

設計における土質定数の考え方

5. 杭基礎の設計に関する土質定数の求め方（その1）

しお 塩 い 井 ゆき 幸 たけ 武*

もり 森 しげ 重 りゅう 龍 ま 馬**

5.1 はじめに

杭基礎の設計において、土の定数を求めるのは、杭基礎の鉛直、水平方向の支持力や変位量、又は応力を求めるためである。

杭基礎の支持力や変位量などは、土の固有の性状による単なる土の定数によって求められるものではなく、地盤の状態、杭の種類、形状、寸法、配置、荷重の荷重時間や荷重回数、あるいは、支持力や変位量を求める方法など多くの条件が関連して定まるものである。また、土の性状そのものもこれらの条件に対応して変化する。

したがって、土の固有の性状のみから定まる土の定数については、杭基礎として特に検討する必要性は少ないと考えられるので、本稿においては土の固有の定数に、杭、荷重、地盤などを総合して求める杭の地盤反力係数、支持力度、更にこれらの総合的結論である杭基礎の支持力や変位量に関するものを主たる対象とした。更に、これらの検討のための重要な前提条件となる地盤調査についても若干触れることにした。

5.2 土質定数の判定に関する杭基礎の特性

杭基礎の設計のための土質定数の判定において、考えなければならない杭基礎の特性の主なるものは次のとおりである。

① 荷重試験が比較的容易に行えるため、荷重試験データから直接に支持力や変位量を判定する方法、あるいは、これらのデータから逆算して総合的な土質定数を求める方法が多く行われている。

② 杭、荷重、地盤などの相互関係の中で総合的に判断される土の諸定数が重要であり、その判定には検討を要する多くの問題点がある。

③ 杭基礎は群杭として用いられることが多く、単杭のほかに群杭に対する土の定数も必要である。

④ 杭基礎は地表から支持層までが深く、この間にある各層の土の定数を総合して考える必要がある。

⑤ 杭は弾性体として扱うので、水平変位量、応力などの計算において、常に土の杭に対する水平地盤反力係数

k_h の判定 k_h が必要である。

⑥ 杭基礎は道路、鉄道などのように長い区間にわたって連続して用いられることが多い。したがって、これらの区間の地層としての土の性状の変化を考えて、代表となる土の定数の選定や同一の設計で取り扱い得る適用区間などについても検討しなければならない。

5.3 杭基礎の設計に必要な土質定数

杭基礎の設計に用いる主なる土質定数は表—5.1のとおりである。

表において無印のものは、土の性状のみから定まる定数、*印のものは土の性状と杭の条件とによって定まる定数、**印のものは土と杭の条件に更に地層の条件その他が総合されて定まる広い意味での土の定数である。**印が多いことは前項(②④⑥)に示した内容で理解されよう。

また、水位は土の定数ではないが、土の性状に大きい影響を与えるので、土の定数の決定には無視できない地盤条件の一つである。

杭の支持力や変位量を土の定数として扱うことには問題もあるが、杭基礎では荷重試験などにより直接に支持力や変位量を判定する場合も少なくないので、本稿ではこれらも杭に対する総合的な土の定数として扱うことにする。

表—5.1 杭基礎の設計に必要な主なる土質定数

		土 質 定 数
**支持力	鉛 直	N 値、単位体積重量 γ 、粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ (水位)
	水 平	上記のほかに、主働土圧係数 K_a 、受働土圧係数 K_p
**弾塑性 変位量	鉛 直	地盤変形係数 E_0 、*鉛直地盤反力係数 k_v 、*せん断地盤反力係数 k_r 、*鉛直ばね係数 K_v
	水 平	地盤変形係数 E_0 、*水平地盤反力係数 k_h 、*水平ばね係数 K_h
**圧	密	間隙比 e 、圧密係数 c_v
応	力	弾塑性変位量に同じ
その他	地震時の液状化	粒度分布、 N 値、一軸圧縮強度 q_u (水位)
	地盤変位	**安定係数 N_s 、**円弧すべり安全度、 γ, ϕ, c

*建設省 土木研究所 基礎研究室長

**日本鉄道建設公団 設計室調査役

講 座

5.4 土質定数を求めるための調査

杭基礎に用いる土質定数を定めるには、適切な調査を行うことが前提である。このためには、調査方法、調査地点、調査深さなどを適切に選定する必要がある。

5.4.1 調査方法

杭基礎の設計に用いる土質定数を判定するための主なる調査方法には次のものがある。

- ① 実杭を用いて現地で行う載荷試験
- ② 近似した条件における載荷試験データの利用
- ③ 地盤調査、土質試験などから求めた土のデータからの算定

これらの方法には、それぞれ利害得失があるので、設計条件に対応した最も適切な方法を用いる必要がある。また、これらの調査は一つのみ行うのではなく、これらを複合して行い、それぞれの不備の点を補足して信頼度の高い判定を行うのが望ましい。

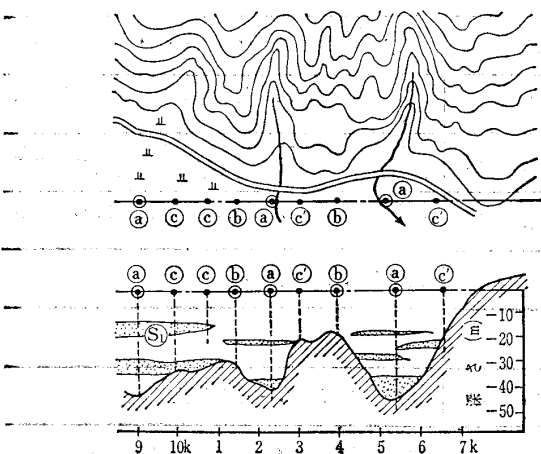
5.4.2 調査地点

道路、鉄道のように、長い区間に連続して設置される構造物の基礎では、調査地点の適切な選定が必要である。

このためには、まず第一次の計画・設計の時点で地形的に支持層が最も深くて付近の地質を代表すると考えられる地点（図—5.1④点）、及び支持層が最も浅く地質条件の異なる境界と考えられる地点（図—5.1①点）を選定する。

表—5.2 調査間隔の目安

構造物形式	場 所	調 査 間 隔
高 架 橋	広い平野	500 m 程度
	狭い平野	200 "
	谷 間	100 "
	台地、丘陵地	200 "
橋 梁	長大橋梁	両橋台のほか 200 ~ 300 m
	小橋梁	橋台 1点



