



# 高精度表面波探査を用いた地盤の安定性評価に関する研究

三浦, みなみ

---

(Degree)

博士 (工学)

(Date of Degree)

2017-03-25

(Date of Publication)

2018-03-01

(Resource Type)

doctoral thesis

(Report Number)

甲第6915号

(URL)

<https://hdl.handle.net/20.500.14094/D1006915>

※ 当コンテンツは神戸大学の学術成果です。無断複製・不正使用等を禁じます。著作権法で認められている範囲内で、適切にご利用ください。



博士論文

高精度表面波探査を用いた  
地盤の安定性評価に関する研究

平成 29 年 1 月

神戸大学大学院工学研究科

氏名 三浦 みなみ

学籍番号 103T137T

# A study on evaluating the ground stability by using high-resolution surface wave survey

Minami MIURA

103T137T

Department of Civil Engineering

Graduate School of Engineering

Kobe University

February, 2017

## ABSTRACT

In this thesis, some case histories regarding the engineering application of 2D shear wave velocity,  $V_s$ , from a high-resolution surface wave survey (HR-SWS) are described in detail. In a case regarding an embankment with no information of the construction history, the boundary between the foundation and the fill was clearly manifested by performing the HR-SWS. In other case, the overall stability of a largely deformed embankment with a block-wall was properly estimated by having a single borehole data, together with 2D profile of  $V_s$ . Similarly, in other case history, the cause to explain the ground subsidence of a local road was elucidated by the HR-SWS, for which the portion associated with a low profile of compaction was successfully depicted by knowing a low profile of  $V_s$ . In other case history, a soft soil layer underneath an inclined gravity concrete wall by accident was found by the HR-SWS, with which a remedial work was properly carried out afterwards. Waste materials buried in the housing fill was also found by examining the profile of low  $V_s$ . Moreover, in a case where the collapsed natural slope was dealt with, the failed soft soil layer along the slope was successfully manifested. The HR-SWS was also found useful in examining the development of cementation with time when investigated in a reclaimed land mixed with various steel slags.

In summary, it is well demonstrated that the HS-SWS is of great use in an attempt to solve a variety of problems encountered in geotechnical engineering practice. The use of this non-destructive survey enhances greatly the efficiency as well as the cost of geotechnical site investigation.

## 要旨

本論文は、多岐にわたる地盤工学問題の解決において、高精度表面波探査（以下、表面波探査と記す）から求めた地盤のせん断弾性波速度（S波速度）の二次元情報を活用した実事例をまとめたものである。表面波探査は表層 20 m 程度までの地盤内の面的な S 波速度分布を把握することが可能な物理探査の一種である。従来、調査対象地盤の工学的性状を把握する際には、標準貫入試験や簡易動的コーン貫入試験などのサウンディング試験が用いられてきた。しかし、これらの試験から得られる情報は一次元的なものであるため、平面的な地盤情報を把握するためには多大な労力、時間と膨大な費用を要する。さらに、これらの貫入式サウンディング試験では、土中構造物を損傷する恐れがある。そこで、本研究では対象地盤の二次元情報を迅速かつ地盤を損傷することなく得ることができる表面波探査に着目した。この探査方法は簡易であり、結果の解析に多大な時間を要さないことから、実務的にも有利である。

本論文は、8つの章から構成されている。

第1章では、研究の背景および目的を述べている。

第2章では、表面波探査の測定原理と探査方法の詳細について述べるとともに、既往の研究をまとめている。

第3章では、既存盛土の切盛境界を推定した事例を示している。既存盛土の安定性評価のための極限つりあい解析では、切盛境界の推定が結果を左右する鍵となる。本事例では、三田市の地盤改変履歴が不明な土地において支持地盤となり得る層の分布状況を平面的に把握するため、表面波探査を実施した。この事例により、表面波探査の結果のみから安定解析断面作成等に不可欠な地山境界を高い精度で推定できることが分った。

第4章では、表面波探査結果を用いることで地盤変状が生じた箇所周辺の弱部の範囲を特定し、さらに、探査結果から室内試験計画を立案することで、変状メカニズムの特定や対策工の提案へとつなげた3つの事例を取り扱っている。兵庫県多可町の事例では、直近に施工された埋戻し工事によって地盤が緩み、埋戻し箇所に隣接した門扉に傾きが生じた。そこで、弱部の広がりを確認するため表面波探査を実施したところ、変状箇所周辺は、S波速度が若干小さくなっており、特に変状箇所はS波速度が小さく、緩い状態であることが確認された。さらに、変状が生じたS波速度が低い箇所と、異常が確認されていない箇所より採取した試料を用いて室内試験を実施した結果、変状箇所周辺で埋戻しに使用された材料は、水浸によって大きく圧縮することが分かった。一方、兵庫県家島町の事案では、施工履歴が不明な二段腹付け盛土において、盛土擁壁に亀裂等の変状が生じており破壊が懸念されたため、表面波探査により盛土内の状

況把握を試みた。探査結果より切盛土境界を特定することができたため、その結果をもとに地盤モデルを作成し、さらに砂置換法を実施することで得た原位置の密度や、室内一面せん断試験を実施して得た強度定数を用いて安定解析を実施した。上段盛土壁および下段盛土壁のそれぞれに対して、地下水位が通常の場合の常時・地下水位が上昇した場合の常時・レベル I 地震時・レベル II 地震時の各パターンについて安全照査を行った。結果として、上段盛土壁における地下水が通常の場合の常時および上段盛土壁におけるレベル I 地震時を除くすべての状況において許容安全率を下回っていることが分かった。さらに兵庫県西宮市の事例では、造成中の宅地において L 型擁壁を築造していたところ、擁壁直下の地盤が圧縮沈下したことによって擁壁の一部が傾斜した。事後に原因を究明するため表面波探査を実施した。探査結果から弱層の空間的な広がり把握し、効果的なサウンディング試験の位置を提案することで迅速かつ合理的な問題解決への糸口となった。さらに、表面波探査結果および旧地形図より、調査対象箇所は谷地形の沢部にあたり集水地形となっていることが分かった。

第 5 章では、大阪府和泉市の既存盛土において地中に投棄された埋設物の埋設範囲を特定した事例について述べている。調査対象地には、燃え殻やコンクリート殻、アスファルト殻等の産業廃棄物が地中に埋設されていたが、表面波探査および電気探査を併用することでおよそその埋設範囲を予測し、トレンチ調査で埋設範囲を確定させることで、広範囲にわたる地中埋設物の分布を効率的に把握することができた。

第 6 章では、愛知県常滑市および兵庫県佐用町において発生した自然斜面の表層崩壊の崩壊メカニズムを推定した事例である。それぞれの事例において、表面波探査および簡易動的コーン貫入試験の結果から崩壊土層の分布状況を平面的に把握した。さらに、それらの結果から崩壊前の地形を復元して地盤モデルを作成することで斜面安定解析を行い、崩壊メカニズムを推定した。

第 7 章の事例では、神戸市において数種類の鉄鋼副産物を用いて改良固化を行った地盤に対して、時間変化による地盤改良効果の発現過程を評価した。高含水比である超軟弱粘性土地盤において、鉄鋼副産物である水砕スラグ、アッシュストーン、高炉スラグをそれぞれ混合し、各ヤードにおいて 1 週後、2 週後、3 週後、4 週後、1 年後に表面波探査を実施することで S 波速度の分布状況変化を観測し、改良効果を評価した。探査結果より、S 波速度を用いて硬化の時間変化を定量的に評価することができた。

第 8 章は本論文の結論である。

# 目次

## 第1章 序論

1.1 研究の背景	……	1
1.2 研究の目的	……	3
1.3 本論文に関する既往の研究	……	4
1.4 本論文の構成	……	20

## 第2章 表面波探査の原理および測定・解析方法

2.1 表面波の基本的性質	……	22
2.2 表面波探査の原理 および特長	……	25
2.3 表面波探査の測定方法および解析方法	……	27
2.3.1 測定機器		
2.3.2 測定方法		
2.3.3 解析方法		

## 第3章 盛土範囲の推定に関する事例研究

3.1 調査地の概要および調査内容	……	36
3.2 原位置調査の概要	……	38
3.3 表面波探査結果および切盛土境界の特定	……	38

## 第4章 地盤変状の原因究明に関する事例研究

4.1 地盤変状による門扉の傾斜事例	……	47
4.1.1 調査地概要および調査内容		
4.1.2 原位置調査の結果		
4.1.3 室内試験および変状メカニズムの推定		
4.2 施工履歴が不明なブロック積み擁壁の安定性評価	……	59
4.2.1 調査地概要および調査内容		
4.2.2 原位置調査の結果		
4.2.3 表面波探査結果を活用した安定計算		
4.3 施工中に生じたL型擁壁の変状事例	……	66
4.3.1 調査地概要および調査内容		
4.3.2 原位置試験結果および変状メカニズムの推定		

<b>第5章 埋設物の分布範囲推定に関する事例研究</b>		
5.1 調査地概要および調査内容	……	73
5.2 原位置調査の結果 および埋設範囲の特定	……	75
<b>第6章 斜面の安定性評価に関する事例研究</b>		
6.1 平成21年台風18号による崩壊事例	……	82
6.1.1 台風18号の概要		
6.1.2 調査地の概要		
6.1.3 原位置調査の概要および結果		
6.1.4 室内試験の概要および結果		
6.1.5 解析による崩壊メカニズムの推定		
6.2 2009年台風9号による崩壊事例	……	101
6.2.1 気象概要および崩壊地の概要		
6.2.2 原位置調査の概要および結果		
6.2.3 室内試験の概要および結果		
6.2.4 解析による崩壊メカニズムの推定		
<b>第7章 地盤改良効果の評価に関する事例研究</b>		
7.1 調査地の概要	……	117
7.2 試験施工および原位置試験の概要	……	118
7.3 原位置試験結果および改良効果の評価	……	122
<b>第8章 まとめ</b>	……	132

参考文献

謝辞

## 第1章 序論

### 1.1 研究の背景

近年、世界的な気候の変動により、時間降雨量が 80 mm を超える短時間強雨が全国的に頻発している<sup>1)</sup>。また、1995 年の兵庫県南部地震や、2004 年の新潟県中越地震、2011 年の東北地方太平洋沖地震、2016 年の熊本地震など、震度 7 を記録する大規模地震も一定の間隔で発生している<sup>2)</sup>。これらの激甚災害によって、盛土構造物や斜面およびそれらに近接するライフラインなどが大きな被害を受けており<sup>例えば<sup>3)</sup></sup>、災害が発生するたびに構造物の設計基準は見直され、防災・減災技術は進歩しているものの追いついていないのが現状である。災害による物的および人的被害を抑制するためには、ハザードマップの作成・普及や地震速報システムの整備などソフト面とともに、土木構造物や建築構造物等の耐震性向上などのハード面の、両側面から整備を進めることが重要な課題である。後者のハード面を整備するうえでポイントとなるのは、構造物自体の安全性と、構造物が存在する地盤の安全性を確保することである。

本研究では、地盤の安全性に着目しており、事前に地盤内の危険な箇所を把握し安全性を評価することによって、地滑りや沈下などの大規模な地盤変形による被害を最小限にとどめることができると考える。具体的には、原位置試験から得られた変形係数や強度定数などの各種地盤情報に基づいて対象地盤をモデル化して、数値計算を行うことで、土構造物や自然斜面における変状・崩壊の評価あるいは予測が試みられている。例えば、降雨による広範囲の自然斜面における安定問題等では、簡易な地下水位上昇モデルや斜面安定評価式を組み合わせることで、リアルタイムに降雨時の土砂災害発生危険度を評価できるシステムが構築され、試験運用されている<sup>4)</sup>。このような地盤変状や崩壊予測に関する数値解析の結果は、解析モデルの初期値や境界条件によるところが大きい。すなわち、解析モデルの初期条件を正しく設定しなければ、精緻な構成モデルを用いた数値解析であっても実現象や対策効果等を正しく評価できない<sup>5)</sup>。この視点からも、地盤モデルの精緻化に資する原位置地盤調査方法の合理化は喫緊の課題である。

ところで、 $\varepsilon = 0.001\%$ 以下の微小ひずみ領域において、地盤材料は弾性的な挙動を示すことが報告されており<sup>6)</sup>、载荷速度、応力履歴、载荷方法等の影響をほとんど受けないことから地盤のヤング率やせん断剛性率を変形予測解析や地震応答解析における材料定数として活用する事例が増えている。これらの変形係数を室内試験によって得る場合、各パラメータは材料特性や水分状態、応力状態等の影響を受けることから<sup>例えば<sup>7)</sup></sup>、原位置の条件を考慮して繰り返し载荷試験や単調载荷試験を行う。これに対して、原位

置試験によって得る場合は、PS 検層や常時微動アレイ観測<sup>例えば 8)9)</sup>、表面波探査<sup>例えば 10)</sup>等から実地盤の S 波速度を求める。S 波速度と、せん断弾性係数  $G$  およびヤング率  $E$  との間には式 1-1 および式 1-2 が成り立つ。

$$G = \rho \cdot V_s^2 \quad 1-1$$

ここで、 $\rho$  は湿潤密度

$$G = 1/(1 + \nu) \cdot E \quad 1-2$$

$$V_s = \frac{E}{\sqrt{\rho_t(1+\nu)}} \quad 1-2'$$

ここで、 $\nu$  はポアソン比

さらに、S 波速度は N 値や一軸圧縮強度  $q_u$  などの土質工学的性質とも良い相関性が認められることから<sup>11)</sup>、地盤の動力学的性質の評価と工学的応用への多様な可能性を有する最も基礎的なデータとして、地盤の S 波速度を測定することは重要な意義を有するに至っている。

そこで本研究では、表層 15 m 程度までの地盤内の二次元的な S 波速度分布を把握することが可能な高精度表面波探査<sup>12)</sup>（以降、表面波探査と記す）に着目した。

地盤内の弱部をあらかじめ把握するためには、造成された盛土地盤や河川堤防などの土構造物や、自然堆積地盤において、広範囲にわたる地盤情報の取得が重要である。従来、これらの調査方法として、ボーリング調査や標準貫入試験等のサウンディングが行われているが、これらの結果は一次元的なものであるため、対象地盤の工学的性状を平面的に把握するには多大な時間・労力と膨大な費用を要する。例えば、1 km の道路を通常地盤において新設することを想定すると、予備設計では 200~500 m ごとに 1 箇所以上、詳細設計では 100 m ごとに 1 箇所以上ボーリングを行う必要がある<sup>13)</sup>。すなわち、少なくとも工区内の 12 箇所においてボーリング調査および標準貫入試験を実施しなければならないため、地盤条件や調査深度等の現場条件によって多少変動はするが、地盤調査のみで 1~2 週間程度の時間を必要とする。一方、表面波探査については、こちらでも測定条件によって多少は変動するものの、2~3 日程度の短期間で測定が可能である。また、やぐら等の専用設備や専門の資格を必要とするボーリング調査に対して、表面波探査は探査機器を人力で持ち運ぶことができ、かつ起振に特別な装置を必要としないことから、容易に探査を実施できることも特長の一つである。さらに、貫入式サウンディング試験では、アスファルトやコンクリートで舗装された調査箇所において表層を破碎

する必要があり、また土中埋設物やジオテキスタイル工<sup>14)</sup>により施工された補強土壁等の補強材を損傷する恐れがある。以上のことから、調査対象地盤を傷つけることなく、簡易に計測ができ、迅速に二次元的な地盤のS波速度分布情報を得ることができる表面波探査の積極的な活用が有望視されている<sup>15)16)</sup>。

## 1.2 研究の目的

本研究では、表面波探査より得たS波速度分布を用いることで地盤の安全性を評価するプロセスの提案および確立を目的としている。現状の探査精度では、表面波探査の結果から設計や解析に必要な地盤パラメータを定量的に議論するには至っていない。すなわち、得られたS波速度の値や、それらを元に推定した各種変形係数や強度特性を鵜呑みにすることは危険である。しかし、S波速度の分布状況から対象地盤の状態を定性的に評価することは十分に可能であり、かつそれらの二次元的な情報を簡便かつ迅速に得ることができる表面波探査を用いることは工学的に有意である。図1-1は、地盤内の構造を把握する必要が生じた際に、原位置調査の開始から問題解決（地盤内構造の確定、対策工の提案などを想定）までのプロセスを模式的に示したものである。図中の従来法とはサウンディング調査のみを実施した調査法であり、提案法とは一次調査として表面波探査を実施し、得られた二次元情報を元にサウンディング調査計画を決定する調査法を指している。調査箇所および室内試験を実施するための試料採取箇所を厳選することによって、コストおよび時間の縮減につながると考えられる。

本論文では種々の事例において提案プロセスを実行している。具体的には、既設盛土における基礎地盤の切盛土境界およびN値の推定、既設擁壁の安定性評価、重力式擁壁における変状原因の推定、宅地盛土内に投棄された埋設物の範囲特定、自然斜面における崩壊土層の推定、そして改良地盤における改良効果の評価など多岐にわたる実問題の解決において、表面波探査が有益であった事例をまとめ、表面波探査結果を用いた地盤の品質管理、性能および安全性評価について工学的有用性を議論している。

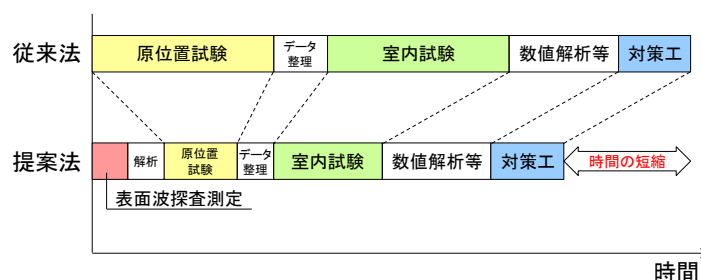


図1-1 調査開始から問題解決までのプロセスのイメージ図

### 1.3 本論文に関する既往の研究

#### 1.3.1 造成宅地地盤の地形把握への表面波探査の適用事例

近年の相次ぐ地震被害では、宅地地盤の軟弱性に起因する被害が顕著化し、基本的な生活空間である宅地が潜在的な危険性を抱えている可能性が明らかとなっている。地震による戸建て住宅の被害の大きさは、基礎地盤と建物の耐震構造で決まると考えられるが、建築基準法の改正等により戸建て住宅の耐震性能は飛躍的に向上した。すなわち、戸建て住宅の地震被害の大小は宅地地盤の違いによるものが大きいと考えられる。

松下ら<sup>17)</sup>は、大規模造成宅地地盤をモデルとして、スウェーデン式サウンディング試験（以下、SWS 試験と記載）と表面波探査を用いることで切盛土分布や盛土厚、盛土地盤の固さなど地形評価を行った。まず、簡易に地盤情報を得られる SWS 試験を複数地点で実施し、大まかな盛土厚分布を把握した上で表面波探査の測線位置を決定している。図 1-2 は SWS 試験結果の典型例である。図中に示すよう、 $N_{sw}=0$  の自沈層を新盛土層、新盛土層から  $N_{sw} > 200$  の基盤までの層を旧盛土層と判断している。各地点で得られた SWS 試験結果に基づいて作成された盛土厚の分布図を図 1-3 に示す。調査対象地は 2 回盛土造成が行われており、図 1-3 (a) は地山から造成した際の盛土厚（1 回目の造成）を、図 1-3 (b) は宅地にした際の盛土厚（2 回目の造成）を示している。この結果をもとに、切盛土境界を二次元的に把握するため、盛土範囲の横断方向および縦断方向に表面波探査の測線を配置している。配置した測線は、図 1-4 に示す A 測線から K 測線の 11 測線である。

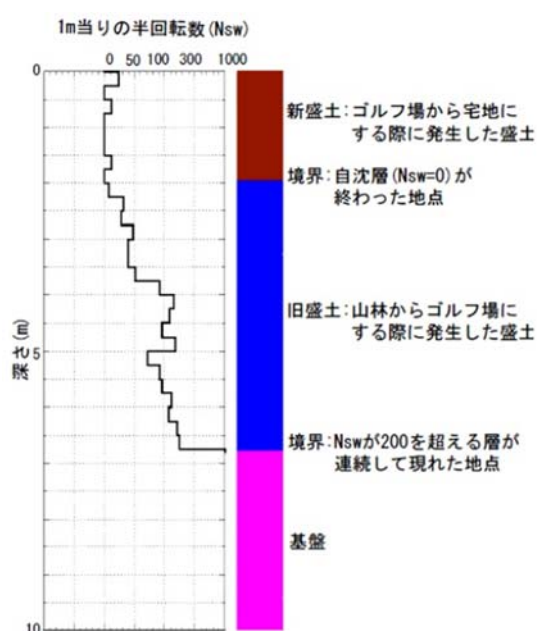
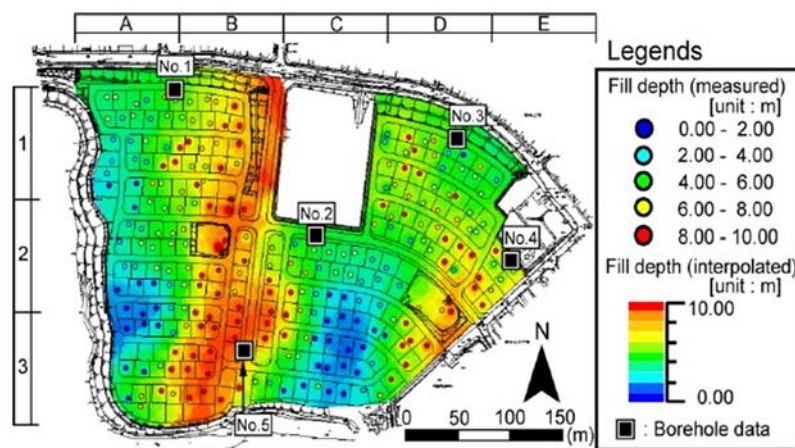
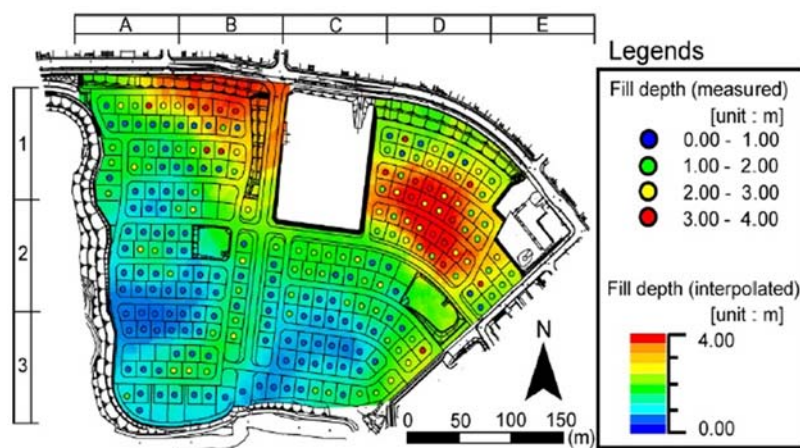


図 1-2 SWS 試験の典型例図と盛土判別区分<sup>17)</sup>



(a) 旧盛土



(b) 新盛土

図 1-3 SWS 試験結果に基づいて評価した盛土厚分布図<sup>17)</sup>

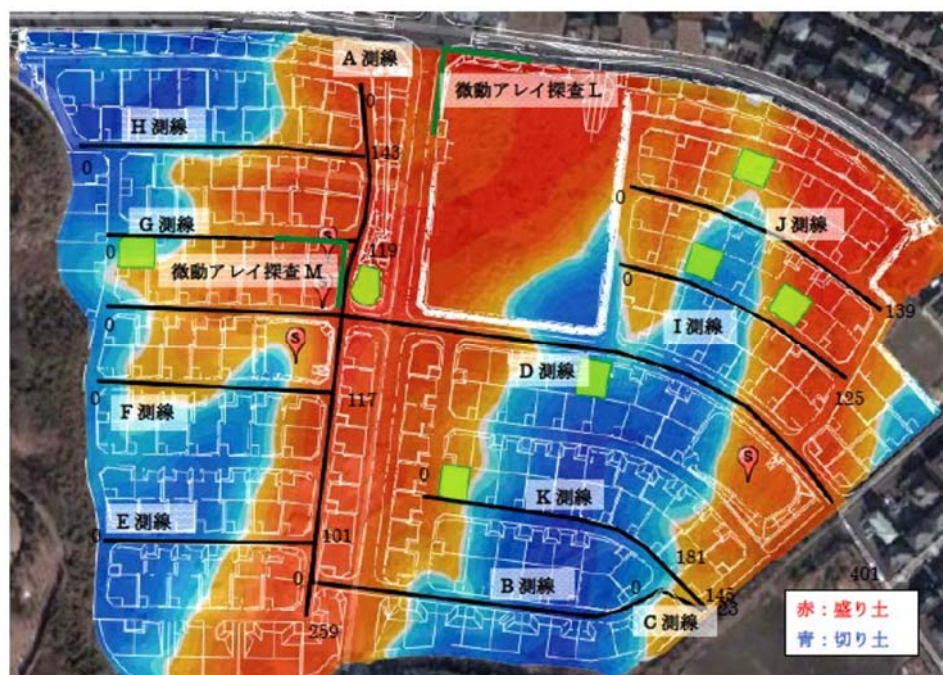


図 1-4 測線配置図<sup>17)</sup>

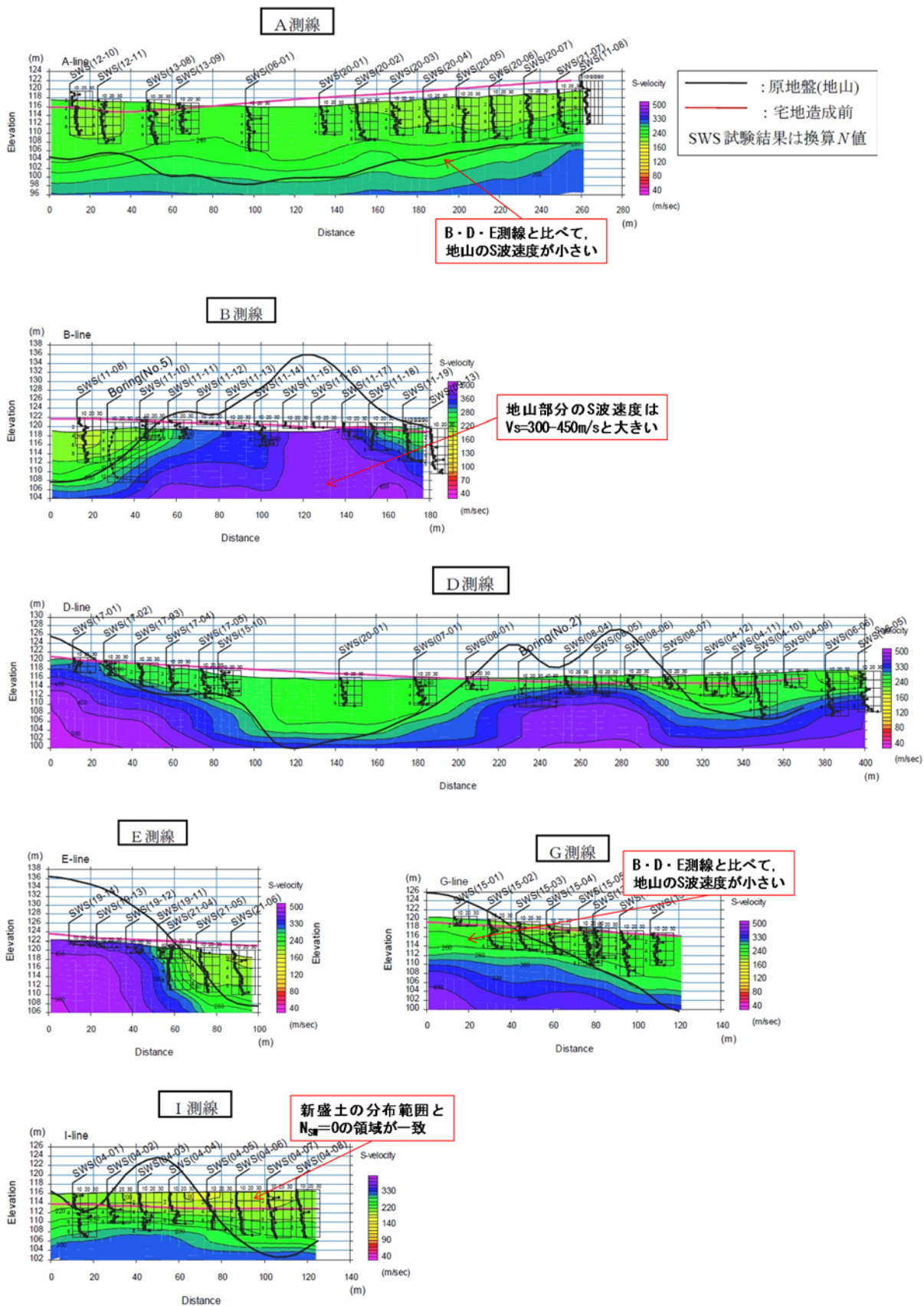


図1-5 表面波探査によるS波速度断面<sup>17)</sup>に加筆

図 1-5 は各測線における表面波探査結果および SWS 試験，標準貫入試験の結果を示したものである。図中の黒実線は旧地形図から求めた地山（原地盤）の地形を，赤線は 1 回目の造成後の地形を示している。B 測線・D 測線・E 測線については旧地形および盛土厚さと一致しているものの，A 測線・G 測線・I 測線については不明瞭である。これについて，A 測線は盛土厚さが約 15 m と探査深度を上回っているためであり，G 測線・I 測線は原地盤が尾根の斜面に位置していたことから地表付近が風化しており，地山であるものの地盤が緩くなっていたためと考察している。

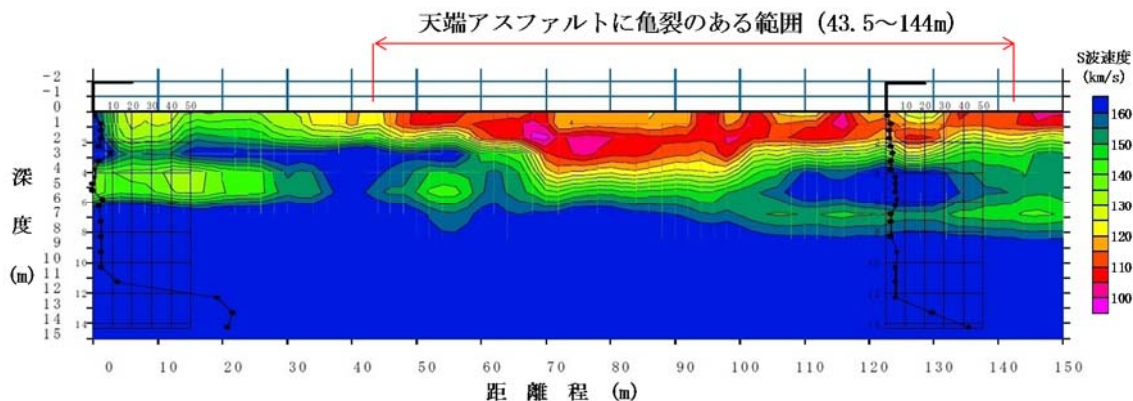
以上のことから，切土と盛土のように地盤の固さのコントラストが大きいものについては表面波探査の結果のみから境界を判断できることが示された。一方，新盛土と旧盛土のように地盤の固さにあまり差がないものについては境界が不明瞭であり，判断が難しい。造成地の地盤状況は，複数回の造成や原地盤の風化など多くの要因により複雑であるため単独の調査手法では不十分である。表面波探査は，しかし，SWS 試験結果より新盛土層と判断できる層厚（ $N_{sw} = 0$  の自沈層）は旧地形図から読み取った層厚とよく一致していることから，安価で展開しやすい SWS 試験と表面波探査を併用することで，地形評価の精度を上げることができる。さらに，旧地形図と表面波探査の結果を比較することで，風化層の判定も可能である。

### 1.3.2 地盤変状が生じた箇所における適用事例

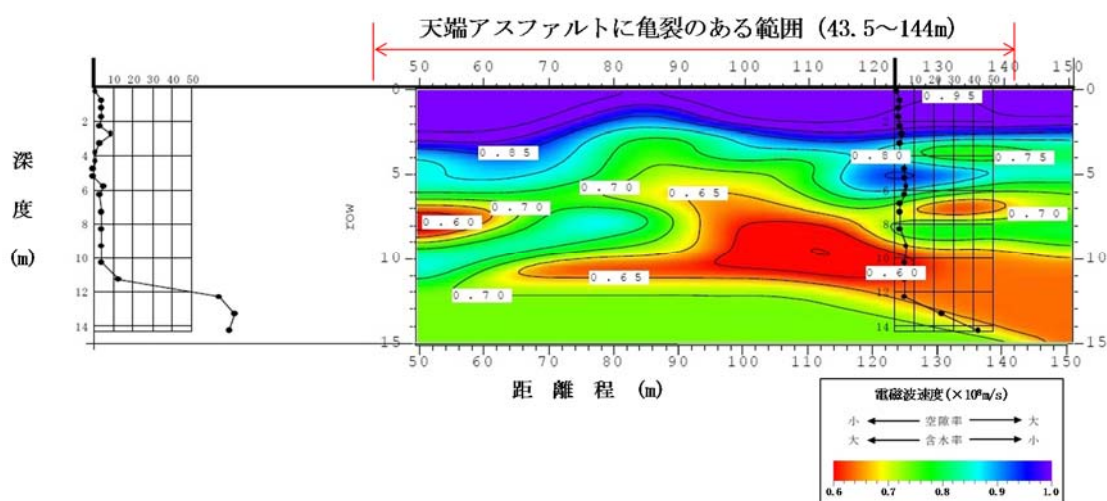
土構造物などを築造する際に現地発生土を用いた場合，構成材料が均一ではないため部分的な空洞，ゆるみ等が存在する事例も少なくない。よって，内部構造を把握することは，その土構造物の定常的な安全性を確保するために重要となるが，そのみならず自然災害などによって破壊が生じた場合，それらの過程および原因を特定するためにも重要となる。

岡ら<sup>18)</sup>は，集中豪雨によって破堤した河川堤防に焦点を当て内部調査を行っている。調査対象とする構造物は，目視により堤防天端の縦断方向に亀裂が確認された河川堤防で，源流に風化花崗岩地帯を擁しており，主たる構成材料は砂質土であった。ゆるみ領域を含む延長 150m 程度の縦断面を対象として，表面波探査，連続波レーダ探査，EM 探査を実施している。ここで，連続波レーダ探査は地中を伝播する電磁波の伝播速度分布を求める物理探査である。電磁波速度は比誘電率と相関関係を持ち<sup>19)</sup>，空隙率および含水比の指標となる。そして，EM 探査は地中の導電率を求める物理探査であり，含水率の指標となる。一般に，導電率が高いほど含水率は大きい。

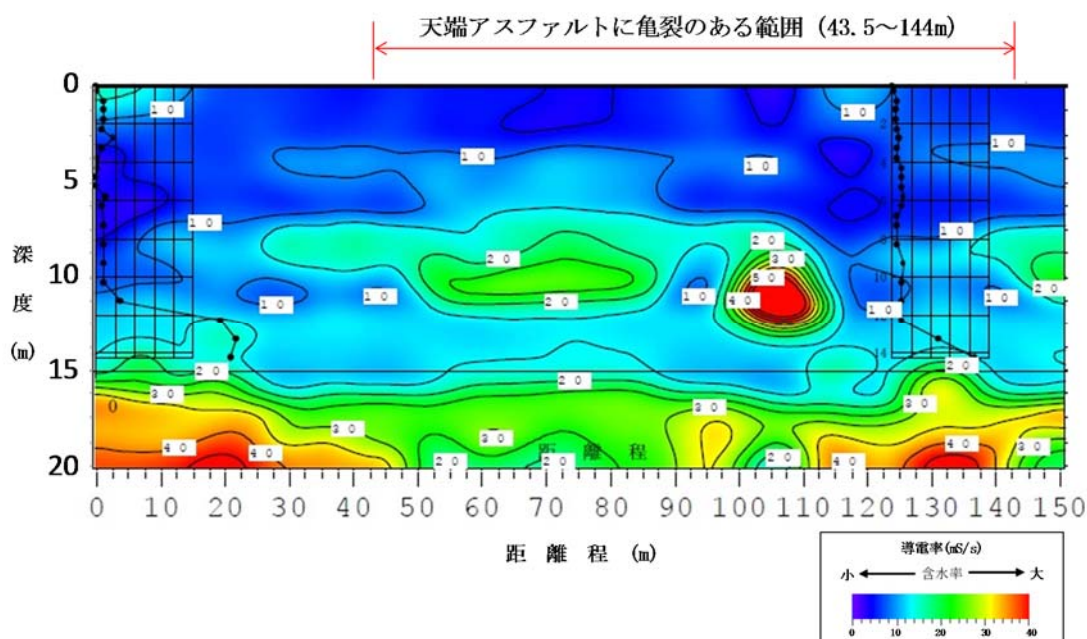
図 1-6 は，各種物理探査によって得られた解析結果をそれぞれ示したものである。表



(a) 表面波探査から得られた S 波速度断面図



(b) 連続波レーダー探査から得られた電磁波速度断面図



(c) EM 探査から得られた二次元導電率断面図

図 1-6 各種物理探査結果<sup>18)</sup>に加筆

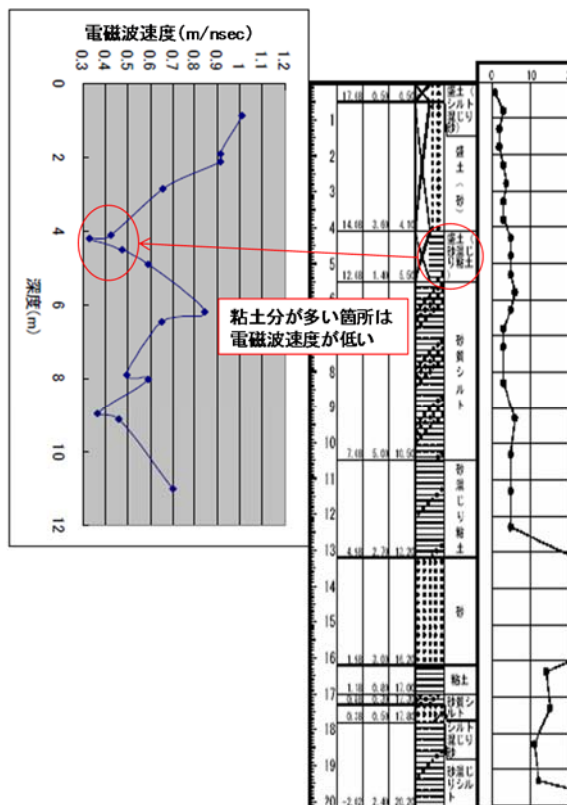


図 1-7 深度方向の電磁波速度分布 18)に加筆

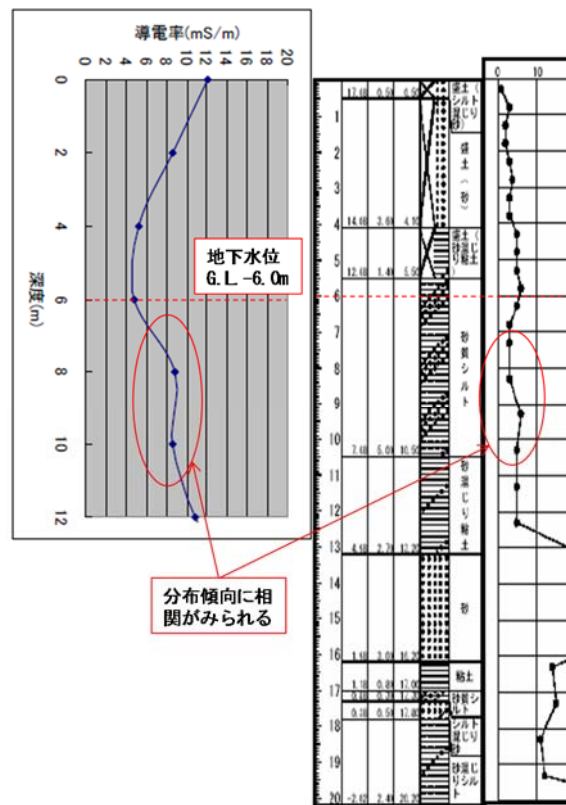


図 1-8 深度方向の導電率 18)に加筆

面波探査の結果より、亀裂が確認された領域の深度  $z = 7 \text{ m}$  程度において明確な低速度層が確認できる。しかし、深度  $z = 10 \text{ m}$  程度以深では S 波速度が一定値を示していることから、本探査の限界深度が  $z = 10 \text{ m}$  程度であると言える。つぎに、図 1-7 は電磁波速度とボーリング結果を比較したもので、図 1-8 は導電率とボーリング結果を比較したものである。図 1-7 より粘土分の増加に応じて電磁波速度が急激に低下していることが分かる。また、図 1-8 についても電磁波速度と同様に、粘土分の混入によって導電率が低下している。さらに、地下水位以深では N 値との間にも概ね相関性が認められ、かつ、探査深度は 3 つの探査の中で最も深い。以上の結果から、表面波探査より確認された低速度層の分布領域は、連続波レーダ探査結果において電磁波速度が低く、EM 探査結果において導電率が高い範囲とおおよそ一致していることから、亀裂の生じた範囲の深度  $z = 5 \sim 7 \text{ m}$  の層については含水量の多いシルトあるいは粘土層が分布しており、緩い状態であったと推察できる。

この事例より、浅部の地盤内構造の調査に有利な表面波探査と、深部に及ぶ土質区分や含水状態などの情報を得られる連続波レーダ探査および EM 探査を併用するなど、各種物理探査を組み合わせることによって、調査対象物の内部状態を把握することが可能である。

### 1.3.3 斜面崩壊危険箇所における崩壊層厚の特定への適用事例

豪雨による斜面崩壊は、斜面の傾斜等の地形要因や崩壊土砂の分布状況や弱層の有無等の地質要因などの「素因」に、降雨強度や降雨量などの「誘因」が作用することにより生じると考えられる。斜面崩壊を未然に防ぐためには、素因および誘因に基づいて危険性を予知あるいは予測する必要がある。佐藤ら<sup>20)</sup>は、特に、素因の一つである崩壊土砂の分布を明らかにするための地質調査に表面波探査を適用し、その有効性を検討した。

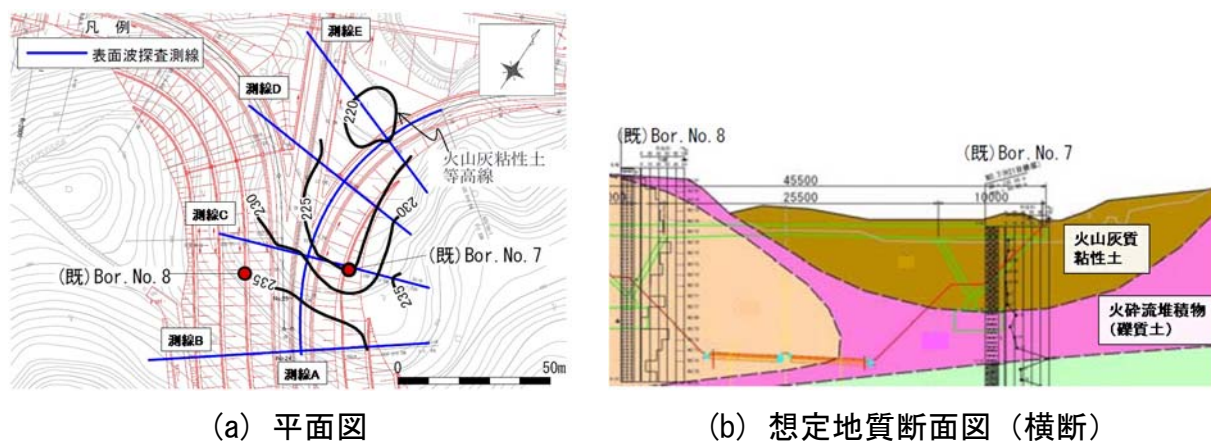


図 1-9 調査対象地 (A 地区) の概要<sup>20)</sup>

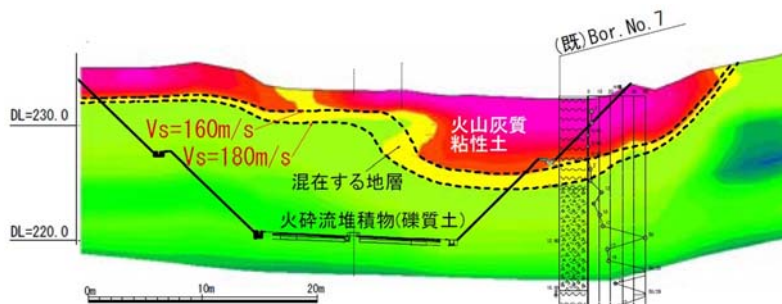
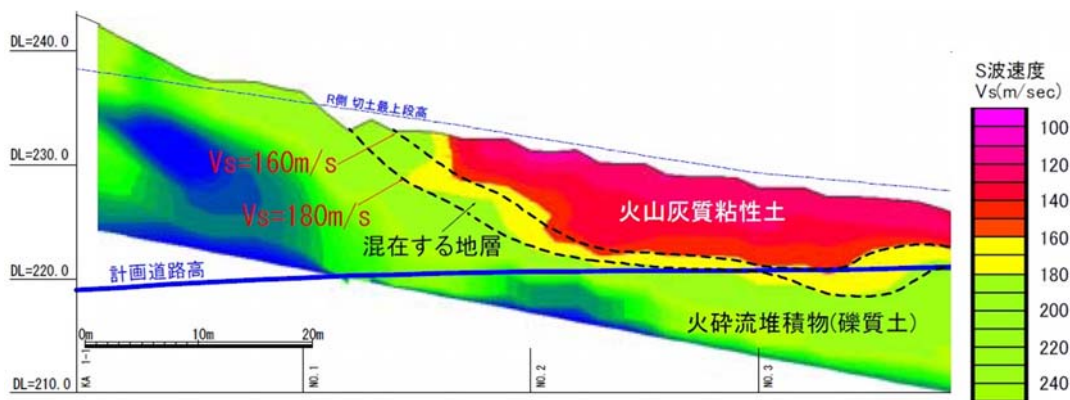
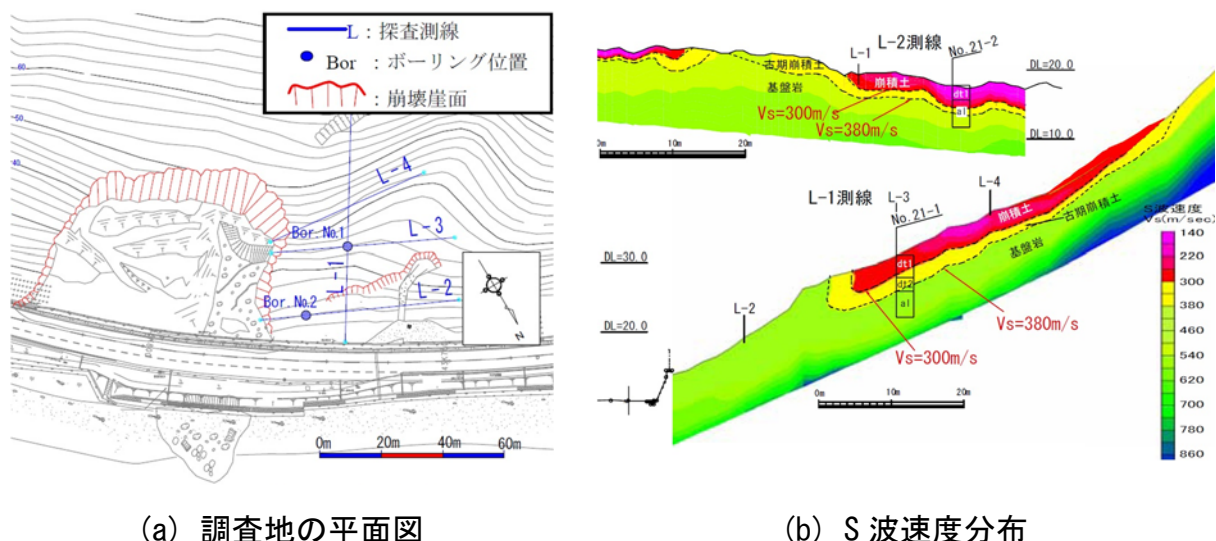


図 1-10 A 地区の表面波探査結果<sup>20)</sup>

図 1-11 B 地区の表面波探査結果<sup>20)</sup>

調査対象地は、火砕岩によって作られた火山台地（A 地区）と、地表面が起伏に富む砂泥岩互層斜面（B 地区）である。原位置調査として、表面波探査およびボーリング調査を実施している。図 1-9 は A 地区の平面図とボーリングによる想定地質断面図である。調査対象地は表層に非溶結凝灰岩（火山灰質粘性土）が分布しており、表面波探査によってこれらの分布領域を把握することを目的としている。

図 1-10 は縦断方向（測線 A）および横断方向（測線 C）の表面波探査結果である。得られた結果と想定地質断面図を比較すると、 $V_s = 160 \text{ m/s}$  程度の低速度領域と火山灰質粘性土の分布範囲がおおよそ一致していることから、表面波探査の結果によって土質区分を判定することが可能であると結論付けている。つぎに、図 1-11 は B 地区の平面図および斜面に対して縦断方向の表面波探査結果を示したものである。斜面上方についてはボーリングより得られた地質分布とおおよそ一致しているものの下方斜面については不明瞭である。これは地表面に転石が広く分布しており不均質であったためと考えられている。

以上より、斜面においても崩壊土層や土層区分を特定する手法として表面波探査は有効である。ただし、表面波探査のみの単一手法では地形によって限界があるため、ボーリングなど他の調査結果と相互補完することで精度を向上させ、信頼性を確保する必要がある。

### 1.3.4 地盤改良後の安全性評価指標としての適用事例

地盤の強度に直接関係するS波速度の分布を把握することは安全性照査において非常に重要である。特に河川堤防のように長大な構造物の場合、従来の地盤調査法では基礎地盤の土質構成及び安全性照査の完了までに長時間を要するとともに多額の費用がかかる。したがって、従来の土質調査方法に代わる、もしくは補完できる安価で効率的な調査手法の活用とさらには開発が望まれている。

鈴木ら<sup>21)</sup>は地盤改良による対策工範囲を非破壊によって把握できるかどうかを検討するために、サンドコンパクションによる地盤改良が施工された箇所において表面波探査を実施した。図1-12に表面波探査の解析結果と地質構造断面図を示す。距離程50mより上流側の標高11m~14m付近のS波速度が $V_s = 150$  m/s以上と、同一箇所の標高が高い部分より速度が大きい逆転層を示しており、密に締まったサンドマットが敷設されている箇所とよく一致している。このことから、表面波探査結果から得られる二次元的なS波速度分布の横方向の変化から地盤改良区間の推定を行うことを示した。しかしながら、実際に改良された基礎地盤部については、改良によるS波速度の違いが認められなかったことから、実際の調査に適用するためには、改良部と未改良部の速度にどの程度の差があるかを事前に把握する必要があると指摘している。

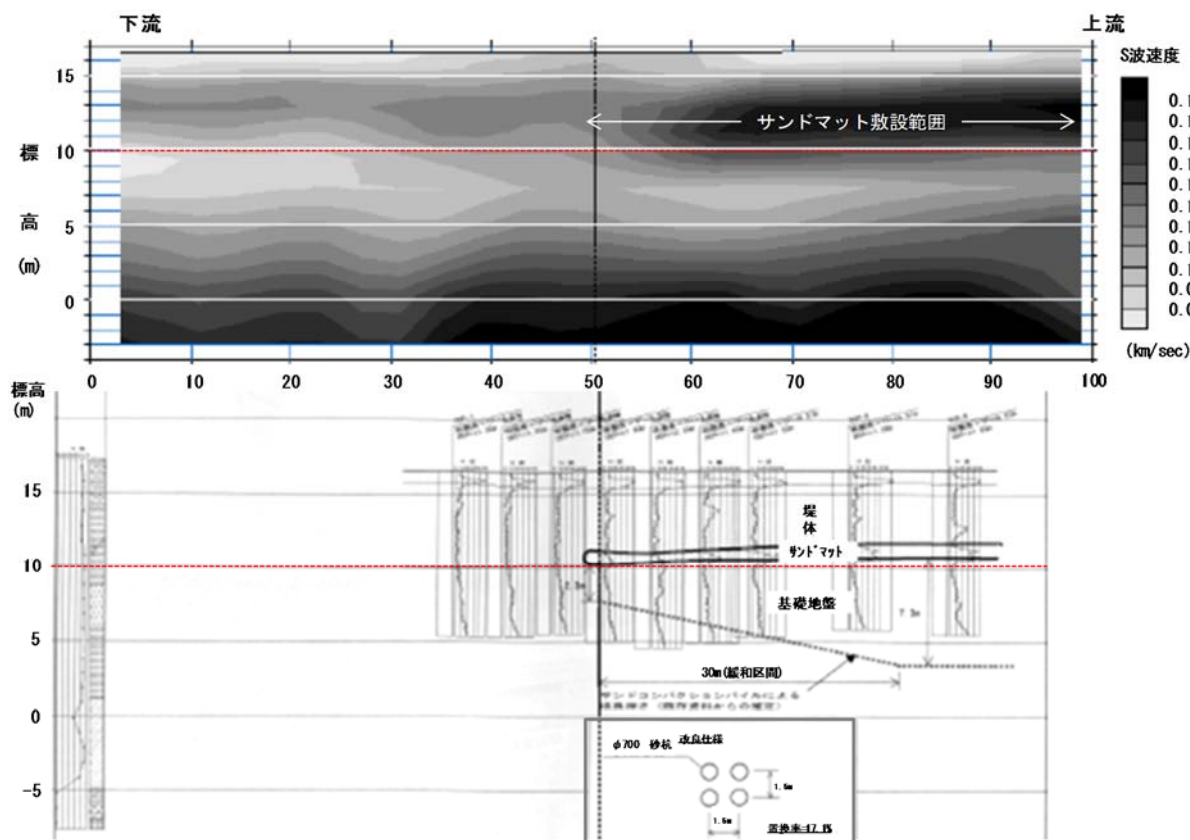


図1-12 表面波探査の解析結果と地質構造縦断面図<sup>21)</sup>に加筆

### 1.3.5 S波速度とN値の関係式に関する既往の研究

地表層のS波速度は土木や建築などの建設工学においてその有用性が認められており、重要な土質的指標の一つとなっている。また、土の剛性と密接な関わりを持っていることから、S波速度の計測を通じた地盤の強度・変形特性を把握する手段として、S波速度とほかの相関関係を求め、関連の諸量からS波速度を推定するための実験式の提案に関する研究が数多く行われている。なかでも特に多いのは、標準貫入試験の結果として得られるN値とS波速度の関係式である。土質工学的観点から代表的な指標であるN値をS波速度から求めることができれば工学的に有利であると考えられる。

柴田<sup>22)</sup>は、土が均質等方性を持つものと仮定して弾性定数と間隙率の関係を求めた。図1-13は相対密度 $D_r$ とN値の関係を、図1-14はN値と間隙率の関係を示したものである<sup>23)</sup>。なお、間隙率 $n$ は見掛けの最大間隙率 $n_{max}$ ( $N=0$ に対する間隙率の値)を用いることで正規化している。過去の研究成果から、ある任意の有効上載圧 $p$ に対してN値と相対密度 $D_r$ が一義的な関係を持つこと、また相対密度 $D_r$ は間隙率 $n$ で表現できることが明らかとなっており、さらに、これらの関係は密度が一定の場合に成立することから、互いに独立であるとして式1-3を導いた。

$$N = A(n_{max} - n)p^B \tag{1-3}$$

ここで、 $A$ は比例定数、 $B \doteq 0.5$ である。

つぎに、柴田らは砂質土を用いた実験によって、砂質土中を伝播するS波速度と砂の間隙率および有効上載圧との関係を式1-4で表した。

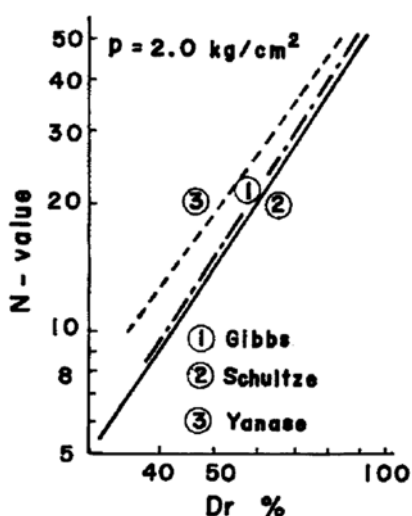


図1-13  $N \sim D_r$  関係<sup>23)</sup>

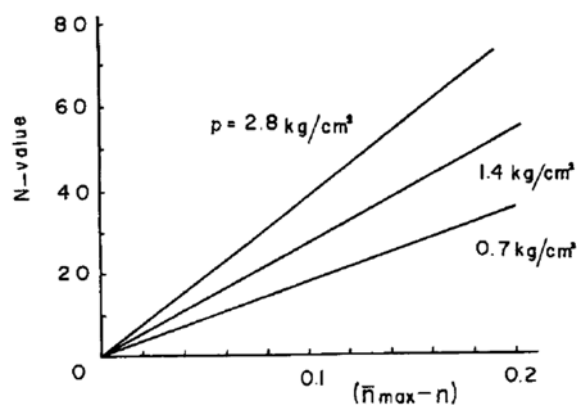


図1-14  $N \sim (n_{max} - n)$  関係<sup>23)</sup>

$$V_s^2 = A' (n_{\max} - n) p^{B'} \quad 1-4$$

ここで、 $A'$  は係数、 $B' \approx 0.5$  である。

式 1-3 および式 1-4 より、S 波速度と N 値がともに間隙率および有効上載圧  $p$  の関数で表現でき、かつ同形であることから、両式の比を取ることで式 1-5 の関係式を得ることができる。

$$V_s^2 = (A' / A) N \quad 1-5$$

式に含まれる  $A$  および  $A'$  の影響因子については不明であり、今後の研究課題であるが、N 値から S 波速度を求められる可能性が示唆されている。

しかしながら、S 波速度に影響を与える因子は N 値のみではなく、N 値のみをパラメータとした S 波速度の推定式を用いて誤差を考慮することなく詳細な議論を行うことは危険性もはらんでいる<sup>24)</sup>。S 波速度は物質の組織・構成、環境、地質、応力履歴など複雑な要因によって決定する。加えて、砂質土と粘性土の場合では N 値とのかかわり方が異なり、特に粘性土に対しては信頼性が劣るとされている。すなわち、N 値に直接対応する土性がないことから、その解釈が単純ではないことが伺える。

太田ら<sup>25)</sup> は、S 波速度に影響を与える、N 値 (N)、深度 (H)、地質年代 (E)、岩質 (F) の 4 つのパラメータについて、過去の論文集・報告を整理することで統計学的に実験式の検討を行った。4 種類の指標を任意に組み合わせた 15 通りの実験式について、実測の S 波速度と数値計算によって求めた S 波速度の値を比較し、確立誤差および相関係数を求めることで評価を行った。検証に用いた実験式を表 1-1 にまとめて示す。表中には確立誤差および相関係数も併せて示している。なお、実験式中の地質年代の区分については上段が沖積層、下段が洪積層を表しており、沖積層を基準 (1.000) としている。また、岩質区分については上段から粘土、細砂、中砂、粗砂、砂礫、礫を表しており、粘土を基準 (1.000) としている。

図 1-15 は指標の組み合わせと相関係数を、相関係数の低いものから順に示したものである。得られた結果より、実験式に含まれる指標が増えるにしたがって実験式の相関係数が大きくなっており、精度が向上していることが分かる。すなわち、N 値・深度・地質年代・岩質の 4 つのパラメータを同時に取り入れた実験式 (No.15) の相関係数が 0.86 と最も高い。また、一つのパラメータで S 波速度を表した場合、N 値を取り入れた実験式 (No.5) の相関係数が最も高く 0.72 であった。

表 1-1 諸指標の組み合わせから求められた実験式<sup>25)</sup>

No.	実験式	確立誤差(%)	相関係数
1	$V_s=169.7$ $\begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.359 \\ 1.375 \\ 1.470 \\ 1.949 \\ 2.398 \end{bmatrix}$ F	36.3	0.463
2	$V_s=172.9$ $\begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.923 \end{bmatrix}$ E	31.5	0.621
3	$V_s=92.12$ H <sup>339</sup>	29.6	0.670
4	$V_s=145.1$ $\begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.753 \end{bmatrix}$ E $\begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.230 \\ 1.318 \\ 1.445 \\ 1.566 \\ 1.828 \end{bmatrix}$ F	28.5	0.696
5	$V_s=85.34$ N <sup>348</sup>	27.4	0.719
6	$V_s=85.60$ N <sup>340</sup> $\begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.053 \\ 0.950 \\ 0.936 \\ 1.048 \\ 1.222 \end{bmatrix}$ F	27.2	0.726
7	$V_s=78.98$ H <sup>312</sup> $\begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.260 \\ 1.282 \\ 1.422 \\ 1.641 \\ 2.255 \end{bmatrix}$ F	25.2	0.765
8	$V_s=92.18$ H <sup>251</sup> $\begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.542 \end{bmatrix}$ E	25.1	0.767
9	$V_s=92.18$ N <sup>265</sup> $\begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.456 \end{bmatrix}$ E	24.2	0.784
10	$V_s=93.10$ N <sup>249</sup> $\begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.448 \end{bmatrix}$ E $\begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.056 \\ 1.013 \\ 1.039 \\ 1.069 \\ 1.221 \end{bmatrix}$ F	24.0	0.787
11	$V_s=61.62$ N <sup>254</sup> H <sup>222</sup>	22.1	0.820
12	$V_s=84.36$ N <sup>245</sup> $\begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.435 \end{bmatrix}$ E $\begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.202 \\ 1.261 \\ 1.412 \\ 1.482 \\ 1.927 \end{bmatrix}$ F	22.0	0.822
13	$V_s=62.14$ N <sup>219</sup> H <sup>230</sup> $\begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.091 \\ 1.029 \\ 1.073 \\ 1.151 \\ 1.485 \end{bmatrix}$ F	21.5	0.830
14	$V_s=68.44$ N <sup>209</sup> H <sup>188</sup> $\begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.308 \end{bmatrix}$ E	20.3	0.848
15	$V_s=68.79$ N <sup>171</sup> H <sup>199</sup> $\begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.303 \end{bmatrix}$ E $\begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.086 \\ 1.066 \\ 1.135 \\ 1.153 \\ 1.448 \end{bmatrix}$ F	19.7	0.856



