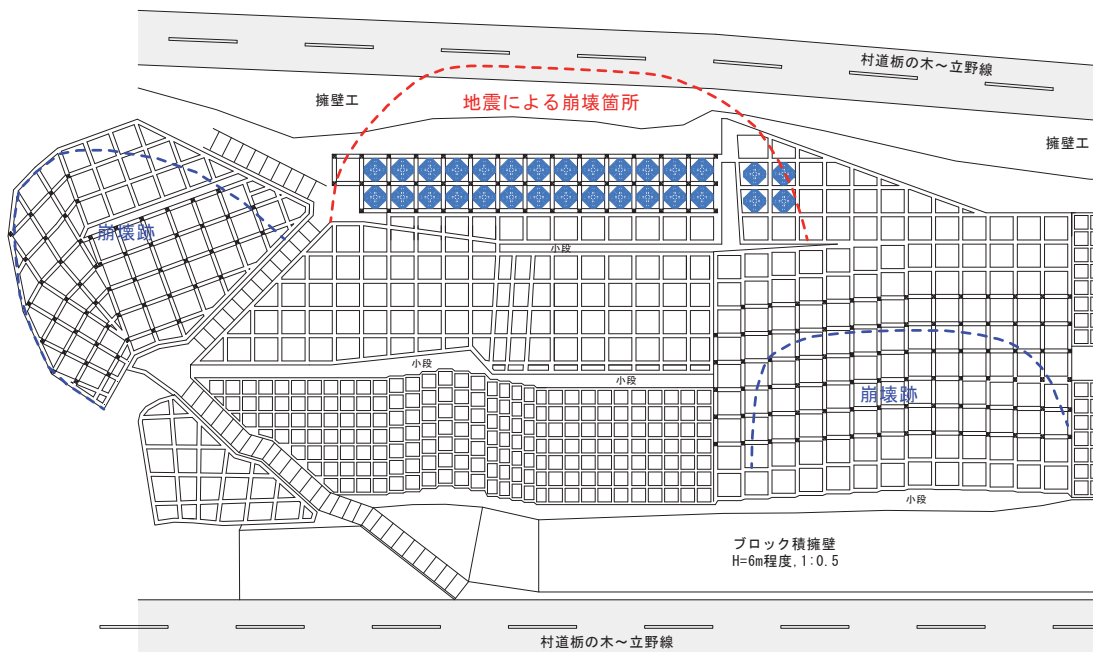


図 4.3-2 法面 2 概要図



写真 4.3-11 アンカー頭部コンクリート破損状況

既設法枠自体は老朽化しているが、震災に伴う明瞭な変状は見られない。一部に法面 1 と同様の頭部コンクリートの破損などが見られる。既設アンカーの機能は低下しているが、増しアンカー工によって安定は確保されている。



写真 4.3-12 既設法枠内への増しアンカー施工状況  
増しアンカー施工後に変状が発生した形跡は見られず、安定した状態と判断される。

#### 4.3.3 アンカー付き土留め杭式擁壁の調査結果

アンカー付き土留め杭擁壁箇所を平成 30 年 4 月に目視点検したが、対策工は行われておらず震災直後の状況と大きな変化はなかった。アンカー工の新たな破断や山留め杭の傾倒およびガードパイプの変形拡大などは確認できなかった。歩道に盛り上がりなどが見られるが、路面に目立った凹凸は確認できない。



写真 4.3-13 アンカー付き山留め杭擁壁



写真 4.3-14 路面状況写真

#### 4.4 まとめと今後の課題

今回の調査結果をまとめると以下のようなになる。

表 4.4-1 調査結果のまとめ

状況	法面 1	法面 2	アンカー付き土留め杭式擁壁
①地震による被害状況	アンカー工のほとんどが破損し抜けている	幅20m程度の表層崩壊が発生し、既設アンカー工の頭部コンクリートに破損が見られる	アンカー工の破断・飛び出し
②対策工	既設吹付枠内に同等以上の増しアンカー工を施している	斜面上部の表層崩壊箇所は、既設枠内に同等以上の増しアンカー工を施している	未対策
③対策工後の目視調査結果	地震でアンカー法枠全体が動揺し、アンカー頭部コンクリートの破損・浮き上がり箇所が全体の75%に達する 対策後に明瞭な変状の進行は見られない	対策後に明瞭な変状の進行は見られない	変状の進行は確認できない

戸下地区法面は、旧タイプアンカーを用いた法面对策工であった。法枠工に変状がないため、設計荷重に達する前にアンカー工が破損していると考えられ、旧タイプアンカーの耐久性に対する課題が判明した。



写真 4.4-1 調査地アンカー頭部状況

アンカー頭部構造は、現在頭部キャップに防錆油を充填する方法が主流であるが、平成2年以前は調査地と同様に頭部コンクリートで保護する方法があった。この頭部コンクリートは、設置時にナットやくさびなどの定着具の隙間にセメントなどが流入し、定着機能を十分発揮できず、テンドンの引き込まれなどが生じやすくなっている。調査地も写真で示すように、くさびにセメントが流入していたことが根本的な要因と考えられる。

グラウンドアンカーは耐久性に優れている必要があり、特に防食機能は必須とされている。表 4.4-2 の旧タイプでは頭部をコンクリートで保護する方法で防錆処理していたが、現行では頭部キャップに防錆油を充填する方法が採られている。旧タイプでは、地震による揺動を受けると、テンドンが伸縮せずに保護コンクリートの脱落やアンカー頭部位置での破断に繋がるものと考えられる。この現象を考慮すると、旧タイプのアンカーは近々に健全度調査を行い、頭部保護の形状を現行の頭部キャップ方式に変更することが望まれる。

表 4.4-2 アンカーに関する基準の変遷

発行年月	基準名	発刊者
S51.9	アース・アンカー工法 付・土質工学会アースアンカー設計施工基準	土質工学会
S63.11	グラウンドアンカー設計・施工基準	土質工学会
H2.2	土質工学会基準— グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説	土質工学会
H11.3	グラウンドアンカー設計・施工基準	地盤工学会
H12.3	地盤工学会基準— グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説	地盤工学会
H24.5	地盤工学会基準— グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説	地盤工学会

(現)仮設タイプ構造

旧タイプ

現行タイプ

本格運用

二重防食構造が義務付

謝辞：本章の調査ならびに結果のとりまとめは、(公社)地盤工学会九州支部の熊本地震災害調査WGの協力を得て行われました。また、国土交通省九州地方整備局熊本復興事務所ならびに南阿蘇村役場建設課には、資料提供ならびに現地調査に際して便宜を図っていただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) (公社)土木学会：地震被害調査シリーズ No1 2016年熊本地震被害調査報告書，丸善出版(株)，pp.177，2017.12.

## 第5章 橋梁等構造物

### 5.1 検討概要

2016年熊本地震により、熊本県だけでなく大分県でも橋梁が被災するなど、広範囲にわたり被害が発生した(図5.1-1)。しかしながら、橋梁位置において地震観測がなされていないこと、また熊本地震では過去の地震に比べて強い地震動が繰り返し発生していることに加え、山岳部では地盤変状による被害も混在していると考えられ、その被害メカニズムの推定を困難なものとしている。

地震工学委員会の下に置かれた「性能に基づく橋梁等構造物の耐震設計法に関する研究小委員会」では、熊本地震による橋梁の被害分析WGを設置し、被害橋梁に関する検討を行った。その際、唯一の被害メカニズムを特定しようとするのではなく、できる限り複数のアプローチによる被害分析を行い、被害状況の説明を試みることを特徴としている。複数のアプローチとは、地震動のみ、あるいは地盤変状のみにより被害が発生としたとするような、作用の仮定を複数設定した検討や、動的・静的解析による検討、また動的解析であっても異なる解析モデルによる検討など様々である。ある橋梁被害に対し、異なるアプローチにより、どの程度被害を説明しうるかを示すことを通じ、今後の被害分析、耐震設計に向けて有益な知見を得ることを目的とする。

本章では、検討した橋梁事例として、大切畑大橋に関する検討結果を報告する。

(執筆：高橋 良和)



図 5.1-1 小委員会 WG における検討対象橋梁(赤枠)と被害概要

## 5.2 大切畑大橋の被害分析

### 5.2.1 橋梁諸元

主要地方道熊本高森線(熊本県道 28 号線)大切畑大橋の一般図を図 5.2-1 に示す。大切畑大橋は、A1 橋台の位置における接線方向が概ね東西方向に対応した橋長 265.4m の曲線橋であり、A2 橋台側で斜角を有する 5 径間連続非合成钣桁橋である。平成 2 年の道路橋示方書<sup>1)</sup>に基づいて当初の設計がなされた後、平成 8 年の道路橋示方書<sup>2)</sup>に基づいて修正設計がなされ、2001 年に竣工している。地盤種別は II 種地盤<sup>2)</sup>である。

特に P2 橋脚と P3 橋脚について、耐震設計上の地盤面から橋脚天端までの高さがそれぞれ 27.5m と 33.0m と比較的高橋脚となっている。P2~P4 の各橋脚は、修正設計時に中実断面橋脚から中空断面橋脚に変更して設計されている。なお、基礎形式としては、P1 と P4 の各橋脚と A2 橋台は深礎杭であり、P2 と P3 の各橋脚と A1 橋台は場所打ち杭基礎となっている。

(執筆：松崎 裕)

### 5.2.2 被害状況

#### (1) 橋梁周辺の地盤変状

大切畑大橋の南側にある山では、写真 5.2-1 に示すような斜面崩壊が生じており、写真 5.2-2 に示すように、A2 橋台の周辺でも、地滑り等の変状が見られた<sup>3)</sup>。また、写真 5.2-3 に示すように、A1 橋台北側では、橋台とその周辺地盤が地震前に比べて相対的に約 0.5m 移動した痕跡が確認されている<sup>3)</sup>。

#### (2) 支承の損傷と桁の残留変位

本橋における地震被害の特徴の一つとして、写真 5.2-4 や写真 5.2-5 に示すように、橋台

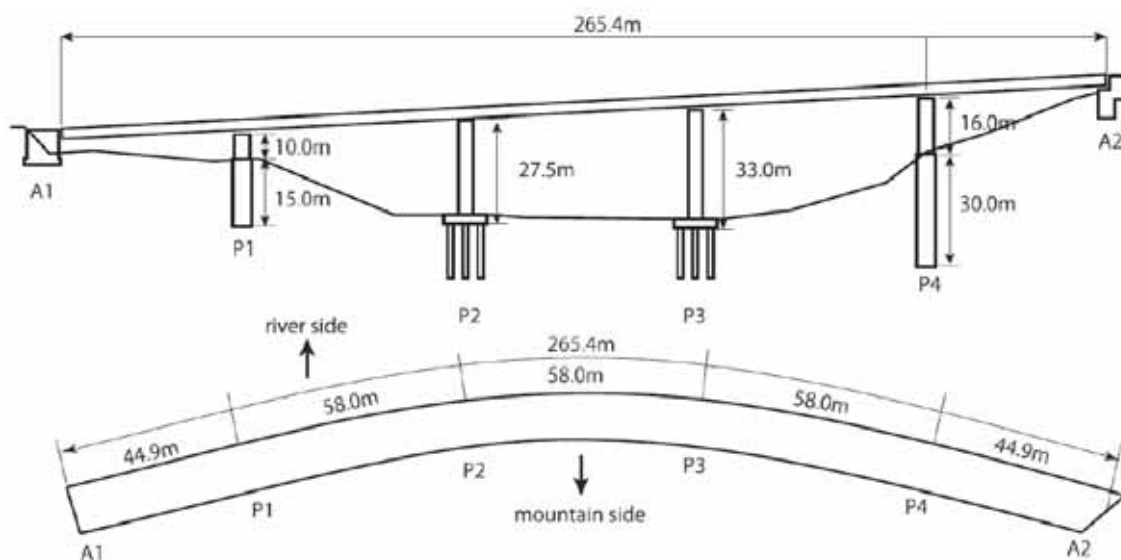


図 5.2-1 大切畑大橋の橋梁一般図

上にある5基全ての積層ゴム支承がゴム部分あるいはゴムと鋼板の接着層で破断したことが挙げられる。また、写真5.2-6に示すように、P2橋脚以外の橋脚上の積層ゴム支承については、せん断キーが外れ、上沓プレートおよび下沓プレートのいずれかあるいは両方の取付ボルトが破断していた。P2橋脚上の積層ゴム支承は、部分的に内部鋼板で剥離<sup>4)</sup>が生じていた他、197mm～225mm<sup>5)</sup>の残留せん断変形が生じていた。P2橋脚上の積層ゴム支承のゴム層は17mm×5層であり、せん断ひずみとしては、設計上の許容せん断ひずみ250%に近い232～264%<sup>5)</sup>に相当する。なお、現在の設計基準で設計される支承に比べて、取付ボルトの総断面積が小さいことも被害の形態に影響を与えた可能性がある。

ここで、山側から川側(図5.2-1の平面図の上方)への周囲の地盤変状が本橋の損傷に支配的な影響を与えたと仮定するならば、地盤変状に伴って橋台や橋脚が山側から川側の方向



写真 5.2-1 本橋の南側における斜面崩壊

写真 5.2-2 A2 橋台周辺の地滑り<sup>3)</sup>写真 5.2-3 A1 橋台北側の地盤変位<sup>3)</sup>

写真 5.2-4 A1 橋台の支承



写真 5.2-5 A2 橋台の支承

写真 5.2-6 支承からの桁の逸脱と  
取付ボルトが破断した支承



写真 5.2-7 A2 橋台側ジョイントの損傷



写真 5.2-8 P2 橋脚山側の曲げひび割れ

へ移動することになる。一方で、写真 5.2-4～写真 5.2-6 に示したように、支承が破断した方向や桁が残留している方向は、いずれも橋台や橋脚に対して川側であり、地盤変状によって生じ得る変形とは逆向きである。さらには、支承のサイドブロックが山側・川側のいずれも破壊していた。これらのことは、橋梁周辺の地盤変状の影響だけではなく、地震動による橋梁の地震応答の影響により、桁が相対的に川側に変位して、積層ゴム支承が破断した可能性を示唆している<sup>6),7)</sup>。なお、こうした地震応答には、本橋が A2 橋台側で斜角を有する曲線橋であり、鈍角端から鋭角端に向かって回転を生じやすく<sup>8)</sup>、写真 5.2-7 に示すようなジョイントの損傷を伴って橋台と桁が衝突することで、山側から川側の方向へと桁が変位しやすい特性を有していること<sup>3),9)</sup>も大きな影響を及ぼしていると考えられる。

### (3) 橋脚の損傷

本橋のような単柱式橋脚で支持された桁橋においては、地震時に損傷させるのであれば、橋脚基部を損傷させることが基本的な設計思想である<sup>2)</sup>。一方で、前記したように、P2 橋脚以外の橋脚では弾性応答に留める支承の取付ボルトが破断して橋脚は損傷せず、設計思想とは異なる挙動となった<sup>6),7),9)</sup>。P2 橋脚上の積層ゴム支承は、部分的に内部鋼板で剥離<sup>4)</sup>が生じているものの、結果的に設計思想通りの挙動を示したのは、P2 橋脚とその支承だけであり、写真 5.2-8 に示すように、最大 5mm 程度のひび割れ幅を有する曲げひび割れが P2 橋脚の山側に認められた<sup>6)</sup>。また、P2 橋脚の杭基礎に関して、杭体が損傷<sup>10)</sup>しており、増杭補強が実施された<sup>11)</sup>。

### (4) 落橋防止構造の状況

本橋には、落橋防止構造として、橋台と桁を連結するタイプの落橋防止ケーブルが設置されていた。落橋防止ケーブルは基本的に橋軸方向への落橋防止を目的として設置されるものであるが、A1 橋台側の落橋防止ケーブルは、写真 5.2-9 に示すように桁が橋軸直角方向へ約 1m 変位<sup>9)</sup>するのに伴って、ケーブル一般部で全 10 本全てが破断した。A2 橋台側でも、桁端は約 1m 変位したが<sup>3),9)</sup>、A2 橋台側の落橋防止ケーブルについては、写真 5.2-10 に示すように、緊張しているものの、破断はしていない。前記したように、A2 橋台は斜角を有





写真 5.2-9 A1 橋台の落橋防止ケーブルの破断



写真 5.2-10 A2 橋台の落橋防止ケーブル

し、さらに本橋は曲線橋であるため、曲線の外側の方向である山側から川側の方向へと桁が側方変位しやすい特性を有している。最終的に破断には至っていないことから、A2 橋台に設置された落橋防止ケーブルは支承線方向にも少なからず抵抗したと判断できる。

(執筆：松崎 裕)

### 5.2.3 測量結果に基づく地盤変状の影響に着目した被害分析

#### (1) 地震後の測量結果の概要

大切畑大橋に限らないことであるが、被災橋梁で地震観測がなされていることは稀な他、近傍で地震観測がされていることも少ない。一方で、地震後における構成部材の残留変位・変形の痕跡等は、被害のメカニズムを検討する上で、貴重な情報となる。特に、大切畑大橋のように、周辺の表層地盤が火山砕屑物で覆われている斜面上に橋脚が設けられ、地震作用によって生じる地盤の残留変形の違い、周囲の斜面崩壊・地滑りも含めて、間接的に地盤変状の影響を受けている可能性がある場合には、単に地震動加速度を入力しただけでは、被害の特徴を把握できないことも考えられる。大切畑大橋では、国土交通省九州地方整備局熊本河川国道事務所により、地震後の測量がなされており、支承の上沓と下沓のそれぞれの位置の相対距離、橋台・橋脚の台座高の変化、柱下端の壁面の傾斜を測定することによる橋脚基部に対する橋脚張り出し部下端の残留変位(基礎における傾斜の影響も含まれたもの)等がまとめられていることから、その結果に基づいて、各部材の変形等について分析する。なお、橋脚基部の標高については、P2 橋脚および P3 橋脚は、フーチングが土中埋設で測量できていないため、地震前後での高さ方向の変化は不明である。また、本節は、あくまでも残留変形に基づく分析を行うものであり、最大応答については、別のアプローチでの検討が必要である。それらの検討は、5.2.4 において除荷剛性を考慮して最大応答を推定する他、5.2.5 においては架橋地点近くにおける観測記録に基づいて、地震動加速度のみで生じ得る地震応答を推定する。

#### (2) 桁の移動方向と支承の上沓・下沓位置の相対距離

前述したように、桁は川側へと全体的に変位しており、橋台および橋脚上の支承の上沓・下沓位置の相対距離は、結果として、各橋台・橋脚位置の橋軸直角方向が橋軸方向に比較し

表 5.2-1 橋台・橋脚上の支承の総ゴム層厚と橋軸直角方向の見かけのせん断ひずみの関係

支承	総ゴム層厚	橋軸直角方向の見かけのせん断ひずみ*
A1 橋台上の支承	120mm	921%
P1 橋脚上の支承	150mm	547%
P2 橋脚上の支承	85mm	235%
P3 橋脚上の支承	85mm	965%
P4 橋脚上の支承	140mm	621%
A2 橋台上の支承	120mm	813%

\*G1 桁あるいは G5 桁における上沓と下沓の相対距離の最大値を総ゴム層厚で除して得た見かけの値

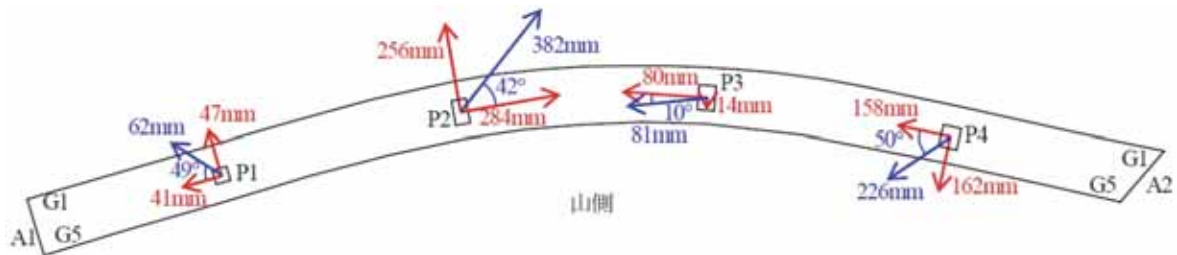


図 5.2-2 橋脚梁下端の橋脚基部に対する残留変位の模式図

て大きい状態であった。そこで、橋軸直角方向の上沓・下沓の相対距離を各支承の総ゴム層厚で除して、見かけのせん断ひずみを算定した結果を表 5.2-1 にまとめる。表 5.2-1 から明らかなように、P2 橋脚上の支承だけはせん断ひずみ 235%相当の上沓・下沓の相対変位に収まっているものの、他の橋台・橋脚上の支承ではせん断ひずみに換算して 547%~921%に相当する桁と橋台・橋脚間の相対変位が生じている。




### (3) 測量結果に基づく橋脚の挙動の推定と地盤変状の影響

写真 5.2-1 に示したように、A2 橋台から P4 橋脚方向へと地滑りが発生していた。桁が川側へと全体的に変位している一方で、P4 橋脚は、橋軸方向には A1 橋台側へ  $1/82\text{rad}$ 、橋軸直角方向には桁の残留変位の方向とは逆の山側へ  $1/57\text{rad}$  に相当する回転角を基礎で生じ、躯体自体は変形せずに図 5.2-2 に示すような残留変位が生じていた。さらには、地震前後で P4 橋脚は鉛直上向きへと 165mm の変化が生じていた<sup>12)</sup>。これらの事実より、P4 橋脚が地滑りに伴って基礎から回転を生じながら、桁の動きに途中で追従できなくなり、山側への残留変形を生じた可能性が高い。後藤ら<sup>13)</sup>は、現在の設計で考慮されていない 2 軸の曲げせん断挙動が支承本体および支承取付部に及ぼす影響について検討しているが、橋脚天端の回転・変位とは逆方向への桁の変位が生じる中で、取付ボルトが破断した可能性も指摘される。

橋脚天端の支承位置について、A1 橋台を固定点と見なして、G1 桁位置(川側)および G5 桁位置(山側)において、隣り合う橋脚間あるいは橋脚-橋台間の距離の相対的变化が表 5.2-2 のように整理されている。その結果に基づくと、下記のようにまとめられる。

表 5.2-2 隣り合う橋脚間あるいは橋脚－橋台間の G1 桁・G5 桁の支点位置における  
下部構造の移動量

桁	A1-P1 間	P1-P2 間	P2-P3 間	P3-P4 間	P4-A2 間	累積の変化量
G1	317mm の縮み	413mm の開き	451mm の縮み	91mm の縮み	51mm の開き	395mm の縮み
G5	288mm の縮み	435mm の開き	437mm の縮み	180mm の縮み	239mm の開き	231mm の開き

- 1) A1 橋台－A2 橋台間は、G1 桁位置で 395mm 分だけ累積で縮んでいる。なお、橋台は背面から土圧を受け、前傾しやすいが、A1 橋台と A2 橋台のいずれも地震後に傾斜していないことが別途確認されている。前傾したことによって、両橋台間の距離が縮んだのではなく、地盤変状に伴って相対的な位置関係が変化した可能性が指摘される。
- 2) P1 橋脚天端は 300mm 程度 A1 橋台側へ変位している一方で、基礎の回転の影響を含め、に示したように、橋脚基部に対する張り出し部下端の相対水平変位は A1 橋台側へ 41mm 分のみである。従って、橋脚基部が A1 橋台側へ 260mm 程度、相対的に移動していることになる。さらには、P1 橋脚は、地震前後で橋脚基部が 290mm 沈下していた<sup>12)</sup>。P2 橋脚および P3 橋脚の鉛直方向の高さ変化は不明であるが、P4 橋脚が鉛直上向きに 165mm 変化した一方で、P1 橋脚は 290mm 沈下しており、相対的な高さ方向の位置変化の差異による引張力作用下で P1 橋脚の取付ボルトが破断した可能性がある。
- 3) P2 橋脚天端は 130mm 程度 A2 橋台側へ変位している一方で、基礎の回転の影響を含め、橋脚基部に対する張り出し部下端の相対水平変位はに示したように、A2 橋台側へ 284mm である。従って、橋脚基部が A1 橋台側へ 150mm 程度、相対的に移動していることになる。ただし、基礎の回転角として、橋軸方向に 1/117rad、橋軸直角方向に 1/99rad が生じており、前述のように杭体が損傷した。従って、基部から張り出し部下端までの距離 27100mm を考慮すると、橋脚躯体の変形に伴う残留変位としては、橋軸方向は 0.45%ドリフト相当、橋軸直角方向は 0.17%ドリフト相当に過ぎず<sup>12)</sup>、基礎の損傷に伴う回転による水平変位が支配的である。
- 4) P3 橋脚天端は 330mm 程度 A1 橋台側へ変位している一方で、基礎の回転の影響を含め、に示したように、橋脚基部に対する張り出し部下端の相対水平変位は A1 橋台側へ 80mm である。従って、橋脚基部が A1 橋台側へ 250mm 程度、相対的に移動していることになる。

以上のように、地盤変状の影響を受け、橋台・橋脚が水平面内で相互に数百 mm オーダーで移動しているだけでなく、鉛直方向にも同じく数百 mm オーダーでそれぞれ位置が変化したことが主に影響して、支承の取付ボルトの破断を含む被害が生じたと考えられる。

(執筆：松崎 裕)

### 5.2.4 測量結果に基づく P2 橋脚の正負交番載荷解析による応答推定<sup>14)</sup>

#### (1) 検討の概要

本研究は熊本地震で被災した大切畑大橋の橋脚の損傷メカニズムを推定することを目的としている。まず、現地調査を行い、中空断面 RC 橋脚の典型的なひび割れの様子と、大切畑大橋の南側の山の斜面崩壊を観察した。次に、橋脚の被害を検討するため、基礎固定の RC 橋脚モデル（ファイバーモデル）の上に設置したゴム支承モデル（線形バネ）の頂部に、国土交通省による地震後の測量結果から算出した合成ベクトル方向（図 5.2-2）に、残留変形が測量結果相当になるよう変位制御による正負交番解析を行い、解析におけるひび割れ範囲と実際の被害との整合性を評価しようとするものである。

#### (2) 解析モデル

構造図に基づき P2 橋脚の解析モデルを作成した（図 5.2-3）。解析プログラムには OpenSees を用い、コンクリート材料の特性として、平成 8 年道路橋示方書<sup>2)</sup>の横方向鉄筋の拘束効果を考慮したコンクリートの応力-ひずみ関係を用いた。鉄筋材料特性は、バイリニアモデルを用いている。ゴム支承は弾性部材によってモデル化した。実際にはゴム支承は一つの橋脚、橋台に 5 基ずつ設置されているが、ここではゴム支承 5 基分の剛性を持った一つの部材で表現している。ゴム支承の有効寸法は橋軸方向、橋軸直角方向ともに 650mm であり、道路橋支承便覧<sup>15)</sup>に基づき、ゴム支承の剛性はそれぞれ、水平剛性  $K_s=2.436 \times 10^4$ (N/mm)、鉛直剛性  $K_v=8.148 \times 10^6$ (N/mm)、曲げ剛性  $K_b=6.863 \times 10^5$ (N/mm)と求められた。この剛性を有する線形バネとしてモデル化した。

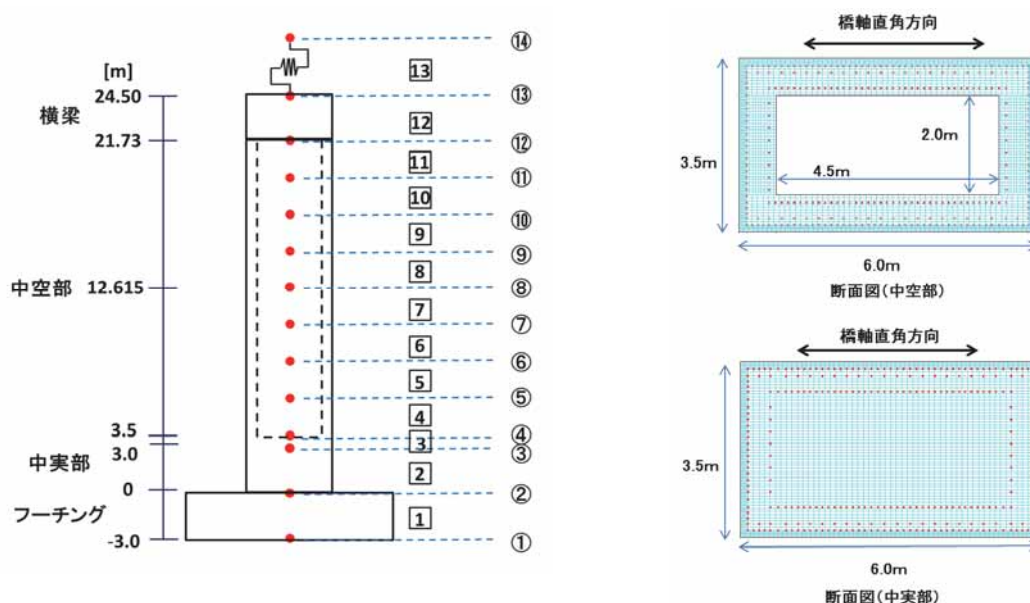


図 5.2-3 P2 橋脚解析モデルと断面分割図

(3) 中空断面 RC 橋脚に対する検討

国土交通省による地震後の測量結果より P2 橋脚には橋軸方向から反時計回りに 42° の方向で P3 橋脚側に 382mm の残留変位があることが確認されている。そこで本研究では、解析方向を残留変位の方向とし、残留変位がある P3 橋脚側の方向を正の方向として 1 サイクルの正負交番解析を行った。荷重が除荷され 0 となった時の橋脚の変位を残留変位とし、**図 5.2-4** の荷重-変位関係のグラフに示すように、橋脚の残留変位が 382mm となるように変位を与えた。この時、荷重作用位置では最大 912mm 変位しており、橋脚の最大応答変位は 531mm であった。

次に、**図 5.2-5** に示す断面ごとの鉄筋のひずみ分布から、荷重作用位置に与える変位を大きくしていく過程での鉄筋の破壊が進展していく様子を確認した。**図 5.2-5** は荷重作用位置に最大の 912mm の変位を与えた時の(a)橋脚基部と(b)中空部の最も下部の断面の鉄筋のひずみ分布を表している。また、**図 5.2-5** 中の  $\varepsilon_y$  ( $=1.633 \times 10^{-3}$ ) は鉄筋の引張降伏ひずみ、 $\varepsilon_c$  ( $=2.25 \times 10^{-4}$ ) と  $\varepsilon_u$  ( $=-8.89 \times 10^{-3}$ ) はそれぞれコンクリートにひび割れが生じる時のひずみとコンクリートの終局ひずみを表している。ここで、ひずみの値は引張を正としている。

重作用位置が 912mm 変位している時、橋脚基部では鉄筋のひずみがコンクリートの終局ひずみに達しているため、鉄筋とコンクリートの付着が完全であると仮定するとコンクリートは圧縮破壊していたと推定できる。また、中空断面部ではウェブ部でひび割れが貫通していることが確認でき、非常に危険な状態であることがわかった。また、かぶりコンクリートが薄いことから、コンクリートの外側では**図 5.2-5** 中の矢印の位置にひび割れが発生して

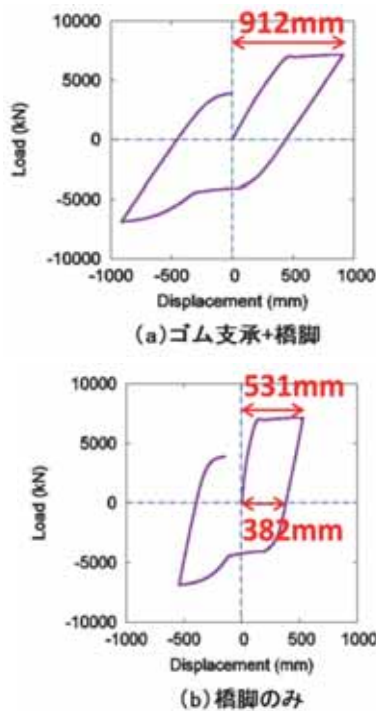


図 5.2-4 橋脚と荷重作用位置の荷重-変位関係

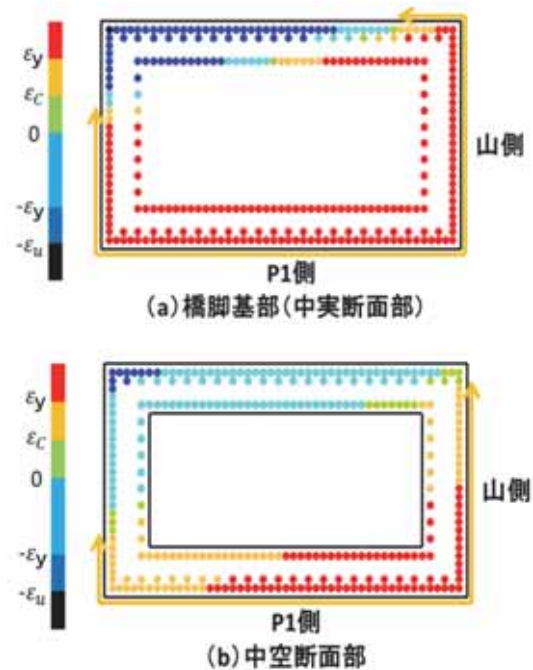


図 5.2-5 基部と中空断面部のひずみ分布

いるものと考えた。そこで、高さごとのひび割れの長さに着目し、**図 5.2-6** に示すひび割れ再現図を作成した。ここで、**図 5.2-6** 以降に示すひび割れ再現図上の黒線は、熊本地震後に行った熊本での現地調査に基づいて作成したひび割れ展開図を示しており、ひび割れ展開図上に解析で再現したひび割れを投影したものをひび割れ再現図と呼ぶ。

次に、**図 5.2-6** において P3 橋脚側に見られる実際のひび割れを再現しきれない部分に着目し、その部分のひび割れの再現を試みた。そこで、橋軸方向から時計回りに  $80^\circ$  の方向で川側の方向を正の方向として 1 サイクルの正負交番解析を行い、荷重作用位置に最大変位 300mm を与えた時の鉄筋の断面ごとのひずみ分布から**図 5.2-7** のようなひび割れ状況を再現できることを確認した。この 2 方向の荷重により P2 橋脚のひび割れ状況を概ね再現することができたため、橋脚の解析モデルと、橋脚を片持ち梁とする想定が妥当であったと言える。つまり、橋脚の損傷は地震動によるものであったと考えられる。

#### (4) ゴム支承に対する検討

荷重作用位置に作用したと考えられる最大の 912mm の変位を与えた時、ゴム支承は**図 5.2-8** に示すように 294mm の最大応答変位を示した。ゴム支承は 1 層厚 17mm×5 層となっており、せん断ひずみは 346%と求められる。先述の通り、大切畑大橋の支承の被害としては P2 橋脚のゴム支承は大きく変形していたものの一部のゴム支承は破断せず、他の橋脚のゴム支承はすべて破断していたことが確認されている。**写真 5.2-11** に P2 橋脚のゴム支承の損傷状況を示す<sup>4)</sup>。左側の写真は、他の橋脚のゴム支承と同様に破断している支承で、右側の写真は破断せずに塑性変形している支承を示している。

また、平成 16 年版道路橋支承便覧<sup>15)</sup>に記載されている図-参 6.5 から、ゴム支承が破断する時のせん断ひずみは平均およそ 350%と算出できる。このことから、P2 橋脚のゴム支承も他の橋脚のゴム支承と同様にすべてのゴム支承が破断する可能性は十分にあったと考えられる。

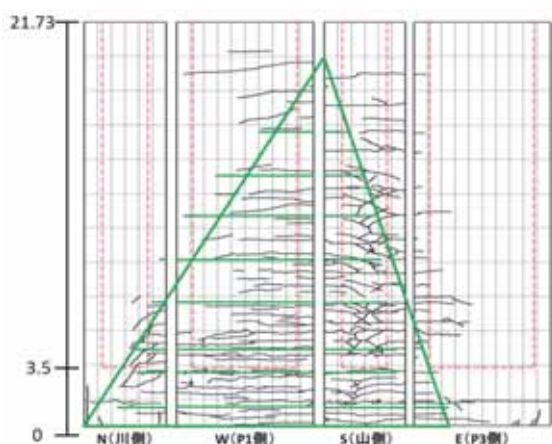


図 5.2-6 P2 橋脚ひび割れ再現図 (1 方向)

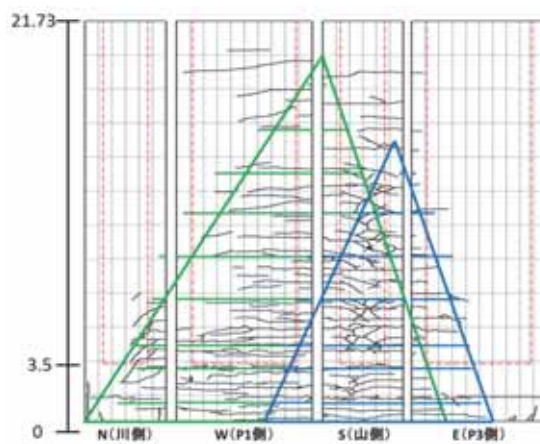


図 5.2-7 P2 橋脚ひび割れ再現図 (2 方向)

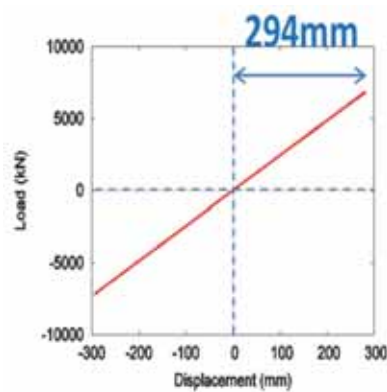


図 5.2-8 ゴム支承の荷重-変位関係

写真 5.2-11 P2 橋脚のゴム支承の損傷状況<sup>4)</sup>

しかし、P2 橋脚のゴム支承は破断していないものとして解析を行い、ひび割れを再現することができたため、実際に橋脚にひび割れが生じるまでゴム支承は破断していなかったものと推測できる。橋脚が損傷した後、他の橋脚のゴム支承がすべて破断したために P2 橋脚のゴム支承に負荷が集中したことによって P2 橋脚のゴム支承も一部が破断してしまったものと考えられる。また、ゴム支承のせん断ひずみから考えると、P2 橋脚の一部のゴム支承が破断しなかったことも矛盾していないと推測できる。

#### (5) まとめ

- 1) ゴム支承を有する中空断面 RC 橋脚の正負交番解析により、橋脚に発生したひび割れを概ね再現できたことから、橋脚の損傷は地震動によるものと考えられる。
- 2) P2 橋脚の基部ではコンクリートが圧壊し、また、中空断面部ではウェブ部でひび割れが貫通しており、鉄筋は引張降伏していると推定される。
- 3) 測量結果と同じ残留変位が生じるように载荷したときの P2 橋脚の最大応答変位は 531mm であったと推定される。
- 4) P2 橋脚のゴム支承のせん断ひずみが 346%であったため、P2 橋脚でもゴム支承がすべて破断していた可能性が十分にあったと考えられる。

(執筆：高橋 良和)

## 5.2.5 地震応答解析による地震時挙動の推定

### (1) 検討の概要

5.2.3 および 5.2.4 で詳述してきた通り、大切畑大橋の損傷メカニズムには地震動加速度だけでなく地盤変状も影響を与えているものの、5.2.2(2)で述べたように、地震動加速度による橋梁の地震応答が支承・橋脚の損傷に大きな影響を及ぼしていた可能性が高いと考えられる。そこで、本節では、入力地震動を含めて種々の仮定・条件を設けざるを得ないが、地震動加速度のみの入力によって生じ得る地震応答の観点から、一様加振入力による非線形時刻歴応答解析によって、橋梁構造物の損傷メカニズムについて考察する。

### (2) 橋梁構造物のモデル化

本橋は前述の通り連続曲線桁を橋脚および橋台で支持される橋梁構造物である。兵庫県南部地震を契機に非線形動的解析が広く用いられるようになったが、自由度が多いと解析時間が非常に長くなるのを避けるため、上部構造を一本の梁要素でモデル化や、橋脚頂部や橋台部のみ張り出しを設けるフィッシュボーンタイプのモデル化が行われてきた。しかし、向上した計算機の性能をフルに活かすためにシェル要素やソリッド要素による橋梁構造物の有限要素モデルを用いた地震応答解析による研究が行われている<sup>16)</sup>。

2011年の東北地方太平洋沖地震で被災した仙台東部道路の東部高架橋の損傷メカニズム解明の研究が盛んに行われたが、山田ら<sup>17)</sup>は、一本梁モデルと格子桁モデルによる地震応答解析結果を比較し、格子桁モデルを用いることで、上部構造の回転慣性の影響を適切に考慮できることを指摘している。また、これと連動して、上部構造のねじり応答が支承や橋梁全体系の挙動に及ぼす影響を評価するには、格子桁モデルを採用した方が良いと考えた。

図 5.2-9 には、本検討における大切畑大橋の解析モデルを示すが、このモデルでは、床版をシェル要素で、主桁をファイバー要素でそれぞれモデル化している。また、支承はばね要素、橋脚はファイバー要素でモデル化している。橋脚の曲げ非線形性を考慮するために、図 5.2-10 に示すように、コンクリートの材料非線形性を Hoshikuma モデル<sup>18)</sup>で、鉄筋のそれを Menegotto-Pinto モデル<sup>19)</sup>で、それぞれモデル化をおこなった。

前述の通り、大切畑大橋では、地震後に支承がゴム部で破断する被害が多数見られた。このために、支承をモデル化したばね要素に図 5.2-11 に示す様な材料非線形モデルを与えた。なお、ここではハードニング現象を考慮するために、175%以上のせん断ひずみに相当する変形が生じると、せん断剛性が増加するようにモデル化している。また、今回の被害では、支承のセットボルトが破断する事象が多発していることは前述の通りである。セットボルトが破断するメカニズムについては、松崎らが基礎の回転によって橋脚が転倒したことがその一因であると指摘している<sup>12)</sup>。このため、本来ならば、鉛直方向の荷重変位関係についても非線形性を考慮すべきところでは有ったが、解析コードの制約により考慮していない。



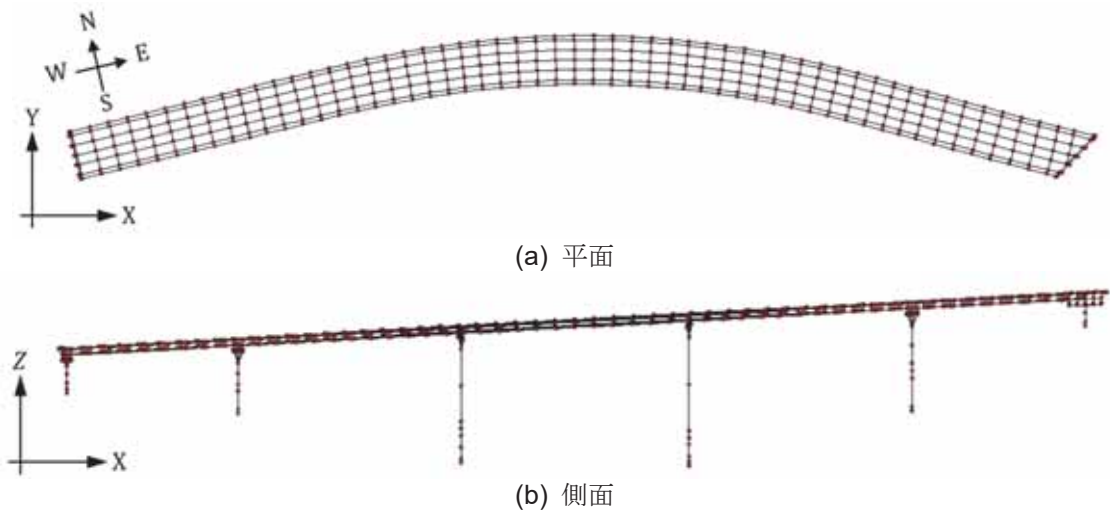


図 5.2-9 大切畑大橋の骨組み構造解析モデル

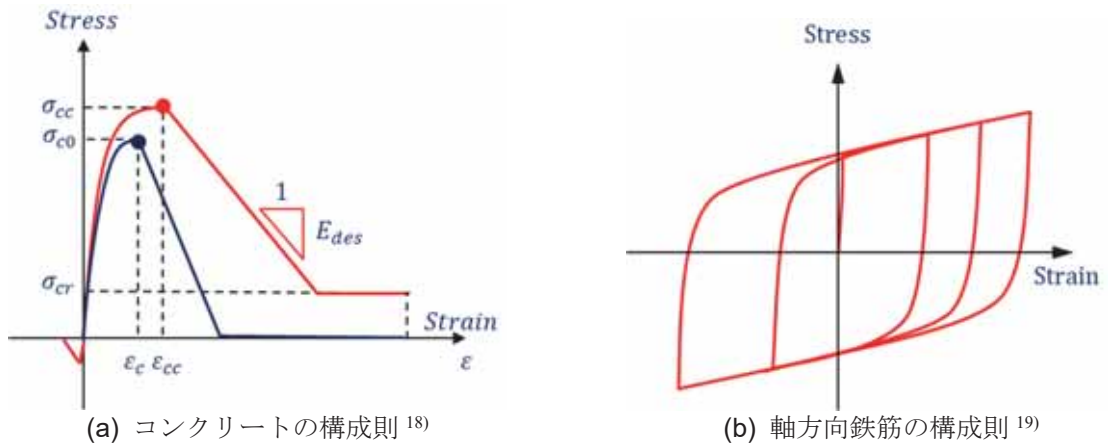


図 5.2-10 橋脚の曲げ非線形性を考慮するためにファイバー要素に与えた材料構成則

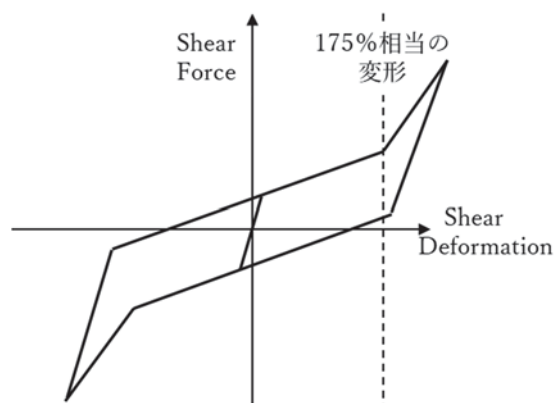


図 5.2-11 支承のせん断変形の非線形性を考慮するために与えた材料構成則

減衰のモデル化については、図 5.2-12 に示すように Rayleigh 減衰でモデル化を行った。部材毎に減衰定数を設定し、ひずみエネルギー比例減衰に基づくモード減衰（振動数と減衰定数の関係）を求め、これらをフィッティングするようにモデル化するのが通常である。しかし、地盤と基礎の相互作用下を表す地盤ばね、初期のゴム支承など減衰定数について十分に分かっていない部分が多い。このため、一次振動モード下での減衰を 5% とし、もう一つのモードの選択については、既往の研究論文<sup>20)</sup>を参考に、高振動数領域であっても減衰定数が十分小さくなるように、周期が 0.01 秒の時に 5% となるように定めた。

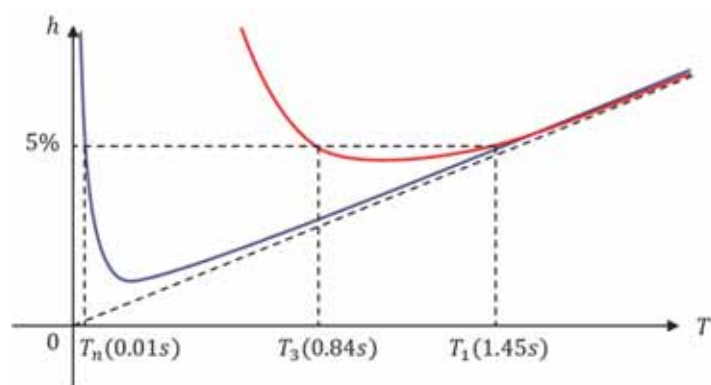


図 5.2-12 減衰のモデル化

### (3) 入力地震動

図 5.2-13 には大切畑大橋と震源の位置関係および、架橋地区周辺の周辺に絞った地形図のコンターマップを示す。大切畑大橋は震源から北東方向約 18.5km 離れた平野の縁端部に位置している。熊本地震では K-NET や気象庁の強震動観測網で多数の強震動が観測されているが、震源と大切畑大橋を結ぶ直線上には、西原村小森 (JMA)<sup>21)</sup>の地震動観測点がある。また、大切畑大橋架橋地点と西原村小森の観測点は 2.4km しか離れていないことから、西原村小森で観測された強震観測記録を入力地震動として用いることとした。



(a)震源と大切畑大橋の相対的な位置関係 (b)大切畑大橋周辺の地形構造 (コンターマップ)

図 5.2-13 震源と大切畑大橋および西原村小森観測点の位置関係および周辺地形図

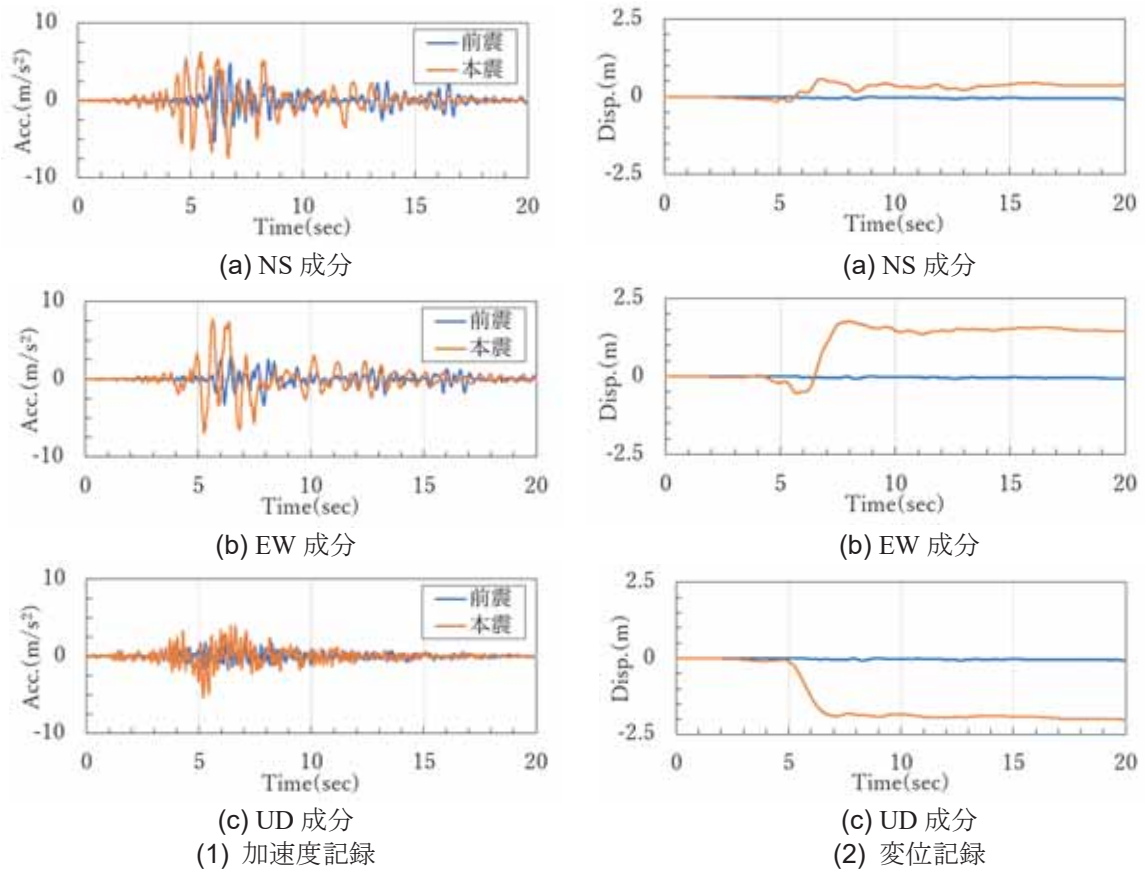


図 5.2-14 西原村小森で観測された強震動記録<sup>21)</sup>

図 5.2-14 には、4 月 14 日に発生した前震および 4 月 16 日に発生した本震でそれぞれ観測された西原村小森観測点における強震動記録を、主要動を含む 20 秒間のみ抽出して示す。前震と本震の加速度振幅に大きな差は見られないが、本震には 5 秒から 8 秒にかけて低振動数の強震動が発生している。同図の(2)には二階積分により求めた地動変位も併せて示すが、地動変位が同時帯で大きく変化し、EW 成分および UD 成分でそれぞれ 2m を超える永久変位が発生している。永久変位の大きさや信頼性については検証が必要であるが、本震が持つエネルギーに大きな違いがあることを表している。

図 5.2-15 には強震動記録の加速度応答スペクトルを前震と本震で比較して示す。加速度応答スペクトルから推定される前震は決して小さくないが、固有周期が 0.6 秒よりも長くなると地震力が急激に低下していることが分かる。

#### (4) 大切畑大橋の固有振動特性

表 5.2-3 には固有値解析の結果を示す。有効質量比の大きな振動モードは 1.4 秒付近と、0.5 秒付近に集中して分布している。1.4 秒付近の振動モード（1 次および 2 次）は上部構造