図—5.1 地形とボーリング調査位置

次に、これらの地点の間隔が広い場合には、表—5.2を参照して補足するのがよい。次に実施設計の時点でこれらの調査で設計上必要なデータが十分でない場合には、更に調査を追加する。図—5.1④点 は第一次調査による中間砂⑤層の末端を求めるため、④点 は基盤の変化を確かめるために行った追加調査地点である。

5.4.3 調査深度

杭基礎の設計では、土の定数を用いる目的により調査の対象となる地層の深さが異なっている。

例えば、支持層の支持力の算定には杭の先端付近の地層、不完全支持杭では支持層のほかに、支持層の厚さ、支持層の下層の強さなどが必要であり、水平変位量や水平荷重による応力の算定には地表付近の浅い地層の調査が必要となる。

したがって、杭基礎の設計に必要な土質定数を効率よく求めるには、使用目的に対応した深さの土層に対し、必要な調査を行うように配慮しなければならない。

図—5.2 は中間砂層を支持層とする不完全支持杭を用いる場合の調査項目と調査位置を示す例である。

5.5 載荷試験から求める土質定数

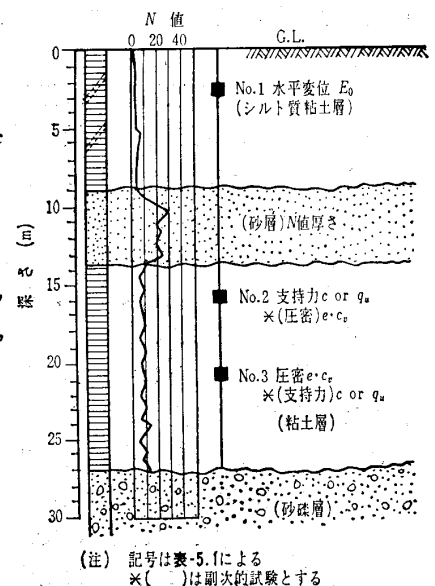
設計で考えている杭と同一の杭により現地で行う載荷試験は、杭基礎の鉛直支持力、沈下量、水平変位量などを直接求めることのできる最も効果的な方法である。これは杭基礎のみが行うことのできる特色のある方法といえる。この載荷試験によるデータを理論的に求めた計算式で逆算して杭に関する土質定数を求めたり、地盤調査や土質試験から求めた土質定数と比較検討することも行われている。

すなわち、杭基礎に関連する土質定数は、杭の載荷試験データを基準として定められることが多く、載荷試験による土質定数の判定は、杭基礎の土質定数を考える場合の大きい特長である。

5.5.1 載荷試験の方法

杭の載荷試験には、鉛直載荷試験、水平載荷試験、引抜き試験などがある。

これらの試験装置、試験方法については、土質工学会「土質調査法」第10章34、杭の鉛直載荷試験基準・同解説、国鉄建造物設計標準解説基礎構造物及び抗土圧構造物（以下「国鉄基礎標準」という）14、



図—5.2 不完全支持杭の調査項目と調査位置

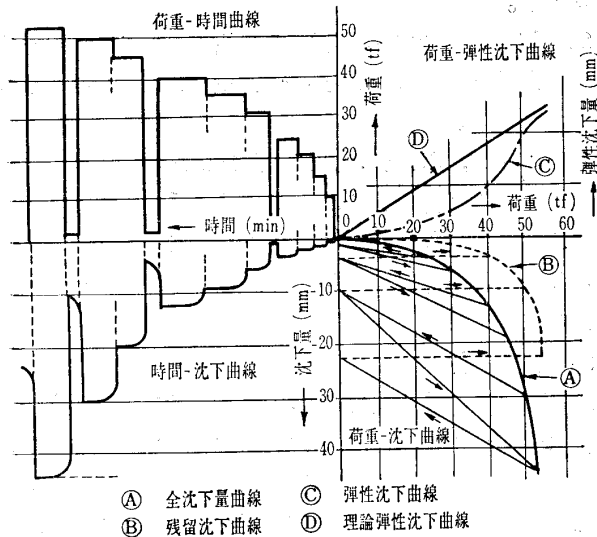


図-5.3 杭の鉛直載荷試験結果の記載例

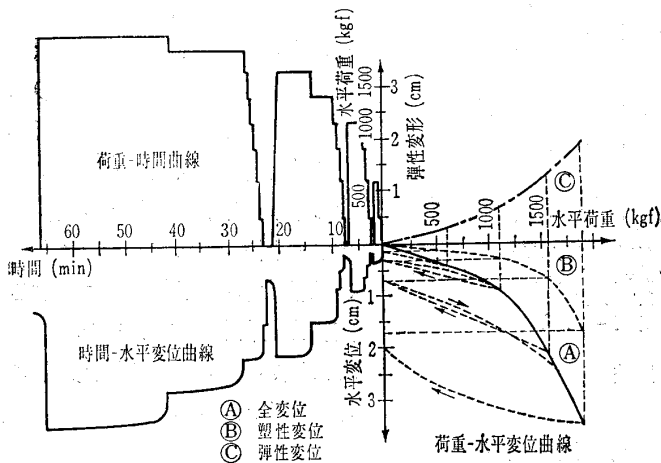


図-5.4 杭の水平載荷試験結果の記載例

15, 16などに示されている。図-5.3 は、鉛直載荷試験、図-5.4 は水平載荷試験の結果を示す標準的な記載例である。

5.5.2 鉛直載荷試験

鉛直載荷試験は杭の鉛直極限支持力 Q_u 、沈下量 S 、及びこれらに関連する土質定数が直接求められる最も望ましい方法である。しかし、この場合にも後述するようないくつかの問題点があるので十分に検討のうえ、試験結果の判定や適用に誤りのないように努めなければならない。

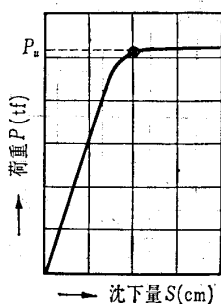


図-5.5 極限支持力の判定(1)

