

# 節杭の荷重～沈下量関係の理論解析法

正会員 小 椋 仁 志\*  
正会員 山 肩 邦 男\*\*

## 1. 序

杭体に数個のつば状の突起物（節部）を持つ杭を一般に節杭と呼んでいる。この杭を打設するときは、節部によって生じる地盤と杭本体部とのすき間に砂利や碎石などの礫材を充てんして、杭周の摩擦抵抗の増大を図っている。

筆者らは、この節杭の支持力機構を検討するため、これまで模型実験<sup>1)</sup>や実大杭による実験<sup>2)</sup>を行ってきた。今回、これらの実験によって分かった支持力特性を考慮して、節杭の荷重～沈下量関係の理論解析法を誘導することとした。

これまで提案されてきた杭の荷重～沈下量関係の理論的な解析手法を、文献<sup>3)</sup>では次の3種類に分類している。

- ① 伝達関数による方法
- ② 弾性論による方法
- ③ FEM による方法

これらの方法のうち、節杭の荷重～沈下量関係に応用した場合、最も適切にその支持力特性を表現できるのは②の弾性論による方法であると判断し、この方法によって荷重と沈下量の間を関係を考えることとした。

弾性論による方法とは、地盤を半無限弾性体と仮定した上で、杭体と地盤とを数個の要素に分割し、各要素間の相互作用を考えて荷重～沈下量関係を求めるものである。すなわち、一つの要素に作用する力によってほかの要素に生じる沈下量を Mindlin の第一解で求め、力の釣合条件と沈下量の適合条件から成立する連立方程式を解いて、各要素に作用する抵抗と沈下量を求める。これまでも、H型杭や円形杭、群杭などを対象として、D'Appolonia ら<sup>4)</sup>を始め Poulus ら<sup>5), 6)</sup>、山肩・八尾<sup>7)</sup>、山下<sup>8)</sup>などによって解析法が提案されてきた。

本論文では、この弾性論による方法をベースとし、節杭の支持力特性を考慮して誘導した荷重～沈下量関係の理論解析法を示す。

## 2. 解析モデル

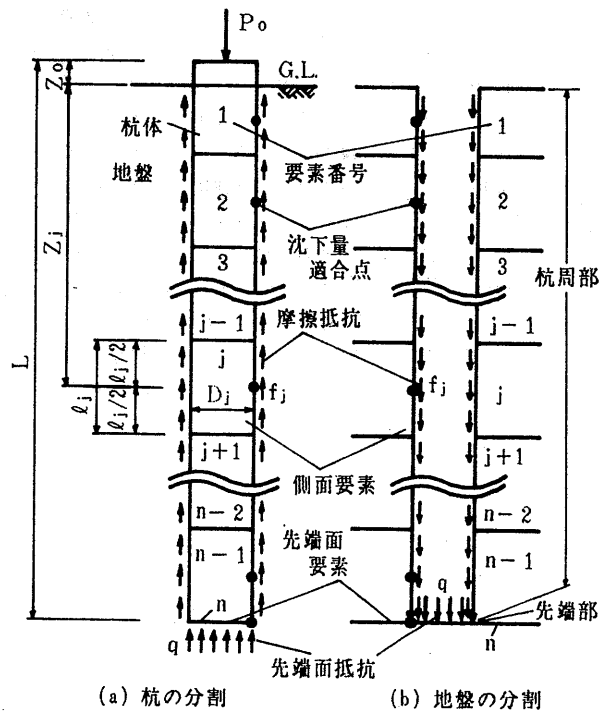
### (1) 方針

理論解の誘導は、以下の方針に基づいて行う。

- ① 杭は長さ方向に弾性挙動をするものとする。
- ② 地盤は一様な半無限弾性体とし、Mindlin の第一解を適用する。
- ③ 杭の下方にある剛性の高い地盤の存在は、鏡像の原理によって考慮する。
- ④ Mindlin 解を適用する場合に問題となる地盤中に杭が存在することの影響は、山本<sup>9)</sup>の提案した補正係数によって考慮する。
- ⑤ 杭体の各要素と、その周囲の地盤の各要素とは、杭周の抵抗が極限值に達するまではそれぞれ等しく沈下するが、達したあとは滑りが生じるものとする。
- ⑥ 荷重～沈下量関係には非線形性を考慮する。
- ⑦ 節杭のほかに、比較のため円筒杭（節のない通常の杭）も解析できるようにする。
- ⑧ 単杭のみを解析の対象とする。

### (2) 杭体と地盤の分割

円筒杭のモデルは、既往の研究と同様、図—1(a)に



(a) 杭の分割 (b) 地盤の分割

図—1 円筒杭の解析モデル

\* 関西大学 大学院生 (株) 武智工務所・工修

\*\* 関西大学 教授・工博

(昭和 63 年 3 月 9 日原稿受理)

示すように、杭体を  $(n-1)$  個の側面要素と先端要素とに分割する。側面要素の表面には摩擦抵抗が、先端要素の面上には先端面抵抗がそれぞれ等分布しているものとする。杭周の地盤も同図 (b) に示すごとく杭体と同様に分割し、それぞれの要素に、杭体に作用する抵抗と同じ大きさ、同じ種類で反対向きの抵抗が作用しているものとする。また、杭体と地盤との沈下量の適合条件を考える点（沈下量適合点）は、図のように各要素の中央高さの杭周面上の点とする。

次に、節杭のモデルを考える。モデル化に際しては、筆者らが行ってきた模型実験や実大実験などによって得られた次のような事柄を考慮する。

① 節杭を地盤に貫入すると、節部の下方には杭先端面と同様のコアが形成され、地盤を外側に押し出そうとする作用（これを「節部下面の支持作用」と呼ぶ）が生じる。

② 節杭の貫入によって、杭周には節部の径よりも少し大きな直径を持つ円筒形のすべり面が形成される。節杭の杭周部の抵抗の極限值は、このすべり面のせん断抵抗となる。

③ 節杭の杭周部の抵抗の極限值は、節部と同じ径を持つ円筒杭の摩擦抵抗の極限值の約 2.5 倍となる。これは、杭体と地盤との摩擦強度よりも地盤のせん断強度の方が大きいこと、節杭の杭周部の抵抗には節部下面の支持作用が加わっていることなどによるものである。

④ 節杭の杭周部の抵抗は、杭の根入れによる垂直圧に対するすべり面のせん断抵抗に、節部下面の支持作用によって付加される垂直圧に対するせん断抵抗を考慮した式によって説明することができる。すなわち、節杭の杭周部の抵抗は杭周に形成される円筒形すべり面のせん断抵抗によって決まるが、その抵抗は節部下面の支持作用によって増大したものとなる。