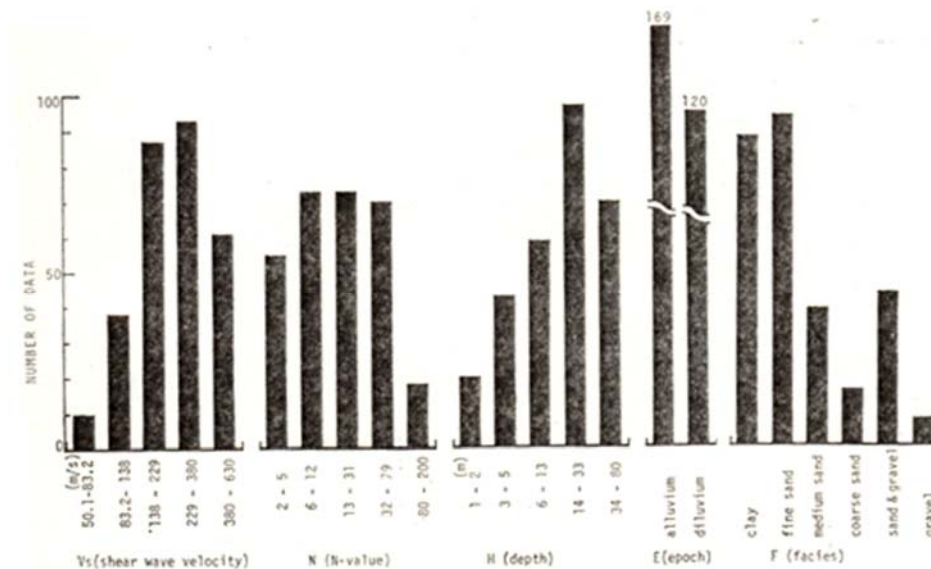


図 1-16 資料の各指標の頻度分布<sup>20)</sup>

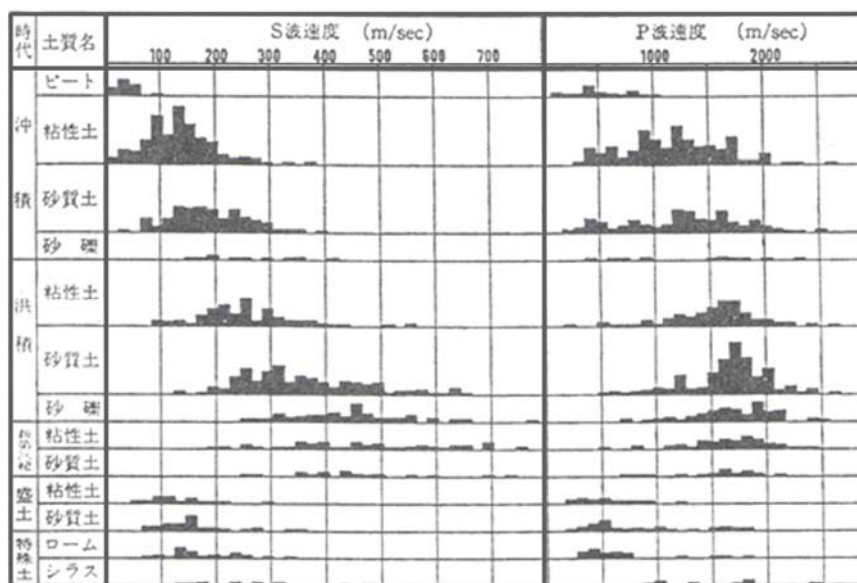


図 1-17 土質区分ごとの弾性波速度出現頻度<sup>27)</sup>

つぎに図 1-18 は P 波速度と N 値の関係を、図 1-19 は S 波速度と N 値の関係をそれぞれ示したものである。図 1-17 の結果から得られた傾向と同様、P 波速度は N 値の変化に対応しているとは言い難く、定量的な相関性を見出すことはできない。一方、S 波速度については、N 値の増加に伴い S 波速度も増加する一義的な関係が見られ、N 値と比較的良好な相関を示している。

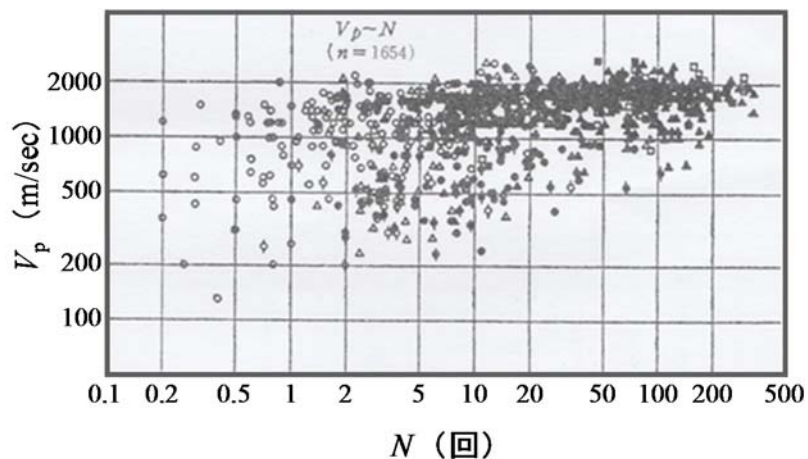
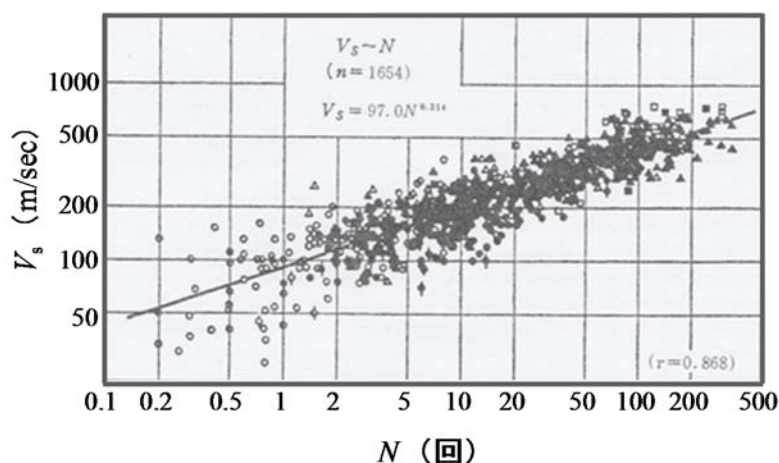
図 1-18  $V_p \sim N$  関係<sup>27)</sup>図 1-19  $V_s \sim N$  関係<sup>27)</sup>

図 1-20 は図 1-19 で示した地質および土質区分別に整理したものである。この結果より同一の  $N$  値に対して粘性土は砂質土よりも高い  $S$  波速度を示していること。地質区分によっても若干傾向が異なっており、同じ  $N$  値では、第三紀層、洪積層、沖積層の順に  $S$  波速度が高くなっている。しかし、最小二乗法による相関分析の結果、それらの差は有意なものではない。

以上のことから、 $N$  値の物理的意味は曖昧なものであるものの、その曖昧さも含めて、ある規制された条件下での指標として経験的に力学性評価指標の中心となりうる。さらに、 $N$  値と  $S$  波速度は高い相関性を持っていることから、 $S$  波速度を把握することにより  $N$  値をある程度推定することは可能である。

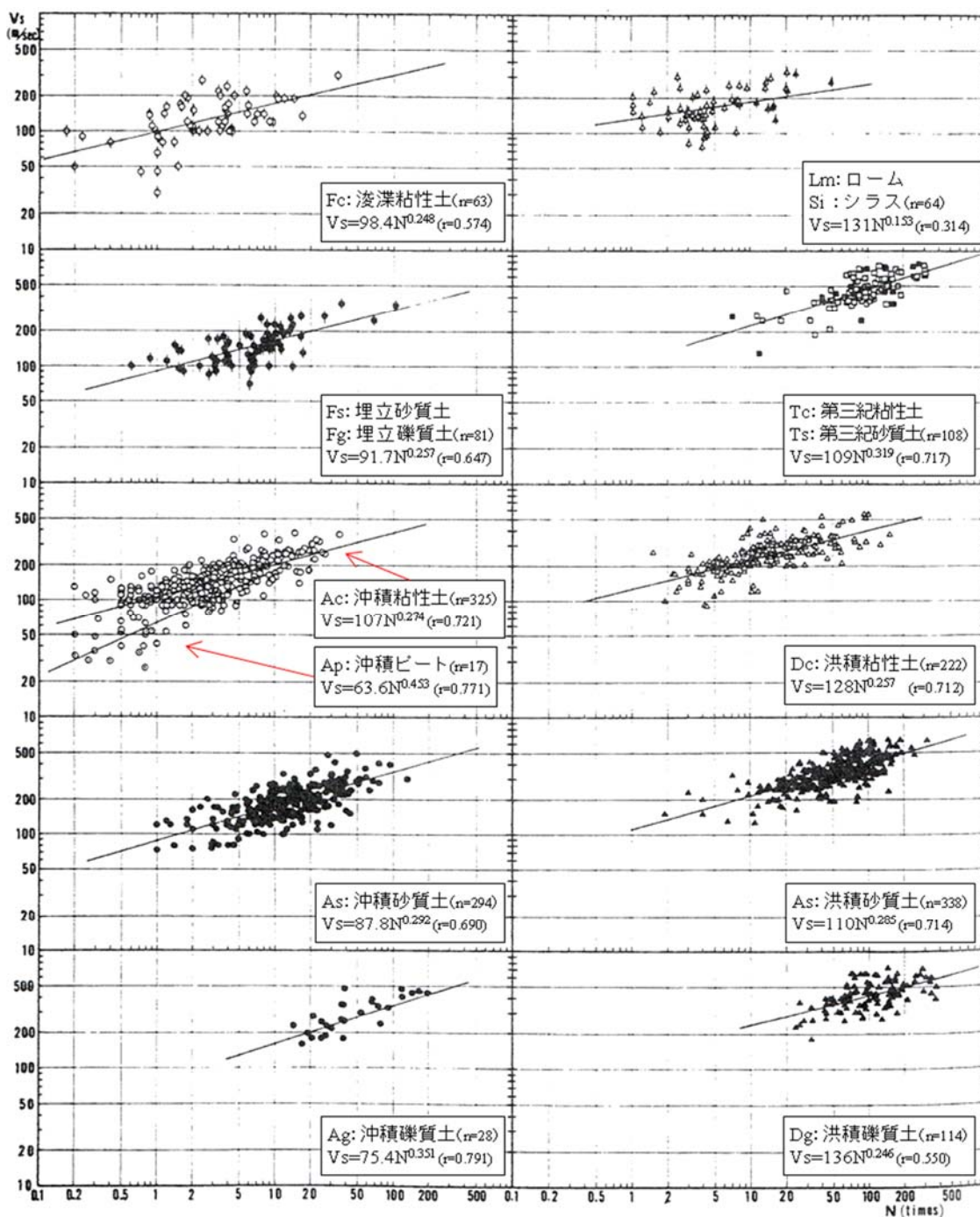


図 1-20  $V_s \sim N$ 関係 (土質区分別) <sup>27)</sup>に加筆

## 1.4 本論文の構成

本論文は8章から構成されている。

第1章は序論として、本研究の背景および目的について記述するとともに、本研究で扱ったケースと類似している地盤の安定性評価に表面波探査を用いた事例を取り上げてまとめた。また、S波速度とN値の関係式に関する既往の研究についても簡単にまとめている。

第2章は表面波の特徴を述べたうえで、表面波探査の原理を簡単にまとめ、探査の測定および解析の方法について記述している。

第3章では、既存盛土において表面波探査を実施した事例について述べている。表面波探査の結果のみから地山境界の推定を試み、さらに標準貫入試験によって得たN値と探査結果から地盤内のN値分布の推定も行っている。

第4章では、地盤変状が原因となり擁壁等に損傷を受けた3事例について述べている。いずれの事例についても、表面波探査結果を用いることで地盤変状が生じた箇所周辺の弱部を特定し、効率的なサウンディング実施位置を決定することで、迅速な変状原因の特定や対策工を提案へとつなげた。

第5章では、地中に埋設された投棄物の範囲を特定した事例について述べている。埋設物の内容から、一般的な土材料と投棄物の締め固まり具合の差を、表面波探査および電気探査で大まかに捉えたうえで、標準貫入試験およびトレンチ調査を実施し、空間的な埋設物の分布範囲を特定することができた。

第6章では、自然斜面の表層崩壊について、崩壊メカニズムを推定した事例である。それぞれの事例について、表面波探査結果および簡易動的コーン貫入試験結果から崩壊土層の分布状況を把握した。さらに、それらの結果から崩壊前の地形を復元して地盤モデルを作成することで浸透流解析および斜面安定解析を行い、崩壊メカニズムを推定した。

第7章では、改良固化を行った地盤に対して時間変化による地盤改良効果の発現を評価するために表面波探査を実施した事例である。高含水比超軟弱粘性土地盤において、各種鉄鋼副産物を混合することにより地盤の固化改良を行い、混合した1週間後、2週間後、3週間後、4週間後、1年後に表面波探査および標準貫入試験、簡易支持力試験を実施し、改良効果を評価している。

第8章は結論として、第3章から第7章で得られた知見をまとめている。

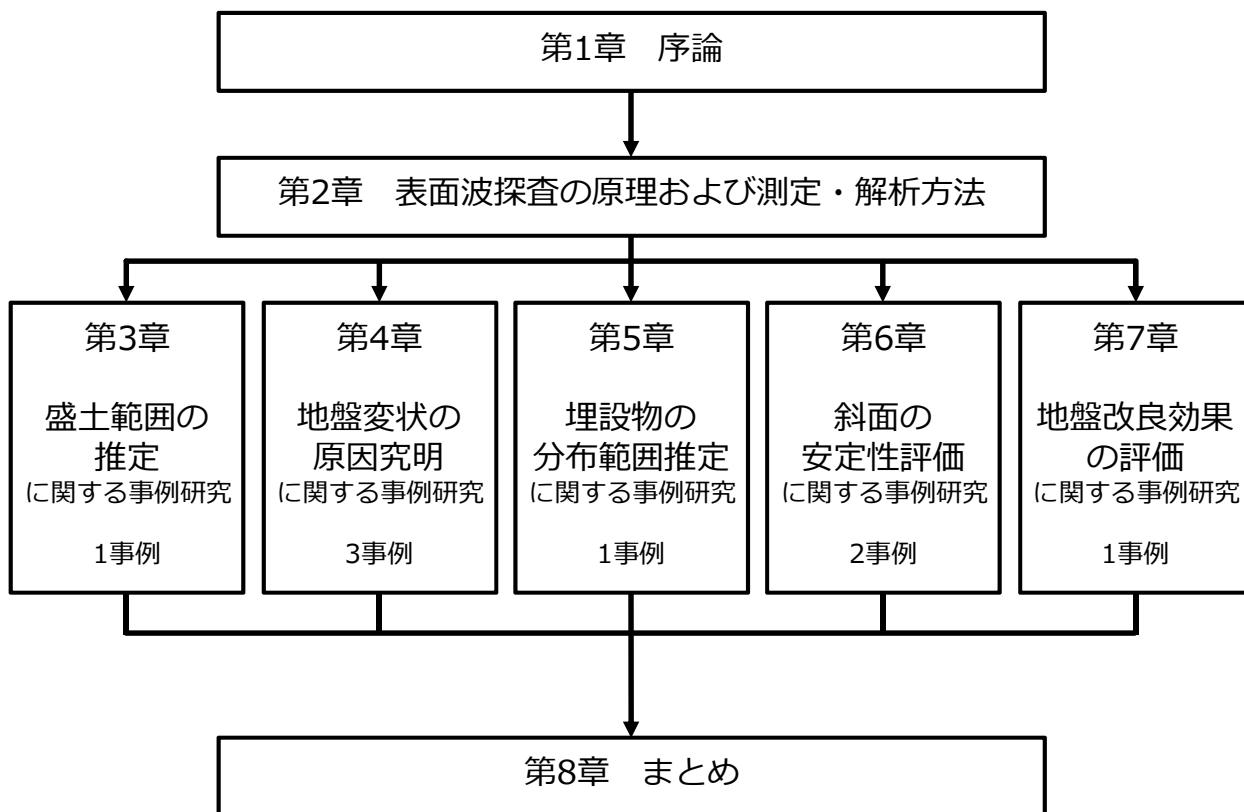


図 1-21 本論文の構成

## 第2章 表面波探査の原理および測定・解析方法

### 2.1 表面波の基本的性質

弾性体を伝播する波は、大きく実体波と表面波に分けられる。実体波は無限弾性体（均質無限媒質）を伝播する波で、P波とS波がある。一方、表面波は半無限弾性体（半無限均質媒質）を伝播する波で、レイリー波とラブ波がある。P波は均質無限媒質中を三次元的に膨張しながら伝播する非回転の波であるのに対し、S波は三次元の各軸方向に対して純回転しながら伝播する波である。よって、P波は液体中でも伝わるが、S波は伝わらない。均質媒質において地表面が存在した場合、すなわち半無限均質媒質である場合、表面に沿って表面波の一つであるレイリー波が伝播する。レイリー波の伝播速度は、一般にS波速度の0.9~0.95倍であり、地表面に対して垂直な方向に大きく振動するという特徴を持っている。したがって、レイリー波を正確に測定できれば、最大5%の誤差でS波速度に換算することができる<sup>28)</sup>。

図2-1は離散化波数積分法により計算した半無限均質媒質の表面を伝わる波の理論波形を示したものである<sup>29)</sup>。半無限均質媒質は $V_s = 1000$  m/sの一層構造を想定しており、起振点および受振点は地表としている図2-1は、理論波形の鉛直方向の粒子速度を示したものである。この波形記録から、初めにP波が伝わり、続いて表面波（以下、表面波はレイリー波を意味する）が伝わる様子が確認できる。また、初動のP波は振幅が小さく、また起振源から離れるに従って減衰しているのに対して、後波である表面波の振幅

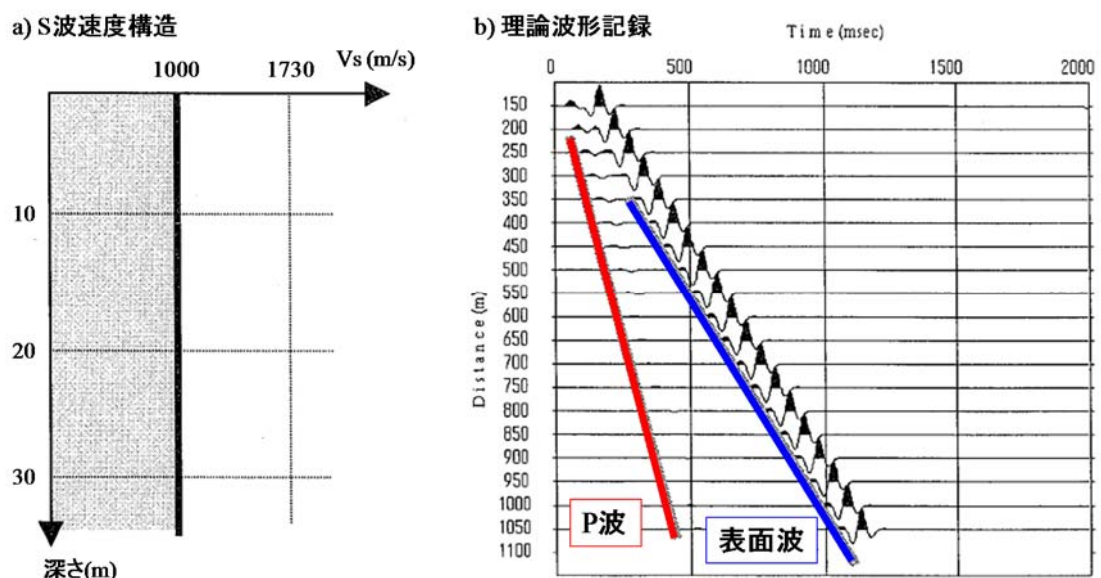


図2-1 離散化波数積分法を用いて計算した半無限均質媒質を伝播する理論波形<sup>29)</sup>に加筆

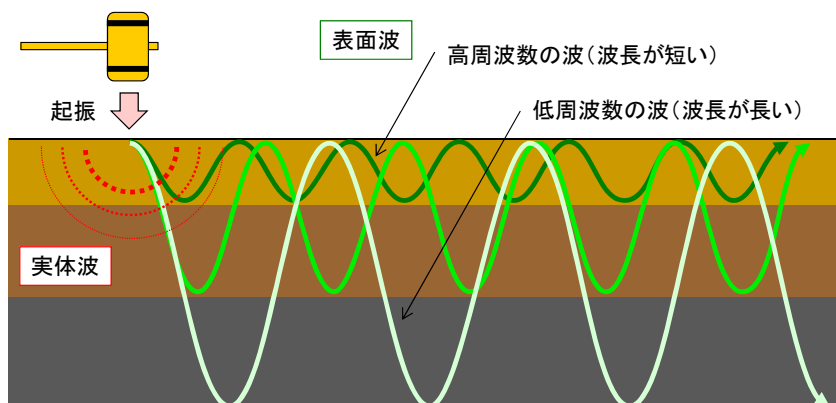


図 2-2 波の地中伝播イメージ

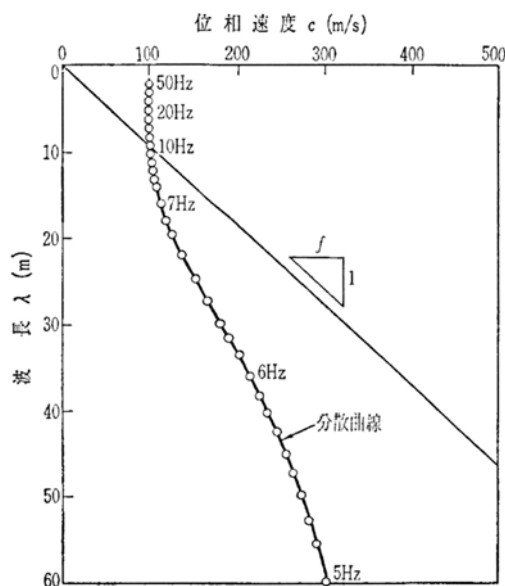


図 2-3 分散曲線の一例<sup>12)</sup>

は遥かに大きく、かつ減衰していないことがわかる。これは、表面波の起振および測定が、P波やS波などの実体波に比べて容易であることを示している。

つぎに、図 2-2 は表面波が伝播する様子を模式的に表したものである。表面波は周波数（波長）に依存して波の伝播速度（位相速度）が異なる分散性を持っている<sup>29)</sup>。表面波の振幅は、物体表面で大きく、その波長とほぼ同じ深度で無視できるほど小さくなるため、波長の短い高周波数の波は浅い地盤の速度だけを反映し、波長の長い波は深い地盤の速度を反映する。各周波数において最も振幅が大きくなる見かけ速度を、その周波数に対する位相速度と呼び、これらをつないだものを位相速度曲線（分散曲線）と呼ぶ。分散曲線の一例を図 2-3 に示す。一般に地盤は深くなるほど硬くなるため、波長の長い波ほど位相速度は大きく、波長の短い波ほど位相速度は小さくなる。

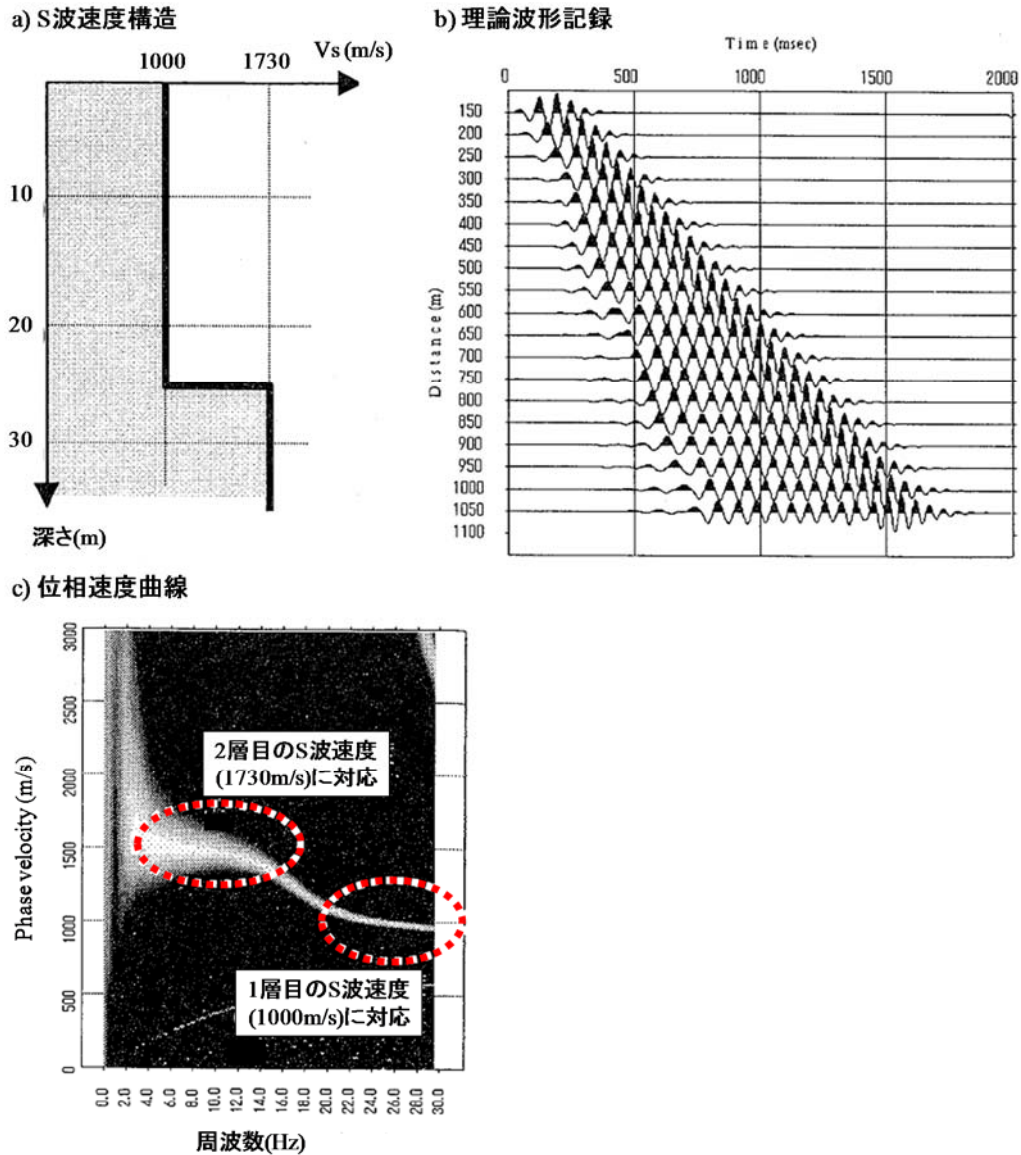


図 2-4 水平二層構造地盤を伝播する理論波形 <sup>29)</sup>に加筆

ここで、図 2-4(a)に示すような深度 25 m までの S 波速度が  $V_s = 1000$  m/s、深度 25 m より深い層の S 波速度が  $V_s = 1730$  m/s の仮想水平二層構造に対して、図 2-4(b)の理論波形を与えた場合の、各周波数領域における位相速度分布を図 2-4(c)に示す。図 2-4(c)より、低周波数 (6.0~14.0 Hz) の位相速度は 1500 m/s 程度であり、一方、高周波数 (22.0~30.0 Hz) の位相速度が 1000 m/s 程度であることから、周波数の違いによって反映している層の深さが異なっており、低周波数の波が深部の位相速度を、高周波数の波が浅部の位相速度を反映していることが確認できる。

## 2.2 表面波探査の原理および特長

表面波探査は表面波が分散性を有することを利用して、周波数 5~50 Hz の波を用いることで深度 15 m 程度までの地盤の S 波速度分布を把握することが可能な技術である。カケヤや重錘落下等で地表面を人工的に起振することで弾性波を発生させ、地中ならびに地表面を伝播していく波を、地表面に設置した複数の受振器によって測定する。図 2-5 は得られた波形データの一例である。起振点に最も近い受振器が起振動を受信した時点からわずかに遡った 1 秒間の振動を記録している。図 2-5 より、2 m おきに設置した受振器が伝播する起振波を受信している様子が確認できる。また、起振波以外の振動も受信していることがわかる。これは、風や植生、探査測線周辺を通過する車両、受振器付近に待機している測定者等によって生じる振動である。さらに、測線近傍の地中にコンクリート構造物等がある場合はそれらによる反射波も記録する恐れがある。これらの、測定者による起振動以外の振動をノイズと呼ぶ。

起振点ごとに得られる波形データから周波数ごとの見掛け速度を抽出し、全起振点のデータを重ね合わせて最も大きくなる見掛け速度をその周波数に対する位相速度とする。図 2-6 は図 2-5 の波形データから求めた周波数領域の位相速度のイメージ図である。起振波を記録する際にノイズを多く記録すると、明確なピークを得ることができず、

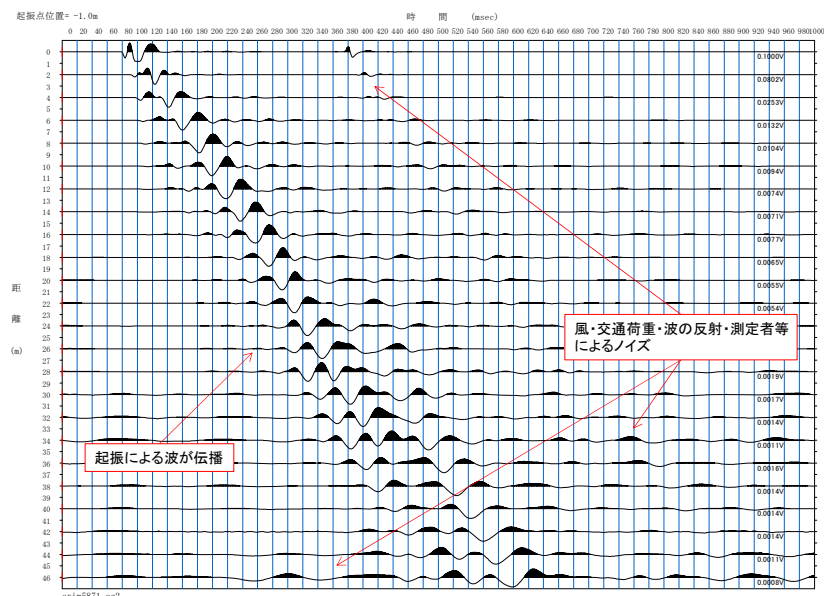


図 2-5 波形データの一部

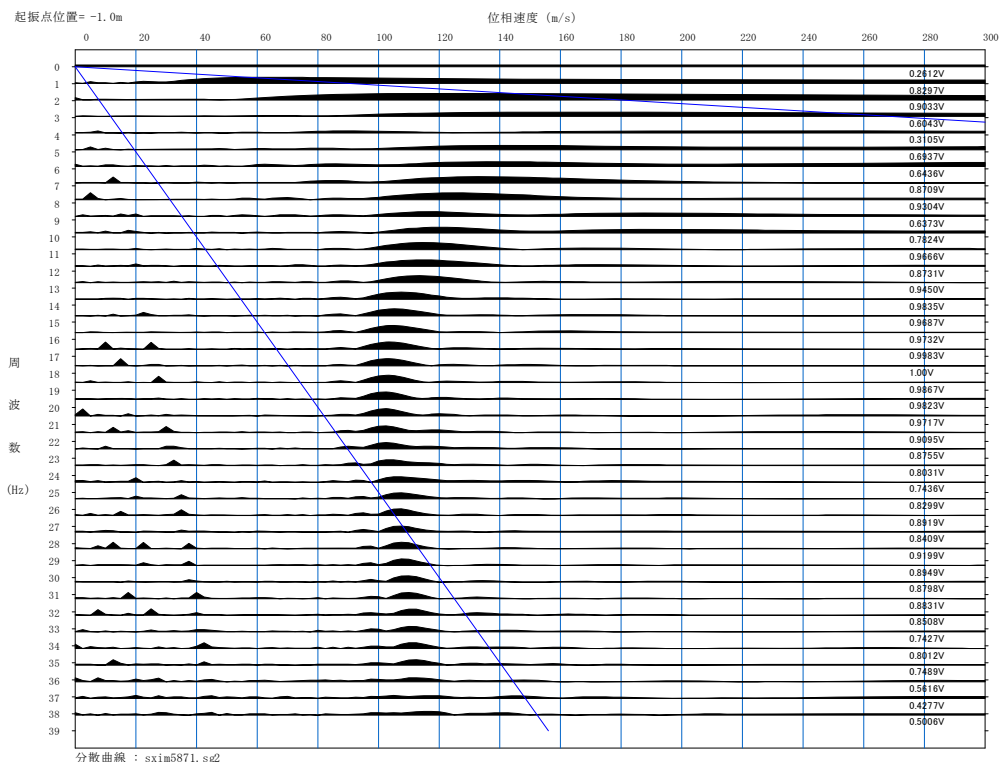


図 2-6 周波数領域における位相速度イメージ図

不正確な結果となる恐れがある．この分散曲線を逆解析することにより，地盤の S 波速度構造を求める．従来の表面波探査は，主にバイブレータにより励起された定常波を 2 個の受振器を用いて測定し一次元の解析を行うものであったが，一次元探査であるため複雑な地盤への適用が困難であり，また表面波を発生させるために特殊な起振器が必要であったため，汎用性が低かった．しかし，本研究で用いた高精度表面波探査では，多数の受振器を用いることにより，表面波の基本モードをより確実に検出することができ，精度良く分散曲線を求めることができる<sup>29)</sup>．

弾性波を用いて地盤内の構造を把握する手法としては，屈折法地震探査や PS 検層などが多く実施されてきた．この屈折地震探査は山岳部などで面的な P 波速度の分布を求めることができる．しかし，この探査方法では，浅い層が硬く深い層が柔らかいような逆転層を有している地盤においては適用が難しく，さらに，正確な地盤内の情報が必要となる造成地盤においては速度コントラストが小さいため屈折法の適用は不向きである．また，初動である P 波は後波である S 波と比較して起振および受振が容易であるが，P 波は地下水面下ではほぼ一樣な値を示すことや，前章でも述べたように土質区分による差異がみられないことから，地盤の情報を把握するためのパラメータには成り難い<sup>27)</sup>．

これに対して，地表付近を伝播する表面波は土質力学的情報と対応の良い S 波速度に敏感であり，かつ表面波を用いた探査は屈折法に比べて測定が簡易である．また，地震

探査と違い大きな速度コントラストは必要とせず、かつ逆転層が存在する場合においても解析が可能である。したがって、表面波探査は他の探査手法よりも効率的かつ簡便に二次元あるいは三次元的な S 波速度構造を地表から非破壊で把握することができる。

## 2.3 表面波探査の測定方法および解析方法

### 2.3.1 測定機器

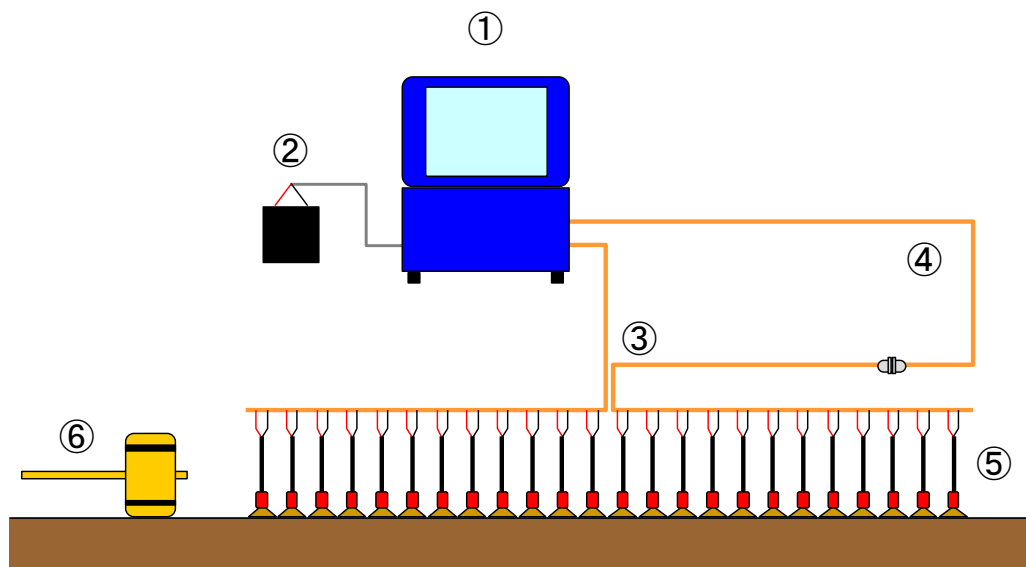


図 2-7 表面波探査使用機器

図 2-7 は表面波探査に用いる機器類の概要図である。以下に、各機器の仕様を簡単にまとめる。

#### ①McSEIS-SXW

表面波探査システムを効率的に実施できるよう設計された地震探査装置の本体。OS は Windows XP 版 (24 ビット) である。装置内には表面波探査解析プログラム SeisImager/2D が内蔵されているため、測定終了後にその場で解析結果を得ることが可能である。システムおよびデータ収録部の詳細を表 2-1 にまとめて示す。そのほか、リアルタイムノイズフィルター機能やデータスタッキング機能、デジタルフィルタリング機能が搭載されているため、精度良く波を受信することができる。また、システム上で入力チャンネルを入れ替えることができるため、ケーブルを繋ぎかえることなく 1~12 チャンネルを 12~1 チャンネルまたは 13~24 チャンネルを 24~13 チャンネルへ反転させることができる。これにより、延長が長く展開が必要な測線においても効率的な探査が可能である。

表 2-1 McSEIS-SXW の詳細

(a) システム詳細	
C P U : AM486DX5 (133MHz)	インターフェイス : PS/2 (マウス, キーボード)
ディスプレイ : 10.4 インチ TFT カラー液晶 (1024×768 ピクセル)	動作電圧 : DC 10.5~13.5 V
ハードディスク : 8 GB	消費電流 : 3.2 A (DC 12V 時)
フロッピディスクドライブ : 3.5 インチ, MS-DOS	動作温度 : 0~40 °C
M O ド ラ イ ブ : 230 MB, 640 MB	寸 法 : W330 mm×D270 mm×H220 mm
	重 量 : 8 kg
(b) データ収録部詳細	
測定成分数 : AM486DX5 (133MHz)	サンプルレート : 25,50,100,200,500,1000,2000 msec
入力インピーダンス : 20k $\Omega$ // 0.05 $\mu$ F	プ リ ト リ ガ : 0, 128 ワード
利 得 : 24, 36, 48, 60 dB	メ モ リ 長 : 1K, 2K, 4K, 8K, 16K ワード
周波数領域 : 2~4600 Hz	トリガー入力 : ハンマースイッチ, ジオフォン
A D 分解能 : 18 ビット	トリガーレベル : 100~1000 mV 設定可能

## ②バッテリー

DC 12 V のものを使用する。小型制御弁式鉛蓄電池で持ち運びが可能である。

## ③テイクアウトケーブル

多芯ケーブル。測線 1 本に対し 2 巻使用する。1 つのケーブルにつき、2 m 間隔で地震計端子が 12 チャンネルある。

## ④展開用テイクアウトケーブル

測線長が長い場合、テイクアウトケーブルを延長するために使用する多芯ケーブル。

## ⑤受振器

上下動速度型ジオフォン。固有周期は 4.5 Hz である。現場の状況に合わせて、受振器のベースを、プレートやスパイクに付け替えることができ、使い分けが可能 (写真 2-1 参照)。

## ⑥カケヤ

起振を行うためのもの。本研究では 4.5 kg の木製カケヤを使用した。



(a) 本体



(b) カケヤ



(c) 受振器（プレート）



(d) 受振器（スパイク）



(e) テイクアウトケーブル

写真 2-1 各種測定機器

### 2.3.2 測定方法

表面波探査の測定は、測量によって一定間隔に設けられた受振点へ受振器を設置し、それらと地震探査装置本体に多芯ケーブルで接続する。一度に接続できる受振器の数は最大で 24 個である。起振はカケヤ等を用い、風などのノイズの小さい時を見計らい測定本部の合図によって打撃する。発生した起振波は地中を伝播し各受振器で受信され、それらの振動が電気信号となり多芯ケーブルを介して観測本部の測定器に取り込まれる。さらにそれらは適当な振幅に増幅、A/D 変換された後、ハードディスクに記録される。受振器の展開方法には、固定展開、移動式固定展開、CDP スイッチを用いた End-on-spread 展開、ランドストリーマを用いた End-on-spread 展開の 4 種類がある。各展開方法の詳細を以下にまとめる。

#### (a) 固定展開

測線長が短い場合の配置方法である。図 2-8 に示すように受振器・ケーブルを接続し、起振を各受振点の両端（外側）および中間点で行う。すなわち、受振器の設置数を 24 個とした場合、起振点数は 25 ヶ所となる。測線長を  $a$  としたとき、探査深度は  $a/2$  となるが、測線の端部では深い箇所の解析精度が低くなる。

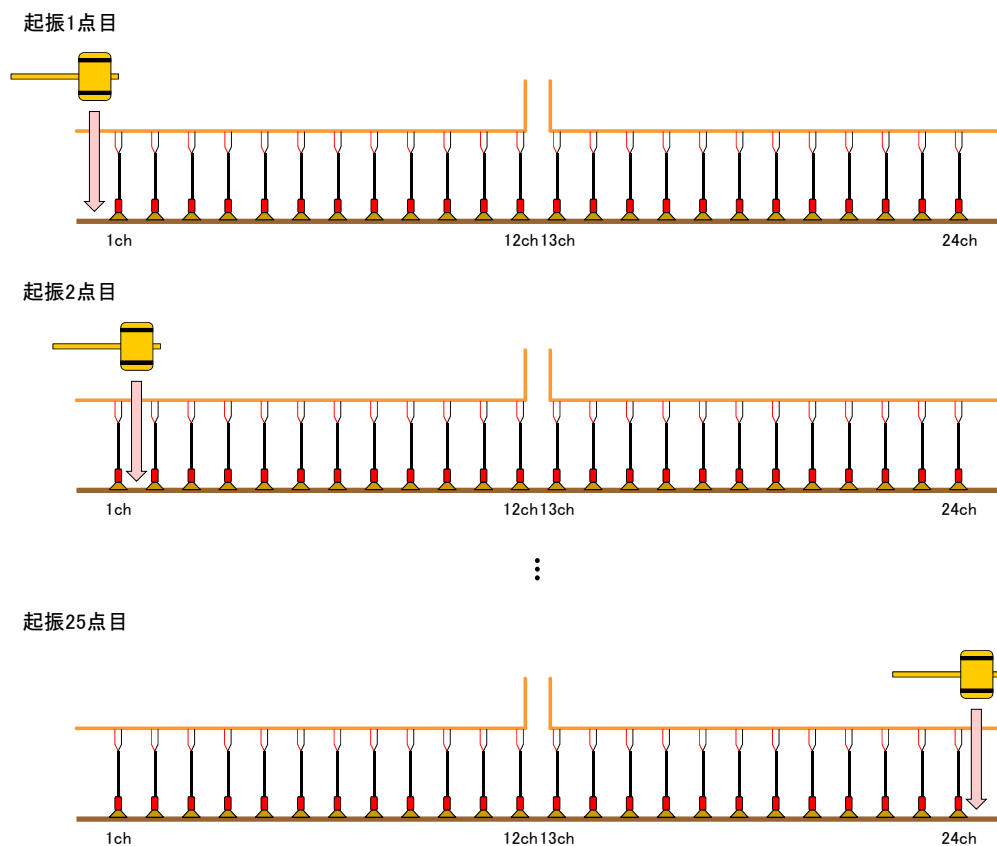


図 2-8 受振器・ケーブルの設置イメージ（固定展開）

## (b) テイクアウトケーブルのみによる移動式固定展開

測線長が長い場合の配置方法である。図 2-9 に示すように、初期配置は固定展開と同じであるが、12 点目の起振を終了した後、テイクアウトケーブル 1 と受振器をテイクアウトケーブル 2 の後へ移動させる。この移動を展開と呼び、この作業を繰り返すことによって長い測線の測定を行う。展開は起振 12 点ごとに行い、その回数に上限はない。探査深度は、展開長を  $a$  としたとき  $a/2$  となる。また固定展開と同様に、測線の端部では深い箇所解析精度が低くなる。

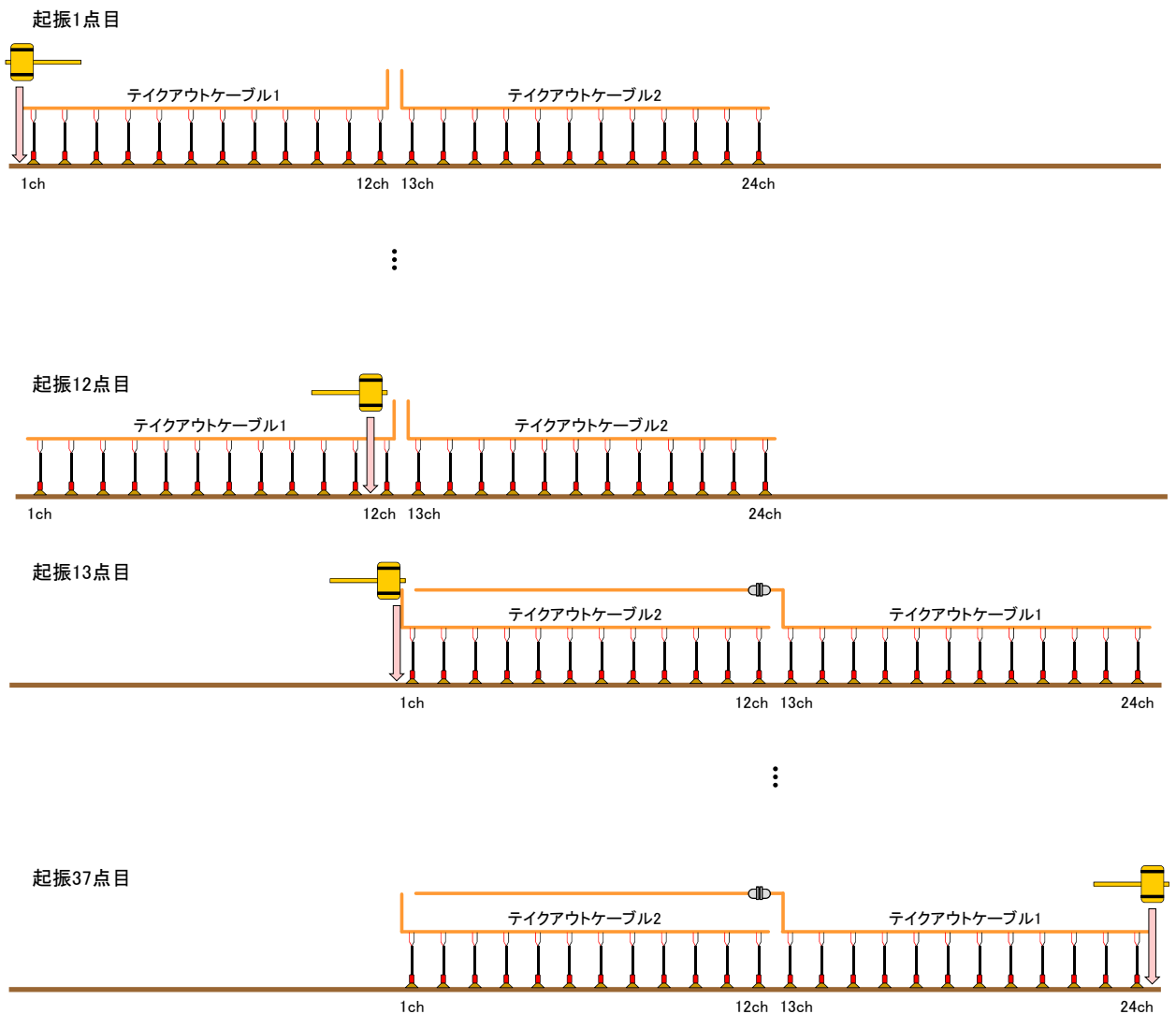


図 2-9 受振器・ケーブルの設置イメージ（移動式固定展開）

## (c) CDP スイッチによる End-on-spread 展開

測線長が長い場合の展開方法である。この展開では、固定展開の時に使用する機器のほかに、CDP スイッチと中継線（12チャンネル、多芯ケーブル）が必要となる。図2-10に示すように、受振器を測線上にあらかじめ設置しておき、CDP スイッチの切り替えによって連続する24個の地震計を選択することで1~24チャンネルに繋ぐ。CDP スイッチの入力成分数は36であり、最大で13展開の切り替えができる。この展開方法では、起振点が移動するごとに受振点24個も移動する。なお、起振が進み24チャンネル目の地震計が測線の終点に到達したら、その後は固定展開と同様に受振点の配置は固定とし、起振点の位置だけを移動させる。探査深度は $a$ としたとき $a/2$ となる。また固定展開と同様に、測線の端部では深い箇所の解析精度が低くなる。

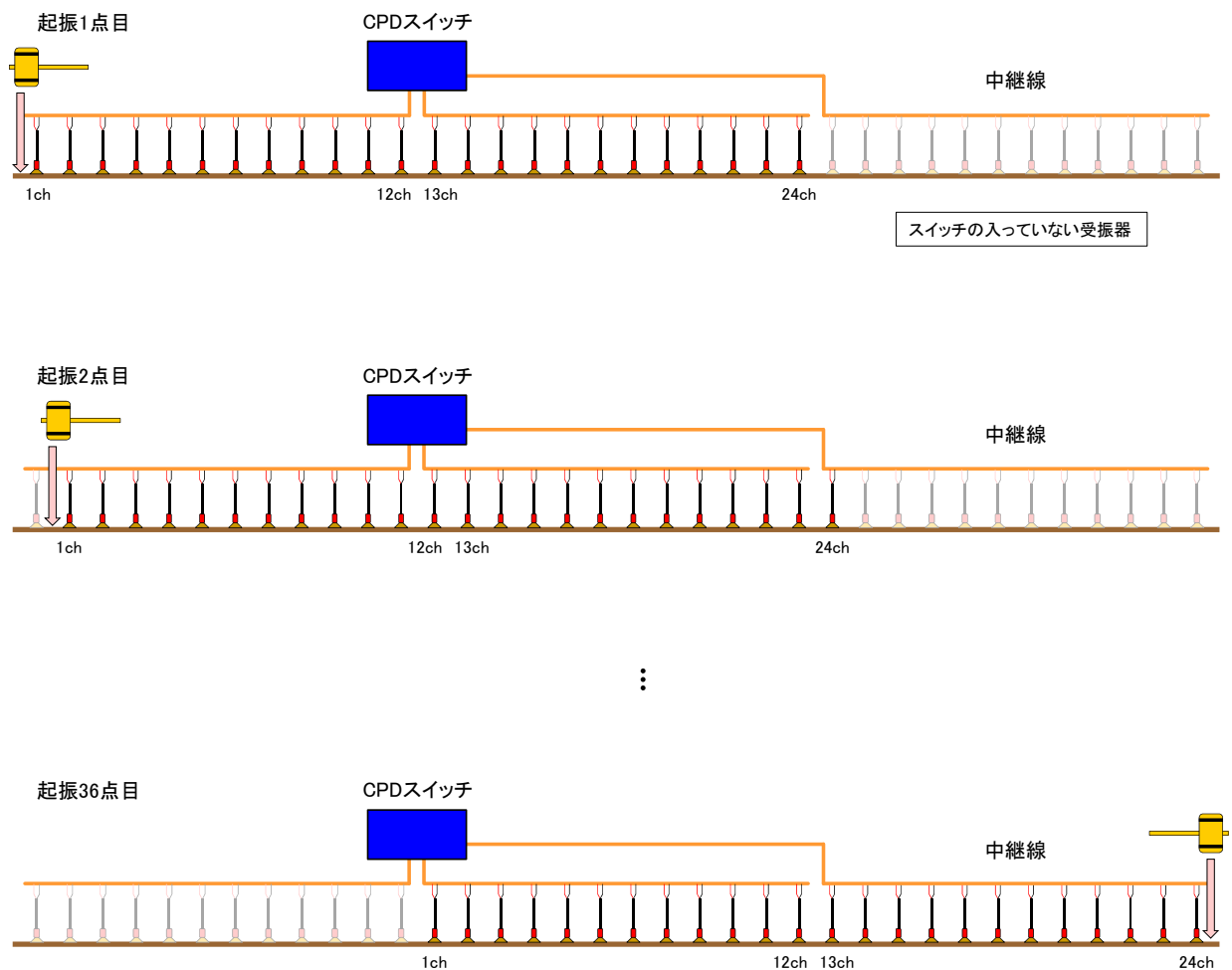


図2-10 受振器・ケーブルの設置イメージ  
(CDP スイッチによる End-on-spread 展開)

## (d) ランドストリーマによる End-on-spread 展開

測線が道路など非常に長い場合には、迅速で効果的な展開方法である。この展開では、固定展開の時に使用する機器のほかに、牽引用ロープと受振器ベース（24チャンネル）が一体化しているランドストリーマケーブルが必要となる。図2-11に示すように、24個の受振器を測線上に設置し、起振1点ごとに車や人力などで受振器ユニットを移動させる。24チャンネル目の地震計が測線の終点に到達したら、CDPスイッチを用いた展開方法と同様、その後は固定展開による測定に切り替わり起振点だけが移動する。探査深度は1展開長を $a$ とすると、End-on-spread展開の区間については $a/2$ 、固定展開区間については $a/4 \sim a/2$ となる。

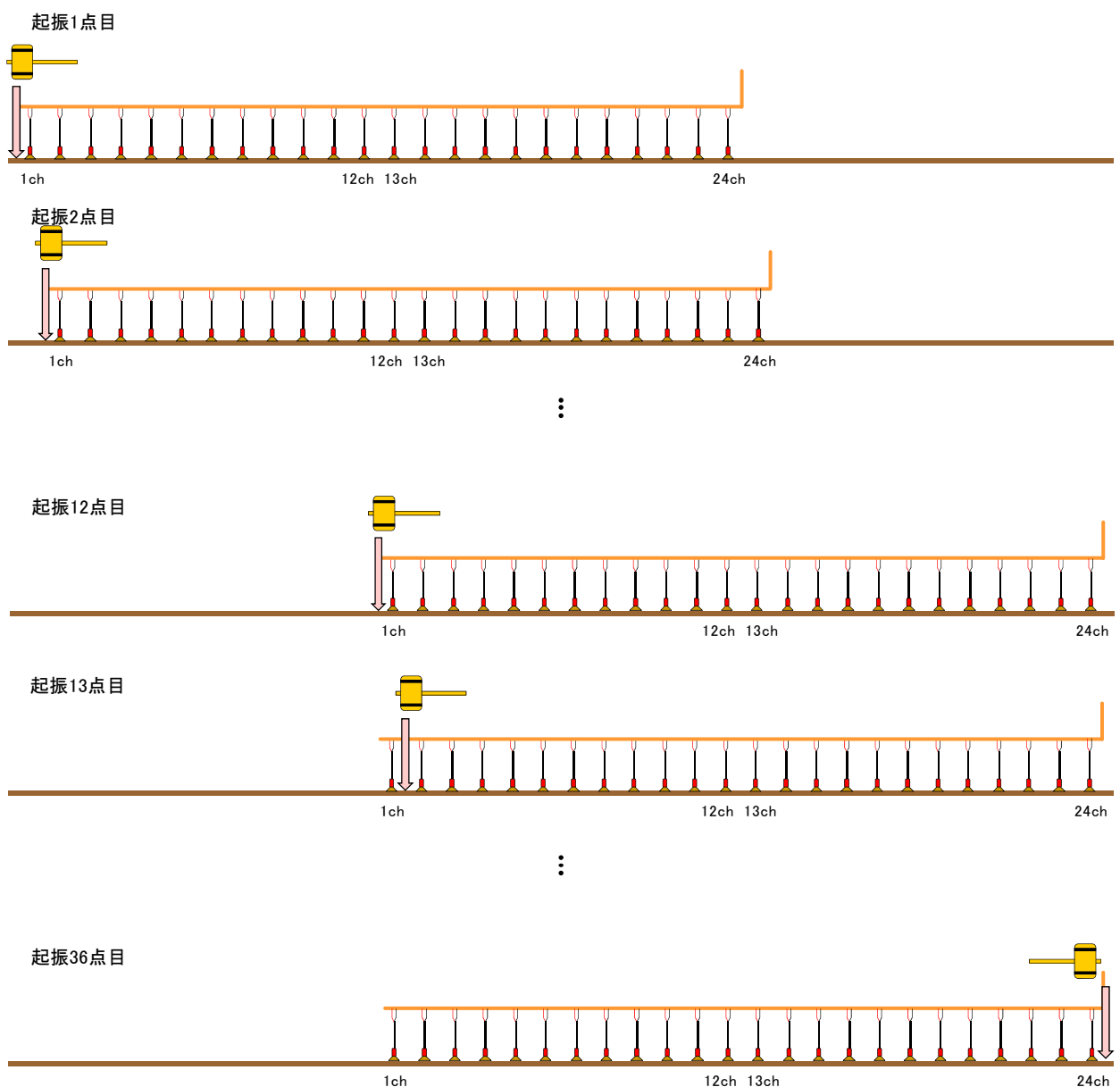


図2-11 受振器・ケーブルの設置イメージ  
(ランドストリーマによる End-on-spread 展開)

### 2.3.3 解析方法

図 2-12 は、解析の流れ図を示したものである。以下に解析の概要をまとめる。

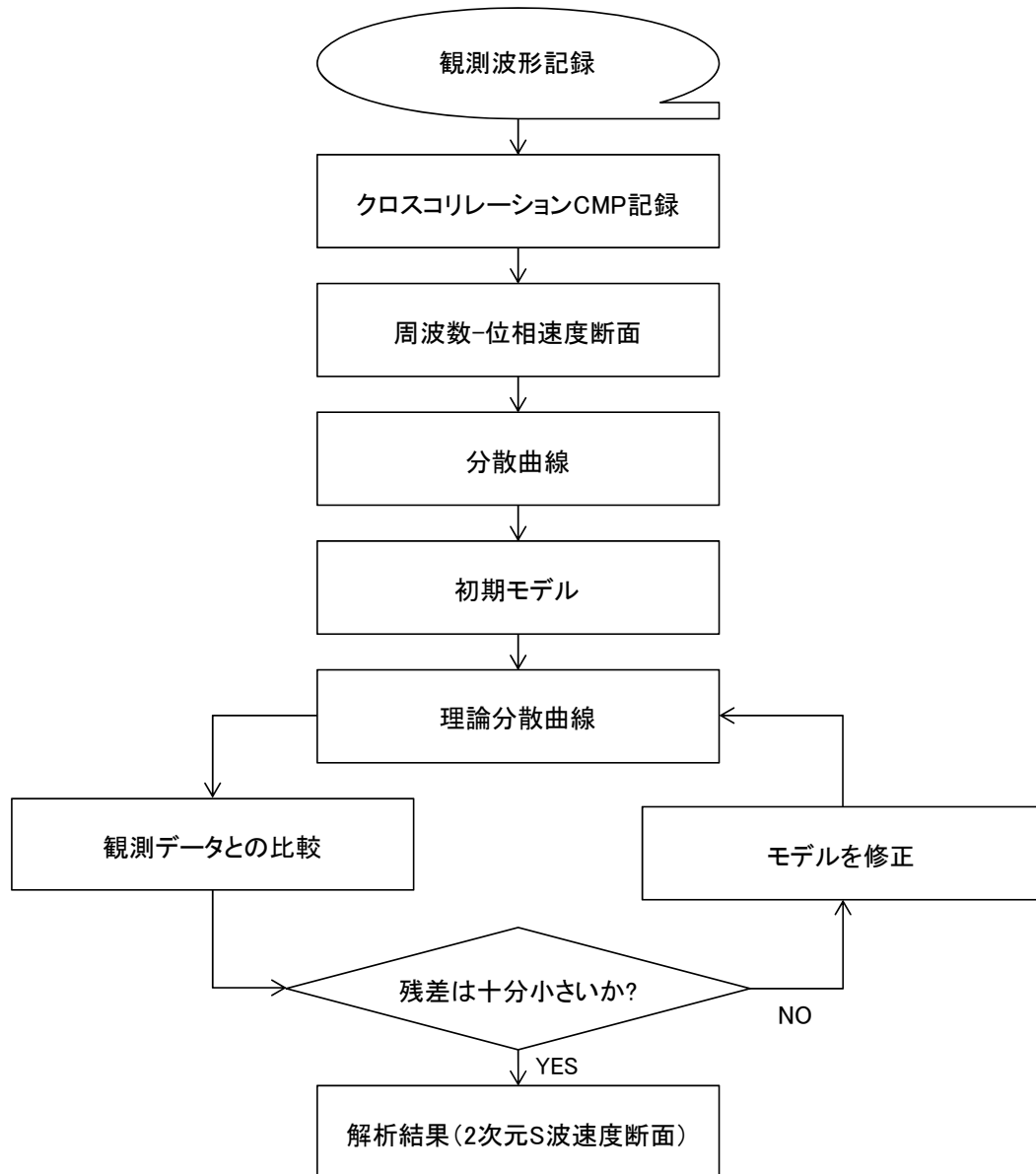


図 2-12 解析の流れ図

#### 1) 波形記録の取り込み

測定器のハードディスクに記録されている観測波形をコンピュータに転送する。

#### 2) クロスコリレーション CMP 記録の作成

解析において空間方向の分解能を高めるために、得られた波形記録から受振点ごとに固有の位相差を抽出する。まず、ある起振点において得られた波形について、24 個の受

振点から考えられる全ての2トレースの組み合わせに対するクロスコリレーションを計算する。つぎに、計算した全起振点のクロスコリレーションから、2トレースの中間点と同じ場所となるものを集める。このとき、受振点間隔がおなじクロスコリレーションは重合する。最後に、中間点が等しく受振点間隔が異なる重合されたクロスコリレーションを、受振点間隔に応じて並べる。これらを、CMP記録と呼ぶ。