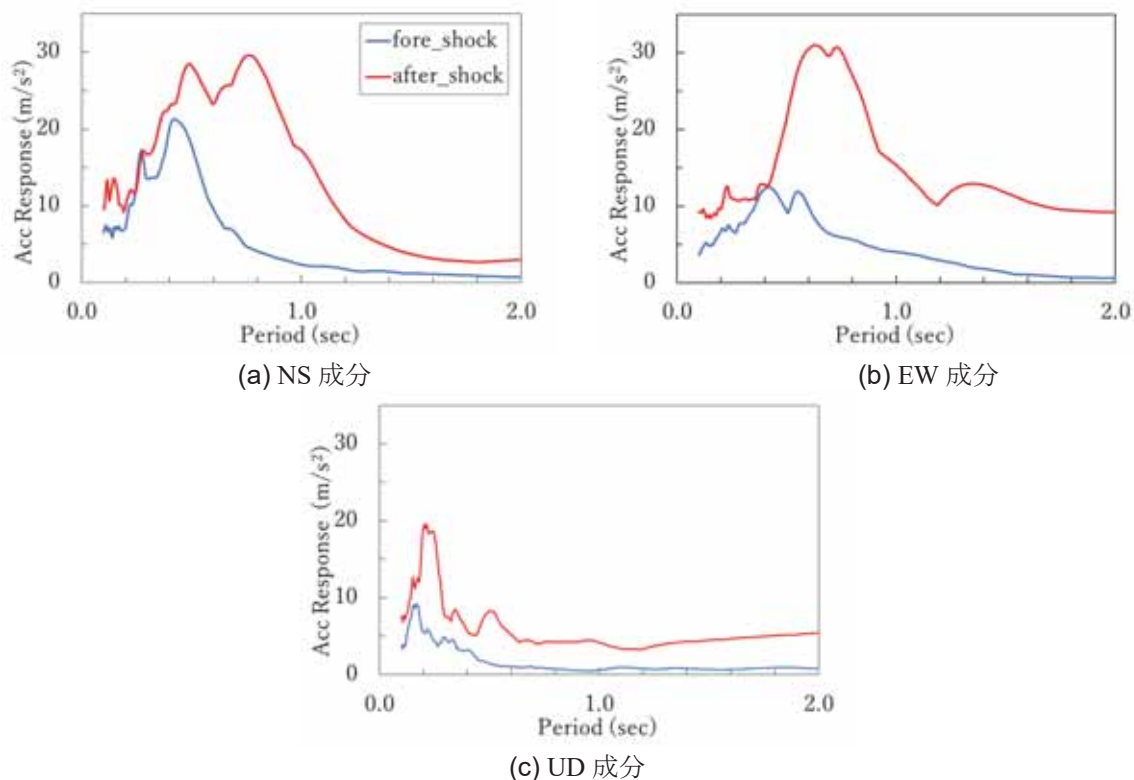


図 5.2-15 西原村小森で観測された強震動記録の加速度応答スペクトル

表 5.2-3 大切畑大橋の固有振動数と有効質量比と固有振動モード

Mode	周期 (s)	有効質量比			固有振動モード
		X (LG)	Y (TR)	Z (UD)	
1	1.45	48.4	0.0	0.0	上部構造 並進 1 次モード (LG)
2	1.38	0.0	44.4	0.0	上部構造 並進 1 次モード (TR)
3	0.84	0.6	0.0	0.0	上部構造 並進 2 次モード (TR)
4	0.69	0.0	0.0	0.0	上部構造 曲げ 1 次モード
5	0.54	3.2	0.0	0.0	P2-P3 橋脚 (LG) 曲げ振動モード
6	0.53	1.7	0.0	0.0	P2-P3 橋脚 (LG) 曲げ振動モード
7	0.50	0.0	4.2	0.0	P2-P3 橋脚 (TR) 曲げ振動モード
8	0.47	0.0	2.1	0.0	P2-P3 橋脚 (TR) 曲げ振動モード
9	0.46	7.2	0.1	0.0	P2 橋脚 (LG) 曲げ振動モード
10	0.45	0.1	13.3	0.0	P2 橋脚 (TR) 曲げ振動モード

の並進モードである。0.5 秒付近の振動モードは橋脚の曲げ振動モードで、上部構造と橋脚の振動方向が逆向きとなっていたり、橋脚のみが振動したりするモードである。

#### (5) 橋梁全体系の応答

図 5.2-16 には、橋台や橋脚直上での上部構造の時刻歴応答変位 (3 成分) を示す。5 秒から 8 秒にかけて各地点で周期の長い振幅の大きな応答変位が発生している。

X 方向と Y 方向の応答変位の履歴を橋桁に重ね描きした結果を図 5.2-17 に示すが、北東～南東の方向にかけて 8 の字を描くようにして上部構造が水平面内で振動しており、断層

の走向方向に卓越する水平変位が生じていることが分かる。同じようにして、橋脚頂部の応答変位の水平成分の履歴を描いたものが図 5.2-18 である。橋脚高さの低い P1 や P4 では応答変位の履歴が小さくなっているが、P2 および P3 では、北東～南東の方向にかけて応答変位が大きくなっている。図 5.2-19 には、P2 および P3 の上部構造慣性力作用位置と橋脚頂部における時刻歴応答変位を示す。橋脚と上部構造の応答の方向は一致しており、橋脚と上部構造が同位相で変位していることが分かる。

#### (6) 橋脚柱部材や支承等に生じた損傷

図 5.2-20 には、橋脚基部における曲げモーメント～曲率関係の応答履歴を示す。なお、同図には同断面のひび割れ、降伏および終局の耐力から求めた骨格曲線を示す。実際の損傷は前述の通り、柱表面にクラックが入っているものの、コンクリートが大きく剥離する被害には至っていない。解析結果も、P4 の橋軸直角方向を除けば、どの橋脚とも終局までに余剰変形性能があるため、実際の損傷とある程度整合しているといえる。

図 5.2-21 には、各橋脚上の支承についてせん断ひずみとせん断力の応答履歴を示す。A1・A2 橋台上では、支承のせん断ひずみが 300%以上発生しているが、その他の支承では 300%以内に収まっている。ただし、図 5.2-22 に示すように、せん断ひずみの水平面内での履歴を示すと、300%を超えるせん断ひずみが発生していることから、2 方向の水平面内の支承変形を考慮すると、全ての支承が破断する可能性が高い。ただし、図 5.2-23 には、支承の最大変形量とその方向を示すように、A1 橋台、P1 橋脚上では主として橋軸方向の変位、P2 橋脚、P3 橋脚上では全方向、P4 橋脚、A2 橋脚上では橋軸直角方向でそれぞれ卓越した変形が生じているが、被害状況とは必ずしも整合した結果とはなっていない。

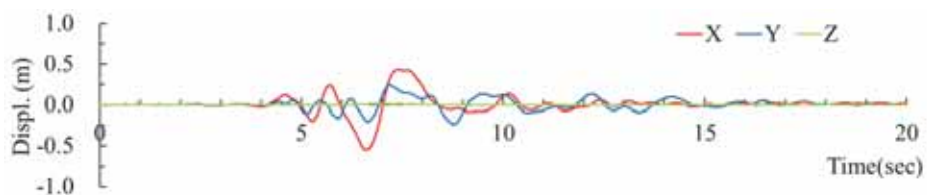
また、解析ではゴム支承の破断を考慮できていないために、図 5.2-19 に示したように上部構造に残留変位が発生していない。

#### (7) まとめ

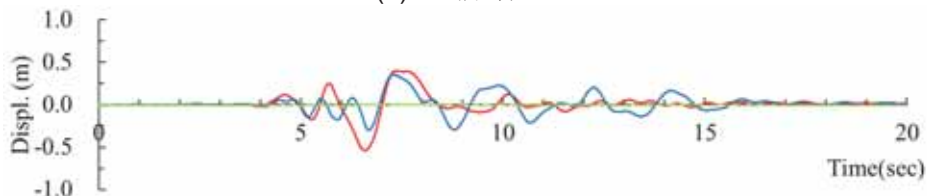
大切畑大橋について、橋脚や支承の損傷状況が再現可能であるか検討を行った。架橋地点に比較的近い、強震観測記録を用いて非線形地震応答解析を行ったところ、上部構造には、断層走向方向に卓越する非常に大きな水平変位が生じた。橋脚の損傷は致命的とはなっていないが、上部構造を支持するゴム支承には 300%を超えるせん断ひずみが発生しており、地震動によって励起された地震応答によりゴム支承が破断した可能性が示唆された。

ただし、本検討では、ゴム支承の破断を考慮できていないために、被害調査で明らかになった上部構造や橋脚の残留変形は再現できていない。これらを再現するためには、支承の破断を考慮した解析を行う必要がある。

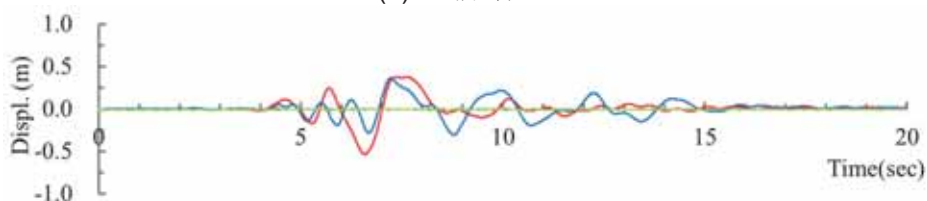
(執筆：渡邊 学歩)



(a) A1 橋脚直上



(b) P2 橋脚直上



(c) P4 橋脚直上

図 5.2-16 橋台や橋脚直上での上部構造の時刻歴応答変位

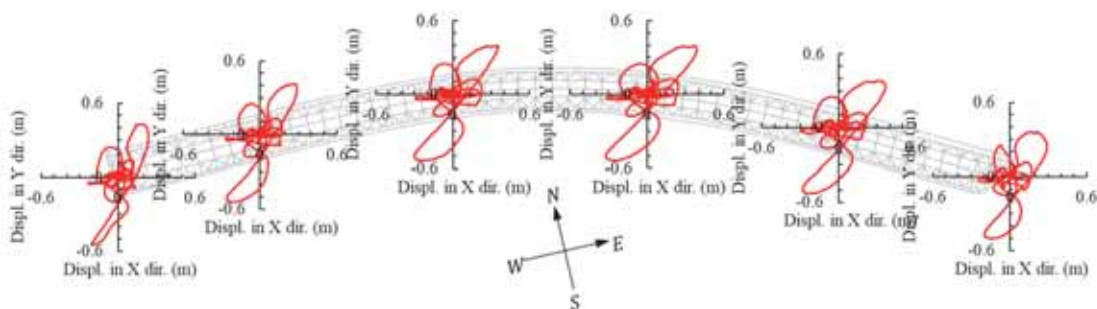


図 5.2-17 上部構造の応答変位の履歴

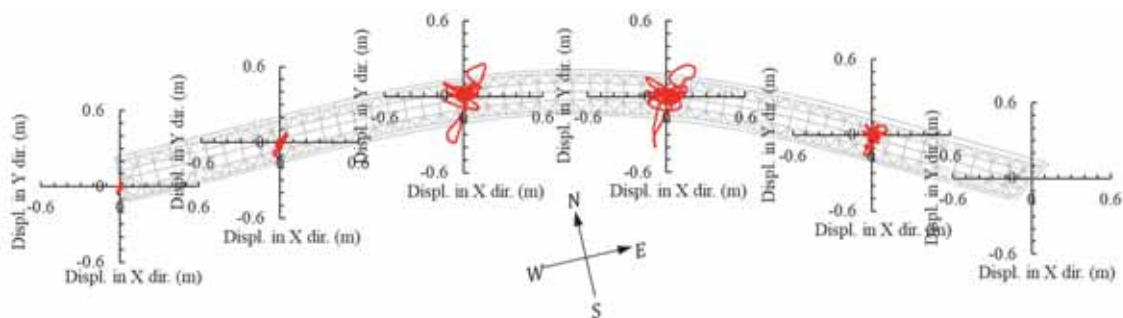
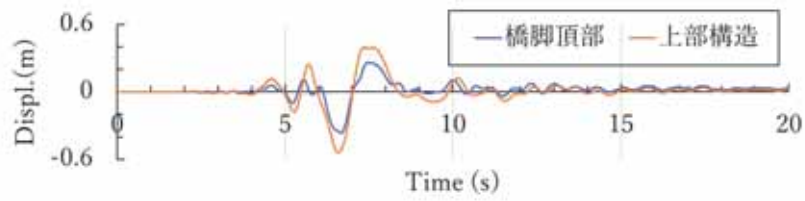
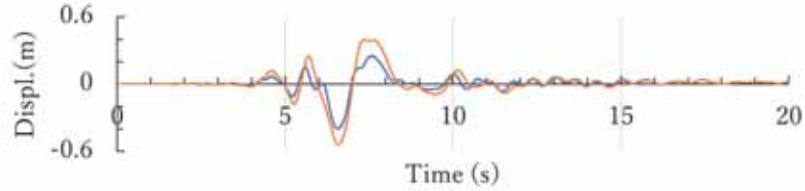


図 5.2-18 橋脚頂部の応答変位の履歴

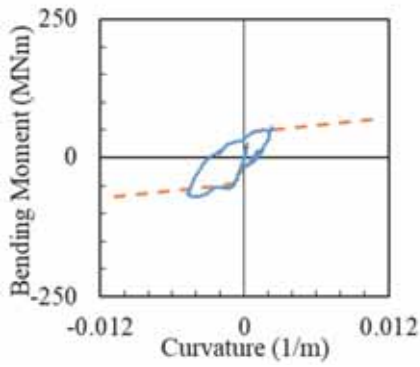


(a) P2 橋脚



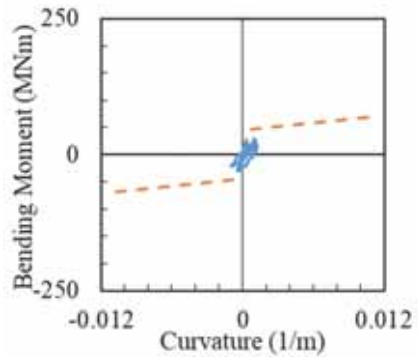
(b) P3 橋脚

図 5.2-19 上部構造慣性力作用位置と橋脚頂部における時刻歴応答変位

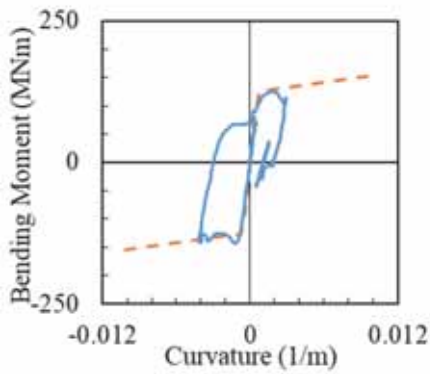


(a) LG 方向

(1) P1

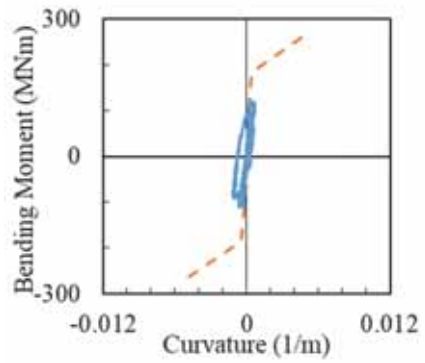


(b) TR 方向



(a) LG 方向

(2) P2



(b) TR 方向

図 5.2-20 橋脚基部における曲げモーメント曲率関係の履歴 (その1)

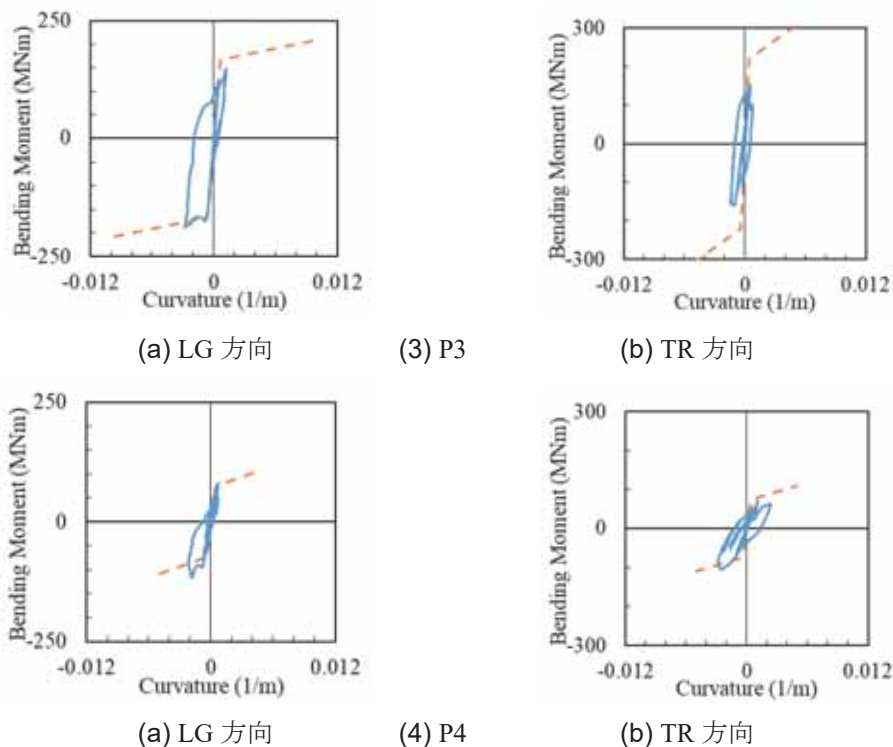


図 5.2-20 橋脚基部における曲げモーメント曲率関係の履歴 (その 2)

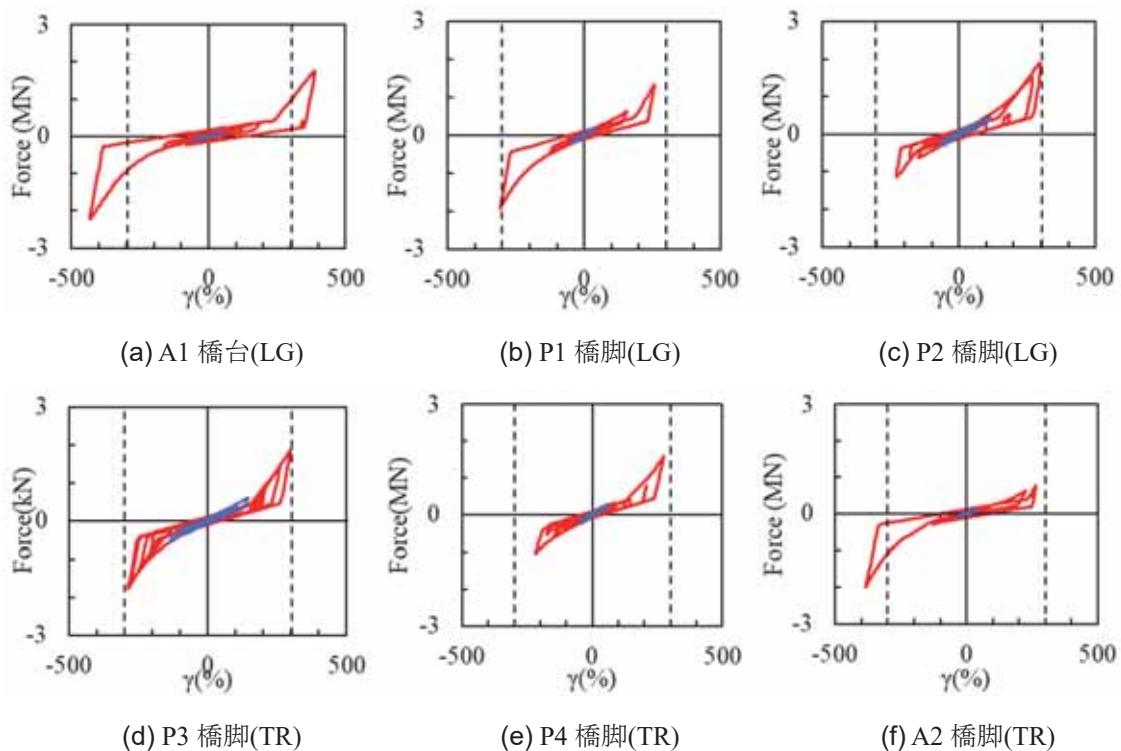


図 5.2-21 各橋脚上の支承のせん断力～せん断ひずみ関係の履歴(青線：前震，赤線：本震)



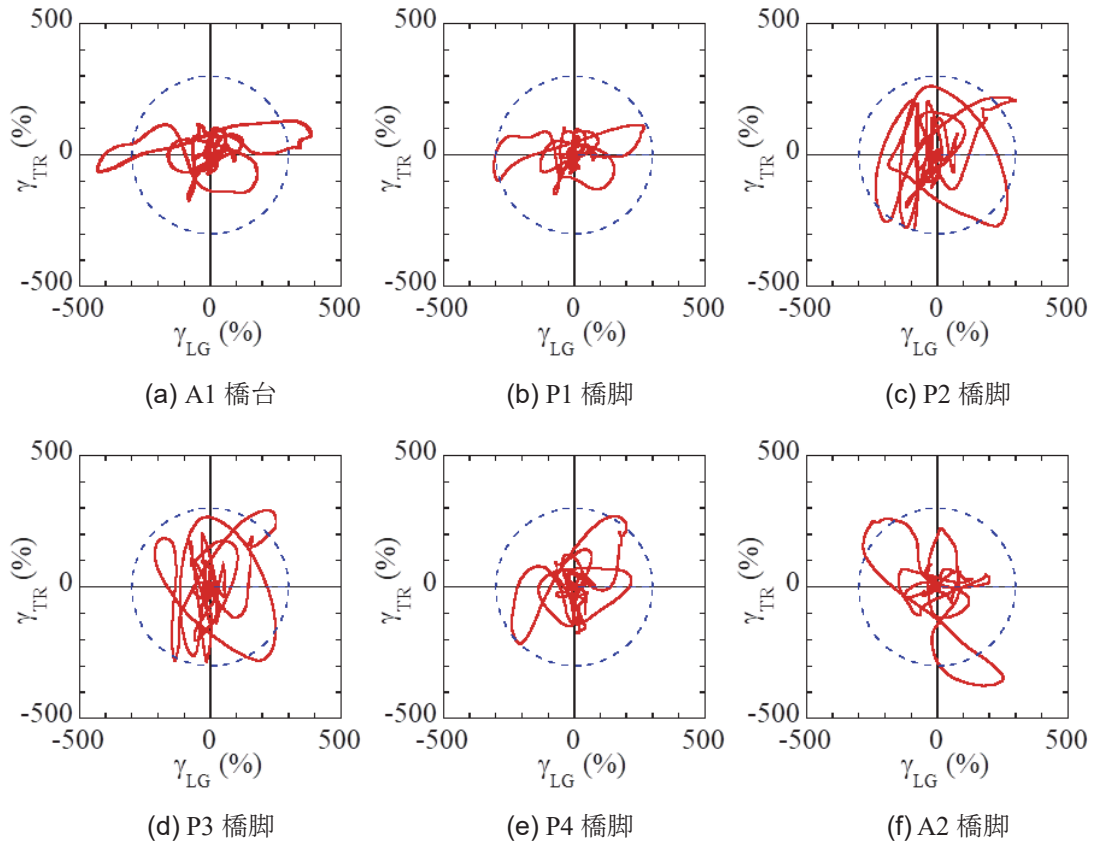


図 5.2-22 各橋脚上の支承のせん断ひずみの水平履歴

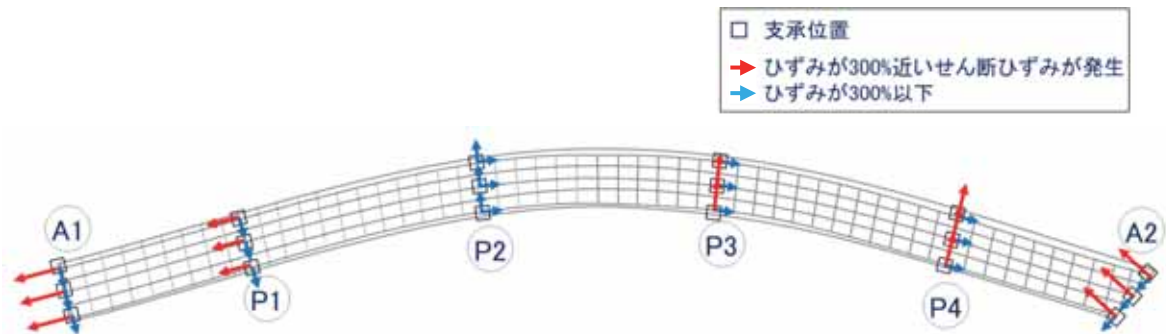


図 5.2-23 各橋脚上の支承の発生せん断ひずみ

### 5.3 まとめ

地震後の残留変位の測量結果に基づく分析，その測量結果に基づく正負交番解析，そして非線形動的解析に基づく検討と，異なるアプローチによって大切畑大橋の被災原因について分析を行った．今後も検討していくべき事項は多いが，以上の被害分析によって明らかになったことは以下のようにまとめられる．

- 1) A1橋台－A2橋台間の距離の変化や、各橋脚の水平・鉛直方向への地震に伴う移動など、地盤変状の影響が認められる。P4橋脚位置では鉛直上方へ165mmの高さ変化が生じる一方、P1橋脚位置では290mmの沈下が生じており、相対的な高さ方向の位置変化の差異による引張力作用下でP1橋脚の取付ボルトが破断した可能性がある。
- 2) P2橋脚に生じた残留変位の測量結果に基づき、基礎を固定とした1サイクルの正負交番解析を行った。その結果、残留変位が生じていた方向と、橋軸方向から時計回りに80°の方向の2方向の荷重によるひずみ分布が当該橋脚におけるひび割れ状況と整合する結果を得た。P2橋脚のゴム支承は破断していないものとして解析を行い、ひび割れを再現することができたため、実際に橋脚にひび割れが生じるまでゴム支承は破断していなかったものと推測できる。実際にP2橋脚は破断している支承と破断していない支承があるが、破断ひずみの分布を考えると、P2橋脚のゴム支承も他の橋脚のゴム支承と同様にすべてのゴム支承が破断する可能性は十分にあったと考えられる。
- 3) 大切畑大橋の架橋地点に比較的近い西原村小森の強震記録を用いて非線形動的解析を行った結果、上部構造および橋脚は、断層の走向方向に卓越した震動を示しているが、橋脚は終局変位以下の応答に留まっていることが確認された。また、支承の破断や取付ボルトの破断を考慮したモデルではないため、残留変位の方向や大きさは異なるが、橋台上は300%を超過するせん断ひずみが生じており、地盤変状の影響は考慮しない地震動加速度のみの入力条件下であっても、ゴム支承が破断した可能性を示唆する結果を得た。
- 4) 1)にまとめたように、相応に地盤変状の影響はあるが、地盤変状の影響だけでは説明できない橋脚の損傷状況が認められる。さらには、3)のように、架橋地点に比較的近い観測記録を用い、取付ボルトの破断を考慮しない動的解析により、特に橋台上の支承では300%を超過するような応答せん断ひずみが生じ得ることが示されている。3)は、地震動加速度による被害を示唆しており、地震動加速度のみによる被害が無かったとは言えない。この点は、実際の被害は、地震動加速度と地盤変状の組み合わせで生じていることから、当然のことである。

(執筆：松崎 裕)

**謝辞** 測量結果は国土交通省九州地方整備局熊本河川国道事務所に提供して頂いたものです。ここに記して感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1990.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996.
- 3) 藤倉修一，川島一彦：2016年熊本地震による道路橋の被害概要，第19回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 161-168，2016.

- 4) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 土木研究所: 国土技術政策総合研究所資料 土木研究所資料 平成 28 年(2016 年)熊本地震土木施設被害調査報告, 2017.
- 5) 大住道生, 星隈順一: 熊本地震により被害を受けた道路橋の損傷痕に基づく要因分析, 第 20 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 121-128, 2017.
- 6) 松永昭吾, 高橋良和, 葛西昭: 構造物の調査報告(3)大切畑大橋の被害状況, 平成 28 年熊本地震被害調査速報会, <http://committees.jsce.or.jp/eec2/node/76>, 2016.
- 7) 高橋良和: 2016 年熊本地震による橋梁被害と前震後の調査を踏まえた被害メカニズム推定, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 73, No. 4, pp. I\_225-235, 2017.
- 8) 平井良幸, 川島一彦, 松崎裕: 地震時における斜橋の回転特性, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 68, No. 4, pp. I\_432-I\_443, 2012.
- 9) 渡邊学歩, 葛西昭, 松永昭吾, 益田諒大: 2016 年熊本地震で被災した大切畑大橋の被害, 第 36 回地震工学研究発表会講演論文集, No. 1020, 2016.
- 10) 日経 BP 社: 追跡 熊本地震 写真で見る復旧最前線, 日経コンストラクション, 2017 年 4 月 24 日号, 2017.
- 11) 国土交通省九州地方整備局 HP :  
[http://www.qsr.mlit.go.jp/kumamoto/fukkyuu/tawara/170609/170609\\_tawara.html](http://www.qsr.mlit.go.jp/kumamoto/fukkyuu/tawara/170609/170609_tawara.html)
- 12) 松崎裕: 測量結果に基づく大切畑大橋の被災原因に関する一考察, 第 20 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 457-460, 2017.
- 13) 後藤芳顕, 奥村徹, 海老澤健正: 連続高架橋の多方向地震動下でのゴム支承と支承取付部の曲げせん断挙動, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 73, No. 3, pp. 532-551, 2017.
- 14) 花房海斗, 高橋良和: 2016 年熊本地震による大切畑大橋の現地測定に基づく被害メカニズムの推定, 第 37 回地震工学研究発表会講演論文集, No. 680, 2017.
- 15) 日本道路協会: 道路橋支承便覧, 2004.
- 16) 吉野廣一, 野中哲也, 本橋英樹, 金治英貞, 鈴木威, 八ツ元仁, 中村良平: 京コンピュータによる高架橋の広域 3 次元地震応答シミュレーション, 第 17 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 43-50, 2014.
- 17) 山田金喜, 曾田信雄, 木水隆夫, 広瀬剛, 名古屋和史, 鈴木基行: 東北地方太平洋沖地震により被災した東部高架橋のゴム支承に関する解析的検討, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.59A, pp.527-539, 2013.
- 18) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, No. 5, pp. 624-633, 1997.
- 19) Menegotto, M. and Pinto, RE.: Method of Analysis for Cyclically Loaded RC. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal

Force and Bending, Proc. of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, pp15-22, 1973.

- 20) Junichi Sakai and Shigeki Unjoh: Earthquake simulation test of reinforced concrete bridge column under multidirectional seismic excitation, springer, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, Vol.5, No.1, pp.103-110, 2006.

- 21) 国土交通省 気象庁 HP :

[http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/1604160125\\_kumamoto/index2.html](http://www.data.jma.go.jp/svd/eqev/data/kyoshin/jishin/1604160125_kumamoto/index2.html)

## 第6章 ライフライン

### 6.1 研究概要

日本では 1995 年兵庫県南部地震, 2004 年新潟県中越地震, 2007 年新潟県中越沖地震, 2011 年東北地方太平洋沖地震, 2016 年熊本地震などが起こり, この四半世紀の間に度重なる大震災を経験してきた。被害をなくすことを強調した「耐震」, 「防災」といった従来の技術開発目標は今世紀に入って「減災」, 「回復力 (レジリエンス)」といった被害の発生を受け入れ, 困難な状況に立ち向かう技術開発目標に変わりつつある。人口減少と社会インフラの老朽化が進む中で頻発する大地震に備える技術が求められている。

地震工学委員会の下に置かれたライフラインに係わる都市減災対策技術の高度化に関する研究小委員会では,

- ・インフラ・ライフライン施設に関わる減災対策技術の最新動向調査
- ・経年劣化するインフラ・ライフライン施設の脆弱性評価技術及び更新技術の高度化
- ・インフラ・ライフライン施設に関わるセンシング情報技術の体系化
- ・コンパクトでスマートな都市再生に関与できるインフラ・ライフライン減災対策技術の切り口で熊本地震に関しても研究を進めている。

熊本地震の供給系ライフラインの被害は極めて大きな揺れと断層変位を含む地表の変状の影響が大きい, これまでの被害の教訓をもとに改善した対応策で減災が図られていることが確認された。水道やガスの復旧時間が短くなり, また通信においても途絶した地区は限定的なものであった。一方で古い設備の被害は徐々に改善されているものの相変わらず発生している。大量建設時代につくった設備が十分な耐震性能をもっていないことは自明であるにもかかわらず, 設備の評価や補強・更新が進まない原因を明確にしていく必要がある。熊本地震で露見した課題の解決を進めていく必要がある。

この章では「2016 年熊本地震被害調査報告書」以降の小委員会メンバーによる研究報告をまとめるとともに, 2018 年 1 月に行われた第 8 回インフラ・ライフライン減災対策シンポジウムの発表タイトルを小委員会の活動結果として報告する。

### 6.2 供給系ライフラインの被害分析

#### 6.2.1 上水道

空気弁などの付属設備の被害による漏水も多く見られ, その被害原因は地震動によるものばかりではなく, 過剰な水圧変動によるものも少なくなかった。そこで, 地震による過剰な水圧変動の発生メカニズムについて検討した<sup>1),2)</sup>。

#### (1) 空気弁破損被害の要因と最大速度の関係

まず, 地震動強さと空気弁破損被害要因の関連を調べるため, 熊本市上下水道局から提供いただいた, 破損要因の特定された 8 か所の破損空気弁の詳細なデータを基にその地点で

の最大速度と被害要因の関連を調べた。地図上にそれらの空気弁の設置箇所と最大速度の分布を示したものを図 6.2-1 に示す。8 か所の空気弁は最大速度が 80cm/s 以上の比較的強い地点に分布している。その破損要因は、水圧変動による破損が 4 か所、地震の揺れによる外力に伴う破損が 3 か所、両方が 1 か所という内訳であり、水圧変動による破損が多かった。これらのことから、空気弁からの漏水・破損の要因として、地震動が強い地域において、地震の揺れによる直接的な外力に限らず、地震直後に発生する水圧変動の影響を大きく受けていることが明らかになった。

## (2) 空気弁設置管路の口径別の漏水被害の特徴

熊本市において破損部位・原因が 8 か所の空気弁で特定されていたが、この他に 106 個所で空気弁の漏水被害が生じていた。図 6.2-2 に、空気弁設置管路の口径別に漏水被害率（空気弁設置箇所数に対する漏水被害箇所数の割合）を整理したものを示す。この結果からφ400mm 以上の中大口径管に漏水被害が顕著であることが分かる。これら中大口径管路は、水源である配水池流出部に近い、上流側の基幹となる管路であり、末端付近の小口径管路に比べて水圧・水量変化の影響を大きく受けやすい管路であるといった特徴を踏まえると、地震時における水圧・水量変化によって被害が顕在化したものと考えられる。

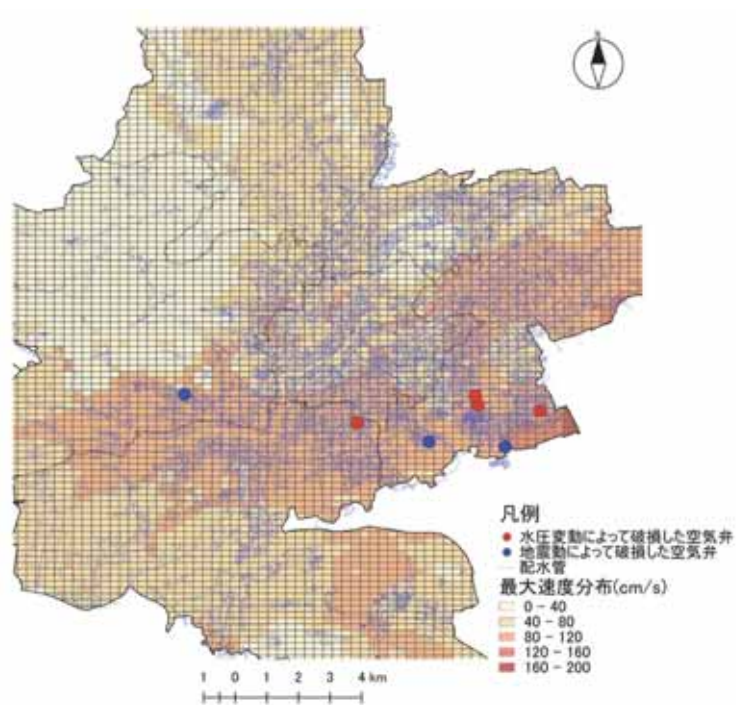


図 6.2-1 空気弁破損の要因と最大速度の関係

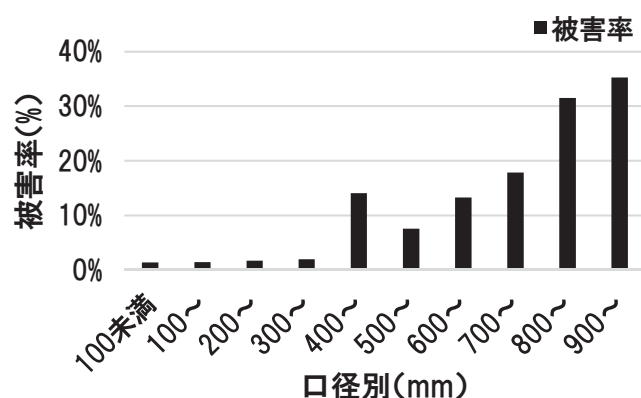


図 6.2-2 空気弁設置管路口径別被害（※被害率は空気弁設置箇所数に対する漏水被害箇所数の割合）

### (3) 配水池出口の水圧変動の影響

前述した空気弁破損の要因が水圧変動と特定された 4 か所の空気弁は、健軍配水池と秋田配水池を水源とする配水区域における管路上に位置している。なお、これらの配水池の送水方式はいずれもポンプ加圧方式である。平成 26 年 4 月 14 日 21 時 26 分の地震発生前後の熊本市上下水道局秋田配水池及び健軍配水池における水圧・流量の変動記録を図 6.2-3、6.2-4 に示す。同図より、地震発生直後、瞬間に約 0.5MPa から 0.1MPa に大幅な水圧低下が生じ、その後、水圧が回復の動きを示しており、水量についても水圧と同じ傾向を示していることが分かる。さらに、その後、地震の揺れに伴う下流側管路・空気弁等の漏水発生により地震直前の水圧に比べて低下が継続したものと考えられる。なお、地震発生直後、配水池流出管において、水撃圧に相当する圧力低下が生じており、この原因については、図 6.2-3、6.2-4 に示す水圧を記録している配水池流出管が、配水池ポンプ設備（ポンプ、バルブ等）の下流側に位置していることから、地震時初期に負の動水圧が発生したものと想定されるが、詳細は不明である。

次に、下流側管路で計測された水圧・水量変動について図 6.2-5 のとおり示す。同図より、前述の配水池流出部の水圧変動と同様に、当該配水池から供給される下流側管路内の水圧についても同じ傾向を示していることから、地震直後の配水池流出部の急激な水圧変動の影響を受けたことが明らかである。一方で、水圧が計測下限値 0 を示していることから、負圧発生により管内に空気が混入したものと考えられる。

図 6.2-3 から、地震後には地震前の通常流速の 1.5 倍近くにまで達しており、破損空気弁が設置されていた下流側の管内では、空気弁の充水速度基準（通常流速の 1/5～1/10）の約 8～15 倍の充水速度となったものと想定される。この時の空気弁付近の圧力は、式(2)より充水速度変化に比例することから、少なくとも通常時圧力の約 8～15 倍程度に上昇したものと考えられる。

以上のことから、地震直後の配水池流出部の急激な水圧変動の影響を受けて、空気弁の破

損に至ったものと考えられる。

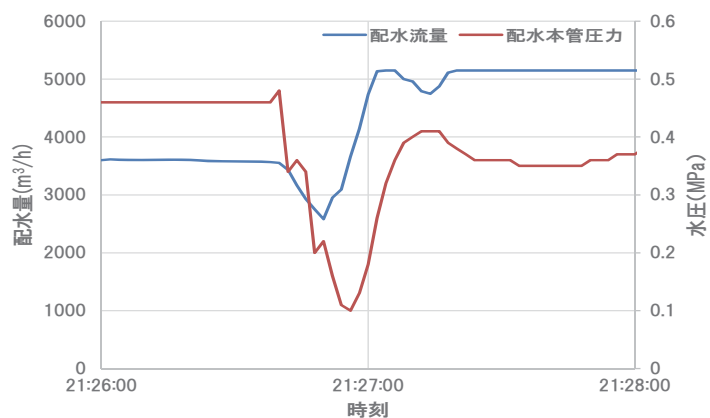


図 6.2-3 平成 26 年 4 月 14 日 21 時 26 分地震発生前後の秋田配水池流出管の水圧・流量記録

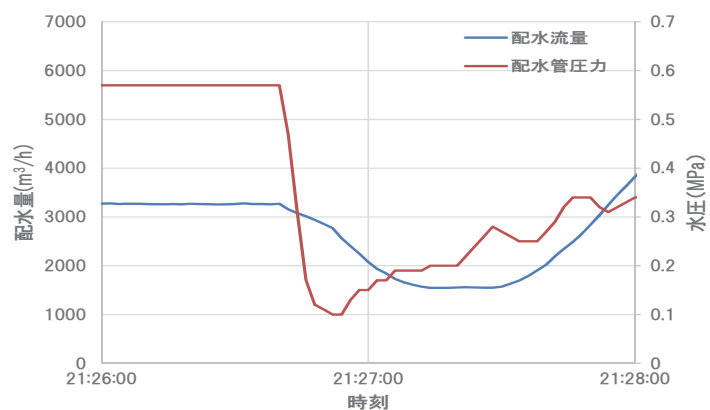


図 6.2-4 平成 26 年 4 月 14 日 21 時 26 分地震発生前後の健軍配水池流出管の水圧・流量記録

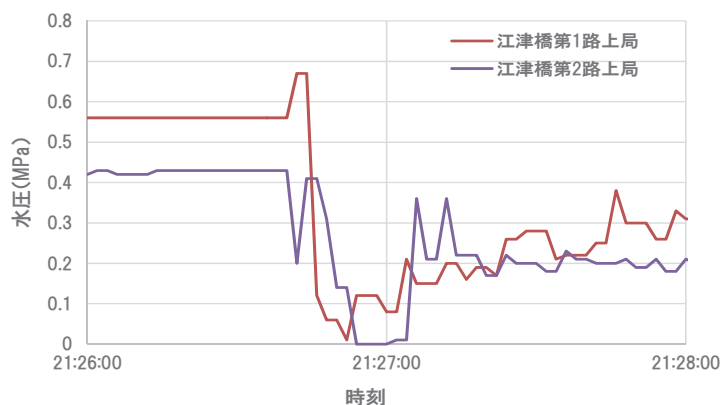


図 6.2-5 平成 26 年 4 月 14 日 21 時 26 分地震発生前後の健軍・秋田配水区域の管路(江津橋第 1・2 路上局)の水圧記録



## (4) まとめ

配水池流出管と下流の管路の水圧・流量の記録を用いて、地震直後の過剰な水圧変動のメカニズムについて考察した。本文では配水池出口付近だけの考察となっているので、さらに、空気弁被害が顕著であった曲がり管などの異形管付近の空気弁被害のメカニズムについても検討する必要がある。

(執筆：宮島昌克)

## 6.2.2 下水道

日本学術振興会科学研究費補助金 基盤研究(A)(一般)「強震動と液状化の複合作用を受けるライフラインネットワークの被害推定システムの開発」(研究代表者 筑波大学准教授 庄司学)では、熊本県土木部道路都市局下水環境課殿の協力を得て、県下7市町の下水道管路施設データ及び地震被害データを収集し、分析を行ったので概要を報告する<sup>3)</sup>。

## (1) 収集データ

収集したデータは、熊本市、宇土市、宇城市、阿蘇市、御船町、嘉島市、益城町の7市町の管路施設データと地震被害データであり(宇土市、宇城市、御船町、嘉島町は地震被害データのみ)、詳細は表6.2-1に示した。

表 6.2-1 収集した下水道施設データと地震被害データ(被害データは前震・本震・余震の区別無し)

市町名	管路延長 (m)	マンホール (箇所)	平均スパン長 (m)	管路被害 (m)	マンホール被 害(箇所)
熊本市	2,422,300	88,786	27.3	52,680	1,165
宇土市	144,500	未入手	—	3,000	未入手
宇城市	186,900	未入手	—	2,000	未入手
阿蘇市	66,619	2,458	27.1	4,057	119
御船町	72,400	未入手	—	1,300	未入手
嘉島町	51,400	423	30.5	4,427	290
益城町	158,288	6,080	26.0	17,257	342

注) 平均スパン長は総管路延長を総マンホール数で除した値、赤字は国土交通省資料から引用<sup>4)</sup>

## (2) 熊本地震と過去の被害地震の管路被害率の比較

1995年阪神・淡路大震災から2011年東日本大震災までの主要被害地震と熊本地震における下水道管路被害率の比較結果を図6.2-6に示した。嘉島町、益城町の被害率10%前後と過去の被害地震と比べても、大きな被害となった。

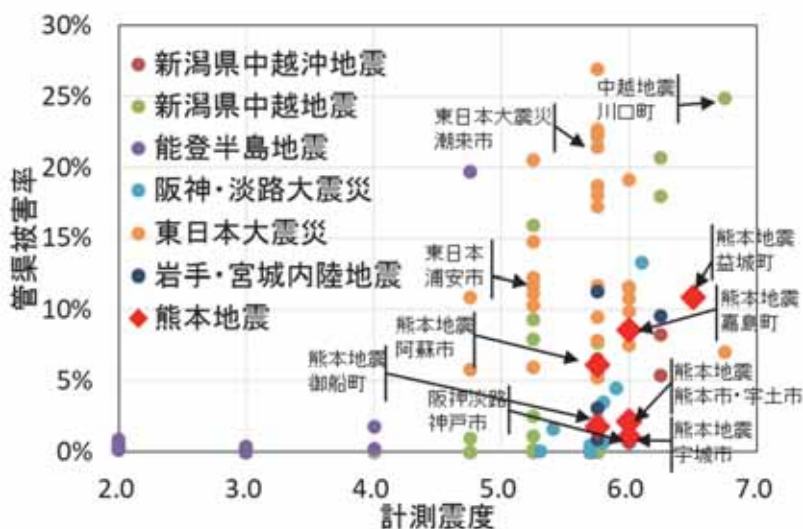


図 6.2-6 熊本地震と過去の被害地震の管路被害率の比較（震度は各自治体の最大震度）

(3) 下水道管路被害位置の地盤特性

益城町を事例として管路施設の被害位置の地盤特性を整理した。益城町では、図 6.2-7、図 6.2-8 に示すように地質区分<sup>5)</sup>が「川沿いの低地に分布している段丘層（被害率 30%）や最も新しい時代の地層（被害率 18%）に被害が顕著に集中しているところがあった



図 6.2-7 益城町の下水道管路施設被害位置とその地盤特性  
（液状化エリアは文献 6 を参照）

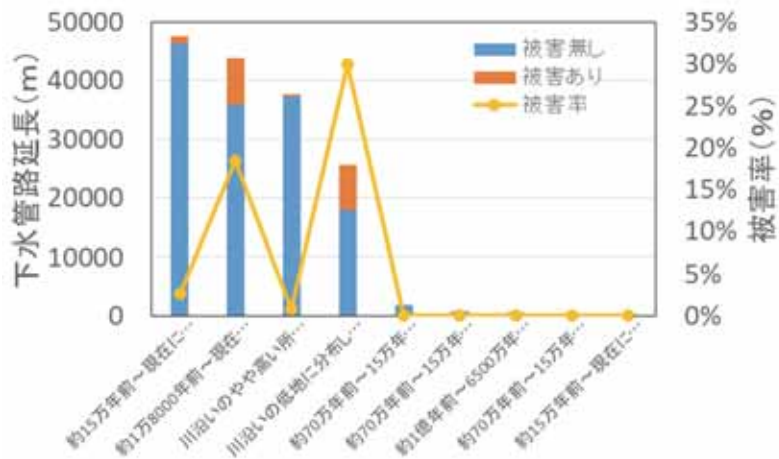


図 6.2-8 地質区分ごとの埋設延長・被害延長・被害率

(4) 下水道管路被害と地震動強さの関係

熊本市，阿蘇市，益城町を対象として，地表最大速度と管路被害率の関係を整理した．地震動分布は，産業技術総合研究の地震動マップ即時推定システム QuiQuake の本震（確定）<sup>7)</sup>を使用した．図 6.2-9 には，既往の下水道管路の被害率曲線<sup>8)</sup>を一緒に示しているが，概ね 100cm/s 以下の被害率は，既往の被害率曲線（非液状化地盤）の周りに分布しており，益城町の 100cm/s 以上の被害率は既往の被害率曲線（全データ）の周りに分布する傾向が確認できた．

(5) まとめ

今回の地震における下水道管路施設の被害発生要因としては，強震動，液状化，断層運動に伴う大きな地盤変状など様々な要因が指摘されている．今後さらに調査分析を進め，下水道管路施設の耐震性向上に結び付ける必要があると考える．

（執筆：永田茂，庄司学）

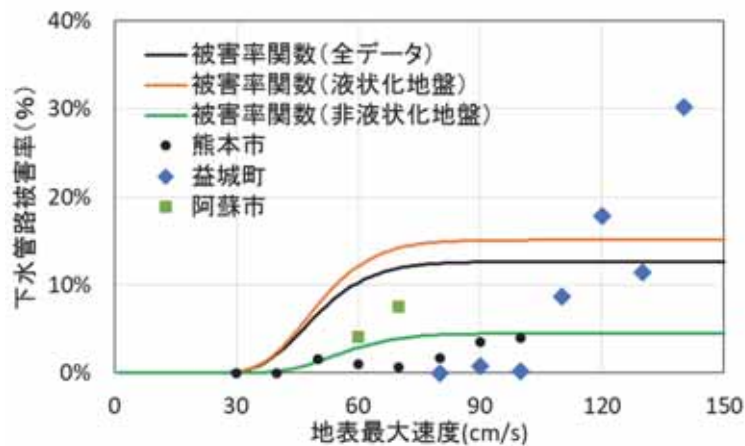


図 6.2-9 下水道管路被害率と地表最大速度の関係

### 6.2.3 電力

熊本地震後、下記の例にあるように、各設備（電力流通設備が主な対象）の耐震性などを検証し、必要に応じて対策法（補強等）を振動台実験等で確認するという検討が、電力各社で実施されている。また、添付のように配電設備を対象とした被害予測システム（RAMP）を電力10社に展開するプロジェクトを進め、事後対応の合理化に関する検討を継続的に行っている。

#### (1) パンタグラフ形断路器損壊メカニズムの解明および耐震性向上<sup>9)</sup>

2016年熊本地震では超高圧変電所の気中断路器で被害が発生し、その中でも220kVパンタグラフ形断路器の損壊が目立った。これは、機器応答が耐震設計基準（JEAG5003）を大きく超え同断路器の耐震強度を上回ったため損壊に至ったものと考えられる。このことを踏まえ、パンタグラフ形断路器は各電力会社の上位電力システムで多数使用されていることから、本研究では、220kV同断路器についてデータ採取実験および地震応答解析を実施し、耐震性を過去の開発試験時よりも詳細にレビューした。また、今後同規模の地震が発生した場合でも確実に電力供給できるよう、耐震性向上策を確立した。

#### (2) アルミパイプ母線系変電所の地震応答解析<sup>10)</sup>

平成28年4月に発生した熊本地震により震源地に近い変電所のアルミパイプ母線系で被害が確認された。単体機器の耐震強度に関しては国内の耐震指針であるJEAG 5003(1)に基づいて確認しているが、各機器を組合せた状態での検討は未実施であった。JEAG 5003では機器の固有振動数で加振する擬共振法が適用されているが、変電所モデルのように固有振動モードが多数存在し相互に影響し合う場合は海外の耐震基準で適用されている加速度応答スペクトルを用いた方法が有効であるといわれている。そこでアルミパイプ母線系変電所に応答スペクトル法を適用し、その妥当性を確認すると共に、耐震性能を検討した結果について報告する。

（執筆：朱牟田善治）

### 6.2.4 通信

熊本地震では断層が通過した近くの益城町や阿蘇市で地下管路に大きな被害が生じた。これらの地区では極めて大きな揺れが観測されただけでなく、地表面の複雑な変状も確認されている。通信用地下管路はマンホールとパイプで構成され、マンホールの動き方が被害に大きく影響すると考えられる。地表面の揺れと地表面の変状を推定し、震源地域における地震が埋設管に及ぼす作用を定量化できれば、今後の地震対策に応用できることからマンホールごとの揺れの大きさとマンホールの地震前後の移動量を分析し、管路被害との対比を試みた。

(1) マンホールの移動の影響の分析<sup>11)</sup>

益城町では町内に街区三角点が置かれて地震前の座標が公開されていた。熊本地震によって三角点は移動したが、この移動量が地震前後の航空写真から推定できることを確認したうえで、航空写真で確認できる NTT マンホールの移動量を算出した。図 6.2-10 は益城町中心部に設置されたマンホールの移動量を航空写真から算出した結果である。水平移動量をベクトル表示しているが鉛直移動量も算出できている。断層変位につれて同じ方向に移動しているが変位にはばらつきがあり、圧縮される領域と引っ張られる領域があるのがわかる。隣接するマンホールの変位を差し引いて相対変位とし、水平方向の伸縮量と鉛直変動量の2値と管路被害の有無を対比した結果を図 6.2-11 に示す。マンホール間の距離が伸びる場合には被害が多く発生するのに対し、圧縮になる場合には被害が起きにくいことが判明した。また隣接するマンホールに高低差がある場合に被害が起りやすいこと確認された。

