九州大学学術情報リポジトリ Kyushu University Institutional Repository

## 地盤の不確定性を考慮した場所打ち摩擦杭の支持力 評価に関する研究

松井, 謙二

https://doi.org/10.11501/3062584

出版情報:九州大学, 1992, 博士(工学), 論文博士 バージョン: 権利関係:

# 地盤の不確定性を考慮した

場所打ち摩擦杭の支持力評価に関する研究

## 平成4年3月

松井謙二

地盤の不確定性を考慮した 場所打ち摩擦杭の支持力評価に関する研究

0

平成4年3月

松井謙二

目 次

第1章	序章	1
1.1	序	1
1. 2	摩擦杭の現状と課題	3
1. 3	本研究の目的	10
1.4	本論文の内容と構成	15
参考了	と献	18
第2章	杭の支持力評価における不確定性	20
2. 1	概説	20
2. 2	杭の支持力評価法	22
2.3	支持力評価上の不確定性	32
2. 4	結論	49
参考文	तेते ति	51
第3章	N値の空間分布の推定法	54
3. 1	概説	54
3. 2	N値の統計的処理法	56
3. 3	N値の空間分布の推定	71
3. 4	地盤調査の最適間隔	88
3. 5	結論	91
参考文	献	93

第4章	載荷試験値の杭支持力推定への適用法	96
4. 1	概説	96
4.2	杭支持力の確率モデルと既往の研究	98
4. 3	載荷試験値を考慮した杭支持力推定	102
4. 4	提案法と既往モデルの推定精度の比較	121
4.5	結論	129
参考了	大献	130
第5章	限界状態設計法における安全係数	132
5.1	概説	132
5.2	限界状態設計法と安全係数	133
5.3	地盤の不確定性を考慮した安全係数	141
5.4	結論	150
参考文	て献	152
第6章	地盤の不確定性を考慮した設計手順と実橋への適用	154
6.1	概説	154
6.2	地盤の不確定性を考慮した杭支持力の設計手順	156
6. 3	1橋多載荷試験が行われた橋梁	164
6.4	1橋1載荷試験が行われた橋梁	172
6.5	結論	184
参考文	献	186
第7章	総括	187
謝辞		193

# 第1章 序章

### 1.1 序

我国の生活、産業活動の基盤は、わずかに国土の2割を占めるにすぎない平地部に 集中している。その表層地盤は未固結であり地耐力に乏しいところから、構造物の基 礎としては杭基礎を必要とすることが多い。杭基礎は現在では多種多様な杭種、施工 法が開発され、地盤や環境などのさまざまな条件に適用できるところから、建築物、橋 梁および港湾構造物など多くの構造物の基礎として広く用いられている。

杭基礎を支持形式で分類すれば、良質な支持層に根入れされているか否かによって 支持杭と摩擦杭に分けられる。ここで良質な支持層とは砂地盤では N 値が 30 以上、粘 性土地盤では N 値が 20 以上または一軸圧縮強度  $q_u$ が  $4kgf/cm^2$ 以上の地盤をいう<sup>1)</sup>。

杭の鉛直方向極限支持力 R<sub>u</sub>は一般に次式で表わされる。

$$R_u = R_P + R_F$$

ここに、R<sub>P</sub>:先端支持力、R<sub>F</sub>:周面摩擦力

支持杭の極限支持力が先端支持力と周面摩擦力の和として評価されるのに対し、摩 擦杭は支持力のほとんどを周面摩擦力に期待する支持形式である。現在では構造物が 大型化し、高強度の杭材料の開発や高能率・高精度の施工機械の発達とあいまって、大 きな支持力が期待できる支持杭が主流となっている。 しかし、良質な支持層が著しく深い地盤や負の周面摩擦力が作用するような地盤に あっては、摩擦杭の方が合理的であり経済的な場合も多い。最近ではこのような摩擦 杭のもつメリットが再評価され、構造物基礎として摩擦杭を採用する事例が増えつつ ある。特に市街地における道路橋としては効率的な土地利用の面より高架橋が適して いるが、経済性から、その基礎として摩擦杭が検討されることが多くなってきた。高 架橋の場合、橋脚の基数が一般橋梁に比べて多いところから、支持杭に代って摩擦杭 を採用することによる経済効果は大きい。

摩擦杭がより一層積極的に採用されるようになるためには、支持力の信頼性を高め る必要があり、地盤物性値の面的な把握と支持力式の推定精度の向上が不可欠である。 地盤調査をより密に実施することには経済的制約を伴うところから、地盤物性値を面 的に把握するためには、場所による変動(以下、空間分布という)の推定が必要になる。 また、支持力式の推定精度を高めるためには、原位置において鉛直載荷試験を実施し て、その結果を支持力推定に反映させることが必要である。なお、これらの課題は決 定論的な取扱いは適当でなく、確率論的に解決されるべきであり、それによって不確 定性を定量的に評価した限界状態設計法に対応することができる。

このような背景から、本論文は高架橋基礎としての摩擦杭の鉛直支持力評価に関し て、地盤物性値の空間分布の推定と載荷試験値の杭支持力推定への適用の確率論的方 法を提案するとともに、これらの不確定要因を考慮した限界状態設計法における安全 係数を提案するものである。ここで、杭の施工法は低振動・低騒音工法として、市街 地に建設される構造物の基礎に最もよく用いられている場所打ち杭を対象とする。

## **1.2** 摩擦杭の現状と課題

#### 1.2.1 摩擦杭の現状

道路橋の基礎としては、図 1.1<sup>2)</sup>に示すような基礎形式が採用されているが、杭基礎 の実績が圧倒的に多く過半数以上を占めている。杭基礎にも図 1.2<sup>2)</sup>に示すような種々 の施工法があり、打撃工法(鋼管杭、PHC杭)と場所打ち杭工法が代表的なものであ る。最近では建設時の環境対策として埋込み杭工法(中堀り杭、プレボーリング杭) も増加しつつあるが、その割合はまだ少ない。市街地に建設される構造物の基礎とし ては低振動・低騒音であり、かつ支持力信頼性も高い場所打ち杭工法が最もよく用い られている。



杭基礎を支持形式で分類すれば、支持杭と摩擦杭に分けられる。前者は良質な支持 層、すなわち砂地盤では N 値が 30 以上、粘土地盤では N 値が 20 以上または一軸圧縮 強度 quが 4kgf/cm<sup>2</sup>以上の支持層に根入れされた杭をいい、後者は良質な支持層に根 入れされていない杭をいう<sup>1)</sup>。昭和 30 年代後半からの日本経済の高度成長とともに橋 梁も大型化し、高強度の杭材料の開発や高能率・高精度の施工機械の著しい発達とあ いまって次第に杭は多種多様化するとともに大径・長尺化し、大きな鉛直支持力が期 待される支持杭が主流となり現在に至っている。

図 1.3<sup>2)</sup>に既往の実績からの支持杭と摩擦杭の施工割合を示す。現状では圧倒的に 支持杭の割合が多い。摩擦杭は鉛直支持力と沈下に関する長期的挙動に不明な点があ るとの理由により、支持杭に比べて安全性を高める措置がとられている。例えば道路 橋示方書・同解説、IV下部構造編<sup>1)</sup>(以降、道路橋示方書 IV と略称する)では、摩擦 杭の鉛直支持力の評価において周面摩擦力のみを考慮し先端支持力は無視されている。 また、支持力安全率は支持杭の3に対して摩擦杭は4と大きく規定されている。この ような設計規準の考え方もあって、杭は良質な支持層に根入れしておけば安全である





との考え方により、荷重条件や地盤条件にかかわらず支持杭が多く採用されてきた。

しかし近年、このような支持杭至上主義に対する反省とともに、摩擦杭の長所が見 直されつつある<sup>3)4)</sup>。例えば、支持杭であっても全支持力に占める先端支持力の割合は 3割以下(杭の根入れ比ℓ/Dが40以上、ここにℓ:杭長,D:杭径)<sup>5)</sup>であり、荷重の 大きさによっては必ずしも良質な支持層に根入れする必要はない。地盤条件からみて、 摩擦杭が優れている場合もある。良質な支持層が著しく深い場合、単に支持杭とする ためだけに杭長を延ばすことは経済性からみて決して有利とはいえない。また、地盤 沈下地帯のように杭に負の周面摩擦力が作用するような地盤の支持杭は、杭の断面を 増す必要がありそれだけ不経済である。かつ、このような地盤では支持杭よりも摩擦

また、摩擦杭の長期的挙動についても、長期載荷試験の蓄積から次第にその支持機構の解明が進み<sup>4)5)</sup>、杭長が杭径の25倍程度以上であり、杭全長の1/3以上が過圧密 地盤に根入れされた摩擦杭は支持杭と同等の安全性を有することがわかってきた<sup>1)</sup>。

このように摩擦杭の経済性や合理性が再評価されたことから、道路橋の基礎に摩擦 杭を採用する事例<sup>7)8)</sup>が増えつつあり、今後さらにその傾向は強まるものと予測される。 しかし、摩擦杭が今後より一層積極的に用いられるようになるためには、まだ解決す べき課題も残されている。以下、摩擦杭基礎で最も問題となる鉛直支持力に着目して、 設計上の課題について述べる。

1.2.2 摩擦杭の支持力評価に関する課題

(1) 摩擦杭は支持力の大部分を周面摩擦力に期待するところから、周面摩擦力の評価の信頼性を向上させることが重要である。そのためには、まず建設地域の地盤の地層構成や強度などの地盤特性をより正確に把握しなければならない。

摩擦杭が支持杭と比べて大きく異なる点は杭の根入れ位置の選定の自由度が大きい

ことである。支持杭は良質な支持層に根入れする必要があることから、その杭長は支 持層の深さによって決まる。一方、摩擦杭は基礎の不同沈下を生じやすい極端な短尺 杭でない限り、いづれの深さに根入れすることもできる。上部構造からの荷重に対す る所要支持力の不足は杭本数の増加で補足することができる。

このように支持杭の場合は、橋脚地点の地盤特性を用いて設計がなされる。一方、 摩擦杭においては根入れ位置の選定の自由度が大きいために、その決定にあたっては 対象となる地層の強度・変形特性と、その特性の空間分布もあわせて考慮する必要が ある。

高架橋の基礎を例にとって、具体的に説明する。

高架橋はスパン(橋脚間隔)が一般橋梁に比べて短く、かつ橋長が著しく長いのが 特徴である。一般橋梁の場合、スパンが長く橋脚基数も少ないところから全基礎にわ たって地盤調査を実施することができるが、高架橋では経済的制約から全ての橋脚位 置での地盤調査の実施は難しい。このため、例えば次のような方法で杭の支持力が推 定されている。

図 1.4に高架橋の一部を示す。ここで地盤調査は P<sub>53</sub> 橋脚と P<sub>58</sub>橋脚の近傍の 2 地点 で実施されていると仮定して、P<sub>53</sub>から P<sub>58</sub>までの杭の支持力について考える。 P<sub>53</sub> お よび P<sub>58</sub>杭の支持力は橋脚近傍でのボーリング No.(a) および (b) により推定すること になるが、P<sub>54</sub>から P<sub>57</sub>の杭の支持力の推定において次のような 2 つの考え方ができる。 1 つの考え方は、P<sub>53</sub>杭と P<sub>58</sub>杭の支持力を結び、距離に比例した支持力をこれに適用 する考え方 (図 1.5, o印)である。もう 1 つは P<sub>54</sub> ~ P<sub>57</sub>杭の支持力として P<sub>53</sub>と P<sub>58</sub>杭 の支持力の低い方の値を全基礎に適用するという考え方 (図 1.5, o印)である。しか し、前者は P<sub>54</sub>から P<sub>57</sub>杭の間の地層構成や地盤物性値の空間分布の、支持力に及ぼす 影響を全く無視している点に問題がある。また、後者は安全側の配慮のようにみえる が、中間橋脚の杭の支持力にはさらに小さなものがある可能性も否定できないところ



図 1.4: 高架橋側面図



図 1.5: 杭支持力の考え方

に難点がある。

したがって、より合理的に P<sub>53</sub> ~ P<sub>58</sub>杭の支持力を推定するためには、まず地盤物 性値の空間分布を推定し、その推定値をパラメータとして支持力を予測するという手 順を踏むことが望ましい。

このように、合理的な摩擦杭の根入れ位置の決定や各基礎の杭支持力の推定のため には、建設地域全体の地盤特性、すなわち面としての地盤の強度・変形特性や地盤物 性値の空間分布をより正確に把握することが重要である。しかし、地盤特性をより精 度よく把握することと、より経済的に地盤調査を行うこととはトレードオフの関係に ある。したがって、摩擦杭基礎の支持力評価においては、限られた地盤調査の成果を 踏まえて、地盤物性値の空間分布を確率論的に推定することが重要となる。

(2) 摩擦杭の支持力評価における地盤特性の把握の重要性は上記に指摘したとおりで あるが、これだけでは支持力の信頼性を向上させることは十分ではない。通常、杭の 支持力は支持力推定式を用いて算定される。支持力推定式には、地盤の強度定数に基 づく支持力理論式と原位置試験から得られる N 値や qc値を用いた半経験的支持力式が あり、これまでに多くの支持力式が提案されている。半経験的支持力式の場合、広範 囲な地盤に適用できる特長がある反面、必ずしも個々のサイトにおいて精度の高い支 持力が得られるとは限らない。しかし半経験式を用いる場合であっても、原位置にお いて杭の鉛直載荷試験を実施して、その情報を周辺地盤の杭の支持力推定に適用する ことによって支持力信頼性を高めることができる。

既往の実績によれば、杭の鉛直載荷試験では許容支持力の確認だけを実施目的とす るケースが最も多い。これは施工段階において載荷試験を実施して、設計支持力を確 認することによって設計の妥当性を検証する方法である。この方法によれば許容支持 力のn倍(n:安全率)まで載荷し、極限支持力がそれ以上であることを確認すれば、 それで試験を終了することができる。したがって地盤から決まる杭の極限支持力まで 載荷する必要はなく、試験の工程管理が容易であり、かつ試験コストが少なくて済む メリットがある。

しかし、この方法では設計支持力の確認にとどまっているところから、真の杭の極 限支持力が明らかにされない。また杭の周面摩擦力と先端支持力の発現メカニズムや 支持力分担という支持機構の解明もできない。このように設計支持力の確認を目的と した載荷試験が多い理由は、主として載荷試験結果を周辺地盤の杭の支持力推定へ適 用する方法が確立していないことによる。載荷試験値はあくまでその試験地点での支 持力であり、これを構造物基礎全体の杭の支持力評価に拡張する方法を確立できれば、 その試験結果をさらに有効に活用することができる。従来の載荷試験は、設計支持力 を確認することを前提として摩擦杭の支持力安全率を4から3に変更する例や、載荷 試験によって判明した先端支持力を設計に考慮するなど部分的活用がみられる程度に すぎない。同一高架橋で複数の載荷試験を実施し、その成果に基づいてその高架橋に 限定した支持力式を提案し、実際の設計に適用した事例<sup>9)</sup>はごくまれなケースといえ よう。

このように、摩擦杭基礎では支持力評価の信頼性を高めるため載荷試験は不可欠で あり、載荷試験を有効なものにするためには載荷試験値の周辺地盤の杭の支持力推定 への適用方法が確立されなければならない。

(3) 現在、諸外国の構造物の設計規準は従来の許容応力度設計法(Working Stress Design)から限界状態設計法(Limit States Design)または荷重抵抗係数設計法( Load Resistance Factor Design)に移行しつつある。我国においても「コンクリート 標準示方書」(土木学会,1986)の改訂により限界状態設計法の全面的な採用を契機 として、新しい設計法を採用するにあたっての着目すべき限界状態やそのときの安全 係数値の設定など具体的課題を解決する必要がある。

この設計法は種々の限界状態を設定し、各限界状態における不確定性を個々に評価 しうるところから、より合理的な設計が可能になる。そのためには構造物にとっての 限界状態とは何かを明確に定義するとともに、そのときの不確定性を安全係数に定量 的に反映させることが重要になってくる。構造物の設計においては、荷重や抵抗力の 評価や実際の挙動のモデル化に伴う種々の不確定性に対処するために、安全余裕度を 確保しておく必要がある。許容応力度設計法では全ての不確定性に対し包括的に1つ の慣用的な安全率が用いられてきたが、限界状態設計法では基本的には不確定要因を 荷重側と抵抗側に分けてそれぞれ不確定性を定量的に考慮した荷重係数、抵抗係数と いう安全係数が用意される<sup>10)</sup>。このように、安全余裕度として現行の包括的安全率に 代えて、信頼性に裏付けされた安全係数を採用することによって、同一の安全性のも とに経済性を追求することができるようになる。

このように構造物の設計規準が限界状態設計法に移行しつつある現在、それに対応 するためには前記の摩擦杭基礎に関する課題も確率統計論的アプローチによる解決が 不可欠である。

## **1.3** 本研究の目的

本論文は場所打ち摩擦杭を対象として、その支持力評価のための地盤物性値の空間 分布の推定法、載荷試験が実施された場合の載荷試験値の杭支持力推定への適用法、 および地盤の不確定性を考慮した限界状態設計法における安全係数を提案するもので ある。

以下、本論文における研究の目的を説明する。

(1) 地盤物性値の空間分布の推定法の提案

高架橋のように数 km に及ぶような長い延長を有する道路橋の基礎として摩擦杭が 採用された場合の、杭支持力評価のための地盤物性値の空間分布の推定法に関して述 べる。

高架橋基礎の地盤調査は計画から詳細設計までに数次にわたって調査が行なわれ、 段階的に当該地域の地質縦断図が充実されていく。通常、地盤調査はそれに必要とす る総費用と地層構成や地盤物性値の不確定性を勘案して、高架橋の場合、橋脚 2~3 基 に1ヶ所、延長にして 30 ~ 50m 前後に1ヶ所の程度で実施される。埋立て地盤のよ うに地質的に水平成層状態で土性も概ね均一とみなされる地盤では、その調査間隔は さらに長くなる。