### 3) 周波数-位相速度断面への変換

分散曲線を得るために、2) で時間-距離断面の波形から作製したCMP記録をフーリエ変換により周波数領域へ変換する。そして、周波数領域の波形に対して任意の速度を与え、受振点間隔(周波数)に応じて時間をシフトさせ、トレースの数だけスタックする。これらの過程を、速度を変化させて繰り返していくことで、実際の位相速度と一致する波群が存在した場合にスタックの値が大きくなるため、ある周波数に対する位相速度が決まる。こうして、二次元の周波数-位相速度分布を得る。

### 4) 位相速度曲線(分散曲線)の読み取り

3) で得られた周波数-位相速度領域において、各周波数の最大振幅となる位相速度をそれぞれ読み取り、これを分散曲線とする。

### 5) 初期モデルの作成

周波数と位相速度から表面波の波長を求め、波長の1/3の深度に位相速度をプロットし、これを初期モデルのS波速度とする。また層数を仮定し、地盤密度は深度とともに徐々に大きくなるよう与える。

### 6) 非線形最小二乗法による逆解析

5) で作成した初期モデルに対して理論的な分散曲線を計算し、観測波形から得られた分散曲線との差(残差)を計算する。理論分散曲線の計算にはコンパウンド・マトリックス法を用いている。つぎに残差が最も小さくなるよう、最小二乗法を用いてモデルを修正する。残差が十分小さくなるまで、理論分散曲線の計算とモデルの修正を繰り返す。

### 7) 二次元断面の作成

残差が十分小さくなった二次元S波速度分布を、カラーS波速度断面として表示する。

## 第3章 盛土範囲の推定に関する事例研究

新規に構造物を建設する際や地中に構造物を埋設する際など、様々な工事の着手に当たり、地盤内の土質を把握することは基本であり重要な意味を持つ。とりわけ、地盤の密度の違いを把握することは、構造物基礎の深さや地盤改良の必要性などを決定する上で重要な手掛かりとなる。

過去の事例より、表面波探査の結果から地山と盛土の範囲を判断できることが示唆されている<sup>17)</sup>。そこで、本章で調査対象とする造成地において、構造物を建設する際に必要な基礎の深さを決定するため、表面波探査を実施し、切盛土境界を把握することが可能であるかを検討した。

### 3.1 調査地概要および調査内容

調査地は兵庫県三田市にある宅地盛土で、新旧地形図を比較することにより旧沢部を盛土して造成された土地であることが明らかとなっている。図3-1に宅地開発予定地の平面図を示す。図中には原位置で行った表面波探査の測線およびボーリング調査箇所を表記している。また、測線の矢印は起振方向である。測線2、測線3、測線4、測線5は盛土の天端に設置している（写真3-1(b)、写真3-1(c)参照）。一方、測線1および測線6は盛土されていない箇所に設置した（写真3-1(a)、写真3-1(d)参照）。写真3-1は調査地の様子であり、図3-1に示す位置から撮影した。

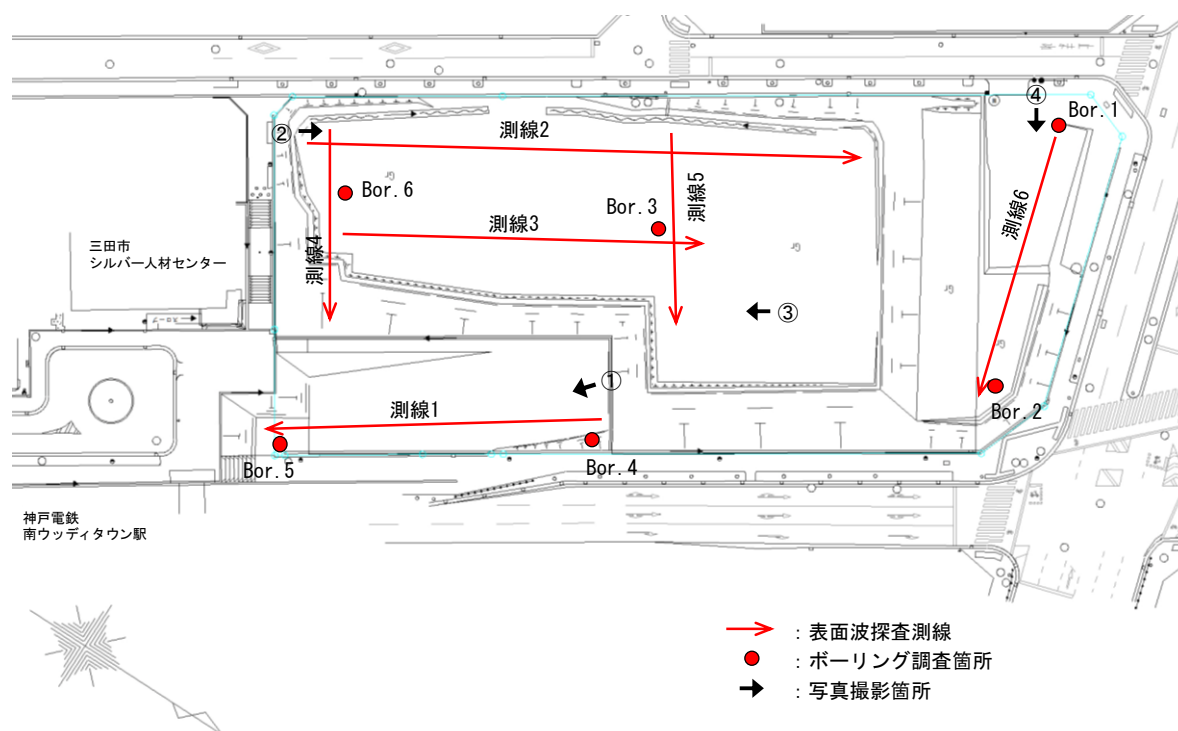


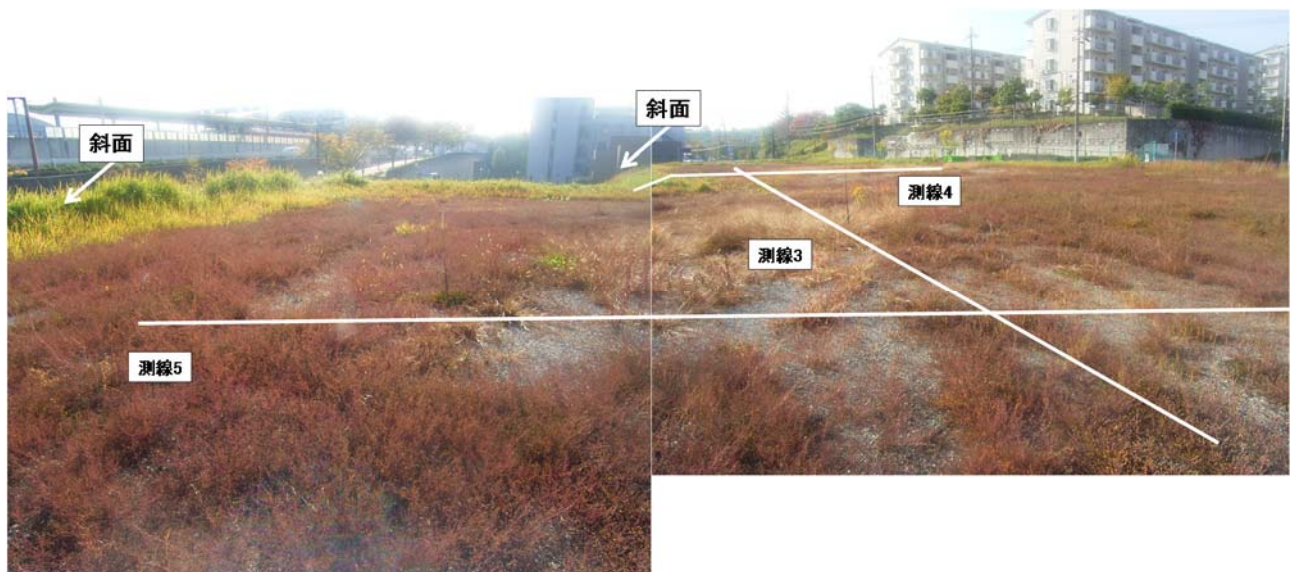
図3-1 本研究で対象とした宅地盛土の概要



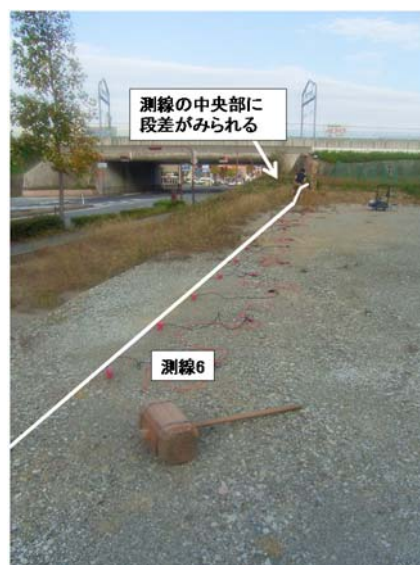
(a) 測線 1 (撮影箇所①)



(b) 測線 2 (撮影箇所②)



(c) 測線 3・4・5 (撮影箇所③)



(d) 測線 6 (撮影箇所④)

写真 3-1 調査地の様子

### 3.2 原位置調査の概要

表 3-1 は、表面波探査の測定条件をまとめたものである。2 日間の調査で 6 測線（約 300 m）について測定を行った。今回は、対象地盤の空間的な情報を得るため、縦断方向および横断方向のいずれも含むよう、可能な限り多くの測線を設けて工学的基盤面の把握および弱部の有無の検索に重点を置いた。受振点と起振点の間隔はいずれも 1.0 m とし、移動式固定展開で探査を行った。また、地盤情報を補完するため、表面波探査測線上の 6 点においてボーリング調査、標準貫入試験を実施した。

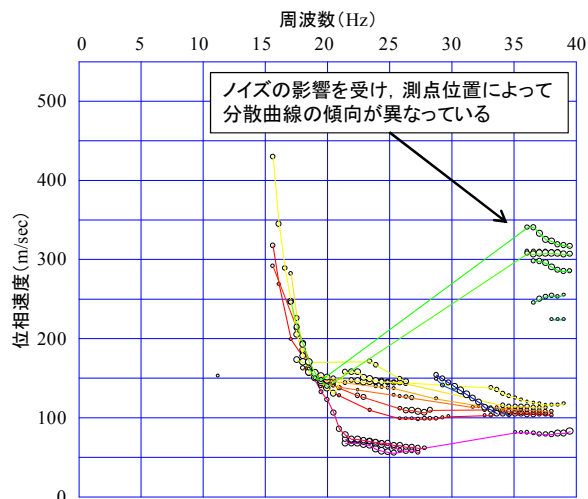
表 3-1 表面波探査測線概要

測線名	測線長 (m)	受振点間隔 (m)	起振点間隔 (m)
測線 1	48.0	1.0	1.0
測線 2	84.0	1.0	1.0
測線 3	60.0	1.0	1.0
測線 4	36.0	1.0	1.0
測線 5	36.0	1.0	1.0
測線 6	36.0	1.0	1.0

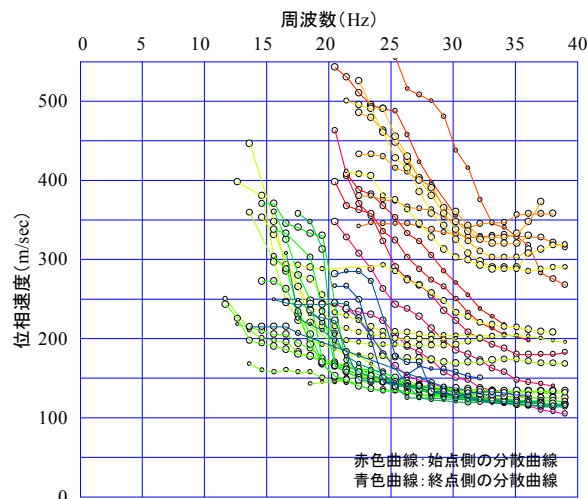
### 3.3 表面波探査結果および切盛土境界の推定

図 3-2 は、各測線における分散曲線を示したものである。平坦地で測定した測線 2、測線 3 および測線 5 については、始点付近（赤色系統で示される分散曲線）から終点付近（青色系統で示される分散曲線）まで連続性のある分散曲線を得ることができており、精度の高さがうかがえる。特に、東西方向を計測した測線 5 は各測点で得られた分散曲線がほぼ同様の傾向を示していることから、一様な地盤であることが示唆されている。一方、南北方向を計測した測線 2 および測線 3 の表層については測定箇所によって伝播速度が変化していることから、測線方向に地質構造が異なる可能性が考えられる。

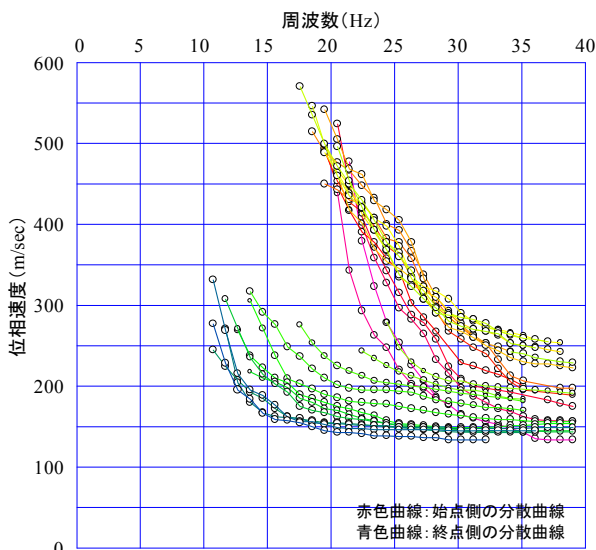
これに対して、傾斜地を含んだ測線 4 および測線 6 については、受振点位置によって分散曲線に連続性が見られず、いずれも精度が低い。測線 4 は終点付近が傾斜しているため青色系統の分散曲線を得られておらず、測線 6 については測線中央付近に傾斜地を含んでいるため、黄色系統の分散曲線を得ることができていない。このことから、傾斜地における解析結果は信頼性が低いため、ボーリング調査などの他の調査結果も勘案し、慎重に探査結果の解釈を行わなければならない。



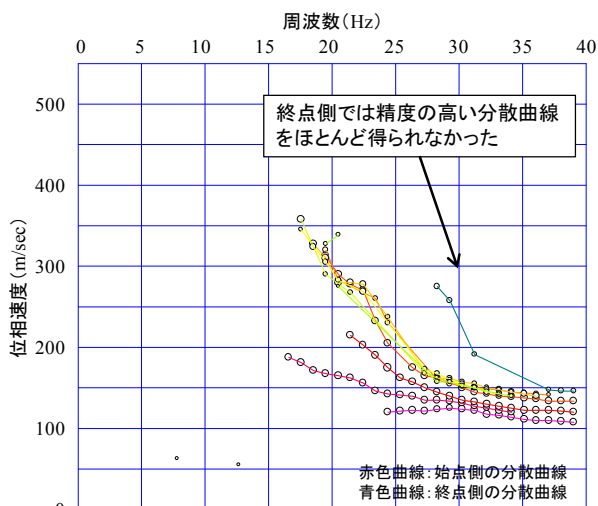
(a) 測線 1



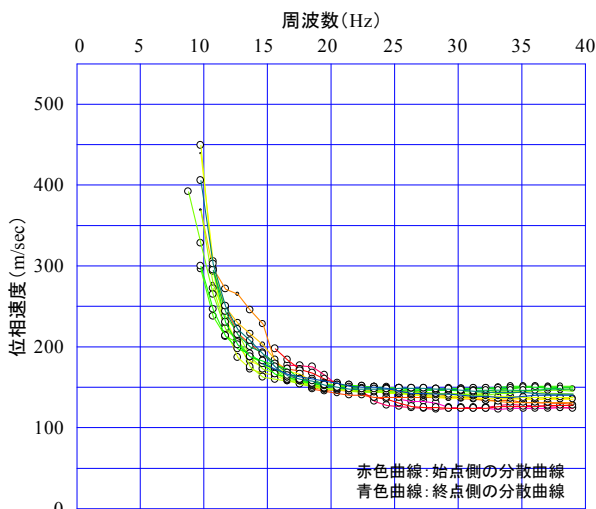
(b) 測線 2



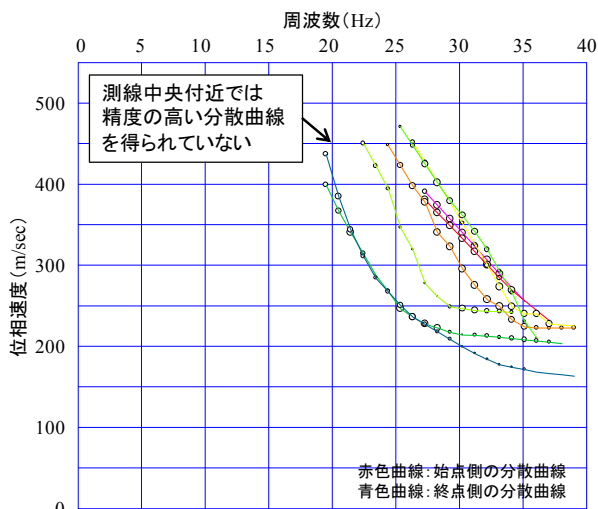
(c) 測線 3



(d) 測線 4



(e) 測線 5



(f) 測線 6

図3-2 分散曲線

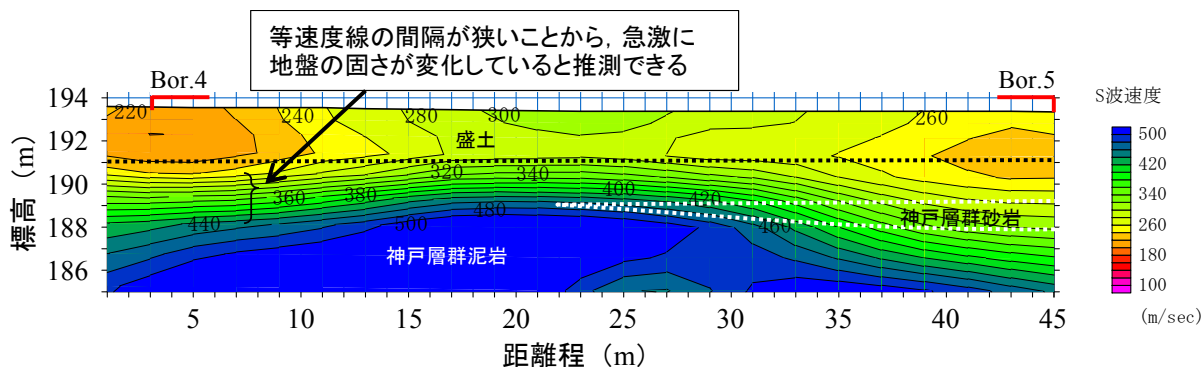


図 3-3 S 波速度分布 (測線 1)

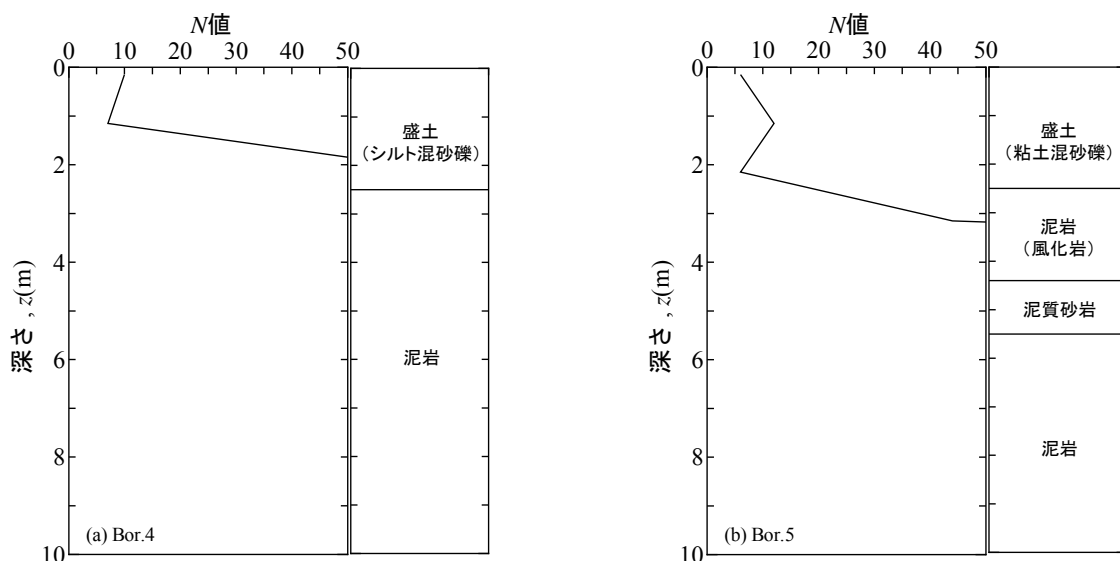


図 3-4 深度方向の N 値分布 (Bor. 4 および Bor. 5)

測線 1 については平坦地であるものの、交通量の多い道路に面していたため、通行車両による振動（ノイズ）を受信しており、精度が低くなっていると考えられる。

図 3-3 は測線 1 の S 波速度分布を示したものである。図には、推定地質構造図を重ねて表記している。図 3-4 は Bor.4 および Bor.5 の地点で行った標準貫入試験より得られた深度方向の N 値分布と土質分布である。この結果より、神戸層群泥岩（泥岩）および神戸層群砂岩（泥質砂岩）は、いずれも N 値が 40 を上回る固い層であるため、これらを表面波探査によって区別することは困難である。しかし一方で、N 値の高い神戸層群は  $V_s = 400 \sim 500 \text{ m/s}$  と S 波速度が大きいものに対して、N 値が 10 程度の緩い盛土層は  $V_s = 220 \sim 300 \text{ m/s}$  と S 波速度が小さくなっていることから、地盤の固さが S 波速度に反映されており、比較的正確に地層境界を推定することが可能であると言える。また、盛土と神戸層群の境界と考えられる標高 190 m 付近は S 波速度の等速度線の間隔が狭くなっている。これは、図 3-4 の結果から、Bor.4 においては  $z = 1 \text{ m} \sim 2 \text{ m}$  で  $N = 5$  から 50 以上に、

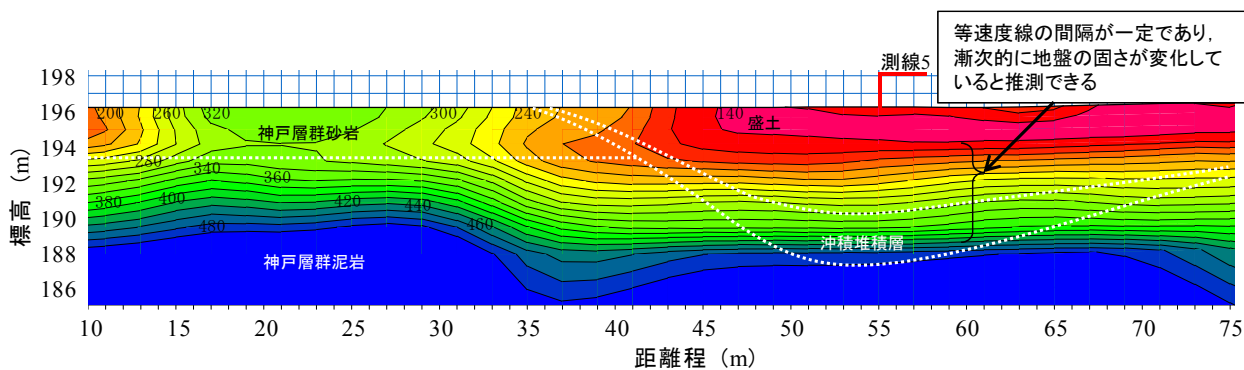


図 3-5 S 波速度分布 (測線 2)

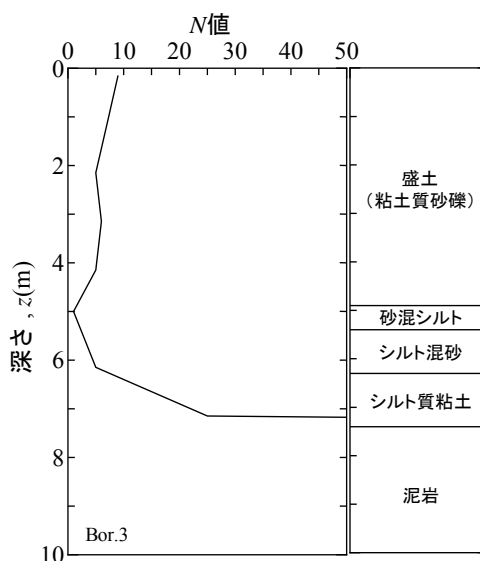


図 3-6 深度方向の N 値分布 (Bor. 3)

Bor.5 においては  $z = 2 \sim 3$  m で  $N = 5$  から 45 程度に急増しており、急激に地盤の固さが変化していることが分かっており、表面波探査の結果からもこれらの傾向を読み取れることを示唆している。

図 3-5 は測線 2 の S 波速度分布である。神戸層群の S 波速度の値は測線 1 とおおよそ一致しており、かつ神戸層群砂岩に比べて神戸層群泥岩の S 波速度が若干大きな値を示していることから、測線 1 と同様の傾向を得られていると言える。また、盛土層の S 波速度は  $V_s = 130 \sim 300$  m/s 程度と測線 1 の盛土層より低い値を示しているものの、堅固な神戸層群と、緩い盛土層の境界をおおまかに把握することは可能である。しかし、測線 2 は測線 1 と異なり、神戸層群と盛土層の間に N 値が 5~20 の比較的緩い沖積堆積層が存在している。図 3-6 は、距離程  $L = 55$  m の近傍で行った Bor.3 における深度方向の N 値分布である。深度  $z = 5$  m までは N 値が 5 程度の盛土層が分布しており、 $z = 5 \sim 7$  m にかけて  $N = 5 \sim 25$  程度の沖積堆積層が確認できる。この結果より、盛土層と沖積堆積層

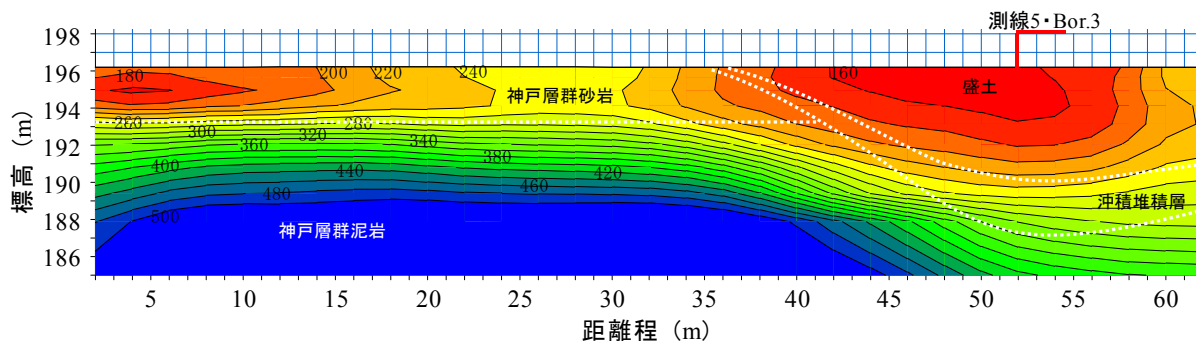


図 3-7 S 波速度分布 (測線 3)

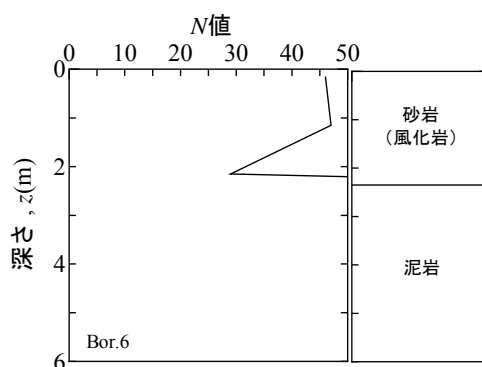
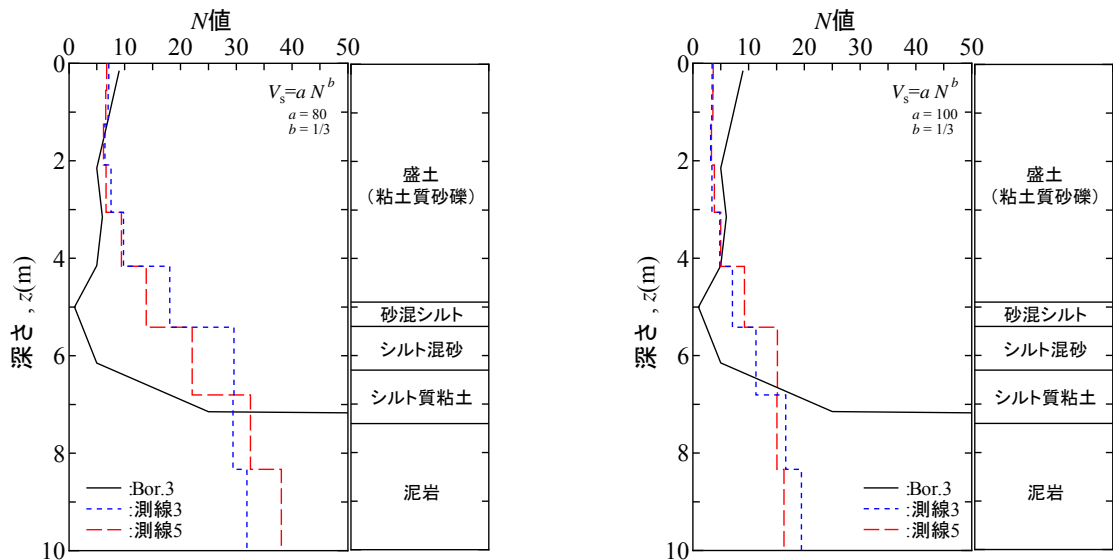


図 3-8 深度方向の N 値分布 (Bor. 6)

の砂混じりシルトおよびシルト混じり砂の N 値はおおよそ等しい値を示しており，S 波速度から各層境界を詳細に特定することは難しいと考えられる．ただし，S 波速度分布の等速度線がほぼ等間隔で分布していることから，表面波探査の結果より，地盤の固さが漸次的に変化している傾向を読み取ることができる．

図 3-7 は測線 3 の S 波速度分布である．測線 3 は測線 2 と並行している測線であるため，S 波速度分布も類似した傾向を示しており，盛土層は  $V_s = 150 \sim 250 \text{ m/s}$  程度，神戸層群泥岩は  $V_s = 300 \sim 500 \text{ m/s}$  程度，神戸層群砂岩および沖積堆積層はそれらの中間である  $V_s = 250 \sim 300 \text{ m/s}$  程度を示している．また測線前半（距離程  $L = 0 \sim 35 \text{ m}$ ）に着目すると，等速度分布線の間隔が狭く，地盤固さの急激な変化が伺える．ここで始点付近 (Bor.6) における標準貫入試験およびボーリングの結果を図 3-8 に示す．これより神戸層群砂岩層の N 値は 30～50 程度であるのに対し，神戸層群泥岩層は N 値が 60 を上回っており，急激に N 値が増加していることが分かる．よって，表面波探査により得られた結果は原位置試験の結果と同様に傾向を示している．一方，測線後半（距離程  $L = 40 \sim 60 \text{ m}$ ）に着目すると，等速度分布線の間隔は広く，地盤の固さが漸次的に変化しているといえる．これは図 3-6 に示す Bor.3 における標準貫入試験の結果と一致している．



(a) 砂質土の係数 ( $a = 80, b = 1/3$ )      (b) 粘性土の係数 ( $a = 100, b = 1/3$ )

図 3-9 実測 N 値と換算 N 値の比較

つぎに、表面波探査結果より得られた深度方向の S 波速度から、N 値の推定を行った。

図 3-9 は測線 3 と測線 5 の交点 (Bor.3) で行ったボーリングおよび標準貫入試験の結果と各測線で得た S 波速度を N 値に換算した結果を比較したものである。N 値の換算には、式 3-1 を用いた。

$$V_s = a N^b \tag{3-1}$$

なお、 $a$  および  $b$  は地盤材料によって異なる係数である<sup>例えば 27)</sup>。図 3-9(a) は道路橋示方書<sup>30)</sup> の砂質土で用いられている係数 ( $a = 80, b = 1/3$ )、図 3-9(b) は同書の粘性土で用いられている係数 ( $a = 100, b = 1/3$ ) をそれぞれ代入して換算した。まず、深度方向の推定 N 値分布と実測された N 値を比較すると、いずれも深度約 5 m までは同程度の低い値を示している。 $z = 6$  m から基盤層が分布している  $z = 8$  m にかけて、実測 N 値は急激に増加しているのに対して、推定 N 値はこの急激な変化を表現できていない。しかし、N 値の増加は捉えられており、分布傾向は一致していると言える。このことから、表面波探査の結果について精度は確保できており、信頼性のある結果であることが伺える。つぎに、各測線の推定 N 値と Bor.3 で得られた実測 N 値を比較すると、いずれの換算値についても増加傾向は実測値を表現できている。しかし、表層の盛土部分 ( $z = 0 \sim 4$  m 程度) については砂質土の係数を用いた方がより実測値に近い推定値を得られており、一方で、砂混じりシルト、シルト混じり砂およびシルト質粘土で構成されている沖積堆積層 ( $z = 4 \sim 7$  m 程度) については粘性土の係数を用いた方が実測値に近い推定値を得ら

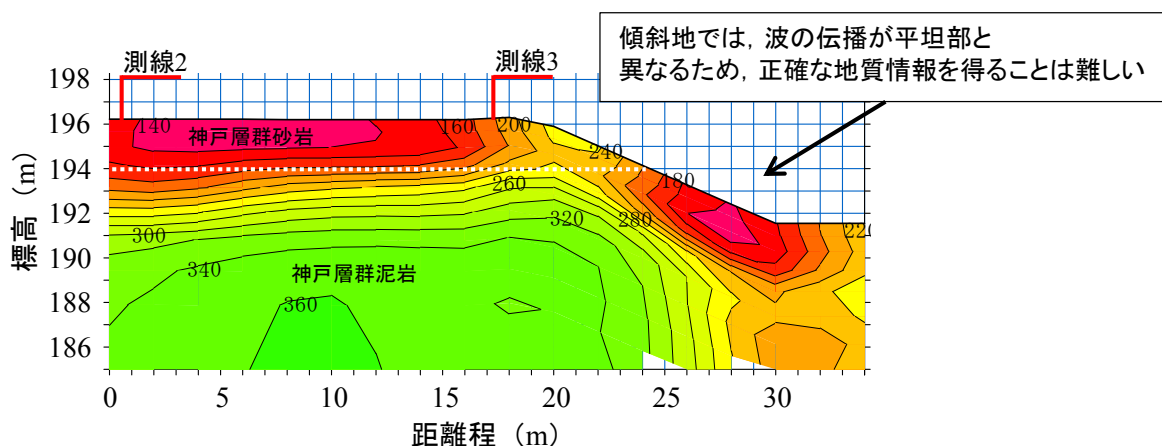


図 3-10 S波速度分布（測線 4）

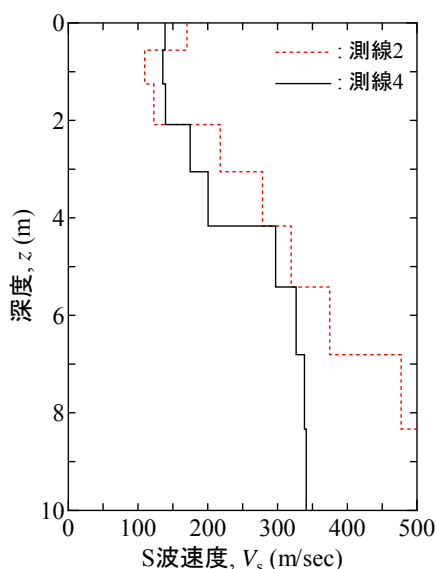


図 3-11  $V_s$  分布比較（測線 2, 測線 4）

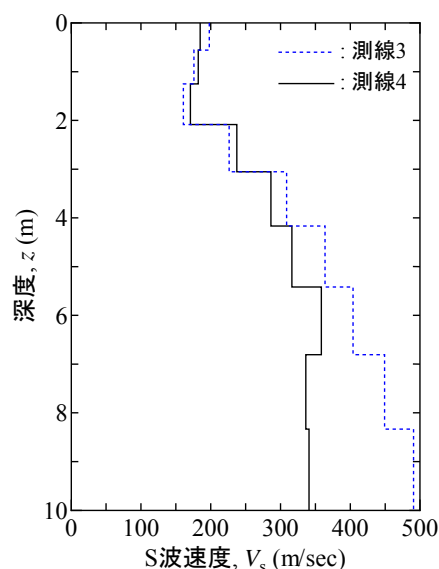


図 3-12  $V_s$  分布比較（測線 3, 測線 4）

れている。これらのことから、表面波探査の結果と併せて、ボーリング調査から得られる土質分布の情報を考慮することで、S波速度からより正確にN値を推定することができ、より精度の高い地盤状況の把握が可能となる。

図 3-10 は測線 4 の S 波速度分布を示したものである。S 波速度の値に着目すると、神戸層群砂岩の層が  $V_s = 140 \sim 200$  m/s 程度、神戸層群泥岩の層が  $V_s = 250 \sim 360$  m/s 程度と、他の測線より低い。また、図 3-11 は測線 2 と測線 4 の交点、図 3-12 は測線 3 と測線 4 の交点における深度方向の S 波速度分布を比較したものである。これらの結果からも、測線 4 は他の測線で得た S 波速度より低い値を示していることが分かる。これは、傾斜地形によって起振により発生させたレイリー波が反射および散乱したため<sup>31)</sup>、それらがノイズとなり基本モードの波を正確に受信できなかったことが原因として挙げられる。

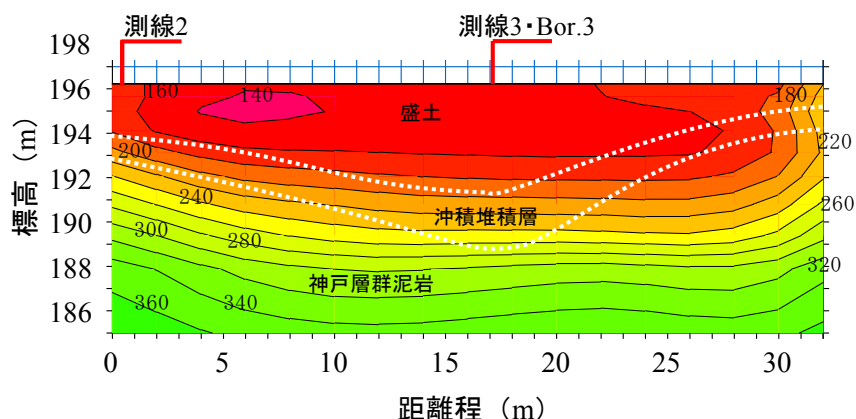


図 3-13 S 波速度分布 (測線 5)

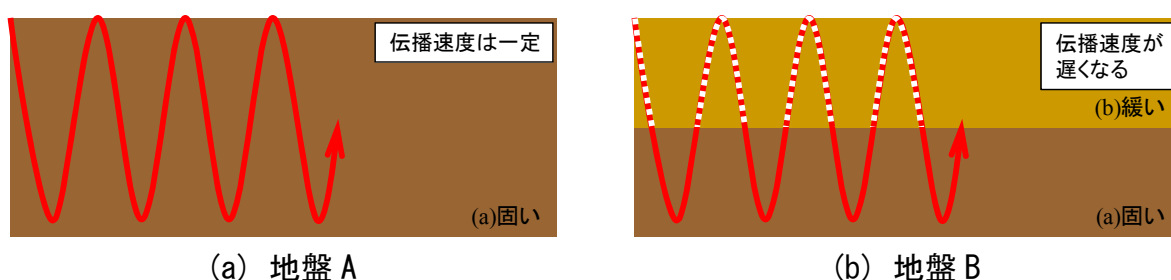


図 3-14 レイリー波の伝播イメージ

よって、傾斜部分（距離程  $L = 18 \text{ m} \sim 30 \text{ m}$  付近）の探查精度が特に低いと考えられ、傾斜地形を含んだ探查結果については、他の物理探查や検層結果と併せて考察する必要がある。しかし、神戸層群砂岩と神戸層群泥岩の S 波速度の値に差がみられることから、地盤の固さの差異を相対的に表現しており、おおまかな層境界を推定することは可能であると言える。

図 3-13 は、測線 5 の S 波速度分布である。盛土層の S 波速度は  $V_s = 140 \sim 180 \text{ m/s}$  程度を示しており、他の測線と同様の結果を得た。しかし、神戸層群泥岩の層については、測線 1 および測線 3 では  $V_s = 300 \sim 500 \text{ m/s}$  であるのに対して、本測線では  $V_s = 250 \sim 360 \text{ m/s}$  程度とやや低い値を示している。ここで、測線 5 の分散曲線に着目すると（図 3-2(e) 参照）、 $10 \text{ Hz}$  程度の低い周波数の位相速度は  $V_s = 400 \text{ m/s}$  と大きいが、周波数が高くなるにつれて著しく位相速度が小さくなっており、約  $20 \text{ Hz}$  の周波数の位相速度は  $V_s = 150 \text{ m/s}$  程度に収束している。このような周波数と位相速度の関係は他の測線では見られず、表層に緩い層が厚く存在することを示している。これは、ボーリング結果より得られた推定地質構造図が、盛土および沖積堆積層の層厚が最も大きい箇所約  $7 \text{ m}$  となっていることから確認できる。この様に、表層付近に緩い層がある程度分布していると、長い波長のレイリー波が表層を伝播する際に速度が遅くなるため、同じ固さの層が一様に

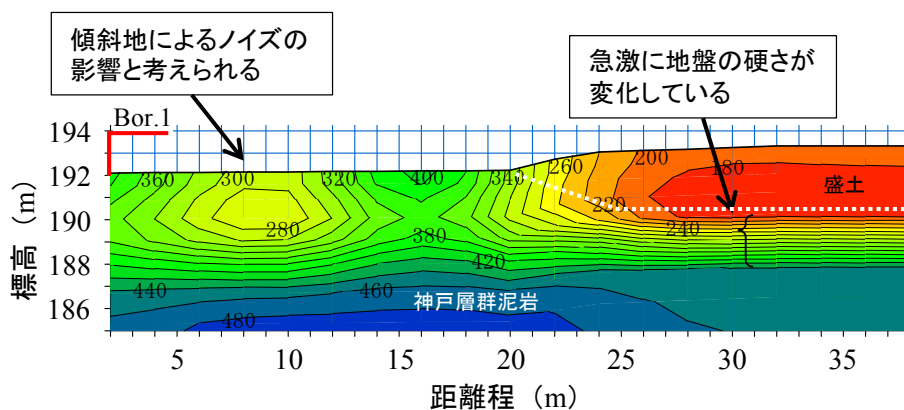


図 3-15 S 波速度分布 (測線 6)

分布している場合と比べて S 波速度が小さく表れる (図 3-14 参照). 測線 5 の神戸層群泥岩の S 波速度が他の測線より低い値を示しているのはこのためであると考えられる. その他については, S 波の等速度線の間隔は一樣であり, 漸次的に S 波速度が増加している様子から, 盛土層と基礎地盤 (神戸層群泥岩) の間に中間層である沖積堆積層が存在していることが推定できており, 表面波探査によって実地盤の傾向を把握できていると言える.

図 3-15 は測線 6 の S 波速度分布である. 測線 6 は測線 4 と同様に傾斜地形を含んでいるが, 地形変化が測線 4 と比較して小さいため, 探査結果に大きな影響は与えていない. また, 測線 6 についても交通量の多い道路に面していることから, 交通荷重の影響を強く受けており, 測線 1 と同様のノイズの影響が確認された. 距離程  $L = 23 \sim 38$  m の表層 3 m 程度は  $V_s = 180 \sim 220$  m/s と緩い状態であるのに対し, それ以外の箇所は  $V_s = 350 \sim 400$  m/s 程度と固い状態であると推測できる. また, S 波の等速度分布線の間隔が僅かであることから, 急激に地盤の固さが変化していると考えられる. これらを勘案すると,  $L = 23 \sim 38$  m の表層が盛土, それ以外の固い層が神戸層群泥岩と推測することができ, ボーリングの結果から得られた推定地質分布の傾向とおおよそ一致している.

以上の結果より, いずれの測線においても工学的基盤 (神戸層群泥岩) の分布範囲と S 波速度が  $V_s = 300$  m/s を上回る範囲がおおよそ一致している. このことは, 切盛土境界の推定における表面波探査結果の有用性を強く示唆している.

## 第4章 地盤変状の原因究明に関する事例研究

何らかの原因によって、道路や盛土・擁壁などの土木構造物に変状が生じた場合、原因を究明し対策工を講じる必要がある。とりわけ、道路や家屋など日常生活に深刻な影響を与える場合は、原因究明の正確性のみならず迅速性も要求される。

本章で対象とする事例は、門塀・ブロック積み擁壁・L型擁壁において、それぞれ発生した変状事例である。いずれの現場についても変状原因の究明に時間的制約があったため、表面波探査を実施することで早期に弱層を把握し、解決を目指した。

### 4.1 地盤変状による門塀の傾斜事例

#### 4.1.1 調査地概要および調査内容

対象とする現場は、兵庫県多可郡多可町の住宅が密集した場所である。図4-1に調査地の平面図を示す。水道管の埋設工事が行われた後に近隣住宅において外壁の変状が確認された。また、外壁近傍のマンホール周辺においても、アスファルトの浮き上がりが確認できた。写真4-1は変状の様子を撮影したものである。今回は、a) 埋め戻し材として不適切な地盤材料を使用した可能性と、b) 埋め戻しの際の締固め不足の可能性があると考え、水浸試験を行い締固め度に応じた地盤の沈下特性を評価した。

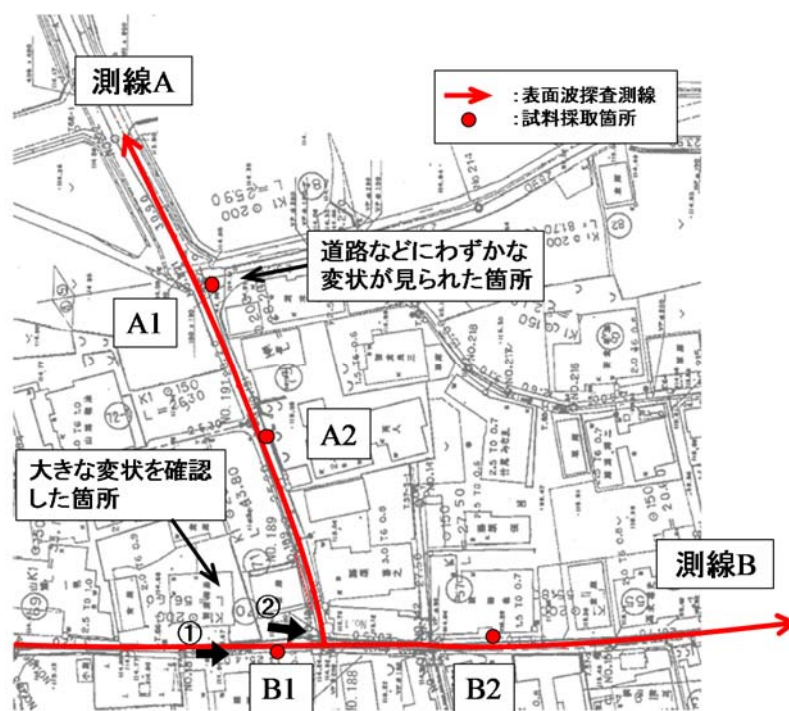


図4-1 調査地の平面図



(a) 測線 A の様子 (撮影箇所①)



(b) 測線 B の様子 (撮影箇所②)



(c) 門塀の傾き (撮影箇所③)



(d) 道路上の変状 (撮影箇所④)

写真 4-1 調査地の様子

表 4-1 測線概要

測線名	測線長 (m)	受振点間隔 (m)	起振点間隔 (m)
測線 A	96.0	1.0	1.0
測線 B	144.0	1.0	1.0

本節では、宅地地盤調査法の新たなフレームワークとして、表面波探査結果（間接測定による面情報）およびボーリング調査（直接測定による線情報）を相互補完し、変状原因となる弱層に見当をつけたうえで室内試験を実施することで変状原因を迅速かつ正確に解明する手法を検討している。

表 4-1 は表面波探査の測定概要をまとめたものである。探査は、変状が確認された箇所付近を含むように設定し、測線 A および測線 B の 2 測線で実施した。また、水道管の埋設工事は土被りが 1.5 m 程度と浅い箇所で行われていることから表層付近の詳細な地盤情報を得る必要があったため、受振点間隔および起振点間隔をそれぞれ 1.0 m と短い間隔に設定した。起振は図 4-1 に示す矢印の方向に行い、測定は移動式固定展開とした。さらに、図中に示す A1, A2, B1, B2 の 4 箇所において試料採取を行っている。なお、A1 および B1 では変状が確認されているが、A2 および B2 では確認されていない。

#### 4.1.2 原位置調査の結果

図 4-2(a) および (b) は、測線 A および測線 B で得られた分散曲線を示す。いずれの分散曲線についても周波数領域において位相速度のピークを捉えることができている。

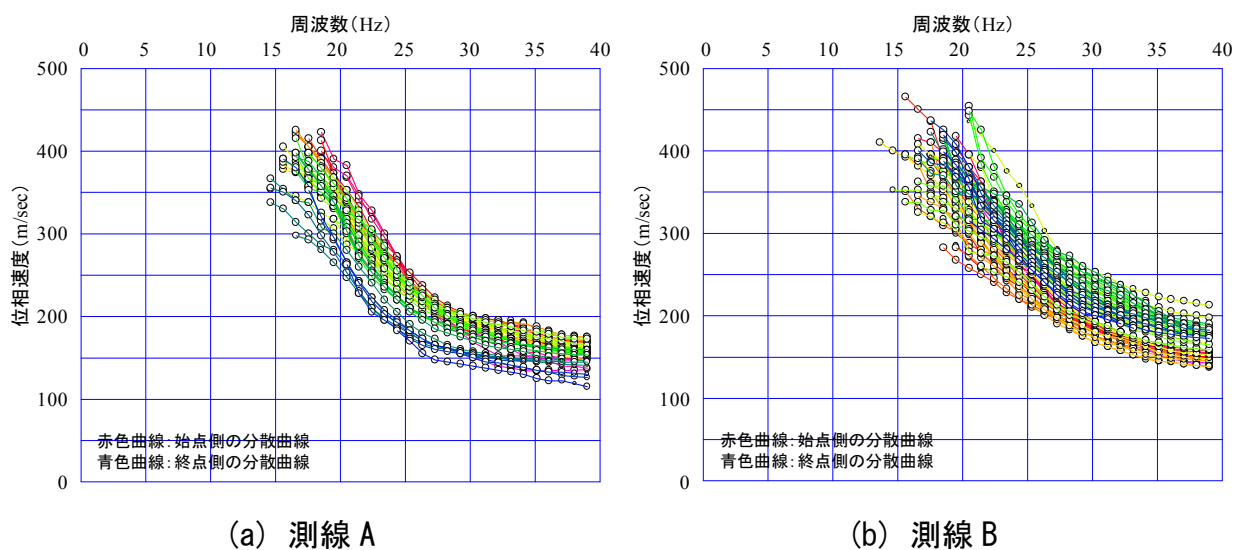
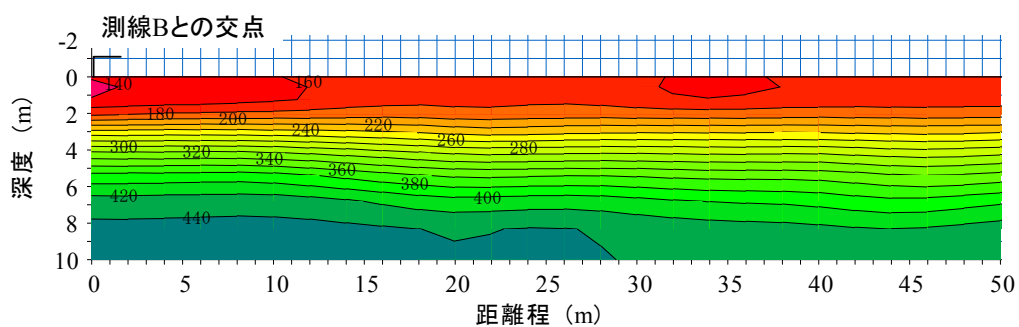


図 4-2 分散曲線

(a) 測線前半 (L= 0~50m)



(b) 測線後半 (L=50~94m)

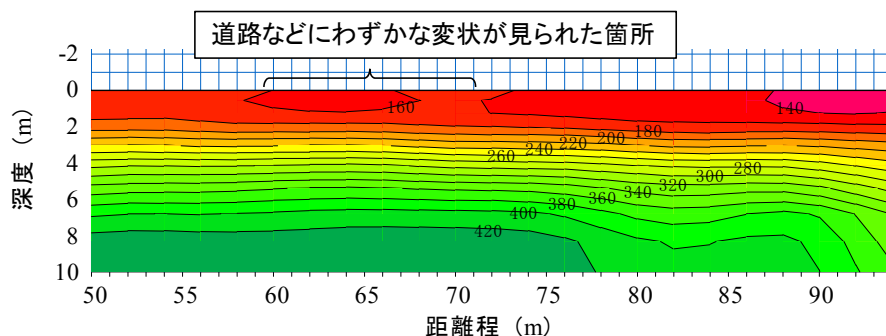
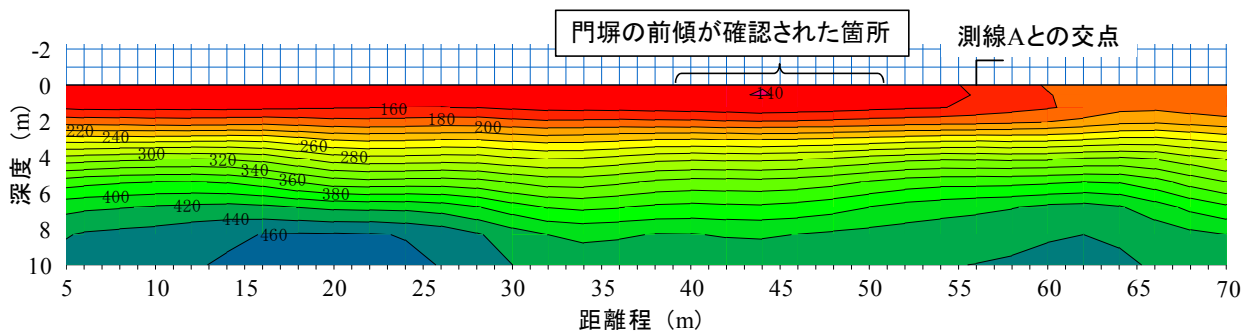


図4-3 S波速度分布 (測線A)

(a) 測線前半 (L= 0~70m)



(b) 測線後半 (L=70~135m)

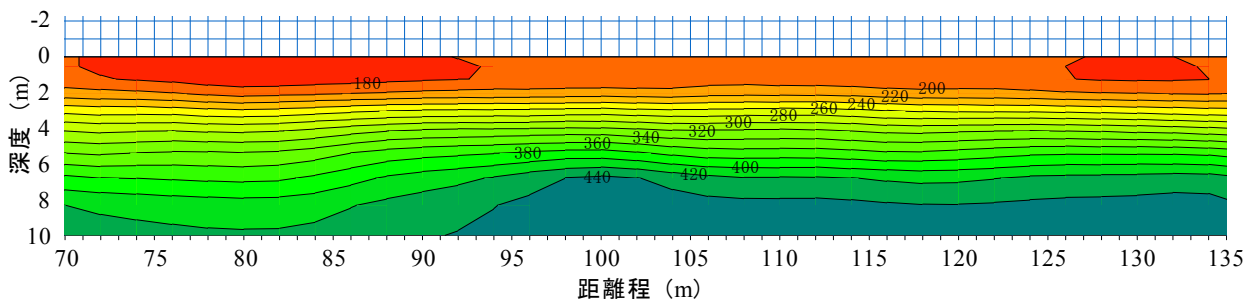


図4-4 S波速度分布 (測線B)

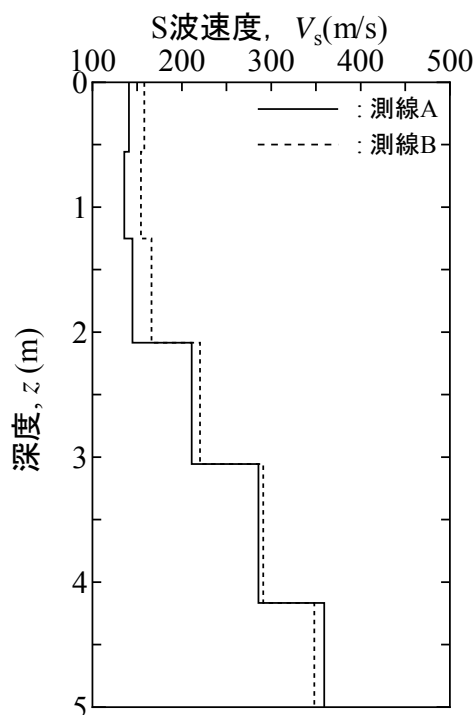


図 4-5 交点における S 波速度分布の比較

それぞれの受振点間で連続性のある分散曲線を得ている。低周波数（15 Hz 程度）から周波数の増加に従って S 波速度が低下していることから、深度が深くなるにつれて位相速度が増加しており成層地盤をなしていると考えられる。さらに、測線 A の受振点ごとの分散曲線に着目すると、同じ周波数に対して始点付近（赤色系統で表示）の位相速度が、終点付近（青色系統で表示）の位相速度より大きい。これは、同じ深度であっても始点付近の方が固い地盤であることを示している。一方、測線 B は始点付近の位相速度が低くなっており、始点付近の地盤は軟らかいことが伺える。

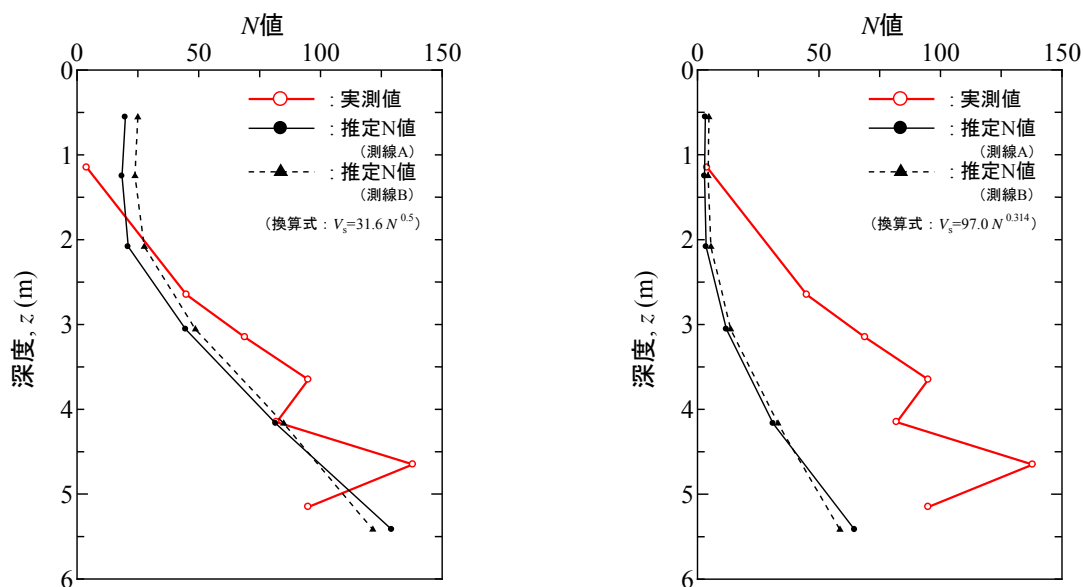
つぎに、図 4-3 (a) および (b) は測線 A、図 4-4 (a) および (b) は測線 B における S 波速度分布をそれぞれ示したものである。また、図 4-5 は 2 測線の交点における深度方向の S 波速度分布を比較したものである。得られた S 波速度分布がほぼ一致していることから、今回の探査結果は精度が高く、かつ妥当であることが伺える。