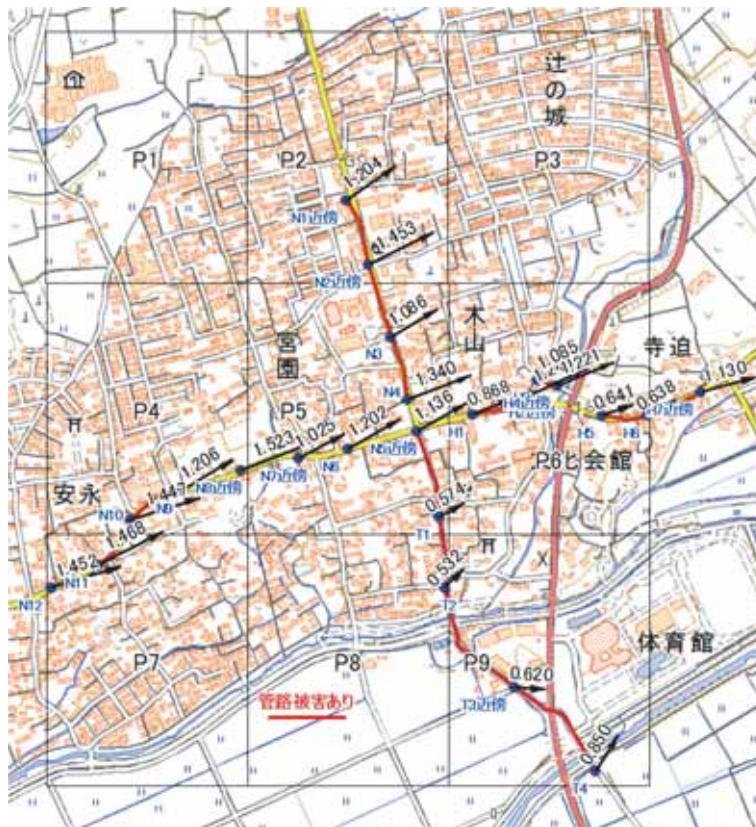


図 6.2-10 益城町内のマンホールの移動量

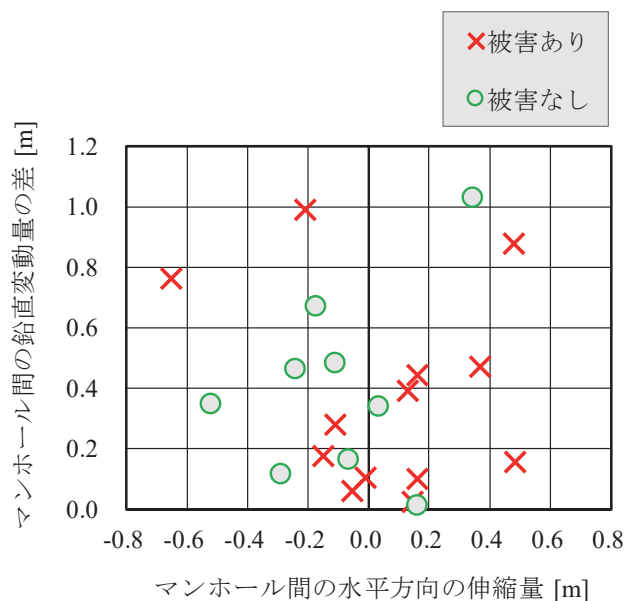


図 6.2-11 マンホールの移動量と管路被害の有無

(2) マンホール位置での地震動の推定<sup>12)</sup>

益城町内には KiKnet 観測点 (KMMH016) が置かれ、地盤データと強震データが公開されている。益城町は凝灰岩の上に沖積層が堆積しており、この沖積層により地震動が大きく変化すると考えられる。そこで対象区域のマンホールごとに微動計側を行い、H/V スペクトルから卓越振動数を決め、強震時の非線形性を考慮して地盤固有周期を推定した。KiKnet 益城の地表データを凝灰岩層上面の波形に変換し、この波形をマンホールごとに微動計側から推定した地盤条件に入力することで地震動を推定した。隣接するマンホールの揺れを差し引いて最大相対変位を計算し、地表速度と地盤固有周期差の積と対比したのが図 6.2-12 である。2 点間の相対変位は速度と地盤固有周期差の積に比例することが確認できた。次に地表の最大速度と相対変位を用いて管路被害の発生傾向を調べたのが図 6.2-13 である。最大速度が大きくなると被害が増大すること、明確に判別できるほどではないが相対変位が大きいと被害が増加する傾向になることが確認できた。

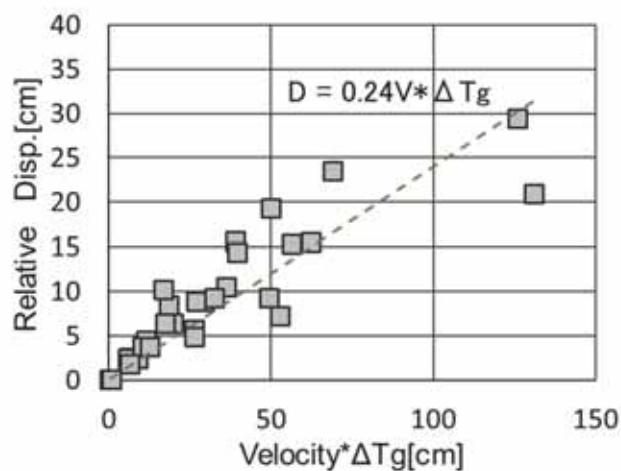


図 6.2-12 地表最大速度・地盤固有周期差とマンホール間の最大相対変位の関係

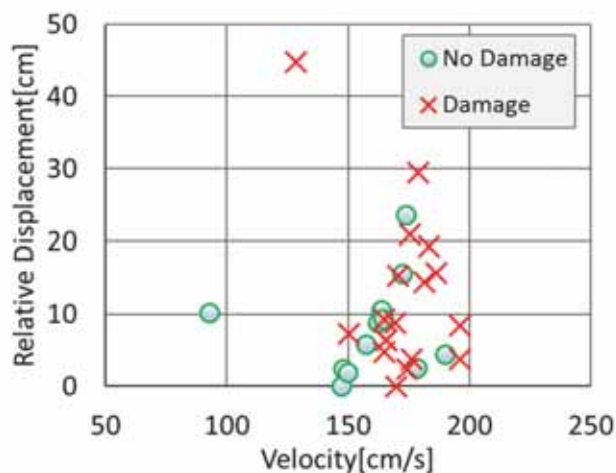


図 6.2-13 地表最大速度・最大相対変位と管路被害の有無

### (3) まとめ

益城町において地表の変状量と揺れの大きさに分けて分析を進めてきたが、2つを統合して被害原因の解明を進める予定である。また阿蘇谷における管路被害について地表変状量と対比して原因を分析していく予定である。

### 6.3 その他の研究の進展

ライフラインに係わる都市減災対策技術の高度化に関する研究小委員会では、年に1回シンポジウムを開催し、研究会の目的に沿った研究成果の発表を行い、情報交換を行っている。2018年1月に行ったシンポジウムの報告を研究テーマごとに分類して紹介する。詳細については講演集<sup>13)</sup>を参照していただきたい。

## 第6章 ライフライン

### ○地震動，地盤応答

- ✓ 震源地域で観測されるキラールパルスに関する一考察
- ✓ エネルギー関連・長周期構造物に作用する地震波の推定
- ✓ AVS30 の推定に向けた H/V スペクトル比の機械学習の利用に関する基礎検討
- ✓ 水平 2 方向地震動の軌跡特性が土柱モデルの非線形応答に及ぼす影響

### ○センシング・モニタリング技術

- ✓ 航空機 Pi-SAR-X2 画像を用いた橋梁被害の目視判読
- ✓ 自動点検に向ける UAV 橋梁撮影と深層学習を用いた損傷検知
- ✓ UAV 空撮画像を用いた被災地の 3 次元モデル構築による被害把握と評価
- ✓ 航空機 Pi-SAR-X2 画像による 2016 年熊本地震の建物後方散乱特性に関する基礎的検討
- ✓ バネ下加速度を用いた IRI 推定のための基礎検討
- ✓ 光ファイバ線路監視を活用した道路被災把握の可能性
- ✓ 大規模災害時における SNS を活用した道路情報の収集・管理に関する一考察
- ✓ ETC2.0 プローブ情報を活用した熊本地震時の道路通行可否判断の評価
- ✓ JR 東日本の新幹線における海底地震計情報を活用した早期地震検知

### ○被害分析

- ✓ 2016 年熊本地震における益城町の建物被害分析
- ✓ 通信用橋梁系設備の既往地震被害
- ✓ 熊本地震における益城町の水道管路被害とその要因に関する分析
- ✓ 下水道埋設管路の地震被害データに対する統一的な整理と分析
- ✓ 地形影響を考慮した低圧ガス導管の地震被害分析

### ○水道の耐震化

- ✓ 水道配水用ポリエチレン管の耐震性評価に関する研究
- ✓ 耐震型ダクタイル鉄管を用いた断層横断部の配管設計方法の研究
- ✓ 金沢市の漏水データを用いた水道管路の更新順位に関する基礎的検討

### ○その他

- ✓ 浸透流の作用による強度特性変化および X 線 CT スキャンによる細粒分移動の可視化
- ✓ 大規模地震時の道路啓開に関する一考察
- ✓ 橋梁に作用する津波力の評価に対する SPH 法解析の妥当性の検討
- ✓ Rubber bearing stiffness identification based on earthquake response measurement.



- ✓ 既設硬質ビニル管の耐震性評価に用いる接着継手の解析モデル設定の基礎検討
- ✓ STREAM 工法(非開削入替工法)の開発

#### 参考文献

- 1) Miyajima, M. : Lessons Learned from Damage to Drinking Water Supply System in the 2016 Kumamoto Earthquake in Japan, Proceedings of the 10th JWWA/WRF/CTWWA Water System Seismic Conference, pp. 63-74, 2017.10.
- 2) Inui, T., Tamase, M. and Miyajima, M. : Damage Analysis of Air Valves of Drinking Water Pipeline in the 2016 Kumamoto Earthquake, Proceedings of the 10th JWWA/WRF/CTWWA Water System Seismic Conference, pp. 63-74, 2017.10.
- 3) 畠山大治・庄司学・永田茂：下水道埋設管路の地震被害データに対する統一的な整理・分析と解釈，土木学会第 73 回年次学術講演会講演概要集，投稿中。
- 4) 国土交通省：平成 28 年熊本地震による下水道施設被害状況について，<http://www.mlit.go.jp/common/001136237.pdf>，2018 年 3 月 9 日閲覧。
- 5) 産業技術総合研究所：20 万分の 1 日本シームレス地質図 DVD 版，2009。
- 6) 松野雅・村上哲・櫛原弘貴：平成 28 年熊本地震で生じた前震・本震による液状化地域拡大，土木学会西部支部研究発表会講演概要集，pp.363-364，2017。
- 7) 産業技術総合研究所：地震動マップ即時推定システム QuiQuake，<https://gbank.gsj.jp/QuiQuake/QuakeMap/20160416.html>，2016 年 10 月 31 日閲覧。
- 8) 永田茂・石田寛・日下彰宏・濱田政則・庄司学・山本欣弥：近年の被害地震の被災データに基づく下水道管路網の地震被害率曲線の構築，第 13 回日本地震工学シンポジウム論文集，pp.1765-1772，2010。
- 9) 永田ら：パンタグラフ形断路器損壊メカニズムの解明および耐震性向上，平成 30 年電気学会全国大会，電気学会，2018。
- 10) 永渕ら：アルミパイプ母線系変電所の地震応答解析，平成 30 年電気学会全国大会，電気学会，2018。
- 11) 久保寺貴彦，鈴木崇伸，田中宏司，奥津大：2016 年熊本地震の震源地におけるマンホール変動量の推定と管路被害の分析，土木学会論文集 A1(構造・地震工学) Vol. 74 (印刷中)
- 12) 鈴木：2016 年熊本地震の激震地における相対変位と埋設管被害の分析，土木学会論文集 A1(構造・地震工学) Vol. 74 (印刷中)
- 13) 土木学会地震工学委員会：第 8 回インフラ・ライフライン減災対策シンポジウム講演集，2018.1。

(執筆：鈴木崇伸)

## 第7章 河川構造物

### 7.1 はじめに

平成28年熊本地震により被災した白川水系および緑川水系における国直轄の堤防は平成28年8月より本格的な復旧工事が実施された。白川では災害復旧事業の総延長は約18km、緑川では総延長27kmであり、変状が顕著な堤防は開削した上で液状化対策と堤防の再構築が実施された。また堤防が沈下した箇所では、堤防をかさ上げしている。国土交通省熊本河川国道事務所によれば梅雨期に入る前の平成29年5月31日迄に全ての災害復旧が完了したことが報告されている<sup>1,2,3)</sup>。

熊本県が管理する堤防では、地震の揺れに伴う縦断亀裂、横断亀裂、すべり破壊だけでなく、液状化による堤防の顕著な損傷が見られ、特に、緑川水系の秋津川、木山川、矢形川及びその支川に大規模な被害が集中した。

熊本県では地震により被災した堤防や護岸等河川管理施設の復旧高さは、治水機能など「震災前の効用」が回復できる高さを基本とした。検討項目として、現況流下能力を算定し、震災後の断面不足箇所、橋梁の沈下に伴う悪影響を検証した。

施設が「震災前の効用」を発揮させるために以下に項目について検討している<sup>2,4)</sup>。

- ①堤防にクラックやゆるみ（はらみだしなどの顕著な変状）が発生している箇所  
⇒堤防の健全性を回復させるため、変状の程度に応じた対策（切返し工）を実施
- ②照査外水位<地震後の堤防高のため、耐震性能は確保されている（耐震性能有り）  
⇒再度災害防止のための液状化対策は実施しない（土堤は早期の機能復旧が可能）
- ③堤防沈下及び広域地盤沈下により、従前に比べて流下能力が減少している。  
⇒堤防沈下量を元に戻す高さを基本とし、広域地盤沈下の影響で流下能力が低減する箇所は、従前の流下能力を確保する高さまで嵩上げする。なお、震災前の堤防高まで復旧すると下流への負荷が懸念される場合には再検討した。

ところで、熊本県土木部では平成24年7月九州北部豪雨<sup>5)</sup>による白川水害に対して激甚災害対策特別緊急事業が進められて来た。特に、熊本市北区龍田陳内4丁目地先では計画河道の設計や維持管理に必要とされる河川乱流、河床変動および氾濫流に関する資料を得るための水理模型実験を熊本大学で実施した。

平成28年熊本地震に伴い阿蘇大橋周辺の斜面崩壊によって白川に約50万m<sup>3</sup>~100万m<sup>3</sup>の土砂が流入したことによる下流の土砂堆積が懸念された<sup>1)</sup>。このため本論では、平成28年度版計画河道を基に、熊本市北区龍田陳内4丁目地先における治水安全度および白川河口から18,550m(No.23)~18,650m(No.25)区間における河岸および河床に対する侵食対策

工および上流から大量の土砂が流下した際の計画河道における洗掘・堆積状況について検討した。

## 7.2 実験条件

### 7.2.1 設定流量

模型実験においては流量を表 7.2-1 のように設定した。

#### 7.2.1 計測線および計測面

電磁流速計およびポイントゲージの計測線は、縦断方向に、現況河道においては、白川河口からの距離が 18,600m から 19,500m の 900m 区間において水深、流速ともに 50m おきに 19 測線を取った。計画河道においては、白川河口からの距離が 18,550m(No.23)から 19,350m(No.39)の 800m 区間において水深、流速ともに 50m おきに 17 測線を取った。横断方向には水深は河道の中央、左岸および右岸の 3 点、流速は河床から高さ 1cm において横断方向に 4cm 間隔で計測した。水理模型実験の縮尺スケールは 1/100 である。

座標系は、現況河道においては白川下流端からの距離 18,600m の河道中央の河床、計画河道においては 18,500m(No.22)の河道中央の河床を原点とし、測線に直交した上流方向に x 軸、横断方向に y 軸、鉛直上方に z 軸を取る(右手系)。また、堤内地の浸水深をポイントゲージで計測した地点を図 7.2-1 に示す。

表 7.2-1 設定流量

流量 (m <sup>3</sup> /s)	事由
1,500	・現況河道の流下能力相当
2,000	・計画河道の流下能力相当 ・再現確率年：30 年
2,300	・H24. 7. 12 の洪水ピーク流量相当 ・再現確率年：100 年
3,000	・S28. 6. 26 の実績洪水流量 3,400 m <sup>3</sup> /s, この内、洪水調整施設により 400 m <sup>3</sup> /s のピーク流量カット ・再現確率年：150 年

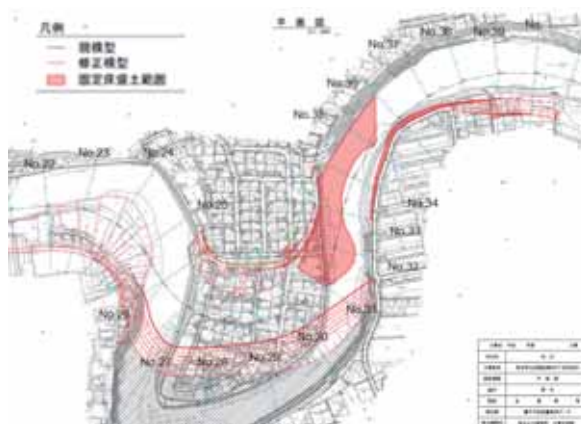


図7.2-1 計画河道の模型水路概要

#### 7.2.2 水制工による流水制御の実験

計画河道内 18,550m(No.23)～18,650m(No.25)左岸近傍、19,000m(No.32)～19,050m(No.33)右岸近傍および 19,100m(No.34)～19,200m(No.36)右岸近傍区間の 3 箇所において流速が大

きくなることが確認された。これらの区間のうち、19,000m(No.32)～19,050m(No.33)右岸近傍および19,100m(No.34)～19,200m(No.36)右岸近傍区間については、図7.2-1の固定床盛土区間と合致する。この区間は調査の結果、岩盤河床であることが判明したため、洗掘の恐れはない。

高水敷や河床の洗掘を防ぎ、洗掘が生じた時にはその部分を覆って洗掘の進行を妨げる役割を担うものに根固め工がある。根固め工には捨石、蛇籠、沈床、わく、ブロック等があり、緩流河川ではそだ沈床、急流河川では捨て石、捨ブロック類が良く用いられている。根固め水制は根固め工と水制工を併用したもので、緩流河川ではクイ出し水制が多く用いられ、河床材料の粒度が大きくなる急流河川ではクイ出しが困難なため、河床上に重量物を設置して自重で抵抗するブロック水制あるいは聖牛などが用いられて来た。水制工には流向制御機能および流速低減効果の二つの基本機能がある。

具体的には、水制工の効果としては流水や流砂をはねて溪岸構造物の保護や溪岸・河床洗掘の防止を図る水はね効果と、流水や流砂の流速を減速させて縦侵食の防止を図る効果がある。しかし、一方で水制工は流れに対して障害物となり、堰上げ効果による水位の上昇や、対岸における流速の増大に繋がることから、その影響を検証する必要がある。

また、これまで洗掘についての研究は数多くされてきたが、土砂の堆積による河道へのリスクについて研究された事例は少ない。特に、2016年4月熊本地震によって白川では上流域において斜面崩壊によって推定で約50万 $\text{m}^3$ ～100万 $\text{m}^3$ の土砂が供給されたことが指摘されている。

そこで本研究では、計画河道の流下能力に相当する2,000 $\text{m}^3/\text{s}$ の流量における根固め水制工の効果を、水理模型実験から検討した。

固定床実験では、固定床上に根固め水制を設置し、ポイントゲージにより河道内水深、PIV法による画像解析により表面流速、電磁流速計により底面流速をそれぞれ計測し、固定床上における流れを把握した。次に、移動床実験では、固定床上に水制を設置して上流端から給砂を行い、その後、河道に形成される土砂の堆積形状およびPIV法による画像解析により表面流速を計測した。

水制工の設置区間は18,550m(No.23)～18,750m(No.27)の左岸側で、実験ケースを表-3-1のように設定した。水制高(K)は1m、水制設置間隔( $\lambda$ )は10mに統一し、21基の水制群を左岸近傍の底面に設置した。

秋草ら<sup>6)</sup>(1961)による比較的的成功している水制について調べた結果によれば、水制高kと計画高水位の水深Hとの比は、0.1～0.4の範囲に大半があり、0.2～0.3の範囲のものが多く、水制の長さは川幅の10%以下の場合が大半である。本対象区間では水深が約5mで

あることから水制の高さは1mとし、川幅80mであることから水制長は4m,8m,12mの3ケースで検討した。水制設置間隔と水制高の比 $\lambda/K$ は水制による底面近傍の流速低減効果が10程度で最も大きくなることから水制設置間隔を10mとした。

実験に用いた水制は、ステンレス製の不透過型で、前述のとおり通水時に全て越流する高さとなっており、水制の設置角度は全て流れに対して垂直とした。

CaseFS-1～CaseFS-4は固定床実験、CaseMS-1～CaseMS-2は移動床実験である。CaseFS-1～CaseFS-4は水制の有無および水制長による河道内水深や流速の違いを検討するもので、水制長を4m, 8m, 12mと変化させている。CaseMS-1～CaseMS-2は土砂が流れに与える影響および移動床において水制の有無による流速の違いを検討するもので、CaseMS-2はCaseFS-4と同じ水制配置としている。

移動床実験であるCaseMS-1～CaseMS-2では、先の熊本地震において白川上流の阿蘇地域において発生した土砂崩れにより、約500,000m<sup>3</sup>の土砂が白川へ流れ込んでいることから、100,000m<sup>3</sup>の給砂量を与え、給砂は中央粒径 $d_{50}=1.7\text{mm}$ の砂を用いた。給砂は19,200m(No.36)の左右岸から1時間かけて行い、その後3時間通水させた後に可視化実験、表面流速の測定を行った。ほとんどの場所に置いて限界掃流力が粒径を大きく上回るため、静的平衡状態となるまでの通水は行っていない。

表 7.2-2 水制工と実験条件

Case	水制長 (m)	給砂量 (m <sup>3</sup> )	土砂粒 径 (m)
FS-1	-	-	-
FS-2	4	-	-
FS-3	8	-	-
FS-4	12	-	-
MS-1	-	100,000	0.0017
MS-2	12		



図7.2-2 水制工の設置箇所

## 7.3 実験結果

### 7.3.1 流れの可視化

流れの可視化実験は、所定の流量を通水し、下流端の堰操作によって基準点水深を調整した後、トレーサーとしてローダミンB（赤色）とウラニン（黄色）を注入した。

#### (1) 非越流時の流れ

写真 7.3-1 および写真 7.3-2 は、計画河道における2,000 m<sup>3</sup>/s（確率年30年）の可視化された平面流況を示す。計画河道は、洪水流量2,000 m<sup>3</sup>/s（確率年30年）および2,300 m<sup>3</sup>/s

において堤内地に越流しないことが認められた。写真中には、トレーサーの注入地点を○で示す。

河口からの距離 19,400m(No.40)から注入されたトレーサーの流脈の観測結果から青丸は流線の剥離点、黄丸は流線の曲がりに伴う水衝部、さらに白色の破線で囲まれた箇所は死水域、白色の破線は流線を示す。動画および静止画から、19,100m(No.34)右岸付近が水衝部にあたり、19,000m(No.32)～19,100m(No.34)の区間は湾曲部外岸の収束流となり高速の流れを呈する。さらにその下流では、18,950m(No.31)右岸において、この流れは左岸に向かって剥離し、18,700m(No.26)左岸近傍が水衝部となり、さらに下流左岸の18,650m(No.25)付近で再び剥離する形態を取る。また、現況河道と異なる点として、18,800m(No.28)～18,950m(No.31)の区間の右岸（湾曲部内岸側）において逆流域、更にその対岸に当たる18,700m(No.26)～18,800m(No.28)の区間の左岸（湾曲部外岸側）において大きな死水域が確認された。河道は連続蛇行を呈していることから単独蛇行とは異なり、19,000m(No.32)～19,100m(No.34)右岸区間の高速流は、河道湾曲部と19,200m(No.36)～19,400m(No.40)区間における下流に向かう河道幅縮小傾向の両者の影響を受けたものと推察される。更に18,700m(No.26)～18,800m(No.28)の左岸区間では湾曲部外岸側であるにもかかわらず死水域を形成したのは水深に較べて川幅が十分に大きいため遠心力二次流は単一のセル構造を伴わなかったためと考えられる。

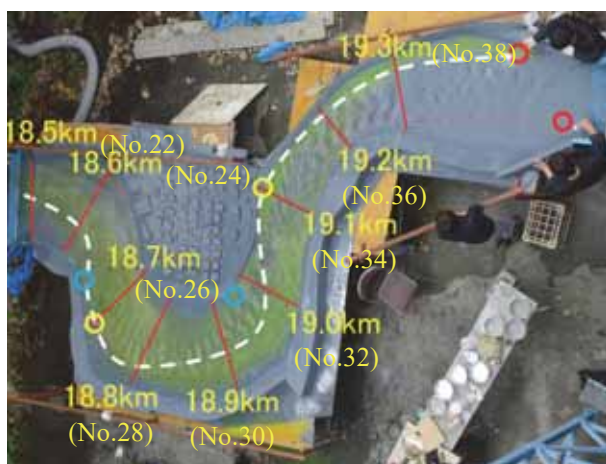


写真 7.3-1 計画河道の平面流況 (2,000 m<sup>3</sup>/s)

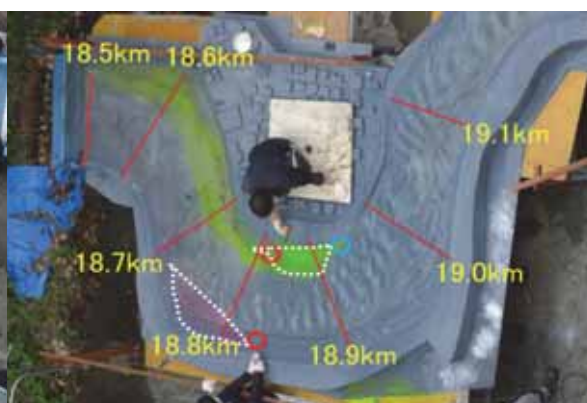


写真 7.3-2 計画河道の平面流況 (2,000 m<sup>3</sup>/s)

## (2) 越流時の流れ

堤内地を加えた計画河道における可視化実験の結果を写真 7.3-3 に示す。

現況河道においては、流量 2,300 m<sup>3</sup>/s および 3,000 m<sup>3</sup>/s において堤内地への越流が確認された。河道上流端から下流 200m における特殊堤に沿った道路と、特殊堤に直行する道

路で強い氾濫流が確認された。19,400m 付近から越流した水は、特殊堤に直行する道路を渡り、おおよそそのまま真っすぐ堤内地を超え、18,700m～18,800m 区間から再び河道へ戻っていることから、流水型の氾濫形態を有している。原因は、河道勾配に匹敵する地形勾配にあると考えられ、それぞれ特殊堤に沿った道路では 1/71、特殊堤に直交する道路では 1/113 であった。

計画河道においては、19,100m(No.34)～18,950m(No.31)区間から特殊堤を乗り越えて堤内地に流入し、18,850m(No.29)～18,950m(No.31)区間から再び河道に戻る流水型の氾濫形態を有することが確認された。現況河道と同じく河道に沿った流れは認められたものの、現況河道のように堤内地を横切る流れは確認されなかった。また、河道部の流れは氾濫流の影響を受けて、蛇行は緩和されていた。

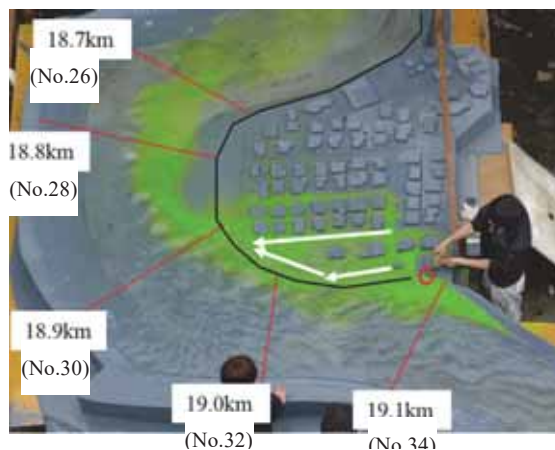


写真 7.3-3 計画河道の平面流況 (3,000 m<sup>3</sup>/s)

### 7.3.2 河道内水位および堤内地の浸水深

#### (1) 河道内水位

計画河道における各種流量規模 1,500 m<sup>3</sup>/s , 2,000m<sup>3</sup>/s, 2,300m<sup>3</sup>/s および 3,000m<sup>3</sup>/s に応じた河道中央部および左右岸近傍の水位の流下方向変化を図 7.3-1 に示す。図中には、河床高の流下方向変化も併せて示す。流量 1,500m<sup>3</sup>/s における河道中央部の水位は、19,100m(No.34)～19,350m(No.39)の区間では 9.2m-7.7m の間で変化し流下方向に低下する。19,000m(No.32)～19,100m(No.34)の区間において、河道の中央から右岸側は固定床盛土区間であるため河道中央部および右岸では流下方向に急減傾向であり、河道中央部ではその水位差は 1.65m である一方、左岸では水位が漸増傾向にある。この時の 19,000m(No.32)における左岸と右岸の水位差は 1.57m だった。18,750m(No.27)～19,000m(No.32)においては 6.6m-8.7m の間で流下方向に漸増傾向、18,500m(No.22)～18,750m(No.27)においては 8.7m-6.4m の間で漸減傾向が確認された。流量 2,000 m<sup>3</sup>/s, 2,300 m<sup>3</sup>/s においても概ね同じ

挙動を取ることが認められるが、流量  $1,500 \text{ m}^3/\text{s}$  に比べ、流量  $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$  および流量  $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$  では  $1\text{m}$  程度水位が上昇していた。

流量  $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$  においては他の流量と比べると水位が大きく上昇している。特に  $18,700\text{m}$ (No.26)左岸地点における水位が  $16.1\text{m}$  と最大となった。また、 $18,500\text{m}$ (No.22)～ $19,350\text{m}$ (No.39)における水面勾配は小さくなっている。これは、 $18,800\text{m}$ (No.28)～ $18,900\text{m}$ (No.30)区間で氾濫流が河道に戻るために、堤内地の低い運動量が河道に運び込まれ抵抗を大きくし、水位の上昇、さらには水面勾配を小さくしたことが示唆される。

計画河道の流下能力である流量  $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$  における河道中央部および左右岸近傍のフルード数  $Fr$  の流下方向変化を図 7.3-2 に示す。  $Fr$  が 1 を超え射流になった地点は、 $18,650\text{m}$ (No.25)左岸、 $19,000\text{m}$ (No.32)河道中央部および  $19,050\text{m}$ (No.33)右岸であり、何れも

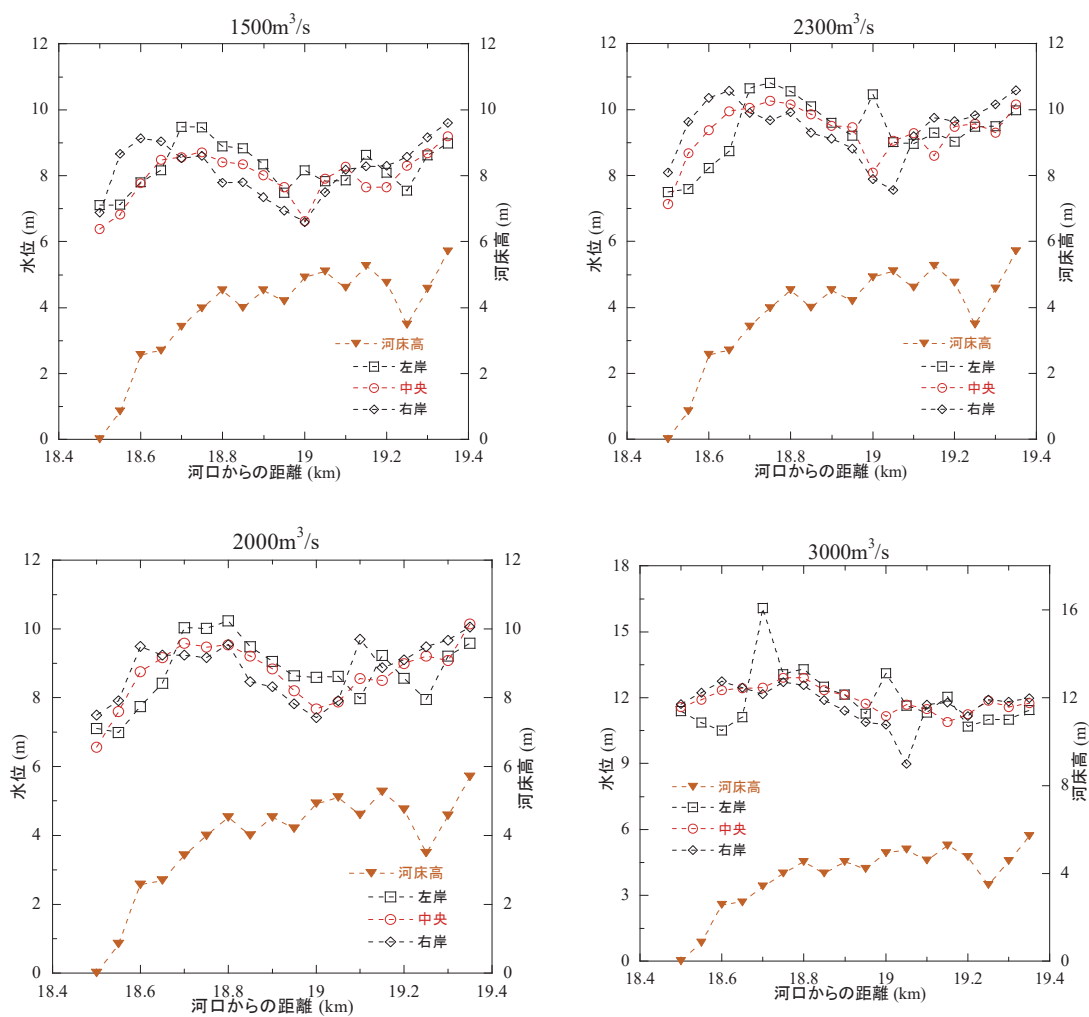


図 7.3-1 計画河道における水位の流下方向変化



可視化実験で確認された水衝部およびその下流であった。19,000m(No.32)河道中央部および19,050m(No.33)右岸で射流となったのは、高速の流れが右岸から剥離して河道中央へ移動したことを示している。

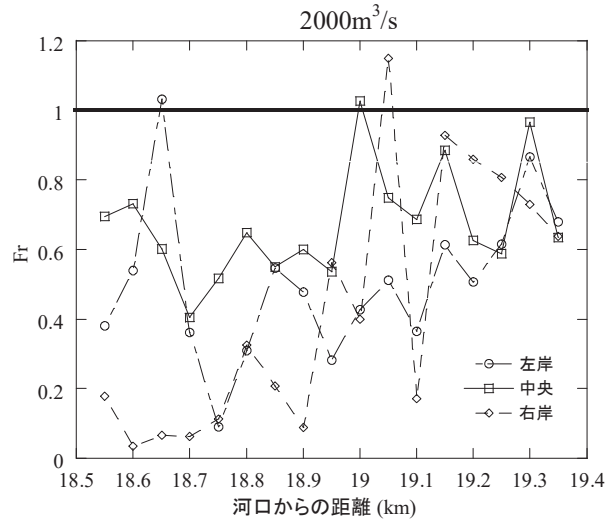


図 7.3-2 計画河道の Fr 流下方向変化

(2) 堤内地の浸水深

計画河道では流量  $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$  で堤内地への越流が確認された。図 7.3-3 は、流量  $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$  での計画河道における堤内地の浸水深のカラーコンターを示す。

なお、ここに示された浸水深は、道路面から住宅が浸かった水面までの高さで定義した。

現況河道における浸水深は 19,300m~19,500m の区間の特殊堤に沿った越流区間で大きな浸水深を記録した。19,400m の公園近傍の直上流で 4.2m、地盤高の低い 18,800m の蓮台寺龍田分院近傍の直上流で 3.8m の極大値である。

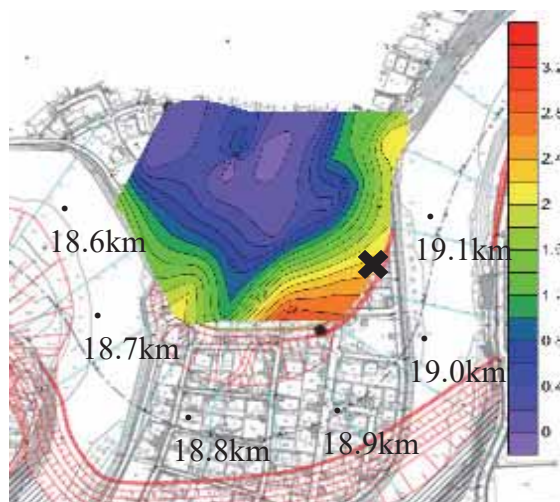


図 7.3-3 計画河道における堤内地の浸水深 (流量  $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ )

計画河道の堤内地における浸水深は、18,950m(No.31)の右岸付近の地点で大きく、その極大値は3.2mに達している。現況河道では、河道に沿う特殊堤を乗り越えた領域で浸水深は極めて大きな値を示したが、計画河道では比較的地盤高の低い地点で浸水深が大きいことから、地形高に応じた浸水であることが認められる。計画河道における堤内地の浸水深は全体的に低下していることが認められ、現況河道において浸水深が4.2mの極大値を記録した地点は、計画河道では2.2mにまで低下した（図中×印地点）。

### 7.3.3 計画河道における河道内の危険度評価

#### (1) 堤内地の氾濫流速

図7.3-4は、流量3,000 m<sup>3</sup>/sでの現況河道と計画河道における堤内地の氾濫流の表面流速ベクトルの空間分布を示す。表面流の流速ベクトルは、粒子画像流速測定法(PIV: Particle Image Velocimetry)で流れの解析を行った。

現況河道においては、河道19,300m～19,500m区間から堤内地へ特殊堤を乗り越えた氾濫流は、特殊堤に沿った道路上(A-line)を高速で流れ、一部は河道に沿った特殊堤19,100m～19,200mの区間を通して堤内地から河道への戻り流れが発生している。

A-line上を高速で走る氾濫流は19,300m右岸側の公園直下の水衝部に当たる住居で右折しB-lineが高速域となっている。

A-line上の極大流速は、流量3,000 m<sup>3</sup>/sでは4.8m/s、B-line上の極大流速は、洪水流量3,000 m<sup>3</sup>/sでは3.7m/sあり、圧倒的にA-line上の氾濫流速が大きい。その他の道路上においても、全般的にはB-lineに平行な流向を持つことが分かる。18,800m～19,100m区間の蓮台寺龍田分院近傍では浸水深は大きいものの氾濫流速は小さい。

一方、計画河道において表面流速が顕著に大きいのは、図7.3-5に示されたa-1からa-5およびb-1からb-3のLineに限定され、現況河道で確認された堤内地を横切る高速流は消失しており、氾濫流速が危険因子にはならない。

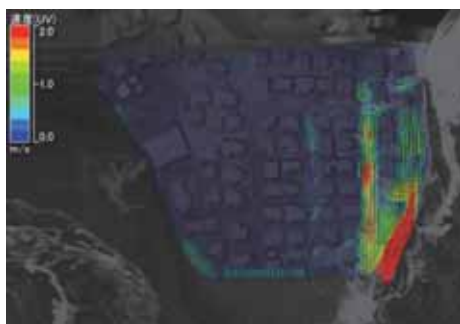


図7.3-4 計画河道の堤内地氾濫流速  
(流量 3,000 m<sup>3</sup>/s)

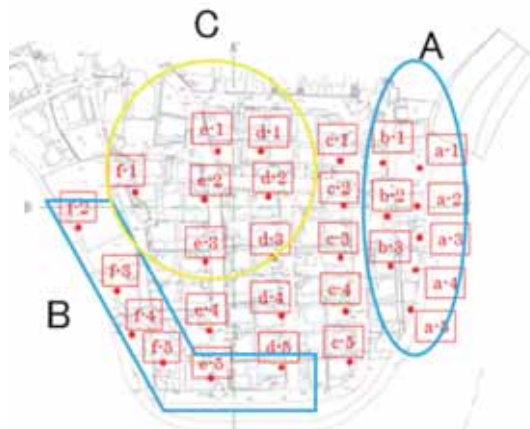


図7.3-5 計画河道の堤内地における  
浸水深の計測地点

(2) 堤内地の危険度評価

図 7.3-6 は、流量 3,000 m<sup>3</sup>/s での計画河道における浸水深および氾濫流速を基に、堤内地の危険度を示したものである。図中の実線は須賀ら<sup>6)</sup>によって示された避難可能限界線を、アルファベットの変数は図 7.3-5 の計測点を示す。

現況河道と計画河道について比べてみると、計画河道では避難が可能な領域に位置する地点が増えていることが分かる。氾濫流速が原因で危険となる領域は a-1 から a-5 の A 領域に限定され、浸水深が原因で危険となる領域は B 領域となることが分かる。

浸水深と氾濫流速を加味し、単位幅比力 (m<sup>3</sup>/m) を用いて堤内地の危険度を評価した。

$$F(\text{m}^3/\text{m}) = \frac{h^2}{2} + \frac{v^2 h}{g}$$

ここに h は浸水深(m), v は表面流速(m/s), g は重力加速度を表す。

図 7.3-7 は、流量 3,000m<sup>3</sup>/s における計画河道の比力の分布を示す。比力は上の式で定義されるが、石垣<sup>7)</sup>はこの値が 0.125(m<sup>2</sup>)を上回ると避難が困難になるとした<sup>8)</sup>。石垣らの危険度評価を考慮すると、全域において避難が困難ではあるが、その中でも現況河道の堤内地では 19,400m~19,300m の領域が、計画河道の堤内地では 18,900m(No.30)~18,800m (No.28)の領域が特に危険であることが分かる。現況河道と計画河道を比較すると、計画河道では全体的な比力は大幅に低下しており、また、現況河道において避難経路を大きく狭めている越流部の比力が低下していることから、計画河道における堤内地の安全性は格段に向上していると言える。

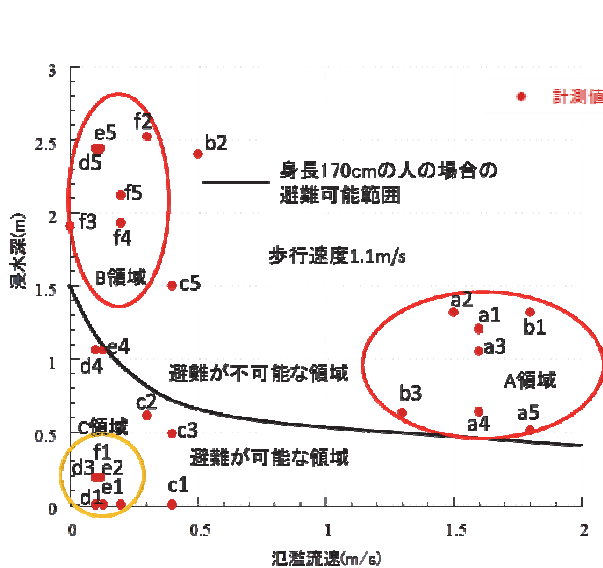


図 7.3-6 堤計画河道の内地危険度評価

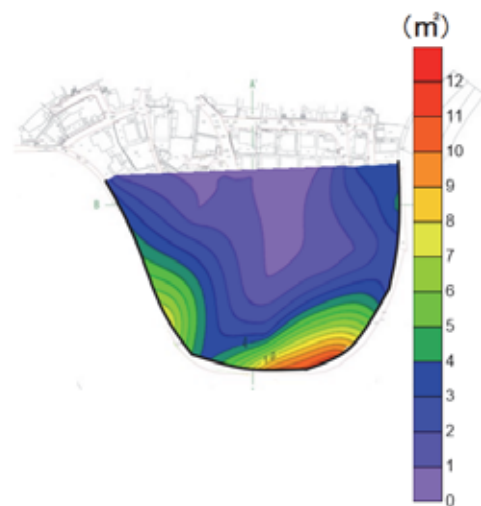


図 7.3-7 計画河道の堤内地比力分布

### 7.3.4 計画河道における河道内の表面流速

これまでに述べた通り、河道の改修により堤内地における安全度は向上することが確認された。一方、河道内においては、堤内地を掘削して人工的な河道を作っているため、河床勾配が大きくなり高速流が形成され、河床の洗掘が発生し河川構造物に被害を与える恐れがある。さらに、長い年月をかけて自然に作られた現況河道と比べると、計画河道は河床の流砂が平衡状態になっていないため、河床変動について検討する必要がある。計画河道における河道内流速について知見を得るため、表面流速と底面付近の流速を計測した。

粒子画像流速計測法（PIV）から得られた、流量 1,500 m<sup>3</sup>/s, 2,000 m<sup>3</sup>/s, 2,300 m<sup>3</sup>/s および 3,000 m<sup>3</sup>/s における河道部水表面における流速ベクトルを図 7.3-8～図 7.3-11 に示す。

図 7.3-8～図 7.3-10 から流量 1,500 m<sup>3</sup>/s, 2,000 m<sup>3</sup>/s および 2,300 m<sup>3</sup>/s を流下させた場合、流量と表面流速との間に相関関係は確認されなかった。河口からの距離 19,200m(No.36)～19,300m(No.38)の急勾配区間で縮流し加速した流れは、19,100m(No.34)右岸付近の水衝部にあたり 19,000m(No.32)～19,100m(No.34)の区間は湾曲部外岸の収束流となり極めて高速の流れを呈する。さらにその下流では、18,950m(No.31)右岸直下流において、この流れは左岸に向かって剥離し、18,700m(No.26)左岸近傍が水衝部となり、さらに下流左岸の 18,650m(No.25)付近で再び剥離し、高速流となる。何れの流量においても表面流速の極大値は、19,000m(No.32)付近において 7m/s 程度、18,600m(No.24)付近において 6.5m/s であった。また、流量 2,300 m<sup>3</sup>/s の 19,000m(No.32)～19,050m(No.33)区間において波状の水面が認められた。図 7.3-11 から、現況河道では、表面流速の最大値は河道収束部における 4.0m/s の流速であったことから、河道内の流速が増加し危険度が増していることは明らかである。

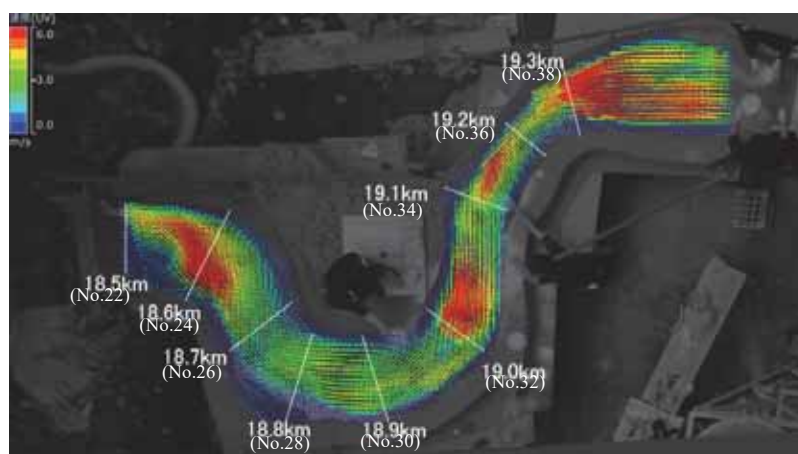


図 7.3-8 流量 1,500 m<sup>3</sup>/s における表面流速

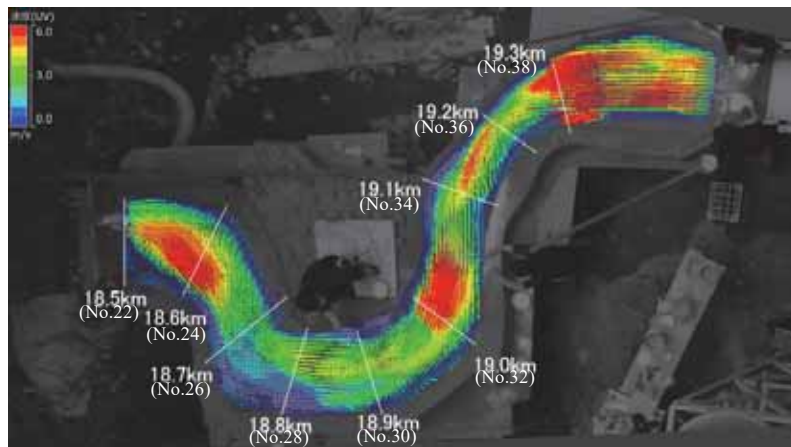


図 7.3-9 流量 2,000 m<sup>3</sup>/s における表面流速

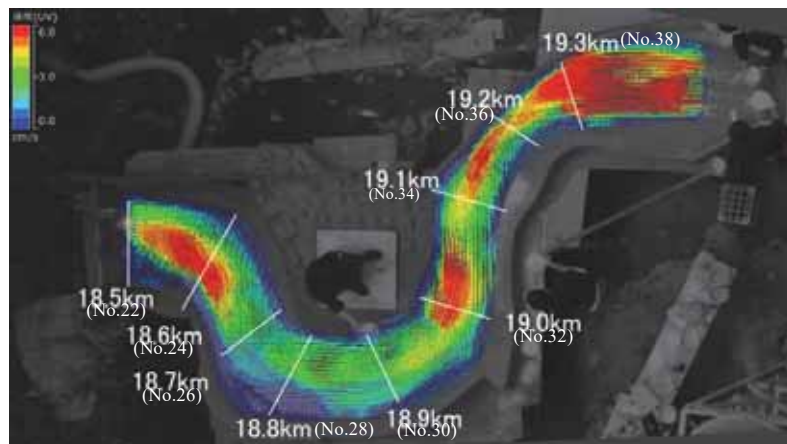


図 7.3-10 流量 2,300 m<sup>3</sup>/s における表面流速

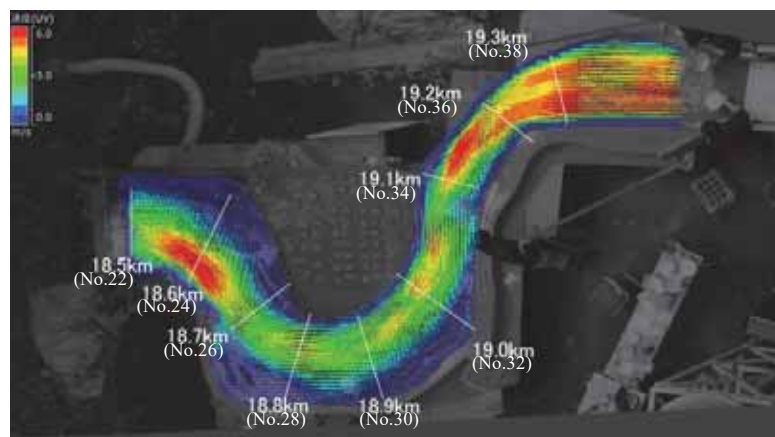


図 7.3-11 流量 3,000 m<sup>3</sup>/s における表面流速

流量 3,000 m<sup>3</sup>/s では、19,000m(No.32)付近の高速域が消滅し、堤内地への越流が発生しない流量を流下させた場合に比べると全体的に流速が小さくなった。

原因としては、河道部と堤内地の氾濫流と相互干渉が強く、堤内地の氾濫流が河道部に流出したために、表面流が低減したものと予想される。

### 7.3.5 固定床における水制工の効果

図 7.3-12～図 7.3-14 は、各水制工が水位に与える影響を示したものである。水制工の設置により、18,650m(No.25)左岸近傍において約 50cm，18,600m(No.24)右岸近傍において約 1m の水位の上昇が確認された。左岸側の水位の上昇は、水制工による堰上げ効果が原因であると考えられる。右岸側の水位の上昇は、左岸から出された水制工により対岸に新たな水当たりが発生したことが原因であると考えられる。また、水制設置後の 18,600m(No.24)右岸近傍におけるフルード数が 1 を超えていない（約 0.05）ため、水制設置による遠心力効果による水位の上昇ではないと考えられる。その他の地点においては水制工の設置による目立った水位の上昇は確認されなかった。

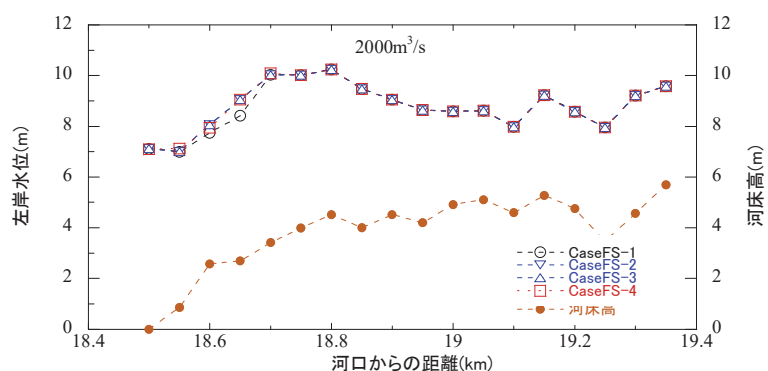


図 7.3-12 水制工が水位に与える影響（左岸）

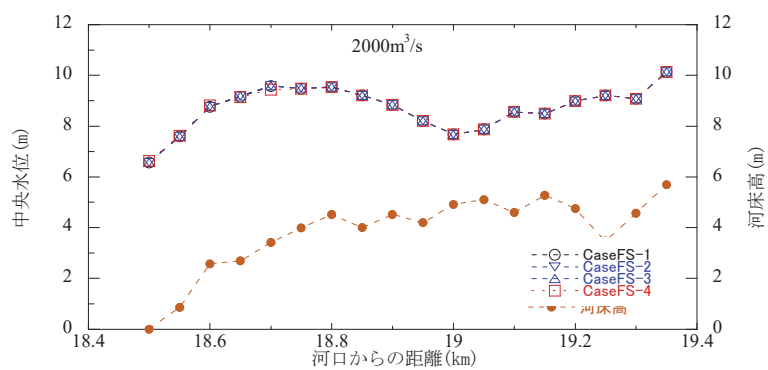


図 7.3-13 水制工が水位に与える影響（河道中央）

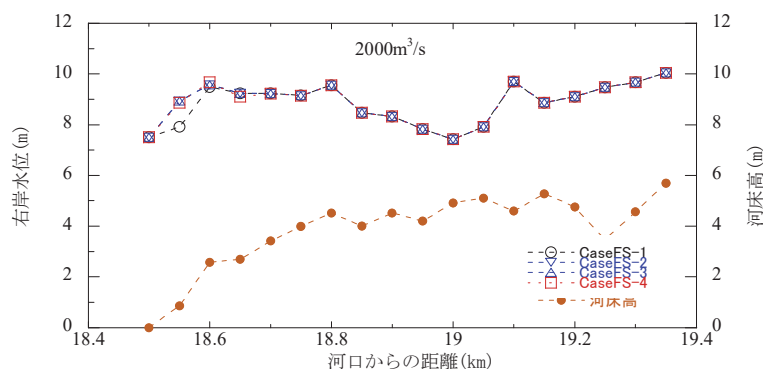


図 7.3-14 水制工が水位に与える影響 (右岸)