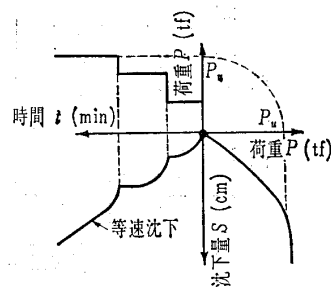


図-5.6 極限支持力の判定(2)

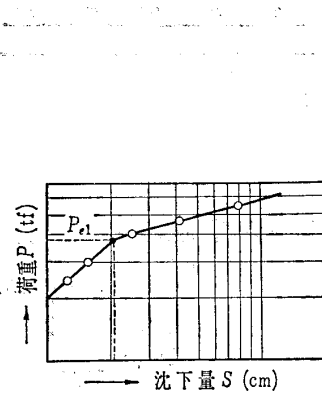
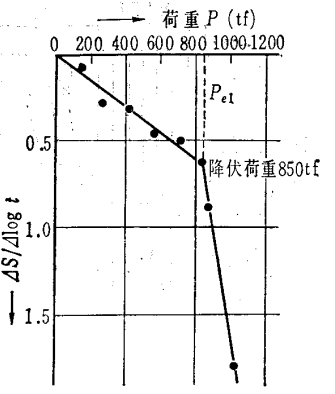


図-5.7 降伏支持力の判定

図-5.8 $\Delta S/\Delta \log t - P$ 曲線

5.5.2.1 鉛直極限支持力 Q_u の判定上の問題点

1) 鉛直極限支持力 Q_u と鉛直降伏支持力 Q_e

杭の鉛直載荷試験において Q_u は、図-5.5、又は図-5.6 に示すように沈下が停止しなくなる時の荷重 P_u である。 Q_e は図-5.7、又は図-5.8に示す荷重-沈下曲線 ($\log P - \log S$ 曲線)、荷重沈下速度-荷重曲線 ($\Delta S/\Delta \log t - P$ 曲線) で折点が生じたときの荷重 P_{e1} である。また、沈下量 S が残留沈下量 S' が一定値に達したときの荷重 P_{e2} とすることもある。

杭の鉛直載荷試験では P_u を確認できるまで試験を行うことが困難な場合が多いために、便法として P_e から P_u を推定することが行われる。このために後述するようないくつかの問題が生じてくる。

(i) P_{e1} から P_u を求める場合の問題点

P_{e1} は杭の鉛直支持力の一部が塑性域に入ったことを示す荷重であるが、 P_{e1} から単純な係数、例えば 1.5 などに乗じて P_u を求めることに問題がある。

すなわち、杭の鉛直支持力は一般に中間層による周面摩擦支持力 Q_f と先端支持力 Q_b とからなる。しかるに、 Q_f は単一の層によるものではなく、粘土層と砂層などのように性状の著しく異なっていくつかの層の支持力の総合されたものであることが多い。

載荷試験においてはこれらの各層が同時に降伏支持力に達するのではなく、弱い層から順次に降伏支持力、更に極限支持力に達してゆき、各層がすべて極限支持力に達したときの杭の極限支持力となる。したがって、 P_{e1} が認められても、どの層が塑性域に達し、どの層が弾性域にあるかが明らかでないと P_u の判定は困難といえる。

図-5.9 に示すように杭のく体の軸力を測定して各層の支持力の大きさやその変化の状態を求めれば、 P_{e1} から P_u を判定することも一応は可能と思われるが、このような載荷試験を常に行うことは困難であろう。

したがって、一般には P_{e1} から定められた方法によって P_u を判定するほかはないが、 P_{e1} はあくまで P_{e1} であり P_u に直結するものではないことを認識のうえ、地層の条

講座

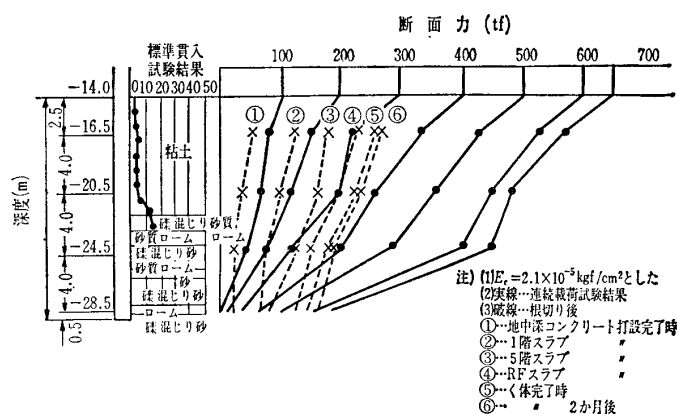
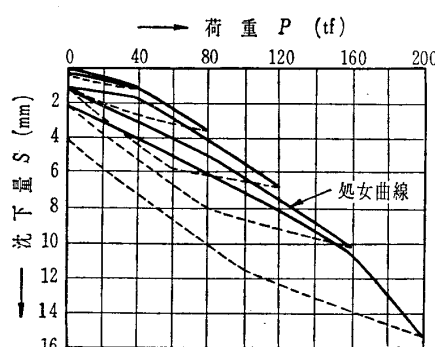
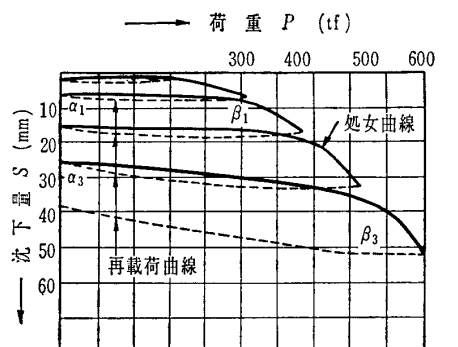


図-5.9 場所打ち杭の周面摩擦支持力と先端支持力の実測値



- ① 処女曲線 $P/S = 160/10 = 16 \text{ tf/mm}$
 ② 再載荷曲線 $P'/S' = 160/(10-2) = 20 \text{ tf/mm}$
 ②/① = $20/16 = 1.25$
 (a) 打込み杭の $P-S$ 曲線



- ① 処女曲線 $P/S = 540/40 = 13.5 \text{ tf/mm}$
 ② 再載荷曲線 $P'/S' = 540/(40-25) = 36.0 \text{ tf/mm}$
 ②/① = $36.0/13.5 = 2.67$
 (b) 場所打ち杭の $P-S$ 曲線

