

山留め掘削工事における
合理的設計・施工法に関する研究

小林 範之

山留め掘削工事における合理的設計・施工法に関する研究

目 次

	頁
第1章 序論	1
1.1 本研究の背景	1
1.2 本研究の目的	4
1.3 既往の研究と本研究の位置づけ	6
1.3.1 情報化施工	6
1.3.2 逆解析手法	7
1.3.3 信頼性設計	10
1.3.4 山留め	11
1.4 本研究の構成と概要	13
第2章 山留め掘削工事の設計・施工における不確実性	23
2.1 概説	23
2.2 設計・施工段階における不確実性	23
2.3 不確実性への対応	25
2.4 不確実性と予測	26
第3章 拡張カルマンフィルタによる設計パラメータの推定	28
3.1 概説	28
3.2 拡張カルマンフィルタのアルゴリズム	28
3.2.1 カルマンフィルタ	32
3.2.2 拡張カルマンフィルタ	34
3.3 山留め逆解析への適用	34
3.3.1 山留め架構の構造モデル	35
3.3.2 弾塑性法に基づいた逆解析	38
3.4 水平地盤反力係数と側圧の同時推定法	38
3.4.1 水平地盤反力係数と側圧の同時推定のための定式化	38
3.4.2 シミュレーションデータによる検証	39
3.4.3 推定パラメータによる地盤挙動の評価	43
3.4.4 軟弱地盤における掘削工事での適用	46
3.5 まとめ	52

第4章 情報化施工の実務への適用	54	第6章 山留め情報化設計・施工法の有効性	104
4.1 概説	54	6.1 概説	104
4.2 事前設計へのフィードバック	54	6.2 期待総費用	105
4.2.1 概要	54	6.2.1 期待総費用の定義	105
4.2.2 逆解析事例	56	6.2.2 山留め掘削工事における期待総費用	105
4.2.3 山留め壁作用側圧	64	6.3 情報化施工を実施した場合の期待総費用	106
4.2.4 地盤反力係数	66	6.3.1 情報化施工による破壊確率	106
4.2.5 考察	69	6.3.2 情報化施工による安全管理	108
4.3 事後設計による合理化の検討	71	6.3.3 情報化施工による施工の合理化	108
4.3.1 概要	71	6.4 期待総費用の比較	110
4.3.2 安全性の検討	75	6.4.1 非観測施工と情報化施工	110
4.3.3 合理性の検討	76	6.4.2 ケーススタディ	111
4.3.4 事後検討	82	6.5 まとめ	117
4.3.5 考察	83	第7章 結論	118
4.4 まとめ	83		
第5章 山留め計測データに基づく予測解析の信頼性と 設計変更のリスク評価について	86	謝辞	
5.1 概説	86		
5.2 山留め情報化施工管理システムと工事・計測概要	87		
5.2.1 システム概要	87		
5.2.2 逆解析手法	88		
5.2.3 工事および計測概要	89		
5.3 観測誤差と予測解析結果	89		
5.3.1 観測値のばらつき	91		
5.3.2 推定パラメータの信頼性について	91		
5.3.3 逆解析結果	92		
5.3.4 予測解析結果	94		
5.4 モデル誤差と予測解析結果の信頼性	94		
5.4.1 モデル化誤差	94		
5.4.2 観測誤差とモデル化誤差による予測値の分布	96		
5.5 設計変更とリスク評価	98		
5.5.1 設計変更案と採否の検討	98		
5.5.2 設計変更案における破壊確率	98		
5.6 まとめ	102		

第1章 序章

1.1 本研究の背景

近年の日本社会は変革の時代にある。政治情勢の流動化、金融不安、製造業の空洞化、多様化する雇用形態、国際化に伴う価値観の変化など、政治・経済・文化の各方面で構造の改革が迫られている。

このような社会情勢の中であって、建設業界においても、今までに経験したことのない急激な環境変化に直面している。

特に、バブル期の高品質・高価格志向の反動で、バブル崩壊後の社会の風潮は価格について極めて厳しくなっている。建設価格も例外ではなく、建設コスト縮減に対する要請はますます強くなっている。建設省では「公共工事の建設費の縮減に関する行動計画」を策定するなど具体的な対応に着手した。民間工事においても、施主側の生産コストの一要因として、建設コストの削減が実施されている。すなわち、建設コストの縮減については、厳しい問題意識を持って建設業界全体が取り組まなければならない問題となっているのである。

また、建設市場の国際化に伴って、ISO9000 シリーズの導入をはじめとした品質の確保・向上のための検討が活発化している。建設物の品質問題を検討するにあたっては、発注者、設計者、施工者のいずれに責任の所在があるかという点を明確にする必要がある。建設生産は、設計と施工が一体化して行われるが、公共工事に対しては別の企業体がそれぞれの仕事を分担する。したがって、両者の役割分担と責任の所在を明確に整理することが難しいという特徴がある。このため、公共工事においても「責任主体の一元化」の観点から Design & Build 方式の採用が検討されている。

建設業は、安全性、施工性の向上はもとより、建設コスト縮減および品質の確保・向上という要請に対して、従来以上の経営資源を投入し、体制の整備を行うことが急がれる。

これまでの公共工事は、上述のように設計と施工が別の企業体で行われていたため、コストダウンや品質の確保は、調査～設計～施工という流れの中の各機能毎に実施されていた。

調査・試験の結果は、設計パラメータの決定に反映され、その精度によって設計および施工の計画は大きく左右される。したがって、調査・試験の段階では、精度の向上が最大の目標となる。サンプリング技術や試験装置および試験法などの研究は、非常に高度なものとなっている。また、試験技術に差の出ない調査・試験法の確立に対する努力もなされている。設計の段階では、許容応力度法や安全率法に変わって、信

頼性の考え方を取り入れた限界状態設計法への移行が行われている。限界状態設計法は、構造物の安全性、使用性を確保するための各種の限界状態を明確にし、これを適切なグレードで設計するものである。そして「適切なグレードで設計する」手法として、事象のばらつきを考慮した「信頼性」という考え方を導入するのである。「信頼性」設計法は少なくとも経済的な側面からある程度の客観性を持った答えがでてくる。従来法のように半ば経験的に決められていた設計に比べ、「信頼性」設計の結果は社会的に幅広いコンセンサスが得やすいという特徴がある。また、施工段階では、工法開発や施工機械の自動化などへの取り組みを通して、コストの削減や品質の確保を実現する。

一方、Design & Build方式が採用されるようになると、品質保証の問題だけでなく本質的なコストダウンが可能となってくる。つまり、調査～設計～施工の各機能での個別の対応が進む一方で、計画～調査～設計～施工というライフサイクルを考え、一連の流れをシステムとして構築することができるようになる。すなわち個々の要素を最適化するとともに、工事全体をトータルなシステムとして捉え、その最適化を図るのである。

地盤工学には、Terzaghi and Peck²⁾が提唱した「情報化施工」という概念がある。もともとは、設計時の不確実性を施工中の観測によって減少させることを目的としたものである。この「情報化施工」の概念を大きく発展させれば、土木工事に関わる調査、設計、施工を一連のシステムとして捉え、有機的に機能させることができる。つまり、情報化施工はコストダウンおよび品質確保の有効な手段になりうるのである。

情報化施工における最大の役割は、事後設計である。事前設計の目的は、施工開始前に得られる情報から安全性、経済性に対して最適設計を行なうことである。しかし、事前設計の段階では外力や地盤状態および境界条件に関する不確実性のため、当初の最適な設計案は多くのリスクを背負わざるを得ない。一方、施工中の計測に基づく設計変更案は、計測データから得た新しい情報によって当初の不確実性に対処し、より最適な設計を実施することが可能になる。したがって、事後設計は将来の挙動を定量的に高い確率で予測できるものである必要がある。

現在実務的に利用されている情報化施工のシステムは、計測データを利用して、不確実性が多いと考えられる設計パラメータを推定し、その推定したパラメータをそれ以降の設計計算に適用するものが多い。

この設計パラメータの推定には一般的に逆解析手法を用いることが多く、さまざまな研究がなされている。上記に示す通り、情報化施工において逆解析の結果は事後設

計を行なう上で、重要な指標となるが、現状では以下のような解決されていない問題がある。

- ①不均質な特性を有する地盤定数の推定
- ②観測値に含まれる誤差の評価
- ③効率的な逆解析手法
- ④逆解析結果の評価方法
- ⑤逆解析結果の予測解析への適用方法

こういった問題は、逆解析手法の数理を研究するとともに、実務への適用を行いながら解決されるべきものである。

また、こうして得られた設計パラメータは、事前設計の段階で仮定したものと比較して実際に近いものであるが、それを適用した予測解析結果は現実とあわないというリスクをなおも有している。また、この予測結果は、設計・施工の合理性を判断する重要な指標となるものである。したがって、その予測結果の信頼性がどの程度のものなのか定量的に理解する必要がある。

情報化施工の利用価値は広く認識され、適用する工事も増えてきている。情報化施工の特徴は、事前設計における不確実性を積極的に認めた上で、施工中に得られる計測データから、最適な事後設計を行なうことにある。しかし、一般に建設工事は現場における単品生産であるため、「最適な設計」であったかどうかを判断するのが困難である。このため、情報化施工は「保険」のイメージが強く、邪魔なものであるとか金のかかるものだという評価を受ける場合が少なくない。したがって、たとえ計測費を使用したとしても、情報化施工は非観測施工より有利であることを客観的に評価する方法が求められる。

1.2 本研究の目的

山留め掘削工事を行なう場合には、その土が本来的にもつ不均質さのために、それに作用する外力や地盤の状態を設定するのは非常に困難であり、その挙動を予測することは多くの不確実性を伴う。この不確実性に対応するために、調査、設計、施工の各段階でさまざまな研究が行なわれているが、ここでは調査～設計～施工を一連のシステムとして捉え、その中で不確実性に対応していく情報化施工を取り上げる。本研究では、情報化施工の中で最も重要となる事後設計の信頼性、つまり逆解析および予測解析の精度に着目し、山留め逆解析手法の開発と予測解析結果の信頼性の評価を行なう。また、信頼性設計との関係から設計・施工法としての情報化施工の有効性を示す。図-1.1に本論文の研究課題を示す。

以下に、研究目的を要約する。

1. 山留め掘削工事における設計・施工の不確実性を整理し、それに対する情報化施工の位置づけを明確にする。
2. 情報化施工における設計パラメータの修正のために用いる逆解析手法を開発する。ここでは、逆解析手法として拡張カルマンフィルタを用い、山留め逆解析特有の問題点を解決する。
3. 情報化施工を2つの実務的な問題に適用する。1つは事前設計へのフィードバックである。ここでは、事前設計の設計パラメータと逆解析により得られた設計パラメータの比較を行なう。もう1つは事後設計による合理化の検討である。情報化施工を適用した現場での実績からその有効性を示す。
4. 情報化施工に基づく予測解析結果の信頼性を評価するとともに、設計変更案のリスク解析を行なう。
5. 信頼性設計における期待総費用の考え方から、情報化施工システム導入の意義を明確にする。

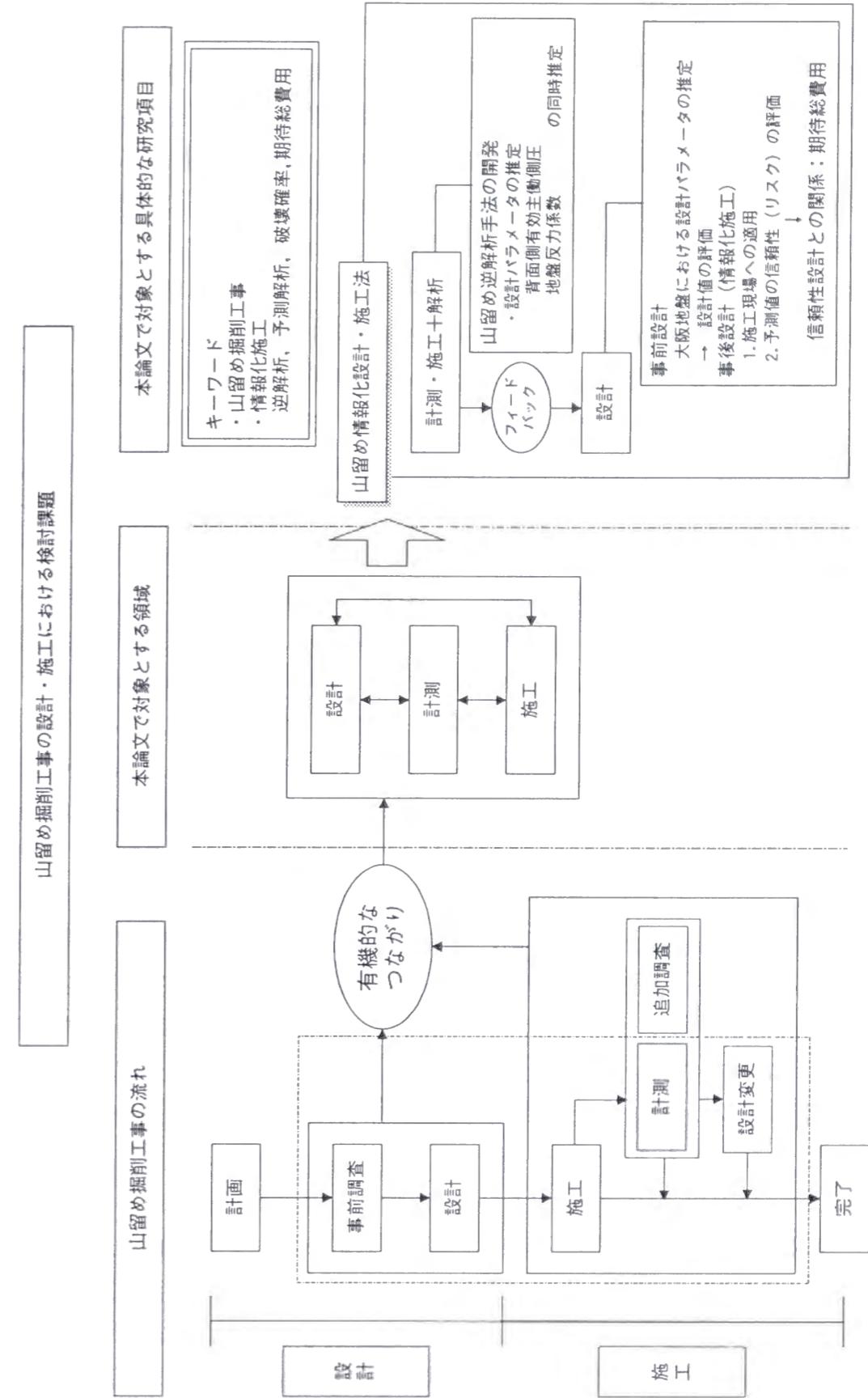


図-1.1 本論文の研究課題

1.3 既往の研究と本研究の位置付け

本研究に関連する既往の研究は数多く存在するが、ここで山留め掘削工事における合理的設計・施工法の研究という立場から、本研究の目的に即した主要な研究について概説し、本研究の位置づけを明らかにする。

1.3.1 情報化施工

地盤工学では、理論の構築とたくさんの経験とが相互に補完しあい、直面する問題に対してその時々々に最善の答えを出してきた。昔の現場は、おおまかなきまりと現場技術者の経験と勘に負うところが多かった。ところが、社会の変革とともに、構造物の大規模化や立地条件でも施工的に困難を伴うことが多くなり、安全に対する認識も以前にもまして厳しくなった。こうして、理論の発展を背景とし、観測という客観的な道具が重要視されるようになってきたのである。

現在の情報化施工の基本的な理念を最初に提唱したのは、Terzaghi and Peck²⁾である。彼らは現場観測の重要性と有効性を主張し、その観測に基づく設計方法を'Observational Procedure'と表現した。その著書の中で、最古の事例である1963年のGraftioの論文やその他2,3の事例について言及している。これに関しては、柴田・岩崎³⁾が事例の内容を紹介し、検討している。

一方、国内における現場観測の適用は、1960年代から始まっている。このころは日本経済における高度成長という社会的背景のもとに大規模な構造物がさかんに建設された。千葉では大型岸壁建設のための鋼管矢板にひずみ計を取り付け、その曲げ応力が測定された⁴⁾。また、水島ではスケールピットの掘削工事に現場測定が実施されている⁵⁾。また、1958年には名神高速道路の建設が始まり、盛土下の軟弱基礎地盤の挙動が多くの地点で計測された⁶⁾。その他、ダム、鉄道、臨海地域の埋立てでも大規模なプロジェクトが続出し、現場観測が行なわれた。ここでの現場観測は、現場の現状における安全性の管理、類似工事の参考のために現場観測結果を利用する、いわゆる観測施工の範疇である。

一方、このような状況下で技術者の間には観測結果を現在実施中の施工に積極的に利用する気運が生まれ、1971年に「情報化施工」という用語が黒黒ら⁷⁾によって初めて活字化された。また、松尾・川村⁸⁾は情報化施工のシステムの提案を行ない、初めてその定量的評価を実施した。そして、これ以降にいわゆる情報化施工システムが各種工事を対象に提案され、実施されるようになってくるのである。また、Matsuo and Asaoka⁹⁾は盛土工事を対象に、情報化施工と信頼性設計を結び付けるための定式化を行なった。また、黒田ら¹⁰⁾によって、情報化施工の価値の算定法が統計的決定理

論によって定式化された。1979年には柴田ら¹¹⁾によって、情報化施工の考え方や実例が簡潔にまとめられた著書が出版され、このころから現場計測が行われるのがむしろ普通になってきた。その後は、観測技術やその精度の向上および観測結果による破壊や変形などに関する予測技術の向上を基盤として、盛土、掘削、トンネル工事などにおいて続々と実用化が報告されるようになっていく。

情報化施工による安全性の検討に関しては、多くの実績がありその有効性についても評価されている。一方、経済性についてはこれからの実績の蓄積が必要である。これまでの報告では、情報化施工によって当初設計で計画されていた切ばりが1本省略できた事例^{12), 13)}が挙げられる。また、観測の価値をコストで評価し、従来法と情報化施工との比較を定量的に評価した研究¹⁴⁾も報告されている。

1.3.2 逆解析手法

情報化施工による事後設計を行なう上で、設計パラメータの推定は重要な位置を占め、推定には逆解析を用いることが多い。地盤工学における逆解析の解析手法とそれを適用した研究は数多く存在するが、ここではYeh¹⁵⁾および村上¹⁶⁾にしたがって、逆解析の方法上の観点から分類する。これによると逆解析は次の2つの誤差規準に分類される。

1. Equation error criterion (Direct method)

2. Output error criterion (Indirect method)

両者の規準はいずれも未知数の数(U)と観測量の数(O)との関係に対して $U \leq O$ である必要がある。

一方、 U と O との関係が $U > O$ であるときには、事前情報を考慮した方法をとる必要が生じる。これには、以下のような方法がある。

- Maximam likelihood approach
- Bayes' approach
- Kalman filter

(1) 誤差規準による分類

Equation error criterion

支配方程式である偏微分方程式を有限要素法などの手段で離散化したとき、観測量をその離散化した式に代入して生じる等式全体の誤差を'Equation error'という。この誤差には観測に伴う誤差と補間による誤差が含まれる。この手法は、こういった規準の下での誤差を最小とするような土質定数を求めるものである。この方法には、①逆解析されるパラメータに対する連立方程式を解くものであるため計算量が非常に少

ない、②対象とする問題の方程式を、推定すべきパラメータに関する式に変換するため、問題ごとに異なった定式化を必要とする、③観測値が直接的に方程式の係数となるため、逆解析結果が計測データに含まれる誤差に大きく左右される、といった特色がある。この手法は、逆解析法のうち Direct method に属するものである。

有限要素法を逆定式化した研究は、Kavanagh and Clough¹⁷⁾、Kavanagh¹⁸⁾によって行われた。当初は均質地盤の土質定数を求めるだけのものではあったが、Gioda and Jurina¹⁹⁾は、非均質地盤でも適用可能とし、アースアンカーに作用する土圧を同定している。また、Maier and Gioda²⁰⁾は線形モデルを用いて非均質な地盤の逆解析を行なっている。

国内では、桜井・武内^{21), 22)}がトンネル掘削時における周辺地山の初期応力と弾性係数の比率の逆解析を有限要素法を用いて行なっている。また、桜井・清水・壺内²³⁾は境界要素法による定式化、久武・伊藤・太田²⁴⁾、久武²⁵⁾は3次元有限要素法による定式化を行なっている。さらに、桜井・進士^{26), 27)}は逆解析システムの開発、桜井・清水・松室^{28), 29)}はトンネル施工への逆解析値のフィードバック手法の提案を行なっている。桜井・谷河³⁰⁾は、異方性パラメータを導入することにより、地山の不連続的な挙動を捉える方法を提案した。この手法は、斜面掘削工事の情報化施工管理にも導入³¹⁾されている。以上の一連の研究では初期応力を一様と仮定しているが、山口³²⁾は桜井らの方法に改良を加え、任意の分布形状を有する外力を逆解析できるようにしている。

Output error criterion (Indirect method)

‘Output error’は、観測量 u_i^* と求めようとする材料物性値の値を仮定して、支配方程式である偏微分方程式を解いたときに得られる計算値 u_i との誤差のことで、次式で表すものである。

$$f = \sum_{i=1}^N (u_i - u_i^*)^2 \quad (2.1)$$

ここで、 N は観測量の数である。式(2.1)で表される目的関数を最小にすることにより、逆解析を実行する。式(2.1)は通常、未知数について非線形関数となることがほとんどであるので、その最小化には共役勾配法³³⁾や Simplex³⁴⁾法などの最適化手法を用いる。この方法は Indirect method と呼ばれる。この方法には、①未知パラメータ推定の過程と有限要素法などによって解を得る過程が独立しているためプログラミングが容易である、②観測データが対応する解析値の比較対象としか扱われないため、観測値の誤差の影響を受けにくい、③順解析を繰り返し計算しなければならないので、計算時間が長くなる傾向がある、といった特色がある。

この手法では、Iding, Pister and Taylor³⁵⁾は非線形な材料定数の逆解析手法を提案

し、Gioda and Maier³⁶⁾は測定変位から Mohr-Coulomb の弾塑性地山の粘着力、内部摩擦角および初期応力を同定する方法を示した。また、Cividini, Jurina and Gioda³⁷⁾は未知数として地盤の弾性係数と弱層の位置を表す変数を用い、原位置載荷試験による弱層の検出と物性値の推定を行っている。

国内では、荒井・片瀬³⁸⁾はトンネル周辺地盤の地盤定数の逆解析、荒井・片瀬・谷本³⁹⁾は合理的な支保パターンの推定を行なっている。Hisatake and Itoh⁴⁰⁾は覆工変位より弾性係数とポアソン比の逆解析を3次元有限要素法を用いて行なっている。また、久武・宮里⁴¹⁾、久武・須藤・村上⁴²⁾は構成方程式をそのまま用いず、逆解析に適した形に定式化し直す間接定式化法を提案し、トンネル周辺地盤の初期応力の推定を行なっている。

Arai *et al.*^{43)~45)}は、非均質地盤の掘削問題に対する線形弾性モデルの弾性係数とポアソン比を同定し、さらに非均質地盤上の盛土による圧密問題に対する線形弾性モデルの弾性係数・ポアソン比および透水係数の同定法や、盛土による圧密問題に対する非線形弾性モデルである Duncan-Chang モデルの初期剛性係数、せん断強度、ポアソン比、透水係数の同定法を提案している。小嶋ら⁴⁶⁾は、段階載荷あるいは圧密継続中の経時的観測変位から、Cam-clay モデルの土質パラメータおよび透水係数を推定する方法を示した。また Shoji *et al.*⁴⁷⁾は、弾性逆解析の結果と飯塚・太田⁴⁸⁾の推定チャートとから弾塑性パラメータを推定し、これを用いた順解析により、粘性土地盤の支持力を施工中に算定し、施工管理への利用を提案している。村上・長谷川⁴⁹⁾は、盛土載荷中に得られる弾性係数とポアソン比の経時変化から、盛土の安全性管理の手法を提案している。

大上・楠・三井・草間⁵⁰⁾は Newton 法を基本とした逆解析手法を提案している。また大西・東出⁵¹⁾は境界要素法を用いて地盤定数を同定している。ここでは、モデルの選択に AIC(Akaike's Information Criteria)を用いている。

(2) 事前情報を考慮した逆解析手法

この方法は材料物性値を確率変数として仮定し、事前確率分布の平均値や分散を考慮して推定を行うものである。

この手法には、①未知パラメータの数 U と観測値の数 O において $U > O$ であっても同定が可能である、②観測値の誤差を考慮することが可能である、③事前情報の決定が困難である、という特色がある。

Gens, Ledesma and Alonso⁵²⁾は Maximam likelihood approach を用いて、岩盤の段階掘削時における弾性係数と静止土圧係数 K_0 を同定している。

Bayes' approach を用いた逆解析に関しては、弾性解析および浸透流解析を独立して行い、弾性係数、透水係数を同定している Cancelli and Cividini⁵³⁾の研究や赤井・

田村⁵⁴⁾の連成解析手法を基に弾性係数、ポアソン比、透水係数を同定している荒井ら⁵⁵⁾の研究がある。

一方、カルマンフィルタを用いた逆解析は、動的および静的問題へ幅広く適用されている。ここでは、静的問題に適用した研究を挙げる。村上・長谷川⁵⁶⁾はカルマンフィルタと有限要素法により観測節点配置を考察し地盤定数を推定している。鈴木・石井⁵⁷⁾はカルマンフィルタの初期入力値を確率統計的に求め地盤定数の分布を推定している。また、斉藤・古賀・鎌田⁵⁸⁾、門田ら⁵⁹⁾は、EK-WGI法^{60), 61)}を用いて山留め掘削における地盤定数の推定や地下空洞計測による異方性岩盤の物性値や初期応力を推定している。また、須藤・星谷^{62), 63)}はEK-WGI法にローカルな繰返し計算を付加したEK-WLI法を提案し、その有効性を示した。村瀬・小川・桑原⁶⁴⁾、宇谷・登坂⁶⁵⁾は代用電荷法や境界要素法などの数値解析手法と拡張カルマンフィルタを組み合わせ弾性体の物理定数を推定している。

また、目的関数に観測情報だけでなく、事前情報を取り入れる方法論も提案されている。Jackson and Matsu'ura⁶⁶⁾は Maximam likelihood approach を用いて、Cividini, Maier and Nappi⁶⁷⁾や Honjo, Wen-Tsung and Sakajo⁶⁸⁾, Honjo, Limahadi and Wen-Tsung⁶⁹⁾は Bayes' approach を用いて地盤の変形問題や杭の問題に適用している。

1.3.3 信頼性設計

情報化施工と事前設計とが結びつくためには、設計時点で不確実性を明らかにしておく必要がある。このような設計の考え方は信頼性設計と呼ばれる。

信頼性設計は、軍事産業における研究から第2次世界大戦を契機として発展したと言われている⁷⁰⁾。構造工学の分野では、Freudenthal^{71), 72)}が初期の信頼性理論の応用として有名である。Freudenthalの基本的な考え方は、純力学の問題として安全率と破壊確率の関係を求める一方、設計に採用すべき合理的な破壊確率を力学を離れた経済的な側面から決定するところである。

地盤工学においては、1960年代から信頼性理論の適用がはじまり、Lumb⁷³⁾、Wu and Kraft⁷⁴⁾、Meyerhof⁷⁵⁾、松尾・黒田⁷⁶⁾らがこの分野の推進的役割を果たした。当初は、物性値に関するデータの収集や統計的性質の研究が行われ、飽和粘土の一軸圧縮強度や非排水強度が扱われた。その後、圧縮特性や含水比、間隙比、単位体積重量などにも研究が進み、砂や不飽和土のせん断強度などの統計的性質も扱われてきた^{77)~80)}。これらの統計的性質を基にした確率論的解析^{81), 82)}も同時に行なわれるようになってきた。

また、Matsuo and Kuroda^{78), 83)}や Wu, Thayer and Lin⁸⁴⁾は、確率論を設計に導

入するための研究として、個々の問題を対象にしながら地盤の破壊確率や破壊確率と設計安全率の関係、それらと期待総費用との関係をまとめた。さらに、信頼性設計として、軟弱地盤上の盛土の破壊問題や沈下量の予測、斜面、掘削地盤などの破壊問題などに対して定式化を行い、実用化をはかっている^{85)~90)}。

また、サブシステムのな問題として、土質調査・試験の規模の決定^{77), 91)}や、各種設計代替案からの最適案の選択⁹²⁾などに確率論を用いている研究もある。意思決定問題としては、Wu⁹³⁾は沈下に、Haldar⁹⁴⁾は液状化に適応している。

1.3.4 山留め

山留め架構の設計には、単純梁法⁹⁵⁾、仮想支点法⁹⁶⁾のように山留め壁を単純梁として計算する方法や、弾塑性法⁹⁷⁾などのように山留め壁を連続梁として計算する方法がある。前者は比較的簡単に手計算程度で山留め架構の挙動を算出することができ、中小規模の山留めの設計に用いられる。一方、弾塑性法は大規模な山留めの設計計算手法として広く用いられている。この解析手法は、掘削過程における変形を考慮したものであり、より現実的な山留め挙動を表現できるものである。しかしながら、地盤に対する入力値である山留め作用側圧および地盤反力係数の設定に不確実性が残されており、掘削工事中山留め架構の挙動は、設計時の予測と異なる場合がある。

山留め掘削工事に対する現場計測⁹⁸⁾は、こういった地盤特有の不確実性に対処する方法として、軟弱地盤上の盛土工事や NATM によるトンネル工事とともに広く適用されている。特に、山留め掘削工事では、大深度化、大規模化、軟弱地盤での工事、都市部での近接工事など厳しい条件での施工が多くなっているため、計測管理の需要がますます増加している。

また、この現場計測も現状の安全管理にとどまらず、事前把握が困難な設計パラメータを施工途中に推定し、事後設計を繰り返すことによって、最終工程までの安全性などを評価する情報化施工⁹⁹⁾を実施する場合もでてきている。

逆解析は、このような現場計測データから不確定な物性値などのパラメータを推定するための解析手法として利用される。山留め掘削問題への逆解析の適用は、ここ15年程度である。1970年後半から1980代前半は逆解析手法¹⁰⁰⁾そのものの研究や適用性に関する研究が中心であり、多くは情報化施工^{101)~106)}への適用およびシステム化に向けての試みである。1980年代の後半になると、その事例研究などに一般的な解析手法として広く利用されるようになり、徐々に実用段階に入ってきたことがうかがわれる。しかしながら、実際の問題への適用に当たっては、計測項目・位置、計測値や逆解析結果の信頼性、計算時間などいくつかの課題がある。最近では、巢元ら¹⁰⁷⁾が現場での利用を目的として逆定式化法を用いた山留め逆解析手法を提案し、計算時

間の短縮と解の安定した収束を実現している。また、満尾ら¹⁰⁸⁾は解の収束性を改善するために、多峰性関数問題や離散的最適化問題の解法である GA (遺伝的アルゴリズム) を適用した山留め逆解析手法を提案している。

以上より、山留め情報化施工を設計・施工法として発展させるためには、以下のよう
な問題点を解決する必要がある。

- ① 情報化施工は設計・施工上のリスク回避の手段として有効であることは既に述べたが、どのような不確実性からくるリスクの回避に対して有効であるかを明確にする必要がある。
- ② 計測データに基づく逆解析は情報化施工の核心部であり、さまざまな研究が行なわれているが、実務における適用は少なく、その結果のフィードバックの方法も明確にされていない。
- ③ 情報化施工における予測結果は事前設計よりも現実に近い値を示すが、それでもなおリスクを有しており、その評価が行われていない。
- ④ 情報化施工を実施した際、たとえ計測費用を使用しても非観測施工より有利となる客観的根拠が明確でない。

本論文は、上記の問題点の解決を目的とした研究である。

1.4 本研究の構成と概要

本論文は、「山留め掘削工事における合理的設計・施工法に関する研究」と題して、第1章から第7章より構成される。第2章以降の概要は以下の通りである。

第2章では、山留め掘削工事の設計・施工における不確実性についてまとめる。施工開始前の設計段階では種々の不確実性が存在し、施工段階に大きく影響を与える。また、施工段階においても多くの不確実性が存在し、工事全体の安全性や経済性の面で不合理な状態を生む結果となる。ここでは先ず設計・施工段階における不確実性を分類・整理する。次にこの不確実性に対処するための方法をまとめ、情報化施工の位置付けを示す。最後に情報化施工における予測の役割を示す。

第3章では、拡張カルマンフィルタによる山留め設計パラメータの逆解析手法の開発を行う。逆解析は、施工中の計測データから設計パラメータを推定するものである。実測データを用いた有効主働側圧と地盤反力係数の同時推定は非常に困難であるが、Rankine-Resal 式により求められる有効主働側圧を擬似的な観測量として用いることで解の収束性の改善を行なう。

ここでは、制御理論である拡張カルマンフィルタを用いた山留め逆解析手法についてまとめ、次に擬似観測量を与える場合の定式化について述べる。最後に、山留め掘削工事に適用しその有効性を示す。

第4章では、第3章で提案した山留め逆解析手法の適用事例を示す。逆解析を実務において利用する目的は、現場での計測結果を山留め架構の設計・施工に反映させること、つまり情報化施工に利用することである。通常的设计では、不確実性のある地盤定数を確定量として与えるため、設計値と実際の山留め挙動は異なることがある。4.2 節では、大阪地盤における 10 現場の山留め掘削工事の計測データを用いて山留め逆解析を実施し、弾塑性法に対する入力値である山留め壁作用側圧と地盤反力係数の見直しを行なう。4.3 節では事後設計のパラメータの評価へ利用した事例を紹介する。この事例は、情報化施工をリアルタイムに実施し、切ばり解体時の合理化を行ったものである。

第5章では、山留め計測データに基づく予測解析の信頼性と設計変更のリスク評価について示す。情報化施工は計測データに基づく予測解析結果に基づいて合理性の評価を行うが、観測誤差とモデル化誤差による解析結果のばらつきをどのように判断するかが重要な問題となる。本研究では、実際の計測データを用い、観測誤差とモデル

化誤差の2つの面から予測解析の信頼性を評価する。さらに、評価した予測値の分布から実際に行った設計変更がどの程度のリスクを持っていたかを明らかにする。

第6章では、情報化施工の有効性について述べる。一般に情報化施工は、当初の不確かさを減少させ、施工を「安全」に行うことを第1の目的として実施されることが多い。一方、施工中の計測データから得られる逆解析・予測解析結果を積極的に利用すれば、工事を合理的に進めることができ、信頼性設計の観点からもその有効性が認められるところである。ここでは、非観測施工と情報化施工の期待総費用を比較し、情報化施工システム導入の意義を評価する。

第7章では、本研究の結論をまとめ、得られた結果および知見を総括的に述べている。

参考文献（第1章）

- 1) 日本建設業団体連合会：新たな総合建設業の確立を目指して -日建連ビジョン-, 1996.
- 2) Terzaghi, K. and Peck, R.B. : Soil Mechanics in Engineering Practice, John Willey & Sons, 1948.
- 3) 柴田 徹・岩崎好規：現場計測工法・序説, 土質工学会関西支部現場計測工法シンポジウム論文集, pp. 5-12, 1981.
- 4) 川崎製鉄：川崎製鉄25年史.
- 5) 山肩邦男・八尾真太郎：掘削にともなう鋼管矢板壁の土圧変動, 土と基礎, Vol. 30, No. 20, pp. 29-38, 1965.
- 6) 日本道路公団：日本道路公団高速道路試験所報告, 名神高速道路編, Vol. 30, No. 20, 1965.
- 7) 肱黒和彦・富永真生・長野昌雄・新村和規：掘削に伴う鋼管矢板井筒基礎支保工の情報化施工について, 土と基礎, Vol. 19, No. 3, pp. 3-12, 1971.
- 8) 松尾 稔・川村國夫：盛土の情報化施工とその評価に関する研究, 土木学会論文報告集, No. 241, pp. 81-91, 1975.
- 9) Matsuo, M. and Asaoka, A. : Dynamic design philosophy of soils based on the Bayesian reliability prediction, *Soils and Foundations*, Vol. 18, No.4, pp. 1-11, 1978.
- 10) 黒田勝彦：情報化施工の意義と価値, カラム, No. 113, pp. 27-31, 1989.
- 11) 柴田 徹：建設技術者のための現場計測工法, 日刊工業新聞, 1979.
- 12) 藤田昌一・諸橋伍一・高野 孝・佐々木豊・木村 保・福若雅一：情報化システムによる軟弱地盤の大規模掘削工事, 第26回土質工学シンポジウム論文集, pp. 39-46, 1981.
- 13) 矢萩秀一・辻 雅行・斎藤光勇：地下鉄駅開削工事における情報化施工による工程の短縮, 第7回トンネル工学研究発表会, 1977.
- 14) 松尾 稔・黒田勝彦・浅岡 顕：情報の価値と利用法, 施工技術, Vol. 9, No. 12, pp. 95-101, 1976.
- 15) Yeh, W.W-G. : Review of parameter identification procedures in groundwater hydrology inverse problem, *Water Resources Research*, Vol. 22, No. 2, pp. 95-108, 1986.
- 16) 村上 章：農業土木技術者のための最新土質工学（その4）－逆解析－, 農業土木学会誌, Vol. 57, No. 10, pp. 127-132, 1989.
- 17) Kavanagh, K.T. & Clough, R.W. : Finite element application in the

- characterization of elastic solids, *International Journal for Solids Structures*, Vol. 7, pp. 11-23, 1971.
- 18) Kavanagh, K.T. : Experiment versus analysis : computational techniques for the description of static material response, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 5, pp. 503-515, 1973.
 - 19) Gioda, G. and Jurina, L. : Numerical identification of soil-structure interaction pressures, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 5, pp. 33-56, 1981.
 - 20) Maier, G. and Gioda, G. : Optimization methods for parametric. Identification of geotechnical system, J.B.Martins(ed.), *Numerical Methods in Geomechanics*, pp. 273-304, 1982.
 - 21) 桜井春輔・武内邦文 : トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法, 土木学会論文集, No. 337, pp. 137-145, 1983.
 - 22) Sakurai, S. and Takeuchi, K. : Back analysis of measured displacements of tunnels, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 16, pp. 173-180, 1983.
 - 23) 桜井春輔・清水則一・壺内達也 : 地下空洞における計測変位の境界要素法による三次元逆解析法, 土木学会論文集, No. 382, pp. 55-61, 1987.
 - 24) 久武勝保・伊藤富雄・大田哲也 : トンネル問題における三次元逆解析法, 第 16 回岩盤力学に関するシンポジウム, pp. 185-189, 1984.
 - 25) 久武勝保 : トンネルにおける三次元逆解析法の開発, 土木学会論文集, 第 327, pp. 259-265, 1986.
 - 26) 桜井春輔・進土正人 : マイクロコンピュータによる地下空洞掘削時の安定性の評価, 土木学会論文集, No. 358, pp. 37-46, 1985.
 - 27) Sakurai, S. and Shinji, M. : A monitoring system for the excavation of underground openings based on microcomputers, *Proceeding of the ISRM Symposium on Design and Performance of Underground Excavations*, Cambridge, U.K., pp. 471-476, 1984.
 - 28) 桜井春輔・清水則一・松室圭介 : 計測変位に基づく地下空洞周辺地山に発生する塑性領域の推定法, 土木学会論文集, No. 394, pp. 89-96, 1988.
 - 29) Sakurai, S., Shimizu, N. and Matsumuro, K. : Evaluation of plastic zone around underground openings by means of displacement measurements, *Proceeding of the 5th International Conference on Numerical Methods for Geomechanics*, Nagoya, pp. 111-118, 1985.
 - 30) 桜井春輔・谷河正也 : 岩盤の不連続面の影響を考慮した大規模地下空洞の変異計測結果の逆解析, 土木学会論文集, No. 403, pp. 75-84, 1989.
 - 31) 桜井春輔・岸本修治・藤田修一・末廣匡基 : 斜面掘削工事における情報化施工管理について, 第 23 回岩盤力学に関するシンポジウム, pp. 207-211, 1991.
 - 32) 山口 孝 : 線形弾性地盤における初期応力の同定, 第 18 回岩盤力学に関するシンポジウム, pp. 1-4, 1986.
 - 33) Fletcher, R. and Reeves, C.M. : Function minimization by conjugate gradient, *Computer Journal*, Vol. 7, pp. 149-154, 1965.
 - 34) Nelder, J.A. and Mead, R. : A simplex method for function minimization, *Computer Journal*, Vol. 7, pp. 308-313, 1965.
 - 35) Iding, R.H., Pister, K.S. and Taylor, R.L. : Identification of nonlinear elastic solids by a finite element method, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol.4, pp. 471-476, 1974.
 - 36) Gioda, G. and Maier, G. : Direct search solution of an inverse problem in elastoplasticity - identification of cohesion, friction angle of IN SITU by pressure tunnel tests, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 15, pp. 1823-1843, 1980.
 - 37) Cividini, A., Jurina, L. and Gioda, G. : Some aspects of characterization problem in geomechanics, *International Journal for Rock Mechanics Mining Sciences and Geomechanics*, Abstract, Vol. 18, pp. 487-503, 1981.
 - 38) 荒井克彦・片瀬貴文 : トンネル内空変位計測に基づく地盤変形・強度定数の推定, 土質工学会論文報告集, Vol. 24, No. 2, pp. 171-179, 1984.
 - 39) 荒井克彦・片瀬貴文・谷本親伯 : トンネル工事における情報化施工の適用, 土木学会論文集, Vol. 24, No. 4, pp. 211-217, 1984.
 - 40) Hisatake, M. and Itoh, T. : Back analysis for tunnels by optimization method, *Proceeding of fifth International Conference for Numerical Methods in Geomechanics*, Nagoya, Vol. 2, pp. 1301-1307, 1985.
 - 41) 久武勝保・須藤敦史・宮里 一 : トンネル A 計測結果を用いた地山初期応力の推定, 第 21 回岩盤力学に関するシンポジウム, pp. 71-75, 1989.
 - 42) 久武勝保・須藤敦史・村上敏夫 : トンネル A 計測結果を用いた地山初期応力推定法とその適用, 第 22 回岩盤力学に関するシンポジウム, pp. 401-405, 1990.
 - 43) Arai, K. Ohta, H. and Yasui, T. : Simple optimization techniques for evaluating deformation moduli from field observation, *Soils and Foundations*, Vol. 23, No. 1, pp. 107-113, 1983.
 - 44) Arai, K. Ohta, H. and Kojima, K. : Estimation of soil parameters based on monitored movement of subsoil under consolidation, *Soils and Foundations*, Vol. 24, No. 4, pp. 95-108, 1984.