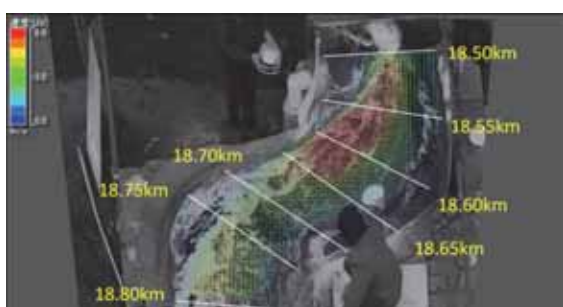


図 7.3-15 表面流速 (CaseFS-1)

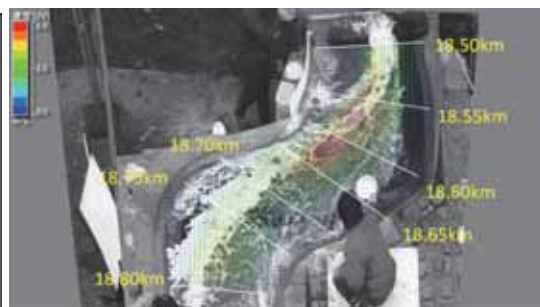


図 7.3-17 表面流速 (CaseFS-3)

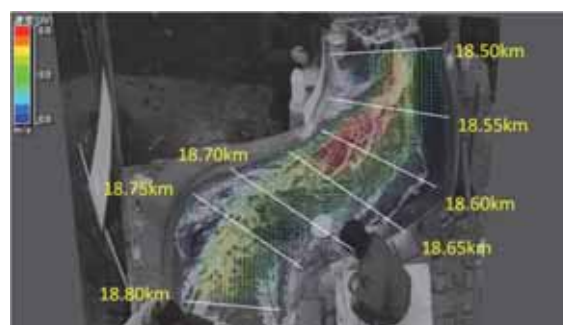


図 7.3-16 表面流速 (CaseFS-2)

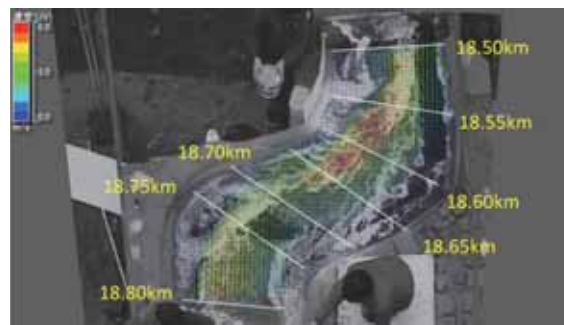


図 7.3-18 表面流速 (CaseFS-4)

図 7.3-15～図 7.3-18 は、CaseFS-1～CaseFS-4 の河道部水表面における流速ベクトルである。水制長が大きくなるにつれて、18,550m(No.23)～18,650m(No.25)左岸近傍の流速は低減されている。CaseFS-1 と CaseFS-2～CaseFS-4 を比べると、CaseFS-4 の時に流速の極大値が左岸から最も離れており、18,600m(No.24)地点では約 20m 離れていた。CaseFS-1 では 18,600m(No.24)左岸近傍の流れは河岸の曲がり部の接線に沿って剥離して流下する一方、水制工を設置した場合、18,650m(No.25)付近から河道中央に向かって剥離しており、水はね効果と流速の低減効果が作用していることが確認された。CaseFS-1 と、表面流速が最も低減されていた CaseFS-4 で、18,550m(No.23)～18,650m(No.25)区間の底面付近の主流速を計測し比較した結果が図 7.3-19～図 7.3-21 である。

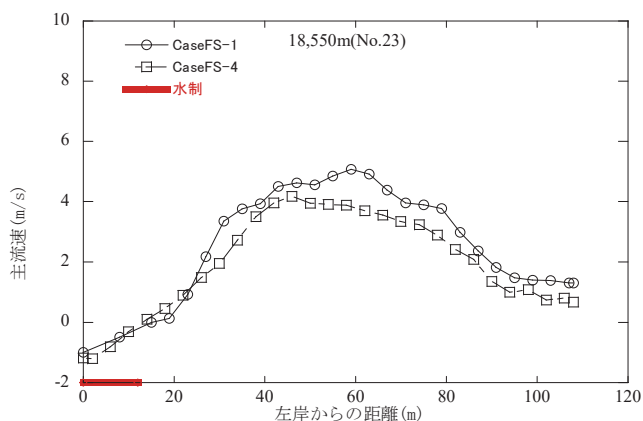


図 7.3-19 水制工が流速に与える影響

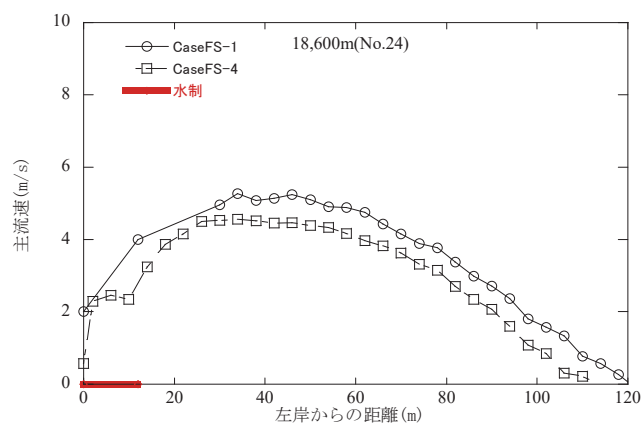


図 7.3-20 水制工が流速に与える影響 (18,600m)

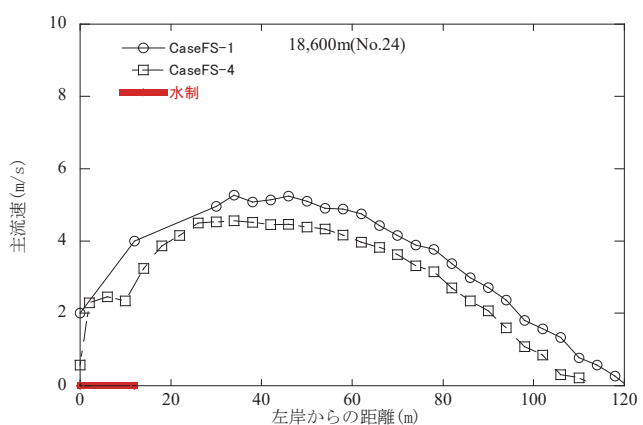


図 7.3-21 水制工が流速に与える影響 (18,650m)

河口から 18,650m(No.25)の計測線においては、水制工の設置による流速の低減が確認されなかった。表面流速を比較すると水制工により流速が低減されているのに対し、底面流速について差異が確認されなかった原因として、電磁流速計で計測した底面からの高さが考えられる。底面付近の流速の測定は底面から 10cm (実スケールに換算すると 1m) の高



さにおいて行っており、これは今回の水制高に等しい。そのため、流速の変化を確認できず、これより底面に近い地点で流速が低減されている可能性がある。

河口から 18,600m(No.24)の計測線においては、左岸から右岸まで水制工によって一様に流速が低減されていることが確認された。特に、左岸から 10m の地点においては 4m/s の流速が、水制工によって 2m/s 程度にまで抑えられている。これは、水制工が粗度として作用し、河岸付近の流速を低減させたためであると考えられる。

河口から 18,550m(No.23)の計測線においては、左岸から 20m までは水制工の影響による底面流速の差は確認されない。左岸から右岸に向かって 25m 付近から水制工により底面流速が低減されており、30m 地点では、水制工が設置されていない場合は 3.4m/s であった流速は、水制工により 2.0m/s にまで低減されていた。30m 地点から右岸に至るまでにおいても、水制工によって 0.7m/s～1.3m/s 程度低減されていることが確認された。

図 7.3-22 は CaseFS-4 における摩擦速度の空間分布図を示す。摩擦速度が大きい範囲は、図 7.3-18 に示した表面流速の高速域と概ね一致している。水制工の減速効果による底面流速の低下に伴い、摩擦速度も低下しており、18,650m(No.25)左岸近傍の摩擦速度は約 50cm/s となった。図 7.3-19 にこの摩擦速度を当てはめてみると、摩擦速度が 50cm/s の時の河床材料の代表径は 52cm であり、水制工がない場合と比べて代表径が 36cm 小さくなった。

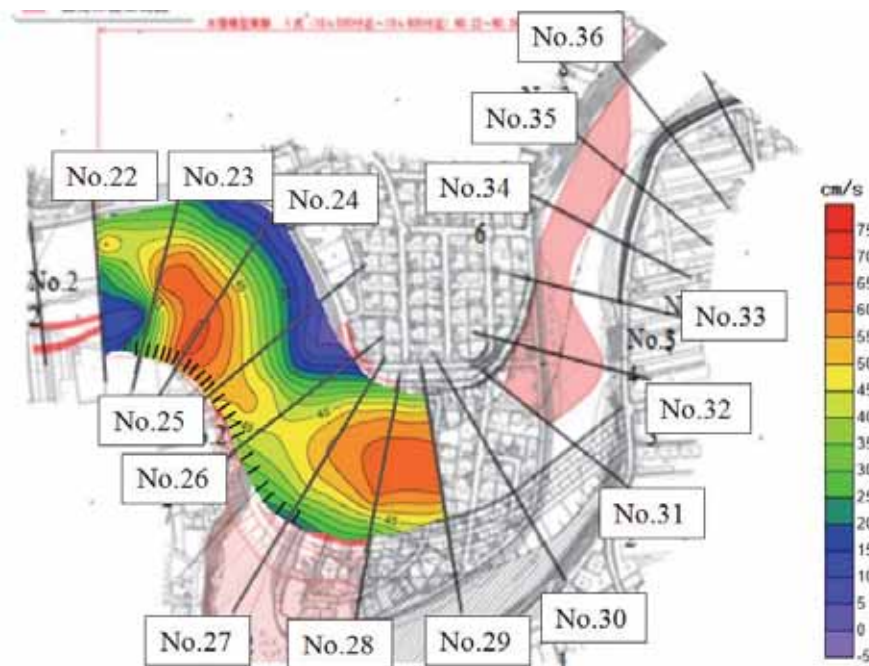


図 7.3-22 摩擦速度の空間分布

### 7.3.6 移動床における水制の効果

写真 7.3-4 は CaseMS-1 における土砂の堆積状況を、図 7.3-23 は CaseMS-1 における土砂の堆積厚の空間分布図を示す。河道湾曲部内岸側と、18,850m(No.29)～19,100m(No.34)区間の中央から左岸側に堆積し、流速が小さかった部分に連続して堆積したが、18,750m(No.27)～18,800m(No.28)区間の左岸近傍においては土砂の堆積は確認されなかった。18,600m(No.24)～18,700m(No.26)区間においては、右岸から離れた地点において砂州が形成された。これは、18,700m(No.26)の計測線では右岸近傍の限界掃流力が土砂の粒径より小さくなり、下流に土砂が運ばれなかったためと考えられる。限界掃流力と土砂の粒径が概ね一致する 18,700m(No.26)河道中央地点と、18,950m(No.31)左岸地点にて最も土砂が堆積しており、その厚さは 5m であった。

図 7.3-24、図 7.3-25 は CaseFS-1 と CaseMS-1 における河床高の空間分布図を示す。写真 7.3-5 は、CaseMS-1 における平面流況を示している。CaseFS-1 (写真 7.3-1) と CaseMS-1 で比べると、CaseFS-1 では、河床高と主流部の間において関係は確認されないが、

CaseMS-1 では、河床高の谷筋と主流部が一致する。そのため、湾曲部内岸側に堆積した土砂の影響を受け 18,750m(No.27)～18,800m(No.28)区間において主流部が左岸側へ寄っており、CaseMS-1 では 18,800m(No.28)左岸が水衝部となっている。これにより形成されている死水域が消滅し、この箇所には土砂の堆積が確認されなかった。

図 7.3-26 は、CaseMS-1 における河道部水表面の流速ベクトルである。CaseFS-1 (図 7.3-9) と比較すると、18,800m(No.28)～19,000m(No.32)区間において新たに高速域を形成していることがわかる。これは、堆積した土砂により河道断面が狭窄したことにより流れが左岸側に集まったことが原因であると考えられる。18,700m(No.26)より下流側においては、CaseFS-1 では 18,650m(No.25)より下流左岸近傍において 60m/s 以上の高速流が確認されたが、土砂の堆積により河道が狭窄し、CaseMS-1 では CaseFS-1 の 50m 上流である 18,700m(No.26)より下流の左岸近傍において 60m/s 以上の高速流が確認された。

写真 7.3-6、写真 7.3-7 は CaseMS-2 における土砂の堆積状況および平面流況を、図 7.3-27 は CaseMS-2 における土砂の堆積厚の空間分布図を示している。水制の有無による土砂の堆積傾向に大きな違いは確認されず、堆積厚や土砂堆積後の河床高についても変化はなかった。これは、水制工の水はね効果によって、左岸から河心へ向かう流れが土砂の堆積に影響を与えるほど高速になっていないことを示している。

18,700m(No.26)より上流側の平面流況においても両者に差はなかった。18,700m(No.26)より下流では、CaseMS-1 では、18,600m(No.24)左岸近傍まで河岸に沿って流下し、その後右岸に向かって剥離する形態をとるのに対し、CaseMS-2 では、水制工の水はね効果によ



写真 7.3-4 土砂の堆積状況 (CaseMS-1)



図 7.3-23 土砂堆積厚 (CaseMS-1)

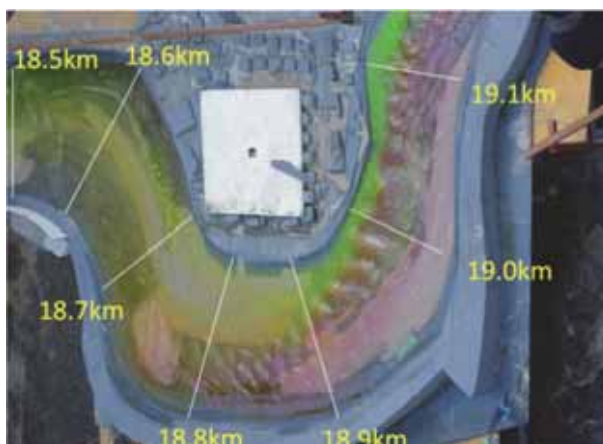


写真 7.3-5 平面流況 (CaseMS-1)

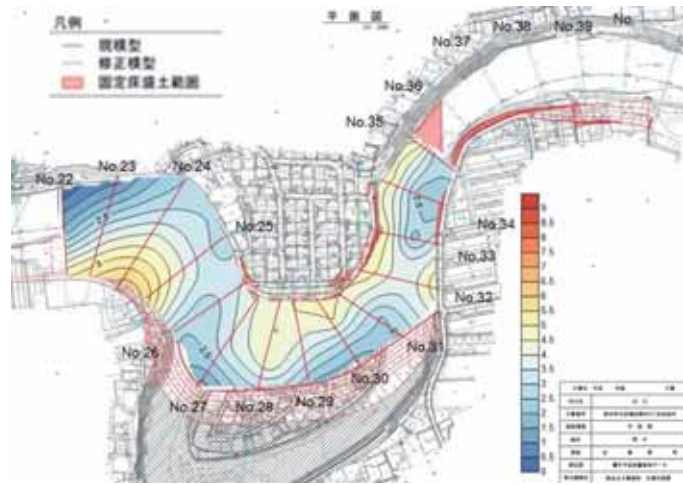


图 7.3-24 河床高 (CaseFS-1)

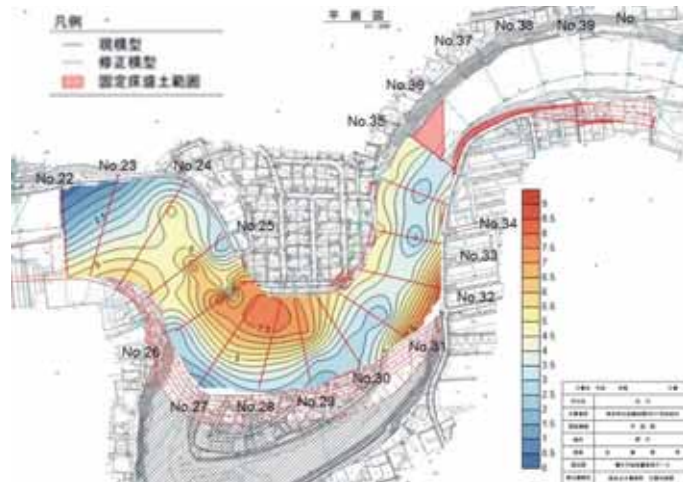


图 7.3-25 河床高 (CaseMS-1)

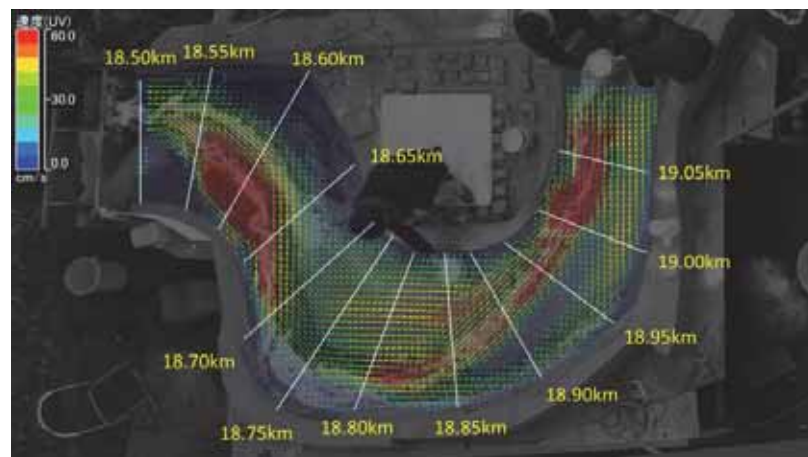


图 7.3-26 平面流速 (CaseMS-1)



写真真 7.3-6 土砂の堆積状況 (CaseMS-2)

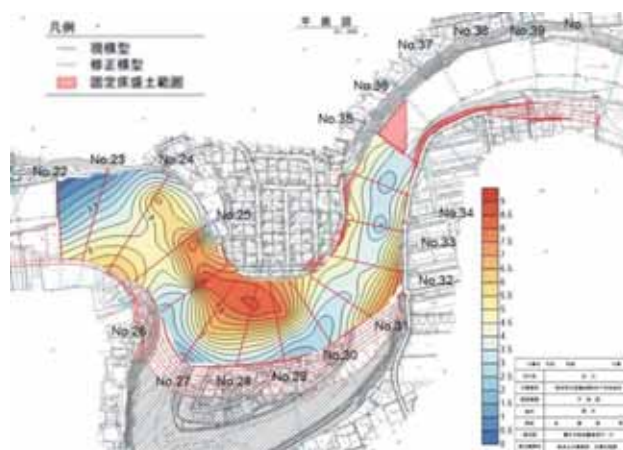


図 7.3-27 平面流速 (CaseMS-2)

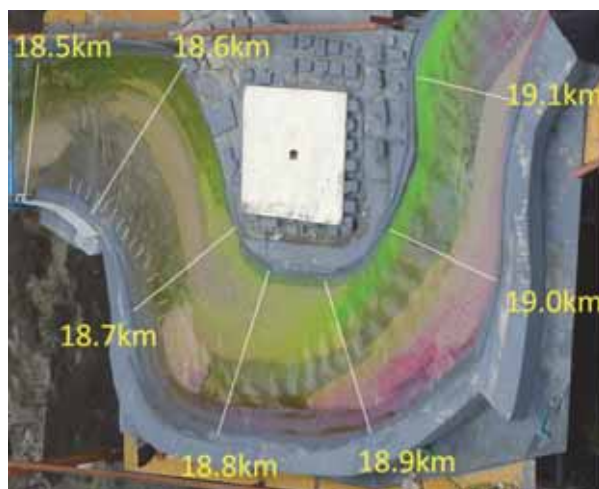


写真 7.3-7 平面流況 (CaseMS-2)

り流れが河心へ向かいながら流下していることが確認された。

図 7.3-28 は、CaseMS-2 における河道部水表面の流速ベクトルである。CaseMS-1 と比較すると、18,700m(No.26)より上流側においては両者に大きな違いは認められず、土砂が堆積していない箇所を高速で流下している。また、18,700m(No.26)より下流側においては、18,550m(No.23)～18,650m(No.25)区間の左岸近傍の高速流は水制工により約 30cm/s 以下に抑えられているが、18,650m(No.25)～18,700m(No.26)区間の左岸近傍では依然として流速は大きいままであり、水制工の減速効果が確認されなかった。この区間と、土砂の堆積により新たな高速流が形成される 18,800m(No.28)～19,000m(No.32)区間においては、流速を低減させる手段を検討する必要があると考える。

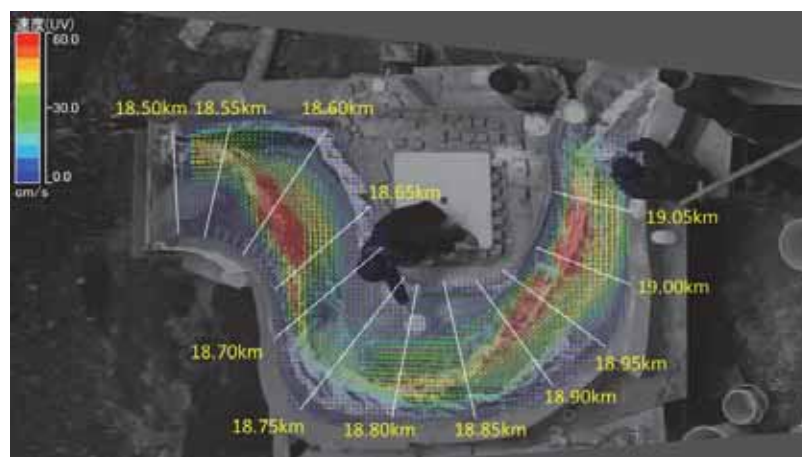


図 7.3-28 平面流速 (CaseMS-2)

#### 7.4 まとめ

本論では、熊本市北区龍田陳内 4 丁目において進められている H28 年度版改修河道における治水安全度を H27 年熊本地震に伴う流入土砂の影響を含めて評価するために、河道部および流水型の外水氾濫形態を有する堤内地を模型実験水路に再現し、流れの可視化、浸水深、電磁流速計を用いた河床近傍の流速、粒子画像解析法 (PIV 法) で表面流速を基に検討した。その結論を列挙する。

- 1) 熊本市北区龍田陳内 4 丁目における氾濫流は、表面流速ベクトルおよび浸水深で示され、洪水流量 2,000 m<sup>3</sup>/s、2,300 m<sup>3</sup>/s および 3,000 m<sup>3</sup>/s における氾濫流況の細部が示された。改修河道は洪水流量 2,000 m<sup>3</sup>/s および 2,300 m<sup>3</sup>/s を流下する能力のあることが実証された。

- 2) 洪水流量  $2,000 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $2,300 \text{ m}^3/\text{s}$  および  $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$  では、河床近傍の最大流速は、固定床盛土区間では  $19,000\text{m}$ (No.32)右岸近傍にて最大流速  $7\text{m/s}$ 、固定床盛土区間外では  $18,600\text{m}$ (No.24)左岸近傍にて流速  $6\text{m/s}$  程度の大きさに達することが示された。現況河道における河床近傍の最大流速が  $3\text{-}4\text{m/s}$  程度であることから計画河道では倍増し、河床洗掘、低下の懸念が大きく、洗掘対策工が必要となる。
- 3) 計画河道の堤内地における氾濫流速は洪水流量  $3,000 \text{ m}^3/\text{s}$  では現況河道のそれに較べて大幅に減少していることが示された。
- 4) 洪水流量  $3000\text{m}^3/\text{s}$  においては、表面流速および浸水深の両者から氾濫最盛時には図 7.3-5 の A 領域で氾濫流速、B 領域で浸水深が原因で危険となることが示された。計画河道では避難経路を設定することが可能となった
- 5) 洪水流量  $3,000\text{m}^3/\text{s}$  において、比力を用いて危険度評価を検討した。計画河道では氾濫流速による危険度が改善されたことにより浸水深が危険因子となった。現況河道の危険因子が氾濫流速であったことから、計画河道では人的被害の改善が実証された。
- 6) 洪水流量  $2,000\text{m}^3/\text{s}$  において、水制工による流速の低減について検討した。水制工の流速低減効果により流速は大幅に減速し、 $18\text{k}/550$  左岸近傍においては底面流速がおおよそ半分にまで低下した箇所もみられた。
- 7) 洪水流量  $2,000\text{m}^3/\text{s}$  において上流から土砂が流入した場合、低速域に砂州が形成され河道が狭窄化し、新たな高速流が発生することが示された。水制工の流速低減効果が確認された。

#### 参考文献

- 1) 白川・緑川堤防調査委員会，国土交通省九州地方整備局：白川・緑川堤防調査委員会報告書，平成 29 年 3 月
- 2) 平成 28 年度京都大学防災研究所緊急共同研究：「大震度直下型地震による河川への影響の総合的調査研究」報告書，2017 年 3 月
- 3) 国土交通省 九州地方整備局 熊本河川国道事務所：白川・緑川における災害復旧工事の進捗状況，[http://www.qsr.mlit.go.jp/kumamoto/river/river\\_saigaifukkyu/index.html](http://www.qsr.mlit.go.jp/kumamoto/river/river_saigaifukkyu/index.html)，2018.4.9
- 4) 熊本県土木部：熊本地震からの復旧・復興，[concom.jp/contents/seminar/201704/pdf/material03.pdf](http://concom.jp/contents/seminar/201704/pdf/material03.pdf)，2017.4.12
- 5) 土木学会九州北部豪雨災害調査団：平成 24 年 7 月九州北部豪雨災害土木学会調査団報告，<http://committees.jsce.or.jp/report/node/56,2013.2.20>

第7章 河川構造物

- 6) 秋草勲, 吉川秀夫, 坂上義次郎, 芦田和男, 土屋昭彦: 水制に関する研究, 土木研究所報告 第 107 号, 1961
- 7) 石垣泰輔: 生体計測技術による地下空間浸水時の災害時要援護者避難に関する研究, 萌芽的共同研究(課題番号: 19H-02), 2007
- 8) 藤田一郎, 伊藤崇博: 平成 21 年 8 月兵庫県佐用町河川災害における氾濫解析と避難行動判断基準に関する研究, 河川技術論文集第 17 卷, pp431-436, 2011.7



## 第8章 積石構造物

### 8.1 熊本城石垣の被害分析

#### 8.1.1 熊本城石垣の被害状況

2016年熊本地震の一連の地震活動による強震動の作用によって、4月14日21時26分に発生した熊本県熊本地方を震源とする気象庁マグニチュード6.5の地震(以後、前震と呼ぶ)、その約28時間後の4月16日1時25分に熊本県熊本地方を震源とする気象庁マグニチュード7.3の地震(以後、本震と呼ぶ)が発生した。熊本城では、強震動の作用により、写真8.1-1及び写真8.1-2に示すように石垣の崩壊・孕み出し、櫓・長塀の損壊などの甚大な被害が熊本城内のほぼ全域で広範囲にわたって発生した。

熊本城調査研究センターの速報(熊本市役所内掲示:2016年6月10日時点)による被害概要では、前震で重要文化財建物10棟、復元建造物7棟、石垣の崩落箇所6ヶ所であるが、本震で全ての重要文化財建物13棟、復元建造物20棟、石垣の崩落・孕み・緩み517面、23,600 $\text{m}^2$ (うち崩落は50ヶ所、229面、約8,200 $\text{m}^2$ )、地盤の陥没・地割れ70ヶ所(約12,345 $\text{m}^2$ )と報告されている。本震を経た石垣の被害は実に全体の30%にも及び、崩落は全体の10%で、その被害は余震でも進行している。城壁の石垣は、近世における石垣築造(普請)の技術的頂点に位置し、わが国が誇るべき建設文化的遺産であるが、石垣の修復には明確な基準がなく、経験的に行われている場合が多い。一方、百間石垣や熊本城本丸付近等においては、同じ高さ、構造であるにもかかわらず、崩壊部分と崩壊していない部分が隣接しており、そのメカニズムが明らかとなっていない。これまで図8.1-1に示すように2016年熊本地震の前震時ならびに本震時に熊本城内に作用した地震動を常時微動計測などの現地調査からサイト増幅特性を評価した結果<sup>1),2),3)</sup>、熊本城内における地盤震動特性は概ね一様であり、H/Vスペクトルのピーク周波数は、1.5~4Hz付近に多く分布していることを明らかにしている。橋本・齋藤が行った百間石垣脇の駐車場から二の丸広場方向に高さ12mの斜面を挟んだ比抵抗2次元(電気)探査<sup>4)</sup>では、測線の中央法面付近を境に急にずれているため断層構造である可能性があることが明らかとなった。石垣の崩壊が顕著だった百間石垣と本丸周辺地区について表面波探査を行い、崩壊地点は他に比べ地盤が軟らかいことが分かった。

これから石垣の復旧を行う際に、崩壊した箇所や変状を生じている箇所について、その健全度を検証する必要があるが、この評価する調査法がない。そこで本研究では、赤外線サーモトレーサ<sup>5)</sup>及び3Dレーザスキャナ<sup>6)</sup>を用いた調査で熊本城石垣の変状程度を把握できるかの検討を行った。



写真 8.1-1 百間石垣の崩壊



写真 8.1-2 重要文化財「北十八間櫓」の崩壊

### 8.1.2 熊本城石垣の変遷

近世熊本城の築城は1590年頃には開始されていたが、豊臣秀吉の没後、加藤清正は1599年から城地を移して新城の築城に取り掛かり、1607年に本丸までが成就したとされている<sup>7)</sup>。最終的に完成した城域は、城内掲示板より周囲約5.3 km、総面積は980,000 m<sup>2</sup>で、櫓49、櫓門18、城門29の規模であったとされている。

近世熊本城の築城は1590年頃には開始されていたが、豊臣秀吉の没後、加藤清正は1599年から城地を移して新城の築城に取り掛かり、1607年に本丸までが成就したとされている<sup>7)</sup>。最終的に完成した城域は、城内掲示板より周囲約5.3 km、総面積は980,000 m<sup>2</sup>で、櫓49、櫓門18、城門29の規模であったとされている。

熊本城の石材は主に「祇園山」（現在の熊本市西区にある標高132.2メートルの山）である。阿蘇火山灰層の軟弱な地盤上の石垣で、石垣を構築することは極めて困難であった。一般に地盤が軟弱であると萩城のように弓状に描く勾配で、上方からの荷重圧力が石積み下方に分散する構造となる。二様の石垣（写真 8.1-3）には、加藤家時代の緩勾配の石垣と細川家時代とされる急勾配の石垣が重なる。前者は穴太（あのを）積みと呼ばれ、安土城（写真 8.1-4：1576年着工－1582年焼失）築城で実績を積んだ近江国の石工集団の穴太衆が駆使した技法で、隅石（角の部分の石）に同じ大きさの石を積み上げ、清正が近江から穴太衆を連れて帰って重用したことから、清正流と呼ばれている。後者の算木（さんぎ）積みは、加藤家後期と細川家初期に採用され、長方形の石の長辺と短辺を交互に積み上げる工法で、これによって、最下部急勾配を持つ急勾配の石垣が構築される<sup>8)</sup>。算木積み<sup>8)</sup>の例を写真 8.1-5 に示す。

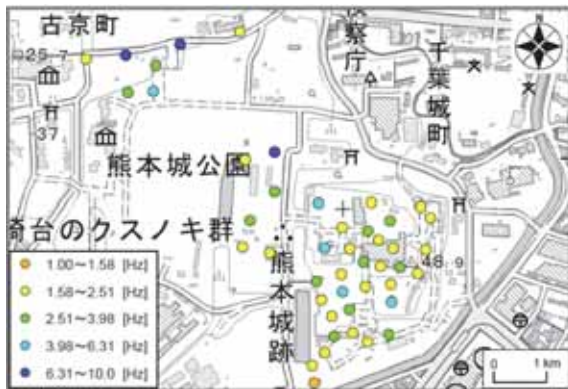


図 8.1-1 熊本城内での H/V スペクトルのピーク周波数の分布<sup>1-3)</sup> 写真 8.1-3 熊本城二様の石垣

注 1)加藤家時代 (緩勾配: 手前)

注 2)細川家時代 (急勾配: 奥)



写真 8.1-4 穴太工法例 (安土城)<sup>8)</sup>



写真 8.1-5 算木積み例 (名古屋城)<sup>8)</sup>

### 8.1.3 赤外線トレーサによる調査

#### (1)調査目的

本調査は、写真 8.1-6 に示すように赤外線サーモグラフィ法を用いて、石垣の表面温度分布を可視化し、一般の石積擁壁と同様に空隙等の異常高温部を検出することが可能かどうかを確認することを目的として行った。

#### (2)測定原理

石垣の内部あるいは背面に存在する空洞，漏水等の欠陥部は，図 8.1-2 に示すように健全な部分と熱伝導率や比熱，密度等の物理的性質が異なるために，これらの存在は，石垣表面に温度差となって現れる．浮きが発生している箇所においては，仕上げ背面に密閉空気層が生じることになる．この密閉空気層は熱伝導率が小さく，日射や外気温上昇により石垣面から熱が供給された場合，躯体コンクリート側への熱伝導率が小さくなるため，周辺健全部に比べて高温になる．夜間には，逆に浮き部分は低温に現れる．

### (3) 撮影時間帯

赤外線法では、浮き部に温度差を生じさせるために、何らかの熱源を必要とする。一般的には、太陽からの日射を熱源とするので、太陽の移動に合わせて撮影面も変わる。極力、太陽光が試験面正面を照射する時間帯を最適時間帯とする。

### (4) 使用機器

赤外線サーモレーサの機器の性能は、以下のようになる。

- ① 装置名：サーモレーサ H2630
- ② 製造会社：日本アビオニクス株式会社
- ③ 温度測定範囲：レンジ 1：-40℃～120℃
- ④ 測定精度：±2%(読取値)
- ⑤ 測定波長：8～13 μ m
- ⑥ 空間分解能：0.6mrad
- ⑦ 視野角：水平 21.7° ×垂直 16.4° (標準レンズ), 水平 45.2° ×垂直 33.7° (2倍広角レンズ)

### (5) 調査方法

撮影時間は石垣に太陽光が当たる時間とし、1日目は午前9時30分から西面に最も太陽光が当たる午後17時まで、2日目は午前9時30分から午後14時まで行い、それぞれの地点で温度の変化を記録した。

### (6) 天候及び外気温度

調査当日の熊本市の気象データを表 8.1-1 及び表 8.1-2 に示す。調査時の天候は気象データとほぼ同じであり、24日は赤外線撮影条件としては良好であったが、25日は曇りが多かった為、撮影条件はやや不良であった。



写真 8.1-6 赤外線サーモレーサ

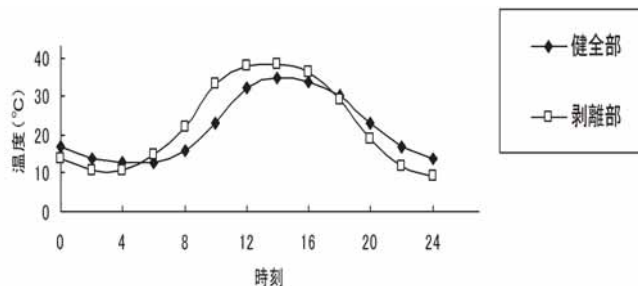


図 8.1-2 健全部と剥離部の表面温度差例

表 8.1-1 24日の熊本市気象データ

熊本 2016年10月24日 (1時間ごとの値)

時	気圧(hPa)		降水量 (mm)	気温 (°C)	露点 温度 (°C)	蒸気圧 (hPa)	湿度 (%)	風向・風速(m/s)		日照 時間 (h)	全天 日射量 (MJ/m <sup>2</sup> )	雪(cm)		天気	曇量	視程 (km)
	現地	海面						風速	風向			降雪	積雪			
1	1007.7	1012.3	—	17.6	12.9	14.9	74	3.0	北北東			×	×			
2	1008.3	1012.9	—	17.0	12.8	14.7	76	3.5	北北東			×	×			
3	1008.3	1013.0	—	16.4	12.6	14.5	78	1.9	北			×	×	○	0+	30.0
4	1008.4	1013.0	—	16.7	11.6	13.7	72	2.6	北			×	×			
5	1008.9	1013.6	—	15.9	11.3	13.4	74	2.7	北			×	×			
6	1009.5	1014.2	—	15.3	11.7	13.7	79	2.5	北北西		0.00	×	×	○	0+	30.0
7	1010.2	1014.9	—	16.3	11.0	13.2	71	4.2	北北東	0.3	0.05	×	×			
8	1011.1	1015.7	—	17.8	11.4	13.5	66	3.6	北東	1.0	0.54	×	×			
9	1011.2	1015.8	—	19.3	10.8	13.0	58	3.6	北北東	1.0	1.23	×	×	○	0+	45.0
10	1010.9	1015.5	—	20.8	11.7	13.8	56	2.2	北北東	1.0	1.82	×	×			
11	1010.6	1015.2	—	21.9	11.9	13.9	53	2.4	北東	1.0	2.28	×	×			
12	1010.0	1014.6	—	21.9	11.3	13.4	51	1.7	北北東	1.0	2.51	×	×	○	0+	45.0
13	1009.6	1014.1	—	23.5	11.9	13.9	48	2.0	西	1.0	2.50	×	×			
14	1009.1	1013.6	—	24.7	10.2	12.4	40	1.8	北北西	1.0	2.28	×	×			
15	1008.8	1013.3	—	25.1	12.3	14.3	45	2.3	西	1.0	1.85	×	×	○	0+	45.0
16	1008.8	1013.3	—	24.4	12.4	14.4	47	2.4	西北西	1.0	1.25	×	×			
17	1008.9	1013.4	—	23.2	13.4	15.4	54	2.4	北西	1.0	0.57	×	×			

表8.1-2 25日の熊本市気象データ

熊本 2016年10月25日 (1時間ごとの値)

時	気圧(hPa)		降水量 (mm)	気温 (°C)	露点 温度 (°C)	蒸気圧 (hPa)	湿度 (%)	風向・風速(m/s)		日照 時間 (h)	全天 日射量 (MJ/m <sup>2</sup> )	雪(cm)		天気	曇量	視程 (km)
	現地	海面						風速	風向			降雪	積雪			
1	1011.1	1015.7	—	17.6	14.1	16.1	80	0.9	北			×	×			
2	1010.9	1015.6	—	17.2	13.7	15.7	80	1.2	北東			×	×			
3	1010.2	1014.9	—	16.8	14.3	16.3	85	0.7	北			×	×	⊙	10-	30.0
4	1009.8	1014.5	—	16.5	14.5	16.5	88	1.0	北北東			×	×			
5	1009.9	1014.6	—	16.4	14.8	16.8	90	0.5	北北東			×	×			
6	1010.2	1014.9	—	16.1	14.5	16.5	90	1.1	北北西		0.00	×	×	①	2	30.0
7	1010.9	1015.6	—	16.2	14.2	16.2	88	1.3	北東	0.0	0.02	×	×			
8	1011.1	1015.7	—	17.5	15.0	17.0	85	0.8	北東	0.0	0.23	×	×			
9	1010.9	1015.5	—	19.1	15.4	17.5	79	0.9	東北東	0.1	0.56	×	×	⊙	10-	40.0
10	1010.2	1014.8	—	22.5	15.1	17.2	63	0.3	東南東	0.1	0.98	×	×			
11	1009.7	1014.2	—	23.9	15.2	17.2	58	0.6	南東	0.3	1.37	×	×			
12	1009.3	1013.8	—	24.2	16.2	18.4	61	2.2	南西	0.1	0.96	×	×	⊙	10-	40.0
13	1008.7	1013.2	0.0	23.9	17.2	19.6	66	1.6	南西	0.0	0.41	×	×			
14	1008.3	1012.8	0.0	24.4	17.9	20.5	67	1.6	南南西	0.0	0.42	×	×			
15	1008.2	1012.7	0.0	23.6	18.9	21.9	75	1.3	南南西	0.0	0.42	×	×	●	10-	15.0
16	1008.9	1013.5	2.5	21.1	20.1	23.5	94	2.0	西北西	0.0	0.09	×	×			

※ 天気図記号の補足 (気象庁HPより)

○ : 快晴, ① : 晴れ, ① : 薄曇, ⊙ : 曇

0+ : 雲はあるが, 曇量が1に満たない場合を表す.

※現地調査場所では, 連続した日射があることを確認している.

## (7)調査結果

本調査は、赤外線サーモグラフィ法を用いて、石垣の表面温度分布を可視化し、一般の石積擁壁と同様に剥離等の異常高温部を検出することが可能かどうかを確認することを目的として行った。

### 1)二様の石垣

以下の条件で撮影した結果、カラーの熱画像では、赤丸部分に石の隙間が確認された。

- ① 撮影日：2016年10月24日（月）
- ② 撮影時刻：13:00～13:30
- ③ 天気：晴れ
- ④ 気温(°C)：23.5°C
- ⑤ 湿度(%)：48%
- ⑥ 風速(m/s)：2.0m/s

**写真 8.1-7** の南面及び**写真 8.1-8** の西面北側では、カラーの熱画像では浮石部分だけが熱を持って明確に赤くなり、モノクロの熱画像では浮石部分だけが白くなって検出できることが明らかとなった。

また、**写真 8.1-9** の西面南側及び**写真 8.1-10** の西面中央側ではカラーの熱画像で上部の石垣に青い隙間（すじ）の箇所が沈下し、その分下部の石垣が熱を受けて赤くなっている箇所が孕み現象を起こしていることが分かる。モノクロの熱画像では肉眼やカラーの熱画像でも識別できないが変状箇所が飛び出すようにくっきりとは浮き出て検出することができることが明らかとなった。

### 2)天守閣-東面

以下の条件で撮影した結果、熱画像（モノクロ）にて石垣の変状が確認された。

- ① 撮影日：2016年10月25日（火）
- ② 撮影時刻：12:00～12:30
- ③ 天気：曇り
- ④ 気温(°C)：24.2°C
- ⑤ 湿度(%)：61%
- ⑥ 風速(m/s)：2.2m/s

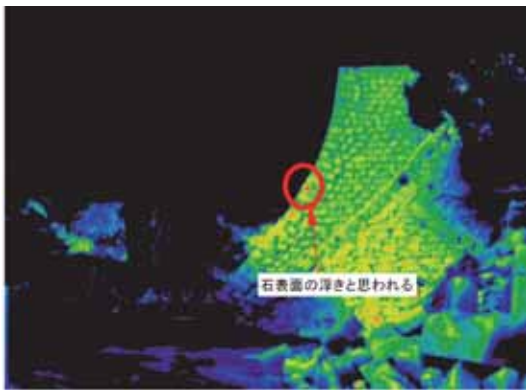
**写真 8.1-11** の西面ではカラーの熱画像で上部の石垣が熱を受けて赤くなっているため孕み現象を起こし、下部に石垣に青い隙間があることが分かる。モノクロの熱画像では肉眼やカラーの熱画像でも識別できないが変状箇所が飛び出すようにくっきりとは浮き出て検出することができることが明らかとなった。



(a)撮影位置



(b)可視画像



(c)熱画像 (カラー)



(d)熱画像 (モノクロ)

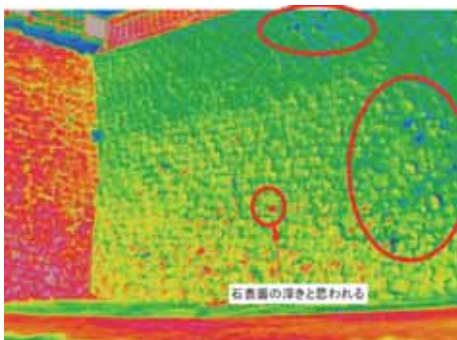
写真 8.1-7 二様の石垣 (南面)



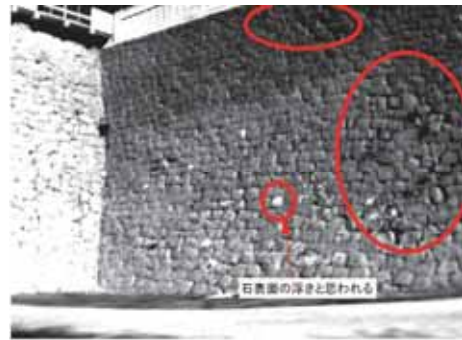
(a)撮影位置



(b)可視画像



(c)熱画像 (カラー)



(d)熱画像 (モノクロ)

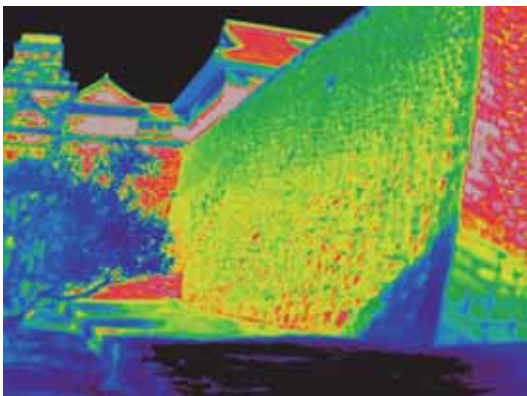
写真 8.1-8 二様の石垣 (西面北側)



(a)撮影位置



(b)可視画像



(c)熱画像 (カラー)



(d)熱画像 (モノクロ)

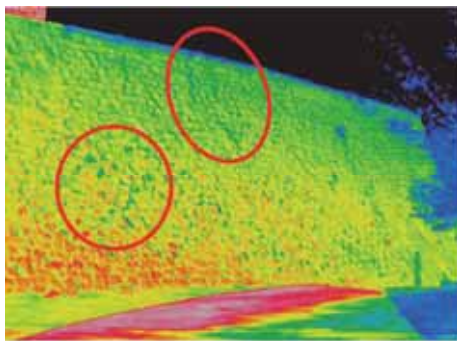
写真 8.1-9 二様の石垣 (西面南側)



(a)撮影位置



(b)可視画像



(c)熱画像 (カラー)



(d)熱画像 (モノクロ)

写真 8.1-10 二様の石垣 (西面中央側)

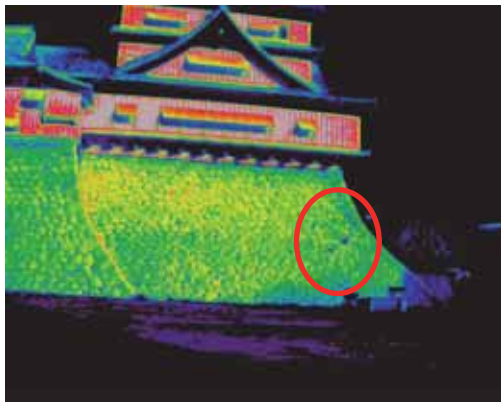




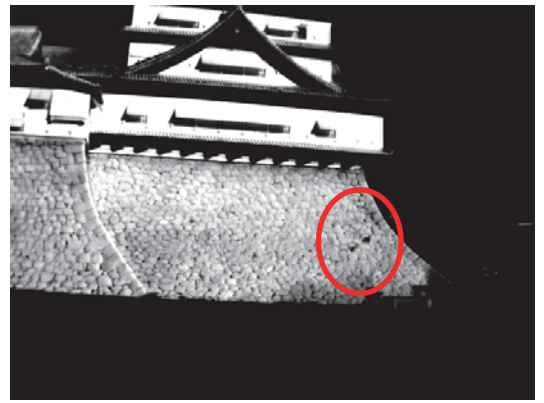
(a)撮影位置



(b)可視画像



(c)熱画像 (カラー)



(d)熱画像 (モノクロ)

写真 8.1-11 天守閣の石垣 (西面)

#### 8.1.4 3D レーザスキャナによる調査

##### (1)3D レーザスキャナの概要

3D レーザスキャナは、**図 8.1-3** のように装置から 1 秒間に数千発のレーザが周辺に照射され、計測対象物とセンサの間をレーザパルスが往復する時間を計測することで距離を計測する。同時にレーザビームを発射した方向を計測することで、計測対象点の 3 次元座標を取得するものである。

計測方法には、レーザを発射してから対象物に反射して帰ってくるまでの時間を計測して距離を算出するタイムオブフライト方式と、出射光と反射光の時間的なズレ(位相差)を距離に換算する位相差方式があるが、今回は位相差方式で行った。**図 8.1-4** は 3D レーザスキャナによる調査の作業手順である。

##### (2)調査結果

**写真 8.1-12** は、3D レーザスキャナを行った位置である。主な調査箇所は、百間石垣と本丸・天守閣を中心とした北十八間櫓、二様の石垣である。取得した計測データを GNSS 測量にて観測した公共座標系(世界測地 2011)に変換した。点群画像の座標数は、以下のようになる。

①百間石垣エリア 約 380,000,000 点

②本丸・天守閣エリア 約 700,000,000 点

**図 8.1-5** は、3D レーザスキャナで計測データを用いた全体鳥観図である。3D レーザスキャナによる鳥観図では、天守閣付近の色々な角度からの断面図を作成することもできる。ここでは、以下の 2 箇所についてまとめた。

##### 1)二様の石垣

**写真 8.1-13** は二様石垣の被災状況で、**図 8.1-6** は二様石垣の点群画像である。

##### 2)天守閣の石垣

**写真 8.1-14** は天守閣石垣の被災状況で、**図 8.1-7** は天守閣石垣の点群画像である。



図 8.1-3 3D レーザスキャナの測定イメージ

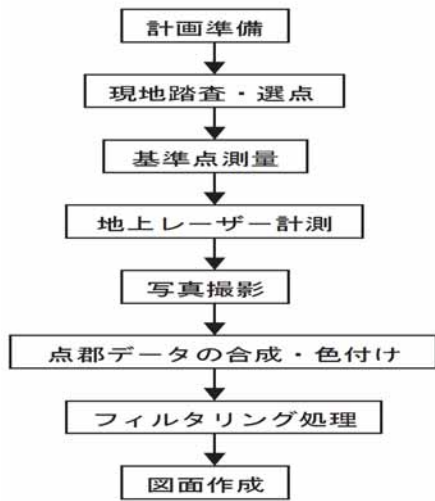


図 8.1-4 作業手順



写真 8.1-12 3D レーザスキャナ位置

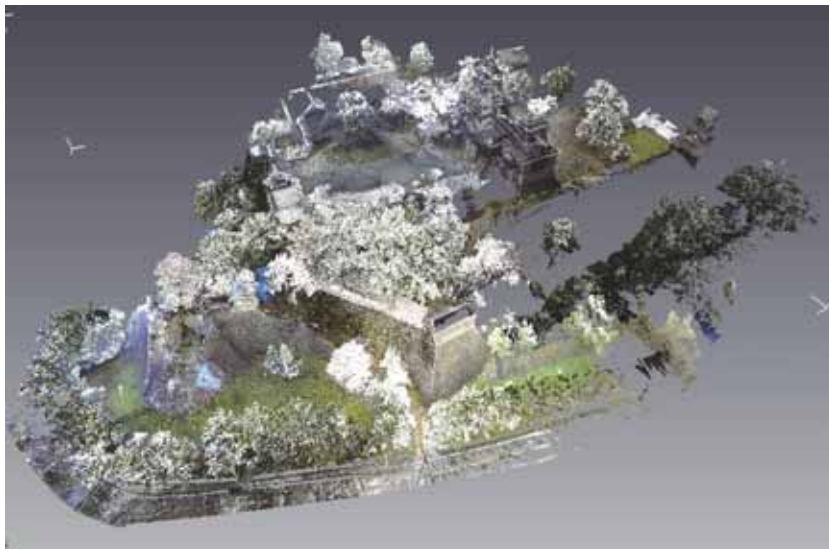


図 8.1-5 天守閣付近の 3D レーザスキャナ鳥観図（北東側）



(a) 西面南側



(b) 西面南部

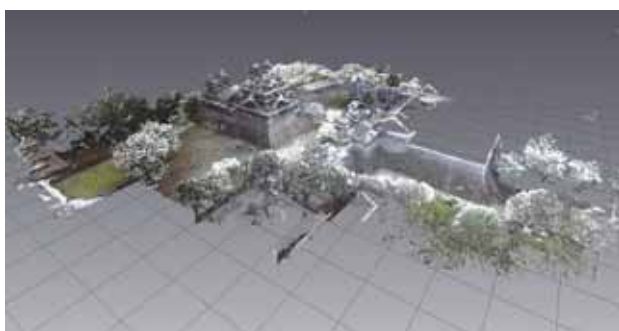


(c) 西面中央部

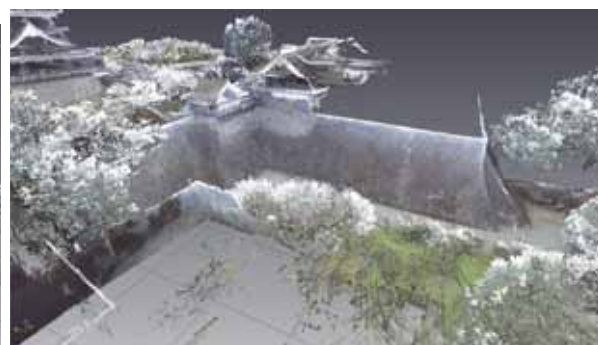


(d) 西面北側

写真 8.1-13 二様石垣の状況



(a) 南西側



(b) 南西側



(c) 西面南側



(d) 西面中央部

図 8.1-6 二様石垣の点群画像



(a) 東側の石垣崩壊



(b) 北西側の石垣崩壊



(c) 建物杭の露出



(d) 南側

写真 8.1-14 天守閣石垣の状況



(a) 東側正面図



(b) 石垣崩壊部正面図



(c) 石垣崩壊部



(d) 石垣崩壊部の裏面



(e) 石垣崩壊部

図 8.1-7 天守閣崩壊部の点群画像

### (3) 石垣断面の比較による変状分析

#### 1) 二様の石垣

桑原は昭和 59 年に図 8.1-8 に示すように熊本城 23 箇所<sup>9)</sup>の石垣を実測し、正確な石垣曲線を明らかにした結果を報告書<sup>9)</sup>にまとめている。石垣勾配の測量方法は、石垣天端よりプリズム反射鏡を取付けたそりをロープにより下降させ、石垣前方より光波タキオメーターを用いて、プリズム反射鏡までの斜距離と仰角を測定した。実測した石垣勾配の中から勾配の異なる代表的な 4 例を選び、土圧論より求めた石垣曲線と実測値はその形状が良く似ていることから、築造時にこのような土圧論による考えがあったとは思われないが、完成した石垣の形状は力学的に見て合理的なものであることを明らかにしている。