このような節杭の杭周部の抵抗を「周面抵抗」と呼ぶこととする。

⑤ 円筒杭の摩擦抵抗～貫入量関係曲線は摩擦抵抗が極限值に達するまでは一般に直線状であるのに対し、節杭の周面抵抗～貫入量関係曲線には大きな非線形性が見られる。

⑥ 節杭の先端面の極限支持力度は、円筒杭のそれよりも小さく、約 85 % となった。

⑦ 節杭の最下端節部の下面は先端面と同様の作用をしており、その極限支持力度は円筒杭の先端面の約 65 % となった。

以上のことを考慮して、節杭の解析モデルは図-2 に示すようにした。以下、このモデルについて説明する。

① 最下端節部を境として、図に示すごとく杭周部と先端部とに分ける。

② 杭周部は本体部要素、節部上面要素、節部側面要素

素および節部下面要素の 4 種類の要素から成り立つ。

③ 本体部要素の側方に作用する抵抗として、節部径を持つ円筒面上に等分布するせん断抵抗を考える。このせん断抵抗は、本体部要素のほか上方の節部下面要素と下方の節部上面要素の側方にも分布しているものとする。

④ 節部下面要素にはその側方に作用する③のせん断抵抗のほか、節部下面の支持作用を表すものとして節部下面抵抗（等分布）を合わせ考える。

⑤ 節部側面要素には、面上に等分布する節部摩擦抵抗を考える。

⑥ 最上端の節部を除く節部上面要素には、その側方に③のせん断抵抗のみが作用するものとし、その他の抵抗は考えない。

⑦ 最上端の本体部要素と節部上面要素には、抵抗は作用しない。

⑧ 本解析における節杭の周面抵抗は、③のせん断抵

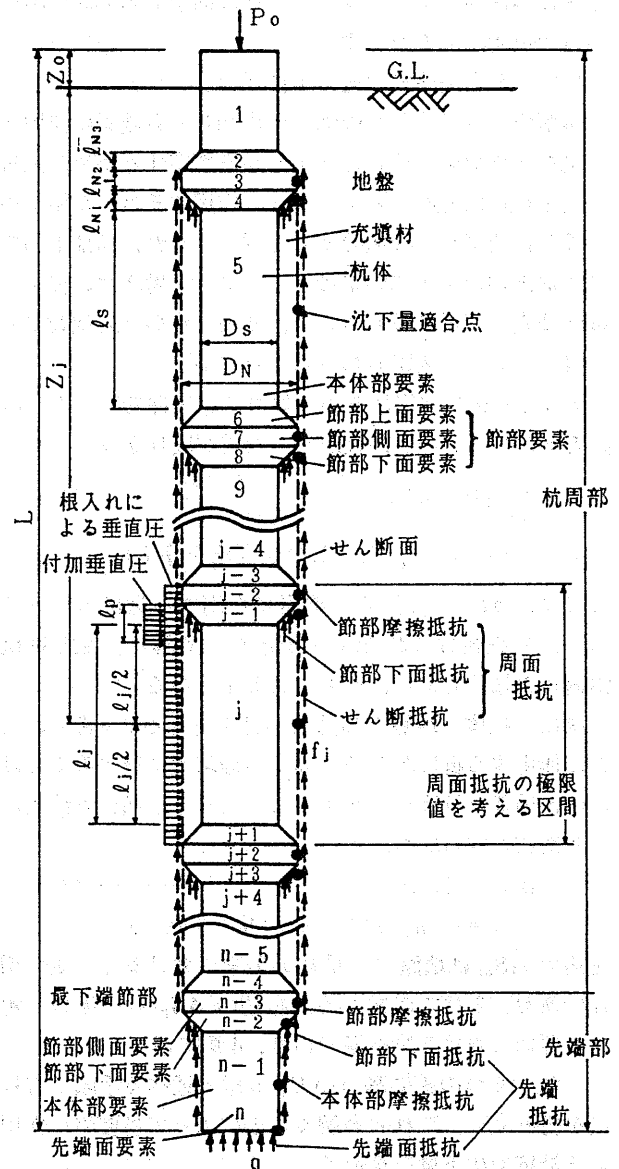


図-2 節杭の解析モデル

抗に④の節部下面抵抗と⑤の節部摩擦抵抗を加えたものとなる。

⑨ 先端部は節部側面、節部下面、本体部側面および先端面の4つの要素に分割する。

⑩ 先端部の節部側面要素と地盤との間には節部摩擦抵抗が、本体部要素と地盤との間には本体部摩擦抵抗が作用する。これらの摩擦抵抗はそれぞれの面上に等分布する。

⑪ 先端部の節部下面要素と先端面要素には、等分布する節部下面抵抗と先端面抵抗がそれぞれ作用する。これら2つの抵抗を合わせて「節杭の先端抵抗」と呼ぶ。

⑫ 以上の各要素を通じて1~nの番号をつける。

⑬ 図は省略するが、杭周の地盤も杭体と同じ要素に分割し、地盤の各要素に対しても杭に作用するのと同じ大きさ・種類で逆向きの抵抗が作用しているものとする。

⑭ 沈下量適合点は図に示すように、杭周部では節部径を持つ円筒面上、先端部では杭周面上で各要素の中央高さの位置にある点とする。

(3) 釣合条件式と適合条件式

本解析では、荷重を段階的に増加して各要素に作用する抵抗が極限值に達したかどうかを判定するため、抵抗や沈下量は増分形で表す。なお、作用する抵抗が極限值に達した要素を「降伏要素」と呼ぶ。また、節部上面要素や最上端の本体部要素のように抵抗を考えない要素も降伏要素と同様に扱えるため、本論文中の「降伏要素」には、これらの要素も含むこととする。

まず、杭体に作用する力の釣り合い条件を考える。鉛直方向の力の釣合条件式から、次式が成り立つ。

$$\sum_{j=1}^n \Delta P_j = \Delta P_0 \dots \dots \dots (2.1)$$

(j=1~n, ただし降伏要素を除く)

ここに、 $\Delta P_j$  は j 番目の要素に作用する抵抗の増分であり、方程式はこれらを未知数として解く。 $\Delta P_0$  は杭頭荷重の増分であり、与えられる量である。

次に、杭体と地盤との適合条件を考える。i 番目の要素に作用する抵抗が5章で述べる極限值に達するまでは杭体と地盤とは等しく沈下することから、適合条件式として次式が成り立つ。

$$\Delta S_{si} = \Delta S_{pi} \dots \dots \dots (2.2)$$

(i=1~n, ただし降伏要素を除く)