高架橋基礎の設計では、このように限られた地盤調査に基づき、摩擦杭の先端根入 れ位置の選定や橋脚各基礎の杭支持力の推定を行わざるを得ない。したがって、多く の高架橋基礎の中にはその橋脚位置において地盤の特性が不明な基礎が、高架橋延長 に比例して増えることになる。従来、このような橋脚の杭支持力は、前節で述べたよ うに前後の橋脚基礎の支持力値より類推されてきたが、その信頼性を定量的に把握す ることは困難である。また、地盤調査が実施されていたとしても、そこで得られた地 盤物性値の数量にも限りがあることやばらつきが避けられないことから、これを確定 値として取扱うことは適当でない。ここに確率論をベースとした限界状態設計法の導 入を前提として考えるとき、水平方向にも深さ方向にも地盤物性値の空間分布の推定 を確率論的に取扱う意義がある。

地盤工学の分野においては 1960 年代から地盤物性値に関するデータの収集や統計 的性質の研究が進められてきた。当初は、地盤物性値の不確定性は確率変数 (random variable)として主に平均値と分散で表現されていたが、これだけでは地盤物性値のも

つ空間分布が表現できないため、近年、異なる2地点の相関特性を考慮した確率過程 (random process)または確率場(random field)の概念が導入された。しかし、確率 場の概念は母集団を想定したものであって、特定の地盤を対象としたときは適当でな い。サイトが特定された場合には、確率場の1つの実現事象である標本場が存在する。 当然、この標本場を正確に求めることは不可能なので、調査が実施された点(標本点) 以外は何らかの方法で地盤物性値を推定することになる。クリギング(Kriging)とし て知られている内挿法は、標本点での推定値が標本値となる推定法である。本論文で は、この手法を用いて地盤物性値の空間分布の推定誤差を物性値の不確定性として確 率論的に評価する。また、限界状態設計法における安全係数の提案のため、地盤物性 値の空間分布の推定法の定式化も行う。

確率場の統計的性質は平均値、分散のほか2地点間の相関特性を表わす自己相関係 数で表現される。このうち、平均値や分散は簡単に求めることができるが、個々のサ イトにおいて当該地盤に固有の自己相関係数を推定することは標本数の制約から難し いことが多い。また地盤物性値としてのN値を用いる場合、統計的性質のうち、平均 値、分散に関しては多くの研究成果があるが、自己相関係数については十分なデータ の蓄積がなされていない。したがって、N値を用いた地盤物性値の空間分布の推定の ためには、あらかじめ一般的な地盤のN値に関する自己相関係数の特性を把握してお く必要がある。

(2) 載荷試験値の杭支持力推定への適用法の提案

杭の鉛直載荷試験によって得られた試験地点の杭基礎の鉛直支持力に関する情報を、 当該高架橋全体の基礎の杭支持力推定にどのように反映させるべきかについて述べる。

載荷試験結果を事前設計による設計支持力の確認のために用いるだけでは、杭支持 力の推定精度を向上させることはできない。半経験的支持力式は、これまでに蓄積さ れた数多くの杭の鉛直載荷試験データに基づく成果に、工学的判断を加えて策定され たものであり、当然のことながら多くの不確定性を有している。載荷試験データの試 験地点は全国に分布しており、その地盤条件も多種多様である。さらに試験杭の杭径 (ℓ)や杭長(D)もさまざまであり、周面摩擦力が卓越する根入れ比ℓ/Dが大きな杭 から先端支持力に大きく依存するℓ/Dが小さな杭まで、あらゆるデータが含まれてい る。これらの試験データに基づいて支持力式が決められている。

このことから、半経験的支持力式から得られる杭支持力は全国のさまざまな地盤に おける平均的な値が算定されると解釈する方が妥当であり、個々のサイトの特性を考 慮した支持力値を与えるものではないことは明らかである。杭支持力の推定精度を向 上するためには、載荷試験から得られる当該地盤に固有な支持力に関する係数(以下、 支持力係数という)を用いて、確率論的に周辺地盤の杭の支持力推定に適用することが 必要である。

本課題に関する既往の研究として、岡原や前田らの研究がある。岡原(1980)<sup>11)</sup>は 周辺地盤の杭の真の極限支持力 R<sub>u</sub>を、支持力式から推定する場合と、載荷試験から推 定する場合に分けて定式化した。前者の場合には、多数の載荷試験データに基づく実 測の極限支持力 R<sub>e</sub>と支持力式によって求められる極限支持力 R<sub>n</sub>との比, R<sub>e</sub>/R<sub>n</sub>を確率 変数として、R<sub>n</sub>に乗ずる形式をとっている。後者の場合には載荷試験によって得られ る極限支持力は確定値として取扱われている。

前田ら (1986)<sup>9)</sup>は杭の支持力を周面摩擦力と先端支持力の項の和として、次のよう に表わした。例えば周面摩擦力  $R_F$ の場合、周面摩擦力の推定式の誤差に関する確率変 数 $\alpha_F$ 、杭周面に卓越する地層の地盤物性値(ここでは N 値)のばらつきに関する確率 変数 $\eta_F$ および支持力式による周面摩擦力  $R_{nF}$ の積、すなわち  $R_F = \alpha_F \eta_F R_{nF}$ により表 現した。ここで、 $\alpha_F$ は複数の載荷試験結果からその平均値と変動係数を求めている。 また、N 値のばらつきはその分布形を正規分布と仮定して平均値と変動係数により表 現した。

これらの研究では次の点で問題がある。原位置における載荷試験値であってもばら つきを有していることから、これを確定値扱いをすることは無理がある。しかし、1つ の橋梁において1地点の載荷試験(以下、1橋1載荷試験という)では載荷試験値の ばらつきまでは明らかにできないことが多い。同一地域において複数の載荷試験が実 施された場合は、前田らの方法により載荷試験値を確率変数として考慮することがで きるが、このようなケースは極めてまれである。したがって、既往の同一地域、同一 地盤における載荷試験データに基づき、1橋1載荷試験に適用できる載荷試験値の不確 定性を明確にする必要がある。

また、既往の研究では試験地点での載荷試験値を、どの範囲までの周辺地盤に適用 できるかどうかに関しては明確にされていない。適用にあたっては周辺地盤の地層構 成や性状を十分に検討する必要があるが、現状では地盤条件の定性的表現にとどまっ ている<sup>2)</sup>ので定量的表現が望まれる。

(3) 限界状態設計法における安全係数の提案

我国の道路橋示方書 IV をはじめ構造物の設計規準は許容応力度設計法に基づいて いるが、近い将来における限界状態設計法の導入に向けての研究が各機関で鋭意進め られている<sup>12)13)</sup>。海外においては既に限界状態設計法による設計規準が策定され、実 務に供せられている<sup>10)14)15)</sup>。例えば、カナダ・オンタリオ州道路橋設計規準(OHBDC) )は、道路橋として初めて上部構造から下部構造・基礎構造まで限界状態設計法対応の 規準として策定されたものである。ここでは杭の支持力推定は土の粘着力 c や摩擦係 数 tan φの強度定数を用いた支持力理論式によっており、安全係数も強度定数のばらつ きを考慮して設定されている。また、杭の載荷試験を実施した場合の安全係数も規定 されているが、従来の慣用設計法の安全率の逆数を採用しているにすぎない。 半経験的支持力式によった場合、杭支持力の不確定性は地盤物性値と支持力係数の 2つに依存する。物性値の不確定性は、当該地盤に固有の平均値、分散および自己相関 係数を考慮して評価する必要がある。また、載荷試験を実施した場合の安全係数は載 荷試験から得られる情報、例えば支持力係数の大きさを反映したものとすべきである。

本論文では、前記のように地盤物性値の空間分布の推定法および載荷試験値の杭支 持力推定への適用法を確率論的アプローチにより提案する。したがって、これらの成 果より物性値と支持力係数の不確定性を考慮した信頼性設計が可能となるところから、 限界状態設計法における安全係数を提案することができる。

1.4 本論文の内容と構成

本論文は次の7章から構成されている。

第	1章	序章
1.	and the second	

第2章 杭の支持力評価における不確定性

- 第3章 N値の空間分布の推定法
- 第4章 載荷試験値の杭支持力推定への適用法

第5章 限界状態設計法における安全係数

第6章 地盤の不確定性を考慮した設計手順と実橋への適用

第7章 総括

以下、各章の内容を概説する。

第1章では道路橋基礎としての摩擦杭の現状と支持力評価上の課題を述べ、本研究 の目的とその意義を明確にした。

第2章では、本論文での杭の支持力評価法に関する基本的な考え方を明確にし、対 象とする評価法における不確定要因を指摘するとともに、その不確定性を把握する。杭 の支持力評価法にはさまざまな方法が提案されているが、ここで対象とする半経験的 支持力式では、支持力の不確定性は地盤物性値と支持力係数の2つの不確定要因に支 配される。物性値に関しては、N値を対象とした既往の研究を考察し、空間分布の推 定が可能であることを指摘する。また、既往の杭の載荷試験データに基づき支持力係 数のばらつきを明らかにし、支持力の推定精度を向上させるためには載荷試験値の杭 支持力推定への適用法を確立する必要があることを述べる。

第3章では、地盤物性値として N 値を用いた場合の空間分布の推定法を提案し、そ の妥当性を検証する。ここで提案する標本場の概念を導入した物性値の空間分布の推 定のためには、推定値から調査・試験に係わる人為的誤差を排除(一次処理という)し て、地盤固有のばらつきに基づく統計量を求める作業(二次処理という)が必要になる。 二次処理のうち、自己相関係数を原位置で求めることはデータ数の制約から難しいこ とが多い。したがって、あらかじめ我国における一般的な地盤の N 値の自己相関係数 を求め、その特性を把握する。

次に、標本場の推定法としてクリギング(Kriging)による手法を検討する。この手 法は標本点での推定値が標本値となる推定法であり、推定に伴う誤差を確率論的に取 扱うことができる。ここでは洪積砂質土層を対象として、本手法を用いることにより、 N値の空間分布を推定値±1σ(σ:標準偏差に相当する推定誤差)の精度で推定可能であ ることを検証する。また、限界状態設計法における安全係数の提案のために空間分布 推定の定式化を試み、クリギングによる解と比較して実用上十分な精度を有すること を確認する。

あわせて、地盤調査の最適な間隔に関して、支持力式の不確定性との関連で考察 する。

第4章では、載荷試験を実施して得られた支持力係数を杭支持力推定へ適用する方 法とその適用限界について論じる。1つの橋梁において実施される載荷試験の数によっ て、支持力係数のばらつきの評価が異なる。複数の載荷試験が実施された場合(1橋多 載荷試験)は、同一地層において複数の支持力係数が得られる可能性が高いことから、 そのばらつきも推定できる。しかし、通常は1つの載荷試験しか実施しない場合(1橋 1載荷試験)が多く、支持力係数のばらつきまでは明らかにされないことが多い。した がって、ここではまず同一地点、同一地盤における既往の載荷試験データに基づき、支 持力係数のばらつきをその平均値から評価できることを明らかにする。次いで、1橋多 載荷試験と1橋1載荷試験に分けて杭支持力推定への適用法について、その妥当性を 検証するとともに、適用範囲の定量的評価法の有効性を確認する。

さらに、ここで提案する載荷試験値の適用法を既往の確率モデルと比較して、杭の 支持力信頼性が向上していることを検証する。

第5章では、地盤の不確定性を考慮した限界状態設計法における安全係数を検討す るとともに、載荷試験結果が設計支持力値に及ぼす効果を考察する。第3章における 地盤物性値の空間分布の推定法と、第4章における載荷試験値の杭支持力推定への適 用法は、いづれも推定値と推定誤差で表現される確率論的方法によっており、定式化 がなされている。したがって、信頼性設計を援用することによって、これらの不確定 性を考慮した安全係数の定式化が可能になる。また、ここでは現行推定式と呼ぶ半経 験的支持力式によった場合の安全係数の定式化も行い、載荷試験を実施した場合の安 全係数と比較することにより載荷試験の効果を明らかにする。

第6章では、前章までの成果を踏まえて、地盤の不確定性を考慮した具体的な摩擦 杭支持力の設計手順を示すとともに、本論文で提案した手法を実橋に適用し、既往の 支持力評価法に比べて合理的かつ経済的であることを明らかにする。

第7章は総括であり、前章までに得られた成果を要約して全体の結論とする。

## 参考文献

- 1) 日本道路協会:道路橋示方書·同解説 IV下部構造編, pp. 276~ 283, 1990.
- 建設省土木研究所構造橋梁部基礎研究室:構造物基礎形式の選定手法調査,土木研 究所資料第 2528 号,昭和 63 年 1 月.
- 3) 阪口理:粘性土地盤中に打設した摩擦杭に関する一考察,土と基礎, Vol. 30, No.
   2, pp. 19~24, 1982.
- 4) 宇都一馬・岡原美知夫・池田憲二・前田良刀・松井謙二:摩擦杭の支持力特性と 信頼性,第32回土質工学シンポジウム論文集一支持杭に頼らない基礎工法一,pp. 17~22,土質工学会,昭和62年.
- 5) 岡原美知夫・中谷昌一・田口敬二・松井謙二:軸方向押込み力に対する杭の支持特 性に関する研究,土木学会論文集,第 418 号/III-13, pp. 257 ~266, 1990.
- 6) 進藤卓·森重龍馬:鉄道構造物の変位,土と基礎, Vol. 22, No. 12, pp. 13~20, 1974.
- 7) 本山翁・角町洋・辻秀紀・川口廣・丸山忠明:関西国際空港連絡橋の計画と下部工の設計(下),橋梁と基礎, Vol. 22, No. 3, pp. 36~45, 1988.
- 8) 大山進司・角昌隆・藤原博:東北横断自動車道山形地区の摩擦杭に関する一考察, 橋梁と基礎, Vol. 23, No. 7, pp. 20~26, 1989.

- 9) 前田良刀・遠藤元一・松井謙二:場所打ち杭の支持力に関する信頼性評価,橋梁と 基礎, Vol. 20, No. 5, pp. 8~16, 1986.
- Det Norske Veritas : Rules for the Disign Construction and Inspection of Offshore Structures, 1977.
- 11) 岡原美知夫:確率モデルによる杭の支持力の安全性評価,橋梁と基礎, Vol. 14, No.
   7, pp. 38~40, 1980.
- 12)(財)高速道路調査会ほか:コンクリート道路橋の限界状態設計法に関する調査研究(その3)報告書,平成2年2月.
- 13) (財) 国土開発技術研究センター:平成2年度 道路橋下部構造の限界状態設計法 に関する調査研究報告書,平成3年3月.
- 14) Ministry of Transportation and Communications, Ontario : Ontario Highway Bridge Design Code and Commentary (2nd Edition), 1983.
- Canadian Geotechnical Society : Canadian Foundation Engineering Manual (2nd Edition), 1985.

## 第2章

杭の支持力評価における不確定性

### 2.1 概説

本論文は高架橋基礎における場所打ち摩擦杭の支持力を確率論的に評価しようとするものである。そのためには、杭支持力の評価法に関する基本的な考え方を明確にしておかなければならない。また、確率論を展開するためには、対象とする評価法において考慮すべき不確定要因を指摘し、一般的な不確定性を把握しておく必要がある。

まず 2.2 節において、既往の杭支持力の評価法を分類し、それぞれの特徴を述べる。 場所打ち杭の支持力評価法は一般に (a) 載荷試験による方法,(b) 支持力理論式による 方法,および (c) 半経験的支持力式による方法の 3 つに大別される。(a) による支持力 は原位置での試験値であるから最も信頼性が高い。(b) は地盤の強度定数 c, \phiを用いた 支持力理論に基づく評価式である。この方法では杭のように地表面から支持層までの 強度定数 c, фを精度良く求めることが難しく、また場所打ち杭の施工依存性を考慮す ることが難しいなどの難点がある。(c) は杭支持力を標準貫入試験による N 値や靜的 コーン貫入試験による qc値を用いて推定するものである。杭支持力と、これらサウン ディングによる値との関係は理論的に結びつけることは難しく、そのため既往の多く の杭の鉛直載荷試験データから統計的方法により求められている。したがって、この 方法は広範囲な地盤に適用できる反面、個々のサイトに着目した場合、この方法から 得られる支持力の推定精度は必ずしも高いとは限らない。 しかし、この半経験式に原位置での載荷試験結果を反映させることによって、推定 精度の高い実用的な支持力評価法とすることができる。そのためには高架橋のように 長い延長を有する構造物基礎を対象とする場合、載荷試験値の杭支持力推定への適用 法を確立する必要がある。

半経験式によれば、杭支持力の不確定性は地盤物性値と支持力係数に起因する。2.3 節では半経験式におけるこの2つの不確定性について論じる。

半経験式における地盤物性値としては標準貫入試験における N 値が最もよく用い られる。N 値は本来、地盤の相対的な硬軟を動的抵抗値で示すものであり、理論的に 支持力と関連づけることは難しい。しかし、他に比べて試験が容易であり、並行して 土質の判定が可能である秀れた特長から、N 値自身および N 値と支持力の関係に関す るデータの蓄積は非常に豊富である。ここでは、地盤物性値として N 値を用いること とし、既往の N 値データの不確定性に関する研究から、その不確定性は主に地盤固有 の空間分布に起因することを確認し、空間分布の推定が可能であることを指摘する。

また、N値を用いた支持力式における支持力係数は、前記のように多数の載荷試験 に基づく実測の支持力度と載荷試験地点でのN値の関係から平均的な値を定めたもの である。したがって、当然ばらつきを有しており、その程度は決して小さいものではな い。ここではN値を用いた支持力係数の不確定性を明らかにし、それに基づく支持力 式の推定精度を考察する。このデータは載荷試験を実施しない場合の支持力式(以下、 現行推定式という)の支持力信頼性として、後述する載荷試験結果を考慮した支持力式 の信頼性との比較に用いる。

### 2.2 杭の支持力評価法

(1)評価法の分類

場所打ち杭の鉛直方向極限支持力は、次の3つの方法により評価することができる。

(a) 杭の鉛直載荷試験

(b) 支持力理論式

(c) 半経験的支持力式

支持力評価法としては (a) の方法によるのが最も精度が良く望ましいが、高価であ るところから新しい杭の施工法や一般的でない杭、例えば摩擦杭や薄層に支持された 杭など特別な場合に限り実施される。この方法に関しては (2) において詳述する。

通常は (b), (c) の支持力推定式によって杭の支持力を評価するのが一般的であり、 地盤の強度定数 c, φを用いた支持力理論に基づく支持力式と、原位置試験による N 値 や qc値を用いた半経験的支持力式がある。これらの推定式に関しては (3), (4) におい て詳述する。