図-5.10 打込み杭と場所打ち杭の $P-S$ 曲線の比較

件, $\log P - \log S$, $4S/\log t - P$ 曲線の折れ点の状態や数などを総合して判定する必要がある。

(ii) P_{e2} から P_u を求める場合の問題点

この方法は載荷試験における杭の沈下量, 又は残留沈下量から P_u を判定しようとするものである。しかし, P_u は本来沈下量とは直接の関係はなく, 杭の施工法や地盤条件によって P_u と沈下量の関係は異なるものである。

すなわち, 打込み杭では打込み時に杭の P_u に相当する打撃力, いいかえれば載荷試験の処女荷重のような載荷を既に受けているとみなせよう。したがって, 図-5.10(a)に示す打込み杭の載荷試験の処女荷重による $P-S$ 曲線は, 図-5.10(b)に示す場所打ち杭などの再載荷時の曲線(太線で示す $\alpha \sim \beta$)に対応する性格の曲線といえる。ただし, 処女荷重に対する場所打ち杭の沈下量が打込み杭よりも大きいのは事実であり, この沈下量に対して構造物に支障があるか否かの検討は当然必要である。

しかし, このことは P_u の判定とは次元の異なる問題であり, その取扱いは構造物の沈下や不同沈下に対する強度の許容範囲や使用条件により異なるものである。

沈下量や残留沈下量から P_u を推定することは, 便宜上止むをえないとしても, これらのことは十分考慮する必要

がある。

2) 杭先端支持力 Q_b と杭周面摩擦支持力 Q_f の区分
 杭の載荷試験では Q_b と Q_f を区分することは一般の場合困難である。

したがって, ネガティブフリクションのある場合には, Q_b と Q_f の区分できる載荷試験が必要である。このためには, 杭の引抜き試験, 二重管により杭の先端のみに載荷する試験, 杭のく体の深さ方向の軸力を測定する方法などがある。

3) 荷重条件

載荷試験における載荷時間, 載荷速度などの荷重条件と, 実杭に働く荷重条件とは同一ではない。この差が著しいと

ときには, 載荷試験による $P-S$ 曲線も異なることになり, Q_u の補正が必要となる。

一般に載荷時間が短く, 載荷速度の速い場合は支持力が大きくなり, 逆の場合は小さくなる。この傾向は一般に砂質土よりも粘性土の方が大きく, 特に弱い粘性土が著しい。図-5.11は粘土の載荷時間と強度との関係を示す一例である。基準類にも弱い粘性土層の常時荷重に対する支持力を無視することや, 地震時に緩い砂層が支持力を失うことが示されている(5.8.1.2参照)。

4) 地盤沈下

地下水位の低下や盛土荷重などによる地盤沈下が考えられる場合で, 構造物の設置時の標高を維持する必要がある場合には, 杭の Q_u を一般の載荷試験から求めることは困難である。この場合には前2)項に示すように Q_f と Q_b とを区分し, Q_f の大部分をネガティブフリクションとして支持力ではなく杭を沈下させる荷重として Q_u を判定しなければならない。これらの補正については5.8.1.3に示す。

5) その他の条件

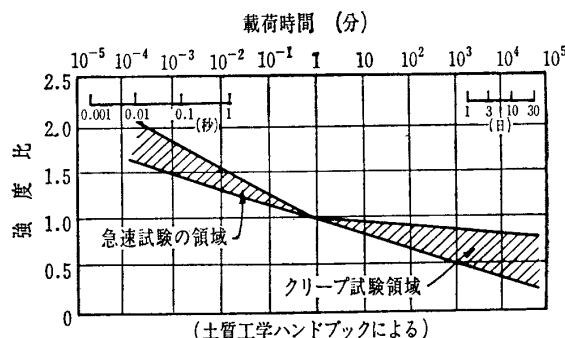
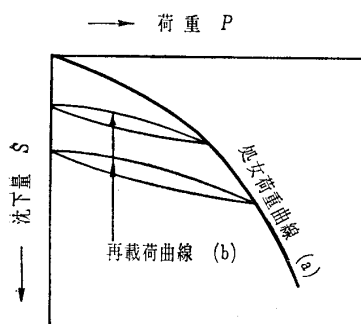
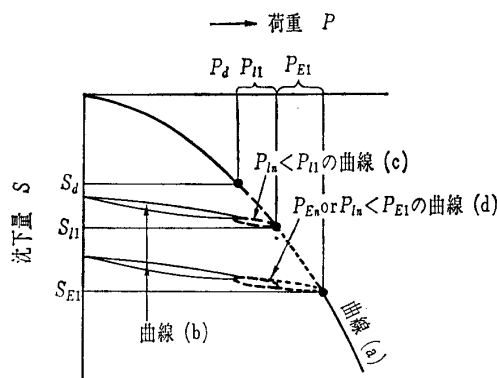


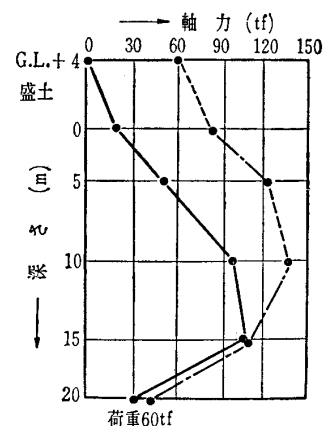
図-5.11 載荷時間の粘性土の強度の関係を示す例



図—5.12 P - S 曲線における処女荷重曲線と再載荷荷重曲線



図—5.13 荷重条件と P - S 曲線による沈下量の判定



図—5.14 ネガティブフリクション作用時の載荷重に対する軸力の分布

不完全支持杭では下層の弱い層の支持力の判定が載荷試験では困難である。とりわけ群杭として用いる不完全支持杭基礎、摩擦支持杭基礎では、単杭の載荷試験による Q_u よりも群杭の全体としての支持力を本数で割って求めた 1 本当たりの見かけの支持力 Q_u の方が小さくなることもある。これらの補正については、5.7.4.6 に示す。

