

土木研究所資料

単杭の支持力と柱状体基礎の 設計法に関する研究

平成3年1月

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

「Copyright © (1990) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。」

単杭の支持力と柱状体基礎の 設計法に関する研究

基礎研究室 室 長 岡 原 美知夫
主任研究員 高 木 章 次
元 研 究 員 中 谷 昌 一※
研 究 員 木 村 嘉 富

要 旨

単杭の基本性状である鉛直支持力と水平抵抗の合理的な評価を行なうため、杭の支持力の確率モデル式を誘導するとともに、多数の載荷試験データの解析を行ない、杭の支持力に関する統計的性質を定量的に把握した。

さらに、柱状体基礎の設計法を確立するため、設計計算式の誘導および柱状体基礎の非線形水平抵抗特性について、分析検討したものである。

キーワード：単杭、確率論的方法、荷重抵抗係数設計法、鉛直方向支持力、数量化分析、補正係数、安全係数、鉛直バネ定数、すべり係数、地盤反力係数、水平抵抗、弾性限界、柱状体基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎

※現 建設省大臣官房技術調査室

目 次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的と構成	6
第2章 確率論的方法による杭の支持力モデルと定式化	8
2.1 概説	8
2.2 荷重抵抗係数設計法（二次モーメント法）	9
2.3 確率論的方法による杭の支持力の定式化	12
2.4 支持力推定法の安全性に関する試算例	18
2.5 結語	22
第3章 載荷試験データ解析による杭の鉛直方向支持力特性	23
3.1 概説	23
3.2 施工法別の荷重－沈下曲線	26
3.3 各施工法による杭の支持力式の提案	32
3.4 数量化分析	43
3.5 補正係数と安全係数	51
3.6 結語	61
第4章 載荷試験データ解析による杭の鉛直方向変形特性	63
4.1 概説	63
4.2 杭頭鉛直バネ定数	67
4.3 杭周面のすべり係数と杭先端の地盤反力係数	79
4.4 バネ定数の推定精度	93
4.5 結語	96
第5章 載荷試験データ解析による杭の水平抵抗特性	97
5.1 概説	97
5.2 杭の水平方向弾性限界	98
5.3 水平方向地盤反力係数	107
5.4 結語	111

第6章 弾性計算を基本とした柱状体基礎（弾性体基礎）の 安定計算法に関する考察	112
6.1 概説	112
6.2 弾性計算を基本とした弾性体基礎の安定計算法に関する考察	116
6.3 結語	120
第7章 柱状体基礎の安定計算に用いる基本式の誘導	121
7.1 概説	121
7.2 基本式の誘導	121
7.3 有限要素法の適用	132
7.4 結語	135
第8章 実物載荷試験との比較による柱状体基礎の非線形水平抵抗特性	136
8.1 概説	136
8.2 鋼管矢板基礎	138
8.3 単杭基礎	142
8.4 地中連続壁基礎及び壁杭基礎	148
8.5 結語	153
第9章 結論	155
参考文献	157

第 1 章 序 論

1. 1 研究の背景

杭基礎の支持力に関する研究は、理論面および実験面からなされてきている。理論的研究は、支持力理論、動的杭打ち式を中心に多数の研究報告がある。実験的研究には模型実験と実物実験があるが、前者は相似則の面で問題があり、また後者は信頼性が高いが再現性、コスト面などで難がある。

従来の研究は理論的なアプローチが中心であり、解析的な面から杭の支持力の解明に対して努力がなされてきており、剛塑性理論をベースにした式や弾塑性理論をベースにした式など多数の提案式がある。しかしながら、これらの式は十分な載荷試験データで検証されていないことや杭の大型化や長尺化さらには多様な施工法の開発などに対して信頼性の高い支持力値を与えることができない場合が多く、実設計においてはそのままのかたちではほとんど使われなくなった。

実際の設計においては、基礎の大型化により信頼性の高い支持力推定法を求めるようになり、このため現場で多数の載荷試験が実施され、これらの載荷試験をベースにした支持力推定式が開発された。新しい載荷試験データに基づいた式は主に土木研究所などで検討され、打ち込み杭、場所打ち杭、中掘り杭についての検討成果は、杭基礎設計指針（日本道路協会、1976年）、その後の旧道路橋示方書（日本道路協会、1980年）の中に取り入れられた。新しく提案されたいわゆる経験式は、従来の式に比べて推定支持力値の信頼性が高く、その後のほとんどの橋梁下部構造の杭基礎の設計に用いられてきた。

載荷試験に基づく支持力式を用いることにより、従来に比べて信頼性の高い支持力値が得られるようになったとはいえ、施工法別に定められた各支持力式の信頼性に大きなバラツキがあること、各支持力推定値は相変わらず誤差が大きいこと、実際に設計された杭基礎において直感的にみて杭本数が多すぎると感じられる場合があること（これは鉛直支持力だけの問題ではなく水平抵抗も関係する）などが実際の設計における杭の鉛直支持力に関する大きな問題として存在していたと思われる。さらに、新しく開発されたPC杭の中掘り杭工法や鋼管杭の中掘り杭工法の設計支持力値が安全側過ぎるとの技術者の認識があったことも事実である（中掘り杭の支持力式を新しく道路橋示方書（1980）に規定する際、施工法によるバラツキが大きいとされ設計支持力値を低く評価した経緯がある）。

杭の支持力に関する実際上の問題を解決するため、杭の支持力推定法の開発・改良が不可欠であると考えるが、一方において施工にともなうバラツキ、地盤のバラツキ、計算モデルのバラツキなどが大きく、現状では、ある程度の推定誤差が入るのが避けられないこと、またそれらのバラツキを純理論的に解明して数式化することはほとんど不可能であることを念頭においておく必要がある。従来の杭の支持力の研究において、本論

文で論じるような確率論的方法によるアプローチがほとんどなされていなかったが、これらの点を考慮し、かつ信頼性の定量的保証を必要とする実設計の立場から見ればこれは、杭の支持力評価の点から有力な手法の1つであると言わざるをえないと思う。

単杭の水平方向の抵抗の問題については、杭の鉛直支持力と同様に多数の研究結果が報告されている。地震力や偏土圧が作用する杭基礎においては、水平抵抗の評価はきわめて重要である。杭基礎は、その構造上の特性から鉛直方向には相対的に大きな抵抗力をもつが、他方上層部地盤が軟弱な場合水平方向の抵抗が小さく、実際の設計において杭本数は水平抵抗で決まる場合が多い。

杭の水平抵抗を決定する要素は、杭体自身の曲げ剛性と周面地盤の受働抵抗である。杭の水平抵抗を算定する場合、杭本体の曲げ抵抗の計算は特に問題がないので、結局横方向地盤反力の抵抗すなわち横方向地盤の杭の水平方向抵抗に寄与する影響の定量的評価が必要になる（ただし、実際の杭基礎においては、さらに群杭の影響があるが本論文では取り扱わない）。

杭の水平方向挙動は、一般に強い非線形性を示すが実設計では線形の地盤反力係数を用いて弾性計算をする場合が多い。弾性計算を行う条件として、従来、道路橋下部構造の設計では、杭基礎の変形を一定の比較的小さな変位量で押さえていた。この変位量の値として、まず基準変位量は常時10mm、地震時15mmであり、許容変位量としては常時15mm、地震時25mmが一般に用いられていた。これらの値は経験的に決められたもので、実際の杭基礎の挙動を考慮して決められたものではない。このため実際の設計において不都合が生じる場合がでてきた。例えば、軟弱地盤で著しく杭本数の多い杭基礎が設計されるようになったこと、太い杭を用いれば用いるほど設計が不利になることなどがある。なお、上記で示した杭径によらず一定の変位量で制限すると、太い杭ほど周面地盤の歪み量が小さくなり相対的に変位制限が厳しくなる。

杭に大きな変位を許すと、一般に弾性計算をして算出をした杭体応力は、地盤の局部的な塑性化の影響などにより実際に発生する応力に比べて小さくなる傾向があり、危険側の設計になる。それ故、橋梁などの重要構造物に用いられる杭基礎に対して、比較的小さな範囲の変位量に押さえておくことは、不確実なものに対して十分な安全性を確保しておくという意味から実計算上間違った考え方ではないと思われる。ただし、この場合の水平抵抗の照査に用いる許容変位量の設定法については、合理的な手法が開発されておらず、杭の水平抵抗問題における大きな課題の1つであった。

単杭の水平抵抗を推定するために、一般に水平方向地盤反力係数を用いるが、これについても多くの研究報告がある。実設計においては、道路橋示方書（1980）の考え方が最も広く用いられてきたが、この考え方にも問題があり、とくに杭と他の基礎形式では水平方向地盤反力係数の算定法が異なることや推定精度が低いことなどが指摘できる。

基礎全体の設計体系を考慮すれば、杭基礎と杭的な基礎に対しては同じような考え方

で設計を行うことがより合理性があるのはもちろんであるが、少なくとも杭基礎の水平方向の安定計算を合理的に行うためには上で述べた、適用する許容変位量の設定と杭の変位量の推定精度に大きく影響する水平方向地盤反力係数の推定方法の開発が重要であると考えられる。

従来の基礎形式といえば、浅い基礎の直接基礎、深い基礎の杭基礎とケーソン基礎である。しかしながら、近年、新しい基礎形式が開発され、実際に多数用いられている。新しい基礎としては、鋼管矢板基礎、多柱式基礎、PCウェル、地中連続壁基礎、大口径深礎、大口径杭などがある（図-1.1に主な深い基礎の特徴比較を示す）。従来タイプの基礎とこれらの新しい基礎との設計法に関する整合性が必ずしも図られていないばかりか設計法の適用に関する混乱も見られる。たとえば、大口径杭は施工法的には杭基礎であるが断面剛性ではケーソンに匹敵するものも出現している。これをケーソンの考え方で設計するか杭基礎で設計するかで実設計上無視できない程基礎の規模が変わってくる場合がある。

各基礎の設計法を考えるうえにおいて、より問題を複雑にしているのは、設計モデル（または設計上の区分）や基礎の安定照査基準（許容支持力、許容変位量など）は施工を無視して決めることはできないことがある。すなわち、施工法により基礎と地盤の相互作用や地盤の支持機構に関する支持力や地盤バネも影響を受ける。例えば施工法によっては、地盤がゆるみ設計上支持力を無視しなければならないような場合もある。従来設計区分が施工法と一致していたので、各基礎の設計を独立に扱っても、各基礎間の設計の不整合が顕在化しなかったが、前述した新しい基礎に対してや、今後出現してくるであろう新しい基礎の設計法を開発を容易にするために、設計区分の見直しや地盤支持機構に対する施工の影響評価を含めて、できるだけ幅広く基礎形式をカバーできる設計法を開発を計っておくことは意味が大きいと考えられる。

現状では、このような多様な基礎形式に対して、安定問題の解明は施工法の発展ほど進展していないし、また一方、施工法の影響により、地盤の支持機構が各基礎形式において異なると考えられるものを一律に評価して設計法の統合をはかることも合理性に欠ける面があると考えられる。これらの点を踏まえて、単杭と単一の柱状体基礎は比較的地盤の支持機構特性が良く似ていることを考慮し、本論文では、単杭の水平抵抗の考え方と整合させながら、杭を含めた単一の柱状体基礎の安定計算法の開発及び各柱状体基礎に対する地盤の支持機構に関する定量的評価を試みている。なお、ここで考慮する柱状体基礎（深い基礎でかつ設計上基礎躯体の変形を無視できない柱状の弾性体基礎として定義する）としては、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎、大口径杭基礎などである。

鋼管矢板基礎は、水中基礎として用いればその特徴を如何なく発揮できる工法である。施工法は、打ち込み杭工法と本質的には変わらないが、杭基礎に比較して高い施工精度が要求される。また各鋼管矢板は継手により相互に連結されているので、基礎全体の断

面剛性を高く評価できる。ただ継手の耐力は、本体の鋼管矢板に比べてかなり小さいので、解析する際の継手の耐力評価がむずかしい。いずれにしても鋼管矢板基礎の設計モデルを設定する場合、その特異な構造的特徴を表現できるものでなくてはならない。

鋼管矢板基礎の安定問題については施工法を考慮すると杭基礎との整合を図ることが必要であり、やはり従来どおり弾性体基礎の設計に含めて考えるのが合理的であると考えられる。それ故地盤バネ定数については基本的には杭的に考えるべきであるということになるが、各杭が継手で連結されているという特徴も評価されねばならない。従来、（杭基礎においては、個々の杭に対して地盤バネ定数を決めるが、一方ケーソン基礎では全体として決められる）鋼管矢板基礎では地盤バネを杭的に決めるかケーソンのように決めるかで議論があり、今後、設計上の取り扱いを明確にしなければならない事項である。

また、鋼管矢板基礎に影響する因子は他の基礎形式に比べて多く複雑である。これらを基本式のなかにすべて組み入ると非常に煩雑なものとなり、およそ実用計算式としては不向きなものとなる。設計法を考える場合、この点もきわめて重要なことである。

地中連続壁基礎は最近開発されてきた基礎である。施工法的には場所打ち杭工法と同じであるが、各基礎エレメント壁を特殊な継手により剛結し、全体として大きな断面を形成するものである。また設計法が確立されているとはいえず、各実施機関では、それぞれ独自の考え方で設計しているのが現状である。機械化施工により工法的に信頼性が高く、構造的には高い断面剛性を確保することが出来、基礎工法としては今後大きく発展していくのは間違いないものと思われる。

地中連続壁基礎の安定問題を考える場合、まず考慮しなければならないことは、基礎の剛性と地盤の支持機構をどのように考えるかである。すなわち、剛体基礎か、弾性体基礎どちらで扱うかと地盤の抵抗機構のモデル化である。J Rが開発した設計モデルでは、9個の地盤バネを考慮している（また安定計算上基礎の変形を無視する、つまり剛体基礎として扱う）。現在、日本道路協会で検討している設計モデルでは、設計の簡便さと他の基礎形式の設計法との整合を考慮して、4種類の地盤バネを用い、安定計算において基礎の変形を考慮する考え方をとっている。基礎の形状や剛性はケーソンによく似ているが、設計法を考えるうえにおいて、施工法を考慮するとケーソンよりむしろ杭基礎との整合を図る必要があり、すなわち弾性体基礎の考え方のなかに含めて考えるのがより合理性がある。このため特に水平抵抗に関する評価が重要であり、基礎周面の地盤抵抗についての研究が必要である。

図-1.1 主な深い基礎の特徴比較

	杭 基 礎	ケ ー ソ ン 基 礎	鋼 管 矢 板 基 礎	地 中 連 続 壁 基 礎
支 持 方 式	(1)支持杭：支持層に定着する形式。 (2)摩擦杭：中間層で止め、周面摩擦力に期待する。 (1)支持杭 (2)摩擦杭	支持層に定着させる。 中間層 支持層	(1)井筒型鋼管矢板基礎：すべての鋼管矢板を支持層に定着させる。 (2)脚付き型鋼管矢板基礎：鋼管矢板の約半数を支持層に定着し、残りの鋼管矢板を比較的良好な中間層で止める。ただし、井筒型鋼管矢板基礎が一般である。 (1)井筒型 (2)脚付き型	(1)井筒型連壁基礎：すべての連壁を同じ支持層に定着させる。 (2)脚付き型連壁基礎：連壁の一部を支持層に定着させ、残りの部分は比較的良好な中間層で止める。 (1)井筒型 (2)脚付き型
荷 重 分 担	(1) 鉛直荷重は杭のみで支持させるのを原則とする (2) 水平荷重は杭のみで支持させるのを原則とする。ただし、杭とフーチング根入れ部分と協同で分担させる場合には、両者の分担割合について十分検討しなければならない。	(1) 鉛直荷重はケーソン底面地盤の鉛直地盤反力のみで抵抗させるものとする。ただし、周辺の地盤が良質な場合にはケーソン周面の抵抗も考慮してよい。 (2) 水平荷重は原則として、ケーソン底面の鉛直地盤反力、周面の水平地盤反力および底面のせん断抵抗力で抵抗させるものとする。	(1) 鉛直荷重は井筒部底面の地盤および井筒部周面の地盤で支持させるのを原則とする。 (2) 水平荷重は井筒部前面の地盤および井筒部底面の地盤で支持させるのを原則とする。	(1) 鉛直荷重は、地中連続壁基礎底面の地盤および周面の地盤で支持させるのを原則とする。 (2) 水平荷重は、地中連続壁基礎前面の地盤、側面の地盤および底面の地盤で支持させるのを原則とする。
平 面 形 状	自由に選択できるが、一般に偏心を避けるため、フーチング圆心に対して対象な形状とする	円形、小判形、正方形および長方形等の任意の形状が選定できる。また、隔壁を設けることができるので大型の基礎にも適用できる 円形 小判形 正方形 長方形	円形、小判形または長方形を原則とし、その内部に隔壁鋼管矢板、中打ち単独杭を設けることができる。 円形 小判形 矩形 ①中打ち単独杭 ②隔壁鋼管矢板	連壁相互を構造継手によって接合することにより比較的自由な形状が選定できる。また、内部に隔壁を設けることができるので、大型の基礎にも適用できる。 1室型 2室型 3室型 4室型 多室型

1. 2 研究の目的と構成

本論文は、単杭の基本性状である鉛直支持力と水平抵抗について研究した前半部分と柱状体基礎の安定計算法に関して研究した後半部分からなる。とくに安定（水平抵抗）の問題については、単杭と柱状体基礎では共通的な考え方でとらえることを試みるとともに、さらに柱状体基礎の弾塑性設計法に関する研究をとりまとめる。

杭の鉛直支持力に関するところが第2章、第3章、第4章である。

杭の鉛直支持力に影響する要素はたくさんあるが、大きなものとしては、地盤の強度、施工法と施工誤差、杭長と杭径等がある。これらの要素を厳密に理論解析的に考慮することはほとんど不可能であり、例えば、地盤強度を正確に測定することも不可能に近い。

第2章において、非常に不確かな要素からなる支持力を確率論的手法によるアプローチを行ない、新しい支持力モデルを提案する。荷重係数設計法の考え方をうけ、支持力に及ぼす影響を分析し、いくつかの確率変数（修正係数）を用いて定式化を行っている。また、これを用いて支持力推定法の安全性評価をいくつか試み、その有効性を確認する。

第2章で提案した手法を用いて、多数の実際に載荷試験されたデータを収集し、鉛直支持力について分析した結果を示すのが第3章である。集めた全データ数は700件以上に及ぶ。杭の設計支持力は各施工法により定めるのが一般的でありかつ合理的である。しかしながら、各施工法には支持力に与える影響の度合いが異なると考えられているにもかかわらず、実際は同じ安全率を用いているのが現状であり、また、従来摩擦杭の安全率は支持杭と異なった安全率を用いていたが、摩擦杭の安全性はそれほど低いのかどうか疑問がある。

載荷試験データ解析により、同じレベルの信頼性を保証する支持力式を提案し、旧道路橋示方書に用いられていた各種各工法杭に対する支持力式の安全性を評価するため、安全係数や各施工法による杭の相対的な安全性レベルについて比較検討する。また、数量化分析による場所打ち杭の支持力や摩擦杭に必要な安全率についても定量的評価を行う。

第4章においては、第3章の検討で用いたデータを用いて杭の鉛直方向の変形特性について検討する。具体的には、杭の安定計算に用いる杭の鉛直方向バネ定数に関する検討を行う。これについても杭の施工法によって大きく異なるのは言うまでもない。また、地盤バネを決める変位量をどの程度にすれば最も合理的であるかについても重要な検討項目である。

一般に地盤バネの推定精度はきわめて低いので、これを改善するため周面地盤バネと先端地盤バネに分解して新しい地盤バネの算定法を提案する。最近杭径に比較して杭長の短い杭（長い杭に対して、変形特性が異なる）が用いられる場合が多いが、本提案式はこのような特殊な杭に対しても適用性を持つものである。

次に、単杭の水平抵抗の問題を扱っているのが第5章である。従来用いていた地盤反

力係数において、最も大きな問題としては各基礎形式でその算定法が異なるということである。水平方向力に対して、基礎周面地盤がどのように抵抗するのかを考える場合、水平方向の地盤の影響範囲と鉛直方向の地盤の影響範囲を考慮するほうが合理的である。従来の水平方向の地盤反力係数の算定においては、鉛直方向の地盤の影響を考慮する考え方が入っていなかった。ここでは、地盤の鉛直方向の抵抗範囲を基礎の換算載荷幅のなかに考慮した新しい地盤反力係数算定式を提案する。

実際に現場で水平方向載荷試験の行われたデータを収集し、鉛直支持力の場合と同様にデータ解析を行う。収集した全データ数は400件以上である。重要な検討項目としては、水平方向の弾性限界の定量的評価を行うこと、新しく提案した地盤反力係数の推定精度の検討を行うことである。

次に、第6，7，8章において、柱状体基礎の水平抵抗と杭基礎の水平抵抗の考え方を整合させ、杭基礎も柱状体基礎に含めた安定計算体系について考察し、さらに大変形状態の柱状体基礎の解析法及び地盤の非線形支持機構について検討する。

第6章において、弾性計算による柱状体基礎の安定計算の、実設計を考慮した合理的な考え方について考察をし、それら基礎に対する安定計算の基本的な考え方を提案している。この考え方は現行の道路橋示方書（1990）のなかに取り入れられているものである。

第7章において、柱状体基礎の安定計算に用いる基本式を誘導する。これは筆者等が開発した鋼管矢板のせん断ずれ変形を考慮した鋼管矢板基礎の計算法をベースとしている。すなわち、継手のずれ変形を無視する場合が単杭的基礎を、また継手のずれ剛性を無視する場合が群杭基礎を表現し、それらの中間に位置する場合が継手を持つ基礎を表現するものである。

第8章においては、各柱状体基礎（地中連続壁基礎、鋼管矢板基礎、単一大口径杭など）の実物載荷試験結果を用いて、第7章で誘導した設計計算式の妥当性及び大変形状態の柱状体基礎の安定計算に用いる弾塑性地盤パネ定数の定量的評価などについて検討する。

最後に、第9章においては、本研究により得られた成果についてとりまとめる。

第2章 確率論的方法による杭の支持力モデルと定式化

2.1 概説

杭に働く荷重は他の基礎と同様に、大別して静的な荷重と動的な荷重に区別されるが、静的な荷重としては構造物の重量、積載荷重、浮力または揚圧力、土圧、静水圧、温度変化の影響、負の周面摩擦力、側方流動圧などがある。一方、動的な荷重としては、交通機関による活荷重や衝撃荷重、地震力、波力、風力などがある。これらの荷重を組み合わせ設計を行なうが、許容応力度設計法を用いる場合、荷重のばらつきあるいは再現確率が、設計荷重の設定、許容応力度の割り増し、安全率などに反映されている。一方、抵抗側についても強度のばらつきを考慮して許容応力度、許容支持力、安全率などを決定する。

杭の設計に用いる鉛直方向支持力については、施工法、支持形式、支持力式の推定精度誤差、地盤強度のばらつきなど不確定要素は一般に大きく（図-2.1）¹⁾、表-2.1に示すとおり一般にかなり大きな安全率を用いる。

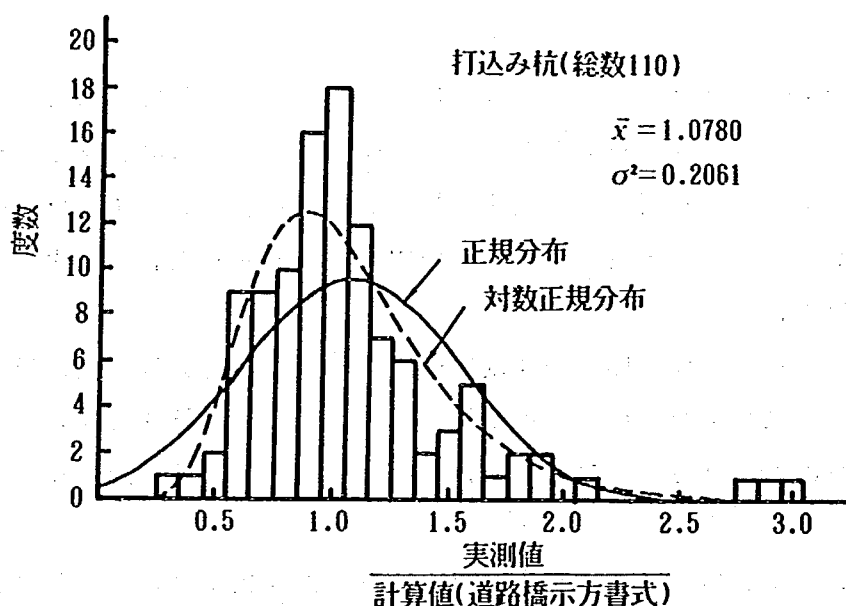


図-2.1 支持力算定式の推定精度の例(打込み杭)

表-2.1 杭の支持力に対する安全率

	鉛直支持力	引抜き力
常 時	2~4	3~6
地 震 時	1.5~3	1.5~3

従来、杭の鉛直方向支持力を算定するため、静的・動的公式を含めて実に数多くの式が提案されている¹⁾。しかしながら、支持力に影響を及ぼす要因が複雑なため、支持力の推定精度の向上に必ずしも結びついていない面がある。とくに種々の杭が開発され、施工法の違いによる支持力の違いは大きく、各種・各工法による杭の支持力を理論・解析的な面からのみで決定することは限界があると言わざるを得ない。

本章では杭の支持力の不確定要素を分析し、確率論的方法（ここでは二次モーメント法を用いる）による杭の支持力の定式化を行ない、各種・各工法杭に対する支持力の信頼性に関する定量的な分析を試みる^{2) 3)}。

2. 2 荷重抵抗係数設計法（二次モーメント法）

図-2.2に示すように、安全性指数（Safety Index） β を定義すると、 β は次のように表わされる。

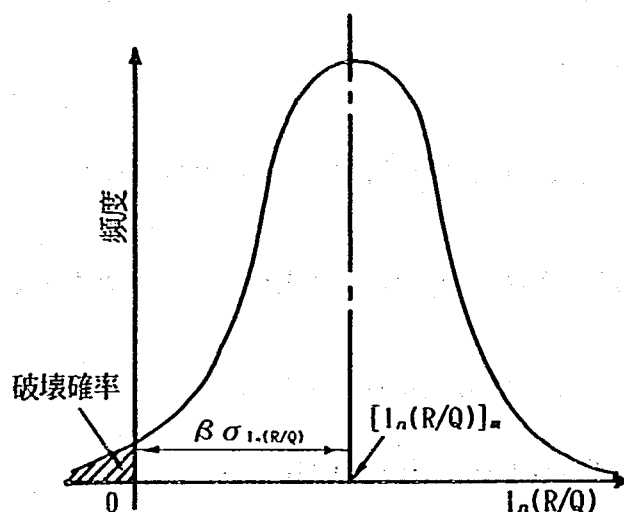


図-2.2 安全性指数(Safety Index) β の定義

$$\beta = [\ell_n (R/Q)]_m / [\sigma_{\ln(R/Q)}] \quad (2.1)$$

これをテーラー展開の第1次項で近似すると次式になる。

$$\beta \approx [\ell_n (R_m/Q_m)] / [\sqrt{V_R^2 + V_Q^2}] \quad (2.2)$$

ここに、 R と Q は抵抗と荷重作用力を表わし、添字の m は平均値を意味する。また、 V_R と V_Q は R と Q の変動係数をそれぞれ表わす。

式(2.2)は次のように変形できる。すなわち、

$$R_m = Q_m e^{\beta \sqrt{(V_R^2 + V_Q^2)}} \quad (2.3)$$

式(2.3)を分離係数 α_1 を用いて抵抗項と荷重項に分離する。

$$\sqrt{(V_R^2 + V_Q^2)} \cong \alpha_1 (V_R + V_Q) \quad (2.4)$$

より、

$$R_m e^{-\alpha_1 \beta V_R} \cong Q_m e^{\alpha_1 \beta V_Q} \quad (2.5)$$

となる。

一方、荷重効果は一般に次式で表わされる。

$$Q = E (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \quad (2.6)$$

ここに、 Q は荷重効果、 Q_i は荷重、 E は構造解析に伴う誤差を表わし、各々確率変数である。

荷重 Q の平均値 Q_m および変動係数 V_Q は次のように導かれる。

$$\begin{aligned} Q_m &= E_m [(Q_1)_m + (Q_2)_m + \dots + (Q_n)_m] \\ &\cong (Q_1)_m + (Q_2)_m + \dots + (Q_n)_m \end{aligned} \quad (2.7a)$$

$$\begin{aligned} V_Q^2 &\cong V_E^2 + [(Q_1/Q)_m^2 V_1^2 + (Q_2/Q)_m^2 V_2^2 + \dots \\ &\quad \dots + (Q_n/Q)_m^2 V_n^2] \end{aligned} \quad (2.7b)$$

ここに、 $(Q_i)_m$ 、 V_i は荷重 Q_i の平均値および変動係数を表わす。

係数 α_2 および α_3 を用いて V_Q をさらに簡単化すると、

$$\begin{aligned} V_Q &= \alpha_2 [V_E + \sqrt{(\sum_i (Q_i/Q)_m^2 V_i^2)}] \\ &\cong \alpha_2 [V_E + \alpha_3 \sum_i (Q_i/Q)_m V_i] \end{aligned} \quad (2.8)$$

ここに、 $i = 1, 2, \dots, n$

になり、式(2.5)の荷重項を変形すると次式が得られる。

$$\begin{aligned}
 R_n e^{-\alpha_1 \beta V_R} &= Q_n \exp[\alpha_1 \alpha_2 \beta V_E] \exp[\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \\
 &\quad \cdot \beta \sum_i (Q_i / Q)_n V_i] \\
 &\doteq \exp[\alpha_1 \alpha_2 \beta V_E] \sum_i (1 + \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \beta V_i) \\
 &\quad \cdot (Q_i)_n \quad (2.9)
 \end{aligned}$$

ここで、係数 α_1 、 α_2 、 α_3 で定式化した式(2.9)を新しい係数 α を用いて近似すると結局次のようになる。

$$R_n e^{-\alpha \beta V_R} \doteq \exp(\alpha \beta V_E) \sum_i (1 + \alpha \beta V_i) (Q_i)_n \quad (2.10)$$

α の値については、 R と Q に対するシミュレーション解析などで決めることになるが、一般に $\alpha = 0.55$ 程度が使われている例が多い。

式(2.10)を荷重抵抗係数設計法の書式で表わすと次のようになる。

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &\geq \exp(\alpha \beta V_E) \sum_i (1 + \alpha \beta V_i) (Q_i)_n \\
 &= \gamma_0 \sum_i \gamma_i (Q_i)_n \quad (2.11)
 \end{aligned}$$

ここに、抵抗係数 ϕ は、

$$\phi = \frac{R_n}{R_n} e^{-\alpha \beta V_R} \quad (2.12b)$$

荷重係数 γ_i は、

$$\gamma_i = 1 + \alpha \beta V_i, \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (2.12b)$$

解析係数 γ_0 は、

$$\gamma_0 = e^{\alpha \beta V_E} \quad (2.12c)$$

となる。ここに、 R_n は抵抗の公称値である。

2. 3 確率論的方法による杭の支持力の定式化

実際の基礎を設計する場合、一般に地盤調査ボーリングが実施される。ボーリング位置と基礎位置との相対的位置関係については各基礎の工事事例によっていろいろ異なる。一般に地盤は水平方向および鉛直方向に変化していくので、地盤を調査する場合、基礎が設置される位置で行なうのが良いのは言うまでもないが、実際は経済的理由あるいは設計変更などにより基礎位置でボーリング調査が実施されているのは3697例のうち55%程度である(図-2.3 60年度調査より)¹³⁾。このため、実設計において地盤定数を設定する際、地盤調査の密度、地域の地盤の強度分布特性などに対する考慮が重要である。

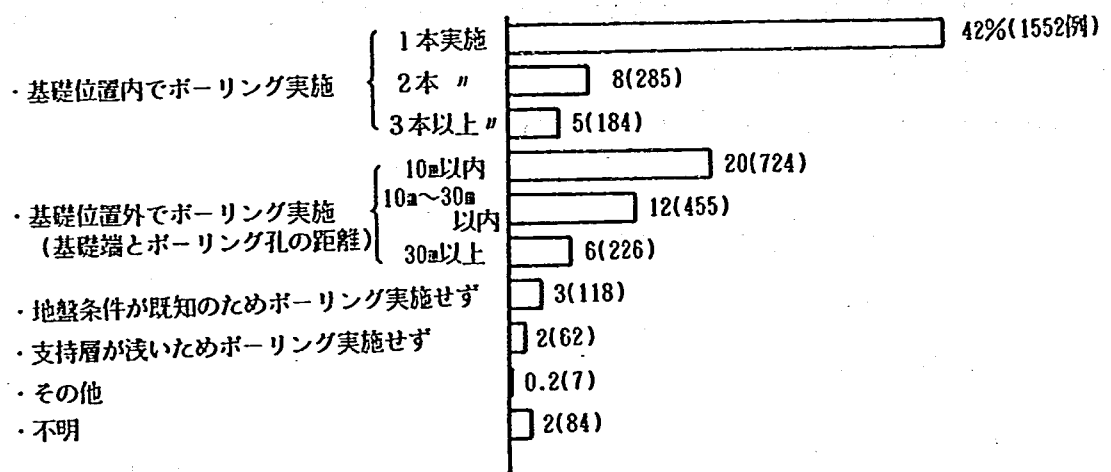


図-2.3 地盤調査ボーリングと基礎との位置関係の実態の分類

1) 試験杭の支持力の計算値と実測値の関係

確率モデルで表現された試験杭の支持力の計算値と実測値に関する支持力比(実測値/計算値)の理論式を誘導する。

図-2.4(a-1)において、理想的な施工による試験杭の真の支持力 R_t は計算上から、

$$R_t = A N' R_n (C') \quad (2.13)$$

また、実験上から、

$$R_t = M \frac{1}{F'} R_e \quad (2.14a)$$

$$\text{または、 } R_t = M \frac{1}{F} H R_e^* \quad (2.14b)$$

と定義される。

ここに、

R_t : 理想的な施工による試験杭の真の支持力値(未知)

R_n : 理想的な施工による杭の支持力の計算値(特性値)

R_e : 試験杭の支持力の載荷試験値

R_e^* : 支持力値が不明確な試験値から推定した支持力値

A : R_n の計算誤差の影響を表わす修正係数

$$= \frac{R_t}{R_n(\bar{C}')} \quad (2.15)$$

ここに、 $R_n(\bar{C}')$: 試験杭位置での真の地盤強度 $\bar{C}'$ を用いた計算値

M : 試験値の測定誤差の影響を表わす修正係数

$$= \frac{R}{R_e} \quad (\text{または } \frac{R}{H R_e^*}) \quad (2.16)$$

ここに、

R : 実際の施工による試験杭の支持力値

H : R_e^* の推定誤差の影響を表わす修正係数

$$= \frac{R_e}{R_e^*} \quad (2.17)$$

N' : ボーリング孔位置の地盤強度の測定値 C' と試験杭位置の真の地盤強度 $\bar{C}'$ との違いの影響を表わす修正係数

$$= \frac{R_n(\bar{C}')}{R_n(C')} \quad (2.18)$$

C' : ボーリング孔位置の地盤強度の測定値

$\bar{C}'$: 杭位置の真の地盤強度(未知)

F' : 実際の施工による試験杭の施工誤差の影響を表わす修正係数

$$= \frac{R}{R_t} \quad (2.19)$$

式(2.13)と(2.14)から試験杭に関する支持力比 P を誘導すると次式を得る。

$$P = \frac{R_e}{R_n(C')} = \frac{A N' F'}{M} \quad (2.20a)$$

または

$$P^* = \frac{R_e^*}{R_n(C')} = \frac{AN'F'}{MH} \quad (2.20b)$$

ここに、支持力比 P は試験杭の支持力の実測値 R_e とボーリング孔位置の地盤強度の測定値を用いた計算値 $R_n(C')$ との比を表わす修正係数と定義される。

2) 計算値に基づく実杭の支持力式の誘導

一方、図-2.4(a-2)において、確率モデルで表現された杭基礎の実杭の支持力値 R はボーリング孔位置の地盤強度 C を用いた計算値 $R_n(C)$ から次のように定義される（実杭と試験杭は区別して考える）。

$$R = ANFR_n(C) \quad (2.21)$$

式(2.20)より式(2.21)の A を消去すると実杭の支持力値 R は次のように定式化される。

$$R = PM \frac{F}{F'} \cdot \frac{N}{N'} R_n(C) \quad (2.22a)$$

同様に次式を得る。

$$R = PMH \frac{F}{F'} \cdot \frac{N}{N'} R_n(C) \quad (2.22b)$$

ここに、 N 、 F は実杭に関する修正係数で、試験杭の F' 、 N' の修正係数に対応する。

すなわち、 N については、

$$N = \frac{R_n(\bar{C})}{R_n(C)} \quad (2.23)$$

また、 F については式(2.19)と同様である。

ここに、

C : ボーリング孔位置の地盤強度の測定値

$\bar{C}$: 実杭位置の真の地盤強度（未知）

となる。

ここで、例えば式(2.22a)を文章表現すると次のようになる。

[実杭の支持力値 R]

$$\begin{aligned} &= [\textcircled{1} \text{支持力比 } P = \frac{\text{試験杭の実測支持力値}}{\text{試験杭の計算支持力値 } R_n(C')}] \\ &\times [\textcircled{2} \frac{\text{試験杭の支持力値}}{\text{試験杭の実測支持力値}}] \\ &\times [\textcircled{3} \frac{\text{実際の施工による実杭の支持力値}}{\text{理想的施工による実杭の支持力値}}] \\ &\times [\textcircled{4} \frac{\text{理想的施工による試験杭の支持力値}}{\text{実際の施工による試験杭の支持力値}}] \\ &\times [\textcircled{5} \frac{\text{実杭の計算支持力値 } R_n(\bar{C})}{\text{実杭の計算支持力値 } R_n(C)}] \\ &\times [\textcircled{6} \frac{\text{試験杭の計算支持力値 } R_n(C')}{\text{試験杭の計算支持力値 } R_n(\bar{C}')}] \\ &\times [\text{実杭の計算支持力値 } R_n(C)] \end{aligned}$$

ここで、①の項は試験杭における実測値と計算値の支持力比を表わす修正係数である。多数の載荷試験データを解析することで定量的に評価しうる。②の項は、試験杭の支持力値を実測により推定する際の誤差を表わす修正係数である。支持力値が明確に現われたデータと支持力値が明確に表れていないデータを統計解析することにより定量的に評価しうる。

③および④(の逆数)は実杭および試験杭の施工法の影響を表わす修正係数である。打込み杭に比べて場所打ち杭や中掘り杭の支持力は施工法による影響が一般に大きい。さらに地盤条件によって施工法の影響が増幅される場合がある。実杭と試験杭の比較では試験杭は一般に入念に施工されるので、施工の影響は小さいといえる。

⑤および⑥(の逆数)は実杭および試験杭において計測された地盤強度(ボーリング孔位置)と杭位置の地盤強度のずれの影響を表わす修正係数である。ボーリング本数が少ない場合や地盤条件に変化が大きい場合、⑤と⑥の項の影響がさらに大きくなる。ただし、一般に密度の高い調査の実施を前提として試験杭が施工されているので、⑤と⑥を比較した場合、⑤の方が影響が大きいと考えられる。

また、図-2.4(a)において、試験杭と実杭が区別がつかない場合は次のようになる。

試験杭に対するボーリング孔と実杭に対するボーリング孔は等しいと考えることができるから、地盤強度に関する修正係数は

$$N' = N = \frac{R_n(\bar{C})}{R_n(C)} \quad (2.24)$$

となり、また、施工誤差に関する修正係数についても、次式を得る。

$$F' = F = \frac{R}{R_i} \quad (2.25)$$

結局、式(2.22a)の実杭の支持力値Rは、次のように簡略化される。

$$R = PMR_n(C) \quad (2.26a)$$

また、同様に式(2.22b)より、次式を得る。

$$R = PM^*HR_n(C) \quad (2.26b)$$

3) 実測値に基づく実杭の支持力式の誘導

次に図-2.4(b)において、試験杭と杭基礎が十分近い位置関係にある場合を示すが、このような場合、地盤強度の相関性が高く試験杭の実測値 R_e により実杭の支持力Rを推定することができる。

式(2.20a), (2.22a), (2.18)及び(2.23)から、P, N及びN'を消去すると次式を得る。

$$\begin{aligned} R &= M \cdot \frac{F}{F'} \cdot \frac{N}{N'} \cdot \frac{R_n(C)}{R_n(C')} \cdot R_e \\ &= M \cdot \frac{F}{F'} \cdot \frac{R_n(\bar{C})}{R_n(\bar{C}')} \cdot R_e \\ &= M \cdot \frac{F}{F'} \cdot \bar{N} \cdot R_e \end{aligned} \quad (2.27a)$$

また、同様に

$$\begin{aligned} R &= MH \cdot \frac{F}{F'} \cdot \frac{N}{N'} \cdot \frac{R_n(C)}{R_n(C')} \cdot R_e^* \\ &= MH \cdot \frac{F}{F'} \cdot \bar{N} \cdot R_e^* \end{aligned} \quad (2.27b)$$

を得る。

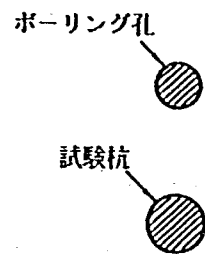
ここに、

$\bar{N}$: 試験杭位置の地盤強度と杭位置の地盤強度との違いの影響を表す修正係数

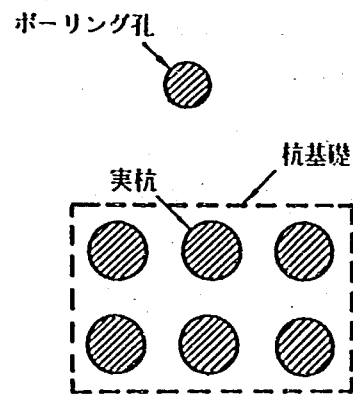
$$= \frac{R_n(\bar{C})}{R_n(\bar{C}')}$$

ただし、 $\bar{C}$ 及び $\bar{C}'$ は真の地盤強度で未知である。

$\frac{R_n(C)}{R_n(C')}$: C及びC'は実測された地盤強度なのでこれは確定値となる。

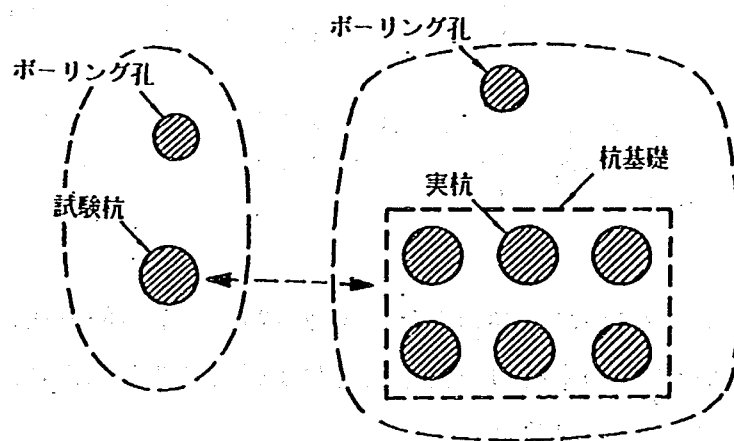


(a-1)ボーリング孔と試験杭



(a-2)ボーリング孔と杭基礎

(a)試験杭と実杭が十分離れている場合



(b-1)ボーリング孔と試験杭

(b-2)ボーリング孔と杭基礎

(b)試験杭と実杭は十分近くにあり、それぞれの地盤強度が相関性を持つ場合

図-2.4 試験杭と杭基礎に対するボーリング孔との相対的位置関係

2.4 支持力推定法の安全性に関する試算例

杭の支持力推定法については、これまで多数の方法が提案されているが、大きく分けると計算による手法（静的支持力式と動的支持力式）と載荷試験がある。動的支持力式は打込み杭工法に対する施工管理の一手段として用いられる場合が多く設計段階では通常用いられない。

静的支持力式では、浅い基礎の支持力理論を拡張したTerzaghiの公式、弾塑性理論に基づくGibson, Vesic等の支持力式、地盤の標準貫入試験のN値と支持力を関連づけたMeyerhof式などが有名である。また、各事業実施機関では多数の載荷試験データに基づく実用式が用いられている¹⁾。

ここでは、本章で提案した確率論的方法による杭の支持力モデルの有効性を検討するため、場所打ち工法による杭の支持力推定法の安全性に関する試算を行う。試算対象の支持力推定法としては、載荷試験、表-2.2に示す道示式、および3章で提案する提案式である。

表-2.2 支持力推定式

	周面摩擦力度 f (tf/m ²)	先端支持力度 q_d (tf/m ²)
道 示 式 (1990)	$N/2 \leq 20$ (砂) $N \leq 15$ (粘)	300 (支持杭のみ)
提 案 式 (3章で提案)	$0.4N \leq 20$ (砂) $N \leq 15$ (粘)	$10N \leq 300$ (支持杭・摩擦杭)

式(2.22)(または式(2.26))または式(2.27)で確率論的方法により杭の支持力を定式化した²⁾が、簡単のため支持力の測定誤差および杭の施工誤差に関する修正係数 M , F , F' について省略して試算を行う。

式(2.22a)から計算値に基づく支持力式 R は、次のようになる。

$$R = P \cdot \frac{N}{N'} \cdot R_n \quad (2.28)$$

式(2.27a)が載荷試験による場合、次のようになる。

$$R = \frac{N}{N'} \cdot \frac{R_n(C)}{R_n(C')} \cdot R_e = \frac{N}{N'} \cdot R_e' \quad (2.29)$$

ここに、

R_e' : 支持力の実測値を測定された地盤強度 (C' , C) により修正した実測値

$$= \frac{R_n(C)}{R_n(C')} \cdot R_e$$

例えば、式(2.28)について、 R の平均値 R_m および変動係数 V_R は次式で近似される。
すなわち、

$$R_m = P_m \cdot R_n \quad (2.30)$$

$$V_R^2 = V_P^2 + V_N^2 + V_N'^2$$

となる。ここに、地盤強度に関する確率変数の平均値、 $N_m = N'_m = 1.0$ とする。

2. 2で示した荷重抵抗係数設計法について、重要構造物に対して安全性指数 $\beta = 4$ 、
5、通常の構造物に対して $\beta = 3.0$ 、仮設構造物のようなものに対しては $\beta = 2.0 \sim 2.5$ と
いわれている。

今死荷重と活荷重のみを考慮した場合(常時の安全率を適用)において、 $\beta = 3.0$ に相当する杭の支持力の安全率 ν' を、次式により荷重抵抗係数設計法とのキャリブレーションを行なうことにより算定する。ただし、式(2.12)の死荷重と活荷重の荷重係数を1.1および1.4、解析係数を1.1と仮定する。

$$\nu' = \frac{(1.1/\phi)(1.1+1.4\chi)}{1+\chi} \quad (2.31)$$

ここに、 ϕ : 抵抗係数

χ : Q_L/Q_D

Q_L : 死荷重

Q_D : 活荷重

なお、載荷試験により支持力を推定する場合、式(2.11)の中の特性値 R_n のかわりに、
実測値 R_e' (または推定実測値 $R_e'^*$)を用いる。

すなわち、 R_e' (または $R_e'^*$)による抵抗係数 ϕ は次式より求める。

$$\phi = e^{-\alpha \beta V_R} \quad (\text{または } H_m \cdot e^{-\alpha \beta V_R}) \quad (2.32)$$

ここに、 H_m は式(2.17)で定義される確率変数の平均値である。

データ解析により支持力比 P (=実測値/計算値)の平均値および変動係数は、表-
2.3のように求まる。

表-2.3 支持力比Pの平均値と変動係数

	支 持 杭	摩 擦 杭
データ数n	39	20
道 示 式	1.022 40.5%	1.107 39.8%
提 案 式	1.073 36.7%	0.968 32.7%

(注) 上段 支持力比Pの平均値 P_m

下段 Pの変動係数(%) V_p

ここで、地盤強度(N値)の支持力に対する影響の変動係数を15%と仮定した場合の安全性指数 $\beta = 3$ に対する安全率 ν' が図-2.5である。道示式と提案式および支持杭と摩擦杭の違いは、あまりないといえる。しかしながら、載荷試験を行なえば $\beta = 3$ に対する必要安全率は2以下となり、かなり小さい。

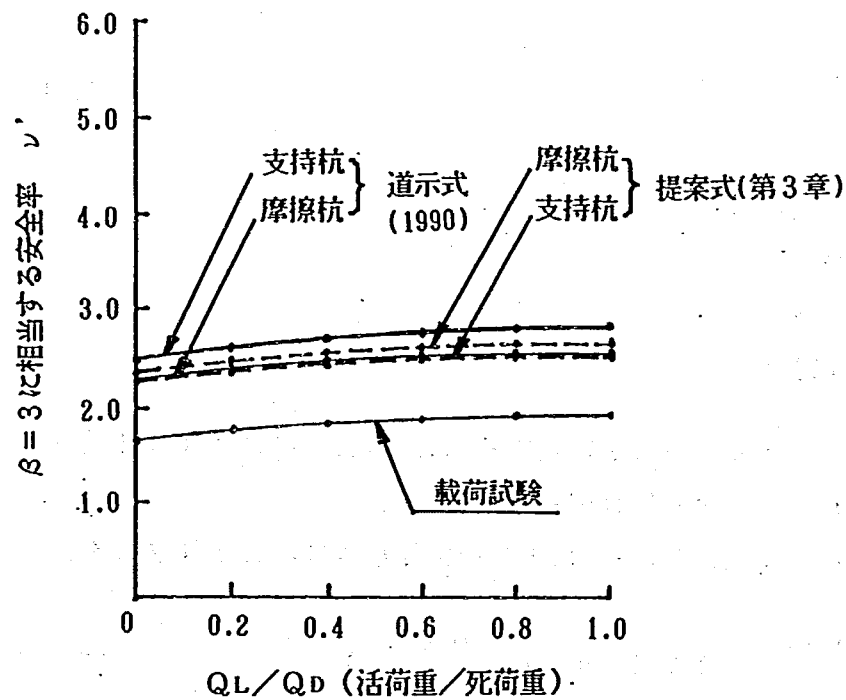


図-2.5 Safety Index $\beta = 3$ に相当する安全率 ν' (場所打ち杭)

次に、参考として（以前に解析したもので、本論文で用いるデータと異なる。参考文献2）に示すものである。）上記に示すのと同じ方法で行なった計算結果を示す。ただし、打込み杭の場合で、支持力推定法としては道示式、Meyerhof式、載荷試験（直接極限支持力が求まっている場合と、降伏支持力から極限支持力を推定した場合）である。

なお、Meyerhof式は次のとおり。

$$R_n = 40\bar{N}_p A_p + \frac{1}{5} \bar{N}_s A_s + \frac{1}{2} \bar{N}_c A_c \quad (2.33)$$

ここに、 $R_n(\text{tf})$ は極限支持力、 $A_p(\text{m}^2)$ は杭の断面積、 $A_s(\text{m}^2) = U \ell_s$ ここに、 $U(\text{m})$ は杭の周長、 $\ell_s(\text{m})$ は砂質土層の杭の根入れ長、 $\ell_c(\text{m})$ は粘性土層の杭の根入れ長、 $\bar{N}_c$ は杭周面の粘性土層の平均N値である。

図-2.6に計算結果を示す。この場合についても地盤強度の支持力に対する影響の変動係数を15%と仮定している。

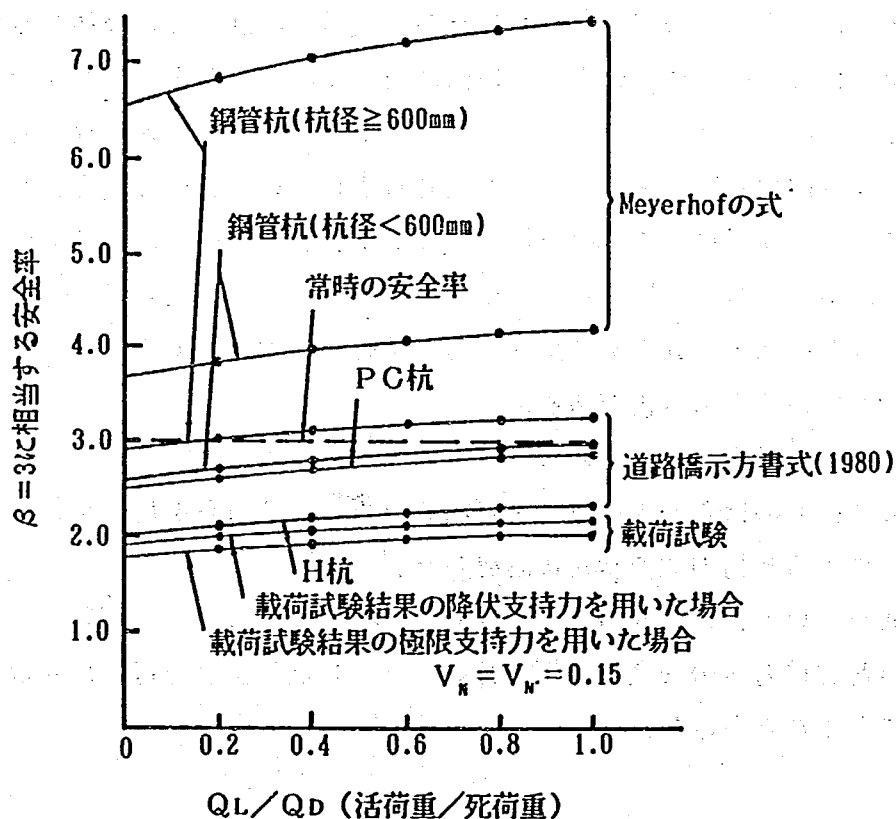


図-2.6 Safety Index $\beta=3$ に相当する安全率（打ち込み杭）

2. 5 結語

杭基礎の設計を含めて、道路橋下部構造は許容応力度設計法により行なわれているが、次の設計体系としての限界状態設計法の検討がようやく本格化のきざしがある。限界状態設計法の導入が有効的であるためには、下部構造の設計施工上のばらつきを定量的に評価できるものであることが必要である。ここに示した方法はそういう目的のための試みでもある。

杭基礎の設計において、鉛直支持力は最も重要な設計上のファクターであるが、支持力推定法、施工法、地盤強度などのバラツキの影響が大きいので、合理的な設計支持力の評価がきわめて難しいのが現状である。このなかで実杭の載荷試験により支持力を確認するのが最も信頼性が高く、他の支持力推定法を用いるのに比べて設計に用いる安全率がかなり小さくてよいことが試算の結果から示すことができる。しかしながら、地盤条件が複雑に変化すると、載荷試験で推定した設計支持力値もかなり大きな誤差を持つことは避けられないし、試験を実施するためのコストも非常に高いので簡単には実施できないのが欠点である。

推定した杭の支持力の合理的な評価を行うために載荷試験データをベースにした確率論的方法による杭の支持力モデルを提案したが、基礎の設計分野に今後こういう手法を発展させるためには、ばらつきの大きい地盤に対して限られたボーリングデータから設計値を代表させる必要がある状況が変わらないとすると、今後の大きな課題として地盤定数に関する統計的性質の把握とそれらが設計数値に及ぼす影響評価を行うことがある。なお、本章では、N値の推定誤差の支持力に及ぼす影響については、その変動係数 V_N を15%と仮定したが、これらに関する最近の研究事例として参考文献15)があり、その中でN値の変動係数が44%~86%もある地盤でも、杭の支持力としてみた場合、支持力の変動係数は約10%であるとの報告がある。

本章で得られた結果をとりまとめると以下のようなになる。

- (1) 杭の支持力のばらつきに及ぼす要因を分析し、それらを確率変数として確率論的方法による支持力式を新たに誘導した。
- (2) 本式を用いて、道示式(1980,1990)、提案式(第3章)、載荷試験などにより推定された支持力値の安全性評価を行い、とくに載荷試験を行えばかなり安全率を低減できることを示した。

第3章 載荷試験データ解析による杭の鉛直方向支持力特性

3.1 概説

杭には多種多様な工法が開発され、実用に供せられている。これらの杭を施工法によって分類すれば図-3.1¹⁾の通りとなる。

杭を製造方法で、工場で製造する既製杭と施工位置で製造する場所打ちに区分すると、前者を打込みにより設置するものが打込み杭工法、穿孔併用して設置するものが埋込み杭に分類される。打込み杭工法は、既製杭を所定の深度まで打込む工法で鉛直支持力を最も大きく期待できる工法である。埋込み工法は、既製杭を所定の位置に設置するまでに地盤を緩めることが避けられないため、特に周面摩擦力の減少が大きいといわれている。現在、道路橋示方書・IV下部構造編²⁾（1990、以降道示と略称する）では、中掘り工法の支持力規定があるだけである（中掘り杭はプレボーリング杭に比較して、水平抵抗の信頼性が高いと考えられる。）プレボーリング工法については載荷試験事例が蓄積されつつあり、規準化が急がれている状況である。場所打ち杭工法のうち、橋梁基礎の分野ではアースドリル工法は仮設構造物基礎としてのみ用いられている。

本章では、建設省土木研究所が各地方建設局、都道府県および道路4公団から収集した杭の鉛直載荷試験データに基づき杭の鉛直方向の支持力特性について研究するものである。収集した試験データは700件以上にのぼるが、解析に必要なデータを具備しているかどうかのデータ選定を行った結果、表-3.1の350件を選定した。ここで、対象とする杭は次の通りである。打込み杭工法では、打撃工法による鋼管杭およびPC杭、また場所打ち杭工法では、機械掘削工法のみを対象とし、深礎は除外する。従来、杭基礎としては大部分がこれらの施工法によってきたが、近年の建設環境対策から埋込み杭工法もよく用いられるようになってきた。この工法では中掘り杭とプレボーリング杭を対象とする。中掘り杭は中掘り鋼管杭と中掘りPC杭に区分され、先端処理法によって、(a)最終打撃による方法、(b)セメントミルク噴出攪拌による方法および(c)コンクリート打設による方法の3つに大別される。ここでは、試験データ数の関係から(b)のみを対象とする。また、プレボーリング杭は施工法も多種多様であるが、先端処理法によって(a)根固め、(b)拡大根固めおよび(c)最終打撃の3つに分類される。ここでは、(a)としてセメントミルク工法（記号CM、以下同じ）とケムン工法（K）、(b)としてRODEX工法（R）とニーディング工法（N）および(c)としてネオパイル工法（NP）の5工法を解析の対象とする。

表-3.1において、「杭頭データ」とは、杭頭での支持力検討を行うためのデータであり、杭体の軸力が測定されていないデータも含まれる。「軸力データ」とは、杭の支持力を構成する周面摩擦力および先端支持力を分離できるデータで軸力測定がなされてい

ることが必要である。これらのデータを用いて周面摩擦力度 f や先端支持力度 q_a と N 値の相関などの調査を行う。

本章では、まず、3.2節において杭頭での荷重 R_o - 沈下 S_o 関係から施工法別の荷重 - 沈下のモデル曲線を検討し、その支持機構を考察する。杭の施工法や支持形式によって、その支持力を周面に大きく依存するものか先端に期待するものか、この荷重 - 沈下曲線から概略評価できる。ここでは、ワイブル分布曲線式を用いて、 R_o - S_o 関係を極限支持力 R_u および杭径 D で正規化した R_o/R_u - S_o/D 曲線で比較する。

3.3節では、支持力推定式の基本となる最大周面摩擦力度 f および先端極限支持力度 q_a と地盤強度（ここでは N 値）の関係を軸力データを用いて調査する。従来、これらの支持力に関する定数は施工法別に独自に調査されてきた経緯があり、必ずしも同一の条件とはいえない面があった。ここでは、支持力の定義を明確にし、統一した基準に基づいて支持力評価を行う。

3.4節では場所打ち杭の先端支持力度 q_a に関して数量化分析を行い、 q_a に影響を及ぼす要因の分析を行う。現行道示（1990）によれば、砂質系地盤の場合、 $q_a = 300tf/m^2$ と規定されているが、先端土質によってはそれ以上の支持力度が得られることが多い。ここでは、数量化Ⅰ類を用いて先端土質や N 値などの要因と q_a の関係を把握する。

3.5節では、支持力式の補正係数と安全係数について試算検討する。従来の支持力式は杭施工法の開発・実用化と期を同じくして整備されてきた経緯があり、各施工法において同一の支持力信頼性を有しているかどうかこれまでに定量的評価はなされていない。補正係数とは、安全性指標 β が一定の条件で、安全率を補正する係数であり、これにより各施工法による杭に対して同一の支持力信頼性を有する修正安全率を求めることができる。また、安全係数の概念を導入し、支持力式の推定精度を定量的に評価する。

最後に、3.6節において本章の成果をまとめる。

表-3.1 載荷試験データ一覧表

施 工 法	杭 種		略 称	杭 頭 データ		軸 力 データ			
				支持杭	摩擦杭		支持杭	摩擦杭	
打 込 み	鋼 管 杭		S P P	88	59	29	26	14	12
杭 工 法	P C ・ P H C 杭		PC・PHC	39	24	15	—	—	—
場所打ち杭工法	場 所 打 ち 杭		C C P	59	39	20	32	16	16
埋 込 み 杭 工 法	中掘り杭	鋼 管 杭	中掘り SPP	20	20	0	11	11	0
		P C 杭	中掘り PC	23	23	0	9	9	0
	プレボーリング杭		P B P	121	121	0	17	17	0
合 計				350	286	64	95	67	28