このほかの支持力評価法として、打止め管理に用いられる動的支持力式があり、(b) や(c)の方法による支持力値を現場で確認するために用いられている。現在は、専ら打 込み杭の支持力管理に用いられているだけであるが、場所打ち杭のように載荷試験以 外に原位置における支持力の確認方法がない施工法にも、杭頭軽打による動的応答特 性から支持力を予測する試みが研究されている<sup>1)</sup>。

(2) 鉛直載荷試験

杭の鉛直載荷試験の目的には、設計支持力の確認が最も多く、次いで杭の支持力機構の解明や載荷試験データの蓄積などがある。我国においては、打込み杭工法や場所

打ち杭工法による支持杭の支持力・沈下特性は既往の載荷試験データの解析と蓄積に より概ね把握されている。これからは建設時の環境対策としての中堀り杭やプレボー リング杭といった、比較的新しい施工法や摩擦杭、薄層支持杭といった新しい支持形 式の載荷試験データの蓄積が期待される。

杭の鉛直載荷試験は、構造物基礎の実杭または捨杭を利用し、原位置において杭の 支持力を直接求めるものであり、杭頭における荷重 P。一沈下量 S。曲線から極限支持力 Ruや降伏支持力 Ryの判定を行うほか、杭体に埋設したひずみ計や鉄筋計により、周 面摩擦力 Rfと先端支持力 Rpの分担割合や杭周面各層の最大周面摩擦力度 fと N 値な どの地盤物性値との関係が得られる。

次に、既往の載荷試験データに基づき、場所打ち杭を中心として杭の支持力・沈下特性を明らかにする。

まず、杭頭の荷重-沈下関係について述べる。載荷試験における極限支持力は"杭頭 荷重 P<sub>o</sub>---沈下量 S<sub>o</sub>曲線が沈下量の軸にほぼ平行とみなされている荷重"<sup>2)</sup>とされてい るが、実際の P<sub>o</sub>---S<sub>o</sub>曲線からの判定は容易ではなく、また人為的誤差が避けられない。 そこで、宇都らの提案しているワイブル分布曲線式を用いて P<sub>o</sub>---S<sub>o</sub>曲線や支持力の判 定を定量的に評価する。

ワイブル分布曲線式は式 (2.1) で表わされる<sup>3)</sup>。

$$P_o/R_u = 1 - exp\left\{-\left(\frac{S_o/D}{S_y/D}\right)^m\right\}$$
(2.1)

ここに、 $P_o$ : 杭頭荷重,  $R_u$ : 杭の極限支持力,  $S_o$ : 杭頭沈下量,  $S_y$ : 杭頭荷重が降伏支 持力  $R_v$ (= 0.632 $R_u$ ) 時の杭頭沈下量, D: 杭径, m: 変位指数

このワルブル分布曲線式を用いて、多数の載荷試験データから施工法、支持形式別 に、平均的な杭頭 *Po-So*関係の特性を以下に示す<sup>4)</sup>。図 2.1に示すように、施工法・支 持形式別に概ね 5 つの曲線群に模式化することができる。降伏支持力時の杭頭沈下量



図 2.1: Po/Ru-So/D曲線<sup>4)</sup>

S<sub>y</sub> は支持形式別に、支持杭が杭径の約 2%, 摩擦杭が約 1.5%であり、極限支持力が発 揮される杭径の 10%の沈下量に対してほとんど無視できる程度の差しかない。中堀り PC 杭や中堀り鋼管杭といった中堀り杭工法は杭径の 4.5%以上と、他の施工法に比べ て著しく大きい。このように、杭頭における荷重―沈下関係を P<sub>o</sub>/R<sub>u</sub>—S<sub>o</sub>/D関係で整 理した場合、中堀り杭を除けば、支持杭や摩擦杭といった支持形式による挙動の違い に有意差はみられない。

また、打込み杭や場所打ち杭では杭径の 10%の沈下を生じると P<sub>o</sub>/R<sub>u</sub>は 95%以上 であり、ほぼこの沈下レベルを生じた場合、極限支持力に達するとみなすことができ る。一方、このときの中堀り杭は極限支持力の 85%が発揮されるにすぎない。道路橋 のように過大な沈下量が許されない構造物では支持力に対しても沈下量による制限を もうける必要がある。図 2.1は杭頭沈下量が杭径の 10%を超える場合、杭径の 10% の ときの杭頭荷重をもって極限支持力(記号は R<sub>u10</sub>で表わす)とする<sup>5)</sup>ことが妥当であ ることを示している。中堀り杭の場合、極限状態の支持力は大きくても、それが発揮 するためにかなり大きな沈下量を必要とすることから、載荷試験による極限支持力を そのまま評価することは適切でない。

さて、道路橋示方書<sup>5)</sup>(以下、道示と略する)においては、杭支持力の推定は一般に、 工種 (施工法,支持形式)別に定められた支持力式によって行われている。これらの支 持力式は個別に策定されてきた経緯もあり、各工種間で同一の支持力安全性を有して いるかどうかについてはこれまで明確にされていなかった。既往の載荷試験データ (全 データ数 $\Sigma n = 176$  例)に基づき、同一の安全性を有するための補正係数に関する研究 結果は次の通りである<sup>6)</sup>。ここで、補正係数 $\gamma$ は式 (2.2.a)で表わされ、杭の許容支持力  $R_a$ の算定において式 (2.2.b)の形で用いられるものである。

$$\gamma = n\overline{P}/exp(\beta_{SPP}\sqrt{V_R^2 + V_S^2})$$
(2.2.a)

$$R_a = \frac{\gamma}{n} R_u \tag{2.2.b}$$

ここに、n :安全率 (= 3)

P : 支持力比 Pの平均値

 $P = \frac{実測極限支持力 R_u^*}{\hat{a}_{\pi}_{\pi}_{\pi}_{\pi}_{\pi}_{\pi}_{\pi}}$ 

 $\beta_{SPP}$ :打込み支持杭の安全性指標 (= 2.0)

 $V_R$ :支持力の変動係数 (=  $f(V_P)$ ,  $V_P$ :支持力比 Pの変動係数)

Vs : 杭頭荷重の変動係数 (= 0.1 と仮定)

すなわち、補正係数とは同一の支持力安全性を確保するために、工種別支持力式か ら求まる許容支持力を信頼性に応じて増減するものである。Pの平均値 $\overline{P}$ が大きく、変 動係数  $V_P$ が小さいほど、式 (2.2.a) から求められる補正係数 $\gamma$ は大きくなる。



図 2.2: 工種別の補正係数6)

図 2.2に工種別の補正係数を示す。同図には支持力比 Pの平均値と変動係数も併記 した。ここで、摩擦杭の計算支持力では先端支持力は無視している。場所打ち支持杭 と摩擦杭の補正係数は打込み支持杭に比べて 1.2~1.4倍程度大きい。すなわち、同じ支 持杭に着目した場合、打込み杭に比べて場所打ち杭の支持力式の推定精度が相対的に 高いことを意味している。また同じ場所打ち杭でも支持杭 (n = 38)と摩擦杭 (n = 16) を比較した場合、同じ安全率 3を採用しているにもかかわらず補正係数に有意差はな く、むしろ摩擦杭が高い傾向にある。このように支持杭と摩擦杭とでは支持力安全率 を変える必要は認められない。

これらは短期的な載荷試験に基づく結果である。摩擦杭で最も問題となるのは長期 的な支持力・沈下特性であり、この点については摩擦杭の長期載荷試験結果を解析す る必要がある。長期載荷試験とは許容支持力レベルの荷重を半年間から1年間の長期 にわたって載荷し、その間の支持力と沈下の変化を把握するものである。

計9例の摩擦杭の長期試験杭の根入れ状況を図 2.3に、長期載荷試験の諸元と結果 の総括表を表 2.1に示す<sup>7)</sup>。いづれも安全率が3程度の荷重が載荷された杭の挙動を示 したものである。



表 2.1: 長期載荷試験 総括表<sup>7)</sup>

試験杭			D	$E_1$	$E_2$	E4	F	G <sub>1</sub>	$G_2$	G3	G4
施工法*		C	CP	SPP	SPP	CCP	CCP	CCP	CCP	SPP	SPP
	杭径 D(mm)	1500		812.8	812.8	1200	1200	1000	1000	812.8	812.8
杭諸元	肉厚 t(mm)	47.6		14	12	-	-	-	-	9	9
	杭長1(m)			30.0	22.5	22.5	33.7	27.0	18.0	27.0	18.0
長期載荷荷重 $P_L(tf)$		500	600	200	100	250	250	220	220	140	140
放置期間 T(day)		120	30	360	360	360	360	180	180	180	180
杭頭沈下	1. 載荷直後	2.9	3.3	4.7	2.4	2.7	2.3	2.4	3.9	3.1	2.8
So(mm)	2. 終了時	5.2	5.7	6.2	3.8	4.0	4.7	3.8	6.3	3.7	3.4
	增分(1-2)	2.3	2.4	1.5	1.4	1.3	2.4	1.4	2.4	0.6	0.6
周面摩擦	1. 載荷直後	2.26	2.67	2.54	1.66	1.92	2.05	2.71	4.11	2.00	3.13
応力度	2. 終了時	2.22	2.66	2.47	1.73	1.94	2.09	2.65	3.94	1.97	2.90
$\tau(tf/m^2)$	增分(1-2)	-0.04	-0.01	-0.07	-0.07	0.02	0.04	-0.06	-0.17	-0.03	-0.23
先端	1. 載荷直後	91	15.25	23.08	17.31	35.40	4.42	13.92	25.32	28.85	30.77
支持力度	2. 終了時	12.43	15.82	32.69	9.62	33.63	0.00	20.25	35.44	32.69	48.08
$q_d(tf/m^2)$	增分(1-2)	4.52	0.57	9.61	-7.69	-1.77	-4.42	6.33	10.12	-3.84	17.31
								* CCP	· 場所打士	抗 SPP	: 鋁管枯

図 2.3に示したように、D杭、E杭は杭周面および先端は沖積~洪積粘性土層が、また G杭は洪積砂層を主体とする地盤に根入れされている。F杭のみ周面は砂層、杭先端付近は粘性土層が分布する地層構成である。いづれの場合も粘性土地盤は十分に過

表 2.1からわかるように、杭頭沈下に関しては載荷直後は全杭平均で 3.1mm 程度で あったものが、試験終了時には 4.7mm となり、その間に 1.6mm 程度沈下が進行して

圧密された地盤である。

いる。載荷期間中の沈下は、沈下~時間曲線から推定される最終沈下量に対して、5割 を超えており、残留沈下量は1~2mm程度にすぎない。周面摩擦応力度τは載荷期間 中、ほとんど変化しない。傾向的には減少する方向にあるが、そのぶん先端の支持力 度(杭先端に伝達される荷重度)が平均20tf/m<sup>2</sup>から24tf/m<sup>2</sup>にわずかに増加する。こ のように摩擦杭、特に軟弱粘性土地盤中の摩擦杭であっても過圧密地盤に根入れされ ておれば、許容支持力レベルの荷重では杭頭沈下と支持力度の変化は、ほとんど問題 とならないことが明らかである。

これまで述べたように、載荷試験は杭の支持力機構の解明や載荷試験データの蓄積 に伴う半経験式作成のための基礎資料として貴重なデータを与えてくれる。一方、載 荷試験の主たる目的は設計支持力の確認であるが、ここで問題となるのは、試験結果 を周辺地盤の杭支持力推定に適用する方法が明確にされていないことである。すなわ ち、小規模な建築物のように比較的狭い範囲を対象としたケースでは、載荷試験地点 で設計支持力が確認された場合には、これを全基礎で確認されたとみなすこともでき る。しかし高架橋のように長い延長を有する場合には、当該地盤はさまざまな地層構 成をなし物性値は空間分布を伴う。したがって、載荷試験地点での評価をそのまま面 的に拡張して適用することには無理がある。ここに、載荷試験値の周辺地盤の杭支持 力推定への適用法の確立が望まれる理由がある。

(3) 支持力理論式

杭の支持力推定式による鉛直方向極限支持力は一般的に先端支持力と周面摩擦力の 和として、式 (2.3)で与えられる。

$$R_u = R_P + R_F = q_d A + U \sum_{i=1}^n \ell_i f_i$$
(2.3)

ここに、 $R_u$ : 杭の鉛直極限支持力 (tf)

R<sub>P</sub>: 杭の先端支持力 (tf)

 $R_F$ : 杭の周面摩擦力 (tf)

qa: 杭先端の極限支持力度 (tf/m<sup>2</sup>)

A: 杭先端面積 ( $m^2$ )

U: 杭の周長 (m)

 $\ell_i$ : 杭周面 i 層の層厚 (m)

 $f_i$ : 杭周面 i 層の最大周面摩擦力度  $(tf/m^2)$ 

支持力理論式は地盤を剛塑性体あるいは弾塑性体と仮定して、q<sub>d</sub>およびfを粘着力 cや内部摩擦角φの強度定数を用いて支持力理論に基づき解析的に求めるものである。

先端支持力度  $q_d$ に関しては、杭先端部地盤に仮定したすべり線場の考え方によって、 (a) Prandtl 系の支持力理論, (b) 空洞押拡げによる支持力理論, (c), (a) と (b) を組合わ せた支持力理論がある<sup>8)</sup>。

杭の周面摩擦力度 fは、一般的に杭と地盤との付着力と摩擦力の和として式 (2.4) で表わせる。

 $f = c_a + K p'_v \tan \delta$ 

(2.4)

ここに、Ca: 杭と地盤との間の付着力

K: 側圧係数

p': 有効上載圧

δ: 杭と地盤との壁面摩擦角

Vesic (1977)<sup>9)</sup>は粘性土地盤を対象として、fは乱さない粘性土の非排水せん断強度  $c_u$ と関係するとして $f = \alpha c_u (\alpha : 付着力係数)$ を提案した。Vesic は多くの載荷試験結 果から $c_u$ が 5t $f/m^2$ 以下の柔らかい正規圧密粘土では $\alpha$ は概ね 1.0、それ以上では $\alpha$ 値 は 1より小さくなることを明らかにしている。Burland (1973)<sup>10)</sup>は正規圧密粘土への 打込み杭では $f = N_f p'_v \mathcal{E}$ して、 $N_f = (1 - \sin \phi') \tan \phi' \mathcal{E}$ 提案した。Vijarvergiya and Focht  $(1972)^{11}$ は打込み杭において、fは受動土圧と関連づけて $f = \lambda(\vec{p}_v + 2\vec{c}_u)$ を提 案し、 $\lambda$ 値を経験的に杭長の関数として表現した。

一方、砂質土地盤の場合は式 (2.4)の右辺、第2項の摩擦力が支配的となるが、杭の施工法や地盤の相対密度,杭長によって変化する側圧係数 Kをいかに正確に評価するかが課題になっている。

支持力理論式は杭の支持力機構を理論的に表現するうえで有効な方法である。しか し、これらの支持力式を杭の支持力推定へ適用するにあたっては強度定数の評価が重 要であるが、れき混り地盤や砂質土と粘性土の互層地盤を含むさまざまな地盤におい て、原位置での強度定数を正しく把握することは難しいことが多い。また杭の施工法 によっても地盤が乱される程度が異なるところから、地盤物性値の評価が一層難しく なる。

(4) 半経験的支持力式

杭を施工形態から分類すれば、排土杭 (displacement pile) と非排土杭 (non-displacement pile) に区分できる<sup>12)</sup>。前者は施工時に杭の体積に等しい土を下方や側方に排除 する杭で、打込み杭がこれに相当する。一方、後者は杭の体積に等しい土を予め取り 除いてその部分に杭を設置した杭で、場所打ち杭や埋込み杭がこれに相当する。本論 文で対象とする場所打ち杭は施工時に杭周辺地盤が緩められたり、杭先端部のスライ ム処理が不十分であったりする場合もあり、その支持力は施工性に大きく依存するの が特徴である。

半経験的支持力式は、標準貫入試験による N 値や静的コーン貫入試験による qc値な どの指標を用いて支持力を推定するものであり、多数の載荷試験データに基づき、qd, fとの関係が整理されている。表 2.2に道路橋示方書 IV やその他の機関の設計規準の 表 2.2: 各規準における支持力度 f, gdの推定式

				(場所打ち支持杭の場合,単位 tf/m <sup>2</sup> )			
周面/先端	土質	道示 IV 下 (日本道路協	部構造編 会, 1990)	建造物設計標準 (土木学会, 1986)	建築基礎構造設計指針 (日本建築学会,1988)		
周 面 摩擦力度 f	砂質土	0.5N(≤20) N≤2 の		0.5N(≤20)(自然泥水) 0.2N(≤10)(ベントナイト泥水)	N/3(打込杭を準用)		
	粘性土	cまたはN (≤15)	土層の支 持力無視	qu/2またはN (≤15,自然泥水) (≤10,ベントナイト泥水)	qu/2		
先端 支持力度 <sup>9d</sup>	砂質土	300(砂れき層, 砂層)		7N(≤350)(砂質土) 10N(≤750)(砂れき)	$\alpha 15\overline{N}(\overline{N} \leq 50)$ ( $\alpha$ :補正係数)		
	粘性土	$3q_u(硬質粘性土層)$		3 <sub>gu</sub> または 6N(≤900) (硬質粘性土, 軟岩)	6cu(打込み杭を準用)		
				7 7 1- 12 12 M - +1 -			

ここに、N:N值, qu:一軸圧縮強度, cu:非排水強度

支持力式を示す。表からわかるように、土質によらず N 値を用いることが多い。これ は N 値がどのような地層構成の地盤であっても、深さ方向に連続的にその値を求める ことが容易であり、杭支持力の評価上、極めてすぐれた特長を有することによる。 このように、半経験的支持力は前記の支持力理論式に比べて、

- (a) 物性値として、多種多様な地盤の深さ方向の特性を連続的かつ容易に得ることがで きる。
- (b) 既往の載荷試験データによる実測の f, qaとの統計的方法により支持力式が求めら れたものであるから、そこには杭支持力の施工依存性も間接的に考慮されている。

点で実用性に優れている。その反面、次のような短所がある。

- (a) 半経験式は回帰式の面を有するところから、収集された載荷試験データでの地盤に おける平均的な支持力を算定するものであり、個々の地盤特性に着目した支持力式 ではない。
- (b) 既往データによる平均値であるから、当然、支持力度と地盤物性値の関係にはばら つきが避けられない。
したがって、この半経験式を用いる場合、支持力の推定精度を高めるためには原位 置での支持力に関する情報を支持力式に反映させる工夫が必要である。打込み杭工法 の場合には、施工時の動的支持力式の適用によって支持力の確認が行われているが、場 所打ち杭工法への適用はまだ研究段階にある。本論文では原位置において載荷試験を 実施し、その結果を半経験式に反映する方法を検討する。これによって半経験式は推 定精度の高い実用的な支持力評価法とすることができる。また、載荷試験をより有効 に活用することも期待できる。

