

山岳トンネルにおける空間分布特性の不確実性を
考慮した地山推定手法に関する研究

平成 24 年 2 月 22 日

京都大学工学部地球工学科土木工学コース

松塚 直也

要旨

トンネルに代表される地下構造物の建設プロジェクトにおいては，調査・設計段階において地質調査が実施され，その結果に基づいて建設コストが推定される．しかしながら，予算や期間などの制約により地盤状況を完全に把握することは不可能である．そのため，施工時に予見されていない地盤状況により建設コストが変動するリスク（地盤リスク）が生じることがある．よって，地盤リスクを定量的に検討することは，プロジェクトマネジメントの観点からも重要であると考えられる．

本研究では，山岳トンネルの建設事業を例に挙げ，事前地質調査及び地山推定手法に内在する不確実性を考慮して，地山推定と建設コストの推定を行う．そして，事後評価の観点から実際の建設コストと推定された建設コストとの整合性について検討を加えることを目的とする．具体的には，物理探査結果に加えて，地盤統計学手法の1つであるクリギング手法を用いて地盤推定を行う．そして，従来の地山分類表を用いた地山推定に加え，近年提案されているボーリングコアの評価点（コア評価点）を用いた地山推定を行い，建設コストの推定を行う．以上を踏まえて，推定されたコストと実際のコストとの関係を，事後評価としての建設コスト変動リスク評価を行うことで議論する．さらに，新たな地山推定手法を構築し，建設コスト変動リスクの観点で有用性を検討する．

以上を踏まえて，事前地質調査及び地山推定手法のあり方を地盤リスクの低減の寄与の面から考えることを最終的な目的とする．

目次

第 1 章	序論	1
1.1	研究の背景	1
1.2	研究の目的	2
1.3	既往研究との関連	2
1.4	本論文の構成	3
第 2 章	山岳トンネルにおける地盤リスク評価手法	4
2.1	リスクの定義	4
2.2	地盤リスク評価のフローチャート	4
2.3	山岳トンネルにおける事前地質調査	5
2.3.1	屈折法弾性波探査	5
2.3.2	比抵抗映像法	6
2.3.3	ボーリング調査	7
2.4	地盤統計学手法を用いた地盤推定	7
2.5	事前地質調査段階における地山推定手法	10
2.5.1	地山分類表を用いた地山推定手法	10
2.5.2	コア評価点を用いた地山推定手法	10
2.6	建設コスト算出方法	11
2.7	事後評価による建設コスト変動リスク評価手法	11
第 3 章	建設コスト算出方法の適用事例	13
3.1	対象プロジェクトの概要	13
3.1.1	ボーリング調査内容	13
3.1.2	屈折法弾性波探査結果	13
3.1.3	比抵抗映像法結果	14
3.2	併用モデルの構築	14
3.3	事前地質調査段階及びそれに基づく地山推定手法の設定	15
3.4	外生ドリフト・クリギング手法を用いた地盤推定	16
3.5	地山推定（旧 JH 地山区分法）	19

3.6 地山推定（コア評価点法）	19
3.6.1 V_p - C_p 関係及び ρ - C_p 関係の考察	19
3.6.2 コア評価点法に内在する不確実性の考察	20
3.6.3 V_p - C_p 関係及び ρ - C_p 関係の算出	22
3.6.4 地山推定	23
3.7 建設コスト推定	24
第4章 事後評価による建設コスト変動リスク評価	26
4.1 事後評価結果	26
4.2 事前地質調査及び地山推定手法に関する考察	27
4.3 併用モデルの有用性に関する考察	28
4.4 事前地質調査に関する提案	28
第5章 結論，今後の課題	30
5.1 結論	30
5.2 今後の課題	30
参考文献	31
謝辞	33

第 1 章 序論

1.1 研究の背景

トンネルや地下空洞等に代表される地下構造物の建設プロジェクトにおいては、調査・設計段階において物理探査やボーリング調査などの地質調査が行われ、これにより地盤状況を予測し、設計・施工が行われる。しかし、予算や期間の制約、及び地質調査の技術的な限界により、設計段階において地盤状況を完全に把握することは不可能である。そのため、建設プロジェクトマネジメントの分野の研究¹⁾においては、この地盤条件の不確実性を「予見できない地盤条件 (Unforeseeable Geological Condition)」として、建設プロジェクトに支障をきたす主要なリスク要因の 1 つとして定義している。このような地盤条件の不確実性に起因するリスクは「地盤リスク (Georisk)」と称され、発現した場合には設計変更や追加調査に伴う工期遅延、及び事前の積算金額からのコストオーバーランが生じる可能性がある。

地盤リスクは、従来は建設プロジェクトの発注者及び請負者の間で締結される建設契約においては一種の不可抗力として認識されていた。そのため、一般的に地盤リスクに起因する建設コスト変動分は、数量積算方式に基づいてプロジェクトの発注者が負担することで、請負者のリスク分担は回避されてきた²⁾と考えられる。これは、主な発注者である国・地方公共団体は請負者に比べて資金的余裕があったためと考えられる。しかし、近年は経済不況や高齢化に伴う税収の減少によりこの前提が崩れている。それに加え、PFI (Private Finance Initiative) や PPP (Public Private Partnership) 方式が導入され始め、社会基盤構造物の調達方式に変化が起こり、地盤リスクの取り扱いも変化すると考えられる。そのため、建設コストの妥当性に加え、その設計の根拠となる事前地質調査の妥当性についても監視の目が厳しくなることが想定される。

このような背景により、地下構造物の建設プロジェクトに内在する地盤リスクに起因する建設コスト変動の影響について、事後評価の観点から分析することは非常に重要な課題であると考えられる。その中で、地盤リスクの低減が 1 つの目的である事前地質調査の量、及び質について検討することは非常に有益であり、合理的な事前地質調査に繋がるものと推察される。

1.2 研究の目的

以上の観点に基づいて，本研究では山岳トンネル建設プロジェクトにおいて，地盤リスクに起因する建設コスト変動を，事後評価により定量的に評価する．その中で，事前地質調査やそれに基づく地山推定手法の違いが，推定建設コストと実際の建設コストとの関係に及ぼす影響について検討する．またその際，事前地質調査及び地山推定手法に内在する不確実性を考慮して議論する．さらに，各事前地質調査及び地山推定手法の特徴を考慮して新たな地山推定手法を構築し，建設コスト変動を定量的に評価し有用性を検討する．

以上を踏まえて，事前地質調査及び地山推定手法のあり方を地盤リスクの低減の寄与の面から考える．

1.3 既往研究との関連

本節では，地盤リスクに起因する建設コスト変動に関する研究について概説し，一連の研究の中における本研究の位置づけを述べる．

- ・ Einstein³⁾は，トンネル施工における地盤条件の不確実性に起因して建設コストが変動することの重要性を指摘した．建設コストを平均値だけでなく，変動幅についても評価することの重要性を示している．
- ・ 大津ら²⁾は，地盤統計学手法の1つであるクリギング手法により地盤状況を確率分布として表現した．そして，建設コストの確率分布をリスクカーブによって評価し，事前地質調査の定量的な考察を行った．
- ・ 大津ら⁴⁾は，地盤統計学手法を用いて，事前地質調査の進展に伴う建設コスト変動リスクの評価を行った．さらに，実際の建設工事の事後評価として，同手法で推定される建設コストの変動分布と実際の建設コストとの関連性について検討を行った．以上を踏まえて，建設プロジェクトに関する事後評価結果に基づいた新たな地盤リスク対応の可能性について提案した．

本節で取り上げた既往研究は，それぞれ建設プロジェクトにおける費用便益分析に基づいた，プロジェクトリスクマネジメントの一翼を担うと考えられる．**図 1.1** に示すように，建設プロジェクトの各段階における費用及び便益はそれぞれ不確実性を有する⁵⁾．その中でこれらの研究は，調査・設計段階及び施工段階に

において、地盤条件の不確実性というリスク要因に起因する建設コスト変動を定量的に示すことにより、プロジェクトの実施などの意思決定に反映させることを目的としている。

本研究はこれを受けて、山岳トンネルにおける事後評価としての建設コスト変動リスクの変化を算出することにより、事前地質調査やそれに基づく地山推定手法の違いが、推定建設コストと実際の建設コストとの関係に及ぼす影響について検討する。すなわち、建設プロジェクトのリスクマネジメントとして、地盤リスク低減を図るための事前地質調査及び地山推定手法を実際の事例に適用し、コスト次元で定量的に評価する。

1.4 本論文の構成

本論文の構成は全 5 章からなる。

第 1 章では、序論として、研究の背景、目的、及び既往研究との関連を述べた。

第 2 章では、本研究で援用する金融工学分野で用いられるリスクの定義を行い、山岳トンネルにおける事前地質調査、地山推定手法、及び建設コスト算出方法について説明する。また、事後評価による建設コスト変動リスク評価手法について述べる。

第 3 章では、実際の山岳トンネル建設事業を取り上げ、第 2 章で説明した地山推定手法、及び建設コスト算出方法を用いて、建設コストを推定する。

第 4 章では、第 3 章を踏まえて、第 2 章で説明した事後評価としての建設コスト変動リスク評価を行う。そして、事前地質調査及び地山推定手法に関する考察、及び事前地質調査に関する提案を行う。

第 5 章では、本研究の結論、今後の課題を示す。

第 2 章 山岳トンネルにおける地盤リスク評価手法

本章では地盤リスク評価手法について説明する．まず，建設コストを評価するにあたり援用する金融工学分野でのリスクの定義について触れる．そして，山岳トンネル建設プロジェクトにおける地盤リスク評価の全体的な流れを示し，その流れに沿って，事前地質調査，地山推定手法，及び建設コスト算出方法の説明をする．特に，地盤統計学手法の 1 つであるクリギング手法を用いた地盤推定や，ボーリングコアの評価点を利用する地山推定手法について詳述する．以上を踏まえて，推定された建設コストが施工後に確定した建設コストと，どの程度整合性があるか検討する方法として，事後評価としての建設コスト変動リスク評価手法について説明する．

2.1 リスクの定義

「リスク」は様々な分野で用いられているが，その解釈も多様である．工学分野においては，リスクは以下に示すように期待値として定義されてきた⁶⁾．

$$R = P \times C \quad (2.1)$$

ここで R はリスク， P は発生確率， C は帰結を表す．

これに対して，金融工学分野においては，リスクは期待値からのはずれ量として定義されることが一般的である．リスクの計量化の指標としては，標準偏差などが用いられる⁷⁾．

本研究では，調査・設計段階において推定される建設コストが実際の建設コストに対してどの程度整合性があるかを評価するものであるため，金融工学におけるリスク評価手法を援用する．

2.2 地盤リスク評価のフローチャート

事後評価による建設コスト変動リスク評価のフローチャートを **図 2.1** に示す．**図 2.1** に示すように，まず事前地質調査が行われ，地山全体の地盤推定が行われる．その結果を踏まえて，地山推定手法を用いて地山推定をする．そして，地山区分と支保単価の関係を用いて建設コストを推定し，実際の建設コストと比較す

ることによって事後評価による建設コスト変動リスク評価を行うことができる。以下、**図 2.1** に沿って、各項目について説明する。

2.3 山岳トンネルにおける事前地質調査

山岳トンネル建設プロジェクトでは、事前地質調査が実施され、トンネル地山の地盤状況を把握する。その手法として、地山の物理特性を地表面から遠隔的に測定する屈折法弾性波探査・比抵抗映像法や、ボーリング孔を利用したボーリング調査などがある。一般的には、地山全体の地盤構造や安定性を把握するため屈折法弾性波探査、及び坑口部でのボーリング調査が行われる。そして、不良・特殊地山の把握のために比抵抗電気探査、及び不良地山である可能性がある区間があれば追加でボーリング調査が行われる。以下に本研究が対象とする事前地質調査を説明する。

2.3.1 屈折法弾性波探査

屈折法弾性波探査では地山境界で屈折した波を用いて解析を行う。山岳トンネル建設プロジェクトにおいては、まず地表面からの弾性波探査を行うことで地山の弾性波速度分布を把握することが多い。一般的に弾性波速度と一軸圧縮強度との間には比例関係が存在すると考えられているため⁸⁾、弾性波探査を行うことでトンネル建設領域における地盤状況を推定することが可能といえる。

屈折法弾性波探査によって得られる弾性波速度分布はトンネル地山全体に及ぶ面情報として有用であるが、不確実性が存在する。一般的に考えられる不確実性の内容⁹⁾としては、以下が考えられる。

- ① 精度は地下深部になるにつれて低下
- ② 弾性波速度の逆転層の把握は困難
- ③ 波長より狭い断層破碎帯の把握は困難
- ④ 地山を良好に判断する傾向
- ⑤ 初動到達時間の読み取りに誤差が生じやすく、それによって速度構造の推定に大きな影響が出てしまう可能性

①、②については、地表で起振・受信を行うので、屈折波を観測するためには深

度が深くなるにつれて弾性波速度が速くなる必要がある．そのため，地下深部ほど弾性波速度が速くなることを仮定して解析を行っている．しかし実際の地山においては，上位層が下位層より弾性波速度が速い場合もある（弾性波速度の逆転層といわれる）ので，精度は地下深部になるにつれて低下し，また弾性波速度の逆転層の把握は困難である．④については，地山を伝播する弾性波のうち最初に受振点に到達した波を利用するのが 1 つの原因である．

以上の不確実性が存在するが，屈折法弾性波探査は地山全体の弾性波速度構造を把握することができ，また弾性波速度は一軸圧縮強度と比例関係があるため，トンネルにおける地山推定に良く用いられている．

2.3.2 比抵抗映像法

比抵抗映像法の原理は，地表に設置した一対の電極を通じて電流を流し，別の一対の電極でその電位差を測定することによって，各電極の位置や間隔における見掛け比抵抗値を求め，その値の解析を行い地下の比抵抗構造を推定する¹⁰⁾．地下構造を複雑な 2 次元構造とみなして測定・解析が行われている．比抵抗とは地盤の単位体積当たりの電気抵抗のことで，岩石の種類，間隙率，飽和度，粘土鉱物量などと関係があり，主な項目と比抵抗値との関係を表 2.1 に示す．比抵抗映像法は電流の流しやすい断層破碎帯，変質帯，帯水層など不良地山部分を探査するのに利用される．

比抵抗映像法によって得られる比抵抗値分布はトンネル地山全体に及ぶ面情報として有用であるが，不確実性が存在する．一般的に考えられる不確実性の内容としては，以下が考えられる．

- ① 地形形状や地盤構造により解析結果が大きく変化
- ② 探査精度は電極間隔や探査深度の増加に伴って低下
- ③ 低比抵抗に対する感度が強く地盤を不良なものと判断する傾向
- ④ 比抵抗値が同じであれば異なる地盤であっても同じ地盤と判断

以上の不確実性が存在するが，比抵抗映像法は断層破碎帯，変質帯，帯水層など不良地山を探査するのに有用であり，弾性波探査を補完するために行われる．

2.3.3 ボーリング調査

屈折法弾性波探査や比抵抗映像法は地表面から行う物理探査手法であるのに対して、ボーリング調査は鉛直または水平方向に孔を掘って行われる調査であり、試験としては、弾性波速度を測定する速度検層や、比抵抗値を測定する電気検層などが実施される。

ボーリング調査はボーリング打設位置における地盤状況を高い精度で把握することができる。しかし、速度検層は屈折法弾性波探査と弾性波速度の測定方法が異なり、電気検層は比抵抗映像法と比抵抗値の測定方法が異なるので、この関係性に不確実性があると考えられる⁹⁾。

最近では、ボーリングコアの観察及び試験結果を切羽評価点法¹¹⁾に基づいて評価する手法が用いられることも多い。切羽評価点法とは、旧JHで採用されている実際のトンネル施工時に切羽面を区分して支保を算定するために利用される手法であり、圧縮強度や風化変質などの特性を考慮した点数付けがなされている。この配点方法を参考に、ボーリングコアに適用することでボーリングコアの評価点（以下、コア評価点と称する）を算出することができ、定量的な評価がされている。ただし、コア評価点は技術者の判断に基づくものであり、不確実性が存在すると考えられる。しかし、施工段階で用いられている切羽評価点と同様の評価点を用いて評価することは有用であると考えられ、近年提案されている。

以上より、ボーリング調査を行うことで地表面探査では把握することが難しい多種多様な地山の特性を把握することができる。しかし、山岳トンネルのような数キロメートルにも及ぶ線形構造物の場合、予算や工期の制約により、ボーリング調査は限られた地点でしか実施できない。したがって、ボーリング調査によって得られる情報は広大な領域内における点情報であることに留意されたい。

2.4 地盤統計学手法を用いた地盤推定

前節の物理探査結果より、事前調査段階におけるトンネル掘削位置の地盤推定を行うことができる。しかし、物理探査によって得られる弾性波速度及び比抵抗値は、地山全体で得られる面情報であるが不確実性が大きい。一方、ボーリング孔における速度検層・電気検層は高精度であるが点情報である。そこで本研究では物理探査結果による地盤推定に加えて、地盤統計学手法の1つであるクリギング手法¹²⁾を用いた地盤推定を行う。クリギング手法とは、対象物性値の空間的分

布を，観測値を用いて内挿補間法により確率変数として推定する手法である．本研究では不確実性の高い面情報として得られている物理探査結果を外生ドリフト関数とし，外生ドリフト関数を正確な点情報としてボーリング調査結果を用いたクリギングに組み込む手法¹³⁾（以下，外生ドリフト・クリギング手法と称する）を用いる．

一般的なクリギング手法では，推定対象領域を2次固有定常確率場と仮定し，任意の2点 $\mathbf{x}$ と $\mathbf{x}+\mathbf{h}$ において次式の関係が成り立つ．

$$E[Z(\mathbf{x}+\mathbf{h})-Z(\mathbf{x})]=0 \quad (2.2)$$

$$\text{Var}[Z(\mathbf{x}+\mathbf{h})-Z(\mathbf{x})]=2\gamma(\mathbf{h}) \quad (2.3)$$

ここで， $Z(\mathbf{x})$ は位置 $\mathbf{x}$ における物性値， $Z(\mathbf{x}+\mathbf{h})$ は位置 $\mathbf{x}$ から距離 $\mathbf{h}$ 離れた地点における物性値， $\gamma(\mathbf{h})$ はセミバリオグラムと呼ばれる分散により算出される値を表す．

2次固有定常確率場において，推定点 $\mathbf{x}_0$ における推定物性値 $Z^*(\mathbf{x}_0)$ をその近傍における物性値 $Z(\mathbf{x}_\alpha)$ と重み係数 ω_α を用いた線形結合によって推定する．また，重み係数の総和は1であるという条件がある．

$$Z^*(\mathbf{x}_0)=\sum_{\alpha=1}^n \omega_\alpha Z(\mathbf{x}_\alpha) \quad (2.4)$$

$$\sum_{\alpha=1}^n \omega_\alpha =1 \quad (2.5)$$

セミバリオグラム $\gamma(\mathbf{h})$ は，対象とする場が一般的な空間的相関関係を持つ場合は増加関数になると考えられ，距離の増加と共に $\gamma(\mathbf{h})$ が増加する割合は減少する．このとき，共分散関数 $C(\mathbf{h})$ はセミバリオグラムを用いて以下のように算出される．

$$C(\mathbf{h})=\gamma(\infty)-\gamma(\mathbf{h}) \quad (2.6)$$

図 2.2 にセミバリオグラムと共分散関数の関係の概念図を示す．そして，セミバリオグラムは指数型共分散関数を用いてモデル化されている．

以上の正確な点情報を用いたクリギングに，不確実性の高い面情報を外生ドリ

フト関数として組み込み，外生ドリフト・クリギングを行う．この２種類の観測値には以下の相関関係を仮定する．

$$E[Z(\mathbf{x})] = a + b \cdot s(\mathbf{x}) \quad (2.7)$$

ここで， a 及び b は定数である．つまり， $s(\mathbf{x})$ が $Z(\mathbf{x})$ の期待値と線形関係であることを仮定している．この仮定により外生的な補助変数 $s(\mathbf{x})$ を用いて確率場 $Z(\mathbf{x})$ の推定ができ，点情報と面情報を融合することができる．**図 2.3**に外生ドリフト・クリギングの概念図を示す．

式(2.4)及び式(2.5)から以下の式が展開される．

$$E[Z^*(\mathbf{x}_0)] = a + b \sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha} s(\mathbf{x}_{\alpha}) = a + b \cdot s(\mathbf{x}_0) \quad (2.8)$$

これより，重み係数に関するもう一つの条件が導かれる．

$$s(\mathbf{x}_0) = \sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha} s(\mathbf{x}_{\alpha}) \quad (2.9)$$

式(2.5)及び式(2.9)の条件の下，ラグランジュの未定乗数法により次式の外生ドリフト・クリギングの推定誤差分散を最小化し，最適な重み係数を決定することで，推定値 $Z^*(\mathbf{x}_0)$ を求める．

$$\sigma_E^2 = E[\{Z^*(\mathbf{x}_0) - Z(\mathbf{x}_0)\}^2] \rightarrow \min \quad (2.10)$$

外生ドリフト・クリギング手法により，不確実性の高い面情報を正確な点情報を用いて精度を上げることができると考えられる．また，推定値は期待値 $Z^*(\mathbf{x}_0)$ ，推定誤差分散 σ_E^2 の正規分布に従う確率変数として表現される．**図 2.4**に概念図を示す．なお，本研究では議論を簡素化するために期待値のみを用いる．

2.3 節及び 2.4 節より，**図 2.1**における地盤推定を行うことができる．

2.5 事前地質調査段階における地山推定手法

2.3 節及び 2.4 節で説明した地盤推定に基づいて、地山推定が行われる。地山推定において、事前地質調査結果に閾値を設けて地山の等級区分を行い、各区分に応じた支保パターンを設定する。地山区分は複雑な要素を呈する岩盤の性質や条件を簡潔な形で表現し、設計・施工を効率的に進め、技術者の理解を助けるために有用である¹⁴⁾。本研究では 2 種類の地山推定手法を用いる。

2.5.1 地山分類表を用いた地山推定手法

トンネルの地山推定は、地山分類表を用いるのが一般的である。弾性波速度と一軸圧縮強度との相関が高いことより、弾性波速度を地山区分の判定の 1 つの基準として地山推定を行うことが多い。

本研究では表 2.2 の旧 JH の地山分類表¹⁵⁾を用いて地山推定を行う。この地山推定手法を旧 JH 地山区分法と称する。この地山分類表は 2 種類の地山区分が想定される重複部分を有している。本研究では、通常の場合は中間で重複部分を振り分け（最尤シナリオ）、地山分類表に内在する不確実性を考慮する場合は、重複部分を上位の地山区分に設定する場合（楽観的シナリオ）と下位の地山区分を設定する場合（悲観的シナリオ）を設定して議論する。

このように旧 JH の地山分類表は重複部分を有しており、不確実性があるといえるが、重複している範囲は大きくない。しかし、重複範囲が小さくないように地山分類表が作られているとも考えられ、旧 JH 地山区分法を用いた地山推定に内在する不確実性は計り知れない⁹⁾。

また、地山分類表はこれまでの施工実績に基づき、岩種毎の弾性波速度と地山等級の一般的な関係を表しており、各トンネルの地山特有の地盤状況を反映している訳ではないという点で不確実性が存在する。

2.5.2 コア評価点を用いた地山推定手法

各トンネルの地山特有の地盤状況を反映した地山推定を行うことを目的として、コア評価点を用いた地山推定手法が提案されている。これは、まずボーリング孔におけるコア評価点と弾性波速度（主に速度検層結果）あるいは比抵抗値（主に電気検層結果）に相関があると仮定し、推定式を算出する。そして地山全体の弾性波速度あるいは比抵抗値分布から、推定式を用いて地山全体のコア評価点を

推定する手法（以下，コア評価点法と称する）である¹⁶⁾．弾性波探査が行われることが一般的であるので，コア評価点と弾性波速度に相関があると仮定し，コア評価点法を用いることが多い．

しかし，コア評価点と弾性波速度あるいは比抵抗値の関係には推定式からばらつきが生じ不確実性が存在する．そこで本研究では，推定式には不確実性が存在するとし，最尤推定式に加えて，上位のコア評価点を設定する場合（楽観的推定式）と下位のコア評価点を設定する場合（悲観的推定式）を設定して議論する．また，コア評価点と地山区分の関係においても２種類の地山区分が想定される重複部分を有しており，楽観的・悲観的シナリオを設定して議論する．

コア評価点法には不確実性が存在するが，コア評価点は圧縮強さ，風化変質，割れ目間隔，割れ目状態，湧水，劣化を考慮しており，各トンネルの地山特有の地盤状況を反映した地山推定を行うことが可能であると考えられる．また，コア評価点は施工時と同質の定量的な指標である．以上により，近年提案されている．

ここで，コア評価点を得るためには各種試験を行う必要があり，コア評価点を得られていない場合もあることに留意されたい．

2.5 節により，**図 2.1**における地山推定を行うことができる．

2.6 建設コスト算出方法

前節を踏まえて建設コストを推定する．建設コストは弾性波速度分布やコア評価点分布などに基づいて推定された地山区分から，地山区分と支保パターン及び支保単価の関係を用いて推定する．本研究では，支保・掘削費のみを対象とし，不良地山などの出現に伴う対策工や補助工に関するコストは考慮しないものとする．

2.6 節により，**図 2.1**における建設コスト推定を行うことができる．

2.7 事後評価による建設コスト変動リスク評価手法

前節までに説明した手法を用いることで，事前評価としての建設コスト変動リスク評価を行うことが可能である．この事前評価としての推定建設コストを，トンネル施工後に確定した実際の建設コストと比較を行うことで，事後評価による

建設コスト変動リスク評価を行うことが可能であると考えられる。

本研究では、推定建設コストと実際の建設コストを比較するための指標として、次式に示す乖離量 D を定義する⁴⁾。

$$D = C_A - C_E \quad (2.11)$$

C_A は実際の建設コスト， C_E は推定建設コストである。

このように、推定建設コストが実際のコストに対して外れている度合いを算出することで、事後評価による建設コストの変動リスクを評価することが可能となる。本研究では、式(2.11)の右辺を C_A で割った乖離率[%]を用いる。

2.7 節により、**図 2.1** における事後評価を行うことができる。

次章では、本章で説明した建設コスト算出方法を実際の山岳トンネル建設プロジェクトに適用して、建設コストの推定を行う。

第 3 章 建設コスト算出方法の適用事例

本章では，第 2 章で解説した建設コスト算出方法を実際の山岳トンネル建設プロジェクトに適用し，事例検証を行う．

まず，対象山岳トンネルの概要について述べ，次に各事前地質調査の結果を示し，地山推定手法の違いや事前地質調査の進展に伴う地山推定結果，及び建設コストの変動について検討を加える．その際，事前地質調査及び地山推定手法に存在する不確実性を考慮して議論する．

3.1 対象プロジェクトの概要

本研究が対象とするのは，B トンネルの建設プロジェクトである．B トンネルは全長約 1500m の 2 車線道路トンネルであり，対象地域の地質は基盤岩として花崗岩が分布していて，崖錐堆積物が被覆している．本トンネルはすでに施工が完了しており，実際の地山区分に基づいた建設コストが確定していると考えることができる．

B トンネル地山では調査・設計段階において，地盤状況を把握するために事前地質調査が行われている．本研究では，屈折法弾性波探査，比抵抗映像法，ボーリング調査によって得られたデータに基づいて地山推定と建設コスト推定を行う．

図 3.1 に B トンネル位置及び打設されたボーリング孔位置を示す．H14-1 孔側のトンネル出入口を距離の基準とする．

3.1.1 ボーリング調査内容

B トンネル地山で打設されたボーリング孔は図 3.1 に示すように，両坑口部各 2 箇所（H14-1~4 孔），中間部 1 箇所（H14-5 孔）の計 5 箇所である．H14-1 は 54m，H14-2 は 85m，H14-3 は 1557m，H14-4 は 1515m，H14-5 は 525m に位置する．すべてのボーリング孔において，速度検層・電気検層・コア評価点を算出するための各種試験が行われている．