図 4-3 および図 4-4 より、いずれの断面においても  $V_s = 100$  m/s 以上の比較的高い S 波速度が得られており、固い地盤であることが分かった。また、いずれの測線についても表層 1.5 m 程度までは  $V_s = 160$  m/s を下回る層が一定に分布しており、深度 1.5 m より深い部分については深度 10 m 程度まで急激に S 波速度が増加している。このことから、表層 1.5 m 程度が水道工事によって埋め戻された箇所であり、それ以深は比較的堅固な地山であると考えられる。埋め戻された箇所に着目すると、門扉の傾斜など大きな変状が確認された測線 B の距離程  $L = 35 \sim 55$  m 付近については表層付近が  $V_s =$

140 m/s と、周辺と比較して最も小さな値を示している。また同様に、道路面に僅かな変状を確認した測線 A の距離程  $L = 60 \sim 70$  m 付近についても、 $V_s = 160$  m/s 程度とやや小さな値を示している。

つぎに、式 3-1 を用いて推定 N 値の分布を求めた。式中の係数  $a$ 、 $b$  については様々の提案がなされているが<sup>32)</sup>、今回は、砂質土を対象として提案された柴田らの式<sup>33)</sup> ( $V_s = 31.6 N^{0.5}$ ) と種々の地盤材料を対象として提案された今井らの式<sup>27)</sup> ( $V_s = 97.0 N^{0.314}$ ) より推定 N 値を求め、原位置における実測の N 値と比較することで妥当性を検討した。図 4-6 は実測 N 値と推定 N 値を比較したものである。これより、 $z = 1$  m の表層付近については、今井の式を用いた換算 N 値が実測した N 値とおおよそ等しい値を示している。一方、 $z = 2$  m より深い層については柴田の式を用いた推定値が実測値に近く、深度の増加に伴う N 値の増加の傾向を良く表している。よって、本事例の N 値の推定において、表層付近は今井の式を、2m より深い層は柴田の式を用いることで、より正確な推定を試みた。

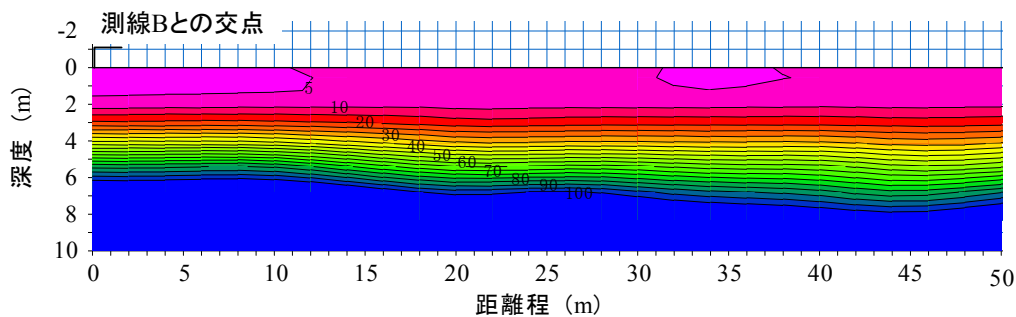
まず、表層付近の情報をより詳細に得るため、今井の式を用いて S 波速度を N 値に換算した。図 4-7 は測線 A の推定 N 値分布を、図 4-8 は測線 B の推定 N 値分布をそれぞれ示したものである。これらの結果より、調査対象地は、成層地盤であり、水道工事によって埋め戻しが行われたと考えられる  $z = 2$  m より浅い部分については、N 値が 10 を下回る緩い状態であることが分かった。特に変状の確認された箇所周辺については、N 値が 5 を下回っており緩い状態であったことが確認できた。



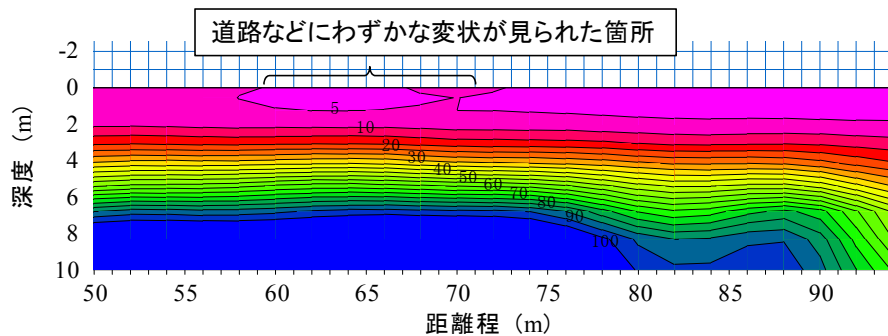
(a) 柴田の式<sup>33)</sup>を用いた推定 N 値

(b) 今井の式<sup>27)</sup>を用いた推定 N 値

図 4-6 実測 N 値と推定 N 値の比較

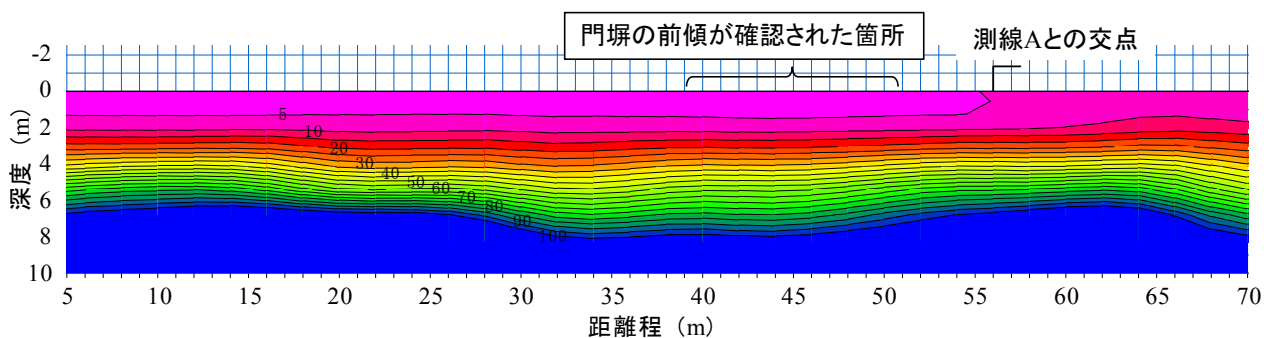


(a) 測線前半 (L=0~50m)

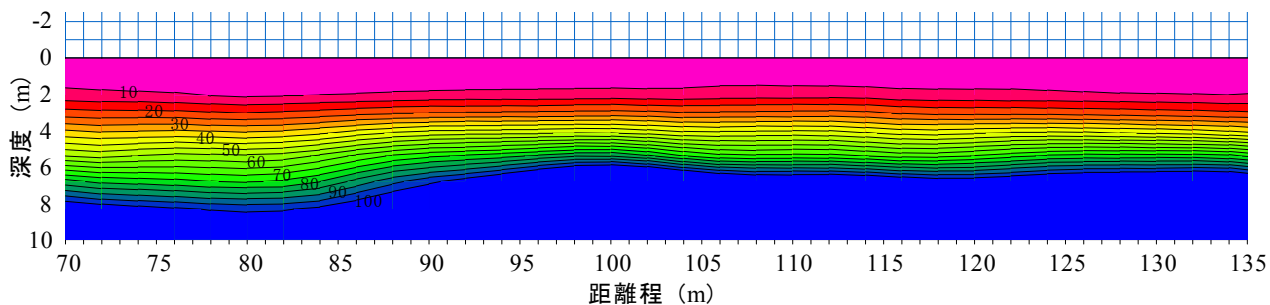


(b) 測線前半 (L=50~94m)

図4-7 測線Aの推定N値分布 (今井の式<sup>27)</sup>より換算)

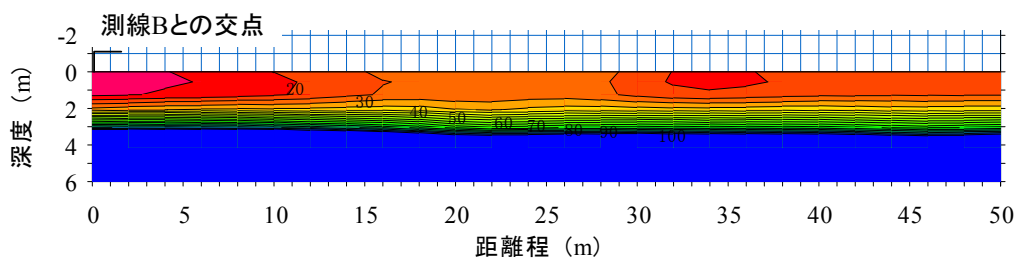


(a) 測線前半 (L=0~70m)

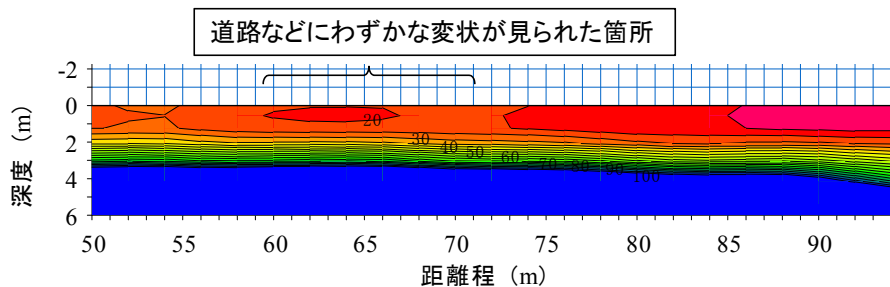


(b) 測線前半 (L=70~135m)

図4-8 測線Bの推定N値分布 (今井の式<sup>27)</sup>より換算)

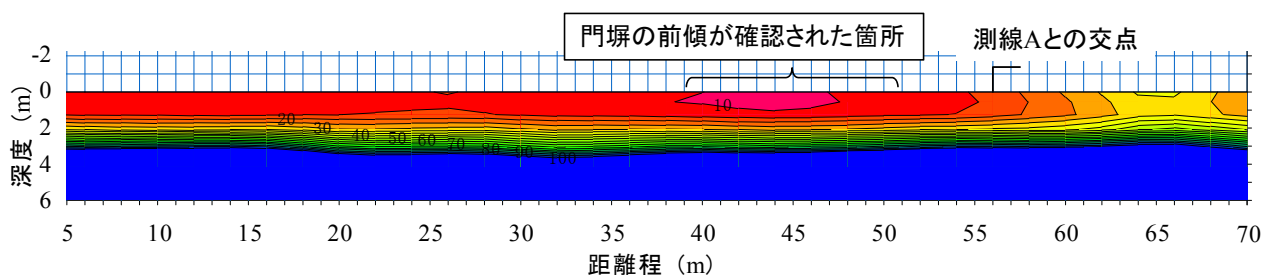


(a) 測線前半 (L= 0~50m)

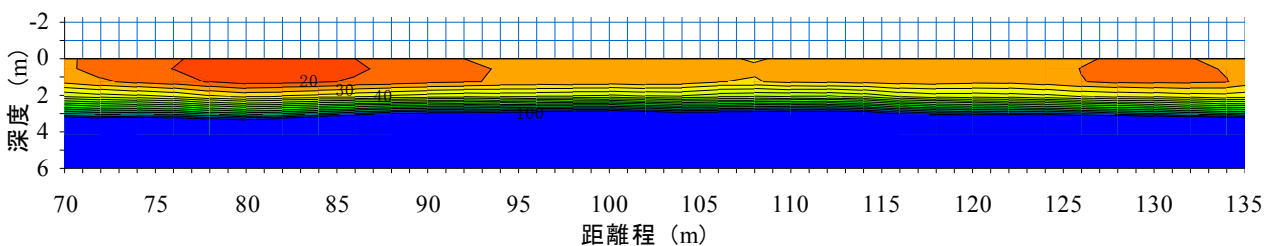


(b) 測線前半 (L=50~94m)

図4-9 測線Aの推定N値(柴田の式<sup>33)</sup>より換算)



(a) 測線前半 (L= 0~70m)



(b) 測線前半 (L=70~135m)

図4-10 測線Bの推定N値(柴田の式<sup>33)</sup>より換算)

つぎに、柴田の式<sup>33)</sup>による推定N値分布を図4-9および図4-10にそれぞれ示す。z=2mを境界としてN値が急激に増加しており、z=3m程度ではN=100を上回っている。このことから、埋め戻された層より深い箇所は固い基礎地盤であると言える。

推定 N 値分布については、柴田の式を用いた場合と今井の式を用いた場合のいずれについても、水道工事による埋め戻し箇所の N 値が低く、埋め戻し箇所より深い地山部分については、深度が大きくなるにつれて N 値が急増する堅固な地盤であることが示されている。これらのことから、表面波探査の結果から、地山の範囲を推定するなどの定性的な評価が可能であるだけでなく、さらに、表面波探査結果より求めた推定 N 値分布を標準貫入試験等で得られた実測の N 値と比較することで定量的に現状地盤を評価も可能であることが示唆された。

#### 4.1.3 室内試験結果および変状メカニズムの推定

地盤特性を把握するために、表面波探査を実施した測線上の 4 箇所から試料を採取して室内試験を実施した。各試料は、図 4-1 に示した地点の地表面から約 1.0 m で採取した。試料は便宜上、「A-1」「A-2」「B-1」「B-2」とそれぞれ呼称する。「A-1」および「A-2」を採取した箇所については路面の舗装が僅かに沈下しており、「B-1」を採取した箇所については門扉の傾斜などの顕著な地盤変状が生じていた。変状の様子については前項を参照されたい。また、「B-2」の採取箇所については、地盤の変状は発生していないが比較のために試料を採取した。表 4-2 は採取した試料の物性値の一覧である。また、図 4-11 に原粒度の粒径加積曲線を示す。埋め戻しに使用された地盤材料は、いずれも細粒分を含む砂質礫もしくは礫質砂であるが、B-2 は他の試料と比較して礫の含有量が若干多いことが分かる。さらに試料の強度特性を把握するために飽和供試体を用いて定圧一面せん断試験を実施した。最適含水比となるように水分調整した 2mm ふり通過試料を、直径 6 cm、高さ 4 cm の円柱状に締固めて、供試体を作製している。また、供試体密度は、道路土工における施工管理基準値として定められている締固め度  $D_c = 80\%$ 、 $D_c = 85\%$ 、 $D_c = 90\%$  の 3 種類である。

表 4-2 採取した試料の物性値一覧

項目	A-1	A-2	B-1	B-2
土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.656	2.627	2.643	2.646
自然含水比 $w_n$ (%)	8.64	9.00	15.67	7.45
最適含水比 $w_{opt}$ (%)	12.1	12.0	13.3	11.6
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.941	1.860	1.845	1.890
均等係数 $U_c$	33	20	200	23
曲率係数 $U_c'$	0.9	1.3	1.8	0.7
分類	細粒分混り礫質砂 (SG-F)	細粒分混り礫質砂 (SG-F)	細粒分質砂質礫 (GFS)	細粒分混り砂質礫 (GS-F)

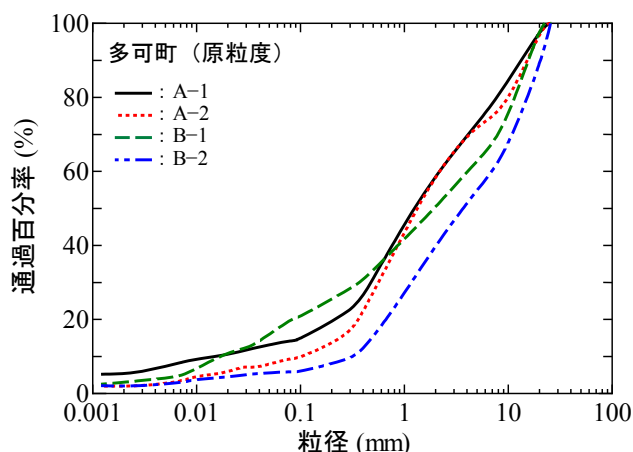


図 4-11 用いた試料の粒径加積曲線

図 4-12, 図 4-13 および図 4-14 に鉛直応力 $\sigma_v$ とせん断応力 $\tau$ の関係である。供試体の密度ごとに結果をまとめており，図中には，内部摩擦角 $\phi$ および粘着力 $c$ の値を示している。なお，用いた試料はいずれも砂であることから $c = 0$ としている。得られた結果より， $D_c = 80\%$ で締固めた試料 B-1 は $\phi = 28.4^\circ$ と各種基準で要求されている値 ( $\phi = 30.0^\circ$ ) を下回っていることが分かる。このことから，締め固めの管理基準値下限付近で締固めを行っていた場合，強度が不足している恐れがある。そのほかの試料あるいは $D_c = 85\%$ 以上の試料 B-1 については，いずれも $\phi$ が大きく基準値を満たしている。

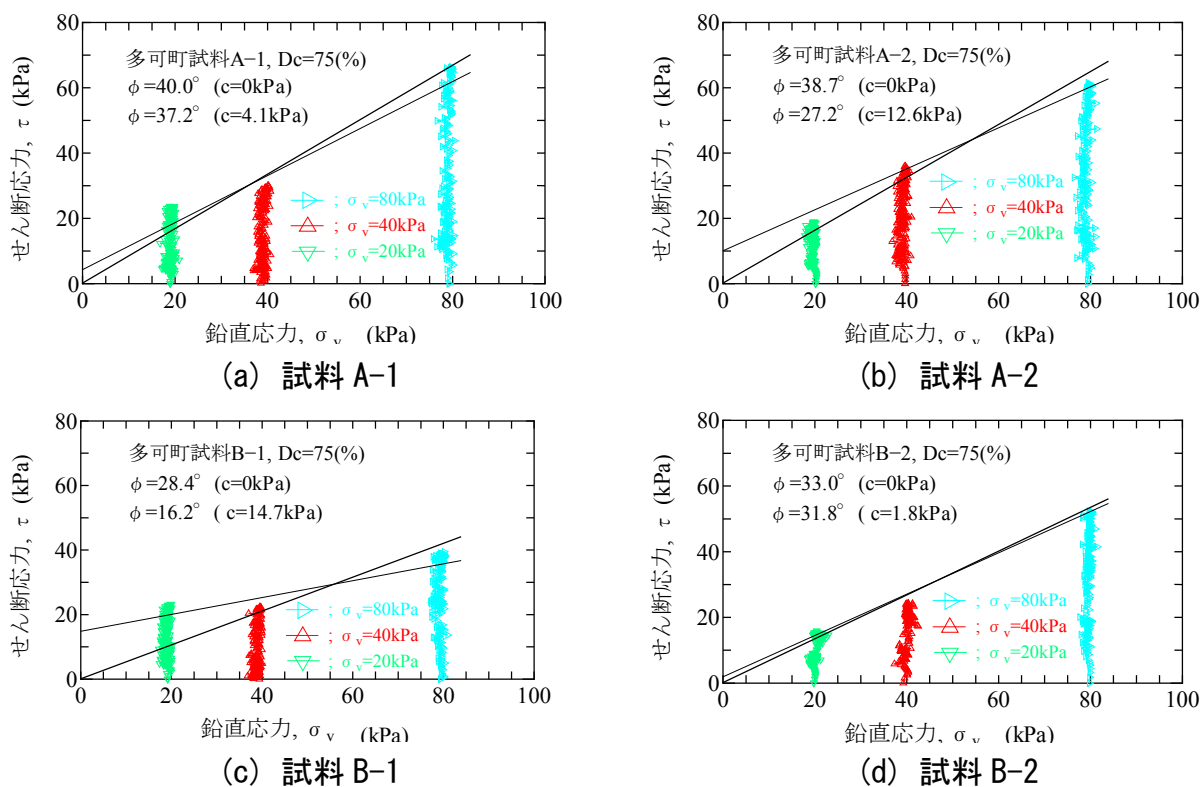
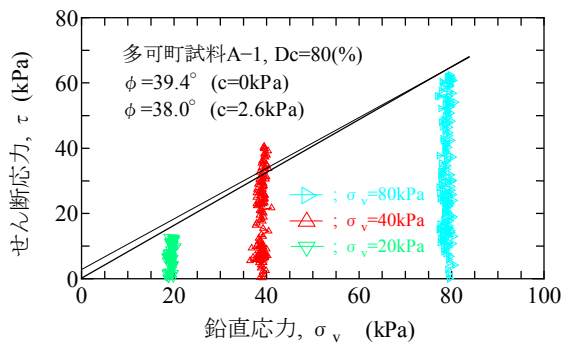
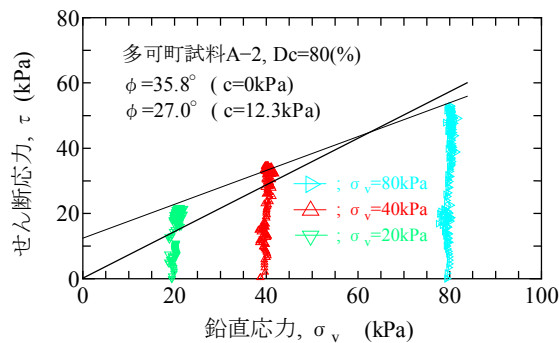


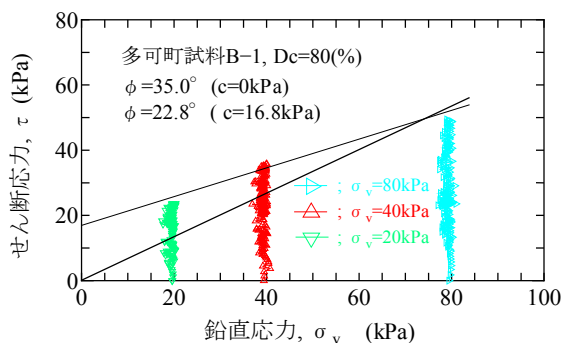
図 4-12 鉛直応力～せん断応力関係 ( $D_c = 80\%$ )



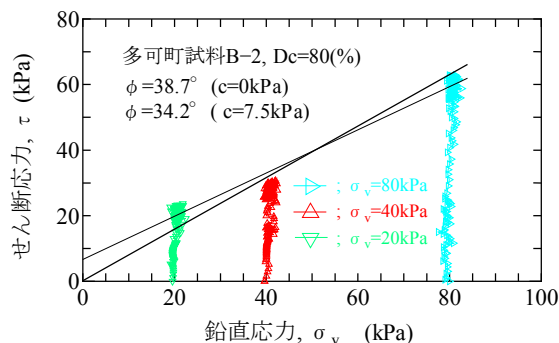
(a) 試料 A-1



(b) 試料 A-2

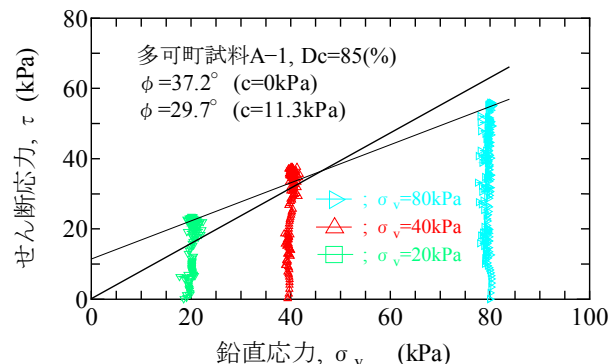


(c) 試料 B-1

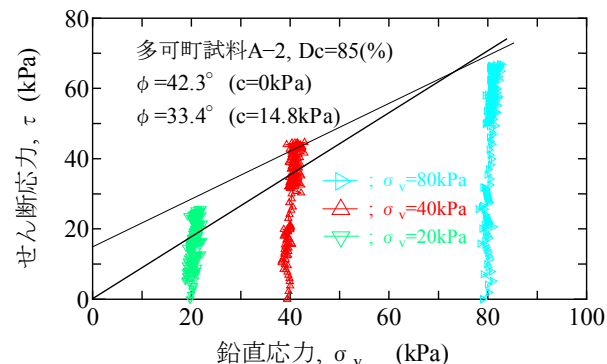


(d) 試料 B-2

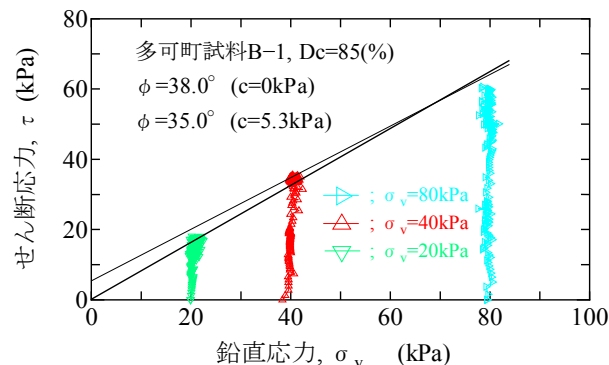
図 4-13 鉛直応力～せん断応力関係 ( $D_c = 85\%$ )



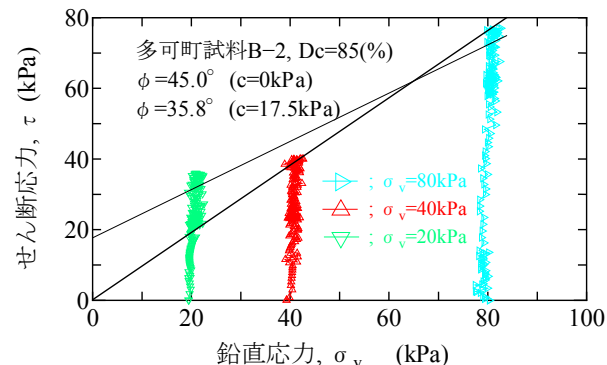
(a) 試料 A-1



(b) 試料 A-2



(c) 試料 B-1



(d) 試料 B-2

図 4-14 鉛直応力～せん断応力関係 ( $D_c = 90\%$ )

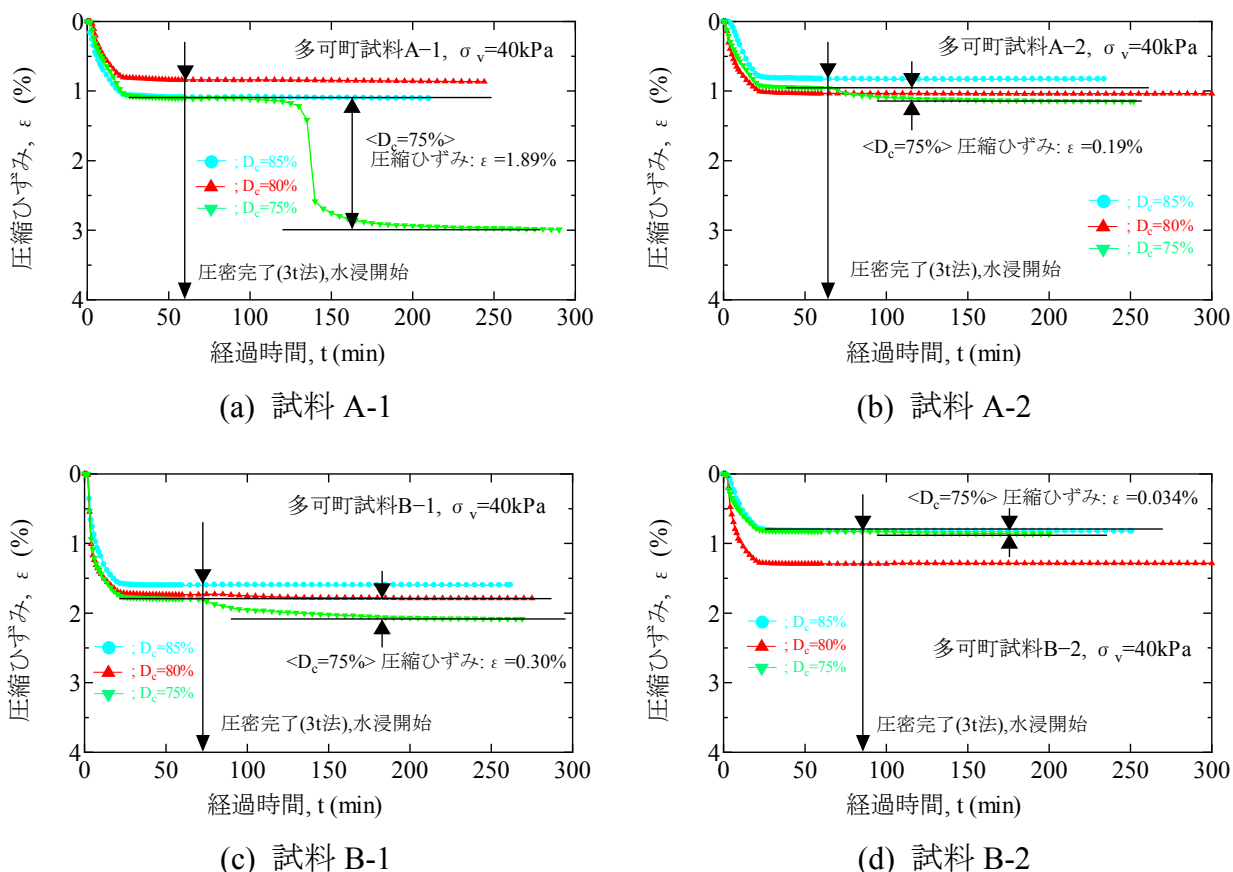


図 4-15 経過時間～圧縮ひずみ関係

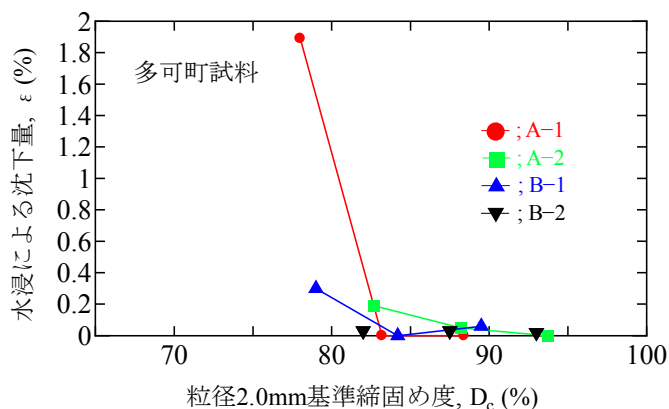


図 4-16 圧縮量～ $D_c$  関係

つぎに、地下水等の流入による影響を想定して、水浸沈下試験を実施した。試料および供試体は前述した定圧一面せん断試験と同様である。最適含水比に調整した不飽和試料を、原位置の土被り圧 ( $z = 2.0 \text{ m}$ ) と同程度の上載圧  $\sigma_v = 40 \text{ kPa}$  で圧密後、沈下量が収束するまで定圧状態で水浸を行った。図 4-15 は各試料の圧密時の経過時間  $t$  と圧縮ひずみ  $\varepsilon$  の関係を示したものである。図中の矢印は給水開始した時点を示している。

得られた結果より、 $D_c = 80\%$ の供試体についてはいずれも圧縮が確認できる。特に、沈下が確認された箇所から採取した A-1 および B-1 については、圧縮ひずみが大きいこと確認できた。

図 4-16 は図 4-15 より得られた結果の  $D_c$  と圧縮ひずみ  $\varepsilon$  の関係を示したものである。 $D_c$  が 80 % を下回ると圧縮量は激増する一方、 $D_c$  の増加に伴い、水浸による圧縮量は小さくなっており、特に  $D_c = 90\%$  以上であれば圧縮量は 0.1 % を下回っており、沈下の回避ができることが示されている。

以上より、表面波探査の結果より弱層の範囲を特定し、試料採取箇所を選定することで、室内試験結果から調査対象箇所における地盤材料の物理特性および強度特性を把握し、変状原因を究明することが可能であった。

## 4.2 施工履歴が不明なブロック積み擁壁の安定性評価

### 4.2.1 調査地概要および調査内容

本節で対象とする調査地は、兵庫県姫路市の住宅盛土である。図 4-17 に示すイメージ図のように、地山に対して盛土が階段状に腹付けされている盛土で、下段盛土擁壁および上段盛土擁壁において変状が確認された。写真 4-5 は擁壁の変状の様子である。2012 年の段階で、天端付近の隅角部では目開きが発生しており（写真②）、擁壁全体が前方へ大きく傾斜している（写真③）。また、上段盛土壁についても擁壁の下部においてはらみ出しを確認した（写真④）。擁壁および盛土の施工履歴は不明であるため、表面波探査を実施することで盛土の一様性や切盛境界などの内部構造の推定を試みた。

図 4-18 は下段盛土の概要図と測線位置を示したものである。表面波探査は下段盛土の天端において実施している。測線 1 および測線 2 は盛土擁壁に対して平行に設置し、

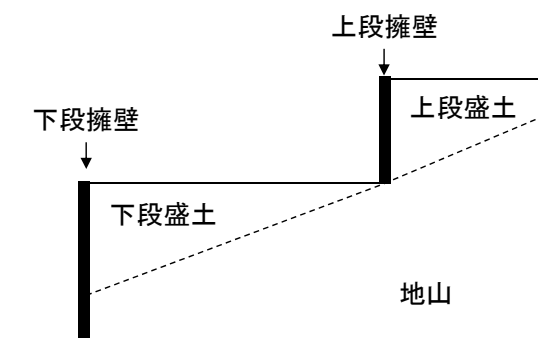


図 4-17 断面のイメージ図



(a) 調査箇所全景 (写真①)



(b) 下段盛土壁 (写真②)



(c) 下段盛土壁 (写真③)



(d) 下段盛土壁 (写真④)

写真 4-5 調査地の様子

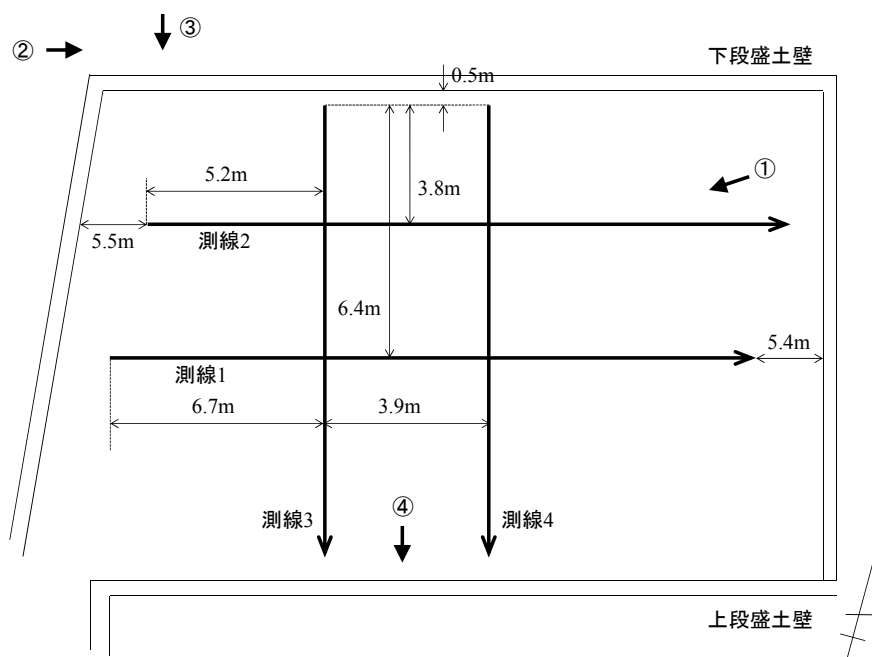


図 4-18 調査地のイメージ図

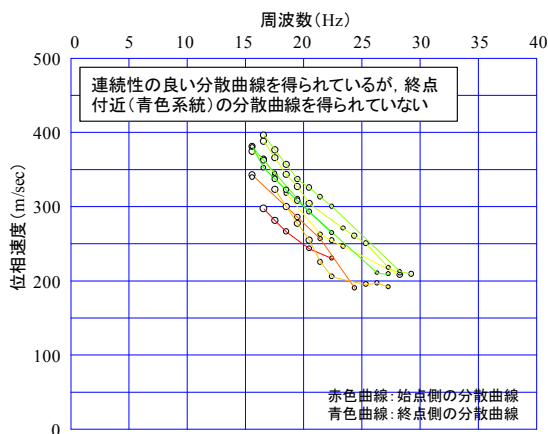
表 4-3 測線概要

測線名	測線長 (m)	受振点間隔 (m)	起振点間隔 (m)
測線1	18.0	0.75	0.75
測線2	18.0	0.75	0.75
測線3	12.0	0.50	0.50
測線4	12.0	0.50	0.50

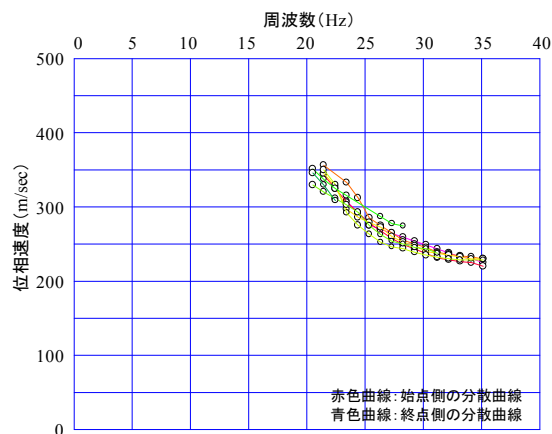
西から東へ向かって起振した。また、測線 3 および測線 4 は盛土擁壁に対して垂直となるよう設置し、北から南へ向かって起振した。測線の概要を表 4-3 にまとめて示す。下段盛土の奥行きが約 13.0 m であったため、南北測線については受振点間隔を 0.5 m とし、東西測線については可能な限り深部の地盤情報を得るために受振点間隔を 0.75 m とした。計測は固定展開で実施した。なお、計測は固定展開で実施している。

#### 4.2.2 原位置調査の結果

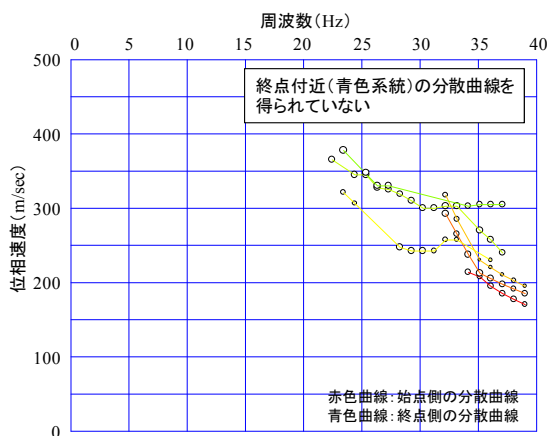
図 4-19(a)～(d)は各測線の分散曲線を示したものである。測線 1 および測線 2 は連続性の良い分散曲線を得られているが、測線 3 および測線 4 は離散的である。また、測定箇所はコンクリートの擁壁に囲まれているため、いずれの測線についても反射波の影響を少なからず受けており精度が低いと予想される。特に、擁壁に対して垂直に設置された測線 3 および測線 4 は、始点側が下段盛土壁に近く、終点側が上段盛土壁



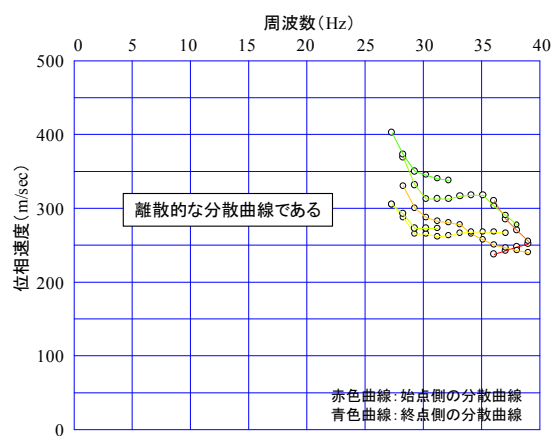
(a) 測線 1



(b) 測線 2

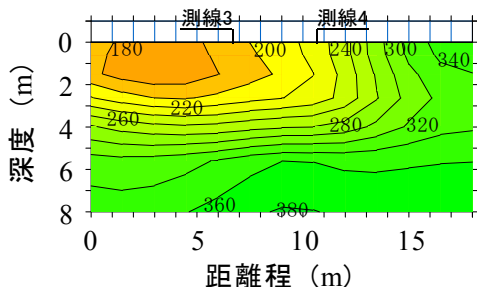


(c) 測線 3

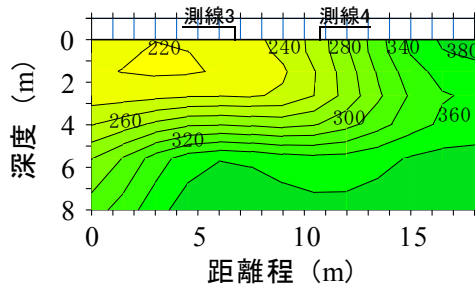


(d) 測線 4

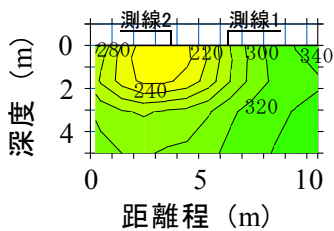
図 4-19 分散曲線



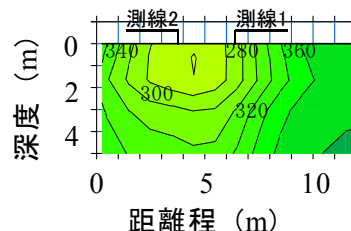
(a) 測線 1 (横断)



(b) 測線 2 (横断)



(c) 測線 3 (縦断)



(d) 測線 4 (縦断)

図 4-20 S波速度分布

に近い分散曲線を得ることができていない。

図 4-20(a)～(d)は各測線における S 波速度分布を示したものである。測線 1 に着目すると、始点側においては距離程 8 m まで  $V_s = 200 \sim 250$  m/s 程度であるのに対し、終点側は  $V_s = 330$  m/s 程度と、始点側の S 波速度が相対的に小さくなっていることが分かる。

ここで、式 3-1 を用いて S 波速度から N 値を推定した。係数は今井らの式<sup>27)</sup> ( $V_s = 97 N^{0.314}$ ) を用いた。各測線の推定 N 値分布を図 4-21(a)～(d)に示す。得られた結果より、測線 1 の結果より、深度 4～5 m 程度で N 値が急激に増加していることから、深度 4～5 m が切盛土境界と推定できる。同様に、測線 2 については深度 4 m 程度が境界と推定できる。

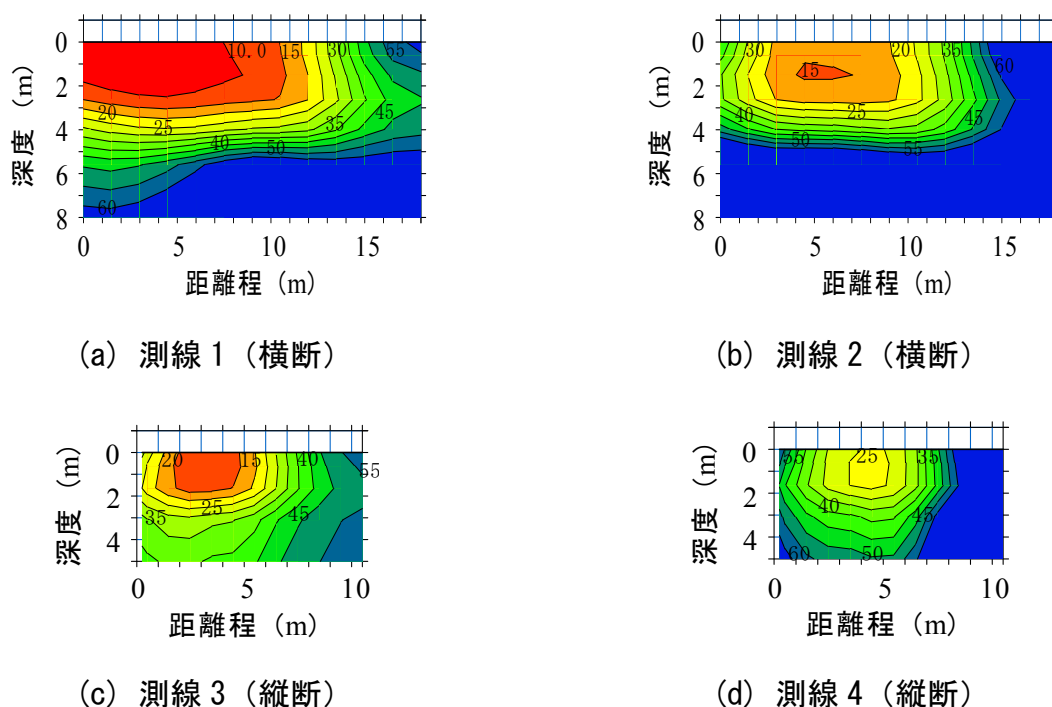


図 4-21 推定 N 値分布

#### 4.2.3 表面波探査結果を活用した安定計算

表面波探査で得た結果より切盛土境界を推定して安定計算を行った。

安定計算に必要な地盤の強度定数を得るために、原位置より採取した試料を用いて排水圧密三軸圧縮試験を行った。図 4-22 および図 4-23 は裏込め土の粒度特性と締固め特性を示したものである。試料は原位置で実施した砂置換法から求めた乾燥密度  $\rho_d$  となるよう静的に締固め、直径 10 cm、高さ 20 cm の再構成供試体を作製した。なお、図 4-23 より得られた最大乾燥密度  $\rho_{dmax}$  から算出した締固め度は  $D_c = 87\%$  であった。得られた試験結果を図 4-24 に示す。得られた強度定数は  $c = 14$  kPa,  $\phi = 31.8^\circ$  であった。

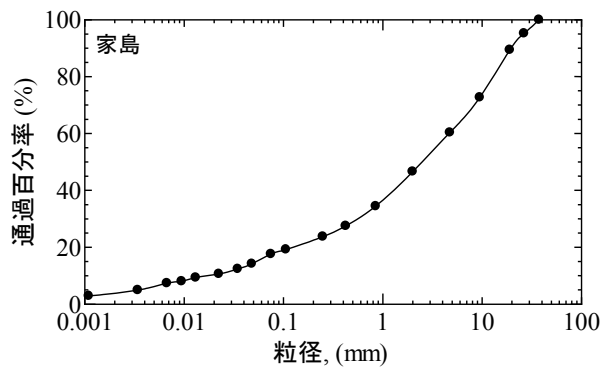


図 4-22 粒径加積曲線

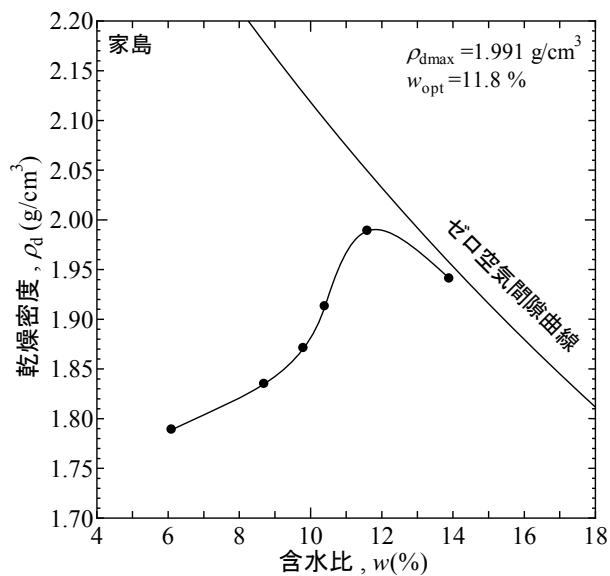


図 4-23 締固め曲線

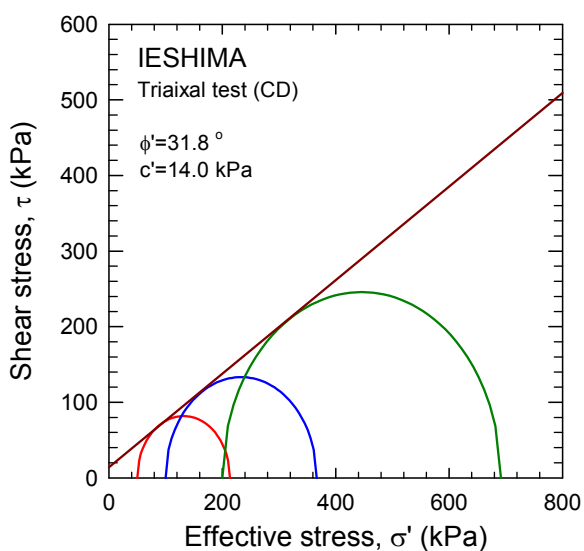


図 4-24 応力～ひずみ関係

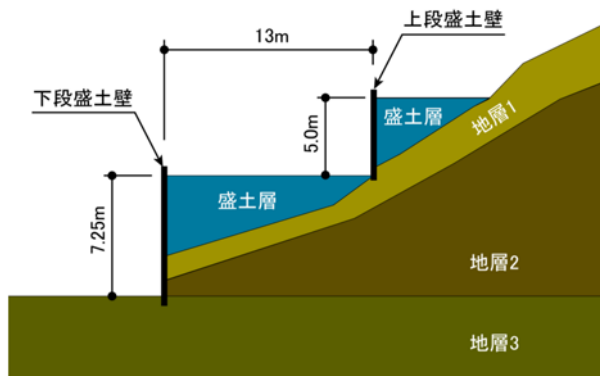


図 4-25 安定解析断面

表 4-4 解析に用いた各地盤の土質定数

	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	弾性係数 $E$ (kPa)	粘着力 $c$ (kPa)	内部摩擦角 $\phi$ (°)	ポアソン比 $\nu$
盛土層	18.7	4000	14.0	32	0.33
地層1	19.0	6000	20.0	35	0.30
地層2	21.0	10000	50.0	42	0.28

表 4-5 常時および地震時の安全率

			最小安全率 $F_{Smin}$	許容安全率 $F_{Sa}$	判定
常時	通常 地下水位	上段盛土壁	1.229	1.2	OK
		下段盛土壁	1.186	1.2	NG
	降雨による 水位上昇	上段盛土壁	1.133	1.2	NG
		下段盛土壁	1.003	1.2	NG
地震時	レベル1 地震動	上段盛土壁	1.069	1.0	OK
		下段盛土壁	0.982	1.0	NG
	レベル2 地震動	上段盛土壁	0.906	1.0	NG
		下段盛土壁	0.833	1.0	NG

図 4-25 は安定解析に用いた標準断面である。下段盛土における盛土層の分布範囲は表面波探査の結果を反映している。各地層の土質定数は表 4-4 に示す値を使用した。現場の 2 段盛土構造に対して、汎用プログラムである SLOPE/W を用いて、極限つりあい法（円弧すべり法）により、上段盛土壁部、下段盛土壁部をそれぞれ別個に計算した。地震時の水平震度係数 ( $K_{h0}$ ) をレベル 1 地震動の場合は  $K_{h0} = 0.1$ 、レベル 2 地震動の場合は  $K_{h0} = 0.24$  を適用した。各ケースの解析条件を表 4-5 にまとめる。

常時および地震時の安定照査結果、現場の盛土全体の安全率は上段盛土部より下段盛土部の方が低いことが分かった。最小安全率としては常時で 1.00~1.23、地震で 0.83~1.07 となった。さらに、降雨により盛土内部の水位が上昇した場合や大きな地震動が作用した場合は、全体的な盛土安全率は常時許容安全率 ( $F_{Sa} = 1.2$ )、地震時許容安全率 ( $F_{Sa} = 1.0$ ) のいずれについても大きく下回る結果となった。

### 4.3 施工中に生じたL型擁壁の変状事例

#### 4.3.1 調査地概要および調査内容

調査地は、兵庫県西宮市にある造成中の宅地盛土である。L型擁壁の背面において盛土を造成する工程で擁壁下の地盤が部分的に沈下し、傾斜が確認された。変状が発生した箇所の地盤は、当初設計において支持力不足であることが確認されたため、擁壁の基礎地盤表面から約3mの深さを良質材量（碎石）により置換している。図4-26は調査地の平面図を示したものである。図中の擁壁6-3は沈下した擁壁である。図中には旧地形図を重ねて示している。

変状が確認された直後に施工箇所を踏査したところ、変状した擁壁背面の裏込め土を一時的に排土したことにより擁壁の変形は進行しておらず、現状では擁壁の転倒等に関する危険性はないと判断された。しかし、変状が生じた地盤は旧地形によると谷地に相当することが確認されたため、局所的に軟弱層が厚く堆積している可能性が予見された。さらに、谷地であったことから地下水が集まりやすい集水地形であることも危惧された。そこで、軟弱層の範囲および深度を確認するために表面波探査を実施した。

写真4-3は変状の様子を撮影したものである。写真4-3(a)より、大きな変状が生じた擁壁6-3の西側にある擁壁②についても沈下が確認されている。さらに写真4-3(b), (c)および(d)から、擁壁6-3が沈下したことで前傾しており、この変状によって両隣の擁壁②と擁壁④の間に目開きが生じていることが確認できた。



図4-26 調査地の平面図



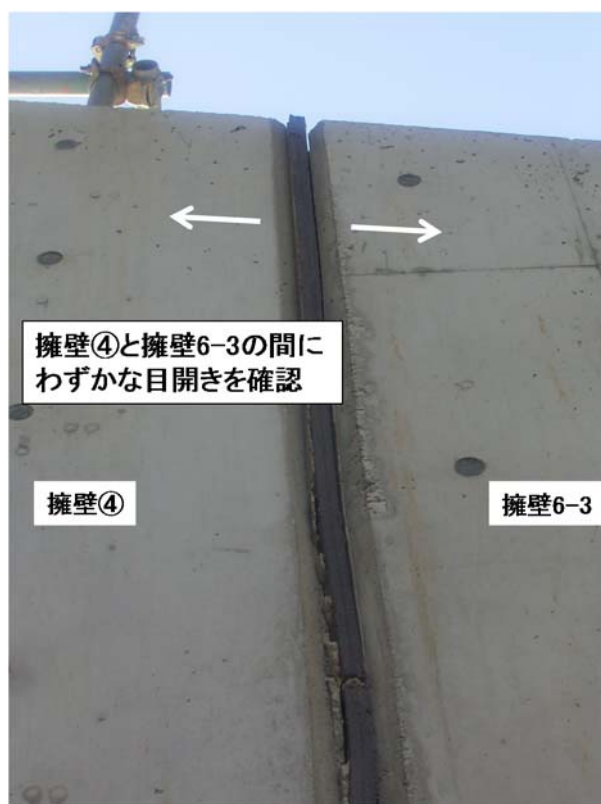
(a) 撮影箇所①



(b) 撮影箇所②



(c) 撮影箇所③



(d) 撮影箇所④

写真 4-3 当該地における変状の様子

表 4-6 測線の概要

測線名	測線長(m)	受振点間隔(m)	起振点間隔(m)
測線 1	36.0	0.5 / 1.0	0.5 / 1.0
測線 2	24.0	0.5 / 1.0	0.5 / 1.0
測線 3	24.0	0.5 / 1.0	0.5 / 1.0

表面波探査は図 4-26 中の赤色実線で示すように、変状した箇所を含むよう 3 測線において実施した。受振点間隔は、表層付近の詳細な S 波速度分布を把握するために 0.5 m 間隔で設置して計測を行った後、深い箇所まで S 波速度を把握するために 1.0 m と間隔を大きくして計測した。各測線の概要を表 4-6 にまとめて示す。いずれの測線についても移動式固定展開で計測している。

#### 4.3.2 原位置試験結果および変状メカニズムの推定

図 4-27, 図 4-28, 図 4-29 は、各測線で得られた分散曲線である。いずれの分散曲線も連続性が良く、精度の高い分散曲線を得られている。また、(a)の受振器を 0.5 m 間隔に設置した場合に着目すると、40 Hz 付近の高周波数領域では位相速度を得られているが、15 Hz 付近の低周波数領域においては位相速度を得られていない。これに対して、(b)の受振器を 1.0 m 間隔で設置した場合では、低周波数領域において位相速度を得られているものの、例えば測線中間点付近（黄色曲線）においては高周波数の位相速度を得られておらず精度が低い。このことから、表層付近の S 波速度構造を正確に把握するには、受振点間隔を 0.5 m と狭い間隔で設置した測線の結果を、深い箇所の S 波速度構造を把握するには受振点間隔が 1.0 m の結果を参照するべきである。

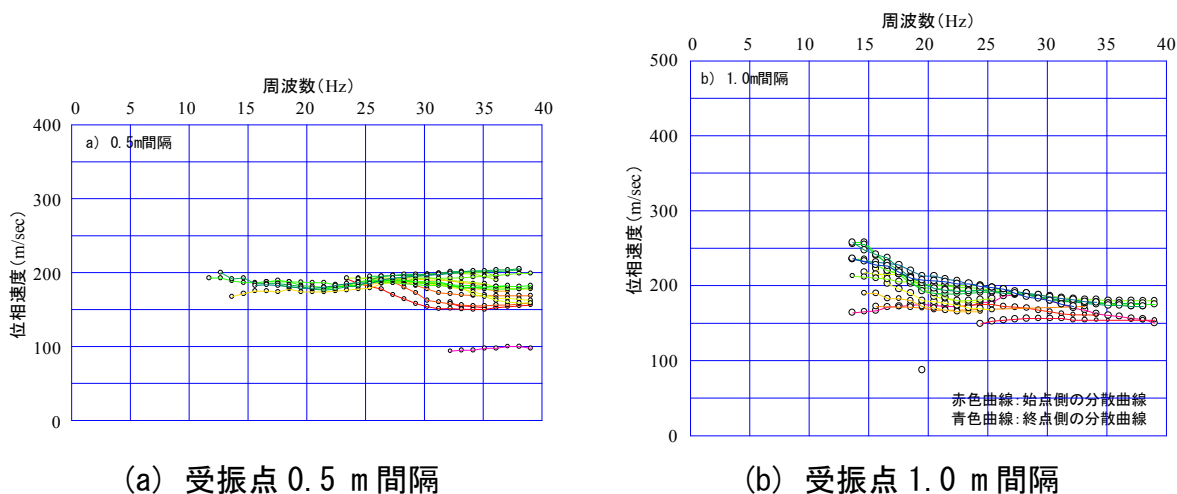
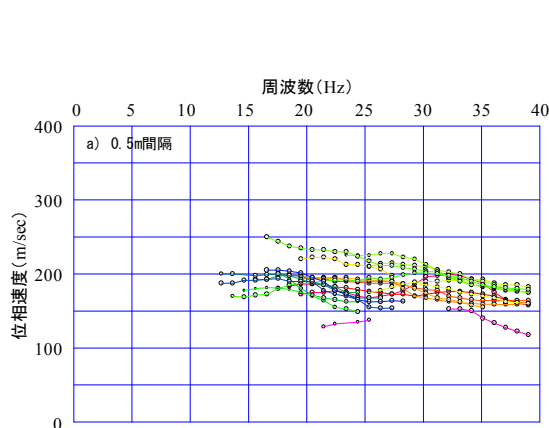
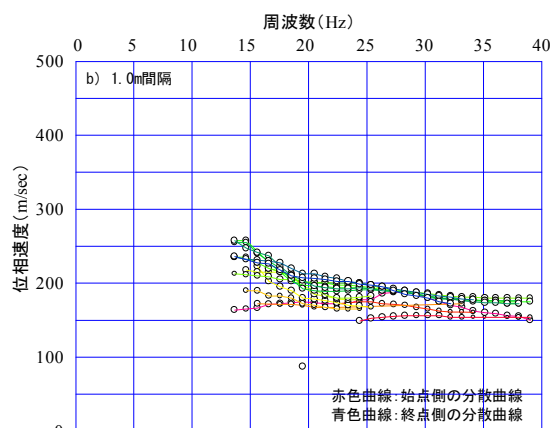


図 4-27 分散曲線（測線 1）

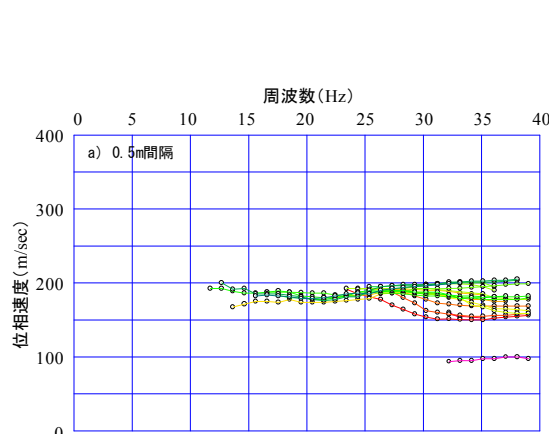


(a) 受振点 0.5 m 間隔

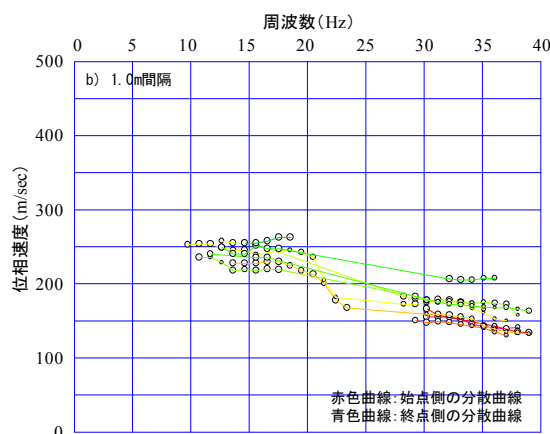


(b) 受振点 1.0 m 間隔

図 4-28 分散曲線 (測線 2)