- 45) Arai, K. Ohta, H. and Kojima, K. : Estimation of nonlinear constitutive parameters on monitored movement of subsoil under consolidation, *Soils and Foundations*, Vol. 27, No. 1, pp. 35-49, 1987.
- 46) 小嶋啓介・足立紀尚・荒井克彦・澤田健吉・森野克也 : Cam-clay モデルを用いた地盤物性定数の逆解析, 第 25 回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 1195-1198, 1990.
- 47) Shoji, M., Ohta, H., Matsumoto, T. and Morikawa, S. : Safety control of embankment foundation based on elastic-plastic back analysis, *Soils and Foundations*, Vol. 29, No. 2, pp. 112-126, 1989.
- 48) Iizuka, A. and Ohta, H. : A determination procedure of input parameters in elastoviscoplastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol.27, No. 3, pp. 71-87, 1987.
- 49) 村上 章・長谷川高士 : 逆解析結果による盛土基礎の安全管理, 土木学会論文集, No. 424, pp.235-242, 1990.
- 50) 大上俊之・楠英人・三井康司・草間孝 : 直交異方性弾性体に対する同定問題の境界要素法, 境界要素法論文集, Vol. 5, pp. 107-112, 1988.
- 51) 大西有三・東出明宏 : 不均質岩盤の弾性定数と幾何学適特性の同定に関する基礎的検討, 土木学会論文集, No. 358, pp. 93-101, 1985.
- 52) Gens, A., Ledesma, A. and Alonso, E.E. : Maximum likelihood parameter and variance estimation in geotechnical back analysis, Proceeding of fifth International Conference for Applications of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering, Edmonton, pp. 613-621, 1987.
- 53) Cancelli, A. and Cividine, A. : An embankment on soft clays with sand drains - numerical characterization of the parameters from in-situ measurements - , Proceeding of International Conference for Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, pp. 637-643, 1984.
- 54) 赤井浩一・田村 武 : 弾塑性構成方程式による多次元圧密の数値解析, 土木学会論文報告集, No. 388, pp. 227-235, 1987.
- 55) 荒井克彦・太田秀樹・宮田幹夫 : 逆解析における確率論的手法と直接法の比較, 第 34 回土質工学シンポジウム発表論文集, pp. 129-136, 1989.
- 56) 村上 章・長谷川高士 : Kalman フィルタ有限要素法による逆解析と観測点配置, 土木学会論文集, No. 388, pp. 227-235, 1987.
- 57) 鈴木 誠・石井 清 : 拡張カルマンフィルターによる土質定数の空間分布推定, 土木学会論文集, No. 406, pp. 71-78, 1989.
- 58) 齊藤悦郎・古賀重利・鎌田正孝 : 拡張カルマンフィルター支援による山留め工事計測管理手法, No. 391, pp. 115-124, 1988.
- 59) 門田俊一・齊藤悦郎・和久昭正・後藤哲雄 : 繰返し拡張カルマンフィルターによる異方性岩盤物性の同定と地下空洞計測管理への適用, 土木学会論文集, No. 406, pp. 107-116, 1989.
- 60) 星谷 勝・齊藤悦郎 : 拡張カルマン・フィルターを用いた同定問題の各種振動系への応用, 土木学会論文集, No. 339, pp. 59-67, 1983.
- 61) M.Hoshiya, M. and Saito, E. : Structural identification by Extended Kalman Filter, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 110, No. 12, pp.1757-1770, 1984.
- 62) 須藤敦史・星谷 勝 : 拡張カルマンフィルタの基本的考察と EK-WLI 法の提案, 土木学会論文集, No. 437, pp. 203-211, 1991.
- 63) 須藤敦史・星谷 勝 : EK-WLI 法と有限要素法を用いた逆解析, 土木学会論文集, No. 446, pp. 177-185, 1992.
- 64) 村瀬治比古・小川修平・桑原孝雄 : 拡張カルマンフィルタおよび代用電荷法を用いた逆解析, 境界要素法論文集, Vol. 5, pp. 115-124, 1988.
- 65) 宇谷明秀・登坂宣好 : 拡張カルマンフィルター境界要素法による弾性体の物性値同定解析, 境界要素法論文集, Vol. 8, pp. 23-28, 1991.
- 66) Jackson, D. and Matsu'ura, M. : A Bayesian Approach to nonlinear inversion, *Journal of Geophysical Research*, Vol. 90, No. 131, pp. 581-591, 1985.
- 67) Cividini, A., Maier, G. and Nappi, A. : Parameter estimation of a static geotechnical model using a Bayes' approach, *International Journal for Rock Mechanics Mining Sciences and Geomechanics*, Abstract, Vol. 20, No. 5, pp. 215-226, 1983.
- 68) Honjo, Y., Wen-Tsung, L. and Sakajo, S. : Application of Akaike information criterion statistics to geotechnical inverse analysis - The Extended Bayesian Method -, *Structural Safety*, Vol. 14, pp. 5-29, 1994.
- 69) Honjo, Y., Limahadi, B. and Wen-Tsung, L : Prediction of single pile settlement based on inverse analysis, *Soils and Foundations*, Vol. 33, No. 2, pp. 126-144, 1993.
- 70) 塩見 弘 : 信頼性工学入門, 丸善, 1970.
- 71) Freudenthal, A.M. : The safety of structure, *proceeding of ASCE*, Vol. 71, pp. 1157-1191, 1945.
- 72) Freudenthal, A.M. : Safety and the probability of structural failure, *Proceeding of ASCE*, Vol. 80, pp. 1-46, 1954.
- 73) Lumb, P. : The variability of natural soils, *Canadian Geotechnical Journal*,

- Vol. 3, No. 2, pp. 74-97, 1966.
- 74) Wu, T.H. and Kraft, L.M. : The probability of foundation safety, *Proceeding of ASCE*, No. 5, 1967.
- 75) Meyerhof, G.G. : Safety factors in soil mechanics, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 7, No. 4, pp. 1-7, 1970.
- 76) 松尾 稔・黒田勝彦 : 盛土建設のための土質調査と盛土の安定性に関する研究, 土木学会論文報告集, No. 196, pp. 75-86, 1971.
- 77) 松尾 稔・黒田勝彦 : 盛土の破壊確率を考慮した土質調査の規模決定法について, 土木学会論文報告集, No. 198, pp. 69-81, 1971.
- 78) Matsuo, M. and Kuroda, K. : Probabilistic approach to design of embankments, *Soils and Foundations*, Vol.14, No. 2, pp. 1-16, 1974.
- 79) Matsuo, M. and Asaoka, A. : Probability models of undrained strength of marine clay layer, *Soils and Foundations*, Vol. 17, No. 3, pp. 53-68, 1977.
- 80) 堀内孝秀・川村國夫 : 信頼性設計のための土質の統計的性質, 土と基礎, Vol. 25, No. 11, pp. 11-18, 1977.
- 81) Cornell, C.A. : First-order uncertainty analysis of soils deformation and stability, *Proceeding of the first International Conference on Applications of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering*, Hong Kong, pp. 130-144, 1971.
- 82) 松尾 稔・浅岡 顕 : 沈下予測に関する統計的考察, 土木学会論文報告集, No.225, pp. 63-74, 1974.
- 83) Matsuo, M. and Kuroda, K. : Economical evaluation of embankment design, *Soils and Foundations*, Vol.15, No. 2, pp. 31-46, 1975.
- 84) Wu, T.H., Thayer, W.B. and Lin, S.S. : Stability of embankment on clay, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 101, No. GT9, pp. 913-932, 1975.
- 85) 松尾 稔・浅岡 顕 : 多段載荷による盛土の最適設計に関する研究, 土木学会論文報告集, No. 240, pp. 35-49, 1975.
- 86) 松尾 稔・上野 誠 : 斜面崩壊防止のための信頼性設計に関する研究, 土木学会論文報告集, No.276, pp. 77-87, 1978.
- 87) 松尾 稔・上野 誠 : 破壊確率を用いた自然斜面の崩壊予知に関する研究, 土木学会論文報告集, No.281, pp. 65-74, 1979.
- 88) Schulze, E. : Slope stability and the bearing capacity of shallow foundations on slope, *Proceeding of the third International Conference on Applications of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering*, Sydney, pp. 130-144, 1979.
- 89) Matsuo, M and Suzuki, H. : Use of charts for reliability-based design of embankments on saturated clay layer, *Soils and Foundations*, Vol. 23, No. 3, pp. 13-26, 1983.
- 90) Asaoka, A. and Matsuo, M. : A simplified procedure for probability-based ϕ $u=0$ stability analysis, *Soils and Foundations*, Vol. 23, No. 1, pp. 8-18, 1983.
- 91) Burgess, T.M., Webster, R. and McBratney, A.B. : Optimal interpolation and isarithmic mapping of soil properties, 4, Sampling strategy, *Journal of Soil Science*, Vol. 31, pp. 643-659, 1980.
- 92) Alonso, E.E. : Risk analysis of slopes and its application to slopes in Canadian sensitive clays, *Geotechnique*, Vol. 26, No. 3, pp. 453-472, 1976.
- 93) Wu, T.H. : Uncertainty, safety and decision in soil engineering, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 100, No. GT3, pp. 329-348, 1974.
- 94) Halder, A. : Statistical and probabilistic methods in geomechanics, *Proceeding of the fourth Numerical Methods in Geomechanics*, pp. 473-504, 1983.
- 95) 例えば, トンネル標準示方書[開削工法編]・同解説, 土木学会, 1996.
- 96) 野尻明美 : 掘削工事における山留め架構の構造計算-山留め計算新法の提案-, 第7回土質工学研究発表会, pp. 635-638, 1972.
- 97) 中村兵次・中沢 章 : 掘削工事における山留め壁応力解析, 土質工学会論文報告集, Vol. 12, No. 4, pp. 95-103, 1972.
- 98) 幾田悠康 : 講座 土を測る-現場計測と施工管理- 3. 現場計測による施工管理の実施例, 土と基礎, Vol. 32, No. 4, pp. 79-87, 1984.
- 99) 土質工学における情報化施工研究報告書, 土木学会, 1988.
- 100) 星谷 勝・斉藤悦郎 : 建設技術者のためのデータ解析と応用 カルマンフィルタを中心として, 鹿島出版会, 1991.
- 101) 富永真生・越後勇吉ほか : RCC システムの開発について (第2報) , 第12回土質工学研究発表会, pp. 1121-1124, 1977.
- 102) 内山英夫・越後勇吉・小関楯志 : 深い掘削工事における現場計測とそのシステム化, 土と基礎, 30-7 (294) , pp. 25-30, 1982.
- 103) 井畔端人・中沢亨ほか : 最適化手法 (山登り法) を用いた 3 因子実験プログラム, 第9回電算機利用に関するシンポジウム講演概要集, pp. 89-92, 1984.
- 104) 丸岡正夫・青木雅路ほか : 山留め観測施工法に関する研究 (その1, その2) , 第19回土質工学研究発表会, pp. 1097-1104, 1984.
- 105) 斉藤悦郎・古賀重利 : EK-WGI 法による山留め壁の作用外力の同定, 土木学会論

文集, No.380, pp. 459-465, 1984.

106) 齊藤悦郎・古賀重利・鎌田正孝：拡張カルマンフィルタ支援による山留め工事の計測管理手法, 土木学会論文集, No. 391, pp. 115-124, 1988.

107) 巢元利博・森 嘉仁・中尾安行：逆定式化による土留め逆解析法, 土木学会論文集, No. 469, pp. 35-44, 1993.

108) 満尾 淳・渋沢重彦・酒井邦登・杉本博之・森 一功：GAを用いた弾塑性土留逆解析手法の提案, 第3回システム最適化に関するシンポジウム講演論文集, pp. 111-116, 1993.

第2章 山留め掘削工事の設計・施工における不確実性

2.1 概説

地盤工学の対象は構造工学とは違い、ありのままの「自然」を相手にしなければならない。地盤は場所ごとに、あるいは時間とともに変化し、全く同じ対象のものは存在しない。したがって、地盤に関する構造物をつくる場合、工場生産のような製造条件が確保されることはなく、各工事で製造条件が変わる単品生産となる。また、規則性や類似性を見つけ出すことが難しく、理論の構築およびその適用が困難となるため、構造物をつくるにあたっての不確実性が多く含まれることになる。これは、設計・施工を行なう上で大きなリスクとなり、合理性を欠く原因となる。

近年の設計・施工技術は著しい発展を遂げ、さまざまな不確実性からくるリスクに対応している。しかしながら、未経験の大規模な工事や近接構造物を伴う厳しい施工環境の工事が増大しており、従来にもまして不確実性が増えている。

不確実性からくるリスクを抑えることは、安全性や経済性の上で非常に重要なことであり、さまざまなリスク対応の方法がとられる。信頼性設計や情報化施工はそういった不確実性に対応する手法である。信頼性設計は構造物や地盤の挙動の予測に含まれる不確実性をリスクとして捉え、許容できるリスクレベル以下に抑えるための設計として考えられたものである。一方、本論文で扱う情報化施工は、設計を絶対とせず、施工中の構造物や地盤の挙動の観測に基づいて将来の挙動を予測し直し、事前設計の予測に対する不確実性に対応する方法である。

本章では、2.2節で設計・施工に含まれる各種の不確実性を整理し、2.3節でその不確実性の対応策をまとめ、情報化施工の位置づけを行なう。また、2.4節では、信頼性設計および情報化施工における予測の役割を明確にする。

2.2 設計・施工段階における不確実性

構造物をつくるためには、多くの作業手順を経なければならないが、それぞれの作業の中にはさまざまな不確実性が存在する。ここでは、設計・施工段階に存在する不確実性を整理する。地盤に関する設計・施工の不確実性は、大別して次の3種類に分類できる。

(a) 強度に関する不確実性

・強度の位置的変動

地盤は場所によってその形成過程が異なり、土の諸性質が不規則に変動している。その変動の様子は、サンプリングや試験の過程において経済的・技術的制約の

ために完全に把握することはできない。

・強度の時間的変動

地盤の性質は地下水の変動や圧密などにより時間的に変動しているが、正確にその変動を推定することは極めて困難である。

・強度試験の誤差

強度は使用する試料の状態、試験機の差、試験を行う人の熟練度等によりばらつきがみられる。

(b)荷重に関する不確実性

・土圧

土の自重は土質や含水比などによって異なり、地層構成や地下水の変動に大きく影響される。また、水平方向の荷重は評価が難しい。

・外力の不規則変動

地震荷重のような活荷重は、不規則に変動する性質をもち、設計の段階でこのような不規則荷重を予測することは極めて困難である。

(c)設計計算に関する不確実性

・設計外力の理想化・単純化による誤差

地盤に作用する荷重は、設計に際して理想化・単純化され、現実との隔たりが生じる。

・地盤構成の理想化・単純化による誤差

現実の地盤はその形成過程を反映した複雑な様相をしているが、設計では計算の単純化のためにこれを理想化・単純化しており、現実との隔たりが生じる。

・解析モデルの誤差

解析モデルには実際の計算を可能にするための各種の仮定、仮説が導入され、理想化、単純化しており、現実との隔たりが生じる。

構造系に関する設計・施工の不確実性も地盤と同様であるが、強度に関する不確実性は次のようなものである。

(d)強度に関する不確実性

・材料強度のばらつき

同一規格の材料であってもその製造法の違い、製造過程における管理の差異等によって発現される強度にばらつきがある。また、コンクリートのように現場またはプラントで製造される材料はセメント、骨材、水などの微妙な配合のな差によって強度が相当ばらつく。

・部材および構造強度のばらつき

同一の材料であっても、部材として製作加工するときの寸法誤差、溶接強度の

差、現場で組み立て誤差、気象・海象・地象の変動による影響等によって構造体としての強度がばらつく。

以上の不確実性の要因をその性質によって分類すると、次のようになる²⁾。

- ① 本来的な不確実性 (probabilistic uncertainty)
- ② サンプル数の質的・量的不足による統計的不確実性(statistical uncertainty)
- ③ 解析のモデル化に伴う不確実性(model uncertainty)
- ④ ヒューマンエラーによる不確実性(human error uncertainty)

工学の分野では、こういった不確実性に対処するための様々な方法があげられる。次節では、この方法を整理する。

2.3 不確実性への対応

2.2 節に示した不確実性に対して黒田³⁾は表-2.1のような方法を示している。不確実性への対応戦略として、回避、除去、軽減の3つの方法を挙げ、建設工事における具体例をあてはめている。回避戦略は、リスクの原因となる不確実性を回避し、リスクを被らないようにする戦略である。除去戦略は、積極的に不確実性を除去しようとするもので、情報の収集や対策の準備などが手段となる。また、軽減戦略は、不確実性の存在は不可避であり、ある程度のリスクを覚悟して対応する戦略である。

信頼性設計は、表-6.1 不確実性軽減型の待機・冗長戦術であり、事前に収集した情報がどの程度の不確実性を含んでいるかを確率統計的に分析して、その不確実量に応じて余裕のある設計をする方法である。一方、情報化施工は、不確実性回避型の事後予防戦術であり、「相手の出方を見ながらリスクを探り、こちらの対策を考える」、つまり設計時の不確実性を施工中の観測によって回避するという方法になる。

表-6.1 不確実性への対応戦略（黒田より）

戦略名	戦術名	具体例
回避戦略 aversion	トレース戦術	同一計画，同一構造，同一工法
	逃避戦術	移転，迂回，工法変更，計画変更
	待機戦術	不動待機
除去戦略 elimination	スパイ戦術	全数調査，実物（模型）実験，アンケート調査
	事前予防戦術	防災施設，増発，各種規制，動的計画
	事後予防戦術	情報化施工，試験工事，臨時便，追いかけ投資，避難，移転
軽減戦略 reduction	待機・冗長戦術	信頼性設計，広域水管理，Fool-proof，Fail-proof
	分散戦術	集中の規制，遊水池，リスクバランス，建設保険
	保全・修復戦術	保全（保守，管理），修理，更新

いずれにしても、さまざまなリスク対応策の一部であり、全てのリスクがこのような方法で防げるわけではない。したがって、対象とする建設工事にどのような不確実性が存在し、それが原因となるリスクに最も適切な対応策をとることが重要となる。

2.4 不確実性と予測

ここでは、信頼性設計と情報化施工における「予測」の役割を考える。

地盤挙動の予測は、設計および施工法を決定する上で最も重要な作業であり、建設工事の成否は予測の精度に大きく依存する。しかし、この予測精度は、予測する段階での不確実性の量に大きく影響されるため、地盤挙動の予測を困難なものにしている。Lambe⁴⁾はこのような予測を表-6.2のように分類している。

表-6.2 予測の分類 (Lambe より)

予測タイプ	予測の段階	観測の可能性
A	設計	—
B	施工	×
B1		○
C	保守	×
C1		○

タイプAの予測は、施工前の設計段階で入手可能なデータに基づいて予測するものである。タイプBの予測は、施工中に行なわれ、予測結果の観測が不可能なものをタイプB、可能なものをタイプB1としている。また、タイプCは、施工後の検査として行われ、これも結果の観測が可能なものをタイプC、不可能なものをC1とおいている。

タイプAの予測が簡単で精度良く実施できれば、設計に対するリスクを考える必要はないが、予測結果には多くの不確実性が含まれている。信頼性設計は、このタイプA予測の不確実性をリスクとして捉え、適切なレベルの設計を行なうものである。

一方、情報化施工は、タイプA予測の不確実性をタイプB1予測によって補い、再度タイプA予測を行なって事後設計を行なうものである。ここでのタイプB1予測は、逆解析と呼ばれるものである。

参考文献 (第2章)

- 1) 富永眞生他：現場計測計画の立て方—現場技術者のための土と基礎シリーズ，土質工学会，1990.
- 2) 星谷 勝・石井 清：構造物の信頼性設計法，鹿島出版会，1986.
- 3) 黒田勝彦：情報化施工の意義と価値，カラム，No. 113, pp. 27-31, 1989.
- 4) Lambe, T. W. : Predictions in soil engineering, *Geotechnique*, Vol. 23, No. 2, pp. 149-202, 1973.

第3章 拡張カルマンフィルタによる設計パラメータの推定

3.1 概説

山留めの解析モデルに弾塑性法を用いた逆解析手法は、設計値との比較が容易であることから多くの研究がなされ、さまざまな現場の情報化施工に適用されている。また、この場合の推定パラメータは、土に関する設計パラメータである背面側側圧と掘削側の地盤反力係数となることが多い。しかしながら、実測値を用いた場合には、①山留め壁の変形とモーメントを同時にフィッティングできない、②水平方向地盤反力係数と背面側側圧を同時に推定する場合には発散するなど解の収束が悪い、といったいくつかの問題点がある。

本章では、水平方向地盤反力係数と背面側側圧を同時に推定した場合の不安定性、すなわち壁体変位、モーメントおよび切梁軸力といった観測量へのフィッティングおよび解の収束性の改善を目的として、山留め壁の傾斜角を微分して得られるモーメントと Rankine-Resal 式に代表されるような理論側圧を擬似的な観測データとして採り入れた逆解析手法を提案し、その適用性を検討した。さらに、山留め壁傾斜角と切梁軸力のみを簡便な計測データから推定した地盤反力係数を用いて、地盤の塑性域および改良体の健全度を診断する方法を提案した。本章の構成は、以下のようである。すなわち、3.2 節において、パラメータ推定に用いた拡張カルマンフィルタのアルゴリズムを示し、3.3 節で山留め逆解析のための定式化を行なう。そして、3.4 節では水平地盤反力係数と背面側側圧の同時推定のための山留め逆解析手法を提案する。3.5 節ではシミュレーションデータを用いて提案手法の妥当性を検証する。次に、3.6 節において、逆解析により得られたパラメータを用いて地盤の挙動を評価する方法を提案する。さらに、3.7 節において、軟弱地盤における大規模山留め掘削工事の実測データを用いて逆解析手法の適用性を示す。

3.2 拡張カルマンフィルタのアルゴリズム^{1)~4)}

3.2.1 カルマンフィルタ

カルマンフィルタは、①信号を生成するシステムの動特性、②雑音の統計的性質、③初期値に関する先験情報、および時々刻々与えられる観測データを用いて、システムの状態の最小 2 乗推定値を逐次的に与えるオンラインデータ処理アルゴリズムである。

離散表示されたカルマンフィルタは、次に示す観測方程式とシステム状態方程式に

より構成される。添字 t は時間あるいは繰返しステップ数を示す。

$$y_t = H_t x_t + v_t \quad (3.1)$$

$$x_{t+1} = F_t x_t + w_t \quad (3.2)$$

ここで、 x_t : 状態ベクトル($n \times 1$)、 y_t : 観測ベクトル($p \times 1$)、 H_t : 観測マトリクス($p \times n$)、 v_t : 観測ノイズベクトル($p \times 1$)、 F_t : 状態遷移マトリクス($n \times n$)、 w_t : システムノイズベクトル(m)。

また、ノイズベクトルはガウス性のホワイトノイズとして、以下の性質を有すると仮定する。

$$E(v_t) = E(w_t) = 0 \quad (3.3)$$

$$E\left\{\begin{pmatrix} w_t \\ v_t \end{pmatrix} \begin{pmatrix} w_s^T & v_s^T \end{pmatrix}\right\} = \begin{pmatrix} Q_t & 0 \\ 0 & R_t \end{pmatrix} \delta_{ts}, \quad R_t > 0 \quad (3.4)$$

(1) 観測による情報

時刻 1, 2, ..., t における観測量を y_1, y_2, \dots, y_t とすると、時間ステップ($t+1$)における真の状態量の最適推定値は回帰関係式

$$\hat{x}_{t+1/t} = a_{1,t} y_1 + a_{2,t} y_2 + \dots + a_{t,t} y_t \quad (3.5)$$

により求められる。ステップ t までの情報より予想される次のステップ($t+1$)の観測量 y の推定値 $\hat{y}_{t+1/t}$ は、式(3.1)より以下ようになる。

$$\hat{y}_{t+1/t} = H \hat{x}_{t+1/t} \quad (3.6)$$

ここで、次の時間ステップ($t+1$)において、観測値 y_{t+1} が得られたとする。確率変数 y_i を ($L \rightarrow \infty$) 次元空間のベクトルを考えると、 y_1, y_2, \dots, y_t は ($L \rightarrow \infty$) 次元空間に t 次元の平面を張っており、新たに確率変数 y_{k+1} が加わると、これらの張る次元は ($t+1$) となる。そのため、新しく得られた情報 y_{t+1} はそれ以前までの観測量 y_i ($i=1, 2, \dots, t$) と従属な成分 $\hat{y}_{t+1/t}$ と、それらと独立な成分 $\tilde{y}_{t+1/t}$ とに分けられる。

$$y_{t+1} = \hat{y}_{t+1/t} + \tilde{y}_{t+1} = H \hat{x}_{t+1/t} + \tilde{y}_{t+1} \quad (3.7)$$

($t+1$)ステップにおいて新しい観測情報が得られた場合の x の最適推定値 $\hat{x}_{t+1/t+1}$ は、 t ステップまでの情報からの x の推定値 $\hat{x}_{t+1/t}$ に、今までの情報と独立な成分 $\tilde{y}_{t+1/t}$ に重み付けて加えられられる。

$$\hat{x}_{t+1/t+1} = \hat{x}_{t+1/t} + K \tilde{y}_{t+1} \quad (3.8)$$

この荷重係数 K をカルマンゲインと呼ぶ。

(2) カルマンゲイン

t ステップまでの情報により $(t+1)$ ステップでの状態量 x_{t+1} を推定するときの誤差を $\tilde{x}_{t+1/t}$ とする.

$$x_{t+1} = \hat{x}_{t+1/t} + \tilde{x}_{t+1/t} \quad (3.9)$$

また, (3.1)式より

$$y_{t+1} = Hx_{t+1} + v_{t+1} \quad (3.10)$$

となり, 式(3.9)を代入すると以下ようになる.

$$y_{t+1} = H\hat{x}_{t+1/t} + H\tilde{x}_{t+1/t} + v_{t+1} \quad (3.11)$$

さらに, 式(3.7)に代入すると

$$\tilde{y}_{t+1} = H\tilde{x}_{t+1/t} + v_{t+1} \quad (3.12)$$

となる. これは, t ステップまでのデータで予測しきれなかった $(t+1)$ ステップでの予測誤差は, $(t+1)$ ステップでの観測量の中に情報として含まれていることを示す.

次に $(t+1)$ ステップまでの情報を得たときの推定誤差は式(3.8)より,

$$\begin{aligned} \tilde{x}_{t+1/t+1} &= x_{t+1} - \hat{x}_{t+1/t+1} \\ &= x_{t+1} - [\hat{x}_{t+1/t} + K\tilde{y}_{t+1}] \\ &= \tilde{x}_{t+1/t} - K\tilde{y}_{t+1} \end{aligned} \quad (3.13)$$

これより, $\tilde{x}_{t+1/t+1}$ はこれまでの観測情報では推定できない成分であり, $(t+1)$ ステップでの新しい情報成分にも独立である (図 3-1 参照).

$$(\tilde{x}_{t+1/t} - K\tilde{y}_{t+1}) \perp \tilde{y}_{t+1} \quad (3.14)$$

これより, 確率変数の直交の条件から

$$\begin{aligned} &E[(\tilde{x}_{t+1/t} - K\tilde{y}_{t+1}) \cdot \tilde{y}_{t+1}] \\ &= E[\tilde{x}_{t+1/t} \cdot \tilde{y}_{t+1} - KE[\tilde{y}_{t+1} \cdot \tilde{y}_{t+1}]] \\ &= E[\tilde{x}_{t+1/t} \cdot (H\tilde{x}_{t+1/t} + v_{t+1})] \\ &\quad - KE[(H\tilde{x}_{t+1/t} + v_{t+1})(H\tilde{x}_{t+1/t} + v_{t+1})] \\ &= E[\tilde{x}_{t+1/t} \cdot H\tilde{x}_{t+1/t}] - KE[(H\tilde{x}_{t+1/t} \cdot H\tilde{x}_{t+1/t}) + (v_{t+1} \cdot v_{t+1})] \\ &= 0 \end{aligned} \quad (3.15)$$

となり, ベクトル表示すると式(3.16)となる.

$$E[\tilde{x}_{t+1/t} \tilde{x}_{t+1/t}^T H^T] = KE[H\tilde{x}_{t+1/t} \tilde{x}_{t+1/t}^T H^T + v_{t+1} v_{t+1}^T] \quad (3.16)$$

ここで, x の推定誤差共分散行列 $E[\tilde{x}_{t+1/t} \tilde{x}_{t+1/t}^T]$ を P , 観測誤差共分散行列.

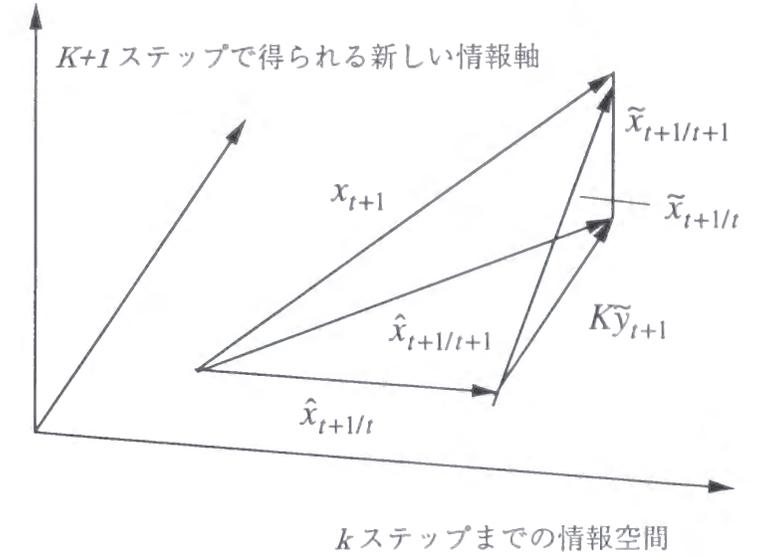


図-3.1 カルマンフィルタ理論の視覚的説明 (日野⁵⁾による)

$E[v_{t+1} v_{t+1}^T]$ を R とすれば, カルマンゲインは以下ようになる.

$$K_{t+1} = [P_{t+1/t} H^T] [H P_{t+1/t} H^T + R_{t+1}]^{-1} \quad (3.17)$$

(3) 推定誤差共分散

図 3-1 および式(3.14)を参照すると, $(t+1)$ ステップでの推定誤差 $\tilde{x}_{t+1/t+1}$ と $(t+1)$ ステップでの補正量 $K\tilde{y}_{t+1}$ とは独立である.

$$E[(\tilde{x}_{t+1/t} - K\tilde{y}_{t+1})(K\tilde{y}_{t+1})^T] = 0 \quad (3.18)$$

したがって, $(t+1)$ ステップでの最適推定誤差共分散行列 $P_{t+1/t+1}$ は,

$$\begin{aligned} P_{t+1/t+1} &= E[\tilde{x}_{t+1/t+1} \tilde{x}_{t+1/t+1}^T] \\ &= E[(\tilde{x}_{t+1/t} - K\tilde{y}_{t+1})(\tilde{x}_{t+1/t} - K\tilde{y}_{t+1})^T] \\ &= E[(\tilde{x}_{t+1/t} - K\tilde{y}_{t+1}) \tilde{x}_{t+1/t}^T] \\ &\quad - E[(\tilde{x}_{t+1/t} - K\tilde{y}_{t+1})(K\tilde{y}_{t+1})^T] \\ &= E[\tilde{x}_{t+1/t} \tilde{x}_{t+1/t}^T] - E[K\tilde{y}_{t+1} \tilde{x}_{t+1/t}^T] \\ &= E[\tilde{x}_{t+1/t} \tilde{x}_{t+1/t}^T] - KHE[\tilde{x}_{t+1/t} \tilde{x}_{t+1/t}^T] \\ &= P_{t+1/t} - KHP_{t+1/t} \\ &= [I - KH]P_{t+1/t} \end{aligned} \quad (3.19)$$

一方, 式(3.2)より次式が成立し,

$$\hat{x}_{t+1/t} = F_t \hat{x}_{t/t} \quad (3.20)$$

推定誤差は式(3.2), (3.9), (3.20)より次式となる.

$$\tilde{\mathbf{x}}_{t+1/t} = \mathbf{F}_t \tilde{\mathbf{x}}_{t/t} + \mathbf{w}_{t+1} \quad (3.21)$$

これより, 推定誤差共分散誤差 $\mathbf{P}_{t+1/t}$ は,

$$\begin{aligned} \mathbf{P}_{t+1/t} &= E[\tilde{\mathbf{x}}_{t+1/t} \tilde{\mathbf{x}}_{t+1/t}^T] \\ &= \mathbf{F}_t E[\tilde{\mathbf{x}}_{t/t} \tilde{\mathbf{x}}_{t/t}^T] \mathbf{F}_t^T + E[\mathbf{w}_{t+1} \mathbf{w}_{t+1}^T] \\ &= \mathbf{F}_t \mathbf{P}_{t/t} \mathbf{F}_t^T + \mathbf{Q} \end{aligned} \quad (3.22)$$

ここに, $\mathbf{Q} = E[\mathbf{w}_{t+1} \mathbf{w}_{t+1}^T]$: システムノイズの共分散行列.

(4) カルマンフィルタアルゴリズム

以上の結果からカルマンフィルタのアルゴリズムが次のように与えられる.

・フィルタ方程式

$$\hat{\mathbf{x}}_{t+1/t} = \mathbf{F}_t \hat{\mathbf{x}}_{t/t} \quad (3.23)$$

$$\hat{\mathbf{x}}_{t+1/t+1} = \hat{\mathbf{x}}_{t+1/t} + \mathbf{K}_{t+1} [\mathbf{y}_{t+1} - \mathbf{H}_{t+1} \hat{\mathbf{x}}_{t+1/t}] \quad (3.24)$$

・カルマンゲイン

$$\mathbf{K}_{t+1} = [\mathbf{P}_{t+1/t} \mathbf{H}_{t+1}^T] [\mathbf{H}_{t+1} \mathbf{P}_{t+1/t} \mathbf{H}_{t+1}^T + \mathbf{R}_{t+1}]^{-1} \quad (3.25)$$

・推定誤差共分散行列

$$\mathbf{P}_{t+1/t} = \mathbf{F}_t \mathbf{P}_{t/t} \mathbf{F}_t^T + \mathbf{Q} \quad (3.26)$$

$$\mathbf{P}_{t+1/t+1} = [\mathbf{I} - \mathbf{K} \mathbf{H}] \mathbf{P}_{t+1/t} \quad (3.27)$$

・初期条件

$$\hat{\mathbf{x}}_{0/-1} = \hat{\mathbf{x}}_0 \quad \mathbf{P}_{0/-1} = \Sigma_0 \quad (3.28)$$

3.2.2 拡張カルマンフィルタ

線形離散時間確率システムに対しては, カルマンフィルタアルゴリズムを用いることにより, 漸化的に最小分散推定値が求められる. これに対して, 拡張カルマンフィルタは, 式(3.29), (3.30)に示す非線形観測方程式と非線形システム状態方程式を基本としたものである.

$$\mathbf{y}_t = \mathbf{h}_t(\mathbf{x}_t) + \mathbf{v}_t \quad (3.29)$$

$$\mathbf{x}_{t+1} = \mathbf{f}_t(\mathbf{x}_t) + \mathbf{w}_t \quad (3.30)$$

ここで, $\mathbf{h}_t, \mathbf{f}_t$: 状態量 \mathbf{x}_t に対する非線形関数.

式(3.29), (3.30)を線形化するために, $\mathbf{h}_t, \mathbf{f}_t$ をそれぞれ $\hat{\mathbf{x}}_{t/t-1}$ と $\hat{\mathbf{x}}_{t/t}$ のまわりでテ

ーラー展開すると次のようになる.

$$\mathbf{h}_t(\mathbf{x}_t) \cong \mathbf{h}_t(\tilde{\mathbf{x}}_{t-1/t}) + \mathbf{H}_t(\mathbf{x}_t - \hat{\mathbf{x}}_{t/t-1}) + \dots \quad (3.31)$$

$$\mathbf{f}_t(\mathbf{x}_t) \cong \mathbf{f}_t(\tilde{\mathbf{x}}_{t/t}) + \mathbf{F}_t(\mathbf{x}_t - \hat{\mathbf{x}}_{t/t}) + \dots \quad (3.32)$$

上式における $\mathbf{H}_t, \mathbf{F}_t$ は次式で定義されるマトリクスである.

$$\mathbf{H}_t = \left(\frac{\partial \mathbf{h}_t}{\partial \mathbf{x}_t} \right)_{\mathbf{x}_t = \hat{\mathbf{x}}_{t/t-1}} \quad (p \times n) \quad (3.33)$$

$$\mathbf{F}_t = \left(\frac{\partial \mathbf{f}_t}{\partial \mathbf{x}_t} \right)_{\mathbf{x}_t = \hat{\mathbf{x}}_{t/t}} \quad (n \times n) \quad (3.34)$$

式(3.33), (3.34)を用いると, 式(3.29), (3.30)は, 2次以降の項を無視して

$$\mathbf{y}_t = \mathbf{H}_t \mathbf{x}_t + \mathbf{v}_t + \mathbf{h}_t(\hat{\mathbf{x}}_{t/t-1}) - \mathbf{H}_t(\hat{\mathbf{x}}_{t/t-1}) \quad (3.35)$$

$$\mathbf{x}_{t+1} = \mathbf{F}_t \mathbf{x}_t + \mathbf{w}_t + \mathbf{f}_t(\hat{\mathbf{x}}_{t/t}) - \mathbf{F}_t(\hat{\mathbf{x}}_{t/t}) \quad (3.36)$$

となる. また,

$$\boldsymbol{\eta}_t = \mathbf{y}_t - \mathbf{h}_t(\hat{\mathbf{x}}_{t/t-1}) + \mathbf{H}_t \hat{\mathbf{x}}_{t/t-1} \quad (3.37)$$

とおくと, 式(3.35)は

$$\boldsymbol{\eta}_t = \mathbf{H}_t \mathbf{x}_t + \mathbf{v}_t \quad (3.38)$$

となる. 拡張カルマンフィルタは式(3.36), (3.38)を基礎式としてアルゴリズムを構成する.

次に拡張カルマンフィルタのアルゴリズムを示す.