3.1.2 屈折法弾性波探査結果

B トンネルでは地表面で実施された屈折法弾性波探査に関して，トモグラフィー解析を行っている．トモグラフィー解析は，解析領域に対してある速度構造モ

デルを与え、そのモデルから計算される理論走時と測定で得た観測走時の差が小さくなるように速度構造モデルを逐次修正する方法である。これにより高精度弾性波探査が行われている。しかし、速度構造を修正する際には深度が深くなるほど速度が高いという条件を用いている。なお、探査結果として得られている弾性波速度は P 波によるものである。

図 3.2 に屈折法弾性波探査結果を示す。トンネル掘削深度となる地点では、9 割程度の区間において弾性波速度が 4.0km/sec 以上の値を示しており、その内 9 割程度の区間において 4.5km/sec を超えている。

図 3.3 に各ボーリング孔にて実施された速度検層結果を、打設位置における屈折法弾性波探査結果と合わせて示す。図 3.3(a)~(c)より両結果は概ね一致していると考えられるが、図 3.3(a)より H14-2 孔では速度検層結果と屈折法弾性波探査結果が 2.5km/sec 以上異なる深度もある。

3.1.3 比抵抗映像法結果

B トンネルでは地表面で実施された比抵抗映像法に関して、地形の影響を考慮するためシミュレーションを実施して地形を補正し、測定値と理論値の差が十分に小さくなるまで地下構造を修正することで、データの補正を行っている。

図 3.4 に比抵抗映像法結果を示す。トンネル掘削深度となる地点では、6 割以上の区間において、花崗岩の一般的な比抵抗値である $1000 \Omega \cdot m$ 以上の値を示しており、その内 8 割程度の区間において $1200 \Omega \cdot m$ を超えている。一方、低比抵抗の区間も存在しており、変質帯が存在し強度が低下している可能性を示唆している。

図 3.5 に各ボーリング孔にて実施された電気検層結果を、打設位置における比抵抗映像法結果と合わせて示す。図 3.5(a)~(c)より両結果は概ね一致していると考えられるが、図 3.5(b)より H14-3, 4 孔では電気検層結果と比抵抗映像法結果が $1000 \Omega \cdot m$ 以上異なる深度もある。

3.2 併用モデルの構築

屈折法弾性波探査結果と比抵抗映像法結果を比較すると、図 3.2 の弾性波速度分布では概ね 4.0km/sec 以上であり、表 2.2 より概ね良好な地山と推察されるのに対し、図 3.4 の比抵抗値分布は 500m 及び 1400m 付近の区間において、比抵抗値が著しく低い区間がみられる。これより、本事例は従来行われてきた弾性波速度に

基づいた旧 JH 地山区分法や、近年提案されている弾性波速度に基づいたコア評価点法では地山を適切に推定できない区間が生じると考えられ、比抵抗値を用いた地山推定は重要であると考えられる。しかし、2.3.2 項で説明したように比抵抗映像法はあくまでも不良地山を把握するための調査であり、比抵抗値を用いて地山推定を行う際には弾性波速度との併用が望ましい¹⁷⁾。

よって、本研究では弾性波速度と比抵抗値の両方を用いた地山推定手法を構築する。すなわち、健全部と考えられる区間においては弾性波速度を用いて地山推定を行い、健全部でない区間においては比抵抗値を用いて地山推定を行う手法を構築する。本研究ではこの地山推定手法を併用モデルと称する。ここで花崗岩の一般的な比抵抗値が $1000 \Omega \cdot m$ 以上である。よって本事例においては、比抵抗値が $1200 \Omega \cdot m$ 以上であれば健全部であるとする。これより、本事例では健全部は 240m~460m, 600m~860m, 900m~1160m, 1180m~1200m となる。併用モデルは健全部の区間では弾性波速度（旧 JH 地山区分法あるいはコア評価点法）を用いて地山推定を行い、健全部以外の区間では比抵抗値（コア評価点法）を用いて地山推定を行うことができる。ここで、比抵抗値をコア評価点法によって地山推定に用いるので、弾性波速度に関してもコア評価点法によって地山推定に用いることにする。つまり、併用モデルは弾性波速度と比抵抗値の 2 種類の物性値を用いたコア評価点法である。

3.3 事前地質調査段階及びそれに基づく地山推定手法の設定

2.3 節で説明したように、一般的には、まず地山全体の地盤構造や安定性を把握するため屈折法弾性波探査、及び坑口部でのボーリング調査が行われる。そして、不良・特殊地山の把握のために比抵抗電気探査、及び坑口部以外でのボーリング調査が行われる。よって、本研究では事前地質調査の調査段階を以下のように設定する。

Phase1: 屈折法弾性波探査・坑口部（H14-1~4 孔）でのボーリング調査

Phase2: 比抵抗映像法・中間部（H14-5 孔）でのボーリング調査

各調査段階において考えられる地山推定手法を表 3.1 にまとめる。地山全体の物性値の取得方法（物理探査結果及び外生ドリフト・クリギング結果）及び地山推

定手法（旧 JH 地山区分法及びコア評価点法）の違いに考慮して，各調査段階において Case 番号を割り当てる．ここで，比抵抗映像法は Phase2 で行われるので，併用モデルは Phase2 (Case5~Case8) においてのみ考える．

この調査段階及び地山推定手法に基づいて，地山推定手法の違いや事前地質調査の進展に伴う地山推定結果と建設コストの変動について検討する．

3.4 外生ドリフト・クリギング手法を用いた地盤推定

3.1 節で説明した 2 種類の事前地質調査で得られた弾性波速度を用いて，B トンネル地山の弾性波速度分布を推定する．すなわち 2.4 節で示した外生ドリフト・クリギング手法により，面情報としての屈折法弾性波探査結果と点情報としての速度検層結果を統合する．比抵抗値についても同様のことを行う．以下に解析条件を示す．

- 1) 解析対象として，B トンネル位置を包含する

{弾性波速度} 1605m×230m {比抵抗値} 1605m×275m

の領域を設定する．

- 2) 格子サイズは 5m×5m とする．

- 3) 水平方向と鉛直方向の異方性を考慮してセミバリオグラムを設定する．

以上の条件を用いて解析を実施する．考えられる外生ドリフト・クリギングは以下の 3 つの場合である．なお，各外生ドリフト・クリギング結果を用いる調査段階及び Case 番号を表 3.1 に基づき合わせて記す．

- ① Phase1 (Case2, Case4)：弾性波速度に関する点情報が坑口部 4 孔 (H14-1~4 孔) の速度検層結果 (図 3.6, 図 3.7)
- ② Phase2 (Case2, Case4, Case7, Case8)：弾性波速度に関する点情報が全 5 孔 (H14-1~5 孔) の速度検層結果 (図 3.8, 図 3.9)
- ③ Phase2 (Case6, Case8)：比抵抗値に関する点情報が全 5 孔 (H14-1~5 孔) の電気検層結果 (図 3.10, 図 3.11)

① の外生ドリフト・クリギング結果は図 3.6 であり，屈折法弾性波探査結果に比

べて全体的に弾性波速度を低く見積もっている．この理由としては，**図 3.3(a)**より H14-2 孔における速度検層結果が屈折法弾性波探査結果より著しく低いことが挙げられる．また，速度検層結果から算出されたセミバリオグラムの指数型モデル関数は**図 3.7**であり，水平距離の差についてのセミバリオグラムがすぐに上限に達しており，外生ドリフト・クリギング結果の信頼性は低いと考えられる．

②の外生ドリフト・クリギング結果は**図 3.8**であり，屈折法弾性波探査結果に比べて全体的に弾性波速度を低く見積もっている．この理由は①と同様で H14-2 孔の速度検層結果が屈折法弾性波探査結果より著しく低いからだと考えられる．また，速度検層結果から算出されたセミバリオグラムの指数型モデル関数は**図 3.9**であり，水平距離の差についてのセミバリオグラムがすぐに上限に達しており，外生ドリフト・クリギング結果の信頼性は低いと考えられる．

③の外生ドリフト・クリギング結果は**図 3.10**であり，比抵抗映像法結果に比べて全体的に比抵抗値を低く見積もっている．この理由としては，**図 3.5(b)**より H14-3 及び 4 孔における電気検層結果が，その位置におけるにおける比抵抗映像法結果より大幅に低いことが挙げられる．電気検層結果から算出されたセミバリオグラムの指数型モデル関数は**図 3.11**であり，水平距離の差についてのセミバリオグラムも良好であり，外生ドリフト・クリギング結果の信頼性はあると考えられる．しかし，外生ドリフト・クリギング結果はトンネル掘削位置全体において比抵抗値が $1000 \Omega \cdot m$ 以下と推定されている．3.1.3 項で述べたが，花崗岩の一般的な比抵抗値が $1000 \Omega \cdot m$ 以上であることより，これは全ての範囲で風化・変質が進んでいると推定されていることになる．一方，比抵抗映像法結果は広範囲で $1000 \Omega \cdot m$ 以上であり， $1000 \Omega \cdot m$ を大きく上回る範囲も存在することより，外生ドリフト・クリギング結果はトンネル地山を適切に推定出来ていないと考えられる．

ここで，①，②の弾性波速度に関する外生ドリフト・クリギング結果は共に H14-2 孔が支配的な要因となって地山全体の弾性波速度分布の推定が不適当になっていると考えられる．そして，H14-2 孔の速度検層結果は信頼性が低いと考えられる．それは，**図 3.3(a)**より H14-2 孔の速度検層結果は極めて低いことに対して，H14-2 孔位置での弾性波探査結果は他区間の弾性波探査結果と同程度であるからである．またそれに加えて，**表 3.2**に H14-2 孔の速度検層・電気検層結果を示すが，**表 3.2**より H14-2 孔の電気検層結果は約 $650 \sim 1300 \Omega \cdot m$ と極めて低い訳ではないからである．よって，弾性波速度に関する外生ドリフト・クリギングは①，

②からそれぞれ H14-2 孔の速度検層結果を除いた場合についても考慮する必要があると考えられ、以下 2 つの場合における外生ドリフト・クリギングを行った。

①' Phase1 (Case2, Case4) : 弾性波速度に関する点情報が坑口部 3 孔 (H14-1,3,4 孔) の速度検層結果 (図 3.12, 図 3.13)

②' Phase2 (Case2, Case4, Case7, Case8) : 弾性波速度に関する点情報が計 4 孔 (H14-1,3,4,5 孔) の速度検層結果 (図 3.14, 図 3.15)

①' の外生ドリフト・クリギング結果は図 3.12 であり、屈折法弾性波探査結果に比べて全体的に弾性波速度を低く見積もっている。この理由としては、ボーリング孔における速度検層結果が地表面に近い地点でしか得られていないことが挙げられる。すなわち、地山全体でみると弾性波速度の比較的低い地表面付近の点情報を地山全体に拡充することにより、図 3.12 の弾性波速度分布が推定されたと考えられる。速度検層結果から算出されたセミバリオグラムの指数型モデル関数は図 3.13 であり、水平距離の差についてのセミバリオグラムがすぐに上限に達しており、外生ドリフト・クリギング結果の信頼性は低いと考えられる。

一方、②' の外生ドリフト・クリギング結果は図 3.14 であり、屈折法弾性波探査結果と大きくは変わらない。また、速度検層結果から算出されたセミバリオグラムの指数型モデル関数は図 3.15 であり、水平距離の差についてのセミバリオグラムも良好であり、外生ドリフト・クリギング結果の信頼性はあると考えられる。

以上より、外生ドリフト・クリギング結果で信頼性のある結果は、図 3.14 の②' のみだと考えられる。以上の考察を簡潔にまとめたのが表 3.3 になる。これより、表 3.1 の内、弾性波速度に関する Phase1 (Case2, Case4) と比抵抗値に関する Phase2 (Case6, Case8) の外生ドリフト・クリギングは考慮できないことが分かる。また、外生ドリフト・クリギング結果に信頼性があれば、事前地質調査に内在する不確実性を考慮した外生ドリフト・クリギング結果を面情報として優先的に使用することにする。よって、②' の外生ドリフト・クリギング結果は信頼性があるので、Phase2 において面情報が屈折法弾性波探査結果である Phase2 (Case1, Case3, Case5, Case6) は考慮しない。

表 3.1 と本節より、地盤推定の段階で各調査段階において合理的であると考えられる地山推定手法は、地山全体の物性値の取得方法も考慮すると表 3.4 になる。

3.5 地山推定（旧 JH 地山区分法）

2.5.1 項で説明した地山分類表による地山推定を行う．本研究では旧 JH 地山区分法を用いる．B トンネル地山は主に花崗岩が分布しており，花崗岩での旧 JH 地山分類表は表 3.5 である．表 3.5 は重複部分を有しており，本研究では重複部分を考慮した楽観的・最尤・悲観的シナリオを表 3.6 に設定する．表 3.4 より，Phase1(Case1) 及び Phase2(Case2)において，旧 JH 地山区分法を適用する．ここで，Phase1(Case1)で用いる弾性波速度分布は図 3.2 であり，Phase2(Case2) で用いる弾性波速度分布は図 3.14 である．

旧 JH 地山区分法を用いたトンネル掘削位置における地山区分の推定結果を，Phase1(Case1)を図 3.16 に，Phase2(Case2)を図 3.17 に示す．なお，図 3.16 は 20m 間隔，図 3.17 は 10m 間隔で地山推定を行っている．最尤推定地山区分について，調査段階によらず非常に似た地山区分が推定される結果となり，地山区分は B 地山が卓越した．これは弾性波速度の特徴である地山を良好に判断する傾向によると考えられる．また，地山分類表の重複部分は表 3.5 より大きくないので，推定地山区分の幅は大きくなり幅がない範囲も広範囲である．よって，地山推定手法に内在する不確実性を考慮しても調査段階の進展によらず地山推定結果は変動しなかったといえる．

3.6 地山推定（コア評価点法）

3.6.1 V_p - C_p 関係及び ρ - C_p 関係の考察

B トンネル地山では全 5 箇所のボーリング孔において速度検層・電気検層・コア評価点の算出が行われている．コア評価点は，表 3.7¹¹⁾を用いて計算されており，本事例の地質は花崗岩であるので，塊状の硬質岩の配点を用いる．具体的には，ボーリングコアの圧縮強度・風化変質・割れ目の間隔・割れ目の状態の各項目について技術者が評点をつけ，表 3.7 を用いて各項目での評点における点数を算出し，その点数の合計としてコア評価点は算出される．本事例において，コア評価点法として速度検層結果とコア評価点の関係（以下， V_p - C_p 関係と称する）と電気検層結果とコア評価点の関係（以下， ρ - C_p 関係と称する）を用いることができると考えられる．考えられる V_p - C_p 関係及び ρ - C_p 関係は以下である．なお，各 V_p - C_p 関係及び ρ - C_p 関係を用いる調査段階及び Case 番号を表 3.4 に基づき合わせて記す．

- ① Phase1 (Case3) : 坑口部 4 孔 (H14-1~4 孔) の速度検層結果を用いた V_p - C_p 関係
- ② Phase2 (Case4, Case7) : 全 5 孔 (H14-1~5 孔) の速度検層結果を用いた V_p - C_p 関係
- ③ Phase2 (Case7) : 全 5 孔 (H14-1~5 孔) の電気検層結果を用いた ρ - C_p 関係

①～③を用いてコア評価点法として地山推定ができると考えられる。

コア評価点と地山区分の関係としては、実際の施工時において切羽評価点から地山区分を決定する際に用いる表 3.8 を援用する¹⁸⁾。ただし、同表は重複部分を有しており不確実性が存在する。そこで、本研究では重複部分を考慮した楽観的・最尤・悲観的シナリオを表 3.9 に設定する。また本研究では、 V_p - C_p 関係及び ρ - C_p 関係について、既往の研究で行われてきた最小二乗法に基づいた一次関数による近似が可能であると仮定する。算出された推定式に加え、 V_p - C_p 関係及び ρ - C_p 関係の標準誤差を算出し、標準誤差分上位のコア評価点を設定する場合（楽観的推定式）と標準誤差分下位のコア評価点を設定する場合（悲観的推定式）を設定して議論する。すなわちコア評価点法での地山推定は、シナリオに内在する不確実性及び推定式に内在する不確実性を考慮した地山推定を行うことになる。

まず、①及び②の V_p - C_p 関係について考える。図 3.18 に Phase1 で推定される V_p - C_p 関係、及び Phase2 で推定される V_p - C_p 関係を示す。図 3.18 より、 V_p - C_p 関係はばらつきが大きく不確実性が大きいことが分かる。特に Phase1 において一次関数の推定式の傾きが負になっており、弾性波速度が大きいほどコア評価点が高いという前提が崩れている。

次に、③の ρ - C_p 関係について考える。図 3.19 に Phase2 で推定される ρ - C_p 関係を示す。図 3.19 より、 ρ - C_p 関係においても不確実性が大きいことが分かる。

3.6.2 コア評価点法に内在する不確実性の考察

コア評価点法に内在する不確実性について、事例を踏まえながら考察する。

まず、コア評価点と弾性波速度及び比抵抗値が評価している対象について考える。コア評価点はボーリングコアに対して各種試験を行い算出されている。よってコア評価点は岩石としての評価といえる。一方、弾性波速度及び比抵抗値は岩石だけでなく割れ目、亀裂など不連続面にも影響する。よって弾性波速度及び比抵抗値は岩盤としての評価といえる。すなわち、コア評価点と弾性波速度及び比

抵抗値が評価している対象は厳密に言えば異なる．そして，トンネルは岩盤を基礎とする構造物である． V_p - C_p 関係及び ρ - C_p 関係の相関が強ければコア評価点を岩盤としての評価として用いることができると考えられるが，相関が弱ければコア評価点を岩盤としての評価として用いることは不適當だと考えられる．このことを踏まえてコア評価点法に内在する不確実性を考察していく．

図 3.20 に R トンネルと T トンネルの V_p - C_p 関係を示す．R トンネルの地質は閃緑岩及び花崗閃緑岩が主体で，T トンネルの地質は頁岩及び砂岩頁岩互層からなる累層を主体とした地山である．また，T トンネルでは速度検層が実施されておらず，弾性波速度はボーリング孔沿いの高精度弾性波探査結果を用いている．図 3.20 より R トンネル及び T トンネルは V_p - C_p 関係に一定の相関がみられる．これより，R トンネル及び T トンネルにおいては岩石と岩盤の関係に一定の相関がみられるといえる．

一方，本研究で対象としている B トンネルにおいては図 3.18 より V_p - C_p 関係の相関は相関係数よりほとんど見られない．すなわち，岩石と岩盤の関係に相関がみられないといえる．この理由は，B トンネルの地質が花崗岩を主体とした地山であることが 1 つの要因だと考えられる．つまり，花崗岩は一般的には硬岩であるので，岩盤としては不良の場合でも岩石としての評価であるコア評価点が高い場合があるからだと考えられる．そのことを検証するため，B トンネルのコア評価点の内訳を具体的に見ていく．コア評価点の配点は表 3.7 であり，表 3.10 に B トンネルの H14-2 孔と H14-4 孔のコア評価点の内訳及び速度検層結果を示す．ここで，B トンネルでは湧水・劣化での調整によるコア評価点の減点はなかったので湧水・劣化の項目は省略する．表 3.10 より H14-2 孔，H14-4 孔共に全体的に岩盤としての評価の弾性波速度は低いのに対し，コア評価点の内訳のうち圧縮強度の評点が高く，また表 3.7 より圧縮強度の配点は他項目より高い．よって，圧縮強度の評点の主因となり岩石としての評価のコア評価点が高い場合があると考えられる．またこのことは， ρ - C_p 関係においても当てはまると考えられる．

以上より，コア評価点法における V_p - C_p 関係及び ρ - C_p 関係は，岩種によって相関が強く見られる場合とそうでない場合があり，本事例のように花崗岩の場合は圧縮強度が高いことが主因となり相関が見られない．よって，既往の研究で行われてきた V_p - C_p 関係及び ρ - C_p 関係を，全てのボーリング孔データを用いた最小二乗法に基づいた一次関数による近似は不適當な場合があると考えられる．

3.6.3 V_p - C_p 関係及び ρ - C_p 関係の算出

前項を踏まえて本研究では、Bトンネルの V_p - C_p 関係及び ρ - C_p 関係において、岩盤としての評価である弾性波速度あるいは比抵抗値は不良であるが、岩石としての評価であるコア評価点は良好なボーリング孔データを除外して推定式を算出する。この方法を用いて岩石と岩盤の關係に一定の相関がみられるようにして、コア評価点法を用いることを検討する。

まず、 V_p - C_p 関係について、除外するボーリング孔データは以下の場合とする。

- ① 弾性波速度が 2km/sec 以下の場合
- ② 弾性波速度が 3km/sec 以下でコア評価点が 60 点以上の場合
- ③ 弾性波速度が 3.5km/sec 以下でコア評価点が 80 点以上の場合

除外した理由は次の通りである。①は弾性波速度の値が本事例の中で極端に低く地山全体に反映させて良いデータとは考えられないからである。②は表 3.5 より地山分類表では D 地山あるいは CII 地山と推定されるが、地山区分とコア評価点の關係では表 3.8 より CI 地山あるいは B 地山と推定されるからである。③は表 3.5 より地山分類表では CII 地山あるいは CI 地山と推定されるが、地山区分とコア評価点の關係では表 3.8 より B 地山と推定されるからである。

これより、Bトンネルの V_p - C_p 關係が算出された結果が図 3.21 になる。Phase1 の V_p - C_p 關係は依然として相関がみらなかった。よって、Phase1 の V_p - C_p 關係を用いたコア評価点法による地山推定の信頼性は低いと考えられるので、表 3.4 における Phase1 (Case3) は考慮しないこととする。一方、Phase2 の V_p - C_p 關係は一定の相関がある。また、Phase2 の V_p - C_p 關係について図 3.21 より傾きが約 7.5 であるが、これは地山分類表と、コア評価点と地山区分の關係の整合性はあるといえる。その理由は、弾性波速度が 1km/sec 増加すると表 3.5 より地山分類表では地山区分が 1 段階良好になる可能性が高い。そして、その時推定式よりコア評価点は約 7.5 増加するが、表 3.8 よりコア評価点と地山区分の關係でも地山区分が 1 段階良好になる可能性が十分あるからである。この点からも、Phase2 の V_p - C_p 關係は整合性があると考えられる。以上の考察より弾性波速度に関しては、Phase2 (Case4, Case7) においてのみ、コア評価点法での地山推定を行うことが可能であると考えられる。

同様に、 ρ - C_p 関係について、除外するボーリング孔データは以下の場合とする。

- ① 比抵抗値が $1000 \Omega \cdot m$ 以下でコア評価点が 70 点以上の場合
- ② 比抵抗値が $1200 \Omega \cdot m$ 以下でコア評価点が 90 点以上の場合

除外した理由は次の通りである。①は一般的な花崗岩の比抵抗値 $1000 \Omega \cdot m$ より低い比抵抗値であるが、地山区分とコア評価点の関係では表 3.8 より B 地山と推定されるからである。②は比抵抗値からでは健全部とはいえないが、コア評価点が非常に高いからである。

これより、 ρ - C_p 関係が算出された結果が図 3.22 であり、一定の相関がある。以上の考察より比抵抗値に関しては、Phase2 (Case7) においてコア評価点法での地山推定を行うことが可能であると考えられる。

表 3.4 と本項より、地山推定の段階で各調査段階において合理的であると考えられる地山推定手法は、地山全体の物性値の取得方法も考慮すると表 3.11 になる。

3.6.4 地山推定

前項を踏まえて、表 3.11 における Phase2 (Case4) の弾性波速度に基づいたコア評価点法及び Phase2 (Case7) の併用モデルにおいて、コア評価点法を適用する。ここで、Phase2 (Case4) で用いる弾性波速度分布は図 3.14 であり、 V_p - C_p 関係は図 3.21-Phase2 である。Phase2 (Case7) で用いる弾性波速度分布は図 3.14、比抵抗値分布は図 3.4 であり、 V_p - C_p 関係は図 3.21-Phase2、 ρ - C_p 関係は図 3.22 である。

Phase2 (Case4) の弾性波速度に基づいたコア評価点法でのトンネル掘削位置における地山区分の推定結果を図 3.23 に示す。図 3.23 の楽観的・悲観的推定地山区分はシナリオ及び推定式を共に楽観的・悲観的評価をした場合の地山区分の推定結果である。なお、10m 間隔で地山推定を行っている。最尤推定地山区分については、地山区分は B 地山が卓越した。これは弾性波速度の特徴である地山を良好に判断する傾向によると考えられる。また、シナリオに内在する不確実性及び推定式に内在する不確実性を考慮しているため、推定地山区分の幅は大きく、全範囲で 1 区分あるいは 2 区分存在する。

次に、Phase2 (Case7) の併用モデルでのトンネル掘削位置における地山区分の推定結果を図 3.24 に示す。図 3.24 の楽観的・悲観的推定地山区分はシナリオ及び

推定式を共に楽観的・悲観的評価をした場合の地山区分の推定結果である．Phase2(Case7)の併用モデルの地山推定間隔は 20m 間隔とする．Phase2(Case7)の併用モデルの最尤推定地山区分は B 地山が卓越しているが，CI 地山の区間も全体の 2 割程度存在する．これは，一部の区間ではあるが比抵抗値を用いて地山推定を行うことで，CI 地山と推定される区間が **図 3.23** の Phase2(Case4)の弾性波速度に基づいたコア評価点法での結果より増えているからである．また，Phase2(Case7)の併用モデルの悲観的推定地山区分は CI 地山と CII 地山が見られ，**図 3.23** の Phase2(Case4)の弾性波速度に基づいたコア評価点法より CII 地山と推定された区間は広い．これも先程と同じ理由により，CII 地山と指定される区間が Phase2(Case4)の弾性波速度を用いたコア評価点法での結果より増えている．

ここで，Phase1(Case3)の弾性波速度に基づいたコア評価点法は前項より考慮しなかった．これよりコア評価点法において，事前地質調査の進展により地山推定結果が変動したか定量的に評価することができず，事前地質調査の早期段階においては推定結果の信頼性が低いことのみ明らかになったことに留意されたい．

3.7 建設コスト推定

B トンネルの様な 2 車線道路トンネルにおいては，**表 3.12** に示すように地山区分と支保単価の関係が設定されている．**表 3.12** と地山推定結果により，建設コストの推定を行う．なお，事前地質調査段階及び地山推定手法は**表 3.11** を基にする．

ここで，実際の施工時において土被りが 3D (D はトンネルの直径) までの坑口付近においては，地山の安定性より DIII という最も重い支保が選択される．また，本事例では施工実績が坑口から 720～860m 及び 1390m 以降の間が得られていないため，以上の部分を除いた区間 (160～720m 及び 860～1390m) を対象とする．

以上の条件に基づいて推定建設コストの変動を算出した結果が **図 3.25** である．Phase1 の地山区分法は**表 3.11** における Phase1(Case1)，Phase2 の地山区分法は**表 3.11** における Phase2(Case2)，Phase2 のコア評価点法は**表 3.11** における Phase2(Case4)，Phase2 の併用モデルは**表 3.11** における Phase2(Case7)であることに留意されたい．

まず最尤推定建設コストについて考える．従来用いられてきた Phase1(Case1) 及び Phase2(Case2)の旧 JH 地山区分法と近年提案されている Phase2(Case4)の弾性波速度に基づいたコア評価点法では，事前地質調査段階及び地山推定手法によ

らずほとんど変化しない結果となった。これは 3.5 節及び 3.6.4 項で述べたように、いずれの場合も最尤推定地山区分は B 地山が卓越しているからである。それに対して、Phase2(Case7)の併用モデルで算出される最尤推定建設コストは、3.6.4 項で述べたが、最尤推定地山区分は B 地山が卓越しているが、CI 地山の区間も全体の 2 割程度存在することより、他の地山推定手法の最尤推定建設コストより約 20 百万円高い。