5.5.2.2 鉛直極限支持力 Q_u の判定

杭の鉛直載荷試験は現在では最も信頼できる Q_u の判定法である。しかし、載荷試験による Q_u はあくまで載荷試験の諸条件に対応した値であり、設計の対象とする実杭の条件に相違があればその補正が必要となる。この場合、補正量が大きく、補正の方法に問題の多いものほど信頼度は低下する。また、載荷試験で最も問題となるのは、 Q_u を降伏荷重 P_{e1} 、又は P_{e2} で推定することである。したがって、可能な限り Q_u が直接確認できるまで載荷することが望ましく、止むをえない場合には、地盤、杭の工法、 P - S 曲線の形状などについて十分に検討のうえ総合的な判定を行う必要がある。

5.5.2.3 沈下量 S の判定上の問題点

1) 処女荷重と再載荷荷重

鉛直載荷試験の P - S 曲線には、図—5.12 に示す処女荷重による曲線(a)と、再載荷荷重による曲線(b)とがある。曲線(a)と(b)との関係は杭の種別によって異なり、一般の場合打込み杭では両者の差が少なく、場所打ち杭では大きい。 P - S 曲線の(a)と(b)との差が大きい場合は、実杭の載荷条件に対応して両者をどのように適用するかを検討する必要がある(図—5.10参照)。

図—5.13の例では、まず、上部構造物の施工が進む過程で死荷重 P_a により沈下量 S_a を生じる。次に最初に載荷される車両荷重などの一時荷重 P_{11} により S_{11} が生じ、2 回目以後に載荷される一時荷重 P_{1n} において、 $P_{1n} \leq P_{11}$ とすれば、 P_{1n} に対する沈下量は曲線(b)で示すものとなる。すなわち、 P_a 、 P_{11} は P - S 曲線(a)の処女荷重曲線、 P_{1n} は曲線(c)の再載荷曲線の示す沈下量となる。

地震時荷重 P_{E1} が働く場合は、既往の最大荷重 $P_e + P_{11}$ までは曲線(b)によるが、それ以上の荷重に対しては曲線(a)による沈下量 S_{E1} が生ずる。 P_{E1} 以後の荷重 P_{En} 、又は P_{1n} が P_{E1} より小さい場合は曲線(d)に示すものとなる。

すなわち、上記のように実杭に働く荷重の大きさや繰返し条件によって、他の条件が一定の場合でも沈下量は異なることになるので注意しなければならない。

2) 載荷時間、載荷速度

載荷時間や載荷速度が載荷試験と異なる場合には、載荷試験による P - S 曲線の補正を要するのは、5.5.2.1.3) の場合と同様である。

特に、粘性土層の常時荷重による圧密沈下量は、一般の載荷試験で測定することが困難なうえに、構造物の変状に関係するような大きい沈下を生ずることがあるので、5.8.2.1 に示すような方法により別途検討する必要がある。

3) 地盤沈下

地盤沈下のある場合の沈下量を一般の載荷試験から求めることは困難である。載荷試験では設計荷重に対し 1 cm 未満の沈下量であったのに、地盤沈下によるネガティブフリクションのために数十 cm の沈下を生じて構造物が破損した例もあるので十分な配慮が必要である。この場合の検討については 5.8.2.1 に示してある。

ネガティブフリクションが働いている場合でも、一時荷重に対する沈下量は一般の場合と同様と考えられている。図—5.14はこのような条件における載荷試験の一例で、荷重は杭の上部のネガティブフリクションが解放された形で支持されている。

5.5.2.4 沈下量の判定

車両などの一時荷重による沈下量は載荷試験による P - S 曲線から信頼度の高い判定ができる。地震時荷重に対しては、地震時に液状化のおそれのある特殊の土を除けば、載荷時間などの問題はあっても一応の判定は可能である。しかし、常時荷重に対しては支持力に関係する地盤中に粘性土層のある場合は、粘性土の圧密沈下に対する検討を行

講 座

う必要がある。

地盤沈下のある場合には圧密試験データ、その他により別途検討を行わなければならない。

5.5.2.5 鉛直ばね係数 K_v

構造物の変位量やフーチング、杭の応力の計算には杭の鉛直ばね係数 K_v が必要である。

K_v は設計荷重 P_v に対応する沈下量 S が判明すれば、 $K_v = P_v/S$ として求めることができる。なお、群杭のフーチングや杭の応力、あるいは不静定構造物の杭の沈下に伴う応力の検討には、 K_v の値のほかに K_v の変動率 α の検討を要する場合がある。 α の判定については 5.8.2.2 において検討する。

5.5.3 水平載荷試験

水平載荷試験は杭の水平変位量 δ 、水平方向ばね係数 K_h 、水平方向地盤反力係数 k_h などを求める最も望ましい方法である。しかし、この試験の場合は試験杭と実杭とでは拘束条件が異なる場合が多く、試験における水平荷重 P_h に対する δ_h は、実杭に同一の荷重 P_h が作用したときの変位量 δ_h' とは異なった値となる。このため、水平載荷試験の P_h と δ_h とからチャン (Chang) の式などにより k_h を求め、この k_h により実杭の拘束条件に対応した計算式により水平変位量や応力を算定するのが一般である。

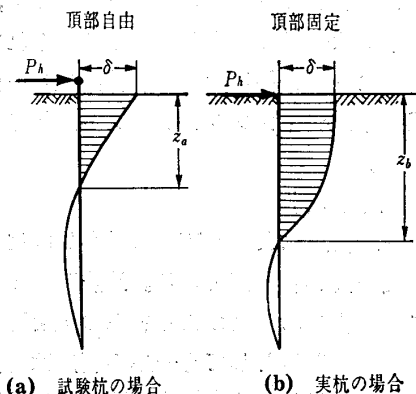
すなわち、水平載荷試験は鉛直載荷試験のように試験杭の支持力や変位量をそのまま実杭に用いるのではなく、 k_h という杭に対する土質定数を求めることを主目的とするものである。

5.5.3.1 実杭の水平方向地盤反力係数 k_h の判定に対する問題点

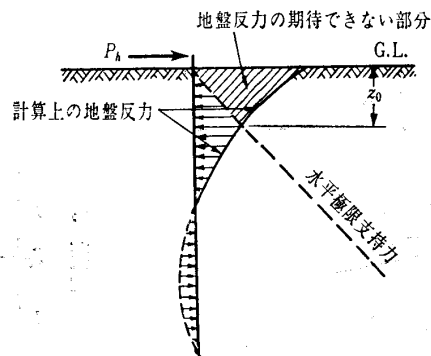
1) 荷重条件

k_h の判定は試験杭の P_h - δ 曲線が基準となるが、この曲線は載荷時間や載荷速度などによって変化する。水平変位量に関係する地表付近の地盤には、常時荷重や地震時荷重に対し支持力を失う弱い粘性土や緩い砂層などのある場合も少なくないので注意する必要がある (5.8.2.1 参照)。