・フィルタ方程式

$$\hat{\mathbf{x}}_{t+1/t} = \mathbf{f}_t(\hat{\mathbf{x}}_{t/t}) \quad (3.39)$$

$$\hat{\mathbf{x}}_{t+1/t+1} = \hat{\mathbf{x}}_{t+1/t} + \mathbf{K}_{t+1} [\mathbf{y}_{t+1} - \mathbf{h}_{t+1}(\hat{\mathbf{x}}_{t+1/t})] \quad (3.40)$$

・カルマンゲイン

$$\mathbf{K}_{t+1} = [\mathbf{P}_{t+1/t} \mathbf{H}_{t+1}^T] [\mathbf{H}_{t+1} \mathbf{P}_{t+1/t} \mathbf{H}_{t+1}^T + \mathbf{R}_{t+1}]^{-1} \quad (3.41)$$

・推定誤差共分散行列

$$\mathbf{P}_{t+1/t} = \mathbf{F}_t \mathbf{P}_{t/t} \mathbf{F}_t^T + \mathbf{Q} \quad (3.42)$$

$$\mathbf{P}_{t+1/t+1} = [\mathbf{I} - \mathbf{K} \mathbf{H}] \mathbf{P}_{t+1/t} \quad (3.43)$$

・初期条件

$$\hat{\mathbf{x}}_{0/-1} = \hat{\mathbf{x}}_0 \quad \mathbf{P}_{0/-1} = \Sigma_0 \quad (3.44)$$

3.3 山留め逆解析への適用

3.3.1 山留め架構の構造モデル

本解析の計算モデルは、詳細な山留め設計計算法として一般的に用いられる弾塑性法⁶⁾とした。図-3.2に弾塑性法の概念図を示す。弾塑性法は山留め壁を連続ばり、切ばりを弾性支承、掘削面以深の地盤を弾塑性バネとし、外力を主働側圧から掘削側の静止側圧を差し引いた有効主働側圧でモデル化する。図-3.2は*k*次掘削の山留め架構モデルを示したものである。はりモデルの山留め壁を節点により、要素分割したとき、その節点間の微分方程式は、

地表面～掘削面間に対して

$$E_{k,i}I_{k,i}(d^4y_k/dx^4) - (p_{k,i} + q_{k,i}x) = 0 \quad (3.45)$$

ここで、 $E_{k,i}$ ：*k*次掘削、*i*要素の山留め壁のヤング係数、 $I_{k,i}$ ：*k*次掘削、*i*要素の山留め壁の断面2次モーメント、 x ：要素端から着眼点までの距離、 y_k ：*k*次掘削の変位、 $p_{k,i}$ ：*k*次掘削、*i*要素の $x=0.0$ における背面側側圧の大きさ、 $q_{k,i}$ ：*k*次掘削、*i*要素の $x=0.0$ における背面側側圧の大きさ。

掘削面以深では、

$$E_{k,i}I_{k,i}(d^4y_k/dx^4) + K_{k,j}y_k = p_{k,i} + q_{k,i}x \quad (3.46)$$

ここで、 $K_{k,j}$ ：*k*次掘削、*j*要素の水平方向地盤反力係数、 $p_{k,i} + q_{k,i}x$ ：背面側側圧から掘削側の静止側圧を差し引いた有効主働側圧。

として示される。また、切ばり位置の節点においては切ばりばね($H_{k,1}, \dots, H_{k,k-1}$)および前掘削時の影響として、*k*-1次掘削の先行変位($y_{k-1,k}, \dots, y_{k-1,k-1}$)、先行荷重($P_{k-1,1}, \dots, P_{k-1,k-2}$)が作用するものとする。以上のモデルに対して、背面側側圧、水平方向地盤反力係数、切ばりばね、先行変位、先行荷重、山留め壁の剛性および境界条件を与えることにより、*k*次掘削の切ばり反力、山留め壁の変位、回転角、曲げモーメントおよびせん断力を求めることができる。

ここで用いる先行変位・先行荷重は掘削過程を考慮するために、前掘削時(*t*-1)の変位・荷重を壁体の初期不整・初期荷重として与えるものである。

通常の弾塑性法では、水平方向地盤反力係数と計算変位を掛け合わせて求めた掘削側の側圧が、受働抵抗を越えた部分を塑性領域とし、その塑性領域が安定するまで繰返し計算を行う。この逆解析モデルでは、図-3.3に示したように等価の水平方向地盤反力係数⁷⁾として推定する。

3.3.2 弾塑性法に基づいた逆解析

静的問題における離散型の外力～変位関係は次式で与えられる

$$\mathbf{P} = \mathbf{K}\mathbf{u} \quad (3.47)$$

ここで、 \mathbf{P} ：外力ベクトル、 \mathbf{K} ：剛性マトリクス、 \mathbf{u} ：変位ベクトル。

次に計測データとして、例えば、任意位置の変位 u_i 、および任意位置の切ばり軸力 P_i が得られるものとするとし、観測ベクトル \mathbf{y} を次式とする。

$$\mathbf{y} = \begin{Bmatrix} u_i \\ P_i \end{Bmatrix} \quad (3.48)$$

また、未知パラメータとして、例えば、任意位置の側圧 Ep_m 、水平方向地盤反力係数 k_n を設定した場合、状態ベクトル \mathbf{x} は次のように表される。

$$\mathbf{x} = \begin{Bmatrix} Ep_m \\ k_n \end{Bmatrix} \quad (3.49)$$

そして、未知パラメータ \mathbf{x} を変数とし、式(3.47)を \mathbf{y} について展開した式を次式のように示すものとする。

$$\mathbf{y} = h(\mathbf{x}) \quad (3.50)$$

山留め逆解析に拡張カルマンフィルタを用いる場合には、状態方程式は、観測値が同時に収録され、状態量が時間によって変化しないので、状態遷移マトリクス \mathbf{F}_t を単位マトリクス \mathbf{I} として次のように表す。

$$\mathbf{x}_{t+1} = \mathbf{I}\mathbf{x}_t \quad (3.51)$$

一方、観測方程式は、計測データにノイズが含まれるものと仮定し、式(3.50)を用いて次のように表す。

$$\mathbf{y} = h(\mathbf{x}) + \mathbf{v}_t \quad (3.52)$$

式(3.51)、(3.52)は、拡張カルマンフィルタの基本式である式(3.29)、(3.30)と対応した式として示されることがわかる。すなわち、初期の状態ベクトル \mathbf{x}_0 、および初期の誤差の共分散行列 \mathbf{P}_0 の値を与え、観測データ \mathbf{y} を取り込むことにより、その観測データをもとにした未知パラメータ \mathbf{x} の最適推定量を求めることができる。

また、計算に必要な $h(\mathbf{x})$ は、推定された未知パラメータ \mathbf{x} に対して弾塑性法を用いて直接求め、また変換行列 \mathbf{H} は、影響係数法⁸⁾による感度解析により求めることとした。すなわち、

$$H_i = H[x_t] = \left[\frac{\partial h_i(x_t)}{\partial x_j} \right] \quad (3.53)$$

ここで、 $h_i(\mathbf{x}_t)$: $\mathbf{h}(\mathbf{x}_t)$ の i 番目の要素、 x_j : j 番目の要素。
 で式(3.53)の計算は次式により、未知パラメータを順次変化させ弾塑性法の繰返し計算により求められる。

$$\frac{\partial h_i(\mathbf{x}_t)}{\partial x_j} \approx \frac{h_i(x_j + \Delta x_j e_j) - h_i(x_j)}{\Delta x_j} \quad (3.54)$$

- ここで、 Δx_j : x_j の微小増分、 e_j : j 番目の単位行列。
- 具体的には以下の手順にしたがって、式(3.50)を求めることとなる 9)。
- ① 各繰返し計算時に推定される状態ベクトルの最適推定値を用いて計算を行い観測ベクトルに対応した $h_i(\mathbf{x}_t)$ を求める。
 - ② 状態ベクトルの最適推定値のまわりで微小量 Δx_j を設定する。
 - ③ 状態ベクトルの一番目の要素のみに対して微小量を加え、通常の弾塑性解析を行い、観測ベクトルに対応した計算値 $h_i(\mathbf{x}_t)$ を求める。
 - ④ 各要素に対して順次微小量を加え、弾塑性解析を行い、観測ベクトルに対応した計算値 $h_i(\mathbf{x}_t)$ を求める。

これより、1 つの変換行列を求めるためには、(状態量+1)回の弾塑性計算が必要になる。

また、逆解析で用いる先行変位・先行荷重は、

$$y_{k-1} = y_k - p_k / k_h \quad (3.55)$$

$$P_{k-1} = 0 \quad (3.56)$$

ただし、 y_{k-1} : 先行変位、 P_{k-1} : 先行荷重、 y_k : 計測時の変位、 P_k : 計測時の軸力。

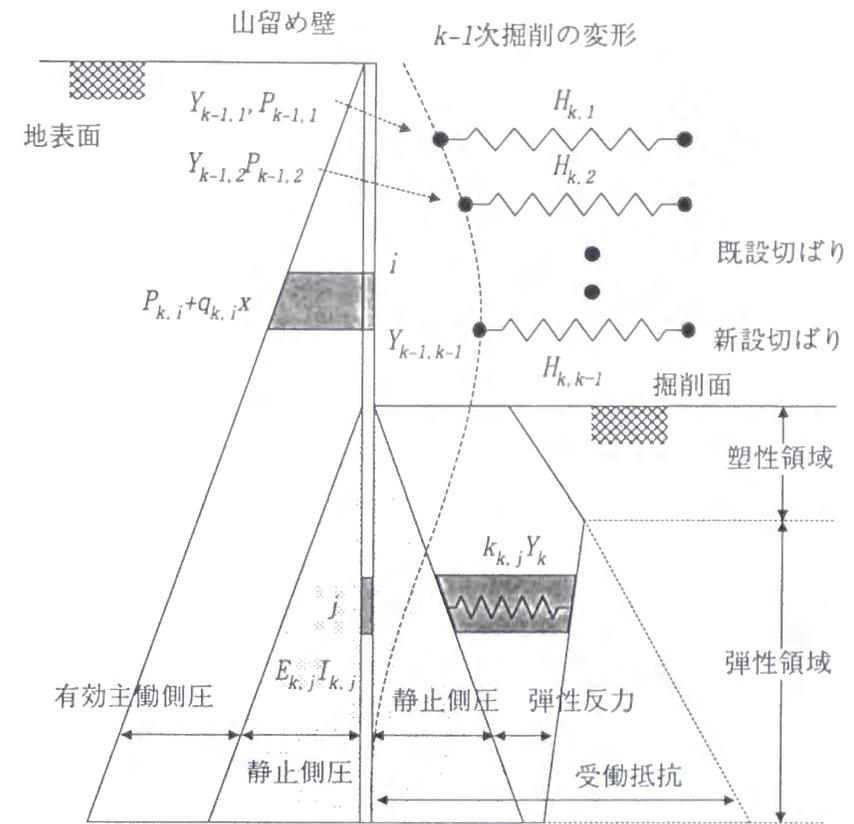


図-3.2 弾塑性法の概念図と山留め架構モデル

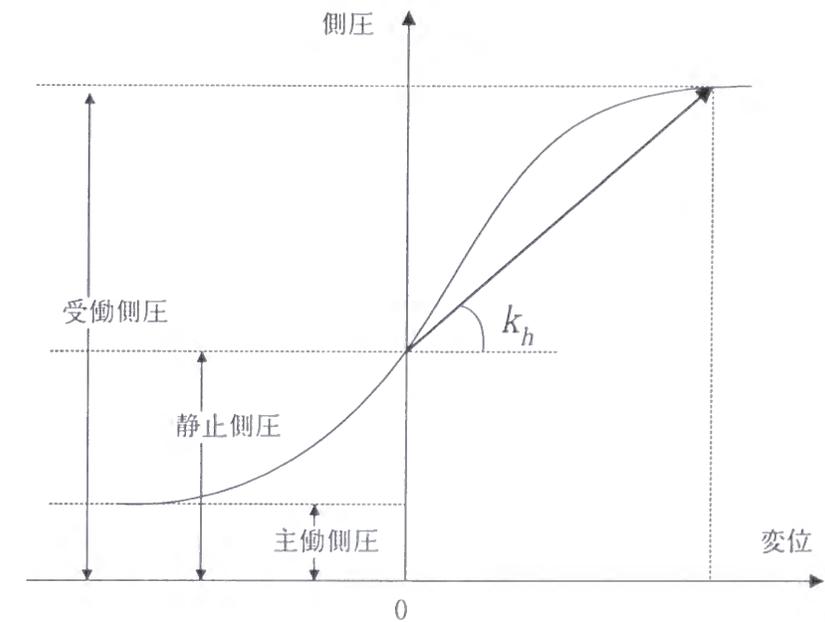


図-3.3 逆解析で推定する水平方向地盤反力係数

3.4 水平地盤反力係数と側圧の同時推定法¹⁰⁾

3.4.1 水平地盤反力係数と側圧の同時推定のための定式化

3.3 節で述べた山留め逆解析における未知パラメータは、掘削面以浅の主働側圧、掘削面以深では有効主働側圧と地盤反力係数が考えられる。しかしながら、実測値を用いた場合には、観測の誤差やモデル化の誤差のために、地盤反力係数と側圧を同時に推定すると不安定な解析結果になるという問題点がある。

3.4 節では観測方程式における観測ベクトルの項目を工夫することによって、水平方向地盤反力係数と背面側側圧の同時推定を試みた。

状態量は未知パラメータである地盤反力係数、背面側側圧（掘削面以浅は主働側圧、掘削面以深は有効主働側圧）をとった。通常、山留め逆解析の観測には、山留め壁の傾斜角を積分して得られる壁体変位と切ばり軸力が採用されることが多いが、地盤反力係数と背面側側圧の同時推定が可能となるように、山留め壁の傾斜角を微分して得られる壁体曲げモーメントと背面側側圧を擬似的な観測データとして加えた。したがって、観測方程式および状態方程式は、それぞれ式(3.57)、(3.58)で表される。

$$\mathbf{x}_{t+1} = \begin{Bmatrix} \mathbf{E}p_i \\ \mathbf{k}_{hj} \end{Bmatrix} = \mathbf{I}\mathbf{x}_t \quad (3.57)$$

$$\mathbf{y}_t = \begin{Bmatrix} \delta_i \\ \mathbf{P}_j \\ \mathbf{M}_l \\ \mathbf{E}p_m \end{Bmatrix} = \mathbf{h}(\mathbf{x}_t) + \mathbf{v}_t \quad (3.58)$$

ここで、 $\mathbf{E}p$ ：未知パラメータとなる背面側側圧($k \times 1$)、 \mathbf{k}_h ：未知パラメータとなる水平方向地盤反力係数($l \times 1$)、 \mathbf{I} ：単位行列、 δ ：山留め壁変位($m \times 1$)、 \mathbf{P} ：切ばり軸力($n \times 1$)、 \mathbf{M} ：山留め壁モーメント($o \times 1$)、 $\mathbf{E}p$ ：背面側側圧($k \times 1$)。

ここで用いる山留め壁のモーメントは、山留め壁の傾斜角を3次のスプライン関数で近似し、関数微分により曲率 ϕ_x を求めて、曲げ剛性をかけ合わせたものである。壁体曲げ剛性は、鋼矢板の場合には、カタログ値に対してその継ぎ手効率を考慮した値を用いることとし、RC連続壁の場合には $M-\phi_x$ 曲線を介して剛性低下を考慮したものである。また、背面側側圧は、設計に用いられる Rankine-Resal 式に代表されるような理論側圧とした。推定する地盤反力係数や背面側側圧の値は山留め壁の変形に依存し、特にその変曲点のフィッティング状況は推定精度に大きく影響する。したがって、変形の2階微分となる山留め壁モーメントを観測量とすることによって推定精度が向上することになる。また、地盤反力係数と背面側側圧の2つを未知パラメータ

とすると不安定な推定結果となることが多い。ベイズ推定は先験情報を導入し、解の唯一性や安定性などに対処できる。そこで理論側圧を観測量とし、山留め壁に作用する側圧が理論側圧の誤差範囲にあると考え、拘束条件を増やすことによって解の収束性を改善し、解の唯一性に対する効果を図った。

また非線型システムにおける状態推定問題の最適解を求めるためには、観測方程式の非線型関数 $\mathbf{h}(\mathbf{x}_t)$ を推定値 $\hat{\mathbf{x}}_{t|t-1}$ まわりで線型化し、システムを変換する必要がある。したがって、変換行列 \mathbf{H} は以下のようなになる。

$$\mathbf{H} = \left(\frac{\partial \mathbf{h}_t}{\partial \mathbf{x}_t} \right)_{\mathbf{x}_t = \hat{\mathbf{x}}_{t|t-1}} = \begin{bmatrix} \frac{\partial \delta}{\partial \mathbf{E}p} & \frac{\partial \mathbf{P}}{\partial \mathbf{E}p} & \frac{\partial \mathbf{M}}{\partial \mathbf{E}p} & \frac{\partial \mathbf{E}p}{\partial \mathbf{E}p} \\ \frac{\partial \delta}{\partial \mathbf{k}_h} & \frac{\partial \mathbf{P}}{\partial \mathbf{k}_h} & \frac{\partial \mathbf{M}}{\partial \mathbf{k}_h} & \frac{\partial \mathbf{E}p}{\partial \mathbf{k}_h} \end{bmatrix}^T \quad (m+n+o+k) \times (k+l) \quad (3.59)$$

ただし、地盤反力係数 \mathbf{k}_h の変化によって背面側側圧 $\mathbf{E}p$ は影響を受けないので、変換行列の要素 $\partial \mathbf{E}p / \partial \mathbf{k}_h$ は式(3.60)のように計算される。

$$\frac{\partial \mathbf{E}p}{\partial \mathbf{k}_h} = \left(\frac{\partial \delta}{\partial \mathbf{E}p} \right)^{-1} \left(\frac{\partial \delta}{\partial \mathbf{k}_h} \right) \quad (k \times l) \quad (k \times m) \quad (m \times l) \quad (3.60)$$

さらに、 $\partial \delta / \partial \mathbf{E}p$ は $(m \times k)$ の非対称な行列となるため、Moore-Penrose の一般化逆行列¹¹⁾を求めることとなる。

また、式(3.59)の変換行列も3.2節で示した影響係数法により数値的に求める。

3.4.2 シミュレーションデータによる検証

(1) 解析法の比較¹²⁾

(a) 解析条件

シミュレーションデータを用いて逆解析を行い、提案手法(A手法)と観測値に山留め壁変位、切ばり軸力のみを用いる従来の逆解析法⁶⁾(B手法)との比較を行った。解析方法は以下の通りである。

- ① 山留め支保工構造寸法や土質定数など、弾塑性解析に用いるパラメータを仮定し、山留め架構の挙動を計算する。
- ② 計算結果の一部を模擬計測データとする。
- ③ 模擬計測データを用いて、背面側側圧および地盤反力係数を推定する。

図-3.4に解析モデルおよび模擬計測データを示した。解析モデルは、4次掘削完了

時を想定し、与えた背面側側圧と地盤反力係数を図中の実線で示す。また、切ばりバネ定数は、1~3段まで $1.0 \times 10^2 \text{tf/cm}$ ($9.8 \times 10^2 \text{kN}$) とし、切ばり位置の先行変位は、1段から順に -4.52×10^{-3} , 7.63×10^{-3} , $2.22 \times 10^{-2} \text{m}$ とする。以上の条件より解析した結果が図中の模擬計測データである。なお解析は掘削側の地盤を弾性体と仮定している。

逆解析に用いた模擬計測データは1mピッチの山留め壁変位と各段の切ばり軸力とし、A手法には1mピッチの山留め壁モーメントと図-3.4の破線で示した背面側側圧を加えた。推定パラメータは、背面側側圧の土層各層の上・下端の値と地盤反力係数の合計19個とする。また、図-3.4の破線は推定パラメータの初期仮定値である。

(b) 逆解析結果

図-3.5に山留め壁の変位・モーメント、切ばり軸力のフィッティング状況および推定結果を示した。また、観測量および推定量における誤差共分散の初期値を表-3.1にまとめた。A, Bどちらの手法においても、変位・モーメント・切ばり軸力は模擬計測データと一致し、掘削面以浅の側圧は正解値に収束した。一方、背面側側圧と地盤反力係数を同時に推定することになる掘削面以深は、手法により推定結果が大きく異なった。B手法の推定値は、正解値に近い値となる土層もあるが、概して大きな誤差を含んだものとなった。A手法の場合は、初期仮定値を観測値として扱うため推定値がその値から大きく離れることはなく、正解値に比べやや小さめの値をとるが、概ね良好な推定結果が得られた。また、推定結果の傾向を見ると、地盤反力係数が小さく推定された土層では背面側側圧も小さくなり、両方のバランスがとられているのがわかる。したがって、背面側側圧を観測量として考慮し拘束条件を増せば、正解値への収束性が向上することがわかる。

(2) 観測誤差による推定値への影響

(a) 解析条件

シミュレーションデータを用いて、計測データに含まれる観測ノイズが逆解析結果に対してどの程度の影響を及ぼすかを評価した。用いた計測データは、3.4.2(1), (a) ①で計算した山留め壁傾斜角に10%, 30%のノイズを付加し、3次のスプライン関数近似したものを微積分した壁体変位および壁体モーメントである。ノイズを付加した計測データは、平均値1.0, 標準偏差を0.1および0.3とした正規乱数を計測データ数だけ発生させ、3.4.2(1)の模擬計測データに掛け合わせたものである。また、乱数の初期値を変化させることによって、10%, 30%のそれぞれに対して5ケースの計測データを作成した。図-3.6にケース1における10%および30%ノイズを付加した計測データを示す。なお、切ばり軸力の計測データにはノイズを付加せず、壁体傾斜角のみの影響を検討した。

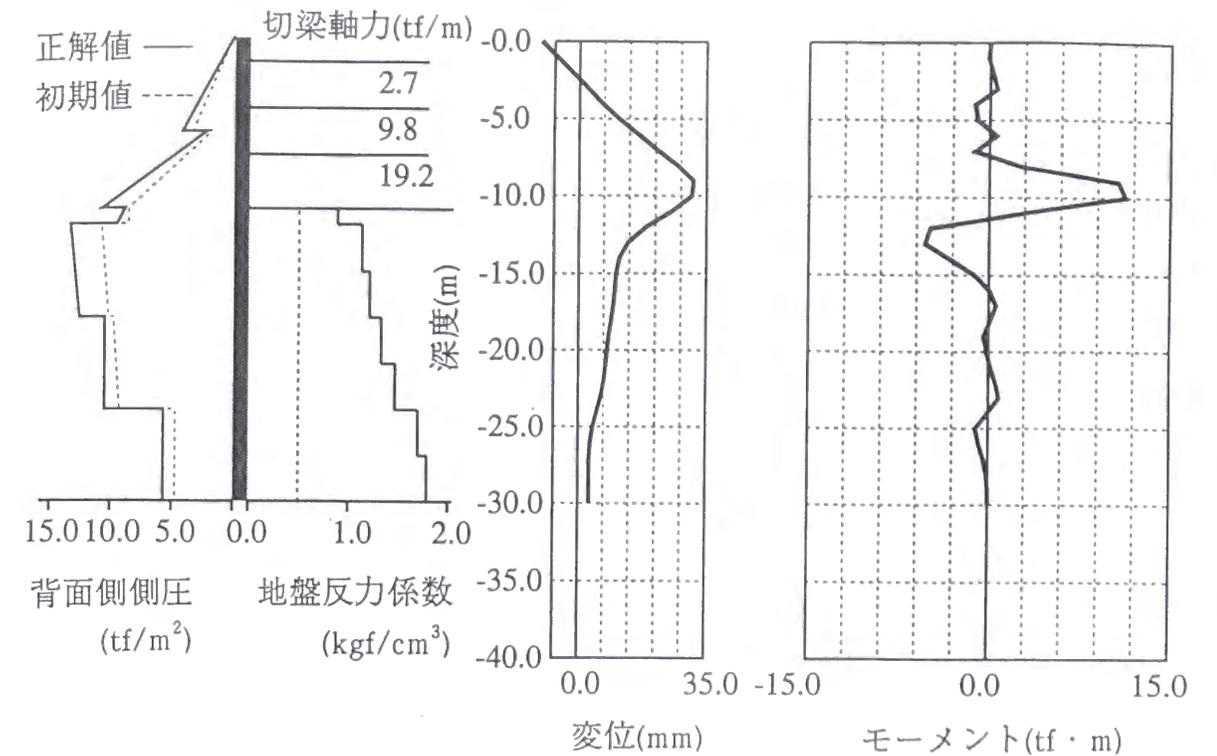


図-3.4 解析モデルおよび模擬計測データ

表-3.1 誤差共分散の初期値

項目	計測値の誤差	
	A手法	B手法
最大変位に対して	0.001	0.001
最大モーメントに対して	0.001	0.001
各切梁軸力に対して	0.001	0.001
側圧に対して	0.2	—

項目	初期仮定値に対する誤差(対角項)	
	A手法	B手法
側圧に対して	0.25	—
地盤反力係数に対して	0.7	0.7

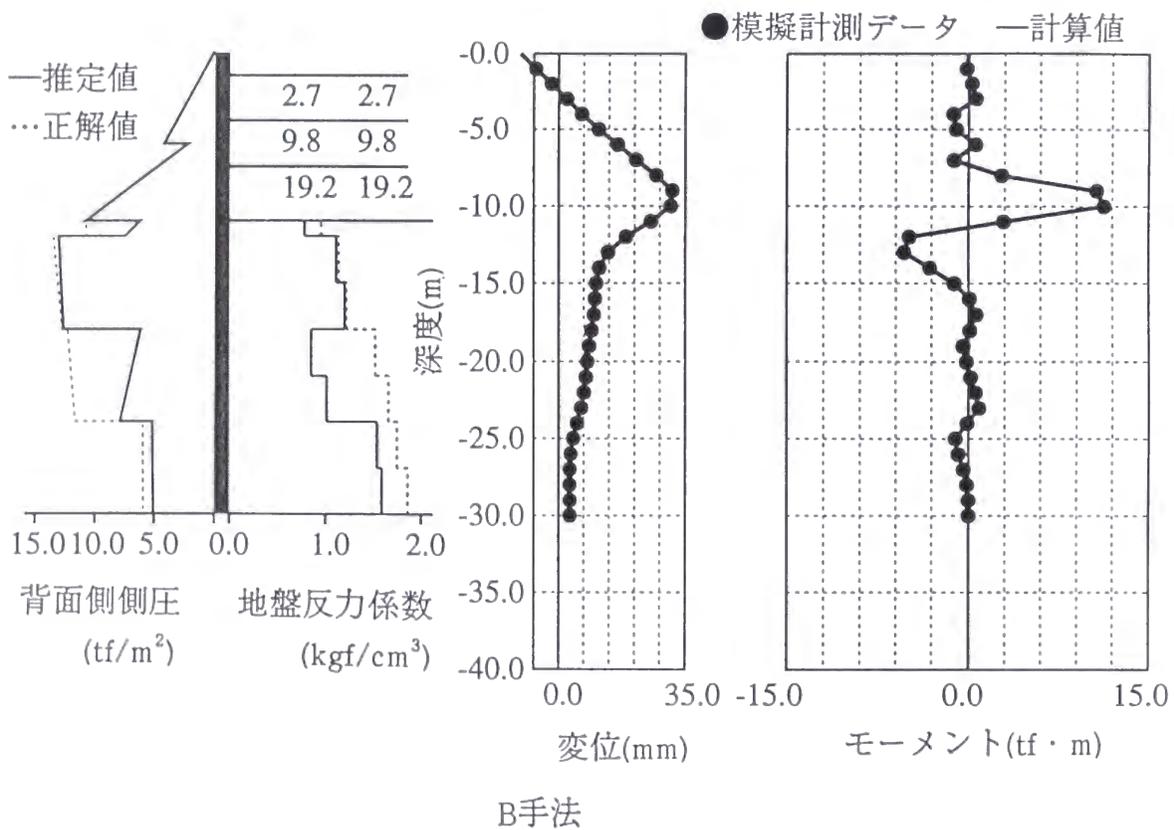
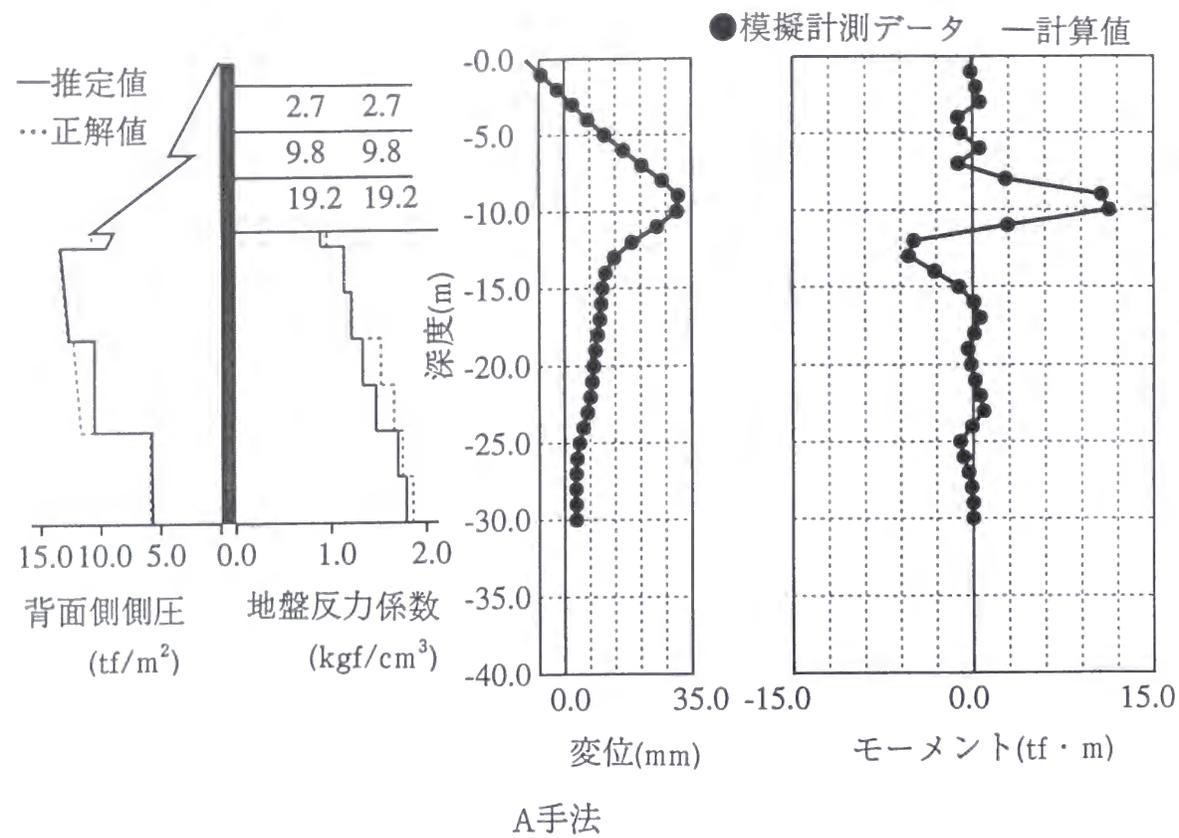


図-3.5 フィッティング状況および推定結果

(b) 解析結果

解析結果に対する推定誤差を次式で表す.

$$Err = \sum_{i=1}^N \frac{|x_{cal} - x^*|/x^*}{N} \quad (3.61)$$

ここで, x_{cal} : 背面側側圧または地盤反力係数の推定値, x^* : 背面側側圧または地盤反力係数の正解値, N : 推定パラメータの個数

表-3.2 に掘削以浅の背面側側圧, 表-3.3 に掘削以深の背面側側圧, 表-3.4 に地盤反力係数の推定誤差を示す. ノイズレベルが低いほど推定誤差が小さくなる傾向にある. 掘削以浅の背面側側圧は, 切ばり軸力と壁体変位とのバランスが推定精度に大きく影響するため, ノイズを付加したデータを用いた場合には, 安定した推定値が得られず, 観測ノイズ 10%, 30%のケースとも推定誤差が 20%程度となった. 掘削以深では背面側側圧と地盤反力係数のバランスがとられるため, 背面側側圧の推定誤差と地盤反力係数の推定誤差が同程度の値となっている. また, 掘削以深の推定値は, 切ばり軸力の影響は少なく, 壁体変位の観測誤差のみに影響されるため, 掘削以浅の推定値にくらべて精度が良くなっている. また, 掘削以深を見ると, ノイズを付加した A 手法の結果は, ノイズを付加しない B 手法の結果より精度良く推定できている.

3.4.3 推定パラメータによる地盤挙動の評価¹³⁾

弾塑性法で得られる設計上の重要な情報には, 切ばり軸力, 山留め壁の変位, 傾斜角, 曲げモーメント, せん断力のほか, 塑性域の判定がある.

一方, 逆解析で推定される地盤反力係数は, 図-3.7 に示すように地盤の変位に依存して変化する等価な地盤反力係数であり, 推定された地盤反力係数と計測変位を合わせて求められた地盤反力は, 有効受働側圧となる. したがって, この有効受働側圧に静止側圧を足し合わせた掘削側側圧と設計の段階で設定していた受働側圧を比較すれば, 簡便な塑性域の判定方法となる. また, 掘削面以深が改良されているような場合, 求められる地盤反力は, 設計強度と直接比較ができ, 改良体の健全度を診断することができる. ただし, 側圧を静止状態で計測することや「掘削中の静止側圧」という考え方から静止側圧を設定することは非常に困難である. ここでは設計の段階で設定した静止側圧を用いることとする. (図-3.8 参照)

以上の方法を用いれば, 掘削施工中に計測した山留め壁傾斜角および切ばり軸力のみから地盤挙動の評価が可能となる.

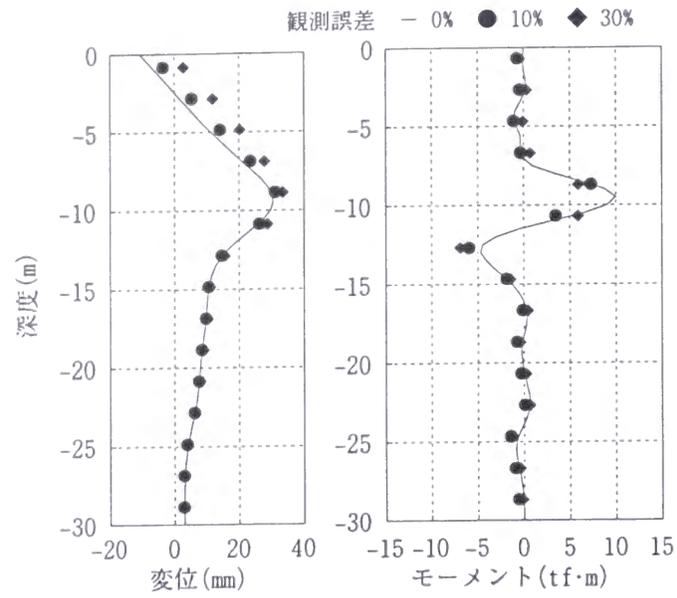


図-3.6 ノイズを付加した計測データ

表-3.2 推定誤差（掘削以浅の側圧）

手法	計測ノイズ	ケース					平均
		1	2	3	4	5	
A手法	0%	0.001	—	—	—	—	0.001
	10%	0.169	0.151	0.238	0.214	0.174	0.189
	30%	0.145	0.108	0.275	0.348	0.208	0.217
B手法	0%	0.001	—	—	—	—	0.001

表-3.3 推定誤差（掘削以深の側圧）

手法	計測ノイズ	ケース					平均
		1	2	3	4	5	
A手法	0%	0.077	—	—	—	—	0.077
	10%	0.122	0.136	0.118	0.145	0.172	0.139
	30%	0.166	0.189	0.270	0.115	0.298	0.208
B手法	0%	0.423	—	—	—	—	0.423

表-3.4 推定誤差（地盤反力係数）

手法	計測ノイズ	ケース					平均
		1	2	3	4	5	
A手法	0%	0.056	—	—	—	—	0.056
	10%	0.155	0.137	0.141	0.209	0.138	0.139
	30%	0.169	0.190	0.341	0.120	0.190	0.202
B手法	0%	0.487	—	—	—	—	0.487

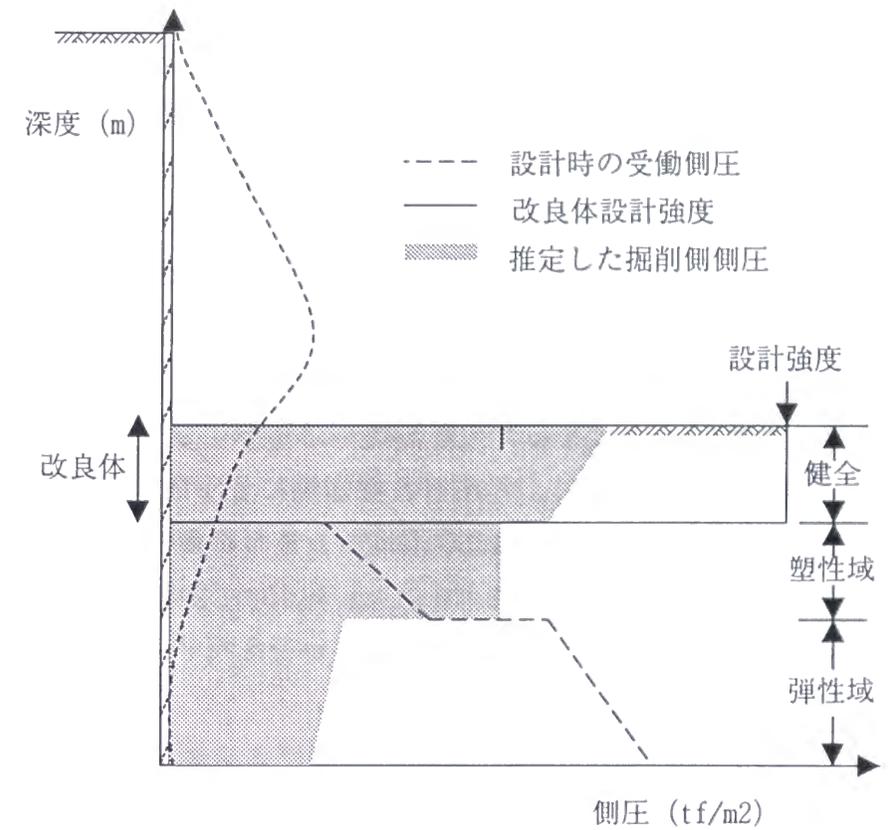


図-3.7 地盤挙動の評価方法

3.4.4 軟弱地盤における掘削工事での適用事例¹³⁾

軟弱地盤における大規模掘削工事の実測データを用い、提案した逆解析手法の適用性について示す。

(1) 工事概要

この工事は埋立地における掘削道路の建設である。地層構成は、GL-10m までが Bs1 層（建設残土）、GL-10m～GL-20m が Bs2 層（埋土層）、GL-20m～GL-43m までが Ac1 および As1 層（沖積層）であり、GL-43m 以深が洪積層である。掘削規模は図-3.9 のように幅約 65m、深さ 16m および延長 75m、また山留め壁は直径 1.1m、長さ 46m の鋼管矢板で、先行地中ばりとなる改良体は改良厚 5m である。当地区は埋立て直後であり、圧密進行中のヘドロ層の超軟弱地盤が存在すること、近接してサンドドレーン工事や埋立工事などが計画されていることから、情報化施工に基づいた施工管理支援を実施することになった。計測機器は壁体にひずみ計（3m ピッチ）および挿入式傾斜計（1m ピッチ）、背面側と掘削側に土圧計および間隙水圧計（4m ピッチ）、また切ばりにはひずみ計および温度計、さらに掘削側地盤に層別沈下計である。

(2) 逆解析結果

逆解析は、2次掘削終了時、3次掘削終了時および5次掘削終了時の3ケースで行った。逆解析に用いた計測項目は、Rankine-Resal 式で仮定した背面側側圧、計測傾斜角を3次のスプライン関数で近似し、関数微積分した壁体変位、壁体モーメントおよび切ばり軸力であり、推定するパラメータは背面側側圧と地盤反力係数とした。推定パラメータの個数は、2次で21（背面側側圧7×2、地盤反力係数7）、3次で25（背面側側圧8×2、地盤反力係数9）、5次で23（背面側側圧8×2、地盤反力係数7）である。また、表-3.5に推定値および推定誤差共分散の初期値を示す。

図-3.10の(a)、(b)、(c)に計測データとのフィッティング状況を示す。壁体変位、壁体モーメントの計算値と計測値とは全体的に良い対応を示している。一方、切ばり軸力に関しては、計測値との整合性があまり良くなかった。これは、温度や拘束条件さらに施工条件などの影響により、計測値の信頼性が十分でなく、壁体変位とのバランスが悪かったことによると考えられる。逆解析により求めた地盤反力係数を表-3.6に示す。各掘削回数での推定値は、粘性土で設計値の1～2倍、砂質土で2～3倍程度の大きなものとなった。また、2次掘削終了時と3次掘削終了時の推定地盤反力係数を比較すると1/2倍程度に劣化しており、掘削深さが小さいにもかかわらず非常に大きな壁体変位を引き起こす原因となっているのがわかる。一方、3次掘削終了時と5

次掘削終了時では推定地盤反力係数の値がほぼ同じで、極限（塑性状態）に達していることが予想される。また、改良体の地盤反力係数は、 0.5kgf/cm^3 ($4.9 \times 10^3\text{kN/m}^3$) で、設計値の 10.0kgf/cm^3 ($9.8 \times 10^4\text{kN/m}^3$) を大きく下回った。

(3) 山留め作用側圧

図-3.11の(a)、(b)、(c)に、推定した背面側有効側圧と静止側圧の和から求めた背面側側圧および3.4.3項の考え方に基づき推定した掘削側側圧と Rankine-Resal 式による側圧を比較したものを示した。背面側側圧は、Ac層でやや小さめの値をとるが、事前の土質試験による c 、 ϕ から求めた Rankine-Resal 式の主動土圧とはほぼ同程度の値として推定された。また、山留め壁に設置した土圧計の計測値とよく対応している。2次掘削終了時の掘削側の地盤状態は、推定側圧と Rankine-Resal 式の受働側圧とを比較した結果、改良体上層 3.2m の Bs2 層（埋立層）以外は弾性状態にあることがわかる。また、3次掘削終了時では、GL-42.1m 以深の As1 層（沖積砂層）、Dc1 層（洪積粘土層）以外は塑性に近い状態にあることがわかる。さらに、5次掘削終了時には、As1 層（沖積砂層）、Dc1 層（洪積粘土層）以外の 85%程度が完全に塑性化しているのがわかる。一方、改良体は $4.0 \sim 5.0\text{kgf/cm}^2$ ($3.9 \times 10^{-1} \sim 4.9 \times 10^{-1}\text{MPa}$) 程度の力を受けているが、設計強度 10.0kgf/cm^2 ($9.8 \times 10^{-1}\text{MPa}$) に対して十分余裕があり、健全な状態にある。これより改良体は先行地中ばりとして、山留め架構の安定性に有効に働いているのがわかる。