次に楽観的推定建設コストと悲観的推定建設コストの幅（推定幅）について考える。地山分類表を用いている Phase1(Case1)及び Phase2(Case2)の旧 JH 地山区分法においては推定幅が小さい。これは地山分類表の重複部分は大きくないからである。それに対して、コア評価点法である Phase2(Case4)の弾性波速度に基づいたコア評価点法及び Phase2(Case7)の併用モデルにおいては推定幅が大きい。これは、コア評価点法はシナリオに内在する不確実性に加えて、推定式に内在する不確実性も考慮しているからである。具体的には、図 3.21-Phase2 及び図 3.22 より V_p - C_p 関係及び ρ - C_p 関係の標準誤差は共に 10 程度と非常に大きく、これにより悲観的な地山推定では CII 地山区分の区間が存在すると考えられる。さらに Phase2(Case4)の弾性波速度に基づいたコア評価点法と Phase2(Case7)の併用モデルを比較すると、3.6.4 項で述べたが、悲観的推定地山区分において、Phase2(Case7)の併用モデルは Phase2(Case4)の弾性波速度に基づいたコア評価点法より CII 地山と推定された区間は広い。これにより、Phase2(Case7)の併用モデルでの悲観的推定建設コストは Phase2(Case4)の弾性波速度に基づいたコア評価点法での悲観的推定建設コストより約 20 百万円高い。そのため、図 3.25 より、Phase2(Case7)の併用モデルの推定幅の大きさは他の地山推定手法より大きい。

本節により、Phase2 において地山推定手法の違いによって建設コストが変動することが示された。

本章において、地山推定手法の違いによって建設コストが変動することが示されたが、事前地質調査の進展によって建設コストが変動することは示されなかった。これらは事前評価としての建設コスト変動リスク評価であるが、事前評価においては事前地質調査及び地山推定手法の妥当性の検討を行うことができない。そこで、次章において事後評価による建設コスト変動リスク評価を行い、検討する。

第 4 章 事後評価による建設コスト変動リスク評価

本章では，第 3 章での建設コスト推定を踏まえ，事後評価による建設コスト変動リスク評価を行う．それにより，事前地質調査及び地山推定手法に関する考察，及び本研究で構築した併用モデルに関する考察を行う．さらに，本事例を踏まえて，一般的なトンネル建設プロジェクトにおいて有効だと考えられる事前地質調査を提案する．

4.1 事後評価結果

第 3 章での建設コスト推定を踏まえて，事後評価による建設コスト変動リスク評価を行う．

図 4.1 に施工実績を示す．表 3.12 より建設コストは 929.561 百万円である．推定建設コストから乖離率を計算したのが図 4.2 であり，これより考察を行う．

まず，表 3.11 における従来用いられてきた Phase1 (Case1) 及び Phase2 (Case2) の旧 JH 地山区分法と近年提案されている Phase2 (Case4) の弾性波速度に基づいたコア評価点法について考える．図 4.2 より，最尤乖離率はいずれの手法でも最尤推定地山区分は B 地山が卓越しているのも，約 +26% ある．地山推定結果はいずれの手法でも弾性波速度に基づいており，弾性波速度の特徴である地山を良好と判断する傾向より，最尤乖離率は大幅に正になったと考えられる．その傾向は比抵抗映像法で低比抵抗の 500m 付近の区間及び低比抵抗で施工実績が D 地山である 1300m 付近の区間において顕著に見られる．それらの区間でも図 3.2 及び図 3.14 より弾性波速度は Phase1 及び Phase2 いずれも 4km/sec 以上と推定されており，旧 JH 地山区分法では表 3.5 より CI あるいは B 地山と推定されているのである．それに対して，楽観的乖離率と悲観的乖離率の幅（乖離率の幅）については，コア評価点法は考慮する不確実性が 2 種類あり，図 3.21-Phase2 より推定式に内在する不確実性が非常に大きい．よって，Phase2 (Case4) の弾性波速度に基づいたコア評価点法において，乖離率の幅が大きく，乖離率の小さい可能性を包含する推定ができていたといえる．これは，Phase2 (Case4) の弾性波速度に基づいたコア評価点法の場合のみ，施工実績で D 地山となっている 1300m 付近の区間において，図 3.23(c) より悲観的地山区分のみではあるが CII 地山と推定されていることから，コア評価点法が旧 JH 地山区分法より地山推定は良くできていると考えられる．

ただし、図 3.23(c)より低比抵抗の距離 500m 付近では悲観的地山区分の場合でも、CII 地山と推定することができない区間もある。

次に本研究で構築した Phase2(Case7)の併用モデルについて考える。Phase2(Case7)の併用モデルの最尤乖離率がいずれの手法より若干低く、乖離率の幅が他の地山推定手法より大きく、乖離率の低い可能性を包含している。乖離率の幅が大きいのは 3.6.4 項より明らかであり、乖離率の低い可能性を包含しているのは、地山推定結果が施工実績より楽観的な地山区分であることと乖離率の幅が大きいことより明らかである。乖離率の低い可能性を包含していることを具体的に検証すると、Phase2(Case4)の弾性波速度に基づいたコア評価点法では、低比抵抗の 500m 付近の区間では悲観的地山区分の場合でも CII 地山と推定することができない区間があった。しかし、Phase2(Case7)の併用モデルでは、その区間においても CII 地山と推定することができており、施工実績の地山区分を包含することができている。これより、併用モデルは従来の地山推定手法より有用性が高いと考えられる。

ここで、いずれの地山推定手法においても最尤乖離率が正である大きな要因として、施工実績から算出される建設コストが非常に大きいことが考えられる。それは、実際の施工時においては、安全性や施工性などの理由により、実際の地山区分とは異なる支保工パターンが採用される場合があるからである。本事例においては、坑口付近は DIII 地山という最も重い支保が選択され、また 500m 付近で低比抵抗であることから、全体的に保守的な支保工パターンが選択された可能性が高い。よって、乖離率という指標はあくまで相対的に事前地質調査及び地山推定手法を評価するための指標であることに留意されたい。

4.2 事前地質調査及び地山推定手法に関する考察

前節に基づいて、事前地質調査及び地山推定手法に関する考察を行う。前節より、地山推定手法についてコア評価点法は旧 JH 地山区分法と比べて乖離率の低い可能性を包含する。これよりコア評価点法は旧 JH 地山区分法より地山推定手法として有用であると考えられ、3.6.3 項で述べた岩石と岩盤の関係に一定の相関がみられるようにして、コア評価点法を用いることの妥当性を示した。また、地山推定手法に内在する不確実性を考慮した場合においてコア評価点法の有用性が顕著に現れたので、空間分布特性の不確実性を考慮する重要性が明らかになった。

と考えられる。

事前地質調査の進展に伴う推定建設コスト変動リスクについては、概念的には事前地質調査が進むにつれ推定建設コストは実際の建設コストに近づいていくと考えられる。しかし、本事例においては旧JH地山区分法では、3.5 節よりほとんど変動しなかった。一方コア評価点法では、3.6.3 項より Phase1 の V_p - C_p 関係の推定結果そのものの信頼性が低いのでコア評価点法についての Phase1 から Phase2 への事前地質調査の進展に伴う推定建設コストの変動を評価することができなかった。以上により、事前地質調査の早期段階では推定結果の信頼性自体が低い場合があることにおいてのみ、事前地質調査の進展の有用性を示すことができた。

4.3 併用モデルの有用性に関する考察

Phase2 (Case7) の併用モデルは、図 3.25 より Phase2 の地山推定手法の中で最尤乖離率は他の地山推定手法より若干低く、また乖離率の幅は大きく乖離率が低い可能性を包含している。以上により、併用モデルの有用性を定量的に示すことができた。本節ではそれに加えて、定性的に併用モデルの有用性を考察する。

1 つ目の有用性としては、併用モデルは健全部においては地山を良好に判断する傾向にある弾性波速度を用いて、それ以外の区間においては地山を不良に判断する傾向にある比抵抗値を用いていることである。それにより楽観・悲観すぎず、不良地山の可能性のある範囲だけ厳しく地山推定ができると考えられる。従来は弾性波速度のみを用いて地山推定を行うことが多かったが、これは地山を良好なものとして地山推定をしている可能性が高い。併用モデルを用いることでより適切に地山推定ができると考えられる。

2 つ目の有用性としては、併用モデルを用いるためには比抵抗電気探査や電気検層を行う必要があり、この結果により特異な屈折法弾性波探査結果や速度検層結果を発見することができる可能性があることである。本事例では H14-2 孔において、速度検層結果が特異であることが判明した。

4.4 事前地質調査に関する提案

本節では、本研究を踏まえて、一般的なトンネル建設プロジェクトにおいて有効だと考えられる事前地質調査の流れを提案する。

まず、屈折法弾性波探査、及び坑口でのボーリング調査を行う。これらの調査

は地山全体の地盤構造や安定性を把握するため必須である。

次に、比抵抗映像法を行い屈折法弾性波探査との比較を行う。これらの物理探査に整合性があり不良地山が存在しないと推察されれば弾性波速度を用いた地山推定を行う。その理由は、複数の物理探査により地山が良好と判断される場合は、土被りの大きい中間部のボーリング掘削コストは高いことを考えると、施工しながら支保パターンを変更するほうがコストは抑えられると考えられるからである。一方、本事例のように整合性がない区間があれば、整合性のない区間においてボーリング調査を実施する。つまり地山が不良の可能性が高いので追加でボーリング調査を行う。仮に追加でボーリング調査を行わないとすると、本事例を基に考えると、考えられる地山推定手法は以下である。

① 従来行われてきた Phase1 及び Phase2 の旧 JH 地山区分法

② ・健全部は旧 JH 地山区分法

・健全部以外は坑口部のボーリング孔を用いた比抵抗値に基づいたコア評価点法

①は図 3.25 より併用モデルの悲観的掘削コストと Phase1 及び Phase2 の旧 JH 地山区分法の悲観的掘削コストを比較すると、100 百万円以上の差がある。この差を事前地質調査の価値とすると、追加のボーリング掘削コストより高いと考えられ、追加のボーリング調査を行うべきだと考えられる。②は坑口部のみのボーリング孔を用いてコア評価点法を用いると、本事例では 3.6.3 項より弾性波速度に関して V_p - C_p 関係の不確実性が大きすぎて地山推定結果の信頼性がなかった。これより、健全部では弾性波速度に基づいたコア評価点法を用いることができなかった。よって、坑口部のみのボーリング孔データを用いた比抵抗値に基づいたコア評価点法も地山推定の信頼性がない可能性が十分に考えられる。したがって、追加のボーリング調査を行うべきだと考えられる。①、②より、地山が不良の可能性がある場合は追加でボーリング調査を行うべきだと考えられる。

以上を踏まえて次章では、本研究の結論を述べ、今後の検討課題を示す。

第 5 章 結論，今後の課題

5.1 結論

本研究では，まず地山推定手法，及び建設コスト算出方法を解説し，事後評価による建設コスト変動リスク評価手法を構築した．そして，以上の手法を実際の山岳トンネル建設プロジェクトに適用した．その際，地山推定手法の 1 つであるコア評価点法について考察を行った．また，新たな地山推定手法を構築し，事後評価による建設コスト変動リスク評価を行い，その有用性を検討した．得られた結論として以下が挙げられる．

- 地山推定手法の 1 つであるコア評価点法に内在する不確実性について事例を踏まえて考察を行った．その結果，岩種によって V_p - C_p 関係及び ρ - C_p 関係の相関が見られる場合と見られない場合があり，岩石と岩盤の違いを考慮してコア評価点法を用いる必要があることを示した．
- 事前地質調査の早期段階では，推定結果そのものの信頼性が低い場合があり，地質調査進展の有用性があることを示した．
- 地山推定手法としてコア評価点法を用いることで，施工実績を包含する可能性が高くなった．これよりコア評価点法の有用性を定量的に示した．
- 本研究では，弾性波速度と比抵抗値の両方を用いた地山推定手法を構築し，その有用性を定量的に示した．

5.2 今後の課題

本事例では比抵抗値を用いた外生ドリフト・クリギング結果は適切でないと考えられたので，比抵抗値分布は比抵抗映像法結果を用いている．つまり，比抵抗映像法結果に内在する不確実性は全く考慮していないため，比抵抗値を用いて地山推定している区間の精度には問題がある可能性がある．電気検層結果を組み込み，かつ比抵抗映像法結果と整合性のある比抵抗値分布の推定を行う手法の構築は今後の課題である．

また，追加でボーリング調査などの事前地質調査を行うべきかどうかの判断を行うためのデータベースの構築は今後の課題である．

参考文献

- 1) Zhi,H. : Risk Management for Overseas Construction Projects, International Journal of Projects Management, Vol.13, No.14, pp.231-237, 1995.
- 2) 大津宏康, 尾ノ井芳樹, 大本俊彦, 大西有三, 西山哲, 黄瀬周作: PFI 建設プロジェクトでの地下リスク評価及び分担に関する研究, 土木学会論文集 No.721/VI-57, pp.193-205, 2002.
- 3) Einstein,H.H. : Risk and Risk Analysis in Rock Engineering, tunneling and Underground Space Technology, Vol.11 No.2, pp.141-155, 1996.
- 4) 大津宏康, 大西有三, 浜田信彦, 境亮祐: 地盤統計学手法を用いた建設コスト推定手法の事後評価への適用, 土木学会論文集 F, Vol.63, No.1, pp.35-52, 2007.
- 5) 大津宏康, 尾ノ井芳樹, 大西有三, 足立純: PFI プロジェクトの地盤に起因する建設コスト変動評価に関する研究, 土木学会論文集, No.777/VI-65, pp.175-186, 2004.
- 6) 山下智志: 市場リスクの計量化と VaR, 朝倉書店, 2000.
- 7) Benjamin,J.R. and Cornel,A.A. : Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers, MsGraw-Hill, pp.578-580, 1970.
- 8) 地盤工学会(編): 地盤工学への物理探査技術の適用と事例, 地盤工学会, 2001.
- 9) 長谷川信介, 大津宏康: トンネル事前調査における地山評価の不確実性に関する研究, 建設マネジメント論文集, Vol.13, pp.145-152, 2006.
- 10) 佐々宏一, 芦田譲, 菅野強: 建設・防災技術者のための物理探査, 森北出版, 1993.
- 11) 城間博通, 伊藤哲男, 赤木渉: トンネル支保選定支援システムの構築, EXTEC, No.68, pp.21-25, 2004.
- 12) Wackernagel, H. (原著), 地球統計学研究委員会(訳編): 地球統計学, 森北出版, 2003.
- 13) 大津宏康, 坂井一雄, 長谷川信介: 屈折法弾性波探査を用いた山岳トンネルにおける地山区分推定手法に関する研究, 材料, Vol.56, No.9, pp.820-827, 2007.
- 14) 吉中竜之進: 岩盤分類とその適用, 土木工学社, 1989.

- 15) 日本道路公団：設計要領第 3 集 トンネル，1997.
- 16) 木村正樹，杉田理，大塚康範：評価点法を用いた事前調査による地山評価と施工，第 11 回トンネル工学研究発表会論文・報告集，土木学会トンネル工学委員会，pp.87-91，2001.
- 17) 土木学会トンネル工学委員会：トンネル標準示法書[山岳工法編]・同解説，土木学会，1996.
- 18) 赤木渉，佐野理，進士正人，西琢郎，中川浩二：山岳トンネル施工支援のための切羽評価法の適用性に関する研究，土木学会論文集，No.686/VI-52，pp.121-134，2001

謝 辞

最後になりましたが，本論文を作成する上で，本研究にご協力頂いた方々，お世話になった方々に感謝を表します．

京都大学工学研究科・大津宏康教授には，素晴らしい研究生活の場所を提供して頂くと共に，ご多忙の中においても多くのご指導を頂き，また研究に取り組む心構えをお教え下さりました．的確なご助言を下さったおかげで，研究を遂行することができました．厚くお礼申しあげます．

京都大学工学研究科・三村衛准教授には，副査を務めて頂き，的確なご指摘を頂きました．心から感謝致します．

京都大学工学研究科・塩谷智基准教授には，日ごろから励ましの言葉をおかけ下さり，多くのご支援を頂きましたことを大変感謝致します．

京都大学工学研究科・稲積真哉助教には，研究面だけでなく生活面においても，非常にお世話になりました．心からお礼申し上げます．

防災科学技術研究所・長谷川信介氏には，ご多忙の中，本研究を進める上で必要となる多くのデータを提供して頂き，度重なる質問に対しても丁寧にお答え頂きました．心から感謝致します．

伊東宏美秘書には，研究生活を様々な面でサポートして頂き，環境を整えて頂きましたことに大変感謝致します．また，大津研究室の諸先輩方，同回生の方々のおかげで，研究面のみならず生活面においても非常に充実した生活を送ることができました．心よりお礼申し上げます．

皆様方の支えにより，多くの貴重な経験をさせて頂き，この一年間を有意義なものとすることができました．大変ありがとうございました．

最後に，大学で勉学に取り組む環境を与えて下さり，これまで自分を育ててくれた両親に心から感謝致します．

表2.1 主な項目と比抵抗値の関係

項目	電気比抵抗		
	低比抵抗	⇔	高比抵抗
間隙水の比抵抗	低	⇔	高
飽和度	大	⇔	小
間隙率	大	⇔	小
粘土分の割合	大	⇔	小
風化，変質の程度	大	⇔	小

表2.2 旧JH地山分類表

地山等級	岩石グループ	代表岩石名	弾性波速度, V_p [km/sec]				
			1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
B	H塊状	花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩, ホルンフェルス					
	M塊状	安山岩, 玄武岩, 流紋岩, 石英安山岩					
	L塊状	蛇紋岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩					
C1	H塊状	花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩, ホルンフェルス					
		中古生層砂岩, チャート					
	M塊状	安山岩, 玄武岩, 流紋岩, 石英安山岩					
		第三紀層砂岩, 礫岩					
	L塊状	蛇紋岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩					
	M層状	粘板岩, 中古生層頁岩					
	L層状	黒色片岩, 緑色片岩					
		第三紀層泥岩					
CII	H塊状	花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩, ホルンフェルス					
		中古生層砂岩, チャート					
	M塊状	安山岩, 玄武岩, 流紋岩, 石英安山岩					
		第三紀層砂岩, 礫岩					
	L塊状	蛇紋岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩					
	M層状	粘板岩, 中古生層頁岩					
	L層状	黒色片岩, 緑色片岩					
		第三紀層泥岩					

表3.1 各調査段階における地山推定手法

調査段階	対象	面情報	地山推定手法
Phase1 (Case1)	弾性波速度	屈折法弾性波探査結果	地山区分法
Phase1 (Case2)		外生ドリフト・クリギング結果	
Phase1 (Case3)		屈折法弾性波探査結果	コア評価点法
Phase1 (Case4)		外生ドリフト・クリギング結果	
Phase2 (Case1)		屈折法弾性波探査結果	地山区分法
Phase2 (Case2)		外生ドリフト・クリギング結果	
Phase2 (Case3)		屈折法弾性波探査結果	コア評価点法
Phase2 (Case4)		外生ドリフト・クリギング結果	
Phase2 (Case5)	弾性波速度 & 比抵抗値	[弾性波速度] 屈折法弾性波探査結果 [比抵抗値] 比抵抗映像法結果	併用モデル (コア評価点法)
Phase2 (Case6)		[弾性波速度] 屈折法弾性波探査結果 [比抵抗値] 外生ドリフト・クリギング結果	
Phase2 (Case7)		[弾性波速度] 外生ドリフト・クリギング結果 [比抵抗値] 比抵抗映像法結果	
Phase2 (Case8)		[弾性波速度] 外生ドリフト・クリギング結果 [比抵抗値] 外生ドリフト・クリギング結果	

表3.2 H14-2孔の速度検層・電気検層結果

深度[m]	弾性波速度[km/sec]	比抵抗値[Ω・m]
6	1.9	
7	2.2	
8	2.2	828
9	2.2	1314
10	2.2	855
11	2.2	887
11	1.7	975
12	1.7	998
13	1.7	748
14	1.7	716
15	2.0	743
16	2.2	675
17	2.2	715
18		645

表3.3 外生ドリフト・クリギング結果の考察

	調査段階	対象	点情報	信頼性	理由
①	Phase1 (Case2,Case4)	弾性波速度	坑口4孔 (H14-1～4孔)	×	・ セミバリオグラム ・ H14-2孔
②	Phase2 (Case2,Case4, Case7,Case8)	弾性波速度	全5孔 (H14-1～5孔)	×	・ セミバリオグラム ・ H14-2孔
③	Phase2 (Case6,Case8)	比抵抗値	全5孔 (H14-1～5孔)	×	比抵抗の値

H14-2孔除く場合

	調査段階	対象	点情報	信頼性	理由
①'	Phase1 (Case2,Case4)	弾性波速度	坑口3孔 (H14-1,3,4孔)	×	セミバリオグラム
②'	Phase2 (Case2,Case4, Case7,Case8)	弾性波速度	計4孔 (H14-1,3,4,5孔)	○	

表3.4 地盤推定の段階での各調査段階における地山推定手法

調査段階	対象	面情報	地山推定手法
Phase1 (Case1)	弾性波速度	屈折法弾性波探査結果	地山区分法
Phase1 (Case3)	弾性波速度	屈折法弾性波探査結果	コア評価点法
Phase2 (Case2)	弾性波速度	外生ドリフト・クリギング結果	地山区分法
Phase2 (Case4)	弾性波速度	外生ドリフト・クリギング結果	コア評価点法
Phase2 (Case7)	弾性波速度 & 比抵抗値	[弾性波速度] 外生ドリフト・クリギング結果 [比抵抗値] 比抵抗映像法結果	併用モデル (コア評価点法)

表3.5 花崗岩における旧JH地山分類表

地山区分	弾性波速度[km/sec]
B	4.3~
CI	3.3~4.7
CII	2.2~3.7
D	~2.2

表3.6 旧JH地山区分法における楽観的・最尤・悲観的シナリオ

地山区分	弾性波速度[km/sec]		
	楽観的シナリオ	最尤シナリオ	悲観的シナリオ
B	4.3~	4.5~	4.7~
CI	3.3~4.3	3.5~4.5	3.7~4.7
CII	2.2~3.3	2.2~3.5	2.2~3.7
D	~2.2	~2.2	~2.2

表3.7 コア評価点の評価区分と配点

岩質／評価区分			評点					
			1	2	3	4	5	6
圧縮強度	塊状	硬質岩	36	29	22	14	7	0
		中硬質・軟質岩	32	26	19	13	6	0
	層状	中硬質岩	36	29	22	14	7	0
		軟質岩	39	31	24	16	8	0
風化変質	塊状	硬質岩	19	12	6	0		
		中硬質・軟質岩	19	13	6	0		
	層状	中硬質岩	22	15	7	0		
		軟質岩	20	13	7	0		
割目間隔	塊状	硬質岩	19	14	9	5	0	
		中硬質・軟質岩	24	18	12	6	0	
	層状	中硬質岩	9	7	4	2	0	
		軟質岩	12	9	6	3	0	
割目状態	塊状	硬質岩	26	20	13	7	0	
		中硬質・軟質岩	25	19	12	6	0	
	層状	中硬質岩	33	25	16	8	0	
		軟質岩	29	22	14	7	0	

		湧水			
		1	2	3	4
劣化	1	0	0	-5	-10
	2	0	-5	-7	-10
	3	-5	-7	-10	-15
	4	-7	-10	-15	-20

表3.8 切羽評価点と地山区分の関係

地山区分	コア評価点の範囲
B	65~
CI	55~70
CII	35~60
D	~40

表3.9 コア評価点法における楽観的・最尤・悲観的シナリオ

地山区分	コア評価点の範囲		
	楽観的シナリオ	最尤シナリオ	悲観的シナリオ
B	65~	67.5~	70~
CI	55~65	57.5~67.5	60~70
CII	35~55	37.5~57.5	40~60
D	~35	~37.5	~40

表3.10(a) コア評価点の内訳及び速度検層結果

H14-2孔

深度 [m]	評価区分				評価点				コア 評価点	弾性波速度 [km/sec]
	圧縮 強度	風化 変質	割目 間隔	割目 状態	圧縮 強度	風化 変質	割目 間隔	割目 状態		
6	4	3	5	4	14	6	0	7	27	1.9
7	2	1	4	3	29	19	5	13	66	2.2
8	2	1	4	3	29	19	5	13	66	2.2
9	2	1	3	3	29	19	9	13	70	2.2
10	2	2	3	2	29	12	9	20	70	2.2
11	2	1	4	3	29	19	5	13	66	1.7
12	2	1	5	3	29	19	0	13	61	1.7
13	2	1	3	2	29	19	9	20	77	1.7
14	2	1	4	2	29	19	5	20	73	1.7
15	2	1	3	2	29	19	9	20	77	2
16	2	1	3	2	29	19	9	20	77	2.2
17	2	1	4	2	29	19	5	20	73	2.2
18	2	2	4	2	29	12	5	20	66	

表3.10(b) コア評価点の内訳及び速度検層結果

H14-4孔

深度 [m]	評価区分				評価点				コア 評価点	弾性波速度 [km/sec]
	圧縮 強度	風化 変質	割目 間隔	割目 状態	圧縮 強度	風化 変質	割目 間隔	割目 状態		
5	2	2	3	4	29	12	9	7	57	3.4
6	2	2	4	4	29	12	5	7	53	3.4
7	1	1	3	2	36	19	9	20	84	3.4
8	1	2	1	1	36	12	19	26	93	3.4
9	1	2	1	1	36	12	19	26	93	3.4
10	1	2	1	2	36	12	19	20	87	3.4
11	1	1	1	2	36	19	19	20	94	3.4
12	1	1	2	2	36	19	14	20	89	3.4
13	1	1	2	1	36	19	14	26	95	3.4
14	1	1	3	4	36	19	9	7	71	3.4
15	2	2	3	4	29	12	9	7	57	3.4
16	2	2	3	4	29	12	9	7	57	2.4
17	2	1	4	3	29	19	5	13	66	2.4
18	2	1	3	2	29	19	9	20	77	2.4

表3.11 地山推定の段階での各調査段階における地山推定手法

調査段階	対象	面情報	地山推定手法
Phase1 (Case1)	弾性波速度	屈折法弾性波探査結果	地山区分法
Phase2 (Case2)	弾性波速度	外生ドリフト・クリギング結果	地山区分法
Phase2 (Case4)	弾性波速度	外生ドリフト・クリギング結果	コア評価点法
Phase2 (Case7)	弾性波速度 & 比抵抗値	[弾性波速度] 外生ドリフト・クリギング結果 [比抵抗値] 比抵抗映像法結果	併用モデル (コア評価点法)

表3.12 地山区分と支保単価の関係

工種		地山区分	支保単価 [円/m]
トンネル掘削工		B	270,100
		CI	273,200
		CII	292,900
		D	306,400
支保工	吹付け工	B	89,980
		CI	131,900
		CII	156,000
		D	246,470
	ロック ボルト工	B	44,070
		CI	74,370
		CII	95,600
		D	174,240
	鋼製 支保工	CII	62,730
		DI	103,200
	金網工	D	26,690
覆工コンクリート		B	219,900
		CI	205,000
		CII	195,000
		D	187,900
インバート掘削工，本体工		D	235,760