## 2.3 支持力評価上の不確定性

(1)N値を用いた支持力式における不確定要因

杭の先端支持力度 q<sub>d</sub>,周面摩擦力度 fを N 値と関連づければ、杭の半経験式は式 (2.5) で表わせる。

$$R_u = q_d A + U \sum_{i=1}^n \ell_i f_i$$
 (2.5)

ここに、 $q_d = \alpha_P N_P, \alpha_P$ : 杭先端の支持力係数,  $N_P$ : 杭先端位置の N 値

$$f_i = \alpha_{fi}N_i, \alpha_{fi}$$
: 杭周面  $i$ 層の支持力係数,  $N_i$ : 杭周面  $i$ 層の N 値  
(その他の記号は式 (2.3) 参照)

式 (2.5)の右辺項に含まれるパラメータは、厳密にいえばひとつとして確定的なも のはなく、本来すべて確率変数として取扱われるべきものである。しかし、杭先端面 積 Aや周長 Uの不確定性の影響は確率変数としてのαpやαf値の中に含まれていると解 釈することができる。杭周面 i 層の層厚 liは実杭地点において地盤調査が実施されて おり、地盤構成が明らかにされている場合は、その不確定性はほとんど無視すること ができる。杭の近くで地盤調査がなされておらず、当該地盤が複雑な地層構成を呈す るケースではその影響は無視し得ない場合も考えられる。しかし、通常の地盤では、li の不確定性が支持力の推定誤差に及ぼす影響は支持力係数や地盤物性値のそれに比べ て小さい。したがって、杭の支持力評価上の不確定性としては地盤物性値としての N 値と支持力係数の2つの要因を対象とすれば十分である。

我国における道路橋示方書 IV をはじめとする現行の設計規準のほとんどは、許容 応力度設計法と呼ばれる設計法を採用している。この設計法では荷重や抵抗力の評価 および解析モデルや解析手法による実際の挙動の簡略化に伴う種々の不確定性に対処 するために安全率が用意されている。しかし、安全率は数値でもって安全性を表現し ようとする指標ではあるが、地盤物性値のように他の材料に比べてばらつきが大きな 土質および基礎の分野においては真の安全性とは必ずしも一致しない。このように安 全性を定量的に表現できない点が安全率の最大の欠点である<sup>13)</sup>。

これに対し、限界状態設計法は安全係数に不確定性を定量的に考慮できる準確率論 的な方法である。許容応力度設計法では全ての不確定性を経験的かつ包括的な1つの 安全率で対処してきたが、限界状態設計法では基本的に不確定要因を荷重側と抵抗側 に分けて、それぞれ荷重係数、抵抗係数という安全係数に区分される。

本論文の目的のひとつは杭の鉛直支持力に関する安全係数を提案することである。 安全係数は、信頼性設計、レベル II の安全性指標βと理論的に関連づけることができ る。レベル II は確率変数の 2次モーメントまでをパラメータとして設計を行う方法で あり、平均値のほか、ばらつきの程度を表わす分散または変動係数が必要となる。し たがって、支持力に関する安全係数を検討するためには、N 値と支持力係数の不確定 性を明らかにしなければならない。 (2)N値の不確定性

1)標準貫入試験の特徴

杭支持力推定のための地盤物性値としては、標準貫入試験 (SPT) における N 値を利 用することが多い。我国においても、SPT は最も普及しているサウンディングである。

N値は本来、地盤の相対的な硬軟を動的抵抗値で示すものであり、サンプラーの質 入メカニズムの不明確さから理論的に支持力と関連づけることには無理がある。この SPTの試験法としての問題点について、

- (a) フォアマンの熟練度によって SPT の品質が左右されること。
- (b) 落下方法の不統一によってサンプラーに伝達される打撃エネルギーが変化すること。
- (c) ボーリング孔径と孔の使い方による影響が大きいこと。

(d) 孔壁の保護方法(泥水使用の有無)が N 値に影響を与えること。

などが指摘されている<sup>14)</sup>。また、N値自身についても以下のような利用上の問題点も 有しているところから、N値の解釈には十分注意する必要がある。

(a) 有効上載圧や相対密度によって N 値は異なること。

- (b) 砂の粒度や粒子形状が N 値に大きく影響すること。特にれき層では N 値の精度が 悪くなる。
- (c) したがって、れき層、砂質土層、粘性土層といった地層によって同じ N 値であっ てもその評価を変える必要があること。

その反面、標準貫入試験は他に比べて試験が容易であり、並行して土質の判定が可 能であるという他の調査法にみられない特筆すべき利点を有している。また、深さ方向 に連続してその値を求めることが容易である点で、杭支持力の評価上有利である。した がって、本論文における杭支持力推定のための地盤物性値としては N 値を対象とする。 2)N値の不確定性

N値をはじめとして地盤物性値は、一般にばらつきをもつ量(確率変数)であることは広く認識されている<sup>15)</sup>。地盤物性値のばらつきの要因としては、(a)地盤固有のばらつき,(b)調査・試験に伴う人為的誤差,および(c)地盤情報の不足の3つに分類するのが適切である<sup>16)</sup>。

まず、本来、地盤のもっている固有のばらつきがある。地質工学的にみて同一とみ なせる地盤であっても、局所的にみるとその物性値は地盤の生成過程における不均質 性や異方性によりばらついている。さらに広い範囲に着目すれば、物性値は空間分布 を伴うところから、ばらつきの程度はより大きくなる。次に、調査・試験に伴う人為 的誤差がある。地盤物性値が仮に確定値であったとしても、調査・試験の段階で誤差 がはいり込む余地がある。正垣・日下部 (1987)<sup>17)</sup>は原位置調査から設計値を求める過 程で発生する可能性の高い誤差要因を図 2.4のように分類している。例えば SPT の場 合、N 値測定のためのボーリングによって孔壁が緩められ、測定する前にすでに元の 状態と異なっている。また、打撃法も複数のものがあり、かつ試験者の技量などの要



図 2.4: 地盤物性値を求めるプロセスと誤差要因17)

35

因によって測定値が異なることも考えられる。これらの誤差はいづれも人為的なもの であり、地盤固有のばらつきとは違うものである。地盤情報の不足は、統計上の誤差 ということができる。ひとつのサイトで SPT が 1本の場合と 10本の場合とでは地盤 物性値の信頼性が異なる。もちろん、地盤調査をより密に行うほど誤差を減らすこと ができるが、地盤固有のばらつきが存在する限りゼロにすることはできない。

これら地盤物性値のばらつきの要因を踏まえて、既往の研究から N 値のばらつき について考察する。

竹中(1974, 1976)<sup>18)19)</sup>は、大阪地域の海成洪積粘土層を対象として N 値の精度を 調査した。それによれば、ハンマーの落下損失が N 値の精度の大部分を支配すること がわかり、従来の標準貫入試験のハンマー落下法(コーンプーリィ法やトンビ法)は、 一般に大きめの N 値を与える傾向があり、この下限値が自動落下法の N 値に相当して いることを明らかにした。この自動落下法による N 値の測定精度は、コーン貫入試験 によるせん断強度のばらつきを利用して±14% 程度と考えられており、従来の方法に よる N 値の精度はこの値よりはるかに悪いと指摘している。

関東地質調査業協会(1976)<sup>20)</sup>は、JIS のサウンディング基準の改訂検討資料を得 る目的として、トンビ法、コーンプーリィ法、ストッパー付きコーンプリィ法および 自動落下法の4種類の打撃法によるN値の比較実験を、2つの会場において行ってい る。川崎会場は荒川はんらん原による沖積低地帯で、GL-35~40mまで軟弱層が厚 い。また千葉会場は成田砂層を基盤とする洪積台地である。図 2.5にそれぞれの模式図 を示す。図 2.6に両会場における4打撃法によるN値の比較グラフを示す。本協会技 術委員会の検討結果によれば、打撃法の違いによるN値の差は、両会場ともその傾向 すらつかめないと結論づけられている。その要因として、(a)微妙な機具の違いと掘削 技術,(b)地盤の不均一性および(c)試験者の作業意識が微妙にからみ合っていること を指摘している。



図 2.5: (a) 川口会場地盤模式図<sup>20)</sup>

図 2.5: (b) 千葉会場模式図<sup>20)</sup>



図 2.6:4種類の打撃法による N値の比較<sup>20)</sup>

一方、吉見ら (1983)<sup>21)</sup>, 大岡 (1984)<sup>22)</sup>は、沖積と洪積の細砂を対象に、コーンプー リィ法とトンビ法による N 値の比較を行っている。この結果によれば、N 値が大きい ほど両者の N 値に差を生じ、洪積細砂ではトンビ法による N 値はコーンプーリィ法に よる N 値の 86%程度と結論づけている。

これまでに述べた研究成果によれば、ばらつき要因のうち、調査・試験に伴う人為 的誤差に相当する N 値測定における打撃法の影響について、N 値に差を及ぼすとする 意見と明確でないとする意見がある。これに対して藤田ら (1988, 1990)<sup>23)24)</sup>は、これ らの N 値試験データをもとに、ボーリング孔間の距離と孔間における N 値の差に着目 してデータを再整理を行った。その結果、図 2.7に示すように打撃法による N 値の差 は無視しうる程度であり、N 値のばらつきは空間的分布も含めた地盤固有のばらつき に起因することを指摘した。

また、高速道路調査会 (1990)<sup>25)</sup>では軟岩地山への N 値の適用性に関する研究の-つとしてソイルセメントによる人工地盤の一軸圧縮強度 quと N 値の関係のデータを得 ている。ここでの地盤は人工的に造成されたものであるから、N 値の空間分布の影響は





38

ほとんど無視することができる。それによれば、平均 N 値が 50 以下の A 地盤 ( $\overline{N} \cong 19$ ,  $\overline{q}_u \cong 9kgf/cm^2$ ), B 地盤 ( $\overline{N} \cong 47$ ,  $\overline{q}_u \cong 22kgf/cm^2$ ) での N 値の変動係数は 5 ~ 6%程 度と、ばらつきは著しく小さいことが明らかにされている。

N値の空間分布を無視することができる地盤であれば、N値のばらつきは再現性と 考えることができる。ここでいう再現性とは局所的な地盤固有のばらつきと、試験法 自体の有する問題点も含めて、N値測定に関わる人為的な誤差からなるばらつきを含 んだものである。藤田らの成果によれば、既往のN値データからボーリング間の距離 を0としたときのN値の絶対誤差はいづれのデータからもほぼ1前後(図 2.7参照)と なり、高速道路調査会の結果からもN値の変動係数が5~6%程度であることが判明し ている。このようにN値の再現性は通常考えられているよりも良好であるといえる。

以上、N値の不確定性とばらつきの要因を既往の研究から考察したが、次のように まとめられる。

- (a) N 値のばらつきの大部分は、空間的変動も含めて地盤固有のばらつきに起因する。
- (b)局所的な地盤固有のばらつきと調査試験に伴う人為的誤差を分離することは困難であるが、両者を含んだ再現性はN値の絶対誤差にして1程度、変動係数にして数%程度であり、無視しうるばらつきの程度である。

したがって、N値の不確定性を確率論的に扱う場合、ばらつきは地盤固有のもので あるとみなすことができ、したがって空間分布による N値の変動を推定することが可 能となる。 (3) 支持力係数の不確定性

1) 支持力係数の不確定要因

N値を用いた支持力式によれば、杭の極限支持力 $R_u$ は式(2.5)で表わせる。

$$R_{u} = q_{d}A + U\sum_{i=1}^{n} \ell_{i}f_{i} = \alpha_{P}N_{P}A + U\sum_{i=1}^{n} \ell_{i}\alpha_{fi}N_{i}$$
(2.5)

支持力係数 $\alpha_P$ または $\alpha_f$ は、前に述べたように載荷試験データの実測  $q_d$ — $N_P$ ,また は実測  $f_i$ — $N_i$ 関係から回帰分析と既往の経験を踏まえて定められる。その過程におい て、図 2.8に示すような誤差要因により不確定性を生ずることになる。

主な誤差要因は3つに分類される。

まず、載荷試験データに係わるものがある。杭周面地盤の各層の周面摩擦力度 fi は 深さ方向の軸力分布から求められるが、各断面での軸力は1断面あたり通常4ヶ所のひ ずみゲージまたは鉄筋計による測定値の平均値から算定される。このとき4つのデー タは正常な測定値ばかりとは限らず、なかには測定不可や異常値を示すデータも混っ ていることがある。また、ひずみゲージは砂質土または粘性土といった地盤種別ごと に設置するのが望ましいが、地層構成が複雑な場合などにはゲージの設置位置と地層 境界線は必ずしも一致しない。このような場合、本来、互層地盤として扱うべきデー



図 2.8: 支持力係数の不確定性に及ぼす誤差要因

41

タが砂質土または粘性土データとして評価されることもある。

2つめは支持力の定義・判定に係わるものである。杭頭での極限支持力の判定は荷 重一沈下曲線が沈下量の軸にほぼ平行とみなされている荷重とされているが、実際の 荷重一沈下曲線からの判定は難しく人為的誤差を生ずる余地がある。また、2.2(2)で も述べたように"杭径の 10%の沈下を生ずるときの杭頭荷重をもって杭の極限支持力 とする"<sup>5)</sup>というように、支持力の定義に沈下量による制限をもうけている。この定義 によれば、先端支持力は先端地盤に固有の支持力ではなく、杭頭における極限支持力 時の先端伝達荷重として評価されることになり、支持力を評価するうえでのばらつき を助長することになる。

最後に N 値に係わる誤差要因がある。既往の資料によれば、地盤調査のためのボー リング位置と基礎端部との水平距離は 10m以内とする場合が最も多い<sup>26)</sup>。載荷試験と いう重要な試験を実施する場合には、ボーリング位置と試験杭の位置は大部分が 10m 以内と考えてよいであろう。しかし、この数 m の離れにおいて空間分布による地盤物 性値のばらつきを生じている可能性があることは前節で指摘したとおりである。また 支持力係数*α*<sub>f</sub>, *α*<sub>P</sub>は通常砂質土と粘性土に区別されているにすぎない。しかし、砂質 土といっても細砂から砂れきまでが含まれ、粘性土でも正規圧密粘土と過圧密粘土と では土性が異なる。このように多種多様な地盤を2つの地盤種別で表現しているとこ ろにも不確定性を増す要因がある。

以上、支持力係数の不確定性に及ぼす誤差要因を述べたが、次にこのような誤差要 因を含む N 値を用いた支持力式における支持力係数の基本統計量とその推定精度を明 らかにする。 2) 支持力係数の不確定性

ここに用いる場所打ち杭の載荷試験データ<sup>4)</sup>は、支持杭 16本と摩擦杭 16本の計 32 本である。ここで杭の極限支持力としては"杭径の 10%の沈下量を生じるときの杭頭 荷重  $R_{u10}$ "と定義する。

まず、周面摩擦力度  $f \ge N$  値 ( $f \ge x$ めた地層の平均 N 値)の関係のばらつきを明 らかにする。周面摩擦力度 fは各地層の周面摩擦応力度 $\tau$ —杭と地盤の相対沈下 S 曲線 においてピークを有するもの、または $\tau$ が収束しているとみなしうるデータのみを採用 し、その最大 $\tau_{max}$ を  $f \ge \tau$ る。図 2.9に地盤種別ごとの f-N 値関係を示す。ここで砂、 粘土質砂、シルト質砂およびれき質土は砂質土に、粘土、シルト、砂質粘土および砂 質シルトは粘性土に分類している。f-N 値はわずかな比例関係が認められる程度にす ぎず、そのばらつきは大きい。この理由はさまざまな支持力特性を有する地盤を砂質 土と粘性土の2つに大別した結果である。



図 2.9: 周面摩擦力度 f-N 值関係

		データ数	平均值	標準偏差	変動係数
	周面α <sub>f</sub> (砂質土)	40	0.412	0.252	0.611
支持力係数 α	周面α <sub>f</sub> (粘性土)	35	1.577	1.060	0.672
	先端 $\alpha_P$	16*	10.6	5.742	0.541
				*摩打	察杭データ

表 2.3: 支持力係数の基本統計量

ここで、支持力係数α<sub>f</sub>を式 (2.6) で定義される確率変数としてその基本統計量を求 め、ばらつきの程度とその分布形を把握する。

 $\alpha_f = 実測周面摩擦力度 f/N値$ 

(2.6)

その結果を表 2.3に示す。ここで、

平均值 : 
$$\overline{\alpha}_f = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \alpha_{fi}$$
 (2.7.a)

標準偏差: 
$$\sigma_{\alpha} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n} (\alpha_{fi} - \overline{\alpha}_{f})^2}$$
 (2.7.b)

変動係数: 
$$V_{\alpha} = \sigma_{\alpha}/\overline{\alpha}_{f}$$
 (2.7.c)

ここに、n:データ数

砂質土の係数 $\alpha_f$ の平均値は概ね 0.4, ばらつきの程度をあらわす変動係数は 0.611 と なる。一方、粘性土の場合は平均値 1.6, 変動係数は 0.672 となる。このように、N 値 によった場合の周面摩擦力度 fのばらつきは変動係数にして 60 ~ 70% と大きな範囲 にあることがわかる。 危険率 5%としたときの $\chi^2$ 検定によれば、係数 $\alpha_f$ の分布形は正規分布,対数正規分布 のいずれにも適合する。対数正規分布の場合の係数 $\alpha_f$ のヒストグラムを図 2.10に示す。

次に先端支持力度  $q_d$ と杭先端 N 値の関係のばらつきを調べる。ここで、杭の先端 支持力  $R_P(=q_d A)$ は、基本的に杭頭での荷重-沈下量曲線から判定される極限支持力  $R_{u10}$ 時の深さ方向軸力分布から求められる杭先端の荷重として定義している。図 2.11 に摩擦杭のデータを対象として、先端支持力度  $q_d$ -先端 N 値の関係を示す。同図には参 考までに鋼管杭のデータも併記した。先端 N 値は杭先端位置の N 値を採用しており、 N 値が 15 未満のデータが粘性土、他は砂質土である。地盤種別によらず  $q_d$ -先端 N 値 は概ね原点を通る相関関係が認められる。摩擦杭の設計においては  $q_d$ は無視されるこ とが多いが、実際には先端地盤の締り具合や固結度に応じて先端支持力が期待される。 また、場所打ち杭と鋼管杭を比較した場合、先端閉塞効果により後者の先端支持力が 前者に比べ、やや小さい傾向がみられる。

周面摩擦力の場合と同様、ここで支持力係数α<sub>P</sub>を式 (2.8) で定義し、そのばらつきの程度とその分布形を把握する。

 $\alpha_P = 実測先端支持力度 q_d/先端 N 値$ 

(2.8)

その結果を表 2.3、図 2.12 にまとめた。

係数αpの平均値は概ね 10,変動係数は 0.541 と周面と同様に大きくばらついている。χ<sup>2</sup>検定結果は正規分布、対数正規分布のいづれにも適合 (危険率 5%) する。













46 .