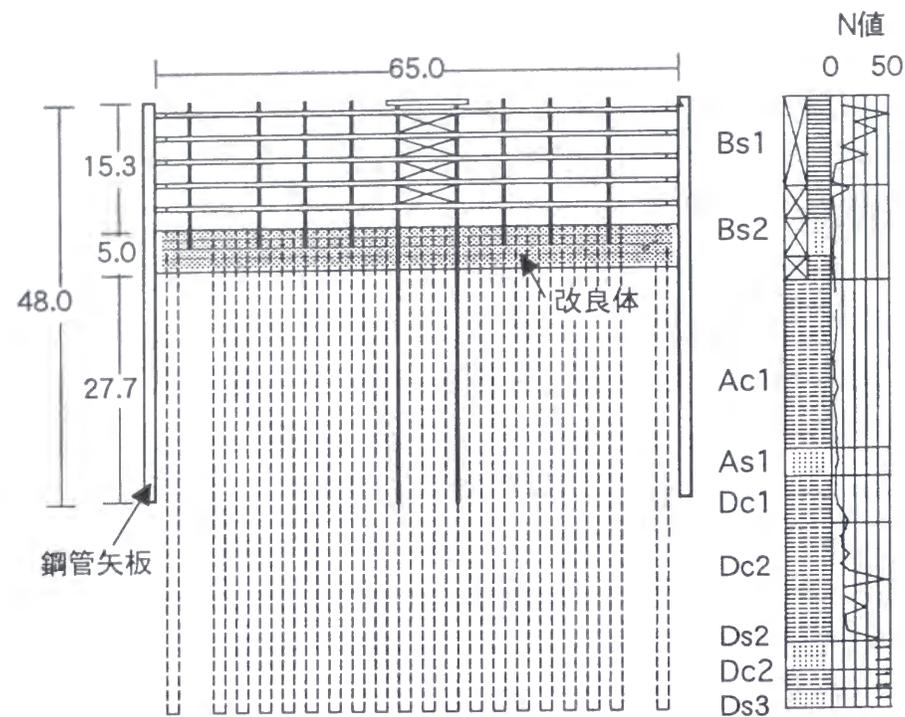


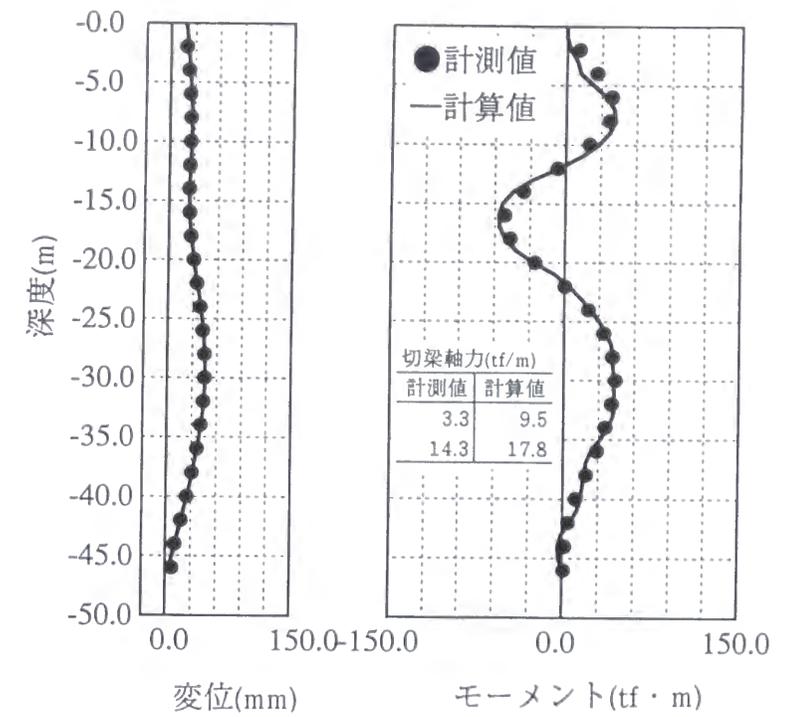
図-3.9 断面図

表-3.5 推定値および誤差共分散の初期仮定値

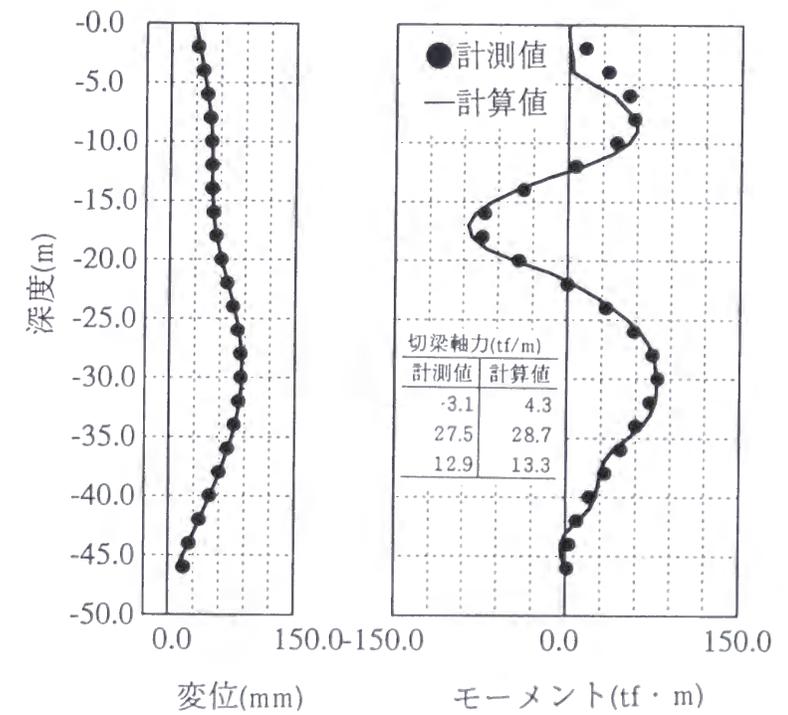
推定値	設計値
項目	計測値の誤差 %
最大変位に対して	1
最大モーメントに対して	1
各切梁軸力に対して	10
側圧に対して	5
項目	初期仮定値に対する誤差 %(対角項)
側圧に対して	5
地盤反力係数に対して	30

表-3.6 推定した地盤反力係数

	設計値 (kgf/cm ³)	推定値 (kgf/cm ³)		
		2次掘削	3次掘削	5次掘削
Ac1-a	0.13	0.23	0.14	0.12
Ac1-b	0.13	0.32	0.18	0.17
Ac1-c	0.24	0.51	0.36	0.34
Asc	0.40	1.22	0.78	0.87

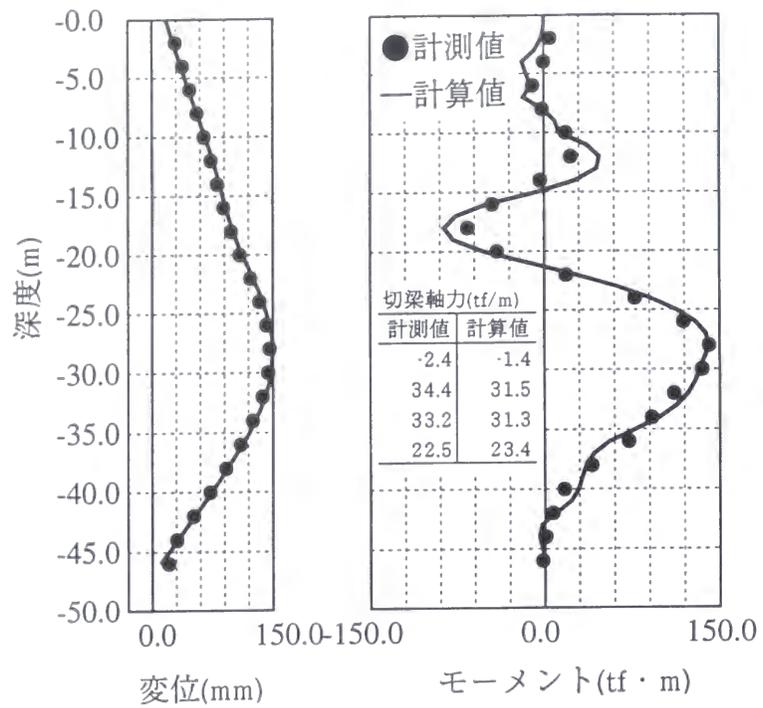


(a)2次掘削完了時



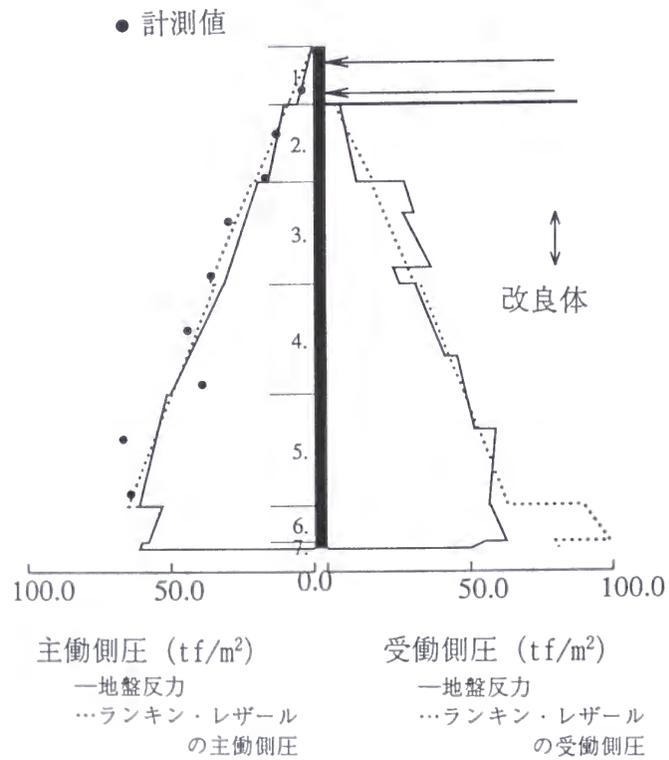
(b)3次掘完了時

図-3.10 フィッティング状況



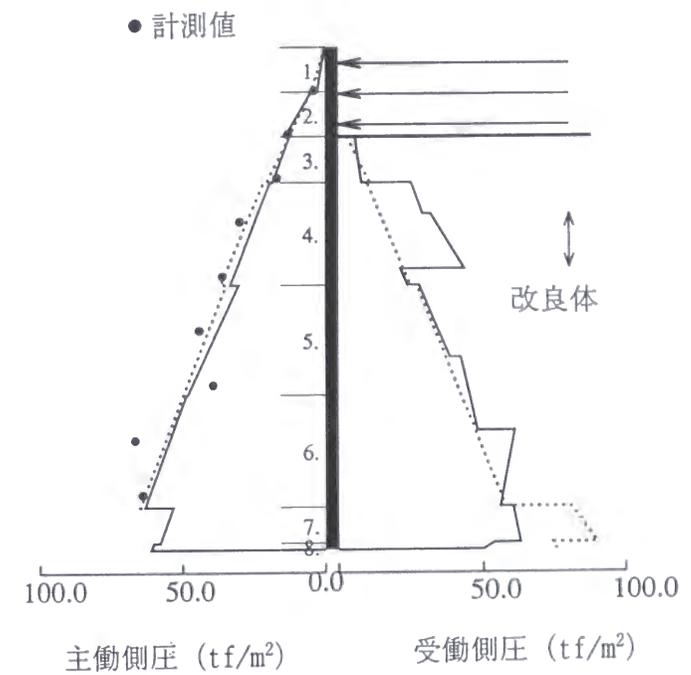
(c)5次掘完了時

図-3.10 フィッティング状況

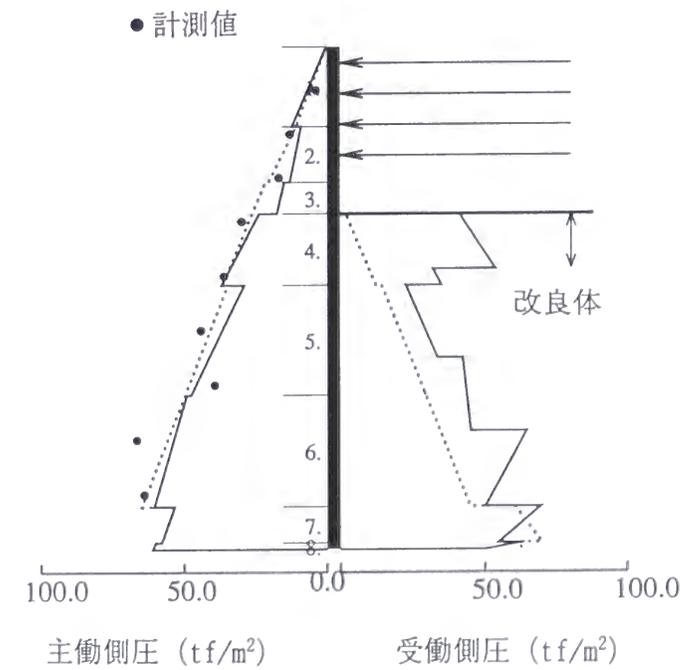


(a)2次掘完了時

図-3.11 地盤挙動の評価



(b)3次掘削完了時



(c)5次掘完了時

図-3.11 地盤挙動の評価

3.5 まとめ

本章では、拡張カルマンフィルタによる逆解析手法とその推定パラメータによる地盤挙動の評価方法を提案し、実測データを用いてその適用性を示した。結論は次のようにまとめることができる。

- ① 山留め壁の傾斜角を微分して得られるモーメントと、設計に用いられる Rankine-Resal 式に代表されるような理論側圧を擬似的な観測量として取扱った逆解析手法を示し、シミュレーションデータを用いて逆解析結果の検討を行った。本逆解析手法によれば、従来の逆解析に比べ計測データとのフィッティング状況もよく、地盤反力係数および背面側側圧を同時に推定した場合にも安定した結果が得られた。
- ② 観測誤差と推定誤差との関係を調べた。観測量の精度は逆解析によって得られた推定値に大きく影響し、所定の推定精度を得るためには十分な観測精度が必要なことがわかった。
- ③ 逆解析により得られたパラメータを用いて地盤の挙動を評価する方法を提案した。本方法により、計測した山留め壁傾斜角と切ばり軸力を用いて地盤の塑性域、改良体の健全度を診断することができる。
- ④ 軟弱地盤における大規模山留め掘削工事の実測データを用いて逆解析手法の適用性を示し、壁体傾斜角および切ばり軸力のみでの簡易な計測データを用いて、山留め掘削段階の地盤挙動を評価できることが明らかになった。

参考文献（第3章）

- 1) Kalman, R. E. : A new approach to linear filtering and prediction problems, results in linear filtering and prediction theory, Transaction of the ASME, *Journal of Basic Engineering*, Vol. 82, pp.34-45, 1960.
- 2) Kalman, R. E. and Bucy, R. S. : New results in linear filtering and prediction theory, Transaction of the ASME, *Journal of Basic Engineering*, Vol. 83, pp.95-108, 1961.
- 3) Jazwinski, A. H. : Stochastic processes and filtering theory, Academic Press Inc., 1970.
- 4) 片山 徹 : 応用カルマンフィルター, 朝倉書店, 1983.
- 5) 日野幹雄 : Kalman の予測推定理論の平易な誘導について, 東京工業大学・土木工学科研究報告, No. 15, pp. 91-99, 1973.
- 6) 中村兵次・中沢 章 : 掘削工事における山留め壁応力解析, 土質工学会論文報告集, Vol. 12, No. 4, pp. 95-103, 1972.
- 7) 齊藤悦郎・古賀重利・鎌田正孝 : 拡張カルマンフィルタ支援による山留め工事の計測管理手法, 土木学会論文集, 第 391 号/VI-8, pp. 115-124, 1988.
- 8) 星谷 勝・齊藤悦郎 : 建設技術者のためのデータ解析と応用 カルマンフィルタを中心として, 鹿島出版会, 1991.
- 9) William W-G. Yen : Review of parameter identification procedures in ground water hydrology; The inverse problem, *Water Resources Research*, Vol. 22, No. 2, pp. 95-108, 1986.
- 10) 小林範之・齊藤悦郎 : 拡張カルマンフィルタによる地盤反力係数・山留め側圧の同時推定, 土木学会論文集, No.561, pp. 119-127, 1997.
- 11) Penrose, R. : A Generalized Inverse for Matrices, *Proc. Cambridge Philos. Soc.* 51, 1955.
- 12) 齊藤悦郎, 小林範之 : 拡張カルマンフィルタによる山留め逆解析の側圧・地盤反力係数同時推定 (その 1) -シミュレーションデータによる推定法の検証-, 第 30 回土質工学研究発表会, pp.1655-1656, 1995.
- 13) 新津敬治, 吉川清元, 崎濱秀仁, 小林範之, 齊藤悦郎 : 拡張カルマンフィルタによる山留め逆解析の側圧・地盤反力係数同時推定 (その 2) -軟弱地盤における大規模掘削工事での事例-, 第 30 回土質工学研究発表会, pp.1657-1658, 1995.

第4章 情報化施工の実務への適用

4.1 概説

山留め架構の代表的な解析モデルには、単純ばり法、仮想支点法のように山留め壁を単純ばりとして計算する方法、弾塑性法のように連続ばりとして計算する方法、2次元有限要素法のように壁体および周辺地盤を含めて計算する方法がある。単純ばり法や仮想支点法は、比較的簡単に手計算程度で山留め架構の挙動を算出することができ、中小規模の山留めの設計に用いられる。弾塑性法は、掘削過程における変形を考慮したものであり、大規模な山留めの設計計算手法として広く用いられている。また、有限要素法は周辺への影響や特殊な施工条件を考慮する場合に用いられる。

逆解析の計算モデルとしても、それぞれのモデルが採用されており、研究的には成果を挙げている。しかし、実務において逆解析を用いる場合には、①計測管理を行う程度の比較的大規模な山留め掘削工事である。②事前の設計計算に用いた解析モデルと同様のモデルを用いることが望ましい、という条件から、弾塑性法を解析モデルとした事例が多い。また、逆解析を実務において利用する主目的は、現場での計測結果を山留め架構の設計・施工に反映させること、つまり情報化施工に利用することである。本章では、事前設計へのフィードバックと事後設計による合理化の検討への適用事例について述べる。

4.2 事前設計へのフィードバック¹⁾

4.2.1 概要

(1)目的

近年の山留め掘削工事は、大規模、大深度化、都市部における近接構造物の存在、埋立地や軟弱地盤など悪条件の下で行われることが多く、それに伴う山留め壁の設計も多様化、複雑化している。

現在、山留め設計計算法の主流は、弾塑性法²⁾である。この解析手法は、山留め壁を梁、掘削側の地盤を弾塑性ばね、切梁支保工を弾性ばねとしたモデルで、掘削過程における変形を考慮したものである。

しかしながら、この手法でも地盤に対する入力値である山留め壁作用側圧および地盤反力係数の設定に不確実性が残されており、掘削工事中における山留め架構の挙動は、設計時の予測と異なることがある。

山留め壁の設計土圧に関する従来の研究としては古くは Rankine の方法がある。

これは剛体の山留め壁が水平移動した場合の主働及び受働状態下での地盤における土圧を与えている。また、Coulomb 土圧や Rankine-Resal の土圧もこの一連のものである。

その後、切梁軸力の計測結果から山留め壁作用土圧分布を逆算推定する研究が多数行われた。例えば、Terzaghi-Peck の台形分布³⁾や Tshebotarioff の三角形分布⁴⁾が挙げられる。日本国内では玉置ら⁵⁾などによって同様な方法による土圧推定が検討され、これらの成果は土木学会の「トンネル標準示方書（開削編）・同解説」⁶⁾などの基礎となっている。しかし、これらの逆算推定した土圧分布は切梁軸力から直接求めた「見かけの土圧分布」であり、「真の土圧分布」とは異なる。つまり山留め壁の変形を無視して土圧推定を行っているため、切梁の設計には適しているが、山留め壁の設計には必ずしも適しているとは言えない。

また、金谷ら^{7,8)}によって土圧計を用いて直接山留め壁に作用する土圧を測定する試みも多くなされた。その結果、山留め壁に作用する側圧は、Terzaghi-Peck や Tschebotarioff の提唱する三角形分布と異なり、地盤の種類によらず深さに比例して増大する三角形分布をすると報告された。この結果は建築学会の「建築基礎構造設計指針」⁹⁾に取り入れられている。しかし、これも土圧と水圧の分離や変形との相関性などといった点に問題を残している。

一方、掘削側の側圧は、前述のように弾塑性法では地盤反力係数（地盤ばね）で評価する方法がとられている。一般には、Rankine などの理論土圧を上限値とし、線形の地盤ばねに置換して評価するが、日本道路協会「共同溝設計指針」¹⁰⁾のように変形依存性を考慮した非線形ばねで評価するものもある。古藤田ら¹¹⁾は、上限値を設定せず、地盤ばねに非線形性を導入することで受働抵抗を考慮している。しかし、この地盤反力係数は、構造的な要因に影響される変数であり、三軸試験のような要素試験から直接求られないという問題点がある。

本節は、大阪地盤における 10 現場の山留め掘削工事の計測データを用いて山留め逆解析を実施し、弾塑性法における山留め壁作用側圧と地盤反力係数を評価することを目的とした。すなわち、弾塑性法の出力である切梁軸力、壁体変位量および壁体曲げモーメントと計測データとを適合させることにより、弾塑性法の未知パラメータの側圧と地盤反力係数を逆に推定するものである。したがって、推定された未知パラメータである側圧と地盤反力係数は計測データとバランスのとれた最適な推定値となる。ただし、推定値はあくまでも山留め掘削挙動を弾塑性法でモデル化したときの最適なパラメータであることに注意が必要である。

本節の構成は、以下のようなものである。4.2.1 項では山留めを対象とした逆解析手法および山留め掘削工事の概要を示す。また、4.2.2 項では逆解析を行った 10 現場の中から代表的な 2 つの事例を示す。4.2.3、4.2.4 項で推定した山留め壁作用側圧およ

び地盤反力係数の評価を行う。

(2) 逆解析方法

逆解析は、3.4節に示した方法を用いて、地盤反力係数と背面側圧の同時推定を行った。

推定パラメータの初期値は、逆解析の収束性に大きな影響を与えるため、現実的でバランスのとれた値を設定することが必要である。そこで、推定パラメータである背面側圧と地盤反力係数の初期値は、内部摩擦角および粘着力の設計値を用い、Rankine-Resal式で仮定した背面側圧と地盤反力係数の設計値とした。ここで用いた設計値は大阪市交通局の仮設構造物設計指針(案)13に基づいており、内部摩擦角 ϕ 、粘着力 c は、それぞれ $\phi = \sqrt{12N} + 15$ ($N \leq 60$)、 $c = 0.5q_u$ (kgf/cm²)とし、地盤反力係数 k_h は、砂質土： $k_h = N/16$ (kgf/cm³)、粘性土： $k_h = 0.5q_u$ (kgf/cm³)の仮定により求めている。なお、 q_u および N はそれぞれ一軸圧縮強度、 N 値である。



図-4.1 解析対象現場(平面図)

(3) 山留め掘削工事概要

解析対象現場は、大阪市内の地下鉄開削工事における合計10現場である。ここで計測した山留め壁傾斜角と切梁軸力を用いて逆解析を実施し、山留め壁作用側圧および地盤反力係数を推定した。図-4.1に対象現場を示す。

表-4.1に各現場の山留め支保工の概要および掘削規模を示す。山留め壁は泥水固化壁、ソイルセメント壁、鋼管柱列杭あるいは鋼管矢板であり、20.0~36.0m程度の長さである。また、掘削規模は、幅12.0~39.0m、深さ15.0~27.0m程度である。

図-4.2に各現場の計測位置における地層構成を示す。大阪盆地に堆積する地層は、下位から大阪層群、上部洪積層、沖積層と続いており、海進・海退と地殻変動が合わさって粘性土層と砂質土層の規則的な互層地盤を形成している。この中で掘削対象地盤のほとんどは表層部の沖積層と上部洪積層であるが、末吉橋と谷町6丁目および森ノ宮では一部大阪層群が出現する。

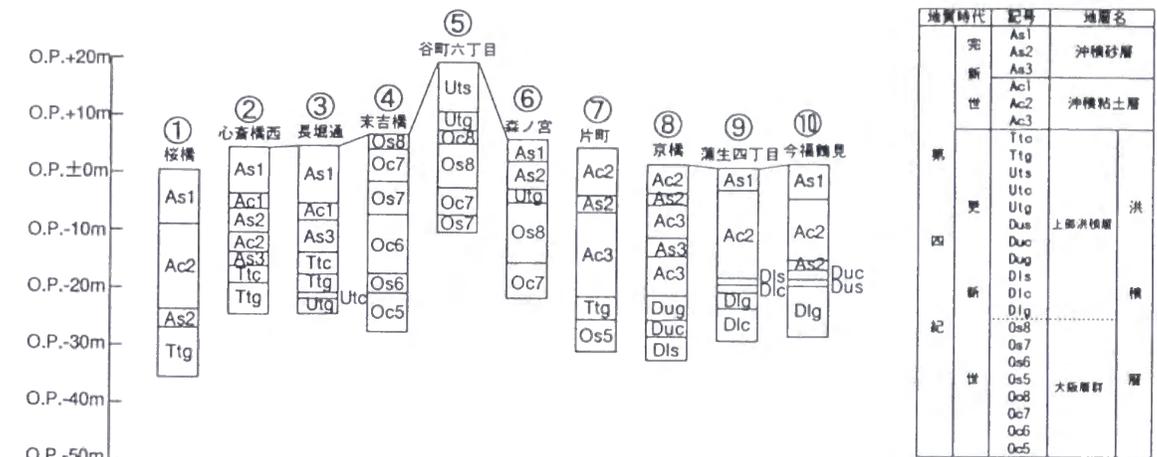


図-4.2 解析対象現場(断面図)

表-4.1 山留め支保工概要および掘削規模

現場名	山留め壁			切梁 段数	掘削規模	
	種類	規格	長さ(m)		幅(m)	深さ(m)
桜橋①	泥水固化壁	H-482×300×11×15	35.50	8	19.37	26.50
心斎橋②	ソイルセメント壁	H-500×200×10×16	28.64	7	38.40	22.31
長堀通③	ソイルセメント壁	H-500×200×10×16	29.00	7	38.40	22.30
末吉橋④	ソイルセメント壁	H-450×200×9×14	29.00	7	19.00	24.36
谷町六丁目⑤	鋼管柱列杭	φ500×t9	29.06	8	17.00	25.30
森ノ宮	ソイルセメント壁	H-500×200×10×19	25.30	6	16.20	21.85
片町⑥	ソイルセメント壁	H-440×300×11×18	33.00	9	11.84	25.90
京橋⑧	鋼管柱列杭	φ500×t6	24.50	7	12.00	20.70
蒲生四丁目⑨	鋼管矢板	φ500×t9	21.40	5	18.00	15.94
今福鶴見⑩	鋼管矢板	φ500×t9	20.40	4	15.50	16.31

4.2.2 逆解析事例

大阪地盤の10現場における逆解析結果のうち、沖積地盤と洪積地盤を対象とした2現場について、逆解析事例を示す。

(1) 沖積地盤を対象とした逆解析事例

第1の事例は、沖積地盤中での山留め掘削工事の代表として京橋の現場を取り上げた。

(a) 土質および山留め支保工の概要

計測位置における地層構成は、上位から沖積粘土層(Ac)と沖積砂層(As)の互層および山留め壁の支持層である洪積砂礫層(Dug)に区分される(図-4.2)。山留め壁は、直径500mm、厚さ6mm、長さ24.5mの鋼管柱列杭で、掘削規模は幅12.0m、深さ20.7mおよび延長334.0mである(表-4.1)。

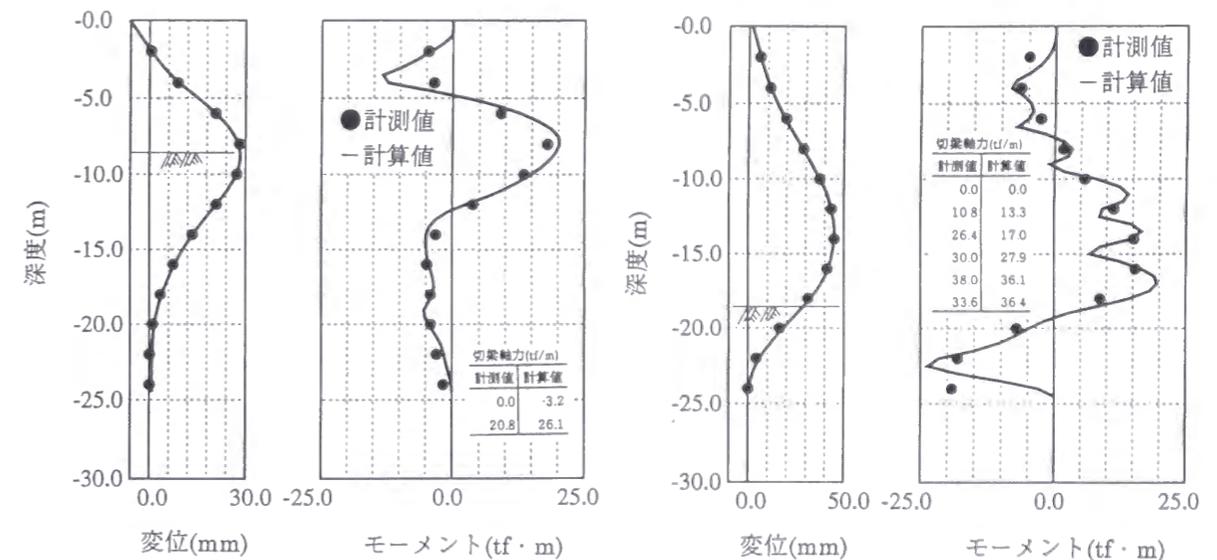
(b) 逆解析結果

逆解析は、3次および7次掘削終了時の2ケースで行った。逆解析に用いた計測項目は、Rankine-Resal式で仮定した背面側圧、計測傾斜角を3次のスプライン関数でフィッティングして関数微積分した壁体変位、壁体曲げモーメントおよび切梁軸力である。また、推定するパラメータは背面側圧と地盤反力係数である。

図-4.3(a),(b)に計測データとのフィッティング状況を示す。壁体変位、壁体モーメントの計算値と計測値とは全体的に良い対応を示し、観測値の誤差共分散をそれぞれ0.1, 0.3%で推定することができる。一方、切梁軸力は計測値との整合性はあまりよくない。特に、3次掘削終了時では観測値の誤差共分散に50%が必要である。これは、温度や施工条件などにより計測値の精度が十分でなく、壁体変位とのバランスが悪かったことによるものと考えられる。

表-4.2に逆解析による推定地盤反力係数を示した。推定した地盤反力係数は、変形が0に近い山留め壁先端部の土層で設計値である初期仮定値より大きな値を示し、その他の土層では小さな値になった。土層別にみると、As層は $k_h=1/6N(\text{kgf}/\text{cm}^3)$ 、中位のAc層で $k_h=0.17\sim 0.21q_u(\text{kgf}/\text{cm}^3)$ 、下位のAc層で $k_h=0.14\sim 1.91q_u(\text{kgf}/\text{cm}^3)$ 、Dug層で $k_h=1/6N\sim 1/3N(\text{kgf}/\text{cm}^3)$ の範囲にあった。この推定値は山留め壁の変形量が $y=0.1\sim 3.1\text{mm}$ の範囲のものであり、地盤反力係数が示すばらつきは、山留め壁の変位量に依存したものであると考えられる。

図-4.4(a),(b)に逆解析による推定側圧を示す。図中にはRankine-Resal式による主働側圧、下方分担法による切梁軸力からの見かけの側圧および地盤の水圧分布を重ねて表示した。図-4.4(a)は京橋3次掘削終了時の推定側圧である。掘削以浅のAs層、最下層のDug層といった摩擦性材料の2層および掘削面以深のAc層でRankine-Resal式による側圧を下回るが、概ね近い分布となった。図-4.4(b)は京橋7次掘削終了時の推定側圧である。掘削以深のAc3層でRankine-Resal式による側圧を上回り、掘削以浅のAs層、最下層のDug層で下回るといった、多少のばらつきが見られた。また、掘削面直上では推定側圧が極端に小さな値となった。



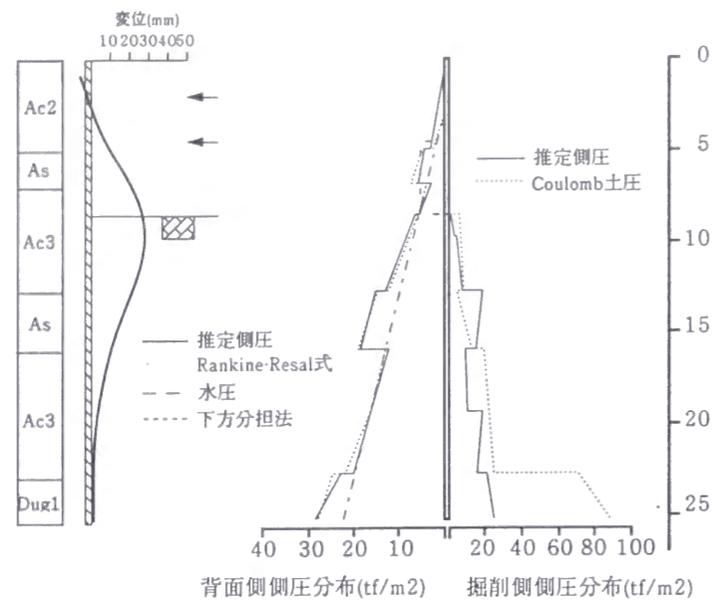
(a)京橋3次掘削

(b)京橋7次掘削

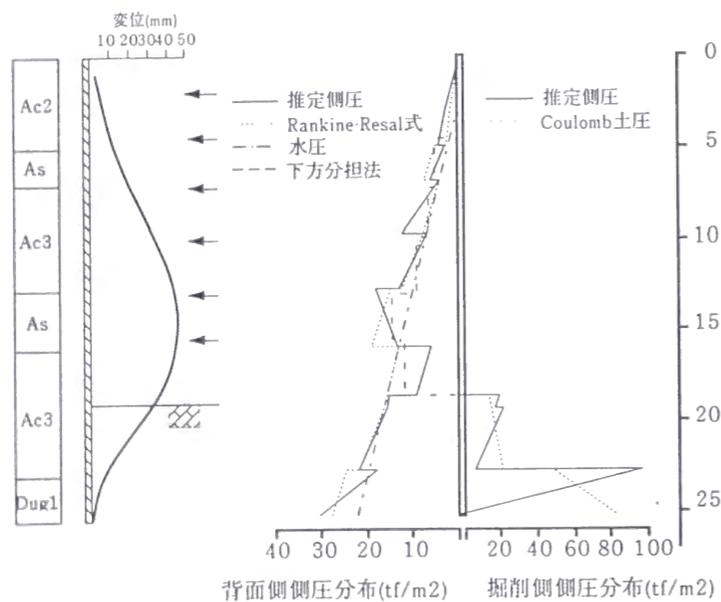
図-4.3 フィッティング状況

表-4.2 推定地盤反力係数(京橋)

地層	3次掘削			7次掘削		
	設計値 (kgf/cm ³)	推定値 (kgf/cm ³)	変形量 (cm)	設計値 (kgf/cm ³)	推定値 (kgf/cm ³)	変形量 (cm)
Ac3	0.43	0.14 (0.17q _u)	2.850	—	—	—
	0.43	0.18 (0.21q _u)	2.600	—	—	—
As	0.31	0.76 (1/6N)	1.484	—	—	—
Ac3	0.86	0.37 (0.22q _u)	0.535	0.86	0.24 (0.14q _u)	2.945
	0.86	3.28 (1.91q _u)	0.082	0.86	0.94 (0.55q _u)	1.420
Dug1	2.31	6.22 (1/6N)	-0.006	2.31	11.50 (1/3N)	0.086



(a)京橋 3次掘削



(b)京橋 7次掘削

図-4.4 推定側圧

(2) 洪積粘土地盤を対象とした逆解析事例

第2の事例は、洪積地盤中での山留め掘削工事の代表として末吉橋の現場を取り上げた。

(a) 土質および山留め支保工の概要

地層構成は、地表部から N 値 32 の大阪層群砂層 (Os8 層) が現われ、それ以深も大阪層群の粘性土層 (Oc7, Oc6 層) と砂質土層 (Os7, Os6 層) が交互に堆積している (図-4.2)。山留め壁はソイルセメント壁で、芯材に H-450×200×9×14 の H 形鋼を用い、0.45m ピッチに設置した。山留め壁の長さは 29.0m で、掘削規模は幅 19.0m、深さ 24.36m である (表-4.1)。

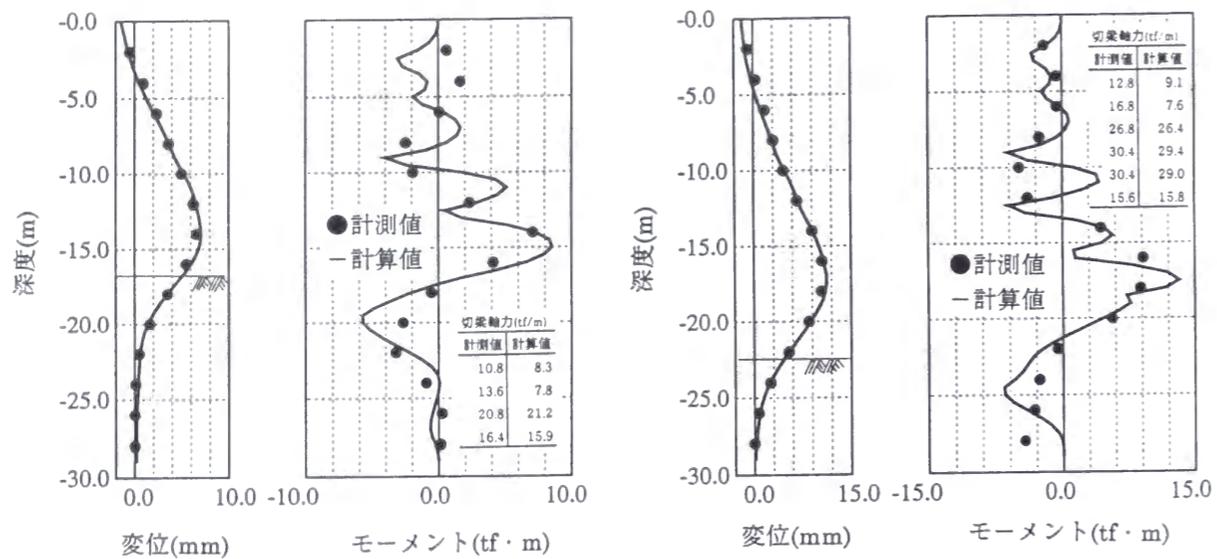
(b) 逆解析結果

逆解析は、5次および7次掘削終了時の2ケースで行った。逆解析に用いた計測項目および推定するパラメータは京橋と同様である。図-4.5 (a), (b) に計測データとのフィッティング状況を示す。壁体変位、壁体曲げモーメントおよび切梁軸力の計算値と計測値とは全体的に良い対応を示し、観測値の誤差共分散をそれぞれ 0.1, 10.0, 0.1% で推定することができた。

表-4.3 に逆解析による推定地盤反力係数を示す。推定した地盤反力係数は、5次掘削終了時、7次掘削終了時とも、掘削面直下の Oc6 層で設計値である初期仮定値より小さな値となったが、それ以深の Os6, Oc5 層では大きな値を示した。土層別にみると、Oc6 層は $k_h=0.39\sim 0.97q_u$ (kgf/cm³)、Os6 層で $k_h=約 1/11N$ (kgf/cm³)、Oc5 層で $k_h=約 0.54q_u$ (kgf/cm³) であった。推定した地盤反力係数には多少のばらつきがあるが、山留め壁の変位量との明確な関係は認められない。

図-4.6 (a), (b) は末吉橋における推定側圧である。5, 7次掘削終了時の推定側圧は、分布形状に違いはあるものの、掘削以浅で Rankine-Resal の式による側圧より大きくなり、掘削面以深で小さくなるという傾向が見られた。また、京橋7次掘削終了時の側圧同様、掘削面付近で極端に小さな値となった。

図-4.4 (b), 4.6 (a), (b) に見られるように、掘削深さが大きい京橋7次掘削終了時および末吉橋5, 7次掘削終了時では、変形が急激に大きくなる掘削面付近で推定側圧が極端に低下し、水圧も作用していない箇所が現れる。これは、可とう性の壁特有の複雑な変形モードによる影響が現れたものと考えられる。また、掘削面以浅の推定側圧は下方分担法による側圧と良い対応を示しており、切梁軸力値は精度良い推定結果を得るための重要な観測量であることがわかる。