地山区分	支保単価 [円/m]
B	624,050
CI	684,470
CII	802,230
D	1,280,660

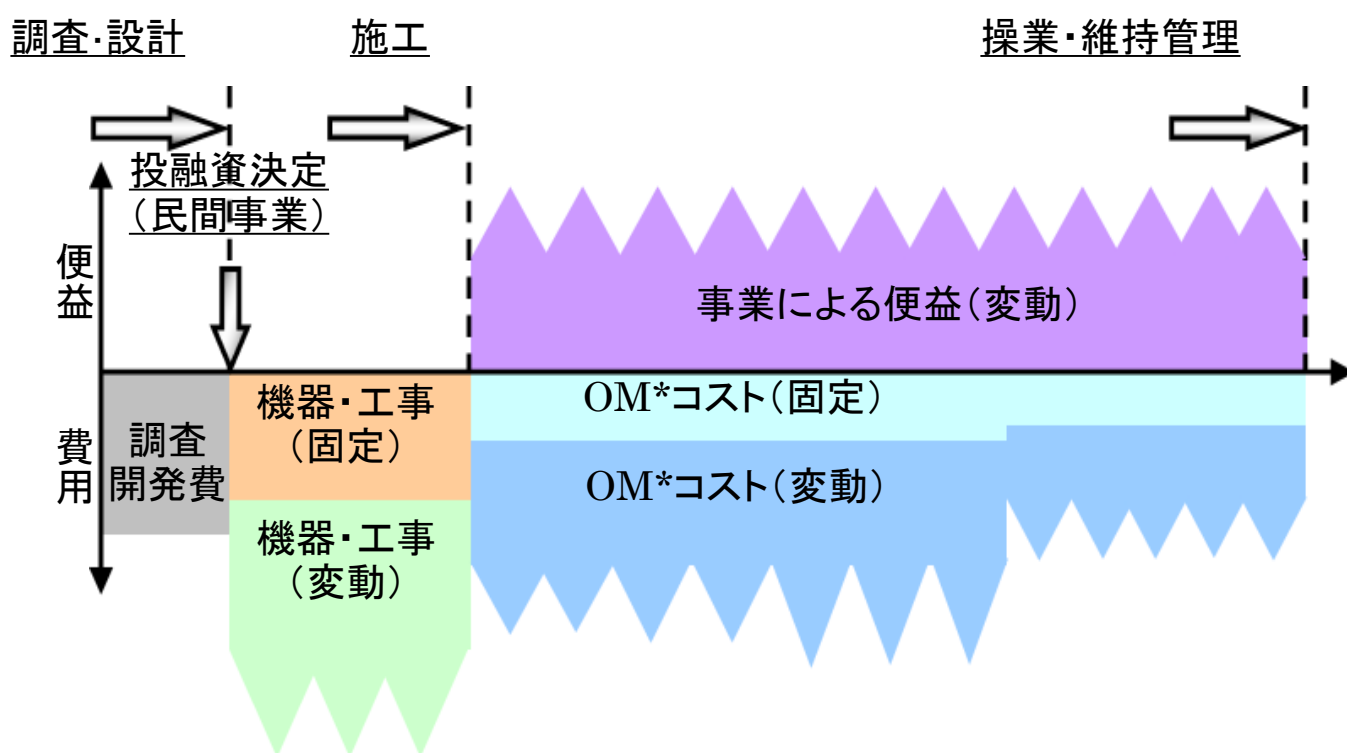


図1.1 建設プロジェクトの費用・便益に関する不確実性⁵⁾

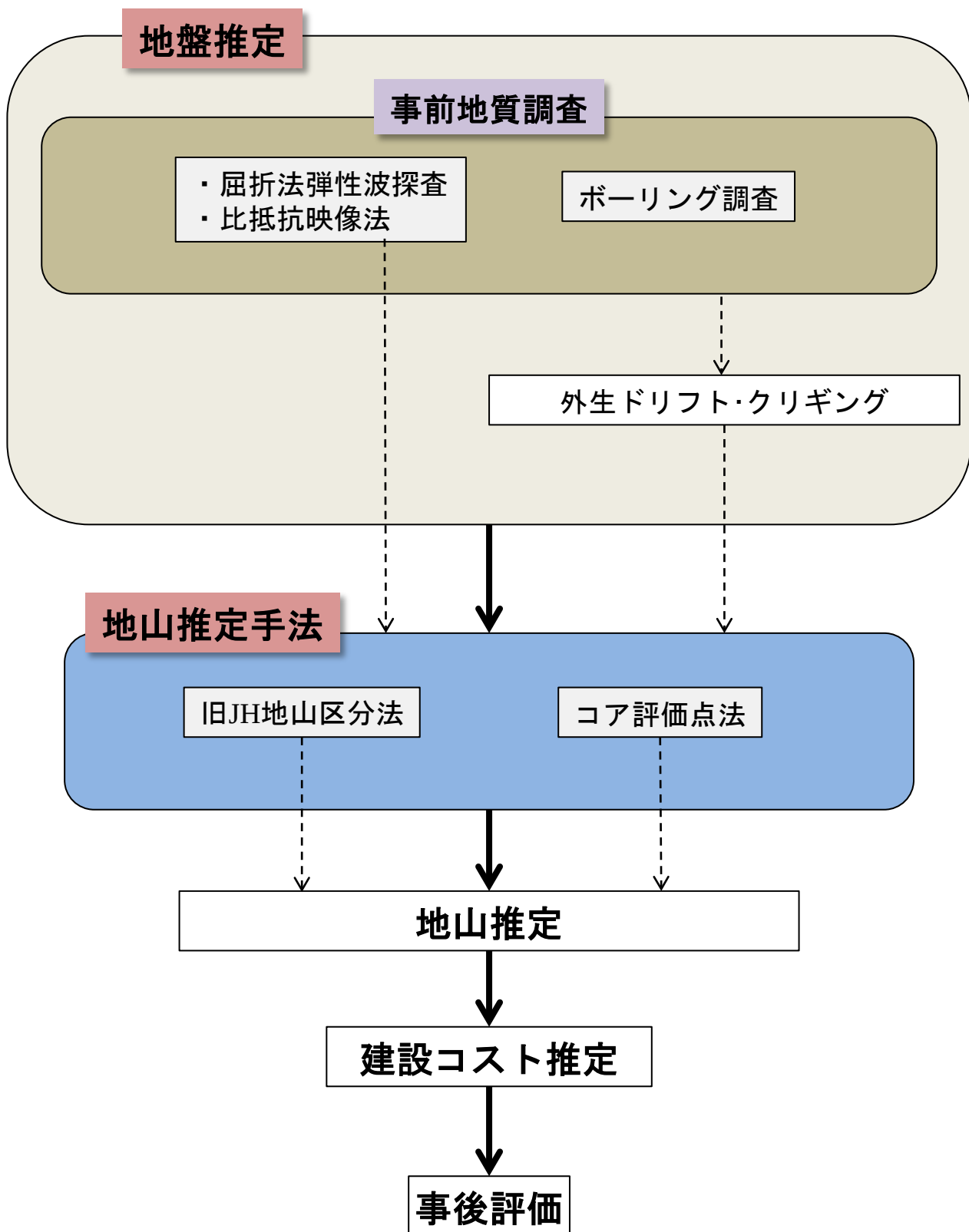


図2.1 事後評価による建設コスト変動リスク評価のフローチャート

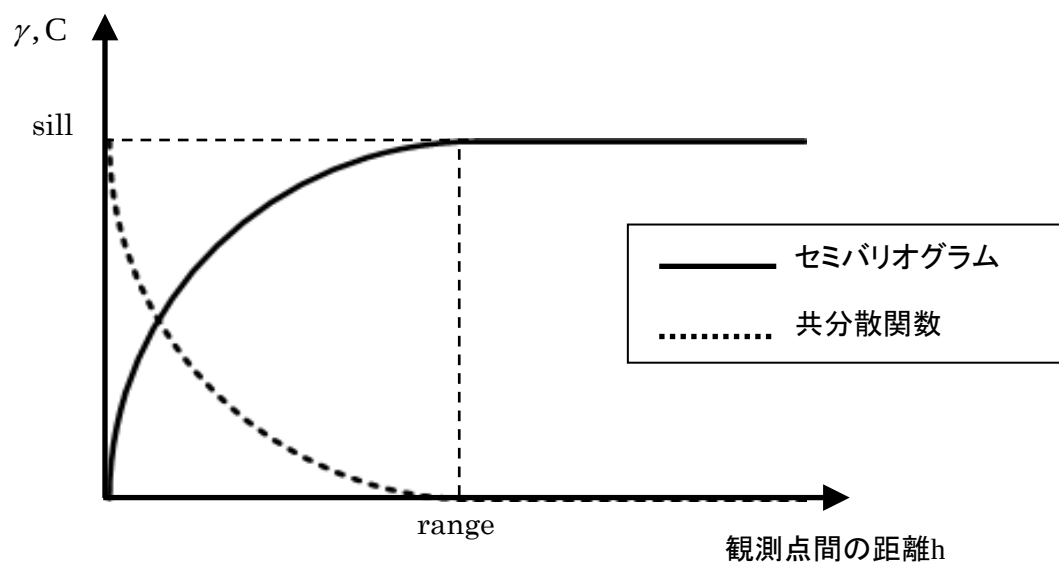


図2.2 セミバリオグラムと共分散関数の関係

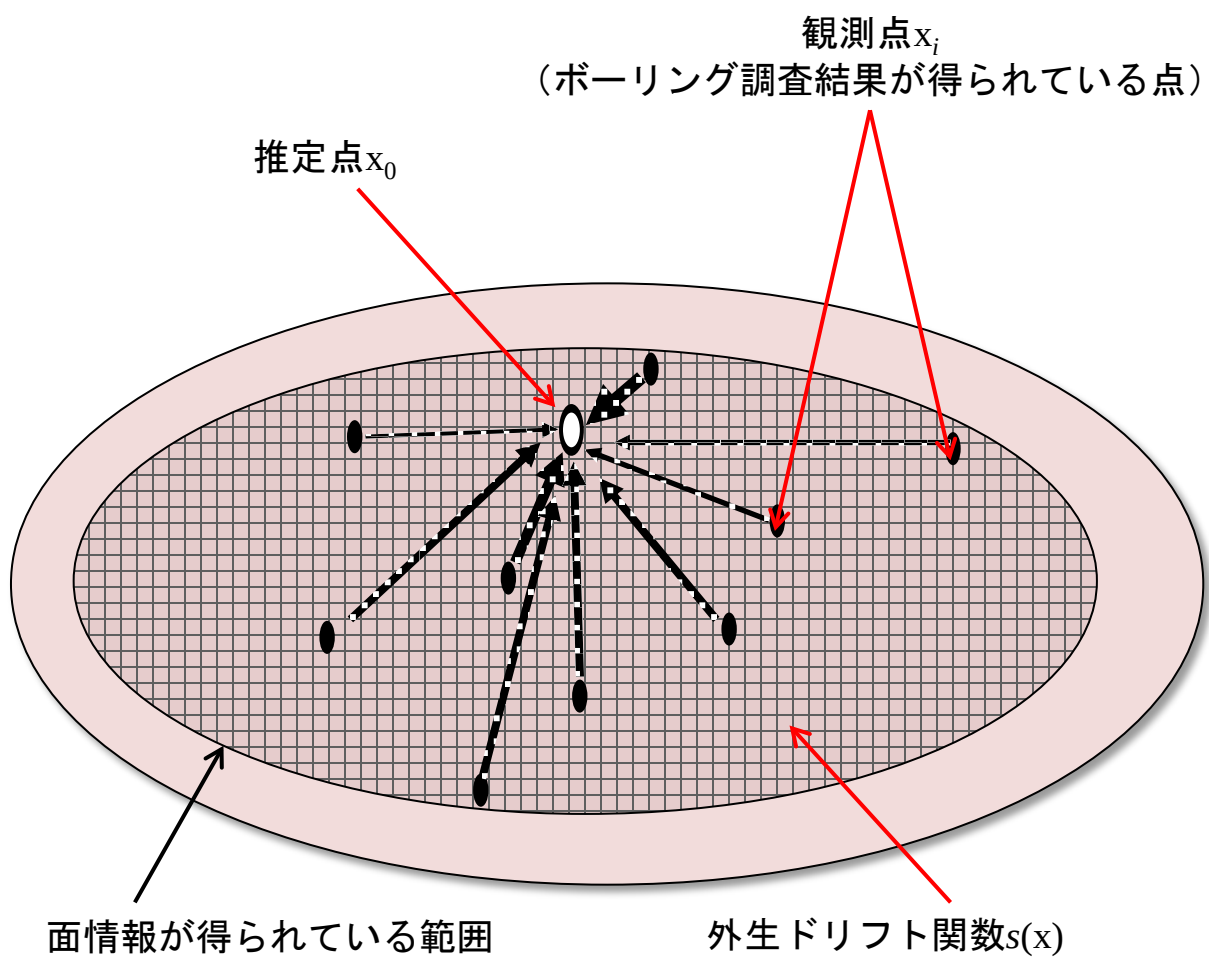


図2.3 外生ドリフト・クリギングの概念図

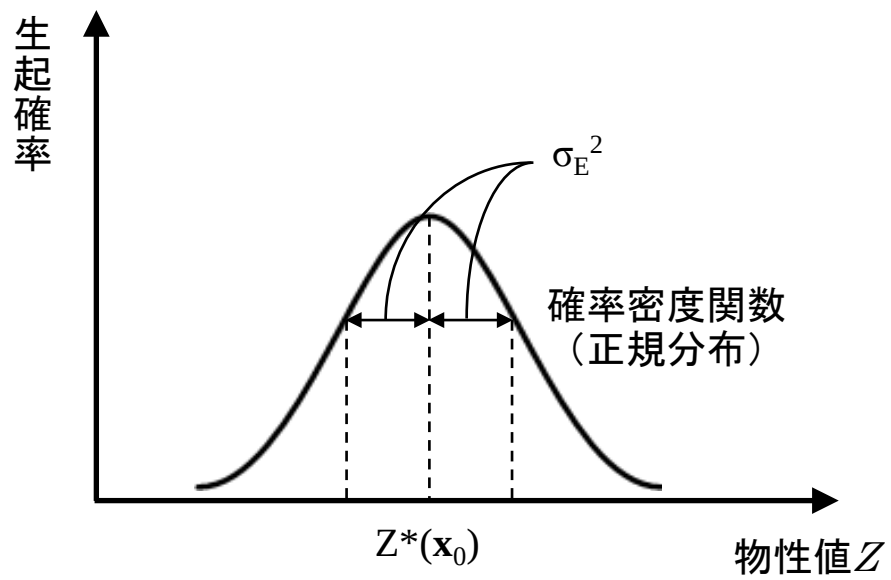


図2.4 クリギング結果における推定値と推定誤差分散

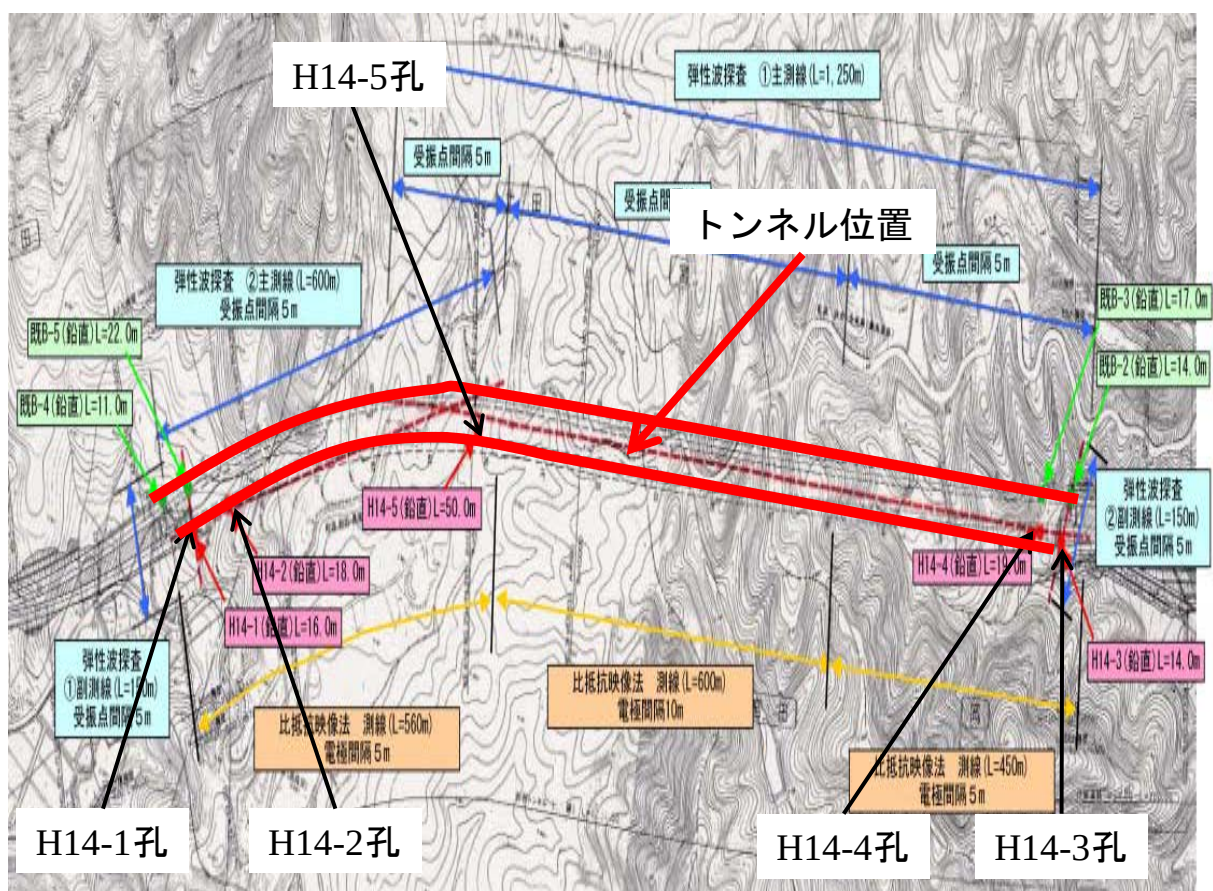
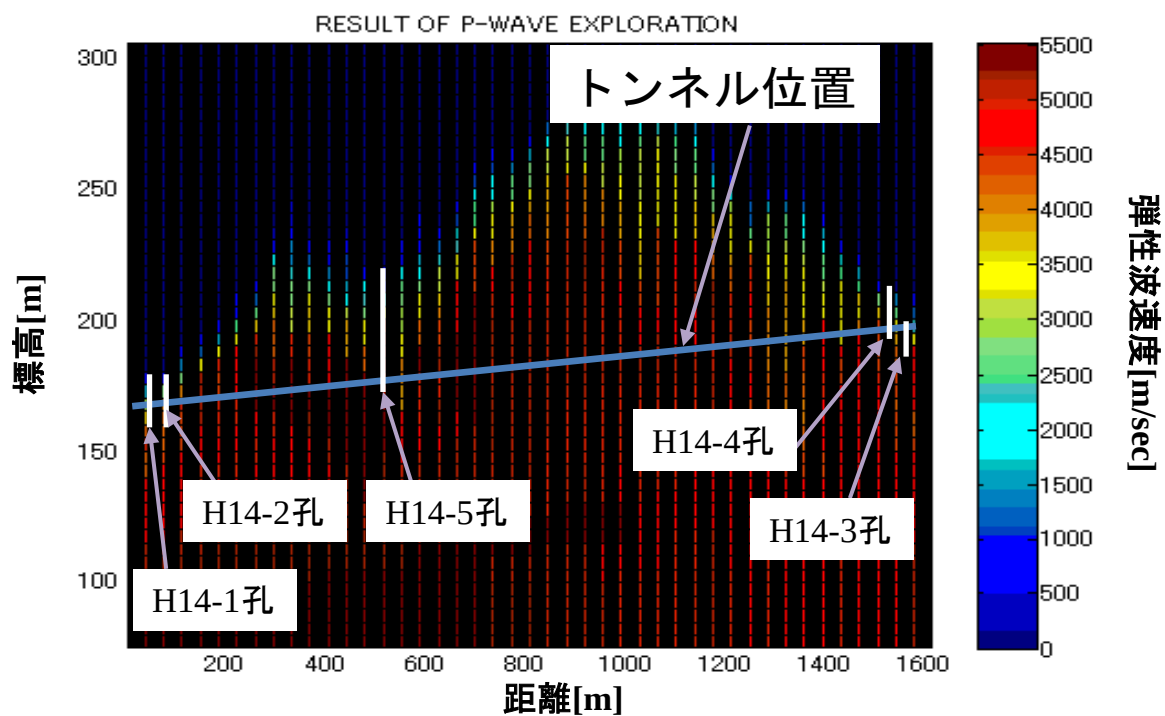
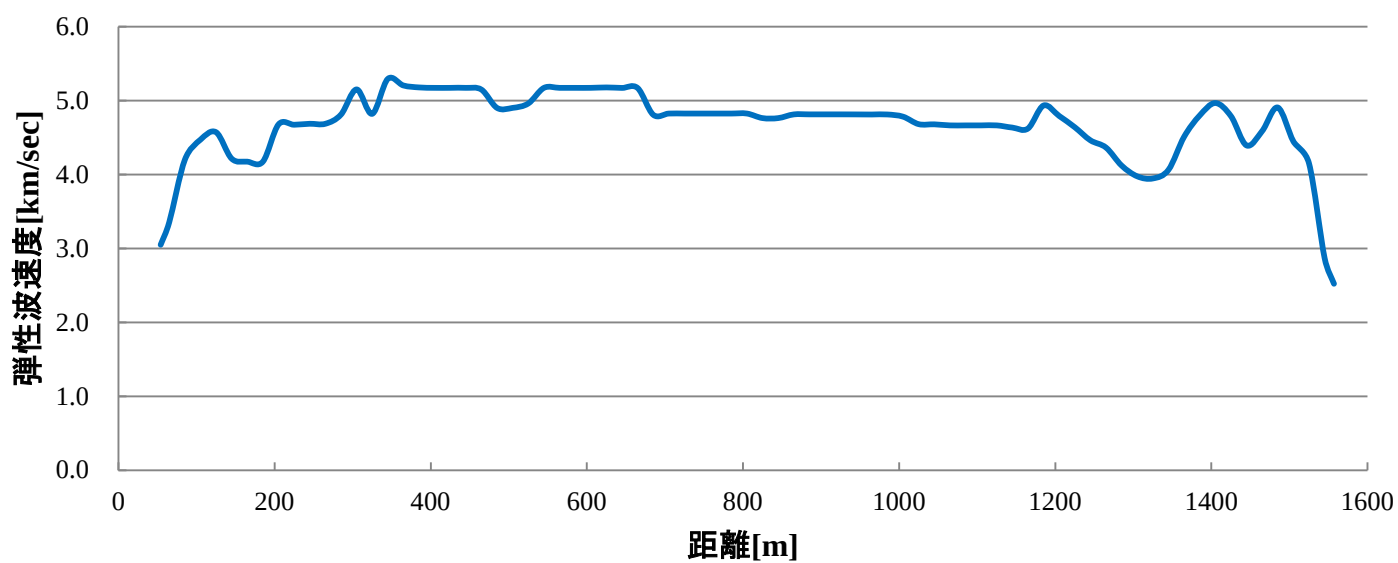


図3.1 トンネル位置及びボーリング孔位置図

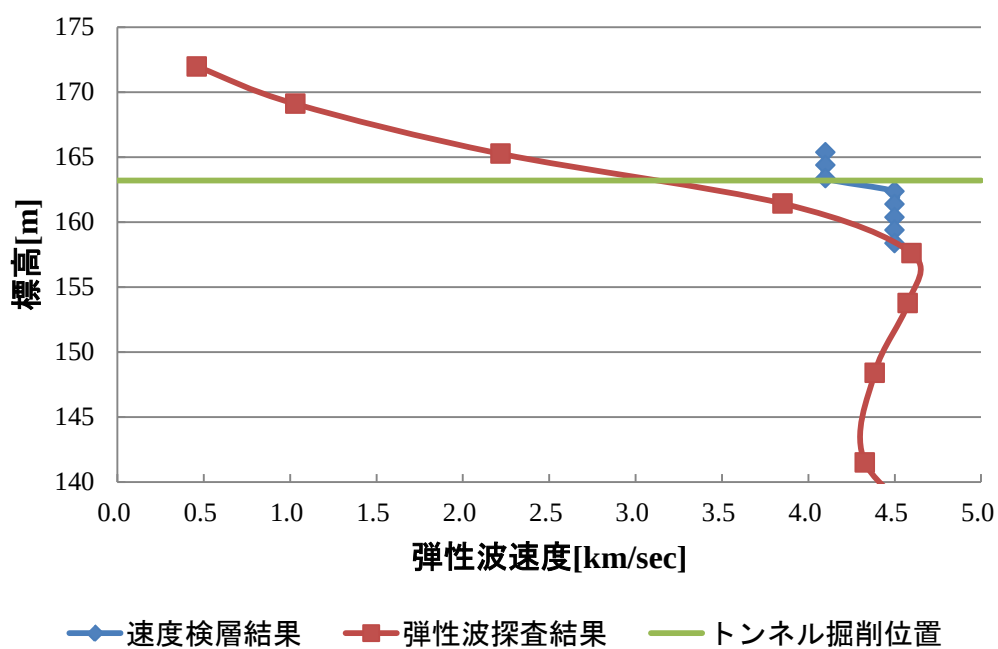


(a) 地山全体

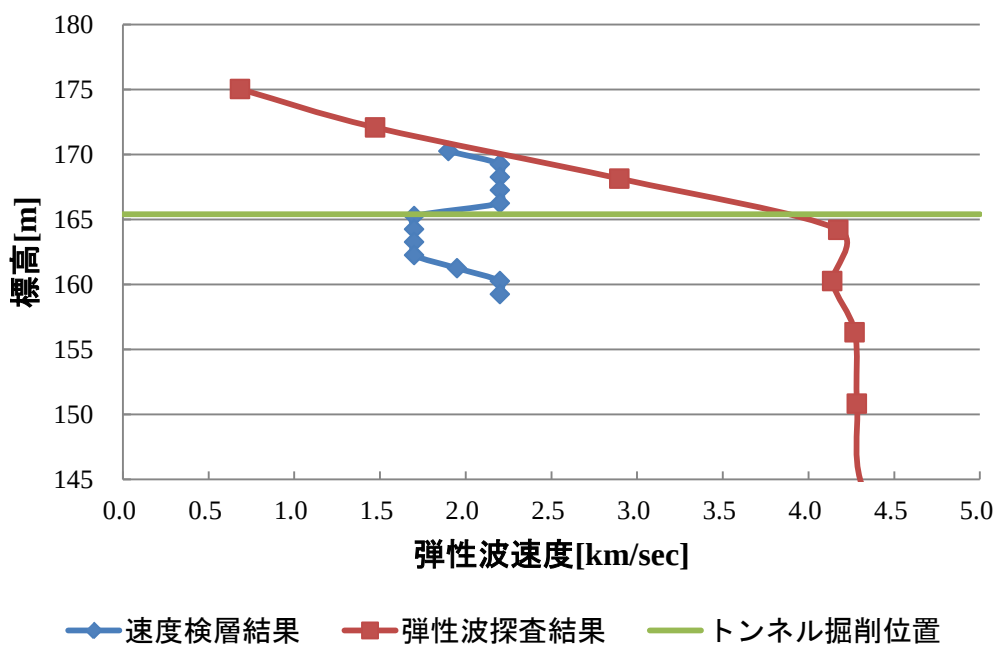


(b) トンネル掘削深度

図3.2 屈折法弾性波探査結果

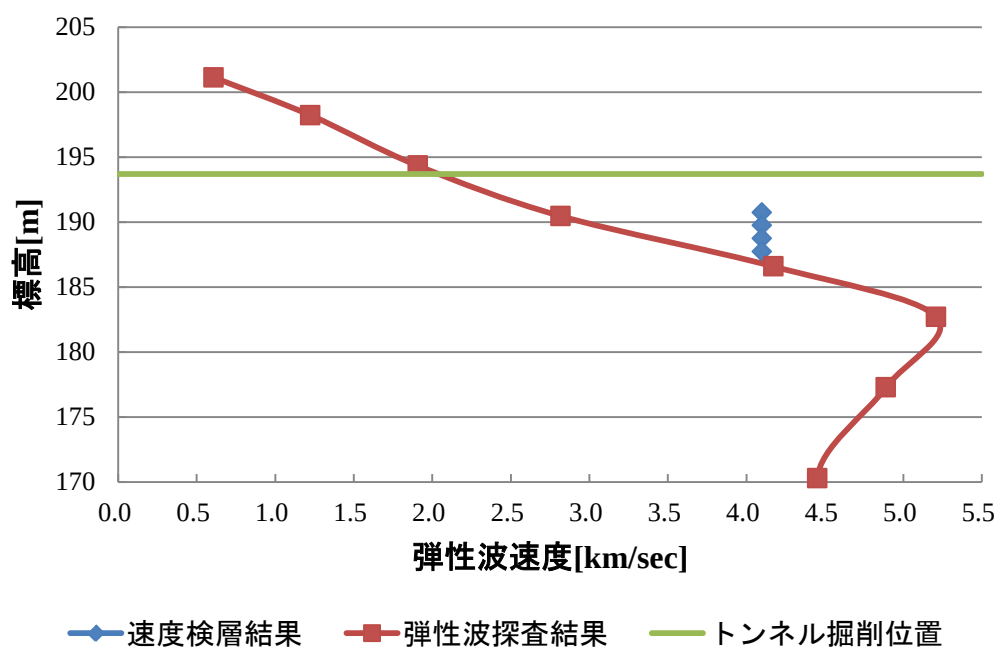


H14-1孔 (54m)