ただし、天守の石垣は、天守閣の一部が石垣方向に突出しているため、従来の方法で行われた。

そこで、取得データから石垣の断面図を作成し、桑原が昭和 59 年に計測した石垣勾配(形状)との比較を行った。

図 8.1-9 は桑原が測定した写真 8.1-15 の二様の石垣曲線図である。断面位置は誤差が考えられるために図 8.1-10 のように図面から計測した断面の他に両サイドに 0.7m も断面を取り比較を行った。図 8.1-11 は二様の石垣の 2 断面を比較した結果で B1 断面で最大 31cm の孕み、B2 断面で最大 32cm の孕みが生じていることが明らかとなった。

#### 2) 天守閣の石垣

図 8.1-12 は桑原が測定した写真 8.1-16 の天守閣の石垣曲線図である。図 8.1-14 は図 8.1-13 のように天守閣の石垣の 2 断面を比較した結果で、Z1 断面で最大 22cm の孕み、Z2 断面で最大 60cm の孕みが生じていることが明らかとなった。

### (4) 段彩図による地盤変状分析

段彩図とは、標高値を高度の段階毎に分け、その段階毎に色付けを行う表現方法である。色を付けることで、より直感的に地形の高低やその間隔を把握出来る。そこで、段彩図手法を用いて石垣の変状を把握するために天守閣西面の Z1 断面、南面の Z2 断面における段彩図を作成した。について図 8.1-15 に示すような段彩図を作成した。その結果、Z2 の段彩図は、大きい孕みではあるが一様に変化しているため差が明確ではない。しかし、写真-16(b)の南面 Z1 の方は肉眼では把握できないが、石垣の中腹に局部的に V 字状の変状があることが明らかとなった。

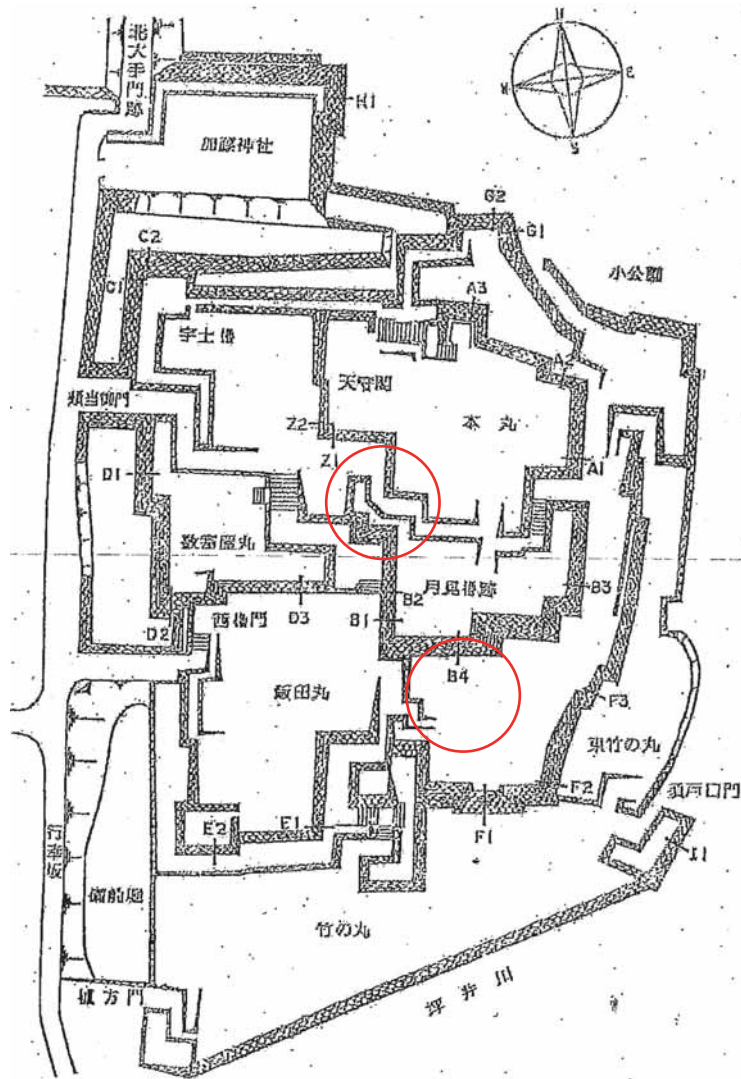


図 8.1-8 熊本城石垣の測量<sup>9)</sup>



写真 8.1-15 二様の石垣：B1, B2 断面付近

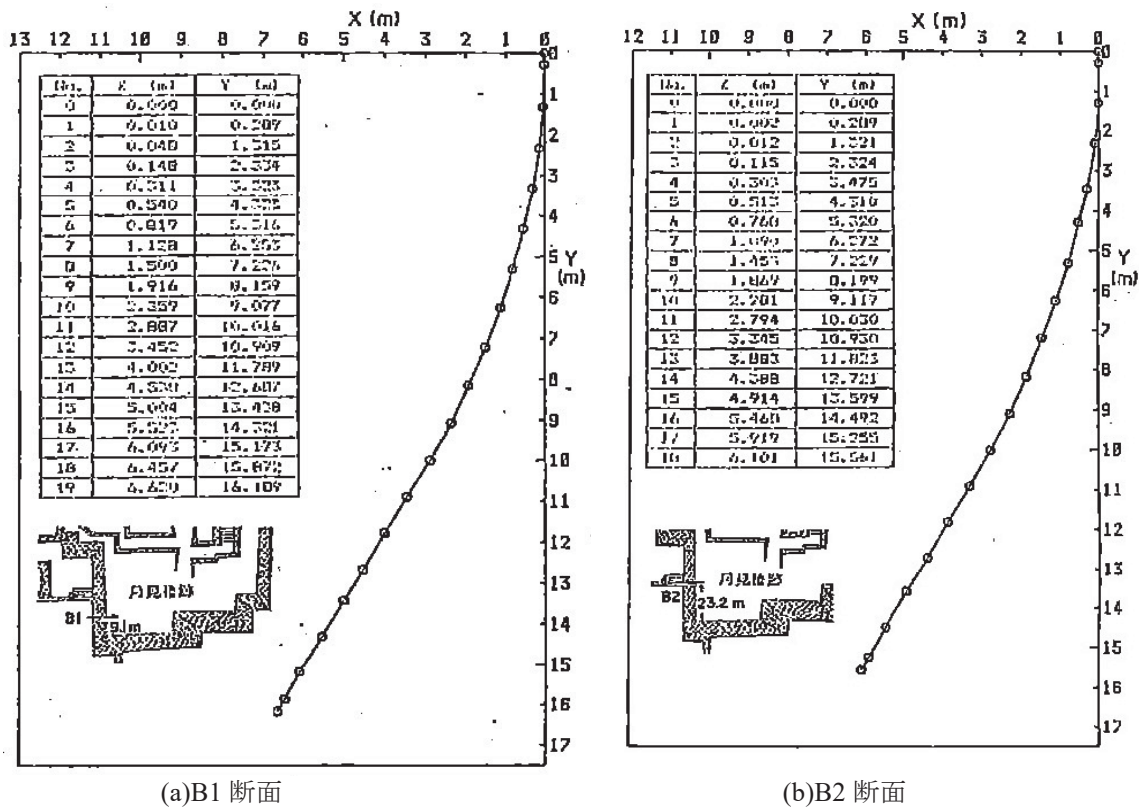


図 8.1-9 二様の石垣曲線図<sup>9)</sup>

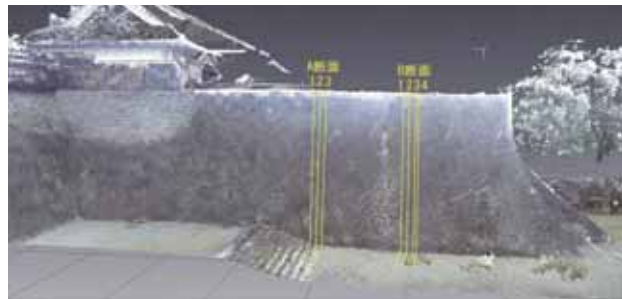


図 8.1-10 二様石垣の断面位置

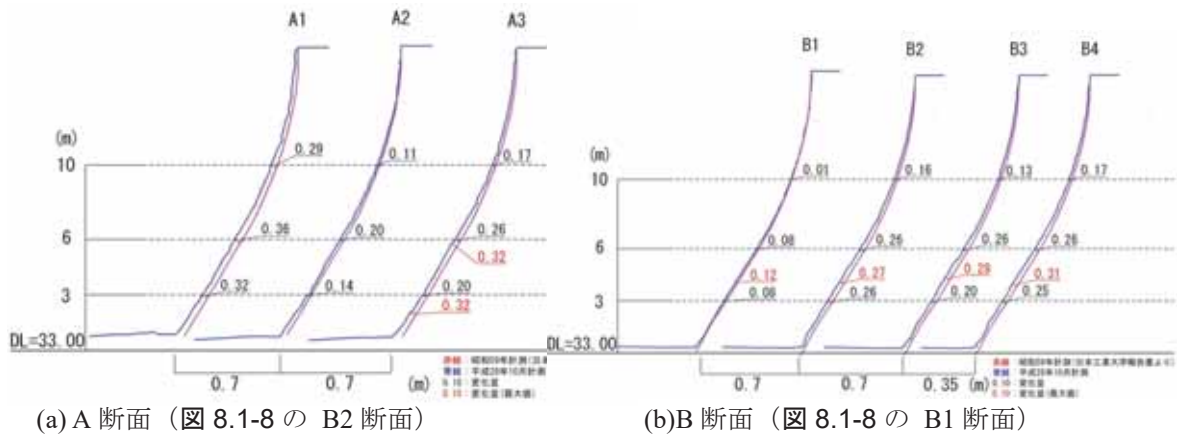


図 8.1-11 石垣斜面比較図



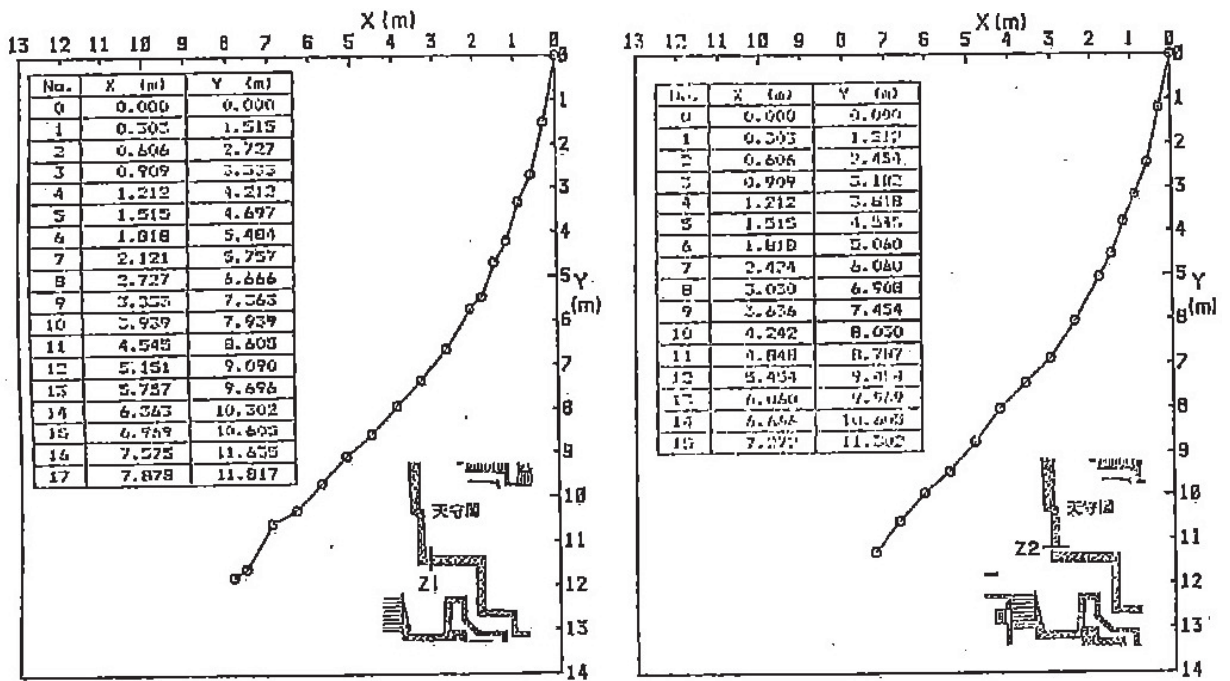


(a)南西面の石垣 ( Z2 断面付近)



(b) 南面石垣 ( Z1 断面付近)

写真8.1-16 天守閣の石垣状況



(a) Z1 断面 (南面)

(b) Z2 断面 (西面)

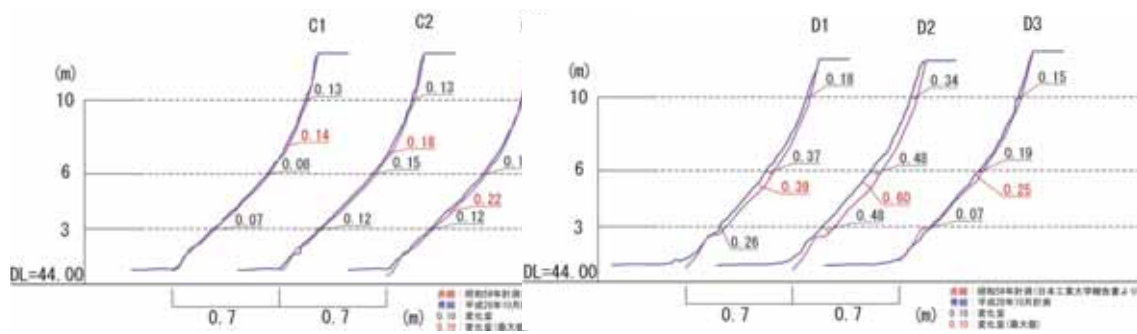
図 8.1-12 天守閣の石垣曲線図<sup>9)</sup>



(a)南面の断面位置

(b)西面の断面位置

図 8.1-13 天守閣(西側石垣)の断面位置



(a)C断面 (図 8.1-8 の Z1 断面)

(b)D断面 (図 8.1-8 の Z2 断面)

図 8.1-14 石垣斜面比較図断面



(a)点群画像

(b)石垣段彩図

図 8.1-15 天守閣南側石垣の段彩図

### (5) まとめ

本研究は、赤外線サーモグラフィー及び 3D レーザスキャナを用いた調査で熊本城石垣の変状程度を把握できるかの検討を行ったものである。以下に主要な結論を示す。

#### 1) 赤外線サーモグラフィーを用いた調査

赤外線サーモグラフィーを用いた調査では、肉眼では把握できない浮石部分や隙間、孕み現象をカラーやモノクロの熱画像を用いることによって明確に検出することができることが明らかとなった。

#### 2) 3D レーザスキャナを用いた石垣の測量断面の比較

過去の地震前の石垣の測量断面と地震後の 3D レーザスキャナを用いた石垣の測量断面の比較では、石垣の孕みが二様の石垣で均一に 30cm 程度、天守閣の石垣で最大 60cm 生じているなど検証できることが明らかとなった。

#### 3) グラデーションをつけた段彩図手法による検証

天守閣の石垣では、等高線による地形表現を見やすくするため段彩（グラデーション）をつけた地形図（段彩図）手法を用いて肉眼では把握できない石垣の異常箇所を把握することも明らかとなった。

### 8.1.5 電気探査及び表面波探査

#### (1) 電気探査及び表面波探査による地盤調査の目的

2016年熊本地震によって、熊本城の石垣が崩壊するなどの甚大な被害を生じた。城壁の石垣は、近世における石垣築造（普請）の技術的頂点に位置し、わが国が誇るべき建設文化的遺産であるが、石垣の修復には明確な基準がなく、経験的に行われている場合が多い。一方、百間石垣や熊本城本丸付近等の崩壊メカニズムが明らかとなっていない。そこで、熊本城壁石垣の大規模な崩壊の原因を究明し今後の石垣の修復に役立てるために、図8.1-16に示すように電気探査（青線）及び表面波探査（赤線）を用いた地盤調査<sup>10)</sup>を行った。

#### (2) 電気探査（比抵抗2次元探査）

図8.1-17(a)は、電気探査を行った測線配置位置である。百間石垣脇の駐車場から二の丸広場方向に高さ12mの斜面を挟んで、できる限り長く測線を設定した。駐車場のアスファルトはドリルせん孔により電極を設置した。測線長は120mで電極間隔は2mとした。図8.1-17(b)は電気探査から作成した比抵抗断面図で、以下のことが明らかとなった。

- ① 地質による比抵抗の違いが顕著に出ており、測線の中央法面付近を境にずれている断層構造である可能性が高い。
- ② 地表から10mまでの上層に盛土・ローム層、それ以深の下層に未熔結凝灰岩の全体に2層構造になっている。

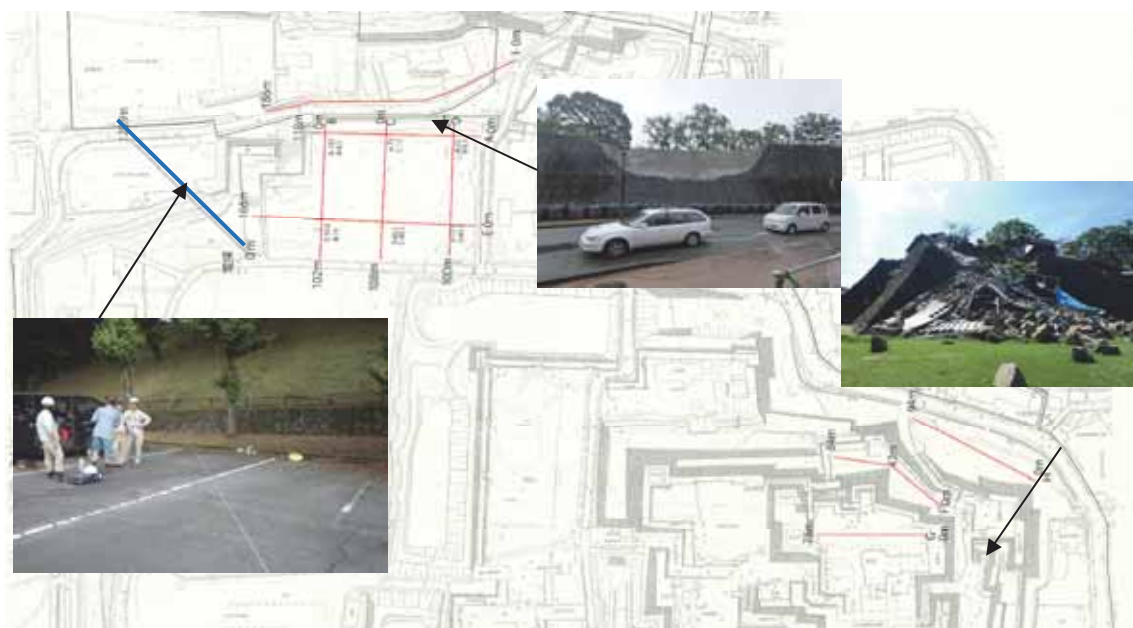


図8.1-16 電気探査及び表面波探査位置

### (3) 表面波探査

表面波探査の調査位置は、調査位置に示した。百間石垣地区では石垣上二の丸広場に 5 測線、石垣下に 1 測線を設定し、本丸周辺地区では、本丸前広場、一段下の平櫓前、最下段にそれぞれ 1 測線設定した。各測線共 2m 間隔で受振器を設置し 4m 間隔でハンマリング発振により表面波を発生させて測定した。

#### 1) 百間石垣地区

図 8.1-18 は、百間石垣地区の石垣上 5 測線で計測した位置での各 S 波速度断面図及び推定 N 値断面図を示している。この結果から、百間石垣地区の石垣崩落部では S 波速度 0.14km/s 以下、N 値 3 以下の層が厚くなっているのがわかる。図 8.1-19 は、百間石垣地区の石垣天端付近における A 測線の表面波探査結果で、石垣崩落部の位置関係を記載している。この結果から、S 波速度 0.14km/s 以下、N 値 3 以下の層が厚い箇所が石垣の崩落部と一致していることがわかる。

#### 2) 本丸周辺地区

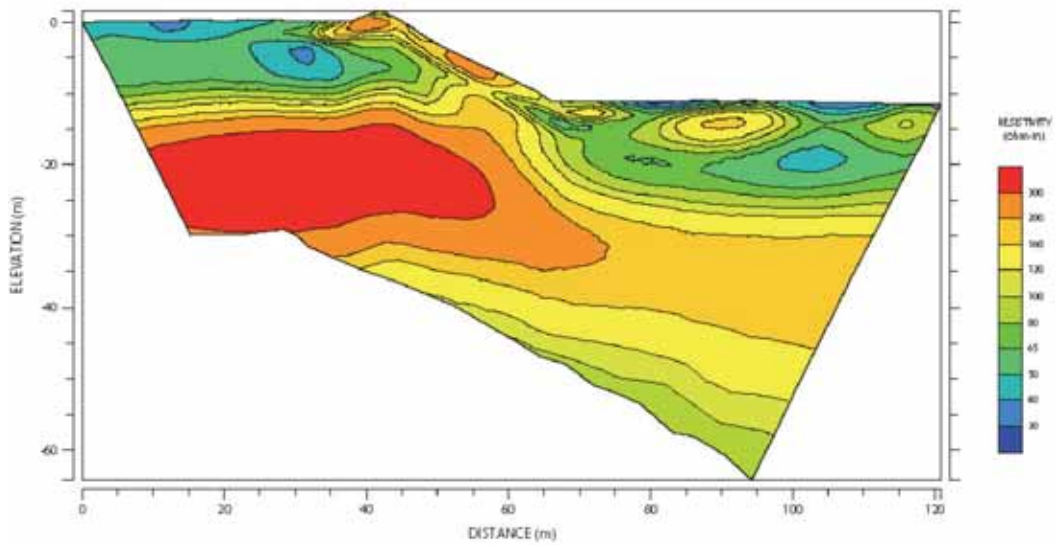
図 8.1-20 は、本丸周辺地区で本丸から石垣の崩壊が生じた北十八間櫓間の 2 段の石垣を天端の本丸広場 (G 測線)・小段の平櫓前 (G 測線)・最下段の北十八間櫓端下 (H 測線) の 3 測線を計測した。この結果から、各測線の速度構造に差違があり、0.2km/s 以下の層は本丸広場の G 測線で 14m 以上、中断平櫓前の F 測線で 4~8m で、最下段の H 測線で始点付近 3m、測線中央付近 8m、終点付近で 6m となる。それ以深では 0.3km/s 以上である。石垣の崩壊が生じたでは、G 測線からで緩い層が厚い中央部分層が厚くなっている箇所が北十八間櫓の石垣の崩落部と一致していることがわかる。

### (4) おわりに

電気探査により百間石垣脇の駐車場から二の丸広場方向に高さ 12m の斜面が断層構造である可能性が高いことが明らかとなった。表面波探査により石垣の被害を生じている箇所は地盤の影響を受けていることが明らかとなった。

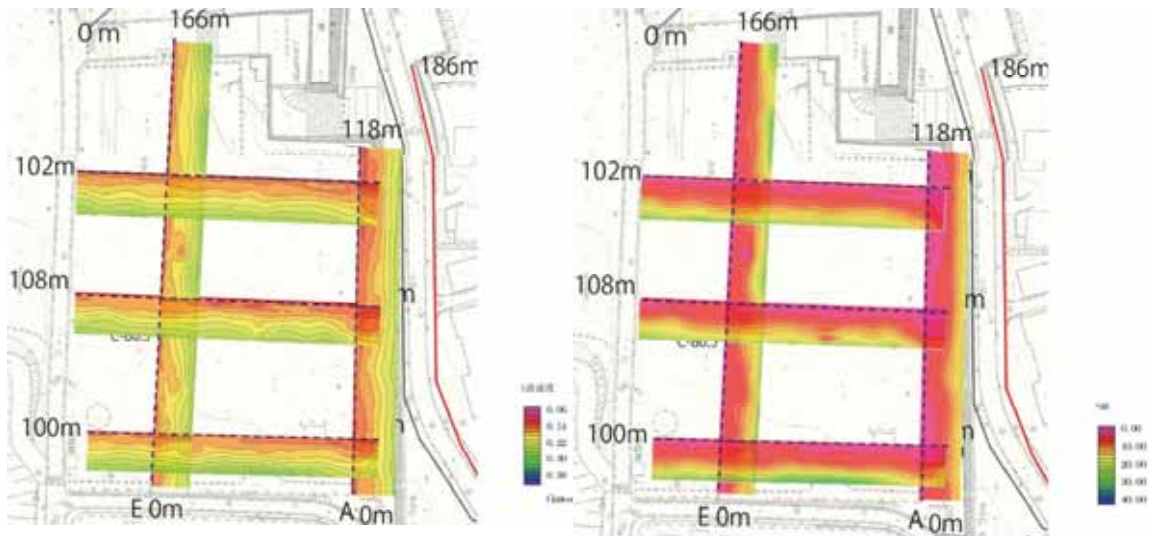


(a)測線配置位置



(b)比抵抗断面図

図8.1-17 百間石垣地区における表面波探査の結果



(a)S波速度構造図

(b)推定N値断面図

図8.1-18 百間石垣地区における表面波探査の結果

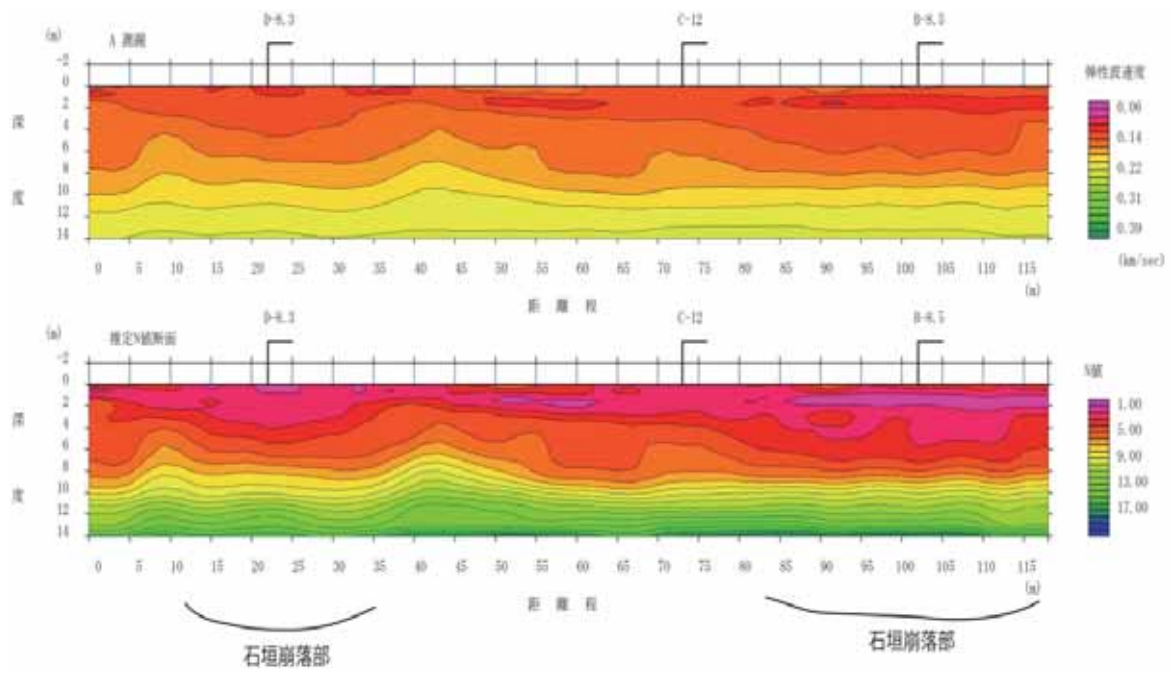
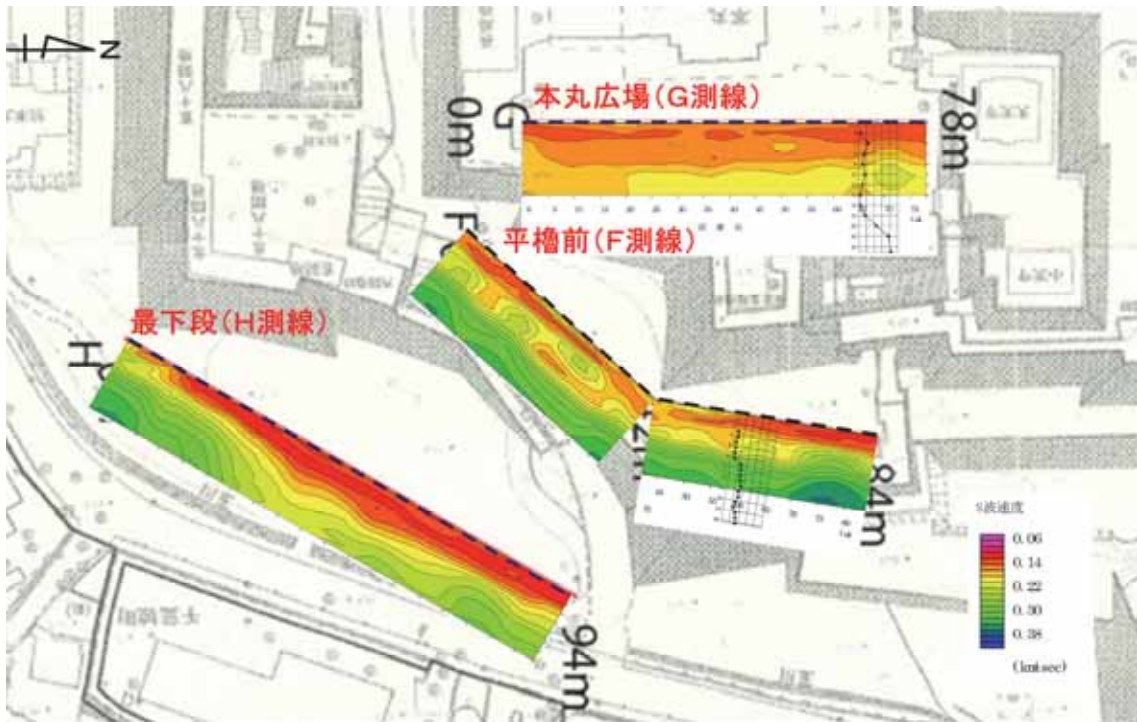
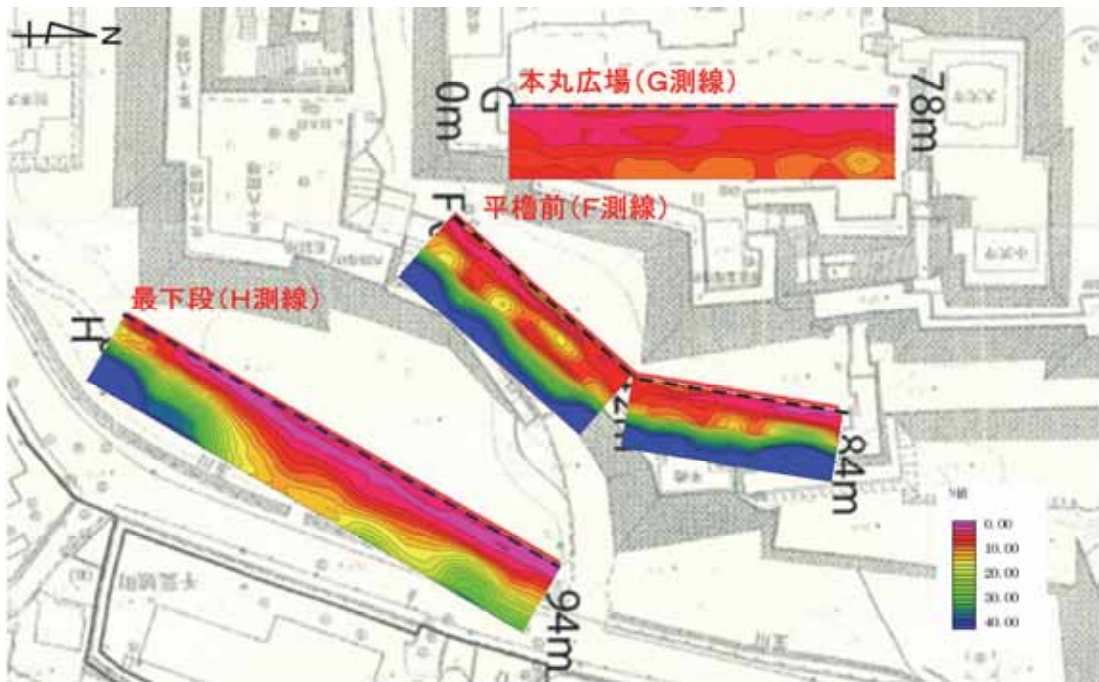


図8.1-19 百間石垣地区におけるA測線の表面波探査結果



(a) S波速度構造図



(b) 推定N値断面図

図8.1-20 本丸周辺地区における表面波探査の結果



## 8.1.6 微動アレイ探査

## (1) 探査の内容

微動アレイ探査は、図 8.1-21 に示すように以下の 23 地点で行った。

①竹之丸地区	5 地点 (4.5Hz a =10m)
②東竹之丸地区	9 地点 (4.5Hz a =10m)
③本丸御殿地区	3 地点 (4.5Hz a =10m)
	3 地点 (4.5Hz a = 5 m)
④飯田丸地区	2 地点 (4.5Hz a =10m)
	1 地点 (4.5Hz a =10m・20m)
	合計 23 地点

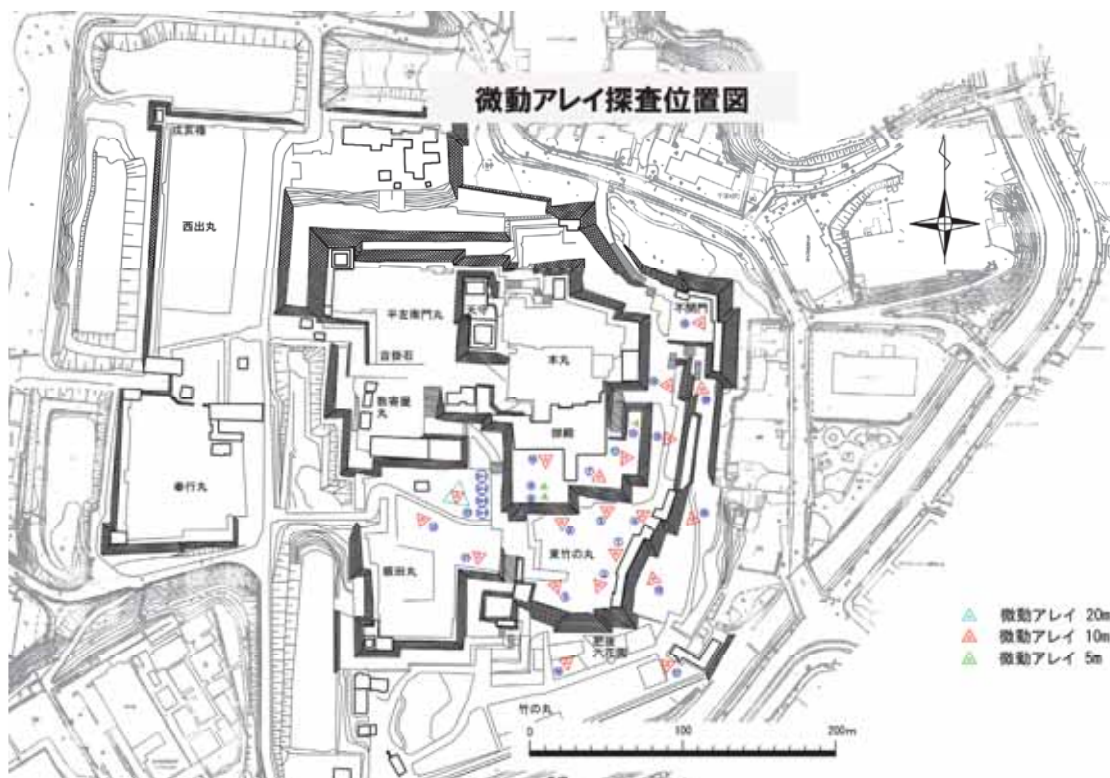


図 8.1-21 調査地点位置

## (2) 微動アレイの概要

微動には、人工的なものと自然的なものがある。前者は一般に周期1秒以下の微動で、車両振動等を発生源とし、振幅に明瞭な日変化が認められる特徴がある。一方、後者は周期1秒以上の波で、主として気圧変化に伴う風や波浪等の自然現象が発生源であり、それらの現象の規模によって振幅は変化する。

微動は時間的に変化し、また、空間的にも変化するという特徴を持った波動である。弾性論的には、実体波（P波、S波）や表面波（レイリー波、ラブ波）の集まりである。

通常観測される微動は、複雑な微動の発生源、伝播経路、観測場所の地下構造などに関する様々な情報を実体波や表面波の形で含んでいる。表面波には波の周期（周波数）によって伝播速度が変わる、いわゆる「分散性」の性質がある。この分散性は地下構造に密接に関係するものである。したがって、表面波の分散、すなわち表面波の周期（周波数）と伝播速度の関係がわかれば、それから地下構造が推定できることになる。

微動の発生源は多くの場合、地表面や海底面にあると考えられているので、実体波より表面波が優勢である。そこで、この優勢である表面波を利用し、次の手順で地下構造を推定する手法が開発（岡田，1990）された。

微動観測：地表に面的に展開した群列地震観測網（seismic array network；以下、アレイと略記）により微動を観測する。

位相速度の推定：アレイ直下の地下構造の情報を含む表面波を分散の形（位相速度－周期の関係）で検出する。

S波速度の推定：その分散を逆解析して、そのような分散をもたらす地下構造を推定する。なお、微動アレイ調査で得られる地下構造は従来の地震探査とは違い、アレイの中心点下の地下構造を平行層で近似したものであり、各層の区分はS波速度による速度帯構造として認識される。

微動アレイ探査法は、表面波の分散性から地下構造を推定する探査法であり、以下、微動探査法と呼ぶ。

## (3) 微動アレイ探査における最近の適用例

微動探査法は、従来は地下深部構造の研究などの学術目的が主で、応用地質調査分野において適用されることは少なかった。しかし、平成7年に発生した阪神淡路大震災を期に都市部における地震防災が叫ばれるようになり、地震防災に直結する地震応答解析のパラメータとなる地下数千mまでのS波速度が求まる微動アレイ調査が注目され適用されてきた。さらに、微動アレイ調査は、観測機材がコンパクトで機能性が良いことから観測作業

に制約を受けやすい市街地でも容易に実施できる点、震源は自然発生の変動を利用してのことから環境に全く影響を与えることなく実施できる点が評価され、地質調査手法の1つとして適用される機会が増えてきた。最近の適用分野としては、活断層調査、堆積盆地の地下構造調査、構造物の支持基盤調査、トンネル調査等が挙げられる。

#### (4) 測定方法

##### 1) アレイの形状

微動観測は、地震計を面的に展開した観測網（以下「アレイ」）を用いて行う。

アレイの形状は正三角形であり、中心点および頂点に観測機材（地震計およびデータレコーダ）を配置する。通常の微動観測では、中心点を共有した大小の正三角形を組み合わせた多重正三角形アレイを使う。図 8.1-22 は、2重正三角形アレイの概念図である。

##### 2) 観測手順

微動観測は、以下の示すとおりの手順で実施する。

###### ① キャリブレーション

本番の観測に先立ち、地震計の動作チェックを行う。具体的には、地震計を同一地点に集結させて所定時間ぶんの微動を計測し、各地震計の観測波形が互いに同じであることを確認する。

###### ② データレコーダの設定

観測前に、データレコーダの設定を行う。設定内容は、観測開始・終了時刻、観測時間、サンプリング間隔等である。

###### ③ 微動観測

事前測量により選定しておいた場所に観測機材を安置して、所定時間ぶんの微動を計測する。

###### ④ データ回収・点検

観測終了後、データレコーダに収録したデータをパソコンで回収し、観測データの質を点検する。データ不良の場合には同一場所で再度観測を行う。データが良好な場合には観測機器を撤収して次のアレイに移動し、上記と同様の要領で観測を実施する。

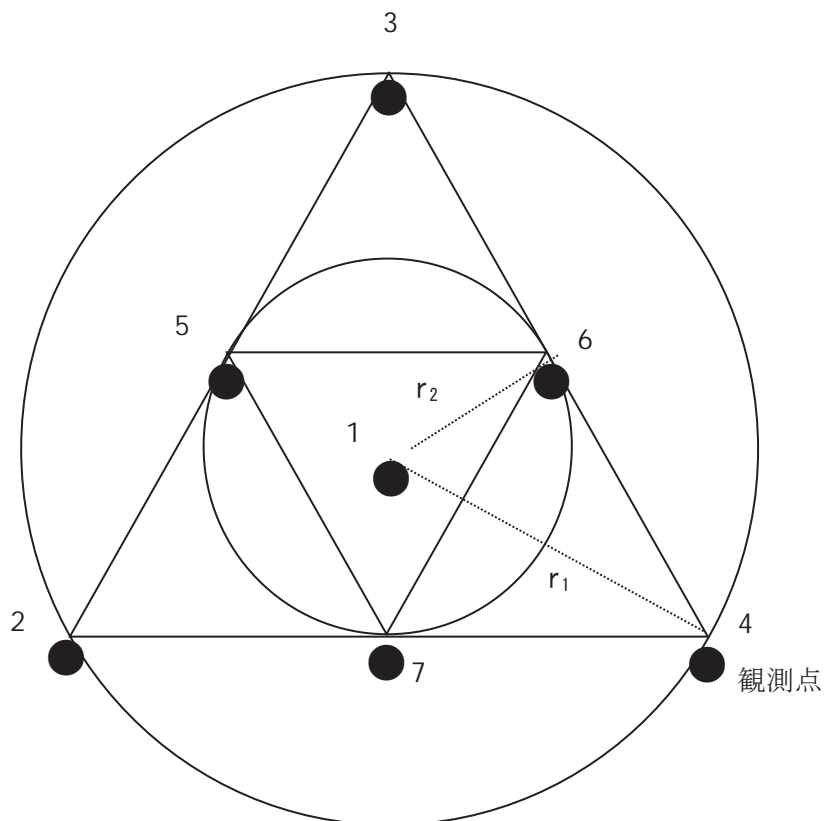


図 8.1-22 2重正三角形アレイの概念図

$r_1, r_2$  : アレイ半径 ( $r_1=2r_2$ )

● : 地震計設置点を表す (計 7 点).

(5) 使用機器

微動アレイ探査に用いた使用機器を写真 8.1-17 に示す. その仕様は以下のようになる.



(a) 記録器



(b) 測定状況

写真 8.1-17 微動アレイ測定状況

■ 使用機器の仕様(主要部分)

型 名	McSEIS-SX 48
入力チャンネル数	1,2,3,12,24,48
サンプリング数	512,1024,2048,4096,8192
サンプリング間隔	25 $\mu$ s ~ 2ms(7段階)
増幅方式	瞬時浮動小数点増幅 (ダイナミックレンジ 120dB)
A/D 変換・信号増幅	18ビット/10ビット
アナログフィルター	ハイパスフィルター (タイプ1, タイプ2), ローパスフィルター:なし
周波数帯域	4Hz~4000Hz
C P U	i486
ハードディスク	1.2GB 最大 256 ファイル収録
プリトリガ	0(OFF) 128ワード(ON)
トリガレベル	100~1000mV, OFF
モニター	TFT カラー液晶(640×480ドット) 10.4インチ
インターフェース	パラレルポート×1 外部キーボード接続用ポート×1
電源・重量・寸法	直流 12V(消費電力 35W)/約 9kg/約 330mm×280mm×260mm
動作環境	-5°C~45°C 気温 40°C±2°C
受振器	HGS SM-11 固有周波数 4.5Hz 10器
解析ソフト	SeisImagerSW, GFSEIS

(6) 解析方法

観測データからS波速度構造を求めるまでの手順を、図 8.1-23 に示す。

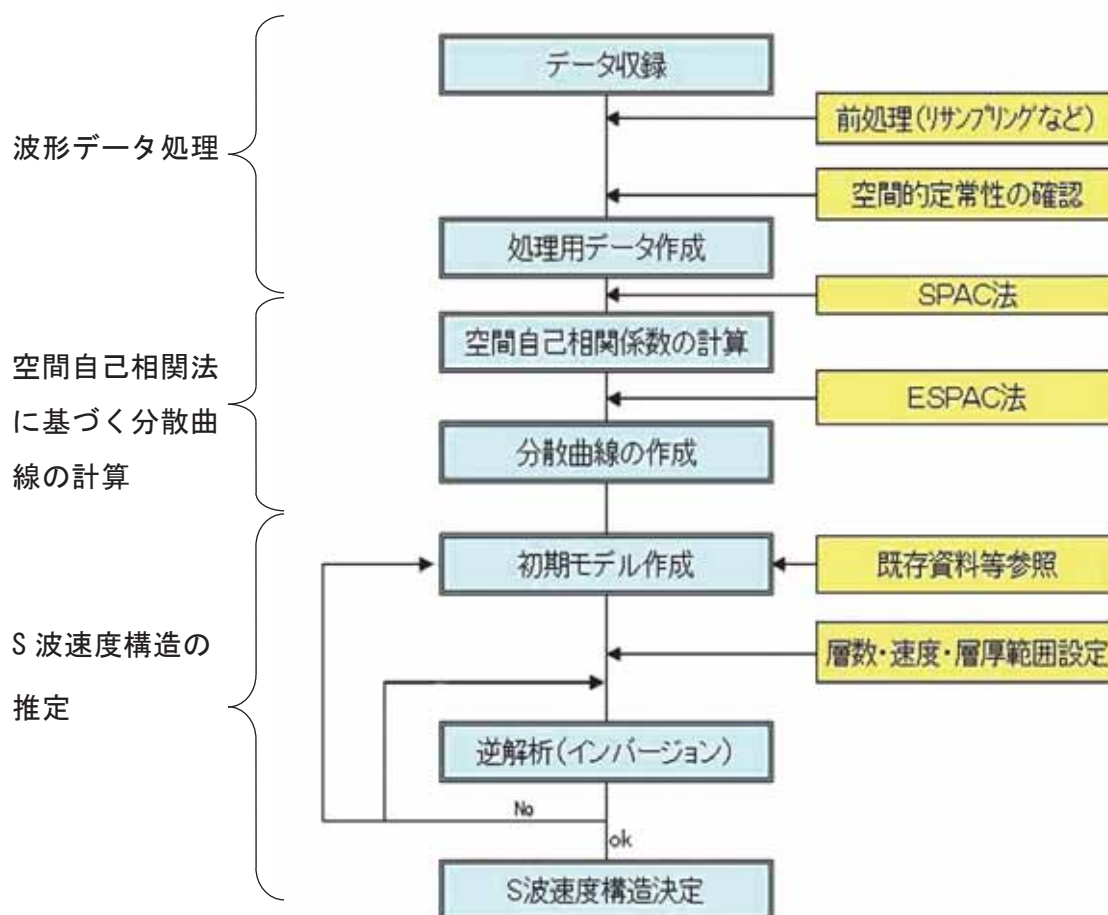


図 8.1-23 微動探査法 of データ処理・解析手順

具体的な解析手順は、次のとおりである。

1) 波形データ処理

微動探査法では、アレイを構成する複数の観測点を「一体の観測システム」と見なして、どの観測点でも均質なデータが取得されたかどうかの確認を行う。これを、「微動の空間的定常性」の評価という。

具体的には、取得した微動波形データから微動パワースペクトルを計算し、各地震計のスペクトル曲線が同じ形状であるような周波数範囲を調べる。スペクトル強度に多少の違いはあっても、曲線形状が相似していれば（パワー軸方向に曲線を上下に移動させると互

いに一致する場合), 微動の空間的定常性が保たれていると判断する. 以後の処理は, スペクトル曲線の形状が一致するような周波数の範囲内で実施する.

## 2) 空間自己相関法に基づく分散曲線の計算

微動に含まれる表面波成分の分散データの計算には, 空間自己相関法 (Spatial AutoCorrelation Method ; 略称 SPAC 法, 岡田他, 1987) および拡張空間自己相関法 (略称 ESPAC 法, 凌他, 1993) を用いる.

ここで実際に用いている空間自己相関係数の計算方法は, Aki (1957) が定義したのではなく, 半径  $r$  のアレイの中心点  $(0,0)$ , 円周上の点  $(r, \theta)$  として, 地震計の設置条件 (例えば, 地震計と地面のカップリング) などが異なる場合を考慮し, 式(8.1-1)のように求めている [岡田ほか (1987)]. 空間自己相関関数および空間自己係数のオリジナルの定義は Aki (1957) の論文を参照されたい.

$$\rho(f, r) = \frac{1}{2\pi} \int_0^{2\pi} \frac{\phi_{0i}(f, r, \theta)}{\sqrt{\phi_{00}(f, 0, 0)\phi_{ii}(f, r, \theta)}} d\theta = J_0\left(\frac{2\pi fr}{c}\right) \quad (8.1-1)$$

ただし,

$$\phi_{0i}(f, r, \theta) = \overline{u(f, 0, 0, t)u(f, r, \theta, t)}$$

$$\phi_{00}(f, 0, 0) = \overline{|u(f, 0, 0, t)|^2}$$

$$\phi_{ii}(f, r, \theta) = \overline{|f(\omega, r, \theta, t)|^2}$$

$J_0$ : 第一種0次のBessel関数

式(8.1-1)は, 半径  $r$  のアレイで微動を観測したとき, そこに分散性の波が含まれていると仮定すると, 空間自己相関係数  $\rho$  は周波数  $f$ , アレイ半径  $r$ , 分散性の波の位相速度  $c$  を変数とする第一種0次の Bessel 関数で表されることを意味する.

2重三角形アレイ (図 8.1-22) で観測を行ったとき等距離 ( $R$ ) の観測点間の組み合わせは図 8.1-24 に示すような5通りができる. すなわち, アレイ半径を  $r$ ,  $2r$  とすると大きい順に,  $r$ ,  $\sqrt{3}r$ ,  $2r$ ,  $3r$ ,  $2\sqrt{3}r$  の5通りである. 以下, アレイ半径  $r$  の値を  $R$  で代用する.