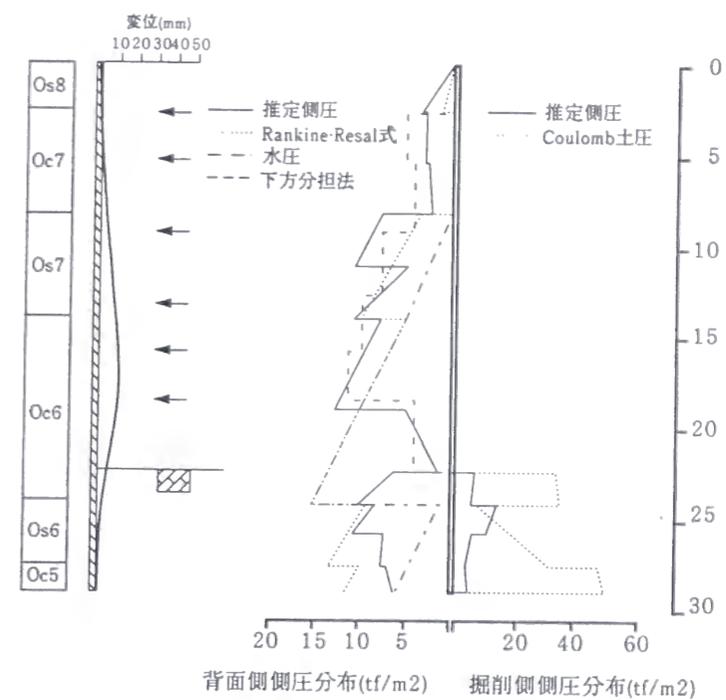
(a)末吉橋 5次掘削

(b)末吉橋 7次掘削

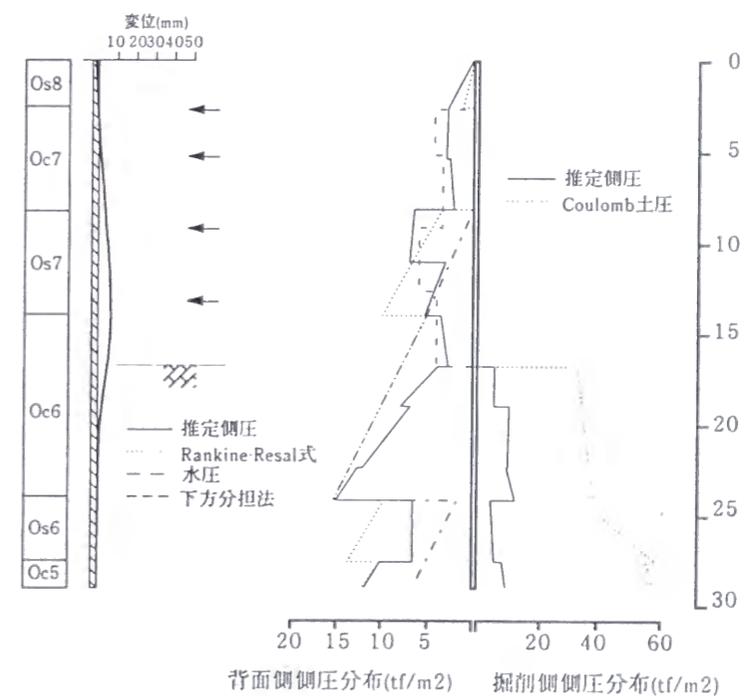
図-4.5 フィッティング状況

表-4.3 推定地盤反力係数 (末吉橋)

地層	5次掘削			7次掘削		
	設計値 (kgf/cm ³)	推定値 (kgf/cm ³)	変形量 (cm)	設計値 (kgf/cm ³)	推定値 (kgf/cm ³)	変形量 (cm)
Oc6	1.87	1.45 (0.39q _u)	0.363	—	—	—
	1.87	3.61 (0.97q _u)	0.085	—	—	—
	1.87	2.36 (0.63q _u)	0.010	1.87	1.73 (0.46q _u)	0.321
Os6	3.81	5.46 (1/11N)	0.003	3.81	5.49 (1/11N)	0.115
				3.81	5.67 (1/11N)	-0.010
Oc5	1.24	1.34 (0.54q _u)	-0.004	1.24	1.33 (0.54q _u)	-0.031



(a)末吉橋 5次掘削



(b)末吉橋 7次掘削

図-4.6 推定側圧

4.2.3 山留め壁作用側圧

ここでは、10 現場における推定側圧と Rankine-Resal 式による側圧との比較および山留め壁変位との関係を検討する。

(1) 推定側圧と Rankine-Resal 式による側圧の比較

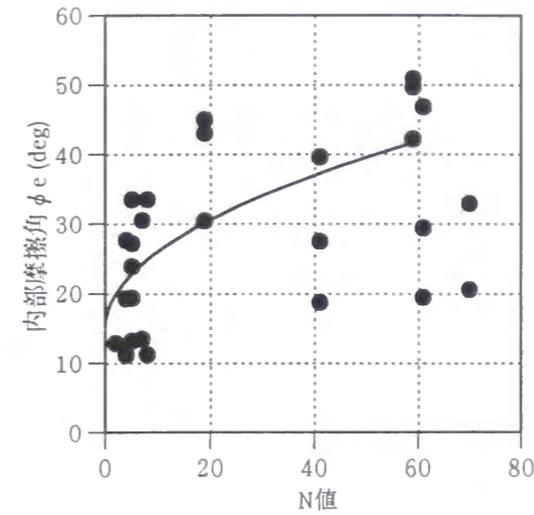
解析対象を砂質土地盤と粘性土地盤に分類し、推定側圧と設計値を用いた Rankine-Resal 式による側圧との比較を行った。比較するパラメータは、推定側圧を Rankine-Resal 式(4.1)による側圧で仮定し、逆算して求めた等価な土のせん断強度定数（内部摩擦角 ϕ_e 、粘着力 c_e ）と設計におけるせん断強度定数（内部摩擦角 ϕ 、粘着力 c ）である。式(4.1)における水圧は、観測井での実測値を用いた。また、砂質土地盤の粘着力 c_e を 0 とし、粘性土地盤の内部摩擦角 ϕ_e を 0 とした。

$$P_e = K_e \{ \gamma \cdot h_0 + \gamma' \cdot (H - h_0) \} + p_w - 2c_e \sqrt{K_e} \quad (4.1)$$

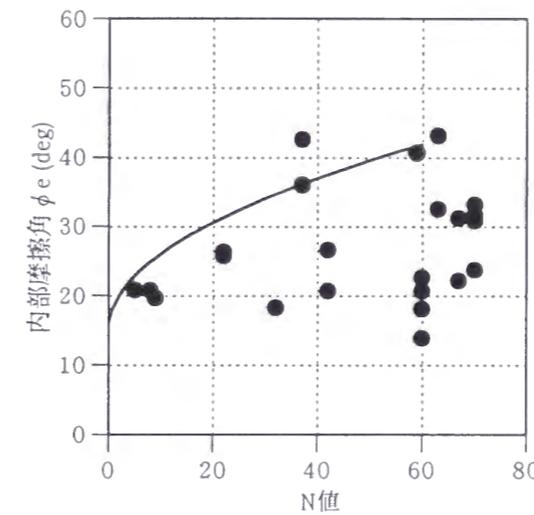
$$K_e = \tan^2(45 - \phi_e / 2) \quad (4.2)$$

ここで、 P_e ：推定側圧、 γ ：土の単位体積重量、 γ' ：土の水中単位体積重量（ $\gamma' = \gamma - 1$ ）、 h_0 ：地下水位、 H ：深度および P_w ：水圧である。

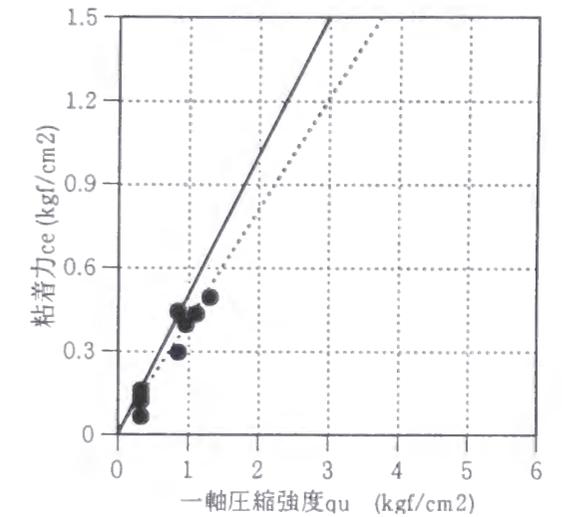
図-4.7 (a), (b)は、砂質土地盤における設計内部摩擦角 ϕ と逆算して求めた等価な内部摩擦角 ϕ_e を比較したものである。横軸に N 値、縦軸に等価な内部摩擦角 ϕ_e をとり、図中に $\phi = \sqrt{12N + 15}$ ($N < 60$) に基づく設計値を示した。等価内部摩擦角 ϕ_e は、 N 値が大きい硬質な地盤ほど大きくなり、一定値に収束する傾向にある。図-4.7 (a)は、掘削以浅における N 値～ ϕ_e 関係である。 N 値<5の軟弱な地盤では極端に小さな値で推定されているものがある。設計値と比較すると、等価内部摩擦角 ϕ_e の分布形状は設計値と同様の傾向を示しており、設計値を中心にばらつきが見られる。図-4.7 (b)は、掘削以深における N 値～ ϕ_e 関係である。掘削以深における等価な内部摩擦角 ϕ_e は、設計値を示す曲線の下方に分布している。これは、山留め壁の変形が掘削面以浅にくらべて小さく、静止状態から極限の主働状態へ移行している途中の段階を推定しているものと考えられる。図-4.7 (a), (b)における設計値からのばらつきは、①地盤の拘束圧、②砂質土の持つ粘着力、③土圧の変位依存性などが原因として考えられる。図-4.8 (a), (b)は、粘性土地盤における設計粘着力 c と逆算して求めた等価な粘着力 c_e を比較したものである。横軸に一軸圧縮強度 q_u 、縦軸に等価な粘着力 c_e をとり、図中には $c = 0.5q_u$ に基づく設計値を実線で示した。図中の点線は、 $q_u \sim c_e$ 関係を原点を通る直線で近似したものである。等価粘着力 c_e は、 q_u が大きい硬質な地盤ほど大きくなり、ほぼ線形の関係を示している。設計値と比較すると、掘削面以浅ではほぼ設計値と同様の関係となり、掘削面以深では小さな値をとる傾向が強い。これは、①地盤の拘束圧の影響、②硬質粘性土における内部摩擦角の存在、③土圧の変位依存性に



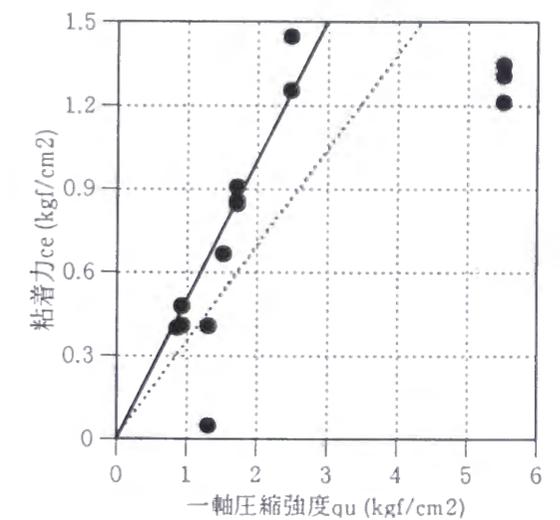
(a)掘削面以浅



(b)掘削面以深



(a)掘削面以浅



(b)掘削面以深

図-4.7 N 値～ ϕ_e 関係（砂質土地盤）

図-4.8 $q_u \sim c_e$ 関係（粘性土地盤）

起因していると考えられる。

(2) 推定側圧と山留め壁変位の関係

解析対象地盤を沖積砂質土層、洪積砂質土層、沖積粘性土層および洪積粘性土層に分類し、推定側圧と山留め壁変位との関係を整理した。ここでは、山留め壁の変形による作用水圧の変化はないと仮定し、水圧を差し引いた推定作用土圧 P_e' と山留め壁変位の関係を検討した。

図-4.9 (a), (b)はそれぞれ沖積砂質土地盤、洪積砂質土地盤における山留め壁変位 δ と推定土圧 P_e' を静止土圧 P_0' で除した値 n (以下、土圧比と呼ぶ) の関係である。静止土圧 P_0' は式(4.3)により求めている。また、図中の点線は $\delta \sim n$ 関係を最小二乗法で直線近似したものである。

$$P_0' = K_0 \{ \gamma \cdot h_0 + \gamma' \cdot (H - h_0) \} \quad (4.3)$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (4.4)$$

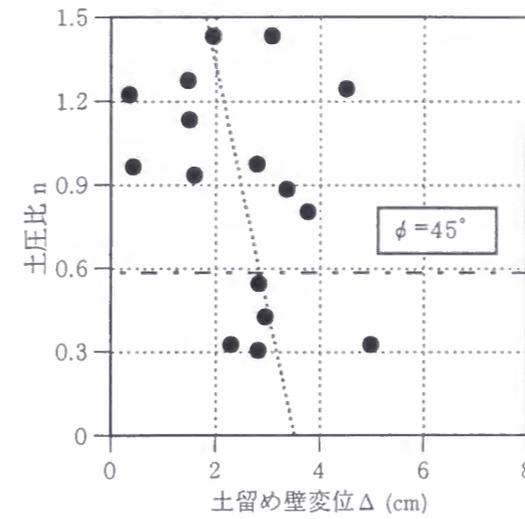
図に示すように、砂質土地盤では山留め壁の変形が大きくなるほど土圧が小さくなり、変形に依存していることがわかる。図に示した破線は $\phi = 45^\circ$ における Rankine の主動土圧と静止土圧との比である。 $\phi = 45^\circ$ は砂質土がとりうる内部摩擦角の上限値と考えられるため、このときの土圧比は下限値となる。この値を下回るものは、最下段切梁と掘削面の間のものであり、両端固定状態の時に起こるアーチング作用¹²⁾のような構造的要因によるものと考えられる。また、洪積砂質土は沖積砂質土に比べて、わずかな変形で土圧の低下が見られる。

図-4.10 (a), (b)はそれぞれ沖積粘性土地盤、洪積粘性土地盤における山留め壁変位 δ と土圧比 n の関係である。沖積粘性土では山留め壁の変形が大きくなるほど土圧が小さくなり、変形に依存していることがわかる。また、砂質土に比べて山留め壁変形による土圧の低下は小さい。一方、洪積粘性土では山留め壁変位と土圧比との関係に明確な傾向は現れなかった。

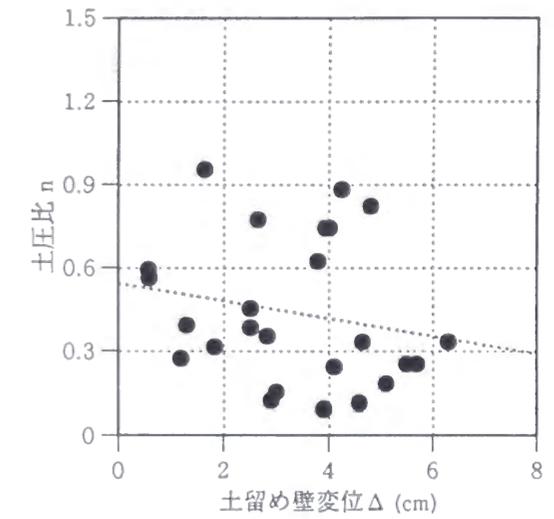
4.2.4 地盤反力係数

4.2.2 項で述べたように、京橋で推定した地盤反力係数は山留め壁の変形によりばらつきがあり、変位依存性が見られたが、末吉橋ではその傾向があまりみられなかった。ここでは、逆解析を実施した 10 現場における推定地盤反力係数と山留め壁変位との関係について考察する。ただし設計では、掘削面側の塑性領域を地盤反力ではなく極限受働側圧で仮定するため、検討に用いる推定地盤反力係数は、推定した掘削側側圧がクーロン側圧を越えない弾性領域¹⁴⁾のものとした。

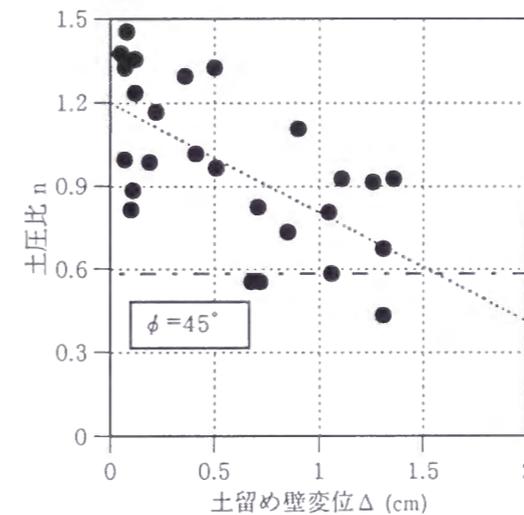
図-4.11 (a), (b)に山留め壁変位 δ と推定地盤反力係数 k_h を設計時に用いた地盤



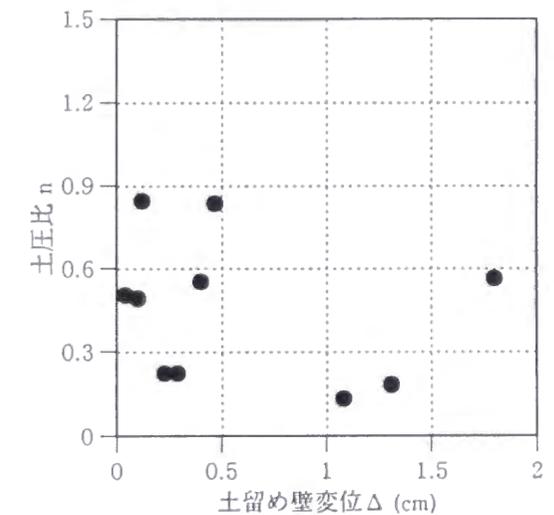
(a)沖積砂質土地盤



(a)沖積粘性土地盤



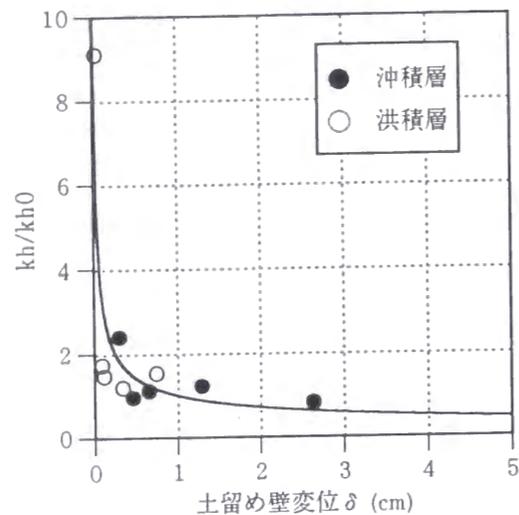
(b)洪積砂質土地盤



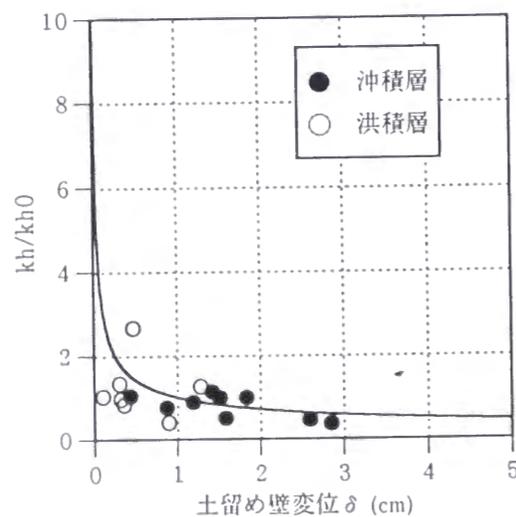
(b)洪積粘性土地盤

図-4.9 砂質土地盤の $\delta \sim n$ 関係

図-4.10 粘性土地盤の $\delta \sim n$ 関係



(a)砂質土地盤



(b)粘性土地盤

図-4.11 $\delta \sim k_h/k_{h0}$ 関係

反力係数 k_{h0} で除した値 k_h/k_{h0} との関係を示した。設計時に用いた地盤反力係数 k_{h0} は、砂質土地盤： $k_{h0}=N/16$ (kgf/cm³)、粘性土地盤： $k_{h0}=0.5q_u$ (kgf/cm³) としている。また、図中に示した曲線は共同溝設計指針¹⁰⁾で示された地盤反力係数の計算式(4.5)である。

$$k_h = k_{h0} \cdot \frac{1}{\sqrt{\delta}} \quad (4.5)$$

ここで、 k_h ：地盤反力係数、 k_{h0} ：設計時に用いた地盤反力係数、 δ ：山留め壁変位である。

図-4.11 (a)は砂質土地盤の $\delta \sim k_h/k_{h0}$ 関係を示している。 k_h/k_{h0} は変形が1cmに満たないところで1以上の値となり、変形が進むにつれて減少する。これは、式(4.5)に近い関係を示しており、地盤反力係数の変位依存性を示している。図-4.11 (b)は粘性土地盤の $\delta \sim k_h/k_{h0}$ 関係である。粘性土地盤の k_h/k_{h0} は、砂質土地盤のように変形が1cmに満たないところで極端に大きな値をとることはないが、変形が進むにつれて減少し、地盤反力係数の変位依存性が見られる。これは、砂質土の内部摩擦角が大きく、山留め壁の変形によって地盤に大きなせん断抵抗が発生するため土圧の増加が大きくなり、静止土圧と受働土圧に大きな差が生じるためである。一方、粘性土の場合はせん断抵抗の増大はかなりのひずみが進行しないと発生せず、内部摩擦角が小さいため静止土圧と受働土圧に大きな差が生じないためだと考えられる¹⁵⁾。また図-4.11 (a), (b)より、変形が1cmを越えるところでは砂質土地盤、粘性土地盤とも $k_h/k_{h0}=1$ に近い値をとるため、変形が1cm~5cm程度の実用上の範囲では、設計時の地盤反力係数には変位依存性を考慮しなくても良いと判断される。しかしながら、地盤反力係数の変位依存性に関してはデータを蓄積し、より詳細に検討することが必要である。

4.2.5 考察

本節では、大阪地盤で行われた10現場の山留め掘削工事における計測データを用いて山留め逆解析を実施し、弾塑性法における山留め壁作用側圧と地盤反力係数の評価を行った。考察は次のようにまとめることができる。

- ① 観測量として山留め壁変位、切梁軸力、山留め壁モーメントおよび背面側圧を用いたため、安定した推定結果が得られ、推定した山留め壁作用側圧と地盤反力係数の信頼性が高いことを示した。
- ② 推定した山留め壁作用側圧は、概ね Rankine-Resal の主働側圧分布に近いものであった。
- ③ 推定側圧より逆算した等価な土の強度定数は、設計値同様、地盤が硬くなるに

したがって大きな値となったが、多少のばらつきが見られた。このばらつきの要因は、地盤の拘束圧、砂質土の持つ粘着力、粘性土の持つ内部摩擦角および土圧の変位依存性にあると考えられる。

- ④ 砂質土地盤や沖積粘性土地盤における推定土圧は山留め壁の変位に依存しており、変形が大きくなるにしたがって土圧が減少する。一方、洪積粘性土地盤では土圧の減少と山留め壁変位との関係に明確な傾向は現れなかった。
- ⑤ 砂質土地盤における地盤反力係数は、山留め壁の変位が大きくなるにしたがって小さな値となり、変位依存性が見られた。一方、粘性土地盤では地盤反力係数と山留め壁変位との関係に明確な傾向は現れなかった。
- ⑥ 地盤反力係数の変位依存性は変形の小さなところで顕著に現われるため、設計に用いる場合の地盤反力係数には変位依存性を考慮しなくても良いと判断された。

4.3 事後設計による合理化の検討¹⁶⁾

4.3.1 概要

(1)目的

山留め掘削工事における情報化施工管理は、地質などの自然条件や施工条件などの不明確な点から生じる事前予測の不確実性を補い、工事を安全に進めることを第一の目的として実施されることが多い¹⁶⁾。一方、施工中の計測データから得られる逆解析・予測解析結果次第では、工事を合理的に進めることができ、その判断材料としても大きな意義がある。本節では、逆解析・予測解析結果を管理値と対比する指標として利用するだけでなく、さらに積極的に利用して切ばり解体時の計画を見直し、工事を合理的に進めようとする場合の適用事例について述べる。

(2)地盤および工事概要

本工事は、江戸川沿いに位置する給水場建設である。図-4.12 に本現場での地層構成および構造物断面図を示す。G.L.-25m までが沖積層で、上部有楽町層、下部有楽町層、7号地層から構成され、*N*値2未満の軟弱なシルトと *N*値10未満の緩い砂質土の互層となっている。G.L.-25m 以深は洪積層の下総層群で、上部は *N*値30程度、下部は *N*値50以上の砂質土と粘性土の互層となっている。

掘削規模は、長さ108.3m、幅53.3m および深さ16.1m であり、軟弱な沖積層での掘削工事となるため、山留め壁は RC 連続壁とした。壁厚は、*t*=800mm とするが、近接する構造物などへの影響を最小限に留めるため、河川側は *t*=1200mm、鉄道(A2)側 *t*=1500mm とした。また、山留め壁の変位抑制のため底盤部で層厚 2.0m (鉄道側10m は層厚 6.6m) の地盤改良を行っている。

(3)計測概要

当地区は極めて軟弱な地盤における大規模掘削工事であることに加え、江戸川や鉄道路線などの重要構造物が近接していることから、計測に基づいた施工管理支援を実施することとなった。計測機器として壁体には埋設型傾斜計 (◎:4カ所×19台)、鉄筋計 (☆:1カ所×18台)、土圧計 (□:3カ所×6台) および間隙水圧計 (□:3カ所×6台)、また切ばりにはひずみ計 (★) および温度計 (◇) を設置した。掘削側地盤にはリバウンド計 (△:1カ所×4台)、背面の地盤には埋設型傾斜計 (○)、層別沈下計 (△) および水位計 (■) をおいた。さらに近接する鉄道路線には沈下検出器 (▽)、設置型傾斜計 (▼) を設置した (図-4.13)。

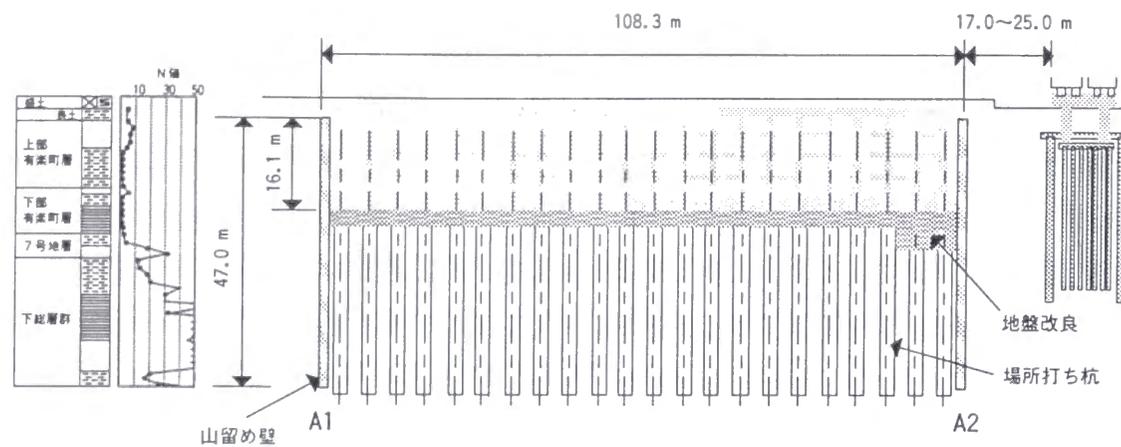


図-4.12 地盤構成および構造物断面図

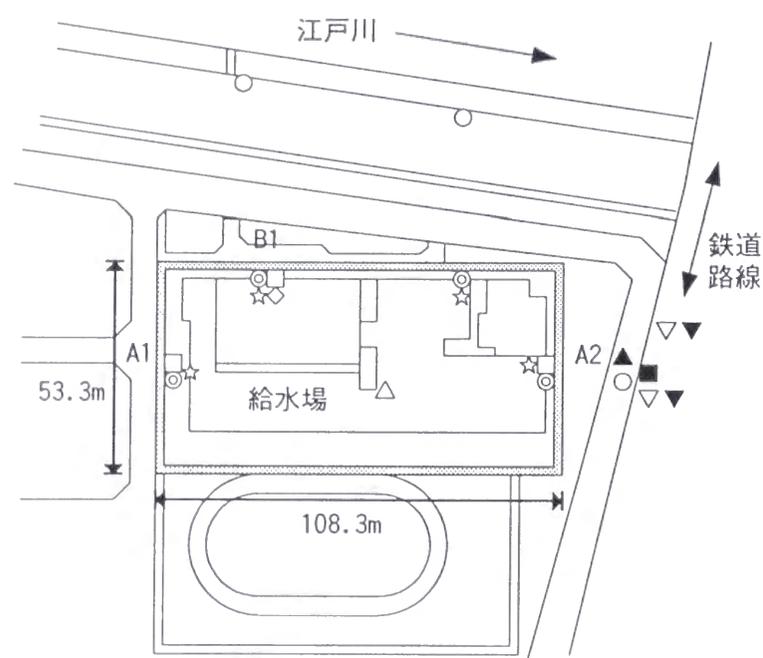


図-4.13 計測概要

図-4.14 に山留め掘削工事における計測管理フロー¹⁷⁾を示す。施工中の計測データと管理値との比較を行うことにより、平常、警戒、厳戒体制の3つに分類し、工事の安全を確認した。平常時は通常の観測施工を行い、現状の安全を確認しながら施工を進める。警戒体制においては、現状の安全性に留まらず、逆解析を介して工事の進捗に伴う山留めの挙動を予測し、最終工程までの安全性を評価する。ここで予測した山留めの挙動は実測データに基づいているため、事前に実施された設計計算結果と比較して信頼性が高く、ある段階で何らかの問題があることがわかれば、早い段階から対応策を用意することができる。厳戒体制は、即座に工事を中止し、対策工を検討・実施する必要がある。しかし、この計測管理が理想的に行われていれば、計測データと管理値との比較から直接厳戒体制に行くことはない。

本節では、特に山留め架構に関する検討を行う。山留め架構に関する管理値は、設計段階における解析値および本設構造物に対するクリアランス、周辺構造物への影響、許容応力度および終局強度を基準に決定した。ただし、背面地盤に重要構造物が存在するA2, B1側の山留め壁は変形を中心に管理を行い、他に比べ壁が薄くなっているA1側の山留め壁はモーメントを中心に管理を行った。

(4) 情報化施工管理システム

本工事では、施工中の計測データから最終工程までの挙動を予測する一連の流れをシステム化し、計測管理への迅速な情報提供を行った。本システムは、規模の大きい山留め設計計算に用いられる弾塑性法²⁾に基づいており、以下に示す3段階のステップからなる(図-4.15)。

①現状解析：山留め壁体の傾斜角データからその変位および曲げモーメントを推定し、管理値と比較。

3次のスプライン関数により傾斜角データをフィッティングし、関数の微積分により変位、曲げモーメントを推定する。ここでの山留め壁はRC連続壁であるため、 $M-\phi$ 曲線を用いて剛性低下を考慮している。

②逆解析：切ばり軸力と①で推定した壁体変位、曲げモーメントを用いて地盤反力係数を推定。

逆解析手法には、EK-WGI法¹⁸⁾を用いた。現場での計測データは室内試験と比べてばらつきが多いが、この手法を用いることによってデータを統計的に処理することができる。以下にEK-WGI法の基本式を示す。

・状態方程式

$$X_{k+1} = \{K_h\} = IX_k \quad (4.6)$$

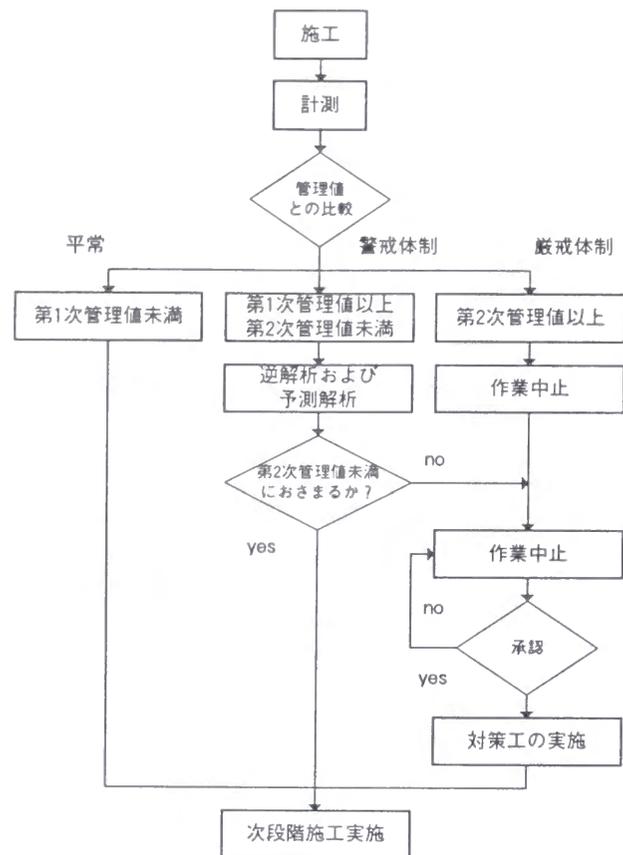


図-4.14 計測管理フロー

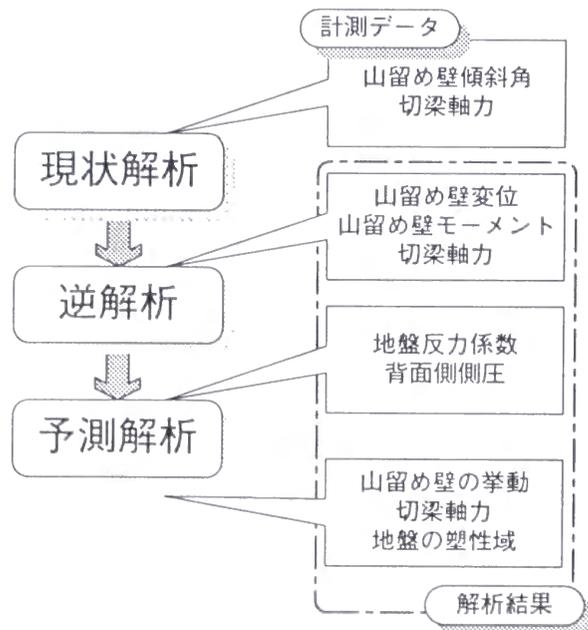


図-4.15 情報化施工管理システムフロー

・観測方程式

$$y_k = \begin{Bmatrix} \delta \\ M \\ P \end{Bmatrix} = h(X)_k + v_k \quad (4.7)$$

ここで、 X_k : 状態ベクトル、 y_k : 観測ベクトル、 v_k : 観測ノイズ、 I : 単位行列、 K_b : 地盤反力係数、 δ : 山留め壁変位、 M : 山留め壁モーメント、 P : 切ばり軸力
式(4.6), (4.7)より y_k の計測データを順次取り込み、カルマンフィルタアルゴリズムを反復すれば、状態ベクトル X_k の最適推定値を求めていくことができる。なお、解析に用いる切ばり位置の先行変位および先行荷重は前荷重段階の計測値を用いている。

③予測解析: ②で推定した地盤反力係数を用いて最終工程までの山留め挙動を予測。推定した地盤反力係数と切ばり位置の変位・軸力を先行変位・先行荷重として弾塑性解析を行う。塑性域の判定は、設計段階で用いた内部摩擦角 ϕ と粘着力 c を用いる。

4.3.2 安全性の検討

図-4.14 に示す計測管理フローに従って、山留め掘削工事を行った。ここでは特に長辺方向 (A1-A2 断面) の山留め架構について検討を行う。

(1) A1 断面の検討

1・2次掘削時において、山留め壁の計測値は設計値より大きな値となったが、山留め壁変位、モーメントとも第1次管理値以内におさまった。これより、安全面で問題がないものと判断し、計画通り次段階の掘削を実施した。

しかしながら、3次掘削終了時において A1 側の山留め壁のモーメントが第1次管理値を越えたため (図-4.16 (a))、3次掘削以降の掘削は警戒体制をとり、逆解析および予測解析を用いた情報化施工を行うことになった。3次掘削終了時の計測データと設計値を比較すると、G.L.-20.0m 以浅の有楽町層で変形およびモーメントが大きくなっている。このデータを用いて推定した地盤反力係数は、7号地層および下総層群ではほぼ設計値と同じ値を示したが、掘削面付近の有楽町層では設計値の $1/2 \sim 1/3$ となり、非常に軟弱な地層であることがわかる。

図-4.17 (a)に3次掘削終了時の計測データからの予測解析結果を示す。設計値にくらべると非常に大きな値となるが、最終掘削段階 (7次掘削) においても第2次管理値を越えることはなく、計測管理フローに従って次段階の掘削を実施した。ただし、4次掘削段階において G.L.-10.0m 付近はモーメントが大きくなることが予想される

ため、日常の計測管理を十分に実施しながらの施工となった。

図-4.18 (a)は最終掘削時の計測データと設計値および3次掘削終了時からの予測解析結果を比較したものである。3次掘削終了時からの予測解析結果は、変位、モーメントともに精度良く評価できており、設計段階での不確実性を十分に補うことができているといえる。

(2) A2 断面の検討

1・2次掘削時において、山留め壁変位、モーメントとも設計値に近い値となり、第1次管理値を下まわった。3次掘削終了時では、一段切ばりの設置位置で変位およびモーメントが大きくなっているが、計測値と設計値とは概ね近い値をとり、第2次管理値までかなりの余裕があると判断できる(図-4.16 (b))。図-4.17 (b)に3次掘削終了時の計測データからの予測解析結果を示す。設計値にくらべると小さな値となり、A1側を中心に安全性を検討すればよいことがわかる。また、図-4.18 (b)より、3次掘削終了時からの予測解析結果は、山留め壁変位が計測値よりやや大きな値となったが、精度良く評価できている。

(3) 各掘削段階からの検討

4次掘削以降も山留め壁の変形は掘削に伴って増加していくが、推定地盤反力係数は3次掘削の時点で評価したものと同様となった。これから予測した山留め壁の挙動も第2次管理値以内におさまる、計画通り最終掘削まで行うことができた。図-4.19は、各掘削段階からの最終掘削終了時の予測を、最終掘削終了時の計測値を基準に百分率で示したものである。予測値は掘削が進むにつれてその精度が良くなることわかる。

4.3.3 合理性の検討

4.3.2項では逆解析・予測解析結果を管理値と対比する指標として用い、山留め掘削工事の安全管理に適用した。ここでは、逆解析・予測解析結果をさらに積極的に利用して、工事の合理化を進めることを考える。通常、山留め掘削工事における情報化施工管理は、設計段階での不確実性を補い、工事を安全に進めることを第一の目的として実施されることが多い。すなわち、計測値が図-4.20における「危険側」の領域にある場合である。しかしながら、計測データによっては図の「安全側」の領域にはいるものもあり、将来的にも余裕があることが早い段階で評価できれば、工事を合理的に進めることができる。