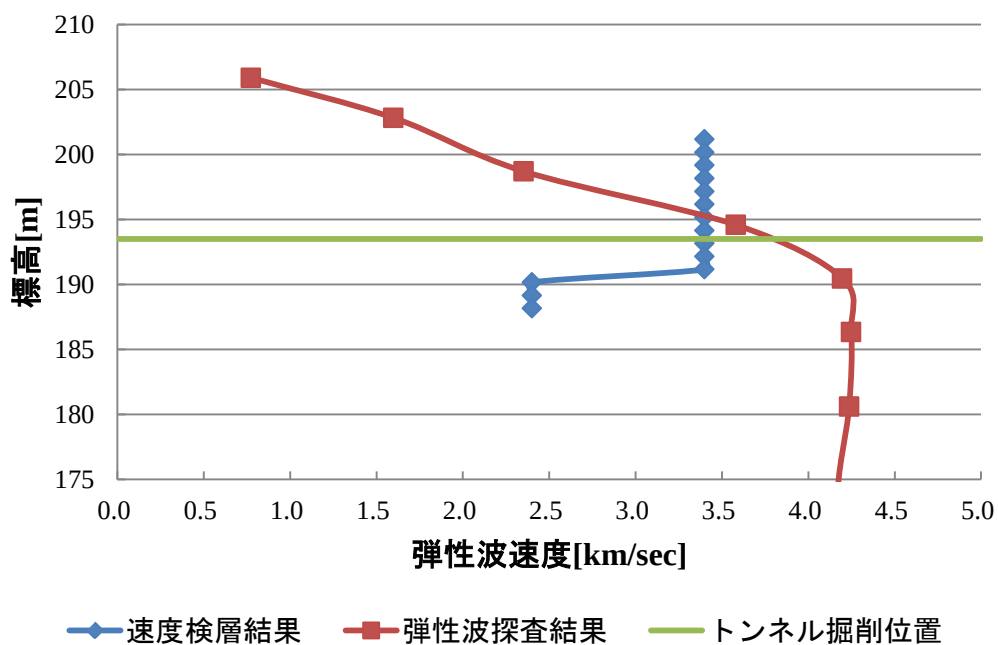


H14-2孔 (85m)

図3.3(a) 速度検層試果と屈折法弾性波探査結果の比較

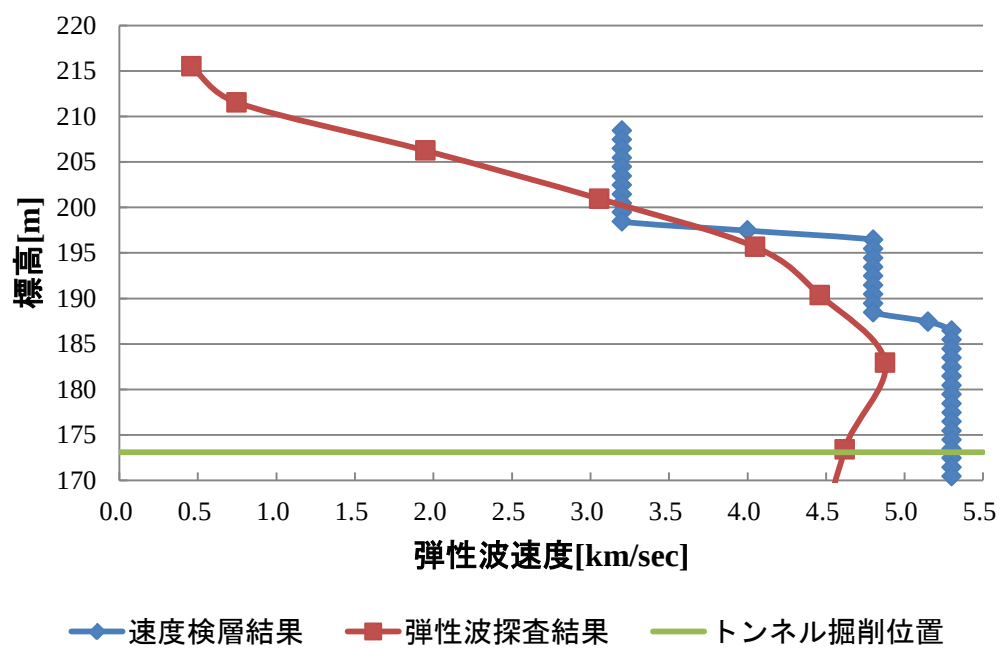


H14-3孔 (1557m)



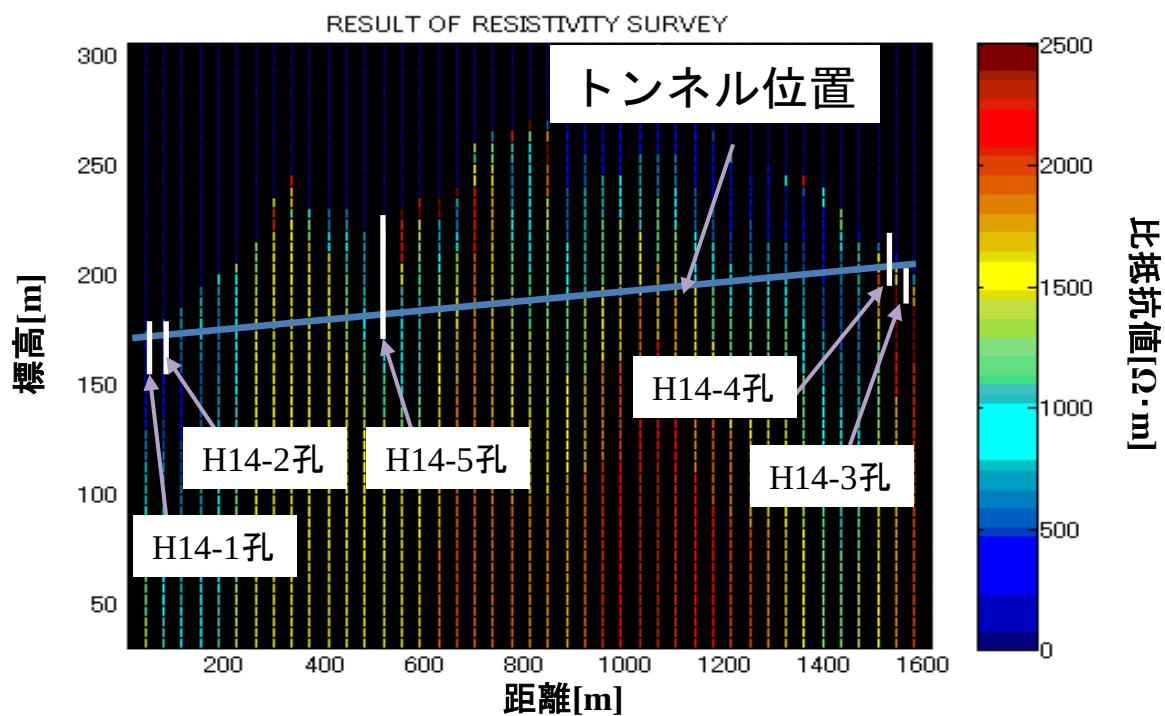
H14-4孔 (1515m)

図3.3(b) 速度検層結果と屈折法弾性波探査結果の比較

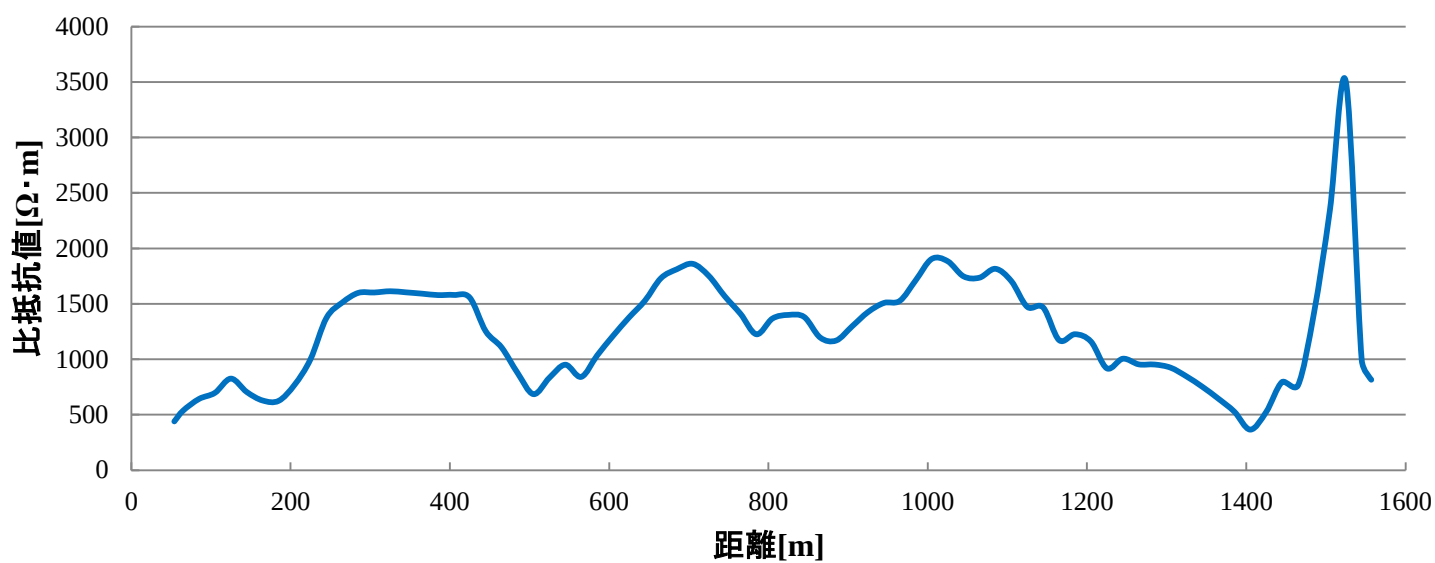


H14-5孔 (525m)

図3.3(c) 速度検層結果と屈折法弾性波探索結果の比較

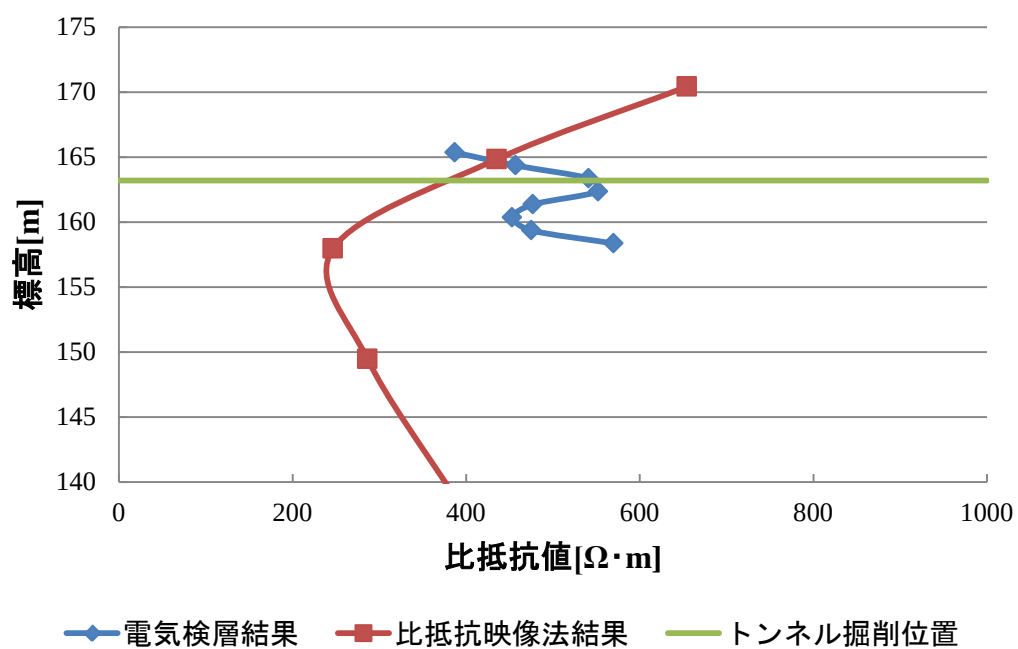


(a) 地山全体

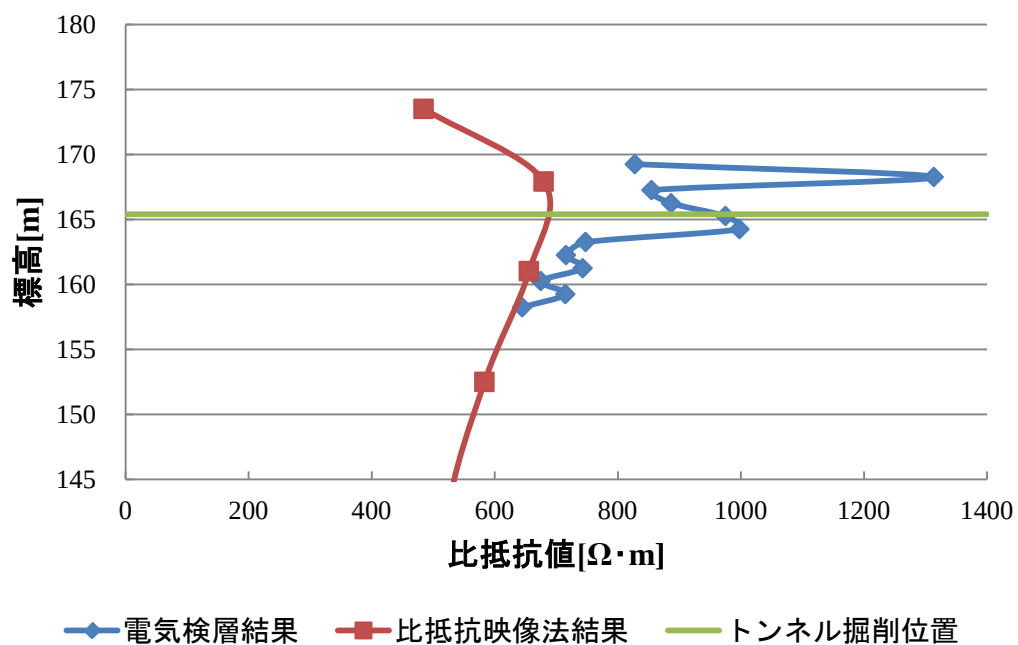


(b) トンネル掘削深度

図3.4 比抵抗映像法結果

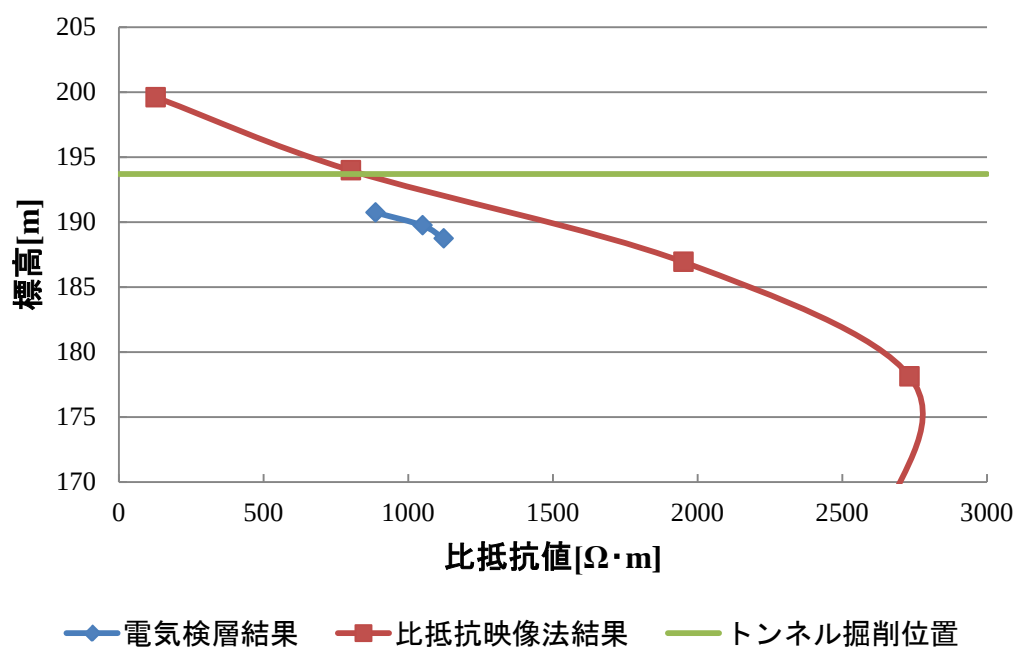


H14-1孔 (54m)

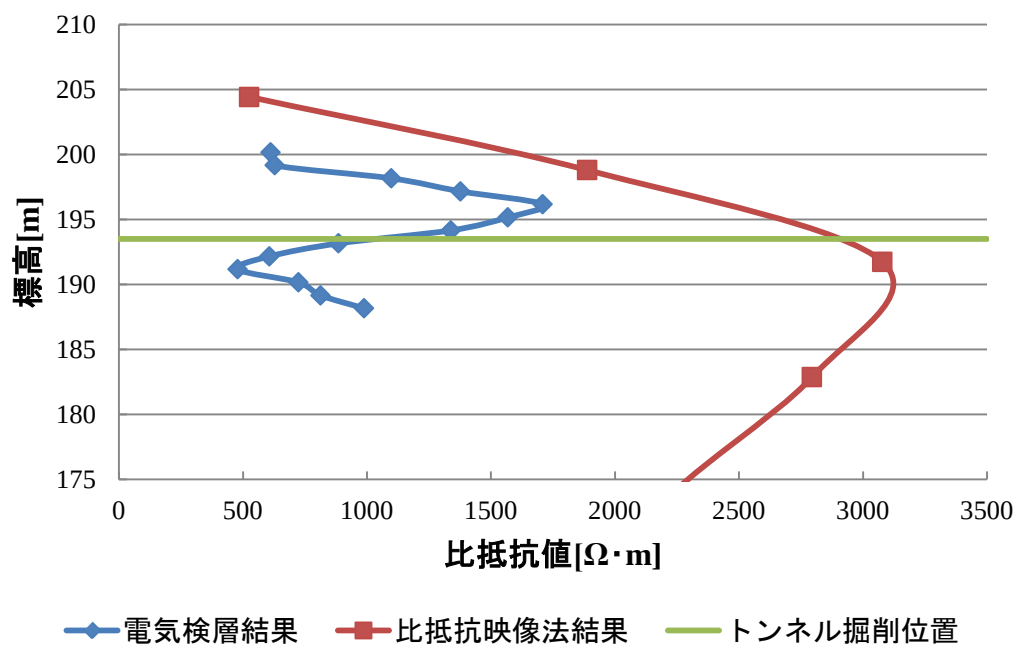


H14-2孔 (85m)

図3.5(a) 電気検層結果と比抵抗映像法結果の比較

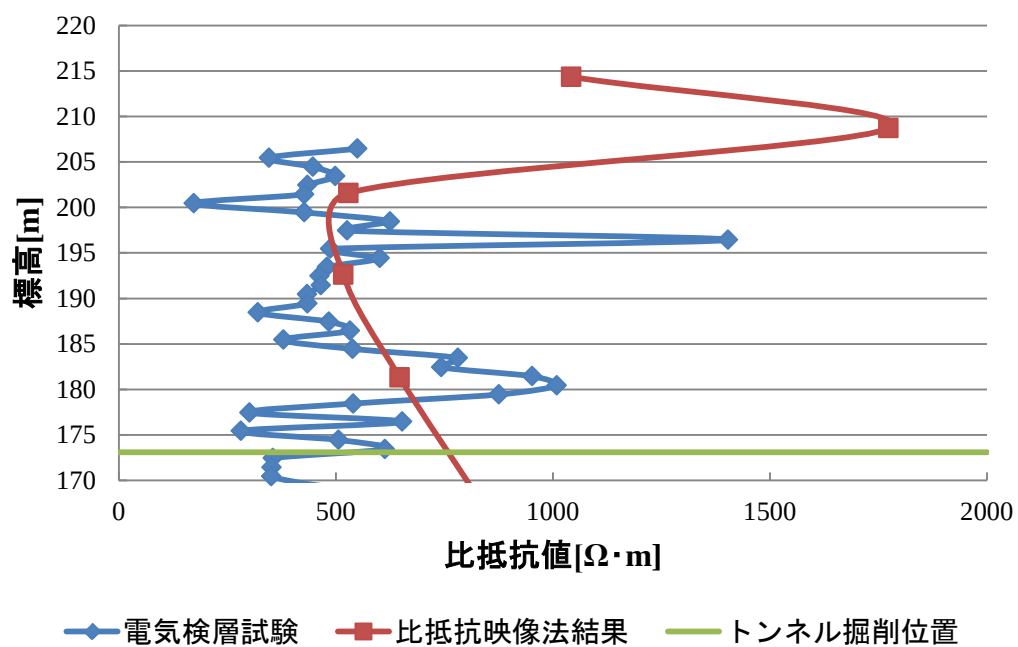


H14-3孔 (1557m)



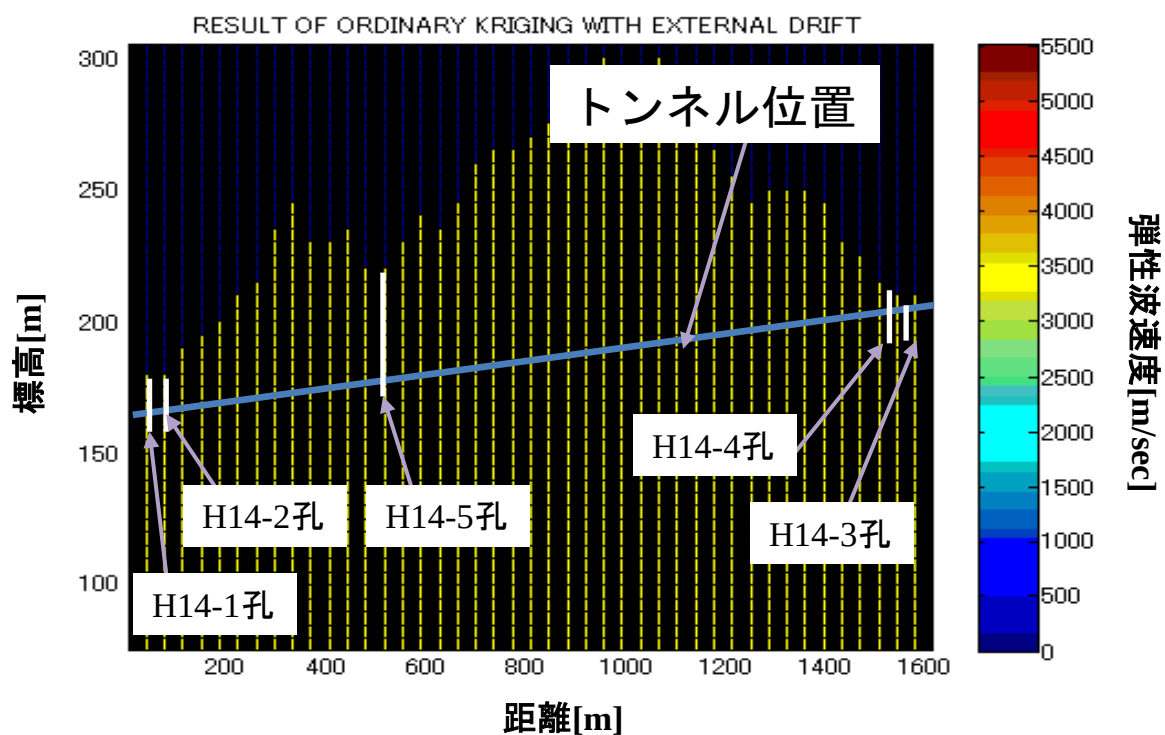
H14-4孔 (1515m)

図3.5(b) 電気検層結果と比抵抗映像法結果の比較

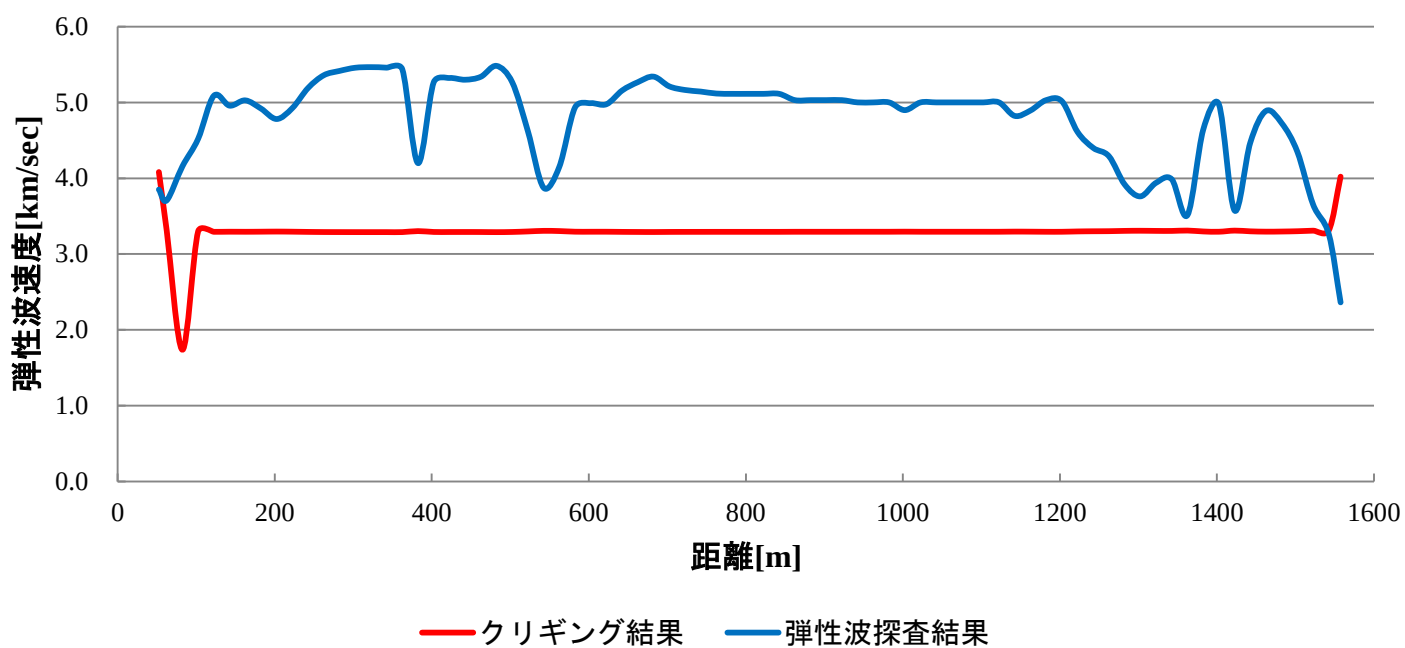


H14-5孔 (525m)

図3.5(c) 電気検層結果と比抵抗映像法結果の比較



地山全体の弾性波速度分布



トンネル掘削深度における弾性波速度分布

図3.6 Phase1の点情報坑口部4孔の外生ドリフト・クリギング結果
(弾性波速度)