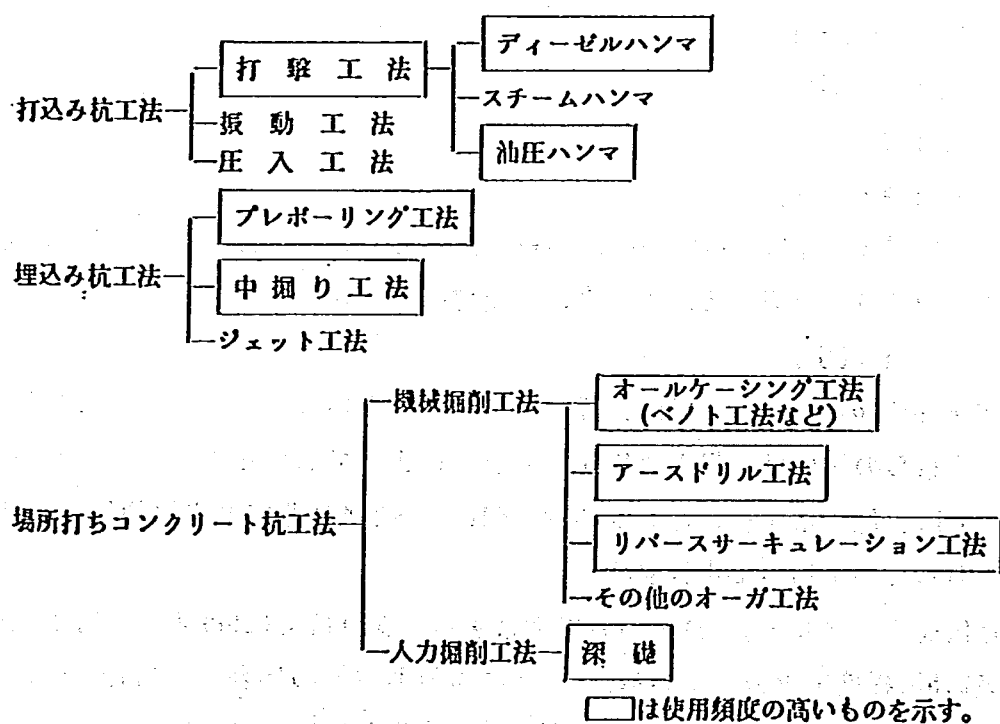


図-3.1 施工法による杭の分類

3. 2 施工法別の荷重－沈下曲線

杭の支持機構は施工法（打込み杭、場所打ち杭および埋込み杭）や支持形式（支持杭、摩擦杭）によって異なり、それは杭頭荷重 R_o －沈下量 S_o 曲線に反映され则认为することができる。しかし、 R_o － S_o 曲線は杭の諸元すなわち杭径・杭長、地盤の土性等によって異なるため、施工法や支持形式の R_o － S_o 曲線に及ぼす影響を評価する場合は何らかの形で曲線を正規化しなければならない。ここでは、荷重 R_o を極限支持力 R_u で、また沈下量 S_o を杭径 D で除して正規化して比較することとする。

支持力（極限支持力 R_u 、降伏支持力 R_y ）の判定は通常 R_o － S_o 曲線よりなされるが、これには人為的誤差がはいりやすいので、本研究のように多くの載荷試験データを扱う場合は適当でない。したがって、ここでは R_o － S_o 関係から、宇都らが提案しているワイブル分布曲線式³⁾にあてはめ解析を行うこととする。

ワイブル分布曲線式は式（3.1）で表される。

$$\frac{R_o}{R_u} = 1 - \exp \left\{ - \left[\frac{S_o / D}{S_y / D} \right]^m \right\} \quad (3.1)$$

ここに、 R_o ：杭頭荷重

R_u ：極限支持力

S_o ：杭頭沈下量

S_y ：降伏沈下量

D ：杭径

m ：変位指数

降伏沈下量 S_y とは、降伏支持力 R_y 時の杭頭沈下量をいい、 R_y はワイブル分布曲線式では常に $R_y = 0.63 R_u$ の関係にある。また、変位指数は R_o / R_u － S_o / D 曲線のまがり具合（図－3.2）を表す。

表－3.2に杭種別の S_y / D （以降、降伏沈下レベルという）と変位指数 m の基本統計量を示す。これらの諸値は、根入れ比（ l / D ）によっても変化することがわかっているが、ここでは、施工法・支持形式別の R_o / R_u － S_o / D 曲線の定性的傾向を把握するのが目的であるため平均値で比較する。

まず、降伏沈下レベル S_y / D について考察する。支持杭ではSPPとPC・PHC（ともに打込み杭）が2.5%程度で近似している。CCP（場所打ち杭）の場合は、1.7%と打込み杭に比べて小さい。埋込み杭工法のうち、中掘り杭（中掘りSPP、中掘りPC）は、4.7%程度で打込み杭や場所打ち杭に比べて大きいのが特徴的である。プレボーリング杭には、種々の施工法が開発されているが、工法によって差があるようである。杭先端を拡大根固め処理および最終打撃する工法（CM以外の工法）の S_y / D は概ね中掘り杭と同程度であるが先端を単に根固めするだけのCM工法の S_y / D は、場所打ち杭工法に近い。これ

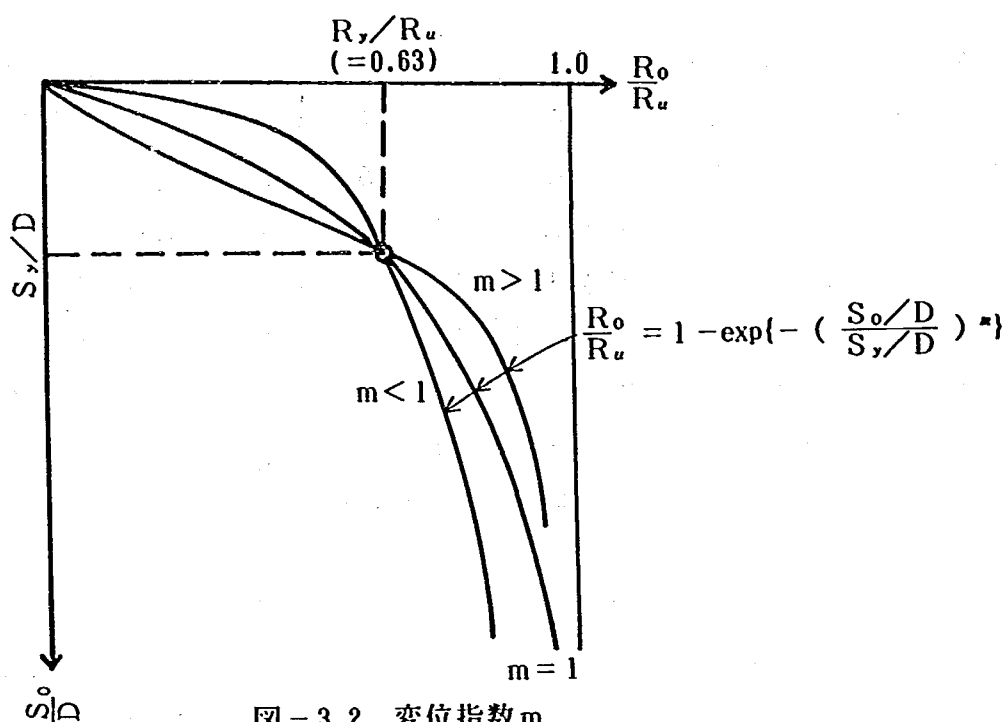


図-3.2 変位指数 m

は、CM工法の先端極限支持力度 q_u が場所打ち杭のそれに類似していることから理解される。

一方、摩擦杭の場合は全体的に支持杭に比べて S_y/D は小さくなっている。ここでも、SPPとPC・PHC（打込み杭）は近似しており、1.7%程度、CCPは、さらに小さくなって1.4%程度である。現時点では埋込み杭工法によった摩擦杭の実績はない。

以上のことから、 S_y/D は施工法・支持形式ごとに分類すれば打込み杭と場所打ち杭の支持杭と摩擦杭および中掘り杭（支持杭のみ）の5タイプに分類されるようである。

従来から指摘されているように杭の支持機構はまず周面摩擦力が発現し、周面の塑性化ののちも先端抵抗は増加する。ここで降伏点は摩擦杭では周面摩擦力の降伏時に、また支持杭では周面の塑性化が始まる前後に該当することが多い。表-3.2にもその傾向がうかがえる。また、中掘り杭のように周面抵抗が著しく小さく、先端支持力に期待する工法の沈下量は一般に大きくなることがわかる。

次に変位指数について考察する。全体的に見て m の平均値は0.7から1.0に分布しているが、打込み杭、場所打ち杭および中掘り杭に分類され、各々0.97, 0.76, および0.87程度であり、支持形式による有意差はみられない。プレボーリング杭は中掘り杭に近い。

上記の要領で S_y/D および m を施工法・支持形式別にグルーピングを行い再整理したものが表-3.3である。 S_y/D の変動係数は概ね0.5~0.6の範囲にあり、場所打ち・摩擦杭の場合がこれよりやや大きい。一方、 m は0.1~0.3の範囲にあり、 S_y/D のばらつきに比べて小さい。

従来から指摘されているように杭の支持機構はまず周面摩擦力が発現し、周面の塑性化ののちも先端抵抗は増加する。ここで降伏点は摩擦杭では周面摩擦力の降伏時に、ま

た支持杭では周面の塑性化が始まる前後に該当することが多い。表-3.2にもその傾向がうかがえる。また、中掘り杭のように周面抵抗が著しく小さく、先端支持力に期待する工法の沈下量は一般に大きくなることがわかる。

次に変位指数について考察する。全体的に見て m の平均値は0.7から1.0に分布しているが、打込み杭、場所打ち杭および中掘り杭に分類され、各々0.97, 0.76, および0.87程度であり、支持形式による有意差はみられない。プレボーリング杭は中掘り杭に近い。

上記の要領で S_p/D および m を施工法・支持形式別にグルーピングを行い再整理したものが表-3.3である。 S_p/D の変動係数は概ね0.5~0.6の範囲にあり、場所打ち・摩擦杭の場合がこれよりやや大きい。一方、 m は0.1~0.3の範囲にあり、 S_p/D のばらつきに比べて小さい。

図-3.3に S_p/D の対数($\ln$)のヒストグラムおよび確率密度曲線を図示した。 χ^2 検定による適合度の判定⁴⁾によれば、 S_p/D は概ね対数正規分布に適合する。

表-3.3に示す施工法・支持形式別の S_p/D と m の平均値を用いて $R_o/R_u - S_o/D$ 曲線を示したものが図-3.4である。前に述べたように S_p/D は $R_o/R_u = 0.63$ のときの杭頭沈下レベルに相当し、 m は曲線まがり具合を表している。

通常、打込み杭の沈下量は少なく、場所打ち杭のそれは大きいとの認識があるが、この図からわかるように必ずしもそうとは言えないようである。また、支持杭に比べて摩擦杭は沈下が卓越すると考えられがちであるが、荷重軸を R_o/R_u で整理すると、むしろ摩擦杭の沈下が小さい傾向にあることがわかる。中掘り杭は他の工法に比べて著しく沈下が卓越することは前に述べた通りである。

図-3.4から、打込み杭や場所打ち杭では、杭径の10%の沈下を生ずると、 R_o/R_u は概ね100%に近く、この程度の沈下量を生じた場合、支持力は極限值が発現すると見なすことができる。一方、中掘り杭の場合、 $S_o/D = 10\%$ 時 R_o/R_u は85%程度にすぎず、極限支持力を発現させるためにはさらに沈下を必要とすることがわかる。

表-3. 2 杭種別 S_y/D および m

支持	施工法	データ数	降伏沈下レベル, S_y/D			変位指数 m		
			平均値	標準偏差	変動係数	平均値	標準偏差	変動係数
支持杭	SPP	27	2.496	1.356	0.543	0.972	0.109	0.112
	PC・PHC	8	2.663	1.551	0.583	0.924	0.137	0.148
	CCP	19	1.716	0.933	0.544	0.714	0.201	0.282
	中掘り	SPP	15	4.840	2.299	0.475	0.867	0.129
		PC	13	4.438	2.906	0.655	0.877	0.174
	(注) PBP	CM	17	1.994	0.696	0.349	0.892	0.107
		K,R,N	18	5.289	2.651	0.501	0.982	0.097
		NP	8	4.713	3.089	0.655	0.916	0.184
摩擦杭	SPP	12	1.692	1.034	0.611	0.948	0.154	0.163
	PC・PHC	9	1.773	1.038	0.585	0.912	0.387	0.424
	CCP	12	1.375	1.017	0.740	0.839	0.208	0.247

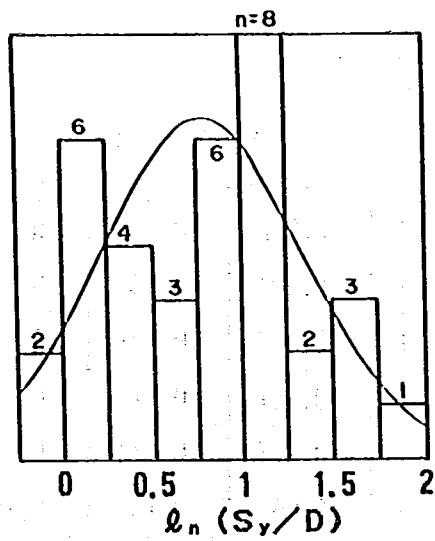
(注) CM:セメントミルク工法, K:ケムン工法 (以上, 根固め)
R:RODEX工法, N:ニーディング工法 (以上, 拡大根固め)
NP:ネオパイル工法 (最終打撃)

表-3. 3 杭の施工法別 S_y/D および m

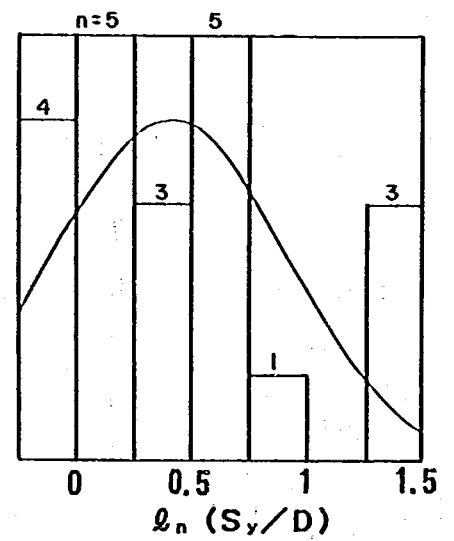
支持形式	施工法		データ数 n	平均値 $\bar{X}$	標準偏差 S_x	変動係数 V_x
支持杭	打込み杭	S_y/D	35	2.533	1.381	0.545
		m	56 ¹⁾	0.969	0.141	0.145
	場所打ち杭	S_y/D	19	1.716	0.933	0.544
		m	31 ²⁾	0.762	0.210	0.275
	中掘り杭	S_y/D	28	4.654	2.556	0.549
		m	28	0.871	0.149	0.171
摩擦杭	打込み杭	S_y/D	21	1.727	1.012	0.586
		m	56 ¹⁾	0.969	0.141	0.145
	場所打ち杭	S_y/D	12	1.375	1.017	0.740
		m	31 ²⁾	0.762	0.210	0.275

ここに, 1) 打込み・支持杭+打込み・摩擦杭

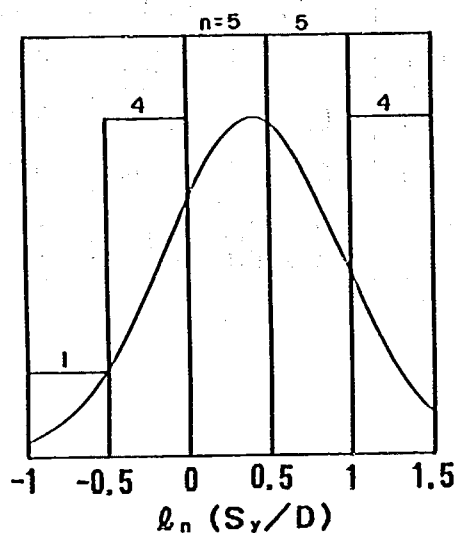
2) 場所打ち・支持杭+場所打ち・摩擦杭



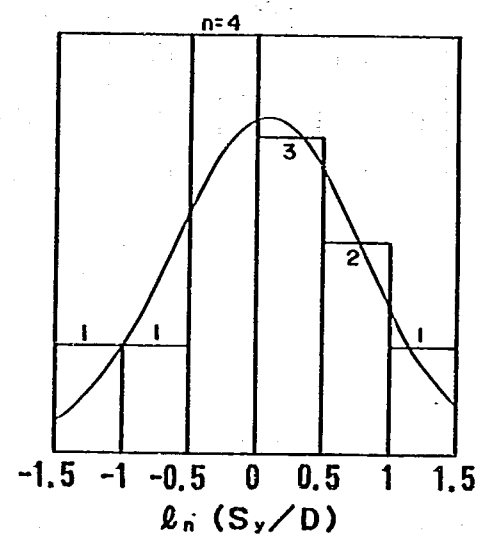
(a) 打込み・支持杭



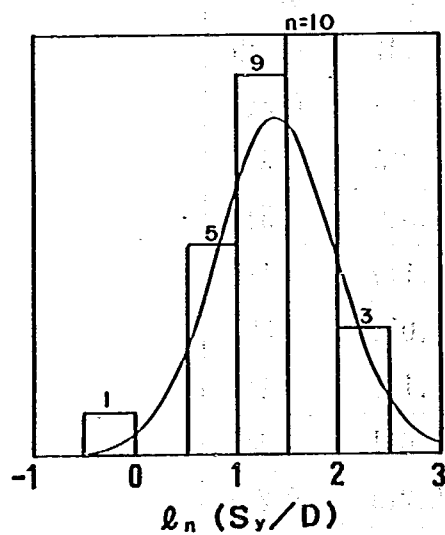
(d) 打込み・摩擦杭



(b) 場所打ち・支持杭



(e) 場所打ち・摩擦杭



(c) 中掘り・支持杭

図-3.3 杭の施工別 S_v/D のヒストグラム

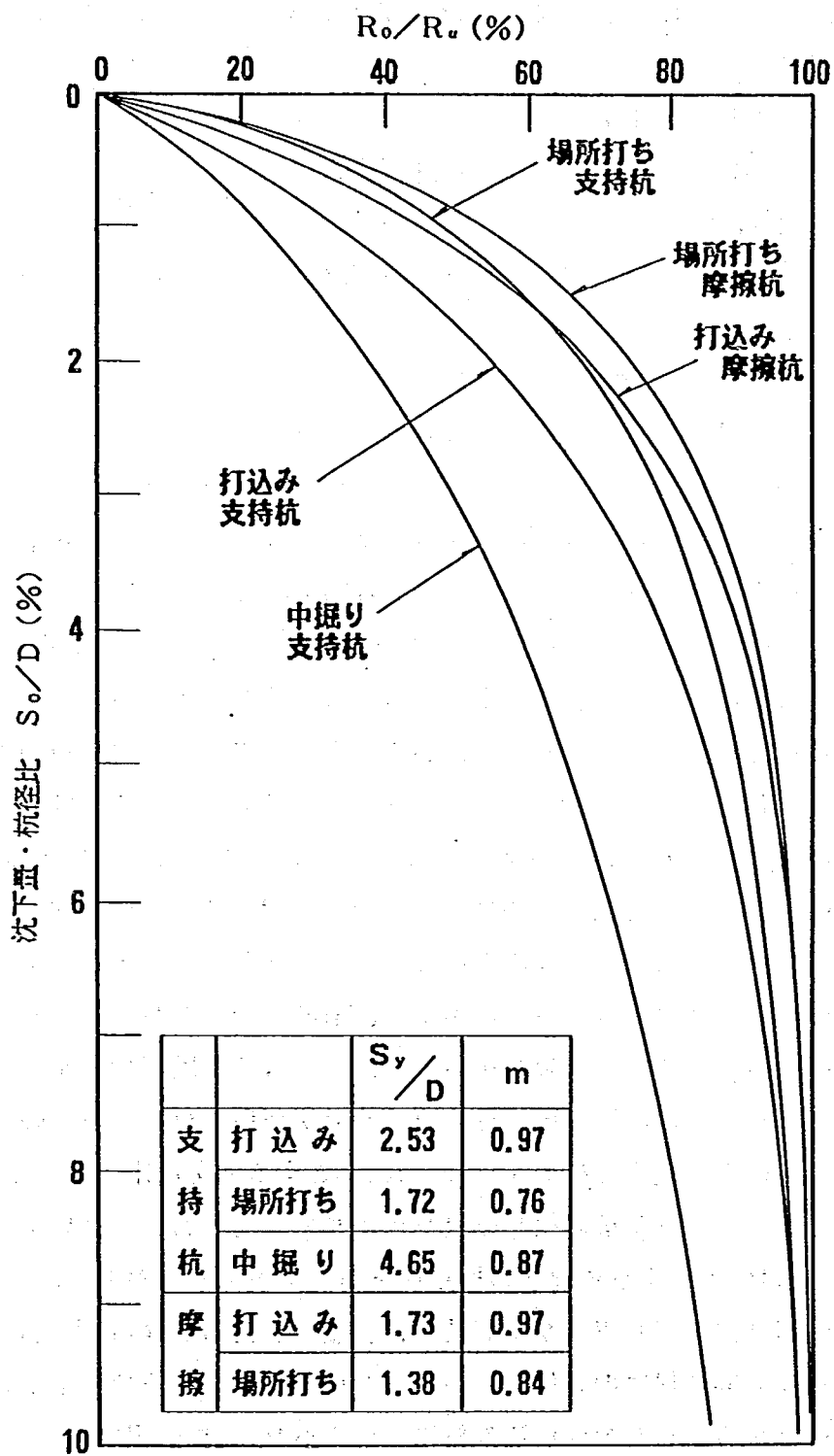


図-3.4 杭の施工法別平均 $R_o/R_u-S_o/D$ 曲線

3. 3 各施工法による杭の支持力式の提案

1) 支持力式と支持力の定義

杭の極限支持力推定式は一般に式(3.2)のように第一項の先端支持力と第二項の周面摩擦力の和で表される²⁾。

$$R_u = q_a \cdot A + U \cdot \sum \ell_i f_i \quad (3.2)$$

ここに、 R_u ：地盤から決まる杭の極限支持力(tf)

A ：杭先端面積(m^2)

q_a ：杭先端で支持する単位面積あたりの極限支持力度(tf/ m^2)

U ：杭の周長(m)

ℓ_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚(m)

f_i ：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度(tf/ m^2)

ここで、先端極限支持力度 q_a および最大周面摩擦力度 f が、地盤の強度定数と結びつけられて、杭の支持力を推定することになる。地盤定数としては、砂質土では N 値、粘性土では粘着力 C または N 値が用いられるが、我国の場合 N 値に依存することが圧倒的に多い。従って本研究でも N 値と q_a 、 f との関連を調査することとする。

既往の研究によれば、載荷試験による実際の極限支持力と支持力式による支持力を杭頭で一致させることを第一に考えており、必ずしもその内訳(先端支持力と周面摩擦力)まで積極的に評価しようとする試みは少なかったようである。ここでは支持力の定義を明確にし、それに基づいて q_a - N 値および f - N 値の関係を明らかにする。

表-3.4に本研究における極限支持力の定義を整理した。極限支持力の判定は、一般に“荷重-沈下曲線が沈下量の軸にほぼ平行と見なされる荷重³⁾”とされているが、実際の R_u - S_u 曲線からの判定は難しいことが多い。前節、図-3.4からわかるように、打込み杭および場所打ち杭は杭頭沈下量が杭径の10%時にほぼ極限支持力が発現することが判明している。また、他の関係基準でもこの考え方が採用されているもの⁴⁾があり、ここでもこの定義による極限支持力(記号を R_{u10} とする)を採用する。しかし、載荷試験データの中には必ずしも荷重規模が極限レベルまで載荷されていないケースも少なくないため、表-3.4に示すように別途の推定法も考えておく必要がある。

埋込み杭(中掘り杭・プレボーリング杭)は、極限支持力を R_{u10} と設定すると、真の極限支持力に対して85%程度の評価にしかない。しかし、他の施工法と整合性をとる必要があることから、ここでは埋込み杭についても R_{u10} を適用する。

先端支持力は、基本的には、杭頭における極限支持力 R_u 時の杭先端伝達荷重とする。したがって、必ずしも先端荷重-先端沈下量曲線から決まる杭先端の極限支持力とは一致するものではなく先端地盤から決まる固有の支持力とは限らない。しかし、打込み杭や場所打ち杭では概ね極限支持力 R_{u10} 時には先端も極限状態と見なしうることを図-3.4からも明らかである。周面摩擦力は一般に多層地盤から構成されるので、具体的には最

大周面摩擦力度 f と N 値の関係から求められる。 f は各地層の周面摩擦力度 τ - 杭と地盤の相対沈下量 S 曲線において、ピークを有するもの、または τ が収束していると見なし得るデータのみを採用して f とする。実際に得られた f は、 τ - S 曲線として後者の傾向を示したものが多く、 $S_p/D = 2 \sim 3\%$ 程度においては顕著な τ の低下は見られない。

q_a - N 値および f - N 値関係は、実測値からの回帰分析による方法を原則としているが、必ずしも個々の回帰分析結果が杭頭における実測と計算上の極限支持力を一致させるとは限らない。2) 以降に示す提案式は、回帰分析結果に工学的判断を加えて決定したものである。

2) 先端極限支持力度 q_a - N 値の関係

図-3.5~3.6にSPPとCCPの q_a - N 値の関係を示す。ここで、 N 値30 (砂質土)、または N 値20 (粘性土) 以下のデータが摩擦杭のデータである。先端 N 値としてSPPは杭先端より上方 $4D$ 、および下方 $1D$ の範囲の平均 N 値、CCPは杭先端位置の N 値を用いた。現行設計法によれば摩擦杭の場合は、安全側の配慮として先端支持力は無視するのが一般的である。しかし、図からわかるように杭先端地盤の N 値は小さいがそれなりに先端支持力は期待することができる。3.5節の「補正係数」で明らかのように、摩擦杭の場合先端支持力を無視した設計では支持杭に比べて安全性が不要に大きい。したがって、支持力評価の点からいえば摩擦杭といえども先端支持力を考慮するのが妥当であり、支持杭・摩擦杭といった支持形式による区分はしない方がより合理的であると考ええる。

SPPの場合、 $q_a = 10N$ (砂質土)、 $6N$ (粘性土) (いずれも摩擦杭の場合) が提案される。打込み杭の場合、薄肉断面であるため支持杭では管内が閉塞することが必要である。しかし摩擦杭の場合、どの程度の閉塞で十分であるか、支持杭と摩擦杭の連続性を考えた場合、この問題は重要である。今後の研究課題の一つである。ここでは、 N 値が30以下の領域の q_a - N 値の回帰分析より上記の提案を行っている。

CCPの場合は土質によらず $q_a = 10N$ ($\leq 300 \text{ tf/m}^2$) の関係が回帰され、 N 値 = 30において、支持杭の現行設計法による $q_a = 300 \text{ tf/m}^2$ にすりつけることができる。CCPの支持杭の場合、 $q_a = 300 \text{ tf/m}^2$ は過小評価に過ぎるのではとの見解⁸⁾もあり、この点については3.4節で再度、数量化分析を行って調査する。

埋込み杭における q_a - N 値関係を図-3.7~3.8に示す。ここで N 値は杭先端位置の N 値を採用している。図-3.7の中掘り杭 (セメントミルク噴出攪拌方式) の場合、データ数が少なく、かつ N 値が50前後に集中しているため明確ではないが、道示式(1980)の $q_a = 15N$ ($\leq 600 \text{ tf/m}^2$) (砂れき)、 $10N$ ($\leq 400 \text{ tf/m}^2$) (砂) は過小評価に過ぎるようである。ここでは他の基準⁹⁾等も参考にして、 $q_a = 20N$ ($\leq 1400 \text{ tf/m}^2$) (砂れき)、 $15N$ ($\leq 750 \text{ tf/m}^2$) (砂) を提案した (道示式(1990)に新しく規定)。

一方、プレボーリング杭についてはさまざまな施工法があり、データ数が少ないこともあって個々の施工法についてはばらつきが大きい。K、R、NおよびNP工法は打込み杭工法の先端支持力度 q_a に近いが、CM工法は収集した事例で見る限り場所打ち杭の q_a 以下とわずかであり、工法によって著しい差が見られる。

3) 最大周面摩擦力度 f - N 値の関係

図-3.9~3.10にSPPとCCPの土質別 f - N 値関係を示す。ばらつきが著しいが、粘性土については、概ね現行道示(1990)に近い。砂質土の場合は、道示式によれば $f = 0.2N$ (SPP)、 $0.5N$ (CCP)と規定されているが、本研究によれば各々 $f = 0.3N$ 、 $0.2N$ と杭施工法による差がなくなる傾向がみられる。

図-3.11~3.12に埋込み杭の土質別 f - N 値関係を示す。図-3.11の中掘り杭では f - N 値の下方値の $f = 0.1N$ ($\leq 5 \text{ tf/m}^2$) (砂質土)、 $0.5N$ ($\leq 10 \text{ tf/m}^2$) (粘性土)を提案(道示式(1990)に同じ)した。本来、同じ中掘り杭といえども、SPPとPCを同一視してよいかどうか再度見直す必要がある。ここでは中掘りSPPは非常に良く管理されたデータと解釈して中掘りPCと同一の取扱いを行っている。しかし、プレボーリング杭も高い支持力性能を示すことが判明しており、中掘り杭もそれなりの評価をする必要があろう。

図-3.12にプレボーリング杭の f - N 値関係を示す。プレボーリング杭の場合、杭周固定液を用いる場合と用いない場合があるが、ここでは前者の結果を表す。 f - N 値関係は工法によっての差は少なく、わずかに上限値が異なる程度であるが、周面摩擦力は場所打ち杭程度の支持力は期待できそうである。

表-3.5にここで提案した各施工法別の支持力式を整理し、参考までに旧道示式(1980)も併記した。この支持力式を用いた支持力の推移精度は3.5節の「補正係数」の項で述べる。

4) 支持形式と先端伝達率

支持杭に比べて摩擦杭は杭長が短くなる分経済的であり、さらに地盤沈下地帯では支持杭よりも不同沈下が少なく優れている場合がある¹⁰⁾。しかし、これらはいずれも長尺摩擦杭の例であって、極端に短い杭では杭先端以深の粘土層の圧密沈下を助長するおそれがあることが指摘¹¹⁾されている。図-3.13は杭種、支持形式別に先端伝達率 γ (先端支持力/杭頭での極限支持力)と l/D の関係をプロットしたものである。おおむね l/D の増加とともに γ は減少する傾向がみられるが、支持杭の場合、 γ が大きいことがわかる。

いずれにしろ、短い杭になるほど摩擦杭といえども先端支持力に期待する度合いが大きくなり、その支持機構は支持杭に近くなることがこの図から推察される。したがって摩擦杭の過大な沈下といった不測の事態を極力防止するためには、先端支持力に過大な

期待をかけない配慮が必要であろう。道示（1990）において、“支持杭と同一の安全率を採用できる摩擦杭”の採用条件として、

- ① 地盤沈下地帯における適用の制限
- ② 杭根入れ比が25程度以上
- ③ 杭全長の1/3の過圧密地盤の根入れ

が規定されている。ここでは条件②は、図-3.13において γ を30%以下とすることを目標として設定したものである。

表-3.4 極限支持力の定義

位 置	支 持 力 の 定 義
極限支持力 (杭頭)	①実測 R_{u10} ($S_o/D=10\%$ 時における杭頭荷重)。 ②①がない場合はワイブル分布曲線式による R_{u10} 。 ③①または②で判定が困難な場合は次の要領による。 $\cdot R_{u10} = \alpha \cdot R_p$ として算定 $\alpha = 1.40$ (SPP支持杭) $\alpha = 1.35$ (中掘り杭) $\alpha = 1.50$ (その他の杭) $\cdot$ プレボーリング杭の場合、最大荷重 P_{max}
周面摩擦力	杭頭における極限支持力から先端支持力を引いた値。
先端支持力	①杭頭での R_{u10} 時の深さ方向軸力分布から求められる先端伝達荷重。 ②①がない場合は、杭先端におけるワイブル分布曲線式による R_{u10} (SPPおよびCCPの場合のみ)。 ③①または②で判定が困難な場合は、最大荷重 P_{max} 時の先端伝達荷重。

表-3.5 支持力式一覧表

(単位: t/m²)

			旧道示式(1990)	提案式
打込み杭	周面	砂質系	0.2N (≤ 10)	0.3N (≤ 10)
		粘性系	CまたはN (≤ 15)	[同左]
	先端	砂質系	30N ($N \leq 40$)	10N ($N < 30$) ¹⁾
		粘性系		6N ($N < 20$) ¹⁾
場所打ち杭	周面	砂質系	0.5N (≤ 20)	0.4N (≤ 20)
		粘性系	CまたはN (≤ 15)	[同左]
	先端	砂質系	300(砂れき, 砂)	10N (≤ 300) ¹⁾
		粘性系	3 q_u (硬質粘性土)	10N (≤ 300) ¹⁾ または3 q_u (硬質粘性土)
中掘り杭	周面	砂質系	0.1N (≤ 5)	[同左]
		粘性系	0.5Cまたは0.5N (≤ 10)	[同左]
	先端	砂質系	10N ($N \leq 400$)	15N (≤ 750) ²⁾
		粘性系	15N ($N \leq 600$)	20N (≤ 1000) ²⁾
プレボーリング杭	周面	砂質系	—	0.39N (≤ 10) (C) 0.39N (≤ 5) (C以外)
		粘性系	—	0.85N (≤ 10) (C) 0.85N (≤ 5) (C以外)
	先端	CM	—	4.1N (≤ 200)
		K, R, N	—	26.0N (≤ 1300)
		NP	—	32.7N (≤ 1600)

ここで、1) 摩擦杭にのみ適用
 2) セメントミルク噴出攪拌方式にのみ適用可能
 3) 道示式(1990)に規定済み

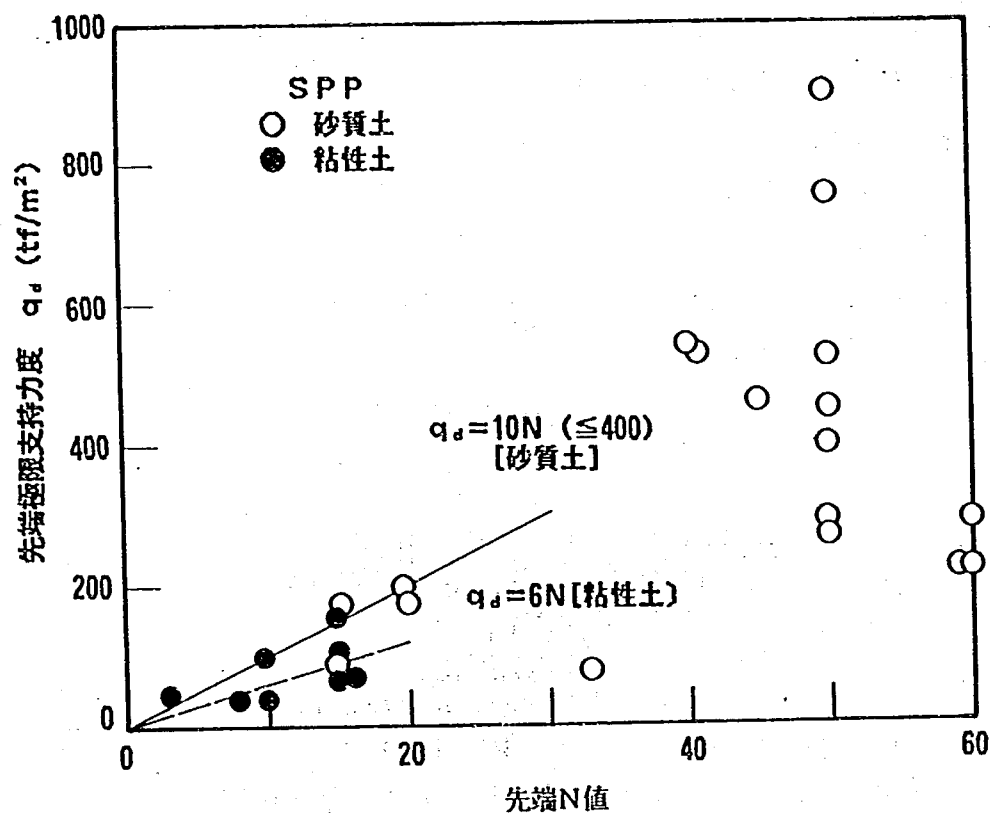


图-3.5 先端支持力度 q_d —先端N值 (SPP)

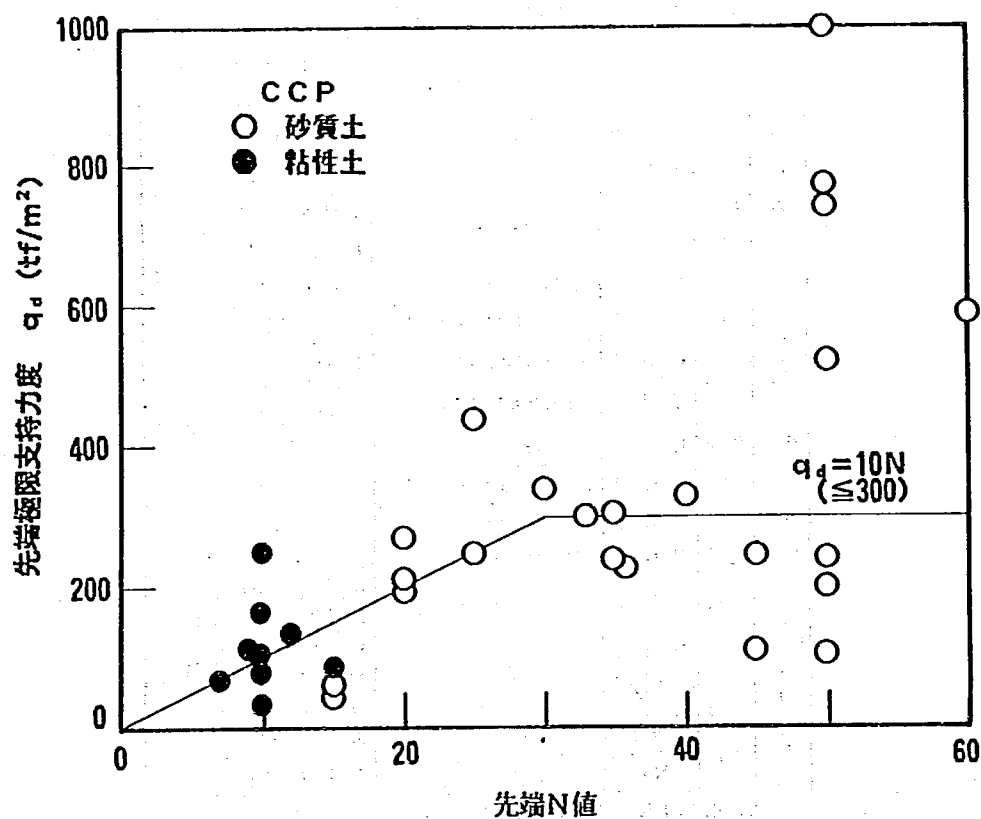


图-3.6 先端支持力度 q_d —先端N值 (CCP)

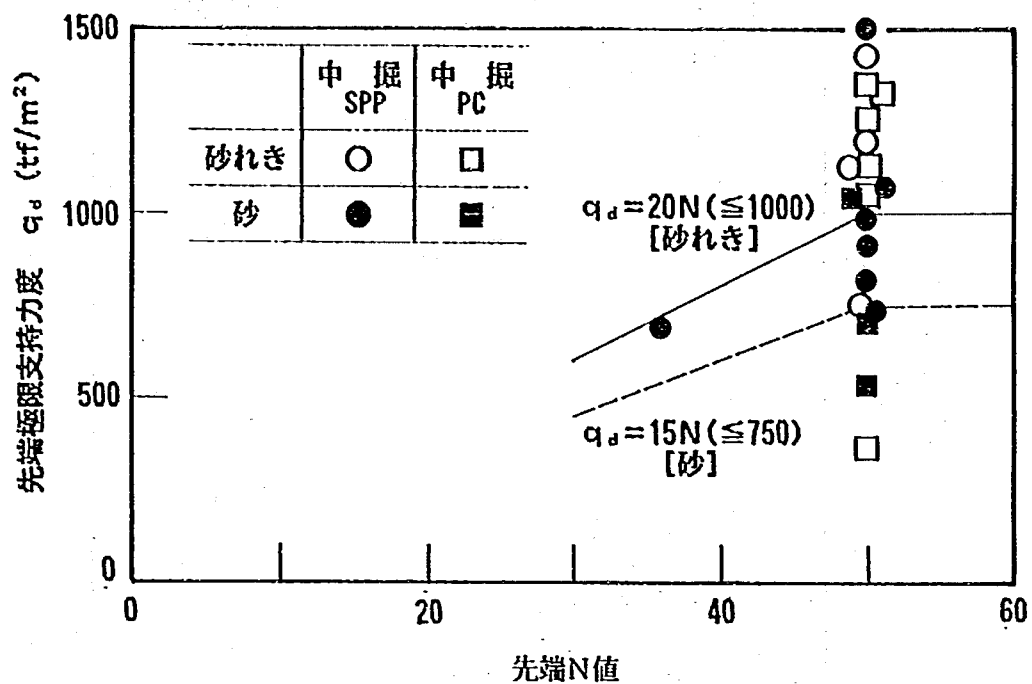


図-3.7 先端極限支持力度 q_d —先端N値 (中掘り杭)

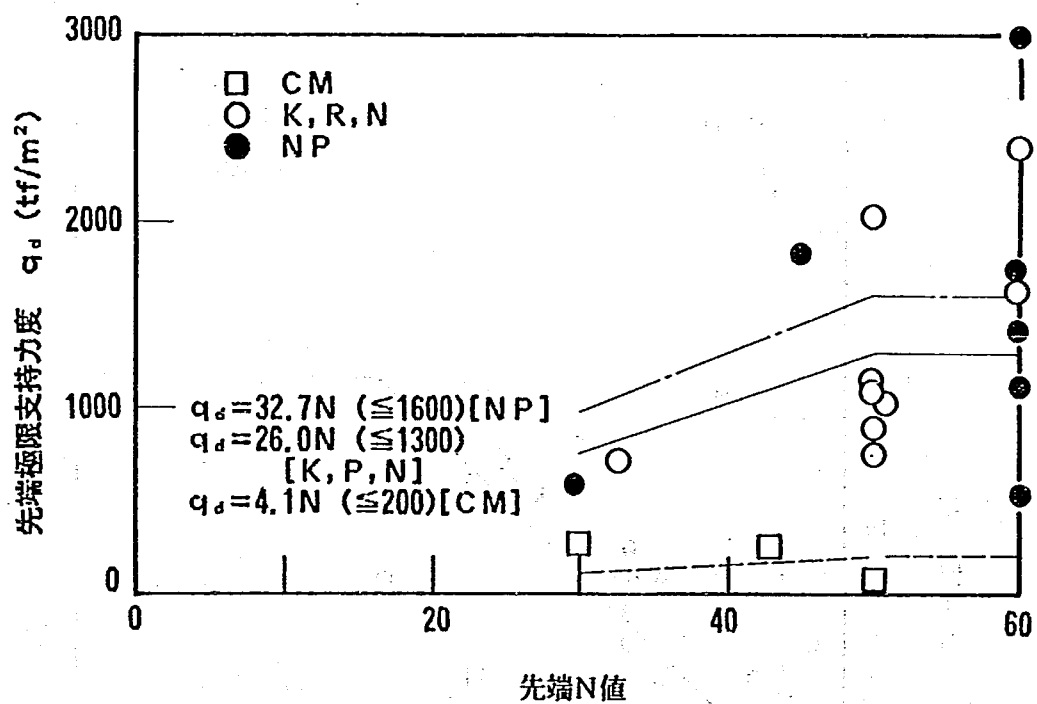


図-3.8 先端極限支持力度 q_d —先端N値 (PBP)

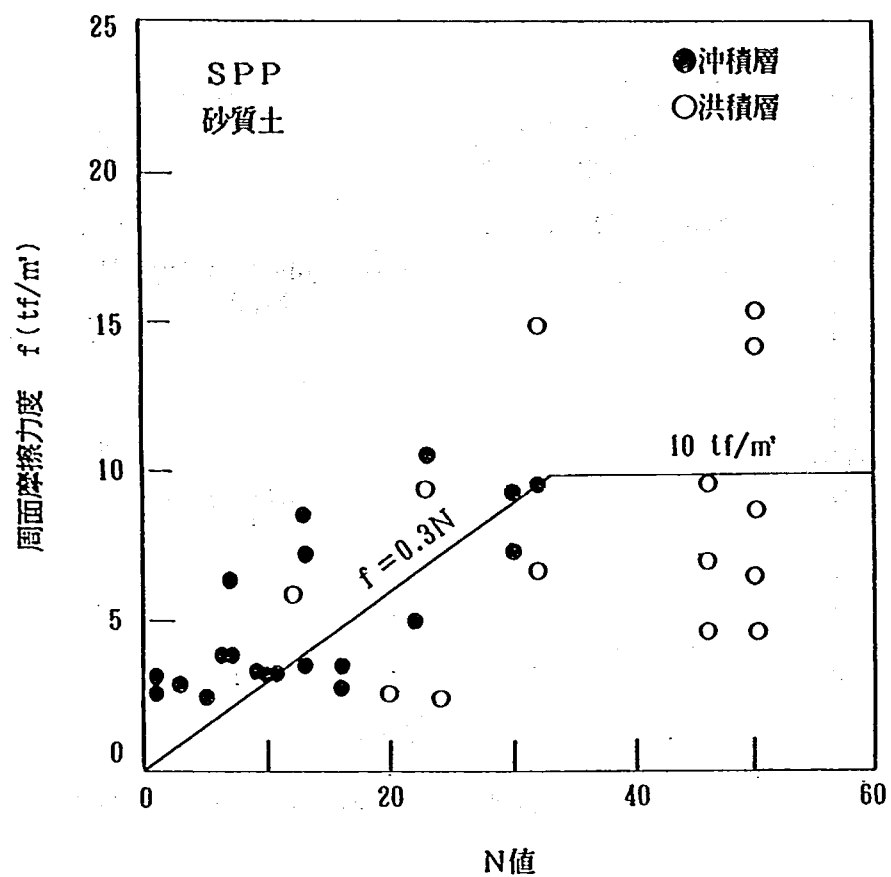


図-3. 9(a) 最大周面摩擦力度 f - N値 (SPP)

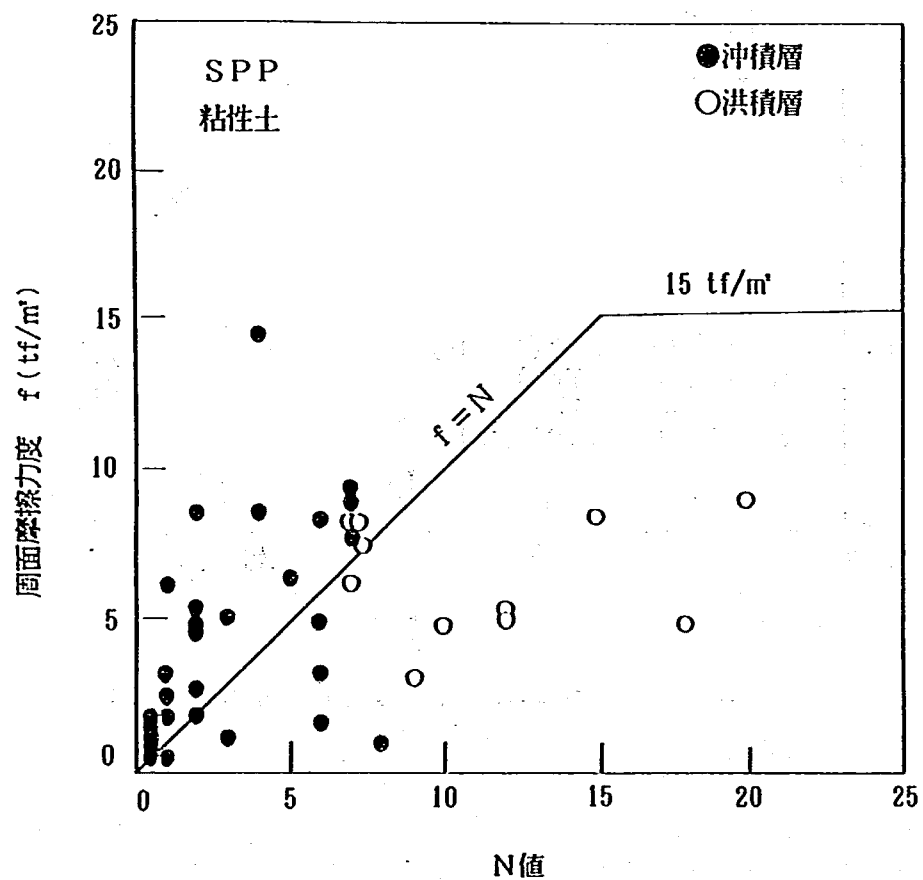


図-3. 9(b) 最大周面摩擦力度 f - N値 (SPP)

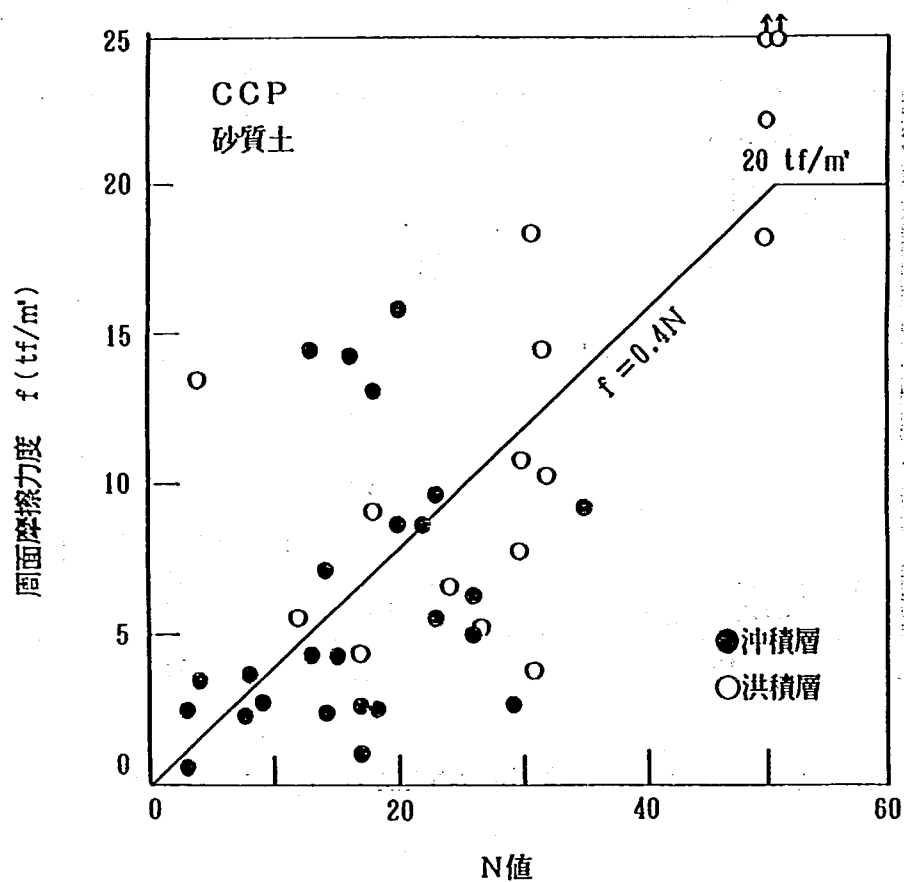


図-3.10(a) 最大周面摩擦力度 f - N値 (CCP)

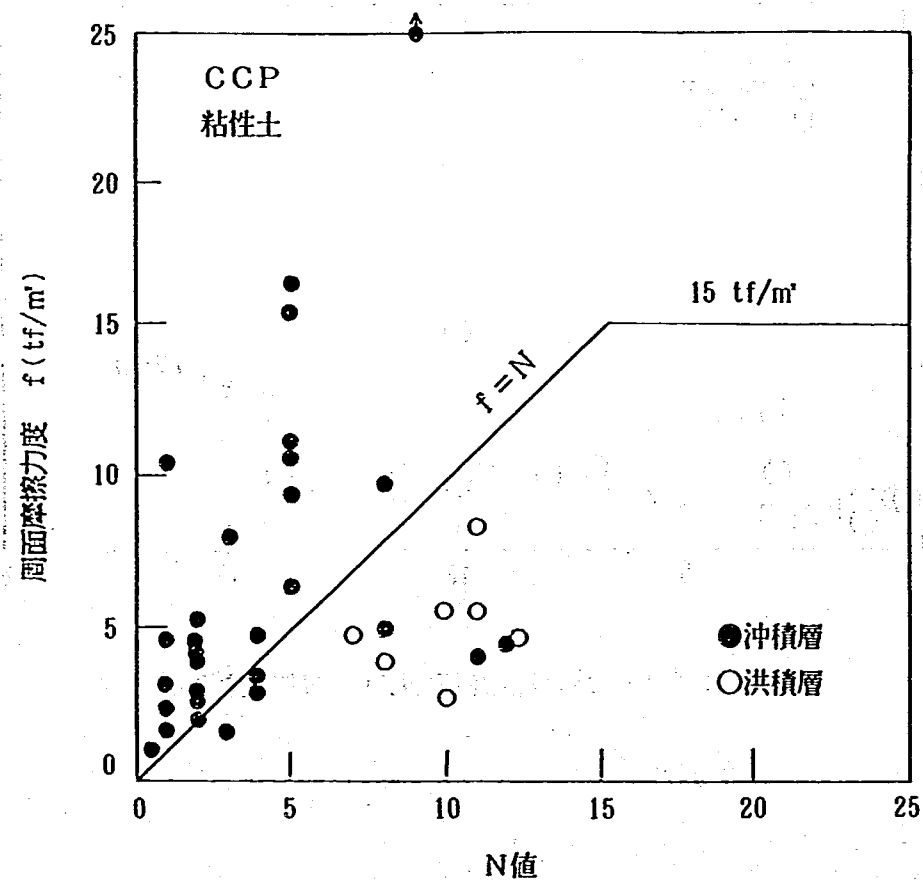


図-3.10(b) 最大周面摩擦力度 f - N値 (CCP)

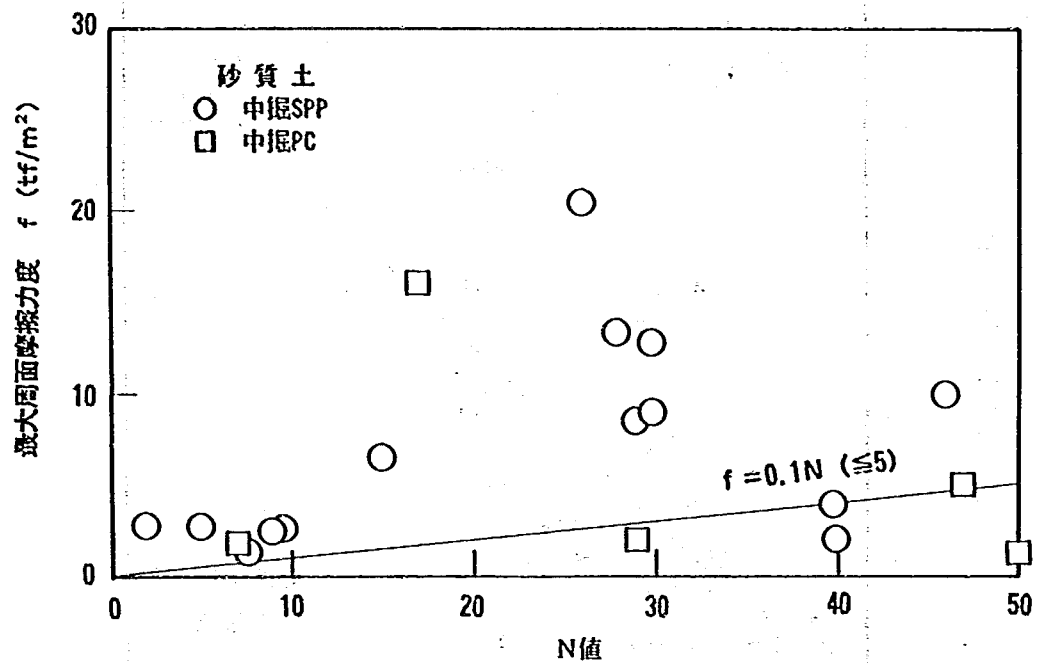


図-3.11(a) 最大周面摩擦力度 f - N値 (中掘り杭)

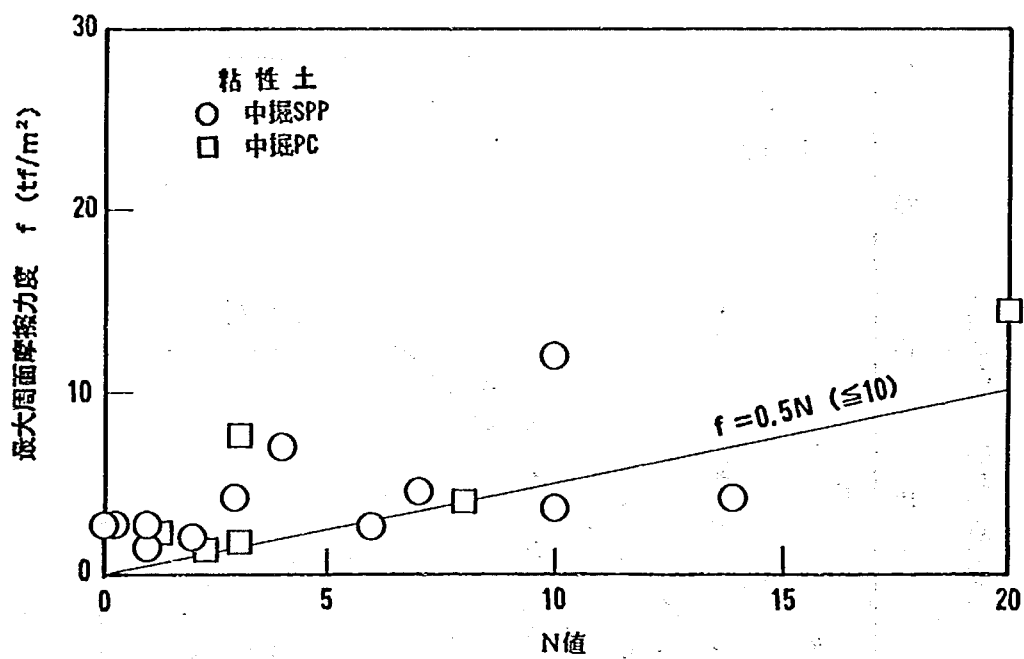


図-3.11(b) 最大周面摩擦力度 f - N値 (中掘り杭)

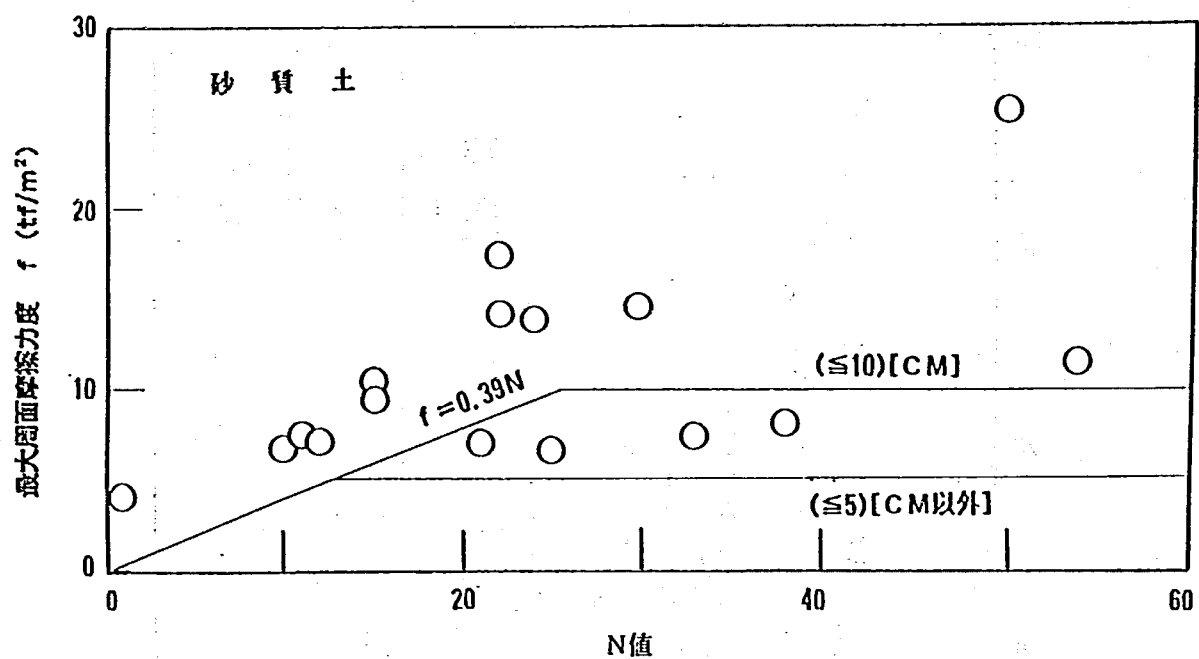


図-3. 12(a) 最大周面摩擦力度 f - N値 (PBP)