左辺の  $\Delta S_{si}$  は地盤の i 番目の要素における沈下量の増分であり、3章で詳述する。右辺の  $\Delta S_{pi}$  は杭体の i 番目の要素における沈下量であり、4章で述べる。

これら2つの式に基づいて、6章で述べる手順で方程式を組み立て、これらを解くことによって各要素に作用する抵抗や沈下量を求める。

3. 地盤の沈下量

(1) 地盤の沈下量の増分  $\Delta S_{si}$

杭体に作用する抵抗の反作用として、地盤には杭体と同じ種類で同じ大きさの抵抗が作用する。この抵抗によって地盤中のほかの点に生じる沈下量を Mindlin の第一解を適用して求める。すなわち、地盤の i 番目の要素における沈下量の増分  $\Delta S_{si}$  は次式によって計算できる。

$$\Delta S_{si} = \sum_{j=1}^n \Delta P_j \frac{2}{\beta_i + \beta_j} (I_{oiij} - \lambda \cdot I_{miij}) \dots \dots \dots (3.1)$$

この式中の  $I_{oiij}$  は Mindlin の第一解から求められる変位影響係数、 $I_{miij}$  は鏡像荷重による変位影響係数、 $\lambda$  は反射係数であって、これらの係数については(2)節で説明する。 $\beta_i$  や  $\beta_j$  は(4)節で述べる非線形係数である。

(2) 変位影響係数  $I_{oiij}$

地盤の j 番目の要素 (j=1~n) に作用する抵抗によって i 番目の要素 (i=1~n) の沈下量適合点に生ずる地盤の沈下量を  $S_{sij}$  とすると、この値は次の(i)~(iii)に示す式によって計算できる。 $I_{oiij}$  は以下の計算過程で得られる係数である。

(i) 摩擦抵抗またはせん断抵抗の場合

摩擦抵抗については杭体周面上に摩擦応力が、せん断抵抗についてはせん断面上にせん断応力が等分布していると考え、これらの応力を  $f_j$  とする。 $S_{sij}$  は、 $f_j$  による鉛直変位を深さ方向 (z) と円周方向 ( $\psi$ ) に2重積分することによって求められる。ただし、せん断抵抗の場合、j は本体部要素の要素番号である。

$$S_{sij} = f_j \int_{z_j - l_j/2}^{z_j + l_j/2} \eta \int_{-\pi D_j}^{\pi D_j} w d\psi dz = P_j \cdot I_{oiij} \dots \dots \dots (3.2)$$

ここに、

$$l_j = \begin{cases} l_j & (\text{摩擦抵抗}) \\ l_{j-1} + l_j + l_{j+1} & (\text{せん断抵抗}) \end{cases}$$

$Z_j$ : j 番目の要素の中心深さ

$l_j, D_j$ : j 番目の要素の長さ、外径

ただし、せん断抵抗の場合は  $D_j = D_N$  (節部径)

$$P_j = f_j \cdot l_j \cdot D_j \cdot \pi$$

$\eta$ : (3) 節で述べる補正係数

w: 集中荷重  $f_j \cdot d\psi \cdot dz$  によって生じる鉛直方向の変位で、Mindlin 解で与えられる

(ii) 節部下面抵抗の場合

この抵抗については節部下面応力  $p_j$  が傾斜した節部下面に等分布していると考え、 $S_{sij}$  は  $p_j$  による鉛直変位を斜面に沿って深さ方向 (z) と円周方向 ( $\psi$ ) に2重積分することによって求められる。ただし、j は節部下面要素の要素番号である。

$$S_{sij} = p_j \int_{z_j - l_j/2}^{z_j + l_j/2} \eta \int_{-\pi D_j}^{\pi D_j} w d\psi dz = P_j \cdot I_{oiij} \dots \dots \dots (3.3)$$

ここに、

$D'_j$ : 深さ  $z$  に対応する外径 ( $D_s \leq D'_j \leq D_N$ )

$D_s$ : 節杭の本体部の径

$$P_j = p_j \sqrt{1 + \left(\frac{2 l_j}{D_N - D_s}\right)^2} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (D_N^2 - D_s^2)$$

(iii) 先端面抵抗の場合

先端面要素 ( $j=n$ ) には先端面応力  $q$  が等分布するものと考え、 $S_{sij} = S_{sin}$  は  $q$  による鉛直変位を半径方向 ( $r$ ) と円周方向 ( $\phi$ ) に 2 重積分することによって求めることができる。

$$S_{sin} = q \cdot \eta \int_0^{D_n/2} \int_{-\pi D_n}^{\pi D_n} w d\phi dr = P_n \cdot I_{oin} \dots \dots \dots (3.4)$$

ここに、 $P_n = q \cdot \frac{\pi}{4} \cdot D_n^2$

以上の (i)~(iii) の計算において、 $I_{oij}$  は本解析では数値積分によって求める。数値積分における分割数は、文献<sup>9)</sup>などを参考にして検討した結果、 $i=j$  の時は 50 に、 $i \neq j$  の時は 5 にすると十分な精度の積分値が得られた。

(iv) 鏡像原理

節杭は摩擦杭として用いられることが多く、杭先端が剛性の高い支持層に根入れされていることは少ない。しかし、杭先端よりも下方に剛性の高い地盤（以下、「基盤層」と呼ぶ）が存在することは多く見られる。このような地盤に対しては、地盤を一樣な弾性体と仮定した Mindlin の解をそのまま適用することはできない。そこで、鏡像原理を用いて下方の基盤層の影響を考慮することとする。これは杭が設置されている地盤と基盤層との境界面（深さを  $H$  とする）を対称面として、前述したような地盤に作用する各抵抗（実像荷重—半無限地盤を想定—）と対称な鏡像荷重を考えるものであって、これまで提案された解析法<sup>4), 6)~8)</sup>でも用いられてきた方法である。

この鏡像荷重の大きさは、実像荷重に反射係数  $\lambda$  を乗じたものとする。 $\lambda$  は基盤層の剛性によって 0 から 1 まで変化する係数であって、杭の周囲の地盤の剛性に対して、基盤層が完全な剛体とみなし得る場合には  $\lambda=1$ 、剛性が等しい、すなわち一樣な地盤の場合には  $\lambda=0$  となる。この係数は、Poulus ら<sup>9)</sup>が用いているものであるが、 $0 < \lambda < 1$  の場合は弾性論の数学的な厳密性が損なわれることになる。しかし、実際の地盤状況を表現するには適切な係数であり、工学的には許容されるものと考えられる。