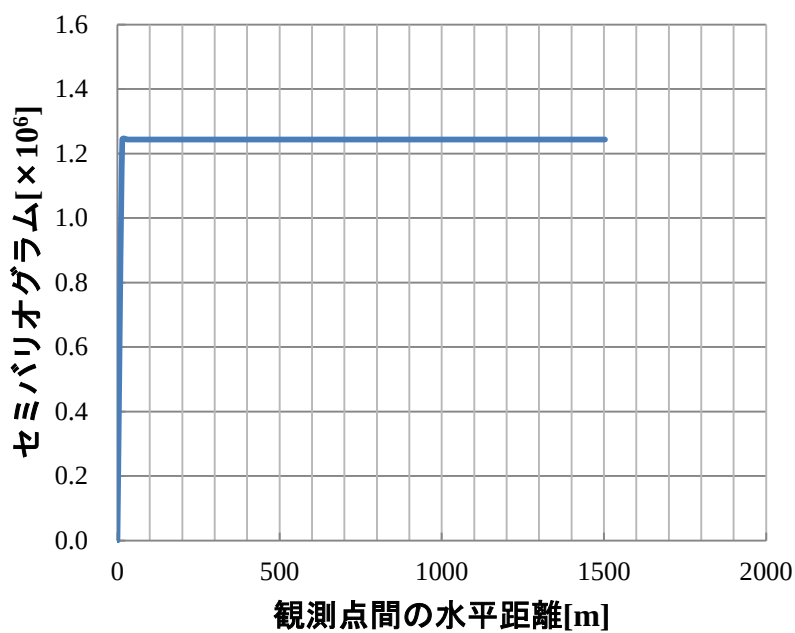
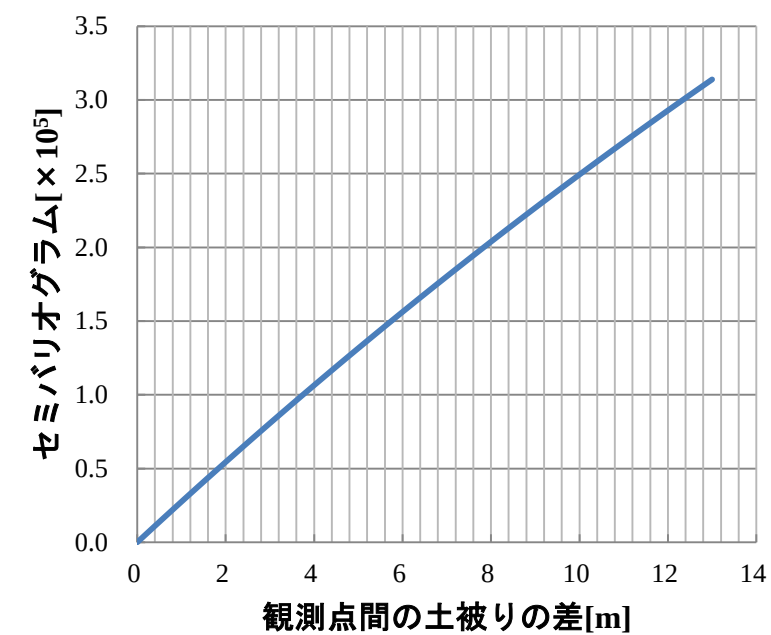
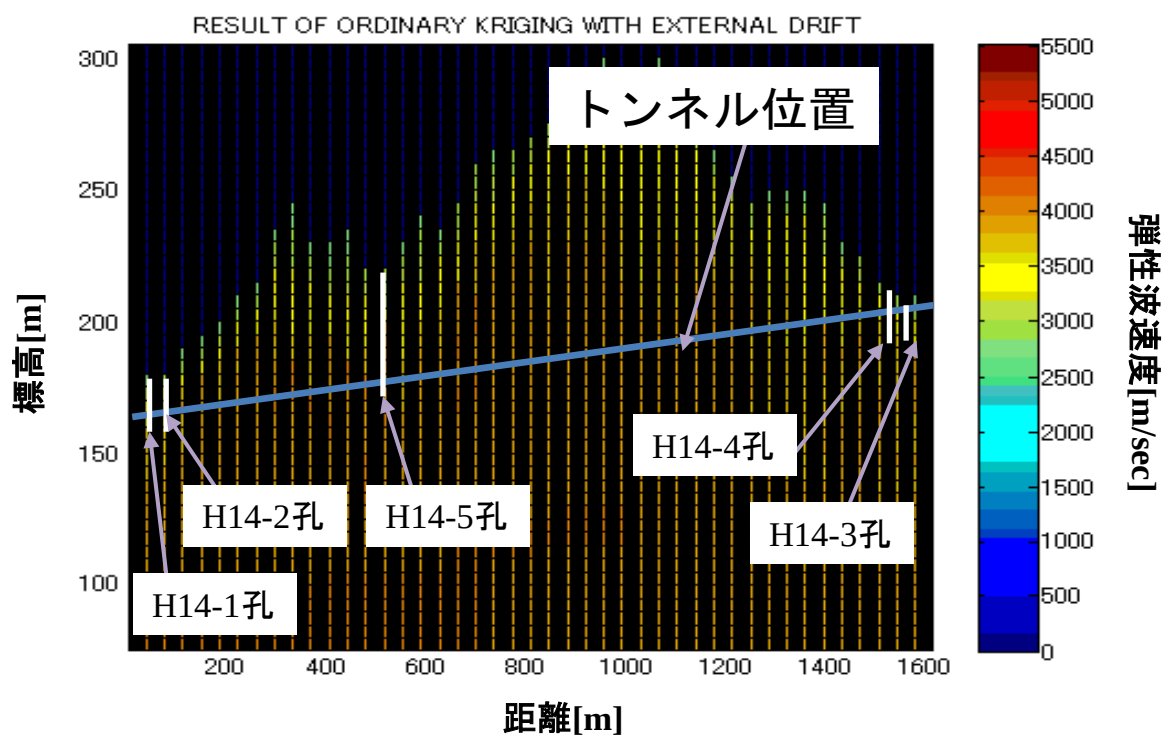
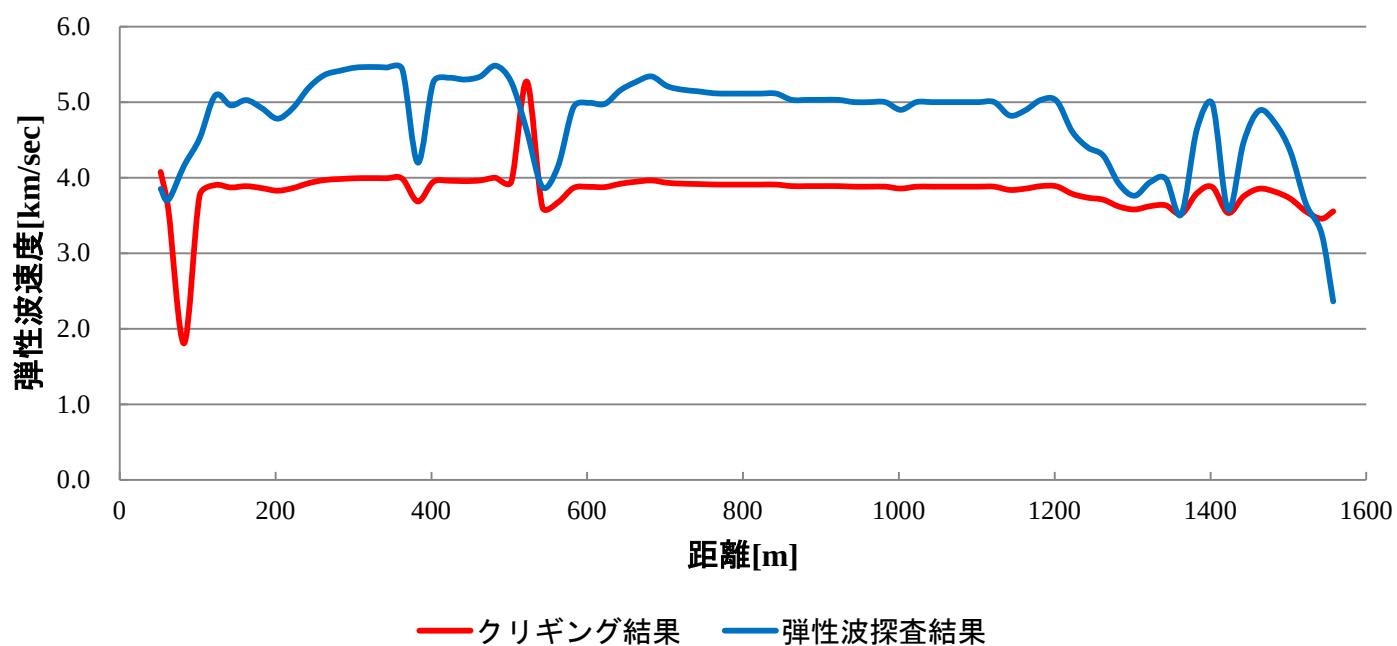


図3.7 Phase1の点情報坑口部4孔の
セミバリオグラムの指数型モデル関数
(弾性波速度)



地山全体の弾性波速度分布



トンネル掘削深度における弾性波速度分布

図3.8 Phase2の点情報全5孔の外生ドリフト・クリギング結果
(弾性波速度)

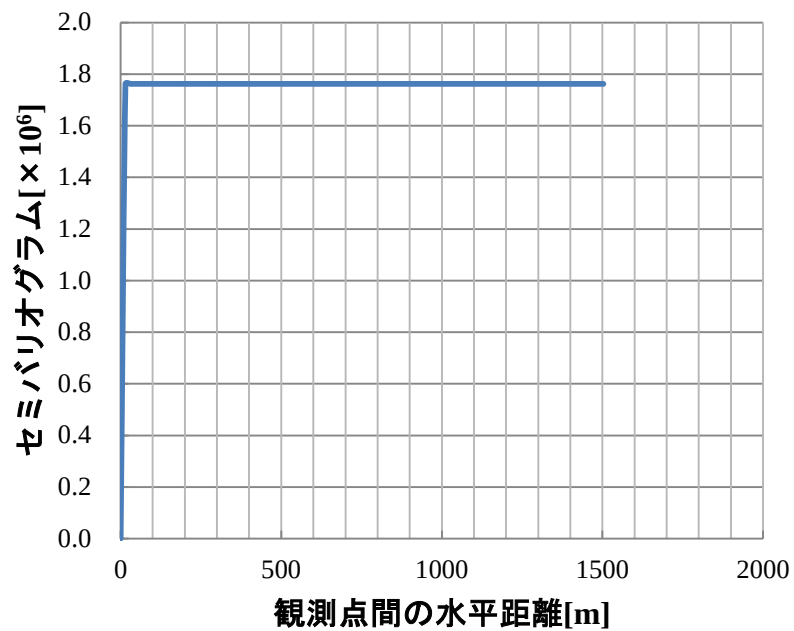
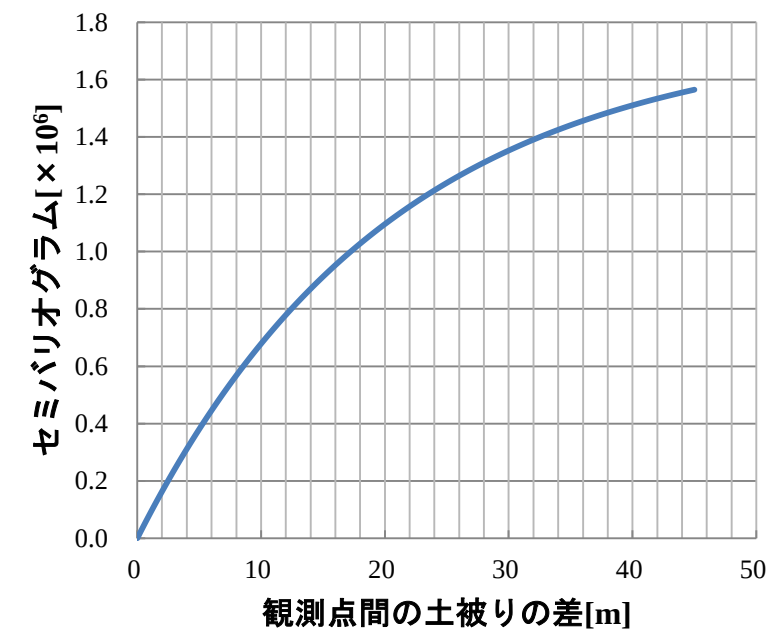
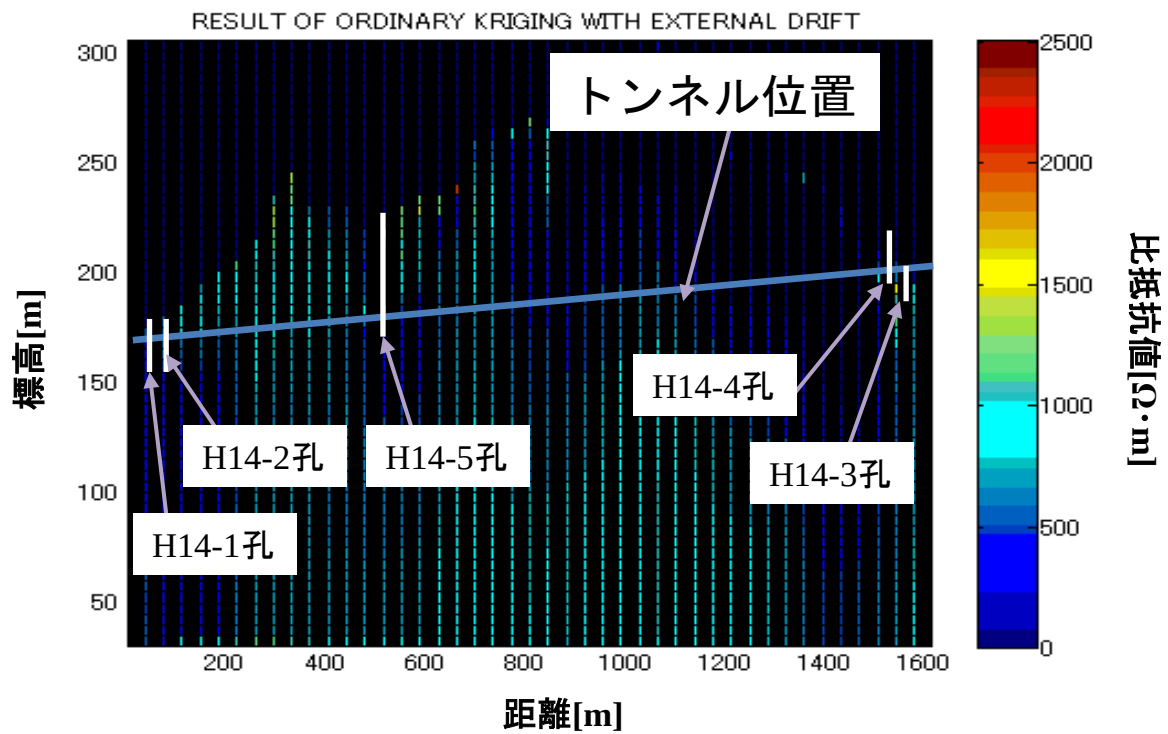
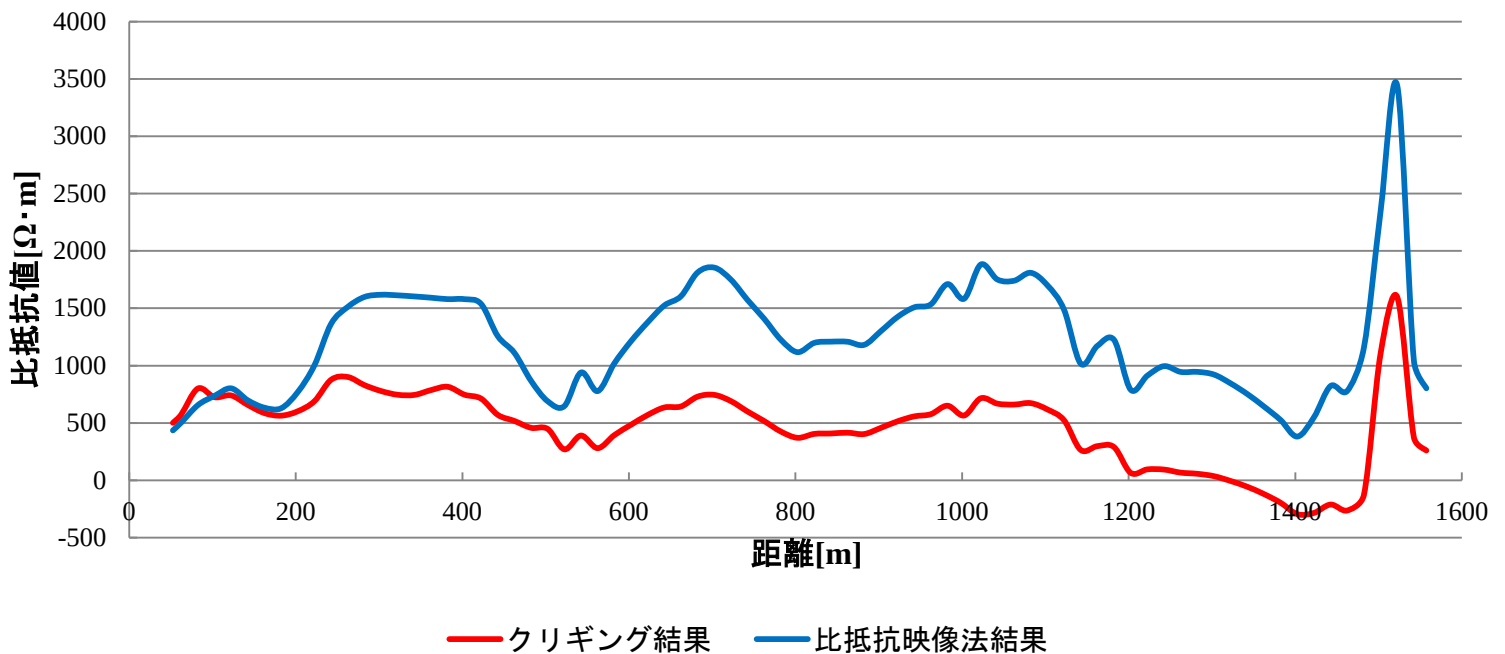


図3.9 Phase2の点情報全5孔の
セミバリオグラムの指数型モデル関数
(弾性波速度)



地山全体の比抵抗値分布



トンネル掘削深度における比抵抗値分布

図3.10 Phase2の点情報全5孔の外生ドリフト・クリギング結果
(比抵抗値)

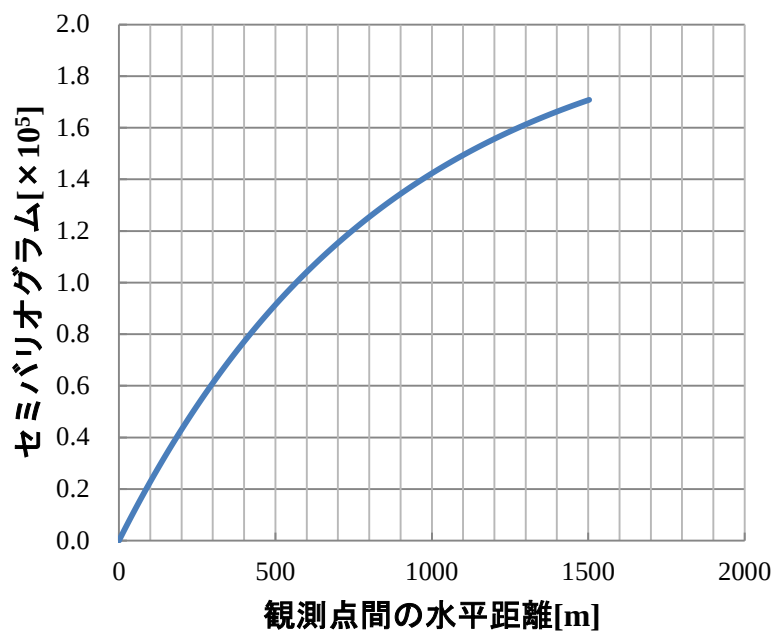
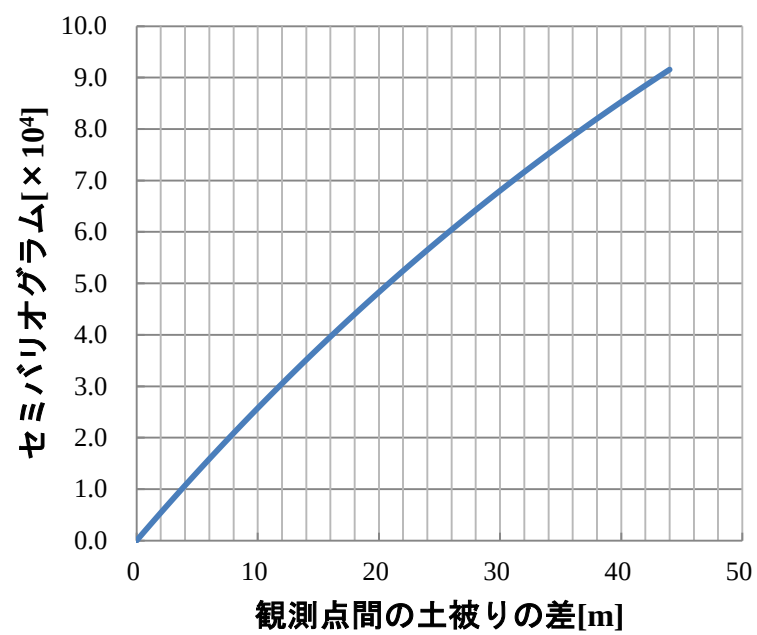
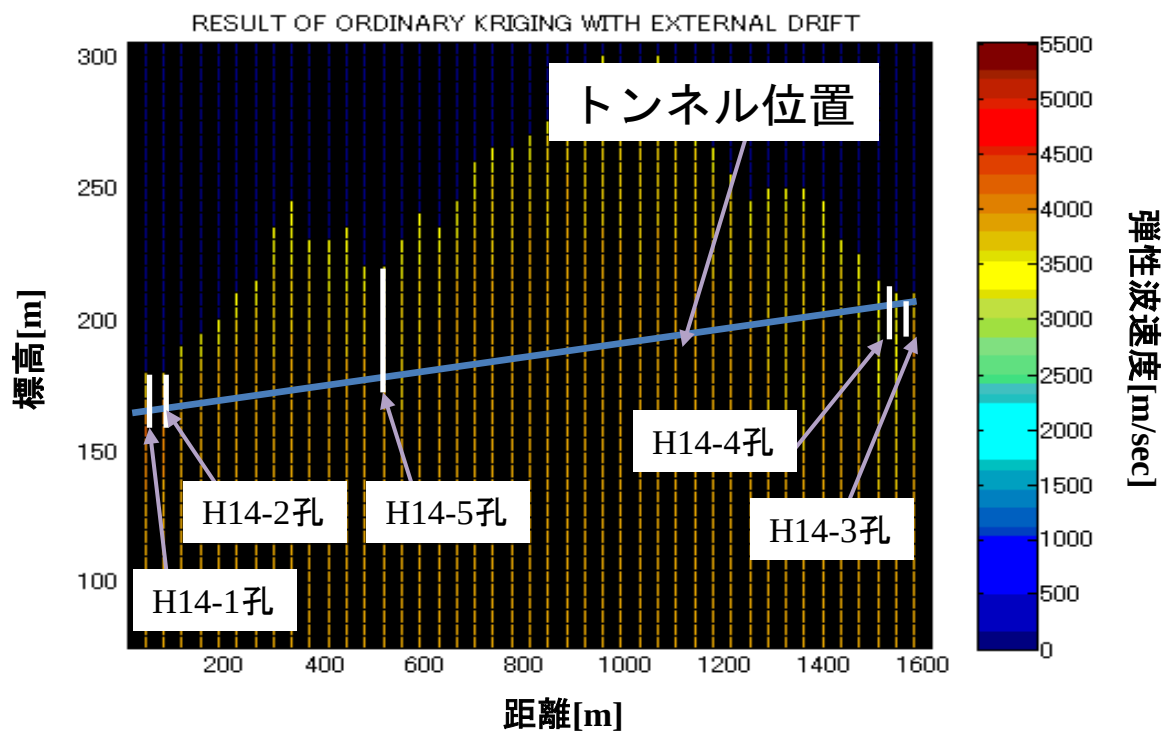
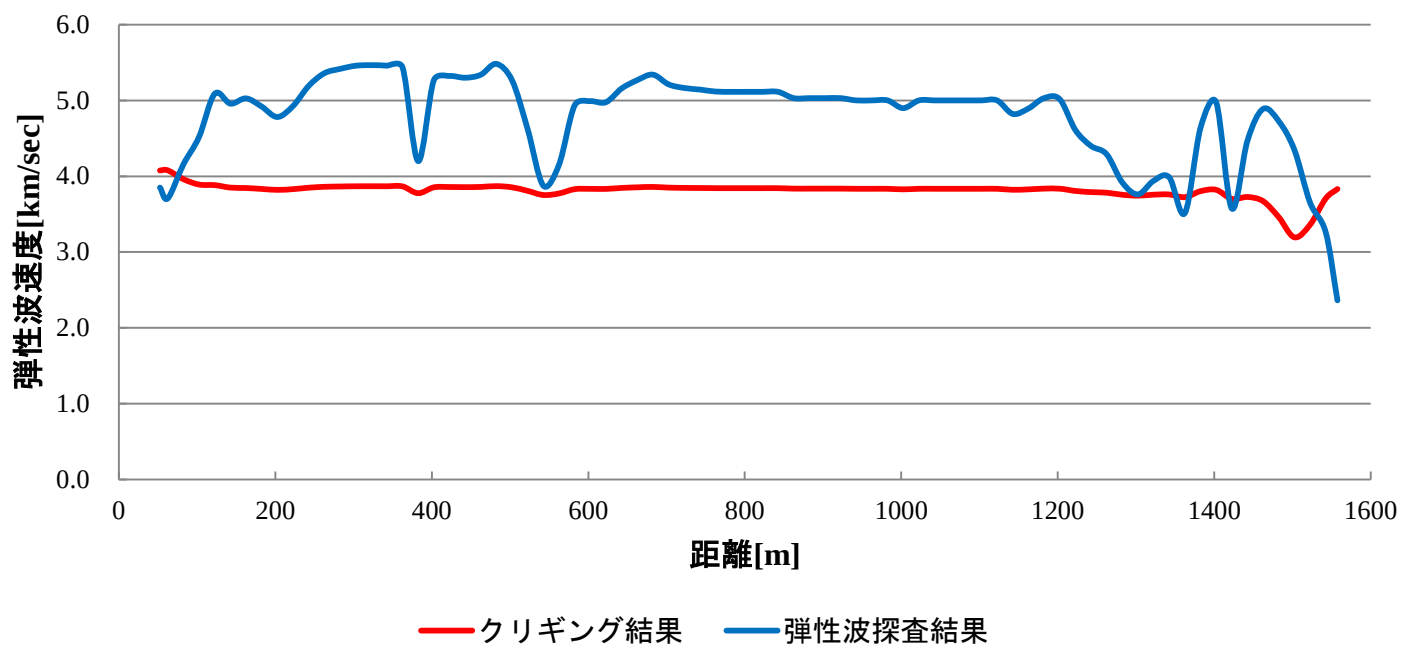


図3.11 Phase2の点情報全5孔の
セミバリオグラムの指数型モデル関数
(比抵抗値)



地山全体の弾性波速度分布



トンネル掘削深度における弾性波速度分布

図3.12 Phase1の点情報坑口部3孔[H14-2孔除く]の外生ドリフト・クリギング結果
(弾性波速度)