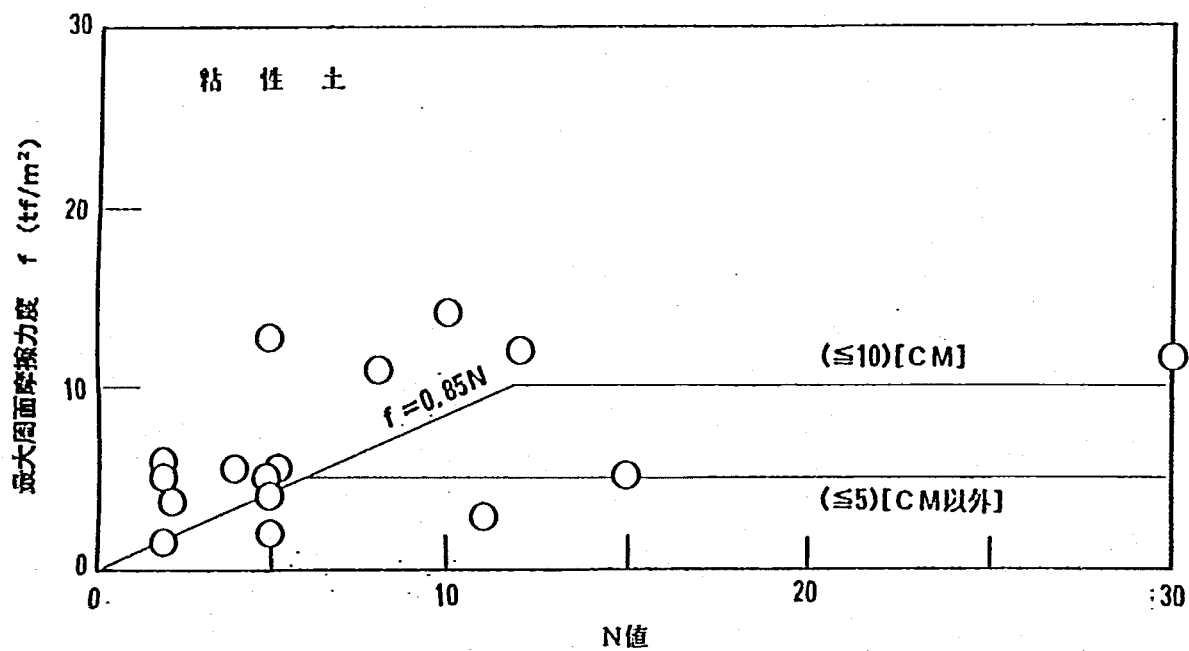


図-3. 12(b) 最大周面摩擦力度 f - N値 (PBP)

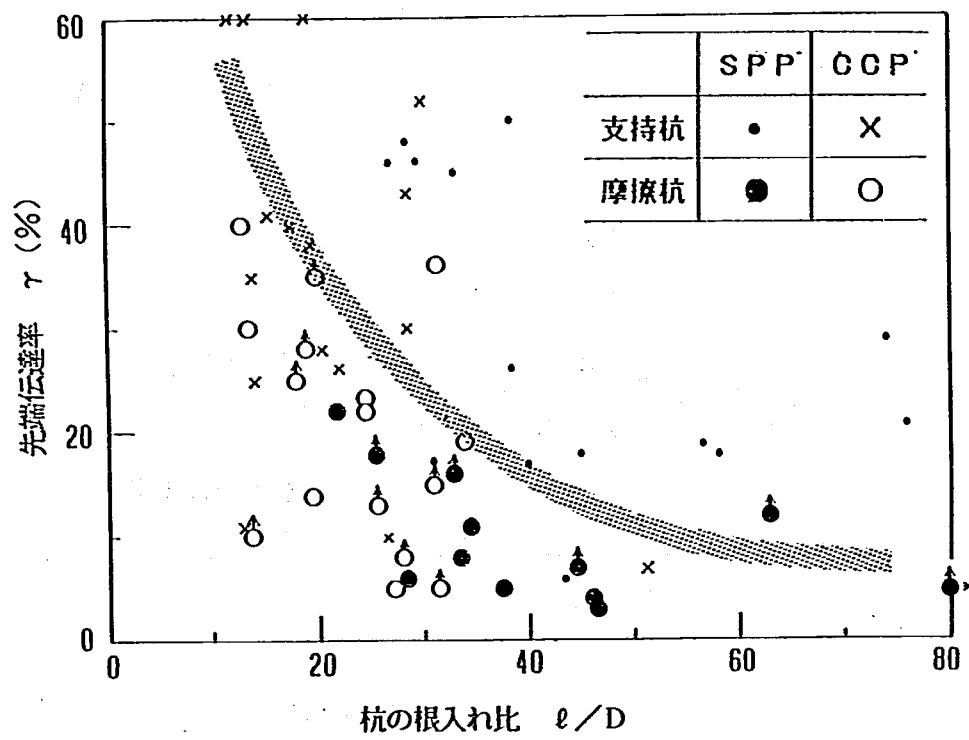


図-3.13 先端伝達率 γ と根入れ比 ℓ/D

3.4 数量化分析

1) 数量化Ⅰ類

場所打ち杭工法は、さまざまな杭基礎のなかでも代表的な工法であり、特に都市土木にあっては不可欠な工法になっている。この場所打ち杭の先端支持力度 q_a の評価については、道路橋示方書においても過去何度か改定され、現行の $q_a = 300 \text{ tf/m}^2$ (砂および砂れき) の規定に至っている。しかし、条件によっては必ずしも先端支持力度は 300 tf/m^2 程度ではなく、もっと大きいとする指摘⁸⁾もなされている。

先端支持力度は杭径・杭長のほか、杭の周面や先端の地盤の土質や強度、杭の支持層への根入れ状況など多くの要因によって変わってくることが考えられる。このような場合に有効な分析方法に数量化分析¹²⁾ (要因分析ともいう) がある。数量化分析は目的に応じてⅠ類からⅣ類まであり、ここでは数量化Ⅰ類を用いて、先端支持力度 q_a の大きさに影響を及ぼす要因分析を試みる。

数量化Ⅰ類は、回帰分析に類似した手法であり、回帰分析の説明変数に該当する変数を要因 (アイテム)、目的変数に該当する変数を外的基準と呼ぶ。要因を構成する要素をカテゴリーと呼び、数学モデルは式 (3.3) で表される。

$$y_k = \beta_0 + \beta_{11} \cdot x_{11k} + \beta_{12} \cdot x_{12k} + \cdots + \beta_{mn} \cdot x_{mnk} + \varepsilon_k \\ = \sum_i^m \cdot \sum_j^{n_i} \beta_{ij} \cdot x_{ijk} + \varepsilon_k \quad (3.3)$$

ここに、 $k = 1, 2, \dots, n$: 第 k 番目のデータ、 n は標本数

$i = 1, 2, \dots, m$: アイテムの個数

$j : n_1, n_2, \dots, n_m$: i に対応するカテゴリーの個数

y_k : 外的基準、ここでは先端極限支持力度 q_a

β_{ij} : 係数

x_{ijk} : 0 または 1 の値をとるダミー係数

ε_k : 誤差項

2) 検討ケース

q_a に影響を及ぼすと考えられる要因として、ここでは、次の 5 項目を考える。

① 杭の施工法

ベント工法、リバース工法およびアースドリル工法の 3 タイプ。

② 根入れ比 ℓ/D

データの分布状況から $\ell/D = 20$ を境界として 2 分割とする。

③ 先端土質

砂れき、砂、砂質土、粘性土および粘土の 5 タイプに分類する。図-3.14に

q_a と先端土質の関係を図化する。先端土質が粘性土の大部分および粘土地盤は

摩擦杭である。この図から q_a は先端土質に依存することが示唆される。

④ 支持層への根入れ比

支持杭の場合、いわゆる良質な支持層（砂質地盤ではN値30以上、粘性土地盤ではN値20以上）への根入れ比 H_1/D を考え、 $H_1/D = 2$ と4で3分割とする。ここでは、支持層のN値の大きさは考えない。

⑤ 先端N値

先端N値の大きさを15ピッチで、 $N < 15$ 、 $15 \leq N < 30$ （以上、摩擦杭）、 $30 \leq N < 45$ 、および $45 \leq N$ の4領域に分割する。図-3.15に q_a と先端N値の関係を図化した。概ね、先端N値が大きくなるにしたがい q_a も大きくなっている。

表-3.6に数量化I類による検討CASEを示す。支持杭のみを対象としたケース（「支持杭」）と、支持杭と摩擦杭を合わせたケース（「支持杭+摩擦杭」）で各々2ケースで試算する。ここで、施工法と根入れ比 l/D は両者に強い相関が認められるため同一ケースには含めないことにした。

表-3.7に解析データ一覧表を示す。

3) 分析結果

数量化分析の前に、 q_a および各要因間の相関関係を表-3.8に示す。相関関係の符号は「+」は表-3.6に示すある要因のカテゴリの番号が増加するにしたがい他方の要因のそれが増える場合には正の相関があることを示す。「-」はその逆を意味する。一般に相関係数が0.7以上が“相関がある”とされている。

表-3.8(a)の「支持杭」でみた場合、「施工法と根入れ比」（相関係数0.520）がある。これは、 $l/D < 20$ ではベント工法、 $20 \leq l/D$ ではリバース工法という関係が強い結果による。一般に統計解析では“相互に独立”ということが原則であるため、前記のように要因として両者を組合わせケースは考えないこととした。

「 q_a と先端土質」（0.672）および「 q_a と H_1/D 」（0.549）も相対的に相関性が高い。したがって、数量化分析でも先端土質や H_1/D は q_a に及ぼす影響が大きい要因として評価されることが示唆される。

表-3.8(b)に「支持杭+摩擦杭」の単相関行列を示す。「支持杭」と同様、「先端支持力度 q_a と先端土質」（0.703）は相関性が高い。また q_a は先端N値とも0.567程度の相関が認められ、これは「支持杭」の場合の0.352より大きい。これは支持杭の場合N値が50前後で q_a のばらつきが大きいのに対し $N = 30$ 程度までは q_a が比例して大きくなっていることによる（図-3.6参照）。

図-3.16に「支持杭」の場合の要因分析結果を示す。結果の信頼性を表す重相関係数 R はCASE-a, bとも0.8以上で高い値を示している。レンジ（偏相関係数も同じ）の大きさ

が要因の q_a に影響を及ぼす度合を表す指標であるが、単相関と同様、「先端土質」及び「 H_1/D 」が高い評価が得られている。この結果からは「先端N値」の影響は小さく評価されている。

図-3.18(a)にCASE-bに着目して先端土質の各カテゴリーと q_a の関係を先端N値および根入れ比 ℓ/D をパラメーターとして図化した。この結果から次の事項が明らかとなった。 q_a の大きさは先端土質別に砂れき、砂質土、砂および粘性土の順となる。砂れきは $q_a=500\sim600\text{tf/m}^2$ 程度であり他の土質に比べ格別に大きい。砂と砂質土を比較すれば、表-3.7のデータよりわかるように砂質土の事例は少ないが、砂に比べてN値が小さい割に砂と同程度の q_a を有しているところからこのような結果になったものと考えられる。粘性土のデータは2例しかないので信頼性に乏しい。

また先端土質によらずN値が大きい方が q_a も大きいという結果が得られる。 ℓ/D と q_a の関係をみれば、 ℓ/D が20を境界として大きい方が小さい方に比べて約 50tf/m^2 程度大きい。

次に図-3.17に「支持杭+摩擦杭」の場合の要因分析結果を示す。重相関係数には0.8弱で、相関性は認められている。レンジ（および偏相関係数）から判断して、「支持杭の場合と同様、「先端土質」が q_a に対して最も高い要因であり、次に「先端N値」が続く。図-3.18(b)に先端土質のカテゴリーと q_a の関係（CASE-b）を、先端N値をパラメーターにして図化した。先端N値は30で区分しており、 $N<30$ は摩擦杭に相当する。 ℓ/D の影響は無視しうる程度である。

q_a の大きさを先端土質別に並べると「支持杭」と同様に砂れきが最も大きく、砂と砂質土が同程度、続いて粘性土、粘土という順に小さくなっていく。図-3.18(a)（「支持杭」）に比べて q_a と先端土質の関係は従来の認識と概ね一致した傾向がうかがえる。支持杭の場合、砂・砂れき系地盤では、現行道示（1990）の $q_a=300\text{tf/m}^2$ に比べて大きく、特に砂れきで 600tf/m^2 程度と推定される。一方、粘性土・粘土系地盤の q_a は 200tf/m^2 前後で、砂・砂れき系に比べて 100tf/m^2 程度小さい。 N 値 <30 の摩擦杭の q_a は、支持杭のそれに対して 100tf/m^2 以上小さくなっている。しかし摩擦杭であっても先端地盤が砂れきであれば 450tf/m^2 は確保されるようである。

図-3.18(a),(b)より砂れきと砂系地盤の q_a は区別すべきであること、および現行道示（1990）の 300tf/m^2 は砂系地盤（支持杭）に相当していることが明確にされる。

表-3.6 数量化I類検討CASE

要 因		施 工 法	L/D	先端土質	H ₁ /D	先端N値
カテゴリー	1	ベノト	L/D<20	砂れき	H ₁ /D<2	N<15
	2	リバーズ	20≤L/D	砂	2≤H ₁ /D<4	15≤N<30
	3	アースドリル	—	砂質土	4≤H ₁ /D	30≤N<45
	4	—	—	粘性土		45≤N
	5	—	—	粘土		
支	a	○	—	○	○	○
	b	—	○	○	○	○
支+摩	a	○	—	○	—	○
	b	—	○	○	—	○

表-3.8(a) 単相関行列(「支持杭」のケース)

	施工法	根入れ比 ℓ/D	先端土質	支持層根入れ比 H ₁ /D	先端N値	先端支持力 q _d
施工法	1.000	0.520	0.096	-0.015	-0.067	0.267
ℓ/D		1.000	0.109	-0.237	0.063	0.095
先端土質			1.000	0.216	0.272	0.672
H ₁ /D				1.000	0.136	0.549
先端N値		(対称)			1.000	0.352
q _d						1.000

表-3.8(b) 単相関行列(「支持杭+摩擦杭」のケース)

	施工法	根入れ比 ℓ/D	先端土質	先端N値	先端支持力 q _d
施工法	1.000	-0.520	-0.172	0.023	0.110
ℓ/D		1.000	0.167	0.111	0.147
先端土質			1.000	0.406	0.703
先端N値		(対称)		1.000	0.567
q _d					1.000

表-3.7 解析データ一覧表

杭 No	先 端 支持力度 d(tf/m ²)	施 工 法			根入れ比 L/D		先 端 土 質					支持層への 根入れ比 III/D			先 端 N 値			
		1 ベント	2 リバース	3 アースドリル	1 L/D<20	2 20≤L/D	1 砂レキ	2 砂	3 砂質土	4 粘性土	5 粘土	1 III/D<2	2 2≤III/D<4	3 4≤III/D	1 N<15	2 15≤N<30	3 30≤N<45	4 45≤N
		1	2	3	1	2	1	2	3	4	5	1	2	3	1	2	3	4
1	239	○			○			○					○					○
2	233	○				○		○					○					○
3	537	○			○			○				○						○
4	522	○			○		○							○				○
5	737	○				○	○					○						○
6	771	○			○		○					○						○
7	407	○			○		○					○					○	
8	365	○				○	○						○					○
9	420			○	○			○				○						○
10	281			○		○		○						○			○	
11	736	○			○		○						○					○
12	431	○			○				○					○			○	
13	614	○			○		○					○						○
14	451	○				○		○						○				○
15	508		○			○		○						○				○
16	629		○			○		○					○					○
17	849		○			○	○					○						○
18	1197		○			○	○					○						○
19	462		○		○			○				○						○
20	216		○			○			○					○			○	
21	327		○			○			○					○			○	
22	241		○			○		○						○			○	
23	245		○			○		○						○			○	
24	405	○			○				○					○			○	
25	209			○	○					○				○				○
26	294			○	○			○						○				○
27	306	○			○					○				○			○	
28	255	○			○			○						○				○
29	317			○	○			○				○					○	
30	463			○	○			○				○						○
31	521		○		○			○				○					○	
32	416	○			○				○					○			○	
1'	249	○				○				○					○			
2'	337			○	○			○								○		
3'	33		○			○					○				○			
4'	75	○			○						○				○			
5'	86	○				○				○						○		
6'	70	○				○					○				○			
7'	60	○				○	○									○		
8'	416	○			○		○									○		
9'	96		○			○					○				○			
10'	506		○			○		○								○		
11'	165		○			○									○			
12'	151	○			○			○								○		
13'	107		○			○									○			
14'	201	○			○			○								○		
15'	255	○			○			○								○		
16'	260	○			○			○								○		
17'	134	○				○					○				○			
18'	111		○			○					○				○			
19'	19	○				○					○				○			
データ数 N(支持杭)		16	10	6	19	13	8	17	5	2	0	12	9	11	0	0	11	21
" (引込杭)		12	6	1	7	12	2	6	0	4	7	0	0	0	10	9	0	0
全データ数 N		28	16	7	26	25	10	23	5	6	7	12	9	11	10	9	11	21

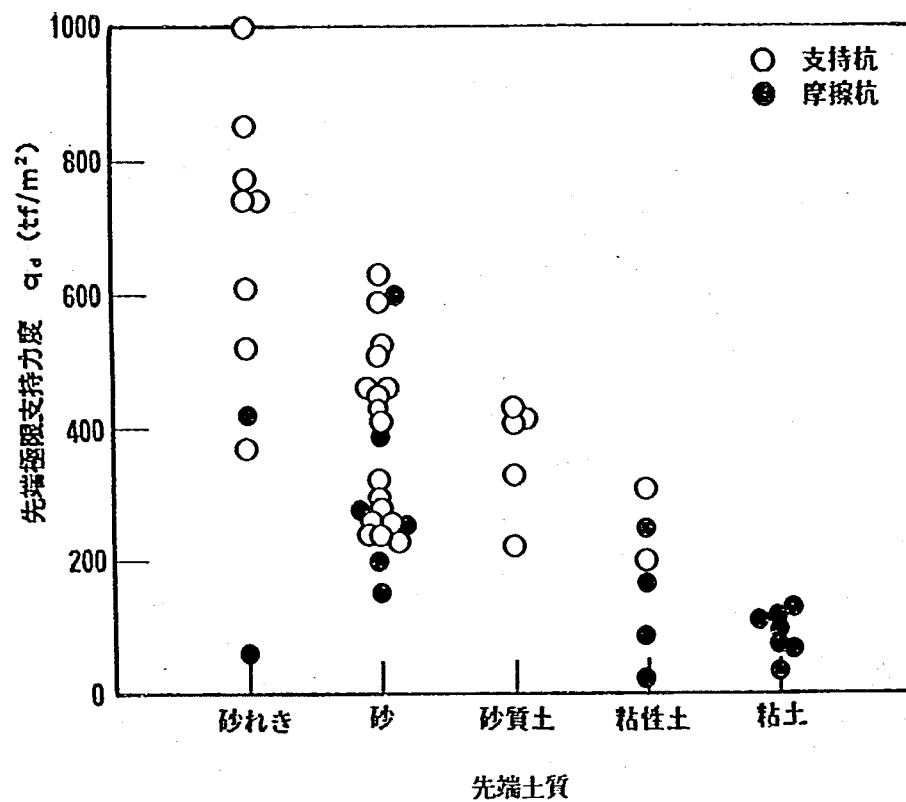


図-3.14 q_a と先端土質

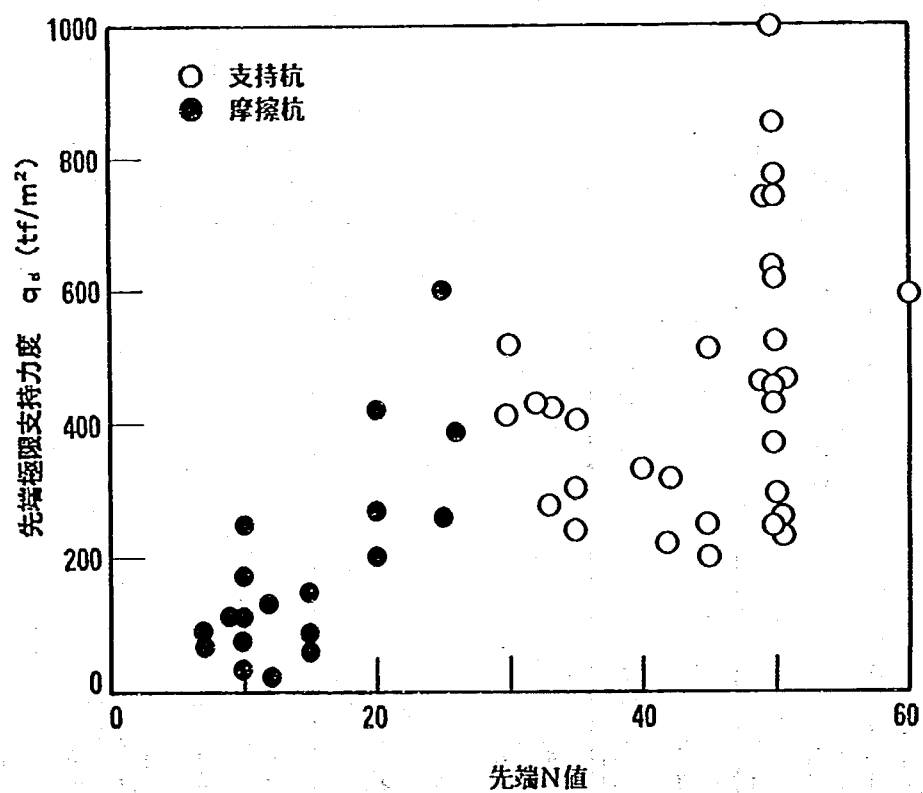


図-3.15 q_a と先端N値

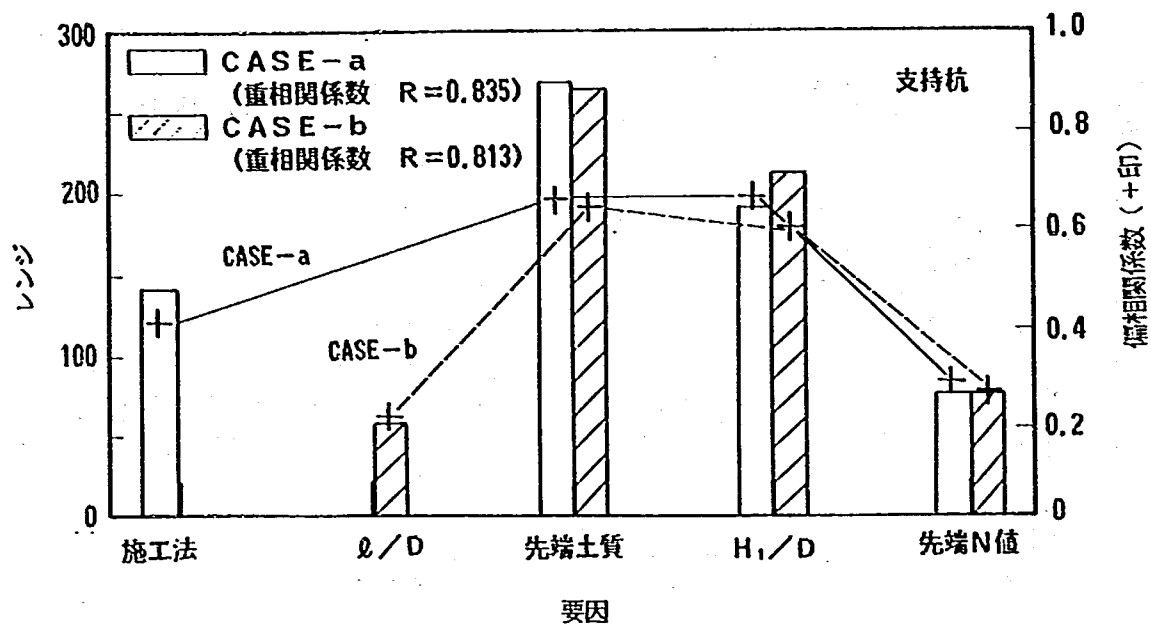


図-3.16 要因とレンジ, 偏相関係数
(支持杭)

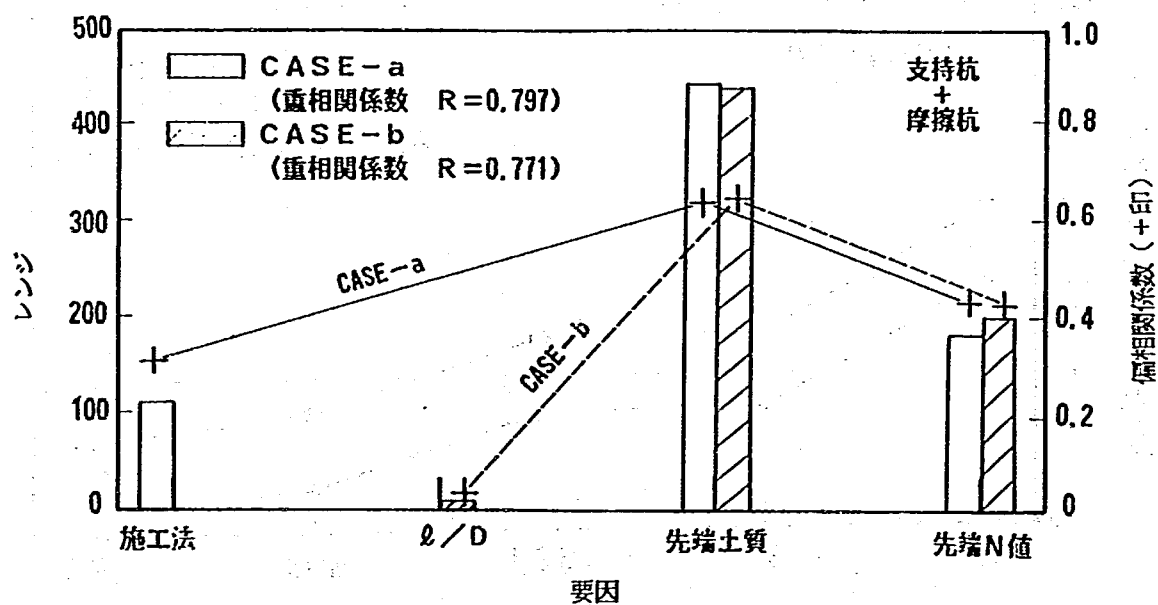


図-3.17 要因とレンジ, 偏相関係数
(支持杭+摩擦杭)

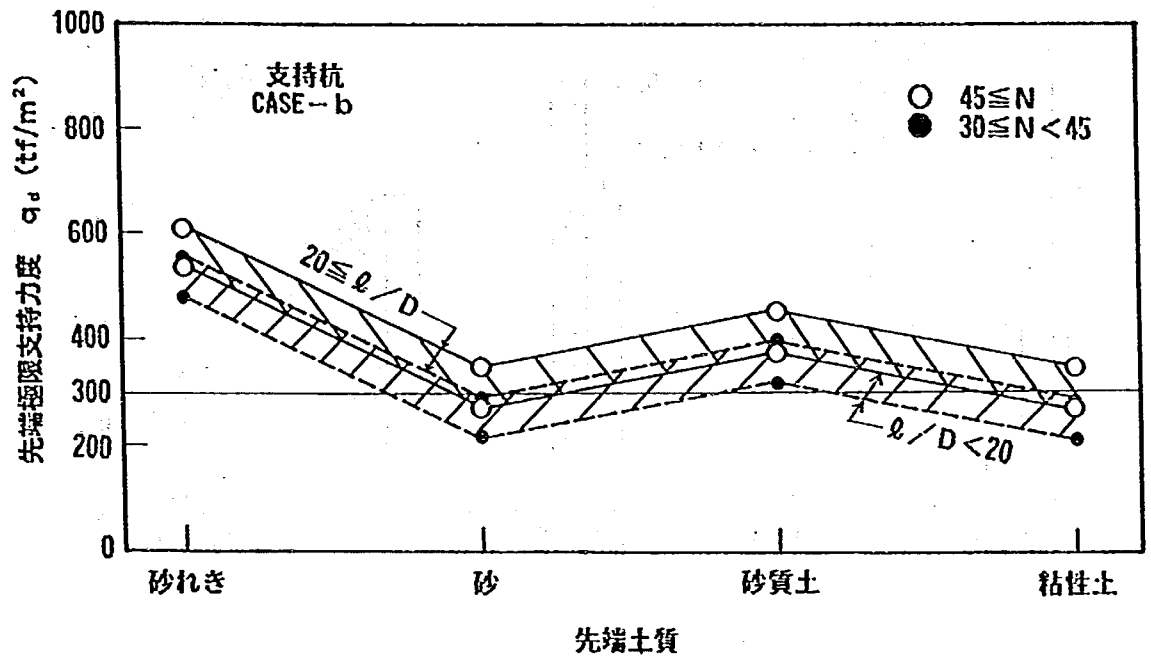


図-3.18(a) 先端土質- q_d 関係

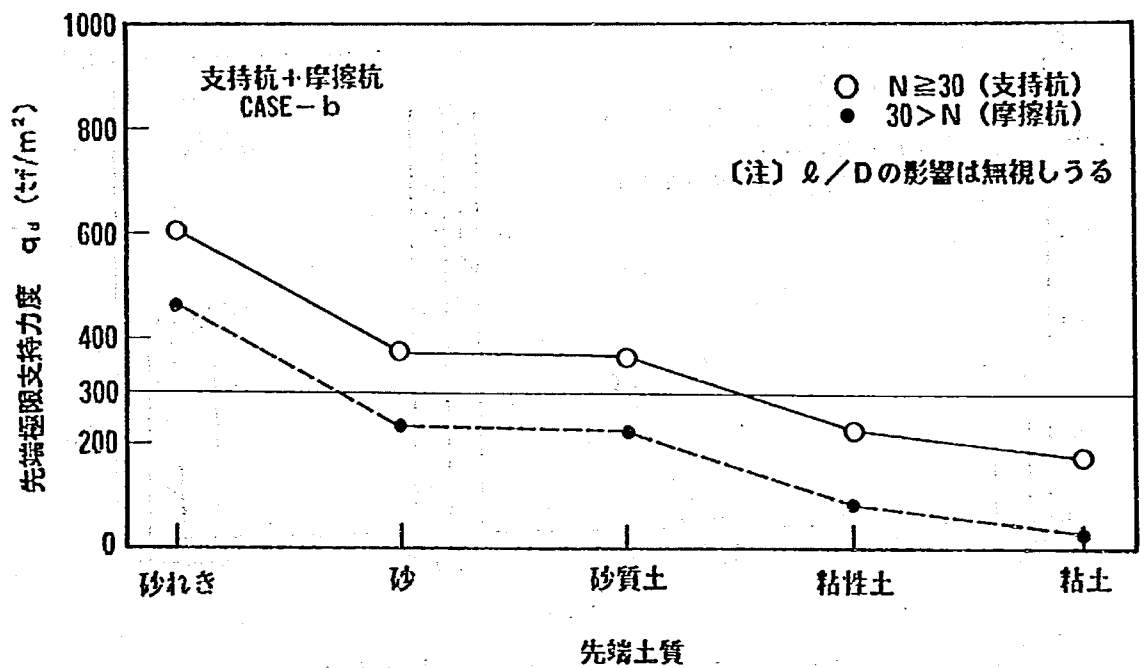


図-3.18(b) 先端土質- q_d 関係

3. 5 補正係数と安全係数

第2章において、杭の（推定）支持力値のばらつきがどういう要因によって生じるかを分析・モデル化し、それに基づいてそれらの要因を確率変数として組み込んだ支持力式を誘導した（式（2.22）など）。しかしながらそこで用いた確率変数（第2章では支持力に対する修正係数としている）の統計量がまだ十分に利用できる状態になっていない（研究成果もまだあまり報告されていない）ので、ここでは第2章で誘導した式の中でもっとも簡略化した式（支配的な確率変数のみを考慮した式（2.30）を適用）を用いて杭の（推定）支持力値の安全性に関する検討を行う。なお、地盤強度（ここではN値）に関する統計量は整備されていないが、その不確実性（ばらつき）は一般に大きく、これを無視して計算を行うと現実的な値が得られないので一応N値の支持力に対する影響に関する統計量は仮定して計算を行うこととする。

1) 補正係数

杭は施工法によって打込み杭工法、場所打ち杭工法および埋込み杭工法（中掘り杭、プレボーリング杭）の3つに分類される。これらの杭の支持力算定のための支持力式は、所定の安全性が確保されるよう、それぞれ独立して検討され、その成果は漸時道路橋示方書のなかの支持力規定として整備されてきた。また、安全率は、支持形式によって異なっている。すなわち、支持杭の常時の安全率 $n = 3$ に対して、摩擦杭では長期の支持力・沈下特性に不明な点が残されているとして、安全率は4が採用されている。

このように、現行設計規準によれば、支持力式は、杭の施工法によって異なり、かつ、安全率も支持形式によって違っている。支持力式や安全率は、一応所定の安全性を確保することを目的として想定されたものであるが、支持力に関する安全性・信頼性を定量的に評価して策定されたものではない。したがって、現行の設計規準で設計された杭が施工法別にどの程度の支持力信頼性を有しているものか、また、どの程度のばらつきを有しているものかは明らかにされていない。ここでは、補正係数という指標を設定し、施工法・支持形式間の支持力信頼性について定量的評価を試みる。

現行の設計体系は、いわゆる許容応力度設計法と呼ばれるものである。これは、荷重および抵抗力の不確実性を安全率という一つの指標によりカバーする設計方法である。したがって、杭の施工法、支持形式別に同一の安全性を有するようにするためには、安全率を施工法・支持形式別に変えてやればよい。言い換えれば同一の安全性を有するような許容支持力が求められればよい。すなわち、このように補正係数は一律に決められた安全率を補正するという意味を持っている¹³⁾。

本節で検討する補正係数は、上記の目的のために設定される指標で、式（3.4）の形で用いられるものである。

$$R_a = \frac{\gamma}{n} \cdot R_u \quad (3.4)$$

ここに、 R_a ：杭の施工法・支持形式によらず同一の支持力
信頼性を有する許容支持力

γ ：補正係数

R_u ：現行支持力式から求められる極限支持力

n ：支持力安全率、 $n = 3$ を基本とする。

次に補正係数 γ の求め方について述べる。

信頼性設計、レベルⅡ（一次近似二次モーメント法）の安全性指標 β は杭頭における鉛直方向支持力問題に着目すると、杭の極限支持力 R および杭頭に作用する荷重 S を確率変数として、式（3.5）より求められる。

$$\beta = \ell n (R_m / S_m) / \sqrt{V_R^2 + V_S^2} \quad (3.5)$$

ここに、

R_m ：真の極限支持力 R の平均値

S_m ：杭頭に作用する真の荷重（杭頭反力） S の平均値

V_R ： R の変動係数

V_S ： S の変動係数

式（3.5）を変換して、

$$R_m / S_m = \exp \{ \beta \cdot \sqrt{V_R^2 + V_S^2} \} \quad (3.6)$$

ここで、 R_m については、式（2.30）から、

$$R_m = P_m \cdot R_n \quad (3.7)$$

ここに、

P_m ：支持力式の誤差に伴う確率変数 P （以降、支持力比という）の平均値

$$P = R_e / R_n$$

R_e ：載荷試験によって得られる実際の杭の極限支持力

R_n ：支持力式によって得られる杭の極限支持力

また、 V_R は、同様に式（2.30）から

$$V_R = \sqrt{V_P^2 + V_N^2 + V_{N'}^2} \quad (3.8)$$

ここに、

V_P ：支持力比 P の変動係数

V_N ：図-2.4（ $a-2$ ）に示す、ボーリング孔位置の地盤強度の測定値と実杭位置の真の地盤強度との違いの影響による支持力誤差の変動係数

$V_{N'}$ ：図-2.4（ $a-1$ ）に示す、ボーリング孔位置の地盤強度の測定値と試験杭位置の真の地盤強度との違いの影響による支持力誤差の変動係数

ここで、 $V_N = V_N' = 15\%$ （第2章に準拠）を仮定する。

一方、杭頭に作用する荷重 S については、 S_n は許容支持力相当（ $R_n = S_n$ ）、また、 V_s については10%程度と仮定する。

$$S_n = \frac{\gamma}{n} \cdot R_n \quad (3.9)$$

$$V_s = 0.10 \quad (3.10)$$

ここに、

γ : 補正係数（前出）

$n = 3$: 基本となる安全率

R_n : 支持力式によって得られる杭の極限支持力（前出）

式（3.6）の左辺に式（3.7）、式（3.9）を代入して、

$$R_n / S_n = P_n \cdot R_n / \frac{\gamma}{n} \cdot R_n = \frac{n}{\gamma} \cdot P_n \quad (3.11)$$

を得る。式（3.11）が式（3.6）の右辺に等しいとおいて、

$$\frac{n}{\gamma} \cdot P_n = \exp \{ \beta \cdot \sqrt{V_R^2 + V_s^2} \} \quad (3.12)$$

を得る。これから補正係数 γ は式（3.13）で表される。

$$\begin{aligned} \gamma &= n P_n / \exp \{ \beta \cdot \sqrt{V_R^2 + V_s^2} \} \\ &= 3 P_n / \exp \{ \beta \cdot \sqrt{V_R^2 + V_s^2} \} \end{aligned} \quad (3.13)$$

このように、補正係数 γ は、安全性指標 β および P_n 、 V_R 、 V_s の関係として表現される。 V_R のうち V_N と V_N' および V_s は式（3.8）および式（3.10）からわかるように仮定値であるため、補正係数は β および支持力比 P の平均値 P_n と変動係数 V_p に依存する。

補正係数 γ の決め方については、次の2通りの方法がある。

① 目標とする安全性指標 β を設定する方法

② ある基準となる杭の施工法の補正係数を1.0と設定する方法

ここでは、同一の支持力安全性を確保することに着目していることから、②の方法を採用することとし、基準となる施工法をSPP（支持杭）として検討する。

SPP・支持杭の安全性指標 β は、式（3.12）を変形して、式（3.14）より求められる。

$$\beta = \ln (3 P_n / \gamma) / \sqrt{V_R^2 + V_s^2} \quad (3.14)$$

ここに、 $\gamma = 1.0$

表-3.9に施工法別支持力比 P の P_n 、 V_p および補正係数 γ を整理した。杭の施工法別支持力式は、道示式（1990）および提案式の2ケース（3.3節、表-3.5）で行っている。

SPP・支持杭の β は道示式（1990）で1.67、提案式で2.50と著しく後者が大きいことがわかる。これは、式（3.14）からわかるように P_n が0.713（道示式）から1.039（提案式）

に改善された効果によるものであり、両者で同じ安全率を用いるとすれば提案式によった場合の破壊確率が道示式に比べて小さいことを意味している。

図-3.19～3.21に表-3.9の結果を図化した。以降、図を用いて考察する。

図-3.19には、各施工法、支持形式別の P_u を示す。道示式によればCCPは概ね $P_u \approx 1.0$ であるが、打込み(SPP、PC・PHC)支持杭は支持力計算値が載荷試験値に対して過大評価、中掘り杭および打込み摩擦杭は逆に過小評価の傾向がある。特に摩擦杭の場合、現行設計法によれば杭先端支持力は無視しているため実際支持力を過小評価しているものと考えられる。一方、提案式は道示式に比べて施工法による P_u の変化が少なく、概ね1以上は満足している。なお、提案式では、摩擦杭であっても先端支持力を考慮している。

図-3.20に V_p の分布を示す。 V_p は、25～50%程度にばらついており、道示式に比べて提案式が著しく改良されたとは言えない状況にある。今後の研究課題のひとつである。

図-3.21に補正係数 γ の分布を示す。前述の通り、道示式と提案式では基準とする安全性指標 β が異なるので両者の γ の比較はできない。道示式によれば、概ね P_u と同様の傾向があり、SPP・支持杭の安全率を $n (= n / \gamma, \gamma = 1.0) = 3$ とすれば、同一の支持力信頼性とするためには、他の施工法・支持形式の安全率はその程度はまちまちであるものの、いずれも下げてよいことになることが判明した。一方、提案式によれば、 γ は0.8～1.4の範囲にあり、若干の補正で同一の支持力安全性が得られることが明らかである。

2) 安全係数

1)で述べた補正係数(図-2.4に示す実杭に適用する設計支持力の推定法に対して)は、ある基準とする杭の施工法の γ を1.0としそのときの安全性指標 β を用いて、同一の支持力信頼性を有するように安全率を補正するものである。別の表現をすれば補正係数は、各施工法・支持形式に対する設計支持力を同レベルの安全性を持つように補正しようとするものである。この補正係数は、前記の通り支持力式の推定精度、すなわち支持力比の平均値とばらつき(変動係数)に大きく依存している。

本項で述べる安全係数は支持力比(実測値/計算値)の平均値 P_u と変動係数 V_p を用いて支持力式の推定精度を表すために導入したものである(式(2.26)を適用する)。ただしここでの安全係数は、地盤強度のばらつきを含めた試験杭に対する推定支持力の推定精度に関するものであることに注意を要する。つまり、ボーリング孔位置と試験杭の間の地盤強度のばらつきは考慮されている(図-2.4(a-1))。したがって厳密に言えばここで求められた安全係数を図-2.4で示すように一般の実杭に適用するためには、ボーリング孔位置と試験杭位置およびボーリング孔位置と実杭位置での地盤強度の空間的ばらつきを考慮したものである必要がある。

安全係数の概念図を図-3.22に示す。横軸は支持力比 P をあらわし、 $P = 1.0$ において

実測支持力と計算値が一致する。 $P < 1.0$ 、すなわち、支持力式による支持力が実際よりも上まわる領域、この領域をここでは破壊領域ということにする。この領域の適切な大きさ（破壊確率といい、 α であらわす）については、上記で述べた地盤強度及び荷重のばらつきを考慮した構造物の安全性の目標値が設定されなければ決められない。したがって、ここでは α をパラメーター扱いとする。この安全係数の考え方によれば、破壊確率を一定とすることにより、補正係数と同様に杭の施工法にかかわらず、安全性を同一のレベルとすることが可能となる。

安全係数の算定は、以下の要領による。

- ① 新しい支持力比 P_N の確率密度曲線において、1以下になる確率が α となるように、
- ② 元の支持力比 P の確率密度曲線を、安全係数 F を用いて①を満足する曲線になるようにする。すなわち、

$$\bar{P}_N = \bar{P} / F$$

- ③ ここで、安全係数を考慮する前後で支持力比 P 、 P_N の変動係数（ V_P 、 V_{PN} ）は変わらないものと仮定する。
- ④ したがって、安全係数 F は次式で求められる。

$$\begin{aligned} \bar{P}_N &= 1 + \beta \cdot S_{PN} = 1 + \beta \cdot V_P \cdot \bar{P}_N \\ \therefore \bar{P}_N &= (1 - \beta \cdot V_P)^{-1} \\ \therefore F &= \bar{P} / \bar{P}_N = (1 - \beta \cdot V_P) \cdot \bar{P} \end{aligned} \quad (3.15)$$

ここに、 S_{PN} は新しい支持力比 P_N の標準偏差、 β は破壊確率 α によって決まる係数（例えば正規分布に関して $\alpha = 5\%$ のとき1.64、10%のとき1.28）である。したがって、安全係数は式（3.15）からわかるように、支持力比 P の統計量（平均値 $\bar{P}$ と変動係数 V_P ）がわかれば、破壊確率 α に応じて定まることになる。

表-3.10に安全係数の検討に用いる支持力式と、そのときの支持力比 P の基本統計量を示す。ここでは支持力を周面と先端に分離して、それぞれの支持力の推定精度を求めている。参考までに支持形式による内訳も併記する。

図-3.23には杭種、周面・先端ごとに表-3.10に示した式によったときの支持力比 P のヒストグラムを示す。 χ^2 検定によれば、(a)～(c)は正規分布または対数正規分布（有意水準5%）に適合するが、(d)はわずかに適合していない。ここでは全ケース、正規分布に適合するものとして以下の検討を進める。

前記のように安全係数 F は、支持力比の平均値 $\bar{P}$ と変動係数 V_P に依存するが、 $\alpha = 10\%$ を例にとって、両者の F に及ぼす影響を図-3.24に示す。 V_P を10%低減する（支持力式のばらつきを減少させる）ことは、 $\bar{P}$ を1.0から1.3程度に上げる（計算上の支持力を実際に対し意図的に過小評価する）効果が読みとれる。

図-3.25に杭種、周面・先端別に破壊確率 α と安全係数 F の関係を示す。破壊確率 α

を小さくするためには、推定式による支持力値をより小さくする必要があるため、安全係数 F は小さくなる。その低減の度合いは式(3.15)からわかるように、 V_p および $\bar{P}$ に依存しており、ある破壊確率 α のとき F は0となる。

表-3.10で示した支持力式によれば、杭種ではSPPの安全係数はCCPに比べて0.75(先端)~1.25(周面)程度大きく、周面摩擦力と先端支持力の安全係数を比較すると、後者が前者の半分程度である。

仮に、 $\alpha = 10\%$ 時の安全係数を表-3.11に示し、図-3.24にその位置を表示した。限界状態設計法では安全率 n に代わるものとして、基本的に荷重係数 $\gamma (\geq 1)$ と抵抗係数(ここで言う安全係数) $F (\leq 1)$ が導入される。ここで現行設計法とのすりつけを考えた場合、一つの試みとして $n = 3$ 、 $\gamma = 1.25$ を仮定すると F は $\gamma / n = 1.25 / 3 = 0.42$ (逆数を取り、安全率相当として2.4が得られる。この値を表-3.11の安全係数と比較すれば、周面摩擦力に関しては十分満足しているが、先端支持力については支持力式を改良する余地が残されていることがわかる。

表-3.9 施工法別支持力比 P 、 V_p と補正係数 γ

		支 持 杭						摩 擦 杭		
		SPP	PC・PHC	CCP	中掘りSPP	中掘りPC	PBP	SPP	PC・PHC	CCP
データ数		59	24	39	11	9	—	29	15	20
n		"	"	"	20	23	42	"	"	"
支持力比	平均値	0.713	0.871	1.022	1.73	1.52	—	1.593	2.569	1.107
	$\bar{P}$	1.039	1.291	1.073	1.31	1.11	1.26	1.101	1.606	0.968
	変動係数	0.390	0.259	0.405	0.370	0.480	—	0.500	0.424	0.398
	V_p	0.390	0.322	0.367	0.334	0.506	0.400	0.353	0.445	0.327
補正係数		1.0	1.46	1.40	2.49	1.87	—	1.90	3.43	1.54
γ		($\beta_s=1.87$) 1.0 ($\beta_s=2.60$)	1.43	1.08	1.42	0.83	1.19	1.45	1.37	1.06

ここに 上段：旧道示式(1980)，下段：提案式

表-3.10 支持力比Pの基本統計量

杭種	データ数	摩面摩 擦 力		先端支持力		支持力式 (単位: tf/m ²)
		P	V _p (%)	P	V _p (%)	
S P P	26	1.19	37	1.08	53	$f = 0.3N (\leq 10)$ (砂) $= N (\leq 15)$ (粘土) $q_d = 10N (\leq 400)$ (砂) $= 6N (\leq 120)$ (粘土)
支持杭	14	1.17	36	1.03	53	
摩擦杭	12	1.21	39	1.13	54	
C C P	32	1.04	41	1.09	58	$f = 0.4N (\leq 20)$ (砂) $= N (\leq 15)$ (粘土) $q_d = 10N (\leq 300)$ (砂および粘土)
支持杭	16	1.07	46	1.12	63	
摩擦杭	16	1.01	36	1.06	54	

表-3.11 安全係数一覧表 ($\alpha = 10\%$ 時)

	周面摩 擦 力 の 安全係数			周面摩 擦 力 の 安全係数		
	F _F	支持杭	摩擦杭	F _P	支持杭	摩擦杭
S P P	0.63	0.63	0.61	0.35	0.33	0.35
(1/F)	(1.6)	(1.6)	(1.7)	(2.9)	(3.0)	(2.9)
C C P	0.49	0.44	0.54	0.28	0.22	0.33
(1/F)	(2.0)	(2.3)	(1.8)	(3.6)	(4.5)	(3.0)

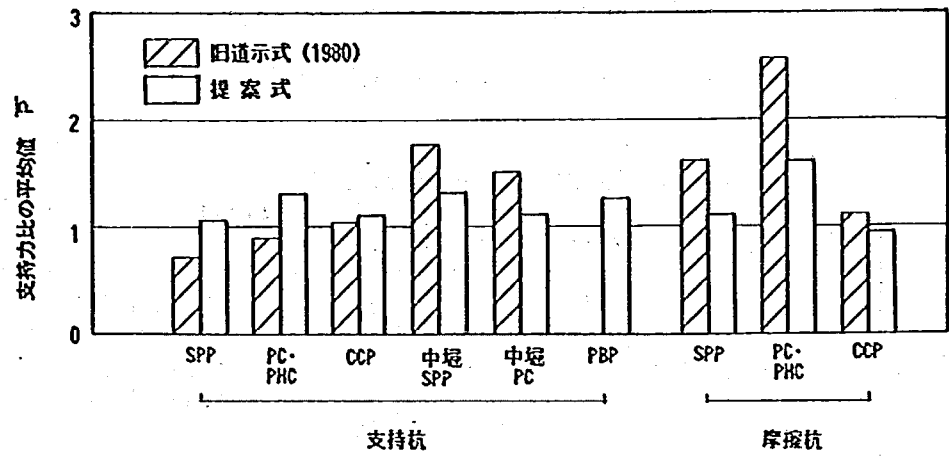


図-3.19 支持力比の平均値 $\bar{P}$

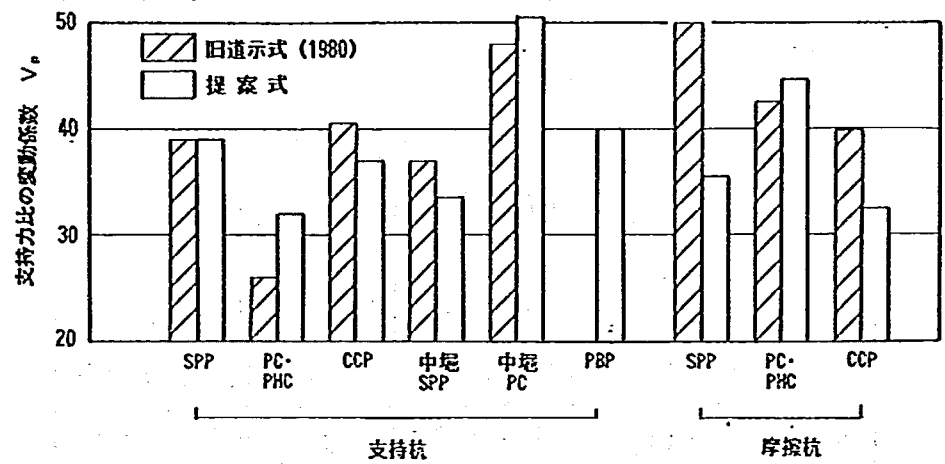


図-3.20 支持力比の変動係数 V_p

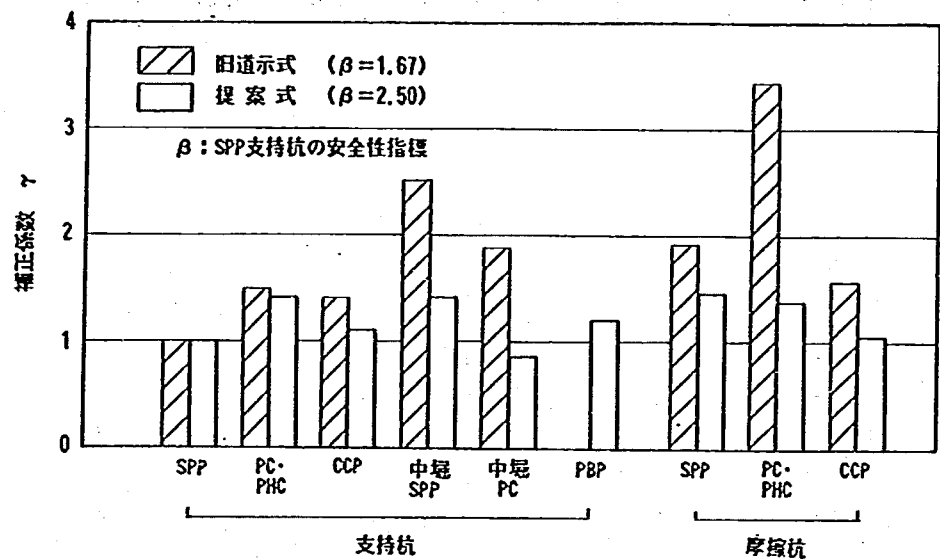


図-3.21 補正係数 γ

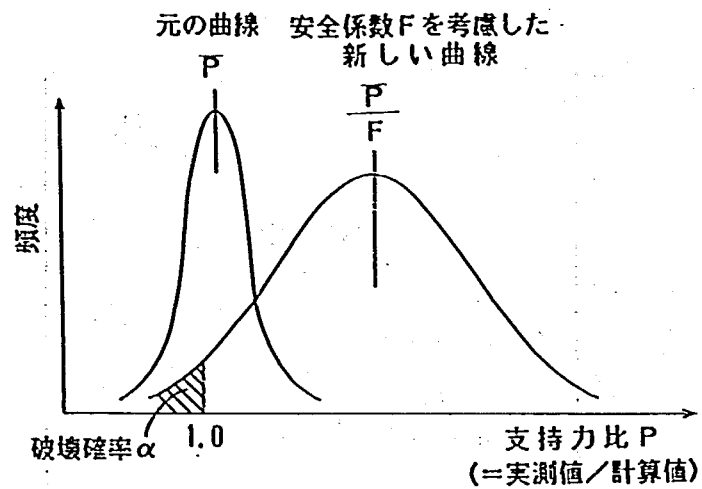


図-3.22 安全係数Fの概念図

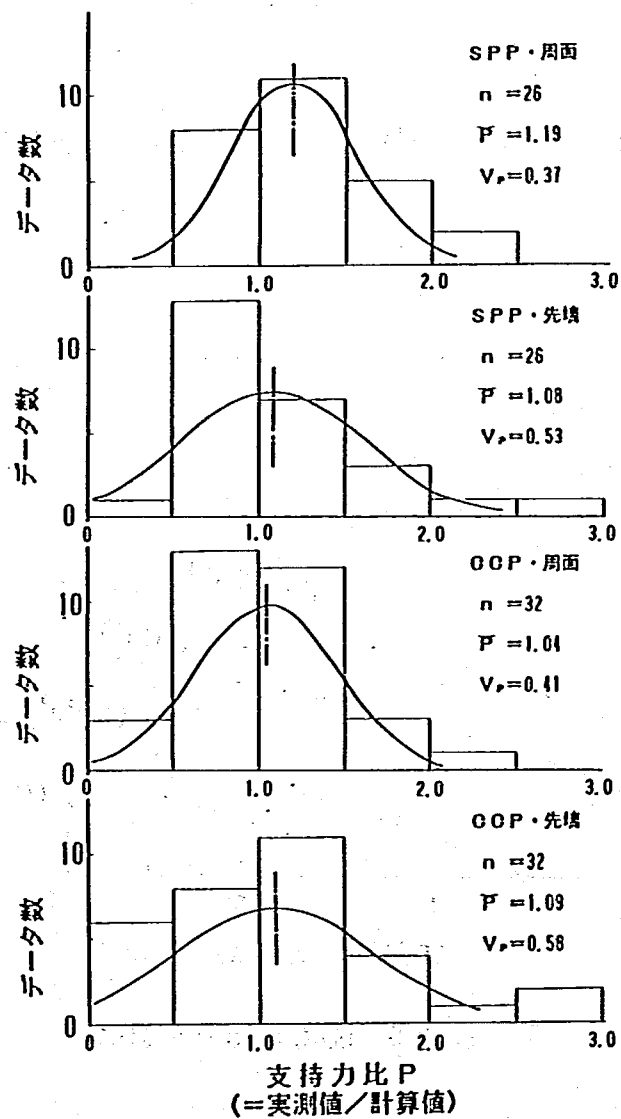


図-3.23 支持力比Pのヒストグラム

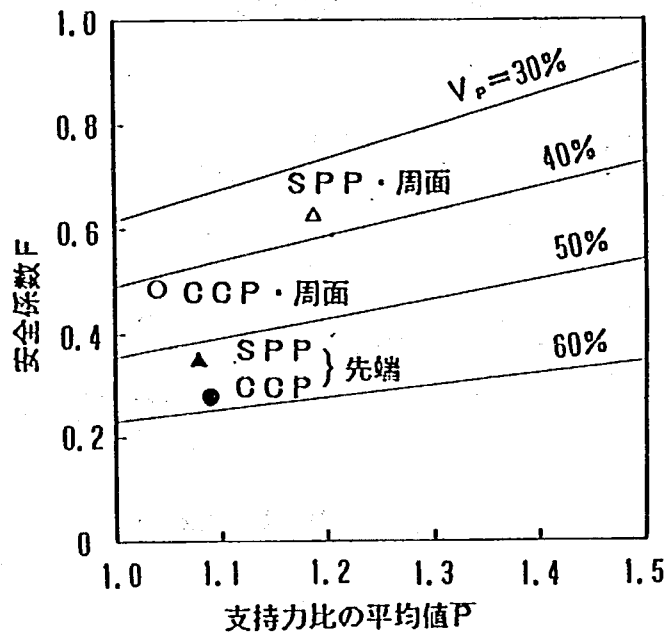


図-3. 24 支持力比の $\bar{P}$, V_p と安全係数の関係

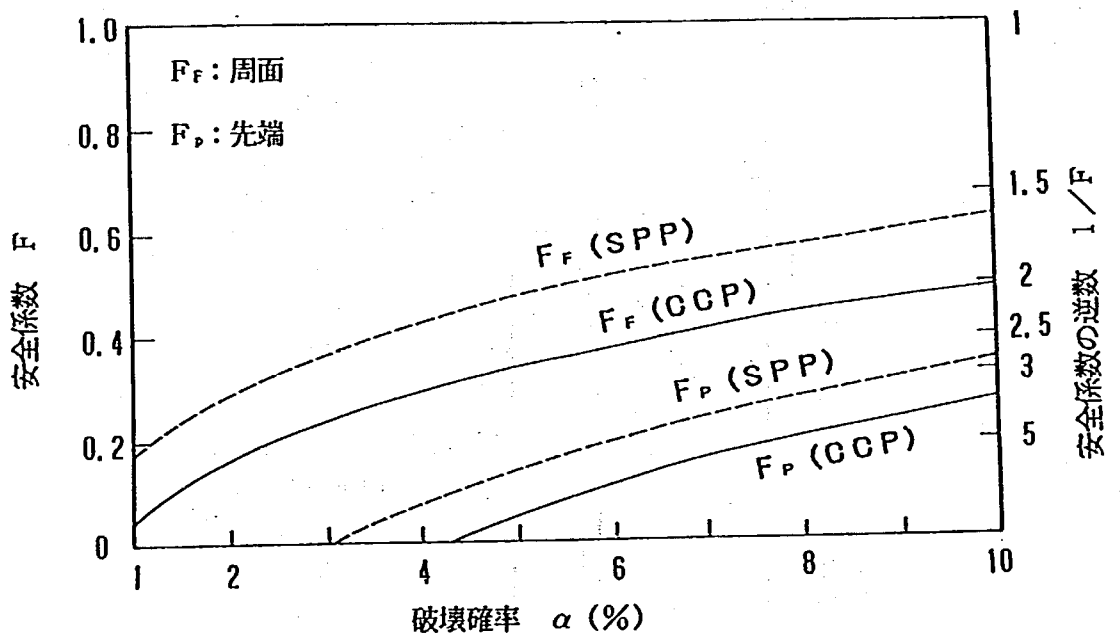


図-3. 25 破壊確率 α と安全係数 F

3. 6 結語

最初に述べたように、杭には多種多様の施工法があり、また地盤強度に関する不確実性が大きい。このような条件で設計に用いる支持力を推定するのであるからある程度のばらつきが含まれるのはむしろ当然であろう。

本章では、2章で誘導した確率論に基づく支持力評価法を実際に適用し、実設計に用いることを前提に支持力評価を行ってきたものである。

実設計の立場から言えば多くの有用な支持力に関する定量的数値が得られたと思われるが、主な項目については以下のとおりである。

- (1) 杭の荷重-沈下曲線の曲線性状は、打込み杭と場所打ち杭の支持杭と摩擦杭および中掘り杭の5タイプに分類される。プレボーリング杭は工法によって差があり、場所打ち杭または中掘り杭に属する。
- (2) 降伏沈下レベル (S_v/D) は、打込み・支持杭で2.5%、場所打ち・支持杭で1.7%程度であり、摩擦杭は各々、数%程度小さいことが判明した。一方、中掘り杭（支持杭のみ）は4.7%程度で、他の工法に比べて沈下が大きいのが特徴的である。同じ埋込み杭に分類されるプレボーリング杭もCMを除き、中掘り杭的である。
- (3) 各データの S_v/D は概ね対数正規分布を示す。
- (4) 打込み杭や場所打ち杭では杭径の10%の沈下を生ずるとほぼ極限支持力が発現するとみなすことができる。一方、中掘り杭では $S_v/D = 10\%$ 時 R_v/R_u は85%程度にすぎない。
- (5) 各施工法について統一した支持力の定義に基づき支持力式を提案した。特に、従来安全側の配慮として無視されてきた摩擦杭の先端支持力について、設計上考慮できることを示した。
- (6) 場所打ち杭の先端支持力度 q_u と先端土質やN値などとの関係を数量化I類を用いて要因分析を行った。この結果、 q_u に影響を及ぼす要因として先端土質が最も大きいこと、特に砂れき層の支持力度は現行の300tf/m²よりはるかに大きいことが判明した。また、摩擦杭の q_u も支持杭のそれより100tf/m²程度小さいだけで、かなりの先端抵抗が期待できることを明らかにした。
- (7) 旧道示式（1980）によれば中掘り杭および摩擦杭の補正係数が大きく、同一の支持力信頼性を確保するという前提に立てばこれらは安全率を現行の3より低減できることを明らかにした。
- (8) 本章で提案した支持力式は旧道示式に比べて、安全性指標 β にして1.67から2.50と著しく改善され、提案式の有効性が検証された。施工法別の提案式による補正係数も現行式に比べてばらつきが少ないことも明らかとなった。
- (9) 提案式によれば、摩擦杭であっても先端支持力を考慮することが出来、補正係数も支持杭と同程度であることが判明した。

(10) ここで提案した安全係数の概念は、支持力式の推定精度をあらわす指標として有効であることを確認することができた。

第4章 載荷試験データ解析による杭の鉛直方向変形特性

4.1 概説

道路橋の基礎構造としての杭基礎は通常フーチングを有する群杭基礎として用いられる。このフーチングを介して上部構造および下部構造に作用する荷重を杭群で支持することになるが、荷重作用時の杭反力およびフーチングの変位量の計算は安定設計（安定計算）と呼ばれている。杭基礎の安定設計は原則としてフーチングを剛体と仮定し、フーチングの変位すなわち鉛直・水平および回転を考慮した弾性解析法（変位法という）¹⁾によっている。すなわち、図-4.1の解析モデルに示されるように各杭の変形特性を杭頭における等価な支点バネに置換し、杭群をあらゆる複数の支点バネ上の剛体（フーチング）としてモデル化する。ここで、支点バネは、杭軸直角方向バネ定数 $K_1 \sim K_4$ および杭軸方向バネ定数 K_v の計5つより構成される。本章における杭の鉛直方向変形特性とはこの杭軸方向（ここでは鉛直方向という）バネ定数 K_v の推定法をいうものである。