(3.1) 式の  $I_{mij}$  は、この鏡像荷重による変位影響係数であって、(i)~(iii) と同様の方法で求めることができる。

(3) 杭体の存在の影響を考慮する補正係数  $\eta$

本解析で用いた Mindlin の第一解は地盤を一樣な半

無限弾性体と仮定しているため、杭体が存在する位置にも地盤があるものと考えていることになる。しかし、現実には剛性の異なる杭体が地盤中に設置された状態にあるため、地盤中の応力伝播が杭体で遮断されたり、地盤の水平方向の移動が杭体で拘束されたりする。このため、Mindlin 解を適用する場合、地盤中に杭体が存在することの影響を考慮しなければならない。山肩・八尾はこの影響を軸対称 FEM 解析で検討し、補正係数を提案している<sup>7)</sup>。しかし、杭体に作用する摩擦力を杭軸心上に作用する集中力におきかえており、実際の状態とは多少異なったモデルとなっている。

また、杭先端面に等分布応力が作用するとした上で、Mindlin 解によって沈下量を計算すると、この値は先端面の剛性を考えない場合の沈下量となる。しかし、実際には杭の先端面は大きな剛性を持っている。Poulus ら<sup>9)</sup>はこの影響を補正するため、完全に剛な円盤と剛性のない円盤とを地表面に置いて、これらに載荷したときの中心点での沈下量の比の値  $\pi/4$  を、Mindlin 解による計算値に乗じている。しかし、杭先端面の沈下量を考える時は深さの影響を無視することはできない。

Mindlin 解による沈下量の計算値に対するこれら 2 つの影響を補正するため、山本ら<sup>9)</sup>は定式化した補正係数を提案している。これは、Solid 型と呼ぶ杭体の位置にも地盤が存在するとしたモデル (Mindlin 解に相当する) と、Bored 型と呼ぶ杭体位置を空洞としたモデル (現実の状態に相当する) の 2 つの場合について、軸対称 6 節点三角形リング要素を用いた FEM 解析を行い、Bored 型で得られた杭周面上の点の鉛直変位の値を Solid 型での値で除したものである。この補正係数によれば前述の 2 つの影響を同時に考慮することができ、山肩・八尾や Poulus よりも進んだ補正ができると考えられる。そこで、本解析では山本らの補正法を採用し、この補正係数を  $\eta$  と呼ぶこととする。

円筒杭に作用する抵抗や、節杭に作用する諸抵抗のうち摩擦抵抗、せん断抵抗および先端面抵抗については山本らの提案式による補正係数値を使用する。節部下面抵抗については式が示されていないため、図—3 のようなモデルを用いて  $\eta$  を計算することとした。図—3 のうち全体図に示す境界条件は Solid 型のものであり、拡大図には Bored 型のものを示している。また、拡大図に示す太線部（節部下面）—この図には、最下端の節部下面抵抗による補正係数を計算する場合を示す—に、Solid 型では等分布荷重を、Bored 型では強制変位を与えて計算する。計算法の詳細は文献<sup>9)</sup>を参照されたい。

以上の方法で、半径が  $0.5 D_N$  の各点における沈下量から  $\eta$  を求める。さらに、 $\eta$  を  $X = (Z_1 - Z_2) / D_N$  (ここに、 $Z_1$ : 沈下量を計算する点の深さ、 $Z_2$ : 力が作用する点の深さ) の関数として定式化したものが以下に示す

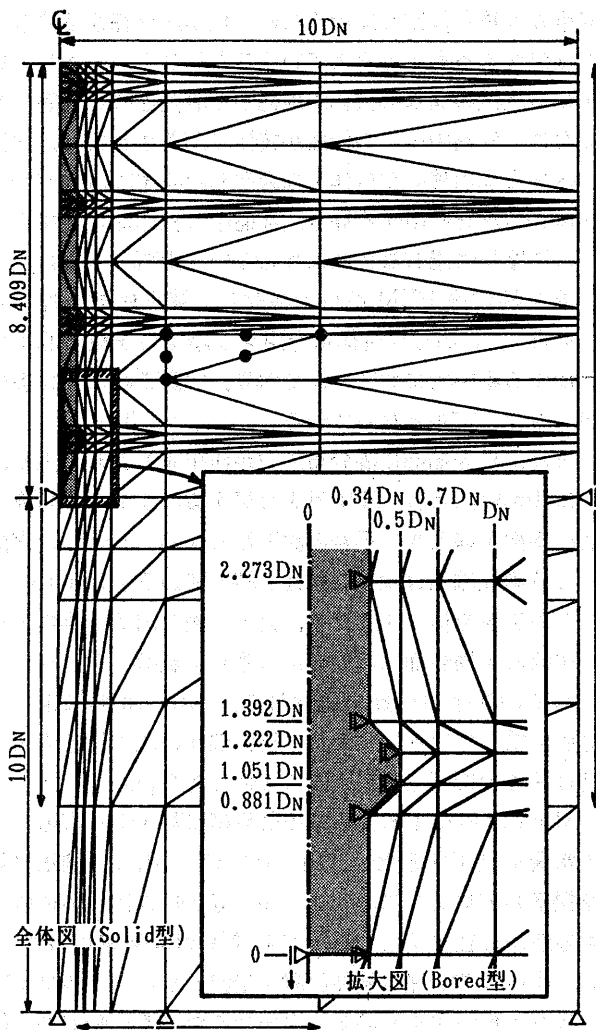


図-3 補正係数を計算する FEM モデル

(3.5)~(3.12) 式である。なお、定式化に当たっては、節部の形状による  $\eta$  の値の小さな変化は無視した。これは、式が煩雑になるのを避けるためと、 $\eta$  の変化量は最大でも 0.07 程度であって無視しても大きな影響がないと判断できるためである。

(i) 最下端以外の節部下面抵抗による沈下量の補正係数

最下端以外の節部に作用する節部下面抵抗によって生じる沈下量の補正係数の値と近似曲線を図-4(a) に示す。

$$\eta = \eta_{0.2} - (X - 0.2) / \{3.3(X - 0.2)^2 + 8.2(X - 0.2) + 2.2\} \quad (X > 0.2) \dots\dots\dots (3.5)$$