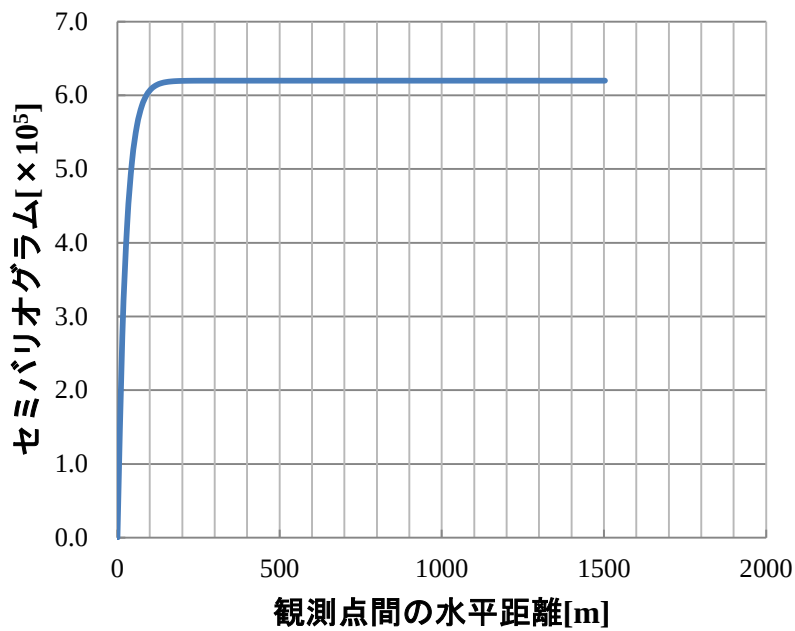
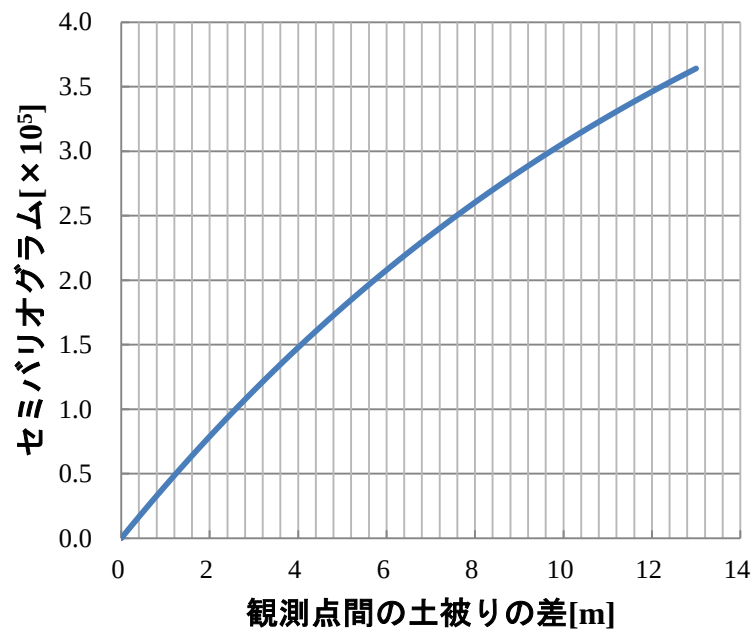
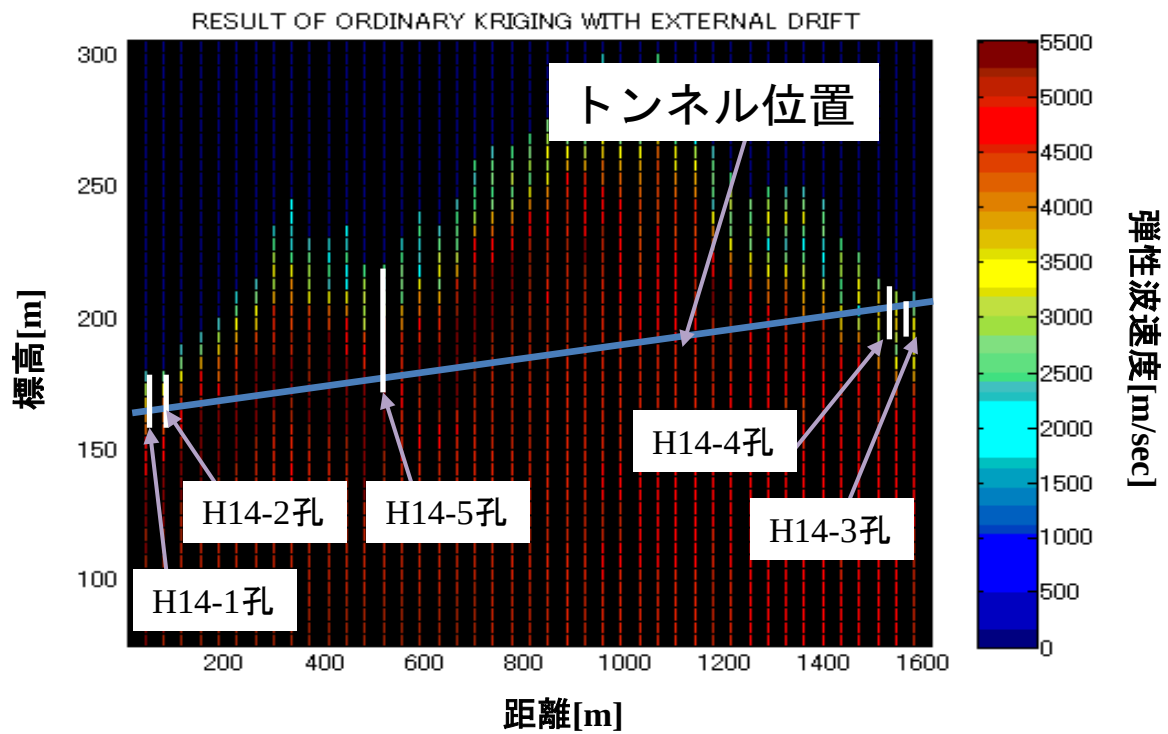
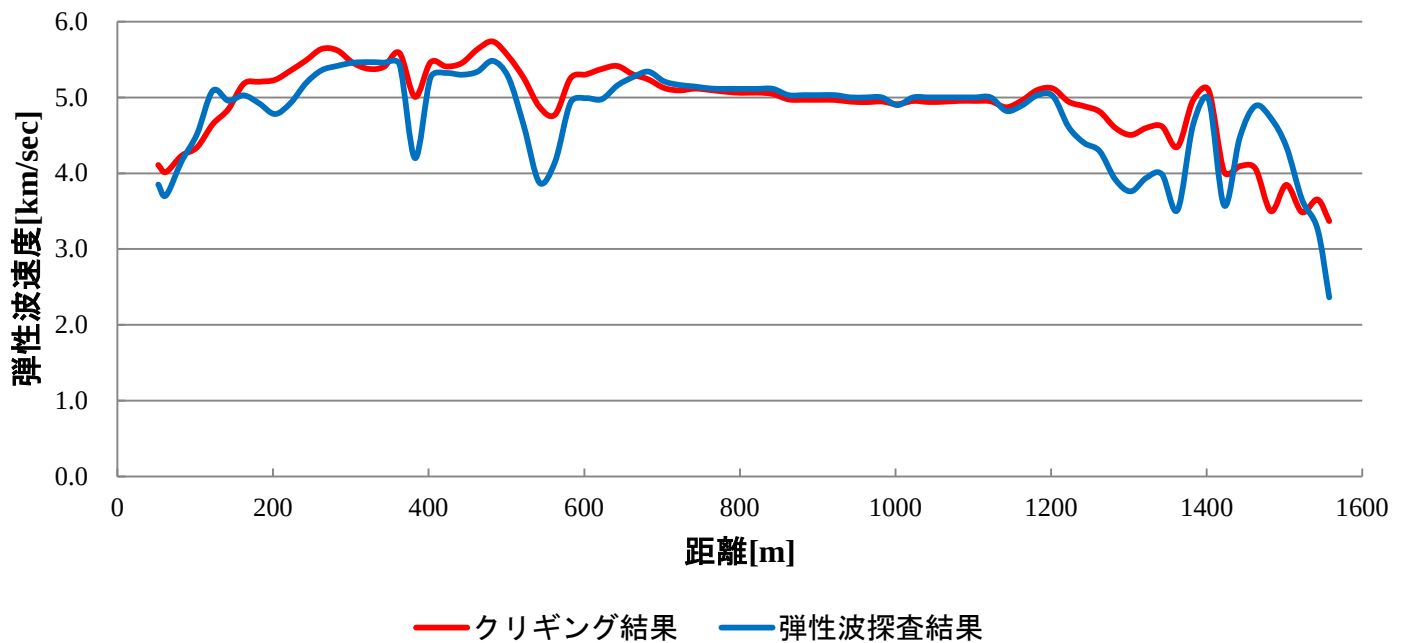


図3.13 Phase1の点情報坑口部3孔[H14-2孔除く]の
セミバリオグラムの指数型モデル関数
(弾性波速度)



地山全体の弾性波速度分布



トンネル掘削深度における弾性波速度分布

図3.14 Phase2の点情報計4孔[H14-2孔除く]の外生ドリフト・クリギング結果
(弾性波速度)

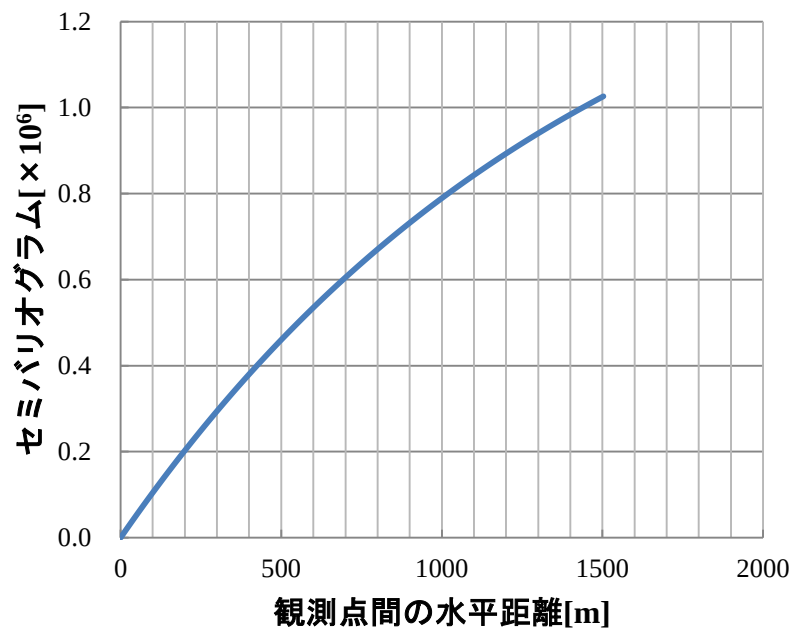
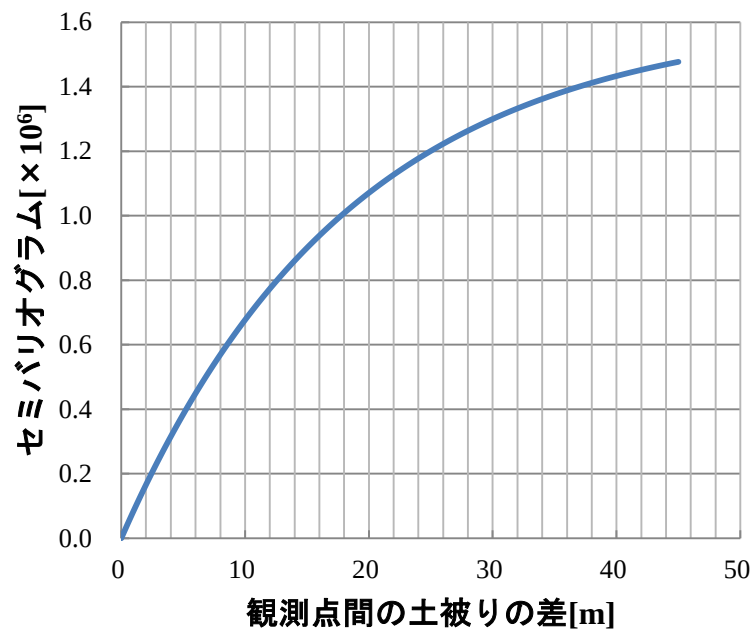
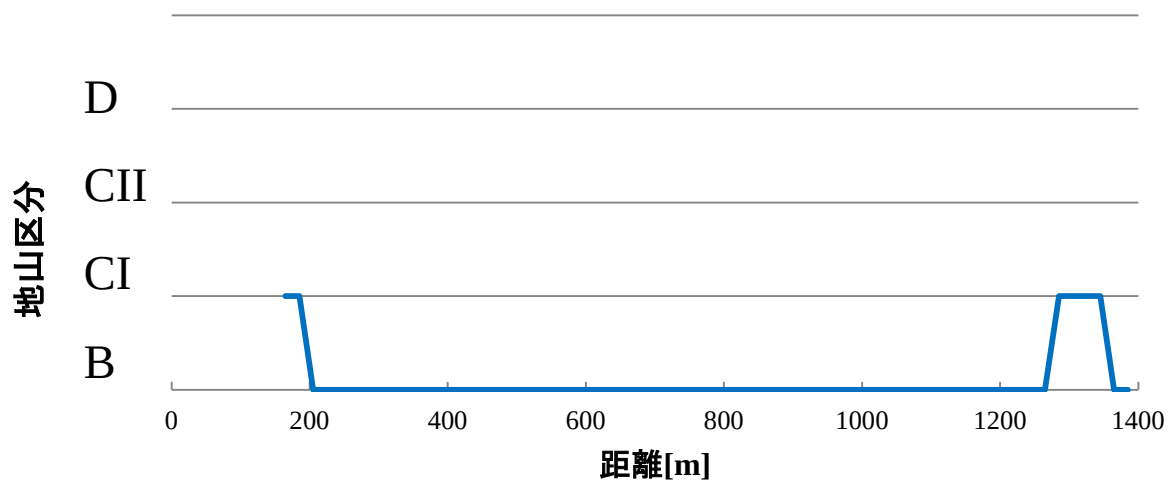
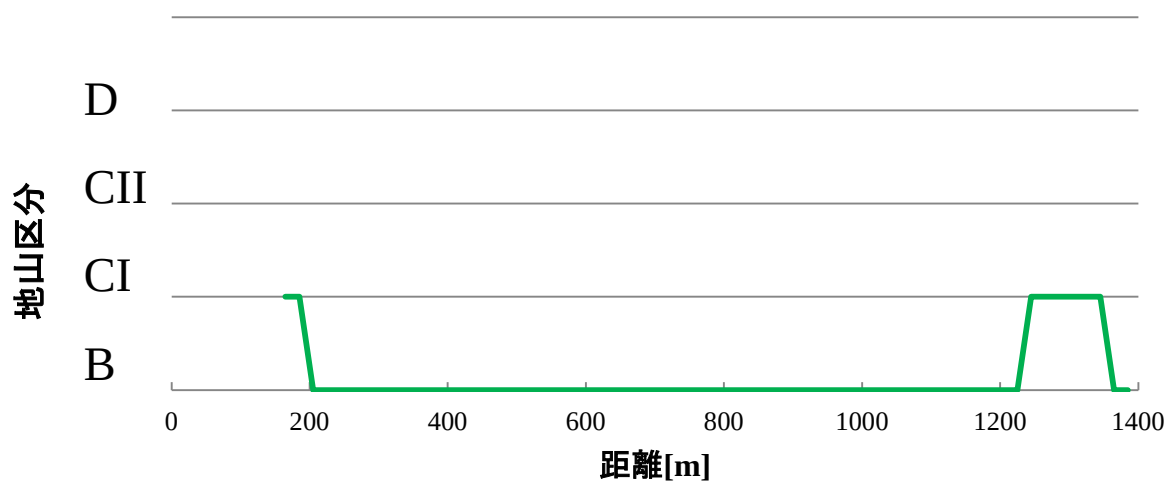


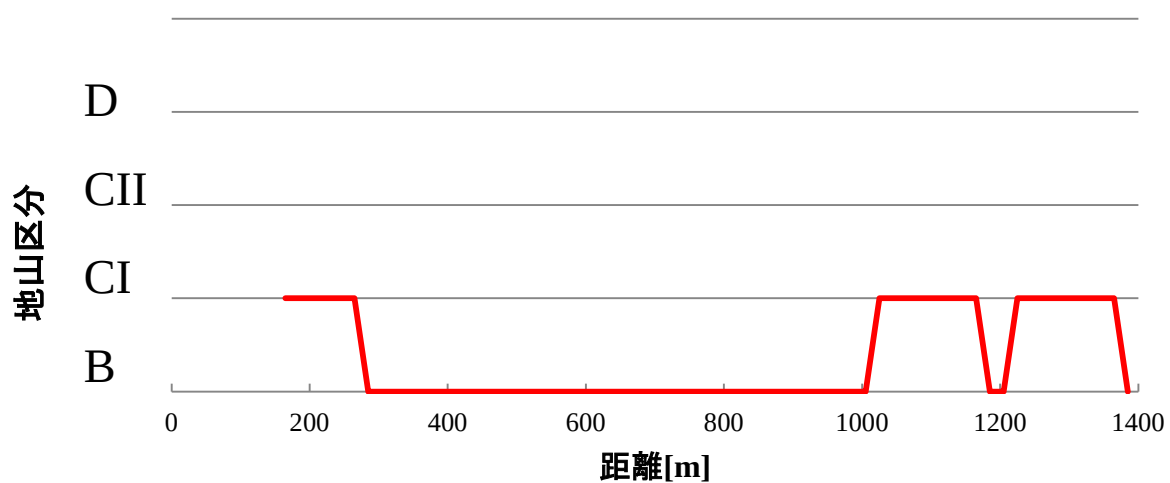
図3.15 Phase2の点情報計4孔[H14-2孔除く]の
セミバリオグラムの指数型モデル関数
(弾性波速度)



(a) 楽観的推定地山区分

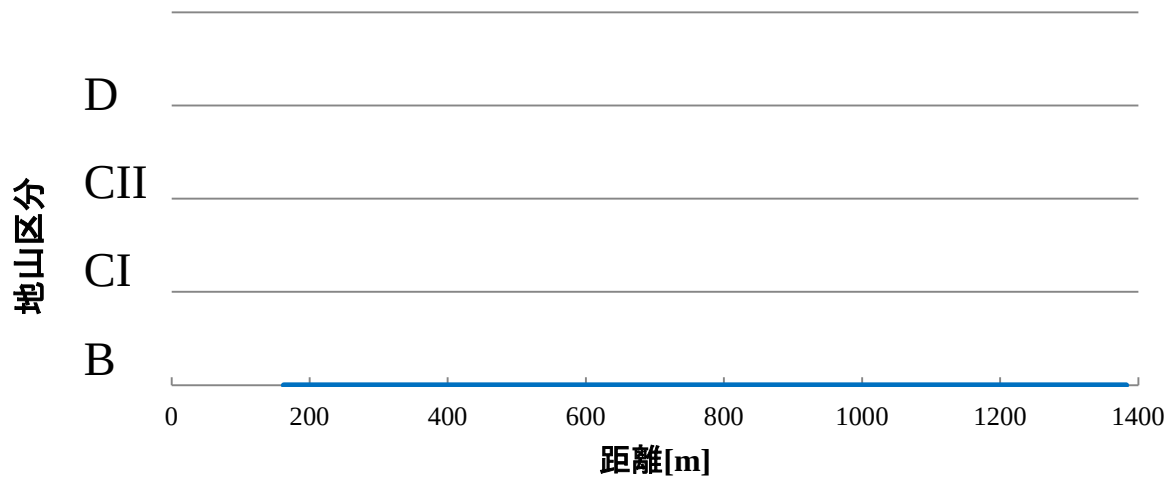


(b) 最尤推定地山区分

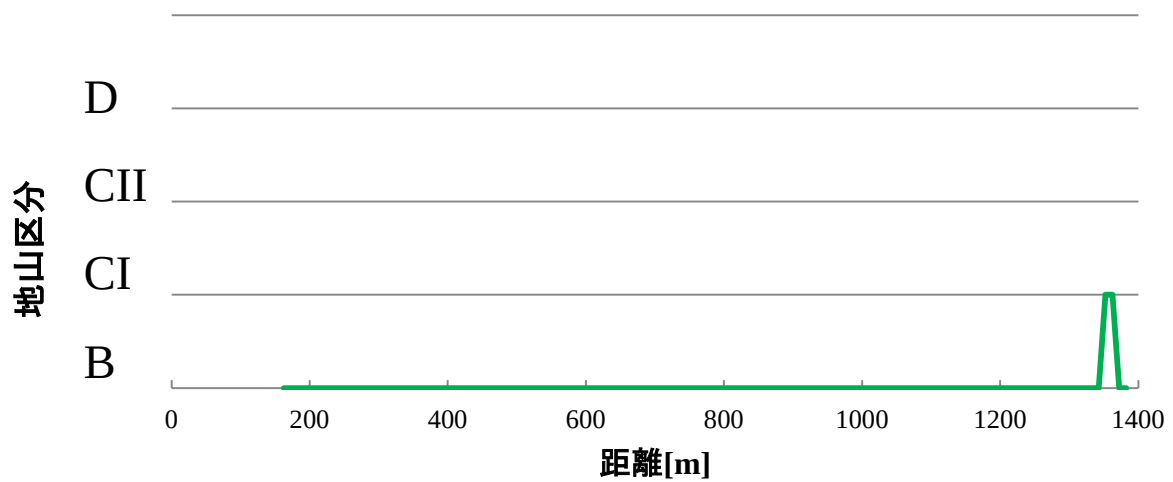


(c) 悲観的推定地山区分

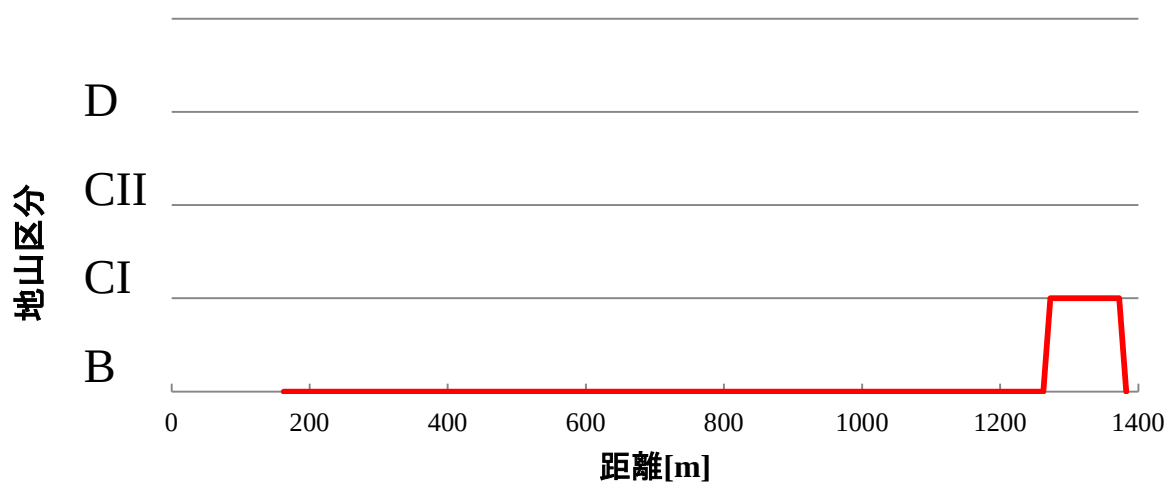
図3.16 Phase1 (Case1) の旧JH地山区分法における地山推定結果



(a) 楽観的推定地山区分



(b) 最尤推定地山区分



(c) 悲観的推定地山区分

図3.17 Phase2 (Case2) の旧JH地山区分法における地山推定結果

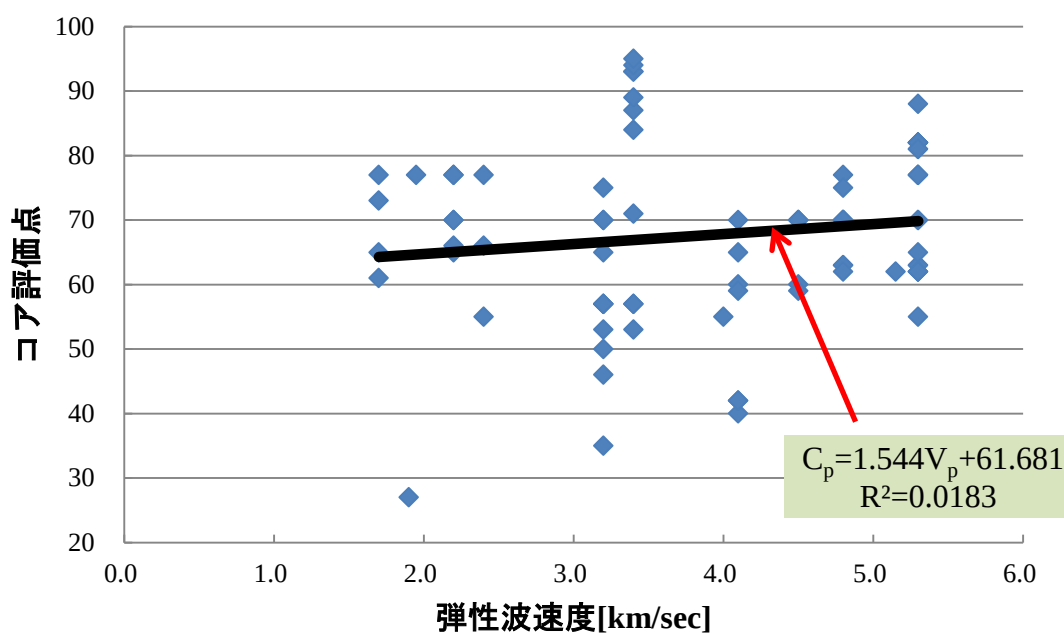
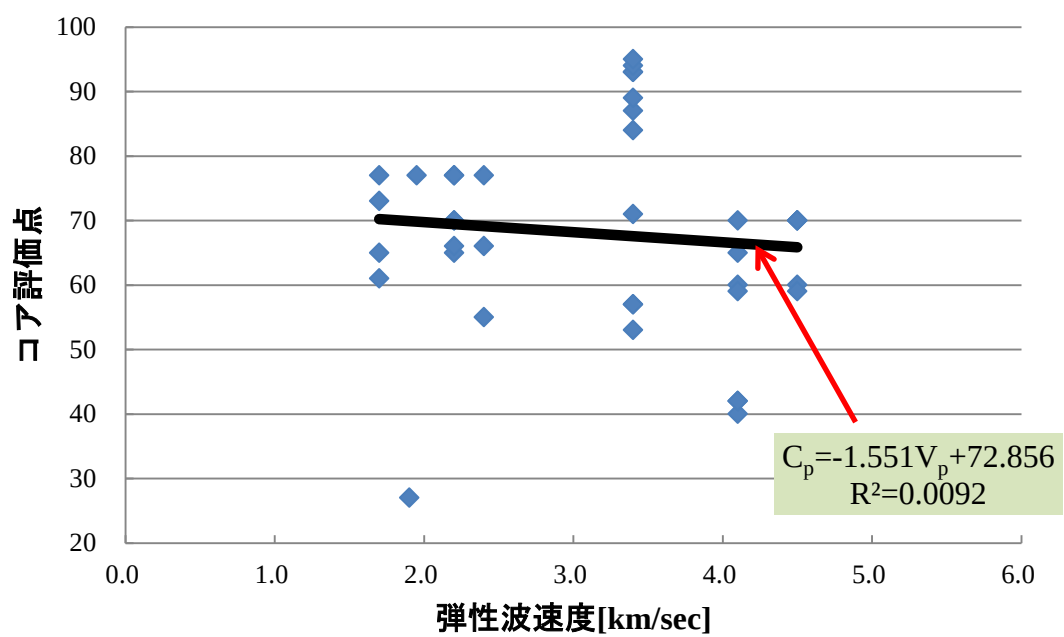