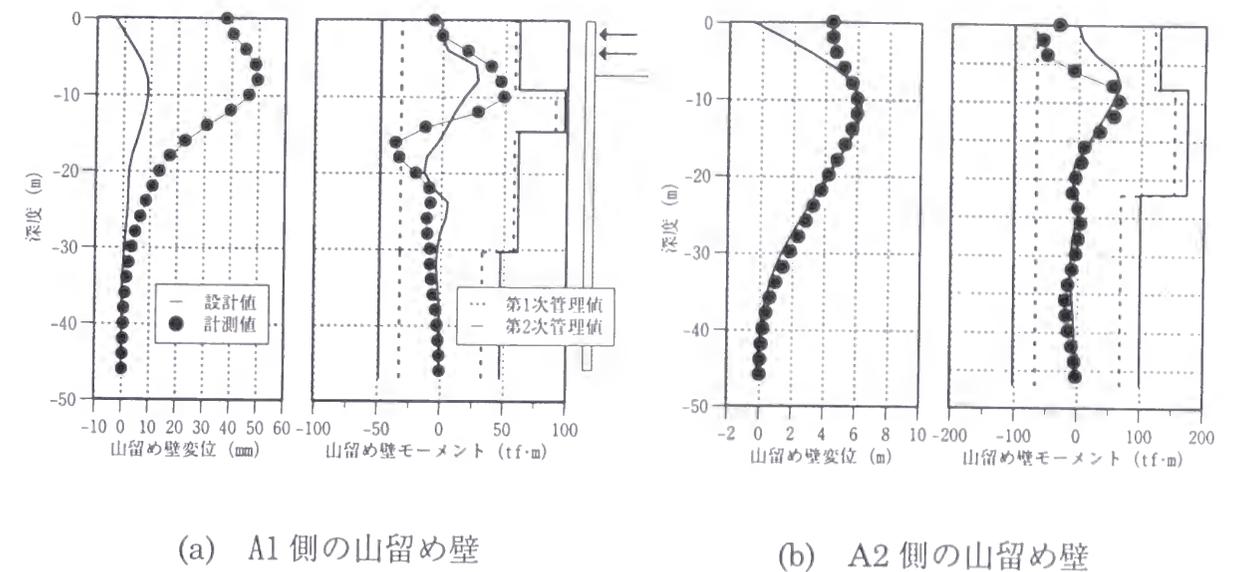


図-4.16 3次掘削終了時の計測値および設計値

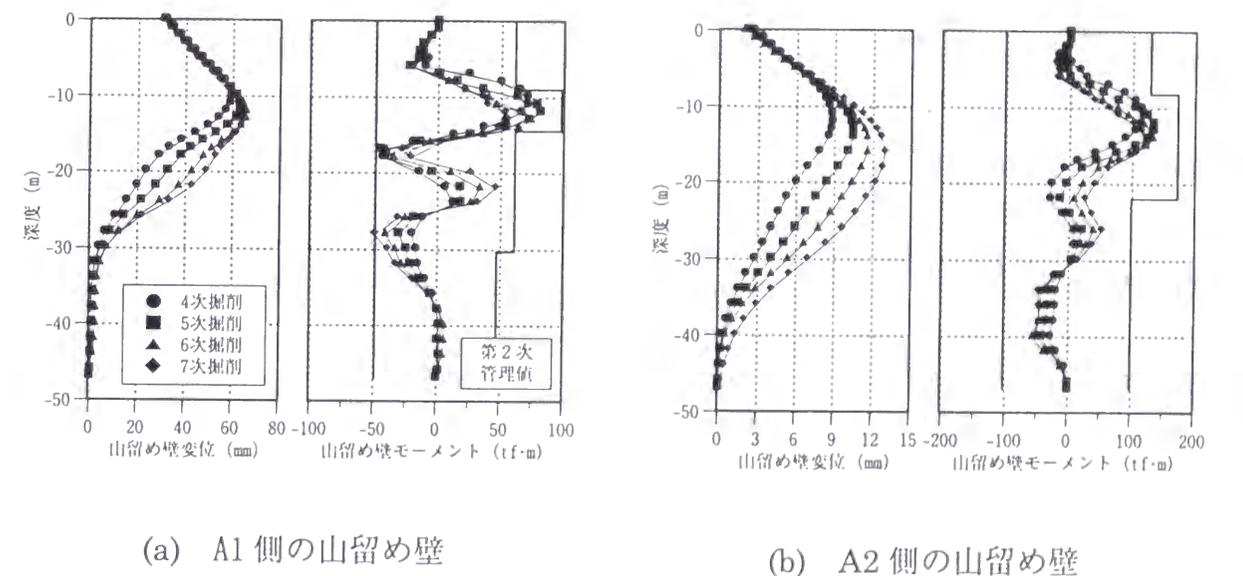
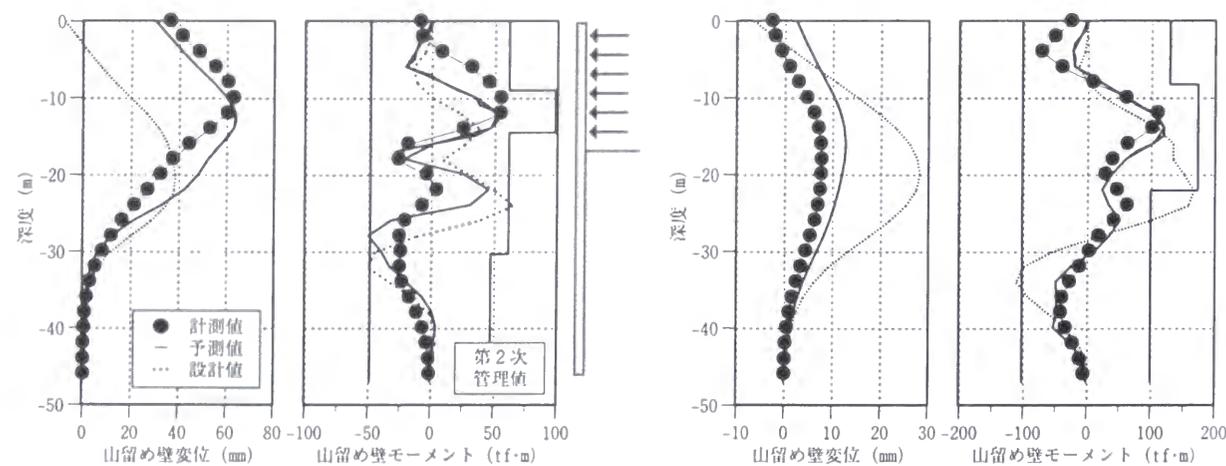


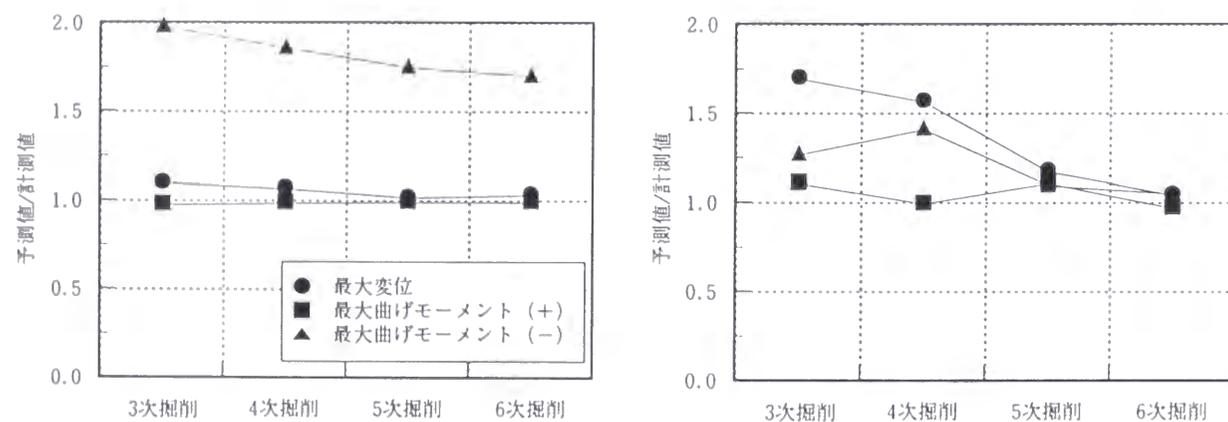
図-4.17 3次掘削終了時からの予測解析結果



(a) A1側の山留め壁

(b) A2側の山留め壁

図-4.18 最終掘削終了時の計測値，設計値および予測値の比較



(a) A1側の山留め壁

(b) A2側の山留め壁

図-4.19 各掘削終了時からの最終掘削終了時の予測値

本工事においては、3次掘削終了時で警戒体制に入り、情報化施工を行うことになったが、この時点で最終掘削終了時まで変形・モーメントとも第2次管理値までにはある程度の余裕があることがわかった。これより、掘削・切ばり架設・解体工事を通じて、経済性・施工性の上で最も効果のある計画変更を考え、次に示す3パターンの方をを検討した(図-4.21参照)。

Case1 6段目支保工の省略

設計時に計画されていた6段目の切ばりを架設せず、最終掘削(7次掘削)を行う。搬入する鉄骨量の削減と架設および撤去に要する工期の短縮を図る。

Case2 4・5段目支保工の同時解体

当初計画の「1層目躯体工 → 5段目支保工撤去 → 2層目躯体工 → 1回目埋戻・捨ばり工 → 4段目支保工撤去」という施工手順を「1層目躯体工 → 4・5段目支保工同時撤去」に変更し、工期短縮および鉄筋工事の施工性向上を図る。

Case3 1・2段目支保工の同時解体

当初計画の「3層目躯体工 → 2回目埋戻・捨ばり工 → 2段支保工撤去 → 4層目躯体工 → 3回目埋戻・捨ばり工 → 1段目支保工撤去 → 5層目躯体工」という施工手順を「3層目躯体工 → 2回目埋戻・捨ばり工 → 1・2段目支保工撤去 → 4層目躯体工 → 3回目埋戻・捨ばり工 → 5層目躯体工」に変更し、工期短縮および鉄筋工事の施工性向上を図る。

Case1については、6次掘削終了時の計測データから逆解析を行い、6段切ばりを入れない状態を解析した。図-4.22(a)に解析結果を示す。5段切ばり位置から最終床付け面までの変形が大きくなり、モーメントも第2次管理値を超えることが予測されたため、計画をとりやめた。

Case2についても最終掘削終了時のデータを用いて逆解析を行い、4・5段切ばり同時解体の解析を行ったが、3段切ばり位置から底盤コンクリート打設位置にかけて変形が大きくなり、モーメントも第2次管理値を超えることが予測されたため、Case1と同様に計画を変更しなかった(図-4.22(b))。

一方、Case3については、3段目支保工解体後の計測データを用いて1・2段目支保工の解体時の予測解析を行った。図-4.22(c)に解析結果を示す。変形・モーメントとも第2次管理値以内におさまったため、設計変更を行った。ただし、計測管理を十分に行うとともに、1・2段目支保工解体直前、2段切ばりジャッキダウン後の計測データを用いた逆解析・予測解析を実施しながら解体作業を行った。これにより工期の短縮および鉄筋工事における施工性の向上を実現することができた。

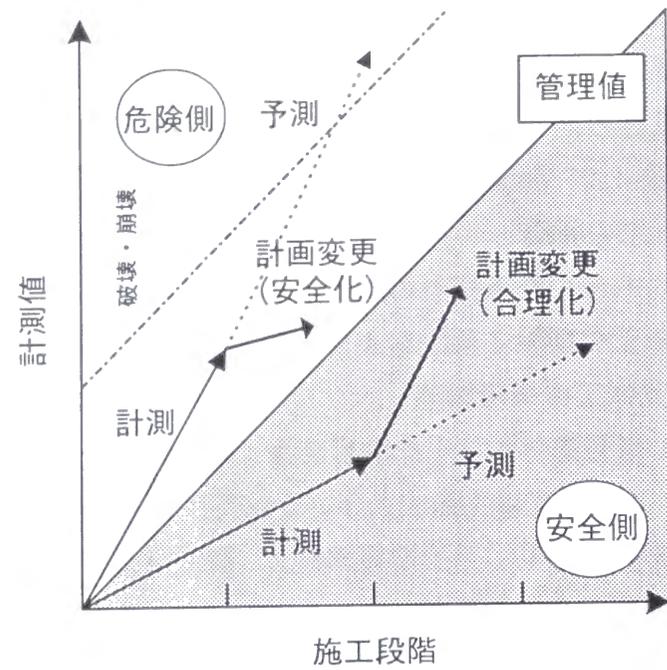


図-4.20 情報化施工による合理化の概念図

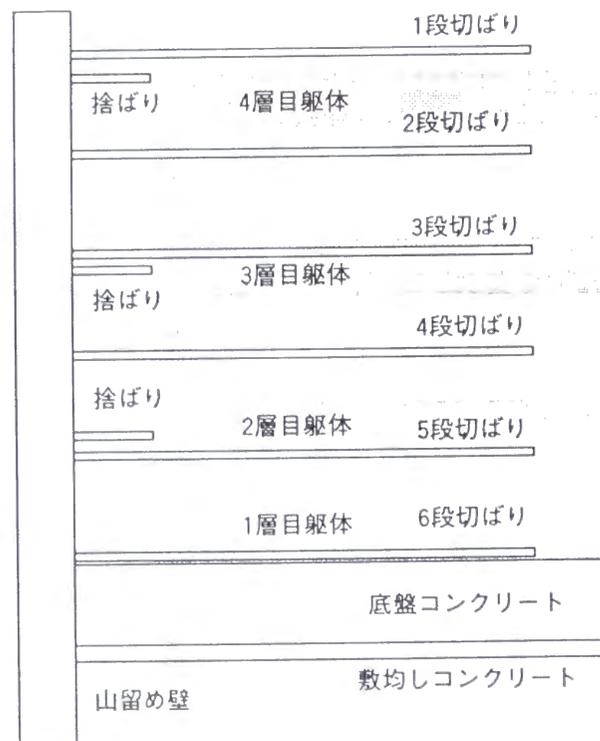
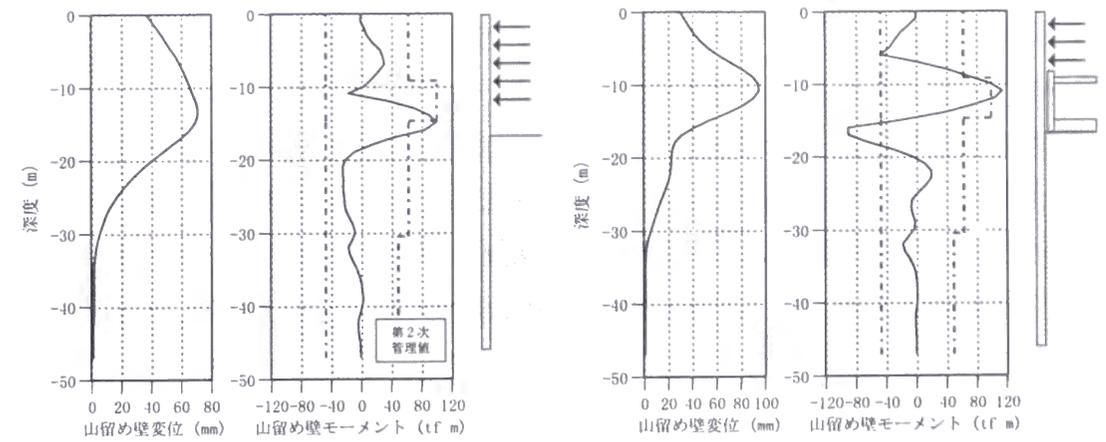
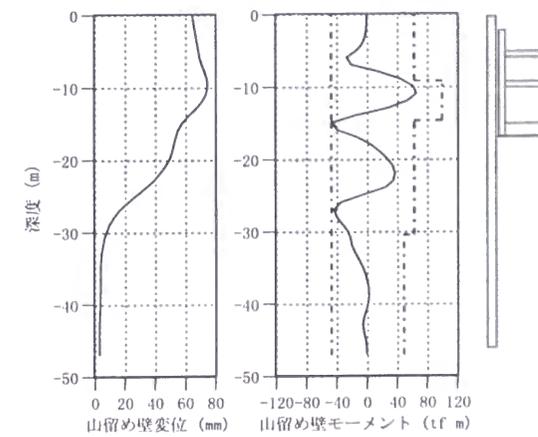


図-4.21 構造断面図



(a) Case1

(b) Case2



(c) Case3

図-4.22 合理化の検討

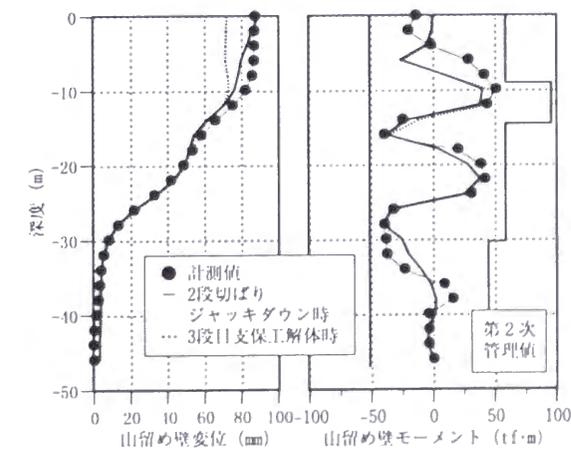


図-4.23 1・2段目支保工同時解体時の計測値と予測値

4.3.4 事後検討

図-4.23は、1・2段切ばり解体後の計測値と3段目支保工解体時および2段切ばりジャッキダウン時からの予測値を比較したものである。変位・モーメントとも計測値が一番大きな値を示し、予測値は危険側の値となった。この原因の一つは捨ばりばね定数の取り方に問題があったと考えられるため、計測データを用いて切ばりばね定数を推定した。推定方法は式(4.6)の状態方程式を式(4.8)のように変更して、逆解析を行ったものである。

$$X_{k+1} = \begin{Bmatrix} K_h \\ S_p \end{Bmatrix} = IX_k \quad (4.8)$$

ここで、 S_p ：捨ばりばね定数

図-4.24に推定した捨ばりばね定数を示す。図-4.23に示す予測解析結果は、捨ばりばね定数に設計値(180.0kgf/cm/m)を用いているが、計測データから推定した捨ばりばね定数は設計値より小さな値で推定され、過大な値を与えていたことがわかる。また、施工が進むにつれて捨ばりばね定数が大きくなり、設計値に近づいていく。これは、いわゆる「なじみ」の効果で、プレロードがかけられない捨ばりでは、効果を発揮するのに時間がかかることがわかる。これより、事前設計における捨ばりばね定数の設定には十分な注意が必要である。

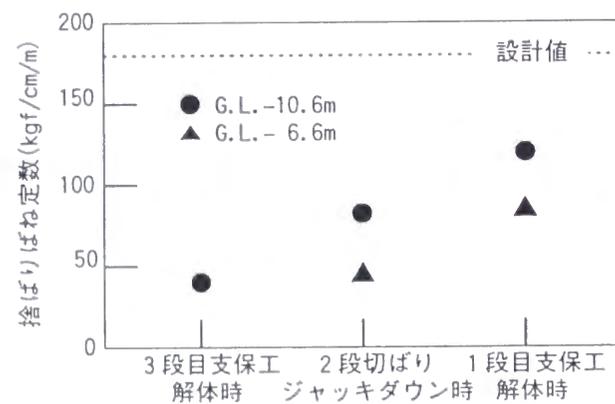


図-4.24 推定捨ばりばね定数

4.3.5 考察

山留め掘削工事において、逆解析・予測解析を用いた情報化施工は、工事の安全性および合理性を検討する上で重要な役割を果たす。本節で行った逆解析および予測解析では、管理値との比較を簡単にするために、設計計算法を解析のモデルとしている。したがって、推定された未知パラメータはあくまでも山留め掘削挙動を弾塑性法でモデル化したときの最適なパラメータであり、予測の精度はそのモデルが表現できる範囲に限られたものである。また、ここで用いた計測データは、計測管理用に計画されたものであり、必ずしも逆解析に適したものではない。今後は、計測・解析・施工の方法をトータルにとらえたシステムの構築が必要であると考えられる。

4.4 まとめ

本章では、情報化施工を2つの実務的な問題に適用した。1つは事前設計へのフィードバックであり、もう1つは事後設計による合理化の検討である。結論は次のようにまとめることができる。

- ① 情報化施工を用いて、事前に設定が困難な設計パラメータを推定することができた。推定した結果は、事前設計値と大きく違わないが、ばらつきが見られた。
- ② 施工中の施工管理および事後設計に情報化施工を用いた。その結果、ここで用いた情報化施工システムは信頼性のあるものであり、施工の合理化に寄与することができた。

参考文献 (第4章)

- 1) 岸尾俊茂・太田 擴・橋本 正・譽田孝宏・斉藤悦郎・小林範之：逆解析に基づく大阪地盤の土留め作用側圧と地盤反力係数，土木学会論文集，No.560，pp. 107-116，1997.
- 2) 中村兵次・中沢 章：掘削工事における山留め壁応力解析，土質工学会論文報告集，Vol. 12，No. 4，pp. 95-103，1972.
- 3) Terzaghi,K. and Peck,R.B.：Soil Mechanics in Engineering Practice, 1st and 2nd Edition, John Wiley and Sons, Inc., 1948 and 1967.
- 4) Tschebotarioff,G.P.：Soil Mechnics, Foundations and Earth Structures, McGraw-Hill, New-York, 1957.
- 5) 玉置修・矢作枢・中川誠志：多数の切バリ反力実測値から求めた山留め土圧について，土と基礎，Vol. 21，No. 5，pp. 21-26，1973.
- 6) トンネル標準示方書（開削編）・同解説，土木学会，1986.
- 7) 金谷祐二・宮崎祐助・山口 功：剛壁にかかる土圧測定，日本建築学会論文報告集，号外，pp. 368，1966.
- 8) 金谷祐二・宮崎祐助：RC山留め壁にかかる側圧，土と基礎，Vol. 21，No.1，pp. 19-24，1973.
- 9) 建築基礎構造設計指針，日本建築学会，1988.
- 10) 共同溝設計指針，日本道路協会，1986.
- 11) 古藤田喜久雄・風間了・丸山今朝美：地盤の変形係数 E_s に関する実験的研究(その2)，日本建築学会大会学術講演梗概集（構造），pp. 1711-1712，1976.
- 12) 仮設構造物設計指針（案），大阪市交通局建設技術本部建設部，1993.
- 13) 山口柏樹：土質力学，技報堂，1969.
- 14) 新津敬治・吉川清元・崎濱秀仁・小林範之・斉藤悦郎・上野俊美・深沢郁夫：拡張カルマンフィルタによる山留め逆解析の側圧・地盤反力同時推定（その2）- 軟弱地盤における大規模掘削工事での事例-，第30回土質工学研究発表会，pp.1657-1658，1995.
- 15) 野尻明美：掘削工事における山止め架構の構造計画および構造計算，鹿島建設技術研究所年報，第20号，1972.
- 16) 小林範之・斉藤悦郎・澤田慎吾・高橋 豊・成田恭治・大政泰雄・畑野俊久：逆解析の山留め切ばり解体への適用，地盤工学における逆解析の適用と施工管理に関するシンポジウム論文集，pp. 195-200，1997.
- 17) 岡原美知夫，土屋幸三郎：大深度掘削工事の現状と今後の動向，基礎工，Vol.18，No.7，pp.2-9，1990.
- 18) 近接施工技術総覧編集委員会：近接施工技術便覧，1997.
- 19) 斉藤悦郎・古賀重利・鎌田正孝：拡張カルマンフィルタ支援による山留め工事の計測管理手法，土木学会論文集，第391号/VI-8，pp. 115-124，1988.

第5章 山留め計測データに基づく予測解析の信頼性と設計変更のリスク評価について

5.1 概説

構造物をつくるためには、多くの作業手順を経なければならないが、それぞれの作業の中には様々な不確実性が存在する。特に、土に関する構造物の場合には変化に富んだ自然を相手にするため、不確実な要因が多くなる。例えば、調査・試験の段階では、土が本来的に有する不均質さのための位置的なばらつきやサンプリング、試験装置および試験法といった技術的な問題からくるばらつきがみられる。また、設計の段階では、実際の地盤と解析モデルの間に地盤構成や境界条件の面で隔たりがある。さらに施工時には、さまざまな制約のために、計画通りの施工を実施することが容易でない場合がある。つまり、土に関する構造物の設計・施工は、数々の不確実性のもとに実施されるのである。

このような不確実性に対応するために、信頼性設計や情報化施工が実施される。信頼性設計¹⁾は従来の安全率法に代わる設計法であり、設計に関する不確実性をより厳密に正確に反映させるための設計法である。一方、情報化施工²⁾は、設計に関する不確実性を補う目的で、施工中の現場計測から逆解析・予測解析などの手法を介して事後設計を行い、直接的に不確実性に対処するものである。

情報化施工は、新しい情報を得て、事後設計を繰返し、最適な施工を行うことに特徴がある。そのため、段階施工となる軟弱地盤の盛土工事³⁾、NATMによるトンネル工事⁴⁾や山留め掘削工事⁵⁾で研究が進められている。特に、山留め掘削工事の場合は、仮設工事であるため本体工事に比べ柔軟性があること、鋼材やコンクリートのフレームをもつ構造物であり、設計計算法や施工管理の指標が明瞭であることなどのため、適用実績⁶⁾が多い。

一般に情報化施工は、当初の不確実性を減少させ、施工を「安全」に行うことを第一の目的として実施されることが多い。一方、施工中の計測データから得られる逆解析・予測解析結果を積極的に利用すれば、工事を「経済的」に進めることができ、信頼性設計の観点からもその有効性⁷⁾が認められるところである。

このような情報化施工において逆解析と予測解析に基づく事後設計は非常に重要な役割を果たし、その結果は将来の施工方策を決定する指標となるため、高い信頼性が求められる。人工的に作成した数値解析データを用いた逆解析・予測解析に対する信頼性の評価は、吉田ら⁷⁾によって詳細に検討されているが、実測データを用いた場合の評価は「あった、あわない」というレベルにとどまっている。さらに、予測解析の結果に基づいて設計変更（事後設計）を行った場合でも、その予測解析の信頼性と

設計変更の判断基準との関係が明確にされているものは少ない。

本論文は、計測データに基づいた予測解析結果に従い、設計変更を行った実際の山留め掘削工事を対象にして、その予測解析の信頼性と情報化施工の有効性を検討する。現場で得られる計測データは、室内試験などに比べて、ばらつきが多く、時々刻々と変化している。このため、逆解析を行う時期によってその解析結果は変化し、さらに予測解析結果もばらつきを持つことになる。また、本論文では解析モデルとして弾塑性法を用いているが、モデル化について理想化、単純化されており、実際の挙動との間にも本質的な相違が生じる場合もある。情報化施工はこの予測解析結果に基づいて合理性の判断を行うことになるが、このばらつきをどのように考慮するかは重要な課題となる。ここでは、実際の計測データを用い、観測誤差とモデル化誤差の2つの面から予測解析の信頼性を評価する。さらに、評価した予測値の分布から実際に行った設計変更がどの程度のリスクを持っていたかを明らかにする。

本章の構成は、以下のようである。5.2節では山留め情報化施工管理システム、山留め掘削工事および計測の概要を示す。また、5.3節では観測値の誤差と逆解析および予測解析結果の関係を示す。5.4節ではモデル化の誤差を評価し、観測誤差とモデル化誤差による予測値の分布を示す。さらに、5.5節で予測解析結果の信頼性と設計変更におけるリスク評価を行なう。

5.2 山留め情報化施工管理システムと工事・計測概要

5.2.1 システム概要⁸⁾

山留め情報化施工管理システムは、施工中の計測データから最終工程までの挙動を予測する一連の流れをシステム化し、計測管理への迅速な情報提供を行うものである。本システムが必要とする計測データは、一般的であり、比較的信頼度の高い計測項目である山留め壁体の傾斜角と切ばり軸力のみである。

本システムの構成は、大規模な山留め設計計算に用いられる弾塑性法⁹⁾に基づいており、以下に示す3段階のステップからなる。

①現状解析

山留め壁体の傾斜角データからその変位および曲げモーメントを推定し、管理値と比較する。傾斜角データは3次のスプライン関数により近似され、関数の微積分により変位、曲げモーメントを推定する。ここでの山留め壁はRC連続壁であるため、 $M-\phi$ 曲線を用いて剛性低下を考慮している。

②逆解析

切ばり軸力と現状解析で推定した壁体変位、曲げモーメントを用いて背面側有

効主働側圧と地盤反力係数を推定する。逆解析手法には拡張カルマンフィルタを用いた。この手法を用いれば、データを統計的に処理することができるため、ばらつきの多い現場での計測データにも対応できる。

③予測解析

逆解析で推定した背面側有効主働側圧と地盤反力係数を弾塑性法の入力パラメータとし、最終工程までの山留め挙動を予測する。ここでも現状解析同様、 $M-\phi$ 曲線による山留め壁の剛性低下を考慮している。

5.2.2 逆解析手法

拡張カルマンフィルタ¹⁰⁾の基本式は式(5.1), (5.2)に示した非線形の観測方程式および状態方程式である。

・状態方程式

$$x_{k+1} = f_k(x_k) + w_k \quad (5.1)$$

・観測方程式

$$y_k = h_k(x_k) + v_k \quad (5.2)$$

ここで、 x_k : 状態量ベクトル($n \times 1$), y_k : 観測ベクトル($p \times 1$), h_k, f_k : 状態量 x_k に対する非線形関数, v_k : 観測ノイズベクトル($p \times 1$), w_k : システムノイズベクトル($m \times 1$)。

式(5.1), (5.2)より計測データを順次取り込んでいけば、状態ベクトル x_k の最適推定値が求まる。

山留め逆解析に用いる場合には、状態方程式は状態量が時間によって変化しないことを仮定して、式(5.3)のように示される。また、観測方程式は荷重～変位関係からなる山留め架構の構造モデルを利用し、状態量 x_k を変数として観測ベクトル y_k について展開し、さらにノイズを与えた式(5.4)となる。

・状態方程式

$$x_{k+1} = \begin{Bmatrix} E_p \\ K_h \end{Bmatrix} = Ix_k \quad (5.3)$$

・観測方程式

$$y_k = \begin{Bmatrix} \delta \\ M \\ P \\ E_p \end{Bmatrix} = h(x)_k + v_k \quad (5.4)$$

ここで、 x_k : 状態ベクトル, y_k : 観測ベクトル, v_k : 観測ノイズ, I : 単位行列, E_p : 背面側有効主働側圧, K_h : 地盤反力係数, δ : 山留め壁変位, M : 山留め壁モー

メント, P : 切ばり軸力。

状態量は、未知パラメータである背面側有効主働側圧と地盤反力係数を取り、観測量には現状解析で求めた壁体変位、曲げモーメントおよび切ばり軸力と背面側有効主働側圧とした。観測量の側圧は、Rankine-Resal式により求められる主働側圧である。この擬似的な観測量は、収束性の改善を考慮したものである¹¹⁾。

5.2.3 工事および計測概要

研究対象とした工事および計測概要は、4.3.2, 4.3.3項と同様である。

当現場における計測システムは、データ処理量が膨大であること、施工への迅速なフィードバックが必要であることを考え、コンピュータを用いた全自動計測、リアルタイム処理、全自動図化処理システムを採用している。計測は1時間毎に行い、6時間毎のデータを記憶している。

5.3 観測誤差と予測解析結果¹²⁾

5.3.1 観測値のばらつき

弾塑性法を用いて山留め掘削解析を行なう場合、各次の掘削終了時からプレロード導入まで山留め架構には外力が作用しないと仮定する。逆解析に用いる計測値は、この掘削終了時からプレロード導入までの間に得られるデータとなり、このデータから設計パラメータを推定することになる。計測データは、5.2節で示したように傾斜角と切ばり軸力であるが、観測量としては傾斜角データを現状解析により加工した壁体変位、曲げモーメントおよび切ばり軸力となる。図-5.1に各次の掘削終了時からプレロード導入までの期間における壁体変位および曲げモーメントの平均値と標準偏差を示す。壁体変位の標準偏差をみると、掘削面以浅で急激にばらつきが大きくなり、山留め壁天端で最大となることがわかる。また、標準偏差は平均値の大きさとは比例せず、4次掘削時および6次掘削時のデータのばらつきが特に大きく現れた。変動係数は最大で0.09程度である。曲げモーメントに関しても、掘削面以浅でばらつきが大きくなり、特に各ピーク点付近で最大となる。表-5.1に、切ばり軸力のばらつきを示した。壁体の変形や曲げモーメントに比べるとばらつきが大きく、変動係数の最大値は0.31であった。

観測データのばらつきは、①地下水位の変動による山留め壁作用側圧の変化、②地盤のクリープ変形、③重機の移動などによる上載荷重の変化、④データ採取上の誤差などが考えられる。計測データによれば、山留め壁に作用する水圧は、掘削開始から

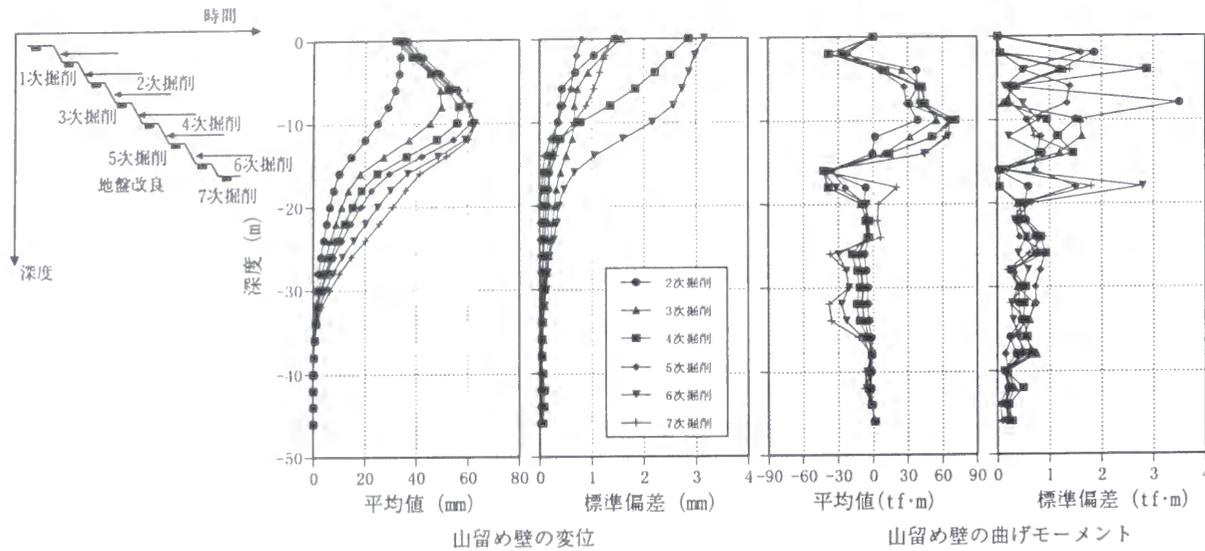


図-5.1 観測データのばらつき (山留め壁変位, 曲げモーメント)

表-5.1 観測データのばらつき (切ばり軸力)

掘削回数		切ばり (tf/本)					
		1	2	3	4	5	6
2	μ	73.50					
	σ	5.63					
	COV	0.08					
3	μ	64.18	53.39				
	σ	3.05	4.65				
	COV	0.05	0.09				
4	μ	53.61	60.31	102.76			
	σ	4.93	4.21	12.37			
	COV	0.09	0.07	0.12			
5	μ	47.25	54.45	94.80	113.80		
	σ	1.05	0.15	1.60	5.20		
	COV	0.02	0.00	0.02	0.05		
6	μ	41.92	47.47	89.40	121.58	78.91	
	σ	5.90	2.02	5.40	13.38	24.21	
	COV	0.14	0.04	0.06	0.11	0.31	
7	μ	46.47	47.58	94.75	122.78	105.79	100.02
	σ	9.50	2.59	6.64	5.96	6.21	8.85
	COV	0.20	0.05	0.07	0.05	0.06	0.09

μ : 平均値 σ : 標準偏差 COV: 変動係数

終了時までほとんど変化がなく、その程度の水圧のばらつきでは上記のような観測データのばらつきは発生しない。また、地盤のクリープ変形によるものであれば、計測値が漸化的に増加あるいは減少することが考えられるが、本計測結果にはそのような傾向はない。

一方、③の要因に関しては、重機の移動を時間で管理することは現実には不可能であるため、取り除くことは出来ない。また、センサーやデータ採取システムの選択に関しては十分な検定を行なっているが、重機の移動がない深夜の計測データにもばらつきがあり、④の要因が存在することがわかる。これより、本計測データは山留め挙動の真の値ではなく、何らかの観測誤差を含んだものであるといえる。

5.3.2 推定パラメータの信頼性について

逆解析によって推定されるパラメータの信頼性は式(5.5)に示される推定誤差の共分散行列の形で評価される¹³⁾。式より明らかなように①観測データの信頼性、②事前情報の信頼性、③観測量と未知量の関係を表す観測行列によって決まる。

$$P = (M^{-1} + H^T R^{-1} H)^{-1} \quad (5.5)$$

ここで、 P : 推定誤差の共分散行列、 M : 観測量の誤差行列、 H : 観測行列、 R : 事前情報の誤差。

しかしながら、実測値を用いて逆解析を行なう場合、その時々計測されるデータを山留め架構の真の挙動と考え、それにフィッティングするように設計パラメータの推定を行なう。つまり、観測誤差を出来る限り小さい値で推定することになる。また、事前情報に対しては、 $ABIC$ を利用し、客観的に事前情報の誤差を決定する方法¹⁴⁾も提案されているが、通常は、施工前に行なう事前設計値を平均値とし、工学的判断からその信頼性を評価している。また、観測点の配置に関しては、壁体変位、曲げモーメントが全長に対して、切ばり軸力も全段数に対して与えることができるため、通常は観測点の最適な配置を考える必要はない。したがって、弾塑性法の出力である壁体変位量、曲げモーメントおよび切ばり軸力と真値である観測量とを適合させることにより、推定された未知パラメータ (背面側有効主働側圧と地盤反力係数) は、計測データとバランスのとれた最適な推定値となる。

5.3.3 逆解析結果

5.3.1項で得られたデータを用いて、ばらつきのある観測量が推定パラメータにどの程度の影響を及ぼすかを検討した。

表-5.2に推定した有効主働側圧と地盤反力係数の平均値、標準偏差および変動係数

を示した。(a)推定有効主働側圧のハッチ部分は、掘削以深である。有効主働側圧に関しては、掘削面以浅で推定値のばらつきが大きくなり、観測量のばらつきとの相関がみられる。

特に、変位のばらつきが大きい4, 6次掘削時の掘削面以浅での推定側圧のばらつきは大きく、変動係数は0.04~0.06程度になった。一方、地盤反力係数は曲げモーメントのピーク点にあたる場所でのばらつきが大きくなり、変動係数は0.05~0.08となった。特に、6次掘削時は全域にわたってばらつきが大きい。また、切ばり軸力と推定値のばらつきの関係は明確ではなかった。推定される各設計パラメータは、互いに独立でなく、1つの値が変わればすべての出力（壁体変位、壁体曲げモーメント、切ばり軸力など）に影響をおよぼすが、全体的に見れば、観測量のばらつきの大きい位置における推定量は、大きなばらつきを持つことがわかる。

5.3.4 予測解析結果

5.3.1項で得られた推定値を用いて、予測解析を行ない、その結果の信頼性について検討を行なった。予測解析は、次段階の予測から最終床付け掘削終了時までを計算する。

図-5.2に設計パラメータの変動による予測解析結果への影響を示す。この図は、2次掘削終了時から3次掘削終了時を予測した場合について、式(5.6)で表される影響度を示したものである。ただし、影響度 I_e の値自体に物理的な意味はないので、最大値が1になるように調整している。

$$I_e = \left(\frac{\partial y}{\partial x} \cdot \frac{\partial y}{\partial x} \right) / N \quad (5.6)$$

ここで、 $x=\{E_p, K_h\}$, $y=\{\delta, M\}$, N : 設計パラメータの数

壁体変位および壁体曲げモーメントのピーク点で影響度 I_e は大きな値を示す。これは、設計パラメータの変動（ばらつき）が、予測解析結果の変位や曲げモーメントの最大値に大きな影響を与えることを示している。一方、観測施工や情報化施工を実施するうえで、管理値と比較するのは、変位や曲げモーメントの最大値である。したがって、ばらつきが最も大きな値で管理を行なうことになる。

表-5.3に予測解析結果を示す。表中には壁体変位および曲げモーメントの最大値の平均値、標準偏差、変動係数を示した、また、切ばり軸力に対しては最終掘削時までの最大値を示した。

最大変位のばらつきは、最大曲げモーメントのばらつきに比べて小さい。また、掘削面以浅に現れる正の最大曲げモーメントのばらつきは、掘削面以深に現れる負の最大曲げモーメントのばらつきより小さいことがわかる。山留め壁の施工管理は、変形

表-5.2 推定値の平均値、標準偏差および変動係数

掘削 次数		(a)推定有効主働側圧 (tf/m ²)										(b)推定地盤反力係数 (kgf/cm ²)									
		埋土	有楽町層			7号地層			下総層群				埋土	有楽町層			7号地層			下総層群	
2	層厚	3.90	0.60	3.50	4.90	5.20	7.00	6.20	10.00	3.30	2.40	7.00	5.90	3.20	2.00	7.00	6.20	10.00	5.70		
	μ	13.86	3.05	31.14	35.40	23.65	28.66	10.01	10.70	4.05	13.85	0.47	0.10	0.54	1.95	0.16	1.73	3.64	4.05		
	σ	0.38	0.01	0.55	0.67	0.63	0.85	0.06	0.06	0.01	0.18	0.00	0.01	0.02	0.05	0.01	0.02	0.03	0.05		
	COV	0.03	0.00	0.02	0.02	0.03	0.03	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01	0.05	0.03	0.03	0.08	0.01	0.01	0.01	0.01	
3	層厚	3.90	3.10	1.00	4.90	5.20	7.00	6.20	10.00	3.30	2.40	12.90	3.20	2.00	7.00	6.20	10.00	5.70			
	μ	9.97	27.98	10.23	50.43	39.21	42.89	29.73	32.69	9.46	19.34	0.21	0.13	1.52	0.49	1.29	3.75	4.71			
	σ	0.17	0.32	0.05	0.79	1.11	1.29	0.43	0.40	0.01	0.06	0.00	0.01	0.02	0.01	0.01	0.02	0.03			
	COV	0.02	0.01	0.01	0.02	0.03	0.03	0.01	0.01	0.00	0.00	0.00	0.04	0.01	0.01	0.01	0.00	0.01	0.01		
4	層厚	3.90	4.10	1.50	3.40	5.20	7.00	6.20	10.00	3.30	2.40	12.90	3.20	2.00	7.00	6.20	10.00	5.70			
	μ	8.55	32.06	11.40	36.65	58.74	57.20	39.50	50.19	19.00	22.79	0.21	0.13	1.59	0.40	1.38	3.83	5.22			
	σ	0.36	1.75	0.16	0.63	0.46	0.92	0.32	0.53	0.07	0.15	0.00	0.00	0.02	0.01	0.00	0.04	0.03			
	COV	0.04	0.05	0.01	0.02	0.01	0.02	0.01	0.01	0.00	0.01	0.00	0.03	0.01	0.03	0.00	0.01	0.01	0.01		
5	層厚	3.90	4.10	4.00	0.90	5.20	7.00	6.20	10.00	3.30	2.40	16.10	2.00	7.00	6.20	10.00	5.70				
	μ	8.99	24.29	31.63	8.55	67.47	63.16	53.38	65.98	26.71	26.46	0.21	1.34	0.37	1.68	4.76	5.42				
	σ	0.16	1.17	1.17	0.08	1.95	2.99	2.95	2.59	0.76	0.54	0.01	0.06	0.02	0.10	0.21	0.04				
	COV	0.02	0.05	0.04	0.01	0.03	0.05	0.06	0.04	0.03	0.02	0.04	0.04	0.06	0.06	0.04	0.01				
6	層厚	3.90	4.10	4.90	1.60	3.60	7.00	6.20	10.00	3.30	2.40	16.10	2.00	7.00	6.20	10.00	5.70				
	μ	8.58	23.55	37.97	24.14	49.00	89.92	67.27	73.78	34.05	28.73	0.37	1.21	0.38	1.54	4.69	5.66				
	σ	0.21	1.42	2.17	0.66	0.39	1.44	2.48	3.28	0.47	0.50	0.01	0.06	0.02	0.05	0.16	0.05				
	COV	0.02	0.06	0.06	0.03	0.01	0.02	0.04	0.04	0.01	0.02	0.03	0.05	0.05	0.03	0.03	0.01				