$\eta_{0.2}$  は (3.6) 式で  $X = 0.2$  の時の  $\eta$  の値である。

$$\eta = A_1 - B_1 \cdot X \quad (0 \leq X \leq 0.2) \dots\dots\dots (3.6)$$

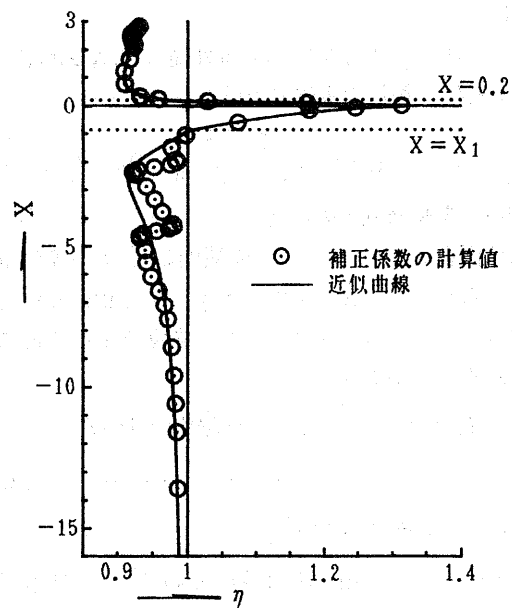
$A_1$  と  $B_1$  は  $Z_2$  の関数であり、次式で示される。

$$A_1 = 1.17 + (\bar{Z} - 0.54) / (5.56 \bar{Z} - 0.992)$$

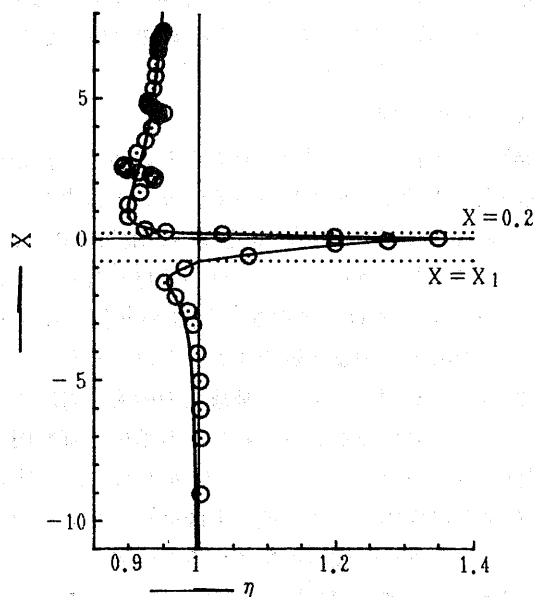
$$B_1 = 0.956 + (\bar{Z} - 0.54) / (1.12 \bar{Z} - 0.134)$$

ここに、 $\bar{Z} = Z_2 / D_N$  とする。

$$\eta = A_1 + A_2 |X|^{B_2} \quad (X_1 \leq X < 0) \dots\dots\dots (3.7)$$



(a) 最下端以外の節部下面抵抗の場合



(b) 最下端の節部下面抵抗の場合

図-4 補正係数  $\eta$  の分布図

$X_1$  は (3.6) 式で  $\eta = 1$  になる時の  $X$  の値であり、 $A_2$  と  $B_2$  は次式で示される。

$$A_2 = 0.229 + (\bar{Z} - 0.54) / (5.68 \bar{Z} - 2.68)$$

$$B_2 = 0.614 + (\bar{Z} - 0.54) / (41.7 \bar{Z} - 538)$$

$$\eta = 1 + (X - X_1) / \{6(X - X_1)^2 + 9(X - X_1) + 12\} \quad (X < X_1) \dots\dots\dots (3.8)$$

(ii) 最下端の節部下面抵抗による沈下量の補正係数  
最下端節部に作用する節部下面抵抗によって生じる沈下量の補正係数の値と近似曲線を図-4(b) に示す。

$$\eta = 0.980 - (X - 0.2) / \{3(X - 0.2)^2 + 7.5(X - 0.2) + 2\} \quad (X > 0.2) \dots\dots\dots (3.9)$$

$$\eta = 1.35 - 1.85 X \quad (0 \leq X \leq 0.2) \dots\dots\dots (3.10)$$

$$\eta = 1.35 + 0.405 |X|^{0.638} \quad (X_1 \leq X < 0) \dots\dots\dots (3.11)$$

$X_1$  は (3.10) 式で  $\eta=1$  になる時の  $X$  の値である。

$$\eta = 1 + (X - X_1) / \{30(X - X_1)^2 + 20(X - X_1) + 15\}$$

$$(X < X_1) \dots \dots \dots (3.12)$$

以上の式によって得られる  $\eta$  を, (3.2)~(3.4) 式の計算に用いる。

(4) 非線形係数  $\beta_j$

杭の載荷試験で得られる荷重~沈下量関係の曲線は一般に非線形性を示している。この性質を表すため, 山肩・八尾<sup>7)</sup>は粘性土のレオロジー特性を考えた地盤の力学モデルを提案し, これに基づく「非弾性率係数」を解析法に導入している。また山下<sup>8)</sup>は地盤の弾性係数を抵抗の大きさに応じて直線的に減少させる方法を用いている。

本来, Mindlin 解は地盤を一様な半無限弾性体として導かれたものであるため, 前述の方法を用いることは多少問題があると考えられる。しかし, 荷重~沈下量関係の非線形性を表すためにこの種の方法を用いることは, 現状ではやむを得ないことであろう。そこで, 本解析法でも円筒杭の先端面抵抗と節杭の周面抵抗および先端抵抗とに対して, 非線形係数  $\beta_j$  ( $j=1 \sim n$ ) を導入することとする。

$j$  番目の要素に作用する抵抗  $P_j$  と, それによる沈下量  $S_j$  の関係を平井らの提案<sup>10)</sup>などを参考にして次のような双曲線とする。

$$\frac{P_j}{A_j} = \frac{(S_j/D_j)}{a_j(S_j/D_j) + b_j} \dots \dots \dots (3.13)$$

ここに,  $a_j$  と  $b_j$  は定数であり,  $A_j$  は抵抗が作用する面積である。この式を, 各要素に作用する抵抗の極限值  $P_{uj}$  と,  $P_j$  が  $P_{uj}$  に達した時の沈下量  $S_{uj}$  を用いて無次元化すると次のようになる。

$$\frac{P_j}{P_{uj}} = \frac{(S_j/S_{uj})}{(1-a_j) + a_j(S_j/S_{uj})} \dots \dots \dots (3.14)$$

この式の  $a_j$  ( $0 \leq a_j < 1$ ) は非線形性の程度を表すことになるので, 非線形度指数と呼ぶ。ここで,  $\beta_j$  を次式のように考える。

$$\frac{(P_j/A_j)}{(S_j/D_j)} = \beta_j \frac{E_s}{\beta_{oj}} \dots \dots \dots (3.15)$$