S波速度構造の図は, 上記の5通りの等距離 ( $R$ ) の観測点間の組み合わせに基づいた計

算結果であり、式(1)の被積分関数はこれらの図の上の3つ（あるいは9つ）の図に対応する。

式(8.1-1)で周波数を固定した、つまり $f=f_0$ （＝一定）とすれば、

$$\rho(f_0, R) = J_0\left(\frac{2\pi f_0 R}{c_0}\right) \quad (8.1-2)$$

となる。ここで、 $B = 2\pi f_0 / c_0$ （＝一定）とおくと、式(8.1-2)は、

$$\rho(f_0, R) = J_0(B \cdot R) \quad (8.1-3)$$

となる。いろいろなアレイ半径  $r$ （2重三角形アレイでは5通り）について  $\rho(f_0, r)$  が求められていると、それに最適なBessel関数 $J_0$ を最小2乗的に見つけることができる。これは  $B$ を求めることに他ならない。 $B$ が求められれば、

$$c = 2\pi f_0 / B \quad (8.1-4)$$

により、位相速度  $c(f)$ が求められる。周波数を一定にした空間自己相係数（プロット）および最小2乗的に見つけた Bessel 関数（実線）に示した。

以上の手続きで、微動波形から分散データが抽出される。分散データは、グラフ化すると滑らかな曲線イメージになることから、通常は「分散曲線」と呼ばれる。

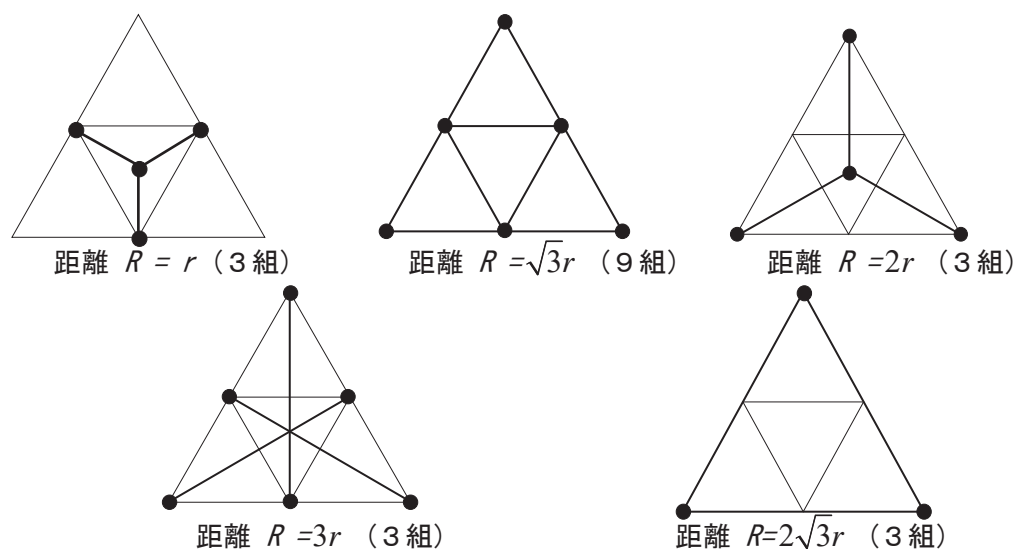


図 8.1-24 2重正三角形アレイにおける等距離観測点 ( $R$ ) の組み合わせ  
最小アレイ半径を  $r$ とする。●は地震計の位置を表す。



### 3) S波速度構造の推定

得られた分散曲線を「レイリー波基本モード」の分散曲線と仮定し、アレイ直下の地下構造を多層半無限水平成層構造として推定する。

レイリー波位相速度は、層数、層厚、各層のP波速度、S波速度および密度をパラメータとする関数である。層数を  $n$  とするとき、未知パラメータの総数は  $-1$  個である（最下部の層は半無限層である）。数値計算の安定化や処理時間の短縮を図るため、未知パラメータの個数を減らすことを考える。

数値実験によれば、レイリー波分散曲線の変化に強く寄与するパラメータはS波速度と層厚、特にS波速度であり、P波速度や密度の寄与はS波速度よりも1~2桁以上小さいことがわかっている。そこで、P波速度および密度は既存の統計資料（Ludwig et al. 1970, 土木物探研究会, 1970）からS波速度の関数として換算することとし、層数  $n$  は前もって設定する。

すなわち、レイリー波分散曲線から精度良く推定できる実質的な地下構造は、S波速度構造である。このとき、未知パラメータ（S波速度および層厚）の個数は、当初の約半分の個にまで減少する。

通常、地下構造モデリング作業においては、初期モデルを試行錯誤的に決定し、それを反復的に修正する逆解析（インバージョン）プログラムを用いていた。この種のインバージョンでは初期モデルへの依存性が問題となり、標準的な地下構造が未知の場合に初期モデルをどう設定するかが大きな課題であった。

そこで、本報告の構造解析では、初期モデルへの依存性を解決する手段として、個体群探索分岐型遺伝的アルゴリズム（Forking Genetic Algorithm, 略称 fGA）による地下構造推定法（長ほか, 1997）を利用する。fGAでは初期モデルとして層の数、各層の層厚の最大値・最小値、S波速度の最大値・最小値を与え、これらの範囲内で残差最小解を求める。fGAは順問題という性格上、計算が不安定になる可能性がないなどの特徴を有する。

最終的には、fGAで求めたパラメータを必要に応じて手動調整し（フォワードモデリング）、最適解を絞り込む。なお、S波速度の調整のみではフィッティングが向上しない場合、層数や層厚を適宜増減する。既存資料との整合性も十分に良好な解を、S波速度構造の最終推定解とする。

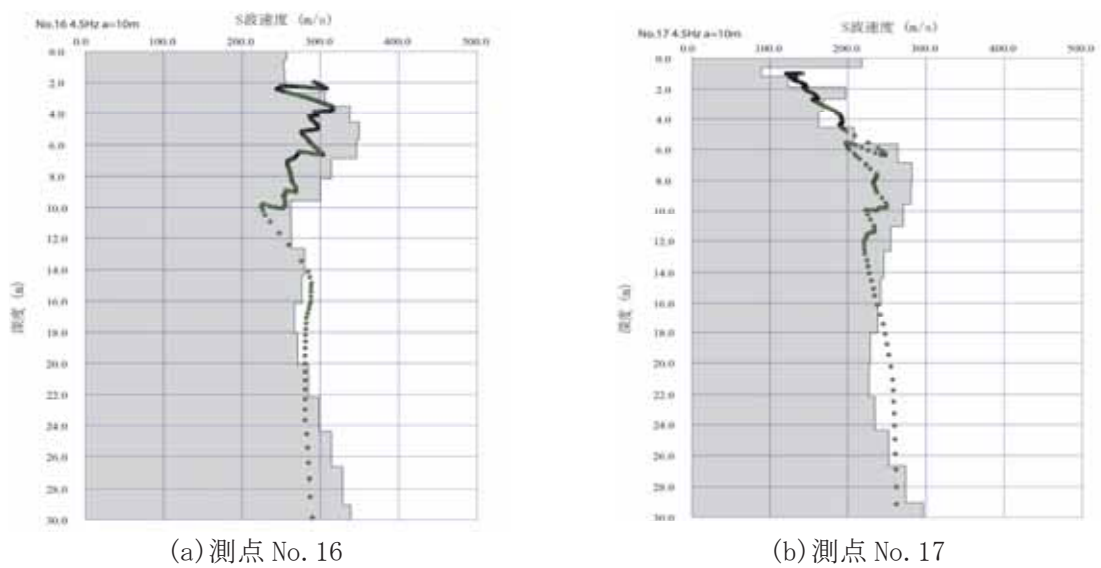
(7) 調査結果と考察

1) 竹之丸地区の微動アレイ探査の解析結果

竹之丸地区の微動アレイ位置を図 8.1-25 に示す測点番号 16~20 の 5 地点で測定した。アレイは 10m で振動計の固有周波数は 4.5Hz である。解析された速度構造を図 8.1-26, 図 8.1-27 に示す。



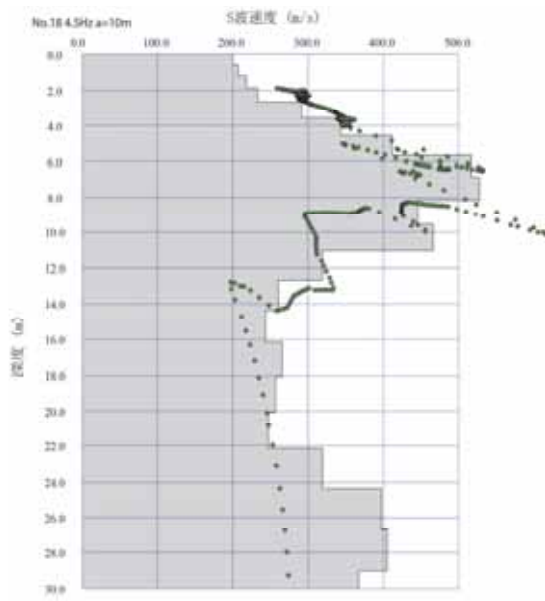
図 8.1-25 竹之丸地区の微動アレイ位置



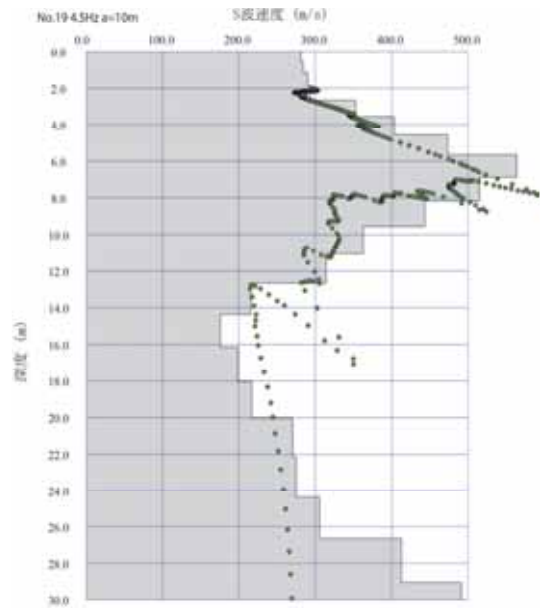
(a) 測点 No. 16

(b) 測点 No. 17

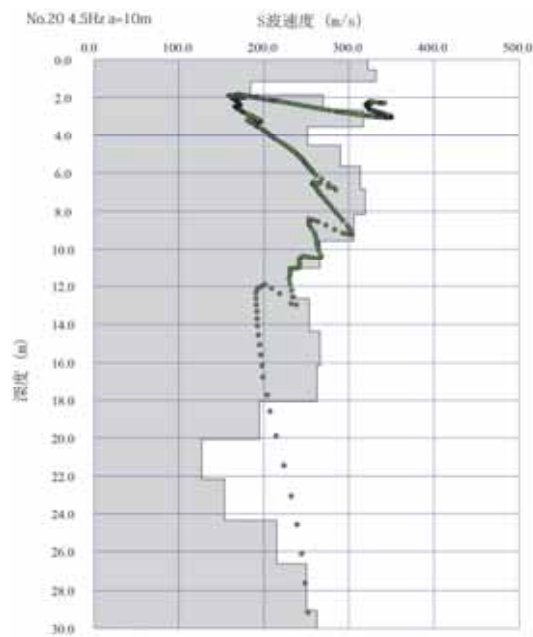
図 8.1-26 竹之丸地区の S 波速度構造(1)



(a)測点 No.18



(b)測点 No.19



(c)測点 No.20

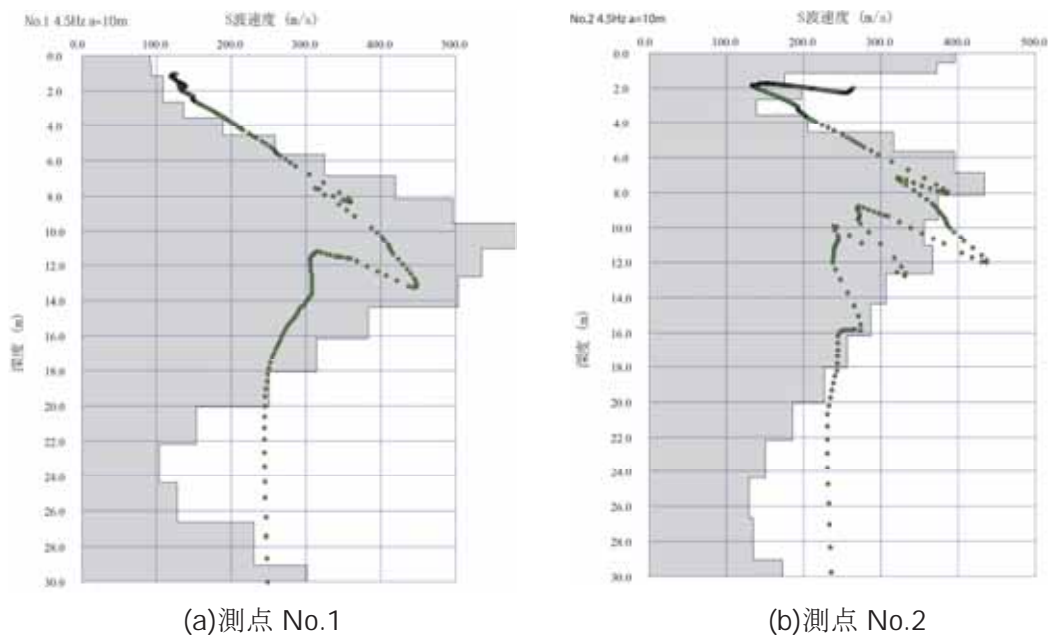
図 8.1-27 竹之丸地区の S 波速度構造(2)

2) 東竹之丸地区の微動アレイ探査の解析結果

中段の東竹之丸地区の微動アレイ位置を図 8.1-28 に示す測点番号 1~6, 13~15 の 9 地点で測定した. アレイは 10m で振動計の固有周波数は 4.5Hz である. 解析された速度構造を図 8.1-29~図 8.1-31 に示す.



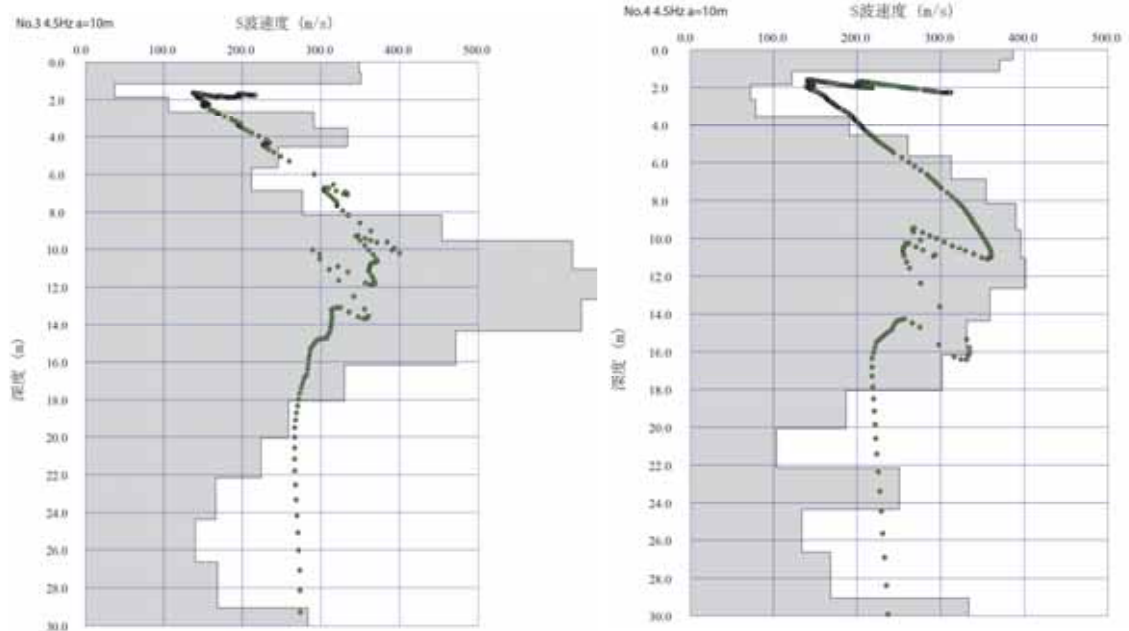
図 8.1-28 東竹之丸地区の微動アレイ位置



(a)測点 No.1

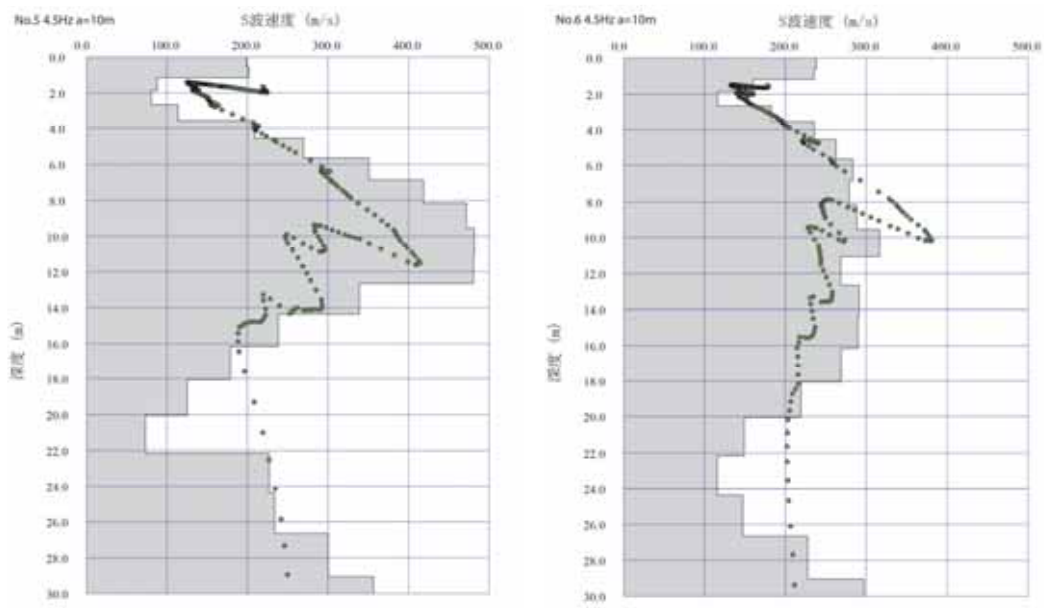
(b)測点 No.2

図 8.1-29 東竹之丸地区の S 波速度構造



(a)測点 No.3

(b)測点 No.4



(c)測点 NO.5

(d)測点 No.6

図 8.1-30 東竹之丸地区の S 波速度構造(2)

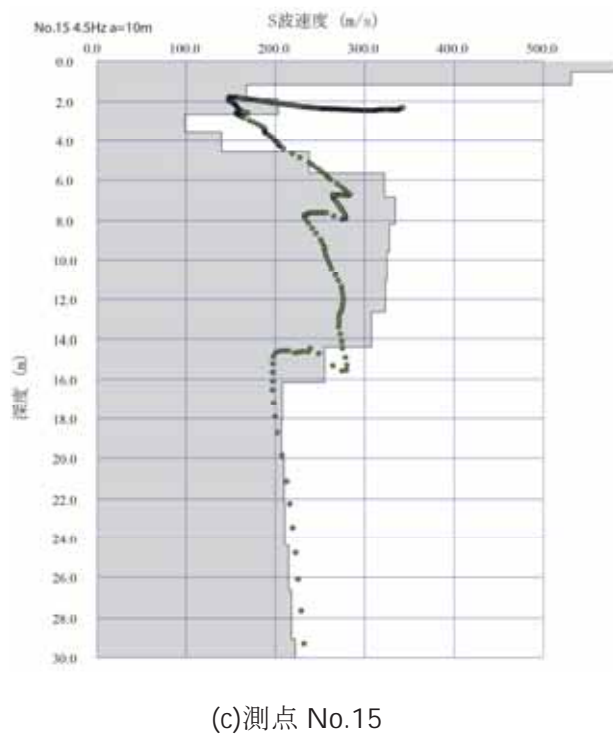
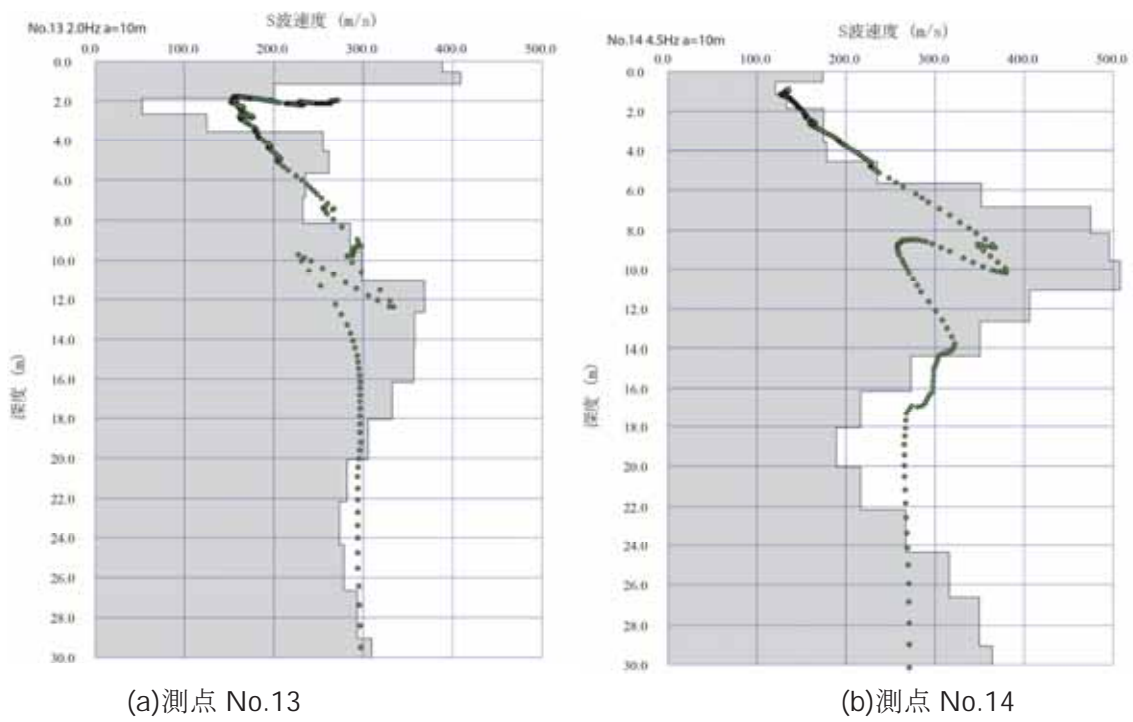


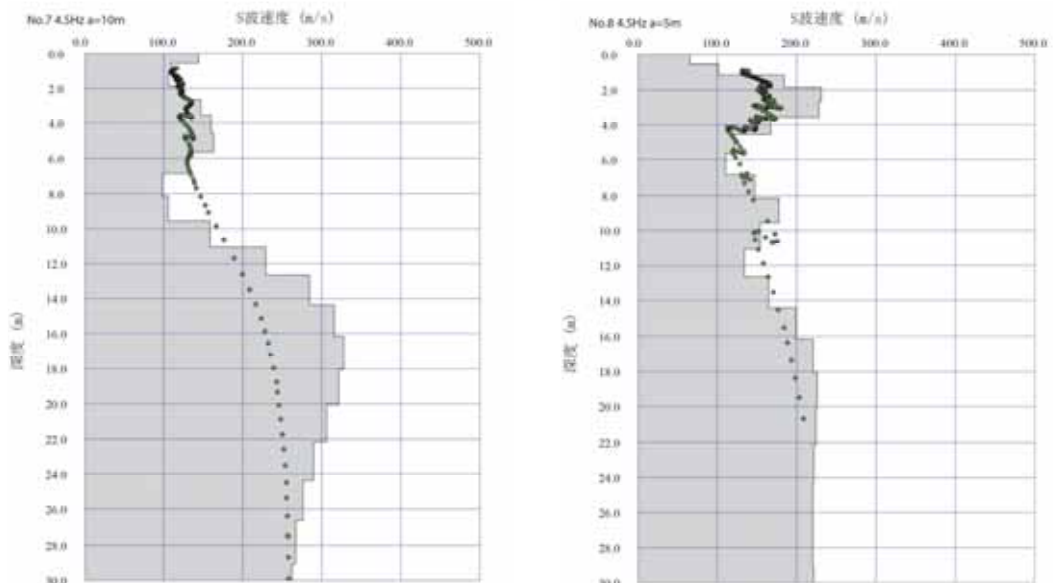
図 8.1-31 東竹之丸地区の S 波速度構造(3)

3) 本丸御殿地区の微動アレイ探査の解析結果

上段の本丸御殿地区の微動アレイ位置を図 8.1-32 に示す測点番号 7~12 の 6 地点で測定した. アレイは 10m で振動計の固有周波数は 4.5Hz である. 解析された速度構造を図 8.1-33, 図 8.1-34 に示す.



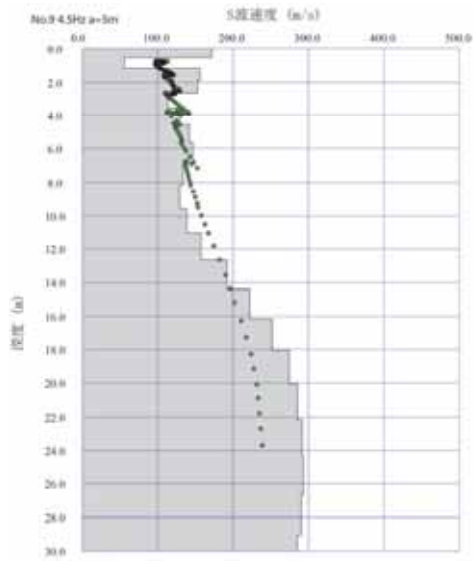
図 8.1-32 本丸御殿地区の微動アレイ位置



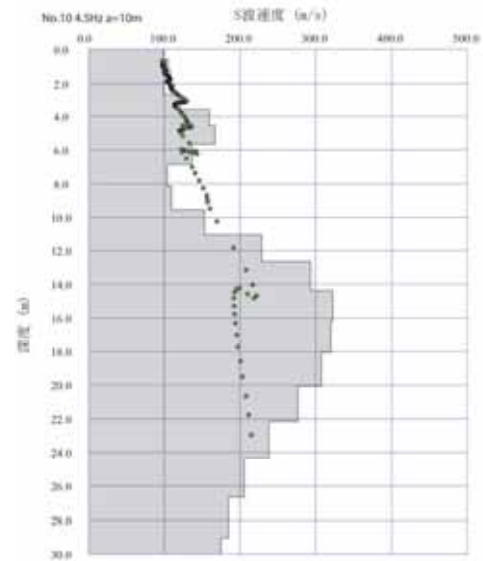
(a)測点 No.7

(b)測点 No.8

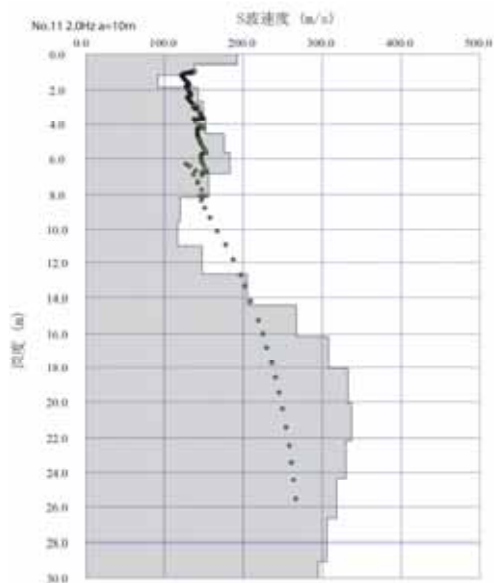
図 8.1-33 本丸御殿地区の S 波速度構造(1)



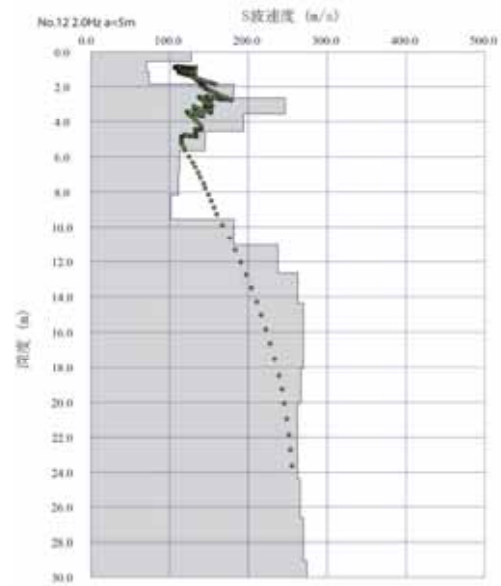
(a)測点 No.9



(b)測点 No.10



(c)測点 No.11



(d)測点 No.12

図 8.1-34 本丸御殿地区の S 波速度構造(2)



4) 飯田丸地区の微動アレイ探査の解析結果

飯田丸地区の微動アレイ位置を図 8.1-35 に示す測点番号 21~23 の3地点で測定した。アレイは10m・20mで振動計の固有周波数は4.5Hzである。解析された速度構造を図 8.1-26, 図 8.1-27 に示す。



図 8.1-35 飯田丸地区の微動アレイ位置

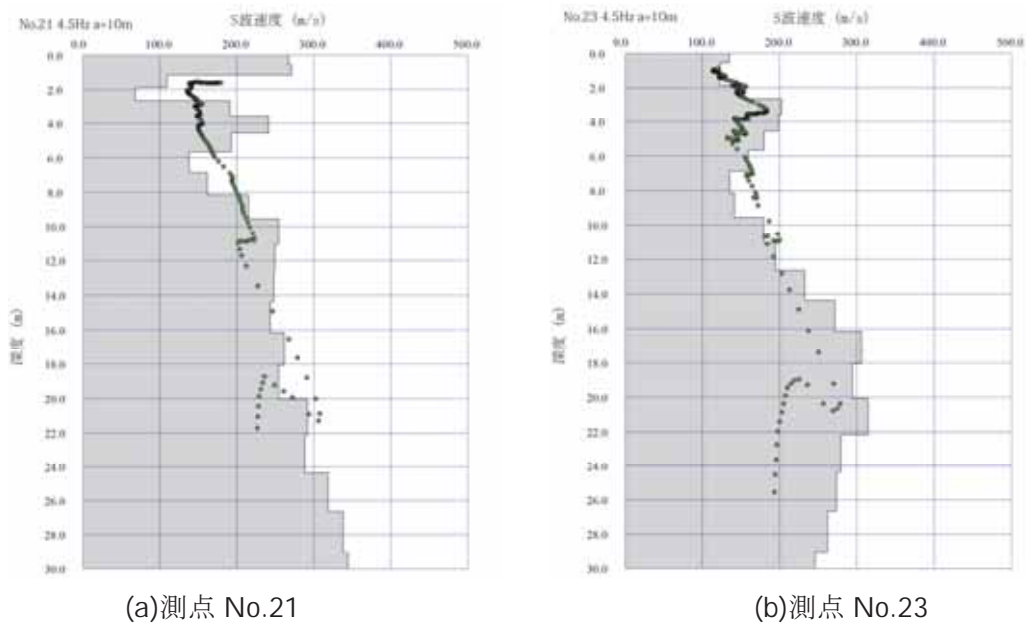
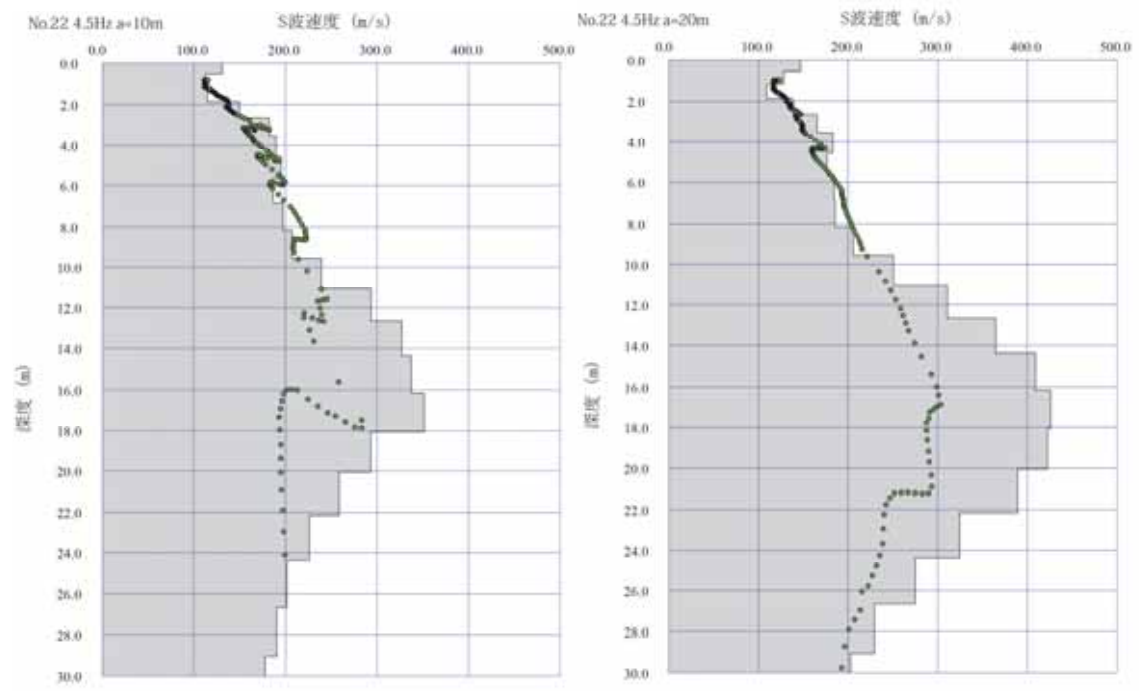


図 8.1-36 飯田丸地区の S 波速度構造(1)



(a)測点 No.22(アレイ 10m)

(b)測点 No.22(アレイ 20m)

図 8.1-37 飯田丸地区の S 波速度構造(2)

## (8) まとめ

今回の測定・解析結果をまとめると以下のようなになる。

- 1) 調査地周辺では復興工事が始まっておりノイズや障害物等を考慮しながらの測定作業であったが、1日10地点前後の測定が可能であった。
- 2) 各地点とも解析結果、振動計固有周波数4.5Hzの場合、10mアレイで深度30m、5mアレイで20m付近までのS波速度構造を得ることが出来た。また現地テストでは振動計固有周波数2.0Hzの場合、20mアレイで深度40mまで解析出来た。
- 3) 深度30~40mまでのS波速度構造が求めれば、重複反射理論により、調査地点での短周期地盤固有周波数及び増幅率を推定することが出来る。
- 4) 本丸御殿地区・飯田丸地区・東竹之丸地区・竹之丸地区の4地区で測定を行ったが、それぞれ地区によりS波速度構造の違いが見られた。
- 5) 今回は本丸周辺地域の1/3の範囲の測定であったが、残りの測定とボーリング調査および表面波探査結果を合わせて城全体の地質構造・速度構造を把握することが可能と考えられる

### 8.1.7 石垣被害原因の分析

#### (1)はじめに

熊本城調査研究センターの速報（2016年6月10日時点）による被害概要では、熊本城内の石垣の被害は全体の30%にも及んでいるが、その被害原因については明らかとなっていない。そこで、本論文では孕み変状の有無を3Dレーザスキャナ<sup>11)</sup>、<sup>12)</sup>により抽出し、各石垣の背後地盤等について石罫・半石罫・非石罫型タイプの3種類に分け、石垣の形状と被害程度・タイプの関係被害割合を分析して、石垣崩壊メカニズムを明らかにすることを目的としている。

#### (2)石垣の修復履歴と被害状況の整理・分析

図8.1-38は、熊本城石垣の修復履歴と被害状況の整理・分析を行ったものである。この中の赤記号（A～Z）は桑原が地震前の1984（昭和59）年に熊本城23箇所 of 石垣の断面を実測し、正確な石垣曲線を明らかにした報告書<sup>13)</sup>の測量ポイント位置である。また青記号は過去の修復履歴で、これまでに執してきた箇所のほとんどが崩壊していることが分かる。地震後の石垣の変状は、橋本・石作が桑原の測量した地震前の同じ箇所付近の測量を行い、地震前後の石垣断面のグラフを作成して比較を行い、孕みの状態を把握した。

図8.1-42は、図8.1-38を石垣タイプでさらに詳細にして熊本城石垣の修復履歴と被害状況の整理・分析を行ったものである。石罫タイプの被害が多く、半石罫タイプ及び非石罫タイプの盛土型の被害が多いことが分かる。一方、半石罫タイプ及び非石罫タイプの地山型がともに被害が軽微であることが分かる。

#### (3)石垣タイプの分類

図8.1-39は石垣タイプの分類である。半石罫タイプは49%が約半数を占め、石罫タイプは23%、非石罫タイプは28%となっている。しかし、被害の割合は、図8.1-40に示したように石罫タイプの被害が崩壊55%、孕み24%の合計79%と非常に多く、半石罫タイプの被害が崩壊33%、孕み26%の合計59%と多くなっている。一方、非石罫タイプの被害は崩壊10%、孕み19%の合計29%と非常に少なく耐震性能がある構造となっている。

図8.1-43は、図8.1-39を石垣タイプの分類をさらに詳細にしたものである。盛土型は半石罫タイプがほとんどなく、非石罫タイプの約半数を占めていることが分かる。

#### (4)石罫タイプと形状、被害程度の関係

図 8.1-41 は石垣の形状と被害程度・タイプの関係を表したものである。石垣の形状（高さ及び勾配）は桑原が地震前の 1984 に熊本城 23 箇所<sup>9)</sup>の石垣の断面を実測した結果<sup>9)</sup>について天端を揃えて同じグラフにまとめたものである。この図に地震後の崩壊箇所（赤線）及びその後の 3D 測量<sup>1), 2)</sup>を基に地震前との比較を行い、孕み変状箇所（橙線）を抽出し、被害なし（黒線）の 3 色に色分けした。さらに石垣のタイプは石罫タイプ（黄色）、半石罫タイプ（緑色）、非石罫タイプ（水色）に分類した。その結果、図 8.1-41 の桑原による調査石垣の分析で、以下のような傾向が把握できた。その傾向は図 8.1-40 の全体の被害程度の割合と類似している。よって、石罫タイプと形状、被害程度には相関があり、熊本城の被害原因としては石罫タイプが崩壊素因で、激震が崩壊誘因として発生していることが明らかとなった。

①石罫タイプ（黄色）は高さが低く勾配が急なため、崩壊しているものが多い。

②半石罫タイプ（緑色）は高さが高く勾配がやや緩いため、孕みを生じているものが多い。

③非石罫タイプ（水色）は高さが高いが勾配が緩いため、崩壊しているものが少ない。

図 8.1-44 は、図 8.1-40 を石垣タイプでさらに詳細にして被害程度を分析を行ったものである。また、図 8.1-45 は、図 8.1-41 を石垣タイプでさらに詳細にして形状と被害程度の分析を行ったものである。石罫タイプは勾配が急で高さが低くても崩壊しているもの多く、半石罫タイプ及び非石罫タイプの盛土型で崩壊または孕みの被害が多いことが分かる。一方、半石罫タイプ及び非石罫タイプの地山型がともに被害が軽微であることが分かる。

#### (5) まとめ

石罫タイプは勾配が急で高さが低くても崩壊しているもの多く、半石罫タイプ及び非石罫タイプの盛土型で崩壊または孕みの被害が多いことが分かる。一方、半石罫タイプ及び非石罫タイプの地山型がともに被害が軽微であることが分かった。すなわち、熊本城の被害原因は石罫タイプが崩壊素因で、激震が崩壊誘因として発生していることが明らかとなった。

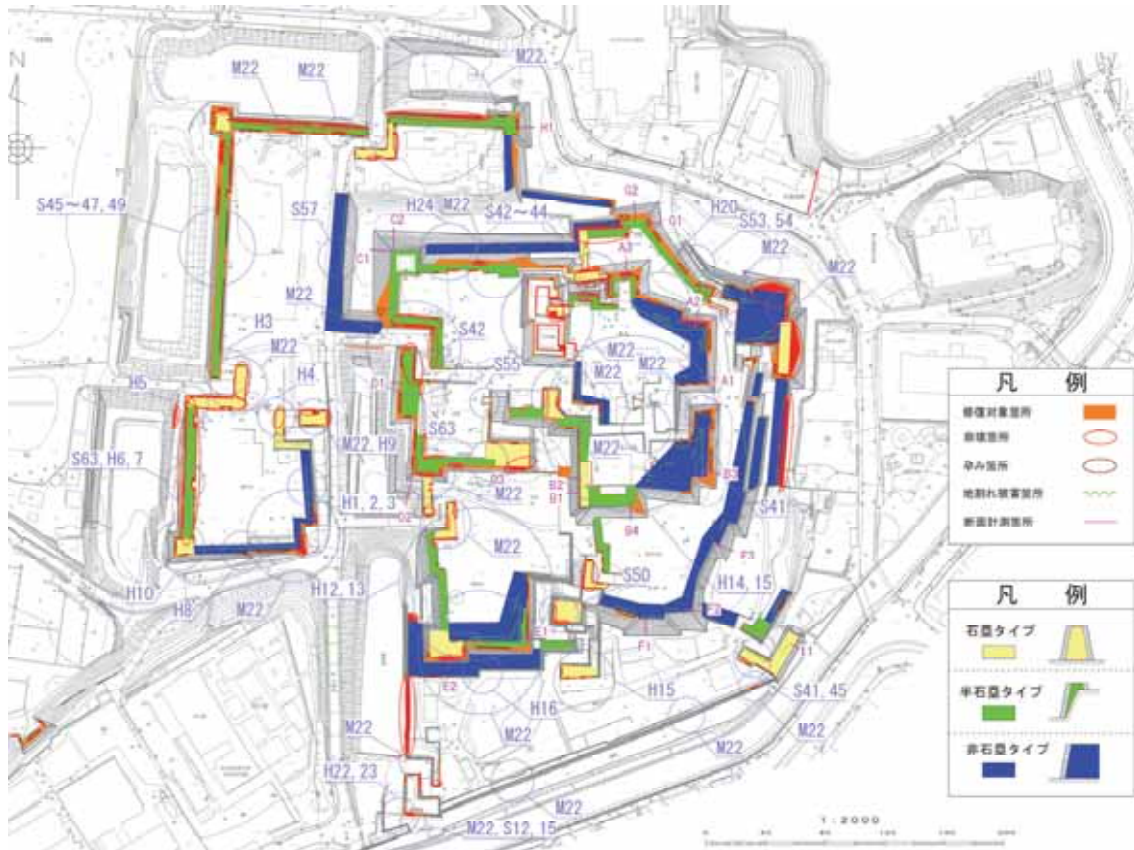


図 8.1-38 熊本城石垣の修復履歴と被害状況の整理・分析

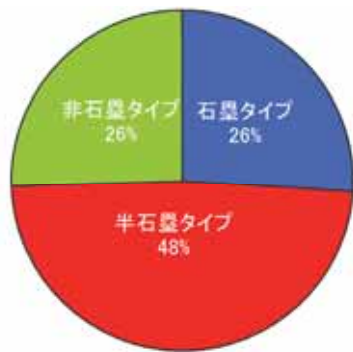


図 8.1-39 石垣タイプの分類

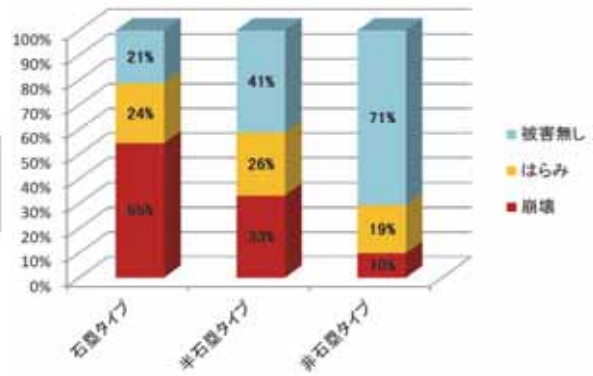


図 8.1-40 石垣タイプ毎の被害程度の割合

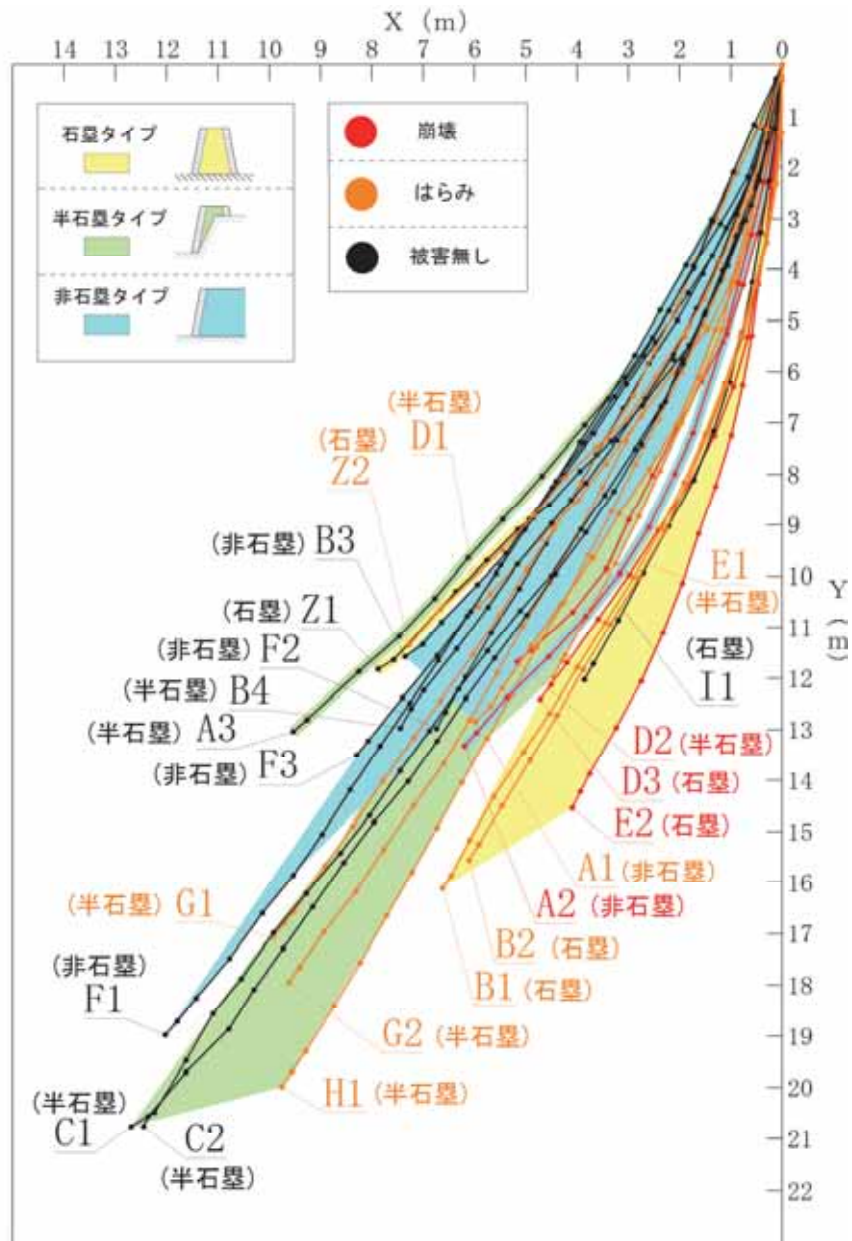


図 8.1-41 石垣の形状と被害程度・タイプの関係



図 8.1-42 熊本城石垣の修復履歴と被害状況の整理・分析

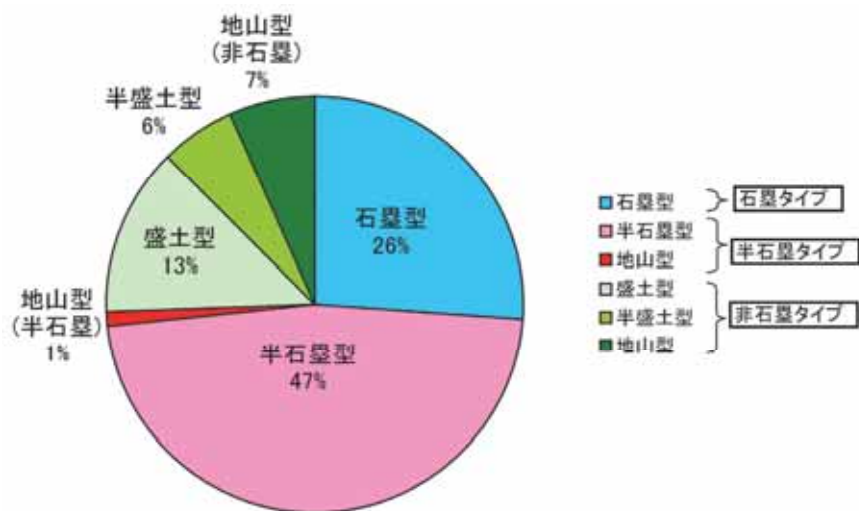


図 8.1-43 石垣タイプの分類



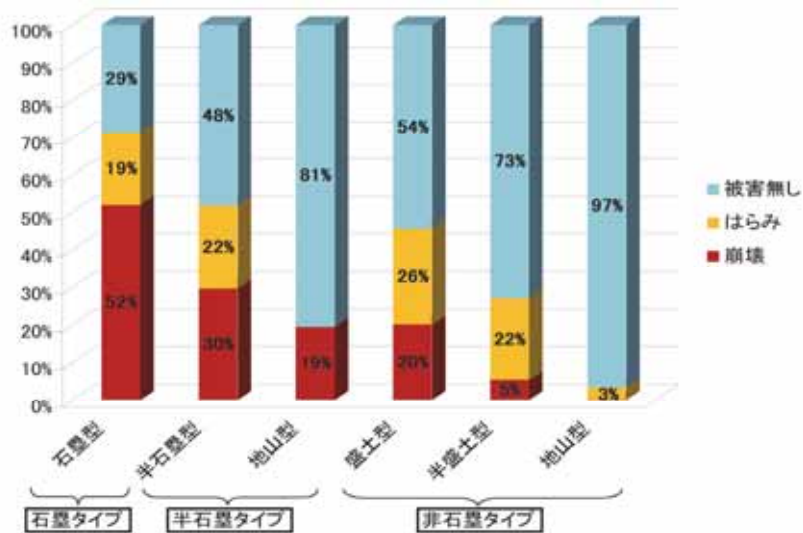


図 8.1-44 石垣タイプ毎の被害程度の割合

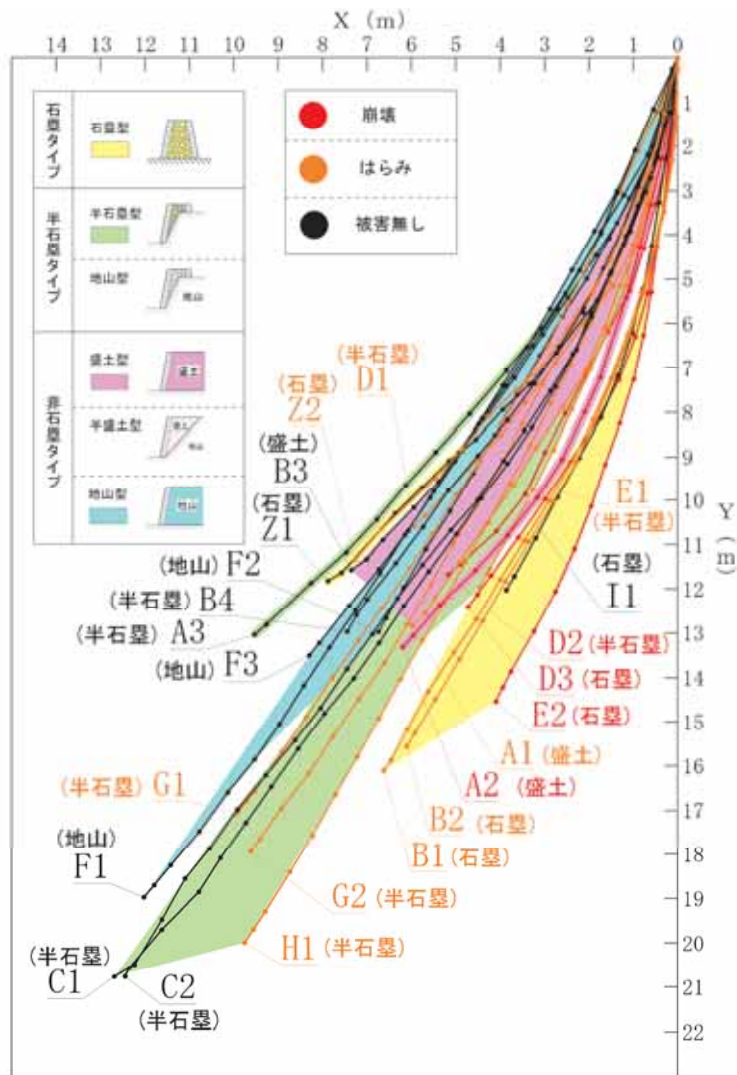


図 8.1-45 石垣の形状と被害程度・タイプの関係

### 8.1.8 示力線法による解析

#### (1)はじめに

熊本地震の影響により、熊本城の石垣総数 973 面・約 79,000m<sup>2</sup>に対し、石垣の崩落が 229 面・約 8,200m<sup>2</sup>、緩みや膨らみのため積み直しを要すると考えられているものが 517 面・約 23,600m<sup>2</sup>であり、全体の約 3 割の面積に及んでいるが、その被害原因については明らかとなっていない<sup>13)</sup>。筆者らは、この地震における石垣の被災状況に関する現地調査<sup>11)</sup>を実施し、石垣の安定性および熊本地震の変状形態を簡易な示力線により再現できるか検証した結果について報告する。

#### (2)示力線について

示力線法は、石積擁壁やブロック積擁壁などの設計においては転倒に対する安定性照査に適用されている<sup>14),15)</sup>。示力線は、積み石に作用する土圧や自重などの荷重合力の作用点の軌跡を 1 段目から最上段まで結んだ曲線であり、それが前方に位置するほど安定性が低下することを示す。石積擁壁やブロック積擁壁が安全であるためには、岡積は主働土圧に 2 倍の安全率を見込んで求められる示力線が擁壁断面の中心点より後方に存在する必要があるとし、土地改良事業設計基準<sup>15)</sup>では示力線がミドルサードよりも後方に位置することとしている。一般的な示力線法による照査式<sup>16)</sup>は、同じ勾配で積み上げられた擁壁を対象としているため、天端に向かうに伴い勾配が急になる寺勾配や宮勾配などで築造される石垣の計算を行なえない。本稿では、試行くさび法により 1 段ごとに積み勾配が異なる積み石に作用する土圧を算定し、これにより示力線を求めた(図 8.1-46)。計算に用いた推定値は、積み石の単位体積重量  $\gamma = 26\text{kN/m}^3$ 、裏込め土のせん断抵抗角  $\phi = 40^\circ$  (石塁,半石塁),  $35^\circ$  (非石塁), 裏込め土の単位体積重量  $\gamma = 20\text{kN/m}^3$ 、積み石の控長は、百間石垣西側の崩落部分の調査結果から  $B=79\text{cm}$  とした。常時及び地震時の土圧、荷重合力の作用点までの距離は次式から算定した。

$$Pa_n = \frac{W_n \cdot \sin(\omega_n - \phi) - \sum\{Pa_i \cdot \cos(\omega_n - \phi - \delta - \alpha_i)\}}{\cos(\omega_n - \phi - \delta - \alpha_n)} \quad (8.1-5)$$

$$\theta = \tan^{-1} kh \quad (8.1-6)$$

$$We = W_n / \cos \theta \quad (8.1-7)$$

$$Pae_n = \frac{We \cdot \sin(\omega_n - \phi + \theta) - \sum\{Pae_i \cdot \cos(\omega_n - \phi - \delta - \alpha_i)\}}{\cos(\omega_n - \phi - \delta - \alpha_n)} \quad (8.1-8)$$

$$d_i = \sum (M_i / V_i) \quad (8.1-9)$$

ここに、 $P_a$ ：常時の土圧， $P_{ae}$ ：地震時の土圧， $\omega$ ：滑り角， $\delta$ ：壁面摩擦角， $\alpha$ ：積み石の勾配， $kh$ ：水平震度， $W$ ：すべり土塊重量， $W_e$ ：すべり土塊重量とそれに起因する慣性力との合力， $d$ ；合力の作用位置， $M$ ；モーメント， $V$ ；鉛直力である。