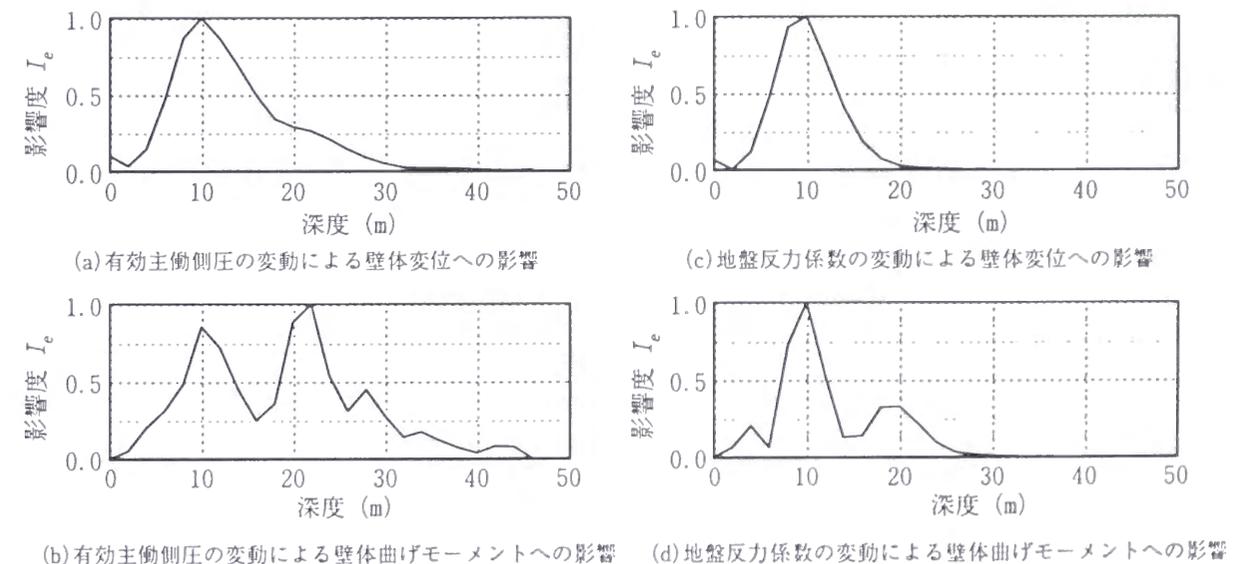


図-5.2 推定パラメータの変動による予測解析結果への影響 (2次掘削~3次掘削)

あるいはモーメント（応力）を基準として行われるが、モーメントで管理する場合には、ばらつきに対して特に注意が必要になる。また、ある掘削時の逆解析結果から最終掘削時までを予測すると、掘削次数が進むにつれてばらつきが増加するが、その差は大きなものではない。切ばり軸力に関しても、変位に比べてばらつきが大きく、変動係数が最大で0.1程度になった。

5.3.3項で推定値のばらつきを検討したが、6次掘削時は、掘削以浅の有効主働側圧および地盤反力係数のばらつきが大きく、予測解析結果もばらつきが大きくなる。特に曲げモーメントの変動係数が0.11、切ばり軸力は0.09となった。

5.3.1項に示したように施工中の計測データは、傾斜角データから得られる壁体変位、および曲げモーメントは変動係数0.1程度のばらつき、切ばり軸力は、0.3程度のばらつきがある（表-5.4①）。また、そのデータを用い、逆解析を介して得られる予測解析結果は、壁体変位の変動係数が0.05、曲げモーメントが0.1、切ばり軸力が0.1以内である（表-5.4②）。これより、計測データのばらつきは、「解析」を通してフィルタがかかり、ばらつきが小さくなることわかる。特に切ばり軸力に関しては、この傾向が顕著になる。

5.4 モデル化誤差と予測解析結果の信頼性¹²⁾

5.4.1 モデル化誤差

計測データに基づいて設計パラメータを見直し、次段階以降の挙動を予測する場合、事前設計値に比べて精度は大きく向上する。しかし、こうして求めた予測値も山留め挙動の真値となる計測値と完全に一致することはなく、ある程度の誤差を生じる。この予測誤差の中には5.3節で示した観測誤差によるものの他に、設計パラメータの誤差、解析法自体の誤差、あるいは施工の誤差によるものが含まれる。土質に関する設計パラメータについては、逆解析により計測データに最適な推定値を求めているため、誤差は小さい。その他のパラメータ、すなわち山留め壁の剛性および支保工のばね定数も土質パラメータに比べてばらつきが小さい。また、施工のばらつきに対しては、実際の施工を忠実にモデル化することで対応することしかない。

以上より観測誤差による予測値のばらつき以外は、解析手法に関するモデル化誤差によるものと定義し、以下の議論を進める。

本論文では、解析モデルとして弾塑性法を用いているが、予測解析結果の平均値と計測値の平均値との比較を行なうことにより、モデル化（予測解析手法）の誤差を評価する。

図-5.3は縦軸に各掘削段階からの最終掘削時の予測誤差と計測値との比 R_e 、横軸に

表-5.3 計測データに基づく予測解析のばらつき

掘削次数		(a) 壁体変位および曲げモーメント															(b) 切ばり軸力					
		3			4			5			6			7			1	2	3	4	5	6
		μ	σ	COV	μ	σ	COV	μ	σ	COV	μ	σ	COV	μ	σ	COV	μ	σ	COV	μ	σ	COV
2	δ	57.2	1.9	0.03	63.2	2.8	0.04	64.3	2.8	0.04	63.6	2.3	0.04	63.2	2.3	0.04	73.5	275.7	106.4	71.5	228.3	90.5
	M(正)	57.9	1.4	0.02	58.8	0.5	0.01	63.8	1.4	0.02	64.1	1.3	0.02	54.3	4.5	0.08	-	11.1	6.1	7.2	13.0	4.3
	M(負)	-49.9	3.6	0.07	-50.6	3.5	0.07	-51.9	3.7	0.07	-52.2	4.4	0.08	-40.8	3.8	0.09	-	0.04	0.05	0.10	0.06	0.05
3	δ				62.2	1.0	0.02	65.5	1.2	0.02	67.4	1.3	0.02	67.1	1.3	0.02	73.5	60.3	153.7	123.4	154.4	81.5
	M(正)				58.7	0.0	0.00	79.5	1.7	0.02	82.0	1.9	0.02	77.8	2.7	0.04	-	-	1.9	3.2	6.6	4.2
	M(負)				-50.6	0.5	0.01	-50.9	0.4	0.01	-53.2	0.3	0.01	-52.6	0.7	0.01	-	-	0.01	0.03	0.04	0.05
4	δ							62.5	0.7	0.01	64.1	0.5	0.01	63.8	0.5	0.01	73.5	60.3	102.8	122.4	144.9	83.9
	M(正)							75.3	1.4	0.02	78.9	1.0	0.01	73.5	1.3	0.02	-	-	-	2.6	2.6	0.8
	M(負)							-51.9	0.2	0.00	-52.3	0.4	0.01	-52.2	0.2	0.00	-	-	-	0.02	0.02	0.01
5	δ										62.9	0.1	0.00	62.5	0.3	0.00	73.5	60.3	102.8	122.8	135.3	84.5
	M(正)										61.1	3.6	0.06	53.9	4.0	0.08	-	-	-	-	8.8	5.0
	M(負)										-41.0	4.2	0.10	-38.6	4.2	0.11	-	-	-	-	0.06	0.06
6	δ													61.6	2.5	0.04	73.5	60.3	102.8	122.8	105.8	92.0
	M(正)													55.5	5.4	0.10	-	-	-	-	-	7.9
	M(負)													-41.2	4.5	0.11	-	-	-	-	-	0.09

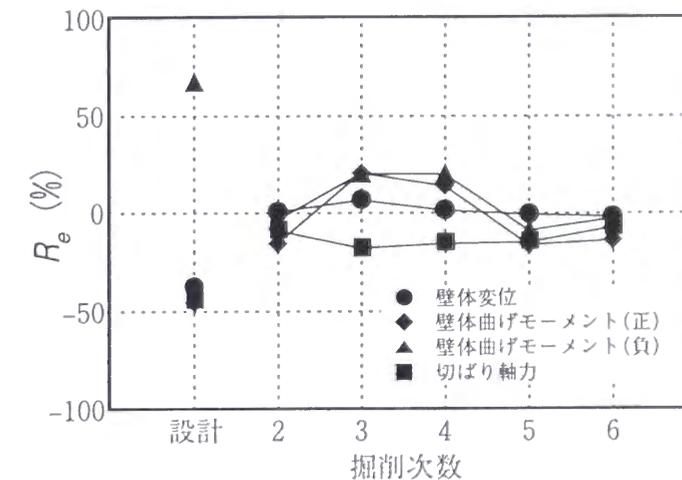


図-5.3 最終掘削時における計測値と予測値の推移

予測を行なった掘削回数をとったものである。ただし、予測解析結果および計測値はどちらも平均値を用いている。また、図中には事前設計値の精度も加えている。事前設計値と比較するといずれも大きく精度が向上している。2次掘削時からの予測解析結果は、6次掘削時の結果と同程度の精度を示すが、全体的には、施工が進み、観測情報が増加するに従って予測精度が向上しているのがわかる。また、壁体変位の精度が最も良く、壁体曲げモーメントおよび切ばり軸力の精度は同程度で、10~20%程度の誤差を含んでいる。

図-5.4は、縦軸に予測解析誤差と計測結果の比 R_e 、横軸には予測解析を行なった時から何次先を予測しているかを示している。壁体変位の予測は、次段階の予測よりも最終床付け掘削時の予測の方が精度が良い。特に2次掘削時からの予測値は、その傾向が顕著に現れている。また、予測誤差は最大で10%程度である。壁体曲げモーメントは、2次掘削時の予測値を除けば、次段階の予測値が最も精度が良いが、現状に遠いほど予測精度が下がるというような傾向はない。予測誤差は、次段階の予測であれば、10%程度、最大で20%程度である。

ここで、計測値の平均値を実際の山留め架構の挙動（真値）と考えれば、真値からの誤差は次段階の予測であれば、各項目とも10%、それ以降の予測であれば、壁体変位で10%、壁体曲げモーメントおよび切ばり軸力で20%の範囲にある（表-5.4③）。

5.4.2 観測誤差とモデル化誤差による予測値の分布

計測データに基づく予測解析値のばらつきは、正規分布を仮定すれば次式で表される。

$$f_x(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] \quad -\infty < x < \infty \quad (7)$$

ここで、 μ ：予測解析値の平均値、 σ ：予測解析結果の標準偏差。

一方、5.4.1項で示したように予測解析値の平均値 μ は真値に対して誤差があり、その誤差を減少させるためには平均値 μ を移動させる必要がある。その移動量は、最大で誤差 α 分であり、範囲は $(1-\alpha)\mu \sim (1+\alpha)\mu$ となる。図-5.5に移動範囲と予測値の分布の考え方を示す。この間の確率分布は、それぞれの確率密度関数の和で示され、式(5.8)となる。

$$\begin{aligned} L(x) &= \int_a^b f_x(x) d\mu \\ &= \int_a^b \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2\right] d\mu \end{aligned} \quad (5.8)$$

ここで、 $a : (1-\alpha)\mu$ 、 $b : (1+\alpha)\mu$ 。

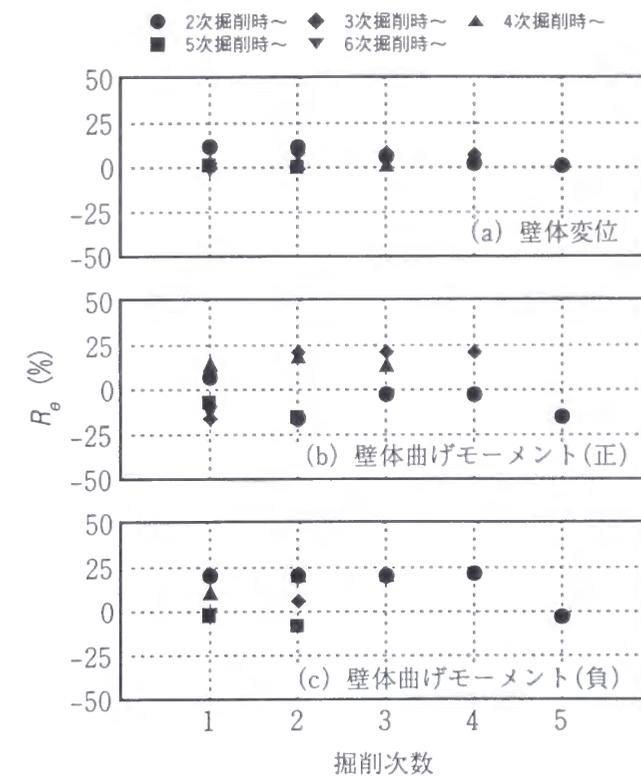


図-5.4 予測解析精度の推移

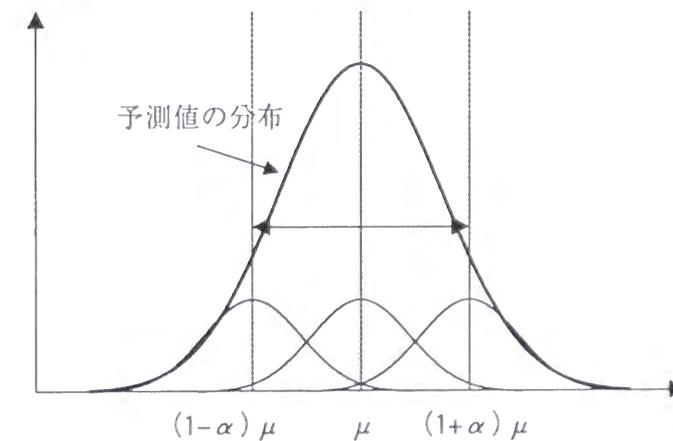


図-5.5 予測値の分布

式(5.8)の確率分布は、予測解析の平均値、標準偏差 σ 、および平均値の移動量 a, b に、表-5.4②、③の値を代入し、数値積分することにより求めた。観測誤差とモデル化誤差を同時に考慮した予測値の分布は、表-5.4④に示すような変動係数を持つ正規分布で近似できる。それぞれ観測誤差による予測値のばらつきより大きな値で評価される。

5.5 設計変更とリスク評価¹²⁾

5.5.1 設計変更案と採否の検討

本工事における山留め挙動は、計測および解析結果から判断して、最終施工段階まで管理値からの余裕があることがわかった。そのため、掘削・切ばり架設・解体工事を通じて、経済性・施工性の上で最も効果のある計画変更案を考え、次に示す3パターンの方法を検討した¹⁵⁾。

Case1 6段目支保工の省略

Case2 4・5段目支保工の同時解体

Case3 1・2段目支保工の同時解体

検討の方法は、想定するケースの1ステップ前の施工時における計測データを用いて、逆解析・予測解析を行い、第2次管理値に対する最小安全率 F_s を求める。その最小安全率 F_s が1.0以上であれば計変更案を採用し、1.0未満であれば不採用とした。

Case1については、6次掘削終了時の計測データから逆解析を行い、6段切ばりを入れない状態を解析した。図-5.6(a)に解析結果を示す。5段切ばり位置から最終床付け面までの変形が大きくなり、モーメントも管理値を越えることが予測されたため、計画をとりやめた。Case1の最小安全率 F_s は0.53であった。

Case2についても最終掘削終了時のデータを用いて逆解析を行い、4・5段切ばり同時解体の解析を行ったが、3段切ばり位置から底盤コンクリート打設位置にかけて変位が大きくなり、モーメントも管理値を越えることが予測されたため、Case1と同様に計画を変更しなかった(図-5.6(b))。Case2の最小安全率 F_s は0.62であった。

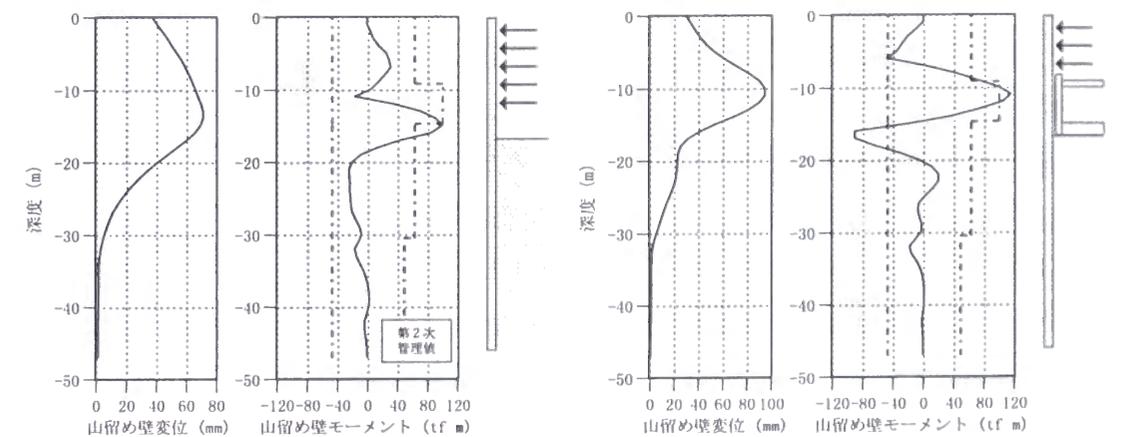
一方、Case3については、3段目支保工解体後の計測データを用いて1・2段目支保工の解体時の予測解析を行った。図-5.6(c)に解析結果を示す。モーメントとも管理値以内におさまったため、設計変更を行った。Case3の最小安全率 F_s は1.07であった。

5.5.2 設計変更案における破壊確率

5.5.1項に示したCase1~Case3の設計変更案について、予測解析結果の信頼性が

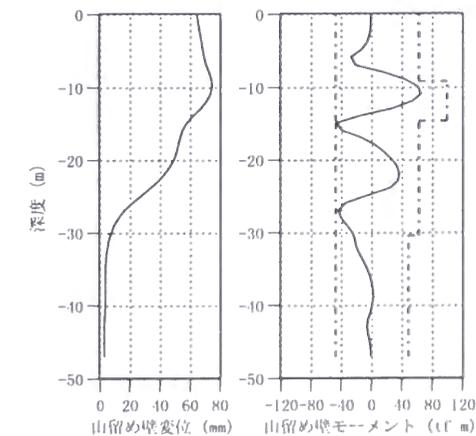
表-5.4 予測値の分布

項目	壁体変位	壁体曲げモーメント	切ばり軸力
①計測データの変動係数	0.1	0.1	0.3
②観測誤差による予測値の変動係数	0.05	0.1	0.1
③モデル化誤差(%)	次段階	10	10
	次段階以降	10	20
④観測誤差・モデル化誤差による予測値の変動係数	次段階	0.076	0.115
	次段階以降	0.076	0.153



(a) Case1

(b) Case2



(c) Case3

図-5.6 設計変更案

らリスクの評価を行なった。

図-5.7に破壊確率 P_f の考え方を示す。「破壊」は第2次管理値をこえる状態と考えた。本山留め壁は曲げモーメントで管理されているため、管理値には確定的に抵抗モーメントを与え、予測結果のみを正規分布で仮定した。したがって、破壊確率は式(5.7)で示される。

$$P_f' = P(L < x < \infty) \quad (5.7)$$

ここで、 P_f' : 破壊確率, L : 管理値

各Caseにおける曲げモーメントのピーク値に対して、破壊確率を求めた。Case1の場合、G.L.-15.0m付近で曲げモーメントが最大値となり、破壊確率は99.9%となった。Case2の場合、G.L.-11.0mおよび16.0m付近でピーク値をとり、破壊確率はそれぞれ88.7%、99.9%であった。実際に設計変更を行ない、施工を実施したCase3の場合は、G.L.-11.0m, G.L.-15.0m, G.L.-22.0m, G.L.-27.0m付近でピーク値をとるが、破壊確率の最大値はG.L.-15.0mの28.1%であった。

図-5.8に設計案の採否の基準として用いた安全率と破壊確率との関係を示した。Case1, Case2では、安全率は1.0未満、破壊確率も100%に近くなり、かなり危険な状態であることが明らかである。一方、Case3は、第2次管理値 L と予測解析結果のみに着目すれば、山留め壁は安全であるように見える。しかし、予測値にばらつきを認めると、第2次管理値 L を越える危険性が存在することになる。

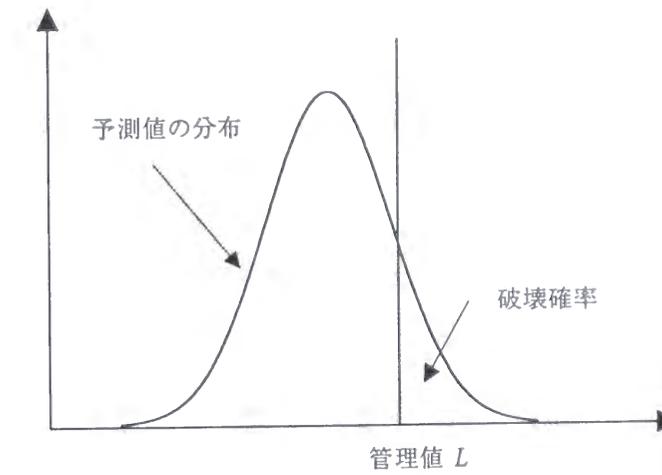


図-5.7 破壊確率

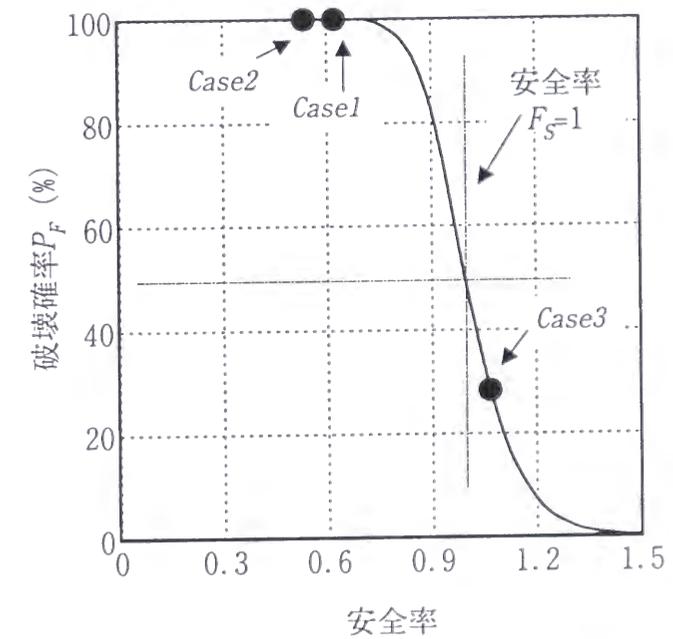


図-5.8 安全率と破壊確率の関係

5.6 まとめ

本章では、山留め掘削工事における計測データのばらつきと予測値のばらつきの関係および解析手法に対するモデル化の誤差を検討し、その信頼性について評価した。また、評価した予測値の分布を利用して、実施した設計変更案のリスク評価を行なった。結論は次のようにまとめることができる。

- ① 傾斜角データから得られる壁体変位、および曲げモーメントは変動係数0.10程度のばらつき、切ばり軸力は、0.3程度のばらつきがある。
- ② 逆解析を介して得られる予測解析結果は、壁体変位の変動係数が0.05程度、曲げモーメントが0.1程度、切ばり軸力が0.1となる。
- ③ 予測解析手法のモデル化誤差は、次段階の予測であれば最大10%程度であり、それ以降の予測であれば最大20%程度である。
- ④ 観測誤差およびモデル化誤差による予測解析結果の変動係数は、次段階で0.076～0.115で、それ以降の予測であれば、0.076～0.153である。
- ⑤ 予測解析結果に分布を持たせることにより、情報化施工中の設計変更案に対してのリスク評価が可能となり、信頼性設計と結びつけることができる。
- ⑥ 設計変更を実施した事例の破壊確率 P_F は、28.1%であった。また、実施しなかった事例では、ほぼ100%の破壊確率であった。

参考文献（第5章）

- 1) 松尾 稔：地盤工学 信頼性設計の理念と実際，技報堂，1984.
- 2) Terzaghi, K. and Peck, R. B. : Soil mechanics in engineering practice, John Wiley & Sons, 1948.
- 3) 例えば，村上 章・長谷川高士：逆解析結果による盛土基礎の安全管理，土木学会論文集，No. 424, pp. 235-242, 1990.
- 4) 例えば，桜井春輔・武内邦文：トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法，土木学会論文集，No. 337, pp. 137-145, 1983.
- 5) 例えば，富永真生・越後勇吉ほか：RCCシステムの開発について（第2報），第12回土質工学研究発表会，pp. 1121-1124, 1977.
- 6) 例えば，矢萩秀一・辻雅 行・斉藤光勇：地下鉄駅開削工事における情報化施工による工程短縮，第7回トンネル工学研究発表会，pp. 411-416, 1997.
- 7) 吉田郁政・豊田耕一・星谷 勝：既知条件の不確定性を考慮した逆解析，土木学会論文集，No. 501, pp. 213-216, 1994.
- 8) 斉藤悦郎・古賀重利・鎌田正孝：拡張カルマンフィルタ支援による山留め工事の計測管理手法，土木学会論文集，No. 391, pp. 115-124, 1988.
- 9) 中村兵次・中沢 章：掘削工事における山留め壁応力解析，土質工学会論文報告集，Vol. 12, No. 4, pp. 95-103, 1972.
- 10) 星谷 勝・斉藤悦郎：建設技術者のためのデータ解析と応用 カルマンフィルタを中心として，鹿島出版会，1991.
- 11) 小林範之・斉藤悦郎：拡張カルマンフィルタによる地盤反力係数・山留め作用側圧の同時推定，土木学会論文集，No. 561, pp. 119-127, 1997.
- 12) 小林範之・斉藤悦郎・畑野俊久：山留め計測データに基づく予測解析の信頼性と設計変更のリスク評価について，土木学会論文集，投稿中.
- 13) 加藤寛一郎：最適制御入門 レギュレータとカルマンフィルタ，東京大学出版会，1987.
- 14) 奥野哲夫・鈴木 誠・本城勇介：ABICと拡張カルマンフィルタを用いた最適な地下水解析モデルの推定，No. 575, pp. 179-198, 1997.
- 15) 小林範之・斉藤悦郎・澤田慎吾・高橋 豊・成田恭治・大政泰雄・畑野俊久：逆解析の山留め切ばり解体への適用，地盤工学における逆解析の適用と施工管理に関するシンポジウム発表論文集，pp. 195-200, 1997.

第6章 山留め情報化設計・施工法の有効性

6.1 概説

施工開始前の設計段階では種々の不確実性が存在し、施工段階に大きく影響を与える。また、施工段階においても施工法や施工状況などに不確実性が存在し、工事全体の安全性や経済性の面で不合理な状態を生む結果となる。

こういった不確実性に起因した不測の事態に対処する有効な手段として、本章では情報化施工を取り上げている。情報化施工の基本的な考え方は、施工中の現場計測から得られた情報によって、設計段階の設計案（事前設計）を検討し直し、施工中の設計変更（事後設計）に柔軟に対応していくというものである。つまり、従来法では独立に考えられていた設計と施工の各段階を一連のシステム（図-6.1）として捉え、設計・施工の中での最適設計を行うのである。

本章では、従来法（非観測施工）との比較によって、情報化施工の安全性・経済性における有効性を評価する。評価の方法は、信頼性設計¹⁾で用いられる期待総費用の考え方を採用し、情報化施工の最大の特徴である事後設計によってどの程度の優位性が現れるかを解析するものである。

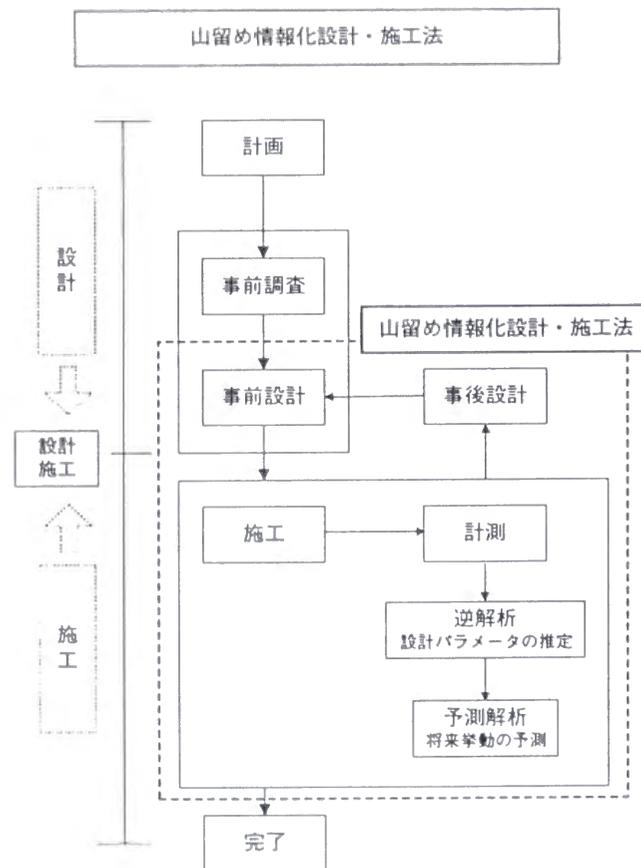


図-6.1 山留め情報化設計・施工法のフロー

6.2 期待総費用

6.2.1 期待総費用の定義

一般的に、安全性を高めようとするほど建設費は高くなるため、経済的価値と技術的価値の2つの価値観から評価し、最善の設計案を採用することになる。そのため、費用と技術的な指標である破壊確率を用いた損失関数を用いて、最適設計を行ない、評価基準を満足させる。式(6.1)、(6.2)は、損失関数の最も簡単な形のものである。

$$C_T = C_C + C_F \quad (6.1)$$

$$C_F = P_F \cdot C_F' \quad (6.2)$$

ここで、 C_T : 期待総費用、 C_C : 初期建設費、 C_F : 期待破壊損失費、 P_F : 破壊確率、 C_F' : 破壊損失費。

図-6.2に費用と破壊確率の関係を示す。 C_C が大きければ P_F は小さくなり、 C_F は P_F に比例するので、 C_T は下に凸な曲線となる。そのため $C_T \rightarrow \min$ を与える設計案が期待総費用最小の合理的設計であることになり、費用タームで考えた最適設計となる。

また、社会的な損失など費用タームで表示できない評価項目を考慮する必要がある場合もある。

6.2.2 山留め掘削工事における期待総費用

山留め掘削工事の安全性は、①山留め架構を構成する部材の安全性、②山留め壁の変形およびその影響による周辺地盤の変形、③盤ぶくれ、ヒービング、ボイリングなどによる掘削面の安定性など、現場およびその周辺に影響を与えるさまざまな要因に支配される。

例えば、山留め架構の部材の破壊確率を P_{F1} 、山留めおよび周辺地盤の変形に関する破壊確率を P_{F2} 、掘削面の安定に関する破壊確率を P_{F3} 、そして局所的な破壊確率を P_{F4} とする。山留め掘削工事の破壊は以上の4つの要因に支配され、それぞれが独立であるとすれば、工事全体の破壊確率 P_F は以下のように表される。

$$(1 - P_F) = \prod_{i=1}^4 (1 - P_{Fi}) \quad (6.3)$$

$P_{Fi} \ll 0$ のとき、

$$P_F = \sum_{i=1}^4 P_{Fi} \quad (6.4)$$

一方、破壊の各要因が非常に高い相関性を有しているとするならば、

$$P_F = \max_i P_{Fi} \quad (6.5)$$

となる。

上に示した山留め掘削工事の破壊要因は、それぞれ個別に考えられるものではなく、互いに高い相関性を有している。また、破壊損失費も各破壊に対して個別に対応することができない。したがって、山留め掘削工事における期待破壊損失費は式(6.6)で示すことができる。

$$C_F = \max_i P_{Fi} \cdot C_{Fi}' \quad (6.6)$$

現状の山留め壁の設計では、山留め壁が合理的に設計できていれば、結果的に盤ぶくれやヒービングなどの掘削面に対する安定性や周辺の地盤沈下に関する安全性も確保できると考えられる。すなわち、山留め架構の部材の破壊および山留め壁の変形に関する破壊確率が設定されることが多い。

6.3 情報化施工を実施した場合の期待総費用

6.3.1 情報化施工による破壊確率

情報化施工を行なうと、初期建設費 C_C に計測管理費 C_M が加算される。したがって情報化施工を行なう場合、事前設計における期待総費用は式(6.7)のようになる。

$$C_T = C_C + C_M + P_F \cdot C_F' \quad (6.7)$$

ここで、 C_M : 計測管理費 (計測費, 解析費など)

P_F は事前設計における不確実性に応じて決定する値であり、式(6.7)の中で式(6.1)と同様の P_F を用いれば計測管理費 C_M 分がコストアップとなる。

一方、情報化施工における施工中の情報、実際に近い破壊確率 P_{FP} を与える。つまり、式(6.7)は、次のように書き換えられる。

$$C_T = C_C + C_M + P_{FP} \cdot C_F' \quad (6.8)$$

ここで、 P_{FP} : 情報化施工による破壊確率

図-6.3は、事前設計における予測値と事後設計における予測値が同じ場合の破壊確率である。施工中の情報は予測値のばらつきを小さくするため、この場合の破壊確率は当初のものより減少し、期待総費用も小さくなる。しかし、一般的には事前と事後の予測値は一致することはないので、 P_F と P_{FP} の大小関係はCase by Caseであり、期待総費用の大小も一概には言えない。

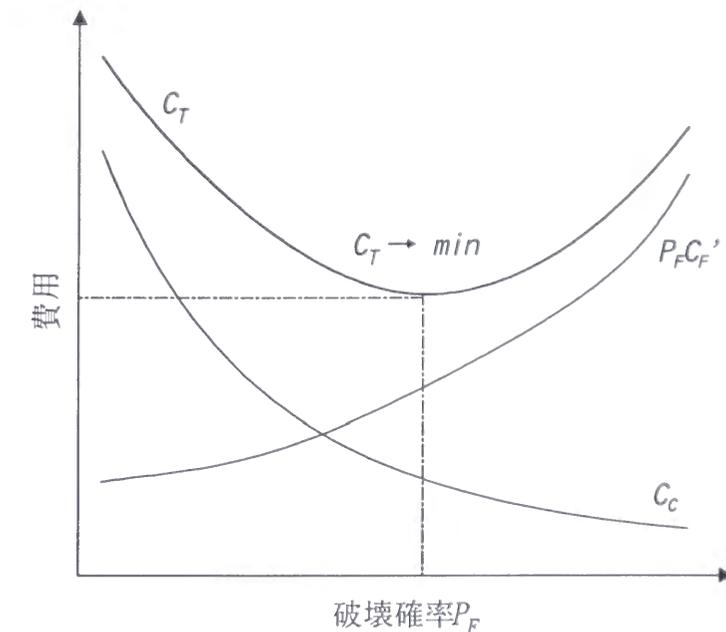


図-6.2 破壊確率と建設費の関係

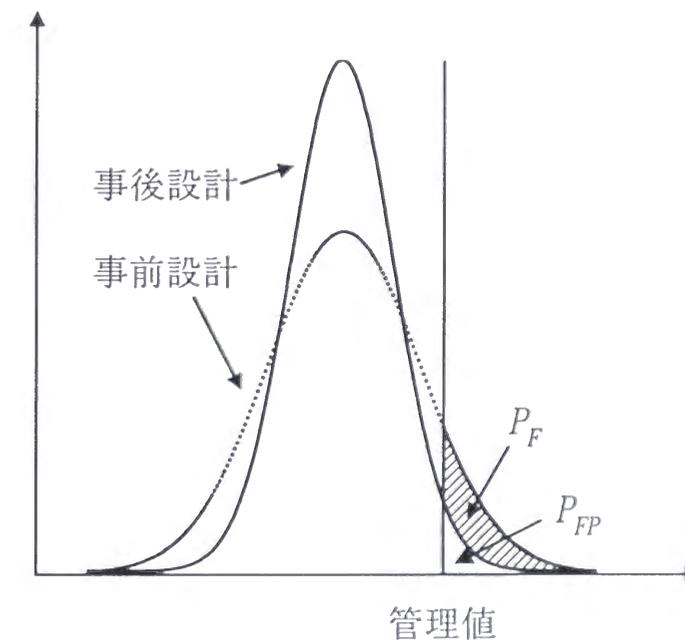


図-6.3 情報化施工により修正される破壊確率

6.3.2 情報化施工による安全管理

山留め掘削工事のような段階施工で情報化施工を行なった場合、早い段階から安全性が予測できるため、何らかの対策を講じることができる。対策はある破壊確率が予測された時に計画され、事後設計が行われる。式(6.9), (6.10)は安全管理を主眼にいた場合の期待総費用である。 C_{T1}' は事後設計における期待総費用であり、事前設計と同様、対策工費 C_{C1}' と $P_{F1}' \cdot C_F'$ は反比例し、 C_{T1}' は下に凸の曲線となる。

$$C_T = C_C + C_M + P_{FP} \cdot C_{T1}' \quad (6.9)$$

$$C_{T1}' = C_{C1}' + P_{F1}' \cdot C_F' \quad (6.10)$$

ここで、 C_{C1}' : 安全性に対する対策工費, P_{F1}' : 事後設計による破壊確率。

図-6.4は、安全性に対する対策工を実施した場合の破壊確率の変化である。ただし、対策工によって管理値は変化しないとしている。対策工後の破壊確率は、対策の規模に依存し、大規模な対策を行なえば破壊確率は小さくなる。また、どの程度のリスクを負うかは事後設計時の判断となる。