図-4.2に杭頭荷重 R —変位量 S 関係を示す。ここでバネ定数 K_v は R_0/S_0 で定義される。実際には曲線①に示すように両者の関係は非線形的挙動を示すことが知られている。しかし、安定設計において、変位法に非線形バネを考慮することは計算を煩雑にする欠点が多い。したがって、一般には直線②で示すように許容変位量内では線形状態でバネを推定し、非線形としての杭の挙動をみかけ上の線形として処理（等価線形化法）しても実用的には支障はない。この際、等価線形バネを求めるときの基準となる荷重（または変位量）をどこに設定するかが大きな問題となる。

また、鉛直方向バネ定数 K_v の推定法にしてもこれまでに複数のものが提案されている。最も簡便な推定法は現行道示（1990）に規定されている、係数 a を杭の根入れ比 ℓ/D で表現し、 $K_v = a \cdot A_p E_p / \ell$ （ A_p ：杭の純断面積、 E_p ：杭体のヤング係数、 ℓ ：杭長）式よりバネ定数を推定する方法（既往の載荷試験に基づく推定法、 ℓ/D 法という）である。この方法は K_v を $A_p E_p$ と ℓ/D でのみ表現しているため杭周面や先端の土質や強度など地盤条件を考慮することができない。例えば ℓ/D が10以下の短杭のようにその変形特性に杭先端の影響が大きいたことが予測されるようなケースでは別途の推定による検証が望まれることもある。道示には、杭を周面および先端にバネを有する弾性体として考え、これらのバネを土質試験により推定する方法の定式化もなされている。しかし、この式に入力すると杭と周面地盤のすべり係数 C_s や杭先端地盤の鉛直方向地盤反力係数 k_v の推定法が確立されていないために現状ではこの土質試験結果による推定法（ $C_s \cdot k_v$ 法という）を適用できないのが実情である。

このような背景から、本章では杭の鉛直方向のバネ定数に関して、前章と同様、杭の鉛直載荷試験データに基づき研究するものである。変形特性の調査は後述するように降伏支持力に着目するために前章の終局状態に着目した支持力問題と異なり、本章で採用

した載荷試験データは前章のそれと多少異なっている。表-4.1に本章で検討した杭の施工法別の載荷試験データを示す。ここで「杭頭データ」とは係数 $a = \ell / D$ 関係を利用した既往の載荷試験に基づく推定法の提案に用いるデータ、また「軸力データ」とは C_s および k_v を利用した土質試験結果による推定法の提案に用いるデータを表わす。

本章では、まず4.2節において「杭頭データ」を用いて杭頭鉛直バネ定数の検討を行う。従来、等価線形化のための基準とする変位量は、1 cmとされていた。しかし、多種多様な杭が開発され杭径も大径化している現在、この1 cmという基準値のもつ意味がいまになってきている。また、近い将来導入が計画されている基礎の限界状態設計法を考えると、基準値をどこに設定するかは重要な課題である。設計水平抵抗の算定の考え方と整合させて、ここでは杭の変形の弾性限界に着目して基準値を降伏支持力（または降伏沈下量）に対する杭頭鉛直バネ定数の推定式を提案する。

4.3節は土質試験結果による推定法を検討する。前述のように係数 $a = f(\ell / D)$ による載荷試験に基づく推定法は ℓ / D の適用範囲により制約される。しかし現実には例えば ℓ / D が10以下のような極端な短杭の設計もあり得ることから、 C_s や k_v を用いた推定式の実用化が確認できることが望ましい。このような観点から、本節ではまず土質試験結果を用いた推定式の一般的な傾向を把握し、その特性を明らかにする。すなわち、杭周面のすべり係数 C_s および杭先端地盤反力係数 k_v を地盤強度（ここではN値）と関連づけ両者の関係式を提案する。特に k_v の推定にあたっては現行道示の水平方向の地盤反力係数 k_h が載荷面積の寸法効果を考慮しているところから、ここでも寸法効果の影響を考える。

4.4節では前2節で検討した二つの k_v 推定法の推定精度を比較する。

表-4.1 載荷試験データ一覧表

施工法	杭種	略称	杭頭データ			軸力データ		
				支持杭	摩擦杭		支持杭	摩擦杭
打込み杭	鋼管杭	SPP	42	30	12	18	9	9
	PC・PHC杭	PC・PHC	30	18	12	-	-	-
場所打ち杭工法	場所打ち杭	CCP	42	27	15	24	12	12
埋込み杭工法	中掘り鋼管杭	中掘りSPP	20	20	0	-	-	-
	中掘りPC杭	中掘りPC	23	23	0	-	-	-
	プレボーリング杭	PBP	84	84	0	-	-	-
合 計			241	202	39	42	21	21

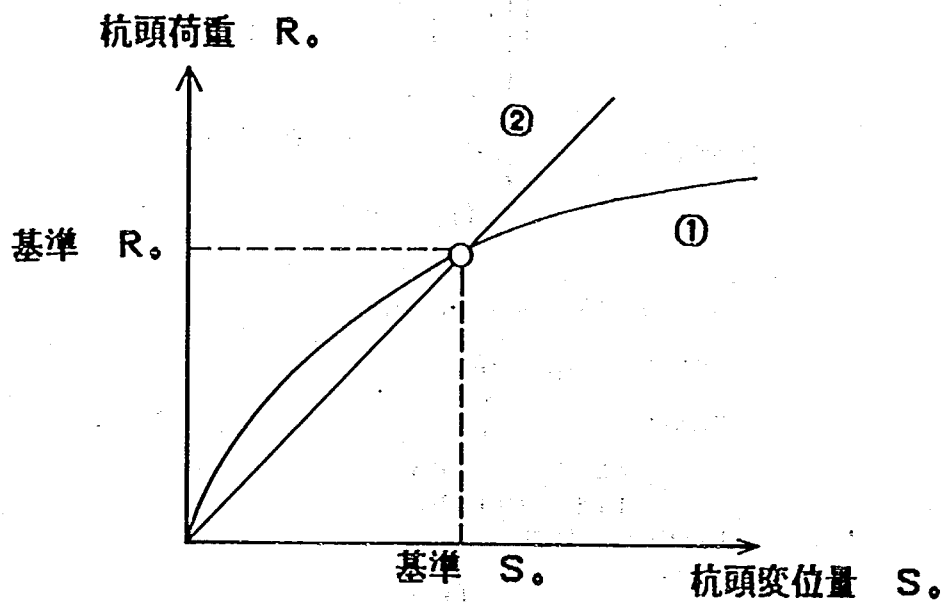
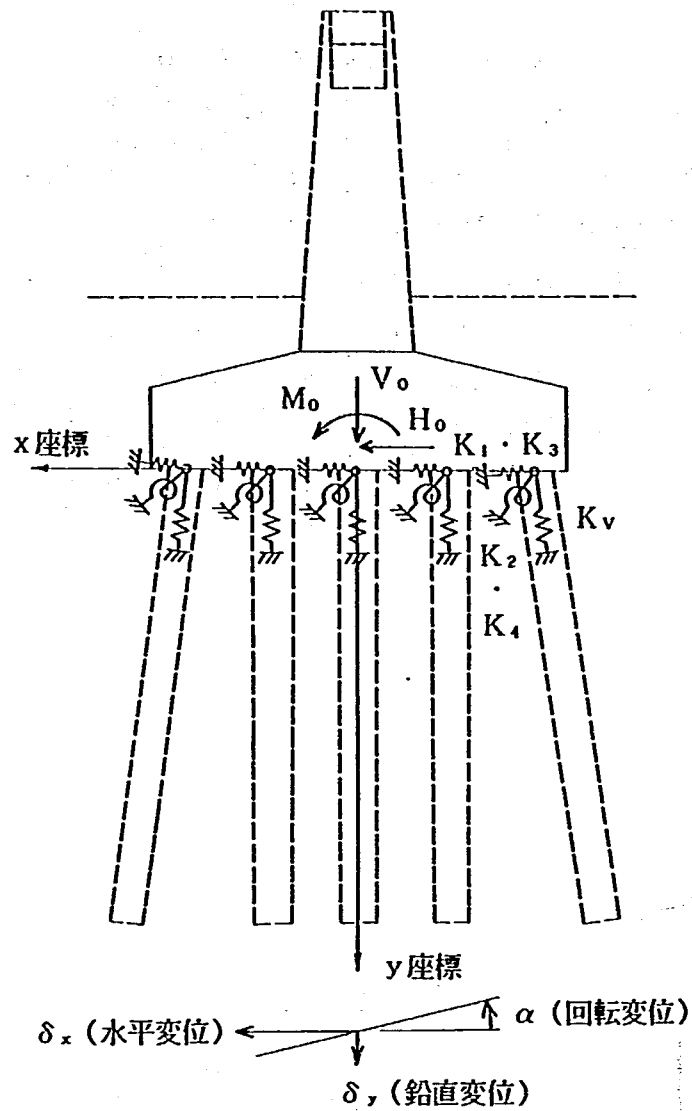


図-4.2 杭頭荷重 R 。-変位置 S 。関係



(注)

1) 杭頭結合の場合の杭軸直角方向バネ定数

$$K_1 : \frac{12EI\beta^3}{(1+\beta h)^3+2}$$

$$K_2, K_3 : K_1 \cdot \frac{\lambda}{2}$$

$$K_4 : \frac{4EI\beta}{1+\beta h} \cdot \frac{(1+\beta h)^3+0.5}{(1+\beta h)^3+2}$$

2) K_v : 杭軸方向バネ定数

ここに,

$$\beta : \text{杭の特性値} \quad \beta = \sqrt{\frac{k_h D}{4EI}} \quad (\text{m}^{-1})$$

$$\lambda : h + \frac{1}{\beta} \quad (\text{m})$$

k_h : 水平方向地盤反力係数 (tf/m^3)

D : 杭径 (m)

EI : 杭の曲げ剛性 ($\text{tf} \cdot \text{m}^2$)

h : 杭の設計地盤面から上の部分の杭軸方向の長さ (m)

図-4.1 安定設計における解析モデル

4. 2 杭頭鉛直バネ定数

1) バネ定数の定義

周知のようにカナダ、オンタリオ州道路橋設計規準(1983)²⁾が上部構造から基礎構造まで完全な限界状態設計法に基づく設計規準で、運用されてからすでに10余年の実績を有するほか、他の西欧諸国の規準も部分的にしり、限界状態設計法(または荷重抵抗係数設計法³⁾)を導入している例が多い。わが国においてもコンクリート標準示方書(1986, 土木学会)制定を契機として、さまざまな規準類の設計体系が新しい設計法に移行するすう勢にある。

道示に関しても将来、限界状態設計法の正式な導入が予定されており、基礎構造の分野に関しても、たとえば「道路橋下部構造の限界状態設計法に関する調査研究委員会」(国土開発技術研究センター)により本格的な研究が鋭意進められている⁴⁾。わが国の場合、下部構造物の規模が地震時により決定されるという諸外国に例をみない特殊な荷重環境にあるところから、わが国固有の設計法の策定が期待されているところである。

さて、限界状態設計体系から見れば第5章の水平方向の弾性限界の考え方及び第6章の弾性計算を基本とした安定計算は、一種の限界状態を想定した設計レベルと考えることができるが、本章で取り扱う杭の鉛直方向地盤バネについても、これと同レベルの設計が行えるような地盤定数の決め方・定義とすることを基本とする。

杭頭における鉛直方向バネ定数 K_v (単位 tf/m)は、 R_o/S_o で定義されるが、図-4.2からわかるように、非線形の沈下量依存性を示す。したがって線形解析を基本とする変位法にあっては、基準となる沈下量を設定する必要がある。周知のように、従来の道示では基準沈下量として1cmを想定していた。これは水平方向の地盤反力係数(k 値)の場合の基準値も同様であって、この背景には“この程度の変位に着目しておけば、十分杭は弾性範囲にあり、おおむねその挙動も実際に近似し得る”との見解によるものであったと考える。しかし、杭も大口径化、長尺化し、その施工法も多種多様化してきた現在、この基準値の持つ意味が曖昧になってきたように思われる。加えて、現行の荷重体系に対して K_v によりモデル化する杭基礎の限界状態が“弾性限界状態”相当を考慮すれば構造物の安全性が確保されと考え、基準値は $R_o \sim S_o$ 曲線における降伏点、すなわち鉛直方向挙動の可逆性がおおむね保証される限界の状態に着目するのが妥当であると考え。よって、本研究においては新しい鉛直方向バネ定数 K_v として降伏沈下量 S_v 時の割線勾配と定義することとし、表-4.1に示す「杭頭データ」に基づき、その推定式を検討することとする。

なお、第8章においては、地震時の安定計算において弾性限界を超えた大きな変形状態の柱状体基礎の解析を行うため弾塑性の地盤定数について検討しているが、一般の杭基礎の場合、水平方向に比べて鉛直方向の変形は小さいので弾塑性設計を行う場合でも鉛直方向地盤バネ定数については、線形バネを使っても結果にはあまり影響しないと考

えられる。

2) 鋼管杭と場所打ち杭の変形特性⁵⁾

まず、鋼管杭および場所打ち杭の載荷試験データに着目して、降伏時の沈下特性を ℓ/D との関係で考察する。

降伏支持力 R_v と ℓ/D の関係を支持形式をパラメーターとして図-4.3に示す。 R_v は SPP では 600tf 以下、CCP では 1000tf 以下であり、支持杭に比べて摩擦杭の支持力がやや小さいようである。 R_v と ℓ/D の関係は CCP では全く無関係であり、 R_v の大小は杭径に依存していることがわかっている。SPP では R_v は ℓ/D に比例して増加する傾向がうかがえる。

図-4.4に降伏沈下量 S_v と ℓ/D の関係を示す。SPP の場合、図-4.4(a)に示されるように S_v もまた ℓ/D に比例して増加する傾向を示す。したがって図-4.5(a)に示すように $R_v \sim S_v$ 関係において両者に強い比例関係がみられ、 R_v (または S_v) が小さな(大きな)領域では ℓ/D の小さな(大きな)杭が大部分をしめること、大きな R_v を得るためには、より大きな S_v を必要としていることがわかる。また、摩擦杭のデータが少ないので明確にはいえないが、 ℓ/D が 60 および 80 付近のデータを尊重すれば、支持形式の差はみられないことになる。

一方、CCP の場合、図-4.4(b) から ℓ/D が小さくなるに従い S_v は大きくなる傾向がうかがえる。特に S_v が大きい $\ell/D = 20$ 以下の領域の 5 件のデータを調べてみるといずれも周面地盤が比較的軟弱で、支持力を先端に期待する度合いの大きな杭であることがわかっている。したがって、降伏支持力と判定されるには、先端支持力の発現までに大きな沈下を必要とすると解釈される。また、摩擦杭にのみ着目すれば、 S_v は ℓ/D とは無関係にはほぼ一定のようにもみえる。CCP の $R_v \sim S_v$ 関係を図-4.5(b)に示す。SPP (図-4.5(a)) と異なり、両者の相関はみられず、 R_v が大きい(小さい)といって必ずしも S_v が大きい(小さい)とは限らない。

なお、ここでは支持形式の差の K_v に及ぼす影響は少ないと判断して、 K_v 検討における支持形式による区別は特に行わないこととした。

各データの逆算 a と ℓ/D の関係をプロットし、新旧の係数 a の計算式を図-4.6に比較した。SPP の場合、 ℓ/D により、新旧の係数 a の逆転がみられるが、CCP では全体的に新 a 値が $\delta = 1 \text{ cm}$ で求められる旧 a 値より大きい結果が得られる。図-4.4(b)の $S_v \sim \ell/D$ 関係からみると、 ℓ/D が 10 前後で S_v が 1 cm よりも大きくなる例がみられるが、それ以外の範囲では、 S_v が 1 cm を下回る点もかなり多く、一方 R_v は ℓ/D による傾向がみられないことから予測された結果である。

実際の K_v の分布に対して、上記の推定式による計算 K_v がどのような曲線を描くものか、 ℓ/D との関係で図-4.7に整理した。計算 K_v は杭の径や肉厚によって変化するの

で、ここでは試験データの諸元を考慮して複数の K_v 曲線を図示した。

SPPの実測 K_v は、おおむね肉厚 $t = 9 \sim 15 \text{ mm}$ の計算による K_v 曲線の範囲にあるが、実測の t は必ずしも計算上の曲線には対応していない。 K_v 曲線によると、 ℓ/D が20以下において急激に大きくなっているが、この付近には実測データがなく、今後のデータの蓄積が望まれる。一方、CCPは実測 K_v と ℓ/D がどのような関係にあるのか、SPPに比べて不明確である。 K_v 曲線は係数 a の切片 β が負号であるため、 ℓ/D に比例して増加する曲線となるが、実測 K_v の分布はややその傾向がうかがえるにすぎず、杭径による差も認められない。これはCCPの場合、杭の剛性($A_p \cdot E_p$)のばらつきや施工による周面地盤の乱れが大きいため、 K_v の推定精度に大きなばらつきが生じたためと考えられる。

3) 係数 a とその精度

従来から道示における K_v は式(4.1)で与えられる。

$$K_v = a \cdot \frac{A_p E_p}{\ell} \quad (4.1)$$

ここに、 a : 施工法別に杭の根入れ比(ℓ/D)から決まる係数

A_p : 杭の純断面積

E_p : 杭体の弾性係数

a は慣用的に $a = \alpha (\ell/D) + \beta$ の式で表現されており、本節における調査はこの形に準拠している。 K_v の調査とは、この係数 a の推定式を作ること(すなわち α 、 β を決定すること)であり、載荷試験データによる実測 K_v 式から式(4.2)による逆算 a と ℓ/D の直線回帰より決定される。

$$\text{逆算 } a = \text{実測 } K_v / \frac{A_p E_p}{\ell} \quad (4.2)$$

ここで、 E_p は最新の試験データより杭種別に 2.1×10^6 (SPP)、 3.3×10^5 (PC)、 4.0×10^5 (PHC) および 2.7×10^5 (CCP) (kgf/cm^2)を採用する。また、式(4.2)におけるSPPの A_p では腐食代は考慮しない。

表-4.2に K_v の係数 a の式を示す。表中には以前の $\delta = 1 \text{ cm}$ に着目したときの係数 a を参考までに備考欄に併記した。

ここで係数 a の勾配 α および切片 β が $K_v \sim \ell/D$ 関係に及ぼす影響についてふれておく。

$a = \alpha (\ell/D) + \beta$ を式(4.1)に代入して、式(4.3)が得られる。

$$\begin{aligned} K_v &= a \cdot \frac{A_p E_p}{\ell} = \{ \alpha (\ell/D) + \beta \} \cdot \frac{A_p E_p}{\ell} \\ &= a \cdot \frac{\pi D E_p}{4} + \beta \cdot \frac{A_p E_p}{\ell} \end{aligned} \quad (4.3)$$

杭径が同じであれば、式(4.3)の右辺第1項は定数項となり、右辺第2項が杭長 ℓ の増加とともに減少する変数項である。したがって、 $\beta = 0$ の場合は K_v は ℓ/D によらず一定となる。 β が正の場合、 K_v は第2項の効果により ℓ/D の増加とともに減少する曲線(図-4.7(a)参照)を示し、逆に負の場合(CCPが唯一の例)は増加する曲線(図-4.7(b)参照)となる。

図-4.8に杭の施工法別に載荷試験から逆算した係数 a と根入れ比 ℓ/D の関係をプロットした。同図には表-4.2に示した回帰直線式 $a = \alpha(\ell/D) + \beta$ を実線で示すと共に、平均値 $\pm$ 標準偏差を破線で示した。 $a - \ell/D$ の関係は場所打ち杭および中掘りSP Pが相関係数にして70%を越しており両者で明確な相関が認められている。また、この回帰直線まわりのばらつきの程度をあらわす標準偏差も上記の二つの施工法の場合、0.25程度で他に比べてやはり小さいことがわかる。

場所打ち杭の場合、根入れ比 ℓ/D が6程度までは実測データがあり、これに基づく回帰直線は $\ell/D = 5$ で $a = 0$ となる。すなわちこの回帰直線を $\ell/D < 5$ に適用すると負の K_v が得られることになり問題が生じる。先にも述べたようにCCPの場合、躯体剛性のばらつきや地盤のゆるみの影響が大きく、また ℓ/D が小さな範囲では、先端地盤の影響が強く出てくることが予想されるため、とくに ℓ/D が小さな範囲では K_v 推定の誤差が大きくなったためと考える。

ℓ/D が10以下の範囲の K_v を推定するためには、次節で検討するようなすべり係数 C_s や先端地盤反力係数 k_v を用いた理論式からの検討もあわせて行う必要がある。

表-4.2 係数 a の推定式

施 工 法	デ ー タ 数	$a = \alpha(\ell/D) + \beta$	相関 係数	標準 偏差	備 考 (55年道示式 $\delta = 1\text{ cm}$)
S P P	42	$0.014(\ell/D) + 0.78$	56%	0.46	$0.027(\ell/D) + 0.20$
P C · P H C	30	$0.013(\ell/D) + 0.61$	50%	0.46	$0.041(\ell/D) - 0.27$
C C P	42	$0.031(\ell/D) - 0.15$	75%	0.25	$0.022(\ell/D) - 0.05$
中掘り S P P	20	$0.009(\ell/D) + 0.39$	62%	0.28	$0.016(\ell/D) + 0.57$
中掘り P C	22	$0.011(\ell/D) + 0.36$	74%	0.25	$0.016(\ell/D) + 0.11$
P B P	84	$0.009(\ell/D) + 0.81$	35%	0.55	—

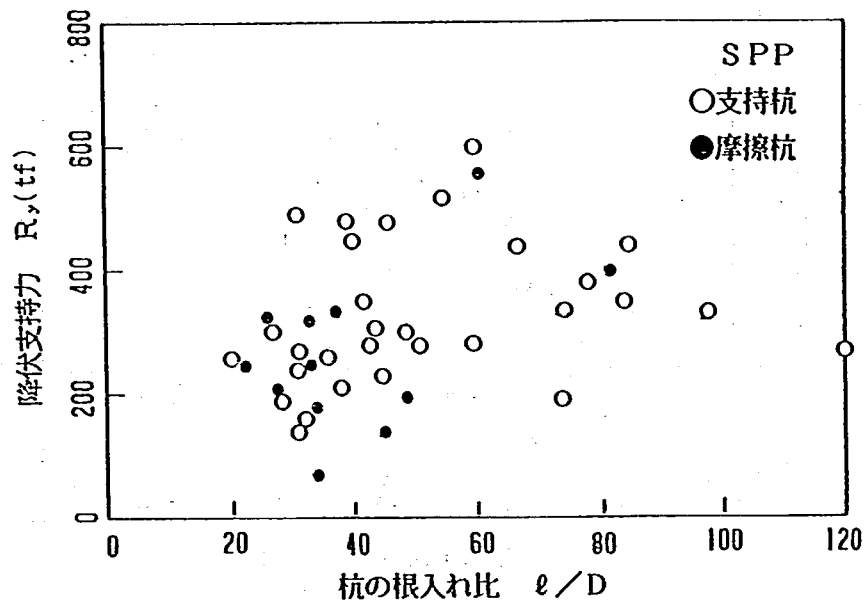


図-4. 3(a) 降伏支持力 R_y と根入れ比 l/D (SPP)

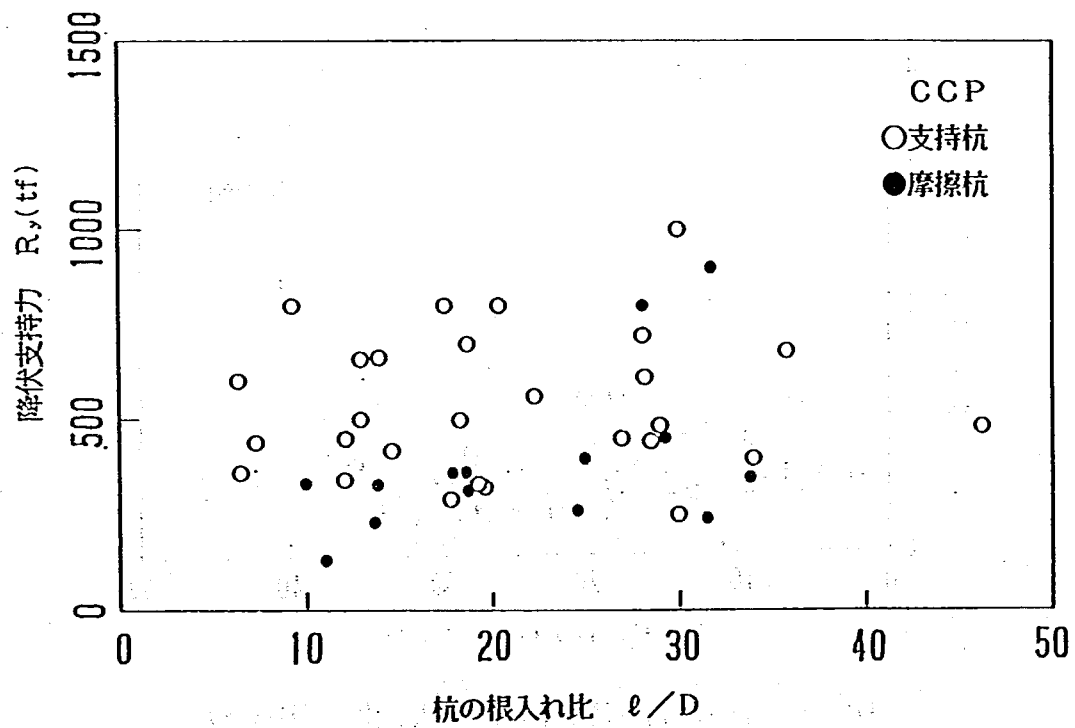


図-4. 3(b) 降伏支持力 R_y と根入れ比 l/D (CCP)

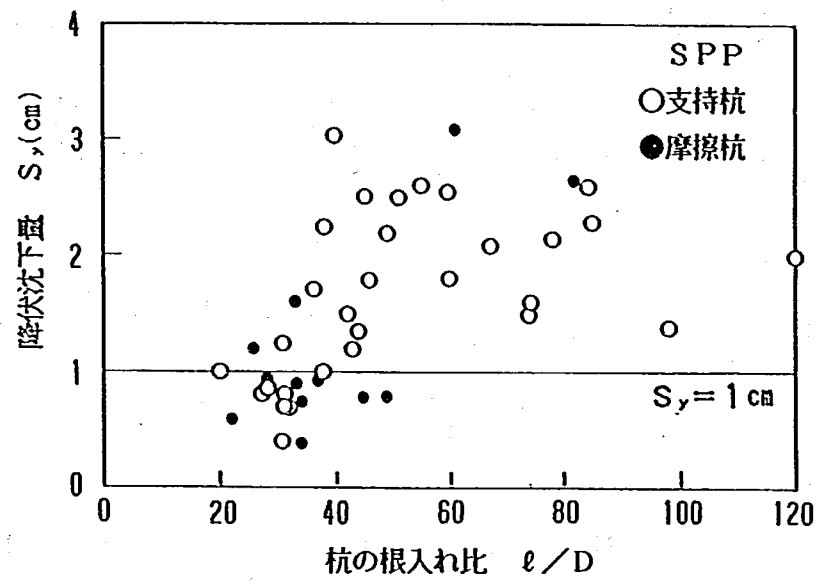


図-4. 4(a) 降伏沈下量 S_y と根入れ比 l/D (SPP)

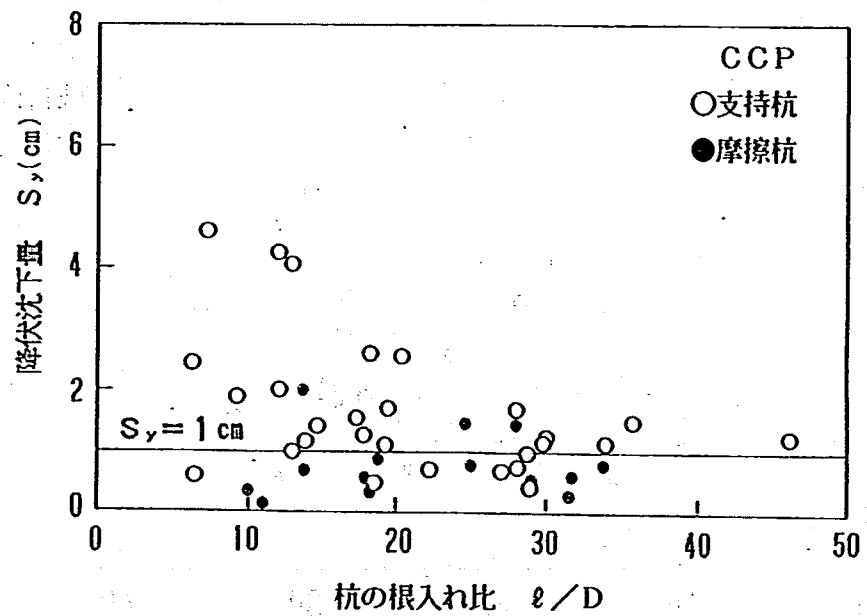


図-4. 4(b) 降伏沈下量 S_y と根入れ比 l/D (CCP)

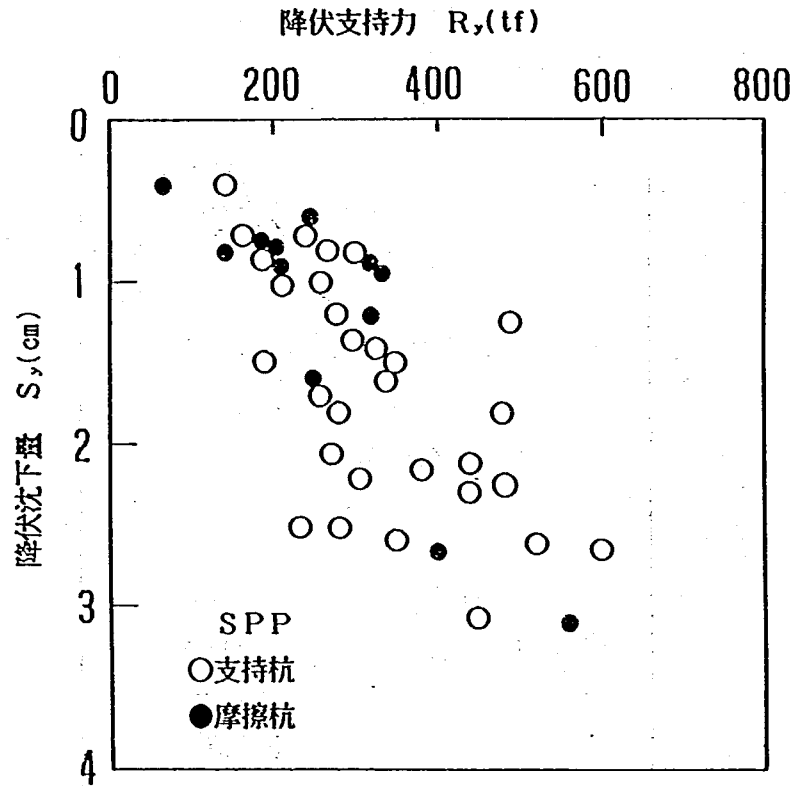


図-4. 5(a) 降伏支持力 R_y と沈下量 S_y (SPP)

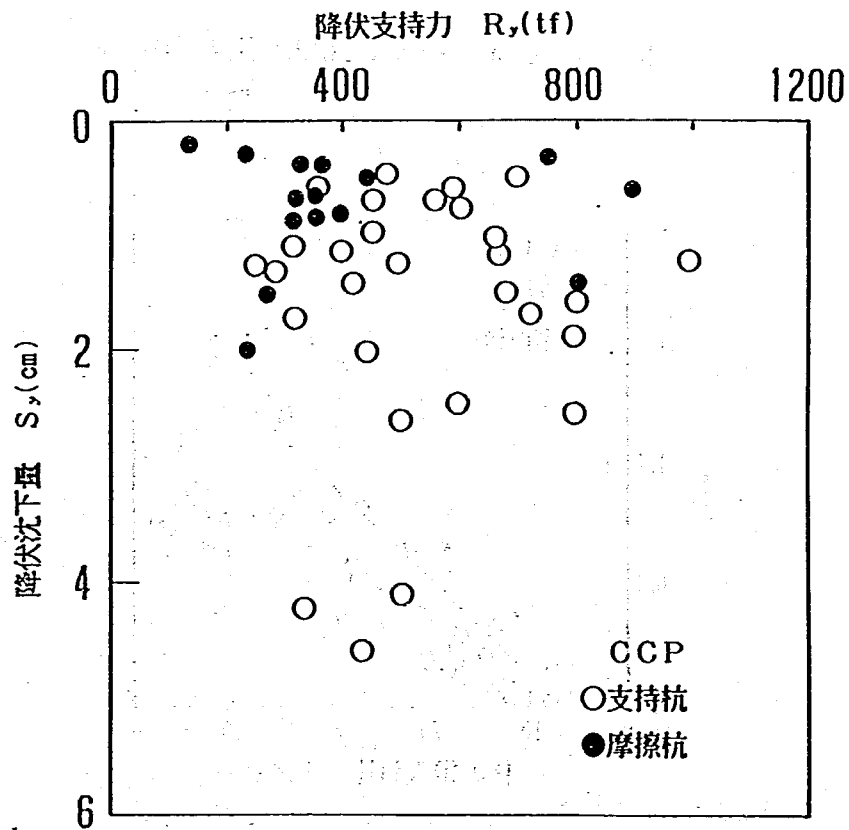


図-4. 5(b) 降伏支持力 R_y と沈下量 S_y (CCP)

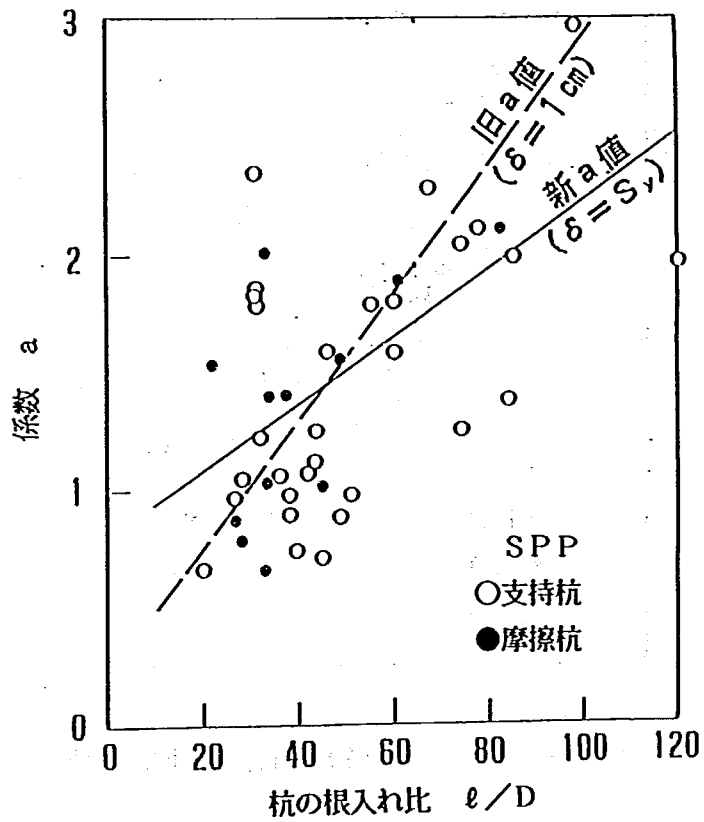


図-4. 6(a) 係数 a と根入れ比 l/D (SPP)

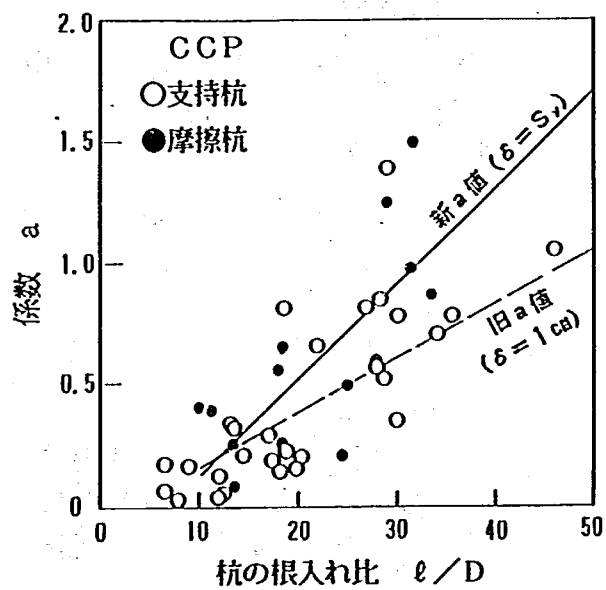


図-4. 6(b) 係数 a と根入れ比 l/D (CCP)

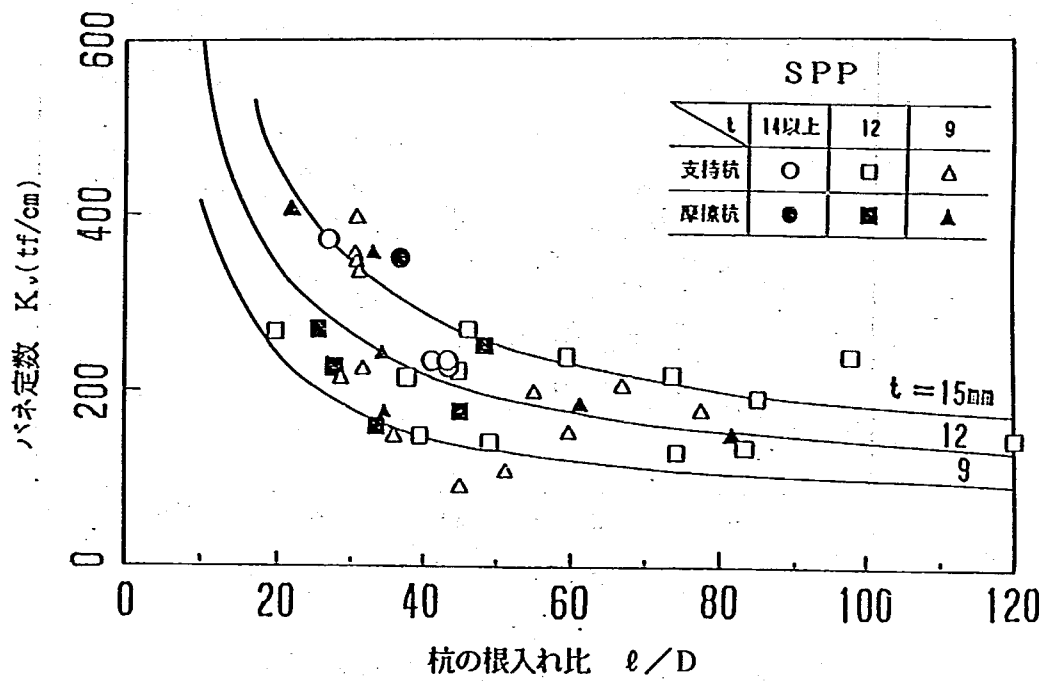


図-4. 7(a) パネ定数 K_v と根入れ比 l/D (SPP)

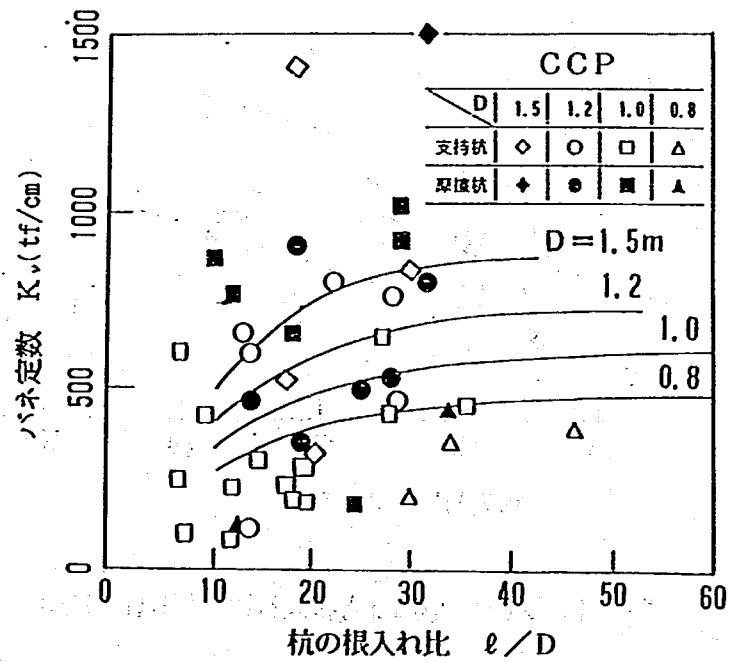


図-4. 7(b) パネ定数 K_v と根入れ比 l/D (CCP)

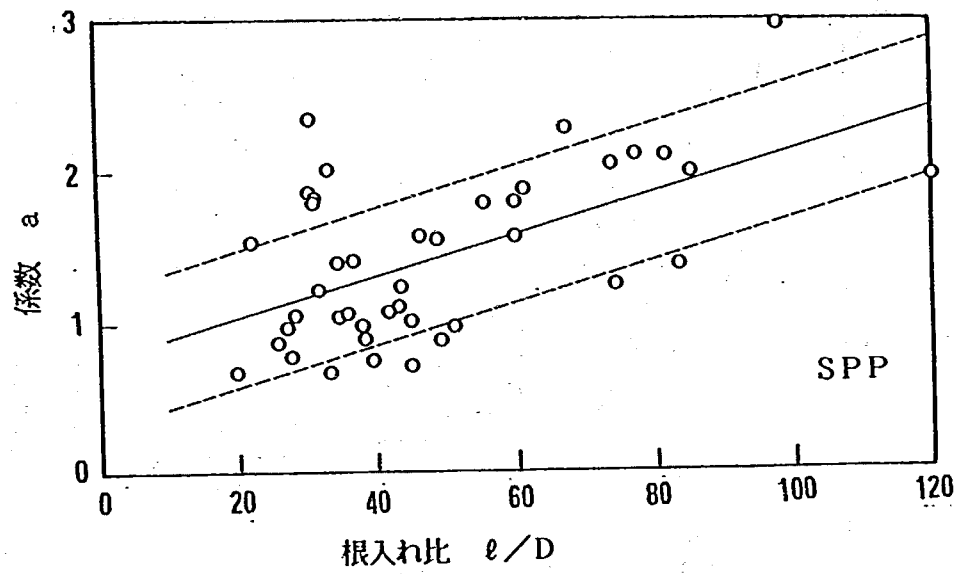


図-4. 8(a) 係数 a と根入れ比 l/D (SPP)

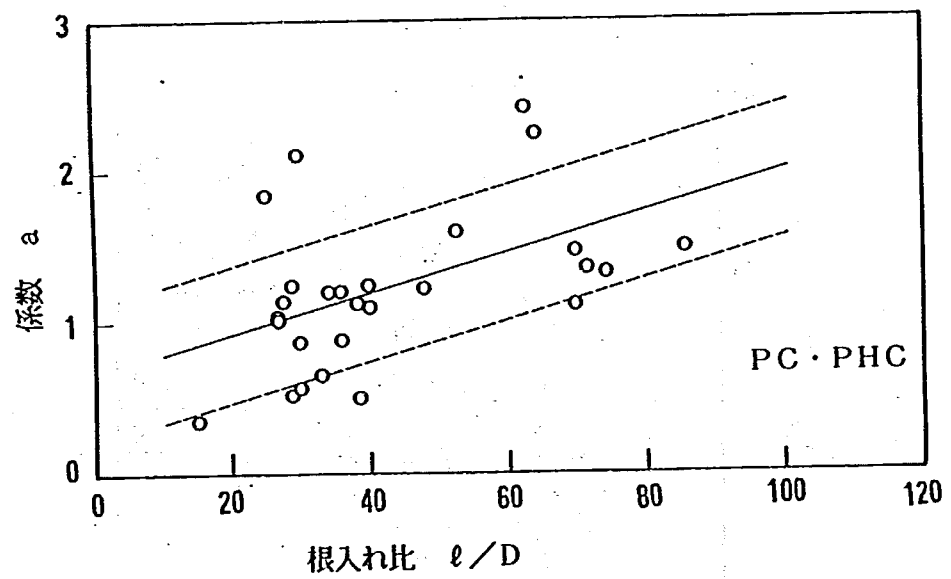


図-4. 8(b) 係数 a と根入れ比 l/D (PC·PHC)

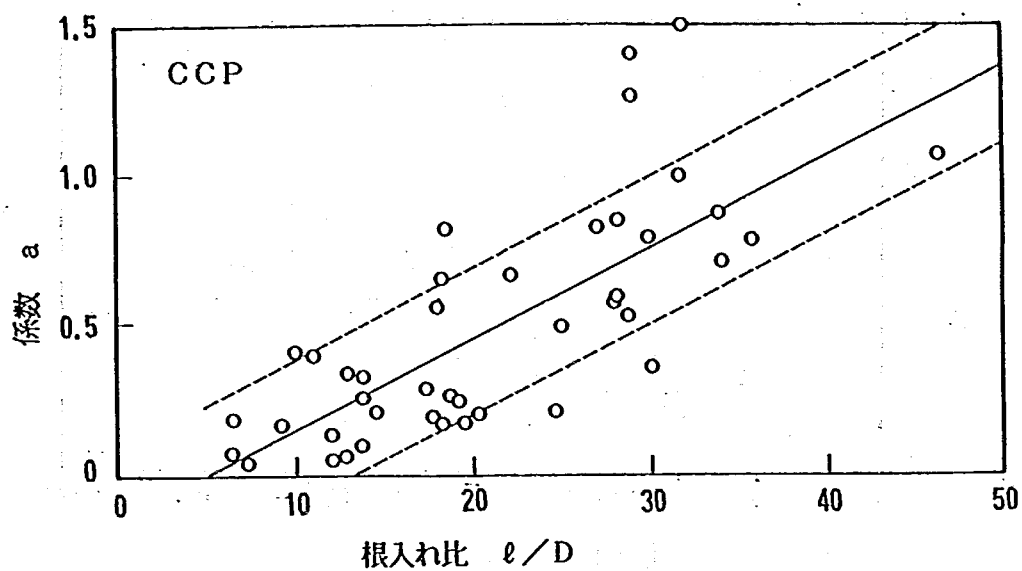


図-4. 8(c) 係数 a と根入れ比 l/D (CCP)

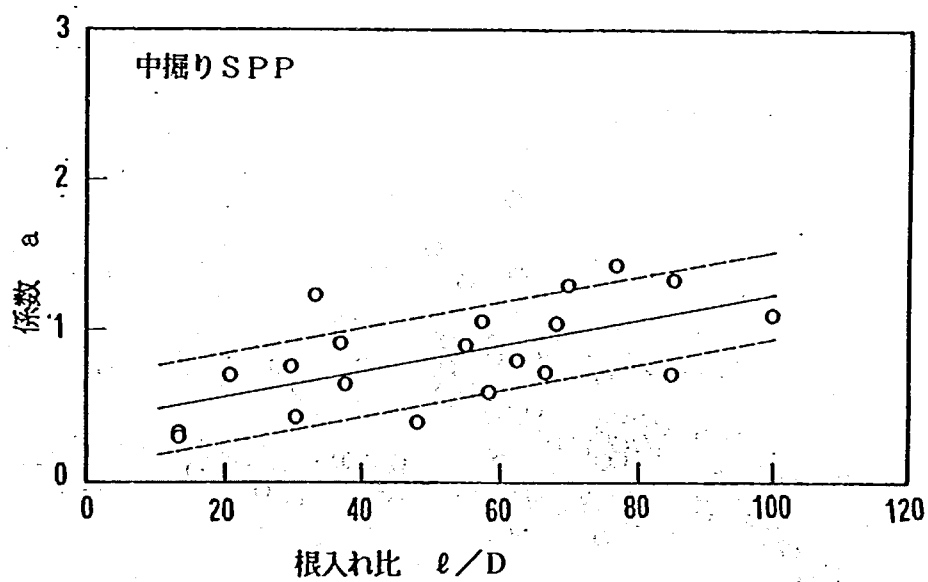


図-4. 8(d) 係数 a と根入れ比 l/D (中掘り SPP)

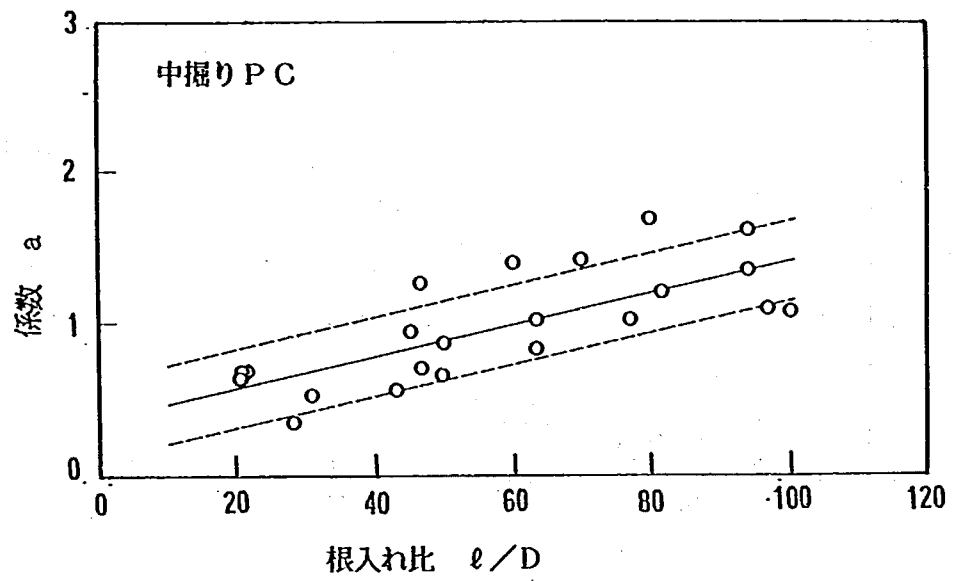


図-4. 8(e) 係数 a と根入れ比 l/D (中掘りPC)

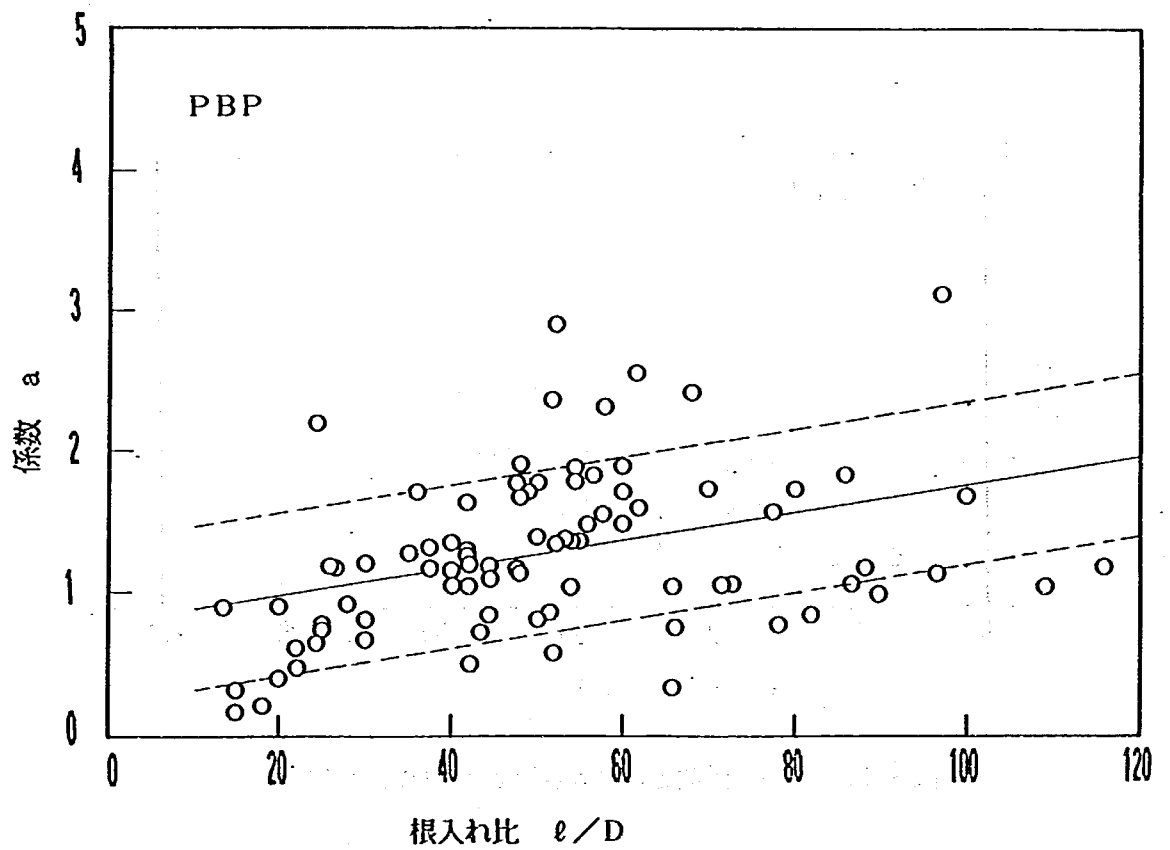


図-4. 8(f) 係数 a と根入れ比 l/D (プレボーリング杭)

4.3 杭周面のすべり係数と杭先端の地盤反力係数

1) 土質試験結果を用いたK_s推定式

図-4.9のように、杭頭に軸方向力が作用するとき、杭周面のバネ定数が深さによらず一定と仮定すれば、微小要素に関する力のつり合い条件および変位の連続条件から、杭の応力および変位の基本方程式は、式(4.4)のように表される。

$$A_p E_p \frac{d^2 v}{dx^2} - C_s U v = 0 \quad (4.4)$$

ここに、 v : 深さ x における杭の軸方向変位 (m)

なお、杭周面のバネ定数 C_s は、一般にすべり係数と呼ばれ、図-4.10の杭周面摩擦力～変位曲線の割線勾配で定義される。ここでは、杭周面摩擦力が、杭全長にわたって図-4.10の τ_u に達していないものと仮定する。

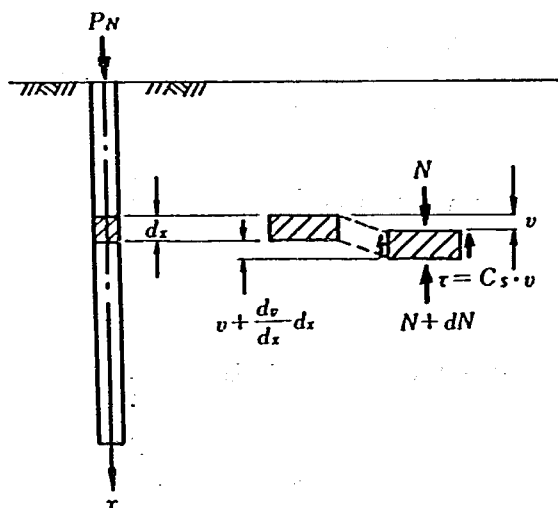


図-4.9 軸方向力が作用する杭の応力と変位

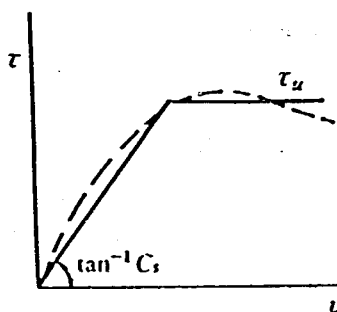


図-4.10 すべり係数

式(4.4)の一般解は、式(4.5)で表される。

$$v = A e^{\alpha x} + B e^{-\alpha x} \quad (4.5)$$

$$\text{ここに、} \alpha = \sqrt{\frac{C_s U}{A_p E_p}}$$

杭の軸力は、式(4.5)を微分して、式(4.6)で求められる。

$$N = A_p E_p \frac{d v}{d x} = -A_p E_p \alpha (A e^{\alpha x} - B e^{-\alpha x}) \quad (4.6)$$

杭頭および杭先端における境界条件により式(4.5)、式(4.6)を解けば積分定数A、Bを与える式(4.7)が得られる¹⁾。ここで、境界条件は、 $x=0$ において、 $N=P_N$ 、 $x=\ell$ において、 $N=k_v \cdot A_t \cdot v(x=\ell)$ である。

$$A = \frac{P_N \ell}{2 A_p E_p \lambda} \cdot \frac{(\lambda - \gamma) e^{-\lambda}}{\lambda \sinh \lambda + \gamma \cosh \lambda} \quad (4.7)$$

$$B = \frac{P_N \ell}{2 A_p E_p \lambda} \cdot \frac{(\lambda + \gamma) e^{\lambda}}{\lambda \sinh \lambda + \gamma \cosh \lambda}$$

$K_v = P_N / v(x=0)$ より、式(4.8)が得られる。

$$K_v = a \frac{A_p E_p}{\ell} \quad (4.8)$$

ここに、

K_v : 杭の鉛直方向バネ定数 (kgf/cm)

A_p : 杭の純断面積 (cm²)

E_p : 杭体のヤング係数 (kgf/cm²)

ℓ : 杭長 (cm)

$$a = \frac{\lambda \tanh \lambda + \gamma}{\gamma \tanh \lambda + \lambda} \lambda \quad (4.9)$$

$$\gamma = \frac{A_t k_v \ell}{A_p E_p}$$

$$\lambda = \ell \sqrt{\frac{C_s U}{A_p E_p}}$$

A_t : 杭の先端閉塞面積 (cm^2)

U : 杭の周長 (cm)

k_v : 杭先端地盤の鉛直方向地盤反力係数 (kgf/cm^2)

C_s : 杭と周面地盤のすべり係数 (kgf/cm^2)

ここで、杭径1.0mの場所打ち杭を対象として、式(4.8)から C_s および k_v の K_v に及ぼす影響を把握する。 C_s および k_v は周面N値、 N_r および先端N値、 N_p と式(4.10)、(4.11)の関係があると仮定する。

$$C_s = 0.02 N_r \quad (4.10)$$

$$k_v = 0.6 \times (E_o/30) \times (D/30)^{-3/4} \quad (4.11)$$

ここに、 $E_o = 28 N_p$: 杭先端地盤の変形係数

試算の基本ケースを $N_r = 15$ 、 $N_p = 50$ として C_s の効果をケース(a) ($N_r = 5$) およびケース(b) ($N_r = 25$)、また k_v の効果をケース(c) ($N_p = 30$) およびケース(d) ($N_p = 70$)で検討する。このとき杭の根入れ比 ℓ/D は、0.1~30までの範囲を対象とする。

表-4.3に $\ell/D = 0.1, 10, 20$ および30のときの主要項目を一覧表に整理した。図-4.11に式(4.9)から求まる係数 a と根入れ比 ℓ/D の関係を示す。式(4.9)に基づく $a - \ell/D$ 関係は前節の $a = \alpha(\ell/D) + \beta$ のような ℓ/D に一次比例の関係ではなく、正確には指数関係で表現できるようである。 $N_r = 15$ 、 $N_p = 50$ の基本ケースの曲線に対して C_s を変化させた場合、ケース(a)、(b)のような曲線を示す。当然のことながら、杭長が長くなる(ℓ/D が大)にしたがいケース(a)と(b)の差は拡大する傾向がある。一方、杭先端の定数である k_v を変化させた場合、ケース(c)、(d)のような曲線を示す。杭先端N値を30から70に変化させても係数 a に及ぼす影響はわずかであり、両曲線とも基本ケースとの差は少ない。ただし、 ℓ/D が大きくなって先端地盤の影響が相対的に少ないと考えられる杭長であっても、 k_v の a に及ぼす効果はあまり変わらないことがわかる。

図-4.12に杭頭における鉛直方向バネ定数 $K_v (= a * A_p E_p / \ell)$ と根入れ比 ℓ/D の関係を示す。基本ケースに対してケース(a)と(b)ではいずれも ℓ/D の増加にしたがい K_v も増加するが $a - \ell/D$ の関係と異なり、上に凸(トツ)の曲線形状を呈する。一方、基本ケースに対してケース(c)と(d)を比較すると、 ℓ/D が小さいほど杭先端地盤反力係数 k_v の影響が大きく、 ℓ/D の増加にしたがいわずかながらその影響は少なくなる傾向を示すことがわかる。

2) 杭周面すべり係数の推定

本節ではすべり係数 C_s と地盤N値の関係を既往の載荷試験データより調査する。駒田・山川(1974)は、 $C_s - N$ 値関係を砂質土と粘性土地盤について打込み鋼管杭と場所

打ち杭データについて解析的研究を行い図-4.13に示す成果を得ている。同図から、特に粘性土においてばらつきが大きいものの、 C_s-N 値は地盤種別、杭施工法によらず概ね次の関係が認められている。

$$C_s = \frac{N}{15} (\text{kgf/cm}^2) \quad (4.12)$$

ただし、この関係式は C_s を杭の沈下量が杭径の1%を想定して求められたものである。しかし、4.2節1)で述べたように本研究では、変位法による安定照査は“弾性限界状態”と位置づけ、基準沈下量としては降伏時に着目することとしている。杭施工法別の降伏沈下レベル S_v/D は第3章図-3.4に示したように打込み鋼管杭で2.53%、場所打ち杭で1.72%程度となり式(4.12)のときの1%より大きい。したがって新しいすべり係数 C_s は式(4.12)に示される C_s-N 値関係に比べ C_s が低減することが予想される。

図-4.14、4.15に打込み鋼管杭と場所打ち杭の C_s-N 値の直線回帰式を地盤種別毎に図化した。参考までに図中に $C_s=N/15$ を破線で示したが、提案式に比べて砂質土では倍程度以上異なるが、粘性土の場合は概ね近似した結果が得られている。