3) N 値を用いた支持力式の推定精度

摩擦杭を対象として、前記の支持力係数値を用いた式 (2.5) による周面摩擦力および極限支持力の推定精度を調べる。

周面摩擦力および杭頭における極限支持力に関する実測値の、計算値に対する比(支 持力比という)を、次式で定義する。

周面支持力比	$P_F =$	$     美训周面摩擦力R_F 計算周面摩擦力R_F$	(2.9)

亢頭支持力比 
$$P_u = \frac{\pi u g(r, u) v s \sqrt{u} e R \sqrt{H} n r_u}{$$
計算極限支持力 $R_u$  (2.10)

周面N值

ここに、
$$R_u = q_d A + U \sum_{i=1}^n \ell_i f_i$$
  
 $q_d = \alpha_P N_P, \alpha_P = 10.6, N_P : 先端 N 値$   
 $f_i = \alpha_{f_i} N_i, \alpha_f = 0.412 (砂質土), 1.577 (粘性土), N_i :$ 

周面および杭頭支持力比の基本統計量を表 2.4、周面摩擦力および杭頭における極限支持力の実測値と計算値の相関関係を図 2.13に示す。

いづれの支持力比の平均値も概ね1であり、支持力式は平均的には良く実測値を推 定しうると考えてよい。しかし、周面支持力比 P<sub>F</sub>の変動係数は36%、周面摩擦力に先 端支持力を加えた杭頭での極限支持力で比較した、杭頭支持力比 P<sub>u</sub>の変動係数はほぼ 30%とばらつきが大きい。これが N 値を用いた支持力式による一般的な支持力の推定 精度と考えることができる。

図 2.14にそれぞれの対数正規分布の場合の支持力比のヒストグラムを示した。

周面支持力比および杭頭支持力比の分布形は危険率 5%で正規分布、対数正規分布 のいづれにも適合する。なお、先端支持力に関する支持力比の基本統計量と適合度の 判定結果は杭先端の支持力係数αpのそれと全く同じである。

表 2.4: 支持力比の基本統計量

		データ数	平均值	標準偏差	変動係数
支持力比 <i>P</i>	周面 P <sub>f</sub>	16*	1.009	0.365	0.361
	杭頭 Pu	16*	0.991	0.294	0.296





と計算値の関係

(a) 周面支持力比



4

3

(b) 杭頭支持力比

n=4 4

と計算値の関係





図 2.14: (b)  $\ell_n(P_n)$ のヒストグラム と確率密度関数

2.14. (a) *t<sub>n</sub>*(*F<sub>F</sub>*) のヒストグラム と確率密度関数

48

#### 2.4 結論

杭の支持力を確率論的に評価するための場所打ち杭の支持力評価法に関する基本的 な考え方を述べ、N値を用いた支持力式における不確定要因とその特性を明らかにし た。主要な結論は以下のとおりである。

- (1) 既往の載荷試験データに基づく場所打ち杭の支持力・沈下特性から、次の事項が明らかになった。
  - 抗頭における荷重--沈下関係は、P<sub>o</sub>/R<sub>u</sub>--S<sub>o</sub>/D関係で整理すると、支持形式による有意差はみられない。また、極限支持力は杭径の約 10%に相当する沈下が 生ずると発揮される。
  - 2) 通常の載荷試験結果からは支持杭と摩擦杭の支持力安全率を変える必要はない。
  - 3)長期載荷試験結果によれば、軟弱粘性土地盤中の摩擦杭であっても過圧密地盤に根入れされておれば、許容支持力レベルの荷重では長期載荷期間中の杭頭沈下と支持力度の変化はほとんど問題とならない。
- (2) N 値を用いた支持力式における杭支持力評価上の不確定性は、地盤物性値 (N 値) と支持力係数の 2つの要因による。
- (3) N 値の不確定性を確率論的に扱う場合、ばらつきは地盤固有のものであるとみなす ことができ、したがって空間分布による N 値の変動を推定することが可能となる。
- (4) 式 (2.6) で定義する杭周面の支持力係数、αfの平均値は概ね 0.4 (砂質土), 1.6 (粘 性土),変動係数は 60 ~ 70%の範囲にある。摩擦杭に着目したときの、式 (2.8) で 定義する杭先端の支持力係数αpは、先端土質によらず平均値は概ね 10,変動係数 は 54%程度である。αf, αpの分布形は危険率 5%で正規分布と対数正規分布のいづ

れにも適合する。

また、これらの支持力係数値を用いた極限支持力の推定精度を支持力比で表わし た場合、平均値は概ね1であるが、変動係数は30%程度とばらつきが大きい。し たがって、推定精度を高めるためには載荷試験の併用が不可欠である。

## 参考文献

- 鳥野清・麻生稔彦・堤一・松井謙二:場所打ち杭の支持力推定に関する動的試験と 解析法,土木学会論文集 第430号/III-15, pp. 39~48, 1991.
- 2) 土質工学会編: クイの鉛直載荷試験基準・同解説, pp. 76~83, 1972.
- 字都一馬・冬木衛・桜井学:杭の載荷試験結果の整理方法,基礎工, Vol. 10, No. 9, pp. 21~30, 1982.
- 4) 岡原美知夫・中谷昌一・田口敬二・松井謙二:軸方向押込み力に対する杭の支持特性に関する研究,土木学会論文集,第418号/III-13, pp. 257~266, 1990.
- 5) 日本道路協会:道路橋示方書·同解説 IV下部構造編, pp. 276~ 283, 1990.
- 6) 篠原正司・岡原美知夫・中谷昌一・田口敬二・松井謙二: Safety Analysis on the Vertical Bearing Capacity of Piles, 1st International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, 1986.
- 7) 宇都一馬・岡原美知夫・池田憲二・前田良刀・松井謙二:摩擦杭の支持力特性と 信頼性,第32回土質工学シンポジウム論文集一支持杭に頼らない基礎工法一,pp. 17~22,土質工学会,昭和62年.
- 8) 土質工学会編: 杭基礎の設計法とその解説, pp. 251~391, 昭和 60年.

- 9) Vesic, A. S. : Design of Pile Foundations, National Cooperative Highway Research Program Sythesis of Highway Practice 42, Transportation Research Board, National Research Council, pp. 12~ 15, 1977.
- Burland, J. F. : Shaft Friction of Piles in Clay-A Simple Foundamental Approach, Ground Eng., Vol. 6, No. 3, pp. 30~42, 1973.
- Vijayvergiya, V. N. and Focht, J. A. : A New Way to Predict the Capacity of Piles in Clay, Proceedings of 4th Annual Offshore Tech. Conf. Huston, Vol. 2, pp. 865~874, 1972.
- 12) 例えば、岸田英明・高野昭信:大口径杭の鉛直極限支持力,土と基礎, Vol. 28, No.
   11, pp. 13~20, 1980.
- 13) 松尾稔:地盤工学 信頼性設計の理念と実際, pp. 1~5, 技報堂, 1984.
- 14) 岩崎恒明:標準貫入試験の試験法に関する問題,基礎工, Vol. 18, No. 3, pp. 40~48, 1990.
- 15) 堀内孝英・中島英治・前田良刀: 5. 実際の構造物への適用, 5. 2 構造物基礎, 土と 基礎, Vol. 35, No. 7, 講座「土質データーのばらつきと設計」, pp. 75~84, 1987.
- 16) Vanmarcke, E. H. : Probabilistic Modeling of Soil Profiles, ASCE, Vol. 103, No.
   GT11, pp. 1227~1246, 1977.
- 17) 正垣孝晴・日下部治:2. 地盤データーのばらつきの原因と一次処理,土と基礎, Vol.
  35, No. 1, 講座「土質データーのばらつきと設計」, pp. 73~81, 1987.
- 18) 竹中準之介・西垣好彦:標準貫入試験に関する基礎的研究 (III),第9回土質工学研究発表会講演集,pp. 13~16,昭和49年6月.

- 19) 竹中準之介: 6. N値と土質特性 (その1), N値およびcとφの考え方, pp. 3~45, 土 質工学会, 昭和51年3月.
- 20) 関東地質調査業協会技術委員会:標準貫入試験の打撃法に関する比較実験,土と基礎, Vol. 24, No. 4, pp. 75~65, 1976.
- 21) 吉見吉昭・時松孝次・大岡弘:コーンプーリー法とトンビ法による標準貫入試験 N 値の比較,第18回土質工学研究発表会講演集, pp. 47~48,昭和58年6月.
- 22) 大岡弘: コーンプーリー法とトンビ法による標準貫入試験 N 値の比較(洪積砂層の場合),第19回土質工学研究発表会講演集, pp. 117~118,昭和 59年6月.
- 23) 藤田圭一・今村芳徳・三嶋泰雄:N値の精度に関する一考察,第23回土質工学研 究発表会講演集,pp. 85~86,昭和63年6月.
- 24) 藤田圭一:N値の解釈と適用,基礎工, Vol. 18, No. 3, pp. 19~29, 1990.
- 25)(財)高速道路調査会:構造物基礎における地盤定数の評価に関する研究(その2)
   報告書, pp. 9~17, 平成2年2月.
- 26) 建設省土木研究所構造橋梁部基礎研究室:構造物基礎形式の選定手法調査,土木研究所資料第 2528 号,昭和 63 年 1月.

# 第3章

# N値の空間分布の推定法

### 3.1 概説

高架橋基礎としての摩擦杭の合理的な杭の根入れ位置の選定や、各基礎の杭支持力 の推定のためには建設地域全体の地盤特性、すなわち面としての地盤物性値の空間分 布をより正確に把握することが重要である。しかし、地盤特性をより精度よく把握す ることと、より経済的に地盤調査を行うことはトレードオフの関係にある。スパン(橋 脚間隔)が一般橋梁に比べて短く、かつ橋長が長い高架橋では、全基礎において地盤調 査を実施することは現実的には難しい。したがって、限られた地盤調査から地盤物性 値の空間分布を推定することが必要になってくる。また、後述するように、この推定 を決定論的に行うことは適当でなく、確率論的アプローチにより推定誤差を考慮する 必要がある。

地盤工学の分野においては 1960 年代から地盤物性値に関するデータの収集や統計 的性質の研究が進められており、当初地盤物性値の不確定性は確率変数として主に平 均値と分散で表わされてきた。しかし、これだけでは地盤物性値の場所による変動、す なわち空間分布を表現できないため、近年に至り確率場や標本場の概念が導入されて きた。確率場の概念は母集団を想定したものであって、不特定多数の地盤を対象とし たときは適当である。一方、サイトが特定された場合には確率場の一つの実現事象で ある標本場が存在するところから、物性値の空間分布の推定には標本場の概念を導入 することが適している。この標本場の推定法としてクリギング(Kriging)と呼ばれる 手法がある。この手法は標本点での推定値が標本値となる推定法であり、推定に伴う 誤差を確率論的に取扱うことができる。本研究ではクリギングによる推定誤差を地盤 物性値の空間分布の不確定性とみなし、杭の支持力推定のための地盤物性値の空間分 布の推定を行うものである。また、地盤物性値の空間分布を考慮した安全係数の提案 のためには、この不確定性を地盤の統計的性質や標本点から推定点までの距離などの 関数として定式化する必要がある。

本章では、まず 3.2 節において物性値の確率モデルについて論じ、次いで地盤物性 値のデータ処理の方法について述べる。物性値を確率論的に取扱うためには地盤固有 のばらつきに限定することが必要がある。しかし、測定値の不確定性には地盤固有の ばらつきだけではなく、調査・試験に係わる人為的誤差も含まれているので、測定値 からこの人為的誤差を除き、地盤固有のばらつきに基づく統計量を求める作業が必要 となる。この一連の作業をデータ処理という。

地盤物性値のデータ処理は一次処理と二次処理に区分される。一次処理は測定値か ら人間の関与によって発生するばらつきを除く作業をいい、二次処理は地盤固有のば らつきに基づき確率論を展開するために必要な地盤データの統計的性質の推定や検定 を行う作業をいう。ここでは地盤物性値として N 値を対象とした場合のデータ処理の 方法について述べる。また、地盤物性値の空間分布を推定するためには物性値の統計 的性質として平均値、分散のほか自己相関係数を必要とするが、各々のサイトにおいて 自己相関係数を推定することはデータ数の制約から難しい場合が多い。このため、あ らかじめ一般的な地盤の自己相関係数の特性を把握しておくことは意義がある。ここ では種々の地盤種別の自己相関係数を調査し、その特性を明らかにする。

3.3 節では洪積砂質地盤を対象として、クリギングによる手法を用いて N 値の空間 分布を、推定値±1σ(σ:標準偏差に相当する推定誤差)の精度で推定可能であることを 検証し、本手法の有効性を明らかにする。あわせて4地点におけるクリギングによる 解析結果に基づき簡略的な空間分布の推定法の定式化を試み、クリギングによる解と 比較して実用上十分な精度を有していることを確認する。

3.4節では地盤調査の最適な間隔について考察する。杭支持力の不確定性は支持力 係数と当該地盤の物性値の2つに大きく依存する。地盤物性値の不確定性だけを減少 させても支持力式の精度が不十分であれば、杭支持力の不確定性の低減にはさほど効 果がない。したがって、地盤調査の最適な間隔は適用する支持力式の不確定性との関 連で論じる必要があり、ここではこの点に着目して考案する。

3.5節において、本章で述べた成果を要約する。

## 3.2 N 値の統計的処理法

(1)物性値の確率モデル

図 3.1(a)<sup>1)</sup>に水平方向一次元における地盤物性値の空間分布の概念図を示す。この 図において、横軸は水平方向の距離を表わし、縦軸は砂層における杭先端位置の N 値の 大きさを表わすものとする。図中の〇印は標準貫入試験から得られた N 値データ(標 本値)を意味し、実線は真の N 値の空間分布を示したものである。なお、ここでは、N 値測定に係わる人為的誤差はないものとし、連続量であらわされる N 値の空間分布は 全て地盤固有のばらつきによるものとする。

ここでは、高架橋基礎としての杭の先端支持力を評価するための杭先端位置での N 値を推定する場合のことを考える。高架橋の全基礎にわたって〇印で示される地盤調 査が実施されていれば、実線で示される N 値の分布を予測する必要はない。しかし、 実際には高架橋のような面的に広がりをもつ構造物の場合、すべての基礎で土質調査・ 試験が行われることはまれである。そこで、限られた地盤調査から N 値を推定するこ



とになるが、N値は空間的なばらつきを有しているものであるから、これを確定値と して定めることは難しい。

現行の許容応力度設計法のような決定論的設計法においては、このようにばらつき を有する地盤データに対しては、次のような考え方<sup>2)</sup>が適用されている。1つは、デー タの平均値を採用する方法、2つはデータの最小値を選択する方法、他の1つは、デー タの平均値、分散を考慮して設計値を設定する方法である。コンサルタントの設計技 術者に対するアンケート調査によれば、地盤データのばらつきの処理に関して、デー タが多数の場合は8割の技術者が平均値を、またデータが少数の場合は6割弱が最小 値を設計値として設定すると答えている<sup>3)</sup>。また、フィルダムの例では、設計値=平均 値-標準偏差/2と規定されており、その不確定性を設計値に反映させている。しかし、 いずれの方法を用いても、図 3.1(a) 示すような地盤物性値の空間分布を考慮すること はできない。

図 3.1(b)<sup>1)</sup>は、N 値を確率変数とし、平均値と分散を考慮して解析を行うものであ り、上記の現行設計法の延長上にある考え方である。

地盤物性値の空間分布を考慮しようとする研究は、考え方を大きく2つに分けるこ とができる。1つは確率過程論に基づく方法であり、ある1点のばらつきは空間全体の ばらつきに等しいとするエルゴード性を仮定する確率場(エルゴード過程)として、地 盤物性値の空間分布を扱う方法である。エルゴード仮説では、地盤調査による地盤物 性値の空間分布を1つの標本場(標本関数)とし、平均値、分散、および2地点間の相 関特性によって統計的性質があらわされる。この考え方によれば、これら平均値、分 散、自己相関係数で規定される確率場全体を母集団として定義する。例えば、図 3.1(a) に示した N 値の空間分布を1次元の標本関数として扱うと、再合成されたエルゴード 過程の標本関数は図 3.1(c)<sup>1)</sup>の曲線の例に示すものとなり、再合成された標本関数は 地盤調査から得られた標本値(〇印)を必ずしも通らない。 他の1つは、図 3.1(d)<sup>1)</sup>の曲線の例に示すように空間分布を確率場の1つの実現事 象である標本場とする考え方である。すなわち、得られた標本値より唯一の空間分布 を推定するクリギングとして知られている内挿法は、標本点での推定値が標本値とな る推定法であり、空間分布の推定誤差をN値の不確定性として確率論的に取り扱うこ とができる。

地盤工学の分野における既往の研究として、クリギングによる手法を Christakos (1985)<sup>4)</sup>,上田ら (1986)<sup>5)</sup>,本城ら (1987)<sup>6)</sup>は沈下量の平面的分布予測に用い、本城・松 永 (1987)<sup>7)</sup>は土の締固め施工管理に利用している。また、鈴木・石井 (1988)<sup>8)</sup>は確率有 限要素法に本手法の適用を試み、土質調査された地盤に対しては従来の確率場による それに比べて、クリギングを用いた確率有限要素法が適していることを明らかにして いる。

確率場の概念は母集団を想定したものであるため不特定多数の地盤を対象とした場合は適当である。しかし、サイトが特定され、当該地盤に固有の物性値の空間分布を 想定する場合は、標本場の概念を導入する方が適している。なお、標本場は確率場に 属する一つの標本であるところから、標本場を扱う場合にも確率場の仮定を満足する 必要がある。