図3.18 V_p - C_p 関係

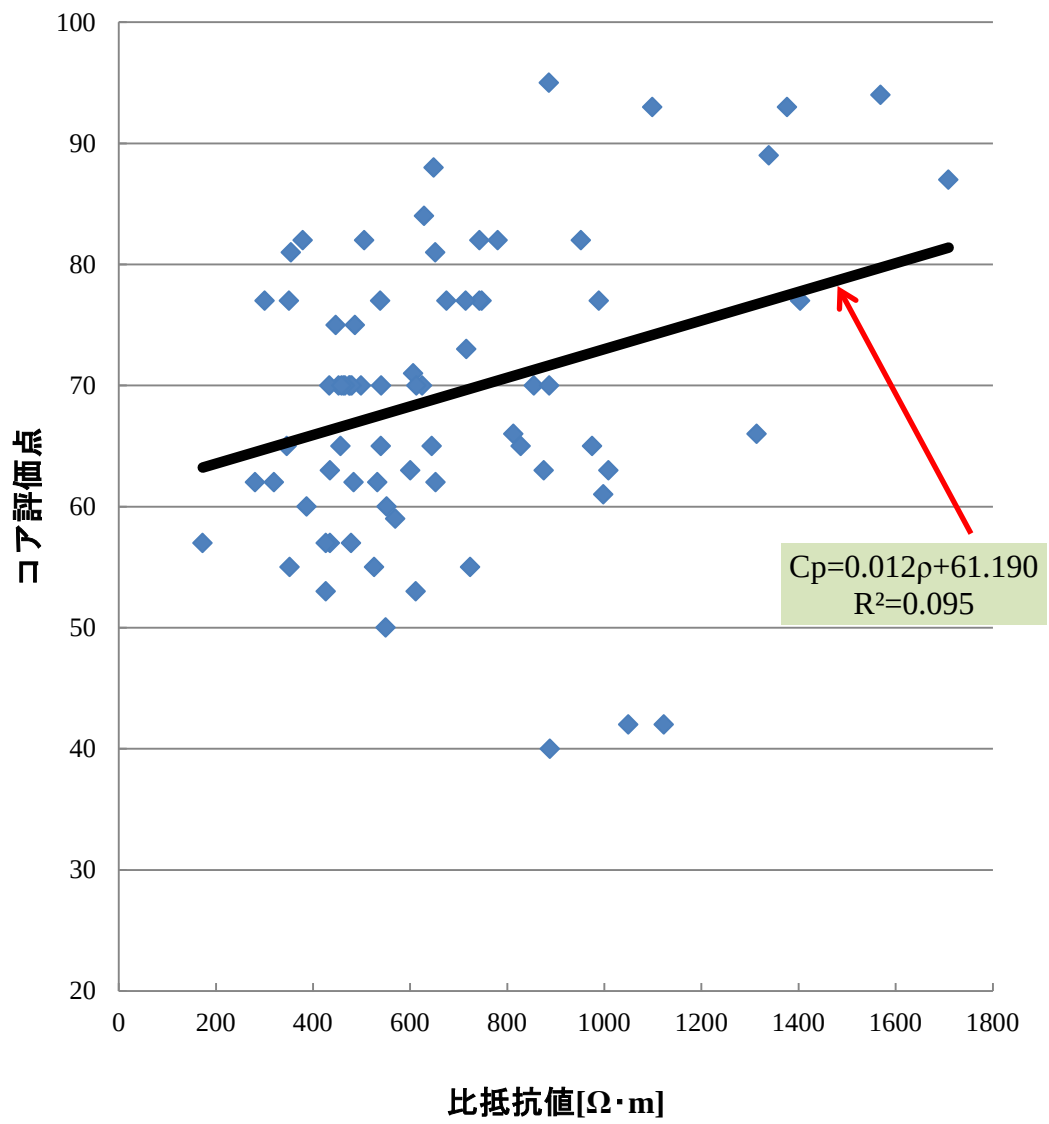
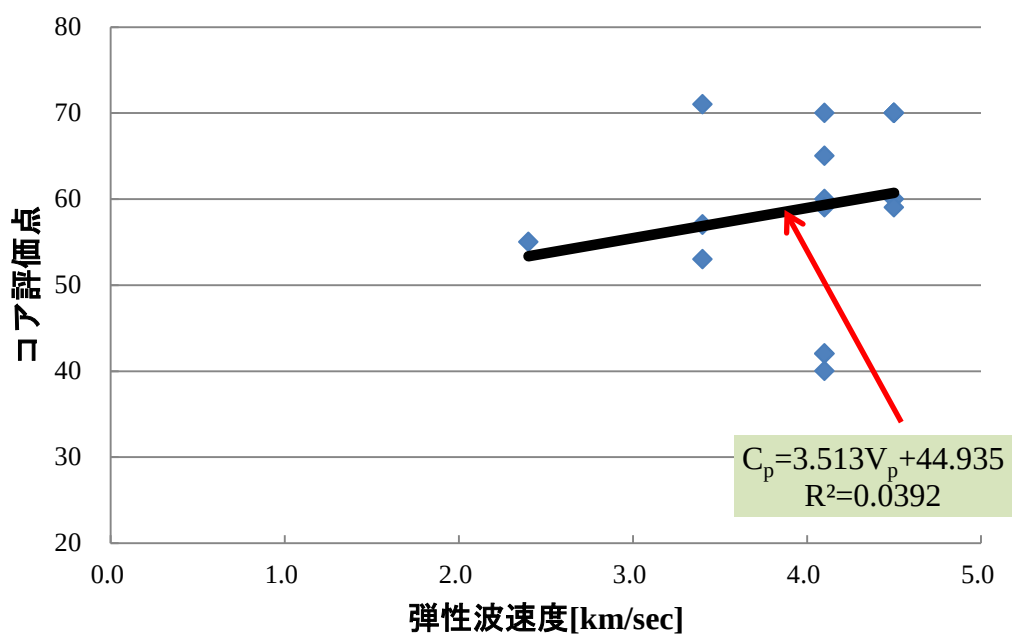
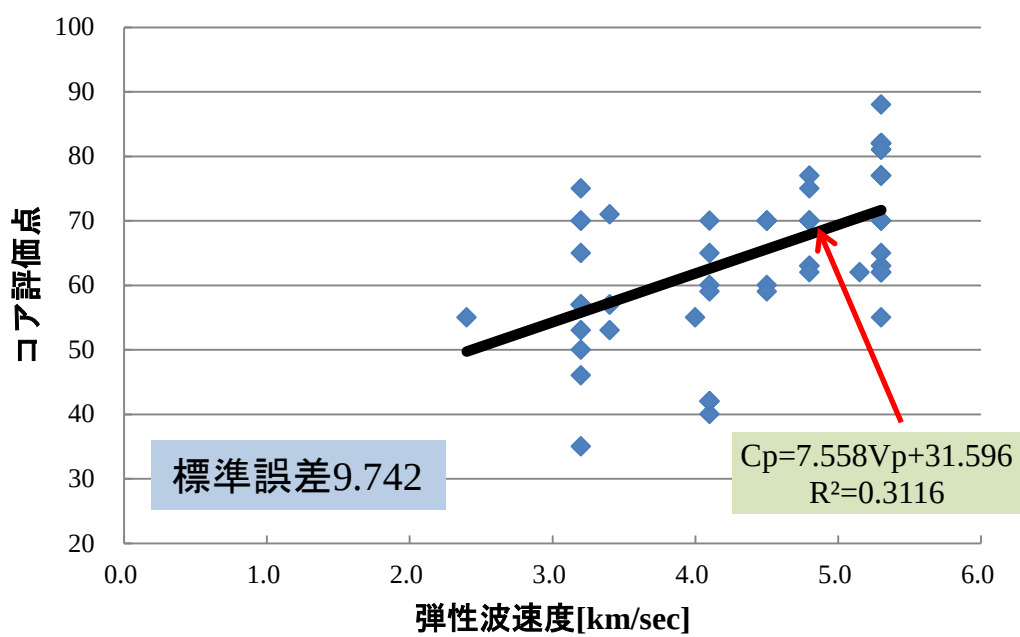


図3.19 Phase2の ρ - C_p 関係



Phase1



Phase2

図3.21 V_p - C_p 関係 (加工後)

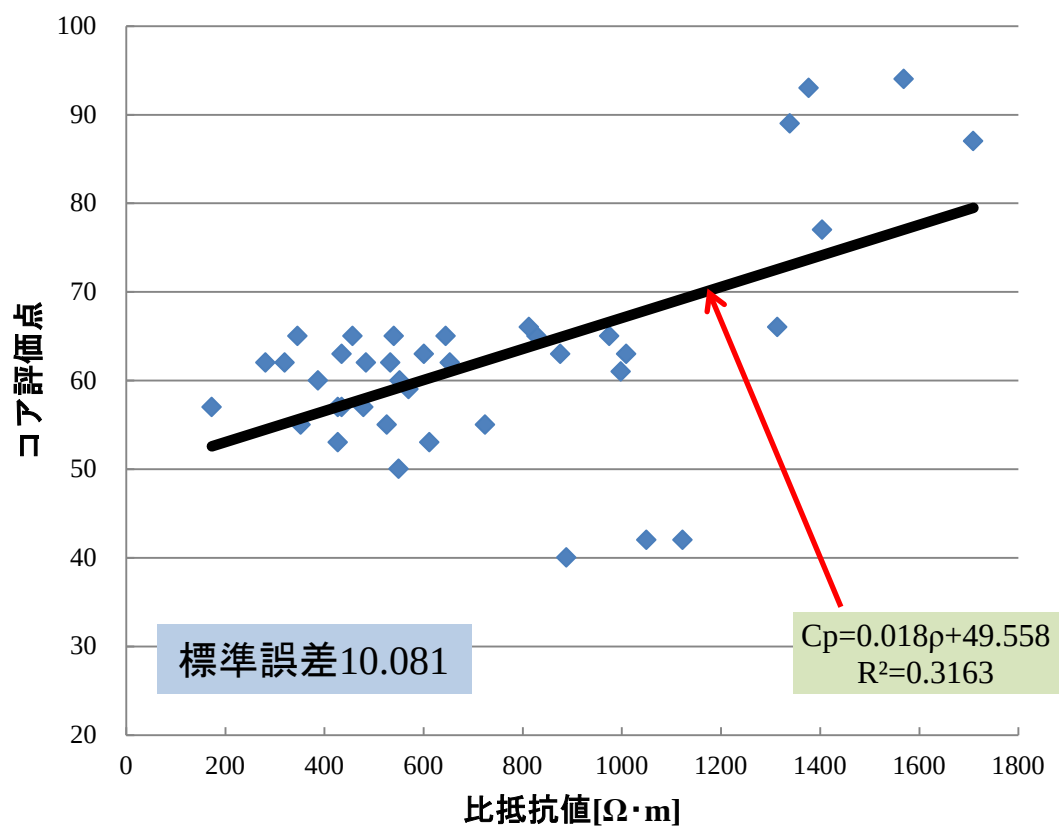
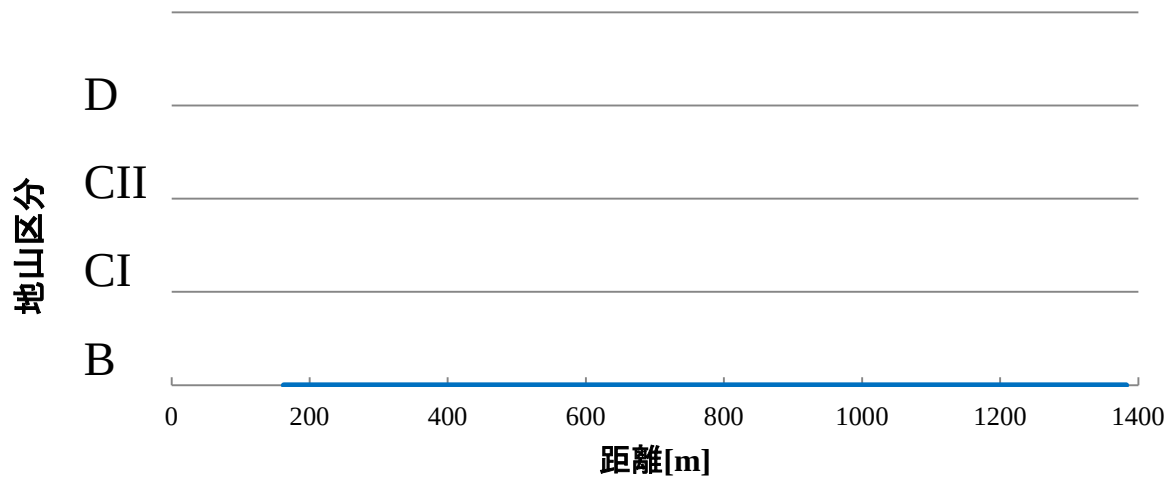
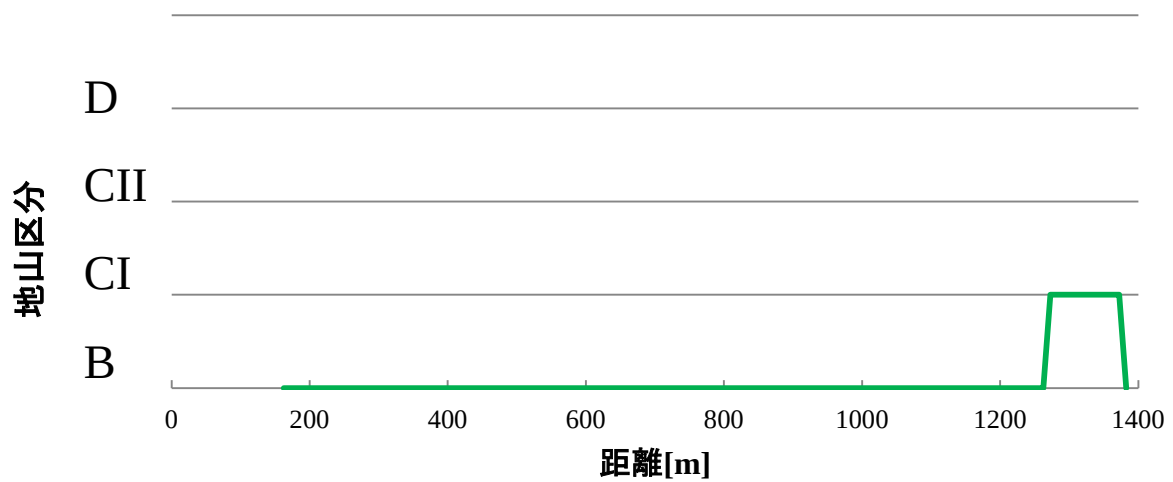


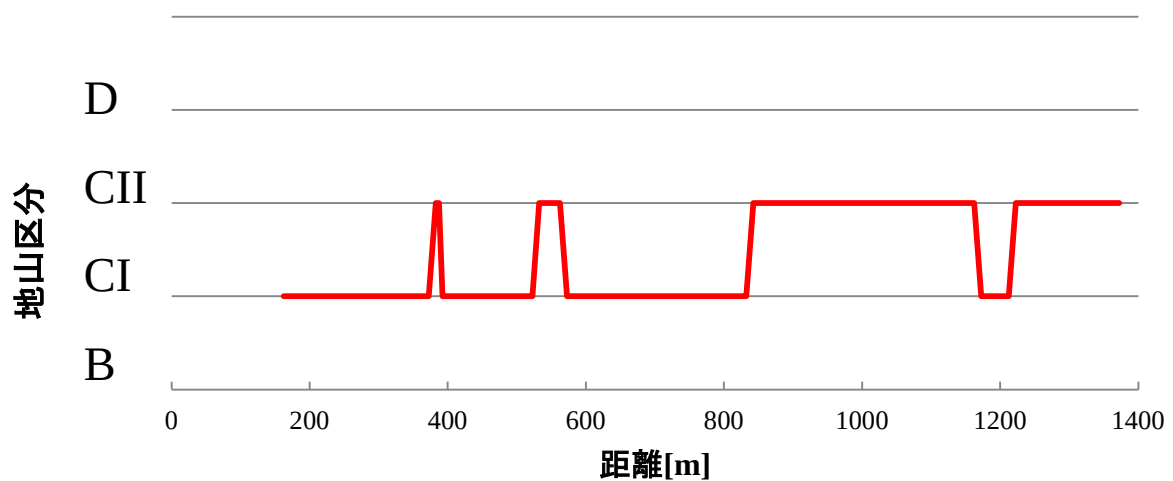
図3.22 Phase2の ρ - C_p 関係 (加工後)



(a) 楽観的推定地山区分

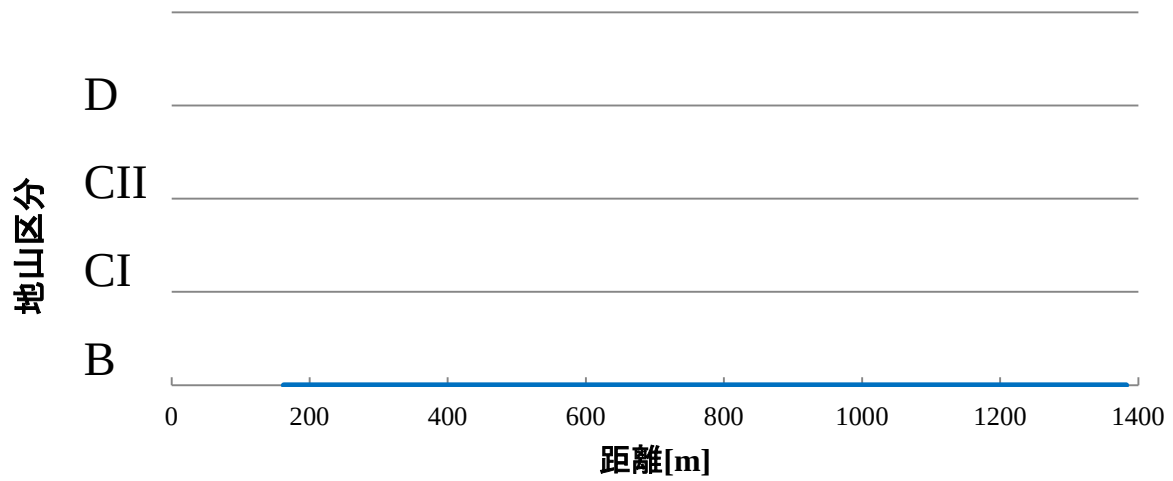


(b) 最尤推定地山区分

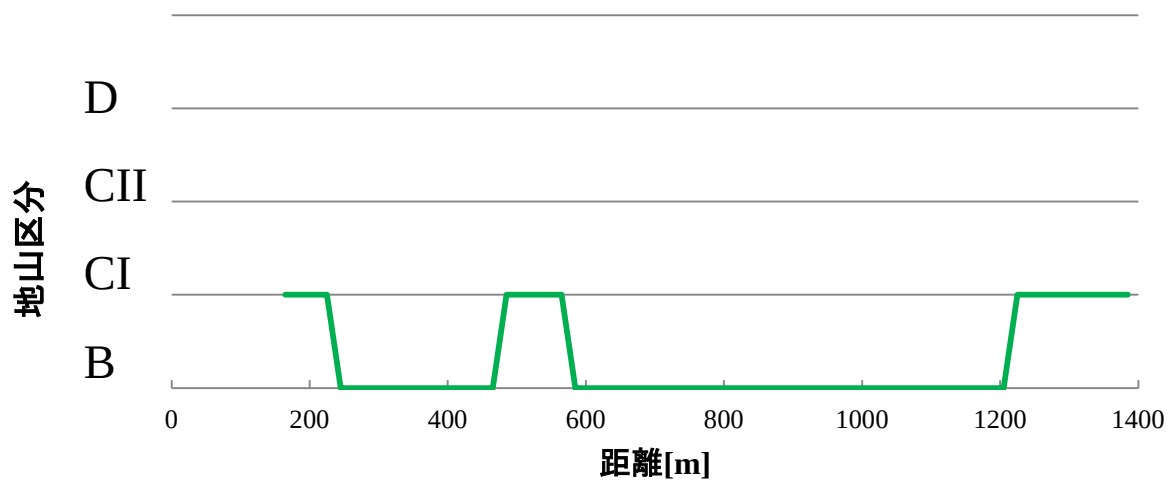


(c) 悲観的推定地山区分

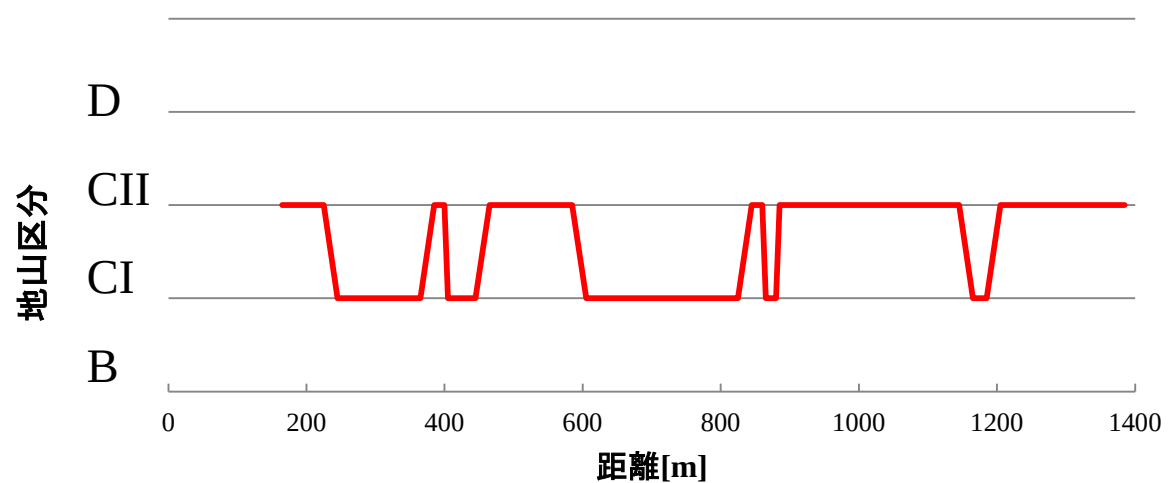
図3.23 Phase2 (Case4) の弾性波速度に基づいた
コア評価点法における地山推定結果



(a) 楽観的推定地山区分



(b) 最尤推定地山区分



(c) 悲観的推定地山区分

図3.24 Phase2 (Case7) の併用モデルにおける地山推定結果

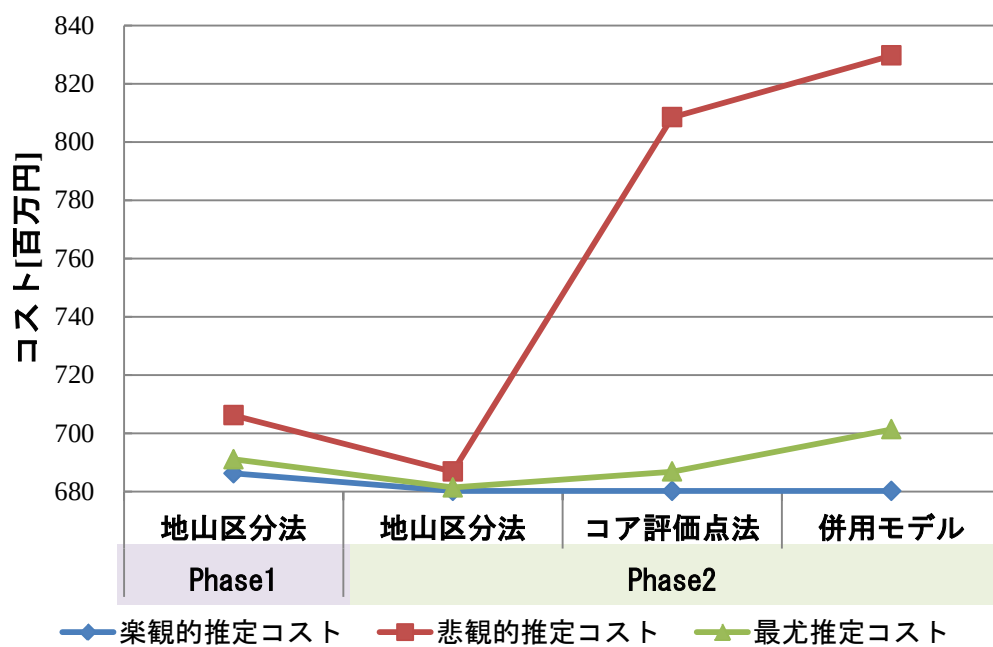


図3.25 建設コスト算出結果

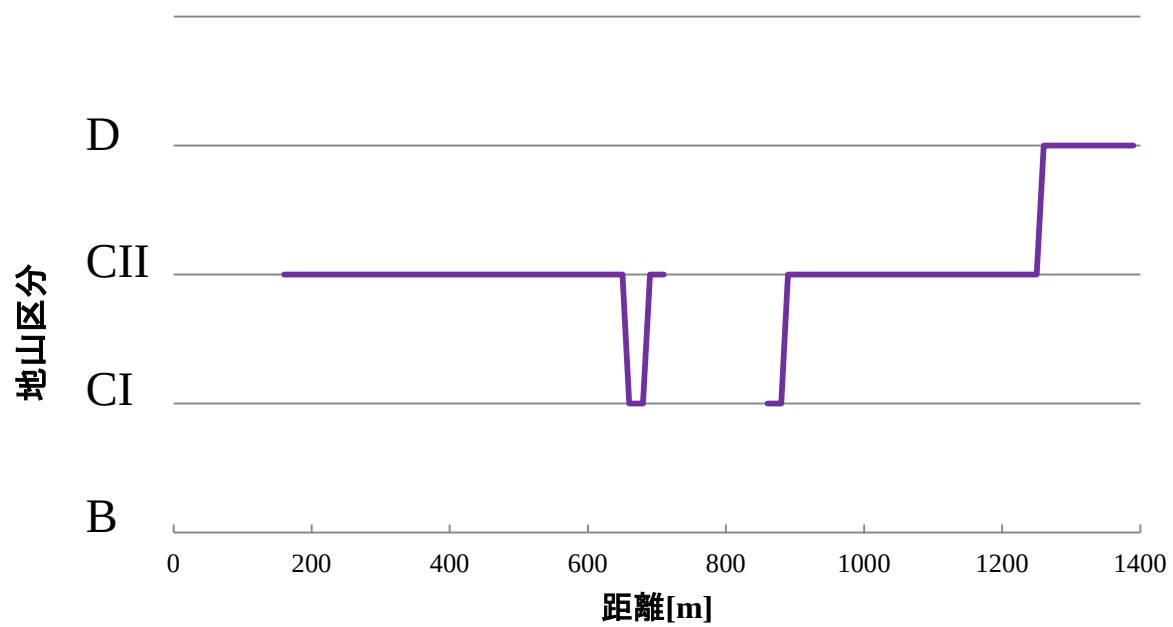


図4.1 施工実績

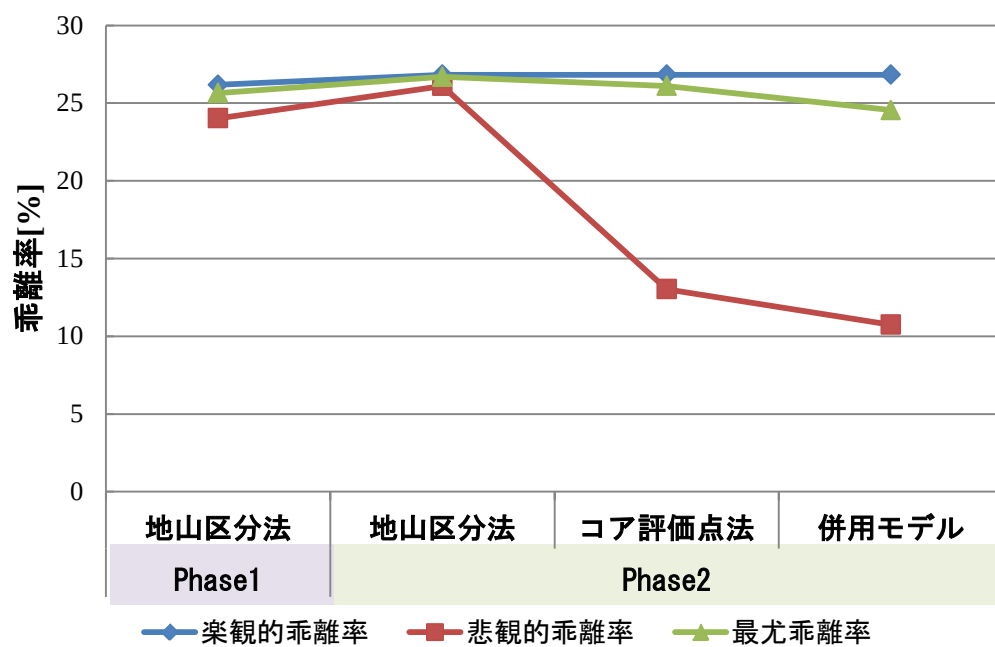


図4.2 乖離率算出結果