図からわかるように C_s-N 値関係はばらつきが大きく相関関係は高くない。むしろ佐藤(1965)⁸⁾が提案($C_s=0.3\sim 1.0$ (kgf/cm²、開端鋼管杭の場合))しているように N 値に無関係のようにも思われる。ここですべり係数 C_s と周面摩擦力度 f の関係を杭施工法および地盤種別毎に図化したものが図-4.16および4.17である。図から C_s と f には概ね比例関係が認められるようである。 $f-N$ 値関係は第3章、図-3.9~3.10に示すようなばらつきは大きいものの線形関係を認めた。したがって、ここでも C_s は N 値と線形関係があると結論づけたものである。 $f-N$ 値関係がそうであったように、 C_s-N 値関係においても N 値が相対的に小さな領域では C_s を過小に、 N 値が大きい領域では逆に C_s を過大に評価する傾向が認められる。

3) 先端地盤反力係数の推定

次に杭先端の鉛直方向地盤反力係数 k_v と先端 N 値の関係を載荷試験データより調査する。従来、 k_v の推定には道示(1990)に規定された(4.13)が準用されてきた。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{30} \right)^{-3/4} \quad (4.13)$$

ここに、 k_v : 鉛直方向地盤反力係数(kgf/cm²)

k_{v0} : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数(kgf/cm²)で、各種土質試験・調査により求めた変形係数から推定する場合は、次式により求める。

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \alpha E_0 \quad (4.14)$$

B_v : 基礎の換算載荷幅 (cm) で次式により求める。ただし、底面形状が円形の場合には直径とする。

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

E_0 : 表-4.4に示す方法で測定または推定した、設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kgf/cm²)

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数で、表-4.4に示す。

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (cm²)

この式は本来乱さない地盤に適用されるものであり、杭先端地盤のように杭の施工法によって種々の履歴をうける地盤を想定したものではない。したがって k_v - N 値関係は杭の施工法を考慮した式である必要がある。また、杭の支持形式によっても異なるかも知れない。

図-4.18に杭先端地盤反力度 p - 杭先端降伏沈下量 S_p の関係を杭の支持形式と地盤種別をパラメーターとして整理した。地盤反力度 p は杭頭において降伏支持力 R 時の杭先端伝達荷重を杭の断面積で除いたものである。先端地盤反力係数 k_v は p/S_p で求められる。両者は概ね比例関係にあるようである。しかし、これらのデータにはさまざまな杭径を有するデータが混っている。既往の知見により式 (4.13) からわかるように地盤反力係数の大きさは寸法効果が認められ、載荷面積の $3/4$ 乗に逆比例する関係を用いる場合が多い。したがって、杭先端の k_v を評価する際にもこの効果を考慮するのが望ましいと考えた。

ここでは式 (4.15) に示す関係式から比例定数 α' を逆算することとした。

$$k_v = k_{v0} \left(\frac{D}{30} \right)^{-3/4} = \alpha' \frac{E_0}{30} \left(\frac{D}{30} \right)^{-3/4} \quad (4.15)$$

ここに、 $E_0 = 28N$: 杭先端地盤の変形係数

D : 杭径

その結果を図-4.19に示す。図-4.19(a)に示す打込み鋼管杭の場合は、杭の支持形式や地盤種別にかかわらず、 $\alpha' = 1.62$ を得る。式 (4.13) や (4.14) から道示式の場合 α' は 1 に相当するから打込み鋼管杭では 6 割程度 k_v は大きく評価されることがわかる。

一方、場所打ち杭の場合は支持形式による有意差は認められないが、砂地盤と粘土地盤では明確に異なるようである。前者の場合、場所打ち杭は打込み鋼管杭と異なり道示式の $\alpha' = 1.0$ に対して 6 割程度しかない。これはやはり砂系の場合、掘削に伴う地盤の

ゆるみの影響によるものと考えられる。粘土地盤の場合 $\alpha' = 1.90$ とおおよそ道示式に比べて 2 倍程度大きい。これはもともと摩擦杭のデータであることからわかるように N 値 20 以下のデータであり、元来このような地盤で $E_0 = 28N$ の関係式が適用されるかどうかの問題がある。

表-4.3 係数 a および K_v 一覧表

	l/D	r	λ	$\tanh \lambda$	a	$K_v (t/cm)$	C_s, E_0, k_v
基本 $N_r = 15$ $N_p = 50$	0.1	0.0004	0.0021	0.0021	0.0004	90	$C_s = 0.30$ $E_0 = 1400$ $k_v = 11.35$
	10	0.0420	0.2108	0.2077	0.0824	175	
	20	0.0841	0.4216	0.3983	0.2335	248	
	30	0.1261	0.6325	0.5597	0.4319	305	
(a) $N_r = 5$ $N_p = 50$	0.1	0.0004	0.0012	0.0012	0.0004	89	$C_s = 0.10$ $E_0 = 1400$ $k_v = 11.35$
	10	0.0420	0.1217	0.1211	0.0545	116	
	20	0.0841	0.2434	0.2387	0.1314	139	
	30	0.1261	0.3651	0.3497	0.2265	160	
(b) $N_r = 25$ $N_p = 50$	0.1	0.0004	0.0027	0.0027	0.0004	91	$C_s = 0.50$ $E_0 = 1400$ $k_v = 11.35$
	10	0.0420	0.2722	0.2656	0.1098	233	
	20	0.0841	0.5443	0.4963	0.3290	349	
	30	0.1261	0.8165	0.6732	0.6121	433	
(c) $N_r = 15$ $N_p = 30$	0.1	0.0003	0.0021	0.0021	0.0003	54	$C_s = 0.30$ $E_0 = 840$ $k_v = 6.81$
	10	0.0252	0.2108	0.2077	0.0673	143	
	20	0.0504	0.4216	0.3983	0.2085	221	
	30	0.0757	0.6325	0.5597	0.4027	285	
(d) $N_r = 15$ $N_p = 70$	0.1	0.0006	0.0021	0.0021	0.0006	126	$C_s = 0.30$ $E_0 = 1960$ $k_v = 15.89$
	10	0.0589	0.2108	0.2077	0.0970	206	
	20	0.1177	0.4216	0.3983	0.2571	273	
	30	0.1766	0.6325	0.5597	0.4589	324	
計算条件		杭諸元：場所打ち杭， $D=100\text{ cm}$ ， $EI=2.121 \times 10^9\text{ kgf-cm}^2$ $C_s=0.02N_r$ (N_r : 周面N値)， $E_0=28N_p$ (N_p : 先端N値) $k_v=0.6 \times (E_0/30) \times (D/30)^{-3/4}$					

表-4.4 E_0 と α

次の試験方法による変形係数 E_0 (kgf/cm)	α
	(常時)
直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1
ボーリング孔内で測定した変形係数	4
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	4
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 28N$ で推定した変形係数	1

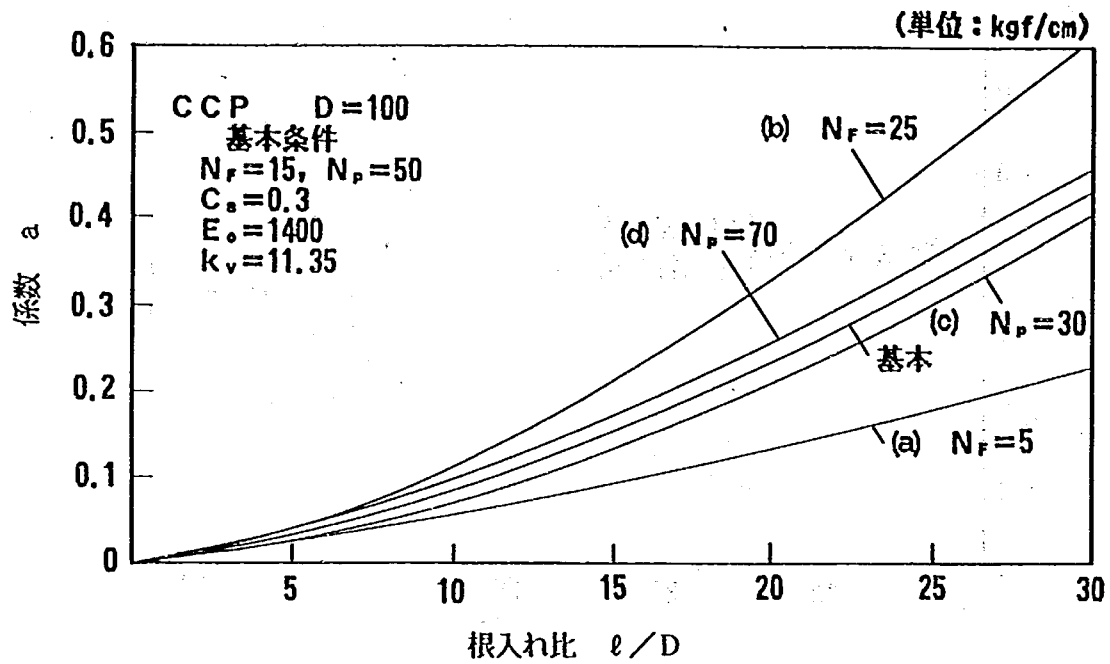


図-4. 1 1 係数 a - 根入れ比 l/D の関係

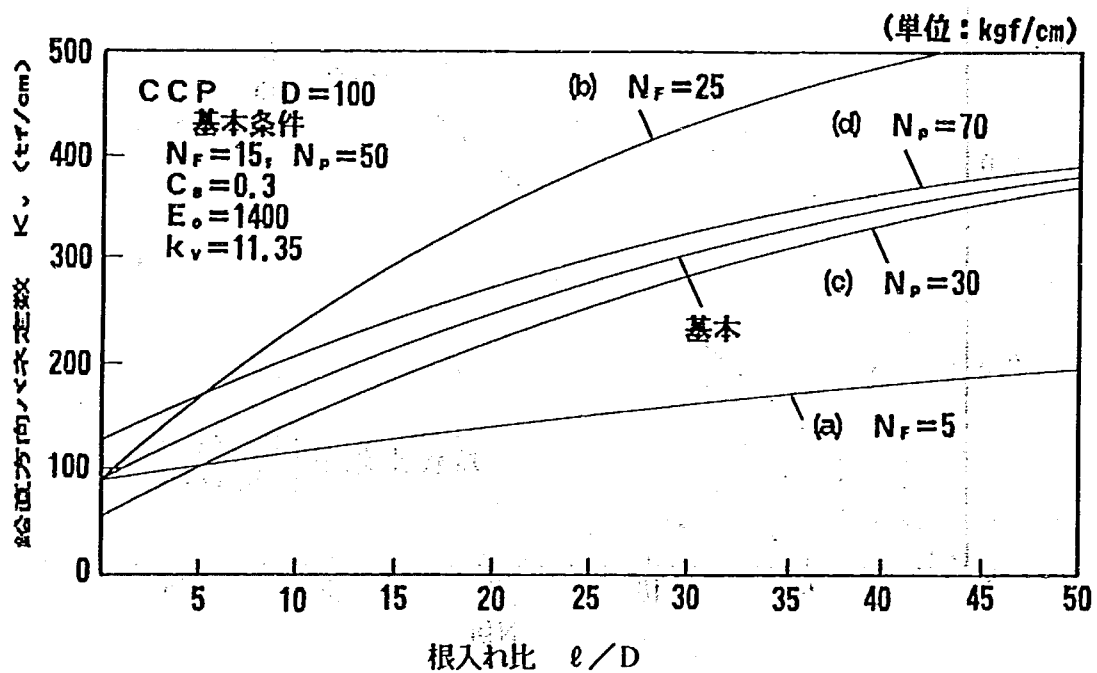


図-4. 1 2 バネ定数 K_v - 根入れ比 l/D の関係

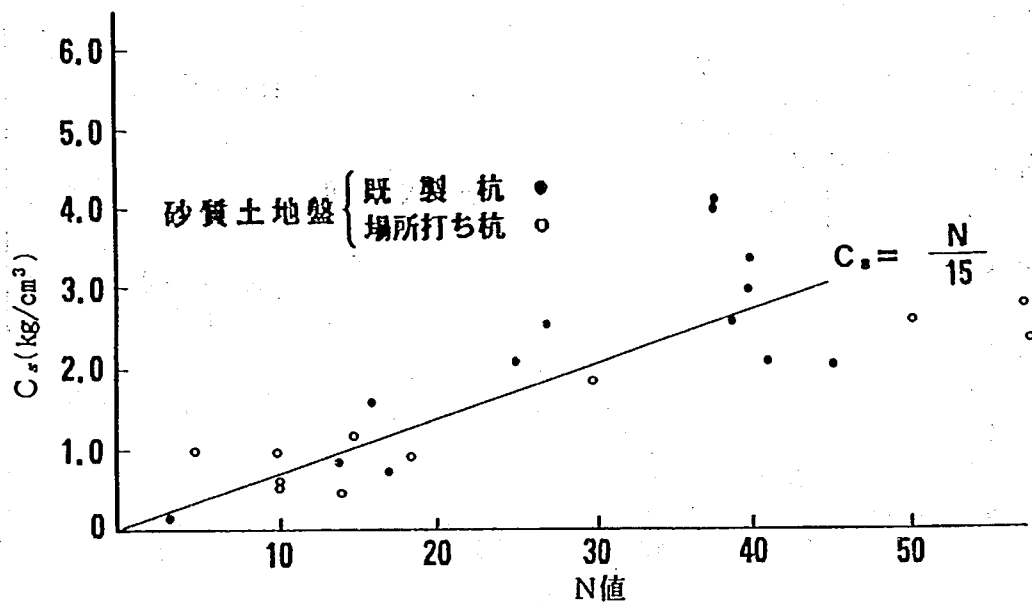


図-4.13(a) C_s -N値 (砂質地盤)

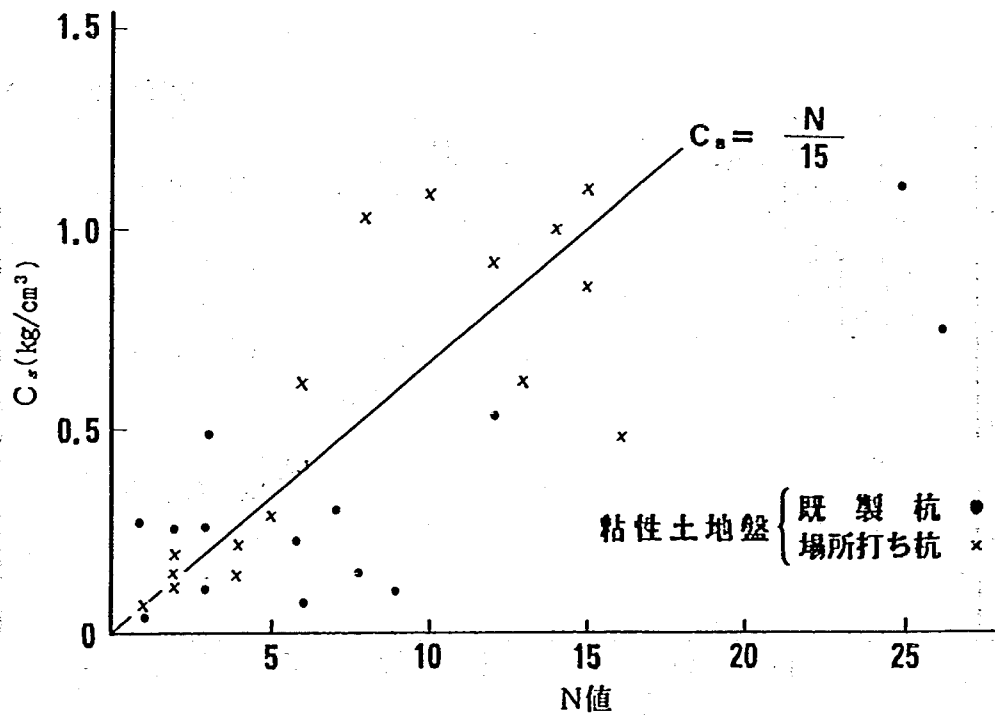


図-4.13(b) C_s -N値 (粘性土地盤)

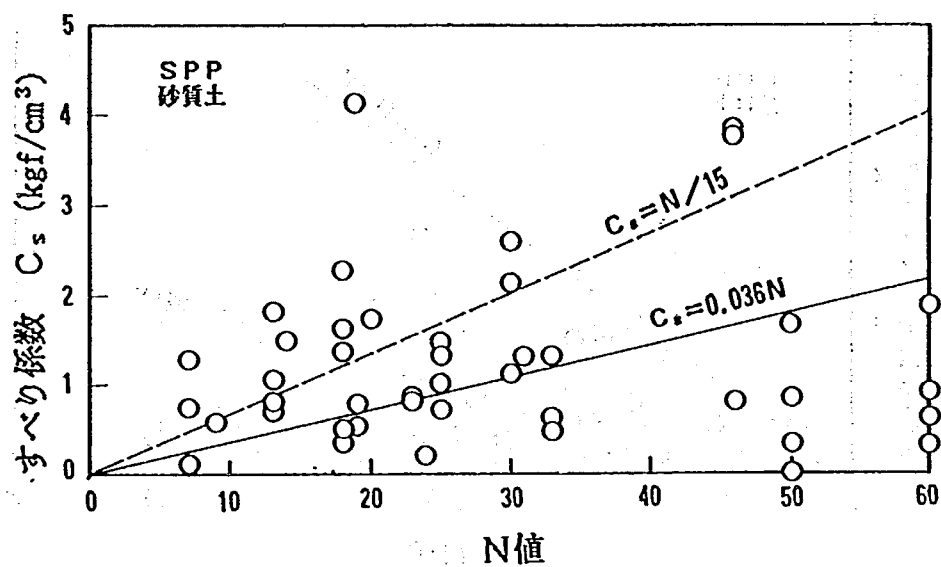


図-4. 14(a) すべり係数 C_s とN値(SPP・砂質土)

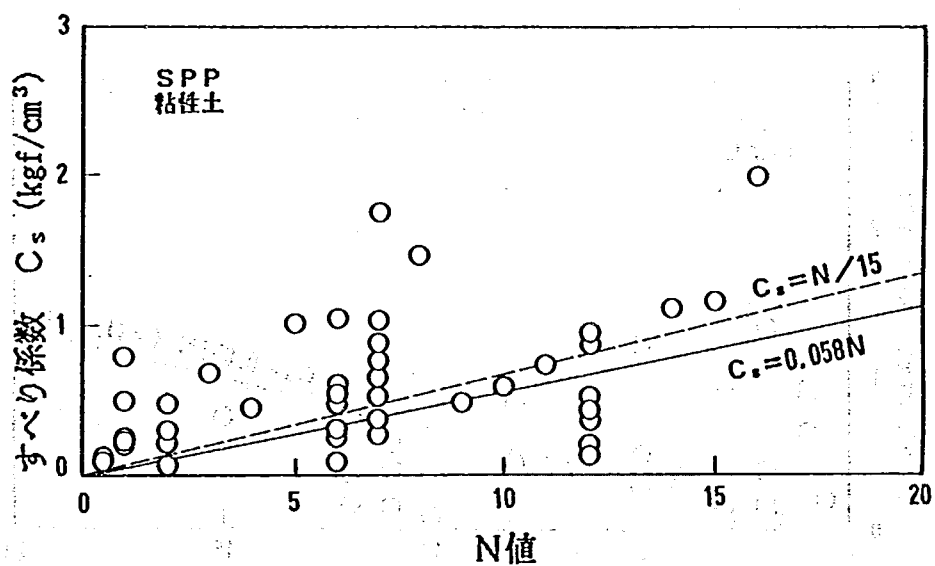


図-4. 14(b) すべり係数 C_s とN値(SPP・粘性土)

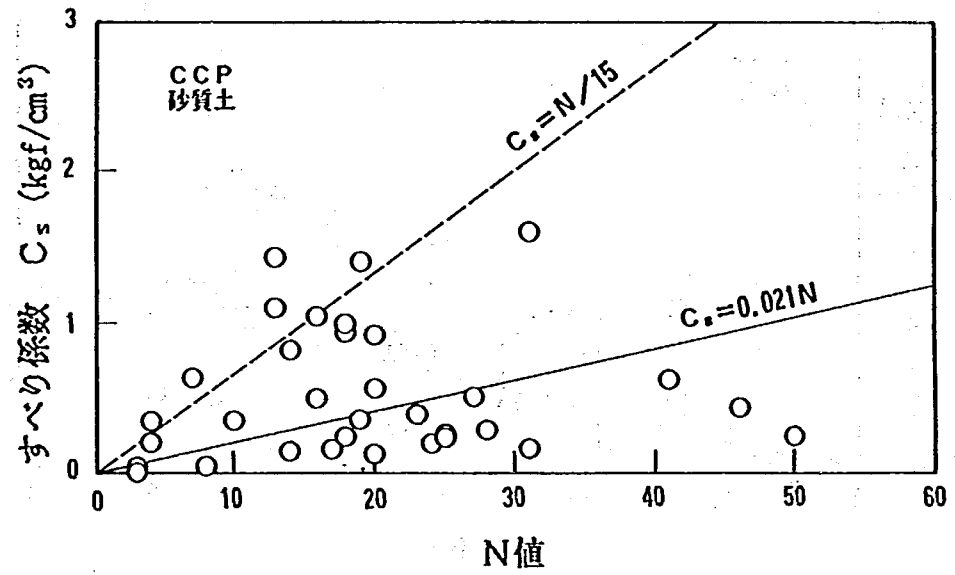


図-4. 15(a) すべり係数 C_s とN値(CCP・砂質土)

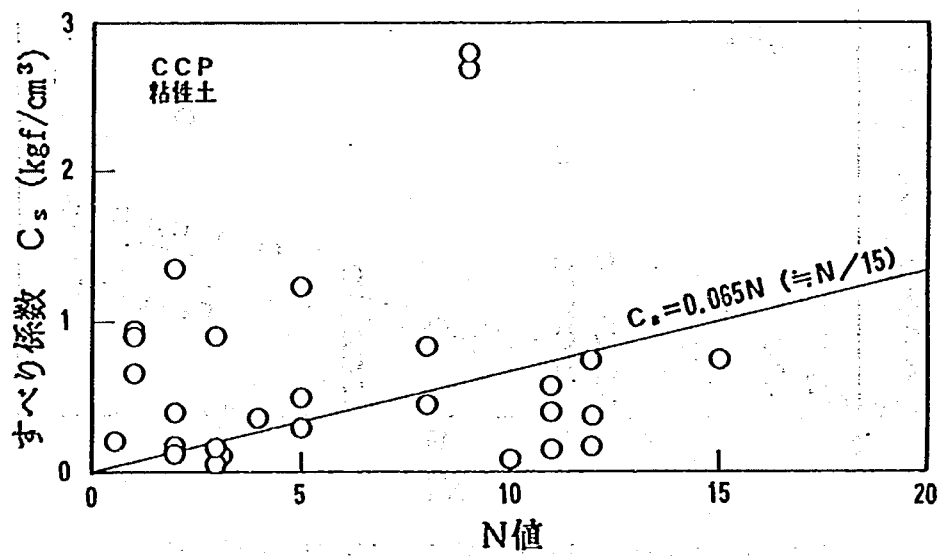


図-4. 15(b) すべり係数 C_s とN値(CCP・粘性土)

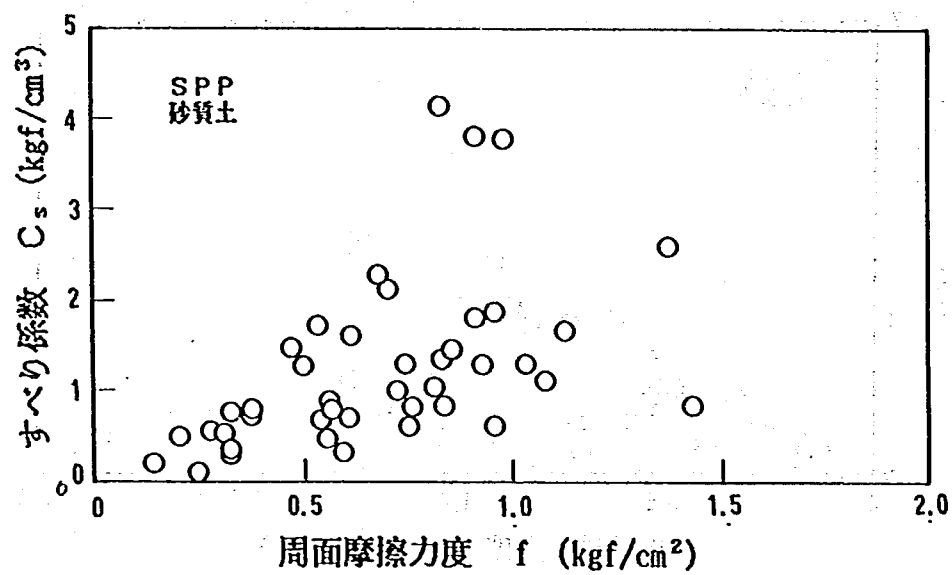


図-4. 16(a) すべり係数 C_s と周面摩擦力度 f (SPP・砂質土)

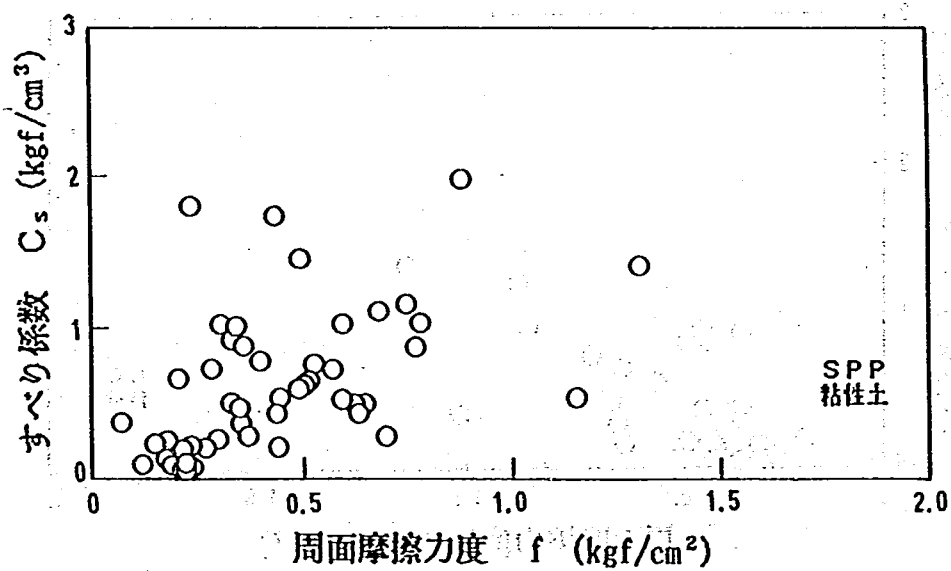


図-4. 16(b) すべり係数 C_s と周面摩擦力度 f (SPP・粘性土)

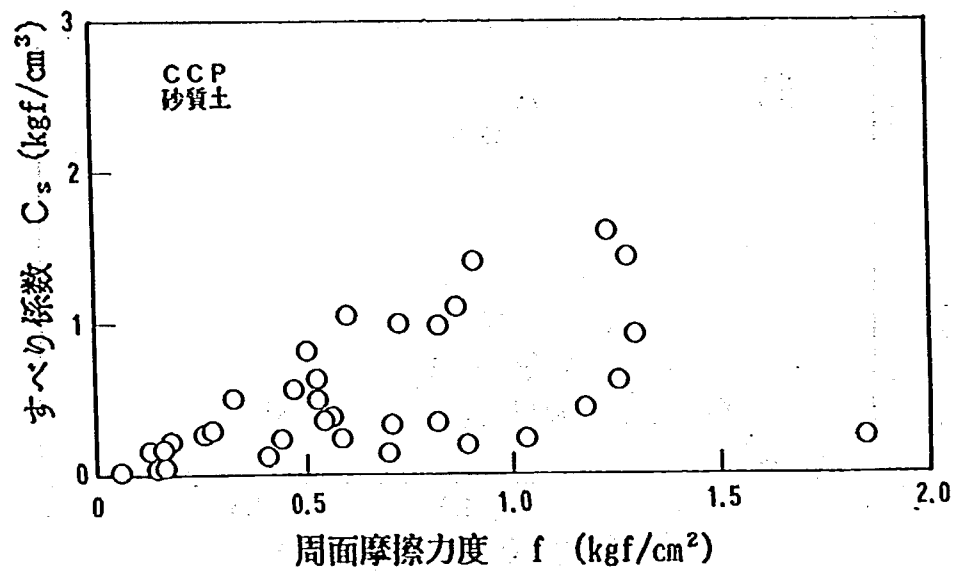


図-4.17(a) すべり係数 C_s と周面摩擦力度 f (CCP・砂質土)

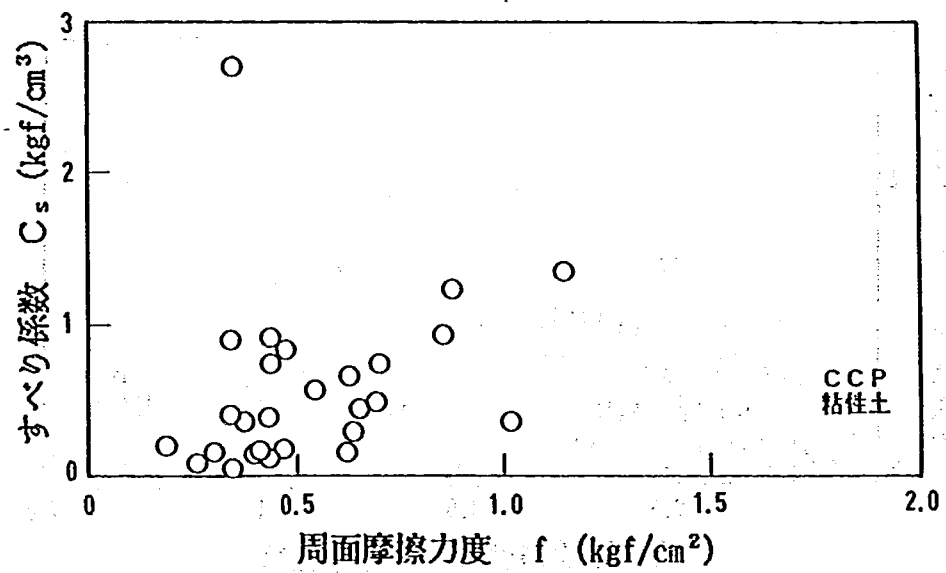


図-4.17(b) すべり係数 C_s と周面摩擦力度 f (CCP・粘性土)

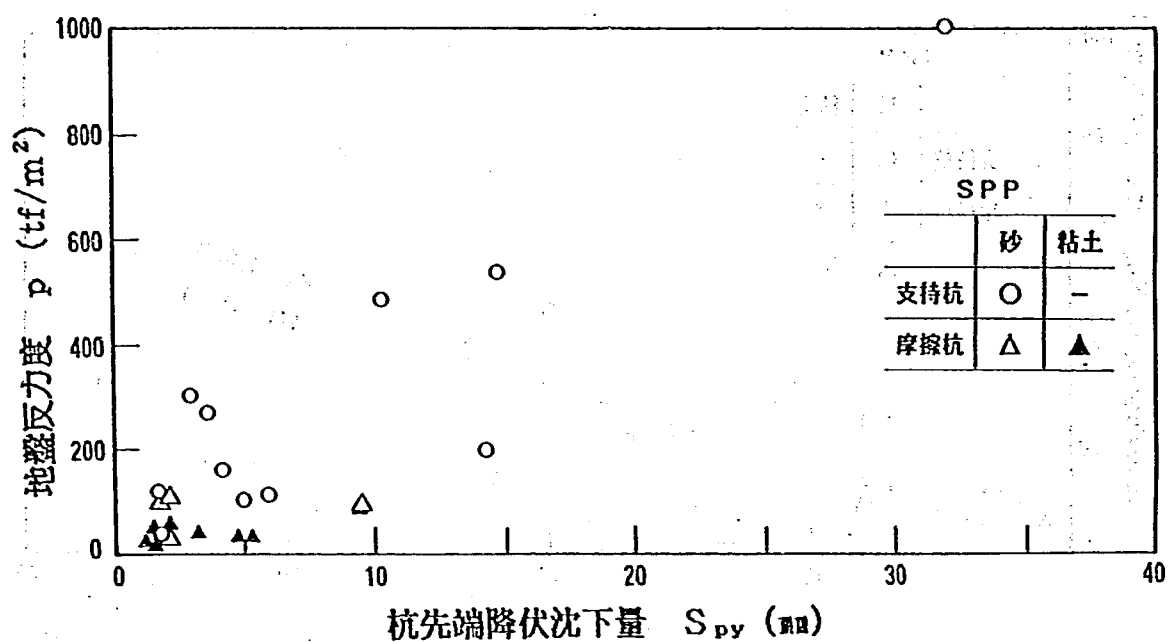


図-4.18(a) 地盤反力度 p と降伏沈下量 S_{py} (SPP)

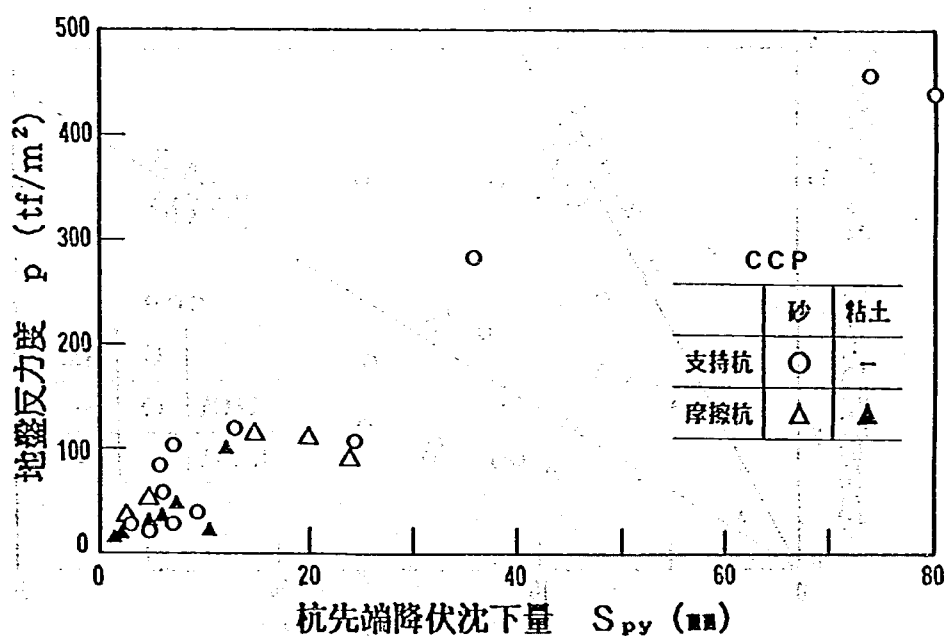


図-4.18(b) 地盤反力度 p と降伏沈下量 S_{py} (CCP)

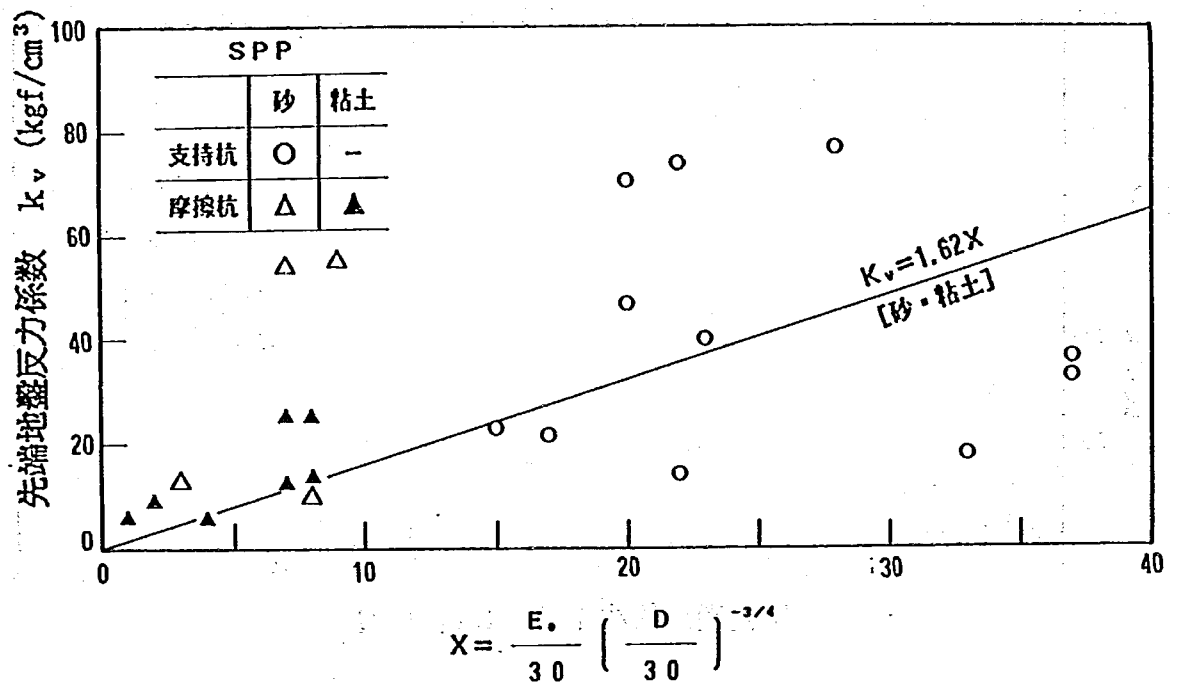


図-4.19(a) 先端地盤反力係数 k_v と $\frac{E_s}{30} \left(\frac{D}{30} \right)^{-3/4}$ (SPP)

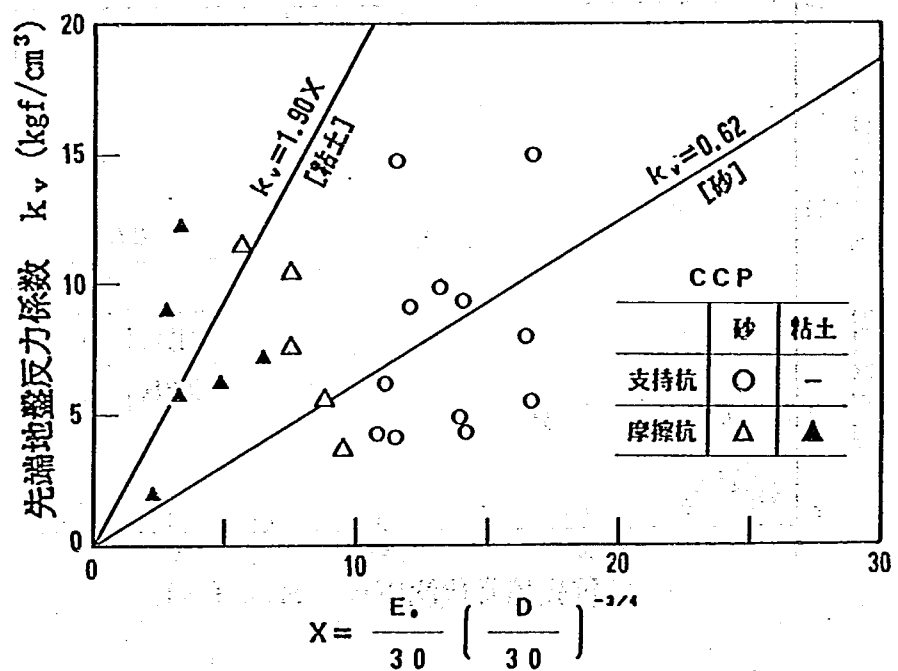


図-4.19(b) 先端地盤反力係数 k_v と $\frac{E_s}{30} \left(\frac{D}{30} \right)^{-3/4}$ (CCP)

4.4 バネ定数の推定精度

これまでに4.2節において既往の載荷試験に基づく推定法として係数 a と杭の根入れ比 ℓ/D の関係を施工法別に線形回帰により求めた。また4.3節においては土質試験結果による推定法として係数 a の理論式を構成するすべり係数 C_s と先端地盤反力係数 k_v について各々 N 値との関係を調査した。これらの成果を踏まえ、本節では表-4.1の「軸力データ」を用いて、打込み鋼管杭と場所打ち杭に関して両推定法による鉛直方向バネ定数 K_v の推定精度を比較する。

後者の C_s 、 k_v を用いた推定法において、 C_s または k_v - N 値の関係式は表-4.5に示す通りとする。本手法によれば、式(4.8)に代入する式(4.9)の係数 a は杭1本につきひとつの C_s と k_v から求められる。しかし、我国の地盤では杭周面地盤が単層から構成されることは皆無であり、したがって複数の土層の C_s からひとつの等価な C_s を評価する必要がある。ここでは種々の等価 C_s の評価方法を検討した結果、式(4.16)によることとした。

$$\text{等価 } C_s = \frac{\ell_1 \cdot C_{s1} + \ell_2 \cdot C_{s2} + \cdots + \ell_n \cdot C_{sn}}{\ell_1 + \ell_2 + \cdots + \ell_n} \quad (4.16)$$

ここに ℓ_i ($i = 1 \sim n$) : 各層の層長

C_{si} : 各層のすべり係数

この要領で求めた既往の載荷試験に基づく推定法(ℓ/D 法)と土質試験結果による推定法($C_s \cdot k_v$ 法)による鉛直方向バネ定数 K_v の実測 K_{vo} に対する比(バネ定数比)の基本統計量を表-4.6に示した。また図-4.20に K_v - K_{vo} 関係を図化した。ここで場所打ち杭の $C_s \cdot k_v$ 法では地盤種別により推定式をかえているのでパラメーターとして区分している。

これらの結果より以下のことが考察される。

- ①ここで検討した「軸力データ」でみる限り、 ℓ/D 法による K_v は多少実測 K_{vo} に対し大きく評価する傾向がある。特に場所打ち杭の先端地盤が砂質土の場合、その傾向が著しい。
- ② $C_s \cdot k_v$ 法の場合、バネ定数比 K_v/K_{vo} は $\pm 10\%$ 程度の範囲内にある。場所打ち杭で先端が粘性土の場合、図-4.19(b)のように砂よりも大きな k_v 推定式を採用しているが、それでも推定 K_v は実測 K_{vo} に比べて過小評価となっている。
- ③両推定法によるばらつきは概ね同程度と考えられる。したがって、4.3節で提案した $C_s \cdot k_v$ - N 値関係による K_v 推定も ℓ/D 法による推定法と同程度の推定精度と考えることができる。

表-4.5 C_s, k_v -N値関係

	地盤 種別	SPP	CCP
C_s (kgf/cm ³)	砂質土	0.04N	0.02N
	粘性土	0.06N	0.07N
k_v (kgf/cm ³)	砂質土	1.6 X	0.6 X
	粘性土		1.9 X

ここに、 $X = (E_o/30) \times (D/30)^{-3/4}$
 E_o : 杭先端地盤の変形係数 (kgf/cm²)
 $E_o = 28N$
 D : 杭径 (cm)

表-4.6 パネ定数比 K_v/K_{vo} の基本統計量

		SPP	CCP		
		全データ	砂質土	粘性土	全データ
データ数		18	17	7	24
ℓ / D 法	平均値	1.228	1.613	1.126	1.417
	変動係数	0.805	0.605	0.595	0.595
$C_s \cdot k_v$ 法	平均値	1.062	1.088	0.873	1.025
	変動係数	0.546	0.645	0.469	0.614

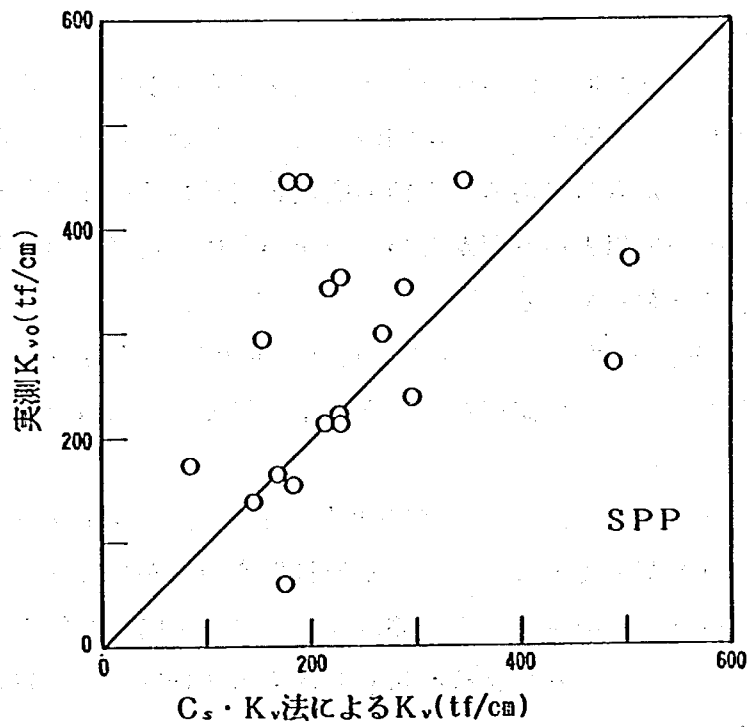


図-4.20(a) $C_s \cdot k_v$ 法と実測の K_v 関係(SPP)

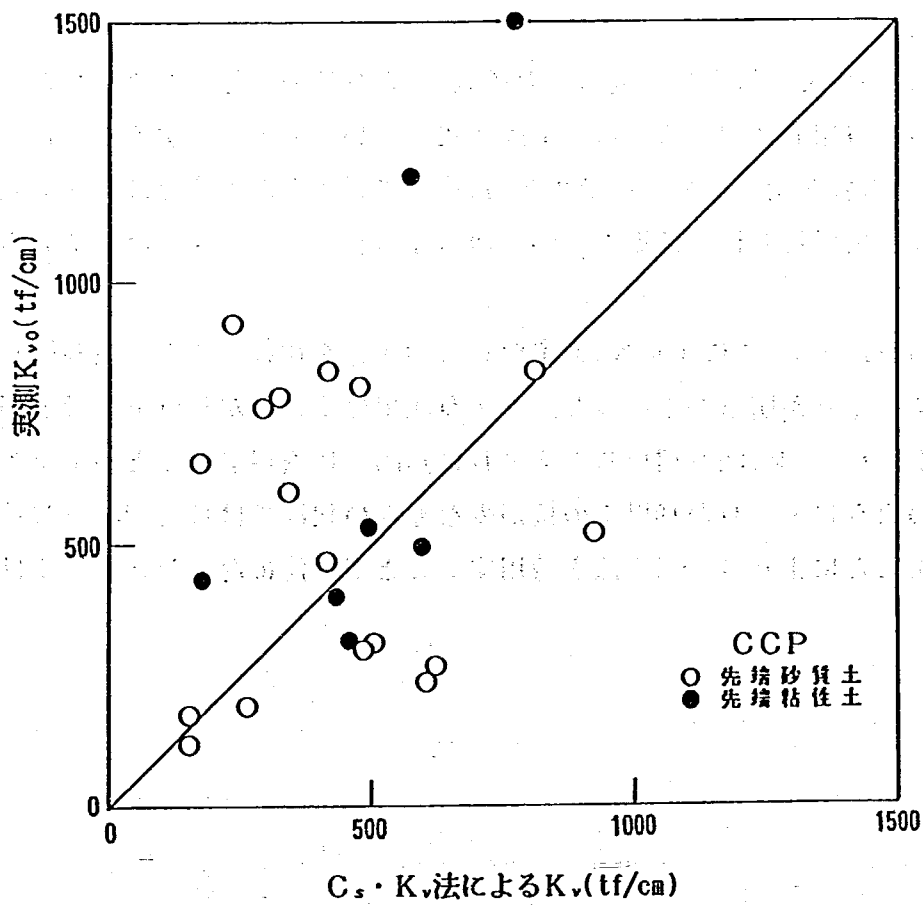


図-4.20(b) $C_s \cdot k_v$ 法と実測の K_v 関係(CCP)

4. 5 結語

杭基礎の安定設計を行うためには地盤をモデル化する必要がある。本章では、第5章の水平方向の地盤反力係数と同様に弾性範囲内にあると見なせる杭の鉛直方向地盤バネ定数について検討してきたものである。支持力問題と同様に杭の変形についてもばらつきが大きい。実設計への応用という面からいくつかの有用な結果が得られたと思われるが、要約すると以下のとおりである。

- (1) 限界状態設計法の導入を想定して、鉛直方向バネ定数 K_v の基準沈下量を従来の「1 cm」を改めて鉛直方向の可逆性が概ね保証される限界の状態に着目して「降伏沈下量」と明確に定義した。
- (2) 打込み鋼管杭と場所打ち杭について、降伏支持力 R_v 、降伏沈下量 S_v および係数 a を杭の根入れ比 ℓ/D の関係で考察し、その変形特性を明らかにした。
- (3) ℓ/D 法による新しい K_v の定義による係数 $a - \ell/D$ の関係を杭の施工法別に求めた。これらの成果（プレボーリング杭を除く）は道示（1990）の規定に反映され実務に供せられている。
- (4) 打込み鋼管杭と場所打ち杭に関して杭周面のすべり係数 C_s と N 値の関係式を提案した。また杭1本あたりの等価 C_s は式（4.16）によるのが最も実際に近いことが判明した。
- (5) 同じ杭種について、杭先端の地盤反力係数 k_v と N 値の関係式を提案した。この提案式と従来から慣用的に用いられる道示式（式（4.13））と比較すると、杭の施工法の k_v に及ぼす影響が明らかで、道示式 k_v に比べて打込み鋼管杭では締固め効果で大きくなり、逆に場所打ち杭では堀削に伴うゆるみの影響から小さくなっていることが判明した。
- (6) ℓ/D 法と $C_s \cdot k_v$ 法による K_v 推定値と実測 K_v を比較すると、概ね同程度の推定精度を有することが明らかとなった。 ℓ/D 法では ℓ/D が10以下では適用不可とされているが、 $C_s \cdot k_v$ 法を用いると ℓ/D に無関係に適用することができる。特に場所打ち杭のように ℓ/D が10以下の杭が少なくない状況では $C_s \cdot k_v - N$ 値関係が明確になったことにより $C_s \cdot k_v$ 法を適用することが可能になったメリットは大きい。

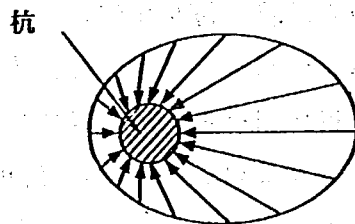
第5章 載荷試験データ解析による杭の水平抵抗特性

5.1 概説

杭基礎の設計において、水平抵抗の問題は重要である。杭基礎に働く水平力としては、主に杭頭部に作用する地震による慣性力や波力、杭体に作用する土圧や地滑り土圧や側方流動圧などがある。

水平力を受ける杭の問題は、地盤の性質が支配的な役割をはたし、杭の変形に伴って地盤が地表から順次塑性化していく状態を解析する必要があり、鉛直支持力の問題よりむしろ複雑な要因が含まれている。

また杭基礎の安全性（又は安定性）の観点からみると、鉛直支持力の問題よりも水平抵抗の問題はよりクリティカルな面を持っているといえる。すなわち、支持力不足は主として沈下につながり、杭基礎の破壊に至ることは少ない。一方、水平抵抗の不足は、杭基礎の破壊に至る可能性が高いといえる。



ここでは、杭頭に静的に水平荷重が作用する場合の単杭の水平抵抗について論じる。杭頭に水平力が作用すると、杭周面に作用する土圧分布が変化して、図-5.1 杭周面地盤の土圧分布例えば、図-5.1のようになると考えられる。この場合の土圧分布は、2次元状態を扱ういわゆる剛体壁に作用する土圧理論と本質的に異なる部分がある。すなわち、杭は柱状体であり、杭に作用する土圧は平面的な広がりを持つこと、および杭の挙動は剛体的ではないことがある。

杭の水平抵抗を解析的に求めようとする場合、周面地盤抵抗（地盤反力）の取り扱い方により次のような考え方が用いられている¹⁾。

(1) 極限地盤反力法

ケーソン基礎や剛性の高い基礎に対して適用できるもので、地盤の極限状態における地盤反力分布形状を仮定して、杭に作用する外力との釣合から水平抵抗を推定しようとするものである。

(2) 弾性地盤反力法

通常の設計計算に用いられている方法である。これをさらに分けると、線形弾性地盤反力法、非線形弾性地盤反力法、荷重-変位曲線法などになる。線形地盤反力法に用いる地盤バネ定数としては杭の載荷試験データから推定されたいわゆる逆算値を用いるのが一般的である。非線形弾性地盤反力法は、土の非線形性を考慮するため地盤反力と変位の関係を非線形的に取り扱う方法である。荷重-変位曲線法は、試験等により荷重-

変位曲線関係を推定し、数値解析的に解くものである。

(3) 複合地盤反力法

変形の大きい地表面近くの地盤は塑性領域にあるとし、その下の変形の小さい地盤は弾性領域にあるとして解く方法である。塑性領域の地盤抵抗としては(1)の考え方を、弾性領域の地盤抵抗としては(2)の考え方をを用いるものである。

その他に、まだ実用的にはあまり用いられていないが、地盤を半無限弾性体と考え、その中に杭が設置された状態を解く方法も開発されている。

本章では杭の水平抵抗特性について、多数の実杭の載荷試験データを統計的手法により分析検討する²⁾。まず5.2節では、水平抵抗における実用設計レベルでの弾性限界について杭種毎に対して定量的評価を試みる。この場合の弾性限界としては、ワイブル曲線の降伏変位量として定義する。

次に5.3節では、杭の水平方向地盤反力係数について、載荷試験データから求まる逆算 κ 値と計算 κ 値を比較しながら推定精度の高い κ 値算定法について調査する。ここで用いる κ 値算定法は他の弾性体基礎に対しても整合する方法を導入する。

解析に用いるために収集した載荷試験データは415例あるが、解析に必要なデータを具備しているかどうかでデータを選別した結果、表-5.1に示す204例のデータが残り、これを用いて解析を行なう。ただし、水平方向地盤反力係数の検討においては、試験時の変位レベルを考慮して、さらにデータを選別して行なった。

表-5.1 水平載荷試験データ

杭 種	データ数
鋼 管 杭	120
場所打ち杭	29
P C 杭	31
PHC 杭	24
合 計	204

(注) 鋼管杭、PC杭、PHC杭は打ち込み工法による。

5.2 杭の水平方向弾性限界

1) 杭の水平方向弾性限界の定義

杭の鉛直載荷試験と同じように、水平方向載荷試験により求められた杭頭の荷重～沈下曲線は強い非線形性を示す。これは変位の増加により、地盤の塑性化領域が地表から深さ方向に順次進行し、かつ土自身のもつ非線形性によるものである。それ故、たとえ荷重を低いレベルにとどめたとしても厳密な意味で弾性限界を定義するのは困難であるといえる。しかしながら工学的意味での弾性的挙動、すなわち実設計上無視しうる残留変位量が残る変位（または荷重）の限界をここで杭の水平方向弾性限界と定義し、その定量的評価を行なう。

実設計においては、杭基礎の水平変位量の範囲を上記で定義する範囲内に抑えておくことは杭基礎の安定性を確保するという意味で大きな意味をもつと考えることができる。

しからは工学的な意味の具体的な弾性限界は何かということであるが、図-5.2に示すように杭の水平方向変位が急増する点が考えられる。もう一つは図-5.3に定義するワイブル曲線上の降伏荷重に相当する点である^{3) 5)}。

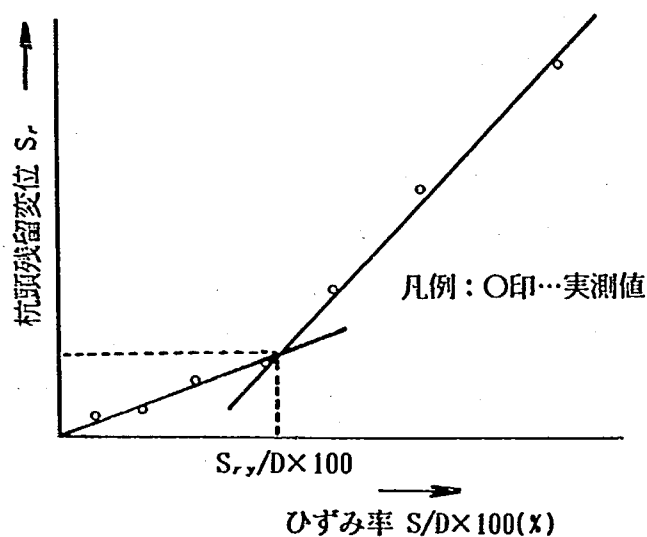


図-5.2 地盤の残留変位が急増する点を弾性限界とする場合

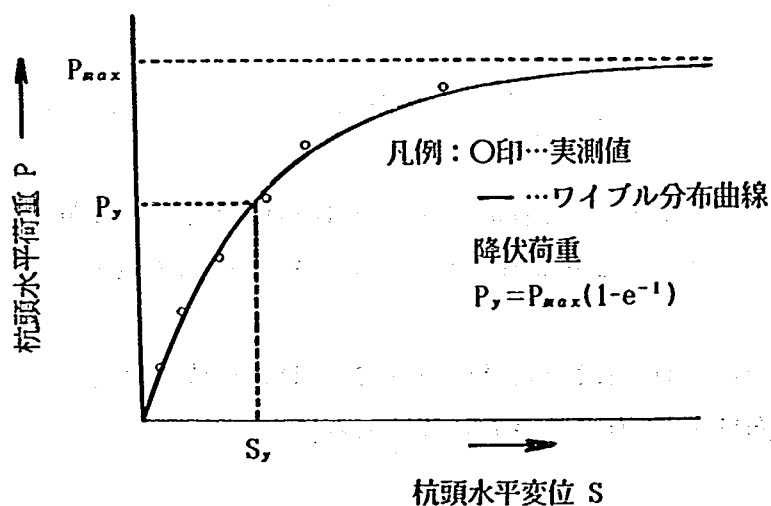


図-5.3 ワイブル曲線上の降伏荷重を弾性限界とする場合

2) 二つの弾性限界の比較

1) で定義した弾性限界について、実際のデータを用いて比較を行なう。図-5.4(a)に鋼管杭の場合について、図-5.4(b)に場所打ち杭の場合についてそれぞれ比較を示す。この結果、両者は比較的良い相関を示し、残留変位が急増する点とワイブル曲線上の降伏点とはほぼ対応すると考えて差し支えないと思われる。

3) 場所打ち杭の載荷試験データの特異性

場所打ち杭の水平載荷試験データと他の杭、たとえば鋼管杭のそれと比較すると、荷重～変位曲線の形状に特異性が見られる。その理由として次の2点が考えられる。

(1) 比較的小さい荷重レベルで杭体に曲げひび割れが発生し、それに伴い杭体の断面剛性が変化して杭体の非線形の影響がでてくること。

(2) 場所打ち杭は施工時に周面地盤を緩めるので、載荷により周面地盤がもとの自然地盤の応力状態に達するまでは地盤の緩みの影響がでてくること。

このため解析にあたり場所打ち杭に対するワイブル曲線の適合性を高めるため、ワイブル曲線式の変位指数 m を1に固定しないで m を変化させた(他の杭については $m=1$ で十分な相関が得られる)。

4) 降伏変位量と地盤変形係数との相関

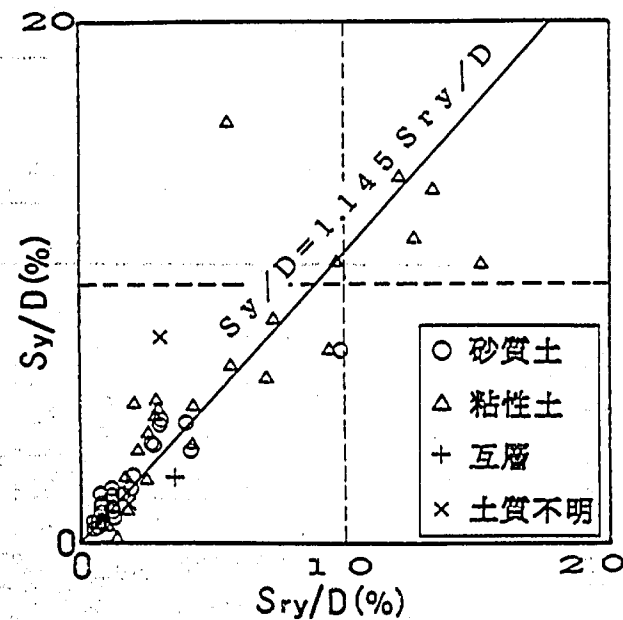
3章で用いたのと同じ手法で荷重～変位曲線をワイブル曲線で置き換え、推定された降伏変位量(S_v)と地盤の変形係数(E_{50})の関係を示したのが図-5.5である。また、降伏歪み(S_v/D)と地盤の変形係数の関係を示したのが図-5.6である。ただし、 E_{50} は標準貫入試験の N 値から $E_{50}=7N$ として推定したものである。

これから次のことがいえる。

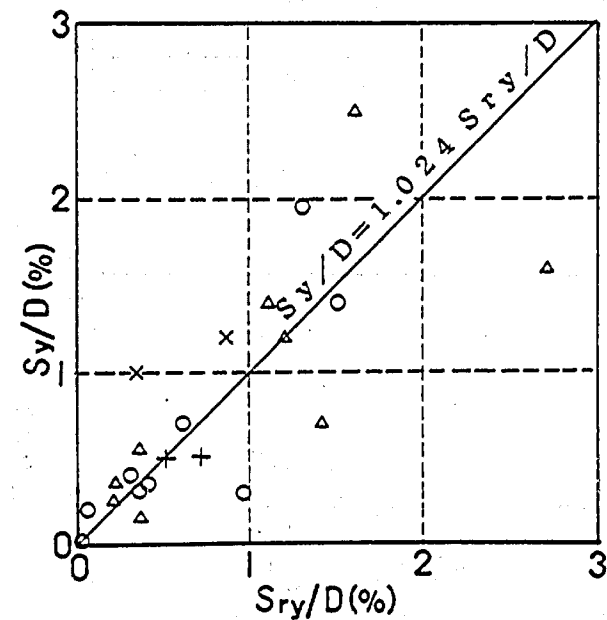
(1) 全体的に S_v および S_v/D と E_{50} との相関をみた場合、両者ともバラツキが大きい。