$E_s$  は地盤の弾性係数,  $\beta_{oj}$  は  $j$  番目の要素の初期非線形係数である。これらの式から次式が得られる。

$$\beta_j = \beta_{oj} \{1 - a_j (P_j/P_{uj})\} \dots \dots \dots (3.16)$$

この式で  $P_j$  の値に応じた  $\beta_j$  の値を計算する。

なお, 節杭先端部の本体部要素の  $\beta_j$  は, その上下の要素の値の平均値とする。また, 円筒杭の摩擦抵抗と節杭先端部の節部摩擦抵抗については非線形性を考慮しないため,  $P_j$  の値に関係なく, 前者の場合は  $\beta_j=1$ , 後者の場合は  $\beta_j=\beta_{oj}$  となる。

4. 杭体の沈下量

(1) 杭体の沈下量の増分  $\Delta S_{pi}$

杭体の  $i$  番目の要素における沈下量の増分  $\Delta S_{pi}$  は, 次式で表される。

$$\Delta S_{pi} = \Delta S_{sb} + \Delta \rho_i \dots \dots \dots (4.1)$$

( $i=1 \sim n$ , ただし降伏要素は除く)

ここに,  $\Delta \rho_i$  は杭体の縮み量の増分であって次節で述べる。 $\Delta S_{sb}$  は未降伏要素のうち最下端に位置する要素(以下, 「最下端未降伏要素」と呼ぶ)の中心高さにおける地盤の沈下量の増分を表しており, (3.1) 式で  $i=n'$  (最下端未降伏要素の要素番号)とした次式で与えられる。

$$\Delta S_{sb} = \sum_{j=1}^{n'} \Delta P_j \frac{2}{\beta_n + \beta_j} (I_{onj} - \lambda \cdot I_{mrij})$$

( $j=1 \sim n'$ , ただし降伏要素は除く)

\dots \dots \dots (4.2)

(2) 杭体の縮み量の増分  $\Delta \rho_i$

杭体の最下端未降伏要素と  $i$  番目の要素との中心高さ間の縮み量の増分  $\Delta \rho_i$  は, 次式で表される。

$$\Delta \rho_i = \Delta \rho_{0i} + \Delta \rho_{2i} \dots \dots \dots (4.3)$$

( $i=1 \sim n'$ , ただし降伏要素は除く)

ここに,  $\Delta \rho_{0i}$  は  $\Delta P_0$  のみによる縮み量の増分であり,  $\Delta \rho_{2i}$  は  $\Delta P_j$  による縮み量の増分である。

まず,  $\Delta P_0$  によって図-5(a) に示す区間が縮むと考えると,  $\Delta \rho_{0i}$  の計算式は次式のようになる。

$$\Delta \rho_{0i} = \frac{\Delta P_0}{E_p A_0} \left( \sum_{k=i}^{n'} \frac{l_k}{\xi_k} - \frac{l_i}{2 \xi_i} - \frac{l_i}{2 \xi_{n'}} \right) \dots \dots \dots (4.4)$$

ここに,  $E_p$  は杭体の弾性係数,  $A_0$  は本体部要素の断面積である。また,  $\xi_i, \xi_k, \xi_{n'}$  は節部断面積係数であって, (3) 節で詳述する。

(3)  $\Delta P_j$  ( $j=1 \sim n'$ , ただし降伏要素は除く) による縮み量

については, 図-5(b) のように  $j$  の値によって縮み量を計算する区間が変化するため,  $\Delta \rho_{2i}$  の計算式は次式のごとくになる。ただし,  $\Delta P_j$  は上向きの力であるので,  $\Delta \rho_{2i}$  はマイナスの値となる。

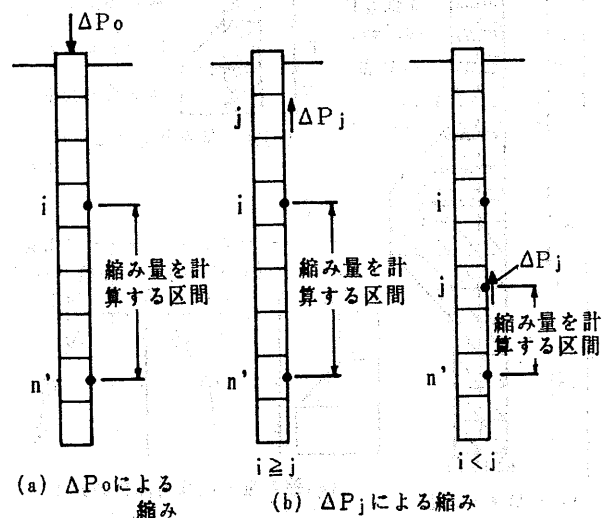


図-5 縮み量の計算区間と抵抗の関係

$$\Delta\rho_{2i} = -\sum_{j=1}^n \frac{\Delta P_j}{2 E_p A_0} \left( \sum_{k=m_0}^n \frac{l_k}{\xi_k} + \sum_{k=m_1}^n \frac{l_k}{\xi_k} - \frac{l_i}{\xi_i} \right) \quad (4.5)$$

上式中の  $m_0$  や  $m_1$  は、 $i \geq j$  の時  $m_0 = i$ 、 $m_1 = i + 1$  となり、 $i < j$  の時は  $m_0 = m_1 = j$  となる値である。

### (3) 節部断面係数 $\xi_j$

杭は長さ方向に弾性挙動をすると考えたが、その圧縮剛性は断面積と弾性係数との積で表される。しかし、節杭のように断面積が長さ方向に変化する場合は問題が生じる。すなわち、節部のように本体部より大きな断面積を持つとき、その断面積を用いて剛性を評価すると過大評価することになる。図-6 は筆者らが行った実験<sup>1)</sup> で用いたモルタル製の節杭の圧縮試験の結果である。節部の断面積は本体部の2.8倍になっているにもかかわらず、測定された節部の圧縮剛性は本体部の1.2倍程度に過ぎない。これはひずみ計が本体部と節部とを通じて同じ鉄筋に連続して貼られていたことも一因であるが、節