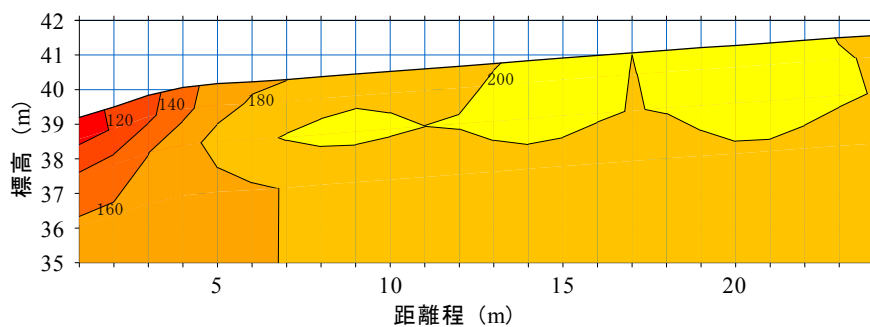
(a) 受振点 0.5 m 間隔



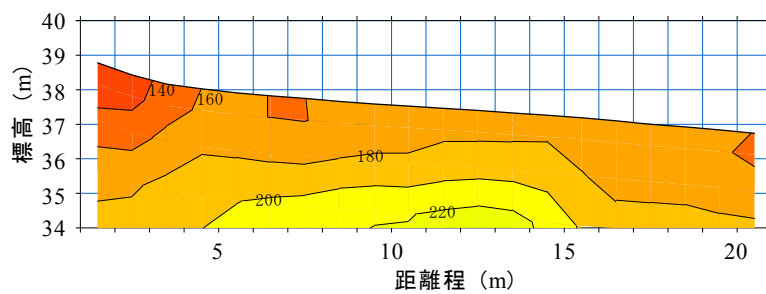
(b) 受振点 1.0 m 間隔

図 4-29 分散曲線 (測線 3)

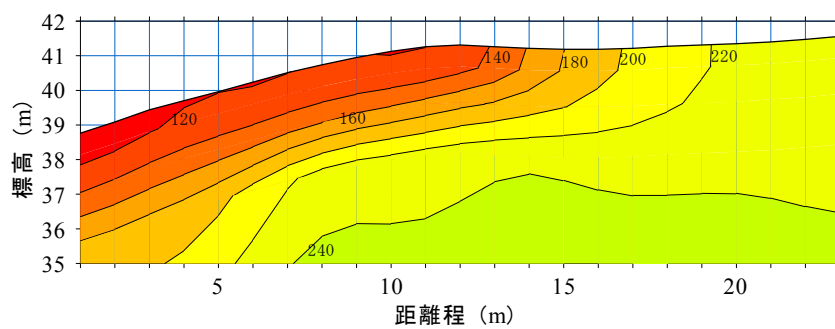
つぎに、図 4-30 は受振点間隔を 0.5 m とした時に得られた各測線の S 波速度分布であり、図 4-31 は受振点間隔を 1.0 m とした時に得られた各測線の S 波速度分布である。図 4-31 中には変状が確認された擁壁 6-3 および置換した碎石層の位置も併せて示している。得られた結果を比較すると、得られた S 波速度に大きな差は見られない。しかし、表層付近に着目すると、0.5 m 間隔の結果 (図 4-30) の方が 1.0 m 間隔の結果 (図 4-31) より速度層が細かく分かれており、詳細な S 波速度の分布状況を把握できていることが確認できる。S 波速度に着目すると、いずれの測線についても始点付近の表層で  $V_s = 140\text{m/s}$  以下と小さい値を示しており、緩い状態であることが分かる。ここで、図 4-26 の地形図に着目すると、北東に向かって標高が低くなっていることから、緩い層が旧地形における谷地形に向かって分布していることが分かった。



(a) 測線 1

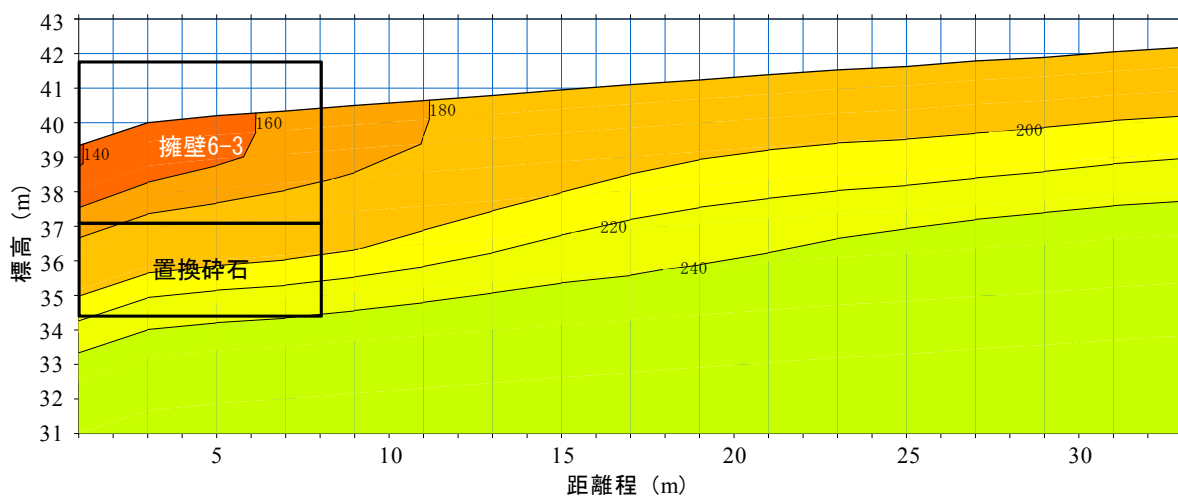


(b) 測線 2

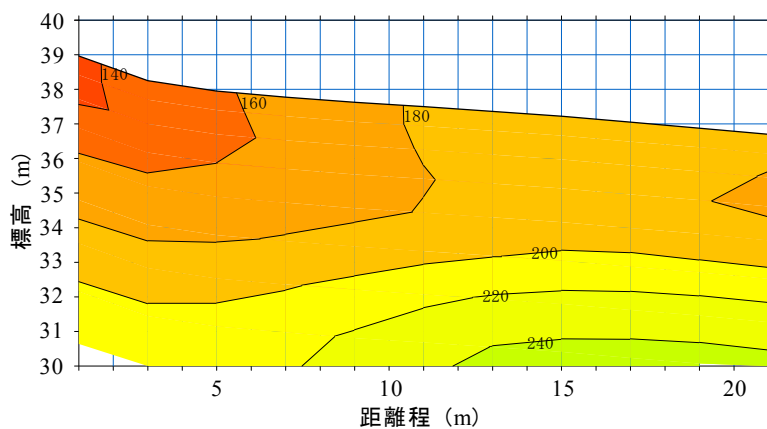


(c) 測線 3

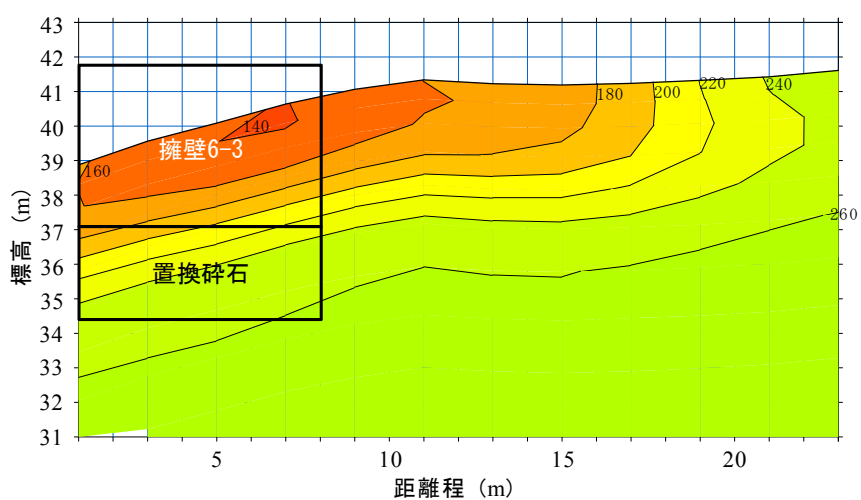
図 4-30 S 波速度分布 (受振点間隔 0.5m)



(a) 測線 1



(b) 測線 2



(c) 測線 3

図 4-31 S 波速度分布 (受振点間隔 1.0m)

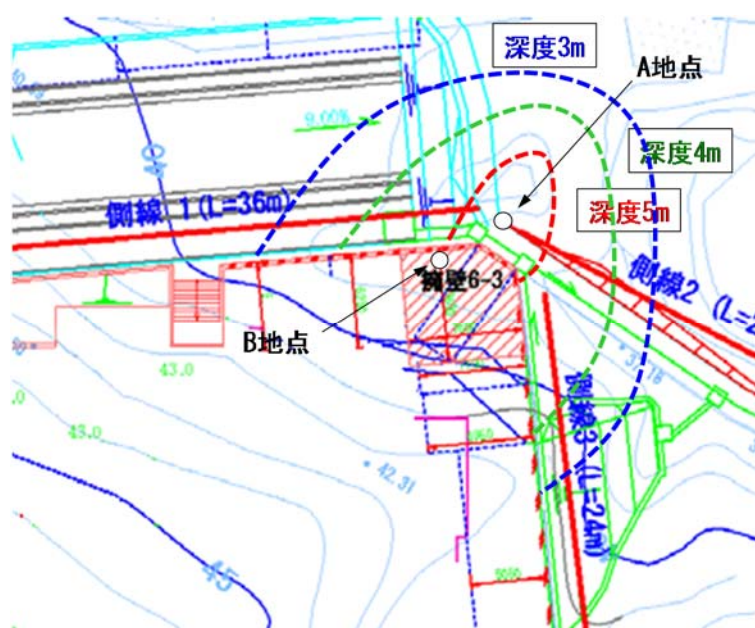


図 4-32 S 波速度分布 (受振点間隔 1.0m)

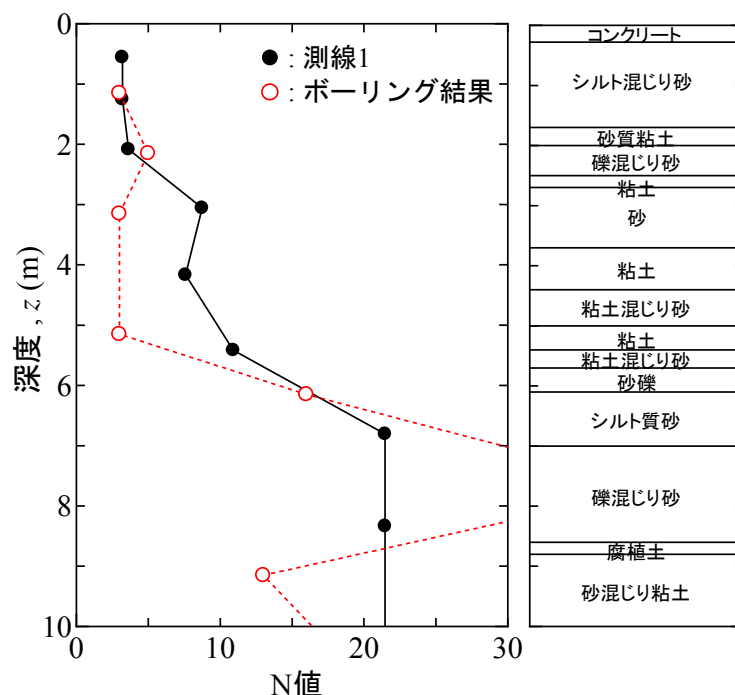


図 4-33 実測 N 値と推定 N 値の比較 (A 地点)

この結果を勘案して基礎地盤の地層分布を推定した。図 4-32 は  $V_s = 180 \text{ m/s}$  の推定分布図を示したものである。  $V_s = 180 \text{ m/s}$  は今井の式を用いて N 値に換算すると、砂質土の場合  $N = 8 \sim 9$  程度となる。この結果から、擁壁 6-3 の北側に深さ 3~5 m の範囲において、軟弱層と思われる地層が局所的に分布していることが分かる。図 4-32 に示した推定分布の妥当性を検証するため、図 4-32 中に示す A 地点および B 地点において標準貫入試験を、さらに軟弱層の堆積が推定される A 地点でボーリングによるオールコアサンプリングを行った。

図 4-33 は A 地点における深度方向の実測 N 値と図 4-31 より得た結果から推定した N 値を比較したものである。なお、N 値の換算には今井の式を用いた。図中にはボーリングで明らかとなった土質区分も示している。図 4-33 の結果より、深度 5 m までは粘土層と砂層の互層構造を呈しており、N 値が 3~5 程度の軟弱層である。この結果は、表面波探査より推定した軟弱層分布の結果と整合している。

表面波探査の結果から、効率的な原位置試験を計画することで迅速な原因究明と対策を目的とした。本調査の対象とした擁壁は、基礎地盤に局所的な軟弱層が堆積しており、これらのせん断変形が傾斜の原因であることが分かった。このことから、対策工として L 型擁壁の下部から軟弱層範囲への薬液注入工を提案し、早急に傾斜を正常な状態に戻した。

## 第5章 埋設物の分布範囲推定に関する事例研究

宅地盛土内に廃棄物の不法投棄が明らかとなった場合、盛土の地権者や関係者への聞き取り調査や、ボーリング調査等を実施することで廃棄物の地中分布状況を把握する必要がある。しかし、宅地化されている盛土の多くは大規模であり、ボーリング調査等から連続的な地盤情報を得るには多大な調査費用と時間を必要とする。さらに、本件のように廃棄物が盛土内に埋設されている場合、十分に転圧されているとは考えにくく、周囲の地山と比較して緩い状態にあり、S波速度に差が生じる可能性がある。そこで、表面波探査を実施することで埋設物の分布範囲の把握を試みた。

### 5.1 調査地概要および調査内容

調査地は、大阪府和泉市で宅地として宅地造成された用地である。図5-1に調査地の平面図を示す。造成工事期間中に、図中に赤色実線で示した範囲において、コンクリート殻、アスファルト殻、プラスチック片、ビニール類、木片、発泡スチロールおよび紙類の燃え殻などの廃棄物の露出が確認された。本事例は宅地の造成期間中に発覚したことから、迅速な埋設範囲の特定が求められた。そこで一次スクリーニングとして表面波探査を実施し、得られた情報をもとに各種サウンディング試験の実施位置を決定した。

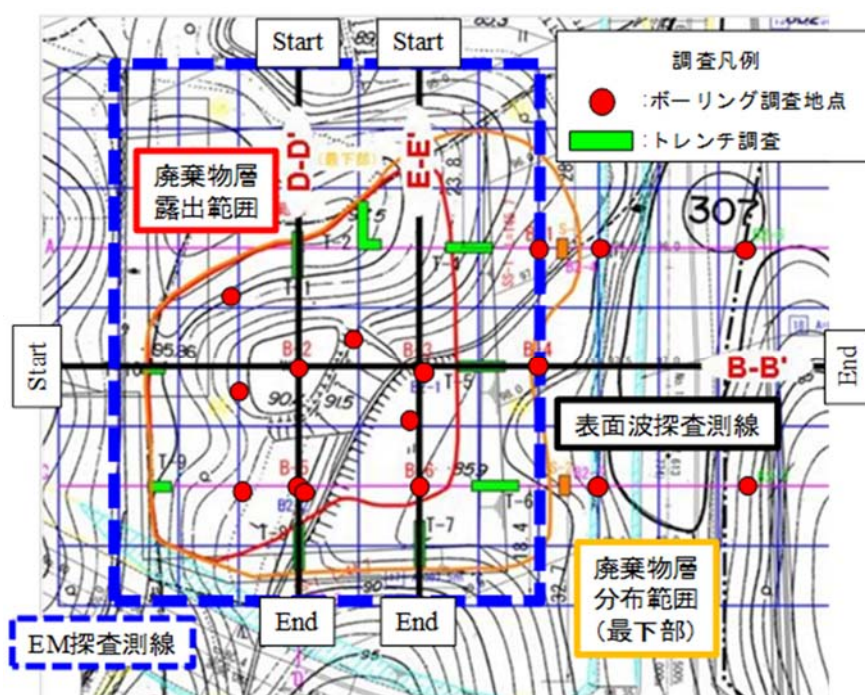


図5-1 調査地の平面図

表 5-1 表面波探査測線の概要

測線名	測線延長(m)	受振点間隔(m)	起振点間隔(m)
B-B測線	144.0	2.0	2.0
D-D測線	96.0	2.0	2.0
E-E測線	96.0	2.0	2.0

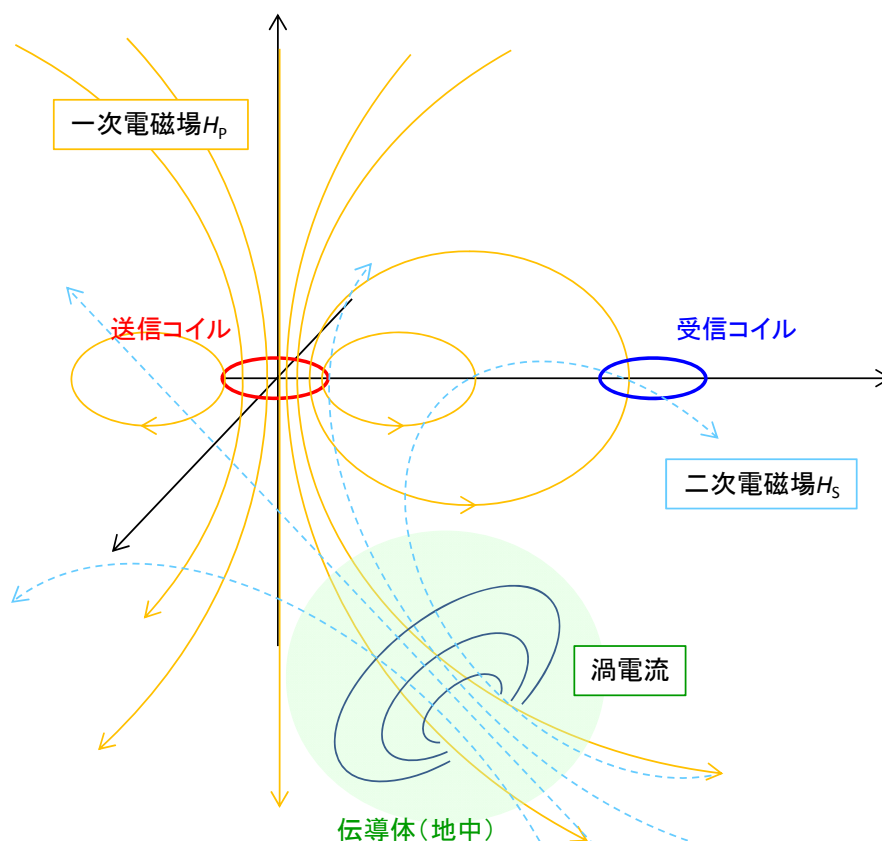


図 5-2 電磁誘導の概念図

表面波探査は廃棄物層が露出している範囲を横断および縦断するように、図 5-1 の黒色太線で示す 3 測線を実施した。表 5-1 は各測線の概要をまとめて示したものである。受振点および起振点の間隔はいずれも 2.0 m とし、移動式固定展開で測定を行った。

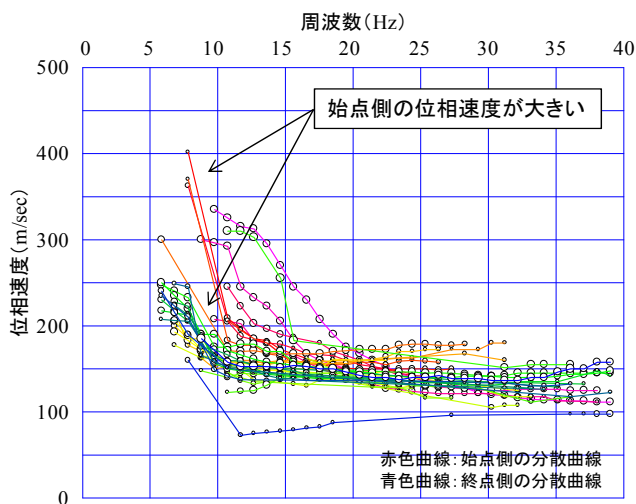
さらに原位置試験として、表面波探査の他に電磁探査を実施している。電磁探査は地層を構成する物質の比抵抗を計測することで地下の構造や状態、地下資源の存在等を調査する物理探査法の一つである<sup>19)</sup>。電磁探査には、磁場のみを測定する Electro-Magnetic 法 (EM 法) と電場および磁場を測定する Magnetic-Telluric 法 (MT 法) があるが、今回は EM 法を実施している。電磁探査は、送信コイル等で交流電流のような時間変動する電磁場を発生させて、受信コイル等でそれによる電磁応答を磁場の変化として測定するものである。図 5-2 は電磁誘導の概念を示したものである。送信コイ

ルから一次電磁場  $H_P$  を発生させたとき、これらが地中の伝導体を横切るときに、その磁束変化を妨げるように渦電流が流れる。地中に生じた渦電流は、それ自身が磁場を発生させて二次電磁場  $H_S$  を形成する。すなわち、受信点において送信コイルからの一次電磁場と誘起された二次電磁場からなる合成磁場が観測される。誘導電磁場の大きさは地中の比抵抗分布に依存していることから一次電磁場と二次電磁場の比 ( $= H_S/H_P$ ) を測定することにより、地中の見掛け導電率を求めることができる。ここで、見掛け導電率とは、地表から一次電磁場が影響を及ぼす深度までの平均導電率のことである。電磁波は周波数の違いによって透過深度が異なるため、深度方向の導電率分布を把握することが可能である。導電率とは電流の流れやすさを示す指標であり、電流の流れている媒質が電氣的に等方均一であれば比抵抗の逆数に一致するため、EM 探査により見掛けの比抵抗を得ることができる。さらに、周波数を変化させることによって探査深度をコントロールできるため、所要人員が少なく迅速に調査できるのが特徴である。EM 探査は図 5-1 中の青色破線で示された範囲で実施している。

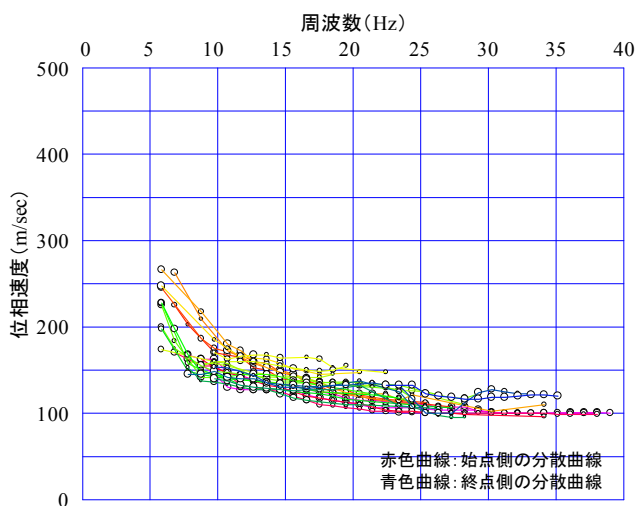
## 5.2 原位置調査の結果および埋設範囲の推定

図 5-3(a) および (b), (c) は各測線で得られた分散曲線である。図 5-3(a) の周波数 5 ~ 15 Hz における位相速度に着目すると、始点付近 (赤色系統の分散曲線) は 350 ~ 400 m/s 程度であるのに対して、終点付近 (青色系統の分散曲線) は 200 ~ 250 m/s 程度であり、始点付近の位相速度が大きい。このことから、深部における S 波速度は、終点側が大きいと判断できる。つぎに測線 D-D' の各分散曲線の形状に着目すると、いずれの測点においても周波数と位相速度の関係が同様であることから、成層地盤であると考えられる。さらに、測線 E-E' についても測線 D-D' と同様、各測点でおおよそ等しい形状の分散曲線を得られているが、10Hz 以下の低周波数領域において、赤色系統の位相速度が青色系統の位相速度より大きな値を示している。このことから、表層付近は成層構造であるが深部においては始点付近の S 波速度がやや大きくなっていることが読み取れる。

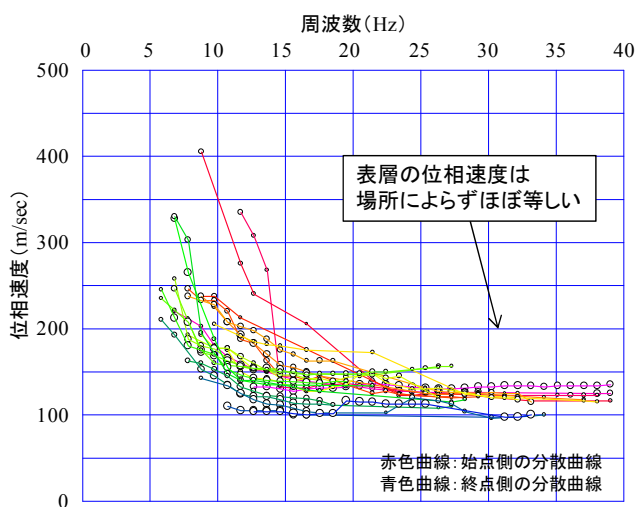
図 5-4(a) および (b), (c) に各測線で得られた S 波速度分布を、図 5-5(a) および (b), (c) に物理探査の終了後に実施したボーリング調査およびトレンチ調査の結果から推定された地質断面図をそれぞれ示す。図 5-4 中には、図 5-5 で得られた推定地質分布の層境界を破線で重ねて示している。各層の層相について、図 5-5 中の表にまとめて示す。LF1 層および LF2 層が廃棄物層であり、LF1 層は木片等の燃え殻を主体としており、LF2 層はコンクリート殻・アスファルト殻が主体であった。



(a) 測線 B-B'



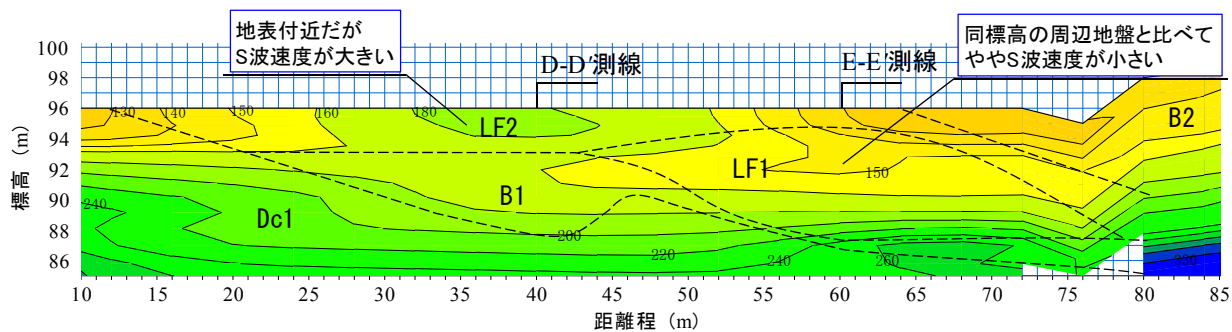
(b) 測線 D-D'



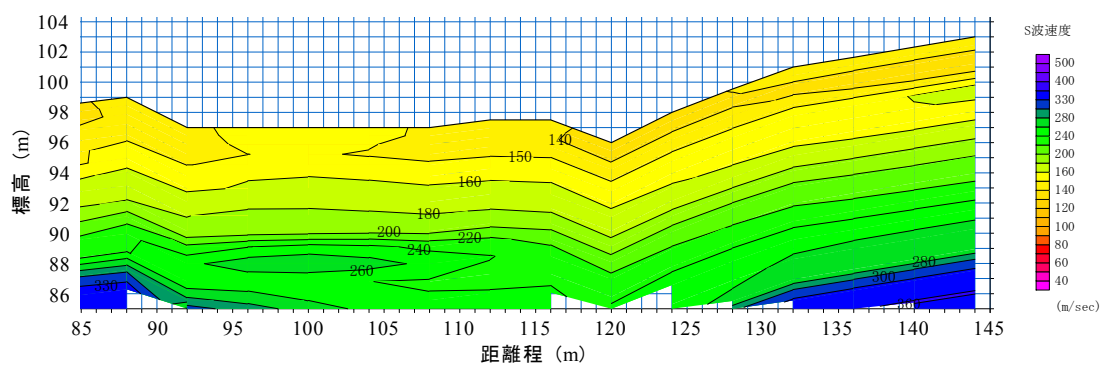
(c) 測線 E-E'

図5-3 分散曲線

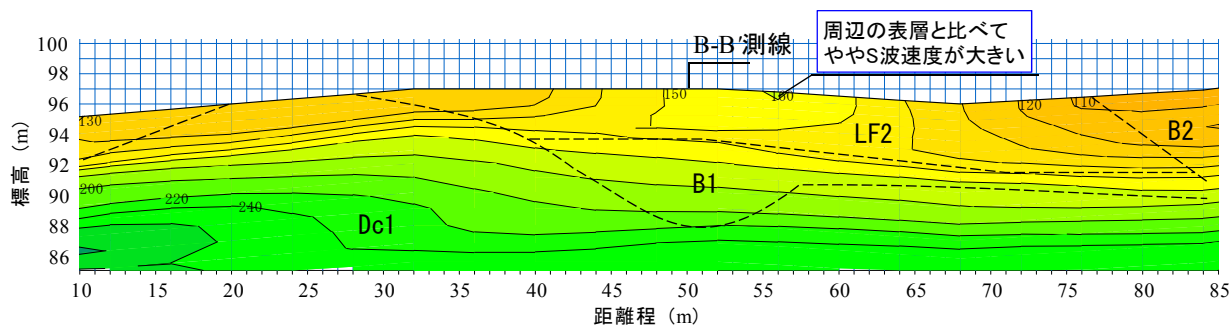
(測線前半)



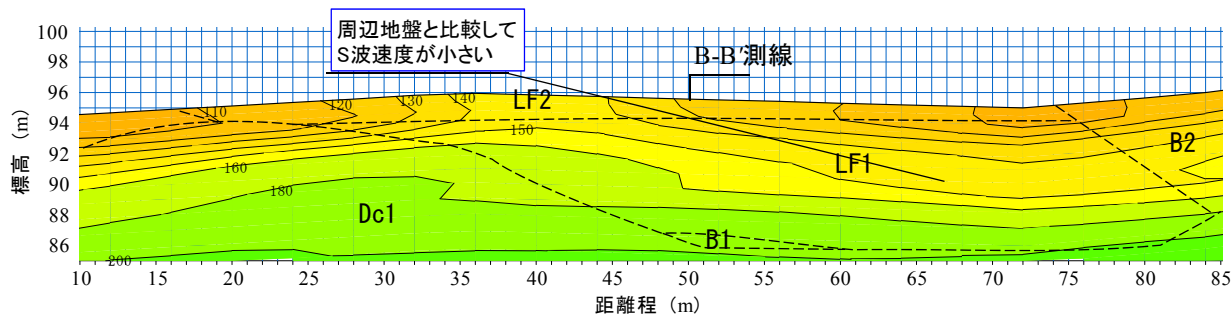
(測線後半)



(a) 測線 B-B'



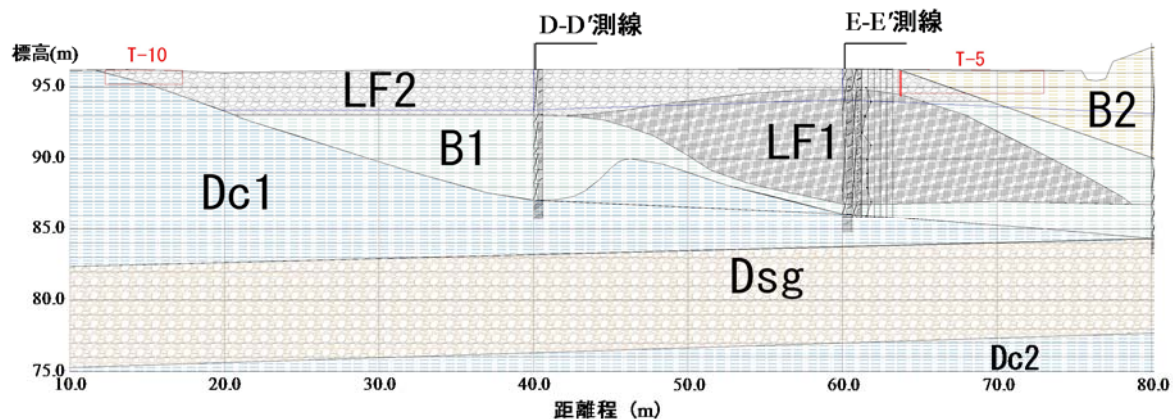
(b) 測線 D-D'



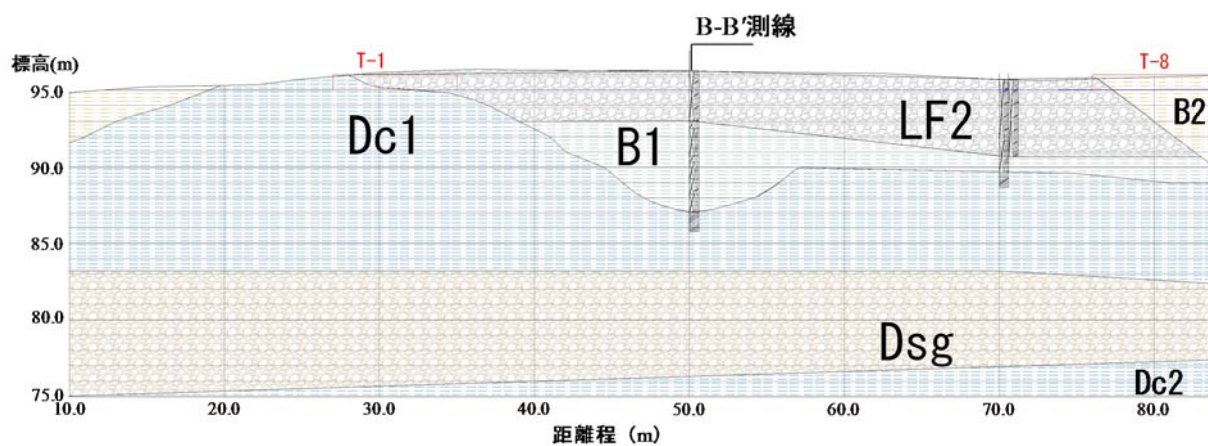
(c) 測線 E-E'

図 5-4 S 波速度分布

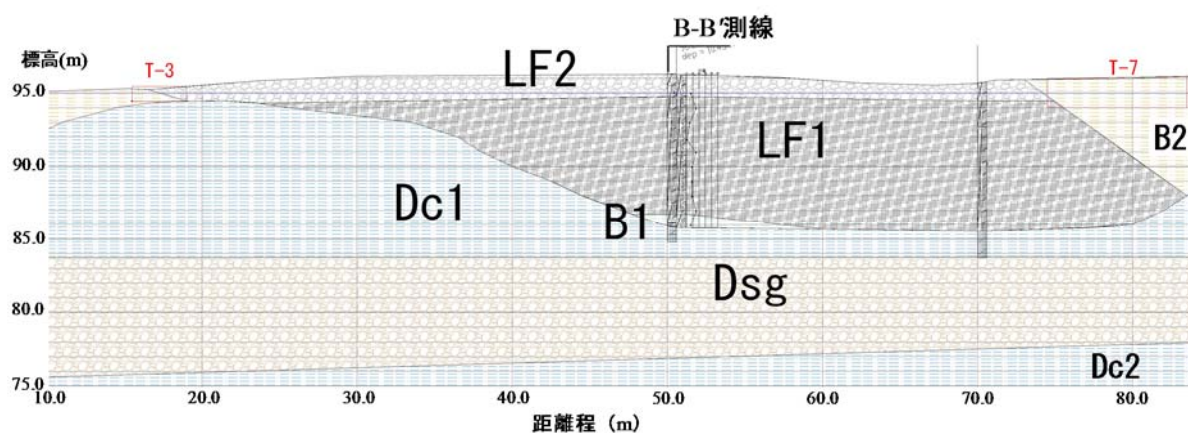
土層・埋設物層区分	記号	層相
盛土1	B1	粘性土主体
盛土2	B2	粘性土主体
埋設物	埋設物1	LF1 燃え殻主体
	埋設物2	LF2 コンクリート殻等建設系廃棄物
自然地盤	更新統シルト	Dc1, Dc2 シルト
	更新統砂礫	Dsg 砂礫



(a) 測線 B-B'



(b) 測線 D-D'



(c) 測線 E-E'

図 5-5 推定地質断面図

図 5-6 は、測線 B-B' と測線 E-E' の交点において実施した標準貫入試験の結果を示したものである。深度方向の N 値分布とボーリング調査によって明らかとなった地層分布を併記している。この結果より、LF1 層が分布する深度 5m (標高 91m) 付近で N 値は低下する傾向にあることが確認できる。一方、LF2 層に着目すると、深度 2 m 程度 (標高 94m) において  $N = 15$  とやや大きな値を示している。これらの結果から、LF1 層は締め固まりにくい燃え殻が主体となっているため、盛土等の一般的な地盤材料で造成された地盤と比較して N 値が小さく緩い状態となっているが、これに対して、LF2 層はコンクリート殻やアスファルト殻を主としていたため、LF1 層とは異なり土材料より締め固まりやすく、周辺地盤より大きな N 値を示したと考えられる。図 5-6 中には、表面波探査より得た深度方向の S 波速度分布も併せて示している。この結果より、LF2 層が分布している表層付近は  $V_s = 200$  m/s 程度であるのに対し、LF1 層が分布している深度 2.5~7.5 m 程度では  $V_s = 150$  m/s 程度と、LF1 層の方が小さな値を示している。この結果は、ボーリングによって得られた結果と一致している。

ここで、LF1 層が分布していると推測される範囲に焦点を当てる。図 5-4 で得られた測線 B-B' の標高 93 m 程度における S 波速度の分布に着目すると、距離程 55~65m 付近は  $V_s = 150$  m/s 以下と周辺の地盤より小さな値を示している。同様に測線 E-E' についても、標高 90m 程度の S 波速度が、距離程 60~80 m 付近で  $V_s = 150$  m/s 前後であり、同じ標高の周辺箇所と比較すると低い。これらの結果から、LF1 層は通常の盛土層と比較して S 波速度が小さいと推測できる。さらに、LF2 層が分布していると推測される範

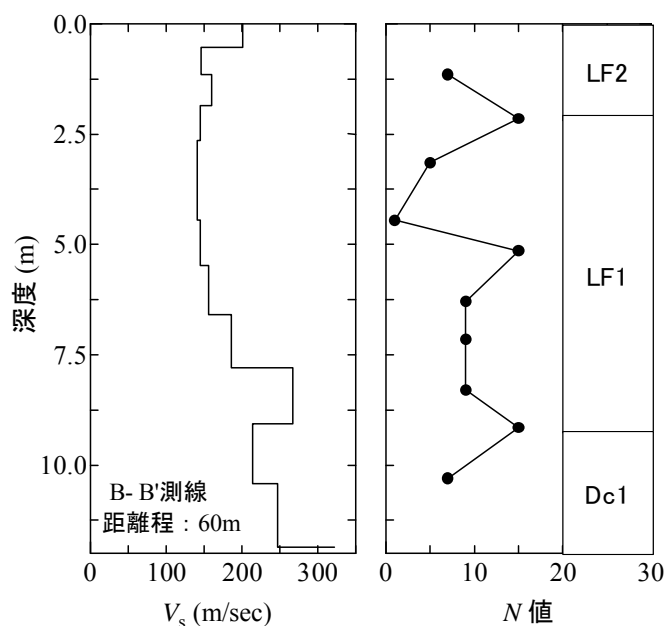


図 5-6 深度方向の  $V_s$  および N 値分布 (測線 B-B' と測線 E-E' の交点)

囲に焦点を当てると、測線 B-B' の距離程 32~48 m 付近は  $V_s=180\text{m/s}$  以上と周辺の表層に比べて大きな値である。さらに、測線 D-D' の表層付近についても距離程 50~60 m 付近においては  $V_s=160\text{ m/s}$  程度と、表層付近であるにもかかわらずやや大きい S 波速度が確認できる。

よって、LF1 層は締め固まりにくい燃え殻が主体となっているため、盛土等の一般的な地盤材料で造成された地盤と比較して緩い状態となっていたが、それらの密度差を表面波探査の結果より S 波速度の差として捉えることができている。これに対して、LF2 層はコンクリート殻やアスファルト殻を主としていたため、LF1 層とは異なり土材料より締め固まりやすく、周辺地盤より大きな S 波速度が計測された。すなわち、速度の差に着目することで投棄物の埋設範囲をおおまかに推測することは可能である。ただし、図 5-6 の標準貫入試験の結果から伺えるように、同一の LF1 層および LF2 層であっても N 値がばらついていることから、廃棄物の埋設状況によって締め固めの状態が異なっている可能性があると考えられる。例えば、図 5-4 で得られた測線 E-E' の表層付近の S 波速度に着目すると、トレンチ調査の結果からは表層付近に LF2 層が分布しているにもかかわらず、 $V_s = 100\sim 140\text{ m/s}$  程度であり、測線 B-B' で確認されたような大きな値は示していない。よって、表面波探査の結果のみから各廃棄物層の埋設範囲を一概に判断することは難しいと言える。しかし、おおまかに捉えた分布範囲をもとにサウンディング等の調査位置を決定することで、迅速かつ効率的に埋設範囲を特定することができる。

図 5-7 は、EM 探査により得られた各周波数における見かけの比抵抗値の分布図を示したものである。周波数が高いほど浅層部分の地盤状況を示しており、周波数が低いほど表層から深層部分までの平均的な地盤状況を示している。なお、図中において濃色で示されている範囲は、導電性物質が多量であるため比抵抗値は小さく、淡色で示されている範囲は、導電性物質が少量であり比抵抗値が大きい。さらに、表面波探査結果から得た S 波速度の低速度領域も図中に黒色点線で示している。

得られた結果から、比抵抗値が小さい範囲と S 波速度が小さく緩い状態であると考えられる範囲はおおむね一致しており、調査対象地の埋設廃棄物の分布状況を概略的に把握できたと言える。また、距離程 0~35 m 付近においても比抵抗値が小さいことが分かる。このことから、当該箇所では含水比が高い状態にあり、それによって地盤が緩く堆積している可能性がある。

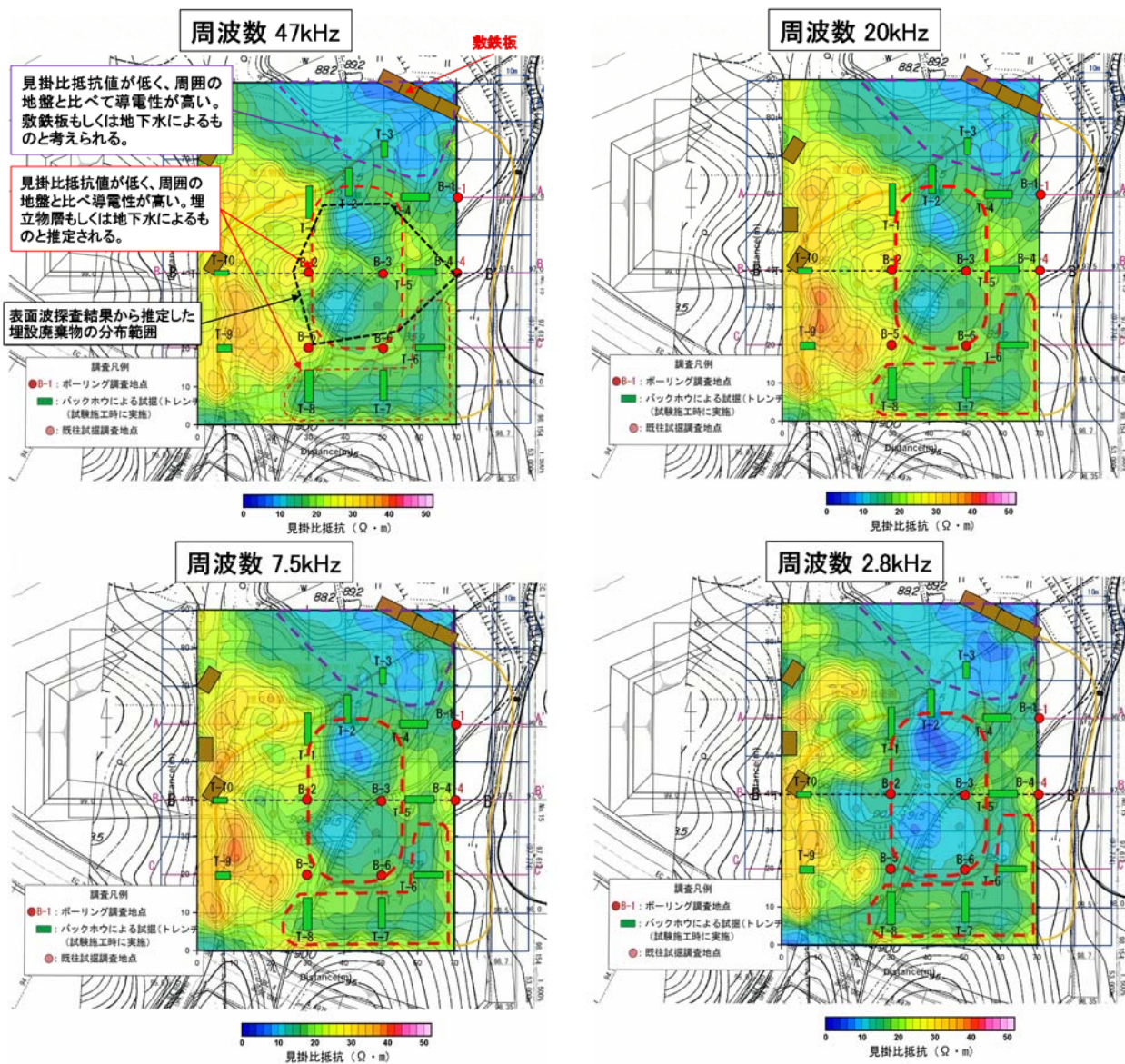


図 5-7 EM 探査結果

以上の結果より、埋設物の内容や埋設状況等の事前情報を勘案し、表面波探査や EM 探査など比較的短時間で広範囲にわたる地盤情報を得ることができる原位置試験を組み合わせることで、おおまかに埋設範囲の推定ができる。これらの情報をもとに最適なサウンディング等の二次調査箇所を選定することで迅速かつ正確な地盤内情報を把握することが可能である。

## 第6章 斜面の安定性評価に関する事例研究

近年の地球温暖化に伴う気候変動によって、2011年台風12号のように累積雨量が2000 mmを上回るような降雨や、2014年豪雨のように時間雨量が100 mmを超えるような豪雨が増加しており<sup>1)</sup>、土砂災害が多発している<sup>(例えば3)</sup>。土砂災害は、自然斜面の崩壊によって引き起こされる場合が多い。豪雨による自然斜面の崩壊原因は、降雨による地盤材料の自重の増加、地下水位の変動に伴う過剰間隙水圧の上昇、サクシオンによる見掛けの粘着力の消失、パイプ流、さらにはこれらの複合作用など様々である<sup>(例えば34)</sup>。

本章では、崩壊土層の物理・力学・透水特性を把握し、複雑な斜面崩壊メカニズムを推定するために、崩壊斜面において原位置試験を行い、さらに、原位置より採取した乱さない試料を用いて室内試験を実施した。

### 6.1 平成21年台風18号による崩壊事例

#### 6.1.1 台風18号の概要

図6-1は台風18号の進路を示したものである。台風18号は9月29日21時に発生しゆっくりと西に進み10月4日21時にはフィリピンの東で中心気圧910 hPa、最大風速55 m/sの猛烈な台風に発達した。その後、勢力を維持したまま日本に接近し、10月8日の午前に愛知県へ上陸して関東甲信地方へ進んだ。図6-2は愛知県における台風の進路を拡大して示したものである。知多半島に上陸した台風18号は、10月8日の5時から6時の間に調査地へもっとも接近していることが分かる。

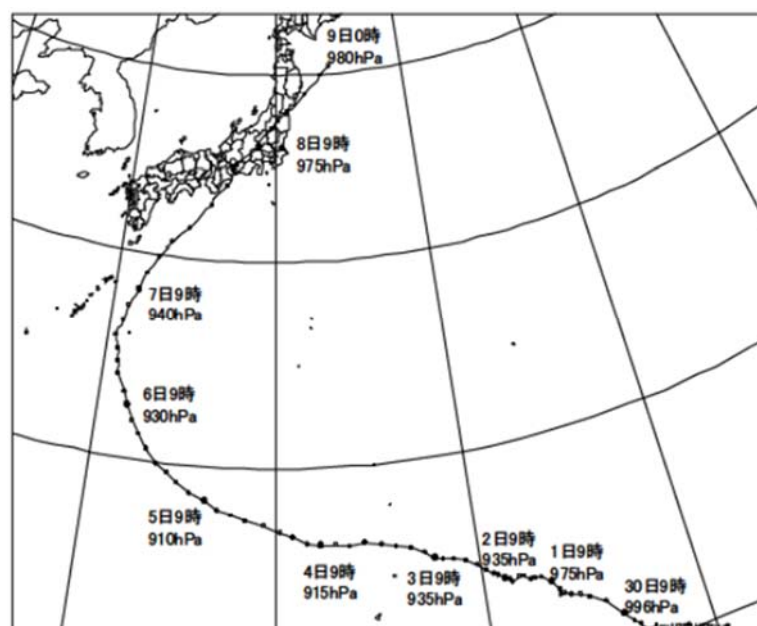


図6-1 台風18号の進路<sup>35)</sup>

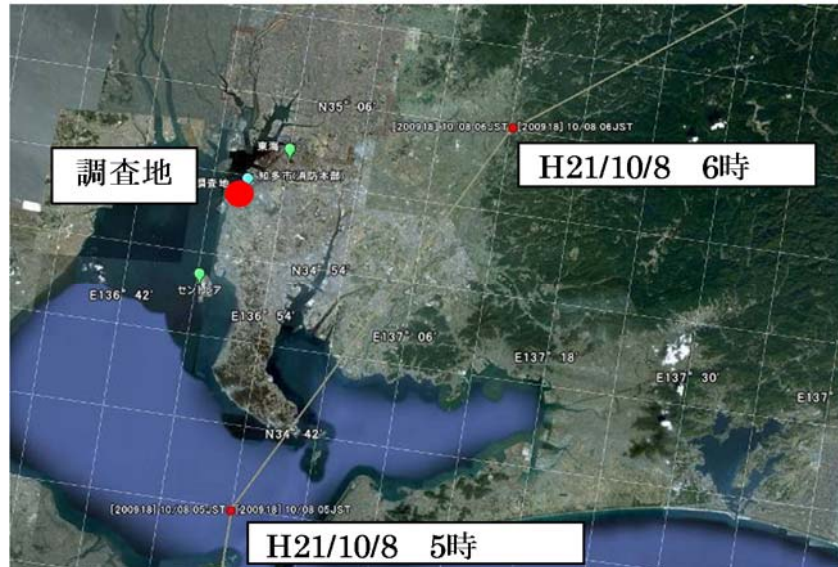


図 6-2 台風 18 号の進路（愛知県）<sup>35)</sup>

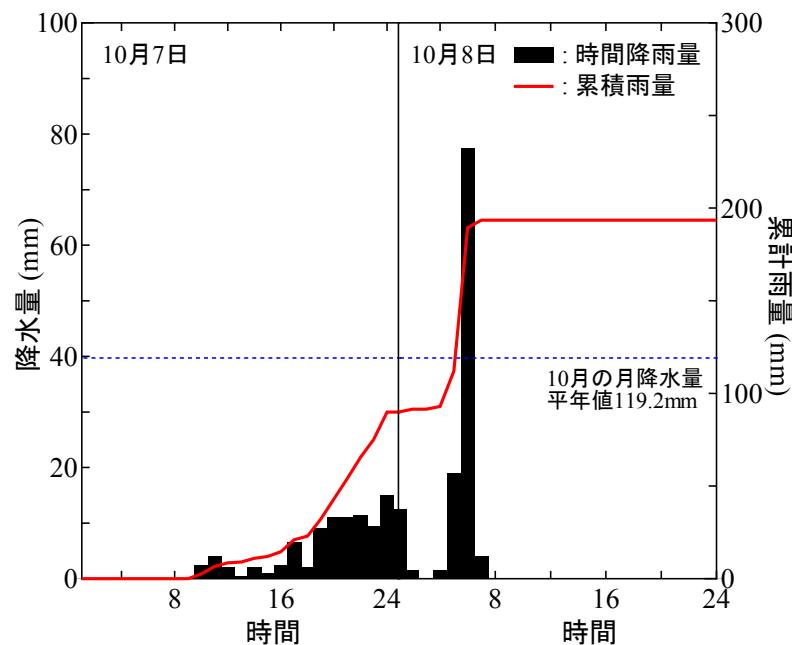


図 6-3 知多市消防署の雨量データ

図 6-3 は、10 月 7 日から 8 日にかけての当該地周辺である知多市消防署の降雨観測データを示したものである。累積雨量に着目すると、7 日 9 時頃から降り始めた雨は 8 日 5 時までの間に累積雨量 93 mm に達した。さらに、8 日 5 時から 6 時の 1 時間で、75mm/h におよぶ非常に強い降雨により累計雨量は 200 mm 近くとなり 10 月の平均降雨量を大きく上回った。また、この降雨によって幅 20 m、高さ 20 m、鉛直厚さ 1.5 m の表層崩壊型の斜面崩壊が発生した。

### 6.1.2 調査地の概要

調査地は、愛知県知多市日長生出の斜面である。図6-4に調査箇所的位置図を、写真6-1に崩壊地周辺の空中写真をそれぞれ示す。図中の赤色実線で囲った部分が調査対象地である。斜面下部には名古屋鉄道常滑線および生活道路が位置しており、斜面上部には畑などの農地が分布している。写真6-2は崩壊土砂の様子である。台風18号によって崩壊した斜面の土砂や倒木が名古屋鉄道常滑線の軌道上に堆積したことで、長時間にわたって電車の運行が停止した。斜面崩壊は5箇所が発生したが、その中でも崩壊規模が最も大きかった崩壊地③を調査対象とした。



図6-4 調査地の位置図



写真6-1 調査地の空中写真



写真 6-2 崩壊直後の様子 (崩壊地③)



写真 6-3 斜面の様子 (崩壊地③)



写真 6-4 崩壊地③における地層

当該地は、「知多丘陵」と呼ばれる隆起帯の一部で、標高 90 m 以下の丘陵が連なる地域である。写真 6-3 および写真 6-4 は崩壊地③の様子を撮影したものである。崩壊地周辺の地形は、斜面の比高差が 30 m 程度、斜面勾配は 40～45 度程度であり北西向きに凸形の斜面である。さらに、地質は新第三紀常滑累層の砂礫岩、シルト岩および粘土で構成されており、層理面が斜面に対して 5～15 度の流れ盤をなしている。さらに、崩壊した箇所的大部分が強風化したシルト岩であり、一部崩壊地上部に分布する強風化した砂礫岩を含んでいた。

### 6.1.3 原位置調査の概要および結果

崩壊した土層を特定するために、崩壊地③と近接した、崩壊地と同様の地形である非崩壊地斜面において表面波探査および簡易動的コーン貫入試験、PS 検層を実施した。

図 6-5 は崩壊地③の平面図である。図中には、各原位置試験の実施箇所を示している。表面波探査の測線は斜面に対して縦断方向となるように設置した。表 6-1 は測線の概要をまとめたものである。測線長は 48 m、受振点間隔および起振点間隔はそれぞれ 1.0 m としている。斜面の低部（平面図の下側）から高部（平面図の上側）へ向かう方向に起振し、計測は移動式固定展開で行った。今回は調査対象が急傾斜地であったため、スパイク状の受振器を使用した。またスパイク状の受振器は、調査対象地盤に対して垂直となるようスパイクを挿入する必要があるが、樹木などの植生の根茎に遮断されてピックを挿入することが困難な場合は、丸形ベースの受振器を併用した。丸形ベースの受振器は、ベースを調査対象地盤に密着させなければならないが、調査対象とした斜面は受振器を強く押し付けると地形が変化するほど表層が脆かったため、地表面の形状を変化させないように注意を払い受振器を設置した。

さらに、表面波探査の測線上において約 2.5 m 間隔となるよう、12 箇所で簡易動的コーン貫入試験を実施した。さらに、探査測線の中点付近 (Bor.C-3) および終点付近 (Bor.C-2) の 2 箇所において、ボーリング調査と PS 検層を実施した。なお PS 検層は、ボーリング孔を利用して地盤の深度方向の S 波速度分布および P 波速度分布を測定する速度検層の一種である。

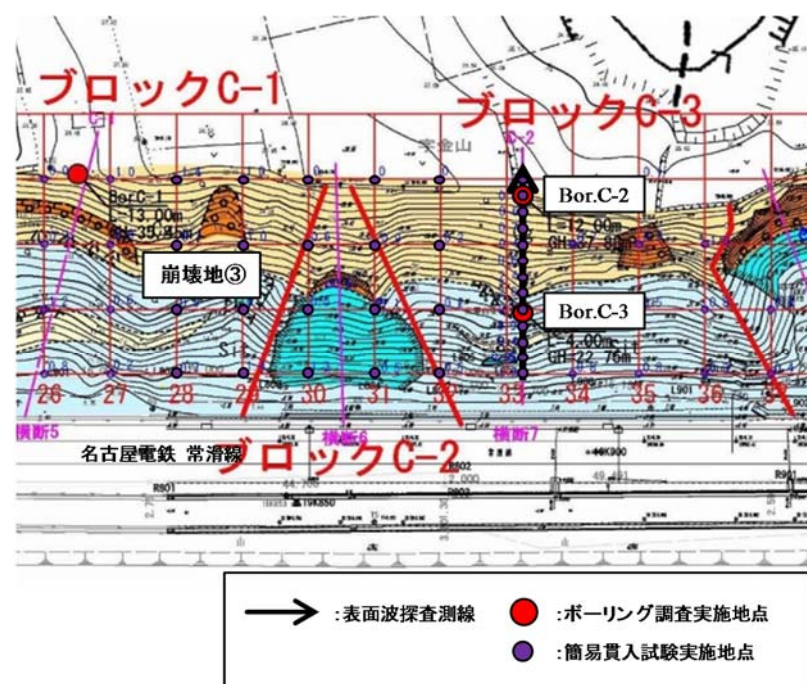


図 6-5 調査地の平面図

表 6-1 測線概要

測線長 (m)	受振点間隔 (m)	起振点間隔 (m)
48.0	1.0	1.0

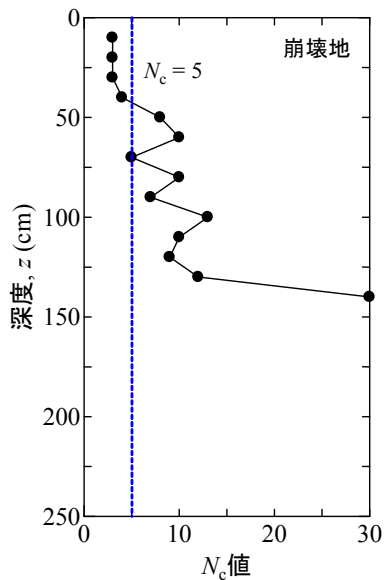


図 6-6 崩壊地の  $N_c$  値分布

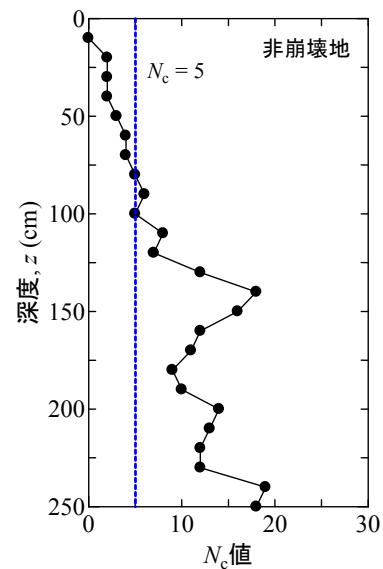


図 6-7 非崩壊地の  $N_c$  値分布

図 6-6 は崩壊地内で、図 6-7 は非崩壊地で実施した簡易動的コーン貫入試験の結果の一例をそれぞれ示したものである。図 6-6 の  $N_c$  値が 5 程度より小さな土層が分布している範囲に着目すると、地表面から深度 0.3 m 程度まで分布していることが分かる。一方、図 6-7 の結果に着目すると、非崩壊地については  $N_c = 5$  以下の層が地表面から深度 1.0 m 程度まで分布している。このことから、当該箇所における崩壊土層の厚さは 0.7 m 程度であると考えられる。また、いずれの箇所の  $N_c$  値分布についても、 $N_c = 5$  前後で  $N_c$  値の増加傾向が異なっていることと、崩壊地の崩壊土層厚などを考慮すると、 $N_c < 5$  が分布する土層で崩壊が生じたと推定できる。

図 6-8 は、表面波探査で記録された波形データの一例として、第 1 打（最初の受振点位置が距離程 1.0 m であるのに対して、距離程 0.5 m で起振を行った）で得られた波形記録を示したものである。カケヤによる起振波を受信した時点 ( $t = 120$  msec) の前後 10 秒間に各受振器が捉えた振動を記録している。得られた波形データにおいて、起振した時点より前に受信している振動は、測定者など測線近傍に待機している作業員が動いたことによる振動などのノイズである。一般的に、ノイズ（風や植生などによる振動）が少ない状況においてカケヤで起振した場合、各受振器が受信する振動の振源はカケヤのみと限定されるため、波の伝播の様子を判断することが可能である。しかし、図 6-8 で