(2) 全体的な傾向として、 S_v および S_v/D は地盤の変形係数が大きくなるにつれ、小さくなっていくといえる。しかしながら、 S_v/D についてはその傾向はあまり顕著ではない。

(3) S_v および S_v/D の値は鋼管杭、PC杭、PHC杭では大きく、場所打ち杭では小さい。この傾向は S_v/D において顕著である。



(a) 鋼管杭



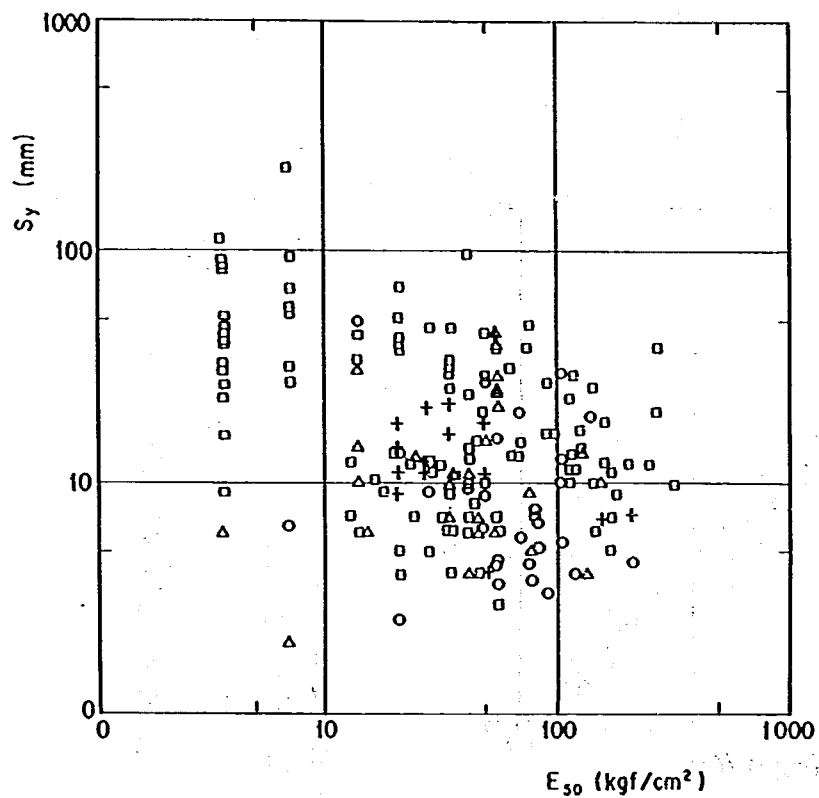
(b) 場所打ち杭

S_y : ワイブル分布曲線で定義される降伏変位量 δ_s (mm)

S_{ry} : 残留変位急増点から求めた降伏変位量 (mm)

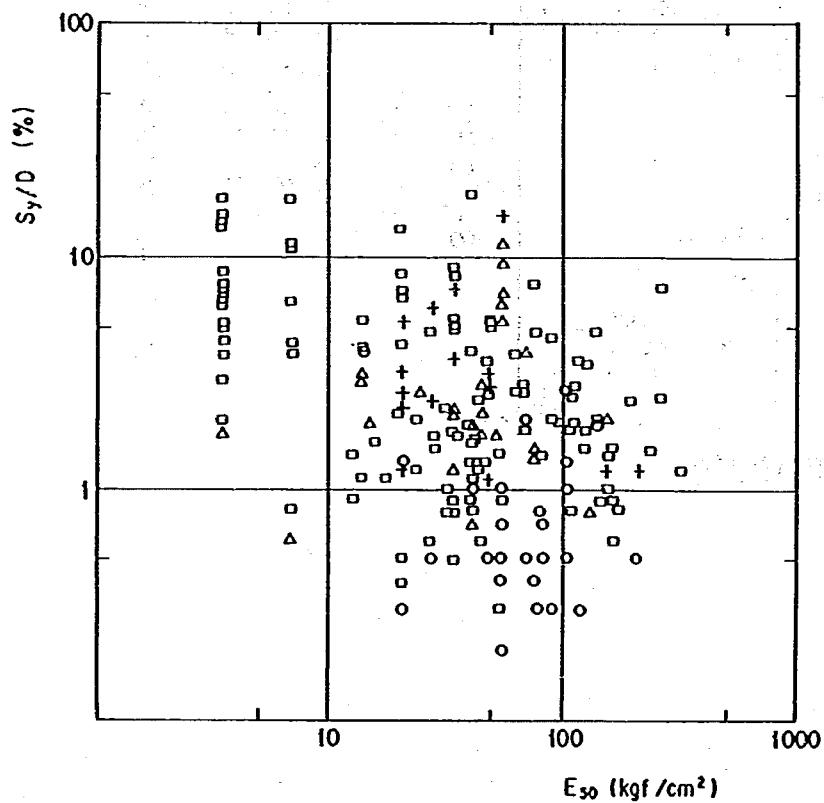
D : 杭径 (mm)

図-5.4 ワイブル分布曲線式と残留変位急増点から得られる降伏ひずみの比較



杭 種	データ数	記号
鋼 管 杭	120	□
場所打ち杭	29	○
P C 杭	31	△
P H C 杭	24	+
合 計	204	

図-5.5 S_y と E_{50} との相関関係



杭 種	データ数	記号
鋼 管 杭	120	□
場所打ち杭	29	○
P C 杭	31	△
P H C 杭	24	+
合 計	204	

図-5.6 S_y/D と E_{50} との相関関係

5) 降伏変位量の統計的性質

S_y および S_y/D と地盤の変形係数との相関があまり強くないので、ここでは地盤の変形係数と無関係に S_y および S_y/D の統計的性質について分析する。

S_y および S_y/D の確率密度（度数）分布を示したのが図-5.7と図-5.8である。両者とも対数正規分布に比較的よく適合しているといえる。

図-5.9に各種の杭の S_y と S_y/D の確率密度（度数）分布を対数正規分布に適合させたものを示す。この対数正規分布を用いて、各種の杭に対する S_y および S_y/D の統計的性質の一覧を示すのが表-5.2と表-5.3である。

これより次のことがいえる。

- (1) S_y および S_y/D とともに変動係数は100%を越えておりバラツキはきわめて大きい。
- (2) 場所打ち杭を除けば、 S_y の平均値は、鋼管杭で26mm、PC、PHC杭で14mmである。一方、 S_y/D の平均値は、鋼管杭で4.3%、PC、PHC杭で3.7%前後である。
- (3) 場所打ち杭については、 S_y 、 S_y/D とともに小さく他の杭との違いがかなり大きいといえる。例えば S_y/D の平均値は1%である。これは場所打ち杭の水平抵抗が小さいというよりも、むしろ杭体のひび割れ発生が降伏点の判定に影響を与えていると考えられる。

6) 水平方向許容変位量に関する考察

降伏荷重を超えるような大きな水平荷重を杭が受けると、杭の変形が急増し杭基礎の安定性が損なわれることは前に示したとおりである。このため、設計上設計荷重に対して杭基礎の変形をいわゆる弾性領域にとどめておくという考え方をする（第6章）。しかしながら、降伏変位量のばらつきは大きいので水平方向の許容変位量を設定する場合、どの程度このばらつきを考慮して合理的に決めるかが悩ましい。

道示(1990)では、ここで解析した結果を基に杭径の1% ($\geq 15\text{mm}$) として決めたが、杭種によって許容変位量を設定する方がより合理的であるかもしれない。例えば、鋼管杭は変形性能が大きいので杭径の2~3%程度、一方、場所打ち杭はその逆であるので杭径の0.7~1.0%程度とすることも考えられる。

表-5.2 S_y の統計量

		鋼 管 杭	場所打ち杭	P C 杭	P H C 杭	全 体
試 料 数		1 2 0	2 9	3 1	2 4	2 0 4
範 囲 (mm)		2.4 ~ 224.8	2.5 ~ 48.5	1.8 ~ 45.3	4.0 ~ 44.6	1.8 ~ 224.8
平均値 (mm)		26.1	10.5	14.8	13.8	20.7
標準偏差 (mm)		28.9	10.1	11.5	8.5	24.0
変動係数 (%)		111	96	78	62	116
Sy (mm)	非超過確率 5 (%)	4.0	2.0	3.8	4.6	3.0
	10 (%)	5.6	2.7	4.9	5.6	4.2
	15.9 (%)	7.2	3.4	5.9	6.6	5.4
	30.0 (%)	11.0	5.0	8.2	8.7	8.4

表-5.3 S_y/D の統計量

		鋼 管 杭	場所打ち杭	P C 杭	P H C 杭	全 体
試 料 数		1 2 0	2 9	3 1	2 4	2 0 4
範 囲 (%)		0.3 ~ 22.4	0.2 ~ 4.0	0.7 ~ 11.3	1.1 ~ 14.9	0.2 ~ 22.4
平均値 (%)		4.1	1.0	3.6	3.8	3.5
標準偏差 (%)		4.3	0.9	2.8	2.9	3.8
変動係数 (%)		105	90	78	76	109
Sy /D (%)	非超過確率 5 (%)	0.7	0.2	0.9	1.0	0.6
	10 (%)	0.9	0.2	1.1	1.3	0.8
	15.9 (%)	1.2	0.3	1.4	1.5	1.0
	30.0 (%)	1.8	0.5	2.0	2.1	1.5

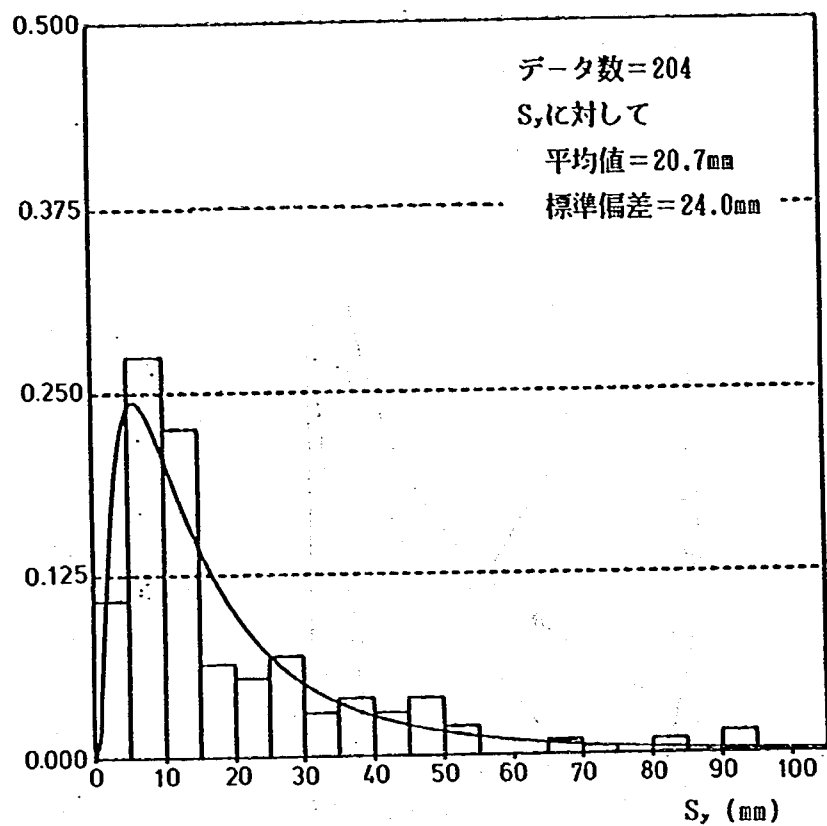


図-5.7 S_y の確率密度分布

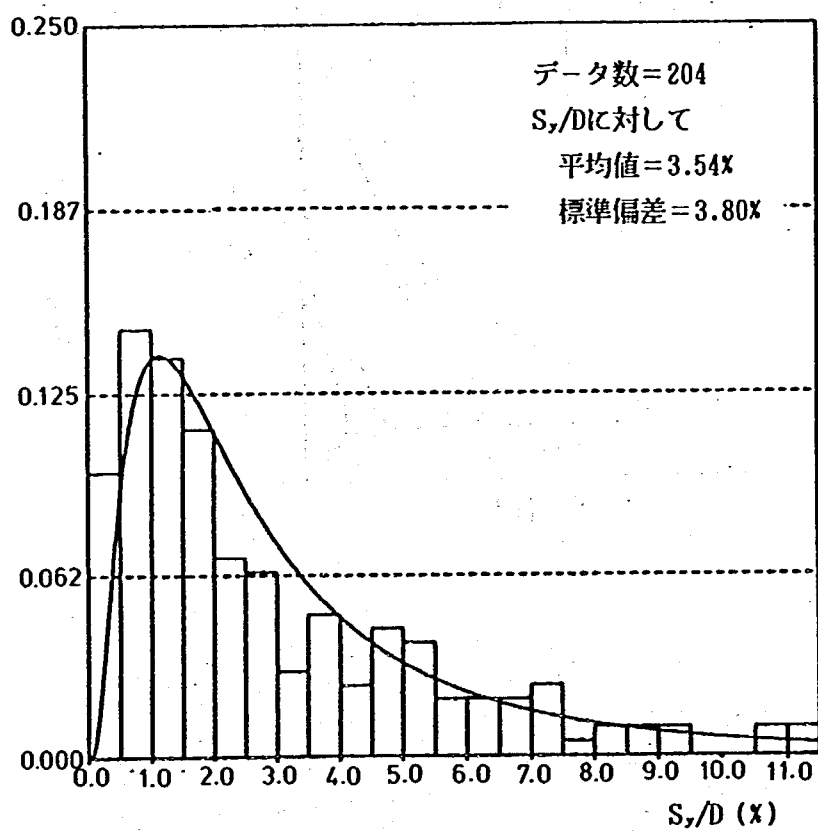


図-5.8 S_y/D の確率密度分布

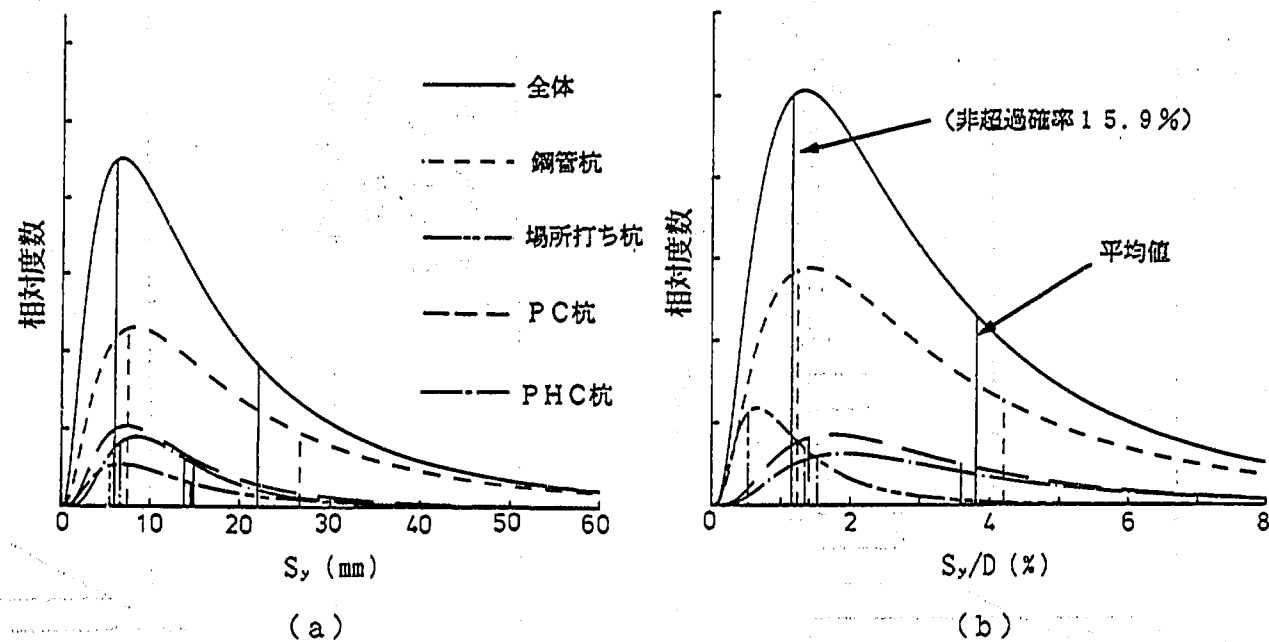


図-5.9 S_y 及び S_y/D の確率密度分布を対数正規分布で表現したもの

5. 3 水平方向地盤反力係数

1) 逆算による水平方向地盤反力係数 k 値

水平載荷試験より求めた水平方向地盤反力係数を逆算 k 値というが、次のように求めることができる。

載荷試験における杭頭変位量 S は、弾性床上の梁の式から、次のようになる。

$$S = \frac{P}{2 E I \beta^3} \quad (5.1)$$

ここに、

P : 杭頭載荷荷重 (kgf)

S : 杭頭水平変位量 (cm)

$E I$: 杭体の曲げ剛性 (kgf・cm²)

β : 杭の特性値 (cm⁻¹) = $\sqrt[4]{k D / 4 E I}$

D : 杭径 (cm)

k : 杭の k 値 (kgf/cm³)

すなわち、式 (5.1) に載荷試験(ここではワイブル曲線)で求められた S と P を代入して β を求め、その β を用いて k 値を求めることができる(数回の収束計算が必要)。

2) 推定による水平方向地盤反力係数

旧道示(1980)における杭の k 値推定式は以下のとおり。

$$k = k_0 y^{-1/2} \quad (5.2)$$

$$k_0 = \alpha E_0 D^{-3/4} \quad (5.3)$$

ここに、

k : 弾性体基礎の k 値

k_0 : 設計地盤面での変位量を 1 cm とした時の k 値 (kgf/cm³)

E_0 : 表-5.4に示す方法で求めた地盤の変形係数 (kgf/cm²)

α : 杭基礎の場合の E_0 の求め方に対応する表-5.4に示す係数

D : 杭径 (cm)

y : 設計地盤面での設計上着目する変位量 (cm)

表-5.4 弾性体基礎の E_0 と α の関係

地盤の変形係数 E_0 (kgf/cm ²)	α
ボーリング孔内で測定した地盤の変形係数	0.8
一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	0.8
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 28N$ で推定した変形係数	0.2

式(5.2), (5.3)からもわかるように、 k 値は地盤強度、変位量、杭径のみの関数であり、杭の深さ方向の変形モードの影響を無視している。この結果、杭長に比べて杭径の大きい杭基礎などでは小さな k 値が推定され、実状にあわない面があった。さらに、剛体基礎など他の基礎形式の k 値との整合性に欠けていた(表-6.1)。そこで、上記の2点を解決するため、弾性体基礎(杭基礎を含める)としての k 値推定式の考え方を新しく提案した。

新しい弾性体基礎の k 値算定式は6.2節で示すとおり、従来の剛体基礎の k 値算定式と基本的な式の構成は同じであるが、基礎躯体部分の弾性変形の影響を考慮したものとしている。すなわち基礎上部に作用する水平力に対して、基礎躯体の弾性変形が大きいほど、水平抵抗に寄与する地盤反力は上層部地盤に集中してくるからである。そこで、実験的、経験的に判断して、水平抵抗に寄与する地盤の抵抗範囲を $D \cdot 1/\beta$ (D :基礎幅, $1/\beta$:水平抵抗に関与する深さ方向の地盤の長さ)とし、基礎の換算載荷幅を $\sqrt{D/\beta}$ とした。この考え方をを用いると上記で指摘した k 値算定に関する矛盾や基礎形式間の不整合がかなり整理されたことになる。

3) 推定式による k 値と載荷試験による逆算 k 値との比較

旧道示式(1980)により求められた k 値と逆算 k 値(変位量:10mm)との比較を図-5.10に、また提案式による k 値と逆算 k 値(変位量:杭径の1%)の比較を図-5.11にそれぞれ示す。また、それらの k 値比(逆算 k 値/計算 k 値)の分布を示したのが、図-5.12と図-5.13である。用いたデータの90%以上が杭径が1000mm以下(約半分が杭径が600mm以下)であることもあり、旧道示式による k 値に比べて提案式による k 値の精度が若干悪くなっている。これは、提案式が剛体基礎の k 値および大口径杭基礎の k 値に対する整合性を高めた結果であるが、今後の改良余地が残されている。

4) 鉛直方向地盤バネ定数と水平方向地盤反力係数の着目する変位量

4.2節の1)で定義した鉛直方向地盤バネ定数は、杭の降伏沈下量に対応するバネとして決めた。一方、水平方向地盤反力係数については、ここでは杭径の1%の変位量に相当するバネとして決めた。この理由は、水平方向の許容変位量として降伏変位量に安全率を考慮して杭径の1%を採用したため、非線形計算を避ける意味からである⁹⁾。すなわち、地盤バネを許容変位量より小さい変位量で決めると(この場合高いバネ値となる)非線形を考慮した(例えば歪依存のバネなど)計算を行う必要がある。

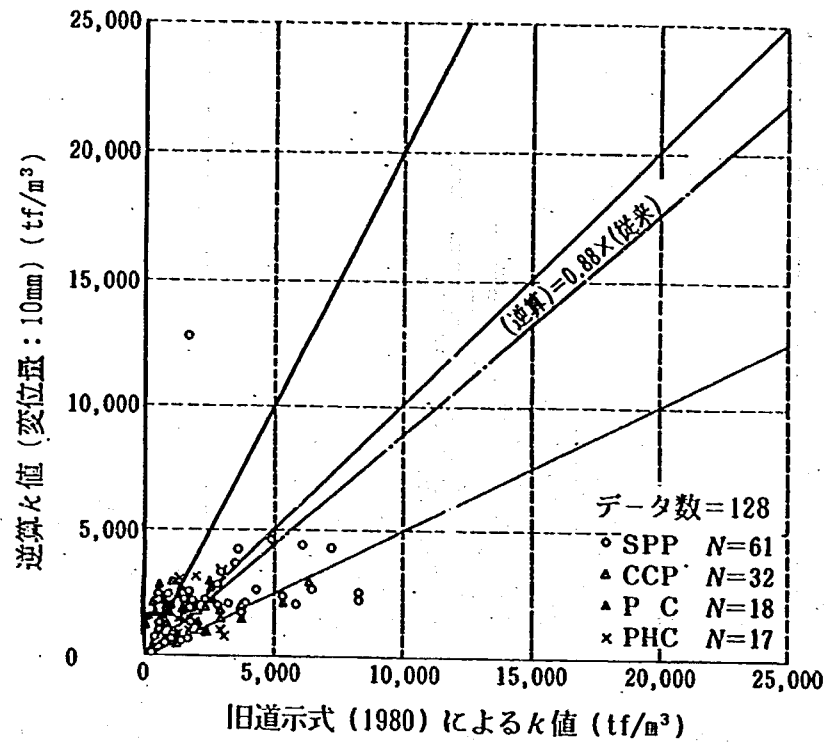


図-5. 10 逆算 k 値 (変位量: 10mm) と旧道示式(1980)による推定 k 値

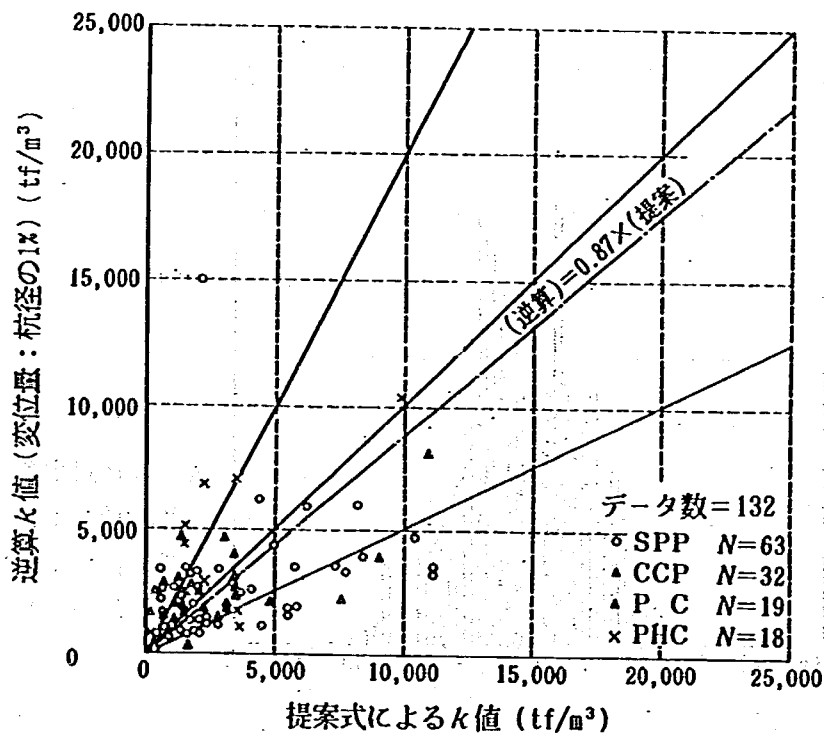


図-5. 11 逆算 k 値 (変位量: 杭径の1%) と提案式による推定 k 値

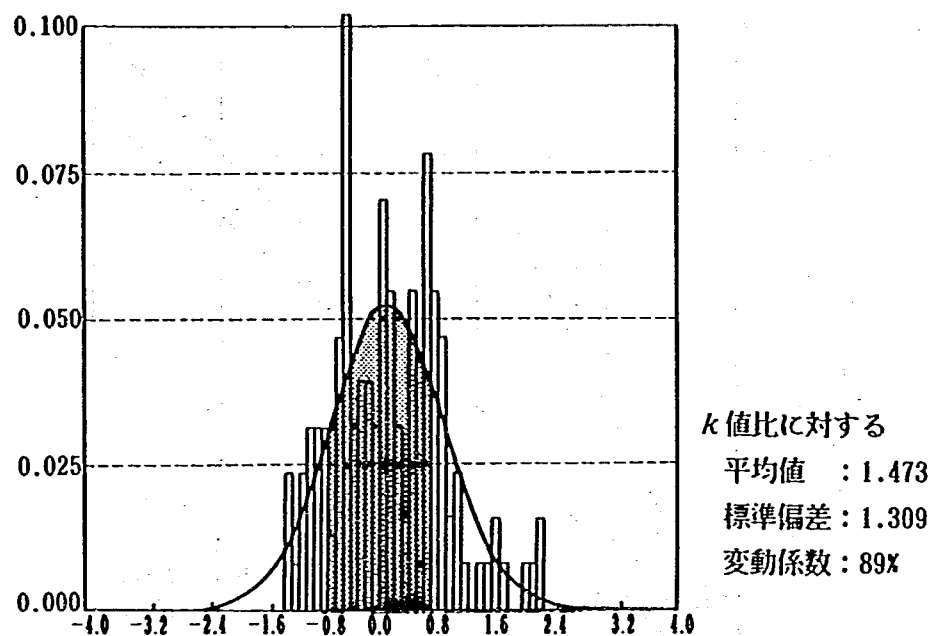


図-5. 1 2 $\text{Log} \{ k \text{ 値比 : 逆算 } k \text{ 値 (変位量 : 10mm) / 旧道示式 (1980) } k \text{ 値} \}$ の正規分布

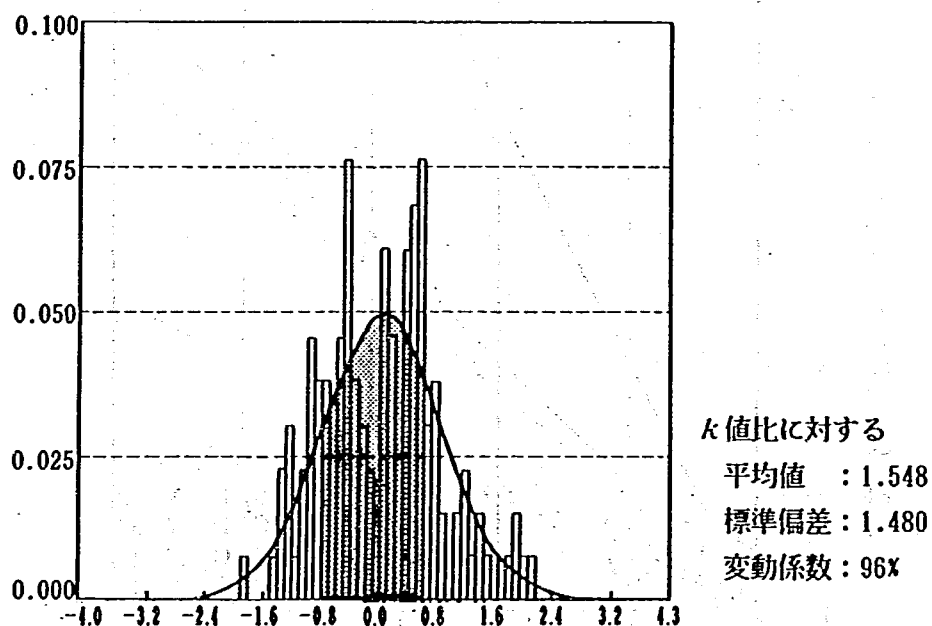


図-5. 1 3 $\text{Log} \{ k \text{ 値比 : 逆算 } k \text{ 値 (変位量 : 杭径の1\%) / 提案式の } k \text{ 値} \}$ の正規分布

5. 4 結語

とくに杭の水平抵抗に関する設計において、杭の水平方向の安定性を保証するための許容水平変位量と、水平抵抗の計算に用いる水平方向地盤反力係数 k 値の評価は重要である。このことから、本章において多数の実杭の水平載荷試験データを解析して単杭の水平抵抗特性について検討した。

杭の水平抵抗に対する許容水平変位量（ここでは弾性限界から安全性を考慮して決定している）及び k 値は、地盤耐力と杭体耐力の複合的要素から決定されるため、理論的な面からのみのアプローチで信頼性の高い値を得ることはきわめて困難である。

従来、理論的に杭の水平抵抗の評価が多く試みられてきているが、そのままのかたちで実設計に適用できるだけの信頼性の高いものは得られていない。解析手法そのものについては長足の進歩が見られるが、地盤定数設定に対する信頼性があまり改良されているとはいえず、結局、計算結果の信頼性が定数設定に支配されているからであるといえる。

杭の水平抵抗の弾性限界の定量的評価値は、実設計における重要な設計照査基準として用いるものであるので理論的な厳密性よりもむしろ実杭載荷試験データに基づく信頼性レベルの保証が重要である。この意味から理論的な面をある程度犠牲にして、弾性限界の検討を行ってきたのであるが、かなりバラツキが大きく、精度向上に関する課題が残った。

k 値の検討についても、弾性限界の検討と同様に実設計に対する応用に重心を置いて行ってきたものであるが、他にもう一つ重要な観点があり、それは他の基礎（剛体基礎、大口径杭基礎などの弾性体基礎）との整合性のとれた k 値算定式を開発することである。結果的には、各基礎形式に対して整合性のとれた k 値推定式を優先させたため、杭のデータとの比較においては、精度の向上にはつながらなかったといえる。

弾性限界値及び、 k 値評価に対する今後の大きな課題として、精度向上のための新しい手法の開発があるが、他に今回用いた載荷試験データには、杭径が1500mm以上のデータは7例、2000mm以上の杭については3例しか含まれていないため、大口径杭に対する水平抵抗の評価を検討していく必要があろう。

なお、本章で得られた結果を要約すると、以下のようになる。

- (1) 杭の水平方向の弾性限界（降伏変位量）について定量的評価を行った。これに安全率を考慮すれば、許容水平変位量として実設計に応用できるものである。
- (2) 水平方向地盤反力係数の着目変位量を杭径の1%として評価した（従来の道示（1980）では1cmを用いる）。
- (3) 他の弾性対基礎に対しても整合性のある水平方向地盤反力係数算定法を提案し、従来の水平方向地盤反力係数と同程度の推定精度を確認した。

第6章 弾性計算を基本とした柱状体基礎 (弾性体基礎)の安定計算法に関する考察

6.1 概説

1) 旧道路橋示方書(1980)の考え方

旧道路橋示方書において、基礎の設計を行うにあたり、大型基礎および多様な基礎形式を含めて、対象とする基礎形式を直接基礎、ケーソン基礎、杭基礎のいずれかに設計上区分することを原則としていた。設計上の区分の考え方は、剛体基礎である直接基礎とケーソン基礎については、根入れ深さと基礎幅の比で判定する。すなわち、浅い剛体基礎($Df/B \leq 0.5$, Df :有効根入れ長(m), B :基礎短辺幅(m))が直接基礎であり、深い剛体基礎($Df/B > 0.5$)がケーソン基礎である。

深い基礎であるケーソン基礎と杭基礎との設計上の区分は、安定計算上基礎躯体を剛体として取り扱うか、弾性体として取り扱うかの違いによるものとし、 βl の値により区分する。すなわち、深い剛体基礎($\beta l \leq 1$)がケーソン基礎であり、深い弾性体基礎($\beta l > 1$)が杭基礎である。

杭基礎の水平方向安定計算の考え方について次に詳しく述べる。

通常の長い杭では、杭が水平力を受けると、地盤が地表面から逐次塑性化して荷重の増加に応じて順次変位が進行し、一般に明確な降伏点が存在しない場合が多い。そこで水平力に対して杭体応力度と杭頭変位量によって許容支持力を規定する考え方をとっている。

許容水平支持力に制限を加える変位量としては、上部構造から決まる許容変位量と下部構造自体に一定以上の剛性を付与するための基準変位量を設定している。

杭の水平抵抗(安定)の計算については、設計の簡便さを考慮して、地盤の非線形性を無視して(基準変位量内を弾性と仮定する)基準変位量を設定して弾性計算で行うこととしている。すなわち、基準変位量を δ_0 とすれば、単杭の許容水平抵抗 H_0 は次式で与えられる。

地中に埋込まれた杭:

$$H_0 = \frac{k D}{\beta} \delta_0 \quad (6.1)$$

地上に突出している杭:

$$H_0 = \frac{4 E I \beta^3}{1 + \beta h} \delta_0 \quad (6.2)$$

ここに、

H。：基準変位量から決まる杭の許容水平支持力(kgf)

k　：水平方向地盤反力係数(kgf/cm²)

D　：杭径(cm)

E I　：杭の曲げ剛性(kgf・cm²)

β　：杭の特性値

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k D}{4 E I}} (\text{cm}^{-1})$$

h　：杭の突出長(cm)

δ。：基準変位量(cm)

ただし、ここでの基準変位量は杭頭の回転を許さない条件での単杭の許容水平支持力に対するものであり、杭基礎全体に適用する許容変位量とは異なる。

杭基礎のように、基礎の安定計算を行う場合、地盤と基礎の相互作用を地盤反力係数又は地盤バネ定数に置き換えて行うのが一般的である。設計に用いる地盤反力係数については、直接基礎、ケーソン基礎の場合、底面の鉛直方向地盤反力係数、根入れ部前面の水平方向地盤反力係数などがある。一方、杭基礎の場合、基本となる地盤反力係数としては、水平方向地盤反力係数及び杭頭における軸方向バネ定数がある。

直接基礎・ケーソン基礎と杭基礎あるいは鋼管矢板基礎の場合では、地盤反力係数の算定法が異なる。深い基礎の場合、地震時の安定計算において、水平方向地盤反力係数の影響が大きい。ケーソン基礎、杭基礎、鋼管矢板基礎における水平方向地盤反力係数の違いを示すと、表-6.1になり、これらの基礎間の水平方向地盤反力係数の違いが大きいため、これらの基礎の安定計算結果（とくに変位量）を単純に比較できないことになる⁴⁾。また、大口径杭やPCウエルのように剛性的に杭基礎とケーソン基礎との中間にあるような基礎をどの方法で設計するかによりかなり基礎の規模が異なる可能性がある。

2) 杭基礎の設計の実態

昭和60年度、建設省土木研究所で実施した「基礎形式選定手法調査」⁵⁾によれば、実設計における水平方向支持力の推定法は図-6.1に示すとおり、水平方向地盤反力係数k値を用いた弾性床上の梁の式で計算されている場合が圧倒的に多い。k値分布の設定については、一層分布と多層分布があるが、杭の場合、水平抵抗に寄与する地盤が地表面付近に限定されることもあり、一層分布に割り切って計算される場合が多い。

k値の算出については、図-6.2に示すとおりN値又は孔内水平載荷試験から求める場合が多い。

なお、水平方向支持力に制限を与える基準変位量については、杭径によらず常時10mm、地震時15mmを用いる例が大半である。

表-6.1 旧道路橋示方書による水平地盤反力係数の一覧表

		ケーソン基礎	鋼管矢板基礎	杭基礎
水平方向地盤反力係数 k_H 値の算定式		$k_H = 12.8 k_{H0} \cdot D^{-3/4}$	$k_H = k_{H0} \left(\frac{y}{y_0} \right)^{-1/2}$ ($y_0 = 4\text{cm}$)	$k_H = k_{H0} \cdot y^{-1/2}$
		$k_{H0} = \frac{1.2}{30} \alpha \cdot E_0$	$k_{H0} = 0.5 \alpha E_0 \cdot D^{-3/4}$	$k_{H0} = \alpha E_0 \cdot D^{-3/4}$
N値を用いた場合の α	常時	1	1	0.2
	地震時	2	2	0.2
N値より推定した k_H 値 (地震時)	k_H 式	$k_H = 12.8 \times \frac{1.2}{30} \times 2$ $\times E_0 \cdot D^{-3/4}$ $\approx E_0 \cdot D^{-3/4}$	$k_H = 0.5 \times 2 E_0$ $\times D^{-3/4} \left(\frac{y}{y_0} \right)^{-1/2}$ $= 2 E_0 \cdot D^{-3/4} \cdot y^{-1/2}$	$k_H = 0.2 E_0$ $\times D^{-3/4} \cdot y^{-1/2}$
	水平変位量 y 1cm	$k_H = E_0 \cdot D^{-3/4}$	$k_H = 2 E_0 \cdot D^{-3/4}$	$k_H = 0.2 E_0 \cdot D^{-3/4}$
	水平変位量 y 4cm		$k_H = E_0 \cdot D^{-3/4}$	$k_H = 0.1 E_0 \cdot D^{-3/4}$

ここに、 D : 基礎の幅または直径

α : E_0 の算定方法に対する補正係数

E_0 : 各種土質試験から求まる変形係数(kgf/cm²)

水平載荷試験から許容水平支持力を推定

水平方向地盤反力係数 k 値を用いて弾性床上の梁の式により推定した場合、

k 値を1層分布とし、長い杭として計算

k 値を2層以上の分布とし、長い杭として計算

k 値を1層分布とし、短い杭として計算

k 値を2層以上の分布とし、短い杭として計算

地盤を弾塑性のモデルとして計算した場合、

長い杭として計算

短い杭として計算

その他の計算モデルを用いた

杭には水平抵抗を期待しない

不明

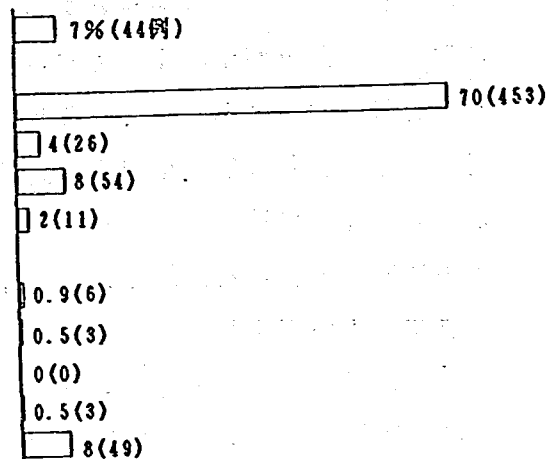


図-6.1 杭の水平抵抗に関する推定法の実態の分類

水平載荷試験結果から逆算して k 値を決定

ボーリング孔内を利用した載荷試験結果からより

一軸試験結果より

三軸試験結果より、

UU試験

CU試験

CD試験

杭の水平載荷試験と他の方法の併用

ボーリング孔内を利用した載荷試験と他の方法の併用

N値より

N値と他の方法の併用

杭の振動試験などから動的な k 値を求めた

杭の振動試験などから求めた動的な k 値と他の方法の併用

その他

不明

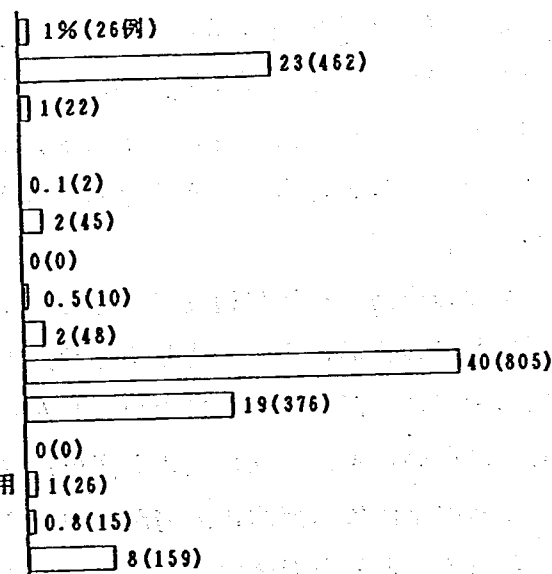


図-6.2 水平方向地盤反力係数 k 値推定法の実態の分類

6. 2 弾性計算を基本とした弾性体基礎の安定計算法に関する考察

前節で述べたように、旧道路橋示方書の βl による設計区分や地盤反力係数の考え方では、新しい基礎形式や杭とケーソン基礎の中間的な基礎（鋼管矢板基礎、太径杭など）に対して設計思想が固まっておらず合理的な設計を行うのが困難である。このため道路橋示方書の改訂にあたって、各基礎形式間でできるだけ設計法の整合性をはかることを目的とし、各基礎形式に対する設計上、十分と見なせる安定計算の考え方について筆者が中心となって検討・考察を加えてきた。その検討結果を受けて道路橋示方書（1990）の中に取り入れられた新しい安定計算の考え方をここで述べることにする。

まず、浅い剛体基礎（直接基礎）については、少なくとも地盤の支持力、滑動、基礎の転倒に対する照査を行わないと基礎の安定性が保証されない。

深い剛体基礎（ケーソン基礎）については、基礎の転倒を防ぐための十分な根入れがあるので転倒に対する照査は不必要であろう。また、水平荷重に対して、基礎躯体の剛性が大きいので基礎の弾性変形が小さく深い部分の地盤の抵抗が期待でき、たとえ浅い部分の地盤が塑性化しても基礎の安定性は確保されと考えられる。すなわち、ケーソン基礎の躯体の耐力と剛性が周面地盤の深い範囲までの受働状態の発生に耐えうると見なせるならば、安定計算上浅い地盤の塑性化を許容してもケーソンの安定性が損なわれることはないと考ええる。

一方、杭基礎などの弾性体基礎については、基礎の剛性が比較的小さいので基礎の弾性変形の影響を考慮して地盤反力の算定が必要である。すなわち剛体基礎に比べて水平抵抗に寄与する地盤は相対的に浅い地盤に限定され、地盤の受働抵抗と躯体の耐力のバランスが崩れると、周面地盤の浅い受働すべりの発生により基礎が曲げ破壊する可能性が生じる。このため弾性変形が大きい基礎ほど浅い部分の地盤の塑性化が基礎の安定性に及ぼす影響の度合いが大きくなると考えられ、設計上十分な安全性を考慮しておく必要がある。

基礎の挙動を正確に追従できると考えられる計算法（非線形計算など）を用いれば、逐次基礎の変形によって生じる地盤反力を求めて地盤の塑性化に対する照査を行えば変位の制限にこだわる必要はない。しかしながら、実用性を考慮すれば非線形計算は一般的ではないこと、一般に大きな変位を許容すれば地盤の非線形の影響がより大きく出てきて基礎躯体に局部的に応力が集中する傾向があること（危険側の設計につながる可能性があること）を考慮すれば、現時点では変位制限を行って弾性計算で設計を行うことは実質的な意味での合理性が高いと考えられる。

以上の点を考慮して設計の基本方針として、従来の設計思想との整合性を考慮して、基礎の剛性が高く、設計上基礎の変形が無視できる基礎（剛体基礎）と、基礎の剛性が低く、設計上基礎の変形が無視できない基礎（弾性体基礎）に分類して設計体系を考えること、それらの各々の基礎において許容水平変位量の設定を考慮して地盤反力係数を

統一することおよび実用性を考慮して弾性計算を基本とすることを念頭に置いた。

設計区分の手順については、基礎の剛性評価の判定は従来どおり βl で行うが、表-6.2に示すように各基礎の βl の範囲にはバラツキが大きいことから基礎形式と βl 値が必ずしも対応せず、基礎形式のみで設計法を区分することに無理があること、また、各基礎形式には施工法の違いがあり、各基礎の地盤抵抗機構が異なると考えられることから、まず各基礎を剛体基礎として取り扱うか、弾性体基礎として取り扱うかを決定し、次に各基礎の形式・施工法の特徴を考慮して計算のモデル化（地盤バネの設定等）を行うことが合理的であると考えた。さらに計算された地盤反力及び変位に対して施工法を考慮して決められた各々の許容支持力、許容変位量を安定照査基準とすることとした（表-6.2, 6.3参照）¹⁾。

表-6.3における剛体基礎（直接基礎、ケーソン基礎、ただし $\beta l \leq 1$ ）の水平方向の安定照査法は基礎前面地盤の受働土圧抵抗と計算により求められた地盤反力との大小で行う。これは旧道路橋示方書と整合を図ることかつ基礎の剛性が大きく変位の制限による剛性の確保が必ずしも必要でないと設計上判断されたと考えた。

一方、弾性体基礎については、 $\beta l > 1$ の基礎をすべて含めるものとし、水平方向の安定照査法については杭基礎との整合をはかり水平変位量の制限により一定以上の剛性の確保を図る必要があると考えた。また、鋼管矢板基礎はその構造特性により $\beta l \leq 1$ でも作用荷重に対して、せん断変形が卓越する傾向にあるため弾性体基礎として取り扱うのが合理的であると考えた。ただし、この場合の水平変位量は基礎が弾性変位以内にあると見なせることを保証するものであることが必要である。すなわち基礎に降伏変位量以上の変位を許すと、前に述べたとおり地盤の非線形性が強くなり、弾性計算で設計を一般に行うのが無理になると考えられるからである。

水平方向の安定性を確保するための許容水平変位量としては、第5章でも述べたように、基礎を弾性挙動内に押さえる変位量として設定し、具体的な値としては杭基礎の場合を拡張して基礎幅の1～3%程度が妥当と考えられる（道示では基礎幅の1%を適用する。ただし1.5cmを下限値、5cmを上限値とする）。

弾性体基礎の水平方向の安定照査を一義的に変位で行うためには、変位量に大きな影響を与える地盤反力係数の算定を、各基礎形式で統一した考え方で行なっておく必要がある。地盤反力係数を合理的に算定するためには、基礎の曲げ変形に対して地盤支持機構の地盤の深さ方向への抵抗範囲を合理的に考慮する必要がある。つまり、基礎の剛性により地盤の抵抗範囲が変化することを考慮する方が合理的であると考えた（旧道路橋示方書では、基礎の剛性を考慮せずに地盤の抵抗範囲を決めていた）。

この考え方をを用いると、水平方向地盤反力係数は次のように提案される。

$$k_H = k_{H0} \left(\frac{B_H}{30} \right)^{-3/4} \quad (6.3)$$

ここに、 k_H ：水平方向地盤反力係数 (kgf/cm²)

k_{H0} ：直径30cmの剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kgf/cm²)で、各種土質試験・調査により求めた変形係数 (表-4.4) から推定する場合は、次式により求める。

$$k_{H0} = \frac{1}{30} \alpha E_0 \quad (6.4)$$

B_H ：荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (cm) で表-6.4に示す方法で求める。一般に、弾性体基礎の水平抵抗に關与する地盤としては、經驗的・實驗的に設計地盤面から $1/\beta$ 程度までを考慮する。

E_0 ：表-4.4に示す方法で測定または推定した、設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kgf/cm²)

表-6.2 各基礎の安定照査の基本と設計法の適用範囲

基礎形式	照 査 内 容					基礎の 剛性評価	設計法の適用範囲 を示す βl の目安			
	転 倒 照 査 項 目	鉛 直 支 持 照 査 面	水平支持・滑動・水平変位量 照 査 項 目	照 査 面	照 査 項 目		1	2	3	4
直接基礎	荷重合力の 作用位置	底 面	支持力	底 面 [前 面]	せん断抵抗力 [受働抵抗力]	剛体				
ケーソン基礎	-	底 面	支持力度	底 面 前 面 (設計地盤面)	せん断抵抗力 受働抵抗力 (水平変位量)	剛体 (弾性体)	←→	←→		
鋼管矢板基礎	-	底 面	支持力	設計地盤面	水平変位量	弾性体	←→	←→		
杭基礎	有限長杭	-	頭 部 支持力	設計地盤面	水平変位量	弾性体	←→	←→		
	半無限長杭								←→	←→

[]：前面地盤の水平抵抗を期待する場合についての照査を行う。

()： $1 < \beta l < 2$ のケーソン基礎については基礎の剛性を評価し水平変位量についても照査を行う。

l ：基礎の有効根入れ深さ (cm)

β ：基礎の特性値 (cm⁻¹)、 $\beta = \sqrt{\frac{k_H D}{4 E I}}$

$E I$ ：基礎の曲げ剛性 (kgf·cm²)

D ：基礎の幅または直径 (cm)

k_H ：基礎の水平抵抗地盤反力係数 (kgf/cm²) (βl の判定には常時の k_H を用いる。)

表-6.3 各基礎の安定照査項目

基礎形式		照査項目		支持力		転倒	滑動	水平 変位量
		鉛直	水平					
直接基礎		○	(○)	○	○	○	○	-
ケーソン基礎	$\beta l \leq 1$	○	○	-	○	-	○	-
	$1 < \beta l < 2$	○	○	-	○	-	○	○
鋼管矢板基礎		○	-	-	-	-	-	○
杭基礎	有限長杭	○	-	-	-	-	-	○
	半無限長杭	○	-	-	-	-	-	○

()は根入れ部分で荷重を分担する場合

表-6.4 基礎の換算載荷幅 B_H

基礎形式	B_H	備考
直接基礎	$\sqrt{A_H}$	
ケーソン基礎($\beta l < 2$)	$\sqrt{A_H}$	安定計算・部材計算
ケーソン基礎($1 < \beta l < 2$)	$\sqrt{D/\beta}$	弾性変位量計算
杭基礎	$\sqrt{D/\beta}$	
鋼管矢板基礎	$\sqrt{D/\beta}$	

6. 3 結語

ここで検討した各基礎の安定計算法に関する整理、統合の考え方は、従来の設計法とのぎりぎりの妥協をはかりつつ、より整合性の高い設計思想を模索してきた結果である。いろいろ矛盾を含んでいるところがあるが、示方書の作成にあたっては、大きな誤ちを避ける意味から従来の設計との連続性に対して十分な配慮が必要であり、漸時設計法の改良を加えていくべきであると考え。なお、今後の課題として考えられる事項について以下に記す。

- (1) 水平方向の安定性照査において、剛体基礎に対しては受働抵抗を照査基準として用いるが、この土圧の算定には二次元剛体壁に作用する土圧を使用しており、本来柱状体としての土圧が適用されねばならない。
- (2) 剛体基礎と弾性体基礎とを $\beta \ell = 1$ で設計体系を区分したが、経験的に区分したに過ぎず、実用性に配慮しつつ、もっと合理的な考え方の確立が必要であろう。
- (3) 弾性体基礎の水平方向の安定照査基準に用いる許容水平変位量の値は、主に杭の載荷試験データをベースに決めており、今後大型基礎に対するデータの蓄積が必要と考える。
- (4) 地盤条件によって地震時等において安定性の高い地盤に設置される基礎の安定照査と斜面地盤等の安定性の低い地盤に設置される基礎の安定照査が考えられるが、とくに後者については、まだ十分な研究が進んでおらず、今後の調査研究が必要である。
- (5) 地盤定数の設定については、その推定精度の改善が必要である。

第7章 柱状体基礎の安定計算に用いる基本式の誘導

7.1 概説

時代とともに基礎形式は多様化してきているが、それぞれの基礎形式で基礎本体はそれぞれ固有の特性を有するものの、それを支える周辺地盤の支持機構は本来同一と考えられるが（ただし、施工法的地盤に対する影響が同じ程度でなければならない）既往の基礎形式において検討された安定計算モデルが新しい基礎形式に対して必ずしも単純に適用できるものになっていない状況である。

この原因としてはいろいろ考えられるが、もっとも大きな理由としては基礎周辺地盤の水平支持機構を十分解明することなく安定計算法が作成されてきたことおよびできるだけ簡略化された設計計算法を求めたためであると思われる。

前章において、柱状体基礎（剛体基礎に対する棒状の弾性体基礎を意味する）の設計上の取り扱い方の基本的な考え方を提案し、それが新道示(1990)のなかで取り上げられたものであることを示したが、この柱状体基礎の設計法においても、従来の設計体系との連続性及び実用性と基礎形式間の設計の不整合性を極力少なくすることに主に配慮したものである。つまり、地盤の支持機構や基礎の構造特性の根本に立ち返って、設計法の確立を図ったものではない。

上記認識のもとに、柱状体基礎（ここで対象とする柱状体基礎としては、単杭基礎、鋼管矢板基礎、地中連続壁基礎などとする）に対してより汎用性が高く、かつ弾性限界を超えた状態の解析を行える設計法の確立を目指して、本章及び第8章で検討をする。

本章においては、まず7.2節で柱状体基礎の中で最も複雑な構造特性を持った鋼管矢板基礎をモデルとして安定計算に用いる基本式を誘導し、さらに実際に解析を行うために7.3節で有限要素法の適用について論じる。

7.2 基本式の誘導

7.2.1 井筒の変位場

1) 前提

図-7.1(a)に示すような井筒断面を考え、井筒の断面の重心Cに原点を有するX, Y座標を井筒の断面主軸と一致するように選び、井筒の軸方向にはz座標を設定する。また、図-7.1(b)に示すように矢板の重心点を連ねる仮想の薄肉断面を考え、この薄肉断面からなる井筒を仮想井筒と呼ぶことにする。この仮想井筒は単に不連続体を連続的に扱うための便宜的なものであり、各矢板の重心軸はこの仮想井筒に固定されていると考える。

井筒の変位場を求めるため、まずはこの仮想井筒の変形に対し次の仮定を行う。

①仮想井筒の断面は変形しない。
 ②せん断変形は生ずるが、断面は平面を保持する棒として働く。
 この仮定①、②は、仮想井筒が俗にいうティモシェンコ・ビームとして働くことを意味する。各矢板の変形に対しては、せん断変形を無視した通常の棒理論を適用し、

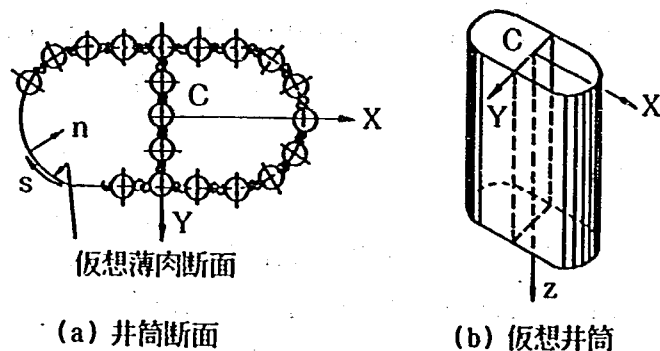


図-7.1 井筒と座標

③矢板断面は変位後も矢板重心軸に直交する平面を保持する。
 と仮定する。この他に、井筒の断面や仮想井筒と矢板の関係に関し次のような前提条件を置く。
 ④井筒の断面構成はY軸に関し対称とする。すなわち、矢板の断面とその配置はもちろんのこと、継手のせん断剛度、矢板に作用する地盤ばね係数もY軸に関し対称とする。
 ⑤仮想薄肉断面の板厚中心線の接線は矢板の重心軸位置において矢板の断面主軸と一致していると考える。
 ⑥仮想井筒の板厚中央面に矢板の重心軸は固定されており、矢板の重心軸は仮想井筒の板厚中央面と同じ変位をする。
 また外力条件は次のように定める。
 ⑦外力はY-z平面内に作用する。すなわち、水平外力の合力はY方向を向き、Y軸上にあり、鉛直(z方向)外力の合力もY軸上にある。
 したがって、前提⑥、⑦によりX軸方向の変位は生じないことになる。

2) 仮想井筒の変位

仮想井筒の一般点のX、Y、z方向の変位をそれぞれu、v、wと表すと、仮定①、②により、

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{\partial u}{\partial X} = 0 \\ \varepsilon_y &= \frac{\partial v}{\partial Y} = 0 \\ \gamma_{yz} &= \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial Y} = \beta(z)\end{aligned}\tag{7.1・a~c}$$

である。前記の前提条件により、X軸方向の変位は生じないから、上式を積分し、

$$\begin{aligned}u &= 0 \\ v &= v_c \\ w &= w_c - Y(v_c' - \beta)\end{aligned}\tag{7.2・a~c}$$

を得る。ここに v_c, w_c は井筒の断面重心点の Y, z 方向変位であり、肩付きのプライム ($'$) は z による微分を表す。

図-7.1に示すように仮想薄肉断面の板厚中心線に沿う座標を s ，それと直交する座標を n とし、 s 軸上（板厚中心線上， $n=0$ ）の s, n 方向の変位成分をそれぞれ ξ^*, η^* とする。また、 X, Y 座標と s, n 座標間での方向余弦の s 軸上の値を、

$$\begin{aligned} l^* &= \left(\frac{\partial X}{\partial s} \right)_{n=0} \\ m^* &= \left(\frac{\partial Y}{\partial s} \right)_{n=0} \end{aligned} \quad (7.3 \cdot a, b)$$

と表すと、座標変換により、次のようになる。

$$\begin{aligned} \xi^* &= l^* u + m^* v = m^* v_c \\ \eta^* &= -m^* u + l^* v = l^* v_c \end{aligned} \quad (7.4 \cdot a, b)$$

3) 各矢板の変位場

図-7.2に示すように各矢板の重心軸上に原点を有する局所座標 x, y を導入し、矢板重心位置における s 軸の接線と一致するように x 軸を定める。 x 軸の正の向きは、 s 座標の増加する方向に定める。各矢板に番号を付し、その中の矢板 (i) の変位場を求める。矢板 (i) の重心軸の変位の x, y, z 方向成分をそれぞれ $(\xi_o)_i, (\eta_o)_i, (\zeta_o)_i$ と表す。ここに $()_i$ は $()$ 内の量が矢板 (i) に関する量であることを表す。今後、添字 i は、矢板 (i) または次節の継手 (i) に関する諸量を表すのに用いる。 X, Y 座標と矢板の局所座標 x, y 間の方向余弦を、

$$(l_o)_i = \left(\frac{\partial X}{\partial x} \right)_i \quad (7.5 \cdot a, b)$$

$$(m_o)_i = \left(\frac{\partial Y}{\partial x} \right)_i$$

とすると、前提⑤により、

$$\begin{aligned} (l_o)_i &= l^*(s=s_i), \\ (m_o)_i &= m^*(s=s_i) \end{aligned} \quad (7.6 \cdot a, b)$$

であるから、

$$\begin{aligned} (\xi_o)_i &= \xi^*(s=s_i, z) = (m_o)_i v_c \\ (\eta_o)_i &= \eta^*(s=s_i, z) = (l_o)_i v_c \end{aligned} \quad (7.7 \cdot a \sim c)$$

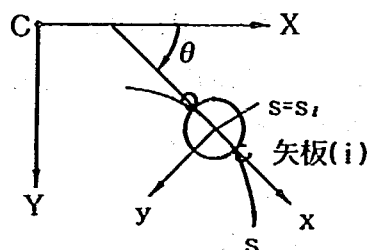


図-7.2 矢板の局所座標

$$(\xi_0)_i = w(Y = Y_i, z) = wc - Y_i(v_c' - \beta)$$

となる。ここに、 Y_i は矢板(i)の重心の Y 座標である。矢板(i)の一般点の変位部分を x, y, z 方向に $(\xi)_i, (\eta)_i, (\xi)_i$ と表すと、仮定③により、これらは次のようになる。

$$(\xi)_i = (\xi_0)_i$$

$$(\eta)_i = (\eta_0)_i$$

(7.8・a~c)

$$(\xi)_i = (\xi_0 - x\xi_0' - y\eta_0')_i$$

したがって、矢板の軸方向ひずみは次のようになる。

$$(\varepsilon_z)_i = (\xi')_i = (\xi_0' - x\xi_0'' - y\eta_0'')$$

(7.9)

表記上の便利のために、 s, n 座標や方向余弦 l, m を定義してきたが、要は矢板の断面主軸に選んだ局所座標 x, y と全体座標 X, Y 間の方向余弦を求めておけば良いわけである。井筒の矢板の多くは、図-7.2に示すように矢板の重心と鋼管の中心は一致すると見なすことができ、さらに継手は x 軸上にあるが、井筒外壁と隔壁の交点や長方形断面の井筒の隅角部では、継手を矢板の断面に算入すると、 x, y 座標は図-7.3のようになる。また式(7.5)に示す方向余弦の具体的な値は図-7.2のように角度 θ の正の向きを定めると次式を得る。

$$l_0 = \cos \theta$$

$$m_0 = \sin \theta$$

(7.10・a, b)