6.3.3 情報化施工による施工の合理化

情報化施工における予測解析の結果次第では、安全性だけでなく経済性についても検討することができる。この場合の対策工は、安全が確認できる範囲、すなわち破壊が起こらない $(1 - P_{FP})$ で実施される。また、その対策工による破壊の可能性が新たに得られるため、期待総費用は式(6.11), (6.12)で示される。 C_{T2}' は事後設計における期待総費用であり、対策工費 C_{C2}' と $P_{F2}' \cdot C_F'$ は比例する。

$$C_T = C_C + C_M + P_{FP} \cdot C_F' + (1 - P_{FP}) \cdot C_{T2}' \quad (6.11)$$

$$C_{T2}' = -C_{C2}' + P_{F2}' \cdot C_F' \quad (6.12)$$

ここで、 C_{C2}' : 合理化に対する対策工費, P_{F2}' : 事後設計による破壊確率。

図-6.5は、合理化に対する対策工を実施した場合の破壊確率の変化である。対策工後の破壊確率は、大規模な対策を行なえば破壊確率は大きくなる。

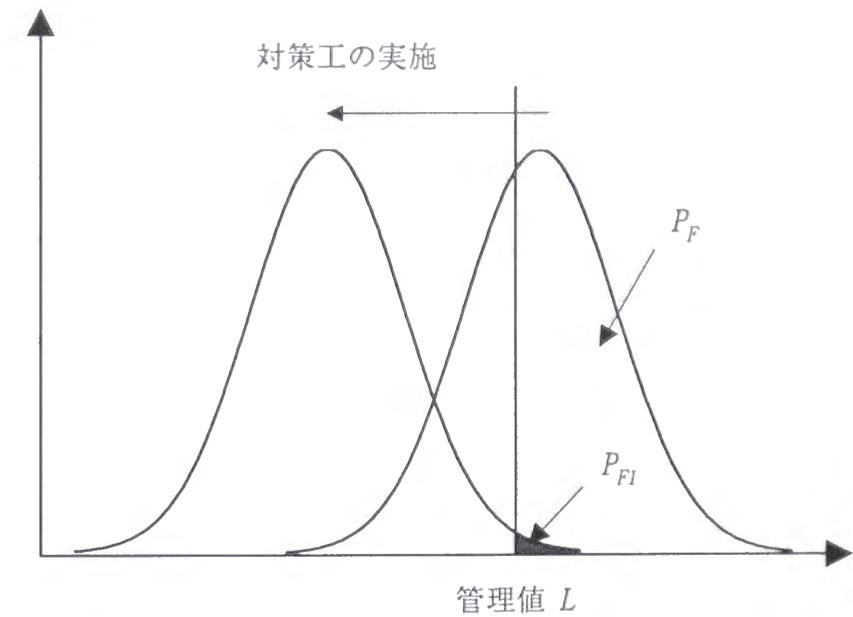


図-6.4 対策工による破壊確率の変化

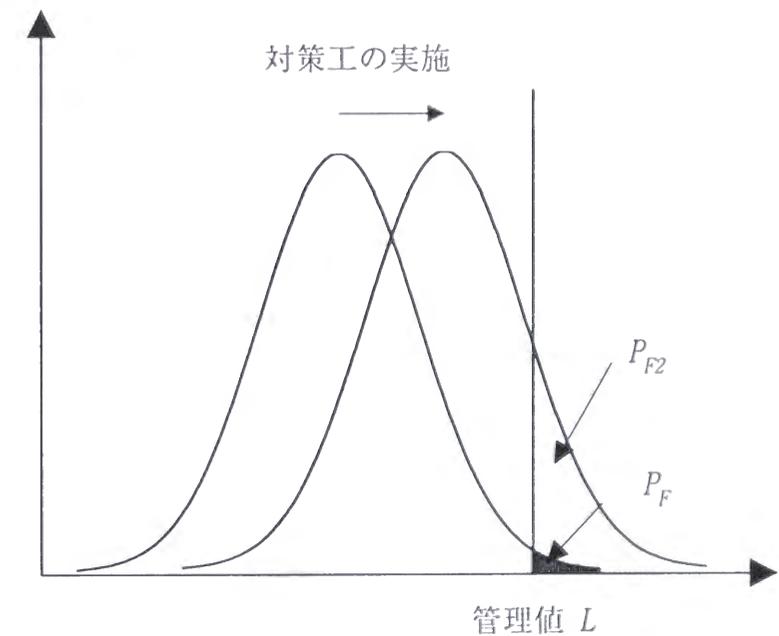


図-6.5 対策工による破壊確率の変化

6.4 期待総費用の比較

6.4.1 非観測施工と情報化施工

ここでは、非観測施工と情報化施工の期待総費用を比較する。非観測施工の場合、施工中の情報が得られないので、期待総費用は式(6.1), (6.2)となる。情報化施工の場合は、安全性と合理化を考えた式(6.9), (6.10)と式(6.11), (6.12)となる。

再度、期待総費用を書き下すと、以下のようになる。

①非観測施工	$C_T = C_C + P_F \cdot C_F'$	(6.13)
②情報化施工		
・安全性	$C_T = C_C + C_M + P_{FP} \cdot (C_{C1}' + P_{F1}' \cdot C_F')$	(6.14)
・合理性	$C_T = C_C + C_M + P_{FP} \cdot C_F' + (1 - P_{FP}) \cdot (-C_{C2}' + P_{F2}' \cdot C_F')$	(6.15)

また、式(6.14), (6.15)を期待建設投資費用と期待破壊損失費用にわけると、以下のようになる。

・式(6.14)

$$C_T = (C_C + C_M + P_{FP} \cdot C_{C1}') + P_{FP} \cdot P_{F1}' \cdot C_F' \quad (6.16)$$

・式(6.15)

$$C_T = \{C_C + C_M - (1 - P_{FP}) \cdot C_{C2}'\} + \{P_{FP} \cdot C_F' + (1 - P_{FP}) \cdot P_{F2}' \cdot C_F'\} \quad (6.17)$$

これより、安全性のみを考えた場合、建設投資費用は $C_M + P_{FP} \cdot C_{C1}'$ 分増加し、破壊損失費用は P_{FP} 倍となる。一方、合理性を考えた場合は、それぞれについて $C_M - (1 - P_{FP}) \cdot C_{C2}'$ 分, $(1 - P_{F2}') \cdot P_{FP} \cdot C_F'$ 分が増加することになる。

情報化施工を行なった結果、非観測施工における破壊確率 P_F と P_{FP} が等しくなり、対策工を実施する必要がなくなった場合、見かけ上計測管理費 C_M 分がコストアップとなる。しかし、事前設計の段階からその精度を求めると事前の調査費用が大きくなり、初期建設費 C_C が情報化施工における C_C に比べて大きくなる。また、事前設計の段階では施工中の不確実性を考慮することは困難であり、 P_F を P_{FP} の精度まで高めることは不可能である。

6.4.2 ケーススタディ

ここでは、小関²⁾が行なった山留め掘削工事における信頼性設計の事例研究を用いて、情報化施工による期待総費用を評価する。

対象は、幅 10.7m, 深さ 13.6m の山留め掘削工事で、軟弱地盤上にスケールピットを構築するものである。山留め壁は鋼管矢板で、切ばりより支保される。小関は、本工事の設計代替案として表-6.1 を示した。破壊損失費 C_F は、現場条件・周辺環境に大きく依存し、見積もりによれば初期建設費 C_C の 3.5~4.8 倍程度になるため、3, 4, 5 倍のケースを考えている。この代替案の期待総費用は、非観測施工の期待総費用と考えてよい。

(1) 安全性を考慮した情報化施工の場合

ここでは、計測管理費 C_M として初期建設費 C_C の 2% を考え、事後設計で設定する破壊確率 P_{F1}' は事前設計のものと同じとする。また、対策工に支保工の増設を考え、1~3 段の増設の 3 ケースの計算を行なった。1 段の増設で 111.2 万/m とする。

表-6.2 は、情報化施工による破壊確率 P_{FP} を 30% とし、期待総費用を計算したものである。この表によれば、期待建設投資費は大きくなるが、期待破壊損失費が非常に小さい値となり、期待総費用は非観測施工に比べて小さい値となる。つまり、初期建設費を大きくし、破壊確率を小さくしたことと同様になる。

次に、式(6.16)を用いて非観測施工の期待総費用と情報化施工による期待総費用が同じ値となる値 P_{FP}' を逆算した。表-6.3 に計算結果を示す。 $P_{FP} < P_{FP}'$ の範囲で情報化施工を実施した場合の期待総費用が小さくなり、そのメリットが発揮されることになる。その傾向をまとめると以下のようになる。

- ①破壊損失費 C_F' が大きいほど有利である。
- ②対策工費 C_{C1}' が小さいほど有利である。
- ③事前および事後設計で設定する破壊確率が大きいほど有利である。

表-6.1 設計代替案

代替案 No.	破壊確率 P_F	初期建設費 C_C	破壊損失費			期待破壊損失費			期待総費用		
			$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$	$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$	$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$
1	33.36	451.0	1353.0	1804.0	2255.0	451.4	601.8	752.3	902.4	1052.8	1203.3
2	18.14	481.9	1445.7	1927.6	2409.5	262.2	349.7	437.1	744.1	831.6	919.0
3	17.90	504.5	1513.5	2018.0	2522.5	270.9	361.2	451.5	775.4	865.7	956.0
4	20.59	562.2	1686.6	2248.8	2811.0	347.3	463.0	578.8	909.5	1025.2	1141.0
5	17.44	593.1	1779.3	2372.4	2965.5	310.3	413.7	517.2	903.4	1006.8	1110.3
6	15.78	615.7	1847.1	2462.8	3078.5	291.5	388.6	485.8	907.2	1004.3	1101.5
7	18.65	673.4	2020.2	2693.6	3367.0	376.8	502.4	627.9	1050.2	1175.8	1301.3
8	15.62	704.3	2112.9	2817.2	3521.5	330.0	440.0	550.1	1034.3	1144.3	1254.4
9	14.69	727.0	2181.0	2908.0	3635.0	320.4	427.2	534.0	1047.4	1154.2	1261.0

単位：費用万/m, 確率%

また、 $P_{FP}' < P_{FP}$ であれば情報化施工における期待総費用は、非観測施工の期待総費用より大きくなる。この範囲で情報化施工を実施しても、費用の面では事前設計段階の不確実性に対処できないということであり、事前設計時の予測精度を上げる必要がある。

(2) 合理性を考慮した情報化施工の場合

ここでも、計測管理費 C_M として初期建設費 C_C の 2% を考え、事後設計で設定する破壊確率 P_{FP}' は事前設計のものと同一とする。また、対策工として支保工を省くことを考え、1~3 段切ばり省略の 3 ケースの計算を行なった。1 段の省略で 111.2 万/m とする。

表-6.4 は、情報化施工による破壊確率 P_{FP} を 3% とし、期待総費用を計算したものである。この表によれば、期待破壊損失費は大きくなるが、期待建設投資費が小さい値となり、期待総費用は非観測施工に比べて小さい値となる。つまり、初期建設費を小さくし、破壊確率を大きくしたことと同様になる。

次に、式(6.17)を用いて非観測施工の期待総費用と情報化施工による期待総費用が同じ値となる値 P_{FP}' を逆算した。表-6.5 に計算結果を示す。 $P_{FP}' < P_{FP}$ の範囲で情報化施工を実施した場合の期待総費用が小さくなり、そのメリットが発揮されることになる。その傾向をまとめると以下のようになる。

- ① 破壊損失費 C_{FD} が小さいほど有利である。
- ② 対策工費 C_{CI} が大きいほど有利である。
- ③ 事前および事後設計で設定する破壊確率が大きいほど有利である。

ここで使用する P_{FP} , P_{FP}' , P_{FD} , P_{FD}' は情報化施工での予測解析結果により求められる。したがって、逆解析を含めた予測解析手法は精度の良いものであり、そのばらつき程度も把握しておく必要がある。第 3 章および第 5 章で述べた手法はこの期待総費用の算出に用いることができ、情報化施工の有効性を示す客観的根拠を求めることができる。

Case1

代替案 No.	破壊確率 P_F	初期建設費 C_C	計測管理費 C_V	建設投入費 C_C+C_V+a	破壊損失費			破壊確率 P_{FP}	破壊確率 P_{FP}'	対策工費 C_{CI}'	期待破壊損失費			期待総費用		
					$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$				$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$	$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$
1	33.36	451.0	9.0	493.4	1353.0	1804.0	2255.0	30.0	33.4	111.2	135.4	180.5	225.7	628.8	673.9	719.1
2	18.14	481.9	9.6	524.9	1445.7	1927.6	2409.5	30.0	18.1	111.2	78.7	104.9	131.1	603.6	629.8	656.0
3	17.90	504.5	10.1	548.0	1513.5	2018.0	2522.5	30.0	17.9	111.2	81.3	108.4	135.5	629.2	656.3	683.4
4	20.59	562.2	11.2	606.8	1686.6	2248.8	2811.0	30.0	20.6	111.2	104.2	138.9	173.6	711.0	745.7	780.4
5	17.44	593.1	11.9	638.3	1779.3	2372.4	2965.5	30.0	17.4	111.2	93.1	124.1	155.2	731.4	762.4	793.5
6	15.78	615.7	12.3	661.4	1847.1	2462.8	3078.5	30.0	15.8	111.2	87.4	116.6	145.7	748.8	778.0	807.1
7	18.65	673.4	13.5	720.2	2020.2	2693.6	3367.0	30.0	18.7	111.2	113.0	150.7	188.4	833.3	870.9	908.6
8	15.62	704.3	14.1	751.7	2112.9	2817.2	3521.5	30.0	15.6	111.2	99.0	132.0	165.0	850.8	883.8	916.8
9	14.69	727.0	14.5	774.9	2181.0	2908.0	3635.0	30.0	14.7	111.2	96.1	128.2	160.2	871.0	903.1	935.1

Case2

代替案 No.	破壊確率 P_F	初期建設費 C_C	計測管理費 C_V	建設投入費 C_C+C_V+a	破壊損失費			破壊確率 P_{FP}	破壊確率 P_{FP}'	対策工費 C_{CI}'	期待破壊損失費			期待総費用		
					$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$				$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$	$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$
1	33.36	451.0	9.0	526.7	1353.0	1804.0	2255.0	30.0	33.4	222.4	135.4	180.5	225.7	662.1	707.3	752.4
2	18.14	481.9	9.6	558.3	1445.7	1927.6	2409.5	30.0	18.1	222.4	78.7	104.9	131.1	636.9	663.2	689.4
3	17.90	504.5	10.1	581.3	1513.5	2018.0	2522.5	30.0	17.9	222.4	81.3	108.4	135.5	662.6	689.7	716.8
4	20.59	562.2	11.2	640.2	1686.6	2248.8	2811.0	30.0	20.6	222.4	104.2	138.9	173.6	744.3	779.1	813.8
5	17.44	593.1	11.9	671.7	1779.3	2372.4	2965.5	30.0	17.4	222.4	93.1	124.1	155.2	764.8	795.8	826.8
6	15.78	615.7	12.3	694.7	1847.1	2462.8	3078.5	30.0	15.8	222.4	87.4	116.6	145.7	782.2	811.3	840.5
7	18.65	673.4	13.5	753.6	2020.2	2693.6	3367.0	30.0	18.7	222.4	113.0	150.7	188.4	866.6	904.3	942.0
8	15.62	704.3	14.1	785.1	2112.9	2817.2	3521.5	30.0	15.6	222.4	99.0	132.0	165.0	884.1	917.1	950.1
9	14.69	727.0	14.5	808.3	2181.0	2908.0	3635.0	30.0	14.7	222.4	96.1	128.2	160.2	904.4	936.4	968.5

Case3

代替案 No.	破壊確率 P_F	初期建設費 C_C	計測管理費 C_V	建設投入費 C_C+C_V+a	破壊損失費			破壊確率 P_{FP}	破壊確率 P_{FP}'	対策工費 C_{CI}'	期待破壊損失費			期待総費用		
					$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$				$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$	$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$
1	33.36	451.0	9.0	560.1	1353.0	1804.0	2255.0	30.0	33.4	333.6	135.4	180.5	225.7	695.5	740.6	785.8
2	18.14	481.9	9.6	591.6	1445.7	1927.6	2409.5	30.0	18.1	333.6	78.7	104.9	131.1	670.3	696.5	722.1
3	17.90	504.5	10.1	614.7	1513.5	2018.0	2522.5	30.0	17.9	333.6	81.3	108.4	135.5	695.9	723.0	750.7
4	20.59	562.2	11.2	673.5	1686.6	2248.8	2811.0	30.0	20.6	333.6	104.2	138.9	173.6	777.7	812.4	847.2
5	17.44	593.1	11.9	705.0	1779.3	2372.4	2965.5	30.0	17.4	333.6	93.1	124.1	155.2	798.1	829.2	860.2
6	15.78	615.7	12.3	728.1	1847.1	2462.8	3078.5	30.0	15.8	333.6	87.4	116.6	145.7	815.5	844.7	873.8
7	18.65	673.4	13.5	786.9	2020.2	2693.6	3367.0	30.0	18.7	333.6	113.0	150.7	188.4	900.0	937.7	975.3
8	15.62	704.3	14.1	818.5	2112.9	2817.2	3521.5	30.0	15.6	333.6	99.0	132.0	165.0	917.5	950.5	983.5
9	14.69	727.0	14.5	841.6	2181.0	2908.0	3635.0	30.0	14.7	333.6	96.1	128.2	160.2	937.7	969.8	1001.8

単位：費用万/m, 確率%

表-6.2 安全性を考慮した情報化施工の期待総費用

代替案 No.	破壊確率 P_F	初期建設費 C_C	計測管理費 C_M	破壊損失費			破壊確率 P_{F1}'	対策工費 C_{C1}'	情報化施工による破壊確率 P_{FP}		
				$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$			$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$
1	33.36	451.0	9.0	1353.0	1804.0	2255.0	33.4	111.2	78.6	83.1	86.1
2	18.14	481.9	9.6	1445.7	1927.6	2409.5	18.1	111.2	67.6	73.8	78.0
3	17.90	504.5	10.1	1513.5	2018.0	2522.5	17.9	111.2	68.3	74.3	78.4
4	20.59	562.2	11.2	1686.6	2248.8	2811.0	20.6	111.2	73.3	78.7	82.3
5	17.44	593.1	11.9	1779.3	2372.4	2965.5	17.4	111.2	70.8	76.6	80.4
6	15.78	615.7	12.3	1847.1	2462.8	3078.5	15.8	111.2	69.3	75.3	79.3
7	18.65	673.4	13.5	2020.2	2693.6	3367.0	18.7	111.2	74.5	79.7	83.1
8	15.62	704.3	14.1	2112.9	2817.2	3521.5	15.6	111.2	71.6	77.3	81.1
9	14.69	727.0	14.5	2181.0	2908.0	3635.0	14.7	111.2	70.9	76.6	80.5

代替案 No.	破壊確率 P_F	初期建設費 C_C	計測管理費 C_M	破壊損失費			破壊確率 P_{F1}'	対策工費 C_{C1}'	情報化施工による破壊確率 P_{FP}		
				$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$			$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$
1	33.36	451.0	9.0	1353.0	1804.0	2255.0	33.4	222.4	65.7	71.9	76.3
2	18.14	481.9	9.6	1445.7	1927.6	2409.5	18.1	222.4	52.1	59.4	64.8
3	17.90	504.5	10.1	1513.5	2018.0	2522.5	17.9	222.4	52.9	60.2	65.5
4	20.59	562.2	11.2	1686.6	2248.8	2811.0	20.6	222.4	59.0	65.9	70.8
5	17.44	593.1	11.9	1779.3	2372.4	2965.5	17.4	222.4	56.0	63.2	68.3
6	15.78	615.7	12.3	1847.1	2462.8	3078.5	15.8	222.4	54.3	61.6	66.9
7	18.65	673.4	13.5	2020.2	2693.6	3367.0	18.7	222.4	60.6	67.5	72.3
8	15.62	704.3	14.1	2112.9	2817.2	3521.5	15.6	222.4	57.2	64.3	69.4
9	14.69	727.0	14.5	2181.0	2908.0	3635.0	14.7	222.4	56.3	63.5	68.7

代替案 No.	破壊確率 P_F	初期建設費 C_C	計測管理費 C_M	破壊損失費			破壊確率 P_{F1}'	対策工費 C_{C1}'	情報化施工による破壊確率 P_{FP}		
				$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$			$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$
1	33.36	451.0	9.0	1353.0	1804.0	2255.0	33.4	333.6	56.4	63.4	68.4
2	18.14	481.9	9.6	1445.7	1927.6	2409.5	18.1	333.6	42.4	49.8	55.5
3	17.90	504.5	10.1	1513.5	2018.0	2522.5	17.9	333.6	43.1	50.5	56.2
4	20.59	562.2	11.2	1686.6	2248.8	2811.0	20.6	333.6	49.4	56.7	62.2
5	17.44	593.1	11.9	1779.3	2372.4	2965.5	17.4	333.6	46.3	53.8	59.4
6	15.78	615.7	12.3	1847.1	2462.8	3078.5	15.8	333.6	44.7	52.1	57.8
7	18.65	673.4	13.5	2020.2	2693.6	3367.0	18.7	333.6	51.1	58.5	63.9
8	15.62	704.3	14.1	2112.9	2817.2	3521.5	15.6	333.6	47.6	55.1	60.7
9	14.69	727.0	14.5	2181.0	2908.0	3635.0	14.7	333.6	46.8	54.2	59.9

単位：費用万/m, 確率%

表-6.3 安全性を考慮した情報化施工の破壊確率

代替案 No.	破壊確率 P_F	初期建設費 C_C	計測管理費 C_M	建設投入費 $C_C+C_M+\alpha$	破壊損失費			破壊確率 P_{FP}	破壊確率 P_{F2}'	対策工費 C_{C2}'	期待破壊損失費			期待総費用		
					$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$				$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$	$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$
1	33.36	451.0	9.0	352.2	1353.0	1804.0	2255.0	3.0	33.4	111.2	478.4	637.9	797.3	830.6	990.0	1149.5
2	18.14	481.9	9.6	383.7	1445.7	1927.6	2409.5	3.0	18.1	111.2	297.8	397.0	496.3	681.4	780.7	879.9
3	17.90	504.5	10.1	406.7	1513.5	2018.0	2522.5	3.0	17.9	111.2	308.2	410.9	513.7	714.9	817.7	920.4
4	20.59	562.2	11.2	465.6	1686.6	2248.8	2811.0	3.0	20.6	111.2	387.5	516.6	645.8	853.0	982.2	1111.3
5	17.44	593.1	11.9	497.1	1779.3	2372.4	2965.5	3.0	17.4	111.2	354.4	472.5	590.6	851.5	969.6	1087.7
6	15.78	615.7	12.3	520.2	1847.1	2462.8	3078.5	3.0	15.8	111.2	338.1	450.9	563.6	858.3	971.0	1083.7
7	18.65	673.4	13.5	579.0	2020.2	2693.6	3367.0	3.0	18.7	111.2	426.1	568.1	710.1	1005.1	1147.1	1289.1
8	15.62	704.3	14.1	610.5	2112.9	2817.2	3521.5	3.0	15.6	111.2	383.5	511.4	639.2	994.0	1121.9	1249.7
9	14.69	727.0	14.5	633.7	2181.0	2908.0	3635.0	3.0	14.7	111.2	376.2	501.6	627.0	1009.9	1135.3	1260.7

代替案 No.	破壊確率 P_F	初期建設費 C_C	計測管理費 C_M	建設投入費 $C_C+C_M+\alpha$	破壊損失費			破壊確率 P_{FP}	破壊確率 P_{F2}'	対策工費 C_{C2}'	期待破壊損失費			期待総費用		
					$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$				$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$	$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$
1	33.36	451.0	9.0	244.3	1353.0	1804.0	2255.0	3.0	33.4	222.4	478.4	637.9	797.3	722.7	882.2	1041.6
2	18.14	481.9	9.6	275.8	1445.7	1927.6	2409.5	3.0	18.1	222.4	297.8	397.0	496.3	573.6	672.8	772.1
3	17.90	504.5	10.1	298.9	1513.5	2018.0	2522.5	3.0	17.9	222.4	308.2	410.9	513.7	607.1	709.8	812.5
4	20.59	562.2	11.2	357.7	1686.6	2248.8	2811.0	3.0	20.6	222.4	387.5	516.6	645.8	745.2	874.3	1003.5
5	17.44	593.1	11.9	389.2	1779.3	2372.4	2965.5	3.0	17.4	222.4	354.4	472.5	590.6	743.6	861.7	979.9
6	15.78	615.7	12.3	412.3	1847.1	2462.8	3078.5	3.0	15.8	222.4	338.1	450.9	563.6	750.4	863.1	975.9
7	18.65	673.4	13.5	471.1	2020.2	2693.6	3367.0	3.0	18.7	222.4	426.1	568.1	710.1	897.2	1039.2	1181.3
8	15.62	704.3	14.1	502.7	2112.9	2817.2	3521.5	3.0	15.6	222.4	383.5	511.4	639.2	886.2	1014.0	1141.9
9	14.69	727.0	14.5	525.8	2181.0	2908.0	3635.0	3.0	14.7	222.4	376.2	501.6	627.0	902.0	1027.4	1152.8

代替案 No.	破壊確率 P_F	初期建設費 C_C	計測管理費 C_M	建設投入費 $C_C+C_M+\alpha$	破壊損失費			破壊確率 P_{FP}	破壊確率 P_{F2}'	対策工費 C_{C2}'	期待破壊損失費			期待総費用		
					$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$				$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$	$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$
1	33.36	451.0	9.0	136.4	1353.0	1804.0	2255.0	3.0	33.4	333.6	478.4	637.9	797.3	614.8	774.3	933.8
2	18.14	481.9	9.6	167.9	1445.7	1927.6	2409.5	3.0	18.1	333.6	297.8	397.0	496.3	465.7	565.0	664.2
3	17.90	504.5	10.1	191.0	1513.5	2018.0	2522.5	3.0	17.9	333.6	308.2	410.9	513.7	499.2	601.9	704.7
4	20.59	562.2	11.2	249.9	1686.6	2248.8	2811.0	3.0	20.6	333.6	387.5	516.6	645.8	637.3	766.5	895.6
5	17.44	593.1	11.9	281.4	1779.3	2372.4	2965.5	3.0	17.4	333.6	354.4	472.5	590.6	635.7	753.9	872.0
6	15.78	615.7	12.3	304.4	1847.1	2462.8	3078.5	3.0	15.8	333.6	338.1	450.9	563.6	642.6	755.3	868.0
7	18.65	673.4	13.5	363.3	2020.2	2693.6	3367.0	3.0	18.7	333.6	426.1	568.1	710.1	789.3	931.4	1073.4
8	15.62	704.3	14.1	394.8	2112.9	2817.2	3521.5	3.0	15.6	333.6	383.5	511.4	639.2	778.3	906.2	1034.0
9	14.69	727.0	14.5	417.9	2181.0	2908.0	3635.0	3.0	14.7	333.6	376.2	501.6	627.0	794.2	919.6	1045.0

単位：費用万/m, 確率%

表-6.4 合理性を考慮した情報化施工の期待総費用

Case1											
代替案 No.	破壊確率 P_F	初期建設費 C_C	計測管理費 C_M	破壊損失費			破壊確率 P_{F2}'	対策工費 C_{C2}'	情報化施工による破壊確率 P_{FP}		
				$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$			$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$
1	33.36	451.0	9.0	1353.0	1804.0	2255.0	33.4	111.2	10.1	7.8	6.3
2	18.14	481.9	9.6	1445.7	1927.6	2409.5	18.1	111.2	7.8	6.0	4.9
3	17.90	504.5	10.1	1513.5	2018.0	2522.5	17.9	111.2	7.5	5.7	4.6
4	20.59	562.2	11.2	1686.6	2248.8	2811.0	20.6	111.2	6.9	5.3	4.3
5	17.44	593.1	11.9	1779.3	2372.4	2965.5	17.4	111.2	6.3	4.8	3.9
6	15.78	615.7	12.3	1847.1	2462.8	3078.5	15.8	111.2	5.9	4.5	3.7
7	18.65	673.4	13.5	2020.2	2693.6	3367.0	18.7	111.2	5.6	4.2	3.4
8	15.62	704.3	14.1	2112.9	2817.2	3521.5	15.6	111.2	5.1	3.9	3.2
9	14.69	727.0	14.5	2181.0	2908.0	3635.0	14.7	111.2	4.9	3.7	3.0

Case2											
代替案 No.	破壊確率 P_F	初期建設費 C_C	計測管理費 C_M	破壊損失費			破壊確率 P_{F2}'	対策工費 C_{C2}'	情報化施工による破壊確率 P_{FP}		
				$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$			$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$
1	33.36	451.0	9.0	1353.0	1804.0	2255.0	33.4	222.4	19.0	15.0	12.4
2	18.14	481.9	9.6	1445.7	1927.6	2409.5	18.1	222.4	15.1	11.8	9.7
3	17.90	504.5	10.1	1513.5	2018.0	2522.5	17.9	222.4	14.5	11.3	9.3
4	20.59	562.2	11.2	1686.6	2248.8	2811.0	20.6	222.4	13.5	10.5	8.6
5	17.44	593.1	11.9	1779.3	2372.4	2965.5	17.4	222.4	12.4	9.7	7.9
6	15.78	615.7	12.3	1847.1	2462.8	3078.5	15.8	222.4	11.8	9.1	7.5
7	18.65	673.4	13.5	2020.2	2693.6	3367.0	18.7	222.4	11.2	8.7	7.1
8	15.62	704.3	14.1	2112.9	2817.2	3521.5	15.6	222.4	10.4	8.0	6.5
9	14.69	727.0	14.5	2181.0	2908.0	3635.0	14.7	222.4	10.0	7.7	6.3

Case3											
代替案 No.	破壊確率 P_F	初期建設費 C_C	計測管理費 C_M	破壊損失費			破壊確率 P_{F2}'	対策工費 C_{C2}'	情報化施工による破壊確率 P_{FP}		
				$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$			$C_F=3C_C$	$C_F=4C_C$	$C_F=5C_C$
1	33.36	451.0	9.0	1353.0	1804.0	2255.0	33.4	333.6	26.3	21.1	17.7
2	18.14	481.9	9.6	1445.7	1927.6	2409.5	18.1	333.6	21.4	16.9	14.0
3	17.90	504.5	10.1	1513.5	2018.0	2522.5	17.9	333.6	20.5	16.3	13.5
4	20.59	562.2	11.2	1686.6	2248.8	2811.0	20.6	333.6	19.3	15.2	12.6
5	17.44	593.1	11.9	1779.3	2372.4	2965.5	17.4	333.6	17.8	14.0	11.6
6	15.78	615.7	12.3	1847.1	2462.8	3078.5	15.8	333.6	17.0	13.3	11.0
7	18.65	673.4	13.5	2020.2	2693.6	3367.0	18.7	333.6	16.2	12.7	10.4
8	15.62	704.3	14.1	2112.9	2817.2	3521.5	15.6	333.6	15.1	11.8	9.7
9	14.69	727.0	14.5	2181.0	2908.0	3635.0	14.7	333.6	14.5	11.3	9.3

単位：費用万/m, 確率%

表-6.5 合理性を考慮した情報化施工の破壊確率

6.5 まとめ

本章では、信頼性設計で用いられる期待総費用の考え方を用い、情報化施工の最大の特徴である事後設計によってどの程度の優位性が現れるかを解析した。結論は以下のようにまとめることができる。

- ① 非観測施工と情報化施工における期待総費用の定義式を導いた。
- ② 安全性のみを考えた場合、建設投資費用は $C_M + P_{FP} \cdot C_{C1}'$ 分増加し、破壊損失費用は P_{FP} 倍となる。一方、合理性を考えた場合は、それぞれについて $C_M - (1 - P_{FP}) \cdot C_{C2}'$ 分、 $(1 - P_{F2}') \cdot P_{FP} \cdot C_F'$ 分が増加することになる。
- ③ 山留め掘削工事における信頼性設計の事例研究を用いて、情報化施工による期待総費用を評価した。情報化施工による優位性は、事前設計における破壊確率、破壊損失費に依存するが、かなりの割合でその優位性が発揮される。

参考文献 (第6章)

- 1) 松尾 稔：地盤工学 信頼性設計の理念と実際、技報堂、1984。
- 2) 小関 楯志：土質基礎の信頼性設計 5.4 節、土質工学会、pp. 228-253, 1985。

第7章 結論

本論文は、「山留め掘削工事における合理的設計・施工法に関する研究」と題して、山留め情報化施工における解析技術の開発と情報化設計・施工法としての有効性について研究したものである。以下に各章の結論をまとめる。

第2章では、山留め掘削工事の設計・施工における不確実性についてまとめた。施工開始前の設計段階では種々の不確実性が存在し、施工段階に大きく影響を与える。また、施工段階においても多くの不確実性が存在し、工事全体の安全性や経済性の面で不合理な状態を生む結果となる。ここでは先ず設計・施工段階における不確実性を材料強度、構造物に作用する荷重、設計計算の3種類に分類し、整理した。次にこの不確実性に対処するための方法をまとめ、情報化施工の位置付けを示した。黒田によれば、情報化施工は不確実性回避型の事後予防戦術であり、「相手の出方を見ながらリスクを探り、こちらの対策を考える」、つまり設計時の不確実性を施工中の観測によって回避するという方法になる。最後に情報化施工における予測の役割を示した。Lambeによれば、情報化施工はタイプA予測の不確実性をタイプB1予測によって補い、再度タイプA予測を行なって事後設計を行なうものである。ここでのタイプB1予測は、逆解析と呼ばれるものである。

第3章では、拡張カルマンフィルタによる山留め設計パラメータの逆解析手法の開発を行なった。山留め壁の傾斜角を微分して得られるモーメントと、設計に用いられる Rankine-Resal 式に代表されるような理論側圧を擬似的な観測量として取扱った逆解析手法を示し、シミュレーションデータを用いて逆解析結果の検討を行った。本逆解析手法によれば、従来の逆解析に比べ計測データとのフィッティング状況もよく、地盤反力係数および背面側側圧を同時に推定した場合にも安定した結果が得られた。また、本解析手法における観測誤差と推定誤差との関係を調べた。観測量の精度は逆解析によって得られた推定値に大きく影響し、所定の推定精度を得るためには十分な観測精度が必要なことがわかった。さらに、逆解析により得られたパラメータを用いて地盤の挙動を評価する方法を提案した。本方法により、計測データである山留め壁傾斜角と切ばり軸力を用いて地盤の塑性域、改良体の健全度を診断することができた。最後に、軟弱地盤における大規模山留め掘削工事に上記手法を適用した結果、壁体傾斜角および切ばり軸力のみを簡易な計測データを用いて、山留め掘削時の地盤挙動を評価することができた。

第4章では、第3章で提案した山留め逆解析手法の適用事例を示す。逆解析を実務

において利用する目的は、現場での計測結果を山留め架構の設計・施工に反映させること、つまり事前設計および事後設計におけるパラメータの評価への利用が考えられる。通常の設計では、不確実性のある地盤定数を確定量として与えるため、設計値と実際の山留め挙動は異なることがある。4.2節では、大阪地盤における10現場の山留め掘削工事の計測データを用いて山留め逆解析を実施し、弾塑性法に対する入力値である山留め壁作用側圧と地盤反力係数の見直しを行なった。推定した山留め壁作用側圧は、概ね Rankine-Resal の主動側圧分布に近いものであった。また、推定側圧より逆算した等価な土の強度定数は、設計値同様、地盤が硬くなるにしたがって大きな値となったが、多少のばらつきが見られた。このばらつきの要因は、地盤の拘束圧、砂質土の持つ粘着力、粘性土の持つ内部摩擦角および土圧の変位依存性にあると考えられた。砂質土地盤や沖積粘性土地盤における推定土圧は山留め壁の変位に依存しており、変形が大きくなるにしたがって土圧が減少した。一方、洪積粘性土地盤では土圧の減少と山留め壁変位との関係に明確な傾向は現れなかった。地盤反力係数は、砂質土地盤の場合山留め壁の変位が大きくなるにしたがって小さな値となり、変位依存性が見られた。一方、粘性土地盤では地盤反力係数と山留め壁変位との関係に明確な傾向は現れなかった。また、地盤反力係数の変位依存性は変形の小さなところで顕著に現われるため、設計に用いる場合の地盤反力係数には変位依存性を考慮しなくても良いと判断された。4.3節では事後設計の設計パラメータの評価に利用した事例を紹介した。山留め掘削工事における情報化施工管理は、地質などの自然条件や施工条件などの不明確な点から生じる事前予測の不確実性を補い、工事を安全に進めることを第一の目的として実施されることが多い。一方、施工中の計測データから得られる逆解析・予測解析結果次第では、工事を合理的に進めることができ、その判断材料としても大きな意義がある。ここでは、重要構造物が近接する軟弱地盤上での大規模掘削工事に情報化施工システムを導入し、リアルタイムに管理を実施した。計測値との比較において本システムの信頼性を明確にするとともに、切ばり解体時の合理化を行うことができた。また、事後検討では捨てばりのばね定数の逆解析を行い、プレロードがかけられない捨てばりでは、効果を発揮するのに時間がかかることがわかった。

第5章では、山留め計測データに基づく予測解析の信頼性と設計変更のリスク評価について示した。情報化施工は計測データに基づく予測解析結果に基づいて合理性の評価を行うが、観測誤差とモデル化誤差による解析結果のばらつきをどのように判断するかが重要な問題となる。本章では、軟弱地盤上での大規模掘削工事における計測データを用い、観測誤差とモデル化誤差の2つの面から予測解析の信頼性を評価した。さらに、評価した予測値の分布から実際に行なった設計変更の中央安全率と破壊確率の関係を示し、どの程度のリスクを持っていたかを明らかにした。ここでの傾斜角デー

タから得られる壁体変位、および曲げモーメントは変動係数 0.10 程度のばらつき、切ばり軸力は 0.3 程度のばらつきがあり、逆解析を介して得られる予測解析結果は、壁体変位の変動係数が 0.05 程度、曲げモーメントが 0.1 程度、切ばり軸力が 0.1 程度となった。また、予測解析手法のモデル化誤差は、次段階の予測であれば最大 10%程度であり、それ以降の予測であれば最大 20%程度であった。これより観測誤差およびモデル化誤差による予測解析結果の変動係数は、次段階で 0.076~0.115 で、それ以降の予測であれば、0.076~0.153 となった。この予測解析の分布により、情報化施工中の設計変更案に対してのリスク評価が可能となり、信頼性設計と結びつけることができる。その結果、設計変更を実施した事例の破壊確率 P_F は、28.1%であり、実施できなかった事例では、ほぼ 100%の破壊確率であることがわかった。

第 6 章では、山留め情報化設計・施工法の有効性について述べた。情報化施工の基本的な考え方は、施工中の現場計測から得られた情報によって、設計段階の設計案(事前設計)を検討し直し、施工中の設計変更(事後設計)に柔軟に対応していくというものである。実際、情報化施工は多くの現場に適用され工事の「安全性」に寄与しており、4.3 節でも、計測データから得られる逆解析・予測解析結果を積極的に利用し工事を合理的に進めた事例を紹介した。情報化施工がさらに広く適用されるためには、計測管理費を使用したとしても従来の非観測施工より有利になるという客観的な根拠が必要である。ここでは先ず、非観測施工と情報化施工における期待総費用の定義式を導いた。その結果は、安全性のみを考えた場合、建設投資費用は $C_M + P_{FP} \cdot C_{C1}$ 分増加し、破壊損失費用は P_{FP} 倍となる。一方、合理性を考えた場合は、それぞれ $C_M - (1 - P_{FP}) \cdot C_{C2}$ 分、 $(1 - P_{F2}) \cdot P_{FP} \cdot C_F$ 分が増加することになる。次に、山留め掘削工事における信頼性設計の事例研究を用いて、情報化施工による期待総費用を評価した。情報化施工による優位性は、事前設計における破壊確率、破壊損失費に依存するが、かなりの割合でその優位性が発揮されることがわかった。

第 7 章では、本研究の結論をまとめ、得られた結果および知見を総括的に述べた。

一般に建設工事は、他の産業のような工場生産ではなく、現場で生産されるものである。したがって、天候や地形・地質、地下水などの「自然」に大きく影響され、本来的に不確実性をもつことになる。本論文では、この不確実性に対処するための設計・施工法を技術的に研究したものである。

情報化施工は、事前設計における不確実性を積極的に認め、施工中の設計変更によって最適な設計・施工を実現しようとする概念である。しかしながら、「最適な設計・施工」に対する評価は難しく、その結果の責任あるいは所在はどこにあるのかも現状

の契約方法では定義しづらい。

また、現状の情報化施工は当初の設計通りに施工がなされることを目的にしていることが多く、設計変更などへの Flexible な対応は見られない。つまり、情報化施工本来の姿を見せることがないため、無駄なものであるとか邪魔なものであるという評価を受けてしまう。

しかし、序論でも述べたように建設事業も大幅なコストダウン、品質の確保、国際化などの社会的な状況の変化が起こりはじめている。情報化施工が本来の姿を見せる舞台ができあがるのも近い将来かもしれない。我々は情報化設計・施工法のサブシステムである設計技術、計測技術、予測技術、施工技術を一層発展させる必要がある。

謝 辞

本論文をまとめるにあたり、終始変わらぬ御指導と御鞭撻を賜った京都大学大学院農学研究科長谷川高士教授に深く感謝いたします。

長谷川教授には、学生時代、また卒業後もあらゆる面において終始暖かいご指導をいただきました。特に学生時代に与えていただいた研究テーマである逆解析手法の開発は、卒業後においても研究業務の中心となり、その適用についてのご示唆をいただきました。同じく京都大学大学院農学研究科の河地俊彦教授、水山高久教授には、ご多忙の中、本論文を閲読していただき、有益なご助言を賜りました。また、京都大学大学院農学研究科の山崎 稔教授には、ご多忙の中、発表審査会にご出席いただきました。心より、感謝申し上げます。

京都大学大学院農学研究科の村上 章助教授は、学生時代から逆解析の基礎についてご指導をいただき、また折りにふれて厳しくも意義深いお言葉を賜りました。同じく浜口俊雄助手には、逆解析の計算手法の上で適切なご助言を賜りました。深く感謝の意を表します。

本研究は、著者が株式会社フジタ技術研究所において行なった研究業務、現場対応業務を中心にまとめたものであります。これらの研究を実施する機会を与えていただいた株式会社フジタ技術研究所五味晴人取締役所長、青景平昌副所長、土木研究部中村正博部長（現、土木本部営業部長）、斉藤悦郎グループリーダーに深く感謝いたします。特に斉藤グループリーダーには、著者が技術研究所に配属されてから今日に至るまで、公私にわたりご助言、ご指導を賜りました。

最後に、本論文を作成するにあたり、ご協力いただいた技術研究所土木研究部の方々を始め、貴重な観測データを提供していただいた各作業所の方々、関係各位に厚く御礼申し上げます。