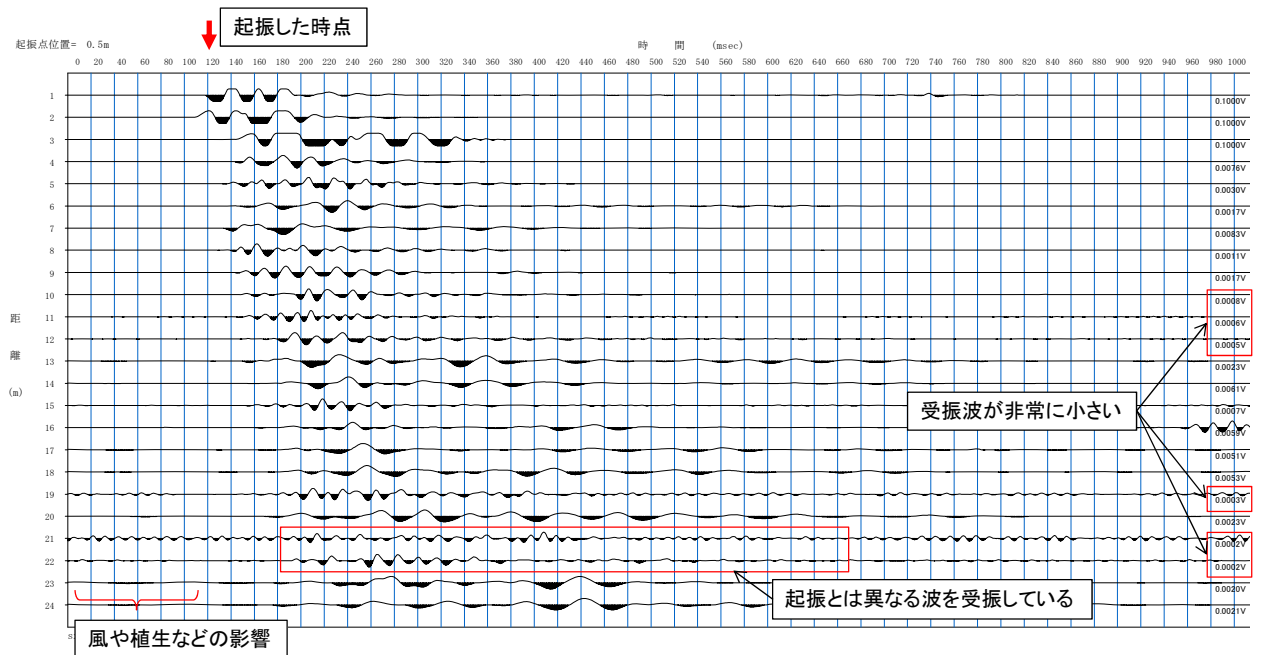
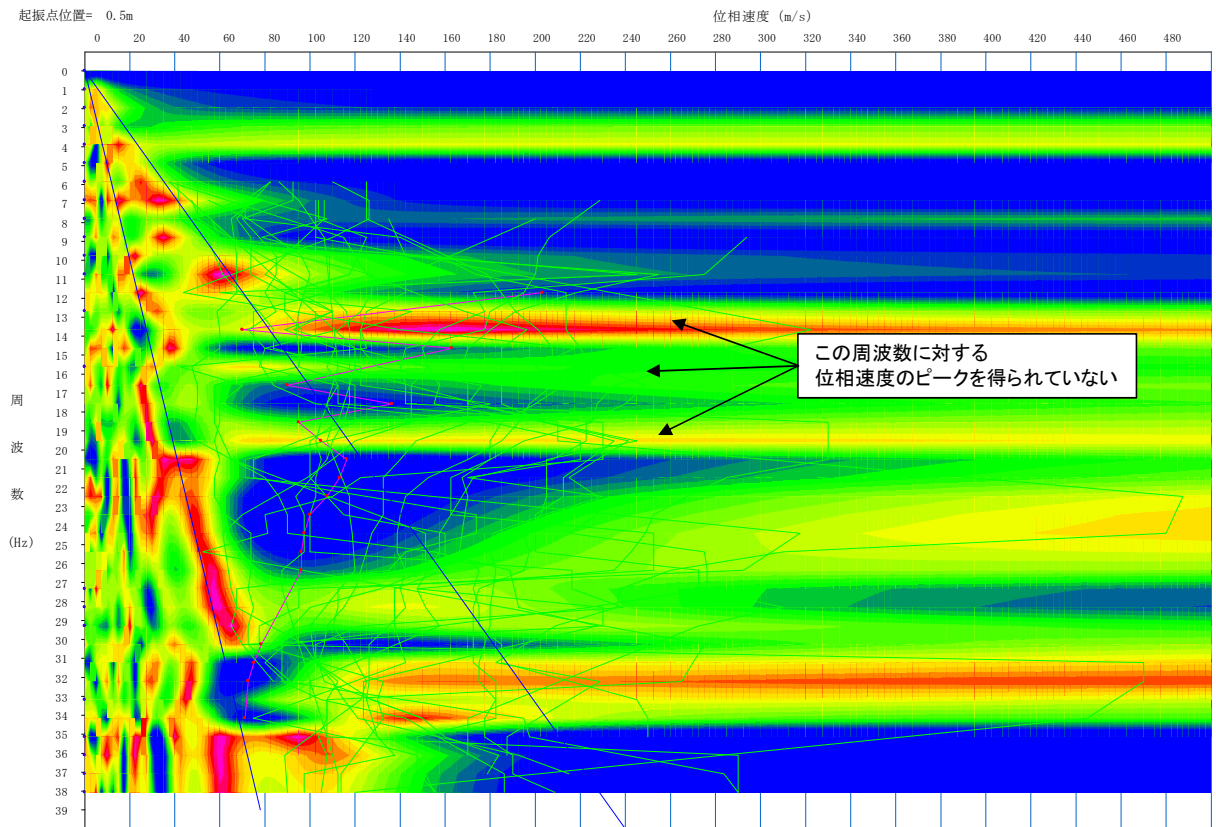


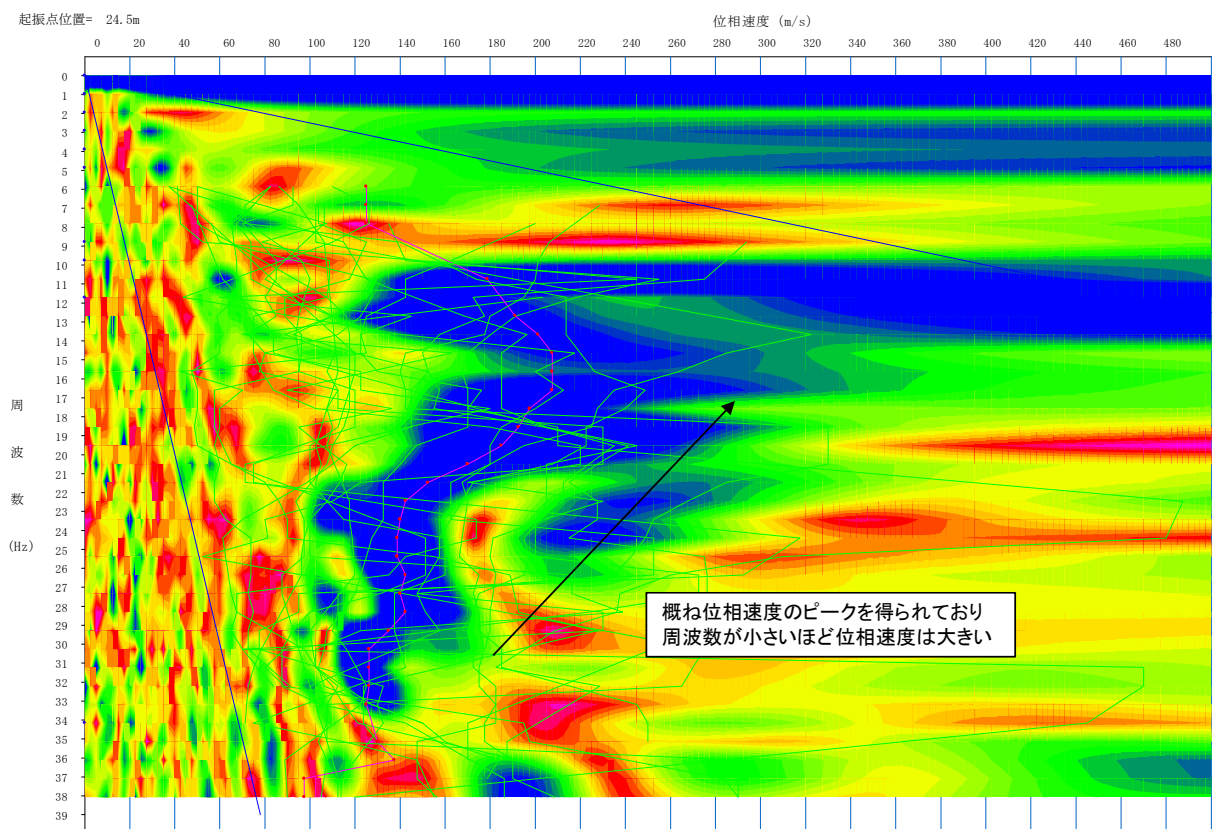
図 6-8 波形データの一例（起振点 0.5m）

得られた波形データは、ノイズを多く受信していることからカケヤによる振動の伝播を判断することが難しい。これらの原因として、つぎの二点が考えられる。まず、急傾斜地における起振は、平坦地における打撃と比較して技術的に難しいことである。地盤を起振する際、カケヤの全面を接地して地表面を打撃することが望ましく、かつカケヤを振り下ろす際に測定者による振動を発生させないよう注意する必要がある。しかし、急傾斜地でこれらを配慮した打撃は難しく、振動が小さくなったと考えられる。二つ目は、当該地の表層の地質である。本件のように脆い風化花崗岩が堆積している場合、丸形ベース型の受振器はベースを地表面に密着させることが難しく、またスパイク型の受振器は地表面に対して垂直に受振器を固定することが難しい。すなわち、受振器の設置状態によって、図 6-8 中に示す距離程 21.0 m や 22.0 m の受振器のように、カケヤによる振動を正確に受信できない可能性がある。

つぎに、図 6-9 は図 6-8 で得られた波形データより得た周波数と位相速度の関係の一例を表したものである。図 6-9 (a) は距離程 0.5 m において起振した結果であり、図 6-9 (b) は距離程 25.0 m において起振した結果である。記録波形から周波数領域の位相速度を読み取った際のピークを青色で示している。一般的には図 6-9 (b) に示すように、高周波数の波は伝播速度が小さく、低周波数の波は伝播速度が大きくなる。また、図 6-9 (b) の結果は、いずれの周波数についてもおおよそピークを得ることができている。これに対して、図 6-9 (a) の結果からは明瞭なピークを得ることができていない。これは、前述の通り正確に起振波を受信できていないためと考えられる。



(a) 起振点 0.5m



(b) 起振点 24.5m

図 6-9 周波数領域における位相速度のイメージ図

表 6-2 PS 検層結果一覧 (Bor. C-2)

深度z (m)	地質	$V_p$ (m)	$V_s$ (m)	ポアソン比 $\nu$
0.0 ~ 1.5	崖錐堆積物 / 風化砂礫岩	410	140	0.434
1.5 ~ 3.0	風化砂礫岩	410	190	0.363
3.0 ~ 5.0	砂礫岩	530	280	0.306
5.0 ~ 8.0	砂礫岩	670	340	0.327
8.0 ~ 10.8	砂礫岩	1020	530	0.315
10.8 ~ 12.0	シルト岩	550	220	0.405

表 6-3 PS 検層結果一覧 (Bor. C-3)

深度z (m)	地質	$V_p$ (m)	$V_s$ (m)	ポアソン比 $\nu$
0.0 ~ 1.5	崖錐堆積物 / 砂礫岩・シルト岩	390	140	0.426
1.5 ~ 3.0	シルト岩	480	220	0.367
3.0 ~ 4.0	細粒砂	480	240	0.333

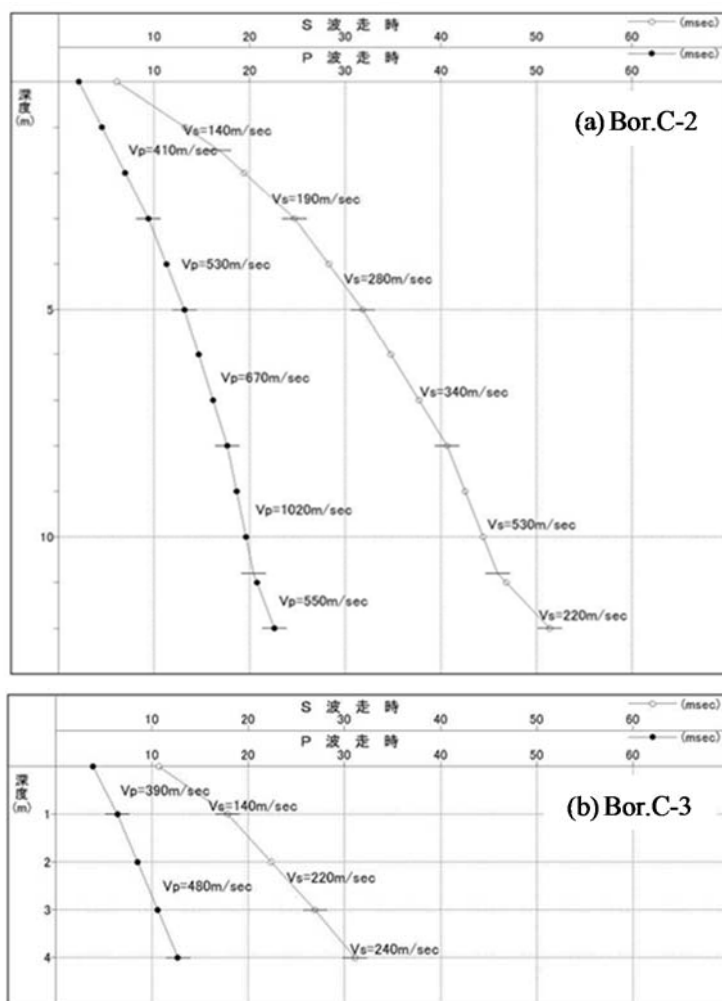


図 6-10 深度方向の  $V_s$  分布および  $V_p$  分布

そこで本事例では、PS 検層の結果を参照することで表面波探査の解析に反映させている。表 6-2 および表 6-3 は、PS 検層の結果を各層ごとにまとめたものである。表中に示している地質構成はボーリングによって判明した。さらに、図 6-10 は PS 検層によって得られた S 波および P 波の走時曲線である。図 6-10 より得た、深度と S 波速度の関係を図 6-9 の結果と併せて解析することによって補正を行っている。図 6-11 に補正後の分散曲線を示す。

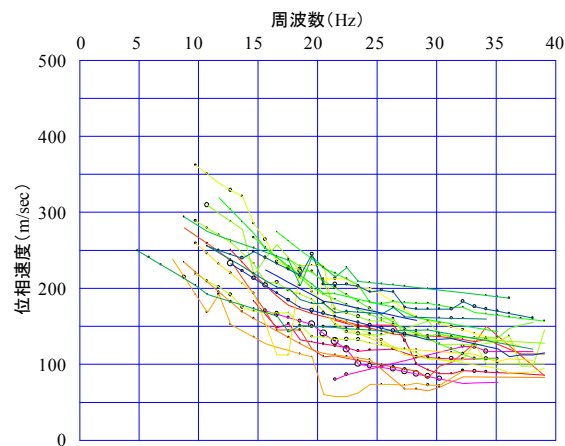


図 6-11 分散曲線

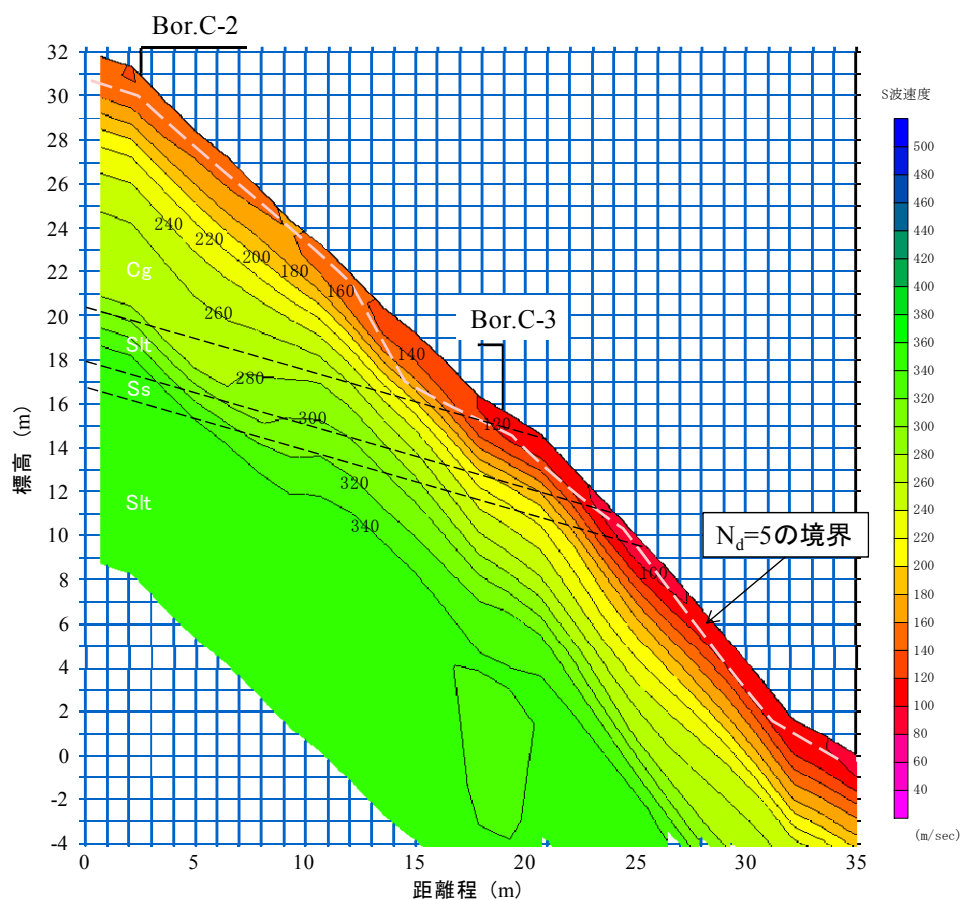


図 6-12 S 波速度分布

図 6-12 は表面波探査により得られた S 波速度分布である。図中に示す地層境界は、ボーリング調査により得られた推定地層断面を重ねたものである。さらに、図中に示す白色破線は、 $N_d = 5$  の推定境界線を示したものである。この結果より、 $N_d < 5$  の領域はシルト岩層において  $V_s = 120$  m/s 程度以下の層、砂礫岩層において  $V_s = 160$  m/s 程度以下の層と地質によって S 波速度に違いが認められるものの、相対的に S 波速度が遅い領域と一致していることが分かる。この結果より、表面波探査を用いて  $N_c < 5$  の分布を大まかに把握できており、表面波探査結果から潜在崩壊土層を推定することが可能であると言える。当該斜面は、シルト層に挟まれた砂層の表面で S 波速度が最も小さくなっており、斜面中腹から下部にかけて S 波速度の遅い地盤が分布していることが分かった。

#### 6.1.4 室内試験の概要および結果

崩壊土層の物理特性および力学特性を把握するため、非崩壊地を対象として強風化砂礫岩および強風化シルト岩の崩壊土層から、ネイルサンプリングにより乱さない試料を採取し室内試験を実施した。試料の乱れを評価するために、ネイルサンプラーから採取した試料を成型して作製した乱さない供試体と、均等に混合して原位置の含水比、湿潤密度および応力状態を再現した乱した供試体を用いてベンダーエレメント試験 (BE 試験) を実施した<sup>36)</sup>。表 6-4 は乱さない試料の物理特性を示したものである。なお、本試験では原位置における土被り圧を再現するために、拘束圧  $p'$  を変化させている。

表 6-4 乱さない試料の物性値

試料名		強風化砂礫岩	強風化シルト岩
分類		粘性土質砂礫岩	砂質粘性土
土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.647	2.602
自然含水比 $w_n$ (%)		13.7	18.3
粒度	石分(75mm 以上) (%)	4.3	-
	礫分(2mm~75mm) (%)	46.8	-
	砂分(75 $\mu$ m~2mm) (%)	32.6	43.6
	シルト分(5 $\mu$ m~75 $\mu$ m) (%)	8.0	35.7
	粘性土(5 $\mu$ m 未満) (%)	12.6	20.7
密度	湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.527	1.391
	乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.343	1.176

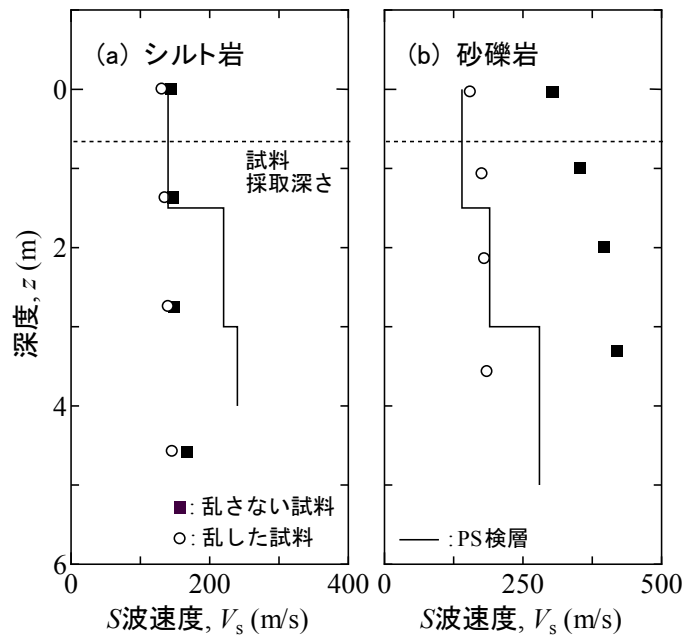
図 6-13 室内試験と原位置試験の  $V_s$  比較

図 6-13 はそれぞれ、シルト岩および砂礫岩の乱さない試料を用いて実施した室内 BE 試験により求めた S 波速度  $(V_s)_{lab,u}$  と PS 検層により求めた原位置の S 波速度  $(V_s)_f$  を比較したものである。図 6-13 (a) より、シルト岩層においては試料採取位置である深度 1.0 m 程度の  $(V_s)_f$  と  $(V_s)_{lab,u}$  がほぼ整合していることから、サンプリング時や運搬時、試験の準備過程の乱れの影響が小さいと評価できる。また、1.8 m 以深に着目すると、 $(V_s)_f$  と  $(V_s)_{lab,u}$  は乖離していることがわかる。これは今回採取した試料が、深度の増加に伴い年代効果による固結の度合いが大きくなる性質を持っているおり、 $p'$  の変化のみでは深部の状態を室内試験で表現することができなかつたためと考えられる。さらに、 $(V_s)_{lab,d}$  が  $(V_s)_{lab,u}$  より小さいことから、試料の攪乱により土粒子の骨格構造が破壊され、 $V_s$  が低下したと考えられる。一方、図 6-13 (b) より砂礫岩層では  $(V_s)_{lab,u}$  が  $(V_s)_f$  を大きく上回っている。これは、BE 試験を実施した供試体内に、波長に対して径の大きい土粒子が混入していたためだと考えられる<sup>36)</sup>。しかし、 $(V_s)_{lab,d}$  と  $(V_s)_f$  がほぼ同値であることから、表層の強風化砂礫岩は乱れの影響を受けにくいと言える。

つぎに強度特性を評価するために一面せん断試験を実施した。不飽和（自然含水比）状態および飽和状態にある乱さない試料を用いて排水・排気条件下で低圧一面せん断試験を実施した。試験には直径 6 cm、高さ 2 cm に成形した供試体を用いて、各鉛直応力条件（15kPa, 30kPa, 50kPa）で圧密した後、定圧状態でせん断した。図 6-14 (a) および (b) は、シルト岩および砂礫岩のせん断応力  $\tau$  と鉛直応力  $\sigma_v$  の関係をそれぞれ示したものである。いずれのせん断強度も不飽和状態が飽和状態より大きいことが分かる。さらに、

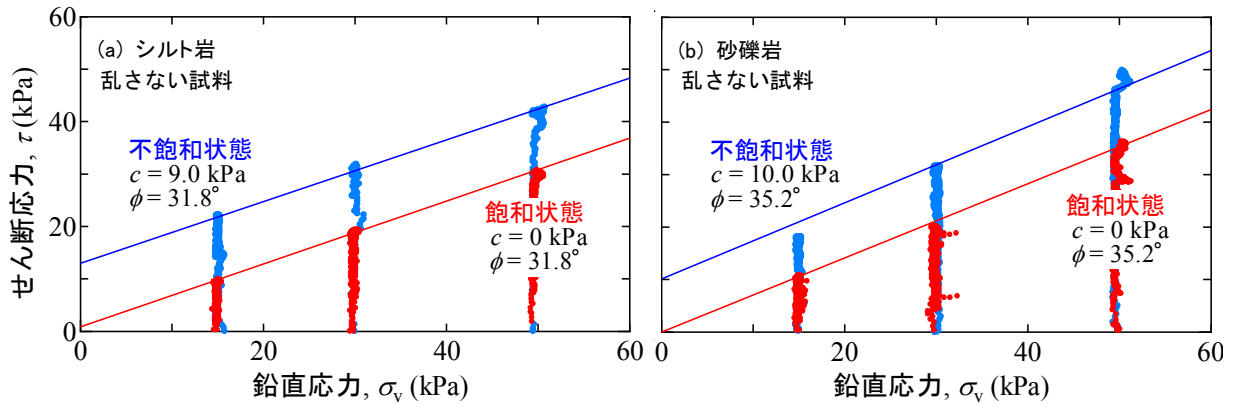


図 6-14 一面せん断試験による  $\tau \sim \sigma_v$  関係

不飽和状態および飽和状態の破壊線を比較すると、破壊線の傾きである内部摩擦角 $\phi_a$ はおおよそ同値であるのに対し、飽和状態の粘着力 $c_d$ はほとんど消失している。これは、飽和化によってサクションが大きく低下したためと推察できる。また、シルト岩より砂礫岩の方が強度は大きいことが明らかとなった。

### 6.1.5 解析による崩壊メカニズムの推定

崩壊地③の斜面崩壊メカニズムを推定するため、豪雨時における斜面の飽和度分布を2次元断面による飽和-不飽和浸透流解析により推定した上で安定解析を行った。2次元浸透流解析には、浸透流・移流分散解析コード"Dtransu-2D・EL"を用いている。

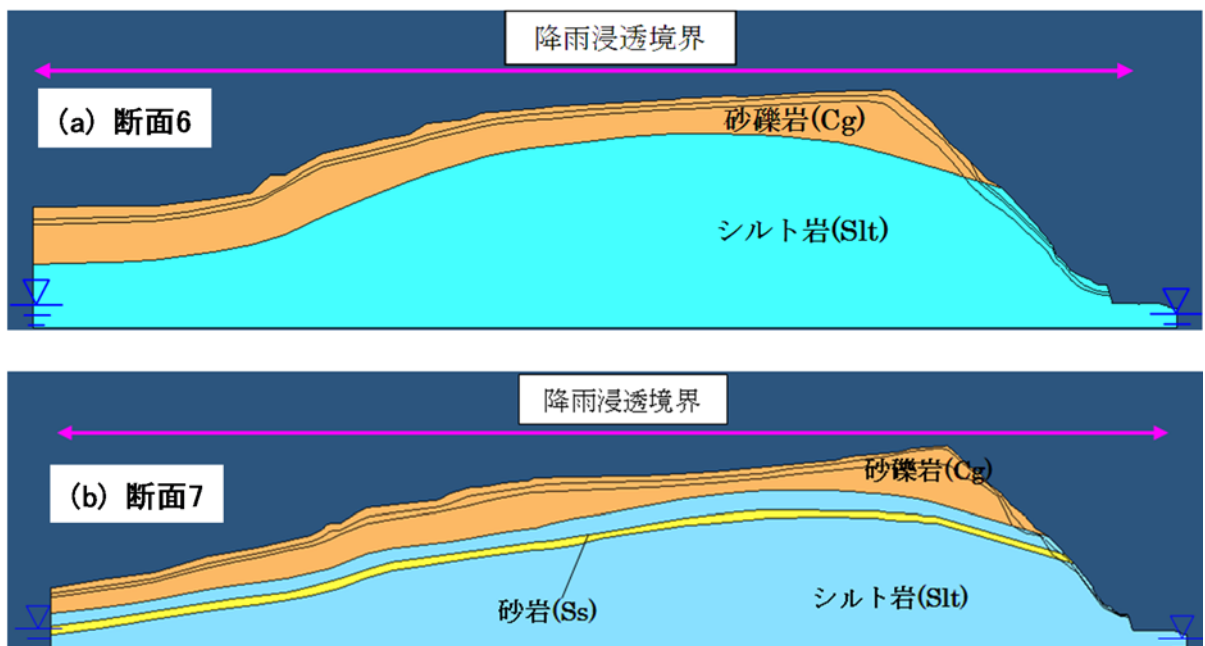


図 6-15 境界条件設定図

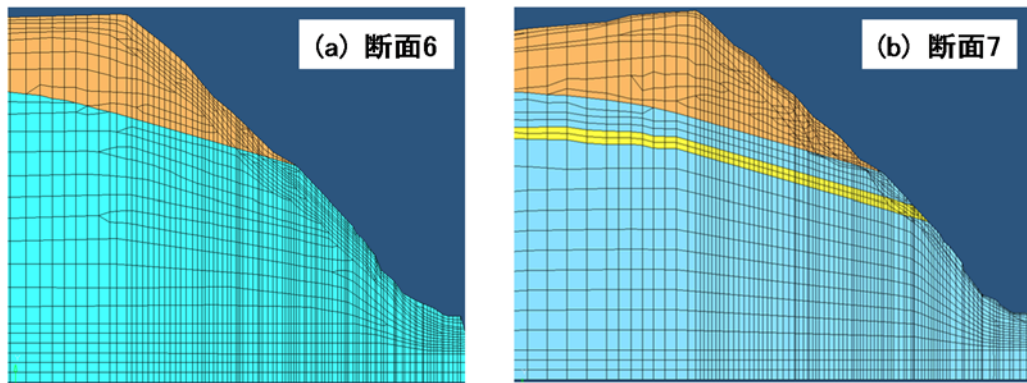


図 6-16 解析モデル図 (拡大図)

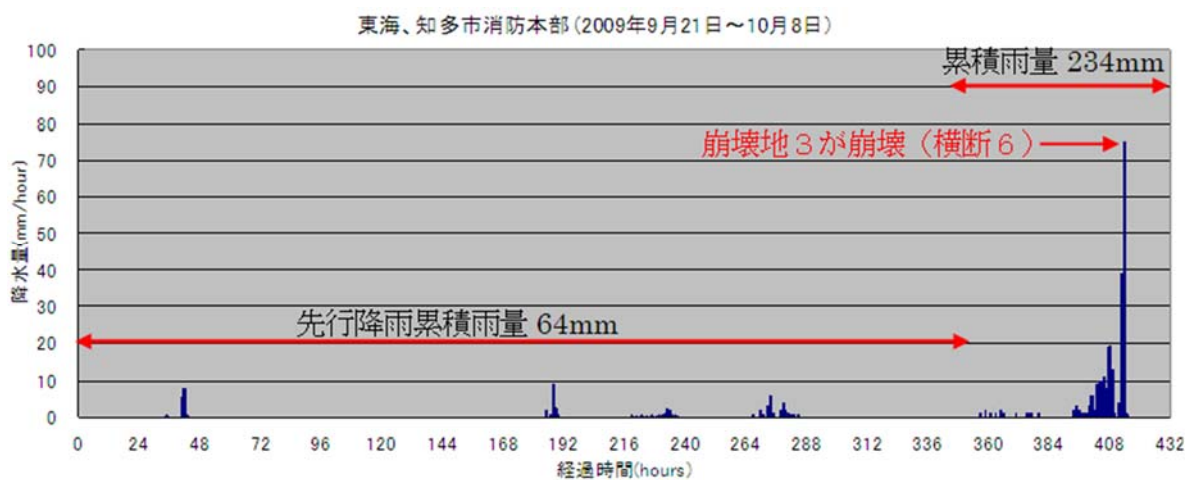


図 6-17 降雨パラメータ

解析断面は、台風 18 号により崩壊に至った断面 6 および詳細に調査を実施した未崩壊断面の断面 7 の 2 パターンを設定した。図 6-15 (a) および (b) はそれぞれ断面 6 および断面 7 の境界条件設定図を示したものである。断面 6 は、砂礫岩が上層へ堆積していると仮定した。また、強風化砂礫層および風化砂礫層の層厚は斜面法肩部の層厚を参考に同様な分布とした。境界条件は、地表面を降雨浸透境界、側面を水位固定境界とそれぞれ設定し、固定水位は、近接河川の水位および民間井戸水位を参考として、それぞれ EL+6m, EL+2m とした。横断 7 は横断 6 の断面と同様な強風化砂礫層および風化砂礫層の層厚分布とした。なお、横断 7 ではシルト岩に挟まれた砂岩が層厚 1~2 m 程度で分布する。境界条件およびメッシュ分割も横断 6 と同様に設定した。図 6-16 (a) および (b) に断面 6 および断面 7 の解析モデル図の拡大図を示す。

図 6-17 に入力した降雨パラメータを示す。定常解析の降水量は、気象庁観測地点セントレアの 2006 年から 2009 年の年平均降水量である 1340 mm を用いた。なお、本解析では定常解析および非定常解析における降雨浸透量を降水量の 100 %としている。また、

先行降雨期間は2週間として設定している。さらに、解析に用いたパラメータを表6-5に示す。試験値があるものはそれらを使用し、その他は粒径や試験値からの相対値を考慮して設定した。また、豪雨前の対象斜面は不飽和の状態が想定されるため、本解析でもサクシオン圧によって不飽和の透水係数が考慮されるように図6-18に示す不飽和特性（水分特性曲線・比透水係数曲線）を用いた。なお、水分特性曲線は実測値を用い、比透水係数曲線はVan Gennuchten式によって推定した。

表6-5 解析で用いたパラメータ

	地質	記号	飽和透水係数 (cm/s)	設定根拠など	間隙率から設定	文献から設定 <sup>※</sup>	
					有効間隙率	比貯留係数(1/m)	
Nc<5 (潜在崩土層)	強風化	砂礫岩	Cg	2.62E-02	Sltの100倍 粒土試験結果参考	0.51	2.0E-04
		砂岩	Ss	2.62E-02	砂礫岩同様	0.43	2.0E-04
		シルト岩	Slt	2.62E-04	試験値	0.56	2.6E-03
Nc<10	風化	砂礫岩	Cg	1.30E-03	試験値	0.51	1.0E-04
		砂岩	Ss	1.30E-03	砂礫岩同様	0.43	1.0E-04
		シルト岩	Slt	2.76E-09	試験値=透水しない 新鮮岩Slt同様	0.56	1.3E-03
Nc≥10	新鮮岩	砂礫岩	Cg	2.76E-06	試験値	0.51	3.3E-06
		砂岩	Ss	5.27E-05	試験値	0.43	3.3E-06
		シルト岩	Slt	2.76E-09	試験値=透水しない Cgの1/1000倍	0.56	3.3E-06

※地下水流動保全のための環境影響評価と対策、地盤工学会, p359

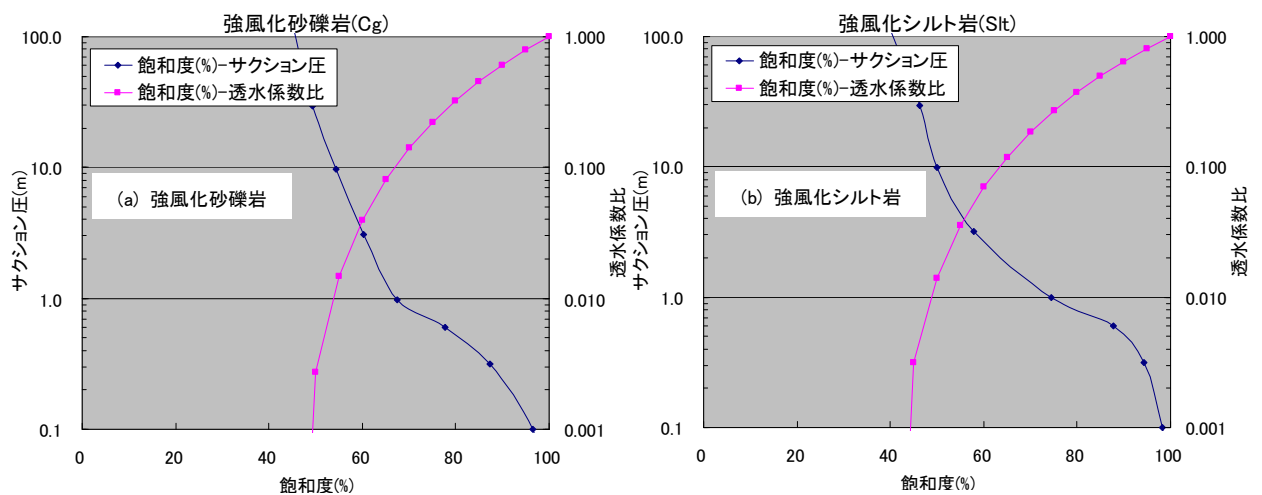


図6-18 水分特性曲線

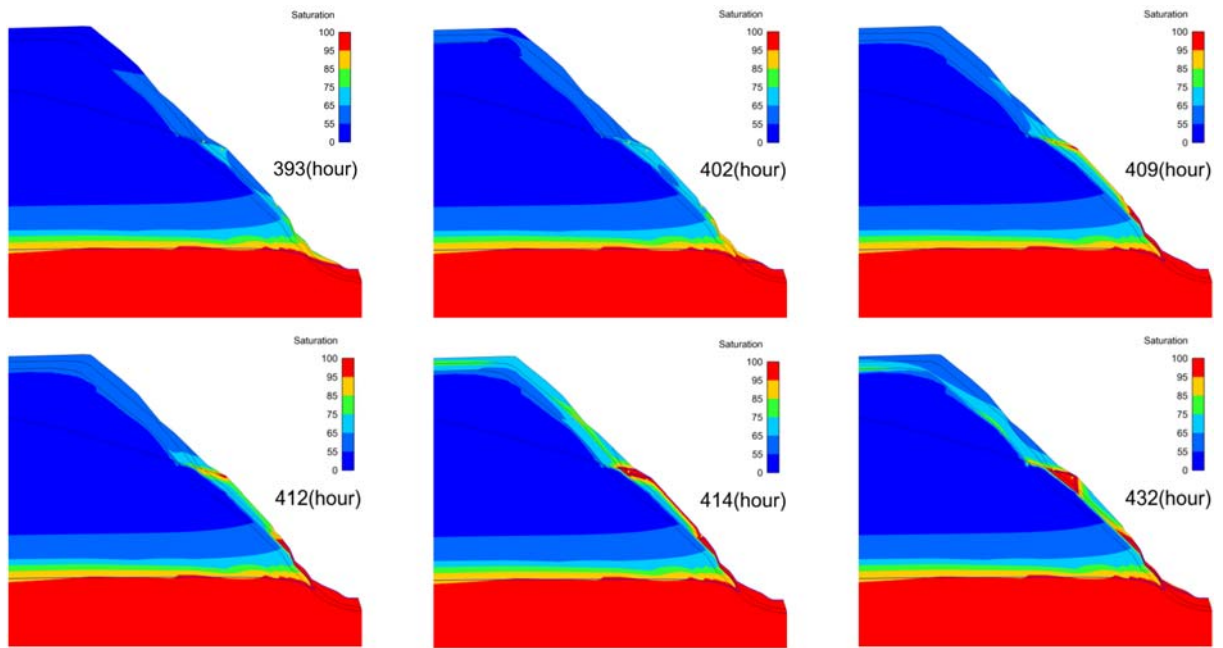


図 6-19 飽和度分布の時系列変化（断面 6）

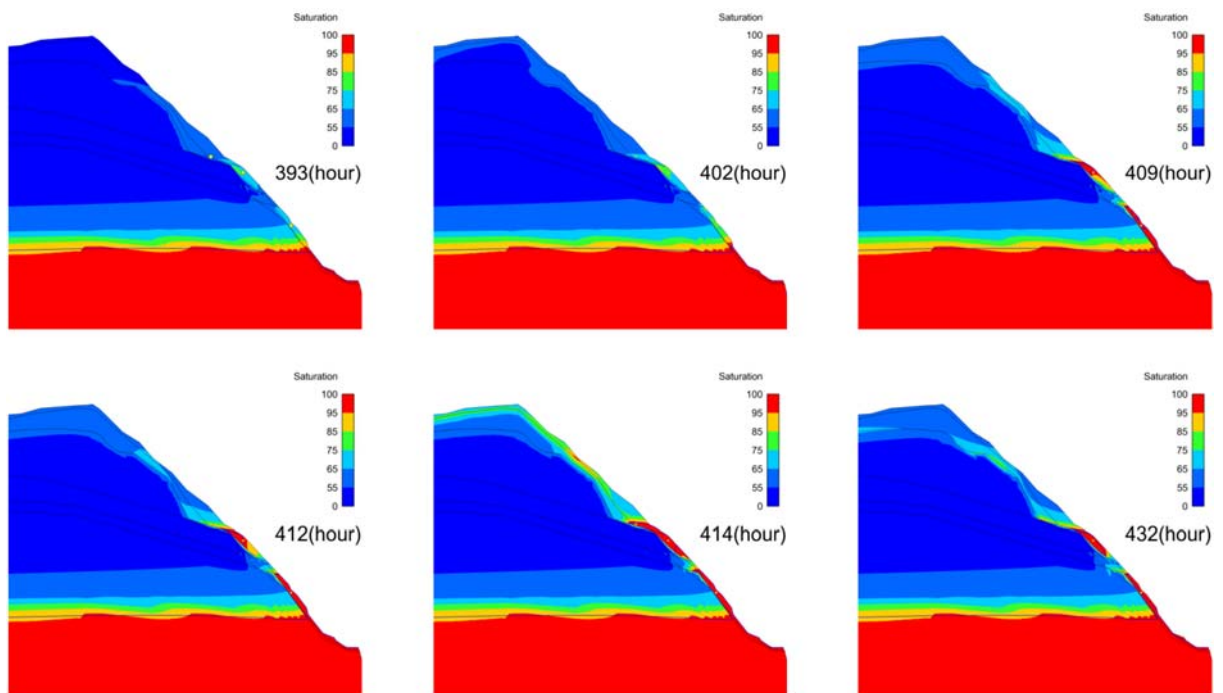


図 6-20 飽和度分布の時系列変化（断面 7）

図 6-19 および図 6-20 は、それぞれ断面 6 および断面 7 の飽和度の時系列変化を示したものである。最大時間雨量発生時（414 時間後）における、横断 6 と横断 7 の斜面内の飽和度分布の解析結果を比較すると、いずれのパターンも飽和度  $S_r$  の上昇している範囲が比較的広いことが分かる。

つぎに、断面6および断面7において安定解析を実施した。用いた地盤物性値は表6-6の通りである。単位体積重量 $\gamma$ に関して、砂礫岩、シルト岩および砂岩の強風化部については実測値を使用し、その他は岩盤の $\gamma$ の測定例<sup>37)</sup>より値を決定した。また、粘着力 $c$ および内部摩擦角 $\phi$ に関して、強風化砂礫岩および強風化シルト岩については低圧一面せん断試験結果より得られた値を採用し(図6-14参照)、その他については標準貫入試験の $N$ 値から各岩種に応じた換算式<sup>37)</sup>を用いて得られた値を採用した。なお、浸透流解析で得られた飽和度分布と対応させるため、 $S_r$ と $\gamma$ ならびに $c$ の関係をを用いた(図6-21参照)。

表 6-6 安定解析に用いた物性値

岩盤	平均N値 (回)	単位体積重量 $\gamma_t$ ( $\text{kN/m}^3$ )			粘着力 $c$ ( $\text{kN/m}^2$ )			せん断抵抗角 $\phi$ ( $^\circ$ )		
		試験値	NEXCO*1	採用値	試験値	NEXCO*2	採用値	試験値	NEXCO*3	採用値
強風化砂礫岩	-	15.2		15.2	10.0		10.0	35		35
風化砂礫岩	4.5		14.1	15.2		15.2	15.2		29	35
砂礫岩	26.4		17.1	17.1		44.3	44.3		37	37
強風化シルト岩	-	13.9		13.9	9.0		9.0	31		31
風化シルト岩	10.0		15.4	15.4		19.6	19.6		30	31
シルト岩	17.6		16.4	16.4		23.5	23.5		32	32
強風化砂岩	-	17.6		17.6	7.0		7.0	34		34
風化砂岩	-		14.1*4	17.6		24.9	24.9		33	34
砂岩	20.5		16.6	17.6		40.8	40.8		36	36

\*1 NEXCO: 設計要領第二集 単位体積重量  $\gamma_t=1.173 + 0.4 \cdot \text{Log } N \text{ (tf/cm}^3\text{)} [\times 9.807 \text{ kN/m}^3]$

\*2 NEXCO: 設計要領第二集「砂岩・礫岩・深成岩類」粘着力  $c=15.2 \cdot N^{0.327}$  ( $\text{kN/m}^2$ )、強風化砂礫岩およびシルト岩は平均値-標準偏差とした

\*3 NEXCO: 設計要領第二集「砂岩・礫岩・深成岩類」せん断抵抗角  $\phi=5.1 \cdot \text{Log } N + 29.3$  ( $^\circ$ )、強風化砂礫岩およびシルト岩は平均値-標準偏差とした

\*4 N値データが得られていないため、砂礫岩と同等とした

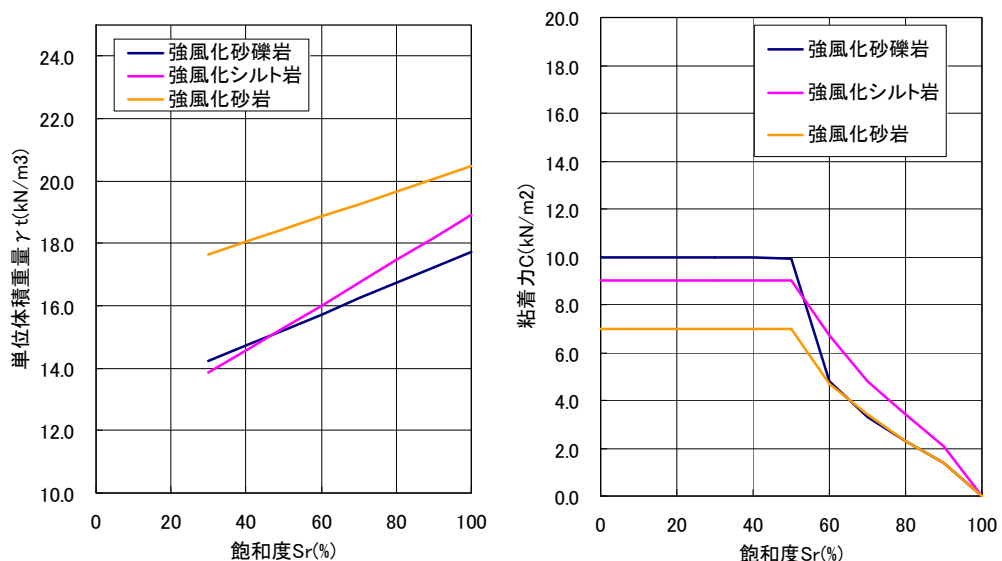


図 6-21 飽和度と単位体積重量および粘着力の設定

その他の外力について、台風18号時、北北西・北西方向から7 m/s～30 m/sの強い風を受けている。また、自然斜面においては、樹木の根系による杭効果や緊縛効果が斜面の安定に寄与しているものと考えられる<sup>38)</sup>。今回は、斜面上部で強風を受けた可能性があることから、強風が吹いた10月8日午前4時から斜面上部に分布する砂礫岩では根系によるすべり抵抗が低下したと考え、土の強度のみで評価を行った。

安定解析を行う際、浸透流解析で得られた $S_r$ を地盤強度ごとに設定した。解析は、スライス分割法で行った。なお、用いたソフトはPower SSA Ver3.01である。図6-22に断面6のすべり面を示す。すべり面は砂礫岩のみの場合と強風化砂礫岩とシルト岩を含む場合の2ケースを想定した。いずれのすべり面も、実際に崩壊に至ったときの形状をすべり面とした。さらに、図6-23は設定した断面7のすべり面を示している。横断7については崩壊に至っていないことから、別途実施した多平面安定解析でもっとも危険となる箇所すべり面とした。

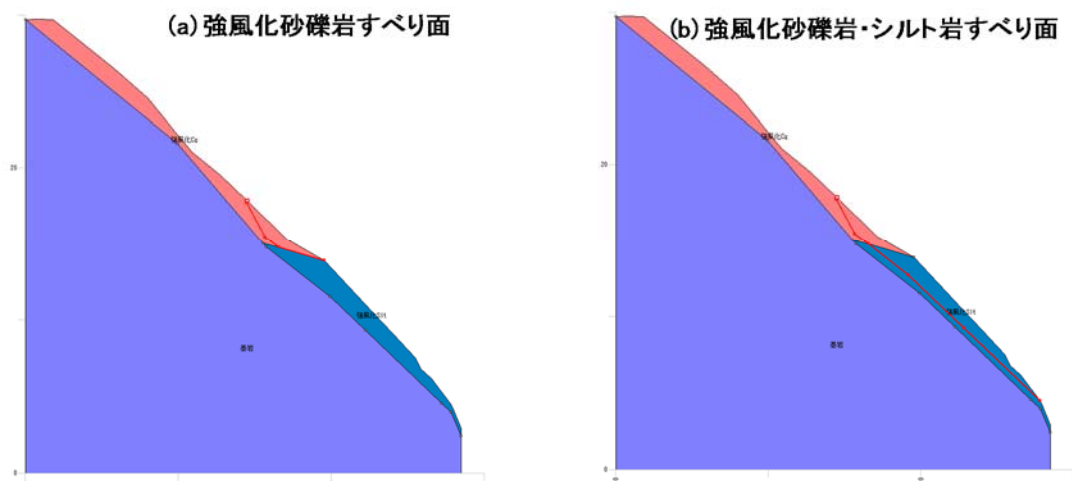


図 6-22 設定したすべり面形状 (断面 6)

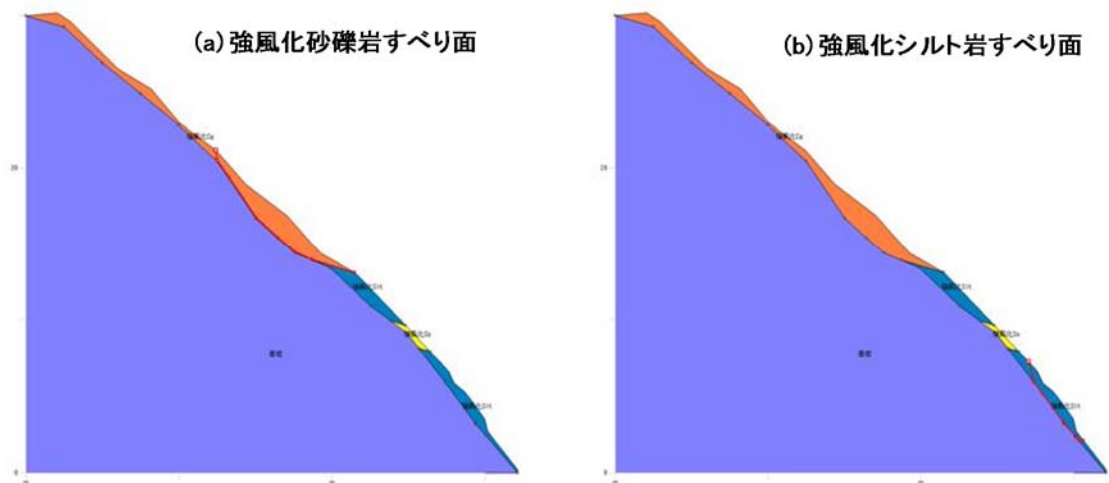


図 6-23 設定したすべり面形状 (断面 7)

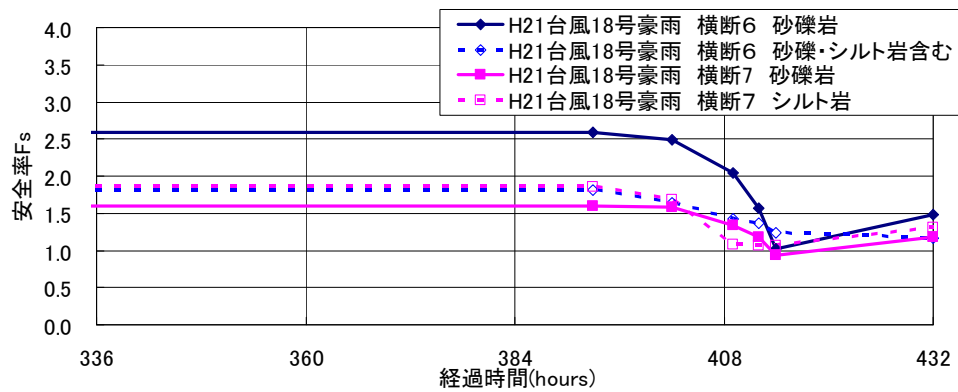


図 6-24 安全率の時間変化

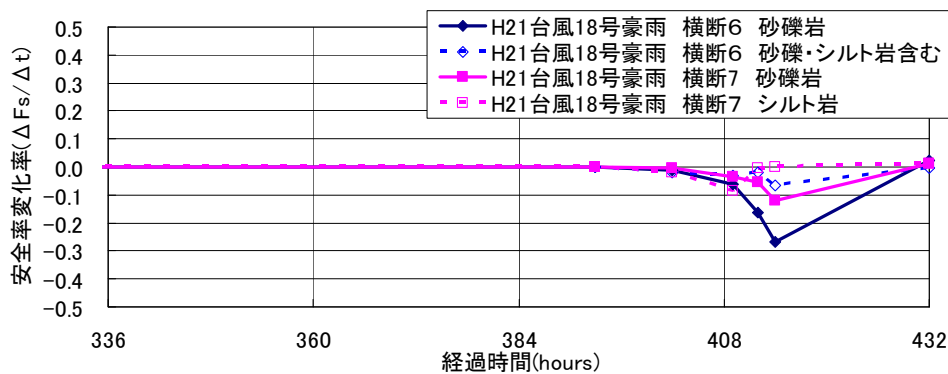


図 6-25 安全率変化率の時間変化

図 6-24 は断面 6 および断面 7 の各すべり面における安全率の時間変化を比較したものである。図中には最大時間雨量時（414 時間後）の安全率を示す。この結果より、414 時間後の安全率は、断面 6 の砂礫岩において  $F_s = 1.026$ 、砂礫岩・シルト岩において  $F_s = 1.240$ 、また断面 7 の砂礫岩において  $F_s = 0.940$ 、砂礫岩・シルト岩において  $F_s = 1.065$  と、ほとんどの状況でほぼ限界状態であったと言える。

つぎに、ある解析時間での安全率の変化を安全率変化率( $\Delta F_s / \Delta t$ )とし、その時間推移を図 6-25 に示した。この結果から、時間雨量が最多の時刻の横断 6 における砂礫岩の安全率変化率が大きいことが分かる。また、砂礫岩とシルト岩の安全率変化率を比較すると砂礫岩の方が大きいことがわかる。松尾<sup>39)</sup> は破壊確率の遷移速度の急増時点は斜面崩壊時と高い相関が認められると報告しているが、本検討の砂礫岩におけるすべりの安全率変化率が大きいことから、当該斜面の砂礫岩は崩壊に至りやすいと推察される。一方、横断 7 について検討すると、安全率の絶対値は小さいものの安全率変化率が横断 6 と比べて小さかったことから崩壊に至らなかったものと推察できる。

以上より、原位置調査の結果より崩壊土層の分布を推定し、さらに原位置より採取した試料を用いて地盤材料の物理特性および力学特性を把握することで、解析モデルを作成し崩壊のメカニズムを推定できることが示唆された。

## 6.2 2009年台風9号による崩壊事例

### 6.2.1 気象概要および崩壊地の概要

2009年8月、熱帯低気圧が台風9号となり九州地方から東北地方の広い範囲で大雨となった。とりわけ兵庫県佐用郡佐用町では、観測記録を更新する時間降雨量89mmという猛烈な降雨を記録した。佐用町を含む兵庫県北西部においては、洪水災害およびがけ崩れなどの斜面災害が多数発生し、尊い人命が奪われるとともに一般住宅や公共諸施設等に甚大な被害をもたらした。図6-26は台風9号による降水量を示したものである。8月9日から10日までの間に降雨が観測され、特に9日20時と21時の時間降雨量は50mmを越えており、当該地域における過去最高の時間降雨量を記録した<sup>40)41)</sup>。また、最大24時間降雨量の分布は図6-27に示すように兵庫県北西部を中心とする非常に狭い地域に300mmを超える降雨が集中しており、北東方向に200mm以上の降雨が分布している。なお、この台風による風は1~3 m/s程度<sup>41)</sup>で強風による被害は小さい。しかし、この降雨により兵庫県北西部地域において、道路沿いや民家裏の山腹斜面が崩壊し、主に道路不通や民家損壊等の被害が多数箇所が発生した。

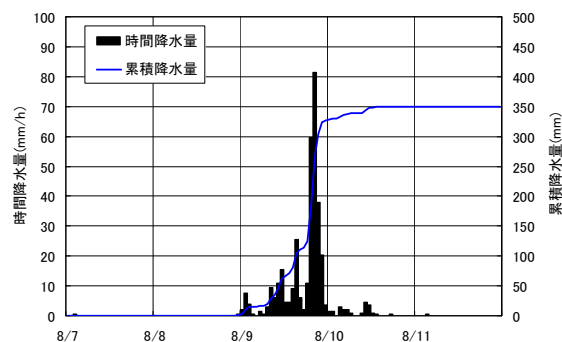


図6-26 時間降雨量と累積降雨量（アメダス観測所：佐用）<sup>40)</sup>をもとに作成

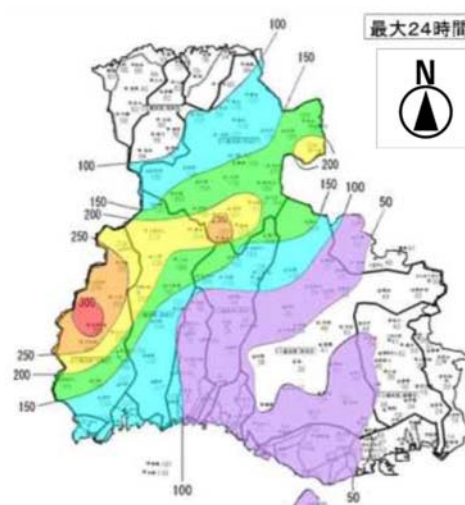


図6-27 最大24時間降雨量の分布

調査対象地は、**図 6-28** に示す兵庫県佐用町山脇地内に位置しており、崩壊地の地形は、斜面勾配約 35 度の北向き、凹形谷地形の斜面である。崩壊地の大きさは、長さ 55 m 程度（水平距離）、幅 13 m 程度であり、崩壊発生源は**写真 6-5** に示すようにスプーン状を呈している。崩壊地内の縦断図および横断図に基づいて復元した原地形より推定した崩壊深度はおおよそ 2.5 m～3.0 m 程度であった。今回は、地表踏査や崩壊地のトレンチの結果から、崖錐堆積物が堆積している箇所が崩壊したと考えられた。さらに、現地踏査により、崩壊地の末端付近（崩壊地内の崩壊肩から下方 35 m～50 m 程度の範囲）において崩壊した崖錐堆積物とは異なる粘性土が露出していることが確認された。地質は、二畳紀三日月層の砂岩・千枚岩質粘板岩およびそれらの互層が分布領域に位置している。崩壊地内で採取した礫を観察した結果、主体は砂岩であると判断した。また、粘性土は粘板岩の風化部である可能性が示唆された。このことから、崖錐堆積物ならびに粘性土の分布域や物理特性、透水特性などを詳しく調べることとした。



図 6-28 調査対象地の位置図



写真 6-5 崩壊地の状況

6.2.2 原位置調査の概要および結果

図6-29は現地調査の概要を示したものである。崩壊地を含んだ3本の測線を設置し、図に示す矢印の方向に向かって起振して探査を行った。深度10m程度の地盤内構造を把握するため、受振点間隔を0.5mおよび1.0mとした。測線の概要を表6-7にまとめて示す。いずれの測線も移動式固定展開で測定を行った。さらに、表面波探査の測線を含む崩壊地内外の20箇所で簡易動的コーン貫入試験を実施した。また、崩壊地内および未崩壊地それぞれの表層部において、原位置透水試験を実施した。さらに、崩壊地内および未崩壊地のそれぞれ4地点で試料を採取した。