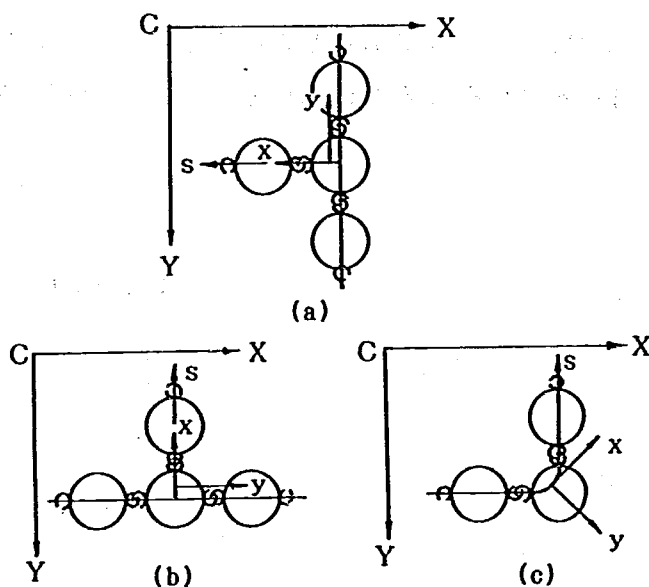


図-7.3 隅角部や外壁と隔壁の交点における矢板の局所座標

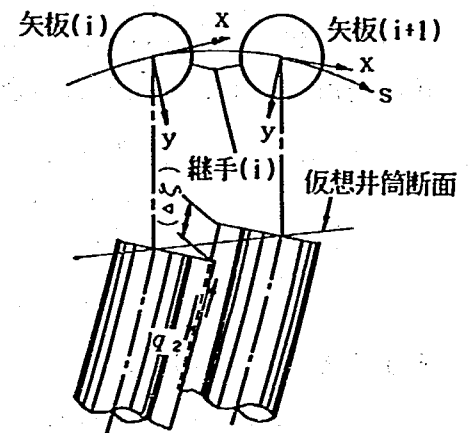


図-7.4 継手のずれ変位

4) 継手のずれ変位

矢板(i)とそれに継手で結合される矢板を($i+1$)とし、その間の継手を継手(i)とする。継手は図-7.4に示すようにモデル化し、継手のせん断面は、

矢板(i)の局所座標で、

$$x = x_i, \quad y = y_i$$

矢板($i+1$)の局所座標で、

$$x = x_{i+1}, \quad y = y_{i+1}$$

の位置にあるとする。このとき継手(i)のずれ変位($\Delta \xi$) $_i$ は、

$$(\Delta \xi)_i = \{\xi(x = x_i, y = y_i, z)\}_i - \{\xi(x = x_{i+1}, y = y_{i+1}, z)\} \quad (7.11)$$

で計算される。上式に式(7.8), (7.7)を代入し、

$$\begin{aligned} (\Delta Y) &= (Y_{i+1} - Y_i) \\ &= (m_0)_i x_i - (m_0)_{i+1} x_{i+1} + (l_0)_i y_i - (l_0)_{i+1} y_{i+1} \end{aligned} \quad (7.12)$$

の関係を用いると次のようになる。

$$(\Delta \xi)_i = -(\Delta Y)_i \beta \quad (7.13)$$

この節の初めに、矢板と継手の番号を連続的に付けるような記述をしたが、式(7.13)からわかるように、矢板番号とは無関係に継手に番号を付け、その継手で結ばれている2つの矢板の重心軸のY座標の差をとり、それを ΔY とすればよいわけである。

7. 2. 2 地盤の抵抗

1) 側面地盤の抵抗

側面地盤抵抗は、図-7.5に示すように、矢板の重心軸に沿って分布する x , y , z 方向の分布ばね $(k_x)_i$, $(k_y)_i$, $(k_z)_i$ として扱えるものとする。したがって、矢板が受ける地盤反力は矢板の重心軸に作用し、その x , y , z 方向成分をそれぞれ $(p_{rx})_i$, $(p_{ry})_i$, $(p_{rz})_i$ と表すと、次のようになる。

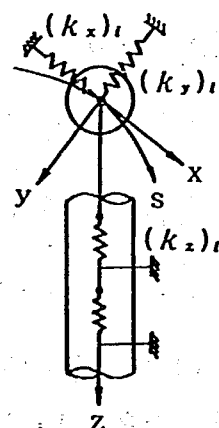


図-7.5 矢板の地盤ばね

$$(p_{rx})_i = (k_x \xi_0)_i$$

$$(p_{ry})_i = (k_y \eta_0)_i$$

$$(p_{rz})_i = (k_z \xi_0)_i$$

(7.14・a~c)

2) 井筒内部上の抵抗

式(7.1・b)に示す井筒のせん断変形に伴い、特に比較的細長い井筒においては、井筒内部の土もこれに近い状態でせん断変形を受け、図-7.6に示すように矢板に対し、

$$\tilde{\tau}_{yz} = \tilde{G} \gamma_{yz} = \tilde{G} \beta \quad (7.15)$$

なる抵抗力を与えられ考える。ここに、 $\tilde{G}$ は井筒内部の土のせん断変形に対する変形係数である。

3) 底面地盤の抵抗

井筒の底面地盤の抵抗も側面地盤の場合と同様に、矢板底面の重心軸位置に作用する x, y, z 方向のばね $(K_x)_i, (K_y)_i, (K_z)_i$ で表せるとし、矢板底面の重心軸位置に作用する x, y, z 方向の底面地盤反力 $(p_{rx})_i, (p_{ry})_i, (p_{rz})_i$ を次のように表す。

$$(P_{rx})_i = (K_x \xi_0)_i$$

$$(P_{ry})_i = (K_y \eta_0)_i$$

$$(P_{rz})_i = (K_z \xi_0)_i$$

(7.16・a～c)

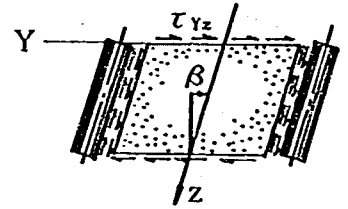


図-7.6 内部土のせん断抵抗

7. 2. 3 つり合い式と境界条件

仮想仕事の原理を用いて、つり合い式と境界条件を求める。矢板の重心軸に作用する分布外力と両端断面に表面力を受け、つり合いを保っている井筒に対し、仮想仕事の原理は次のように表せる。

$$\begin{aligned} & \int_{z_1}^{z_2} \left[\sum_i \left\{ \int_{A_p} \sigma_z \delta \varepsilon_z dA_p + p_{rx} \delta \xi_0 + p_{ry} \delta \eta_0 + p_{rz} \delta \xi_0 \right\}_i \right. \\ & \quad \left. + \sum \{ q_z \delta (\Delta \xi) \}_i + \int_{\Lambda} \tilde{\tau}_{yz} \delta \gamma_{yz} d\tilde{A} \right] dz \\ & - \int_{z_1}^{z_2} \sum_i (p_x \delta \xi_0 + p_y \delta \eta_0 + p_z \delta \xi_0)_i dz - \left[\nu_z \sum_i \left\{ \int_{A_p} (\bar{p}_x \delta \xi \right. \right. \\ & \quad \left. \left. + \bar{p}_y \delta \eta + \bar{p}_z \delta \xi) dA_p \right\}_i + \nu_z \int_{\Lambda} \bar{P}_Y \delta v d\tilde{A} \right]_{z_1}^{z_2} = 0 \end{aligned} \quad (7.17)$$

ここに、 $\sum(\)_i$ は()内の個々の矢板や継手に関する量を矢板や継手に関して総和をとることを表す。また、 $\int_{A_p} dA_p$ は個々の矢板の断面について積分することを表し、 $\int_{\Lambda} d\tilde{A}$ は内部土の断面について積分することを表す。他の記号については次のようである。

z_1, z_2 : 井筒両端の z 座標

$(\sigma_z)_i$: 矢板(i)の z 方向直応力

$(q_z)_i$: 継手(i)のせん断応力

$(p_x)_i, (p_y)_i, (p_z)_i$: 矢板(i)の重心軸に作用する x, y, z 方向の分布外力

$(\bar{p}_x)_i, (\bar{p}_y)_i, (\bar{p}_z)_i$: 矢板(i)の両端断面に分布して作用する x, y, z 方向外力

$\bar{P}_Y$: 内部土の両端断面に分布して作用する Y 方向外力

ν_z : 井筒両端断面の外向き単位法線ベクトルの z 座標の正方向成分
井筒の両端断面は z 軸に直交しているので、 $z_2 > z_1$ とするとき、

$$\nu_z = \begin{cases} -1 & (z = z_1) \\ 1 & (z = z_2) \end{cases} \quad (7.18)$$

である。

式(7.1・c), (7.2・b), (7.7)~(7.9)を式(7.17)に代入し、

$$\begin{aligned} (N_p)_i &= \left(\int_{A_p} \sigma_z dA_p \right)_i \\ (M_{xp})_i &= \left(\int_{A_p} \sigma_z x dA_p \right)_i \\ (M_{yp})_i &= \left(\int_{A_p} \sigma_z y dA_p \right)_i \end{aligned} \quad (7.19 \cdot a \sim c)$$

$$\begin{aligned} N &= \sum_i (N_p)_i \\ M &= \sum_i (N_p Y)_i \\ M &= \sum_i (N_p Y - m_0 M_{xp} + l_0 M_{yp})_i \end{aligned} \quad (7.20 \cdot a \sim c)$$

$$\begin{aligned} p_{rH} &= \sum_i (m_0 p_{rx} + l_0 p_{ry})_i \\ p_{rV} &= \sum_i (p_{rz})_i \\ m_{rV} &= \sum_i (p_{rz} Y)_i \end{aligned} \quad (7.21 \cdot a \sim c)$$

$$\tilde{Q}_E = \int_A \tilde{\tau}_{yz} d\tilde{A} \quad (7.22)$$

$$\begin{aligned} p_H &= \sum_i (m_0 p_x + l_0 p_y)_i \\ p_V &= \sum_i (p_z)_i \\ m_V &= \sum_i (p_z Y)_i \end{aligned} \quad (7.23 \cdot a \sim c)$$

$$\begin{aligned} \overline{Q} &= \sum_i \left\{ \int_{A_p} (m_0 \overline{p}_x - l_0 \overline{p}_y) dA_p \right\}_i + \int_A \overline{P}_y d\tilde{A} \\ \overline{N} &= \sum_i \left\{ \int_{A_p} \overline{p}_z dA_p \right\}_i \\ \overline{M} &= \sum_i \left\{ Y \int_{A_p} \overline{p}_z dA_p \right\}_i \\ \overline{M} &= \overline{M}^* + \sum \{ m_0 \int_{A_p} \overline{p}_z x dA_p + l_0 \int_{A_p} \overline{p}_z y dA_p \}_i \end{aligned} \quad (7.24 \cdot a \sim d)$$

と表すと、式(7.17)は次のようになる。

$$\begin{aligned} & \int_{z_1}^{z_2} \{ N \delta \omega_c' - M \delta v_c'' + M^* \delta \beta' + p_{rH} \delta v_c + p_{rV} \delta \omega_c \\ & \quad - m_{rV} \delta (v_c' - \beta) - \sum_i (q_z \Delta Y)_i \delta \beta + \tilde{Q}_E \delta \beta \} dz \\ & \quad - \int_{z_1}^{z_2} \{ p_H \delta v_c + p_V \delta \omega_c - m_V \delta (v_c' - \beta) \} dz \\ & \quad - [\nu_z \{ \overline{Q} \delta v_c + \overline{N} \delta \omega_c - \overline{M} \delta v_c' + \overline{M}^* \delta \beta \}]_{z_1}^{z_2} = 0 \end{aligned} \quad (7.25)$$

上式を変位パラメーター v_c, w_c, β に関して部分積分を行うと、これらの変位パラメーターの変位量の係数から、つり合い式と力学的境界条件が次のように決まる。これらのつり合い式や力学的境界条件にかかる変分量も参考として式の後ろの()内に示しておく。

<つり合い式>

$$\begin{aligned} -M'' + p_{rH} - p_H + (m_{rv} - m_v) &= 0 & (\delta v_c) \\ -N' + p_{rv} - p_v &= 0 & (\delta w_c) \\ -M^*{}' - \sum_i (q_{z\Delta Y})_i + \tilde{Q}_E + m_{rv} - m_v &= 0 & (\delta \beta) \end{aligned} \quad (7.26 \cdot a \sim c)$$

< $z = z_1, z_2$ における境界条件>

$$\begin{aligned} \nu_z \bar{Q} - (M' - m_{rv} + m_v) &= 0 & (\delta v_c) \\ \nu_z \bar{M} - M &= 0 & (\delta v_c') \\ \nu_z \bar{N} - N &= 0 & (\delta w_c) \\ \nu_z \bar{M}^*{}' - M^*{}' &= 0 & (\delta \beta) \end{aligned} \quad (7.27 \cdot a \sim d)$$

7.2.4 応力と変位の関係

1) 矢板の断面力

この節では、1つの矢板に着目するので、()_iはすべて省略して表す。矢板材のヤング係数を E とすると矢板の直応力と変位の関係は式(7.9)により次のようになる。

$$\sigma_z = E \varepsilon_z = E(\xi_o' - x \xi_o'' - y \eta_o'') \quad (7.28)$$

各矢板の局所座標は、矢板の主軸断面と一致するように選んだので、

$$\int A_p x dA_p = \int A_p y dA_p = \int A_p x y dA_p = 0 \quad (7.29)$$

となる。したがって式(7.28)を式(7.19)に代入し、

$$\begin{aligned} N_p &= E A_p \xi_o' \\ M_{xp} &= -E I_{xp} \xi_o'' \\ M_{yp} &= -E I_{yp} \eta_o'' \end{aligned} \quad (7.30 \cdot a \sim c)$$

を得る。ここに、

$$\begin{aligned} A_p &= \int A_p dA_p \\ I_{xp} &= \int A_p x^2 dA_p \\ I_{yp} &= \int A_p y^2 dA_p \end{aligned} \quad (7.31 \cdot a \sim c)$$

であり、着目している矢板の断面積と断面主軸まわりの断面2次モーメントである。

2) 井筒の断面力

点Cは井筒の断面重心としているので、

$$\sum_i (A_p Y)_i = 0 \quad (7.32)$$

であるから、式(7.30), (7.7)を式(7.20)に代入すると、

$$\begin{aligned}
N &= E A_g w_c' \\
M^* &= -E I_g (v_c' - \beta') \\
M &= -E I_g v_c'' + E I_g \beta'
\end{aligned}
\tag{7.33 \cdot a \sim c}$$

となる。ここに、

$$\begin{aligned}
A_g &= \sum_i (A_p)_i \\
I_g^* &= \sum_i (A_p Y^2)_i \\
I_g &= I_g^* + \sum_i (m_o^2 I_{xp} + l_o^2 I_{yp})_i
\end{aligned}
\tag{7.34 \cdot a \sim c}$$

であり、 A_g は井筒の総断面積、 I_g は矢板自身の断面2次モーメントを考慮したときの井筒の断面2次モーメントである。図-7.7に示すように、 X 、 Y 軸と平行に重心点を原点とする局所座標 $\tilde{x}$ 、 $\tilde{y}$ を導入すると、

$$\tilde{y} = m_o x + l_o y \tag{7.35}$$

であるから、

$$I_{yp} = \int A_p \tilde{y}^2 dA_p = m_o^2 I_{xp} + l_o^2 I_{yp} \tag{7.36}$$

となる、したがって、式(7.34)の右辺第2項は通常行っているのと同様に、 X 軸に平行な $\tilde{x}$ 軸まわりの矢板の断面2次モーメントを計算し、その総和をとればよい。

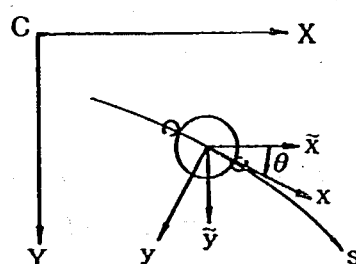


図-7.7 局所座標(x , y)

3) 継手のせん断流

継手(i)のせん断剛度を $(G_J)_i$ とすると、継手のせん断流は、式(7.13)から、

$$(q_z)_i = (G_J \Delta \xi)_i = -(G_J \Delta Y)_i \beta \tag{7.37}$$

となる。上式を用い井筒全体の継手剛性として、

$$K_J = \sum_i (G_J \Delta Y^2)_i \tag{7.38}$$

と表すと、式(7.26 \cdot c)の左辺第2項は次のようになる。

$$\sum (q_z \Delta Y)_i = -K_J \beta \tag{7.39}$$

4) 地盤反力の合力

式(7.21)に式(7.14), (7.7)を代入し、

$$\begin{aligned}
K_H &= \sum_i (m_o^2 K_x + l_o^2 K_y)_i \\
K_V &= \sum_i (K_z)_i \\
K_{VM} &= \sum_i (K_z Y)_i = 0 \\
K_M &= \sum_i (K_z Y^2)_i
\end{aligned}
\tag{7.40 \cdot a \sim d}$$

と表すと、地盤反力の合力と変位の関係式として、

$$p_{rH} = K_H v_c$$

$$p_{rV} = K_V w_c - K_{VM} (v_c' - \beta) \quad (7.41 \cdot a \sim c)$$

$$m_{rV} = K_{VM} w_c - K_M (v_c' - \beta)$$

また、式(7.22)に式(7.15)を代入すると、

$$\tilde{Q}_E = \tilde{G} \tilde{A} \beta \quad (7.42)$$

である。ここに、 $\tilde{A}$ は内部土の断面積である。

7. 2. 5 変位表示のつりあい式

式(7.26)に式(7.33), (7.39), (7.41), (7.42)を代入すると、変位表示のつり合い式が次のように求まる。

$$\begin{aligned} & (E I_g v_c'')'' - (E I_g \beta')'' + K_H v_c + \{K_{VM} w_c \\ & \quad - K_M (v_c' - \beta)\}' - p_H - m_V' = 0 \\ & - (E I_g w_c')' + K_V w_c - K_{VM} (v_c' - \beta) - p_V = 0 \\ & (E I_g (v_c'' - \beta'))' + (K_J + \tilde{G} \tilde{A}) \beta + K_{VM} w_c \\ & \quad - K_M (v_c' - \beta) - m_V = 0 \end{aligned} \quad (7.43 \cdot a \sim c)$$

上式(7.43)から継手のせん断剛度 K_J と内部土のせん断剛度 $\tilde{G} \tilde{A}$ は同一の効果を生むことがわかる。上式を与えられた幾何学的境界条件および式(7.27)を上式と同様に変位表示した力学的境界条件のもとで積分すればよいわけであるが、上式は変位パラメータ v_c , w_c , β に関する連立微分方程式となっているので、これを一般的に扱うのは面倒な問題である。

現行の杭基礎やケーソンの設計計算におけると同様に側面地盤の鉛直方向のせん断地盤反力係数を期待せず、分布外力モーメント m_V も作用しない場合には、

$$(K_z)_i = 0 \quad \text{より} \quad K_V = K_{VM} = K_M = 0$$

となるから、式(7.43)は、

$$\begin{aligned} & (E I_g v_c'')'' - (E I_g \beta')'' + K_H v_c - p_H = 0 \\ & - (E I_g w_c')' - p_V = 0 \\ & \{E I_g (v_c'' - \beta')\}' + (K_J + \tilde{G} \tilde{A}) \beta = 0 \end{aligned} \quad (7.44 \cdot a \sim c)$$

となる。さらに、

$$I_g = \text{const.} \quad I_g^* = \text{const.} \quad K_H = \text{const.}$$

の条件のもとで、式(7.44・a, c)から v_c を消去すると次式を得る。

$$\begin{aligned} & E (I_g - I_g^*) \beta^{IV} - \frac{I_g}{I_g^*} (K_J + \tilde{G} \tilde{A}) \beta^{IV} + K_H \beta'' - \frac{K_H}{E I_g^*} (K_J + \tilde{G} \tilde{A}) \beta \\ & + p_H = 0 \end{aligned} \quad (7.45)$$

7. 2. 6 矢板の断面力と井筒の断面力の関係

式(7.33・b,c)から β を消去すると、

$$-E(I_g - I_g^*)v_c'' = M - M^* \quad (7.46)$$

を得る。式(7.33・a,b)および上式を式(7.30)に代入すると、矢板の断面力と井筒の断面力の関係が次のように求まる。

$$(N_p)_i = \left(\frac{N}{A_g} + \frac{M}{I_g} Y_i \right) (A_p)_i$$

$$(M_{xp})_i = \frac{(m_o I_{xp})_i}{I_g - I_g^*} (M - M^*) \quad (7.47 \cdot a \sim c)$$

$$(M_{yp})_i = \frac{(l_o I_{yp})_i}{I_g - I_g^*} (M - M^*)$$

7. 2. 7 頂版と矢板の結合

構造物の基礎に用いられる鋼管矢板基礎の頂版の厚みは、井筒の短径の1/2.5~1/4程度、矢板径の3~5倍程度のものが多く、比較的厚いものである。ここでは頂版を剛体として扱う。したがって、頂版の運動は図-7.8に示すように、頂版の下面とz軸の交点 C_o のY方向変位 $v_c^{(c)}$ とz方向変位 $w_c^{(c)}$ および頂版の回転角 α で表すことができ、頂版の任意点のX, Y, z方向の変位を、 $u^{(c)}$, $v^{(c)}$, $w^{(c)}$ と表し、z座標の原点を頂版下面にとると、

$$u^{(c)} = 0$$

$$v^{(c)} = v_c^{(c)} + z \alpha \quad (7.45 \cdot a \sim c)$$

$$w^{(c)} = w_c^{(c)} - Y \alpha$$

である。頂版下面における矢板の局所座標x, y方向の変位を、それぞれ $(\xi_o^{(c)})_i$, $(\eta_o^{(c)})_i$ と表すと、式(7.7)と同様に、

$$(\xi_o^{(c)})_i = (m_o)_i (v^{(c)})_{z=0} = (m_o)_i v_c^{(c)}$$

$$(\eta_o^{(c)})_i = (l_o)_i (v^{(c)})_{z=0} = (l_o)_i v_c^{(c)} \quad (7.49 \cdot a, b)$$

である。

頂版と矢板の結合は、頂版の下面において頂版と矢板の重心が結合されており、相対変位差はないと考えられると、式(7.49)と(7.7・a,b), 式(7.48・c)と(7.7・c)をそれぞれ比較し、

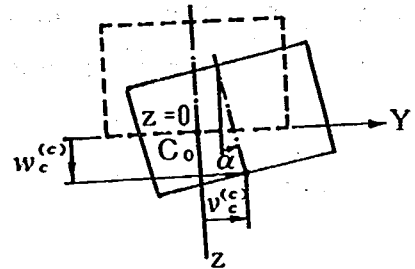


図-7.8 頂版の変位とそのパラメータ

$$(v_c)_{z=0} = v_c^{(c)}$$

$$(w_c)_{z=0} = w_c^{(c)}$$

(7.50・a~c)

$$(v_c')_{z=0} - (\beta)_{z=0} = \alpha$$

である。ここでは、矢板の変位はすべて $z = 0$ での値しか用いないので、今後は $()_{z=0}$ を省略して表す。頂版下面の y, x 軸まわりの回転をそれぞれ、 $(\alpha_x^{(c)})_i, (\alpha_y^{(c)})_i$ とすると、

$$(\alpha_x^{(c)})_i = \frac{\partial w^{(c)}}{\partial x} = -(m_o)_i \alpha$$

(7.51・a, b)

$$(\alpha_y^{(c)})_i = \frac{\partial w^{(c)}}{\partial y} = -(l_o)_i \alpha$$

となる。これに対し、矢板断面の回転は式(7.8・c)から、

$$(\alpha_x)_i = \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)_i = -\xi_o'$$

(7.52・a, b)

$$(\alpha_y)_i = \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)_i = -\eta_o'$$

であるから、頂版と矢板間の相対回転角は、式(7.7・a, b)を上式に代入し式(7.51)と差をとることによって次のようになる。

$$(\Delta \alpha_x)_i = (\alpha_x^{(c)})_i - (\alpha_x)_i = (m_o)_i (-\alpha + v_c') = (m_o)_i \beta$$

$$(\Delta \alpha_y)_i = (\alpha_y^{(c)})_i - (\alpha_y)_i = (l_o)_i (-\alpha + v_c') = (l_o)_i \beta$$

(7.53・a, b)

7. 3 有限要素法の適用

式(7.44)の連立微分方程式を一般的に扱うことは面倒な問題である。また、式(7.44)あるいは(7.45)のように制約条件を付加しても微分方程式として扱おうと、その扱いはかなり煩雑になると予想されるので、有限要素法による数値計算の方法を記しておくことにする。

1) 変位関数

井筒を $z = z_1$ と $z = z_2$ の平面で輪切りにし、それを有限要素とする。有限要素の長さは、

$$l = z_2 - z_1$$

(7.54)

である。式(7.27)の力学的境界条件に対応する変位パラメータの幾何学的境界条件を表現できる最低次のべき級数で要素内の変位パラメータを表す。添字 m, α に関して総和規約を適用して表すと、それは次のようになる。

$$v_c = f_m v_m \quad (m = 1 \sim 4)$$

$$w_c = g_\alpha w_\alpha \quad (\alpha = 1, 2)$$

(7.55・a~c)

$$\beta = g_{\alpha} \beta_{\alpha} \quad (\alpha = 1, 2)$$

ここに、 l^* を任意の基準長として節点変位を、

$$\begin{aligned} v_1 &= (v_c)_{z=z_1}, & v_2 &= l^* (v_c')_{z=z_1} \\ v_3 &= (v_c)_{z=z_2}, & v_4 &= l^* (v_c')_{z=z_2} \\ w_1 &= (w_c)_{z=z_1}, & w_2 &= (w_c)_{z=z_2} \\ \beta_1 &= (\beta)_{z=z_1}, & \beta_2 &= (\beta)_{z=z_2} \end{aligned} \quad (7.56 \cdot a \sim h)$$

と表し、さらに、

$$\mu = (z_2 - z_1) / l \quad (7.57)$$

とおいて、

$$\begin{aligned} f_1 &= 1 - 3\mu - 2\mu^3, & f_2 &= \mu - 2\mu^2 + \mu^3 \\ f_3 &= 3\mu^2 - 2\mu^3, & f_4 &= -\mu^2 + \mu^3 \\ g_1 &= 1 - \mu \\ g_2 &= \mu \end{aligned} \quad (7.58 \cdot a \sim d)$$

と表した。今後ラテン文字の添字 $m, n (= 1 \sim 4)$ とギリシャ文字の添字 $\alpha, \beta, \gamma (= 1, 2)$ を用いて添字間に総和規約を適用して表す。

2) 井筒の有限要素のつり合い式

式(7.25)に式(7.33), (7.39), (7.41), (7.42)を代入して変位表示を行い、それに式(7.55)を代入して各変分量(節点変位の変分量)ごとに整理すると、それらの変分量の係数から有限要素のつり合い式として次の式を得る。なお、各つり合い式にかかる変分量も参考として式の後ろの(*)内に示しておく。

$$\begin{aligned} F_{mn}^{(1)} v_n + F_{m\beta}^{(2)} w_{\beta} + F_{m\beta}^{(3)} \beta_{\beta} &= Q_m \quad (\delta v_m) \\ F_{n\alpha}^{(2)} v_n + F_{\alpha\beta}^{(4)} w_{\beta} + F_{\alpha\beta}^{(5)} \beta_{\beta} &= N_{\alpha} \quad (\delta w_{\alpha}) \\ F_{n\alpha}^{(3)} v_n + F_{\beta\alpha}^{(5)} w_{\beta} + F_{\alpha\beta}^{(6)} \beta_{\beta} &= M_{\alpha}^* \quad (\delta \beta_{\alpha}) \end{aligned} \quad (7.60 \cdot a \sim c)$$

ここに、 $F_{mn}^{(1)} \sim F_{\alpha\beta}^{(6)}$ は剛性係数であり、 $Q_m, N_{\alpha}, M_{\alpha}^*$ は等価節点力を含む節点力である。これらの内容は次に順次示していく。

(1) 剛性係数

式(7.34)に示す井筒の断面定数は要素内で一定とするが、式(7.38)の継手のせん断剛度、式(7.40)の地盤ばね、式(7.42)の内部土のせん断剛度は、要素内で直線的に変化するとして扱う。すなわち、

$$\begin{aligned} K_{J\alpha} &= K_J(z = z_{\alpha}), & K_{H\alpha} &= K_H(z = z_{\alpha}) \\ K_{V\alpha} &= K_V(z = z_{\alpha}), & K_{W\alpha} &= K_W(z = z_{\alpha}) \\ K_{H\alpha} &= K_H(z = z_{\alpha}), & \tilde{G}_{\alpha} &= \tilde{G}(z = z_{\alpha}) \end{aligned} \quad (7.61 \cdot a \sim f)$$

として、

$$\begin{aligned} K_J &= K_{J\alpha} g_\alpha, & K_H &= K_{H\alpha} g_\alpha, & K_{V\alpha} &= g_\alpha \\ K_{VH} &= K_{VH\alpha} g_\alpha, & K_M &= K_{M\alpha} g_\alpha, & \tilde{G} &= \tilde{G}_\alpha g_\alpha \end{aligned} \quad (7.62 \cdot a \sim f)$$

と表す。さらに、

$$\begin{aligned} C_{\alpha\beta}^{(A)} &= \int_{z_1}^{z_2} g_\alpha g_\beta dz, & C_{\alpha\beta}^{(B)} &= \int_{z_1}^{z_2} g_\alpha' g_\beta' dz \\ C_{\alpha\beta\gamma}^{(C)} &= \int_{z_1}^{z_2} g_\alpha g_\beta g_\gamma dz, & C_{\alpha m}^{(D)} &= \int_{z_1}^{z_2} g_\alpha f_m dz \\ C_{\alpha m}^{(E)} &= \int_{z_1}^{z_2} g_\alpha f_m' dz, & C_{\alpha m}^{(F)} &= \int_{z_1}^{z_2} g_\alpha' f_m'' dz \\ C_{\alpha\beta m}^{(G)} &= \int_{z_1}^{z_2} g_\alpha g_\beta f_m' dz, & C_{\alpha mn}^{(H)} &= \int_{z_1}^{z_2} g_\alpha f_m f_n dz \\ C_{\alpha mn}^{(I)} &= \int_{z_1}^{z_2} g_\alpha f_m' f_n' dz, & C_{mn}^{(J)} &= \int_{z_1}^{z_2} f_m'' f_n'' dz \end{aligned} \quad (7.63 \cdot a \sim j)$$

と定義しておく、剛性係数は次のようになる。

$$\begin{aligned} F_{mn}^{(1)} &= E I_g C_{mn}^{(J)} + K_{H\alpha} C_{\alpha mn}^{(H)} + K_{M\alpha} C_{\alpha mn}^{(I)} \\ F_{m\beta}^{(2)} &= -K_{VH\alpha} C_{\alpha\beta m}^{(G)} \\ F_{m\beta}^{(3)} &= -E I_g^* C_{\beta m}^{(F)} - K_{H\alpha} C_{\alpha\beta m}^{(G)} \\ F_{\alpha\beta}^{(4)} &= E A_g C_{\alpha\beta}^{(B)} + K_{V\gamma} C_{\gamma\alpha\beta}^{(C)} \\ F_{\alpha\beta}^{(5)} &= K_{VH\gamma} C_{\gamma\alpha\beta}^{(C)} \\ F_{\alpha\beta}^{(6)} &= E I_g^* C_{\alpha\beta}^{(B)} + (K_{J\gamma} + \tilde{G}_\gamma \tilde{A} + K_{M\gamma}) C_{\gamma\alpha\beta}^{(C)} \end{aligned} \quad (7.64 \cdot a \sim f)$$

(2) 節点力

式(7.23)の分布外力も、側面地盤ばねと同様に、要素間で直線変化とし、

$$\begin{aligned} p_{H\alpha} &= p_H (z = z_\alpha) \\ p_{V\alpha} &= p_V (z = z_\alpha) \\ m_{V\alpha} &= m_V (z = z_\alpha) \end{aligned} \quad (7.65 \cdot a \sim c)$$

および、

$$\begin{aligned} p_H &= p_{H\alpha} g_\alpha \\ p_V &= p_{V\alpha} g_\alpha \\ m_V &= m_{V\alpha} g_\alpha \end{aligned} \quad (7.66 \cdot a \sim c)$$

と表す。また、式(7.27)の左辺の要素両端の境界力を $z = z_1$ 端において $()_1$ 、 $z = z_2$ 端において $()_2$ のとき、式(7.60)右辺の定数項は次のようになる。

$$\begin{aligned} Q_1 &= -(\bar{Q})_1 + \hat{Q}_1, & Q_2 &= (\bar{M})_1 / l + \hat{Q}_2 \\ Q_3 &= (\bar{Q})_2 + \hat{Q}_3, & Q_4 &= -(\bar{M})_2 / l + \hat{Q}_4 \end{aligned} \quad (7.67 \cdot a \sim d)$$

$$\text{ここに、} Q_m = p_{H\alpha} C_{\alpha m}^{(D)} - m_{V\alpha} C_{\alpha m}^{(E)} \quad (7.68)$$

$$\begin{aligned} N_1 &= -(\bar{N})_1 + \bar{N}_1 \\ \bar{N}_2 &= (\bar{N})_2 + N_2 \end{aligned} \quad (7.69 \cdot a, b)$$

$$\bar{N}_\alpha = \rho_{\nu\beta} C_{\alpha\beta}^{(A)} \quad (7.70)$$

$$\begin{aligned} M_1 &= -(\bar{M})_1 + M_1 \\ \bar{M}_2 &= (\bar{M})_2 + M_2 \end{aligned} \quad (7.71 \cdot a, b)$$

$$M_\alpha = m_{\nu\beta} C_{\alpha\beta}^{(A)} \quad (7.72)$$

7. 4 結語

ここで誘導した基本式は個々の矢板のせん断ずれ変形を考慮した弾性床上の梁の式であるところに特徴があり新しい考え方である。ただし、そのままの微分方程式を解くのはかなり面倒であるので、有限要素に分割して解くのが实际的である。

各柱状体基礎の安定計算へ適用する場合、次のように取り扱う。

まず、鋼管矢板基礎へ適用する場合、継手のせん断ずれ変形を考慮する。ただし計算に用いるモルタルで充填された継手のせん断剛性および耐力は実験等で決定されねばならない。地中連続壁基礎に適用する場合、継手は剛結になっているので継手のせん断ずれ変形を無視する。また、単杭基礎（大口径杭基礎）は地中連続壁基礎と同様に考えればよい。

周辺地盤のモデル化については、基礎の挙動を弾性範囲内で考える場合は、第6章で示す線形の地盤バネの考え方に従っても実設計上問題は少ないといえる。ただしこの地盤バネの考え方はケーソン基礎に整合させた形になっているので柱状体基礎に対しては一般に過小評価された値になると考えられる（ケーソン基礎の場合、施工時に周面地盤をかなり緩めるので地盤の水平抵抗を小さく評価する傾向がある）。

第8章において、本章で誘導した安定計算式を各柱状体基礎に適用し、載荷試験データと比較して非線形の水平抵抗について検討し、水平抵抗に寄与する地盤バネおよび受働抵抗の評価を行う。

なお、本章で得られた結果を要約すると以下のとおりである。

- (1) 本章で誘導した計算は、鋼管矢板継手のせん断ずれ変形を考慮したものであり、通常の弾性床上の梁の式とは異なる新しい式である。
- (2) 継手の剛性及び耐力の評価を変えることにより、他の柱状体基礎の安定計算に用いることができる。

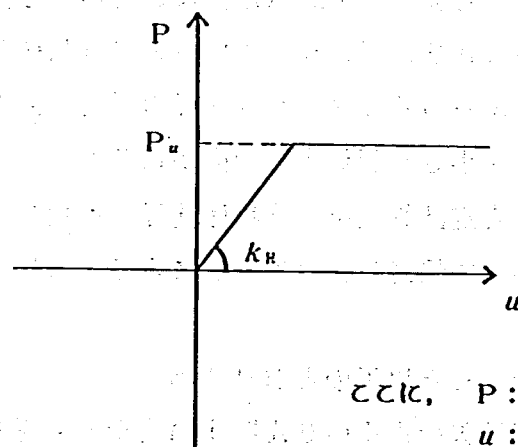
第8章 実物載荷試験との比較による柱状体基礎の非線形水平抵抗特性

8.1 概説

前章において鋼管矢板基礎をモデルとした設計計算式を誘導した。そして、継手の剛性を0とすることで群杭基礎を表現し、継手の剛性を本体部と同等にすることにより柱状体基礎を表現できるものであることを示した。またその中間、すなわち継手部のせん断ずれ変形が生じることを変形要素の中に取り入れることにより鋼管矢板基礎の解析を行うことができることを示した。

さて、第6章で示したとおり現在弾性計算を基本とした設計計算法が用いられているが、この設計計算法では地盤の非線形を十分考慮できないため終局耐力の推定がむづかしく、また次の設計体系として検討が開始された限界状態設計法の基本式としてそのまま用いるのは無理があるといえる。終局耐力の推定を行うためには地盤の非線形性、塑性化を考慮する必要がある。

本章においては、地盤を弾塑性モデルで表現し、大きな変形状態の柱状体基礎の挙動の解析を試みるものである。前章の計算式を基本として地盤の支持機構を弾塑性モデル(図-8.1, バイリニア型モデルで引張りバネを0とする)で表現し、各柱状体基礎(ここでは鋼管矢板基礎, 単杭基礎, 地中連続壁基礎, 壁基礎)の水平載荷試験データとの比較により、各柱状体基礎に用いる最も合理的な弾塑性地盤バネ定数の設定について検討するとともに、本設計式の妥当性についても合わせて示す。



ここに、 P : 地盤反力度

u : 変位量

P_u : 極限地盤反力度

k_H : 水平方向地盤反力係数

図-8.1 地盤の弾塑性モデル I

本章において計算を行ったケースは表-8.1に示す。この中で、地中連続壁基礎（壁杭基礎を含む）については、水平力に対して前面地盤抵抗と側面地盤抵抗を別々に評価した地盤モデルを用いており、他の基礎形式の地盤モデルと異なる。

なお、ここで取り上げている載荷試験例はそれ程多くないが、各ケース毎に試行錯誤的に非線形計算を行い、実測値と計算値が初期の変形状態から大きな変形状態まで含めて最もよく整合する弾塑性の地盤定数を決めようというものである。計算量はかなり膨大なものとなる。

表-8.1 計算対象基礎一覧表

1. 太径リバース杭	
R1	φ3.0" x 69" (本四公団・番ノ州高架橋基礎杭T1)
R2	φ2.0" x 39" (本四公団・番ノ州高架橋基礎杭T2)
R3	φ2.0" x 69" (本四公団・番ノ州高架橋基礎杭T3)
R4	φ3.0" x 45" (日本道路公団・新善西高架橋基礎杭)
2. ペノト杭	
C1	φ1.0" x 19" (日本道路公団・示野工事・高架橋基礎杭)
C2	φ1.0" x 7" (日本道路公団・茨木西工事・高架橋基礎杭)
C3	φ1.0" x 11" (日本道路公団・豊中東工事・高架橋基礎杭)
3. 鋼管杭	
S1	φ813" (t=14) x 30" (日本道路公団・酒田線)
S2	φ1016" x 24" (倉敷市、合成鋼管杭)
S3	φ813" x 22" (岩国市、合成鋼管杭)
4. 地中連続壁基礎	
D1	3.6" x 4.5" x 13", 壁厚0.8" (首都公団・D31工区高架橋基礎)
D2	0.6" x 4.0" x 19" (建設省・技術活用パイロット事業、壁杭)
D3	0.6" x 6.2" x 19" (建設省・技術活用パイロット事業、壁杭)
5. 鋼管矢板基礎	
SV1	φ8.81" x 51", 鋼管矢板φ1200 (首都公団・BT251工区高架橋基礎)
SV2	φ9.358" x 17", 鋼管矢板φ800 (国鉄、小野B113P橋脚基礎)

8.2 鋼管矢板基礎

まず、前章で誘導した計算式で鋼管矢板基礎の挙動が正しく表現できるかどうかについて、実物載荷試験結果との比較を行うことにより確認する。鋼管矢板基礎の静的水平載荷試験例としては、図-8.2の首都公団の道路高架橋の基礎¹⁾と、図-8.4の旧国鉄の新幹線高架橋の基礎²⁾を取り上げる。この2例は大きな変位量まで載荷されていないが、鋼管矢板基礎の載荷例は少ないのでやむを得ない。

鋼管矢板基礎の計算定数の設定において、弾塑性の地盤ばね定数と継手に関する定数を決める必要があり、他の柱状体基礎に比べて複雑である。ここでは、実験により求めた継手に関する定数 (G_j : 継手のせん断剛性 t/m , q_u : 継手のせん断耐力 t/m) をベースとするが、それらの値については継手に関する実大模型実験結果を報告している参考文献¹⁾を参考とする。なお、計算において継手部に関してもバイリニアの弾塑性モデルとして扱う(すなわち、継手部に作用するせん断力が継手のせん断耐力を超えないようにする)。

まず、継手部に関する適切なせん断剛性とせん断耐力を、実測応力と計算応力の比較から決定し、次に荷重～変位曲線(図-8.2)において、実験値と計算値が最もよくすりつけができるように試行錯誤的に地盤定数のパラメーターを変化させ計算を行う(この時、継手定数に関しては固定する)。なお、パラメーターとして用いる地盤定数の補正係数は以下のとおり。

計算に用いる水平方向地盤反力係数 = $\alpha_k \cdot$ (式(6.3)の道示式)

(8.1)

計算に用いる極限地盤反力度 = $\alpha_p \cdot$ (クーロンの受働土圧強度)

すなわち、水平方向地盤反力係数については道示式から求まる水平地盤反力係数の α_k 倍とし、極限地盤反力度はクーロンの受働土圧強度の α_p 倍とする。

1) 鋼管矢板基礎 SW1 における実測値と計算値との比較

頂版と鋼管矢板の結合条件は実際には完全な剛結とはいえないので、計算上は固定点を頂版下面より1m上方に設定した。

継手部のせん断剛性とせん断耐力は、モルタル充填が現場施工であることを考慮して、室内実験値の75%に低減した。鋼管矢板の内面と外面の応力差は継手の剛度によって影響を受けるので実測値(応力)と計算値を見比べながら上記の75%を決めたものである。

計算に用いた継手部の定数

$$G_j = 90000 \text{ tf/m}$$

$$q_u = 15 \text{ t/m}$$

計算値と実測値の比較を図-8.2と図-8.3に示す。図-8.2は水平荷重が800tf載荷された時の矢板の応力と基礎の変位について比較したものである。また、図-8.3は荷重～変位曲線について比較したものである。いずれも計算値は実測値をよく近似しているが、この時の地盤の弾塑性モデルにおける補正係数は $\alpha_k=4.0$ 、 $\alpha_p=0.6$ がよく対応する。

2) 鋼管矢板基礎SW2における実測値と計算値との比較

頂版と鋼管矢板の結合にブラケット構造を用いているが、その結合度が不明なので結合点を矢板の上端位置として計算した(SW1と頂版の結合状態が異なる)。

支持層は凝灰岩であり、実測されたN値(60を上限)よりかなり大きいと考えられるので、基礎下端での矢板軸応力度が測定値と計算値が同程度になるように先端地盤の変形係数を調整した(N値=60から算出した値の10倍を用いた)。

継手のせん断剛性と耐力はSW1の場合と同様に矢板の応力分布が実測値と同程度になるように調整した。その値は室内試験値の1/2である。1)の場合に比べて継手部のせん断力が大きく、荷重の早い段階で継手が降伏しているので継手定数を低くした。

$$\begin{aligned} \text{計算に用いた継手定数} \quad G_j &= 60000 \text{tf/m}^2 \\ q_u &= 10 \text{tf/m} \end{aligned}$$

計算値と実測値の比較を図-8.4と図-8.5に示す。図-8.4は水平荷重が700tf載荷された時の矢板の応力と基礎の変位を比較したものである。頂版下面位置において、矢板応力度の実測値が計算値に比べて極端に小さくなっているのは頂版と矢板の結合部のブラケット構造などによって矢板応力が吸収されたと考えられる。

図-8.5は荷重～変位曲線について比較したものである。いずれも計算値は実測値をよく近似しているが、この時の地盤の弾塑性モデルにおける補正係数は $\alpha_k=2.0$ 、 $\alpha_p=0.7$ がよく対応する。

以上1)と2)の結果から、適切に継手と地盤を弾塑性モデル化すればかなり詳細に実測値を本計算式で追っかけることは可能である。ただし、この実験例は、試験後本体構造として用いられたため、基礎の耐力に比べて荷重はかなり低いレベルにある。このため、得られた初期の線形地盤反力係数はかなり高めとなった。一方、地盤耐力に関しては、 α_p が1を下回る結果となった(クーロンの受働土圧より小さい)。これは重要な点と考えるが、基礎躯体が剛体と見なせる剛性より継手の影響等でかなり小さくなり剛体壁に作用するクーロン土圧より実際の受働土圧抵抗が小さくなったためと考えられる。

鋼管矢板基礎の解析及び設計に対して、7章で提案する計算式は実用的には十分な精度の計算値を与えると判断することができるが、さらに鋼管矢板基礎の規模が大きくなっ

た場合の基礎の断面剛性、地盤及び継手に関する定数設定については上記結果からでは十分な評価が得られたとはいえず、とくにもっと大きな変形状態の載荷試験例や大規模な基礎の載荷試験例との比較が必要であろう。

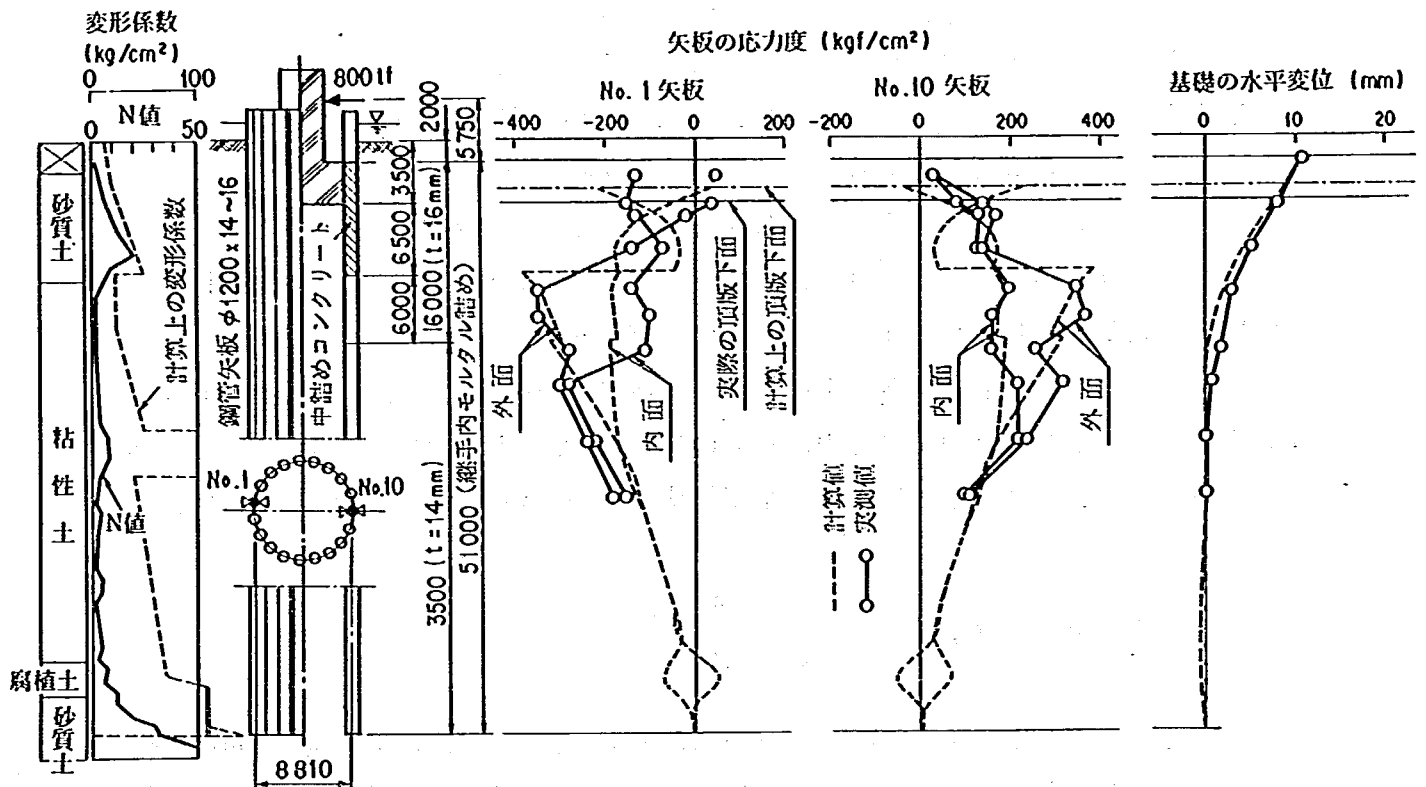


図-8.2 鋼管矢板基礎SW1の実測値と計算値

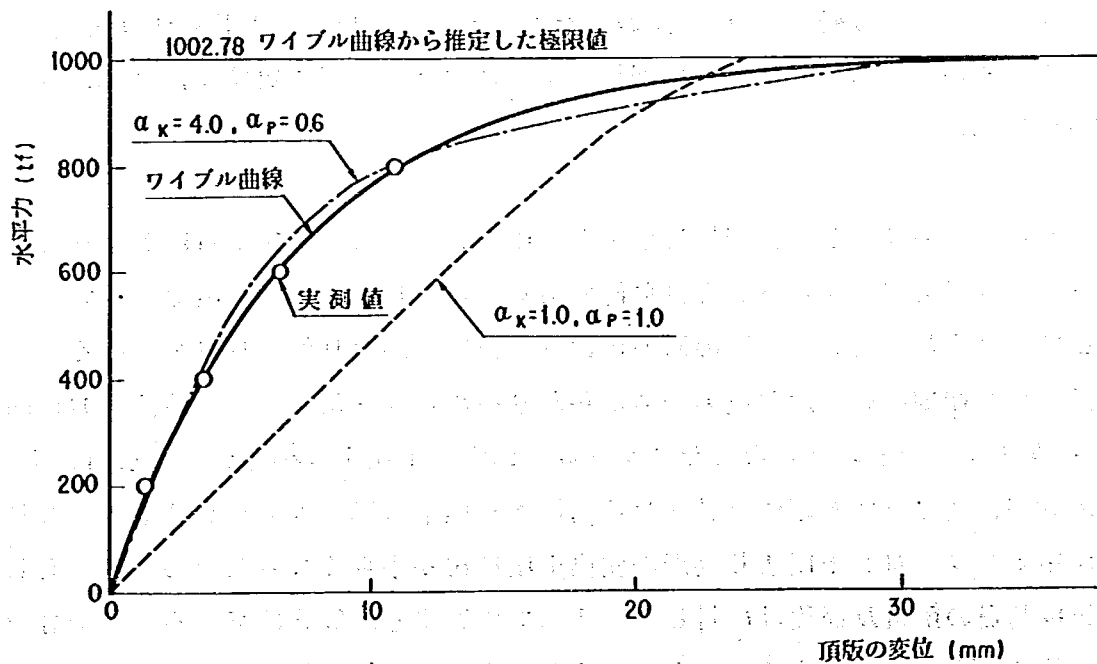


図-8.3 鋼管矢板基礎SW1の〔水平力～変位〕曲線

8.3 単杭基礎

大口径の場所打ち杭（7例）及び鋼管杭（3例）について荷重～変位曲線において実験値と計算値の比較を行う。

バイリニア型の地盤ばね定数においては、8.2節の鋼管矢板基礎で示したように2つのパラメーター（初期の線形地盤反力係数と極限の地盤反力度）があり、その組合わせが無数にある。杭基礎の耐力を決定するより重要な要素は極限の地盤反力度であるので（大きな変形状態では極限の地盤反力度が杭基礎の耐力の支配的なパラメータとなる）、まず、いくつかの試算結果から初期の地盤反力係数について検討を行い、これに対する値を固定して、極限の地盤反力度をパラメータとして試算を行った。

多数の試算結果から、まず場所打ち杭の初期の地盤反力係数を道示の方法により求めた値の3倍（ $=\alpha_k$ ）とした。また鋼管杭については2倍とした。

道示の方法で求められる地盤反力係数より高く設定したのは、道示の地盤反力係数は基準の水平変位量が基礎幅の1%（ $\leq 5\text{ cm}$ ）に対する地盤反力係数と定義しているが、ここではもっと非線形性の影響の少ない範囲、すなわち杭径の0.5%程度までの変位量の範囲内において計算による荷重～変位曲線が最も実験のそれによく合う場合の地盤定数として決定したためである。

また、場所打ち杭と鋼管杭とで初期の線形地盤反力係数を異なった値としたのは、試算結果と実験結果との比較からである。たぶん場所打ち杭の場合、地盤と杭周面の密着性が高く、杭周面のせん断剛性が高くなるためであると考えられる。

図-8.6～8.15に計算値と実験値を示す（参考のため実験値と最も相関性の高いワイブル曲線も示す）。いずれも小さい変位領域から大きな変位領域まで精度よく近似できているが、 α_p はかなりばらつきがある。場所打ち杭においては、 $\alpha_k=3$ とすると α_p は0.7～1.4位までばらつく。一方鋼管杭においては、 $\alpha_k=2$ とすると α_p は1.0～2.5位までばらつく。ただし、杭に関する一般の計算値の精度から判断すれば、この程度のばらつきは当然あり得ることである。

今回の計算ケースは多くないので、ここで求められた α_k 及び α_p について実設計に用いるにはもっと多くの計算ケースを実施して検証を行う必要がある。さらに、実際の設計では、第5章・第6章で示したとおり、ばらつきが大きい杭種又は杭の施工法により杭の水平抵抗値を区別して考えていないが、一方杭の鉛直支持力評価では施工法の影響が大きく、施工法によって杭の支持力値を決めている。実際には、水平抵抗においても施工法による影響はかなり大きいと考えられるので、今後の検討課題であろう（とくに、埋込み工法による杭の水平抵抗はかなり小さいと思われる）。また、コンクリート杭の場合、今回、計算が大変面倒なのでコンクリートのひび割れを無視して計算を行っているため、大変形状態ではひび割れの影響を考慮して計算を行う必要がある。