載荷時間による P_h - δ 曲線の変動に関する土の一般的な特性は、5.5.2.1 3) 項に示すものと同一である。



図—5.15 試験杭と実杭の水平変位量の分布形状との相違



図—5.16 水平極限支持力と計算上の地盤反力

2) 載荷位置と杭頂部の拘束条件

試験杭は一般に図—5.15(a)のような条件で載荷され、実杭は(b)のような条件で用いられることが多い。このため、図に示すように杭頂部の水平変位量 δ は同一でも、杭の地中部の各点の変位量は同一ではない。この場合では、実杭の方が試験杭よりも深い所での変位量が大きくなり、地盤が深さ方向で変化しているときには、その影響を考慮する必要が生じる。

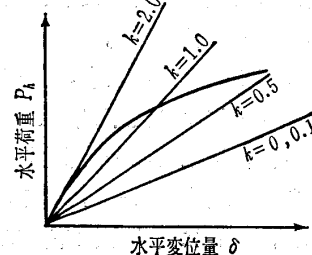
3) 軸力の相違

水平載荷試験では一般に鉛直荷重は加えられていない。このため、鉄筋コンクリート杭などでは比較的小さい水平荷重で杭のく体にはび割れが生じて剛性 (EI) が減少し、実杭よりも水平変位量が大きくなることもある。鋼杭やPC杭ではこのようなおそれは少ない。

4) 水平変位量と地盤の塑性域

試験杭の水平変位量の深さ方向の分布は、図—5.16に示すように、地表が最大となる。よって、 k_h が一定とすれば地盤反力も地表が最大となる。しかし、地盤の水平方向の極限支持力 (一般には杭に対する土の受働土圧力と考えられる) は、図—5.16の破線で示すように地表で小さい三角形、又は台形分布と考えられる。このため、地表付近ではわずかな変位量でも極限支持力を越え、変位量の増大とともに極限支持力を越える深さ z_0 は増してくる。このこともあって、杭の水平載荷試験では、 P_h と δ とが直線となる弾性範囲は極めて少なく、 P_h - δ 曲線は当初から湾曲している (図—5.17 参照)。

すなわち、地盤の k_h は一定としても、逆算 k_h は δ に対して変化する値となる。よって、逆算 k_h は変位量 δ との関係を常に考慮する必要がある。



図—5.17 逆算 k_h と水平変位量 δ との関係

5.5.3.2 実杭の水平変位量の判定

実杭の水平変位量は、試験杭の P_h - δ 曲線を 5.5.3.1 の各項による検討と補正を行い、載荷試験の条件に対応した計算式により逆算した k_h を用いて算定する。この場合、試験杭と実杭との杭頂部の拘束条件や載荷位置の相違は計算式にこれらの条件を入れることにより、若干の問題は残るが一応の補正は可能である。

この場合注意を要するのは、載荷試験から求めた逆算 k_h は変位量に応じて異なることである。当初 1 cm の変位量に対応する k_h により計算した変位量が 2 cm になったとすれば、 k_h を 2 cm に対応する値にして再計算を要することになる。すなわち、計算で求めた変位量と、計算に用いた k_h に対応する変位量とに大差のないことを確認する必要がある。

5.5.3.3 実杭の応力の判定

実杭の曲げモーメント M 、せん断力 S などの応力は、水平載荷試験から求めた k_h を用い、チャンの式などにより算定する。ただし、この k_h は δ から求めたものであるから、 k_h の深さ方向の分布が一樣でない場合には、 M や S に対する適合性が悪くなっていく。

図-5.18は、水平載荷試験から求めた k_h から計算したモーメント M' と実測モーメント M_0 とを比較した例である。この場合、 $M'_{\max} = 250 \text{ t-m}$ に対し、 $M_{0\max} = 310 \text{ t-m}$ となり実測値 $M_{0\max}$ が約20%あまり大きくなっている。この場合の地盤の k_h はプレシオメータの測定によれば、ほぼ三角形の分布であった。

5.6 載荷試験データの補正と利用

実杭と異なった杭による載荷試験や既往の載荷試験でも、

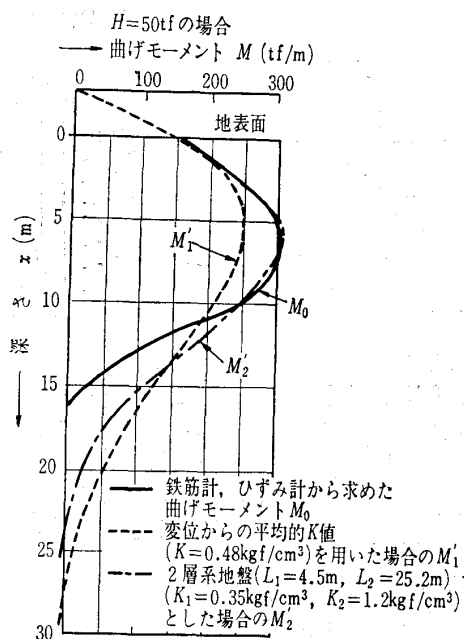


図-5.18 水平変位量から求めた逆算 k 値と実測モーメントの関係

実杭との相違点を検討し適切な補正を行えば、杭の鉛直極限支持力、水平変位量、及び関連する土質定数などを判定することができる。この場合、補正量や補正に対する問題点の少ないものが有利なので、なるべく近似した条件のものを対象とするのがよい。

5.6.1 試験杭と実杭との相違に対する補正

試験杭と実杭との相違には、杭径、杭長、群杭としての使用、杭の種類などが考えられる。これらのうち、杭径、杭長、単杭と群杭との相違に対する補正は、鉛直極限支持力 Q_u 、沈下量 S 、水平方向地盤反力係数 k_h を求める場合の計算式などに、相違した条件その他を考慮することにより行うことができる。このための計算式については後述する。