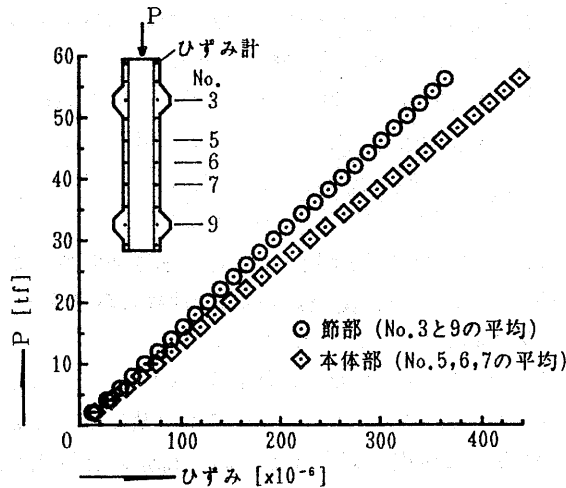


図-6 モルタル節杭の圧縮試験の結果

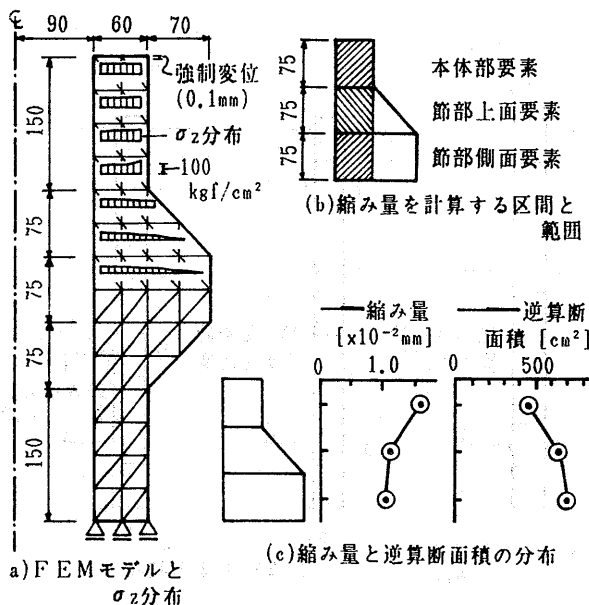


図-7 節部断面係数  $\xi_j$  の計算

部の外周面に近い部分が圧縮力に対して有効に抵抗していないと考えられることも大きな原因であろう。

そこで、軸対称 FEM 解析によって圧縮力に対して有効に抵抗する節部の断面積を求めることとした。いま、 $D_N = 44$  cm、 $D_S = 30$  cm、内径が 18 cm で、節部上面、節部側面、節部下面の各要素の長さがすべて 7.5 cm の節杭の場合を考える。図-7(a) は、解析モデルと軸方向応力  $\sigma_z$  の分布を示したものである。節部では  $\sigma_z$  は均等に作用しておらず、外周に近い所での値は小さくなっていることが分かる。この計算で得られた各節点の変位量から、図-7(b) に示すような区間での縮み量を計算する。ただし、節部の要素については斜線で示すように本体部要素と等しい範囲のみを対象とする。得られた縮み量の値から断面積を逆算する。図-7(c) には、縮み量と逆算断面積の分布を示す。節部断面係数  $\xi_j$  ( $j = 1 \sim n$ ) は、節部要素と本体部要素との逆算断面積の比として求められる。このモデルでは、節部上・下面要素の  $\xi_j$  は 1.42、節部側面要素の  $\xi_j$  は 1.54 となった。

なお、円筒杭の各要素および節杭の本体部要素と先端面要素はすべて  $\xi_j = 1$  である。

### 5. 各要素の抵抗の極限值 $P_{uj}$

各要素に作用する抵抗の極限值  $P_{uj}$  は、抵抗の種類に応じて、次の (i)~(iii) のように決める。

#### (i) 周面抵抗

節杭の周面抵抗は、図-2 に示すような上下の節部にはさまれた区間ごとに極限值を考える。この極限值は模型および実大実験によって得られた実験式<sup>1), 2)</sup> を用いて求める。この式は、杭の根入れによって生じる垂直圧のほかに、節部下面の支持作用によって、この面の近傍に生じる付加垂直圧を図-2 のように考えて誘導したものである。

$$P_{uj} = [(K_j \cdot \gamma \cdot Z_j \cdot \tan \phi_{ss} + c_{ss})(l_s + l_{N1} + l_{N3}) + (K_j \cdot \gamma \cdot Z_j \cdot \tan \delta_{cs} + c_{cs})l_{N2}] D_N \cdot \pi / \left\{ 1 - \tan \phi_{ss} \cdot \tan(\alpha - \delta_{cs}) \frac{2 D_N}{D_S + D_N} \cdot \frac{l_p}{l_{N1}} \right\} \quad (5.1)$$

ここに、要素番号  $j$  は本体部要素のものであって、 $K_j$  は深さ  $Z_j$  の位置における側圧係数、 $\gamma$  は地盤の単位体積重量、 $l_s$ 、 $l_{N1}$ 、 $l_{N2}$ 、 $l_{N3}$  はそれぞれ本体部要素・節部下面要素・節部側面要素・節部上面要素の長さ、 $l_p$  は付加垂直圧が作用する長さ、 $\alpha$  は節部下面と水平面とのなす角である。また、 $\phi_{ss}$  と  $c_{ss}$  は地盤の内部摩擦角と粘着力を、 $\delta_{cs}$  と  $c_{cs}$  は杭体と地盤との間の摩擦角と粘着力を、 $\delta_{ca}$  は杭体と充てん材との間の摩擦角を示している。せん断面は図-2 のように充てん材(礫)と地盤(砂)との間に生じると考えているが、両者間よりも地盤どうしの最大せん断抵抗の方が小さいことが確かめられている<sup>2)</sup> ため、(5.1) 式では後者の値  $\phi_{ss}$  と  $c_{ss}$  を採

用している。

(ii) 摩擦抵抗

円筒杭および節杭先端部に作用する摩擦抵抗の極限值は次式で求めることとする。

$$P_{wj} = (K_j \cdot \gamma \cdot Z_j \cdot \tan \phi_{cs} + c_{cs}) \pi \cdot D_j \cdot l_j \dots (5.2)$$

(iii) 先端抵抗

杭の先端抵抗の極限值については多くの研究がなされているが、ここでは地盤の  $N$  値と関係づけて考える。また、節杭の先端面抵抗と最下端節部の節部下面抵抗の極限支持力度は、これまでの研究<sup>1)</sup>から円筒杭の先端極限支持力度のそれぞれ約 0.85 倍と約 0.65 倍という結果が得られている。これらのことから、ここでは先端抵抗の極限值を次のようにする。

①円筒杭の先端面抵抗の極限值 ( $j=n$ )

$$P_{un} = e \cdot \bar{N} \cdot D_n^2 \cdot \pi / 4 \dots (5.3)$$

ここに、 $e$  は先端支持力係数、 $\bar{N}$  は杭先端地盤の平均  $N$  値を示す。

②節杭の先端面の抵抗の極限值 ( $j=n$ )

$$P_{un} = 0.85 \cdot e \cdot \bar{N} \cdot D_s^2 \cdot \pi / 4 \dots (5.4)$$

③節杭の最下端節部の節部下面抵抗の極限值 ( $j=n-2$ )

$$P_{wj} = 0.65 \cdot e \cdot \bar{N} \cdot (D_n^2 - D_s^2) \pi / 4 \dots (5.5)$$