(2) 一次処理と二次処理

地盤データの処理の目的は、地盤データのばらつきを考慮した設計を行う場合、地 盤データの測定値から調査・試験に係わる人為的誤差を除き、地盤固有のばらつきに 基づき確率論を展開するための地盤物性値の統計的性質を求めるものである。松尾ら (1986)<sup>2)</sup>は前者を一次処理、後者を二次処理と区別し、前者の重要性を指摘している。

#### 1) N 値の一次処理

地盤物性値のばらつきの要因は、前に述べたように (a) 地盤固有のばらつき、(b) 調 査・試験に伴う人為的誤差、および (c) 地盤情報の不足の 3 つに分類することができ  $a^{9}$ 。地盤物性値として N 値を用いる場合、そのばらつきが地盤固有のばらつきに起 因するものか、 N 値測定に係わる人為的誤差によるものか、これを定量的に判別・分 離することは現状では著しく困難である。このため一次処理の重要性にもかかわらず、 N 値の一次処理は粘性土地盤における一軸圧縮強度  $q_u$  などのそれに比べて立遅れてい るのが実情である。

日下部・正垣 (1987)<sup>10)</sup>は N 値の一次処理の例として、(i) 打撃エネルギーの補正、 (ii) ロッド長の補正、および (iii) 上載圧の補正の 3 つを挙げ、このうち補正量が大きい (i) と (iii) を用いた実測 N 値データの補正の例を示している。しかし、N 値の評価にお いて、このような補正の方法が確立し広く適用されているとはいい難い。このような 現状では、N 値の一次処理として上記の処理を適用することは難しい。(i), (iii) の補正 を無視すれば、N 値は真値に対して低く評価される。したがって、本研究ではこれら の要因の処理は隠された安全度として保留する。

現地調査法研究委員会報告<sup>11)</sup>によれば、現在行われている N 値の補正法としては (a) 深度に応じたロッド長の補正、(b)N 値 15 以上の細砂層での補正、(c) れき層での 補正、および (d) 地層の変化の 4 つが主なものとされている。これらが全て先に定義 した一次処理の対象となるものではないが、(a) ~(c) は地盤の評価を過大視する傾向 にあるものである。特に (c) は、N 値と  $N_{do}$  (標準貫入試験と同じエネルギー密度で、 30cm貫入するのに必要な大型貫入試験の打撃回数)の比率からみた深さおよびれき径 の N 値に及ぼす影響調査によれば、れき層の N 値の信頼性は劣るとされている<sup>12)</sup>。仮 にそれが地盤固有の N 値であったとしても支持力問題上、地盤の強度としてそのまま 評価することはできない。従来の設計においても同一地層の中で局所的に大きな N 値は、信頼性に欠けるとして評価を下げるか無視するなどの措置により一次処理的な配慮がなされてきた。

したがって、N値データを空間分布も含めた地盤固有のばらつきによるものか N値 測定に係わる人為的誤差かを定量的に分離することはできないが、異常に大きな N値 データは排除する工夫が必要である。本研究ではこの異常値の検定および除去の措置 を一次処理として位置づける。

異常値の検定および除去の手法として、ここでは複数のデータ群のうち最大値1個 を検定する Grubbsの方法<sup>13)</sup>を援用する。この方法はデータ群を正規分布と仮定し、危 険率αでデータ群の最大値を除去できるかどうか検定するものである。

Grubbsの方法の概略は次の通りである。まず、N 値データを順序統計量として次のように並べ換える。

$$N_1 \le N_2 \le N_3 \le \dots N_i \dots \le N_{n-1} \le N_n \tag{3.1}$$

ここに、 $N_i$ は i 番目の大きさの N 値を表わし、全データ数は n である。異常値として 疑わしい値が最大値  $N_n$ であるとき、

$$T_n = \frac{N_n - \overline{N}}{\sigma_N} \tag{3.2}$$

ここに、
$$\overline{N} = \frac{\Sigma N_i}{n}$$
: N値データ群の平均値  

$$\sigma_N = \sqrt{\frac{\Sigma (N_i - \overline{N})^2}{n-1}}: N値データ群の標準偏差$$

式 (3.2) で定義される  $T_n$ が表 3.1の棄却限界値以上ならば  $N_n$ は危険率 $\alpha$ で除去することができる。

ー次処理としての異常値の検定および除去は本方法を準用して、Nnが異常値として除去された場合、残りのN値データ群で同様の検定を行い、最終的に除去されるN

データ数	棄却限界	データ数	棄却限界	データ数	棄却限界	データ数	棄却限界
6	1.822	19	2.532	32	2.773	45	2.914
7	1.938	20	2.557	33	2.786	46	2.923
8	2.032	21	2.580	34	2.799	47	2.931
9	2.110	22	2.603	35	2.811	48	2.940
10	· 2.176	23	2.624	36	2.823	49	2.948
11	2.234	24	2.644	37	2.835	50	2.956
12	2.285	25	2.663	38	2.846	60	3.025
13	2.331	26	2.681	39	2.857	70	3.082
14	2.371	27	2.698	40	2.866	80	3.130
15	2.409	28	2.714	41	2.877	90	3.171
16	2.443	29	2.730	42	2.887	100	3.207
17	2.475	30	2.745	43	2.896		
18	2.504	31	2.759	44	2.905		

表 3.1: 棄却限界表 (上側確率 $\alpha = 0.05$ )<sup>13)</sup>

値データがなくなるまでこの作業を繰り返す。このような作業を通じて除去された N 値データが危険率αで判定された異常値ということになる。危険率αは、このような検 定のさい一般的に用いられる 5%とすればよい。

#### 2)N値の二次処理

二次処理は測定 N 値データから異常値の検定と除去の一次処理を行ったあと、地盤物性値の確率モデルに応じて N 値データの各種統計的性質の推定や検定を行うものである。

(1) で述べたように、本研究は同一地層内における地盤物性値の場所的変動、すな わち空間分布を考慮するものであり、地盤物性値の統計的性質は平均値、分散および 自己相関係数で表現される。

地盤物性値の空間分布を考慮できる確率モデルは確率場(標本場はその1つの実現 事象)で表わされるが、これは座標軸が時間の確率過程と同じ概念によるものである。 時間軸 t に沿って確率的に変動する現象では、その実現値はある時間関数 x(t) として 観測される。パラメータ t を含む確率変数 X(t) で記述される現象(または X(t) そのも の)が確率過程と呼ばれるものである<sup>14)</sup>。この時間軸 t の代わりに空間軸 x,時間関数 X(t) に代えて Z(x) なる関数で物性値の空間分布を表現したものが、ここでいう確率 場の概念である。確率場 Z(x)の確率密度関数は確率変量 Zがとる値 zの関数であると 同時に、空間 x にも依存しているところから取扱いは非常に複雑になる。そこで、確 率的な性質が場所とともに変化しない定常性の仮定を導入すると、確率場のパラメー タは x に依存しなくなり、次式で与えられる。

平均值 : 
$$E\{Z(x)\} = \mu_z$$
 (3.3)

分散 : 
$$E[\{Z(x) - \mu_z\}^2] = \sigma_z^2$$
 (3.4)

共分散関数 :  $Cov(Z(x), Z(x + \Delta x))$ 

$$= E[(Z(x) - \mu_z)(Z(x + \Delta x) - \mu_z)] = \phi_z(\Delta x)$$
(3.5)

共分散関数 $\phi_z(\Delta x)$  は $\Delta x$  だけ離れた 2 地点における Z(x) の値の間の相関度を表わ す。ここて、 $\Delta x = 0$  とおくと、 $\phi_z(\Delta x)$  は Z(x) の分散を表わす。自己相関係数 $\rho_z(\Delta x)$ は共分散関数を Z(x) の分散で基準化したもので次式で表わされる。

自己相関係数: 
$$\rho_z(\Delta x) = \frac{\phi_z(\Delta x)}{\phi_z(0)} = \frac{\phi_z(\Delta x)}{\sigma_z^2}$$
 (3.6)

自己相関係数 $\rho(\Delta x)$  (以下、添字 zは省略する) は共分散関数と同様に、 $\Delta x$  だけ離れた 2 地点間における物性値の相関特性を表したもので、 $\pm 1$  は 100%の正または負の相関を、0 は完全無相関を意味する。

自己相関係数は一般的には種々提案されている相関モデルの中から適合度のよいものを選び、そのパラメータによって表現される。地盤物性値に関する一次元の自己相関係数モデルとしては、式(3.7)、(3.8)などの指数関数が提案されている<sup>15)</sup>。

$$\rho(\Delta x) = exp\left(-\frac{\Delta x}{a}\right)$$
(3.7)  
$$\rho(\Delta x) = exp\left\{-\left(\frac{\Delta x}{a}\right)^2\right\}$$
(3.8)

ここで、a は相関特性の減衰の距離依存性をあらわす相関距離と呼ばれるパラメー タで、相関係数が 0.368(=  $e^{-1}$ ) となる距離を表している。式 (3.7) を用いて、Matsuo and Asaoka (1977) <sup>16)</sup>は沖積粘土の非排水強度  $c_u$ の深さ方向の特性を、また Alonso and Krizek (1975)<sup>17)</sup> はコーン指数  $q_c$ の深さ方向の特性を表現している。式 (3.8) は、Tang (1979)<sup>18)</sup>が北海海底地盤の水平方向のコーン指数  $q_c$ 分布に適用している。

自己相関係数の二次元モデルとしては、式 (3.9)、(3.10)<sup>9)</sup>が提案されている。

$$\rho(\Delta x, \Delta y) = exp\left[-\left\{\left(\frac{\Delta x}{a}\right)^2 + \left(\frac{\Delta y}{b}\right)^2\right\}\right]$$
(3.9)

$$\rho(\Delta x, \Delta y) = exp\left[-\left\{\left(\frac{\Delta x}{a}\right)^2 + \left(\frac{\Delta y}{b}\right)^2\right\}^{1/2}\right]$$
(3.10)

ここに、a, bはx方向、y方向のパラメータであり、 $\Delta x, \Delta y$ はx方向,y方向の2地点間の距離

地盤の形成は、同一年代に水平方向に堆積し、深さ方向の堆積は地質年代的時間を 要することから、地盤物性値は深さ方向に比べ水平方向に長い範囲にわたり類似の性 質をもつ。式 (3.10)のパラメータ a または b であらわされる相関距離も、一般的に深 さ方向 b が数 m 程度と短いのに対して、水平方向 a は数 10m から数 100m と相当に長 いといわれている<sup>19)</sup>。

#### 3)N値の自己相関係数

前にも述べたように、地盤物性値の空間分布を推定するためには物性値の平均値、 分散のほか自己相関係数を必要とする。物性値の基本統計量と同様に、自己相関係数 も個々のサイトでそのつど求めるのが原則であるが、多数の標本数を必要とするとこ ろから難しいことが多い。特に N 値の場合、深さ方向には 1m ピッチに N 値が計測さ れているところから問題は少ないが、水平方向の地盤調査は等間隔な位置で実施され

地区 地層	1.1.0+	00000	基本統計量			平均間隔	パラメータ(m)	
	地層*	STEP	データ数	平均值N	変動係数 V <sub>N</sub>	$\Delta L(m)$	水平a	深さ b
0	$D_t$	1	64	23.2	0.445	209	59.6	4.2
		2	136	19.8	0.462	104	43.4	3.7
		3	261	22.0	0.415	52.2	21.5	4.5
		4	444	21.2	0.390	31.1	19.5	3.4
0 D <sub>s</sub>	$D_s$	1	68	31.8	0.508	209	77.5	1.4
		2	236	30.3	0.510	52.2	26.6	1.5
		3	367	29.9	0.513	31.1	20.3	1.2
Н Тс	$T_c$	1	83	9.0	0.292	436	356	4.8
		2	208	8.2	0.387	165	59.6	6.1
H A,	As	1	91	7.4	0:569	325	259	0.6
		2	134	8.1	0.556	236	118	1.8
		3	155	8.1	0.543	200	53.1	1.8
Y	St	1	136	9.9	0.406	408	314	1.4
		2	238	9.7	0.402	209	66.8	1.3

表 3.2: N値データの基本統計量とパラメータ

\* $A_s$ : 沖積砂質工,  $D_t \cdot D_s$ : 洪積砂質工  $S_t$ : 沖積シルト,  $T_c$ : 洪積粘土

ているとは限らないため標本数が著しく制約される。また、既往の研究による水平方 向の自己相関係数は、粘性土地盤の非排水強度 cuやコーン指数 gcに関したものが多く、 N値に関しては明らかにされていない。

このような背景から、我国の種々の地盤を対象にして、N値の水平方向および深さ 方向の自己相関係数のパラメータを予め把握しておくことは重要である<sup>20)</sup>。ここでは 一次元の相関モデルとして、その適合度から判断して式 (3.7)によることにした。

表 3.2に各地層の N 値データの基本統計量と式 (3.7)の相関モデルによる水平方向 パラメータ a および深さ方向パラメータ b を示す。ここで O 地区の D<sub>t</sub>層と D<sub>s</sub>層は九 州における洪積砂質土層, H 地区の T<sub>c</sub>層と A<sub>s</sub>層は大阪地盤における洪積粘土と沖積砂 質土、Y 地区 S;層は関東平野の沖積シルト層である。

各地層の N 値データの基本統計量とパラメータは 2 つから 4 つの STEP に分けて 求めた。すなわち、地盤調査の密度がその地層の N 値の基本統計量やパラメータの推 定に及ぼす影響を把握するために、地盤調査地点を 1 次から最大 4 次まで 2~4 段階に 区別した。この調査段階を STEP といい、各 STEP での調査地点はできるだけ水平方



図 3.2: 各 STEP の N 値の平均値と変動係数の変化

向の間隔が同じになるように工夫した。調査は水平方向にランダムに実施されているので、ここでいう間隔とは各調査地点間の距離の平均値である。なお、これらの N 値 データは前記した要領により一次処理としての異常値の検定と除去を行っている。

表 3.2に基づき、各地層、各 STEP の N 値の平均値 $\overline{N}$ と変動係数  $V_N$ の関係を図 3.2 に示す。 $T_c$ 層の変動係数に STEP の違いによる多少の相違がみられるが、平均値、変 動係数とも概ね STEP による差はみられない。したがって、表 3.2に示された程度の データ数が得られていれば、地盤調査の密度にかかわらず N 値の平均値とそのばらつ きは概ね実態を表しうると判断することができる。

次に水平方向の自己相関係数について考察する。水平方向の自己相関係数は対象と する地層の天端からの同一深度のN値データを等間隔にサンプリングして求められる。 ただし、水平方向の地盤調査は等間隔な位置で実施されていることはまれなことから、 一次近似として2地点間の距離 $\Delta x$ にある一定の水平方向許容幅をもたせて計算を行 う。許容幅はより短い方が望ましいが、あまり短くするとデータ数の制約から解が得ら れない。ここでは許容幅を $\Delta x$ に対する比として試算し、解が安定する片側あたり $\Delta x$ の10%の値を採用した。図 3.3(a) に O 地区  $D_t$ 層の STEP 2 と 4 における自己相関係 数の実測値を細線で、それに最もよく適合する式(3.7)による指数関数を太線で示す。



図中の数値は N 値のデータ数を表し、指標関数のフィッティングにあたって重みとし て評価している。

図からわかるように、N値データの場合、地盤調査の間隔が狭くなるにしたがいパ ラメータ a は小さくなる傾向がある。すなわち、STEP 2 (平均間隔 104m) では a は 43.4m であったものが STEP 4 (同 31.1m) では 19.5m まで短くなる。本来、自己相 関係数はその地層に固有なものであるから、地盤調査の間隔によって変わるというこ とはそのときの自己相関係数がみかけの値にすぎないということになる。したがって、 真の自己相関係数を把握するためには地盤調査の間隔をさらに密にすることが必要で、 調査間隔によらず一定値を示すとき、その値がその地層の真の自己相関係数とみなす ことができる。図 3.3(b)~(e) にその他の地層の実測値と指数関数を示す。

表 3.2に示す各地層、各 STEP の地盤調査の間隔△L と水平方向パラメータ a の関係を図 3.4に示す。調査間隔が短くなるにしたがいパラメータ a も指数関数的に短く


なっていき、実測値が得られている 30m まではなお減少傾向にあることがわかる。こ の図における a—ΔL 関係や既往の地盤調査における離隔距離 30m 以内の N 値のばら つき、および前章 2.3 で述べた N 値の不確定性に関する既往の研究を勘案するとき、真 の水平方向のパラメータ a としてはΔL が 0 のときの値を採用することが妥当である。 両者の関係は、地盤種別によらず次式で表現できる。

 $a = exp(2.79 + 0.00736\Delta L)$ 

(3.11)

ここで、ΔLを0とおくと、パラメータ a としておよそ 15m という値が得られる。 この値が N 値の水平方向自己相関係数の真のパラメータであり、他の地盤物性値に比 べて著しく短いのが特徴である。また、このように N 値のパラメータ a はみかけ上、 地盤調査間隔の関数になっているところから、各サイトでパラメータを推定する場合 にはそのときの調査間隔を考慮して真値を予測する必要がある。

次に深さ方向の自己相関係数について考察する。地盤調査位置の水平方向許容幅は 水平方向と同様の取扱いをしている。ただし、深さ方向の場合、水平方向許容幅は単 に採用データ数の多少に関係するものにすぎない。原則として N 値は深さ方向には 1m ごとに測定されているので、パラメータ b の評価に係わる深さ方向許容幅を設定する 必要はない。図 3.5に各地層の深さ方向自己相関係数の実測値と、それに最もよく適合 する式 (3.7)による指数関数を示す。水平方向と同様、指数関数のフィッティングにあ たってはデータ数による重みを考慮している。深さ方向の指数関数モデルは水平方向 に比べて、実測値に対する適合度がよい。





図 3.6: 深さ方向パラメータ b と地盤調査間隔 ΔLの関係

図 3.6に地盤調査の間隔 $\Delta L$ と深さ方向パラメータ bの関係を示す。パラメータ bは 調査間隔によらず、常に地盤に固有の値が得られる。地盤種別による bの違いは明確 でなく、概ね  $1 \sim 5m$  の範囲に分布する。従来から指摘されているように、N 値の場 合も、水平方向 (a = 15m)に比べて深さ方向パラメータは 1/3以下と短くなっている ことがわかる。