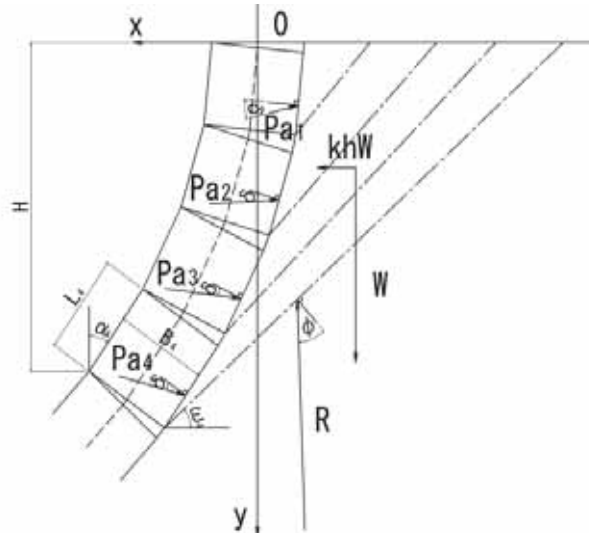


図 8.1-46 示力線の計算モデル

### (3) 計算結果

熊本城では、図 8.1-47 及び図 8.1-48 に示すように石垣形状によって変状形態が異なることが認められた。そこで、石垣の規模が同程度である測線 B4(半石塁，変状なし)，測線 B3(非石塁，変状あり)，測線 D3(石塁，崩落)の三断面を対象に，水平震度を  $kh=0, 0.15, 0.20, 0.25$  として示力線を算出した。図 8.1-49 に示すように，示力線は，常時( $kh=0$ )は最も後方に位置するが，水平震度の増大に伴い前方に移動している。測線 B4（変状なし），測線 B3（変状あり），測線 D3（崩落）の順に，小さい水平震度の値で示力線が石垣断面よりも前方に外れており，崩落した測線 D3 が三断面の中で最も脆弱であることを示している。他の石垣と比較して，石垣形状が急な勾配であることが要因と考えられる。

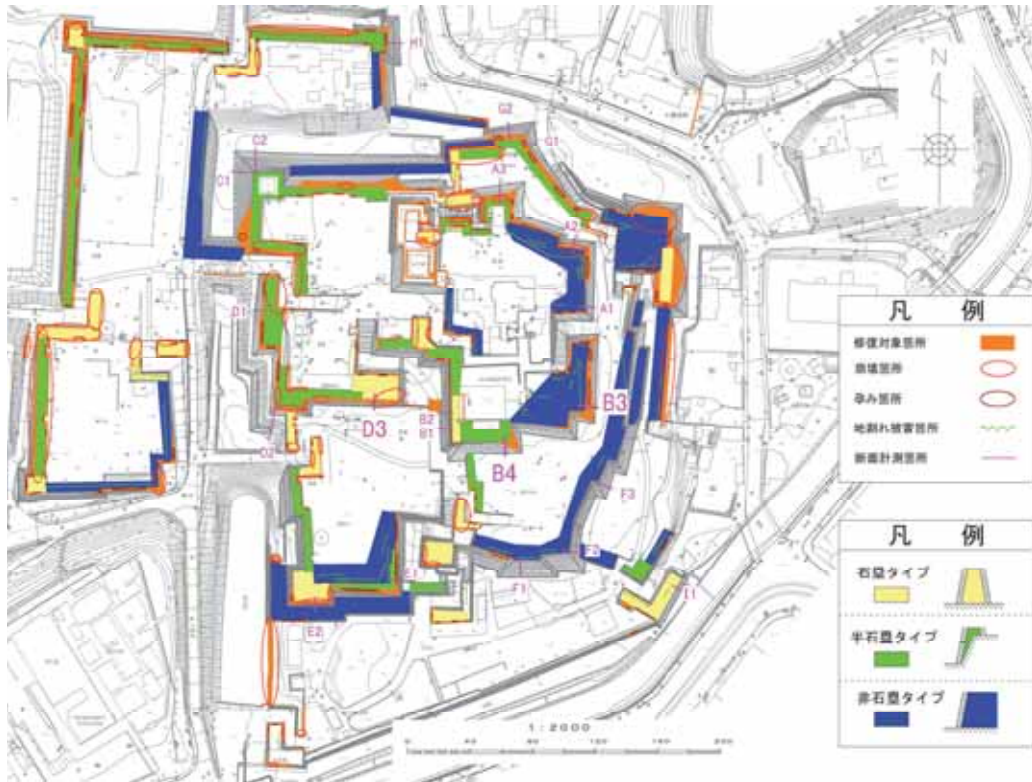


図 8.1-47 熊本城石垣の被害状況の整理

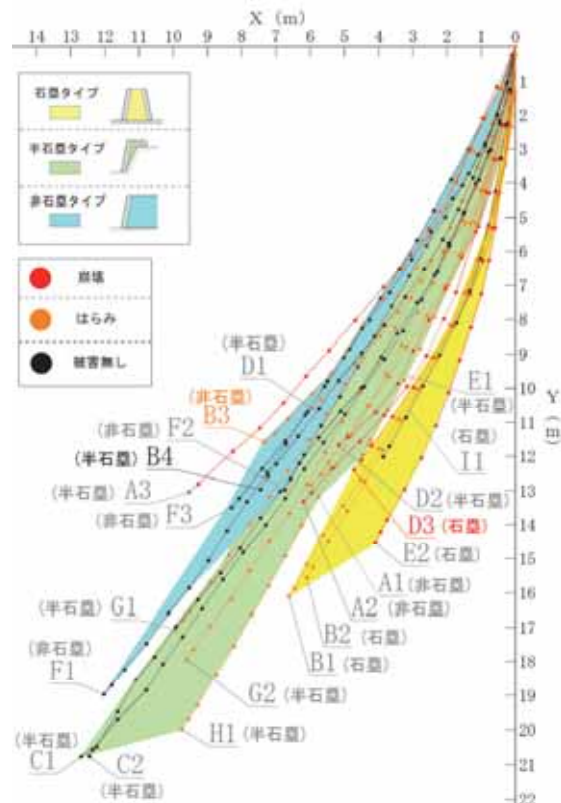


図 8.1-48 石垣形状と被害程度及びタイプの関係



(a)測線 B4(変状なし)



(b)測線 B3(変状あり)



(c)測線 D3(崩落)

写真 8.1-18 石垣の被災状況

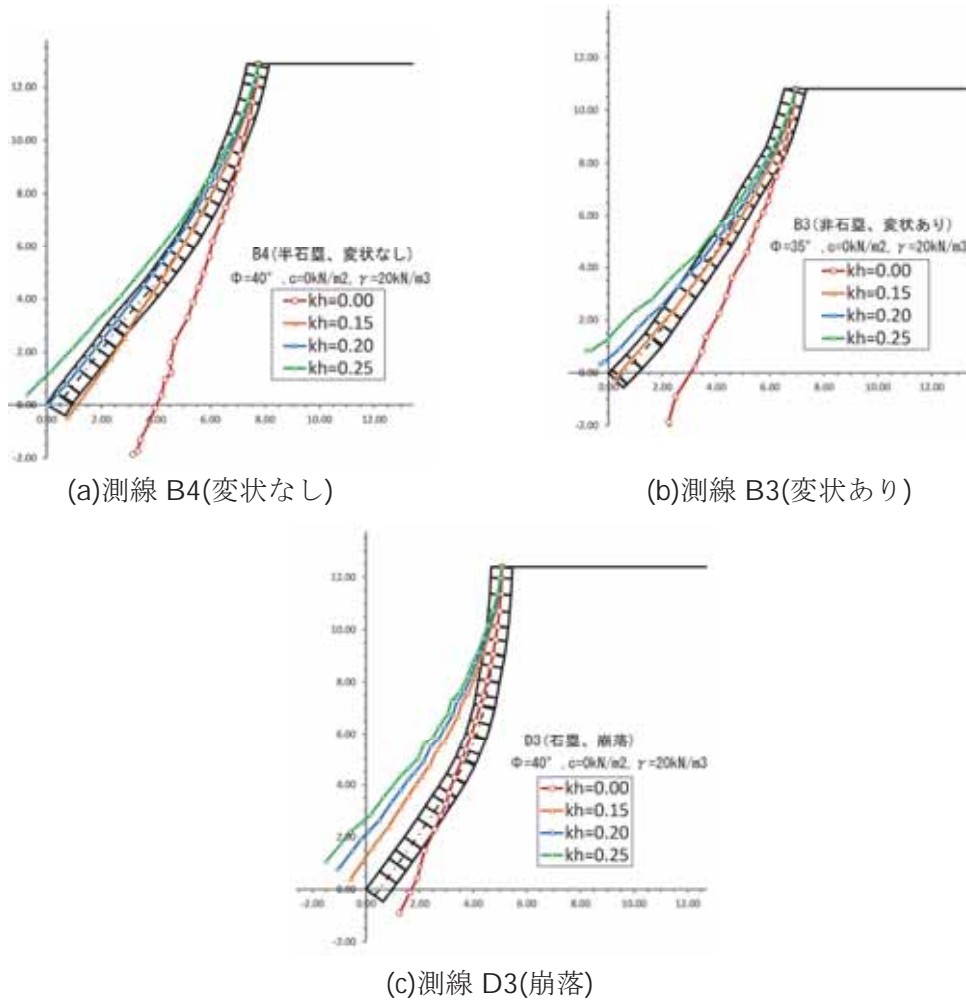


図 8.1-49 示力線の算出結果

(4)まとめ

熊本城石垣の安定性を簡易な示力線により照査を行った結果、水平震度の増大に伴い石垣の安定性が低下すること、石垣形状が安定性に影響を及ぼすこと、計算結果が被災状況と概ね一致する傾向を示したことが確認できた。

### 8.1.9 2次元の不連続変形法による石垣モデルの数値解析

#### (1)はじめに

2016年熊本地震では、大地震が間をおいて活動するという特殊な現象により、熊本城内における石垣は過去に例を見ないほどの甚大な被害であった<sup>17)</sup>。このため、(社)土木学会地震工学委員会「城壁の耐震診断・補強に関する研究小委員会(委員長：橋本隆雄)」の活動の一環として、短い時間ではあるが城内において現地調査を行った。

これまで石垣における研究には、池本らの剛体ばねモデルによる石垣の耐震安定性に関する研究<sup>18)</sup>、岡松・新谷の旧江戸城石垣の崩壊および復旧に関する研究<sup>19)</sup>、森本らによる城郭石垣の隅角部形状とその数値評価法の研究<sup>20)</sup>、田中・山田の石積み擁壁の安定性評価法の研究<sup>21)</sup>、田中らの石垣断面の3D-FEMによる数値解析実験<sup>22)</sup>及び山中らの高松城天守台石垣の解体修理に関する研究<sup>23)</sup>などが挙げられる。石積擁壁の地震時の挙動に対する数値解析が鋭意進められている。例えば、有限要素法(Finite Element Method : FEM)が用いられることが多いが、石積擁壁に適用した場合<sup>24),25)</sup>、不連形の取り扱いに問題がある。そのため、個別要素法(Distinct Element Method : DEM)<sup>26),27)</sup>、やSPH粒子による力学モデル法(Smoothed Particle Hydrodynamics : SPH)<sup>28),29)</sup>の適用がある。このように、土木工学においても斜面崩壊など、大変形を取り扱う必要のある解析に使用される事例が増えつつある。

また、岩盤の大変形、破壊現象を動的に数値解析する手法として、不連続変形法(Discontinuous Deformation Analysis : DDA、以下、DDA法と称する)が提案され、広く用いられてきている<sup>30)-33)</sup>。これまでにDDA法を用いて石積擁壁の地震時挙動を解析した事例は多くはないが、間地石と栗石の個々の挙動は剛体挙動となるため、不連続な岩石集合体として考慮可能であることからDDA法の適用について検証が行われている。

DDA法を用いて石積擁壁の地震時挙動を解析したものとして、森川<sup>32)</sup>らは仙台城の石垣の修復に際して石垣の安定性について、DDA法を用いた静的解析を実施している。また、橋本ら<sup>34)</sup>は石積擁壁の耐震性の評価を検証するために、模型実験を対象としてDDA法による動的解析を実施し、解析は実験と整合した結果が得られることを確認している。しかしながら、残留変位の大きさや変形については、実験と解析に差異が見られている。また、既往の研究において、実際の石垣対象に挙動解析をDDA法を適用した例は筆者が知る限り行われていない。

そこで著者らは、近傍にある観測点の観測記録を用いて入力地震動を推定した。調査した城内の常時微動観測点を図8.1-56に示す。また、観測点45地点のH/Vスペクトルを図8.1-57に示す。この図から、数か所の振動数にピークは見られるが、サイトによる差はあ

まり認められない。このことは城内丘陵地における城郭の多くは同様な動特性を有する地盤に建てられていると考えられる。



図 8.1-50 熊本城内における常時微動観測地点

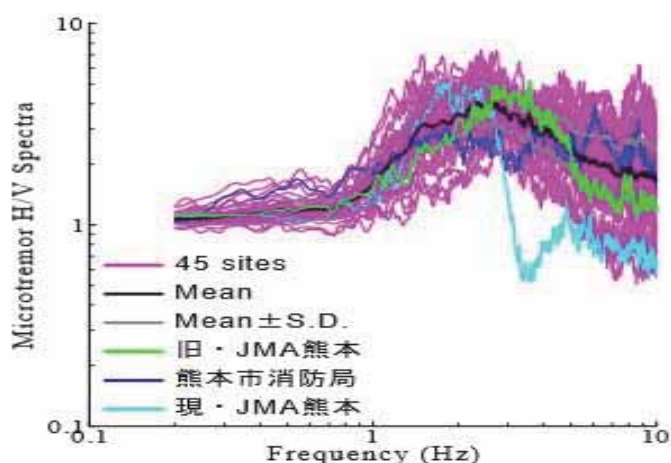


図 8.1-51 熊本城内における常時微動 H/V スペクトルの比較

## (2) 熊本城周辺の地形・地盤

京町台地の先端は、現在の新堀橋付近で東西幅が狭くなり、古来から茶臼山とも呼ばれていた独立丘陵状であり、平面地形は扇形である。京町台地の特徴的な崖地形が随所に見られ、崖面に基盤の Aso-4 火砕流堆積土の非溶結凝灰岩露頭が見られる。崖面の形成は、河川によって削られたものだが、熊本城築城時、白川も茶臼山に接して流れていたとされている<sup>35)</sup>。「慶長国絵図」<sup>36)</sup>などをもとに、現在熊本城跡の南を流れる白川が、世継橋から北側へ大きく蛇行し、市役所付近で坪井川と合流していたものを、加藤清正が 17 世紀初頭に白川を直線化し、現在の流路に付け替えたとされている。

築城前の旧地形を知る資料としては、「茶臼山ト隈本之古図」<sup>37)</sup>がある。築城前の地形が独立丘陵状に描かれ、築城前の土地利用状況を表している。旧地形は、現在の本丸付近



を最高地として東へは急に、西へは緩やかに下がる地形であった。

### (3) 熊本城石垣の被害状況

熊本城の石垣の大半は輝石安山岩である。図 8.1-51 は、推定地震動による加速度応答スペクトルでほぼ同程度の加速度応答スペクトル値である。天守・本丸の位置する丘陵をみると、被害には地形効果が関与していることも示唆されたが、被害の多く藩政期後に改築された石垣と一致していた。これは廃藩に伴い伝統的な修復ができる石工達を維持ができなくなり、かわりに軍が修理したことが影響しているものと考えられる。すなわち、石垣普請（工事）の専門家ではないものが築造を指示、施工したことが考えられる。



写真 8.1-19 数奇屋丸二階御広間東側の石垣崩落

写真 8.1-19 は城内中央に位置する数奇屋丸二階御広間東横の南面における石垣の崩落状況である。同写真から出隅部横の石垣が上部より崩落した。崩落箇所は長方形敷地の長辺の先端部にあたる。このような場所では、裏込めの状況に左右される場合が多い。石垣普請（伝統的な石垣工事方法）では、出隅部に用いられる石の胴が長く、出隅から離れた箇所における石垣内部の裏込め石は小さく、十分な厚さがないことが多い。出隅部より離れた箇所は石垣の弱点になる場合が多く、孕みだした後に崩落に至るケースが考えられる。

本丸御殿等を支える南側の二様の石垣の状況を写真 8.1-20 に示す。ここは後方に大天守、左に数奇屋二階御広間を見ることができる場所に位置する。「武者返し」と言われているように、石垣下部は 30 度ほどの緩やかな勾配を呈しているが、上にいくほど勾配がきつくなり、上部・天端のそれは 75 度の絶壁となる。一見被害がないようにみえるが、注意深くみると後方にある石垣の出隅部にズレが生じており、孕みだしていることがわかる。横に観光のための通路が通っており、このような状況は安全とは言えない。百間石垣等の修理が急務であるため、修復の優先順位は低くなっているものと思われる。



写真 8.1-20 二様の石垣の状況

天守を東側から望むと写真 8.1-21 のような被害がみられる。大天守と小天守が渡り廊下でつながっている箇所に石垣の崩落が見られる。天守は 1960 年に復元された RC 造，RC 杭に支えられている昭和の名城である。したがって木造の 3～5 倍程度の荷重を RC 杭（大天守：8 本，小天守：4 本）で支えて，周辺に石垣を施したことになる。天守の全荷重を石垣を有する基礎が支えていないことが特徴である。昭和に築造された城（名古屋，大阪等）のほとんどがこの形態である。平成になって金沢城を始めとする城が本格木造建築として築造され始めた。

支柱上にトップヘビーな構造物が立ち，石垣周辺に化粧材的に貼りつけた石垣の地震時挙動については十分な検討が行われていないが，地震時には化粧的構造の石は振り落とされても仕方がないものと考えられる。天守には大規模な崩壊がないことから，今後の城の修復を議論するのに貴重な資料が得られたと考えられる。例えば，写真 8.1-22 に石垣崩落の下部から撮影した天守の基礎部分を示す。写真より RC 梁が明瞭に確認できる。基礎梁は城の水平床剛性を上げており，城の倒壊防止に役立ったことがわかる。一方，金沢城内の五十間長屋の復元では，高剛性の木梁を基礎部に施して復元を行っている。このことが地震時の建物の耐震機能を高め，崩壊に対する軽減対策に期待できるかどうかを検討したいと考えている。



写真 8.1-21 大天守と小天守の間の石垣の被害



写真 8.1-22 天守の基礎部分の RC 梁



写真 8.1-23 天守周辺地盤の凹凸現象

写真 8.1-23 に天守周辺地盤では凹凸の状況がみられた。地震前に平坦な地形であったが、地震後には、上下になった理由を検討する。天守地盤の南北方向側線に沿い表面波探査がある<sup>37)</sup>。探査結果及び推定 N 値分布を図 8.1-52 に示す。

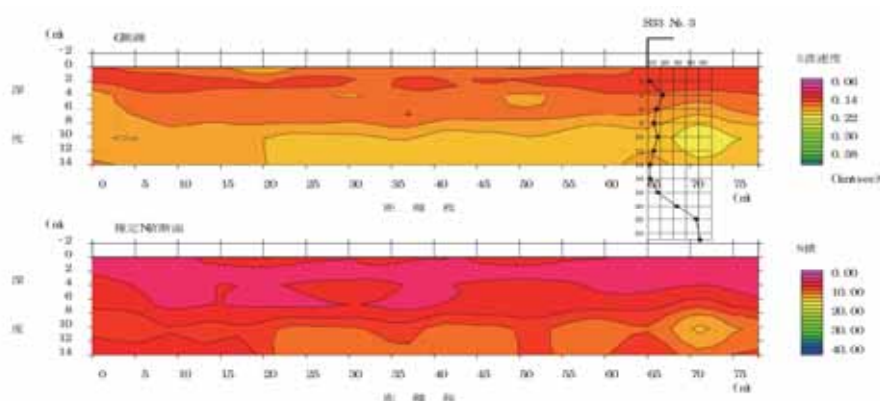


図 8.1-52 表明波探査結果及び推定 N 値分布

表明波探査の結果によれば、本丸広場における緩い層が約 14m 存在し、N 値も小さな値が同程度の深さにまで達していることがわかる。地盤変状が生じた理由は、本丸広場周辺は決して硬い層が分布していなく、比較的緩い層が深く分布していたために、天守周辺地盤の表面では、地中の堆積変化を伴った凹凸の現象（たわみ）がみられたものと解釈できる。

熊本城内の石垣の被害状況を調査した。いくつかのことは詳細に調べることができたが、復旧優先の現在では、さらに詳細な調査ができない状況にあるものの、熊本城調査研究センターと密に連携を取りながら、復興を行いながら情報収集に努めたいと考えている。

#### (4) 石垣モデルを用いた DDA 解析

解析は、石垣の安定性だけでなく、崩壊後の挙動を検討するために、2次元の石垣モデルを用いた 2D-DDA（不連続変形法）<sup>33)</sup>を行った。

櫓の重量を推定し、等分布荷重としてモデルに載荷した。また、解析のパラメータ及びモデルの物性値を表 8.1-3、表 8.1-4 に、入力波形（推定の前震と本震）を図 8.1-53 に示す。

表 8.1-3 解析パラメータ

パラメータ	値
ペナルティ係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	10000
時間刻み (s)	0.0001
粘性係数	0.1

表 8.1-4 モデルの物性値

	石垣	裏込め石	硬盛土	基盤	櫓荷重
粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	5	5	10	5	5
内部摩擦角 (deg.)	45	45	33	33	33
単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	26	26	29	1	19
弾性係数 (kN/m <sup>2</sup> )	$1.0 \times 10^7$	$1.0 \times 10^7$	$3.0 \times 10^4$	$8.0 \times 10^7$	$8.0 \times 10^7$
ポアソン比	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3

古絵図から江戸当時の石垣状況を図 8.1-54 に、本解析モデルを図 8.1-55 に示す。図 8.1-53 のそれぞれの入力振幅に対する前震後までの、石垣の主要な変形挙動を図 8.1-56 に示す。その時の変形挙動を維持したまま、さらに本震を入力し、入力が終了するまでの石垣の主要な崩壊挙動を図 8.1-57 に示す。石垣の変形挙動、すなわち石垣の崩落や裏込め石と裏込め土（地山）の滑り、剥離の状況がみられる。

図 8.1-56 の挙動変化では、振動に伴い石垣が大きく揺すられ、裏込め石が下方に沈下、締め固まると同時に、側方の石を押し出し、石垣が孕みだしていることがわかる。14日の前震後には石垣がはらんだ状態で残存したことがわかる。16日の本震時では、揺れ始めてから 9.85 秒後にかろうじて石同士が接続しあい、20.25 秒時には中央付近の石垣の一部が飛び出して、支持力を保持できていないことがわかる。本震終了 30 秒時には石垣の崩壊挙動が顕著になり、上載されていた櫓ともども崩壊過程に至っていることが明らかである。

崩壊石垣の斜面の様子を図 8.1-58 に、崩壊断面を写真 8.1-24 に示す。

崩壊位置や硬盛土の崩壊等の詳細な崩壊挙動には違いがみられるものの、概ね実際に近い解析結果を得ることができた。写真 8.1-24 をみると、崩壊した玉石などの落下、堆積により図 8.1-58 に示した崩壊石垣の断面はもう少し下方に位置していたのかもしれないと考えられる。

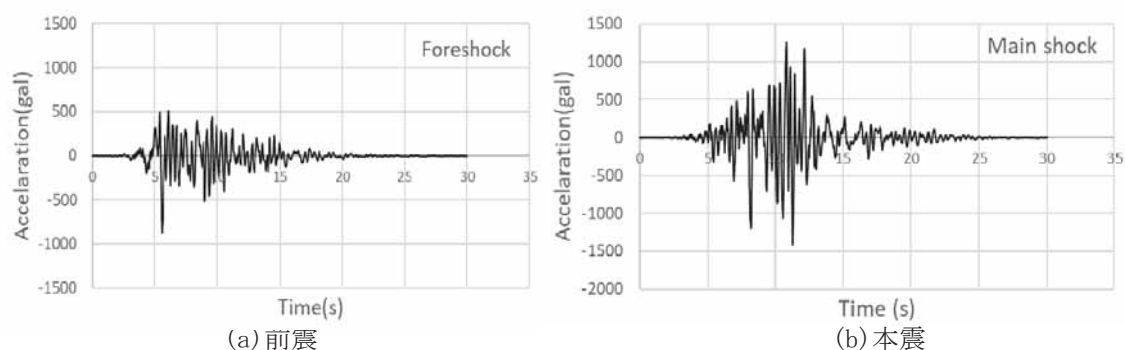


図 8.1-53 解析への入力波形（前震・本震）

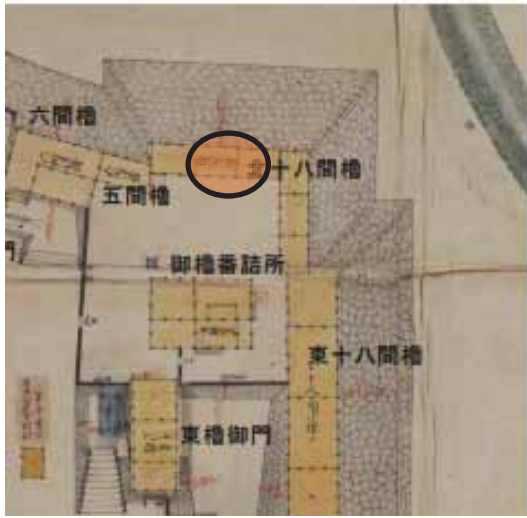


図 8.1-54 古絵図による石垣状況

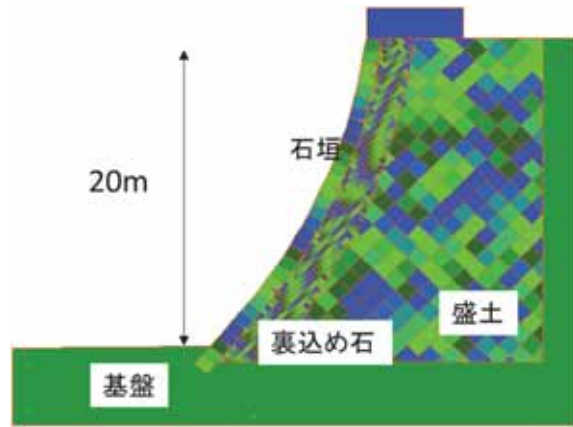


図 8.1-55 解析モデル

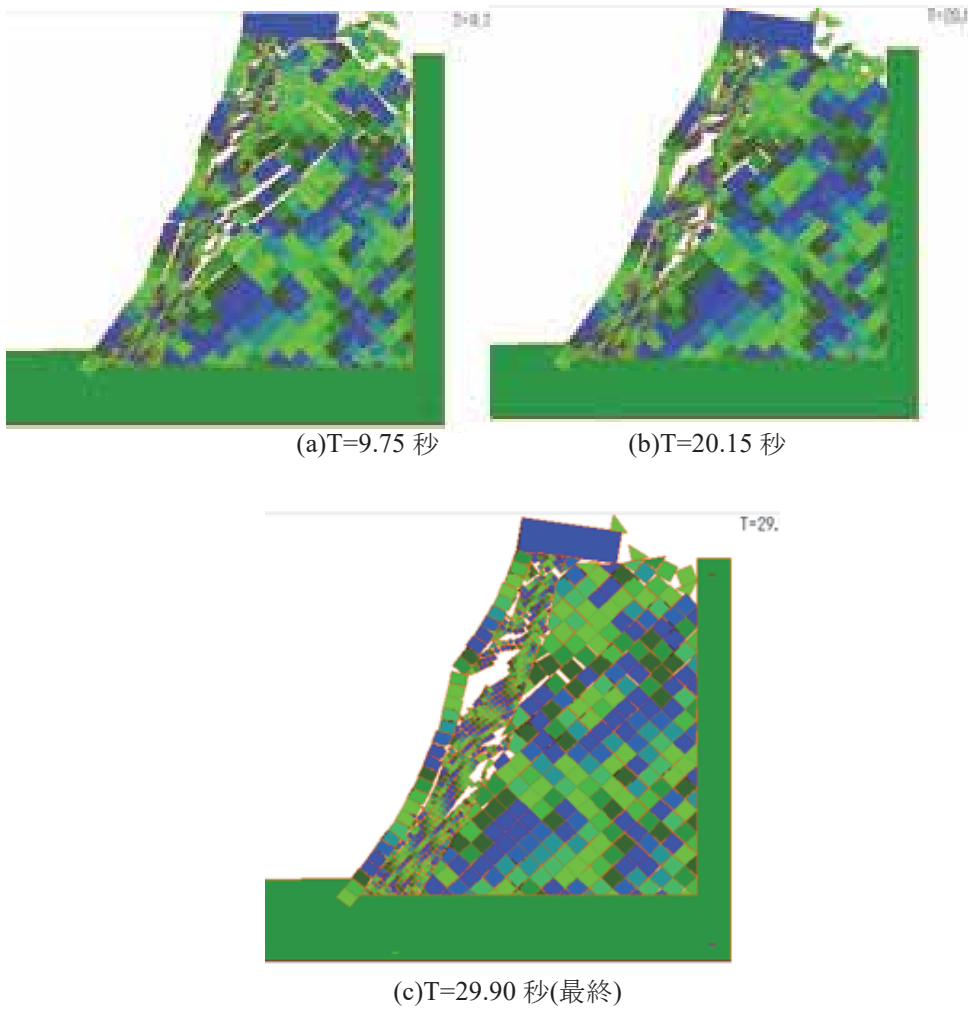


図 8.1-56 前震後までの石垣の変形挙動

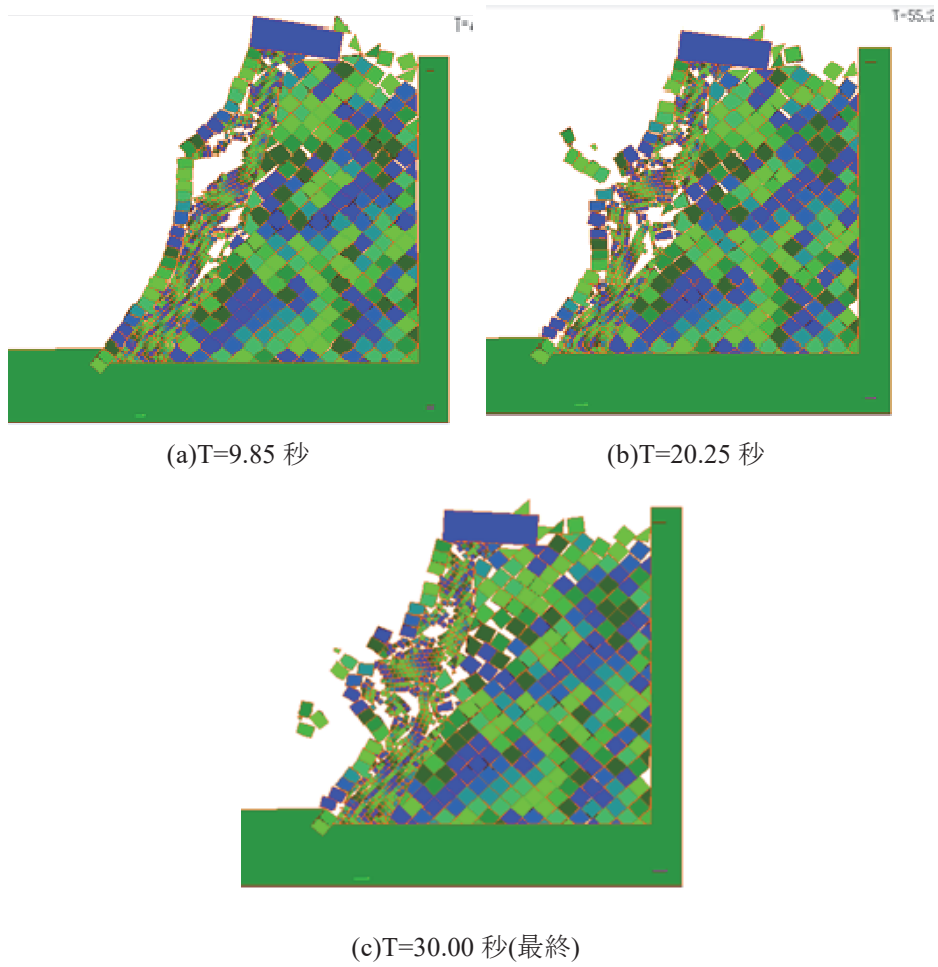


図 8.1-57 本震後までの石垣の崩壊挙動

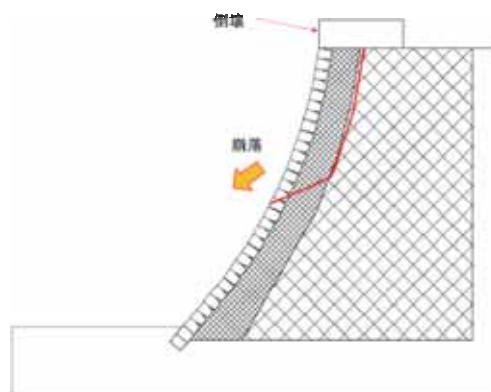


図 8.1-58 崩壊石垣の斜面の様子



写真 8.1-24 北面の崩壊断面

#### (5) まとめ

本研究では、地震時における石垣挙動の解明における基礎資料の収集及び教訓を得るために城内石垣の被害状況調査を実施した。また、前震、本震と2度の地震動を作用させた2次元の不連続変形法による石垣モデルの数値解析を行った。

本研究で得られた石垣の被害状況及び解析結果は以下のようである。

- 1)石垣の孕みだし、崩落の被害事例が多い。また、地山斜面と石垣部の滑り、分離が認められた。これは地震動の強さによる影響である可能性が高い。
- 2)絶妙なバランスのもとで石垣の一部が残存し、建物を倒壊から守って石垣も存在している。本丸広場における表明波探査の結果によれば、緩い層が存在していたため、天守周辺地盤の表面ではたわみのような現象がみられたものと考えられる。
- 3)2次元解析においては、14日の前震後には石垣がはらんだ状態で残存し、16日の本震時によって、櫓ごと倒壊に至った現象を説明できたことは興味深い。

今後、本成果をもとに熊本城調査研究センターと連携をはかりながら、熊本城内の種々の石垣の動的解析を行う予定である。

#### 謝辞

本研究では、(社)土木学会地震工学委員会「城壁の耐震診断・補強に関する研究小委員会(委員長：橋本隆雄)の活動の一環であり、公益財団法人鹿島学術振興財団の助成金、土木学会地震工学委員会の助成金及び「平成29年度重点研究課題」の助成金を活用させていただきました。また、熊本城内での石垣等調査にあたっては、熊本城調査研究センターの鶴嶋文化財保護主幹、東園主任技師、嘉村文化財保護主事等の職員の皆様にご同行いただきました。末筆ながら記して謝意を表します。



## 参考文献

- 1) 秦吉弥, 村田晶, 宮島昌克: 2016年熊本地震時に熊本城に作用した強震動の推定に向けた基礎的検討～過去および現在の地震観測点におけるサイト増幅特性の評価～, 第55回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.252-253, 2016.
- 2) 秦吉弥, 村田晶, 池本敏和, 橋本隆雄, 宮島昌克: サイト増幅特性置換手法に基づく2016年熊本地震における熊本城の地震動の評価, 土木学会論文集A1, Vol.73, No.4, 2017.
- 3) 秦吉弥, 村田晶, 池本敏和, 橋本隆雄, 宮島昌克: 常時微動計測に基づく2016年熊本地震によって熊本城の石垣に作用した強震動の評価, 第2回石積擁壁の耐震診断及び補強法に関するシンポジウム論文集, 土木学会, pp.39-46, 2017.
- 4) 橋本隆雄, 斎藤猛: 比抵抗2次元探査及び表面波探査による熊本城石垣等の地盤調査, 第2回石積擁壁の耐震診断及び補強法に関するシンポジウム論文集, 土木学会, pp.65-74, 2017.
- 5) 橋本隆雄, 鈴木彩加: 赤外線サーモグラフィ法による熊本城石垣等調査, 第2回石積擁壁の耐震診断及び補強法に関するシンポジウム論文集, 土木学会, pp.75-91, 2017.
- 6) 橋本隆雄, 石作克也: 3次元レーザスキャナによる熊本城石垣等調査, 第2回石積擁壁の耐震診断及び補強法に関するシンポジウム論文集, 土木学会, pp.53-64, 2017.
- 7) 鶴嶋俊彦: 「熊本城の歴史と地震被害」季刊『永青文庫』No.97号, 18p～20p, 公益財団法人永青文庫 2017.
- 8) 大角 恒雄: 加藤家時代の遺構は細川家時代のものより地震に強いのか?, 第2回石積擁壁の耐震診断及び補強法に関するシンポジウム論文集, 土木学会, pp.31-38, 2017.
- 9) 桑原文夫: 熊本城の石垣勾配, 日本工業大学研究報告書第14巻2号, 1984.
- 10) 橋本隆雄, 斎藤猛: 比抵抗2次元探査及び表面波探査による熊本城石垣等の地盤調査, 第2回石積擁壁の耐震診断及び補強法に関するシンポジウム論文集, 土木学会, 2017.
- 11) 橋本隆雄, 石作克也: 3次元レーザスキャナを用いた熊本城石垣等の変状分析, 第72回年次学術講演会, 土木学会, 2017.
- 12) 橋本隆雄, 鈴木彩加, 石作克也: 赤外線サーモトレーサ及び3Dレーザスキャナを用いた2016年熊本地震による熊本城石垣の被害調査に関する研究, 国土館大学理工学部紀要, 査読有, 第11号, 2017.11.
- 13) 源健二: 特別史跡熊本城跡の被災状況と復旧について, 建設マネジメント技術, pp41-55, 2017.3,
- 14) 岡積満: 間知石の法勾配(1), 土木技術第5巻 第9号, pp11-13, 1950.10,

- 15) 農林水産省構造改善局：土地改良事業計画設計基準設計「農道」,pp629-631,1998.3,
- 16) 小山倫史,菊本統,橋本涼太,桑島流音：平成28年(2016年)熊本地震における熊本城の城郭石垣の被害調査およびその分析,社会安全学研究第7号,2017.2
- 17) 山尾敏孝：熊本城跡および石橋の被害，土木学会西部支部「熊本地震」地震被害調査報告会資料，2016.5
- 18) 池本敏和，北浦 勝，宮島昌克：城址公園における石垣の耐震安全性の調査と解析，構造物の安全性・信頼性に関するシンポジウム(JCOSSAR2000)，pp.277-284，2000.11
- 19) 岡松康弘，新谷洋二：旧江戸城石垣の崩壊および復旧に関する研究，土木史研究，第18号，pp.513-520，1998.5
- 20) 森本浩行，西田一彦，西形達明，玉野富雄：城郭石垣の隅角部形状とその数値評価法，土木学会論文集，No.666/III-53，pp.159-168，2000.12
- 21) 田中国熙，山田清臣：石積み擁壁の安定性評価法，土木学会論文集，No.541/III-35，pp.9-20，1996.6
- 22) 田中国熙，新谷洋二，小林善勝，木村真也，谷 優作：石垣断面のFEM-3Dによる数値解析実験，土木史研究，第23号，pp.401-408，2003.6
- 23) 山中 稔，池田 敦，長谷川修一，大嶋和則，西田一彦：高松城天守台石垣の解体修理工事に伴い実施した各種地盤調査について，擁壁の耐震診断及び補強法に関するシンポジウム発表論文集，pp.12-19，2012.11
- 24) Toki, K., Miura, H. and Oguni, Y.: Dynamic slope stability analyses with a non-linear finite element method, Earth-quake Engineering and Structural Dynamics, Vol.13, pp.151-171, 1985.
- 25) 鵜飼恵三，井田寿朗，若井明彦：動的弾塑性 FEM解析による地震時斜面のすべり解析，日本地すべり学会誌， Vol.32, No.1, pp.8-11, 1995.
- 26) 中川光雄・山田正雄：有限差分法・大変位解析による地すべりシミュレーションの適用性，日本地すべり学会誌， Vol.44, No.6, pp.377-384, 2007.
- 27) 伯野元彦：破壊のシミュレーション-拡張個別要素法で破壊を追う，森北出版，1997.
- 28) 越塚誠一：粒子法，丸善，2005.
- 29) 小野祐輔：SPH 法による斜面の地震応答と崩壊挙動の解析，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)， Vol.69, No.4, p.I 650 -I 660, 2013.
- 30) 西山哲，大西有三，大津宏康，西村浩史，梁川俊晃，亀村勝美，関文夫，池谷清次：不連続変形法 (DDA) による石積み擁壁の安定性に関する研究，地盤工学会，第38回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1631-1632，2003.

- 31) 小山倫史, 赤尾悟史, 大西有三, 西山 哲: 岩盤斜面の地震応答解析における不連続変形法(DDA)の適用に関する研究, 土木学会論文集 C, Vol.65, No.3, pp.644-662, 2009.
- 32) 森川誠司, 田部井和人, 礮岩和夫, 田口勝則, 高橋峰雄, 石川典男, 西本元男, 宮城重道, 二階堂聡: 不連続変形法による城郭石垣の地震時安定性に関する検討, 第 38 回地盤工学研究発表会, pp.1633-1634 2003.
- 33) 大西有三, 佐々木猛, Gen-Hug Shi 日本計算工学会編: 不連続体変形法 (DDA), 丸善, 2005.
- 34) 橋本隆雄, 宮島昌克, 池本敏和, 酒井久和: 石積擁壁の耐震性の実験及び解析に関する研究, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.70, No.4 (地震工学論文集第 33 巻), pp.I\_991-I\_1003, 2014.
- 35) 熊本県地質業協会: 熊本県地質図・解説書, 2008.
- 36) 国立国会図書館: 慶長国絵図, 1604 以降
- 37) 熊本県教育委員会: 熊本県史料 近世篇第一, 1965.
- 38) 橋本隆雄, 斉藤 猛: 比抵抗 2 次元探査及び表面波探査による熊本城石垣等の地盤調査, 第 2 回擁壁の耐震診断及び補強法に関するシンポジウム講演論文集, pp.65-74, 2017.

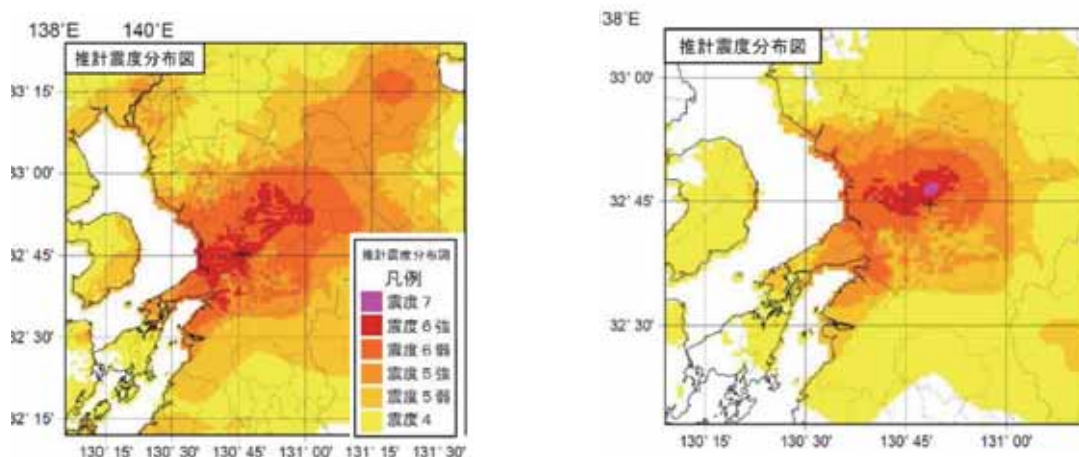
## 8.2 宅地の擁壁被害分析

### 8.2.1 熊本地震による被害状況

2016年熊本地震では、図8.2-1に示すように4月14日21時26分に発生したマグニチュード6.5の前震と約28時間後の4月16日1時25分に発生したマグニチュード7.3の本震の震度7が2回、震度6弱以上が7回発生した。この熊本地震は、熊本都市圏及び阿蘇地方を中心に18万棟を超える家屋被害や大規模な土砂災害をはじめ広範囲に甚大な被害をもたらした。宅地においても、熊本市、益城町、西原村、南阿蘇村、大津町等において大規模盛土造成地における滑動崩落、宅地擁壁の倒壊や孕み・折損等の広範囲に数多くの宅地被害を生じた。

そこで、熊本県内の被災した市町村では国土交通省及び被災宅地危険度判定協議会に対し他の都道府県の被災宅地危険度判定士<sup>2),3)</sup>の派遣要請を依頼し、判定を実施した。被災宅地危険度判定は、地方公共団体職員が擁壁、宅地地盤、のり面・自然斜面の被害について現地計測等を行い、変状項目ごとの配点から赤（危険）、黄（要注意）、青（調査済）の3段階で危険度判定を行った。

本論文では、2016年熊本地震による被災宅地危険度判定士による宅地擁壁の被害状況判定結果を分析<sup>4)7)</sup>し、さらに既往の地震との比較を行い、地震被害状況とその特徴を明らかにするとともに今後の宅地防災対策のありかたについて言及する。



(a) 前震（4月14日21時26分，M6.5）

(b) 本震（4月16日1時25分，M7.3）

図 8.2-1 熊本地震による震度分布<sup>1)</sup>

### 8.2.2 被災宅地危険度判定士による宅地擁壁の調査

熊本県及び被災市町村は避難所運営，仮設住宅の準備，被災建物応急危険度判定に追われて被災宅地危険度判定を実施することができなかった。国土交通省都市局及び九州地方整備局では，熊本県との協議や地震直後に被災宅地連絡協議会からの依頼により先遣調査を行った鳥取県からの情報を基に被災宅地危険度判定連絡協議会と相談し，支援本部に常駐し，被災宅地危険度判定士の派遣調整だけでなく，広域判定計画や判定実施市町村との調整，判定結果の集計に至るまで代行した。

図 8.2-2 は熊本地震における被災宅地危険度判定の実施体制で，被災した市町村の依頼の要請により支援本部として国土交通省都市局及び九州地方整備局，(独法)UR 都市機構，(公社)全国宅地擁壁技術協会が支援本部となって宅地判定士の指揮を行った。

被災宅地危険度判定は，鳥取県による先遣調査が4月17日から実施され，4月20日には熊本県が被災宅地危険度判定支援本部を設置し，全国からの応援判定士を本格的に受け入れ始めた。支援本部は，4月20日から5月8日まで熊本市役所内に設置され，5月9日以降は熊本県住宅供給公社内に設置された。判定を実施するために全国の162地方自治体から，延べ2,870人の被災宅地危険度判定士が派遣された。この全国自治体による支援は図 8.2-3 に示すように5月29日まで実施された。その後，被災自治体による判定が平成29年1月11日まで継続され，最終的に延べ判定士数2,977人が表-1に示す危険2,760件，要注意4,377件を含む合計20,022件，図 8.2-4 に示す12市町村（熊本市，益城町，西原村，南阿蘇村，大津町，菊陽町，御船町，合志市，甲佐町，美里町，宇城市，山都町）で判定が実施された<sup>9)</sup>。

危険は「この宅地は危険です。」表記しての立入制限，要注意は「この宅地に入る場合は十分に注意してください。」と注意喚起を行い，2次災害の軽減・防止・住民の安全確保を図る。

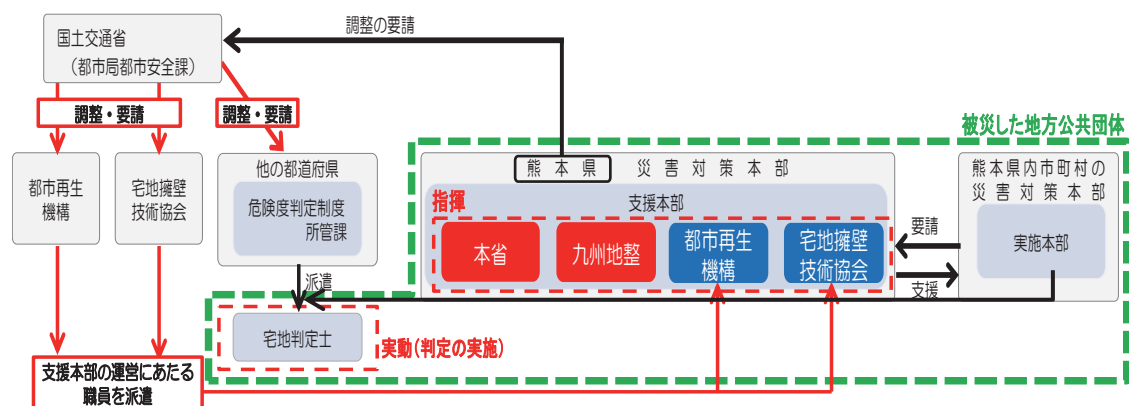


図 8.2-2 熊本地震における被災宅地危険度判定の実施体制<sup>8)</sup>

第8章 積石構造物

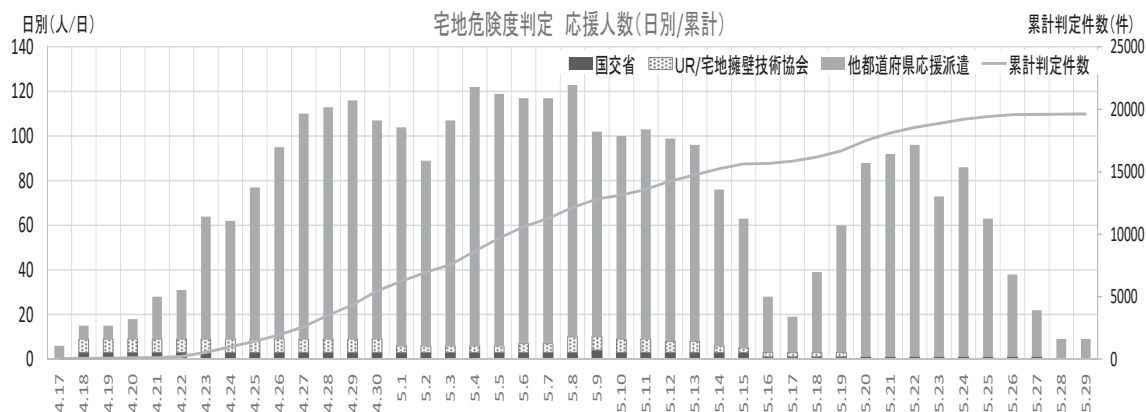


図 8.2-3 熊本県に派遣された被災宅地危険度判定士数及び判定件

表 8.2-1 判定士数及び調査件数（平成 29 年 1 月 11 日公表値）

調査対象 (市町村)	判定士 数	調査件数			累計	その他 (判定不 能)
		危険 (大)	要注意(中)	調査済 (小)		
熊本市	958	500	1,096	3,859	5,478	23
その他市町 村	2,019	2,260	3,281	8,791	14,544	212
合計	2,977	2,760 (13.8%)	4,377 (21.9%)	12,650 (63.3%)	20,022	235

注 1)：その他市町村：益城町，西原村，大津町，菊陽町，御船町，合志市，甲佐町，美里町，宇城市，山都町

注 2)：調査件数には簡易調査（中・大のみ）も含む。



図 8.2-4 宅地判定が行われた市町村

表 8.2-2 調査票による被災宅地調査件数（平成 29 年 3 月）

市町村名	擁壁		宅地地盤		のり面		合計		総合計
	詳細調査	簡易調査	詳細調査	簡易調査	詳細調査	簡易調査	詳細調査	簡易調査	
熊本市	1,062	—注1)	236	—注2)	65	—注2)	1,363	349	1,712
益城町	1,722	973	266	396	84	21	2,072	1,390	3,462
西原村	410	72	55	0	74	0	539	72	611
南阿蘇村	299	49	64	21	72	6	435	76	511
大津町	142	123	7	14	12	5	161	142	303
宇城市	24	0	3	0	0	0	27	0	27
菊陽町	7	0	5	0	0	0	12	0	12
山都町	5	0	3	0	2	0	10	0	10
御船町	33	3	77	2	35	1	145	6	151
甲佐町	44	2	30	0	10	0	84	2	86
合志市	38	0	65	0	8	0	111	0	111
美里町	40	0	5	0	0	0	45	0	45
合計	3,826	1,222	816	433	362	33	5,004	2,037	7,041

注 1)：簡易調査とは被害がなかったと見なせるもの、被害が多少あるが建築物・道路等に影響がないと見なせるものを目視で判定したものである。

注 2)：熊本市では簡易調査の合計は掲載されているが、その内訳（擁壁、宅地地盤、のり面）の記載がない。

### 8.2.3 宅地擁壁被害の状況

表 8.2-2 は、被災宅地危険度判定帳票を各市町村から熊本県の協力により入手したものの内、軽微な被害を除いた被害程度の大・中の被害を集計したものである。調査は通常の判定（詳細調査）の他に簡易調査が行われた。簡易調査とは宅地被害が膨大であるため熊本地震で初めて導入した方法で、調査票を用いずに被害がなかったと見なせるもの、被害が多少あるが建築物・道路等に影響がないと見なせるものを目視で判定したものである。ただし、熊本市では簡易調査において擁壁・宅地地盤・のり面の種別がなかった。危険(大)、要注意(中)の結果しかないために宅地擁壁被害の分析を行うことができない。

そこで、宅地擁壁被害の分析は、表 8.2-3 に示すように詳細調査の調査票を用いて被害判定が危険(大)・要注意(中)のみを抽出して行った。被害箇所は、熊本市 1,062 件、益城町 1,722 件、西原町 410 件、南阿蘇村 299 件、大津町 142 件、宇城市 24 件、菊陽町 7 件、山都町 5 件、御船町 33 件、甲佐町 44 件、合志市 38 件、美里町 40 件の総数 3,826 件について集計を行った。

図 8.2-5 は調査票による被災宅地件数で、図 8.2-6 は各市町村での宅地被害件数を円グラフで示したものである。宅地被害には、擁壁、宅地地盤、のり面・自然斜面を区分したも