杭の種類が異なる場合、例えば、打込み杭と場所打ち杭では、同一の地盤条件でも P - S 曲線は相当異なるので、一方から他方の Q_u や S などを判定するのは難しい。しかし、 Q_u については極限支持力の確認できたデーターならば一応の目安として用いることはできよう。 k_h については剛性や地盤に及ぼす影響の相違などに問題はあるが大きい補正は行わずに用いられよう。

5.6.2 既往の載荷試験データーの利用

設計の時点で載荷試験を行うことができない場合には、近似した地盤条件の同種の杭の載荷試験データーを利用できれば有利である。この場合は、なるべく多数のデーターにより、設計に必要な Q_u 、 S 、 δ などを求めるのがよい。

これらのデーターのばらつきや分布の状態と、設計の対象となる地盤や杭の条件とを比較検討すれば相当信頼できる判定が可能であろう。この場合、地盤調査や土質試験から求めた土の定数による計算値との対比も必要である。

5.7 原位置試験及び土質試験による土質定数

ボーリングなどの地盤調査による地盤条件と、 N 値などの原位置試験や試料による各種土質試験からの土質定数は、支持力や変位量を判定するための基本となるデーターである。載荷試験を行う場合でも試験の実施、結果の判定や利用などには、これらのデーターを欠くことはできない。

杭基礎の設計に必要な土質定数は表-5.1に示されているが、これらのうち最も広く用いられているのが標準貫入試験の N 値である。 N 値から土の内部摩擦角 ϕ 、粘着力 c などの土質定数のほか、杭の鉛直極限支持力 Q_u 、水平変位量 δ などを直接算定することもできる。

粘性土では乱されない試料による土質試験が重視されている。これにより粘着力 c 、変形係数 E 、間隙比 e 、圧密係数 c_α などの N 値から求め難い粘性土の強さや変位に関する土質定数の判定が行われる。

5.7.1 N 値から求まる土質定数

5.7.1.1 設計に用いる N 値の判定

測定されたままの N 値は、設計に必要な地盤の性状をそ

講座

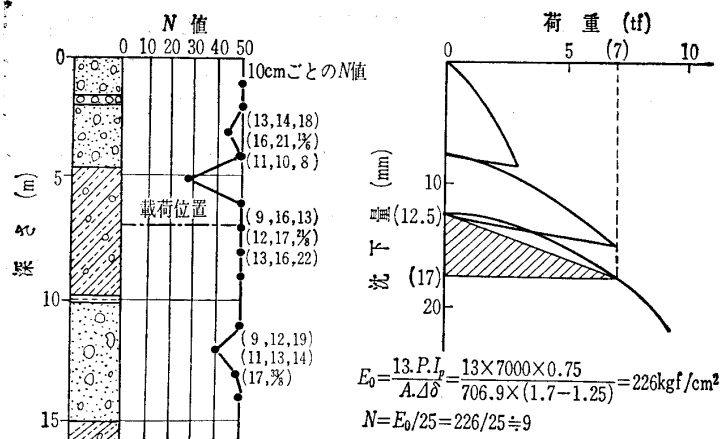


図-5.19 崖堆層のN値と沈下量

のまま示していない場合もある。また、相当の範囲にばらついているので、これから設計に用いる代表的なN値を求めなければならない。

1) 砂礫層、玉石層などのN値

砂礫層、玉石層などのように数 cm 以上の礫を含む層では、礫が小径のサンプラーの沈下に抵抗する。このために、礫が緩い砂層中に浮いていて地盤としての強さは小さい場合でも、著しく大きいN値を示し、地盤に対する判断を誤らせることがある。

図-5.19はこのような場合の一例で、山すその崖堆層でN値50以上を示していたが、平板载荷試験による沈下量から逆算したN値はわずか9であった。

視認もできず、平板载荷試験も行えない深い砂礫層などの実体を示すN値を求めることは難しいが、次のような方法も試みられている。

① N値を求めるときの 10 cm ごとの打撃数の最小値が礫の影響を受けない値と考えて、この値からN値を求める。

② 同一の層の各深さにおいて①によりN値を求める。

③ 同一の層の他の地点で、①と②の方法によるN値を求め、これらを重ね合わせて総合的に判定する。

図-5.20はこの場合の一例で、(a)は対象とする区間の地質縦断面図と各地点の測定N値を示し、(b)は①と②により判定したN値(点線で示すもの)、(c)はこれらを重ね合わせたものである。(c)の結果から、この礫層の設計に用いるN値は一応20程度と考えた。

2) ロッド長や土質に対する補正

ロッド長が長い場合や飽和したシルト質砂層などでは、測定N値が地盤の実体よりも過大な値となるとして補正することが提唱されている。しかし、現在では道路、鉄道とも指針類ではこの補正は要求していない。よって、ロッド長の特に長いもののほかは実施設計にはあまり用いられていないようである。補正式には次のものがある。

$$\text{ロッド長の補正 } N = N' (1 - x/200) \dots\dots\dots(1)$$

$$\text{土質に対する補正 } N = 15 + 1/2 \cdot (N' - 15) \dots\dots\dots(2)$$

ここに N: 修正したN値

N': 測定したN値

x: ロッド長(m)