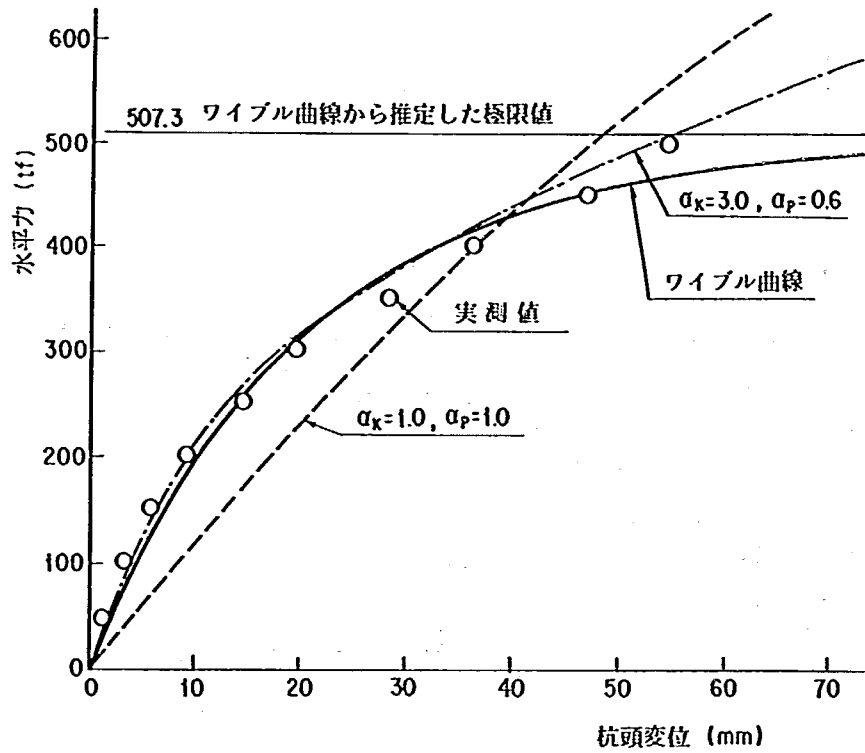


図-8.6 試験杭R1の[水平力～変位]曲線

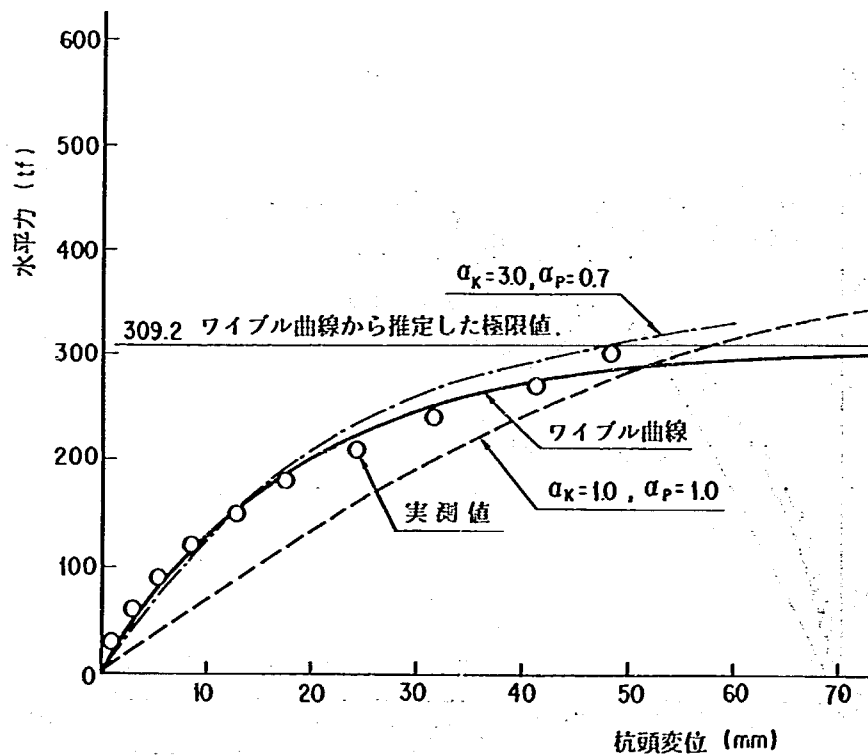


図-8.7 試験杭R2の[水平力～変位]曲線

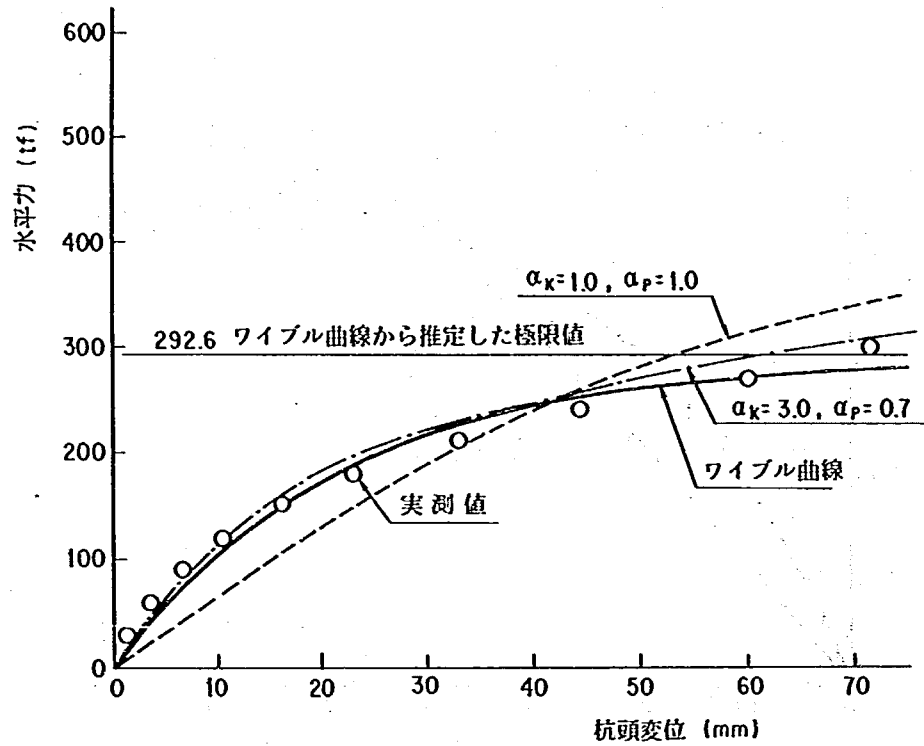


図-8.8 試験杭R3の〔水平力～変位〕曲線

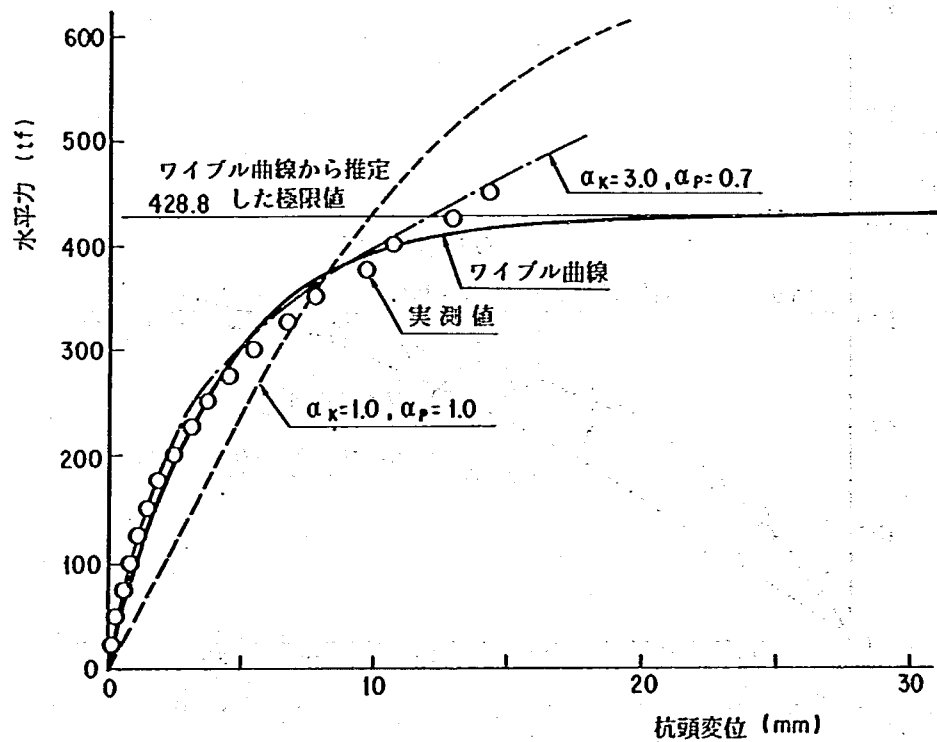


図-8.9 試験杭R4の〔水平力～変位〕曲線

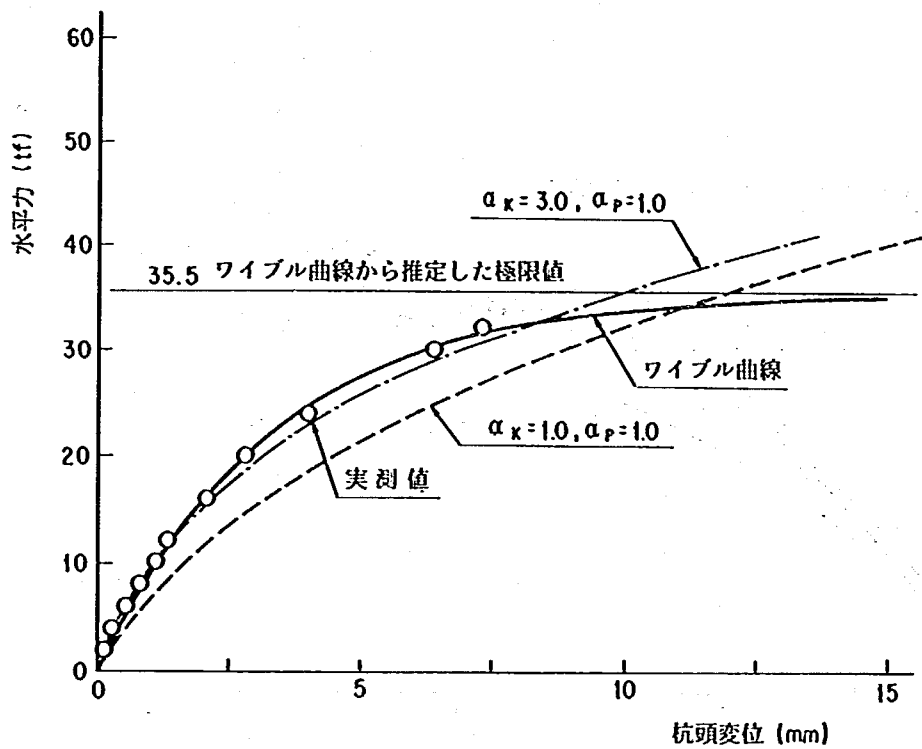


図-8.10 試験杭C1の〔水平力～変位〕曲線

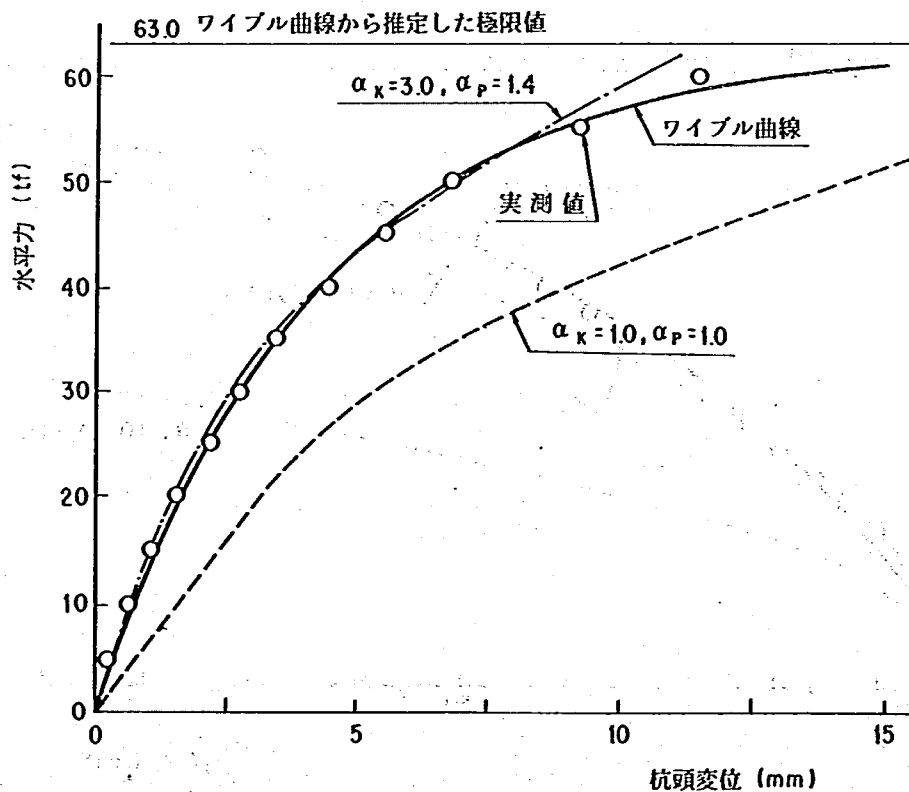


図-8.11 試験杭C2の〔水平力～変位〕曲線

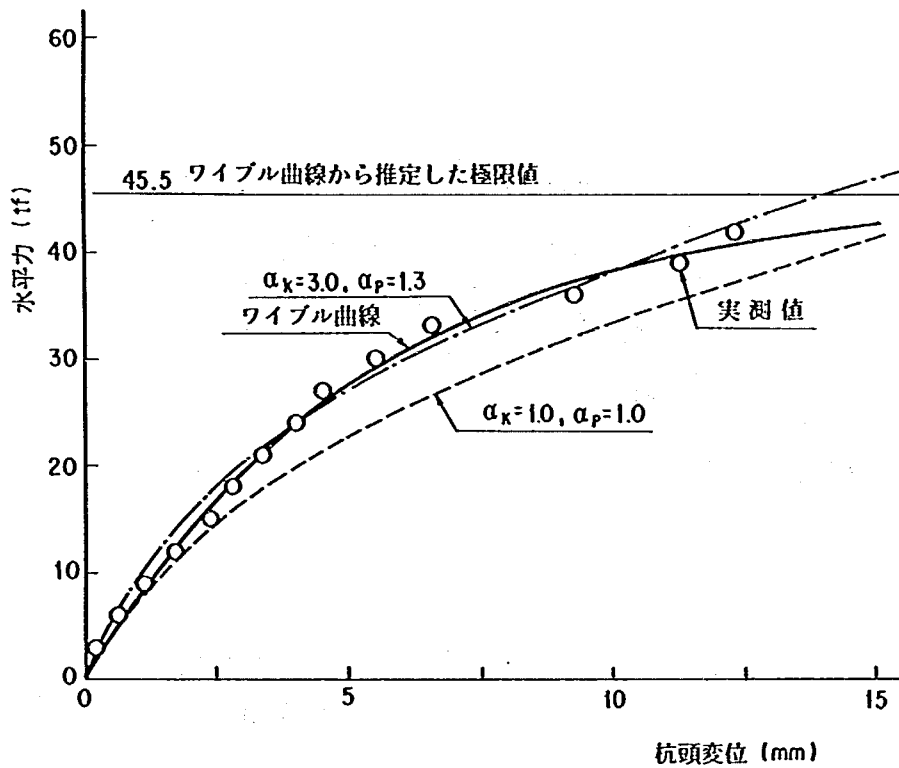


図-8.12 試験杭C3の[水平力～変位]曲線

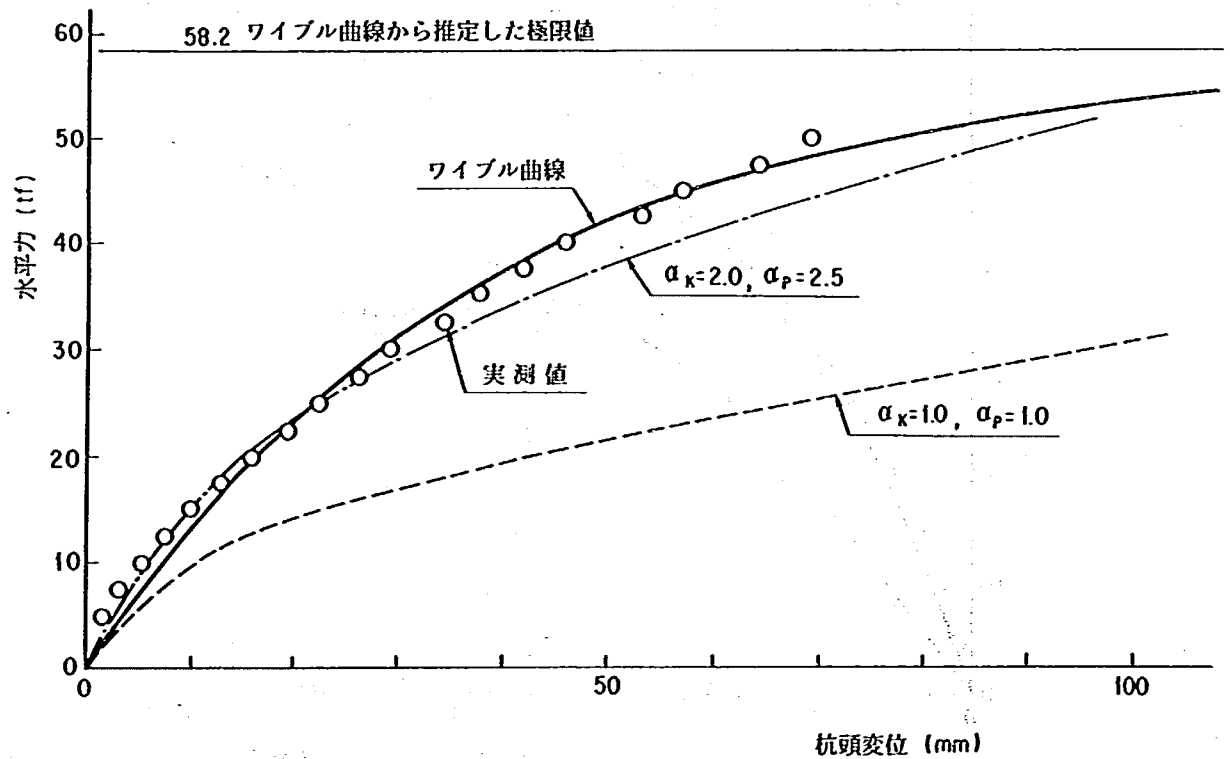


図-8.13 試験杭S1の[水平力～変位]曲線

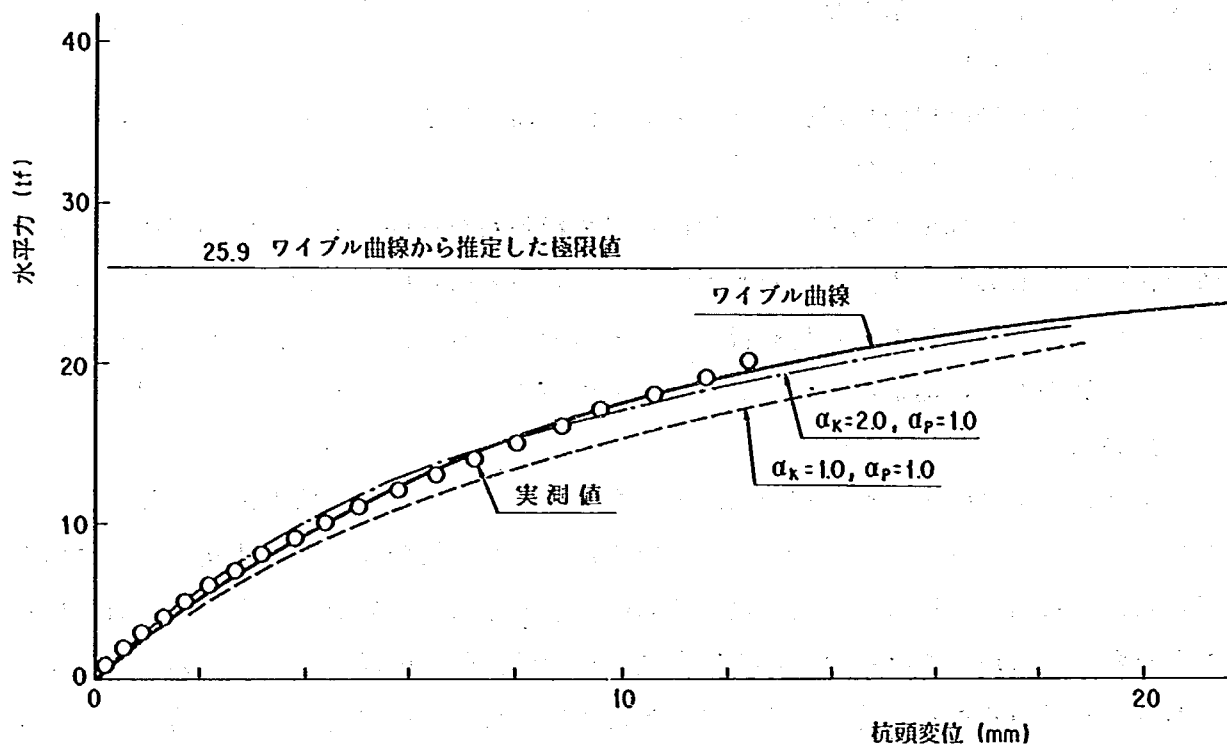


図-8.14 試験杭S2の[水平力～変位]曲線

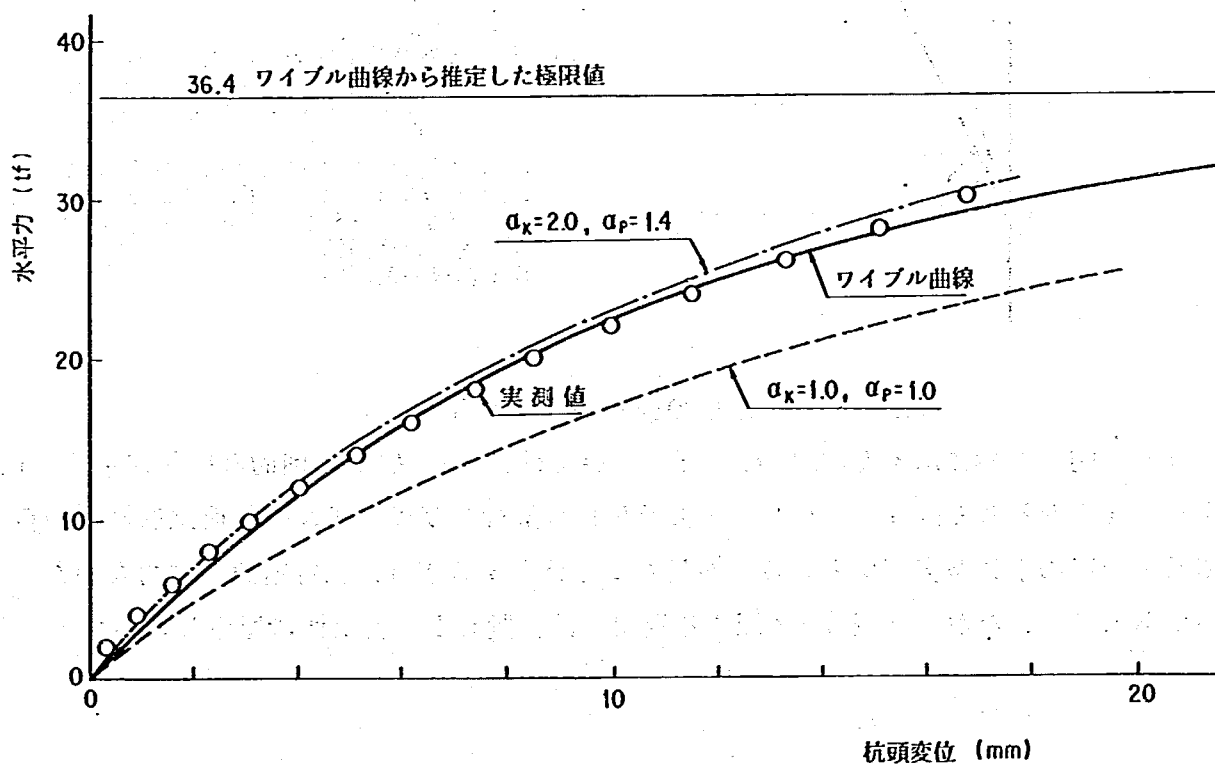


図-8.15 試験杭S3の[水平力～変位]曲線

8. 4 地中連続壁基礎及び壁杭基礎

1) 地中連続壁基礎

地中連続壁基礎の解析に用いる地盤モデルは、前面地盤と側面地盤を分離したモデルとする(図-8.16)^{3) 4) 8)}。

図-8.17及び8.18に首都公団の高架橋基礎で行われた地中連続壁基礎の実験値と計算値を比較したものを示す。いずれも実測値と計算値との対応はよい。この場合、前面地盤と側面地盤を別々にモデル化を行っているので、試算を行う場合、これらを別々に動かすと計算が非常に面倒なため、 α_k と α_p について、前面地盤と側面地盤に対して同じ値を用いた。

地中連続壁基礎の水平載荷試験例が少なく(大变位させたものは1例しかない)、1例のみの比較となったが、 α_k と α_p については場所打ち杭の場合と大体同じような値が得られた。これは、場所打ち杭に比べて側面地盤の地盤抵抗分が大きく評価されていることを意味するが、この理由としては本試験例では掘削壁の崩落を防ぐため一部地盤改良が行われていること、基礎躯体の剛性が大きいいため受働抵抗が大きく作用することなどが考えられるが、今後の検討項目であろう。

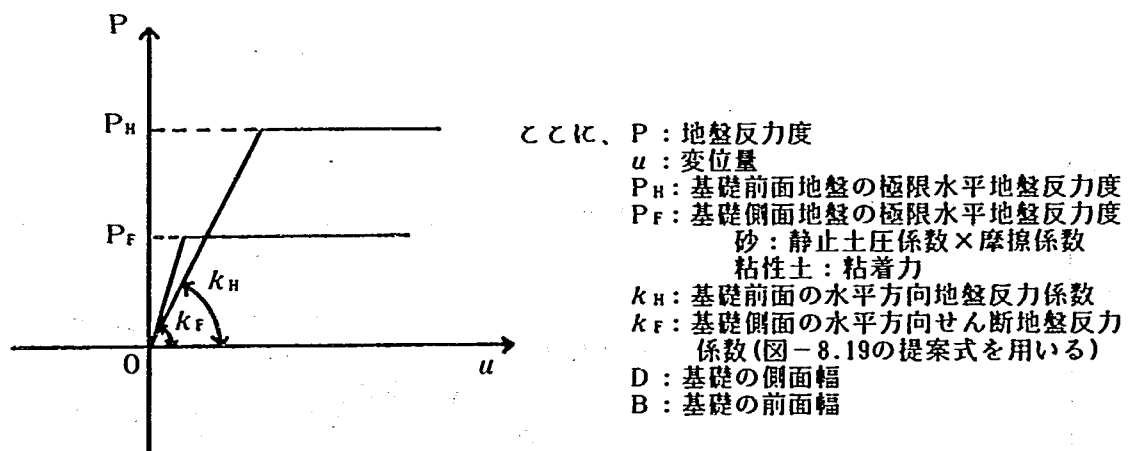


図-8.16 地盤の弾塑性モデルⅡ

なお、図-8.19に示す k_F と k_H の関係については、 k_F と k_H が比例的な関係があると仮定して(すなわち $k_F = \alpha_F \cdot k_H$)、2次元FEM解析及び実大基礎の載荷試験結果から、荷重～変形の挙動が実測値と計算値が最もよく整合するように試行錯誤的に得られたものである^{3) 7)}。なお、 k_F と k_H に関する提案式は、設計上の安全性に配慮したものとした。

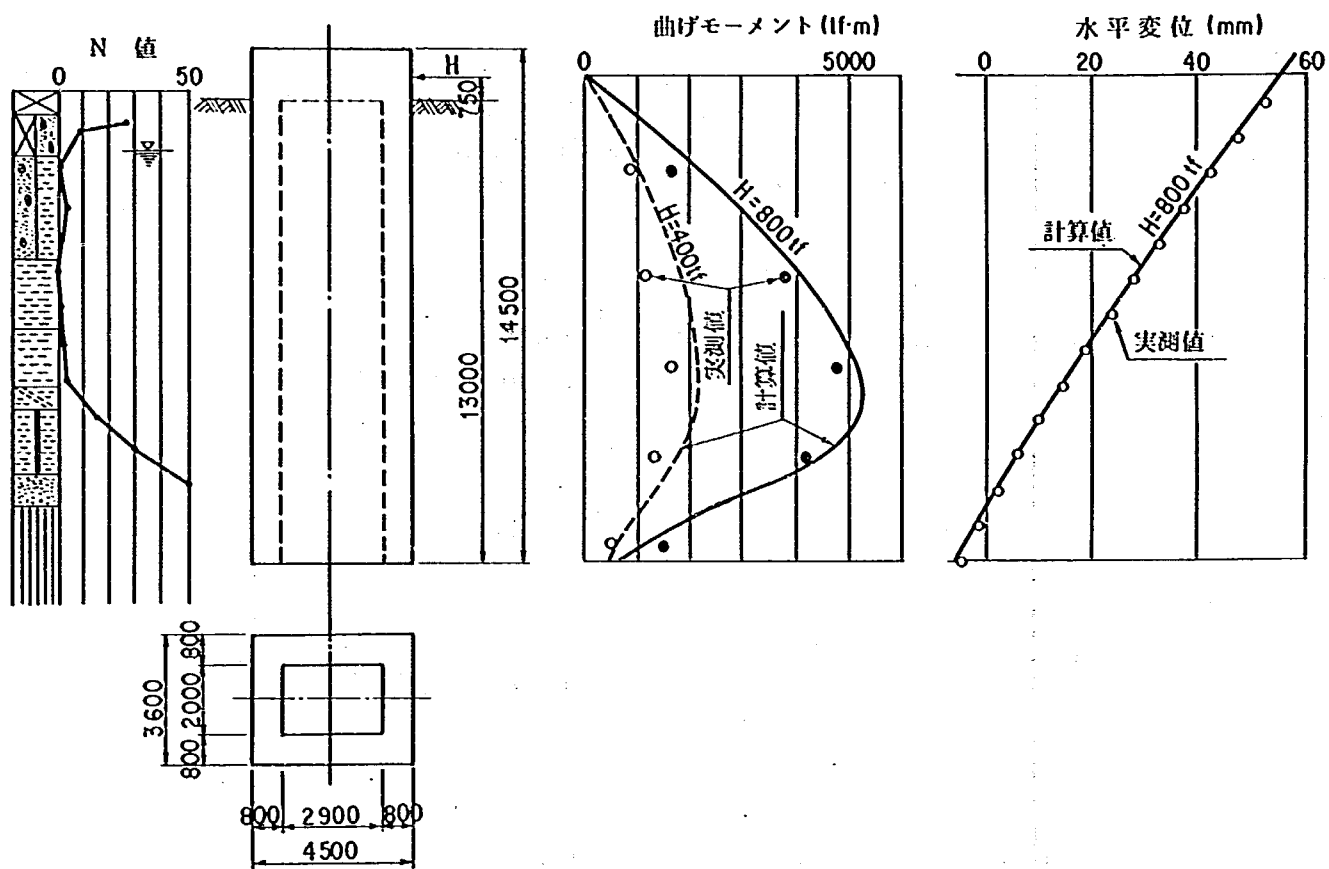


図-8.17 地中連続壁基礎D1の実測値と計算値

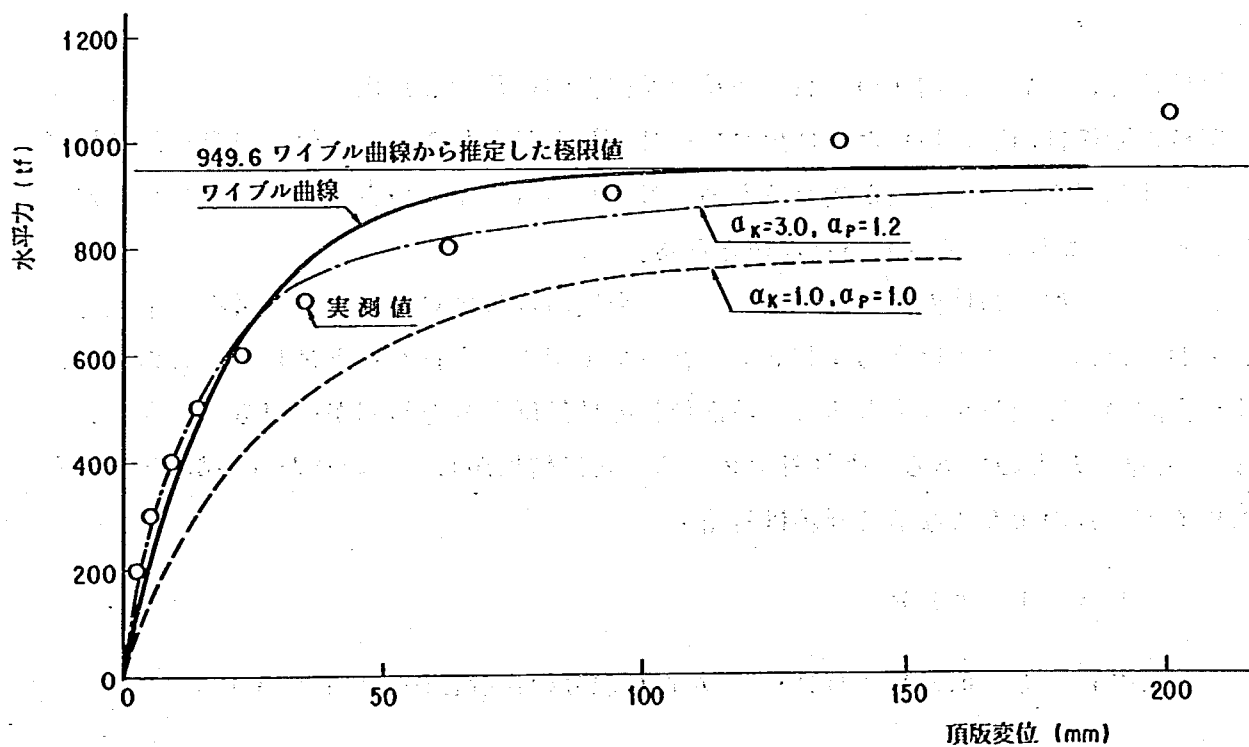


図-8.18 地中連続壁基礎D1の〔水平力～変位〕曲線

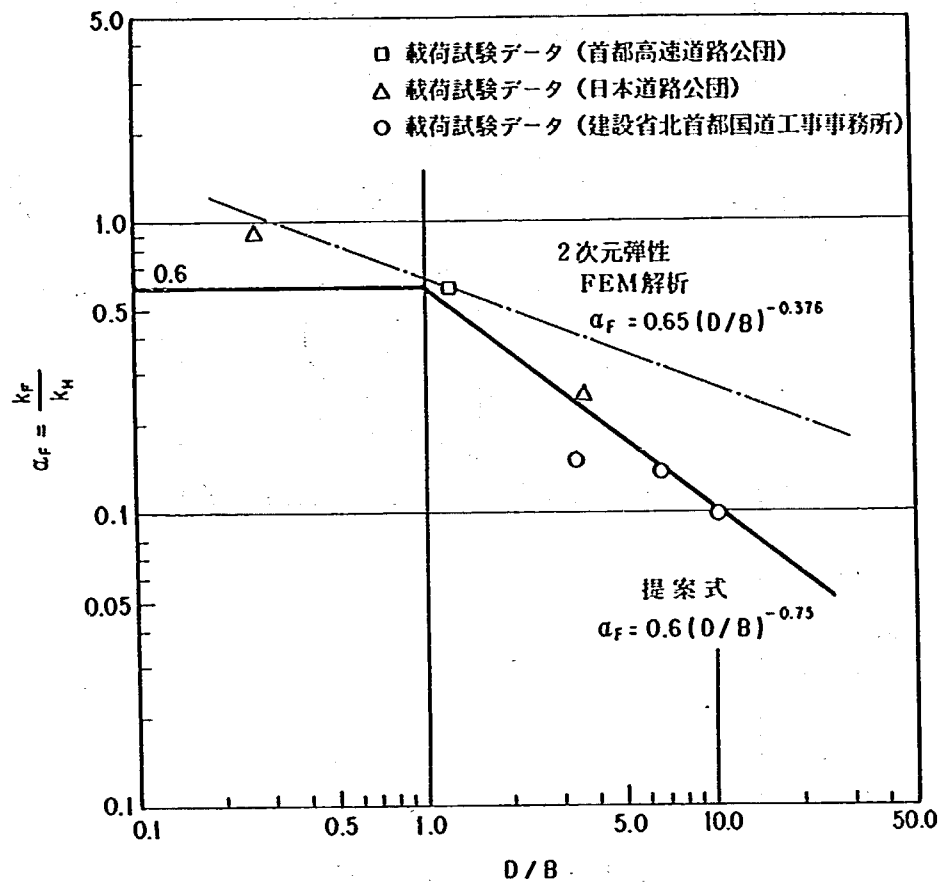


図-8.19 α_F と D/B との関係

2) 壁杭基礎

壁杭基礎について2例（いずれも壁杭の面内方向に載荷した例である）計算を行った。

壁杭の断面は円形、矩形などに比べて細長い長方形となるので、他の円形または矩形の柱状体基礎とかなり挙動が異なるものと考えられる。1)の方法で地盤定数を設定すると α_F がかなり小さくなり特異な値となる。

このため、壁杭の周面地盤の評価について今後の検討に対する幅広い選択の余地を残しておくため、ここでは参考文献3)に従ってモデル化を行うことにした。この方法は、荷重方向の基礎幅 D が長くなると、前面地盤の地盤反力分布範囲が広がることを（ $B \rightarrow B^*$ ）考慮したものである。弾性計算によるFEM結果から、この見かけの載荷幅 B^* を求めると次式のようなになる（詳細は省略）。

$$B^* = (1 + \xi) B \quad (8.2)$$

ここに、 $\xi = 0.5(D/B)^{0.9}$ （ただし記号の定義は図-8.16参照）

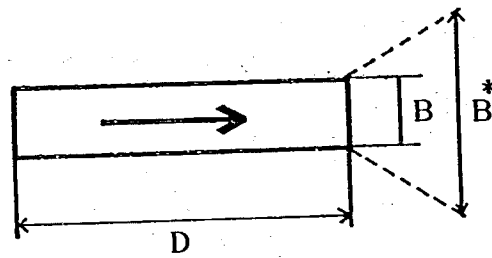


図-8.20 壁杭の見かけの載荷幅

Bのかわりにこの B^* を用いて式(6.3)($B_H = B^*$)により水平方向地盤反力係数を算出する(B より B^* の方が大きくなるので、その分 k_H は小さくなる)。また、側面地盤のモデル化は同様のFEM結果から次式を用いる(図-8.19のFEMより得られた式に準じた)

$$k_F = 0.65(D/B)^{-0.4} k_H \quad (8.3)$$

(ただし、記号の定義は図-8.16参照)

壁杭の2例については α_s 及び α_p は同じような値が得られた(図-8.21、図-8.22)。しかしながら前述の地中連続壁基礎とかなり異なる結果が得られ、これには地盤のモデル化の違いもかなり影響していると思われる。

壁杭についてはまだ施工実績も少なく設計法も確立されていないため、今後のデータの積み重ね等が必要である。とくに、壁杭を幅広く用いていくためには面外方向の挙動に対する十分な検討が必要と考えられる。

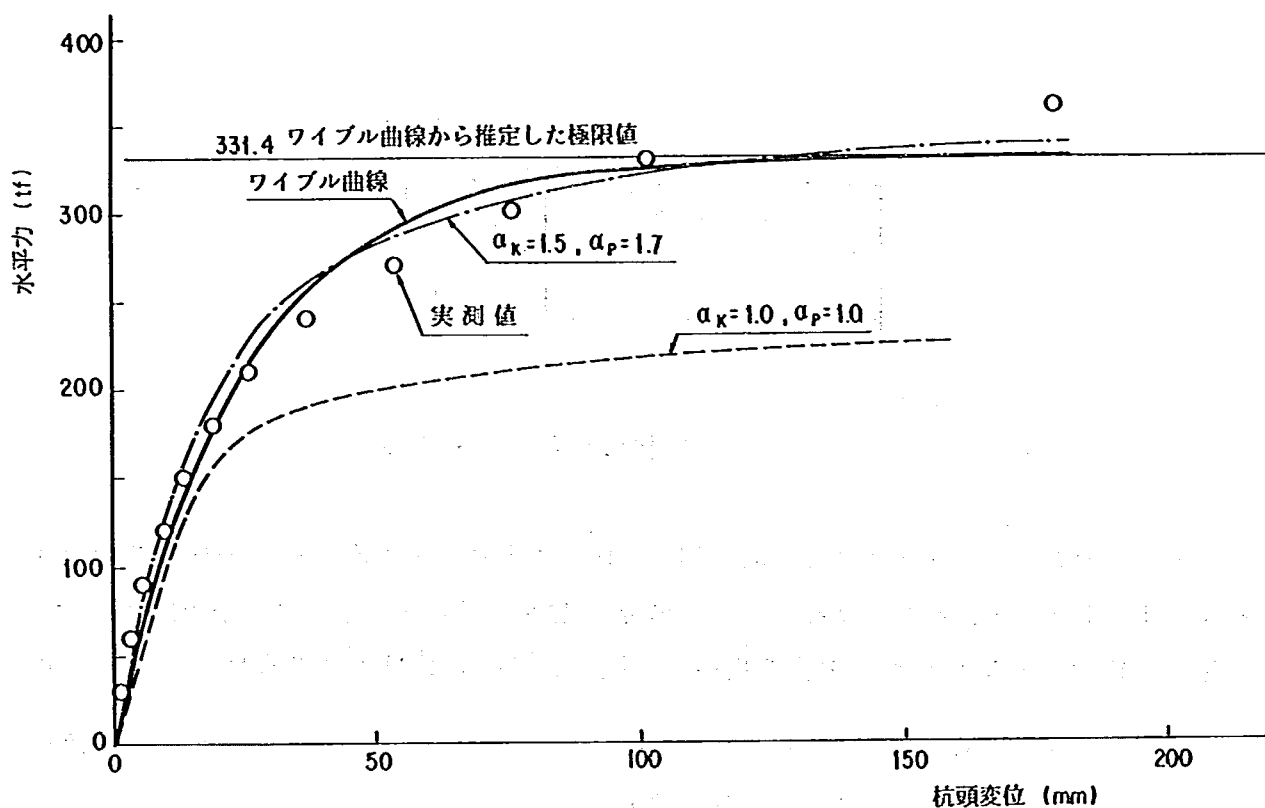


図-8. 2 1 地中連続壁基礎 (壁杭) D 2 の [水平力~変位] 曲線

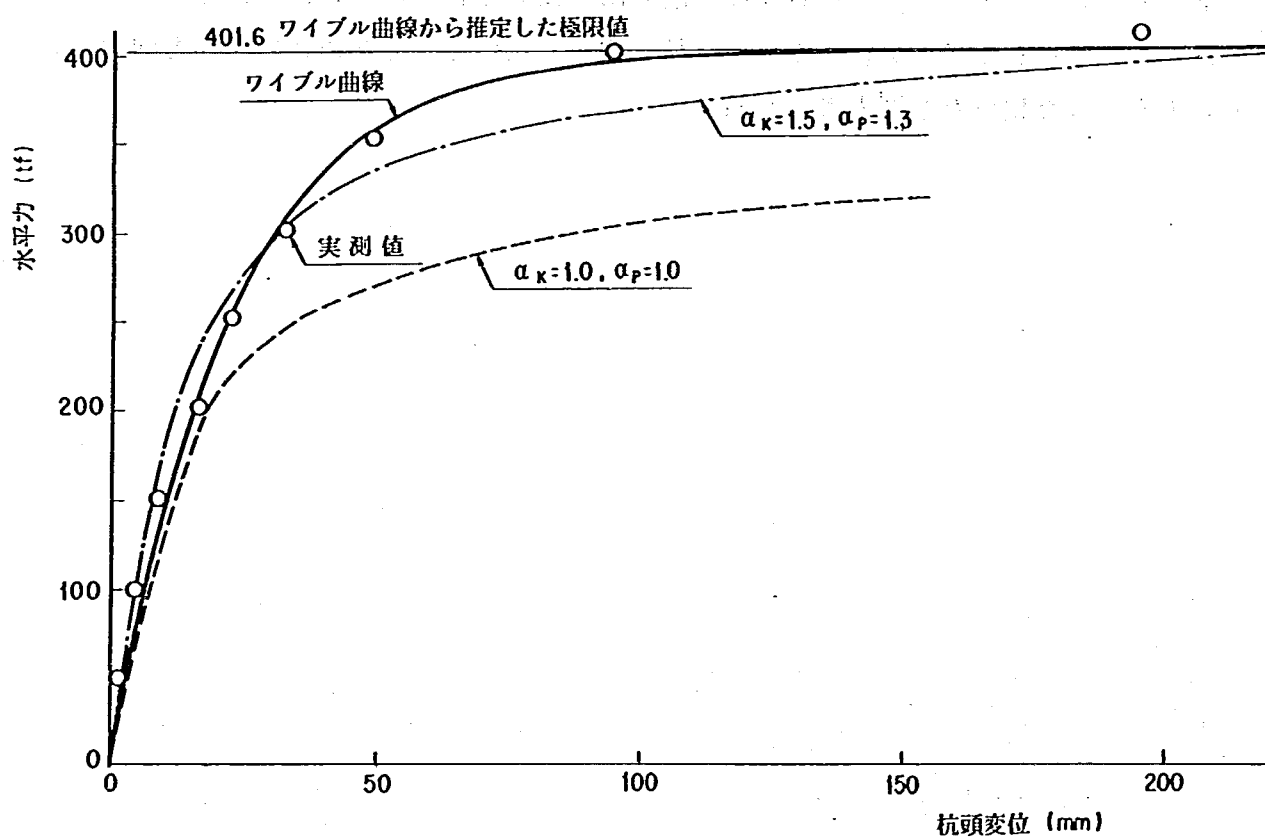


図-8. 2 2 地中連続壁基礎 (壁杭) D 3 の [水平力~変位] 曲線

8. 5 結語

弾性設計法は、豊富な設計実績を持ち、通常の設計レベルでは信頼性が確立されているといえる。すなわち地盤の非線形性の影響が余り出てこない範囲内で設計を行う場合は別にして、基礎の変位が大きくなると得られた結果の信頼性が低くなり、実用性を失うおそれがある。

通常の実設計において、大きな変位を許しても、基礎躯体の応力が許容値に比べて十分に小さくかつ基礎の安定性が十分に確保される場合があること、また、大地震時の安全性を確認するため、基礎構造物の終局耐力を推定することがより重要になってきていることを考慮すると、弾塑性解析による基礎の設計法の確立は重要であるといえる。そのためには地盤定数の設定法の確立がポイントになるものと思われる。

本章では大きな変位まで載荷された実測値と試算結果の比較により第7章で誘導した基本式の適用性の確認を行うとともに、地盤反力係数と受働土圧に対する補正係数 α_k と α_p についてとりまとめた(図-8.23)。各基礎形式によりかなり地盤の支持機構が異なる(あるいはばらつく)と考えられるが、これらの基礎を柱状体基礎として取り扱い、同じ考え方をを用いて地盤をモデル化した弾塑性解析による設計法確立に対して一応の見通しが得られたと考える。

なお、本章で得られた結果を要約すると以下のとおり。

- (1) 第7章で誘導した基本式は、鋼管矢板基礎の実測値との比較から実用的に十分な精度で計算できることを確認した。
- (2) 地盤の支持機構を弾塑性モデルで表現すると、大きな変形状態まで比較的精度よく実測値と計算値が対応することを確認した。
- (3) 各柱状体基礎に対する補正係数(α_k と α_p)が比較的ばらつきの小さい範囲に納まり、一般的な形で地盤定数の設定が可能であるとの見通しを得た。

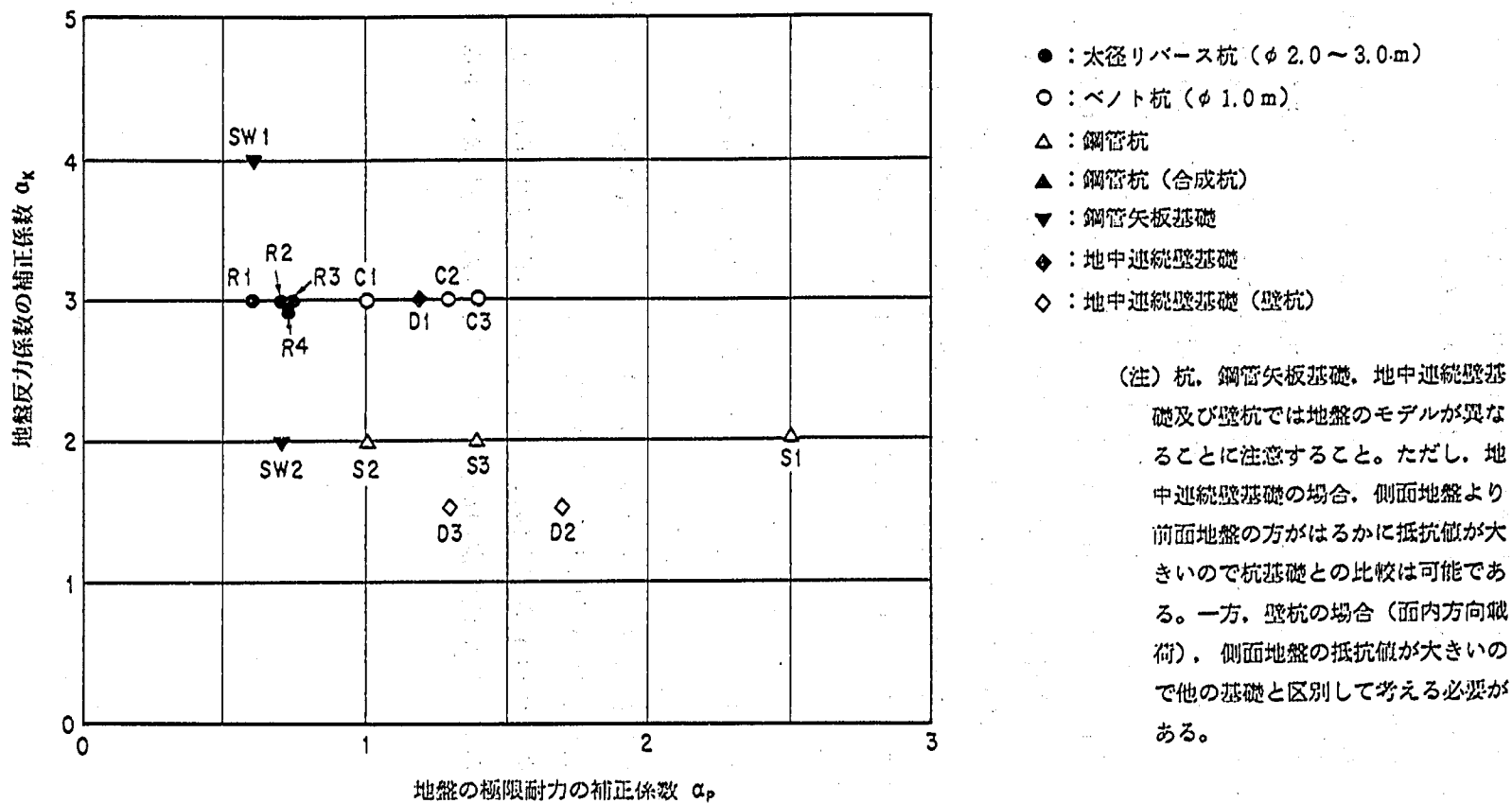


図-8.23 地盤反力係数と極限耐力の補正係数

第9章 結 論

本論文は、単杭の基本性状である鉛直支持力と水平抵抗について研究した部分と、単杭を拡張した柱状体基礎の水平抵抗の問題について研究した部分からなる。今回の研究により新たに得られた成果についてまとめると次のとおりである。

1) 第2章 確率論的方法による杭の支持力モデルと定式化

(1) 単杭の鉛直支持力に関して、確率論的方法による支持力評価法を提案し、設計支持力の推定誤差の分析及び合理的な安全率などについて検討した。

(2) 本章における検討結果（載荷試験を実施した場合の安全率など）については、道示（1990）の中に一部取り入れられているとともに、限界状態設計法の検討を進めていくうえでの一つの手法を提案するものとする。

2) 第3章 載荷試験データ解析による杭の鉛直方向支持力特性

膨大な杭の載荷試験データを用いて、2章で提案した理論をベースに杭の支持力評価を行うための具体的な手法の提案を行い、それらを用いて杭の支持力評価に関して設計上有用と考えられるいくつかの提案を行った。これらの結果の一部（中掘り杭の支持力、摩擦杭の支持力など）については道示（1990）に反映されている。

なお、本章で得られた成果をまとめると以下のとおり。

(1) 各工法毎に杭の荷重～沈下曲線及び降伏沈下レベルを定量的に評価した。

(2) 各工法杭に対する支持力式の提案を行った。また、摩擦杭の支持力評価式も与えた。

(3) 不確定要素が大きいとされる場所打ち杭の先端支持力値の定量的評価を行った。

(4) 各工法杭に対する支持力の安全性レベルについて検討し、施工法によらず同一の支持力の信頼性を与えるための安全率の補正係数の提案を行った。

(5) 本章で提案した支持力式の安全性指標 β について検討を行い、本支持力式は十分な信頼性を持つことを検証した。

3) 第4章 載荷試験データ解析による杭の鉛直方向変形特性

第3章と同様に膨大な杭の載荷試験データを統計的に分析して、杭の変形特性について定量的評価を試み、いくつかの提案を行った。本章の結果の一部（鉛直方向ばね定数算定式など）は道示（1990）に取り入れられている。

なお、本章で得られた成果をまとめると以下のとおり。

(1) 各工法による杭の降伏沈下量に対する鉛直方向ばね定数 K_v と杭の根入れ比 l/D との相関式を求めた。

(2) 打込み鋼管杭と場所打ち杭に関して、杭周面のすべり係数 C_s 及び杭先端の地盤反

力係数 k_v とN値との関係式を提案した。

(3) (1)と(2)による K_v 推定値と実測値と比較すると、両者は同程度の推定精度を持つことを確認した。なお、(2)の方法によると l/D が10以下でも適用可能であり、短い杭の設計に対して有用性を持つものと考ええる。

4) 第5章 載荷試験データ解析による杭の水平抵抗特性

膨大な杭の水平載荷試験データを解析し、水平方向地盤反力係数及び水平方向の弾性限界に対する定量的評価を試み、新たな提案を行った。検討結果の一部(許容水平変位量、水平方向地盤反力係数算定式など)については道示(1990)の中に取り入れられている。

なお、本章で得られた成果をとりまとめると以下のとおり。

(1)水平方向の杭の弾性限界について、データの統計的处理に基づき評価し、実設計における合理的な杭の水平方向の弾性限界変位量及び許容水平変位量を提案した。

(2)弾性体基礎の水平方向地盤反力係数の算定式に関する新しい提案を行った。

5) 第6章 弾性計算を基本とした柱状体基礎の安定計算法に関する考察

従来基礎形式により設計体系が異なっており、新しい基礎の出現により基礎間の設計の食い違いが目立ってきた。このため、従来の設計法との整合をはかりつつ基礎の設計の統一化について考察を加えたものである。とくに、柱状体基礎(弾性体基礎)の設計の考え方については新たに提案したもので、道示(1990)の中に反映されている。

6) 第7章 柱状体基礎の安定計算に用いる基本式の誘導

鋼管矢板基礎をモデルとした安定計算式を新しく誘導した。これは、個々の矢板のせん断ずれ変形を表現できるものであり、この変形要素を各柱状体基礎で評価することにより、各柱状体基礎の安定計算に用いることが可能である。

7) 第8章 実物載荷試験との比較による柱状体基礎の非線形水平抵抗特性

(1)第7章で誘導した柱状体基礎の基本式の妥当性について検討し、実験結果を十分な精度で説明できることを示した。

(2)大きな変形状態の柱状体基礎の解析を行うため、各柱状体基礎に対する地盤定数の設定に関する検討を行い、弾塑性地盤バネ定数の評価を試みた。計算値と実測値の比較に用いたデータ数はそれ程多くないが、適切な地盤定数を設定すれば、大変形状態の基礎の挙動を十分な精度で表現できることを示し、柱状体基礎を統一的に取り扱う弾塑性設計法の確立に対しての見通しが得られたと考える。

参考文献

第1章

- 1) 財団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説，平成2年2月
- 2) 財団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説，昭和55年5月
- 3) 財団法人日本道路協会：くい基礎設計指針，昭和51年8月
- 4) 建設産業調査会：橋梁設計・施工ハンドブック，平成2年1月
- 5) 海野隆哉：連続地中壁を用いた函体剛体基礎，土木学会誌，1980年4月
- 6) 財団法人日本道路協会：鋼管矢板基礎設計指針・同解説，昭和59年2月
- 7) 財団法人日本道路協会：杭基礎設計便覧，昭和61年1月
- 8) 土質工学会：杭基礎の設計法とその解説，pp.251-255, pp.391-399, 1985年12月

第2章

- 1) 前出 第1章 8)
- 2) Michio Okahara, Yukitake Shioi, Masanobu Shinozuka, "Safety Evaluation for Bearing Capacity of Piles in Load and Resistance Factor Design Criteria", Journal of Research, PWRI, 1979.
- 3) 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，No.7, pp.38-40, 1980
- 4) Ang, A.H., and Tang, W.H., "Probability Concepts in Engineering Planning and Design," Wiley, 1975.
- 5) Bowles, J.E., "Foundation Analysis and Design," McGraw-Hill, 1977.
- 6) Galambos, T.V., and Ravindra, M.K., "Tentative Load and Resistance Factor Design Criteria for Steel Buildings," Research Report No.18, Civ. Eng. Dept., Washington Univ., 1973.
- 7) Galambos, T.V., and Ravindra, M.K., "Load and Resistance Factor Design for Steel," Journal of Str. Div., ASCE, Vol.104, No.ST9, Sept., 1978.
- 8) 駒田敬一，山川朝生：鉛直載荷試験による単杭の極限支持力の推定，土木研究所資料第899号，1974年3月
- 9) 建設省土木研究所：杭の載荷試験データ集，1975年
- 10) "Proposed Criteria for Load and Resistance Factor Design of Steel Building Structures," Research Report 45, C.E. Dept., Washington Univ., St. Louis, 1976.
- 11) Vanmarcke, E.H., "Probabilistic Modeling of Soil Profiles," Journal of Geotech. Div., ASCE, Vol.103, No.GT11, Nov., 1977.

- 1 2) 岡原美知夫, 中谷昌一: 低振動・低騒音工法における杭の支持力, 基礎工 Vol. 16, No.10, pp.24-30, 1988年
- 1 3) 岡原美知夫, 小幡 宏, 小池信一: 構造物基礎形式の選定手法調査, 建設省土木研究所資料 第2528号, 1988年1月
- 1 4) Meyerhof, G.G., "Penetration Tests and Bearing Capacity Cohesionless Soils", Proc. ASCE, Jnl. Soil Mech. Found. Div., Vol.82, No.SM 1, pp.1-19, 1956.
- 1 5) 松井謙二, 前田良刀, 石井 清, 鈴木 誠: 地盤物性値のモデル化と杭支持力推定への適用 (土木学会論文集へ投稿中)

第3章

- 1) 土質工学会編: 杭基礎の調査・設計から施工まで (第1回改訂版), 現場技術者のための土と基礎シリーズ1, pp.7, 昭和58年2月
- 2) 前出 第1章 1)
- 3) たとえば, 宇都一馬, 冬木 衛, 桜井 学: 杭の載荷試験結果の整理方法, 基礎工, pp.21-30, 1982年9月
- 4) 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.194-197, 1983年
- 5) 土質工学会: クイの鉛直載荷試験基準・同解説, pp.76-83, 1972
- 6) 土木学会: 国鉄建造物設計標準解説/基礎構造物・抗土圧構造物, pp.195, 1986年
- 7) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, pp.223-225, 1988年
- 8) M.Koike, T.Matsui, K.Matsui: "Vertical Loading Tests of Large Bored Piles and their Estimation", 1st Int. Geotechnical Seminar (Ghent), 1986.6.
- 9) 日本鉄道施設協会: 既設杭の中掘り先端根固め工法設計施工指針 (案), pp.34-36, 1981年3月
- 1 0) 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, pp.19-24, 1982年2月
- 1 1) 大崎: 摩擦ぐいについての考察, 日本建築学会大会学術梗概集, pp.605-606, 1968年10月
- 1 2) たとえば, 杉山高一, 千葉芳雄, 吉岡 茂: 応用多変量解析, pp.80-90, インフォメーションサイエンス, 1985年
- 1 3) 前出 第2章 1 3)
- 1 4) 前出 第2章 2)
- 1 5) 前出 第2章 3)

- 1 6) H.Shinohara, M.Okahara, S.Nakatani, K.Taguchi, K.Matsui, "Safety Analysis on the Vertical Bearing Capacity of Piles," 1st International Geotechnical Seminar, Ghent Univ, June, 1988.
- 1 7) 岡原美知夫, 中谷昌一, 田口敬二: 基礎構造物の限界状態設計法に関する研究報告書, 建設省土木研究所, 平成元年 2 月
- 1 8) 岡原美知夫: 埋込み杭の現状と問題点(土木) - 特に支持力に着目して, 基礎工 Vol.14, No.10, pp.10-15, 1986年
- 1 9) 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, 1990年6月
- 2 0) Ministry of Transportation and Communications, Ontario, "Ontario Highway Bridge Design Code and Commentary", 1983.
- 2 1) The American Association of State Highway and Transportation Officials, "Standard Specifications for Highway Bridges", 1983.
- 2 2) 財国土開発技術センター: 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, 平成元年 3 月
- 2 3) 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, pp.17-22, 第32回土質工学シンポジウム, 昭和62年
- 2 4) 足立義男, 山川朝生: 杭の周面抵抗, Vol.16, No.1, 1974年
- 2 5) 岡原美知夫, 中谷昌一, 田口敬二, 松井謙二: 工種・支持形態別杭の鉛直支持力特性(その1, 2), 土質工学研究発表会, pp.1361-1364, 1988年6月

第4章

- 1) 前出 第1章 1)
- 2) 前出 第3章 18)
- 3) 前出 第3章 19)
- 4) 前出 第4章 20)
- 5) 前出 第3章 17)
- 6) 前出 第1章 7)
- 7) 駒田敬一, 山川朝生: 杭の支持力と変形特性に関する調査, 土木研究所資料963号, pp. 19-28, 1974
- 8) 佐藤悟: 杭基礎の支持力機構(Ⅰ)~(Ⅳ), 土木技術Vol.20, No.1~No.58, 1965

第5章

- 1) 前出 第1章 7)

- 2) 岡原美知夫, 高木章次, 中谷昌一, 田口敬二, 坂本昭夫: 載荷試験データによる杭の水平抵抗特性に関する調査, 土木研究所資料 第2721号, 1989年1月
- 3) 岡原美知夫: 道路橋の杭基礎の水平支持力, 基礎工, Vol.15, No.8, pp.10~15, 1987年
- 4) 足立義雄: 杭基礎の静的水平抵抗に関する実験研究, 土木研究所報告 第146号, 1974年3月
- 5) 宇都一馬, 前田良刀, 五瀬伸吾: 杭の横方向基準変位量に関する一考察, 橋梁と基礎 Vol.21, No.9, 1987年
- 6) 玉野治光: 変位が制限される基礎の設計について, 第6回日本道路会議論文集, 1961年
- 7) 吉田 徹 他: 杭基礎の設計実技とその解説, 建設図書, 1974年
- 8) 横山幸満: 杭構造物の計算法と計算例, 山海堂, 1977年
- 9) 前出 第1章 1)
- 10) 前出 第1章 4)
- 11) 前出 第3章 6)
- 12) 岡原美知夫, 高木繁, 中谷昌一, 田口敬二, 坂本昭夫: 水平載荷試験データによる杭の基準変位量に関する一考察(その1, その2), 土質工学研究発表会, pp.1347~1345, 1989年6月
- 13) Chang, Y.L.: Discussion on "Lateral Pile-Loading Tests" by L.B. Feagin, Trans. ASCE, Vol.102, pp.272~278, 1937.
- 14) 浅間達雄: 杭の水平変位量の合理的決定法の一考察, 橋梁と基礎, pp.5~12, 1974年12月
- 15) 駒田敬一: 土木構造物のクイの水平抵抗, 土と基礎, Vol.13, No.85, PP.1~6, 1977年

第6章

- 1) 建設省土木研究所: 昭和62年度基礎研究室成果概要, pp.15~16, 昭和63年10月
- 2) 前出 第1章 1)
- 3) 前出 第1章 2)
- 4) 前出 第1章 6)
- 5) 前出 第2章 13)
- 6) 建設省土木研究所: 日本道路協会下部構造小委員会資料, 昭和62年~63年
- 7) 前出 第5章 2)
- 8) 前出 第5章 3)
- 9) 前出 第5章 4)

10) 前出 第5章 11)

11) 岡原美知夫：(道路橋示方書IV下部構造編)改訂の経緯と主な改訂点，基礎工，
Vol.18, No.5, 1990年5月

第7章

1) 矢作 枢，岡原美知夫：矢板式基礎の設計法(その1)，土木研究所資料 第1175号，
1977年2月

2) 矢作 枢，岡原美知夫：矢板式基礎の設計法(その2)，土木研究所資料 第1175号，
1978年6月

3) 矢作 枢，岡原美知夫：矢板式基礎の設計法(その3)，土木研究所資料 第1175号，
1977年3月

4) 岡原美知夫，駒田敬一，矢作 枢：矢板式基礎の特性とその設計法に関する研究，土
木研究所報告 第150号の2，昭和53年3月

5) 駒田敬一，岡原美知夫，高尾厚二，倉方慶夫：円筒形鋼管矢板井筒基礎の解析，土
木学会論文報告集，No.316，1981年12月

6) 前出 第1章 3)

7) 矢板式基礎研究委員会：矢板式基礎の設計と施工指針，昭和47年1月

8) 前出 第1章 1)

9) 岡原美知夫他：矢板式基礎の構造特性(第1報，第2報，第3報)土木技術資料，
昭和50年2月他

10) 川上賢司，大久保忠良，駒田敬一，岡原美知夫：矢板式基礎と水平力に対するそ
の構造特性，土木研究所資料，第1034号，昭和50年3月

11) 嶋 文雄，植木八寿彦，行友 浩，森川孝義：仮締切兼用鋼管矢板井筒基礎の仮締
切壁設計法，橋梁と基礎，Vol.15, No.12, 1981年

12) 嶋 文雄，行友 浩，植木八寿彦，森川孝義：鋼管矢板基礎の立体骨組構造として
の設計法，橋梁と基礎，Vol.16, No.12, 1982年

13) 倉方慶夫，岡原美知夫，浅沼秀弥：鋼管矢板式基礎の設計法に関する一試案(上
下)，橋梁と基礎，pp.21-26, 1982年4月，及び pp.38-42, 1982年5月。

14) 日本国有鉄道構造物設計事務所：鋼管矢板井筒の設計施工指針(案)，1981年6月

15) 木寺謙爾，永岡弘明，島岡久寿，小間憲彦：土木学会論文報告集，No.259，
1977年3月

16) 黒和彦，富永真生，新村和規：鋼管矢板ウェルによる海中ピアの施工例，第
17回橋梁，構造工学研究発表会，1970年

17) 藤田圭一，山口靖紀，木寺謙爾，島岡久寿，小間憲彦：鋼管矢板井筒基礎の施工
および水平載荷試験，土と基礎，Vol.21, No12, 1973年

- 18) 徳良賢一, 根本 洋, 手塚茂樹: 鋼管矢板井筒基礎の実物水平載荷試験, 土木学会第32回年次学術講演会講演概要集, III-300, 1977年
- 19) 日本国有鉄道仙台新幹線工事局: 小野B13P載荷試験・鋼管矢板井筒載荷試験の解析報告書, 昭和53年3月

第8章

- 1) 前出 第7章 1)
- 2) 前出 第7章 19)
- 3) 岡原美知夫, 高木章次, 茶林一彦: 地中連続壁基礎の支持機構, 構造工学論文集, Vol.35A, pp.1301~1307, 土木学会, 1989年3月
- 4) 岡原美知夫, 福井次郎, 田口敬二, 船越 敦: 地中連続壁基礎の設計手法に関する調査, 土木研究所資料第2603号, 1988年3月
- 5) 岡原美知夫: 地中連続壁の本体利用に関する現状と動向, 基礎工, Vol.15, No.11, 1987
- 6) 首都公団: D31工区高架橋基礎構造新設及び支障物件移設工事ー地中連続壁基礎水平載荷試験報告書, 昭和63年3月
- 7) 建設省関東地方建設局: 綾瀬川橋下部その3工事技術活用パイロット事業調査計画のうち連壁水平載荷試験報告書, 昭和63年12月
- 8) 日本道路協会: 地中連続壁基礎設計施工指針最終案, 平成2年8月

単杭の支持力と柱状体基礎の
設計法に関する研究

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第2919号
平成3年1月(1991)

岡原 美知夫, 高木 章次
中谷 昌一, 木村 嘉富

要 旨

単杭の基本性状である鉛直支持力と水平抵抗の合理的な評価を行うため、杭の支持力の確率モデル式を誘導するとともに、多数の載荷試験データの解析を行い、杭の支持力に関する統計的性質を定量的に把握した。
さらに、柱状体基礎の設計法を確力するため、設計計算式の誘導および柱状体基礎の非線形水平抵抗特性について、分析検討したものである。

キーワード：単杭，確率論的方法，荷重抵抗係数設計法，鉛直方向支持力，数量化分析，補正係数，安全係数，鉛直バネ定数，すべり係数，地盤反力係数，水平抵抗，弾性限界，柱状体基礎，鋼管矢板基礎，地中連続壁基礎

郵便はがき

四十一円切
手をはって
下さい。

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地
建設省土木研究所
基礎研究室 行

No. 124

No. 124

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第 2919 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印