## 3.3 N 値の空間分布の推定

(1) クリギングの定式化

クリギング (kriging) は、推定量を標本点での値に推定点までの距離から求められ る重み関数を乗じることによって求めようとする手法である<sup>21)</sup>。一般的には、推定量を 標本値の線形和で求め、そのときの重み関数を推定量の不偏性と推定誤差を最小にす るように求めることから、BLUE (Best Linear Unbiased Estimator) と呼ばれている。 杭の先端支持力を算定するための先端 N 値は、ある点の推定値であることから、上 記のクリギングをそのまま適用できる。また、各地層での杭の周面摩擦力を算定する 際には、深さ方向の平均的な N 値を推定する必要がある。このような場合、領域内で の局所平均の考え方をとり入れたブロック・クリギング (block kriging)を用いること ができる<sup>22)</sup>。ブロック・クリギングは、ある大きさをもつ領域の局所平均的な推定量 であり、重み係数<sup>λ</sup>;を求めるための標本点と推定点との共分散マトリックスを算定する ときに局所平均を用いる。

さて、クリギングにより内挿を行う標本場Z(x)を、確定値として与えられるトレンド成分 mと、ランダム成分W(x)の線形和として表現できると仮定する。

$$Z(x) = m + W(x) \tag{3.12}$$

ここでは、x は座標を表わすベクトルであり、ランダム成分 W(x) は平均値が 0 と なる均質な確率場を考える。

次に、N 個の標本点  $x_i$ ( $i = 1, 2, \dots, N$ )において、標本値が  $Z(x_i)$  として与えられていると、任意点の推定量 $\hat{Z}(x)$ は標本値  $Z(x_i)$ の線形和として次のように表わせると仮定する。

$$\hat{Z}(x) = \sum_{i=1}^{N} \lambda_i Z(x_i) = \{Z_N\}^T \{\lambda\}$$
(3.13)

 $\mathsf{CCC}, \{Z_N\}^T = \{Z(x_1), \cdots, Z(x_N)\}, \{\lambda\}^T = \{\lambda_1, \cdots, \lambda_N\}$ 

式 (3.13)の重み係数 $\lambda_i$ は、推定量 $\hat{Z}(x)$ の不偏性と推定誤差分散 $\sigma_E^2(x)$ の最小化の 2 つの条件を満たす必要がある。

多くの推定値に対して誤差は平均的に0となる。

$$E[Z(x) - \hat{Z}(x)] = 0 \tag{3.14}$$

このためには、

$$E[Z(x)] = E[\hat{Z}(x)] = \sum_{i=1}^{N} \lambda_i E[Z(x_i)]$$
(3.15)

となる。すなわち、エルゴード仮説から  $E[Z(x)] = E[\hat{Z}(x)]$ となるため、 $\Sigma \lambda_i = 1$ を満 足する必要がある。また式 (3.12)より、 $\hat{Z}(x)$ の期待値はトレンド成分 mとなる。

 $E[\hat{Z}(x)] = m \tag{3.16}$ 

推定誤差分散 $\sigma_E^2(x)$ は次のように表現する。

$$E[\{Z(x) - \hat{Z}(x)\}^{2}] = E[\{m + W(x) - \sum_{i=1}^{N} \lambda_{i}(m + W(x_{i}))\}^{2}]$$

$$= E[\{W(x) - \sum_{i=1}^{N} \lambda_{i}W(x_{i})\}^{2}]$$

$$= E[W(x)^{2}] - 2\sum_{i=1}^{N} \lambda_{i}E[W(x_{i})W(x)]$$

$$+ \sum_{i=1}^{N} \sum_{j=1}^{N} \lambda_{i}\lambda_{j}E[W(x_{i})W(x_{j})]$$

$$= Var\{W(x)\} - 2\sum_{i=1}^{N} \lambda_{i}Cov\{W(x_{i}), W(x)\}$$

$$+ \sum_{i=1}^{N} \sum_{j=1}^{N} \lambda_{i}\lambda_{j}Cov\{W(x_{i}), W(x_{j})\}$$
(3.17)

これより、推定誤差分散を最小とするため最小自乗法を用いる。式 (3.17) をベクトル とマトリックスで表現すると、次のようになる。

$$\sigma_E^2(x) = \min E[\{Z(x) - \hat{Z}(x)\}^2]$$
  
=  $Var\{W(x)\} - 2\{\lambda\}^T\{k(x)\} + \{\lambda\}^T[K]\{\lambda\}$  (3.18)

ここで、 $\{k(x)\}, [K]$ は以下に示す標本値よりトレンド成分を除いた $W(x_i)$ から共分散 関数を求め、この共分散関数を用いて $\{k(x)\}$ および[K]を求める。

$$\{k(x)\} = \begin{bmatrix} Cov\{W(x), W(x_1)\} \\ \vdots \\ Cov\{W(x), W(x_N)\} \end{bmatrix}$$

$$[K] = \begin{bmatrix} Var\{W(x_1)\}, & \cdots, & Cov\{W(x_1), W(x_N)\} \\ \vdots & & \vdots \\ Cov\{W(x_N), W(x_1)\}, & \cdots, & Var\{W(x_N)\} \end{bmatrix}$$

さて、 $\sigma_E^2(x)$ を求めるためには、 $\Sigma\lambda_i = 1$ 条件下で式 (3.18)を最小としなければならない。そこで、ラグランジェの未定係数法を用いて、重み係数  $\{\lambda\}$ を求める。ラグランジェ乗数を $\mu$ とすると、式 (3.18) は次のようになる。

$$Var\{W(x)\} - 2\{\lambda\}^{T}\{k(x)\} + \{\lambda\}^{T}[K]\{\lambda\} + 2\mu(1 - \{\lambda\}^{T}\{1\})$$
(3.19)

ここで、 $\{1\}$ は $\{1, 1, \dots, 1\}$ のベクトルを表す。式(3.19)が極小値をとるためには、 $\{\lambda\}$ で微分して0となる必要がある。

 $-2\{k(x)\} + 2[K]\{\lambda\} - 2\mu\{1\} = 0$ 

 $[K]{\lambda} = {k(x)} + \mu{1}$ (3.20)

次に、式 (3.20)を式 (3.18) に代入して  $\{\lambda\}^T \{k(x)\}$ の項について整理すれば、

$$\sigma_E^2(x) = Var\{W(x)\} - \{\lambda\}^T\{k(x)\} + \mu$$
(3.21)

となる。したがって、 $\{\lambda\}$ と $\mu$ が求まれば、 $\sigma_E^2(x)$ を求めることができる。

さて、計算では、未知数である  $\{\lambda\}$  と $\mu$ を統合した新たなベクトル  $\{L\}$  を考えることにより、式 (3.20)を次のように表現する。

$$[K']{L} = {M}$$

(3.22)

ここで、マトリックス [K'], ベクトル  $\{L\}$  と  $\{M\}$  は次のように与えられる。

$$[K'] = \begin{bmatrix} Var\{W(x_1)\}, & \cdots, & Cov\{W(x_1), W(x_N)\}, & 1\\ \vdots & & \vdots & \vdots\\ Cov\{W(x_N), W(x_1)\}, & \cdots, & Var\{W(x_N)\}, & 1\\ 1, & \cdots, & 1 & 0 \end{bmatrix}$$
$$\{L\}^T = \{\lambda_1, \cdots, \lambda_{N'} - \mu\}$$
$$\{M\}^T = \{Cov\{W(x_1), W(x)\}, \cdots Cov\{W(x_N), W(x)\}, 1\}$$

これより、

$$\{L\} = [K']^{-1}\{M\}$$
(3.23)

となり、 $\{\lambda\}$ および $\mu$ が求められ、これを式 (3.13)と式 (3.21)に代入することにより 推定量と推定誤差分散が求められる。

$$\hat{Z}(x) = \{Z_N\}^T \{\lambda\}$$
(3.24)

$$\sigma_E^2 = Var\{W(x)\} - \{L\}^T\{M\}$$
(3.25)

ブロック・クリギングは、ある長さの領域に対して局所平均を用いてクリギングを 行う推定法である。定式化はクリギングと同様で、式 (3.23)、式 (3.24)、式 (3.25) に おいて、

$$Var\{W(x)\} \rightarrow Var\{V\}$$
  
 $Cov\{W(x), W(x_i)\} \rightarrow Cov\{V, W(x_i)\}$ 

および

$$Cov\{W(x), W(x')\} \rightarrow Cov\{V, V'\}$$

を用いればよい。ここで、 $Var{V}$ は領域Vの局所平均をとった分散であり、 $Cov{V,V'}$ は領域V,V'で局所平均をとった共分散である。これらは、任意の領域について小領域に分割し、数値積分により求めることができる。また、 $Cov{V,W(x_i)}$ は $x_i$ 点のランダム成分の値と領域Vの共分散である。両者とも、同様の数値積分により求めることができる。これより、式(3.14),式(3.25).は、式(3.27),式(3.28)に書き換えられ、領域Vの推定量 $\hat{Z}_V$ と推定誤差分散および共分散が求められる。

 $\{L\} = [K']^{-1}\{M\}$ (3.26)

ここに、 $\{M\}^T = \{Cov\{V, W(x_1)\}, \cdots Cov\{V, W(x_N)\}, 1\}$ となる。ゆえに、

$$\hat{Z}_V = \{Z_N\}^T \{\lambda\} \tag{3.27}$$

$$E[\{Z_V - \hat{Z}_V\}^2] = Var\{V\} - \{L\}^T\{M\}$$

ここに、

$$\{k_V\} = \begin{bmatrix} Cov\{V, W(x_1)\} \\ \vdots \\ Cov\{V, W(x_N)\} \end{bmatrix}$$

(2) 杭周面 N 値の空間分布の推定

ここでは前記のブロック・クリギングの手法を用いて N 値の空間分布を推定し、実 測 N 値との比較により本手法の有効性を検証する。図 3.7に検討対象地区の地質縦断図 を示す。当該地域は標高 18m 前後の筑後平野部に属し、秋光川低地に挟まれた洪積層 は粘土,砂,砂れきおよび火山灰(凝灰質砂質土層, D<sub>t</sub>層と呼ぶ)から構成されている。





(3.28)

図からわかるように  $D_t$ 層は杭の周辺地盤に卓越する土層であり、層厚 10m 前後で連続 性は非常に良好である。この層を挟んで上下に砂質土層 (上部  $D_s$ 層,下部  $D_s$ 層という) と粘性土層 (上部  $D_c$ 層,下部  $D_c$ という)が分布する。下部  $D_c$ 層は下部  $D_s$ 層の間に不 連続に堆積している。なお、30以上の良質な支持層は標高-60m以深と著しく深い。

解析の対象とする  $D_t$ 層は、図 3.7に示すように便宜的に地盤調査の間隔を4つの STEP に区分してある。これを利用して、STEP 2 (または 3) から次の STEP 3 (また は 4) の地盤調査で判明する  $D_t$ 層の N 値を推定し、実測値と比較する。実測 N 値の基 本統計量は式 (3.3)、式 (3.4) による。

図 3.4に示したように a は調査間隔 $\Delta L$ によって変わってくるから、真のパラメー タ a は、a が変化しない調査間隔、すなわち $\Delta L = 0m$ のときの値を用いる必要がある。 a と $\Delta L$ の間には式 (3.11)に示した関係があり、 $\Delta L$ が十分に密な間隔では a は真の パラメータに近似するが、個々のサイトでそれを求めるのは無理がある。したがって、 ここでは 2 つ以上の既知の a と $\Delta L$ の関係から最小二乗法により a = exp( $\alpha + \beta \Delta L$ )の 関係式を求め、 $\Delta L = 0$ のときの a 値 (切片 $\alpha$ )をもって水平方向のパラメータとする。 図 3.8に各 STEPの D<sub>t</sub>層の水平方向パラメータ a の推定法を示した。





このようにして、STEP 2 ではパラメータとして a = 32m、STEP 3 では a = 18mが得られる。

深さ方向パラメータ b は調査間隔によらず固有の値が各調査段階で得られることが 判明しているので、上記のような工夫は必要ではない。

空間分布の推定のための自己相関係数*p*は、水平方向と深さ方向の2成分を考慮し、 次式で表現する<sup>9)</sup>。

$$\rho(\Delta x, \Delta y) = exp\left[-\left\{\left(\frac{\Delta x}{a}\right)^2 + \left(\frac{\Delta y}{b}\right)^2\right\}^{\frac{1}{2}}\right]$$

ここで、 $\Delta x$ ,  $\Delta y$ は水平方向, 深さ方向の距離、a, bはそれぞれのパラメータ

表 3.3に  $D_t$ 層 N 値の解析条件を示した。 $\overline{N}$  および  $V_N$ は各 STEP における N 値デー タの基本統計量を、a は図 3.8に示した要領で求めた水平方向パラメータ、b は各 STEP で式 (3.7) より求められる深さ方向パラメータである。

さて、Dt層のN値の統計的性質とデータ自身を用いて、次STEPで実測値が判明 する地盤調査地点のN値を、前節(1)に示したクリギングの手法を用いて推定する。 推定は推定値と推定誤差の2つである。ここでいう推定値と推定誤差とは推定量の平 均値と標準偏差を意味するが、「推定」であることを強調して、本論文ではこのように 表現する。また、ここで推定するN値は正確に言えば「厚さを有する対象地層の平均 N値」を意味するが、ここでは基本統計量と区別するため、以下、単に「N値」とい うことにする。

表 3.3: D<sub>t</sub>層 N 値の解析条件

STEP	基本統計量			パラメータ (m)	
	データ数れ	平均值N	変動係数 V <sub>N</sub>	水平方向 a	深さ方向 b
2	136	19.8	0.462	32	3.7
3	261	22.0	0.415	18	4.5



図 3.9: クリギングの適用範囲

地盤調査は水平方向に広がっていることから、すべてのデータをクリギングに考慮 することは計算上効率的でない。そこで図 3.9 に示す概念図のように、求めたい地点 から楕円の領域を考えてデータを選択する<sup>23)</sup>。ここでクリギングの対象となる範囲で ある a', b'は、相関係数が約 0.05(= e<sup>-3</sup>) 以下の標本の影響は極めて小さいことから自 己相関係数のパラメータ a, b の 3 倍と設定する。

表 3.3に示す  $D_t$ 層の統計量とパラメータを用いた、クリギングによる N 値の空間 分布の推定結果の一部を図 3.10に示した。図 3.10(a) に STEP 2 における  $D_t$ 層の N 値 の推定値および推定値士 推定誤差を実線および破線で示す。〇印は STEP 2 で既に地 盤調査が実施された標本点での  $D_t$ 層の標本値 (実測 N 値)を示す。推定値はほぼ標本 値と一致しているが、推定誤差はゼロとはならない。これは深さ方向 N 値の分布を  $D_t$ 層としての平均の N 値で代表させる際の誤差を考慮していることによる。当然のこと ながら、標本点と標本点の中間部で推定誤差が最も大きくなる。図中には推定精度を 確認するために次の STEP 3 で明らかになる、実測 N 値を+印で表示したが、概ね推 定値±推定誤差の範囲、すなわち 1 $\sigma$  ( $\sigma$ : 標準偏差)の誤差の範囲内で N 値の空間分布 を推定できることがわかる。図 3.10(b) には STEP 3 の結果を示したが、STEP 2 と同 様のことがいえる。



図 3.10: クリギングによる N 値の空間分布の推定

#### (3) 簡易的推定式の提案

前節の検討により、N値の空間分布の推定にクリギングの手法が有効であることを 検証したが、N値の空間分布を考慮した安全係数の提案のためには、この不確定性を 地盤の統計的性質や標本点から推定点までの距離の関数として定式化する必要がある。 よって、次にN値の空間分布の簡略的な推定式を検討する<sup>20)</sup>。

不確定性の定式化にあたっては「推定値」と「推定誤差」に分けて考える。

まず、水平方向2地点間の相関性が標本点間隔 △L に比べて相対的に強い場合 には、標本点間の任意の点(推定点という)での「推定値」は2つの標本値を直線で結 ぶことにより近似できる。しかし、推定点でのN値は上記の相関性のほか、推定点で の層厚および標本点での深さ方向のN値の分布状況によっても異なるため、ここでは クリギングによる解析結果に基づく回帰分析により推定値の評価法を定める。

図 3.11(a) に標本点から推定点までの距離△ℓにおける、上記の考え方による推定値 とクリギング解による推定値の比と△ℓ/a(a:水平方向自己相関関数のパラメータ)の 関係を示す。深さ方向パラメータ b は一般に数 m と極めて短く、ほとんど無相関とみ なしうることから、この影響は無視することができる。図に示すように、両方法によ る推定値の比は 0.8 ~ 1.4 にばらついているが、線形回帰によれば△ℓ/a によらず、ほ ぼ 1.0(相関係数 0.997) が得られる。したがって、「推定値」は両側標本点での標本値を 直線で結ぶことにより推定する。

「推定誤差」に関しては、地盤調査の間隔が長くなるにしたがい、当然その間の推 定誤差は大きくなることと、その地層に固有なばらつき以上に推定に伴う誤差を考え る必要はないことに着目する。したがって、地層に固有なばらつきとしてその地層の変 動係数に着目すれば、標本点における推定に伴う誤差をこの変動係数の関数として表 現でき、推定点における推定誤差が標本点からどの程度離れればその地層の変動係数







図 3.11: (b) V<sub>Ni</sub>/V<sub>N</sub>-△ℓ/a 関係

に一致するかを把握することにより定式化が可能になる。なお、推定誤差もパラメー タ a によって変化するので、関数としては標本点から推定点までの距離△ℓを a で除し たものとする必要がある。

図 3.11(b) に  $D_t$ 層など計 4 地層の N 値に関するクリギングによる解析結果に基づ く  $V_{Ni}/V_N \ge \Delta \ell/a$ の関係を示す。ここで、 $V_{Ni}$ は推定点 iにおける N 値の推定誤差を推 定値で除したもので、その点の N 値の推定変動係数を表わす。 $V_N$ はその地層に固有の N 値の変動係数である。

 $V_{Ni}/V_N \ge \Delta \ell/a \ge 0$ 間には比例関係が認められ、これを一次式で表わすと次式が得られる。

 $V_{Ni}/V_N = 0.331 + 0.264 \Delta \ell/a$ 

(3.29)