のであるが、擁壁の被害が大半（約 3/4）を占めている。写真 8.2-1 は宅地擁壁被害の状況である、

表 8.2-3 被害判定（大・中）別の被災宅地擁壁件数

市町村名	被災件数	被害判定	
		大	中
熊本市	1,062	462	600
益城町	1,722	1,078	644
西原村	410	329	81
南阿蘇村	299	242	57
大津町	142	108	34
宇城市	24	7	17
菊陽町	7	2	5
山都町	5	2	3
御船町	33	11	22
甲佐町	44	29	15
合志市	38	10	28
美里町	40	31	9
合計	3,826	2,311	1,515

注)：簡易調査（1,150 件）では擁壁の区別ができないため除外した値である

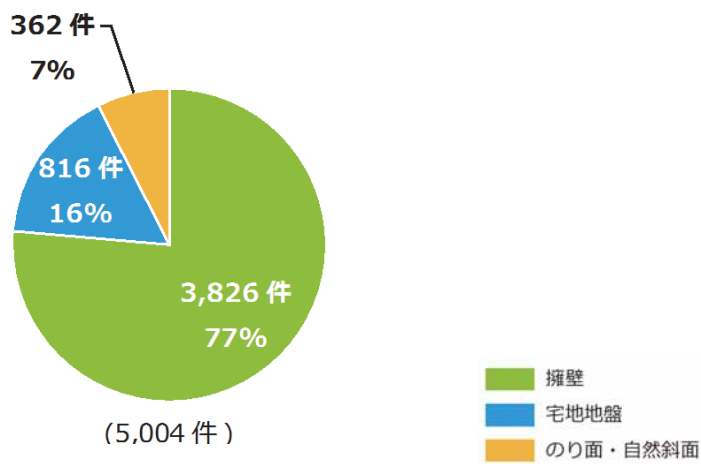


図 8.2-5 調査票による被災宅地件数(総件数 5,004 件)



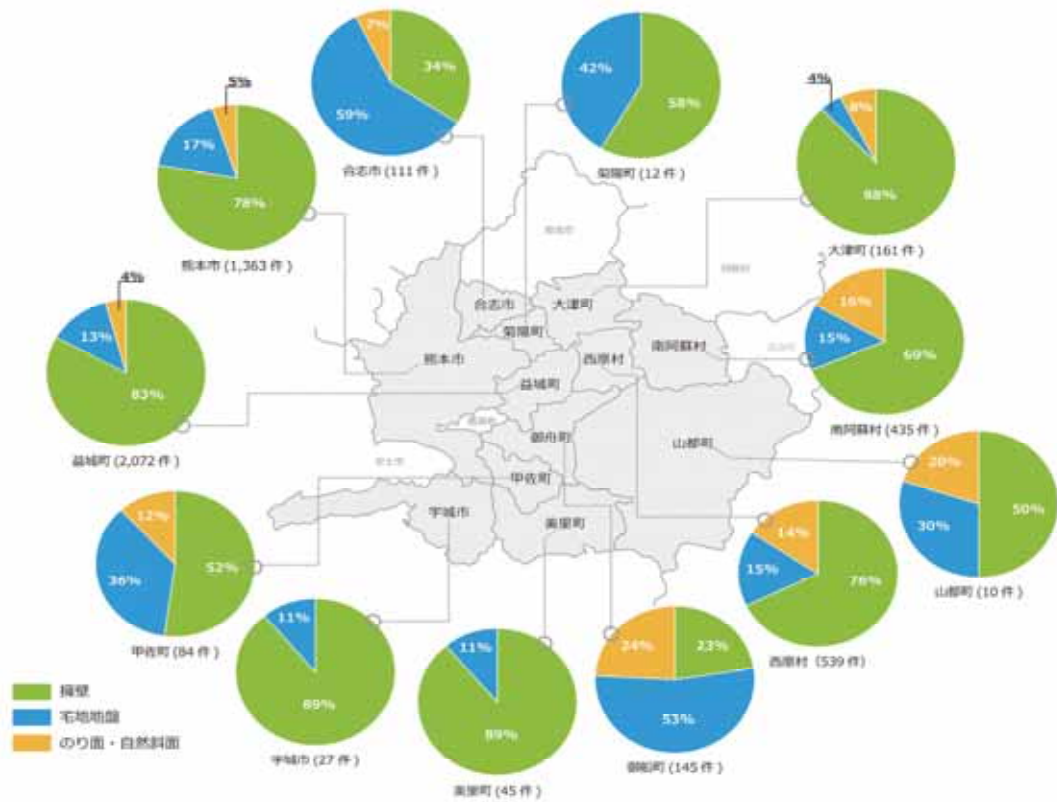


図 8.2-6 市町村毎の宅地被害状況(総件数 5,004 件)



写真 8.2-1 宅地擁壁の被害状況

### 8.2.4 宅地擁壁被害の分析

#### (1) 被災宅地擁壁の種類

被災宅地擁壁の種類は、図 8.2-7 示すように空石積造擁壁 29%、練石積造擁壁 29%、コンクリート系擁壁が 20%、増積擁壁 15%、二段擁壁 7%で、空石積造及び練石積造が約 1/3、コンクリートが約 1/5 を占めている。ただし、表 8.2-3 では詳細調査 3,826 件となっているが、被害の種類は同じ宅地でも増積擁壁の有無があるなど複数の記載があるため重複した 4,043 件で分析を行っている。図 8.2-8 は、各市町村毎の被災宅地擁壁の種類を円グラフで示したものである。この図から練石積造擁壁、空石積造擁壁、コンクリート系擁壁が多いことが分かる。また、空石積造擁壁（コンクリートで固めず石を積んだだけの擁壁）や、増積み擁壁（既存擁壁の上部に空洞ブロックなどを増し積みした擁壁）、二段擁壁（擁壁の上部背後に別な擁壁を積み上げた擁壁）など、技術基準を満たしていない擁壁の被害が多く発生した。特に西原町、大津町、南阿蘇村等の山間部では、空石積造擁壁の被害が多い。図 8.2-9 は宅地擁壁被害の種類と被害程度で、コンクリート系擁壁に比べ、空石積造擁壁のほとんどが危険となっている。

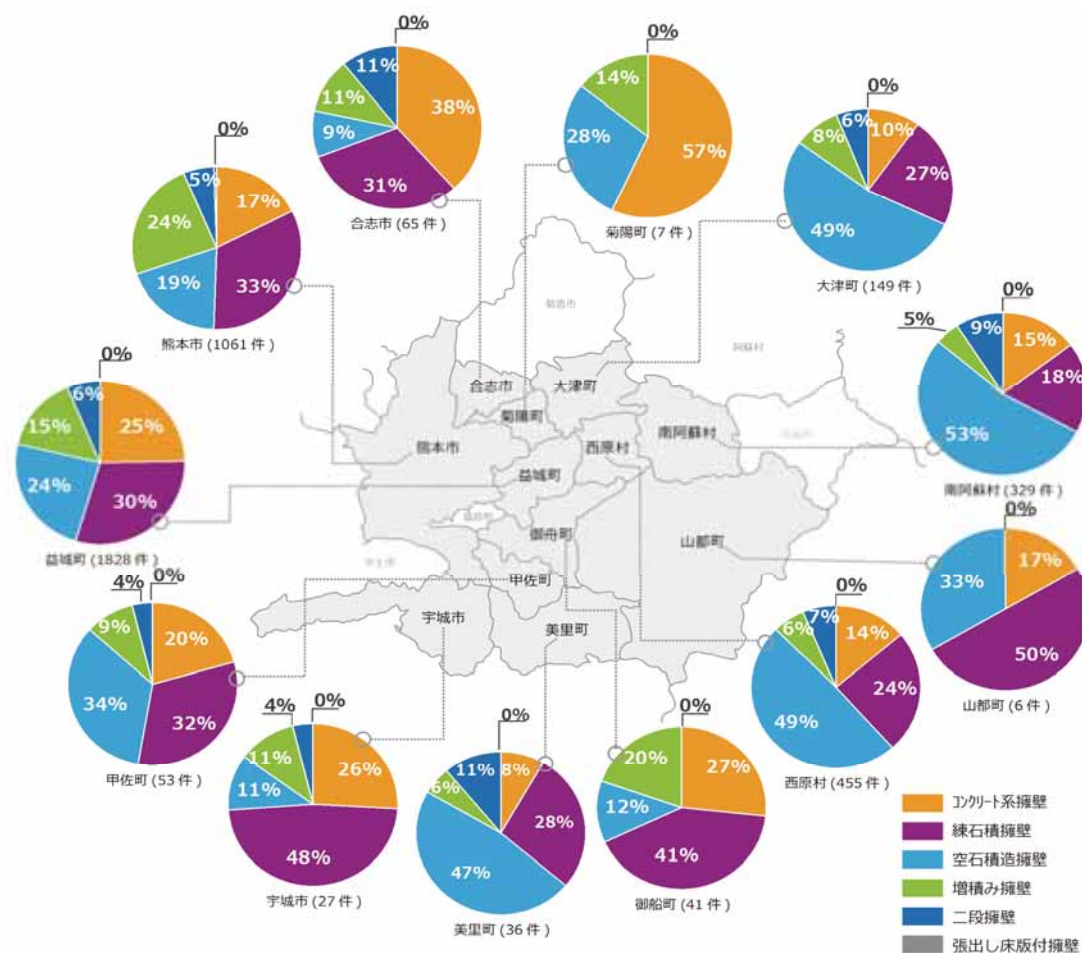


図 8.2-8 市町村毎の被災宅地擁壁の種類 (総件数 4,043 件)

### (2)被災宅地擁壁の分類

図 8.2-10 は被災宅地擁壁の分類で被害程度が軽微なクラックから順に大きくなるようにまとめた結果、傾斜・倒壊 30%が多く、崩壊 22%，クラック 15%となっている。ただし、表 8.2-3 では詳細調査 3,826 件となっているが、被害の項目は図 8.2-10 のように複数の記載があるため重複した 5,367 件で分析を行っている。また、図 8.2-11 は被災宅地擁壁の分類と被害程度を示し、孕み以上の被害になると危険度大の方が多くなっていることが明らかとなった。

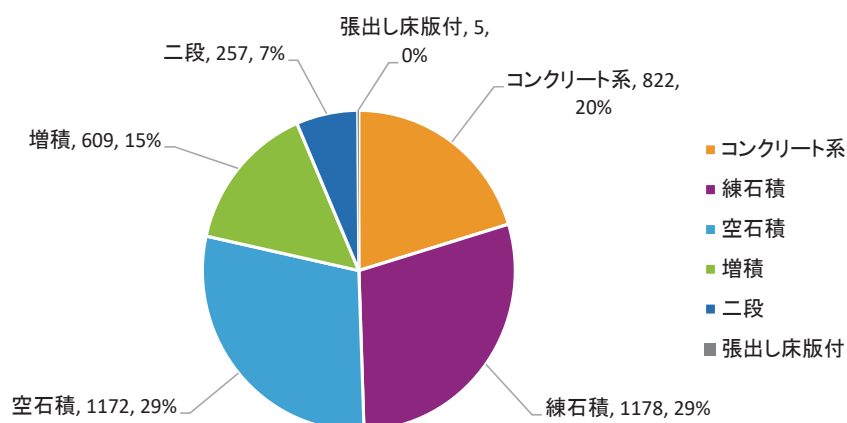


図 8.2-7 被災宅地擁壁の種類 (総件数 4,043 件)

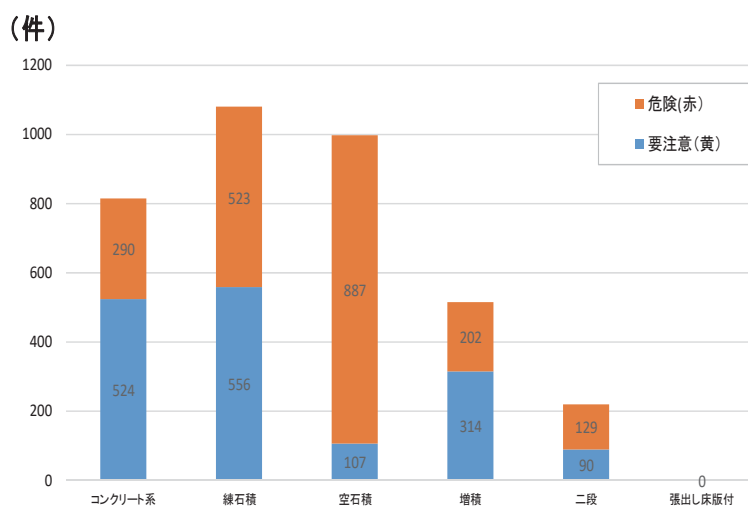


図 8.2-9 被災宅地擁壁の種類と被害程度 (総件数 4,043 件)

### (3)被災宅地擁壁の高さ別分類

被災宅地擁壁の高さは、図 8.2-12 に示すように全体的に 3m 以下の擁壁 79%が被害を受けており、図 8.2-13 に示すように高さ 1m を超えると危険度大のものも多くなっている。

ただし、表-3 では詳細調査 3,826 件となっているが、調査票に高さの記載がないものがあるため正確性を増すために高さの記載がある 3,042 件で分析を行っている。3m以下の擁壁の被害は、図 8.2-14 に示すようにいずれの種類でも大きくなっている。図 8.2-11 は擁壁の被害が建物や道路に影響を与える範囲を表したものである。図 8.2-12 は宅地擁壁の高さと建物や道路への影響範囲の有無を示すが、高さに関わらず擁壁の被害が隣接する建物や道路に影響があることが分かる。

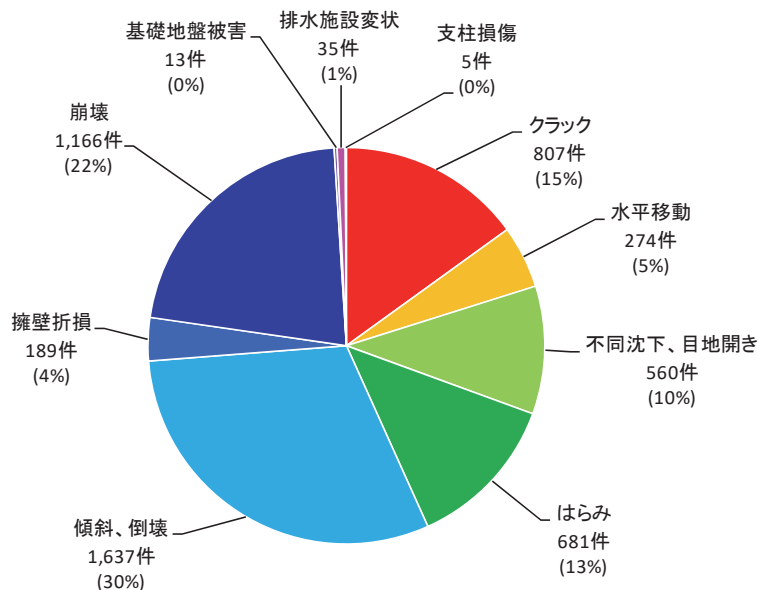


図 8.2-10 被災宅地擁壁の分類（総件数 5,367 件）

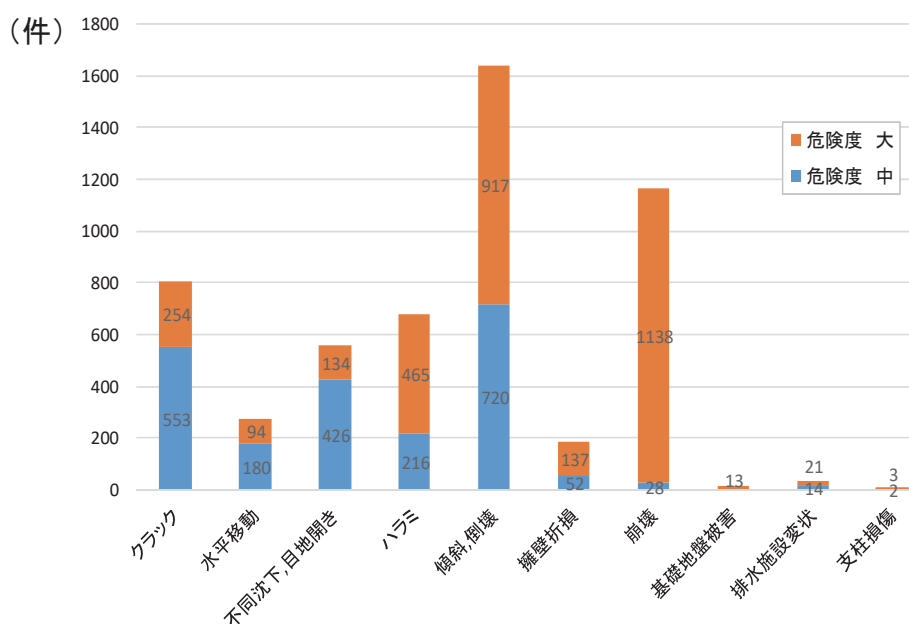


図 8.2-11 被災宅地擁壁分類と被害程度（総件数 5,367 件）

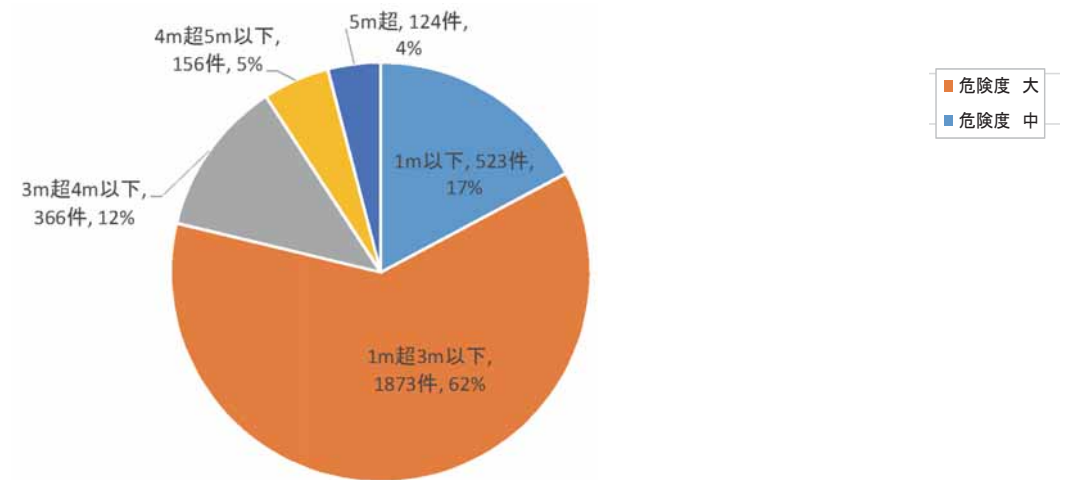


図 8.2-12 被災宅地擁壁の高さ（総件数 3,042 件）と危険度

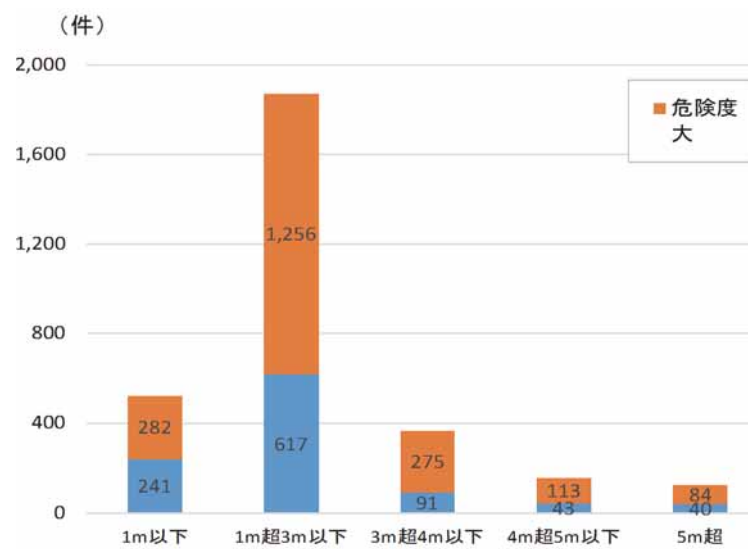


図 8.2-13 被災宅地擁壁の高さ

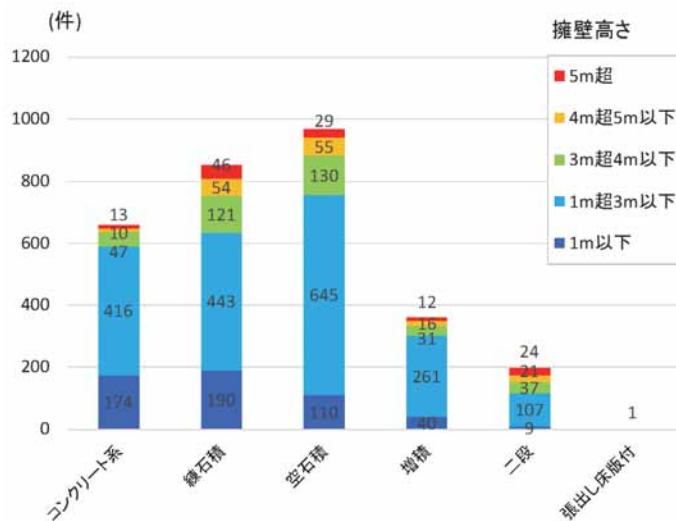


図 8.2-14 被災宅地擁壁の種類毎の高さ別分類

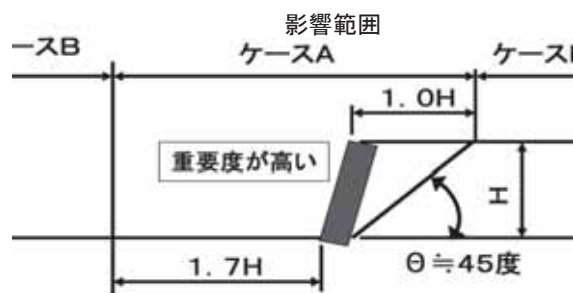


図 8.2-15 被災擁壁被害が建物・道路に影響を与える範囲

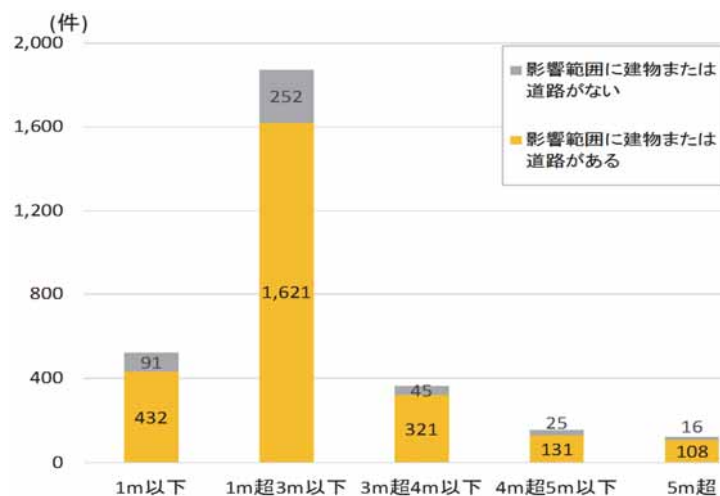


図 8.2-16 被災宅地擁壁の高さと影響範囲

### 8.2.7 熊本地震と既往地震との比較

#### (1) 宅地擁壁の被害の比較

熊本地震による被災宅地擁壁の種類は、図 8.2-7 の総件数 4,043 件を用いた熊本地震の宅地擁壁とこれまでの震度 7 の大地震である兵庫県南部地震 1,085 件<sup>4)</sup>、新潟県中越地震 561 件<sup>5)</sup>、東北地方太平洋沖地震 6,699 件<sup>7)</sup>による被災宅地擁壁種類の比較したものである。熊本地震による被災宅地擁壁は、空石積擁壁が 29% (約 1/3) を占め、非常に弱い構造であることが分かる。表 8.2-4 及び図 8.2-18 は兵庫県南部地震以降の宅地被害が多かった地震を含めた比較で、被災宅地擁壁種類で空石積擁壁が一番多いのは熊本地震しかない。

一方、熊本地震による被災宅地擁壁の分類では、表 8.2-5 及び図 8.2-19 は兵庫県南部地震以降の宅地被害が多かった地震を含めた比較で、熊本地震について傾斜・倒壊及び崩壊の被害が非常に多くなっている。

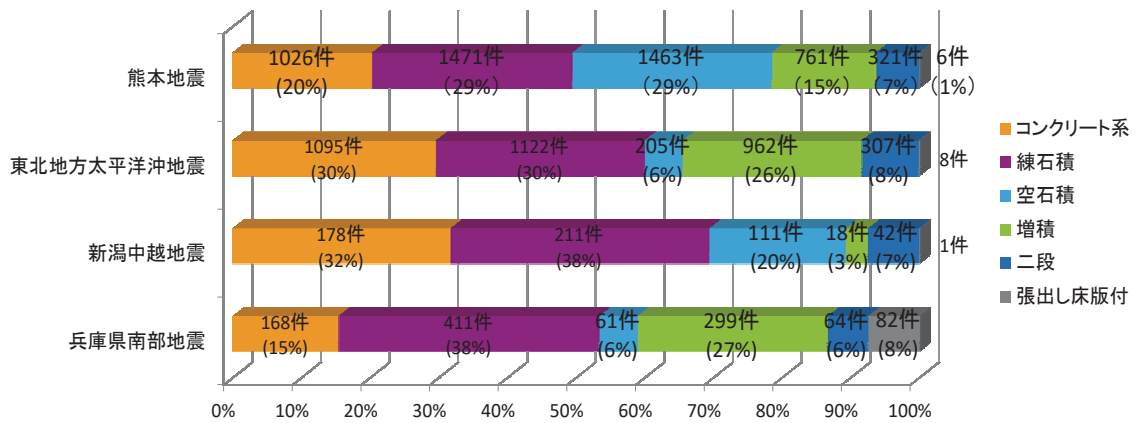


図 8.2-17 熊本地震とこれまでの震度7の大地震との被災宅地擁壁種類の比較<sup>4)-6)</sup>

注) 熊本地震は表 8.2-2 の簡易調査を除いた詳細調査を採用している

表 8.2-4 被災宅地擁壁の種類別件数<sup>4)-8)</sup>

地震	コンクリート系	練石積造	空石積造	増積み	二段	張り出し床版付	合計
熊本	822 (22%)	1,178 (28%)	1,172 (32%)	609 (12%)	257 (6%)	5 (0%)	4,043
東北地方太平洋沖	1,095 (30%)	1,122 (30%)	205 (6%)	962 (26%)	307 (8%)	8 (0%)	3,699
長野県北部	32 (19%)	70 (42%)	51 (30%)	12 (7%)	3 (2%)	0 (0%)	168
新潟中越沖	279 (49%)	122 (21%)	48 (8%)	80 (14%)	47 (8%)	0 (0%)	576
新潟中越	178 (32%)	211 (38%)	111 (20%)	18 (3%)	42 (7%)	1 (0%)	561
兵庫県南部	168 (15%)	411 (37%)	61 (6%)	299 (28%)	64 (6%)	82 (8%)	1,085

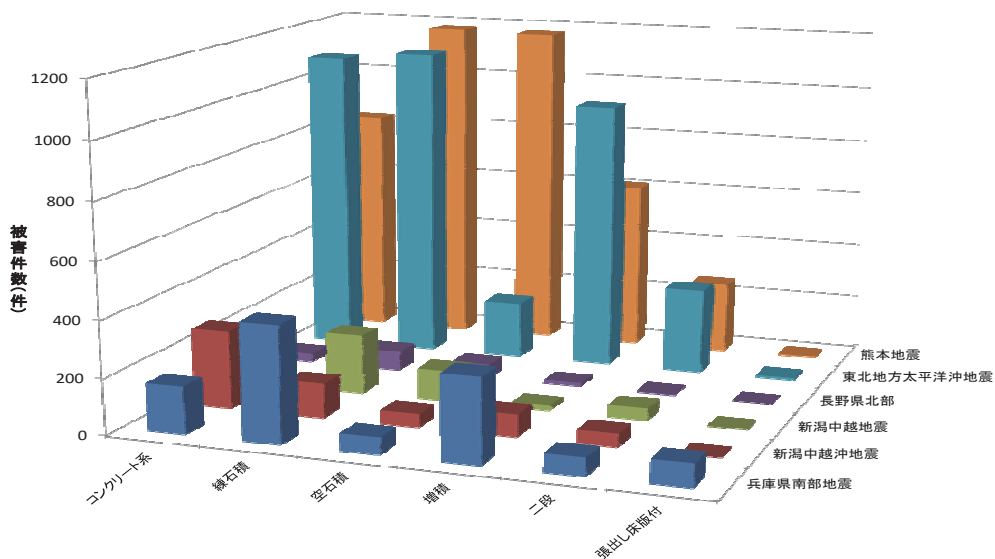


図 8.2-18 被災宅地擁壁の種類<sup>4)-8)</sup>

注) 熊本地震は表 8.2-2 の簡易調査を除いた詳細調査を採用している

## 8.2.8 まとめ

### (1) 被災宅地判定結果

判定結果の分析は、各市町村における宅地擁壁被害状況を被害項目ごとに行った。その結果、立ち入り禁止に相当する「危険」と判定されたのは、全体の13.8%の2,760件、十分な注意を必要とする「要注意」が21.9%の4,377件だった。

### (2) 宅地擁壁の被害分析

詳細調査等から被害の傾向を分析した結果は、以下の通りである。

#### 1) 被災宅地擁壁の種類

被災宅地擁壁の種類は、空石積造擁壁29%、練石積造擁壁29%、コンクリート系擁壁が20%、増積擁壁15%、二段擁壁7%で、空石積造・練石積造が約1/3、コンクリートが約1/5を占めている。空石積造擁壁・増積擁壁・二段擁壁の既存不適格の擁壁が約1/2を占めている。このようなことを踏まえて、事前対策を考えていく必要がある。

#### 2) 被災宅地擁壁の高さ

被災宅地擁壁の高さは、全体的に3m以下の擁壁79%が被害を受けており、高さ1mを超えると危険度大のものも多くなっている。コンクリート系の擁壁は構造計算により十分な強度が確保されているはずのものが逆に89%と一番多いことから、被害を受けていない擁壁についても調査を実施し比較することで構造計算上の課題を検討する必要があると考えられる。

#### 3) 被災宅地擁壁の分類

被災宅地擁壁の分類は、傾斜・倒壊及び崩壊の被害が非常に多くなっている。

### (3) 熊本地震と他の地震との比較

熊本地震による被災宅地擁壁の種類は、空石積擁壁が29%（約1/3）を占め、これまでの地震と比較すると被害が一番多く非常に弱い構造であることが分かる。一方、熊本地震による被災宅地擁壁の分類は、傾斜・倒壊及び崩壊の被害が非常に多くなっている。

謝辞：資料の提供・調査にご協力頂きました被災自治体に感謝します。

### 参考文献

- 1) 気象庁地震調査研究推進本部地震調査委員会：平成28年(2016年)熊本地震の評価，  
[http://www.static.jishin.go.jp/resource/monthly/2016/2016\\_kumamoto\\_3.pdf](http://www.static.jishin.go.jp/resource/monthly/2016/2016_kumamoto_3.pdf), 2016.5.



- 2) 被災宅地危険度判定連絡協議会：被災宅地危険度判定士危険度判定ファイル「被災宅地の調査・危険度判定マニュアル」，2014.3.（2017年12月5日閲覧）
- 3) 被災宅地危険度判定連絡協議会：擁壁・のり面等被害状況調査・危険度判定票作成の手引き，2014.3.
- 4) 橋本隆雄，人見孝：1995年兵庫県南部地震以降の主な地震による宅地擁壁の被害分析とその教訓，地盤工学会，宅地地盤の安全性と性能評価に関するシンポジウム論文集，pp.3～10，2005.7.
- 5) 橋本隆雄，宮島昌克：2004年新潟県中越地震における宅地被害分析と今後の宅地対策，土木学会地震工学論文集，Vol.28, No.133, CD-ROM, 2005.8.
- 6) 橋本隆雄，宮島昌克：2007年新潟県中越沖地震における宅地被害分析と今後の宅地対策，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.65(2009)No.1P837-849, 2009.4.
- 7) 橋本隆雄：2008年岩手・宮城内陸地震における宅地擁壁・地盤・斜面被害の分析，Geo-Kanto2009 第6回地盤工学会関東支部研究発表会発表講演集，No. 47, pp.137～142, 2009.11.
- 8) 橋本隆雄：2014年長野県北部地震による宅地被害分析，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），2016.5
- 9) 松下一樹：被災宅地危険度判定による宅地災害把握について，建築防災，pp.9～13, 2016.1.
- 10) 松下一樹・須藤哲夫・小松陽一・村田英樹：平成28年熊本地震による宅地災害の特徴，土木技術資料，Vol. 59, NO.7, pp.20～23, 2017.1.

## 第9章 益城町仮設団地居住者の住まいの意向変化の分析

### 9.1 はじめに

大規模災害で住宅に被害を受けた被災者の生活再建支援のために、住まいの再建意向を的確に把握することが求められる。自力での自宅再建が困難な被災者数を推測することは災害公営住宅の建設戸数の算定に必要となる。また、自宅を再建する被災者についても、災害前の同じ場所での再建を希望しているのか、別の地域での再建を希望しているのかを把握することが、被災地の復興まちづくりの検討には重要となる。これらの住まいの意向はアンケート調査で把握されることが一般的であるが、これの意向は発災からの時間の経過と共に変化しうる。初期の調査を基に、災害公営住宅の戸数を定め、復興土地利用計画等を策定しても、意向が変化することで、例えば災害公営住宅の空室が多数発生することや、過大な土地利用計画となることがありうる。被災者の早期の生活再建のためには早期に計画を決定し事業を実施しつつも、不必要な行政支出を抑制するために被災者の住まいの意向変化を適切に検討することが大変重要である。

被災者の住まいの意向変化の傾向は、災害の規模、復興事業の進捗状況、世帯属性別などに異なることが予想されるが既存研究の蓄積は十分とはいえない。また、住まいの意向変化の要因を把握することは、被災者の自立再建を促すための適切な支援制度の構築につながる可能性がある。したがって、被災者の住まいの意向変化の実態と、意向変化の要因を把握する研究が強く求められている。

以上の背景を踏まえ、本章は 2016 年熊本地震による益城町仮設住宅居住者を対象として、その住まいの選択意向の変化の実態を示し、その要因を分析することを目的とする<sup>1)</sup>。

この益城町応急仮設住宅居住者を対象に 2016 年 6 月～11 月に熊本大学が主体となった聞き取り調査により住まいの意向が調べられている。さらに、2017 年 7 月には益城町が住まいの意向に関する郵送調査を実施している。これら 2 つの調査の実施時期には約 1 年間の差がある。また調査の対象世帯は対応づけられているため、パネルデータとみなせる。本研究では、このパネルデータを用いて住まい意向の変化を分析する。次に、この分析で判明した住まいの意向が変化した世帯を主な対象として、インタビュー調査を実施し、住まいの意向を変化させた要因等を分析する。

## 9.2 2 時点の住まいの意向調査の比較分析

## 9.2.1 利用した調査の概要

本章で比較分析を行う 2 つの調査の概要を表 9.2-1 に示す。2016 年調査<sup>2),3)</sup>の結果を基にして、震災復興初期における住まいの意向の分析<sup>4)</sup>や自由回答分析<sup>5)</sup>が既になされている。なお、住まいの意向把握の設問に関して、2016 年調査では住まいの意向に「わからない」という選択肢が設けられていたが、2017 年調査では「わからない」が無い点に留意が必要である。また、2017 年調査は対象者が広げられているが、応急仮設住宅居住者は両調査の対象である。そこで、本研究の分析対象は 2016 年聞き取り調査及び 2017 年郵送調査のいずれにも回答している応急仮設住宅居住の 1,068 世帯に限定する。

表 9.2-1 調査概要

	2016 年調査	2017 年調査
収集データ	住まいの意向他	住まいの意向他
回答世帯	益城町内の応急仮設住宅居住世帯	益城町で半壊以上の全世帯
調査対象地域	益城町の 応急仮設住宅団地	益城町全域
調査方法	地元大学生が主体となる 聞き取り調査	郵送配布, 回収
調査実施主体	熊本大学	益城町
実施時期	2016 年 6 月 30 日から 11 月 20 日	2017 年 7 月 3 日から 7 月 31 日
対象世帯数	1,470 世帯	7,284 世帯
回答世帯数	1,196 世帯	5,210 世帯
回収率	81.4%	71.5%

表 9.2-2 2 時点の住まいの意向調査回答世帯の基本属性分布

世帯構成員の年齢・ 人数別 (N=1068)	高齢単身世帯	高齢非単身世帯	現役単身世帯	現役非単身世帯
	10%	54%	10%	26%
就業状況別 (N=1068)	就業者がいる世帯	非就業者のみ世帯	不明	
	30%	66%	4%	
住宅所有形態別 (N=1068)	持家	借家	親族所有	
	82%	16%	1%	

表 9.2-2 に 2 時点の住まいの意向調査回答世帯の基本属性を示す。ここで高齢世帯とは世帯に 65 歳以上がいる世帯を指し、現役世帯とは 64 歳以下のみで構成された世帯を指す。よって高齢非単身世帯とは世帯の中で高齢者がいる 2 人以上世帯、現役非単身世帯とは現役世帯のみで 2 人以上世帯を指す。また、就業者がいる世帯とは、世帯に少なくとも 1 人の就業者がいる世帯を指し、非就業のみ世帯とは、就業者がいない世帯を指す。また持家

世帯、借家世帯とは、被災前の状況を指す。

以下、図表や文中で適宜、住まい意向を簡略化した形式で表現する。「震災前と同じ場所に自宅再建」を「自再」、「災害公営住宅」を「災公」、「震災前とは別の住所に移転」を「移転」、「わからない」を「わか」とする。

### 9.2.2 住まいの意向変化の基礎集計

表 9.2-3 に、住まいの意向変化の分布を示す。住まいの意向に変化があった世帯は 393 世帯 (36.8%) 存在している。2016 年に自宅再建を希望した世帯の 80%、災害公営住宅を希望した世帯の 87% が 2017 年においても意向を変えていない。2016 年に移転を希望した世帯のうち 36% が意向を変えず、49% が災害公営住宅に意向を変化させていた。また、2016 年にわからないと答えていた世帯の 67% が 2017 年に災害公営住宅を希望すると答えた。そのため、災害公営住宅の希望世帯数が 2.42 倍に増加している。

表 9.2-3 益城町仮設住宅居住者の住まいの意向変化の分布<sup>1)</sup>

2017年 2016年	自宅再建	災害公営住宅	移転	総計
震災前と同じ場所に 自宅再建	489 (80%)	104 (17%)	24 (4%)	617 (100%)
災害公営住宅	17 (10%)	151 (87%)	6 (4%)	174 (100%)
震災前とは 別の場所に移転	16 (17%)	48 (49%)	35 (36%)	99 (100%)
わからない	43 (25%)	118 (67%)	17 (10%)	178 (100%)
総計	565	421	82	1,068

### 9.2.3 世帯属性別住まいの意向変化の分析

世帯属性別に住まいの意向変化に違いがみられるか分析するため、クロス集計表の独立性についてのカイ二乗検定と残差分析を行う。

#### (1) 世帯構成員の年齢・人数別

図 9.2-1 は世帯構成員の年齢・人数別別の住まいの意向変化を示す。世帯属性別の変化の差に統計的に有意な差はみられないが、以下の傾向が確認できる。高齢単身世帯では、住まいの意向を移転や自宅再建などから災害公営住宅に変えた世帯の割合は高くなっていく傾向にあるが、「自再→自再」を考えている世帯は低い傾向にある。しかし、高齢非単身

世帯では、「自再→自再」を考えている世帯は高い傾向にあり、「災公→災公」の割合は低い傾向にある。現役単身世帯では、他の世帯より「災公→災公」の割合が高い傾向にあり、「自再→自再」の割合が低い傾向にある。

高齢単身世帯の場合、時間経過の中、資金面や将来を見据えて自宅再建の難しいと認識し、意向が災害公営住宅へ変化し、「自再→自再」を考えている世帯は低い傾向にあるのではないかと推察される。しかし、高齢非単身世帯である場合、家族がいることで将来的に自宅再建を考えやすいため「自再→自再」の割合が高いのではないかと推察される。

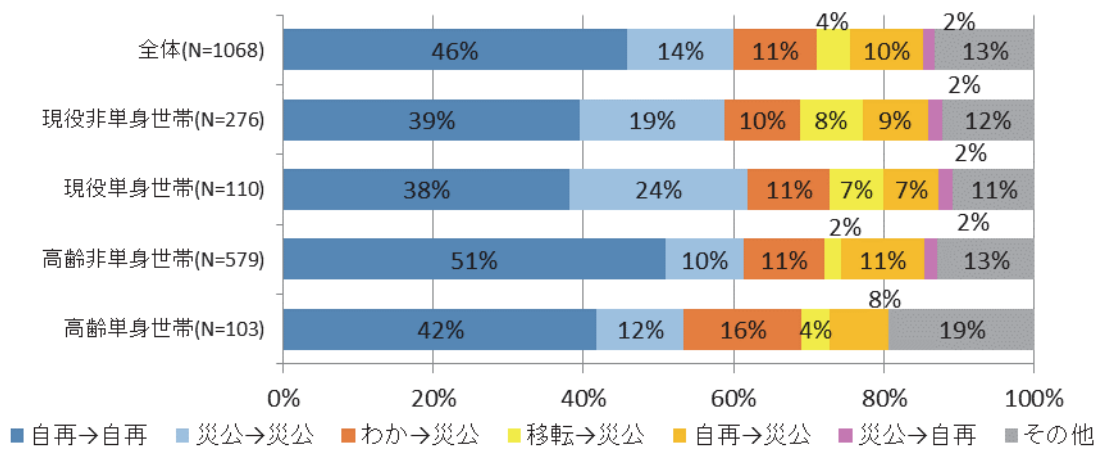
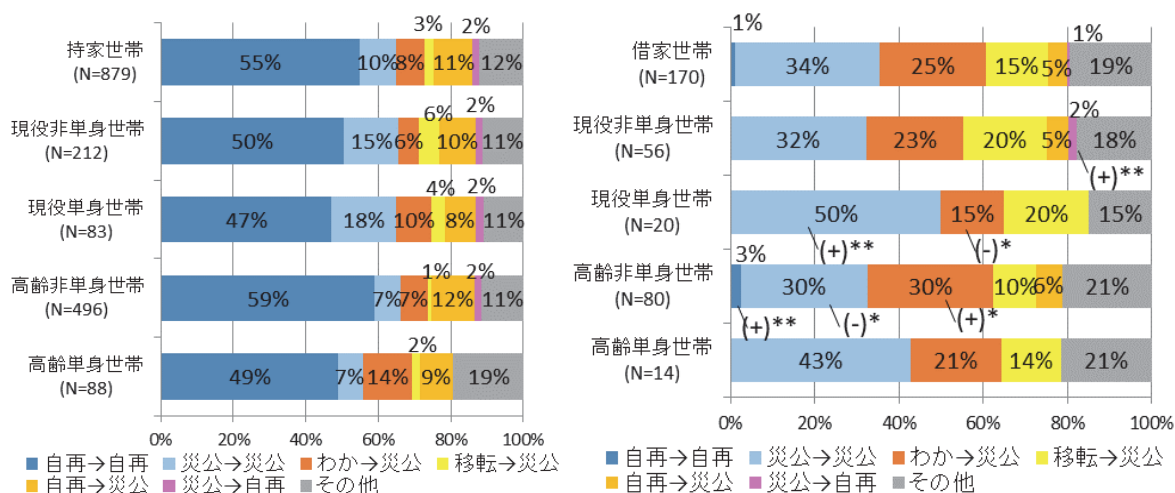


図 9.2-1 世帯構成員の年齢・人数別住まいの意向変化<sup>1)</sup>

## (2) 住宅所有形態別世帯分類別

図 9.2-2(a)は持家世帯の世帯分類別住まいの意向変化を示す。世帯属性別の変化の差に統計的に有意な差はみられないが、以下の傾向が確認できる。図 9.2-1 と同様、現役単身世帯では、他の世帯より「自再→自再」の割合は低い傾向にあり、「災公→災公」の割合が高い傾向がある。また、図 9.2-1 と比べると、どの世帯も「自再→自再」の割合が高い。

図 9.2-2(b)は借家世帯の世帯分類別住まいの意向変化の割合を示す。これはカイ二乗検定で1%有意になり、残差分析においても現役単身世帯では、「わか→災公」が5%有意で小さく、高齢非単身世帯では「災公→災公」が5%有意で小さく、「わか→災公」が5%有意で大きくなった。現役単身世帯では、他の世帯より「災公→災公」の割合が高く、「わか→災公」の割合が低い。しかし、高齢非単身世帯では「災公→災公」の割合が低く、「わか→災公」の割合が高い。持家世帯と借家世帯の住まいの意向を比べた時、借家世帯の方が住まいの意向を変える割合が高い。例えば、災害公営住宅の情報が具体的になってきて、借家世帯が災害公営住宅を考えるようになってきている状況が伺える。



独立性の検定  $\chi^2=24.25, P=0.147$

独立性の検定  $\chi^2=42.26, P=0.00102^{**}$

(a) 持家世帯

(b) 借家世帯

図 9.2-2 住宅の所有形態別世帯分類別住まいの意向変化<sup>1)</sup>

### (3) 世帯構成員の就業状況別

図 9.2-3(a)は就業者がいる世帯の世帯分類別住まいの意向変化の割合を示す。世帯ごとに分類して大きな変化は見られない。図 9.2-3(b)は非就業者のみ世帯の世帯分類別住まいの意向変化の割合を示す。これはカイ二乗検定で1%有意になり、残差分析においても現役非就業非単身世帯では「災公→災公」が1%有意で大きく、高齢者がいる非就業非単身世帯では「わか→災公」が1%有意で大きい。現役非就業単身世帯では、「災公→災公」の割合が高く、高齢者がいる非就業非単身世帯では、「自再→自再」の割合が高いといえる。

現役非就業単身世帯には低所得者や身障者が含まれ、それらの世帯が災害公営住宅に希望を変化させているのではないかと推察される。高齢者がいる非就業非単身世帯では、被災した自宅への愛着から自宅再建を継続的に希望するのではないかと推察される。

また、図 9.2-3(a)と図 9.2-3(b)を比べると、特に高齢者がいる非就業単身世帯での「わか→災公」の割合が高齢者のいる就業単身世帯より高いことが特徴である。

非就業単身世帯の場合、将来的に生活できる資金が少なく、また一人で住まいの意向を考えるため、なかなか意向を決めかねていたが災害公営住宅の情報が具体的になったことで災害公営住宅を考えるようになったのではないかと推察される。

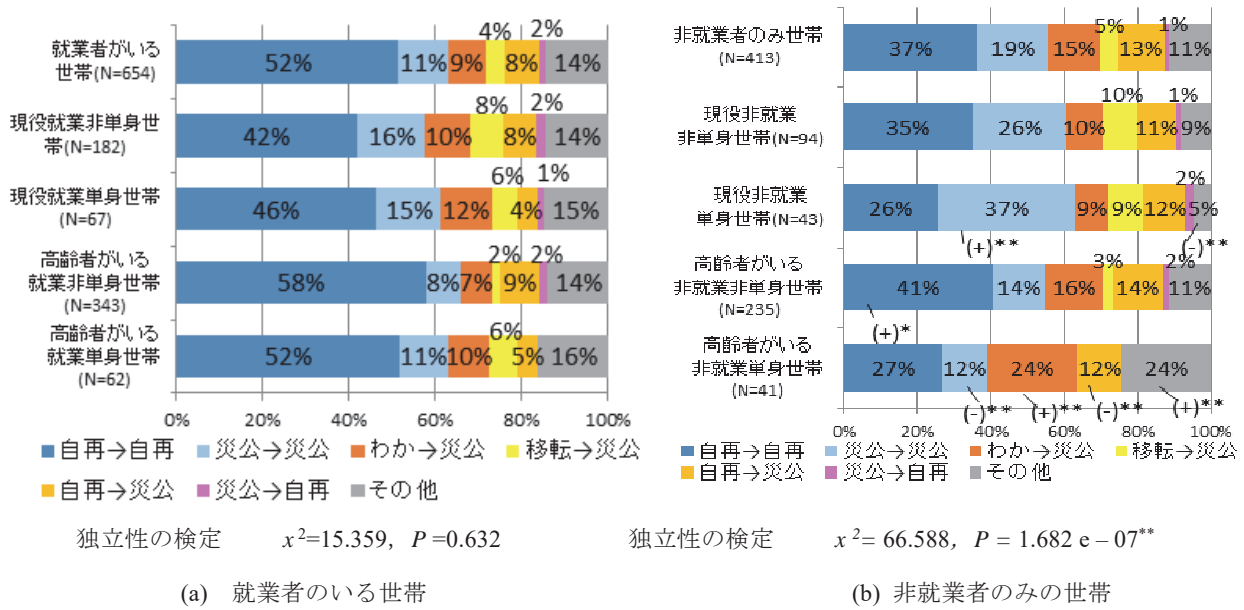


図 9.2-3 就業状況別世帯分類別住まいの意向変化<sup>1)</sup>

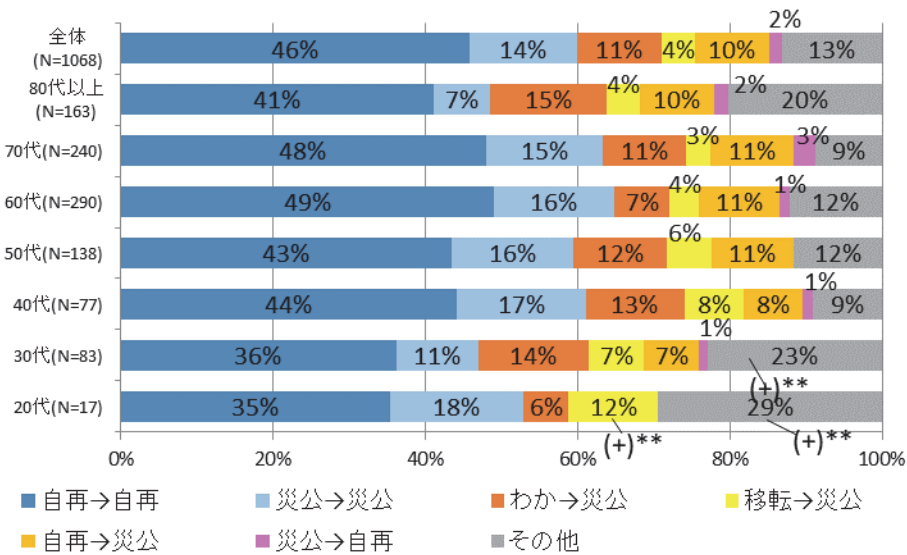


図 9.2-4 世帯主の年齢別住まいの意向変化<sup>1)</sup>

#### (4) 世帯主の年齢別

図 9.2-4 は世帯主の年齢別住まいの意向変化を示す。これは 1%有意で年齢別の差が確認できる。残差分析においても 20 代においても「わか→災公」1%有意になった。20 代の世帯主での「移転→災公」の割合が高い。また、20 代と 30 代の世帯主では「その他」の割合が高い。その他の内訳として「自再→移転」が 6 世帯、「災公→移転」が 1 世帯、「移転→移転」が 13 世帯、「わか→自再」が 2 世帯、「わか→移転」が 2 世帯であった。世帯主の年齢が若いと被災した自宅や益城町への愛着が薄いなどで移転を考えやすいのではないかと推察される。

### 9.3 インタビュー調査による住まいの意向変化の要因分析概要

前項で集計的に提示した住まいの意向変化の要因を分析するために、インタビュー調査を実施した。調査期間は 2017 年 11 月～12 月中旬で行い、調査対象者は 2 時点の住まいの意向調査を回答した益城町応急仮設住宅居住世帯 1068 世帯のうち意向に変化がある世帯を中心とした。調査時間は 1 世帯当たり平均 26 分ほどである。調査実施数は 16 世帯でそのうち、住まいの意向に変化がなかった世帯 3 世帯、変化があった世帯は 13 世帯であった。インタビュー調査は戸別訪問と仮設団地にある集会所に出向き談話されている住民の方にお話を伺う形態をとった。

インタビュー調査の結果の詳細と分析は永迫ら<sup>1)</sup>に示し、ここでは簡潔に内容を紹介する。自宅再建から災害公営住宅に意向を変化させた要因として、「自宅再建する費用が予想以上に高い」、「災害公営住宅の資料を見て安心だと感じた」などが確認できた。災害公営住宅から自宅再建に意向を変化させて要因として、「災害公営住宅の家賃が予想以上に高い」、「リバース・モーゲージという自宅再建支援策を新たに知ったため」などが確認できた。

### 9.4 まとめ

本章は、益城町仮設住宅居住者を対象に 2016 年と 2017 年の 2 時点で実施された調査をパネルデータとして比較することで、被災者住まいの選択意向の変化の実態を示した。その結果、高齢単身世帯で災害公営住宅希望へ意向を変更した割合が多い等の世帯属性別の変更の傾向の違い等を明らかにした。

謝辞：本章の内容は、永迫ら<sup>1)</sup>による研究成果を抜粋したものです。



参考文献

- 1) 永迫杏菜, 渡邊萌, 佐藤嘉洋, 円山琢也: 熊本地震による益城町仮設住宅入居者の住まいの選択意向のパネル分析, 第57回土木計画学研究発表会, 2018.
- 2) 円山琢也: 熊本県益城町における仮設住宅聞き取り調査と復興計画策定状況, 住宅, Vol. 66, pp.48-55, 2017.
- 3) 円山琢也: 益城町の復興に向けた熊本大学ましきラボの取り組み, 新都市, Vol.71, No.5, pp.15-18, 2017.
- 4) 渡邊萌, 佐藤嘉洋, 円山琢也: 熊本地震の復興初期における益城町仮設住宅入居者の居住地選択意向, 都市計画論文集, Vol. 52. No.3, pp.1094-1100, 2017.
- 5) 川野倫輝, 佐藤嘉洋, 円山琢也: 対話時間と単語数を考慮した聞き取り調査の自由回答分析方法の提案 -熊本地震における益城町仮設住宅聞き取り調査への適用-, 都市計画論文集, Vol. 53. No.1, 印刷中, 2018.