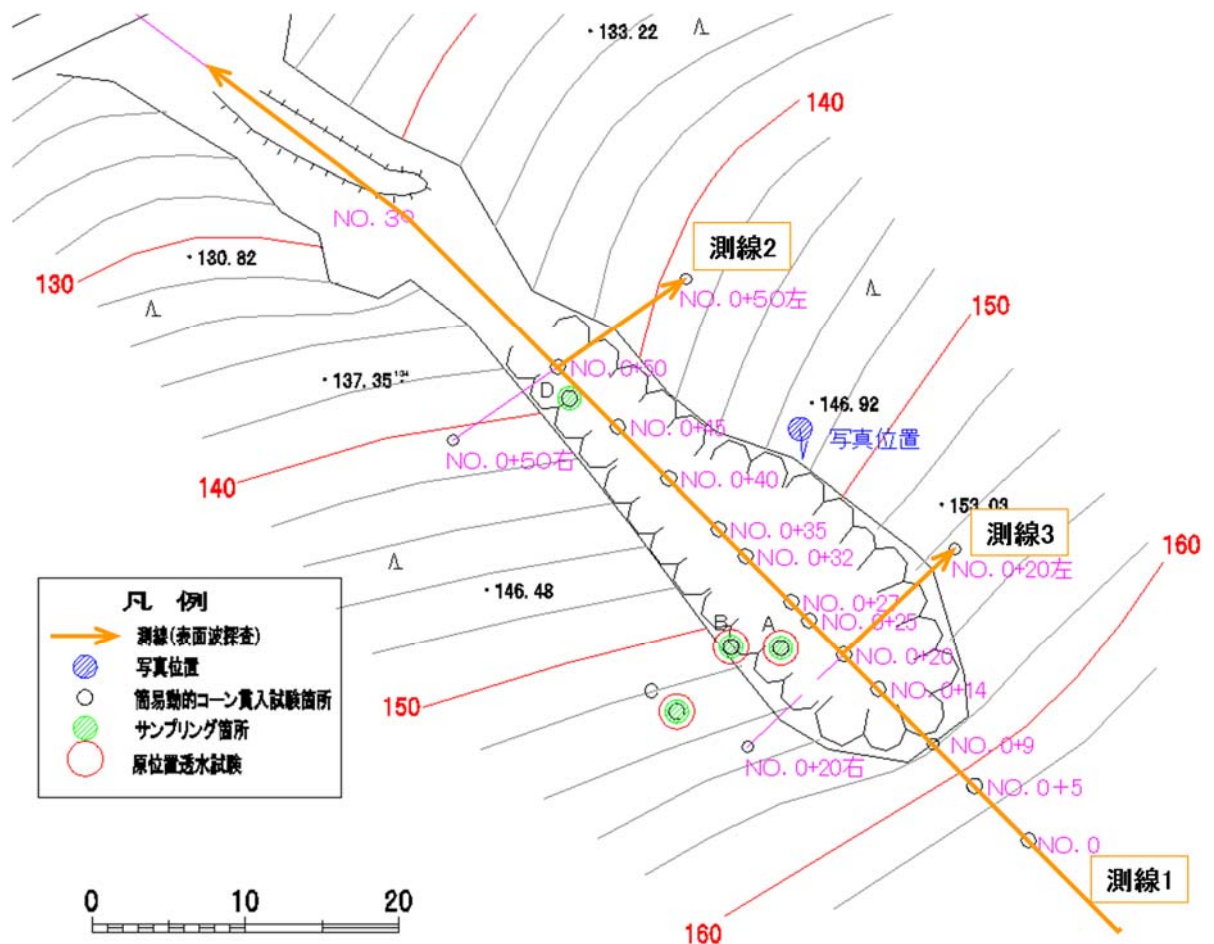


図6-29 調査地の位置図

表6-7 測線概要

	測線長(m)	受振点間隔(m)	起振点間隔(m)
測線1	85.0	1.0	1.0
測線2	12.0	0.5	0.5
測線3	24.0	1.0	1.0

図 6-30 は探査で得られた各測線の分散曲線である。まず測線 1 に着目すると、前半の分散曲線（赤色系統）は同周波数に対して位相速度にバラつきが確認できる。これは図 6-29 中に示す NO.0+9 地点が崩壊地と非崩壊地の境界であり、地形変化が激しかったため、正確な波を受信できなかったためと考えられる。同様に後半の分散曲線（青色系統）も NO.3 地点より後半は崖になっており、分散曲線が得られていない。しかし、中腹部についてはおおむね同様の分散曲線を得られており、連続性が確認できる。これに対して、崩壊地を横断している測線 2 および測線 3 は標高差が激しく、正確な分散曲線を得られていない可能性が予想される。特に測線 2 においては、転石等が多く確認されたことから、正確な波の受信が困難であった。これは前章の常滑における傾向とも同様であり、起伏などの地形変化が大きい調査地においては正確に波を受振することが難しい。したがって、簡易動的コーン貫入試験や PS 検層等により地盤情報を補完することで精度を確保する必要がある。

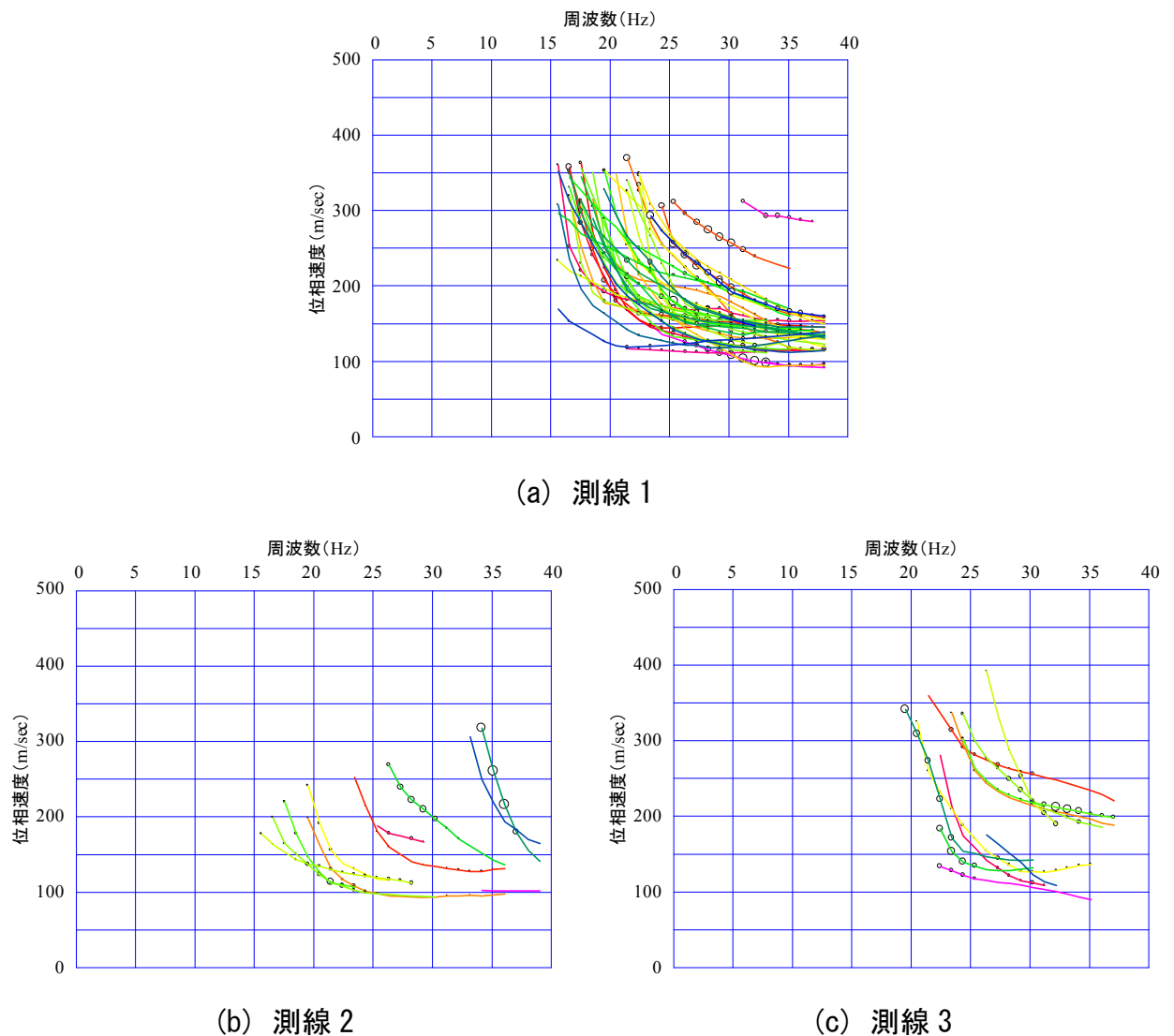
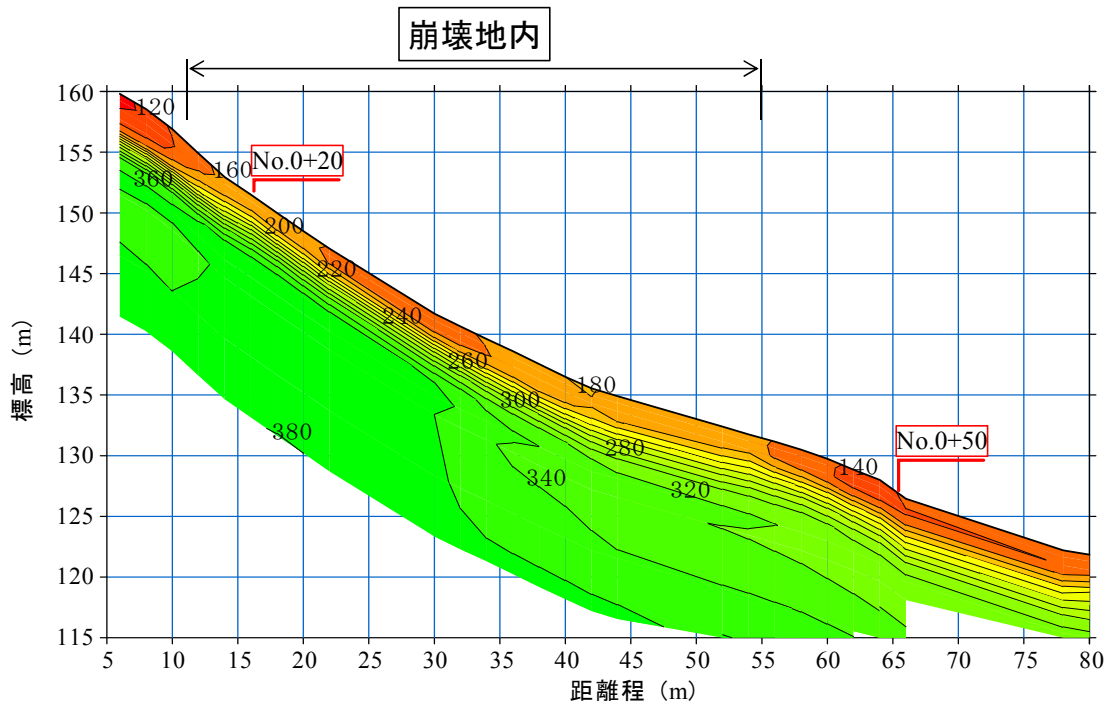
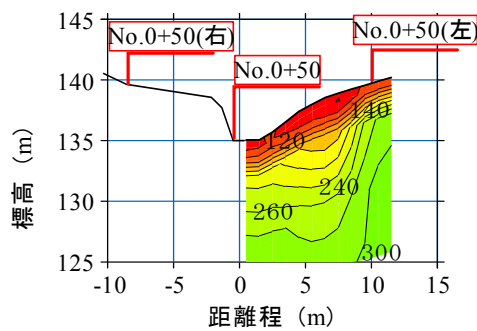


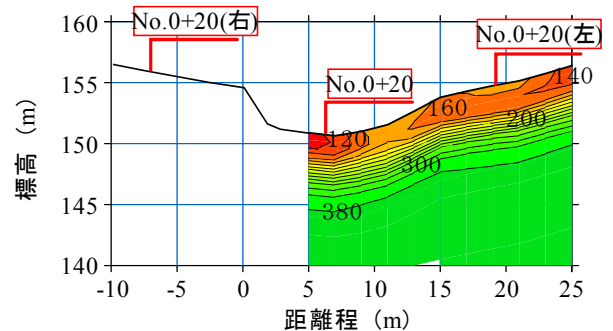
図 6-30 分散曲線



(a) 測線 1



(b) 測線 2



(c) 測線 3

図 6-31 S波速度分布

各測線で得られた表面波探査の解析結果を図 6-31 に示す。なお、測線 2 および測線 3 の結果には、地形断面を併せて示している。得られた結果より、滑落崖部（距離程 0～9 m）では、 $V_s = 120 \sim 150 \text{ m/s}$  の層が 4 m 程度分布しているのに対し、崩壊地内（距離程 9～55 m）では 1～2m 程度である。このことから、表層 2m 程度の緩い層が崩壊したことが伺える。また崩壊地内において、深度方向の S 波速度分布に着目すると、表層付近は成層構造をなしており深度 3m 程度まで  $V_s = 150 \sim 200 \text{ m/s}$  の層が、深度 3～5m 程度まで  $V_s = 200 \sim 300 \text{ m/s}$  程度の層が、さらに深度 5 m より深い箇所には  $V_s = 300 \text{ m/s}$  以上の硬い層が分布している。また、測線 3 の結果からも、崩壊地（距離程 5～15 m）においては同様の層構造が確認できる。

つぎに、崩壊地を含む測線上（測線 1）で実施した簡易動的コーン貫入試験の結果を 図 6-32 に示す。崩壊地上部の未崩壊地の簡易動的コーン貫入試験の結果 (No.0, No.0+5, No.0+9) から、崩壊土層はおおよそ  $N_d = 10$  以下の層であると推察される。なお、崩壊地中央から上部にかけては、崩壊後の地形においても  $N_d < 10$  の層は分布しており、その厚さは 1~2m 程度である。横断形状から推定した崩壊土層厚 (GL.-2.5~3.0m) と崩壊後の  $N_d = 10$  以下の土層厚を考えると、崩壊前の原地盤は  $N_d < 10$  の土層が GL.-4.0~-5.0 m 程度の深さで堆積していたものと推察される。

表面波探査結果と簡易動的コーン貫入試験結果とを比較すると、未崩壊地および崩壊地のいずれにおいても、 $N_d < 10$  程度の土層が分布している領域と  $V_s = 120 \sim 150$  m/s の層が分布している領域が対応しており、さらに、 $N_d > 10$  と  $V_s > 200$  m/s の境界がおおむね一致している。このように、点で捉えた簡易動的コーン貫入試験の結果と線で捉えた表面波探査結果を対比することにより、2次元断面における S 波速度と  $N_d$  値との対応が明らかとなり、より高い確度で表層地盤の情報を把握することが可能となる。しかしながら、当該崩壊地端部における粘性土の分布については、表面波探査の結果のみでは判断が難しく、現地での材料分布と合わせて判断する必要がある。

一連の原位置試験やトレンチによる考察から崩壊前は、植生の根系を含む土層 (GL.-1.0m) の下に崖錐堆積物が 4~5m 程度分布しており、その下に  $V_s = 300$ m/s 以上の基盤層が分布していると考えられた。

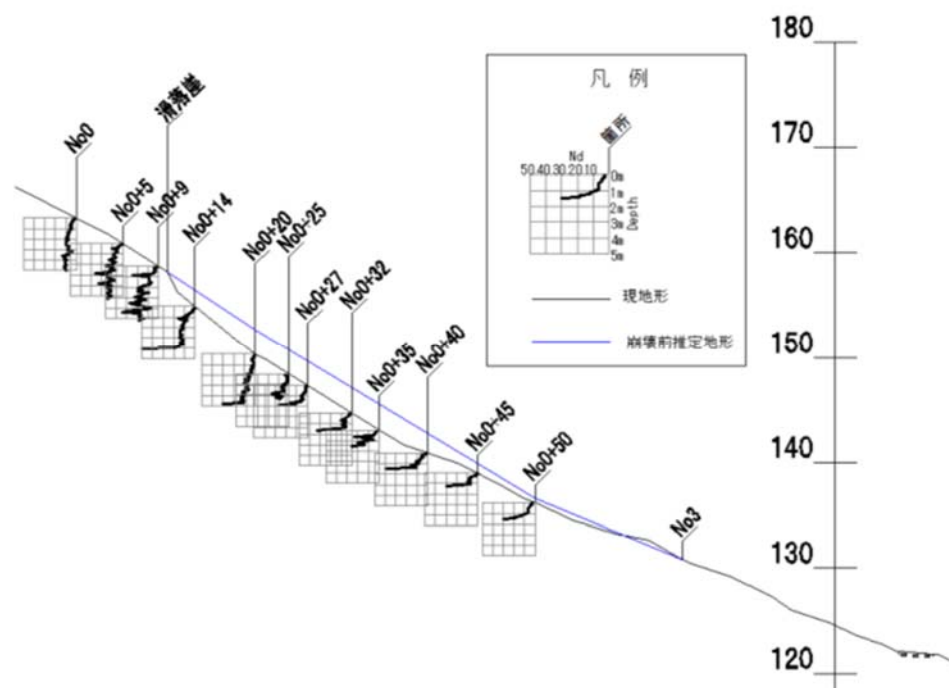


図 6-32 簡易動的コーン貫入試験結果（測線 1）

## 6.2.3 室内試験の概要および結果

図 6-29 で示す A, B, C, D 地点においてそれぞれ試料を採取し室内試験を実施した。A 地点 (GL.-2.5 m) および B 地点 (GL.-1.5 m) については、ネイルサンプリング法により乱さない試料を採取し、C 地点においては、GL.-0 m, -0.5 m, -1.0 m, -2.0 m の各深度で乱した試料を採取した。また、D の地点においても乱した粘土試料を採取した。

表 6-8 および図 6-33 に採取した試料の物性値を示す。粒度分布に着目すると、深度方向に礫分含有率が増加し、砂分・細粒分含有率は低下している。つぎに透水係数に関しては、GL.-1.5 m までは深度が深くなるほど大きくなる傾向を示しており、GL.-1.5 m 以深においては  $10^{-3}$  m/s オーダーとほぼ一定値で推移しており、高い透水性を示している。なお、原位置においても崩壊地内外において原位置透水試験を実施している (図 6-27 参照)。崩壊地内である A 地点および B 地点については透水係数を算出できないほど透水性が高かったが、これは、室内試験の結果と整合している。さらに、未崩壊地である C 地点の表層 (GL.-0.3m) において得られた透水係数  $k_{15} = 2.01 \times 10^{-5}$  m/s は、GL.-0 m 試料を用いた室内透水試験による透水係数  $k_{15} = 3.26 \times 10^{-5}$  m/s と概ね一致していることから、原位置透水試験結果は妥当なものと判断した。

表 6-8 採取試料の物性値一覧

	GL.0.0m	GL.-0.5m	GL.-1.0m	GL.-1.5m (崩壊土層)	GL.-2.0m	GL.-2.5m (崩壊面)	粘土
土質分類	細粒分質 砂質礫	細粒分質 砂質礫	細粒分質 砂質礫	細粒分 砂混り礫	細粒分混 り砂質礫	細粒分 砂混り礫	粘土
$w_n$ (%)	17.5	16.7	15.1	15.3	15.6	19.5	27.5
$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.534	2.720	2.698	2.682	2.732	2.749	2.703
$\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.54	1.75	1.65	1.58	1.60	1.69	1.70
$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.31	1.50	1.43	1.38	1.38	1.41	1.33
$e$	0.928	0.810	0.885	0.943	0.979	0.950	1.032
$k_{15}$ (m/sec)	$3.26 \times 10^{-5}$	$9.57 \times 10^{-5}$	$4.04 \times 10^{-4}$	$3.44 \times 10^{-3}$	$3.26 \times 10^{-3}$	$1.91 \times 10^{-3}$	—
礫分 (%)	48.2	39.6	50.4	82.2	60.1	81.4	31.3
砂分 (%)	29.7	32.5	25.6	9.3	26.3	12.5	19.7
細粒分 (%)	22.1	27.9	24.0	8.5	13.6	6.1	49.0
$U_c$	1421.1	1250.0	2333.3	38.0	1480.0	6.6	2173.9
$U'_c$	56.8	6.1	50.0	7.6	211.9	1.7	0.4

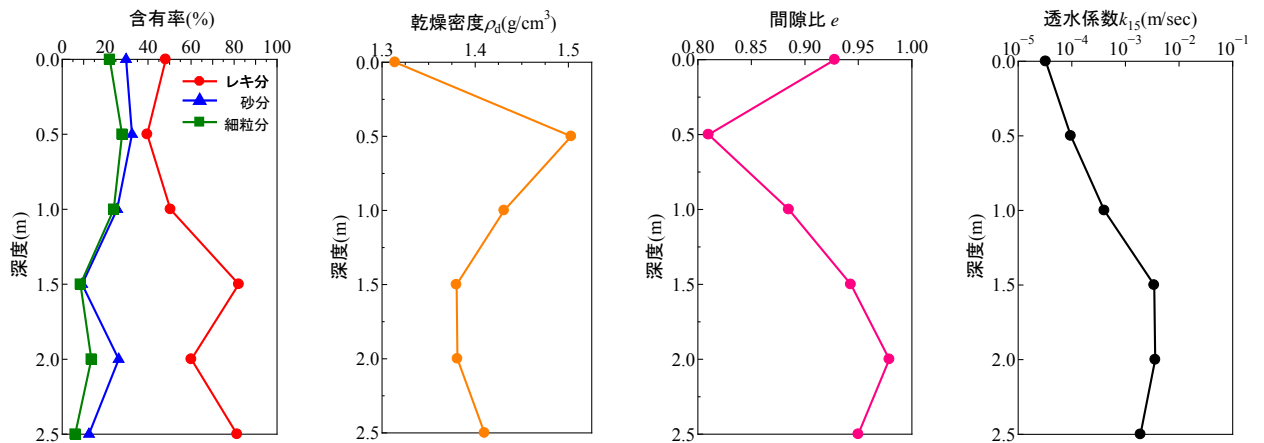


図 6-33 深度方向の物性特性および透水特性

原位置の状況および室内試験による物理特性，透水特性より，植生の根系が多く分布していた GL.0 ~-0.5 m を植生層，植生の根系が減少し透水係数が漸増している GL.-0.5 ~1.0 m を遷移層，礫分が植生層・遷移層に比べ多く，透水係数がほぼ一定となる GL.-1.0 m ~を崖錐堆積物層と区分した。

図 6-34 は各土層の水分特性曲線である．試験条件および各土層の試験結果をそれぞれ表 6-9 および表 6-10 のとおりとした．なお，表 6-10 に示すフィッティングパラメータの同定には van Genuchten の関数モデル（以下，VG モデルと記載）を用いており，飽和透水係数は，室内透水試験結果で得た GL.-0~-0.5 m（植生層），GL.-0.5~-1.0 m（遷移層），GL.-1.5~-2.5m（崖錐堆積層）の平均値を用いている（表 6-8 参照）．得られた

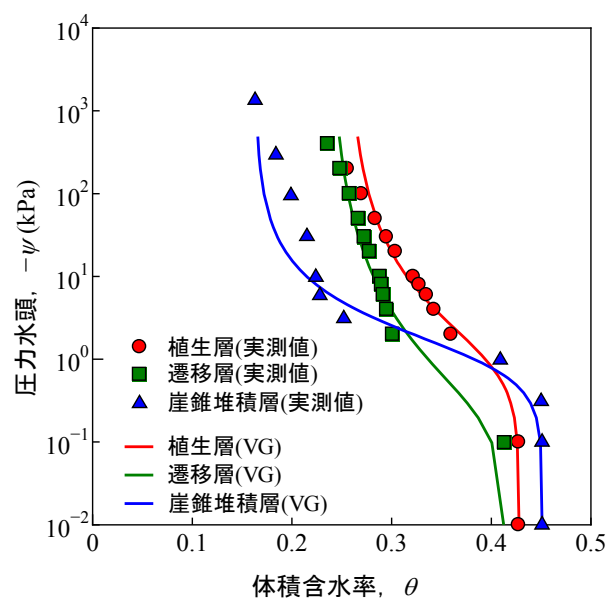


図 6-34 水分特性曲線（土質ごと）

表 6-9 保水性試験の試験条件

	植生層	遷移層	崖錐堆積層
試料の最大粒径 (mm)	4.75	4.75	4.75
$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.41	1.47	1.41
初期状態	飽和	飽和	飽和
試験方法	加圧板法	加圧板法	吸引法, 遠心法

表 6-10 保水性試験結果およびフィッティングパラメータ

	植生層	遷移層	崖錐堆積層
飽和体積含水率 $\theta_s$	0.43	0.41	0.45
残留体積含水率 $\theta_r$	0.26	0.24	0.16
飽和透水係数 $k_s$ (m/sec)	$6.42 \times 10^{-5}$	$2.50 \times 10^{-4}$	$3.26 \times 10^{-3}$
フィッティングパラメータ $\alpha$ (l/m)	9.981	44.154	9.018
$n$	1.452	1.355	1.769
$m$	0.311	0.262	0.435

表 6-11 定圧一面せん断試験の試験条件

	植生層	遷移層	崖錐堆積層1	崖錐堆積層2
$\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.41	1.47	1.35	1.41
鉛直応力 (kPa)	15, 30, 60			
せん断速度 (mm/min)	0.02 (不飽和条件), 0.2 (飽和条件)			
せん断隙間 (mm)	1.0			
せん断変位	6mmで終了			

結果より、崖錐堆積層は他の層に比べて体積含水率 0.2 から 0.4 付近で圧力水頭の変化が少ない地盤材料であることが示されている。これは、表層や遷移層に比べて、崖錐堆積層の細粒分が少なく、礫分が多い粒度特性上の違いが要因と考えられる。

深度ごとの、排水・排気条件下でのせん断強度定数 ( $c_d$ ,  $\phi_d$ ) を求めるために、低拘束圧下で定圧一面せん断試験を実施した。試験条件を表 6-11 に示す。用いた試料は、植生層、遷移層、崖錐堆積層 1 (GL.-1.5 m 試料)、崖錐堆積層 2 (GL.-2.5 m 試料) の 4 種類である。4.75 mm ふるいを通過した試料を、締め固めて  $\phi = 6.0$  cm,  $h = 2.0$  cm の供試体を作製した。水分量は、試料採取時の飽和度および水浸飽和状態とした。加えて、崖錐堆積層 1, 2 の試料に関しては、同等の水分状態でのせん断挙動を把握するために、それぞれ  $S_r = 65\%$  に調整した状態での試験も実施した。鉛直応力  $\sigma_v$  は、実際に推定崩壊深度付近に作用していたと考えられる土被り圧 (1~4m) を考慮して決定している。

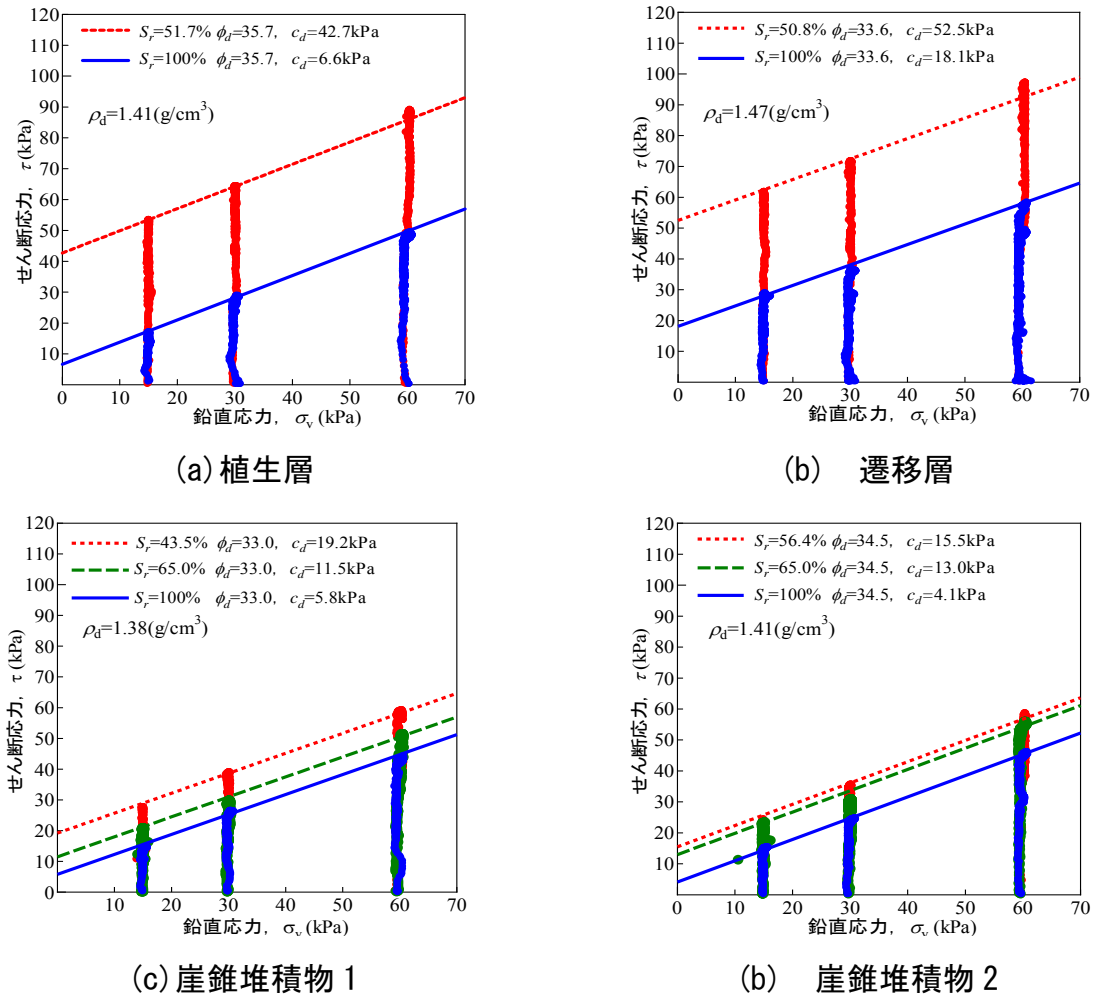


図 6-35 定圧一面せん断試験結果

図 6-35 は得られた試験結果である。この結果より、いずれの試料も飽和化によって内部摩擦角 $\phi_d$ はほぼ同等であるものの、粘着力 $c_d$ が低下していることが分かった。これは、飽和化に伴いサクションが消失することによって、見かけ粘着力が低下したためと考えられる。しかし、いずれの試料についても飽和条件下で $c_d$ が完全には消失していない。これは、角礫同士のかみ合いの影響と考えられる。つぎに、崖錐堆積物層 1 と崖錐堆積物層 2 を比較すると、崖錐堆積物層 1 の方が、わずかに $\phi_d$ が小さくなっているものの、強度特性上の大きな差異は見受けられなかった。今回は明確な強度境界が得られないことから、強度境界となる面ですべりが発生した可能性は低いと考えられる。一方、植生層および遷移層の試験結果は、崖錐堆積物層 1 や崖錐堆積物層 2 の結果と比較すると、試料採取時の飽和度状態での $c_d$ が大きな値を示しており、飽和化に伴う粘着力の低下量も大きいことが分かる。これは、植生層および遷移層の試料の方が崖錐堆積物層に比べて細粒分をより多く含んでおり、サクションによる見かけの粘着力に違いが生じていることが要因であると推察される。

表 6-12 BE 試験の試験条件

		崩壊面試料 (GL.-2.5 m)
供試体作製	最大粒径 (mm)	4.75
	供試体寸法 (mm)	$\phi 50 \times h100$
	乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	1.41
	飽和度 (%)	56.7, 98.7
圧密	载荷速度 (kPa)	2.0
	応力比	1.0
	平均有効主応力 (kPa)	15→30→60→100
	排水クリーブ	3 $t$ 法により決定
BE試験	電圧 (V)	±10
	周波数 (kHz)	sin波: 2, 5, 8, 10, パルス波: 0.2

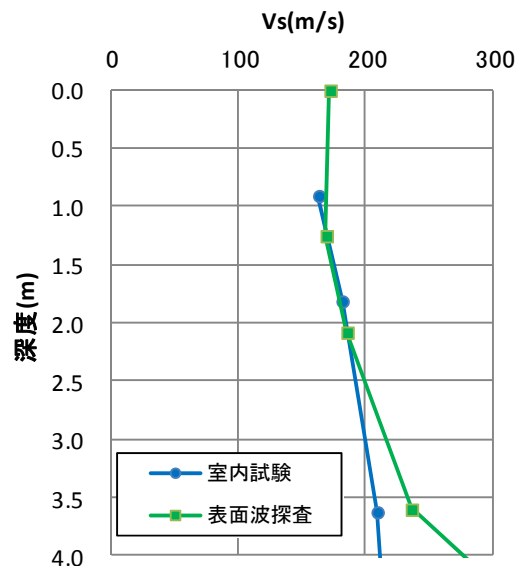


図 6-36 原位置試験および室内試験の S 波速度比較

室内試験と現場が整合するか確認するために、BE 試験で得られた S 波速度と表面波探査により得られた S 波速度を比較した。BE 試験には、崩壊地内で採取した崩壊面 (GL.-2.5 m) 試料を用いた。試験条件等を表 6-12 に示す。供試体は試料採取時の飽和度で作製しており、不飽和条件で試験している。なお、深度方向に飽和度が変化しないと仮定して、室内 BE 試験供試体の飽和度は一律に図中の崩壊地内地表面深度 0m 地点の試料採取時の飽和度を用いている。図 6-36 は原位置における S 波速度と室内 BE 試験による S 波速度を比較したものである。得られた結果から、いずれの S 波速度についても概ね深度方向に増加し、特に表層部分においてよく整合していることが確認できる。この結果より、定圧一面せん断試験をはじめとする各種室内供試体は、当該現場の状態を良く再現できているものと判断される。

### 6.2.4 解析による崩壊メカニズムの推定

台風時の地盤内の飽和度分布を把握することを目的として、図 6-29 に示した崩壊地測線（測線 1）において 2 次元飽和・不飽和浸透流解析を実施した。解析断面および境界条件を図 6-37 に示す。地盤区分は、表面波探査、簡易動的コーン貫入試験、採取した試料の物理特性、透水特性を勘案して、植生層、遷移層、崖錐堆積層、基盤 ( $N_d \geq 30$ ) として土層を大きく 4 つに分類して設定した。また、それぞれの境界条件は、地表面を降雨浸透境界、基盤（粘性土層含む）を不透水境界、斜面下端の植生層を浸出面境界とした。つぎに、それぞれの浸透パラメータは、保水性試験結果から VG モデルを用いて不飽和透水係数を設定した。降雨は、表 6-13 に示すように 3 ステップで入力し、対象地盤の初期状態として、一様に圧力水頭  $\psi -0.7\text{m}$  とし、そこに 200 mm/day の降雨を 24 時間入力し、その後 48 時間の無降雨状態を継続させたものを用いた。

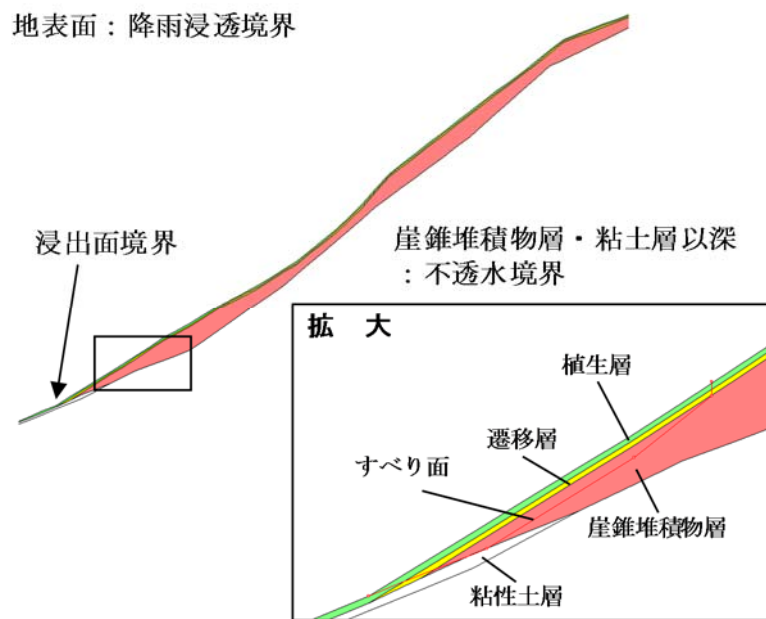


図 6-37 境界条件設定図

表 6-13 降雨入力条件

ステップ	入力降雨
1	2009年1～7月の日降雨
2	2009年8月1～8日の時間降雨
3	2009年8月9～10日の10分間降雨

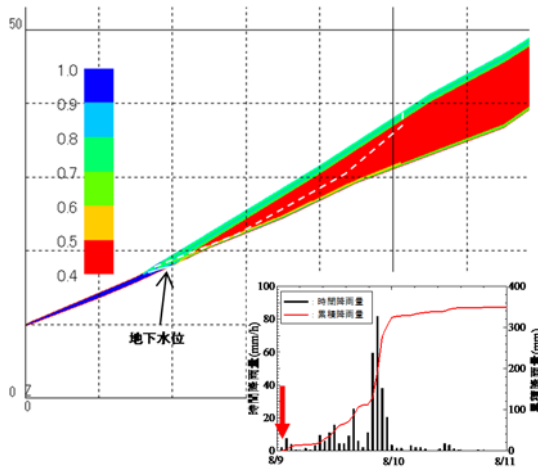


図 6-38 降雨開始時刻の斜面内部の飽和度分布と地下水位（拡大）

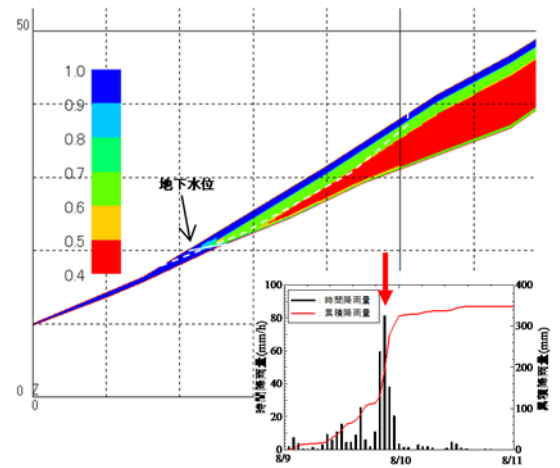


図 6-39 最大時間雨量時刻の斜面内部の飽和度分布と地下水位（拡大）

降雨開始時刻（2009年8月9日0時）の崩壊地付近を拡大した飽和度分布図，地下水位を図6-38に，最大時間雨量観測時刻後（2009年8月9日21時36分）における飽和度分布，地下水位を図6-39にそれぞれ示す．なお，崩壊後の地形を崩壊面として示している．得られた結果から，降雨開始の時点で斜面の最下部の植生層の飽和度は， $S_r = 90 \sim 100\%$ 程度とほとんど飽和した状態であり，一方，上流にある植生層と遷移層は $S_r = 60 \sim 70\%$ 程度，崖錐堆積物層は $S_r = 40 \sim 50\%$ 程度と深部ほど飽和度が低いことが分かる．降雨が進み最大時間雨量が観測された時点では，植生層の $S_r = 90 \sim 100\%$ 程度の範囲が上流に広がり，遷移層の飽和度がおよそ $S_r = 75\%$ ，遷移層に接する崖錐堆積物層においてはおよそ $S_r = 65\%$ と比較的に高い状態となっている．また，斜面下部では，植生層と遷移層ならびに崖錐堆積物層の一部が $S_r = 90 \sim 100\%$ 程度と非常に高い．図中には崩壊面を白色破線で記載しているが，図6-39の結果より，崖錐堆積物層の高飽和領域（ $S_r = 75\%$ 程度）と崩壊面がおよそ一致している．さらに，それぞれ抽出した時刻の地下水位に着目すると，降雨開始時には斜面下部の崩壊面付近に生じている地下水位が，最大時間雨量時刻には3～4m程度上昇していることが確認できる．

つぎに，すべり面を固定した修正フェレニウス法を用いて二次元安定解析を行った．飽和度と湿潤密度の関係を図6-40に，解析に用いた各土層の内部摩擦角を表6-14に，飽和度と粘着力の関係を図6-41にそれぞれ示す．図6-40および内部摩擦角は，室内試験をもとに決定している．なお，内部摩擦角 $\phi$ は飽和度 $S_r$ によらず一定としている．また，図6-41は飽和度に応じた粘着力増分をサクション応力の増分として算出した．

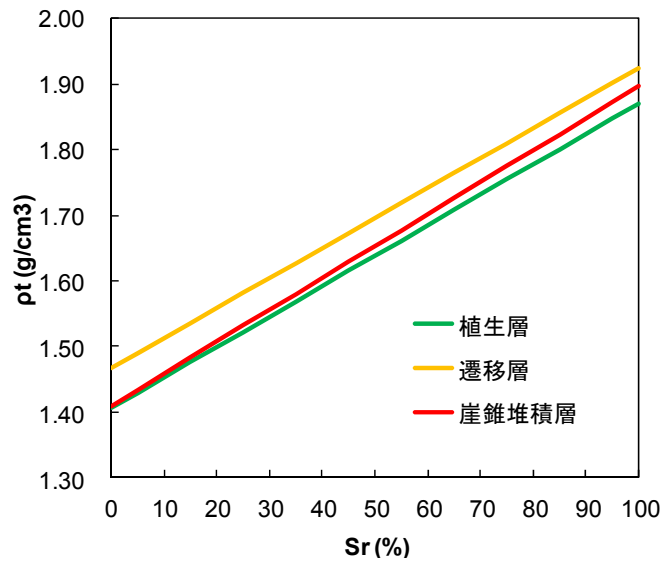


図 6-40 飽和度と湿潤単位体積重量の関係

表 6-14 各土層の内部摩擦角

	内部摩擦角 $\phi$ (度)
植生層	35.7
遷移層	33.6
崖錐堆積物	34.5

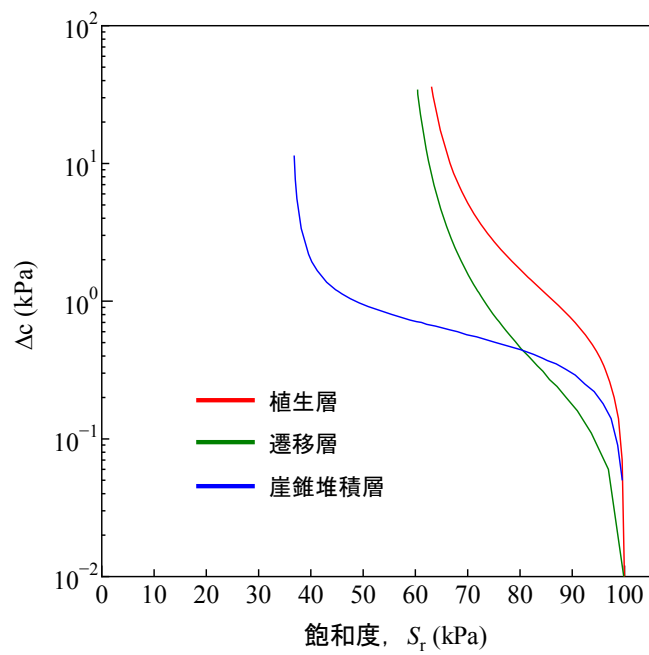


図 6-41 飽和度と粘着力の関係

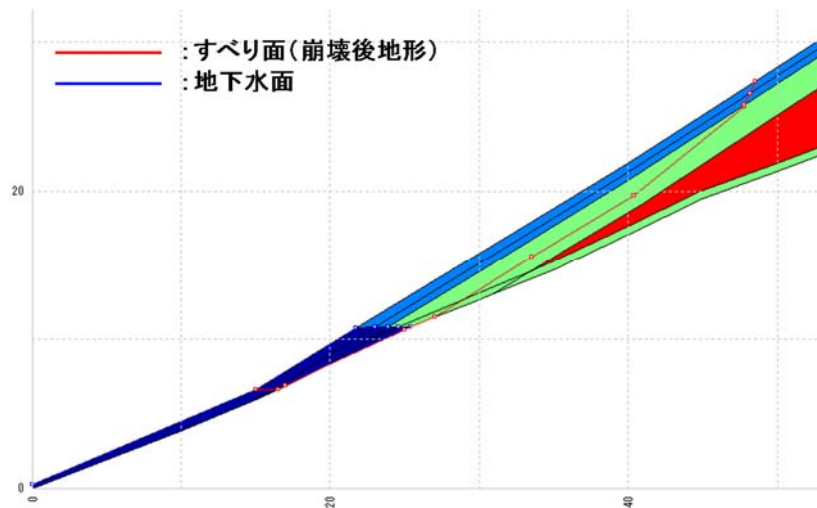


図 6-42 安定解析モデル図の一例（最大時間雨量時刻）

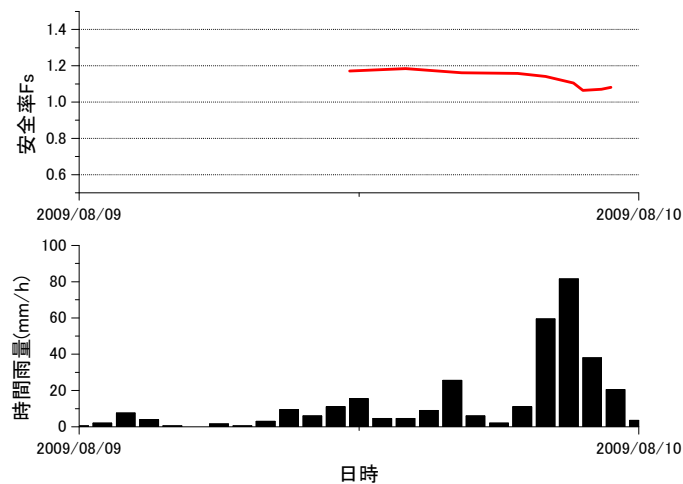


図 6-43 時間雨量と安全率の推移

安定解析の地盤区分モデルは、各材料の飽和度に応じて設定した。図 6-42 は最大時間雨量時刻の浸透流解析結果の飽和度分布図と安定解析に用いた地盤区分モデル図を代表例として示したものである。すべり面を崩壊後の地形に固定して安全率の変化を求めた。安定解析を実施する際に植生の荷重、根系の粘着力増分等は考慮していない。地下水位については、浸透流解析結果からすべり面に浮力が作用するものとして、間隙水圧  $u$  を考慮することで安全率を算出した。

時間雨量と安全率  $F_s$  の変化を図 6-43 に示す。得られた結果より、8月9日21時時点の安全率が最も  $F_s = 1.0$  に漸近していることが確認できる。また、同時刻の飽和度分布と推定すべり面の位置を比較すると、高飽和度帯と崩壊すべり面が概ね一致していることから（図 6-42）、表層から形成された崖錐堆積物の高飽和度帯 ( $S_r = 75\%$ ) に沿って、すべり面が形成された可能性が強く示唆される。

以上の解析結果から、当該斜面は2009年台風9号の降雨により、地表面から植生層、遷移層、崖錐堆積物層に鉛直浸透するものの、崖錐堆積物層の透水係数が大きいことから、遷移層から徐々に飽和度が高くなり、さらに、斜面下部の飽和度上昇に伴い地下水位が上昇した。結果として、最大時間雨量を観測した直後に地下水位が最も上昇し、すべり面と高飽和度分布帯が一致した段階で臨界状態に達し崩壊に至ったと考えられた。また、一連の検討の結果、谷地形を呈する透水性の高い崖錐堆積物斜面では、法尻の地下水の上昇ならびに飽和状態に応じた地盤材料のせん断強度と移動土塊重量の釣り合いによって崩壊規模が決定され、崩壊した可能性が示唆された。

## 第7章 地盤改良効果の評価に関する事例研究

近年、世界の基幹航路に就航するコンテナ船の大型化が進展しており、輸送拠点としての国際コンテナ港湾の機能を強化するためには、航路や泊地の増深及び維持のための浚渫が進められている。一方、この浚渫により発生する浚渫粘性土は膨大な量に及ぶため、これらの浚渫粘性土を有効活用できれば工学的に有利である。本章では、浚渫粘性土に鉄鋼副産物を混合することで固化改良を行った埋立地において表面波探査を行い、探査結果から時間進行による地盤改良効果の発現を評価した。

### 7.1 調査地の概要

兵庫県神戸市の神戸港内では航路の拡大・増深のために浚渫が進められている。この浚渫により発生した浚渫粘性土を有効活用するため、神戸空港島北西部において埋立て材として利用している。写真7-1は神戸空港島の全景を示したものであり、写真中には埋立範囲を示している。浚渫粘性土は含水比が高く軟弱なものが多いため、早期の土地化のためには表層安定処理や地盤改良を行う必要がある。図7-1は埋立地の概要であり、写真7-1中のB-B'断面の様子を示している。2001年から2009年までに約2.9 km<sup>3</sup>の浚渫粘性土を受け入れており、浸透圧密を利用したドレーン改良により圧密促進による減容化が進んでいる<sup>42)</sup>。しかし、2010年以降に受け入れた浚渫粘性土に関しては未改良の状態であるため、土地利用に向けて表層の改良や覆土工法についての検討が必要となる。本章では、泥上掘削機を用いて浚渫粘性土に各種スラグ材料を混合し、表層部を固化改良する方法について、試験施工を行った上で表面波探査等の原位置試験を実施し、混合の均質性・浚渫粘性土の強度増加の検討を行った。



写真7-1 神戸空港島全景<sup>43)</sup>に加筆

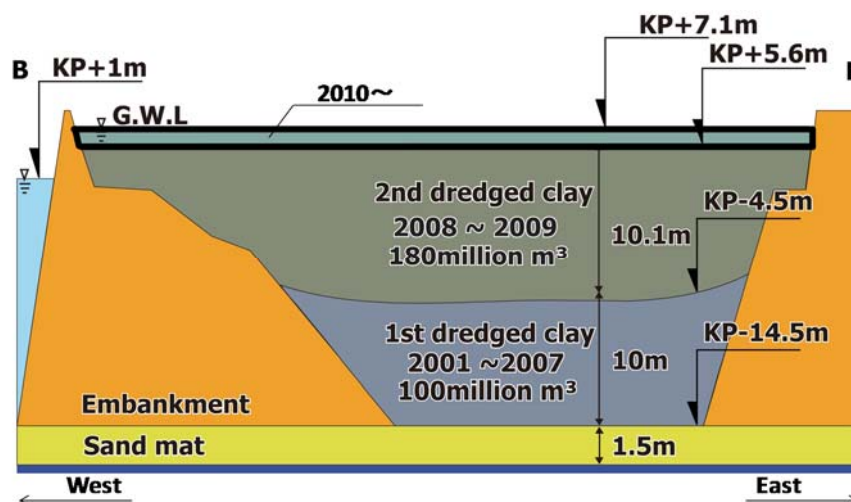


図 7-1 埋立地概要

## 7.2 試験施工および原位置試験の概要

浚渫粘性土の改良に用いた材料は、水砕スラグ・アッシュストーン・製鋼スラグ A・製鋼スラグ B・未エージング製鋼スラグ B の 5 種類である。製鋼スラグおよび高炉スラグの一種である水砕スラグは、鉄鉱石から鉄鋼を精製する際に生じる鉄鋼副産物であり、それぞれ潜在水硬性を有している<sup>44)</sup>。また、アッシュストーンは自家発電用火力発電所から生じる石炭灰を硬化させた粒状材料で、軽量かつ高い吸水性を有している。表 7-1 に用いた試料の物性値をまとめたものを、図 7-2 に用いた試料の粒径加積曲線をそれぞれ示す。試験施工実施箇所における浚渫粘性土の含水比は  $w_n = 127\%$  (湿潤密度  $\rho = 1.38 \text{ g/cm}^3$ ) であり、液性限界 ( $w_L = 121\%$ ) と概ね同程度であった。

表 7-1 用いた試料の物性値一覧

	浚渫粘性土	水砕スラグ	アッシュストーン	製鋼スラグ
土粒子密度 $\rho_s (\text{g/cm}^3)$	2.664	2.756	2.664	3.377
自然含水比 $w_n (\%)$	126.9	9.6	58.8	11.1
粗骨材吸水率 (%)	—	—	53.40	3.71
細骨材吸水率 (%)	—	3.05	52.99	6.72
液性限界 $w_L (\%)$	121	3.05	52.99	6.72
塑性限界 $w_P (\%)$	36	NP	NP	NP
最大粒径 $D_{\max} (\text{mm})$	19.0	4.75	37.5	19.0

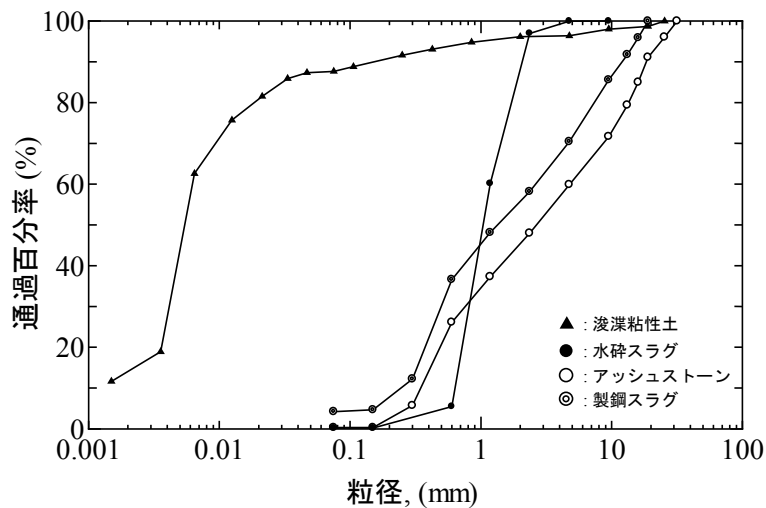


図 7-2 用いた試料の粒径加積曲線一覧

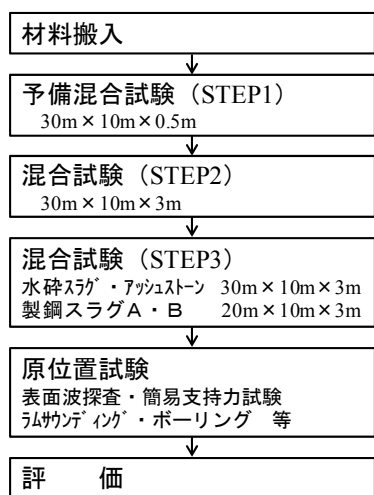


図 7-3 試験施工フロー

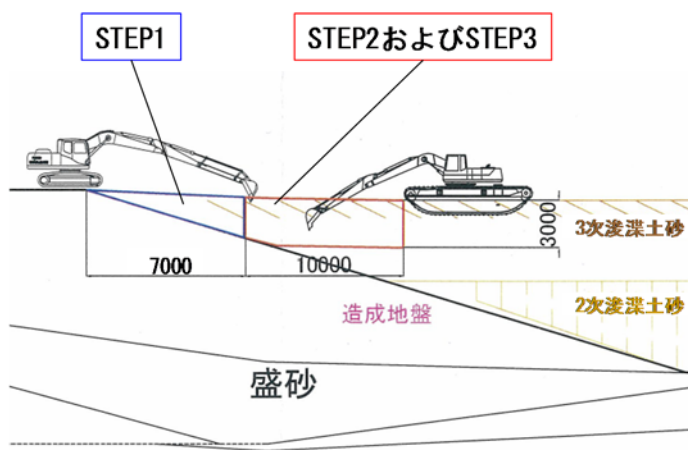


図 7-4 試験施工の断面図

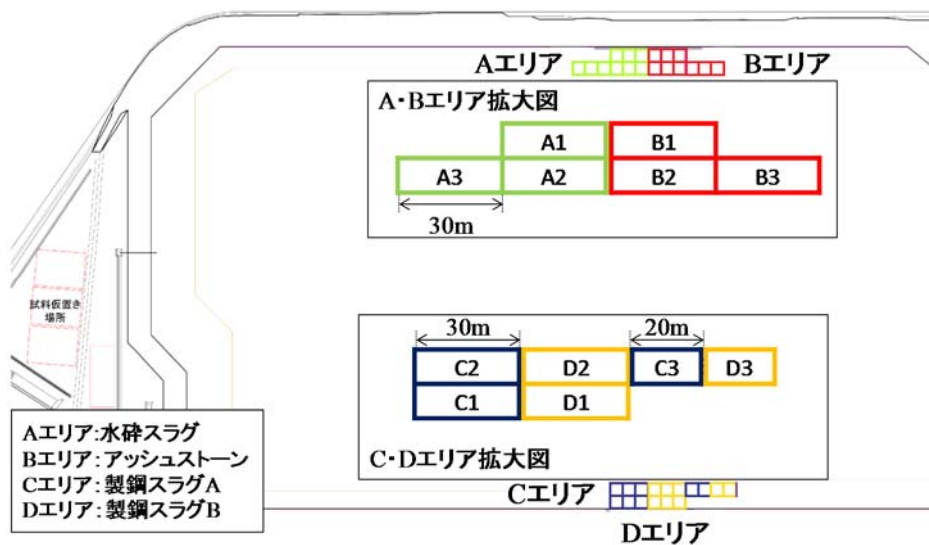


図 7-5 改良範囲の概略図

表 7-2 混合条件

エリア	混合材料	混合比 (浚渫土:混合材料)	混合時間(10m <sup>2</sup> 当り)
A2	水砕スラグ	5:5(重量比)	2時間
A3		6:4(重量比)	
B2	アッシュストーン	5:5(重量比)	2時間
B3		6:4(重量比)	
C2	製鋼スラグA	7:3(容積比)	2時間
C3			3時間
D2	製鋼スラグB	7:3(容積比)	2時間
D3			3時間

図 7-3 は、試験施工の流れを示したものである。バックホー (0.7 m<sup>3</sup> ロング・アーム) で混合材料を所定の位置に運搬した後、泥上掘削機を用いて浚渫粘性土と混合材料を混合した。試験施工の断面図および改良範囲の概略図を図 7-4、図 7-5 にそれぞれ示す。STEP2 および STEP3 の改良目標深度は 3.0 m 程度としている。図 7-5 において、水砕スラグを用いて改良を行った範囲を A エリア、アッシュストーンを用いて改良を行った範囲を B エリア、製鋼スラグ A を用いて改良を行った範囲を C エリア、製鋼スラグ B を用いて改良を行った範囲を D エリアとしている。また、エリアを示す記号の後ろの数字は、図 7-3 中に示す施工 STEP を示している。さらに、表 7-2 は混合条件を示したものである。

改良した浚渫粘性土について改良効果と地盤強度の経時変化を把握するために、表面波探査・簡易支持力試験・ラムサウンディング・ボーリングを試験施工後の 7 日、14 日、21 日、28 日後にそれぞれ実施した。また、表面波探査については 365 日後にも実施している。探査測線は図 7-6 に示すよう、各エリアにおいて東西方向と南北方向に設置した。図 7-6 は図 7-5 のエリア拡大図をさらに拡大した詳細図である。1 つのメッシュが 2 m 間隔となっている。表面波探査測線はそれぞれのエリアにおいて 2 本ずつ設置した。図中に示す表面波探査測線の矢印の方向は起振の向きを表している。測線の概要を表 7-3 にまとめて示す。なお、A3 エリアおよび B3 エリアについては、トラフィカビリティを得られなかったため原位置試験は実施していない。さらに、図中に三角印 (△) は簡易支持力試験を、丸印 (○) はラムサウンディングを実施した位置を示している。いずれの原位置試験も各試験エリアの中央部で実施しているため、隣接しているエリアの改良材料による影響は受けないと考えられる。

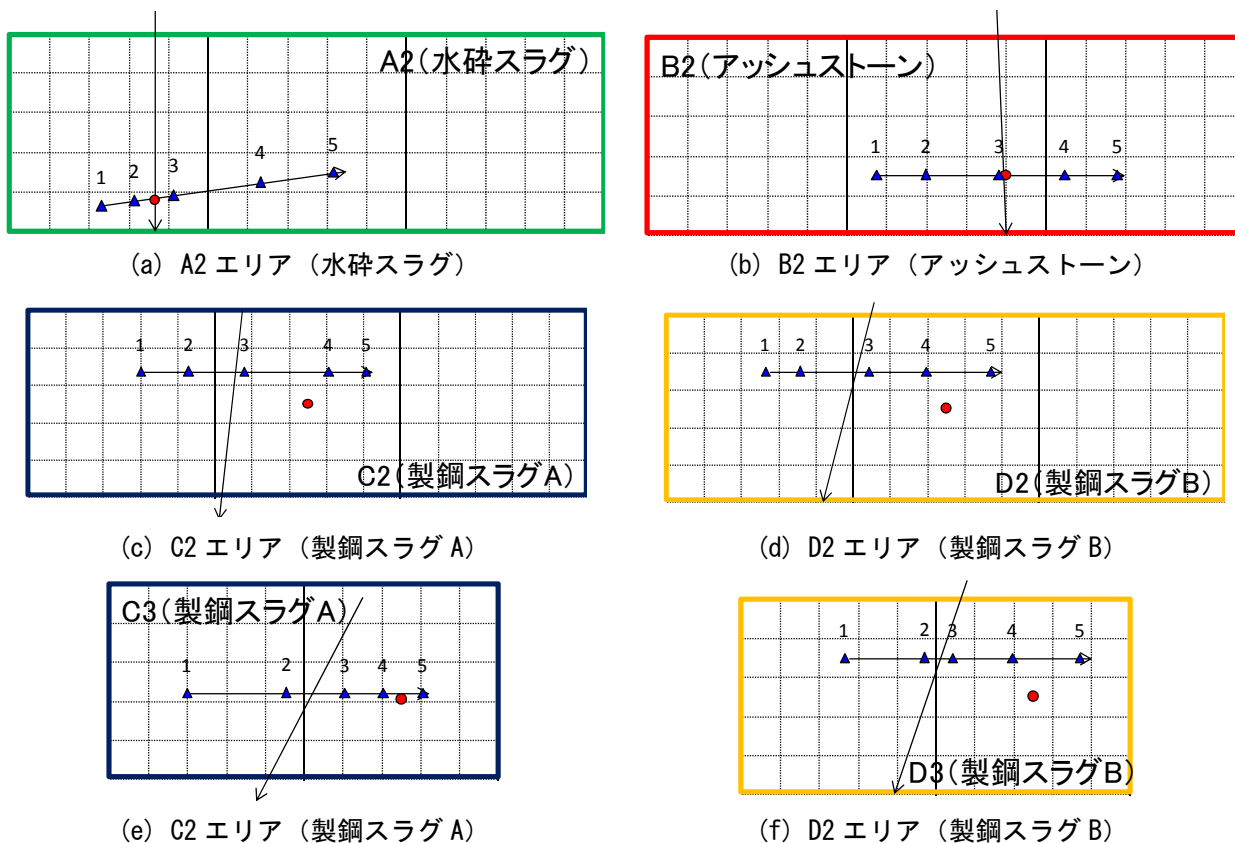


図 7-6 各エリアの原位置試験実施位置

表 7-2 表面波探査測線の概要

エリア	起振方向	測線延長 (m)	受振点間隔 (m)	起振点間隔 (m)
A2	北→南	12.0	0.5	0.5
	西→東			
B2	北→南	12.0	0.5	0.5
	西→東			
C2	北→南	12.0	0.5	0.5
	西→東			
C3	北→南	12.0	0.5	0.5
	西→東			
D2	北→南	12.0	0.5	0.5
	西→東			
D3	北→南	12.0	0.5	0.5
	西→東			