このときの相関係数は 0.635 である。

式 (3.29)の関係から、 $V_{Ni}/V_N$ は $\Delta \ell/a$ が 2.5のとき、ほぼ 1 となる。すなわち a = 15m と仮定すると、 $\Delta \ell$ が約 40m のとき  $V_{Ni}$ はその地層の N 値の変動係数に一致する ことがわかる。この「推定誤差」の考え方に、先に述べた「推定値」の考え方を組合 せることによって、N 値の空間分布の簡略的な推定ができる。

簡略推定式の妥当性を検証するために、図 3.10(a) に示した STEP 2の D<sub>t</sub> 層の空間分布に関して、本提案式による結果とクリギングによる解の結果を比較する。

図 3.12(a) に  $D_t$ 層 N 値の推定値を比較した。提案式による推定値は標本点での標本値を直線で結んだものであるが、式 (3.15)のクリギングによる解も概ねその傾向にある。図 3.12(b) に推定値士推定誤差を比較した。提案式の結果は、推定値に式 (3.29)より求まる  $V_{Ni}$ を推定値で除したものを増減したものである。クリギングによる解は式 (3.15) と式 (3.18)より求められる。両者は概ね一致しており、部分的な不一致は図 3.11 に示す  $V_{Ni}/V_N - \Delta \ell/a$ の関係を式 (3.29) に示す直線で代表したことによる。





図 3.12: クリギング解と提案式による解の比較

上記は定性的傾向を述べたものであるが、次に両推定式による結果のくい違いがな いといえるのかどうか  $\chi^2$ 検定を行う。 $\chi^2$ は次式で求める。

$$\chi^{2} = \sum_{i=1}^{n} \frac{( \pm \bar{\mu} \bar{u} - \bar{\mu} + \bar{u} \bar{u} )^{2}}{\bar{\mu} \bar{h} \bar{u}}$$
(3.30)

ここで、期待値はクリギングによる値、実現値は提案式による値であり、データ数 n は図 3.12に示す STEP 2の推定点数 22 である。「推定値」に着目した場合、

を得る。自由度 $\phi$  = (推定式の数) - 1 = 2 - 1 = 1 であるから、危険率 5%として、両 推定式の結果に「有意差がある」と検定されるのは $\chi^2$ 分布表より、 $\chi^2$  = 3.84以上の場 合である。したがって、「推定値」に関しては有意差があるとはいえないという結論が 得られる。また、「推定値±推定誤差」についても $\chi^2$  = 1.5 が得られ、「推定値」と同 様の結論となる。以上の結果から、ここで提案した簡略的推定式の妥当性を確認する ことができたとみなす。

次に、この提案式を用いて N 値の空間分布における推定誤差の定性的傾向を把握 する。 図 3.13(a) には変動係数 V<sub>N</sub>が 0.4 の地層の N 値の推定値±推定誤差の分布を、水 平方向パラメータ aを 10m, 30m および 100m の 3 ケースについて図示した。1印で表 示した位置が地盤調査が実施されている標本点である。前に述べたように、標本点で あっても不確定性はゼロとはならず、変動係数 V<sub>N</sub>iにして式 (3.29)より 0.331V<sub>N</sub>程度の 推定誤差が生じる。パラメータ aが短いほど 2 地点間の相関が少ないことを意味する から、標本点間の任意の推定点での不確定性、すなわち推定値±推定誤差は大きくな る。推定誤差は当然のことながら標本点間の中間部 (図中の B 点) で最も大きくなる ので、一般に図に示したように推定値を中心に上下に山型の分布形状を示す。しかし、 パラメータ aが 10m のように極端に短くなると、標本点よりある程度離れた位置 (A 点)において、その推定誤差は地盤に固有の変動係数 V<sub>N</sub>で表わされるばらつきに達す る。このような場合、その推定に伴う誤差は V<sub>N</sub>以上に評価する必要はないことから、 推定点が標本点からどのように離れようともその点の変動係数 V<sub>N</sub>iは V<sub>N</sub>と等しいと考 えることができる。

図 3.13(b) にはパラメータ a を 10m 一定として、VNを 0.2, 0.4 および 0.6 と仮定し て推定値土推定誤差に及ぼす影響を調べたものである。概ね、VNの大きさに比例して





86



図 3.13: (b) 提案式による N 値の推定誤差 (その 2)



不確定性が増している。

肝要である。

### 3.4 地盤調査の最適間隔

高架橋基礎の地盤調査は、計画段階から実施設計に至る段階まで数次にわたって調 査が行われ、段階的に当該地盤の地質縦断図を充実していくのが一般的である。その とき、最も重視されるのは地層構成であり、地質縦断図がほぼ完成した段階で地盤調 査は終了することが多い。このように従来から地盤調査は地質縦断図を充実すること に重点がおかれており、地盤物性値のばらつきに着目して調査位置および数量を決定 することは極めてまれといってよい。しかし杭支持力評価の観点からは、一般的な地 層構成の地盤であれば、地層構成の誤差が支持力に及ぼす影響に比べて、地盤物性値 の誤差の支持力に及ぼす影響がはるかに大きい。これまでの研究により、地盤物性値 の空間分布を考慮した不確定性の定量的評価が可能となった。本節ではその成果を踏 まえて、杭支持力の確率論的評価に着目したときの地盤調査の水平方向の最適な間隔 を検討する。もちろん、地盤調査は密にするほど地盤のプロフィールが明かとなるが、 それに比例して調査に要するコストも上昇する。個々のサイトの問題では具体的な調 査コストを試算して、期待総費用最小化基準<sup>24)</sup>などにより最適解を決定するのも1つ の方法である。しかし、調査場所や地盤種別、深さなどによってもコストは異なり一 般化は難しい。したがって、ここでは支持力の推定誤差を一定以下におさえるという 観点から、地盤調査の最適間隔の目安をたてる方法について検討する。

杭の周面摩擦力  $R_f$ が式 (3.31) で表わせるとする。

 $R_f = U\ell f = U\ell \alpha_f N_i \tag{3.31}$ 

ここに、 $f = \alpha_f N_i, \alpha_f$ : 杭周面の支持力係数,  $N_i$ : 支持力を求めようとする推定点 i における杭周面地盤の N 値, U: 杭の周長,  $\ell$ : 層厚 (ここでは杭長)

ここで $\alpha_f$ と $N_i$ を確率変数とすると、周面摩擦力の変動係数 $V_R$ は式(3.32)で表現できる。

$$V_R = \sqrt{V_{\alpha}^2 + V_{N_i}^2}$$
(3.32)

ここに、 $V_{\alpha}$ :支持力係数 $\alpha_f$ の変動係数, $V_{Ni}$ : 推定点 i における N 値の変動係数

さて、式 (3.32) において  $V_{\alpha}$ と  $V_{Ni}$ を変化させた場合の、 $V_R$ に及ぼす影響を調べた ものが図 3.14である。ここでは  $V_R$ と  $V_{Ni}$ の関係を  $V_{\alpha}$ をパラメータとして両対数表示し てある。 $V_{Ni}$ と  $V_{\alpha}$ を交換してもこの関係は変わらない。 $V_{\alpha}$ の大きさにかかわらず、 $V_{Ni}$ が大きくなるにしたがい、式 (3.32) で求められる  $V_R$ も大きくなる。しかし、 $V_{Ni}$ が  $V_{\alpha}$ 







図 3.15: V<sub>Ni</sub>-△L/a 関係

の約1倍から1.5倍以上になったとき $V_R$ が急増する傾向がみられる。逆にいえば、 $V_{Ni}$ が $V_{\alpha}$ の1.25倍 (1倍から1.5倍の中間値)以下であれば $V_R$ を小さな範囲にとどめることができる。このことから、 $V_{Ni}$ の大きさ、すなわち地盤調査の密度は、支持力係数のばらつき $V_{\alpha}$ の1.25倍をひとつの目安とすることができる。

図 3.11,式 (3.29)で表わした  $V_{Ni}/V_N \ge \Delta \ell/a$ の関係から、地盤調査の間隔 $\Delta L \ge$ 推定点 i点における N 値の変動係数  $V_{Ni}$ の関係は式 (3.33)で表わされる。ここで、調査 間隔 $\Delta L$ は標本点から推定点までの距離 $\Delta \ell$ の 2 倍 として求められる。

$$V_{Ni} = (0.331 + 0.264\Delta\ell/a)V_N = (0.331 + 0.132\Delta L/a)V_N$$
(3.33)

N 値の変動係数  $V_N$ が 0.2, 0.4 および 0.6 のときの  $V_{Ni}$ と $\Delta L/a$ の関係を図 3.15に示 す。ここで、支持力係数の変動係数  $V_{\alpha}$ が 0.18 と 0.30 の 2 つの支持力推定式があると 仮定し、そのときの地盤調査の最適間隔を考えてみる。実際の杭の周面地盤は多層系 より構成されるが、ここでは問題を簡単にして 1 層地盤を対象とする。多層系地盤で あれば支持力が支配的な地層に着目すればよい。

前に述べた理由から、調査間隔 $\Delta L$  は  $V_{Ni}$ が  $V_{\alpha}$ の 1.25 倍以下になる点を求めれば よい。式 (3.33) より  $V_{\alpha}$ が 0.30 の場合、1.25 $V_{\alpha}$ は 0.375(=  $V_{Ni}$ ) であるから  $V_{N}$ が 0.4 の 地盤では $\Delta L/a$ が 4.59, 0.6 の地盤では 2.23 が得られる。水平方向パラメータ aを 15m と仮定すると、それぞれ最適間隔は 69m と 33m となる。このように、その地層固有 の変動係数が大きいほど調査間隔は狭くする必要がある。逆に、 $V_{N}$ が 0.2 と比較的ば らつかない地盤では調査間隔を密にして得られる効果、すなわち杭支持力の不確定性 を減少させる効果は少ないということがいえる。

また、 $V_{\alpha}$ が 0.18 の場合、 $V_N$ が 0.4 と 0.6 の地盤では地盤調査の最適間隔はそれぞれ、26m と 5m となる。 $V_{\alpha}$ が 0.30 の支持力式に比べて所要の調査間隔は狭くなっている。これは支持力式の精度が高いほど、その効果を維持するために地盤調査を密にす

る必要があることを表わしている。逆にいえば、支持力式の精度が悪いにもかかわら ず、地盤調査を密にして地盤物性値の精度を向上させても、支持力の信頼性は高まら ないことを意味している。要は支持力式と物性値の信頼性がバランスがとれているこ とが重要であるといえる。

ところで、 $V_a$ の大きさに応じた地盤調査の最適間隔は、標本点の中間点における  $V_{Ni}$ が 1.25 $V_a$ 以下となるようにして目安として求められたものである。しかし高架橋 の平均スパン (橋脚間隔)が 15 ~ 20m程度であることを考えれば、上記の最適密度の うち 5m は極端に短く、69m は長すぎる感がある。したがって、最適間隔は上記の考 え方を基本にしたうえで、上限値と下限値を別途設定することが望ましい。2地点の地 盤調査は相関が認められる範囲内に重複して実施しても効果的でなく、また相関が全 く認められないほど離しても無意味である。通常、相関係数が 0.6以上であればかなり の相関性が認められ、逆に 0.2程度以下ではほとんど相関がないとされている<sup>25)</sup>こと を勘案して、最適密度の下限値として 1a(a:水平方向パラメータ)、上限値として 3a を提案する。本研究では一次元の自己相関係数モデルとしては式 (3.7)の指数関数式に よっている。調査間隔を 1a, 3a とした場合、標本点から中間点までの距離 $\Delta \ell$  は 0.5a, 1.5a であるから、そのときの自己相関係数 $\rho$ は式 (3.7)よりそれぞれ 0.60, 0.22 となり、 前記の 2地点間の相関性の考え方に一致する。

#### 3.5 結論

高架橋基礎としての摩擦杭の支持力設計では、建設地域全体の地盤特性、特に地盤 物性値の空間分布をより正確に把握することが重要であるが、全ての基礎において地 盤調査を実施することは経済的制約から難しい。本章ではこのような場合を対象とし て、N値の空間分布を確率論的に推定する方法について検討したものであり、成果は 以下のように要約される。 (1) N値の一次元自己相関係数モデルとして、式(3.7)の指数関数を用いて、我国の 種々の地盤の N値の自己相関係数を調査した結果、水平方向のパラメータ a は 地盤調査の間隔△L に比例してみかけ上短くなること、および砂質土や粘性土と いった地盤種別によらないことがわかった。パラメータ a と調査間隔△L の間に は、a = exp(2.79 + 0.00736△L)の関係が認められ、この式で△Lを0とおいて得 られる a ≃ 15m が、一般的な地盤における N値の水平方向自己相関係数の真のパ ラメータとすることができる。このように、a は地盤調査間隔の関数になっている ところから、各サイトでパラメータを推定する際には、そのときの調査間隔を考慮 して真値を予測する必要がある。

一方、深さ方向パラメータ b は調査間隔によらず、地盤に固有の値が得られるこ とがわかった。b は概ね  $1 \sim 5m$  の範囲に分布しており、水平方向  $(a \simeq 15m)$  に比 べて 1/3 以下に短くなる。

- (2) 得られた標本値より唯一の空間分布を推定するクリギングの手法は、標本点での推定値が標本値となる推定法であり、空間分布の推定誤差を地盤物性値の不確定性として確率論的に取扱うことができる。本手法によれば、N値の空間分布を概ね推定値±推定誤差の範囲、すなわち1σ(σ:標準偏差)の誤差内で推定可能である。
- (3)  $D_t$ 層など4地層のN値に関するクリギングによる解析結果に基づき、推定点iに おけるN値の推定変動係数 $V_{Ni}$ は $V_{Ni}/V_N = 0.331 + 0.264\Delta l/a$ で定式化できる。
- (4) 杭支持力の推定誤差は、推定点 i における N 値の推定変動係数  $V_{Ni}$ が、別途与え られる支持力係数の変動係数  $V_{\alpha}$ の 1.25 倍以上になると急増する。したがって、  $V_{Ni} = (0.331 + 0.132 \Delta L/a) V_N$ で求められる  $V_{Ni}$ が 1.25 $V_{\alpha}$ を満足するときの地盤調 査の間隔  $\Delta L$ を最適間隔の目安とすることができる。

# 参考文献

- 鈴木誠:地盤物性値の空間分布特性の確率論的記述と地盤工学における信頼性設計の基本的研究,名古屋工業大学学位論文,pp. 26~28, 1990.
- 2) 松尾稔・上野誠: 1. 設計法および地盤の不確実性と設計地盤諸定数の評価,土と基礎, Vol. 34, No. 12, 講座「土質データーのばらつきと設計」, pp. 78~83, 1986.
- 堀内孝英・中島英治・前田良刀: 5. 実際の構造物への適用, 5. 2 構造物基礎, 土と 基礎, Vol. 35, No. 7, 講座「土質データーのばらつきと設計」, pp. 75~84, 1987.
- Christakos, G. : Modern statistical analysis and optimal estimation of geotechnical data, Engineering Geology, Vol. 22, No. 2, pp. 175~200, 1985.
- 5) 上田貴夫・本城勇介・波田野敬・坂口修司:造成工事における残留沈下量の平面的 予測および誤差,土と基礎, Vol. 34, No. 6, pp. 51~58, 1986.
- 6) 本城勇介・坂口修司・森嶋章:造成工事における残留不同沈下量の平面的予測(実 測値による統計的予測モデルの検証),地盤工学におけるリスク評価手法に関する シンポジウム, pp. 21~28, 土質工学会, 昭和 62 年 5 月.
- 7) 本城勇介・松永正宏:土の締固め施工管理に関する一考察,地盤工学におけるリスク評価手法に関するシンポジウム, pp. 109~116, 土質工学会, 昭和 62 年 5 月.

- 8) 鈴木誠・石井清:土質定数の空間分布推定法を用いた確率有限要素法,土木学会論 文集,第 394 号/III-9, pp. 97~104, 1988.
- 9) Vanmarcke, E. H. : Probabilistic Modeling of Soil Profiles, ASCE, Vol. 103, No. GT11, pp. 1227~1246, 1977.
- 10) 日下部治・正垣孝晴: 2. 地盤データーのばらつきの原因と一次処理, 土と基礎, Vol.
   35, No. 2, 講座「土質データーのばらつきと設計」, pp. 89~97, 1987.
- 現地調査法研究委員会報告:日本における標準貫入試験の現状,第28回土質工学 シンポジウム,昭和58年度発表論文集,pp. 153~164, 1983.
- 12) 阪口理: N値による地盤の評価,基礎工, Vol. 18, No. 3, pp. 30~39, 1990.
- 13) 日本規格協会: JIS ハンドブック 品質管理, pp. 587~588, 1984.
- 14) 亀田弘行・池淵周一・春名攻:確率・統計解析,土木学会編,新大系土木工学 2, pp.
   246, 1983.
- 15) 土質工学会編:土質基礎の信頼性設計,土質基礎工学ライブラリー 28, pp. 53~59, 1985.
- 16) Matuo, M. and Asaoka, A. : Probability models of undrained strength of marine clay layer, Soils and Foundations, Vol. 17, No. 3, pp. 53~68, 1977.
- 17) Alonso, E. E. and Krizek, R. J. : Stochastic formulation of soil priperties, The 2nd International Conference on Application Statistics and Probaliblity in Soil and Structural Engineering, Aachen, pp. 9~33, 1975.
- Tang, W. H. : Probabilistic evalution of penetration resistances, Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE, Vol. 105, No. 10, pp. 1173~1197, 1979.

- 19) 松尾稔:地盤工学 信頼性設計の理念と実際, pp. 71~73, 技報堂, 1984.
- 20) 松井謙二・落合英俊:地盤の不確定性を考慮した摩擦杭基礎の支持力評価,土木学
   会論文集,第445号 / III-18, 1992.
- Journal, A. G. and Huijbregts, Ch. J. : Mining Geostatistics, Academic Press, 1978.
- Burgess, T. M and Webster, R. : Optimal Interpolation and Isarithmic Mapping of Soil Properties, 2 Block Kriging, Vol. 31, pp. 333 ~341, 1980.
- 23) Kafritsas, J. and Bras R. L. : The Practice of Kriging, Ralph M. Persons Laboratoty, Depertment of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Report No. 263, 1981.
- 24) 土質工学会編:土質基礎の信頼性設計,土質基礎工学ライブラリー 28, pp. 8~10, 1985.
- 25) 石村貞夫:統計解析のはなし, pp. 53, 東京図書, 1989.