3) 測定N値のばらつきと設計に用いるN値

測定N値は図-5.21に示すように同一と考えられる層でもある程度のばらつきがある。設計に用いるN値はこれらを図の太線で示すように単純化して用いる。

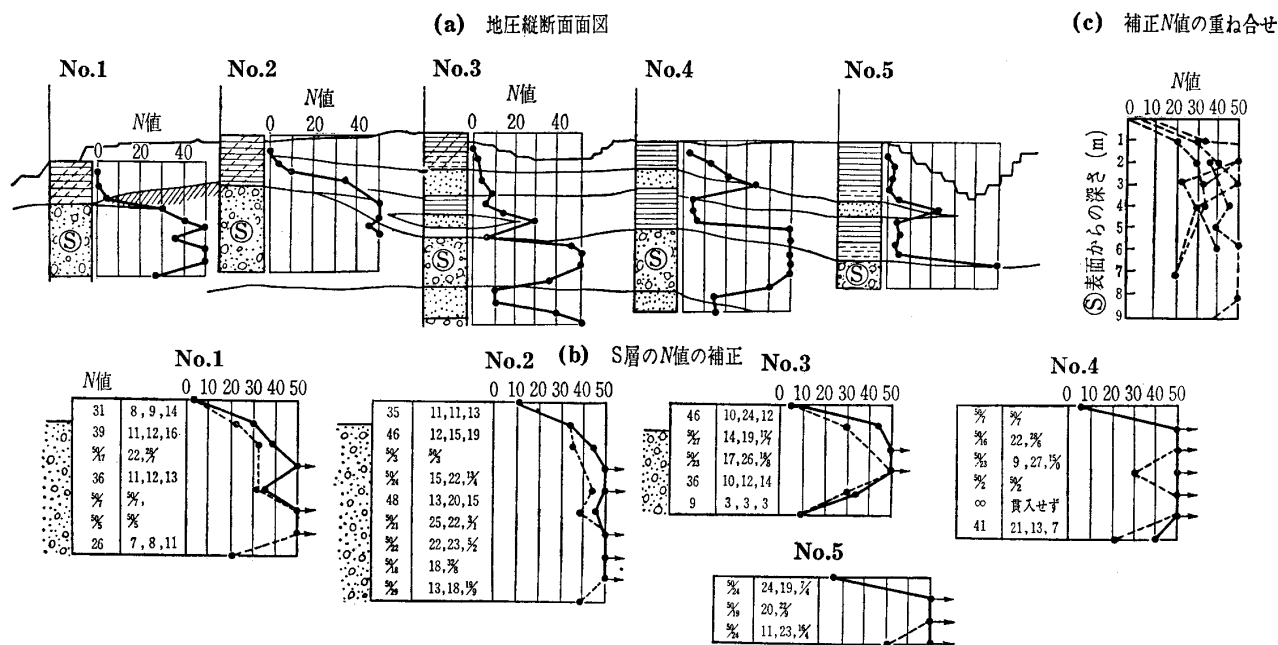
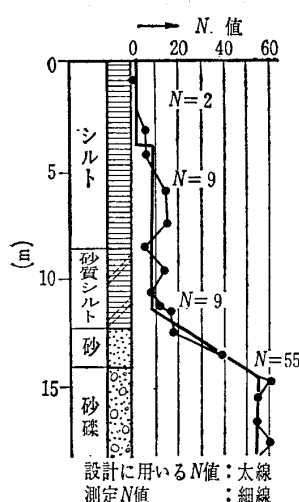


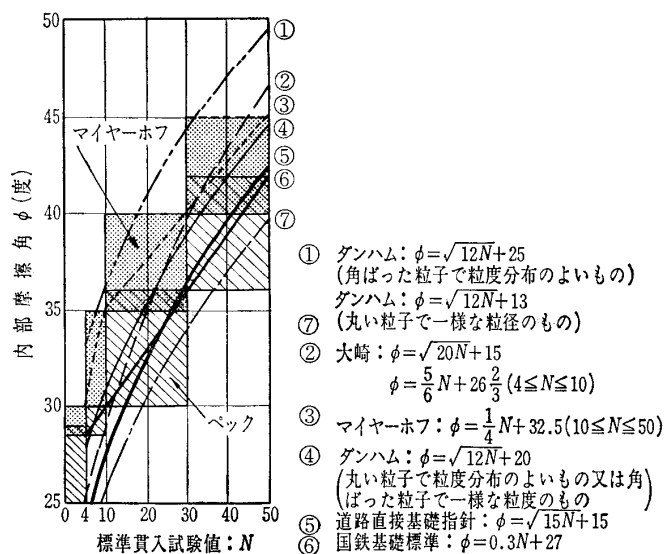
図-5.20 礫層のN値の判定例



図—5.21 設計に用いたN値

この方法はN値だけでなく、他の土質定数の判定にも同じ要領で行うことができる。

5.7.1.2 N値から求められる土質定数



図—5.22 標準貫入試験N値と内部摩擦角 ϕ

長い区間に設置される道路や鉄道などの構造物では、ほぼ同一と考えられる区間の杭基礎は同一の設計とすることが多い。この場合、調査地点ごとのN値を図—5.20(c)の要領で重ね合わせたうえ総合的に判定するのがよい。周面支持力の対象となる中間層と、先端支持力が対象となる支持層の上層付近とは分離して判定するのが便利である。

土の固有の性状を示す土質定数とN値との関係が検討され、N値からこれらの定数を判定する方法が数多く提案されている。その主なるものは次のとおりである。

1) 砂質土の内部摩擦角 ϕ

N値から ϕ を求める主なる方法と結果とを図—5.22に示す。このうち、道路橋下部構造設計指針、直接基礎設計篇(以下「道路直接基礎指針」という)では、 $N > 5$ の場合で、 $\phi = 15 + \sqrt{15N} \leq 45^\circ$ 、「国鉄基礎標準」では、 $\phi = 0.3N + 27$ を用いている(図中太線のもの)。

図に示されているように、同一のN値に対しても判定法により ϕ の値は大きく異なるが、指針類に示すものはいずれも下限に近い値である。

表—5.3 N値と静止土圧係数

土の種別	N 値	静止土圧係数
砂		0.5
硬い粘土	$8 \leq N$	0.5
中位の粘土	$4 \leq N < 8$	0.5
軟かい粘土	$2 \leq N < 4$	0.6
非常に軟かい粘土	$N < 2$	0.7

2) 土圧係数

N値から静止土圧係数を直接推定すること、及び1)項により ϕ を求め、 ϕ によりランキン・クーロンなどの土圧公式により主働、受動土圧係数を算定することが行われている。

表—5.3は「国鉄基礎標準」に示す静止土圧係数の例である。

3) 土の単位体積重量 γ

土の単位体積重量 γ もN値から一応の判定ができる。表—

表—5.4 N値と土の単位体積重量

	N 値	単位体積重量 (tf/m ³)	
		一般	水中
砂質土	50以上	2.0	1.0
	40~50	1.9	0.9
	30~40	1.8	0.8
	30未満	1.6	0.6
粘土	20以上	1.7	0.7
	20未満	1.4~1.6	0.4~0.6

5.4 は「国鉄基礎標準」に示されている例である。

4) 地盤の変形係数 E_0

砂質土では E_0 をN値から推定することが行われている。

道路橋下部構造設計指針・同解説、杭基礎篇(以下「道路杭指針」という)では $E_0 = 28N$ 、「国鉄基礎標準」では $E_0 = 25N$ とされている。