簡易支持力試験は、地盤の支持力を簡易的に把握するための調査で、重錘を一定の高さから地盤に自由落下させたときに生じる衝撃加速度の最大値から、表層地盤の支持力を把握する試験である<sup>45)</sup>。今回の調査では、各エリアの表面波探査東西測線上の5箇所で行った試験を実施した。便宜上、試験実施地点を西から東に向かって測点1から測点5としている。各測点において試験を5回ずつ実施し、衝撃加速度から得られるインパクト値（以下、Ia値と表記）の平均値をその測点の値としている。

### 7.3 原位置試験結果および改良効果の評価

#### 7.3.1 A2 エリア（水砕スラグ）

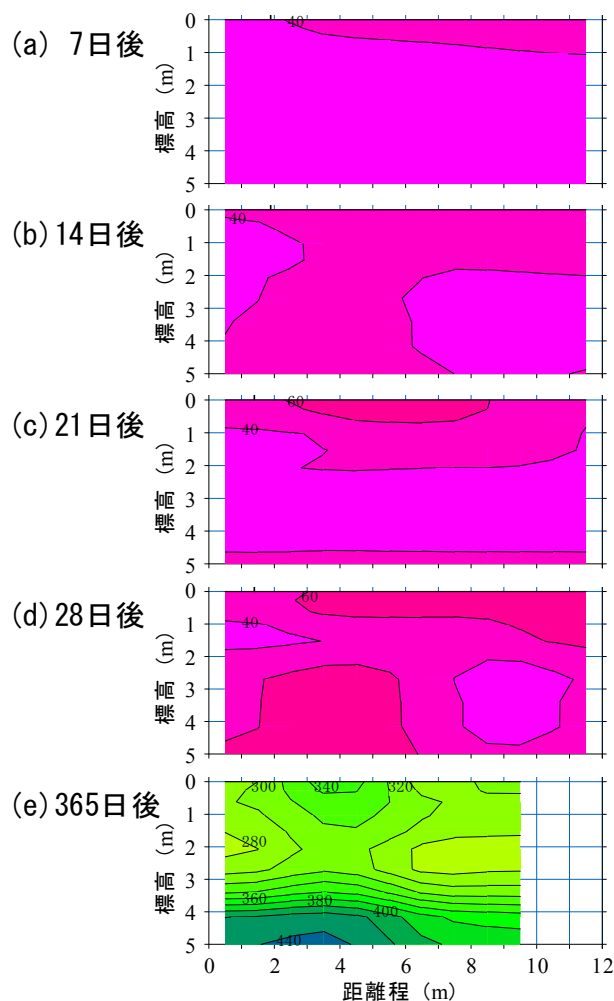


図 7-7 S波速度分布（A2 エリア・南北）

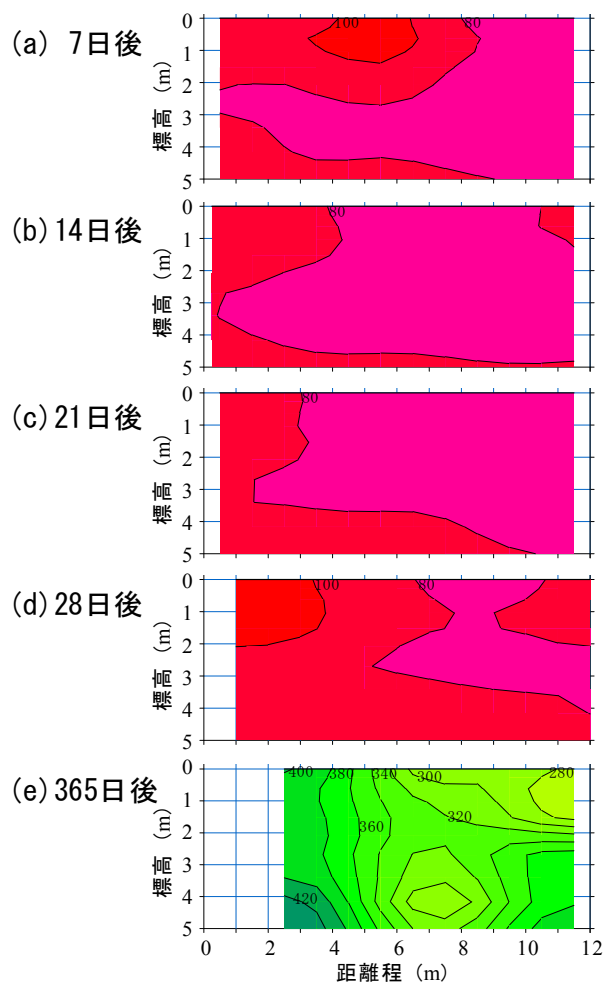


図 7-8 S波速度分布（A2 エリア・東西）

図 7-7 および図 7-8 は、A2 エリアにおける試験施工から 7 日後、14 日後、21 日後、28 日後、365 日後の表面波探査結果をそれぞれ示したものである。これらの結果より、南北および東西のいずれの測線についても 7 日後、14 日後、21 日後、28 日後の結果は  $V_s = 100 \text{ m/s}$  を下回っており非常に緩い状態であることが伺える。しかし、7 日後の結果と 28 日後の結果を比較すると、南北測線においては  $V_s = 40 \text{ m/s}$  程度から  $V_s = 40 \sim 60 \text{ m/s}$  へ、東西測線においては  $V_s = 80 \sim 100 \text{ m/s}$  程度から  $V_s = 90 \sim 110 \text{ m/s}$  程度へと微増していることが分かる。さらに、365 日後には両測線とも  $V_s = 300 \sim 400 \text{ m/s}$  程度に増加しており、日数の経過に伴って地盤の改良効果が発現していることが確認できる。ここで、7 日後の S 波速度分布に着目すると、南北測線は  $V_s = 40 \sim 60 \text{ m/s}$  程度であるのに対して、東西測線は  $V_s = 80 \sim 100 \text{ m/s}$  と値に差が見られる。これは、今回の添加量もしくは混合条件下では、混合の程度にばらつきがあるためと考えられる。

図7-9はA2エリアにおける簡易支持力試験の結果である。 $I_a=0$ は地表面が軟弱であったため測定が不可能であったことを示している。この結果より、表面波探査の結果と同様に日数の経過に伴いわずかではあるが $I_a$ 値が増加していることから、改良効果が確認できたといえる。しかし、地点によっては増減の程度が一樣ではなく、また試験実施地点によっても $I_a$ 値に差が見られる。特に、測定地点1および5の28日後の結果は21日後の結果と比較して半分程度の値を示している。これは、21日強度と28日強度の測定位置が異なることが原因であり、測定地点が十センチ程度と僅かに変化することで $I_a$ 値が大きく変化することを示している。このことは、試料採取箇所によって強度にばらつきがあることを示唆しており、表面波探査の結果とも整合している。

試験施工地盤の強度を確認するために、試験施工から28日後に乱さない試料を採取して一軸圧縮試験を実施した。図7-10に得られた結果を示す。この結果からも、採取箇所によって強度が大きく変化している様子が分かる。特に浅い箇所から採取した試料は平均圧縮強さが $2c_u = 150 \sim 550 \text{ kN/m}^2$ と大きなばらつきが確認されている。さらに、深度1.0 m程度で $2c_u = 300 \text{ kN/m}^2$ であるのに対し、深度2.0 m程度は $2c_u = 35 \text{ kN/m}^2$ 程度であることから、深度方向にもばらつきが大きいことが分かる。この結果は、原位置試験の結果とも整合しており、水砕スラグの土粒子密度が小さいため、うまく混合できなかったと考えられる。

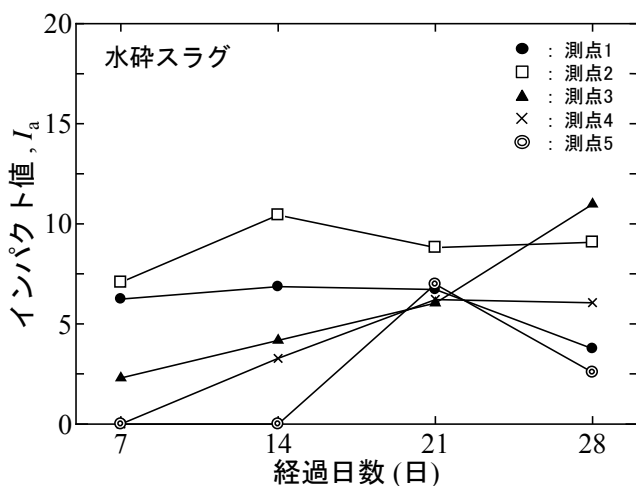


図7-9 簡易支持力試験結果 (A2 エリア)

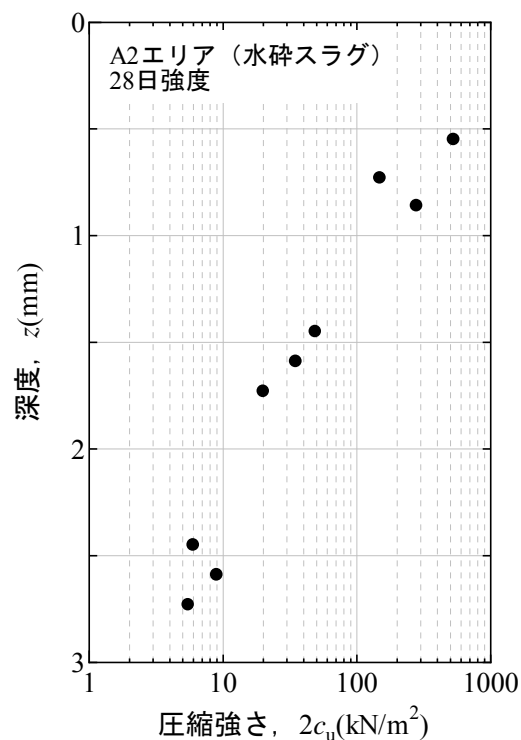


図7-10 乱さない試料の $2c_u \sim z$ 関係

7.3.2 B2 エリア (アッシュストーン)

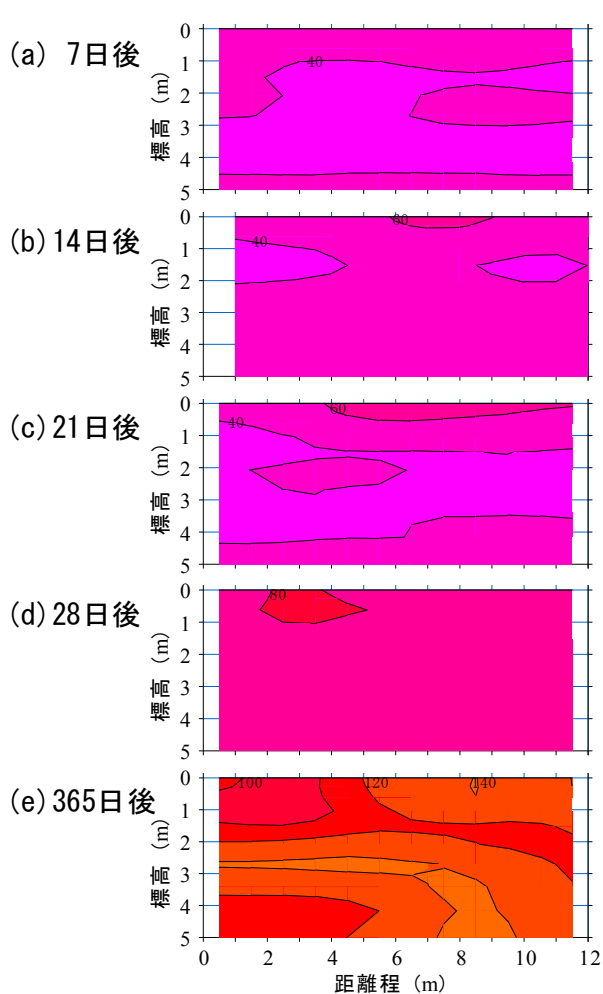
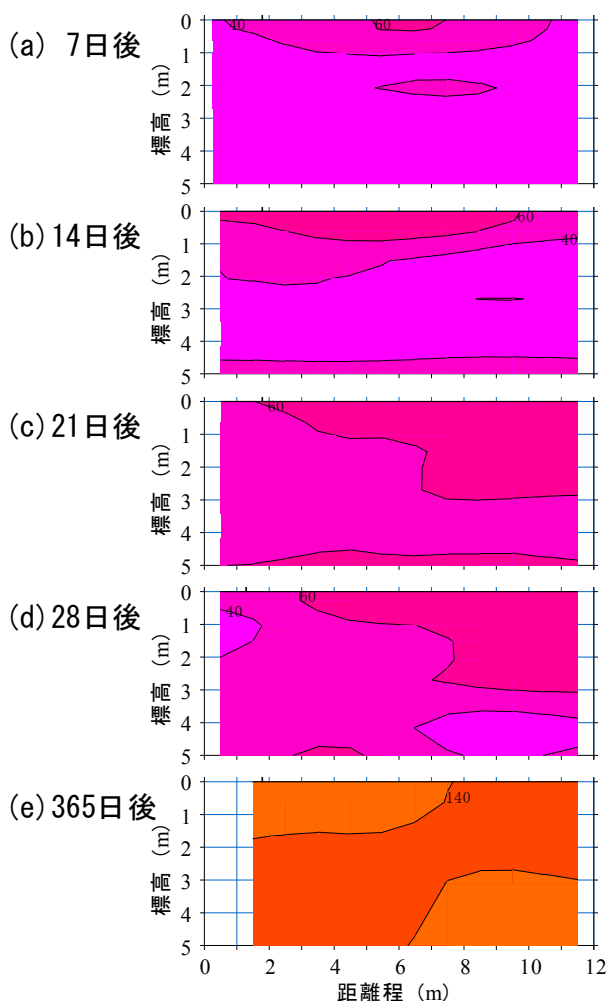


図 7-11 S 波速度分布 (B2 エリア・南北) 図 7-12 S 波速度分布 (B2 エリア・東西)

図 7-11 および図 7-12 は B2 エリアにおける，表面波探査結果をそれぞれ示したものである．得られた結果より，いずれの測線についても 7 日後から 28 日後の結果まで  $V_s = 40 \sim 60 \text{ m/s}$  程度であり，ほとんど変化が見られない．これは，アッシュストーンは水硬性を有していないため，S 波速度に大きな変化が見られなかったと考えられる．つぎに，365 日後の結果に着目すると，両測線とも  $V_s = 100 \sim 140 \text{ m/s}$  程度に S 波速度が増加している．これは，アッシュストーンが高い吸水性を持っており，混合した高含水比浚渫粘性土の水分を吸水したことで圧密が促進したためと考えられる．図 7-13 は 28 日後に試験サイトから採取した試料の含水比を深度ごとに比較したものである．改良範囲の境界付近である GL.-3.0 m の試料は  $w = 110 \sim 120 \%$  と浚渫粘性土の自然含水比 ( $w_n = 126.9\%$ ) に近い値を示しているのに対し，改良範囲である GL.-1.0 m および GL.-2.0 m 付近の含水比は  $w = 70 \%$  前後と小さい．このことから，アッシュストーンを混合することで水分が吸水され，混合材料の含水比が小さくなることが確認できる．

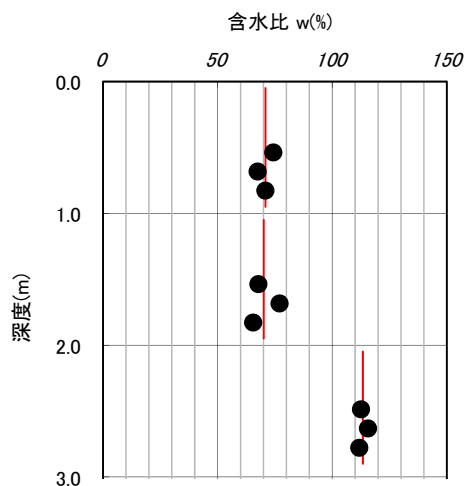


図 7-13 深度方向の含水比分布 (28 日後)

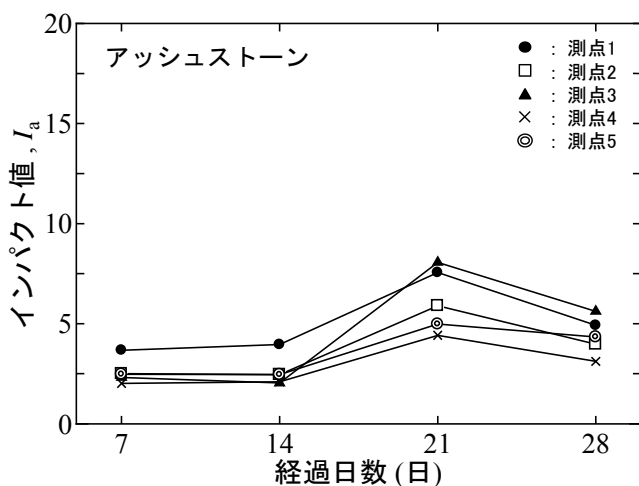


図 7-14 簡易支持力試験結果 (B2 エリア)

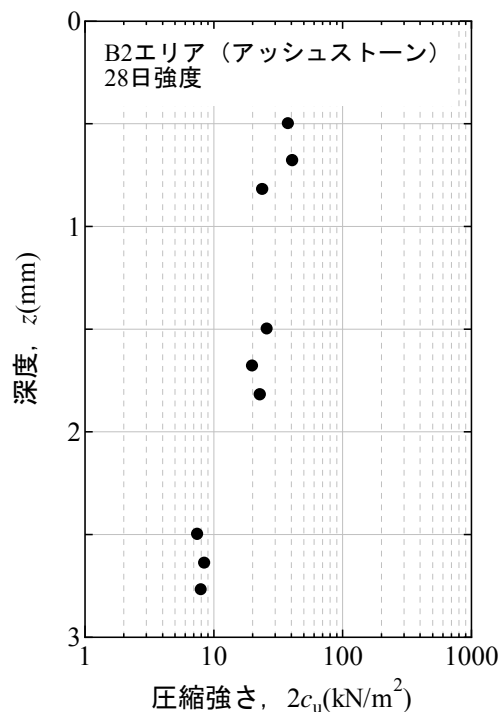


図 7-15 乱さない試料の  $2c_u \sim z$  関係

図 7-14 は B2 エリアにおける簡易支持力試験結果である。いずれの値も  $I_a = 7$  以下と小さく、この結果からも地盤が軟弱であることが分かる。しかし、いずれの測点においても類似した値を得られており、地表面付近の強度に大きなばらつきは見られないといえる。なお、全測点において 28 日強度が 21 日強度を下回っているが、これは 28 日強度測定日の前日の降雨により表層が軟化したためであると考えられる。図 7-15 に 28 日後の乱さない試料を用いた一軸圧縮試験結果を示す。この結果からも、強度のばらつきが少ないことが確認でき、原位置試験の結果と整合している。また、深度 2.0 m 程度まで  $2c_u$  の平均値が約  $20 \text{ kN/m}^2$  であるのに対し、深度 3.0 m 程度の平均値が  $2c_u = 8 \text{ kN/m}^2$

程度であることから、改良深度は2.0 m程度であると考えられる。しかし、今回実施した混合条件では、いずれの深度においても圧縮強さが $2c_u = 15 \sim 25 \text{ kN/m}^2$ 程度と小さいことから、S波速度でその差を捉えることは困難であった（図7-11、図7-12参照）。しかし、表面波探査の結果から、試験サイト全体が軟弱であることと、測定箇所によるばらつきは小さいことが確認でき、室内試験の結果と傾向が一致している。

### 7.3.3 製鋼スラグ

図7-16、図7-17にC2エリア、図7-18、図7-19にC3エリア、図7-20、図7-21にD2エリア、図7-22、図7-23にD3エリアの南北測線および東西測線から得られた表面波探査結果をそれぞれ示す。製鋼スラグAと製鋼スラグBは製造場所が異なっているのみで基本的な性質は等しいことから、いずれの測線においてもS波速度分布およびS波速度分布の変化については同様の傾向が確認された。得られた結果より、水砕スラグと同様に、製鋼スラグAおよび製鋼スラグBも日数の経過に従ってS波速度が増加しており、地盤固化が進んでいる様子を確認できる。しかし、水砕スラグを混合した地盤と比較して、製鋼スラグを混合した地盤は硬化効果の発現が早く、いずれの測線においても、7日後の表層付近におけるS波速度は $V_s = 60 \sim 160 \text{ m/s}$ と大きな値を示している。さらに、28日後の結果に着目すると、GL.0~-3.0 mの改良範囲におけるS波速度が、GL.-3.0m以下の未改良範囲のS波速度よりと大きくなっていることから、改良深度は3.0 m程度であると判断でき、かつ改良効果が顕著に表れていることが分かる。また、28日後の結果と365日後の結果を比較すると、時間の経過に伴いS波速度が増加していることが確認できる。しかし、28日後には地盤表層の固化改良効果が表れており、S波速度の増加量は水砕スラグを混合した場合と比較して小さかった。

図7-24はC2、C3、D2、D3の各エリアにおける簡易支持力試験結果である。時間の経過に伴い $I_a$ 値が増加していることが確認できる。また、28日後の結果に着目すると、製鋼スラグAおよび製鋼スラグBはいずれも $I_a = 10$ 程度あるいは10以上であり、水砕スラグやアッシュストーンを混合した地盤に比べると高い値を示している。これは、表面波探査より得られた結果と一致している。また、同一測定日の結果に着目すると、 $I_a$ 値にばらつきが確認できる。これは、一軸圧縮試験の結果とも一致している。図7-25に28日後に採取した乱さない試料の、深度方向の圧縮強度を示す。製鋼スラグA、製鋼スラグBともに圧縮強さはばらつきが見られるものGL.0.0~-1.0mの平均値が約 $100 \text{ kN/m}^2$ 、GL.-1.0~-2.0mの平均値が約 $130 \text{ kN/m}^2$ と、未改良範囲の強度( $2c_u = 10$ 程度)と比べて10倍以上の強度増加が確認された。

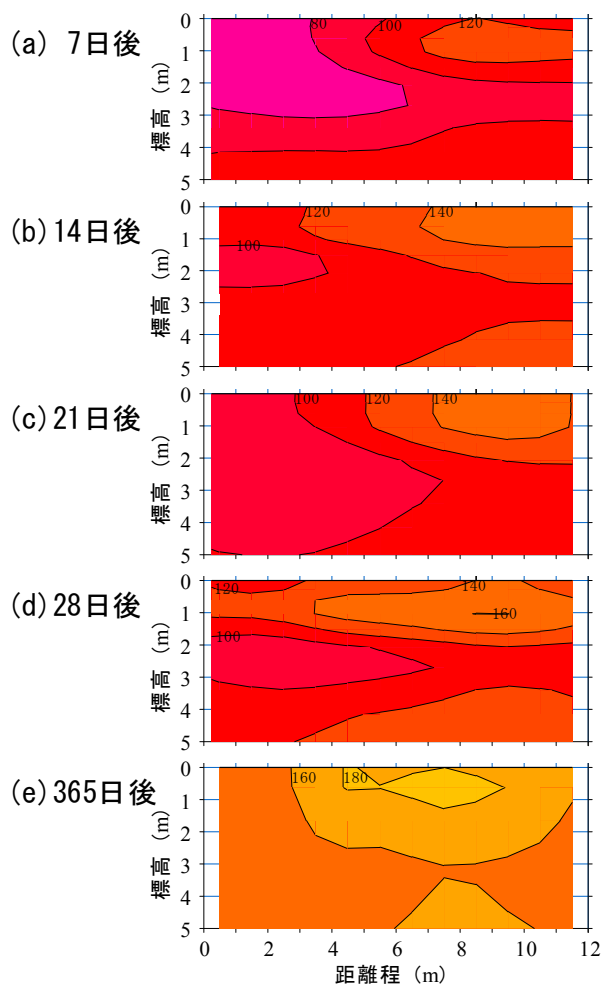


図 7-16 S波速度分布 (C2 エリア・南北)

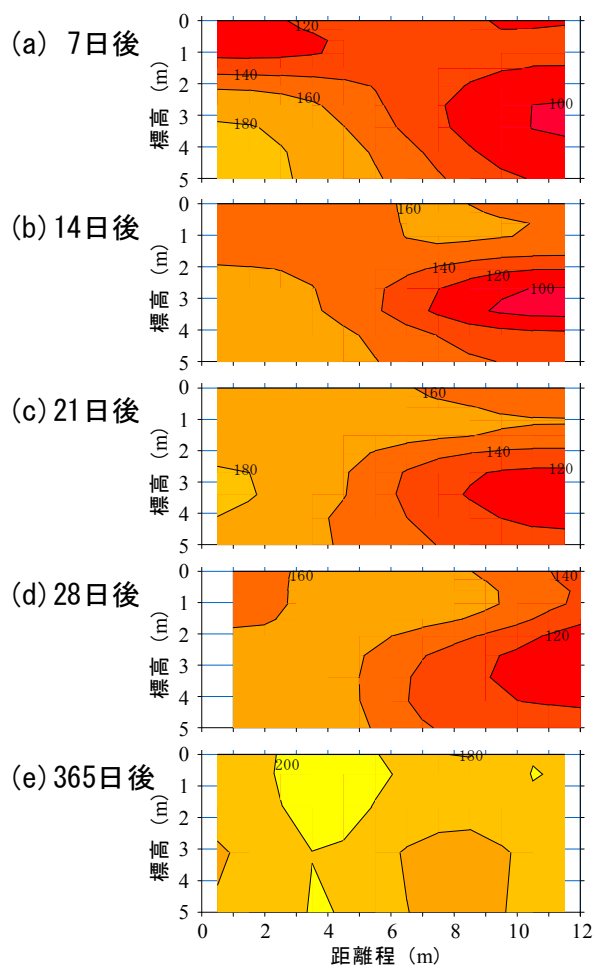


図 7-17 S波速度分布 (C2 エリア・東西)

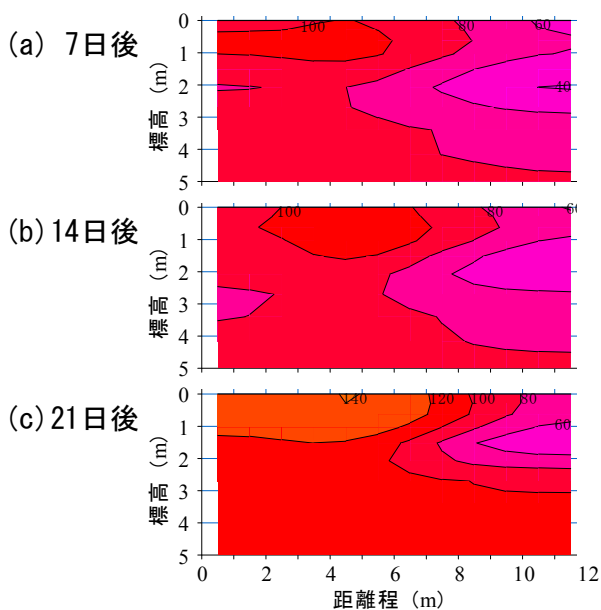


図 7-18 S波速度分布 (D2 エリア・南北)

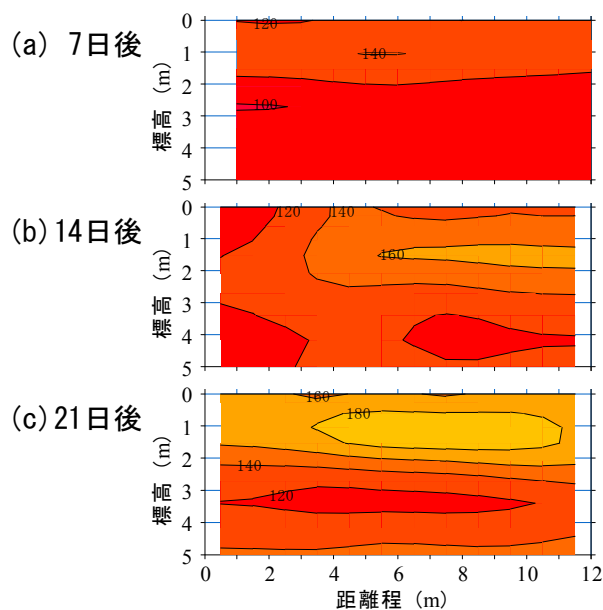


図 7-19 S波速度分布 (D2 エリア・東西)

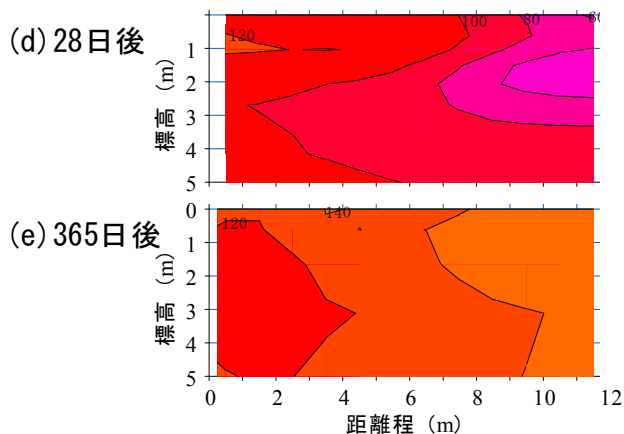


図 7-18 S波速度分布 (D2 エリア・南北)  
(続き)

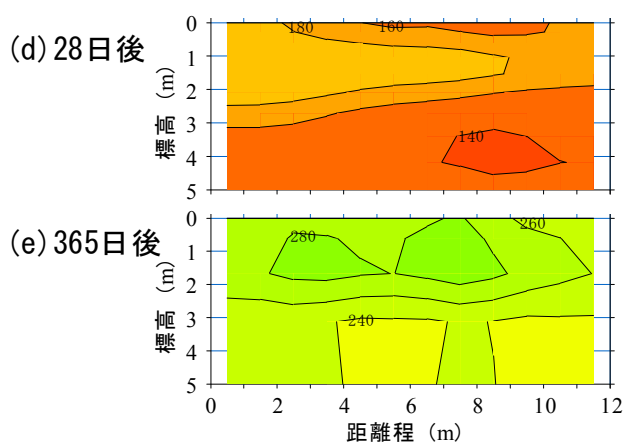


図 7-19 S波速度分布 (D2 エリア・東西)  
(続き)

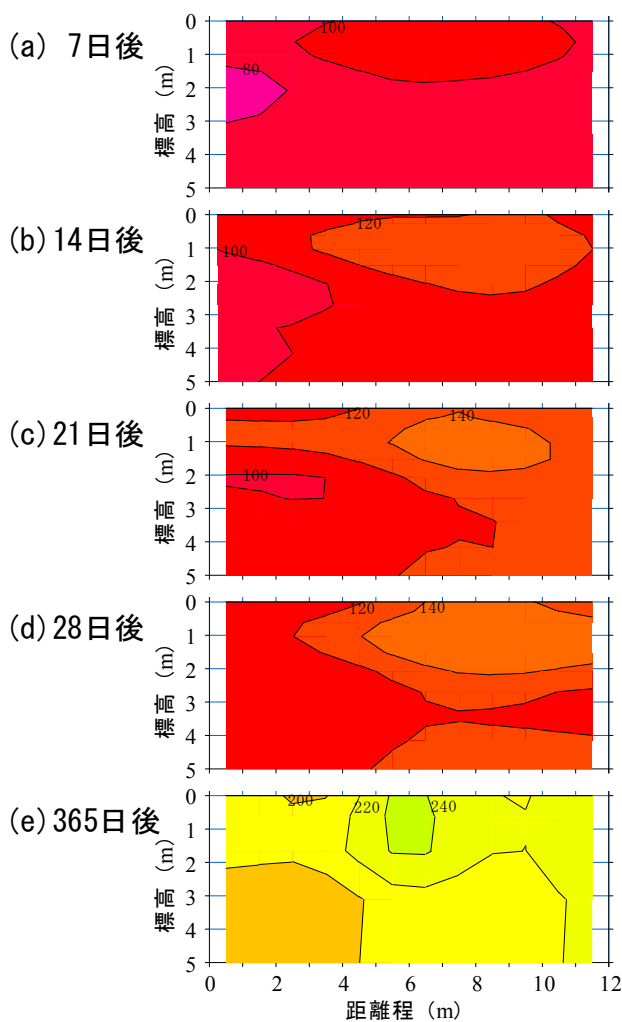


図 7-20 S波速度分布 (C3 エリア・南北)

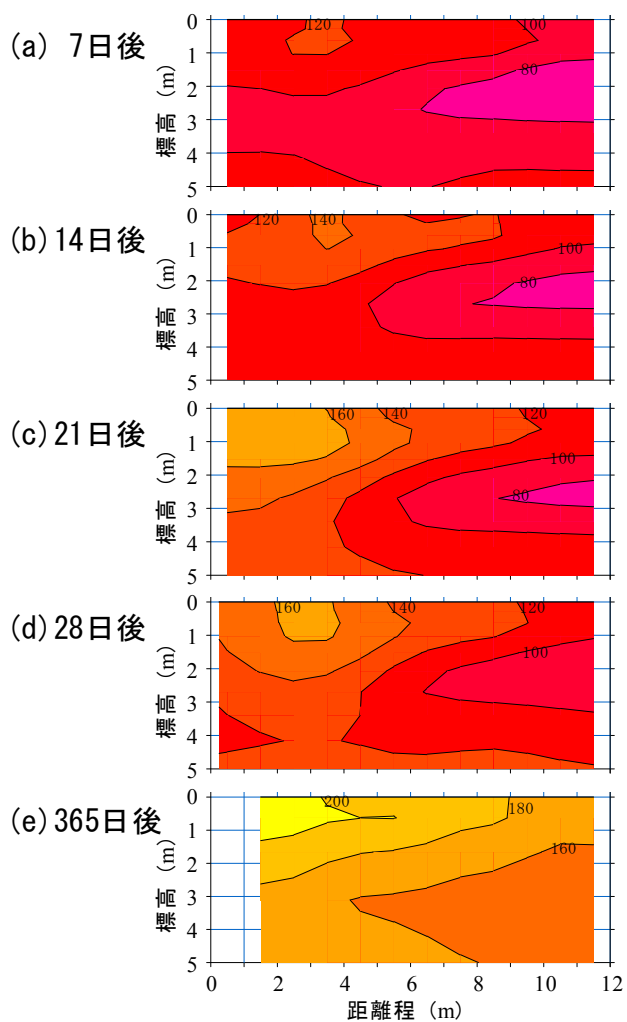


図 7-21 S波速度分布 (C3 エリア・東西)

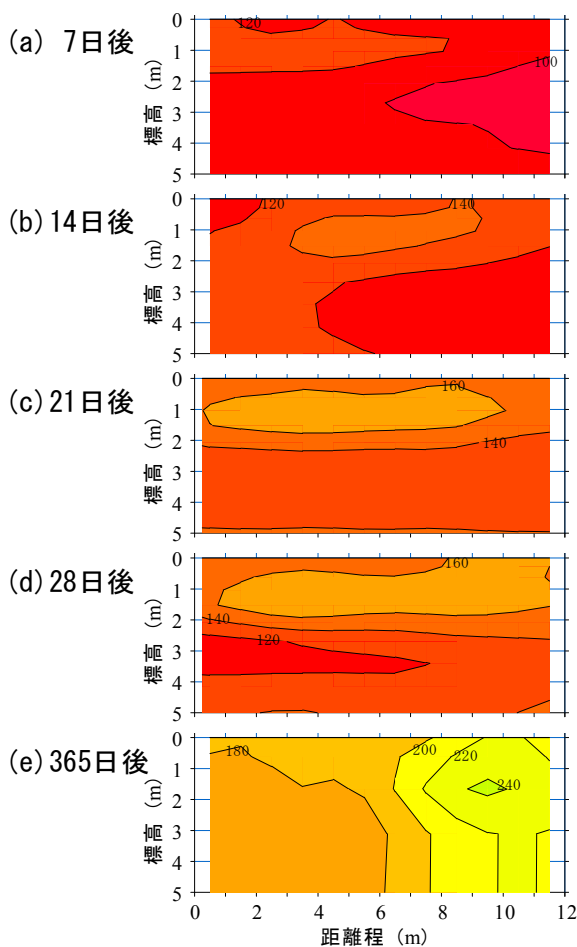


図 7-22 S波速度分布 (D3 エリア・南北)

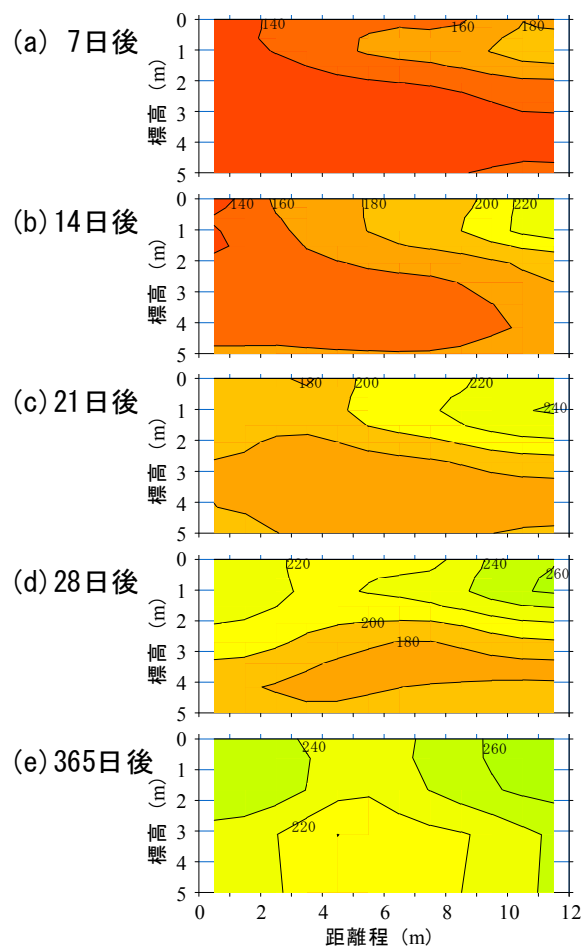


図 7-23 S波速度分布 (D3 エリア・東西)

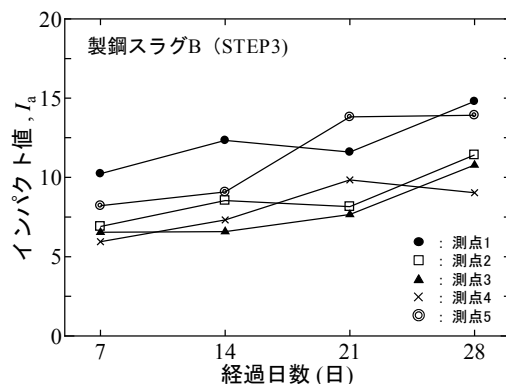
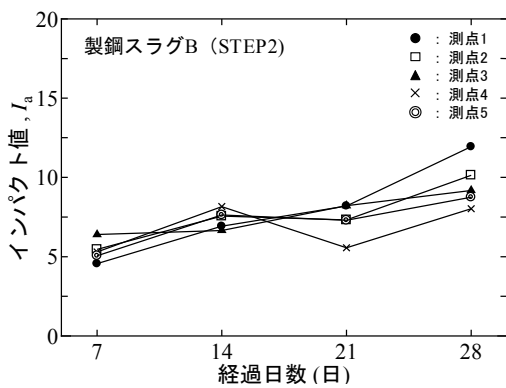
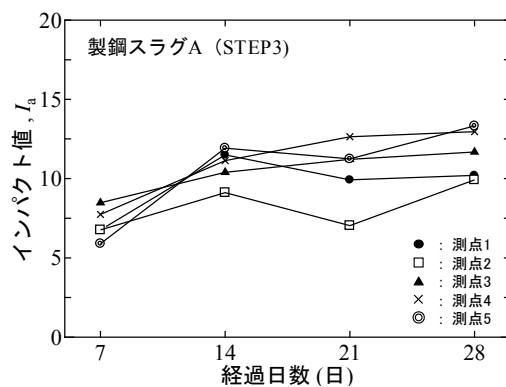
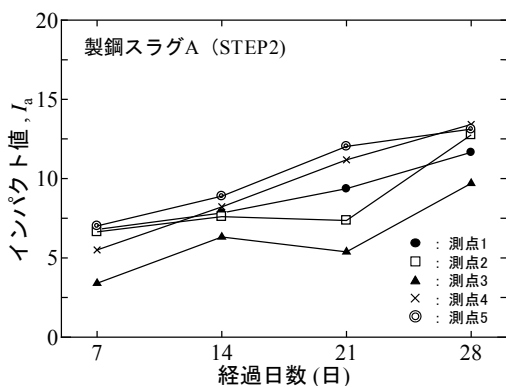


図 7-24 簡易支持力試験結果

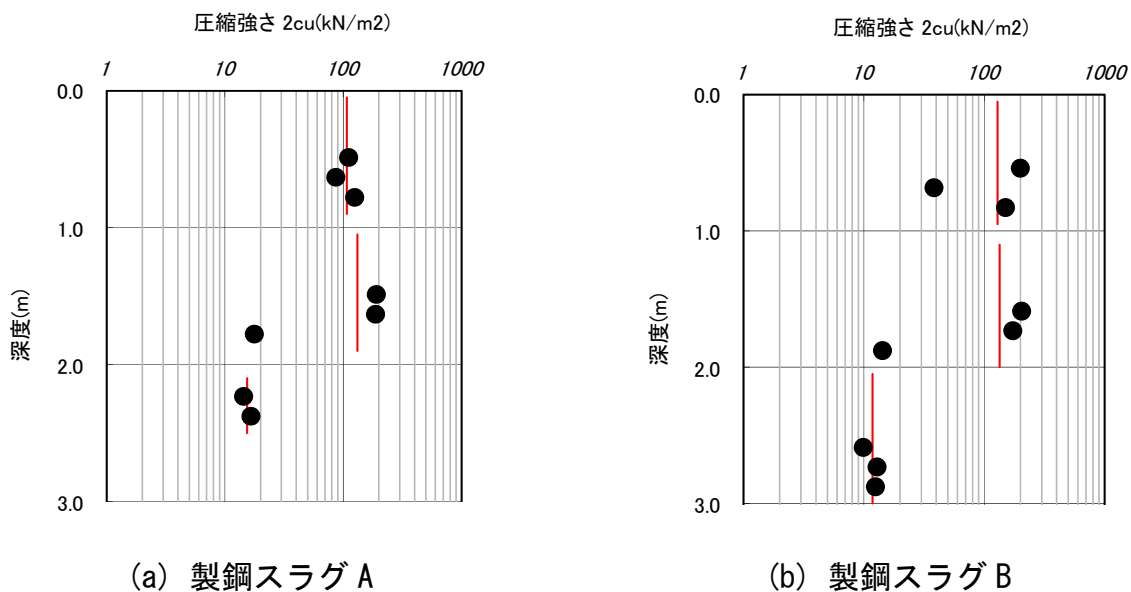


図 7-25 乱さない試料の  $2c_u \sim z$  関係

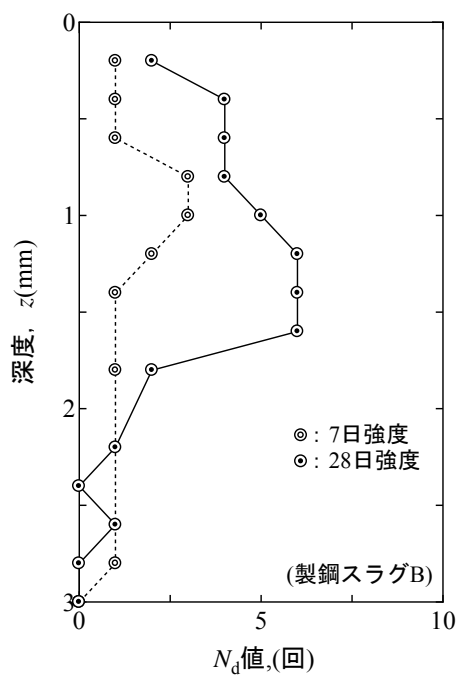


図 7-26  $N_d$  値分布の比較

図 7-26 に、ラムサウンディングにより得られた  $N_d$  値の深度方向分布図を示す。図中の 7 日強度と 28 日強度を比較すると、 $N_d$  値が増加していることから、養生日数の経過による強度の増加が認められる。またこの結果より、3.0 m 以深で  $N_d$  値がおおよそ 0 となっていることから、約 3.0 m 以上で改良効果が見られると判断できる。この結果は、表面波探査により得られた結果と一致している。

以上のことから、表面波探査によって得られたS波速度分布の時間変化から、地盤改良の効果を評価することができた。また、簡易支持力試験等の原位置試験を組み合わせることによって、硬化の程度にばらつきが見られる水硬スラグや鉄鋼スラグなどを混合した地盤においても、局所的な強度のばらつきを捉えることができ、正確に地盤強度を評価することができた。さらに、本調査地のような広範囲にわたる改良地盤においても、表面波探査によって効率的に二次元的な地盤状況を把握することが可能であった。

## 第8章 まとめ

本研究は多岐にわたる地盤工学の問題を解決するにあたって、表面波探査から求めた地盤の二次元的なS波速度分布を活用するフレームワークを提案した。図8-1に、本研究で提案する、原位置調査から問題解決までの流れを示す。一次調査として表面波探査および簡易に実施できる原位置試験を組み合わせることで、従来のサウンディングのみを実施する調査方法と比較して、時間・労力・費用を縮減し、現状評価の正確性を向上させることが可能である。このフローに示すように、表面波探査の結果を用いて地盤の安定性を評価することを目的として、多様な現場においてそれらの手法を適用した事例を挙げた。以下に、本研究で得られた主な知見についてまとめる。

### 8.1 盛土範囲の推定について

- 1) 地形変化が大きい盛土等の地盤においては、切盛土境界や基盤層 ( $N \geq 50$ ) の位置を、表面波探査結果のみから精度良く推定できる可能性が示唆された。
- 2) S波速度はN値と高い相関をもっているため、表面波探査結果より地盤内のN値分布を大まかに推定することが可能である。ただし、S波速度をN値に換算する際に用いる推定式の選択には慎重な議論を要する。原位置において測定したN値と比較し、推定したN値が妥当なものであるかを検討する必要がある。

### 8.2 地盤変状の原因究明について

- 3) 地盤変状が生じた箇所の周辺において複数の測線を設置することで、空間的な弱層の分布範囲を把握できる。これらの結果をもとに、サウンディング等の原位置試験および室内試験の方針を決定することで、補強土壁の変状や擁壁の傾斜等の変状原因を究明し、適切な対策工の選定が可能になる。

### 8.3 投棄物の埋設範囲の特定について

- 4) 盛土内に埋設された廃棄物などの異物は、一般的な土砂等の地盤材料と比べて締め固まりにくいなどの性質を有していることがある。これらの性質を考慮し、S波速度の差異に着目することでおおまかな埋設範囲を特定することが可能であった。

- 5) 探査によって得たおおまかな埋設範囲から，トレンチやボーリング等の効率的な実施位置を提案することができ，これによって正確な埋設範囲を迅速に特定することができた。

#### 8.4 斜面崩壊地における評価

- 6) 表面波探査の活用は水平地盤のみにとどまらず，PS 検層やボーリング等の原位置試験と組み合わせることで，斜面などの傾斜地盤においても S 波速度分布を得ることができる。ただし，本稿で調査対象とした斜面のように傾斜角が非常に大きく，得られた波形データにノイズが多く含まれている場合，解析および解析結果の解釈には経験とスキルが必要となる。
- 7) 斜面崩壊が生じた箇所において，崩壊地内外の S 波速度分布および簡易動的コーン貫入試験により得られた Na 値から，崩壊土層厚および平面的な崩壊土層の分布状況を評価することができた。さらに，それらの地盤情報から浸透流解析および斜面安定解析を実施することで，表層崩壊のメカニズムに関して定量的な議論ができた。

#### 8.5 改良地盤における改良効果の評価について

- 8) 複数の改良材をそれぞれ混合した地盤において，混合終了後にある一定の期間において表面波探査を実施することで，S 波速度の変化から改良効果の発現状況を評価することができた。また，各試験サイトは広範囲にわたりっており，かつそれらの試験サイトが複数箇所あったものの，二次元的な S 波速度分布を得られることから，短時間で効果的に評価できた。

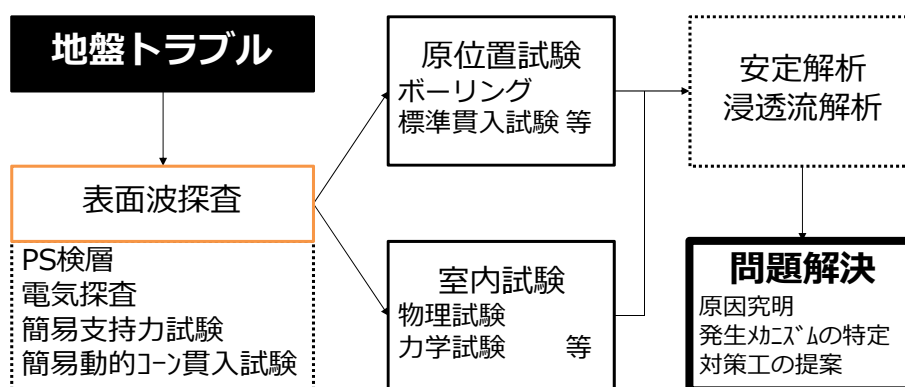


図 8-1 トラブル発生から問題解決までのフローのイメージ図

本論文では、多岐にわたる地盤工学問題を題材として取り上げ、非破壊探査の一種である表面波探査をそれぞれの問題解決の突破口とする着想に新規性があると言える。さらに、表面波探査は、環境にやさしく非破壊かつ迅速に地盤情報を得ることができる点に特長があり、今後、環境・防災・減災対策等に関連した地盤調査計画の合理的な立案に寄与することが大いに期待できる。

## 参考文献

- 1) 気象庁：アメダスで見た短時間強雨発生回数長期変化について， <http://www.jma.go.jp/jma/kishou/info/heavyraintrend.html>， 2016.11.30 アクセス。
- 2) 気象庁：震度データベース， <http://www.data.jma.go.jp/svd/eqdb/data/shimdo/index.php>， 2016.11.30 アクセス。
- 3) 例えば， Shibuya, S., Kawaguchi, T., Chae, T. : Failur of Rainforced Earth as Attacked by Typhoon No.23 in 2004, *Soil and Foundations*, Vol.47, No.1, pp.153-160, 2007.
- 4) 沖村孝，鳥居宣之，尾崎幸忠，南部光広，原口勝則：豪雨による土砂災害を対象としたリアルタイムハザードシステムの構築，砂防学会誌，Vol.63, No.6, pp.4-12, 2011.
- 5) 鏡原聖史，澁谷啓，坂東聡，沖村孝：台風の高雨によって発生した表層崩壊現場における崩壊土層の工学的特性と崩壊メカニズムの推定，土木学会論文集 A2, Vol.70, pp.I\_397-I\_408, 2014.
- 6) Tatsuoka, F., Sato, T., Park, C.-S., Kim, Y.-S., Mukabi, J.N., Kohata, Y. : Measurements of elastic properties of geomaterials in laboratory compression tests, *Geotechnical Testing Journal*, Vol.17, pp.80-94, 1994.
- 7) 例えば， Shibuya, S., Tanaka, H. : Estimate of elastic shear modulus of holocene soil deposits, *Soils and Foundations*, Vol.36, No.4, pp.45-55, 1996.
- 8) 例えば，長尾毅，紺野克昭：常時微動アレー観測に基づく表層地盤の平均 S 波速度推定精度の関する研究，土木学会論文集，No.696, pp.225-235, 2002.
- 9) 例えば，長尾毅，伊藤佳洋，山田雅行，森田真弘：那覇港周辺の地盤の S 波速度構造に関する研究，土木学会論文集 B3, Vol.72, No.2, pp.I\_479-I\_484, 2016.
- 10) 例えば，渡部要一，佐々真志，山田文彦，林宏一：中間軟弱層を含む干潟地盤の地層断面推定精度の向上，土木学会論文集 B2, Vol.67, No.2, pp.I\_1361-I\_1365, 2011.
- 11) 今井常雄，吉村正義：地盤の弾性波速度と力学的性質，物理探鉱，Vol.25, No.6, pp.15-24, 1972.
- 12) 時松孝次：表面波探査，土と基礎，Vol.41, No.2, pp.43-44, 1993.

- 13) 国土交通省北陸地方整備局：設計要領（道路編），2013.
- 14) 一般財団法人経済調査会：ジオテクスタイル工，建設マネジメント技術，2002年1月号，pp.62-64，2002.
- 15) 林宏一，鈴木晴彦：二次元表面波探査の地盤調査への適用，第38回地盤工学研究発表会，pp.33-34，2003.
- 16) 澁谷啓，渡部要一，田中政典，山下聡，林宏一，荘司泰敬：遺跡保守・保全のための地盤調査法—Pisaの斜塔を例として，土と基礎，Vol.52，No.6，pp.35-37，2004.
- 17) 松下克也，藤井衛，森友宏，風間基樹，林宏一：造成宅地地盤の地形把握手法とその適用性に関する事例研究，地盤工学ジャーナル，Vol.5，No.1，pp.89-101，2010.
- 18) 岡二三生，小高猛司，木元小百合，芝田弘一，服部浩二，北川善治，山田茂治：河川堤防内の内部構造調査における各種物理探査手法の適用性の検討，地盤の環境・計測技術に関するシンポジウム2005論文集，地盤工学会関西支部2005，pp.49-52，2005.
- 19) 公益社団法人物理探査学会：物理探査ハンドブック「手法編」，pp.399-429，1998.
- 20) 佐藤秀文，陳光斉，横矢直道，橋本圭太郎：斜面崩壊危険箇所の崩壊層厚調査への表面波探査の適用，土木学会第65回年次学術講演会講演概要集，III-025，pp.49-50，2010.
- 21) 鈴木晴彦，佐藤信一，辻孝広：人工振源を用いた表面波探査の土木調査への適用（その2）—河川堤防調査への適用事例—，物理探査学会第106回学術講演会，pp.9-12，2002.
- 22) 柴田徹：地盤内・横波速度と標準貫入試験のN値の関係，第5回土質工学会講演集，I-31，pp.121-124，1970.
- 23) Schultze,E., E.Menzenbach：Standard Penetration Test and Compressibility of Soil, Proc. 5th ICSM, Vol.1, pp.527-532, 1961.
- 24) 太田裕，後藤典俊：横波速度を推定するための実験式とその物理的背景，物理探査，Vol.31，No.1，pp.8-17，1978.

- 25) 太田裕, 後藤典俊 : S 波速度を他の土質的諸指標から推定する試み, 物理探鉱, Vol.29, No.4, pp.251-261, 1976.
- 26) 今井常雄, 麓秀夫, 横田耕一郎 : 日本の地盤における弾性波速度と力学的性質, 第 5 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.89-96, 1975.
- 27) 今井常雄, 殿内啓司 : N 値と S 波速度の関係およびその利用例, 基礎工, Vol.10, No.6, pp.70-76, 1982.
- 28) 紺野克昭, 片岡俊一 : レイリー波の位相速度から地盤の平均 S 波速度を直接推定する方法の提案, 土木学会論文集, No.647, I-51, pp.415-423, 2000.
- 29) 林宏一, 鈴木晴彦, 斎藤秀樹 : 人工振源を用いた表面波探査の開発とその土木地質調査への適用, 応用地質技術年報, No.21, pp.9-39, 2001.
- 30) 公益社団法人日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 (I 共通編・IV 下部構造編), 1996.
- 31) 中川博人, 中井正一 : 2 次元傾斜地盤へのレイリー波入射における実体波とレイリー波の寄与-薄層要素法と有限要素法による結合解析-, 日本建築学会構造系論文集, Vol.74, No.644, pp.1715-1722, 2009.
- 32) 酒井運雄 : わかりやすい土木技術・耐震地盤調査の計画と管理, 鹿島出版会, pp.74-75.
- 33) 柴田徹, 土岐憲三, 寺田邦雄 : 砂質土の弾性波速度に関する研究, 京大防災研究所年報, Vol.13B, pp.593-609, 1970.
- 34) 蔣宇静, 田中利典, 李博, 杉本知史, 中川光雄 : 応力-浸透流連成解析に基づく斜面崩壊メカニズムの解明と適用, Journal of MMIJ Vol.128, No.7, pp.463-470, 2012.
- 35) デジタル台風 : <http://agora.ex.nii.ac.jp/digital-typhoon/summary/wnp/g/200918.html.jp>
- 36) 堀智仁, 山下聡, 鈴木輝之 : 凍結サンプリング試料と再構成試料のせん断波速度と液状化強度, 土木学会北海道支部, 論文報告集, Vol.58, pp.526-529, 1994.
- 37) 日本道路公団 : 設計要領第二集, 橋梁・擁壁・カルバート, pp.4-9, 2000.
- 38) 稲垣秀輝 : 根系による表層斜面崩壊の保全効果, 第 35 回地盤工学研究発表会講演集, pp.121-122, 2000.

- 39) 松尾稔：地盤工学信頼設計の理念と実際，pp. 342-353，1984.
- 40) 社団法人地盤工学会関西支部：平成 21 年台風 9 号による兵庫県佐用町での地盤災害調査，III-66-III-80，2009.
- 41) 鏡原聖史，澁谷啓，鳥居宣之，金兼洙，川尻竣三：兵庫県北部地域における 2009 年台風 9 号による山腹斜面崩壊の実態と発生メカニズムについて，地盤工学ジャーナル，Vol.8，No.3，pp.489-504，2013.
- 42) 山本卓夫，森大輔，澁谷啓，折橋恒春，岩崎俊，宮本健児，新舎博：浸透圧密を利用したドレーン改良による超軟弱粘土地盤の減容化施工（その 1），第 46 回地盤工学研究発表会，pp.789-790，2011.
- 43) 神戸市：<http://www.city.kobe.lg.jp/life/access/airport/>，2011.
- 44) 松田博，来山尚義，高宮晃一，村上岡敏，中野恭夫：高炉水砕スラグの地盤改良材としての適用性に関する基礎的研究，土木学会論文集，No.764/III-6，85-99，2004.
- 45) 諏訪隼人，向谷光彦，岡崎芳行，松山哲也，藤原保夫：簡易支持力測定試験機による室内および原位置の工学的特性，高松工業高等専門学校研究紀要 39，pp.17-22，2004.

## 謝辞

本論文は、筆者が神戸大学大学院 市民工学専攻の地盤安全工学教育研究分野 人間安全工学講座の澁谷啓教授のご指導を頂きながら実施してきた3年間（平成24年4月～平成29年3月）の主たる研究成果を取りまとめたものであります。本研究を進めるにあたり、多くの方々よりご指導、ご助言ならびにご協力を賜りました。ここに、心より感謝の意を表します。

澁谷啓先生には、本研究ならびに論文の作成全般にわたって、懇切なご指導およびご助言を賜りました。筆者が澁谷研究室に配属されて以来、今日に至るまで、公私にわたる温かいご指導とご鞭撻を賜るとともに、研究に対する姿勢について多くを学ばせて頂きましたことを、心より感謝申し上げます。また、研究以外の様々な部分でも先生には温かく見守って頂き、研究に集中できる環境を提供して頂きまして、重ねてご礼申し上げます。

神戸大学大学院工学研究科教授 森川英典先生、同 芥川真一先生には、本論文の審査をご担当していただき、論文作成にあたり適切なるご指導および有益なご助言を賜りました。ここに深く感謝いたします。

同大学院助教 片岡沙都紀先生には、本研究に要する基礎知識についてご助言を頂きました。ここに感謝の意を表します。

本研究の遂行にあたり、技術的なご支援を賜りました鳥居宣之氏（現 神戸市立工業高等専門学校）、川尻峻三氏（現 北見工業大学）、鏡原聖史氏（現 (株)ダイヤコンサルタント）、太田順氏（現 (株)修成建設コンサルタント）、藤原照幸氏（現 (一財)地域地盤環境研究所）、林宏一氏（現 ジオメトリクス）に、ここに記して謝意を表します。

そして、研究成果のまとめや本論文の仕上げに際して、ご協力を頂いた白濟民氏（現 神戸大学研究員）、そして、同研究室の方々、同卒業生の皆様に感謝の意を表します。

最後に、大学に在籍しながらも働く筆者を嫌な顔一つせず支えてくださった香川県庁の皆さまと、大学院まで進学して学ぶ機会を頂き、様々な面で筆者を支えてくれた家族に最大の謝意を持って、本論文を終えたいと思います。

2017年 1月 三浦 みなみ

神戸大学博士論文

「高精度表面波探査を用いた地盤の安定性評価に関する研究」 全134頁

提出日 2017年1月19日

本博士論文が神戸大学機関リポジトリkernelにて掲載される場合、掲載登録日（公開日）はリポジトリの該当頁上に掲載されます。

©著者氏名 三浦 みなみ

本論文の内容の一部あるいは全部を無断で複製・転載・翻訳することを禁じます。