6. 計算の手順

(2.2) 式の適合条件式は、(3.1) 式と (4.1)~(4.5) 式から、次のようになる。

$$\begin{aligned} & \sum_{j=1}^{n'} \Delta P_j \left[ \left\{ \frac{2}{\beta_i + \beta_j} (I_{oi,j} - \lambda \cdot I_{mi,j}) \right. \right. \\ & \quad \left. \left. - \frac{2}{\beta_n + \beta_j} (I_{on,j} - \lambda \cdot I_{mn,j}) \right\} \right. \\ & \quad \left. + \frac{1}{2E_p A_0} \left( \sum_{k=m_0}^n \frac{l_k}{\xi_k} + \sum_{k=m_1}^n \frac{l_k}{\xi_k} - \frac{l_i}{\xi_i} \right) \right] \\ & = \frac{\Delta P_0}{E_p A_0} \left( \sum_{k=i}^n \frac{l_k}{\xi_k} - \frac{l_i}{2\xi_i} - \frac{l_n}{2\xi_n} \right) \dots (6.1) \end{aligned}$$

( $i, j=1 \sim n'$ , ただし降伏要素を除く)

この適合条件式と (2.1) 式の釣合条件式に杭頭荷重の増分  $\Delta P_0$  を与えて連立一次方程式を作成し、これを解くことによって、 $\Delta P_j$  を求めることができる。

この  $\Delta P_j$  を累計したものが  $P_j$  となるが、(6.1) 式中の  $\beta_i$  や  $\beta_j$  は (3.16) 式のように  $P_j$  の値によって変わるため、 $\beta_j$  ( $j=1 \sim n$ , ただし降伏要素を除く) の値が収束するまで繰り返して計算する必要がある。本解析では  $\beta_j$  の変化量が原則として 5% 以下になるまで計算する。これによって得られた  $P_j$  の値のうち、いずれかの要素で  $P_{wj}$  の値より大きくなった場合は、その要素の  $P_j/P_{wj}$  の値 (2つ以上同時に  $P_j > P_{wj}$  となった場合は  $P_j/P_{wj}$  の最小値) を  $P_j$  に乗じ、 $P_j = P_{wj}$  となるようにする。このようになった要素 (降伏要素) に関しては適合条件は成り立たない、すなわち、杭体と地盤との間に滑りが生じるものとして以後の段階では方程式から除外

する。以上の手順で、 $P_0$  を増加させながらすべての要素の抵抗が極限值に達するまで繰り返して計算を行う。

7. 実大実験結果による検討

以上の理論解析法を、実大杭を用いた押し込み実験<sup>2)</sup> (以下、「実大実験」と呼ぶ) に適用して数値計算を行うこととする。この計算結果を実験値と比較して、本解析法が実験による荷重~沈下量関係などを表現し得るかを検討する。

実大実験は図-8に示すように、長さ 6 m、幅 4 m、深さ約 5 m の大型土槽内に、外径が 300 mm および 450 mm の円筒杭と節杭 ( $D_s=300$  mm,  $D_n=440$  mm) の 3 種類の実大杭を、地表面から貫入速度制御方式で約 3.4 m 押し込んだあと、引き続いて同じ貫入方式で載荷試験を行ったものである。地盤は湿潤状態の川砂 (平均粒径  $D_{50}=0.6$  mm, 均等係数 7.3, 土粒子の比重 2.69, 平均含水比 6.5%) をパイプロランマーを用いて締め固めながら詰めたものである。実験土槽の容積と投入した砂の重量から地盤全体の平均単位体積重量  $\gamma$  を求めると  $\gamma=1.695$  gf/cm<sup>3</sup> となる。また、平均間隙比は 0.690,

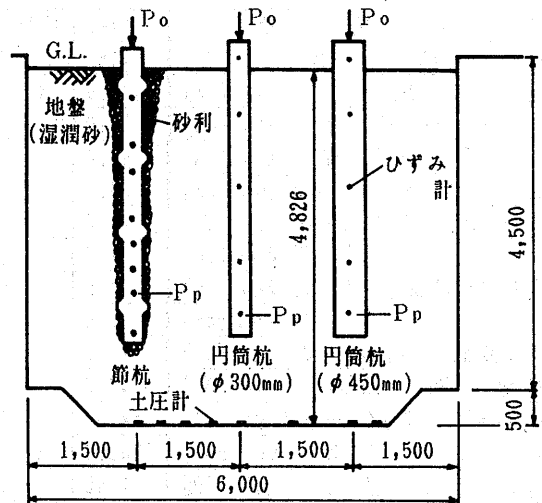


図-8 実大実験の土槽断面図

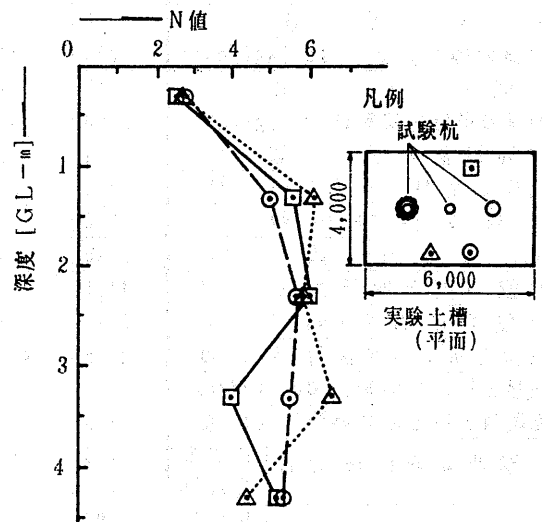


図-9 N 値の分布



相対密度  $D_r$  は 62.3 % となった。図—9 は、地盤内 3ヶ所で測定した  $N$  値の分布図であるが、GL-1 m 以深では  $N=4\sim6$  となっている。この図の  $N$  値は、打撃回数と貫入量の関係から小数点以下一位まで求めている。なお、節杭を押し込む時には、周囲に砂利 ( $D_{50}=7.8$  mm の礫) を充てんしている。

理論解の計算に当たっては、表—1 中に示す定数を用いた。これらの値のうち、杭体の寸法 ( $L, D_s, D_N$  など) は既知の値であり、杭の弾性係数  $E_p$  は遠心供試体による測定値である。または 4 章 (3) で求めた値である。基盤層の深さ  $H$  としては実験土槽の深さである 482.6 cm を採用している。しかし、解析結果と比較する実験値は貫入抵抗に及ぼす土槽底面の影響をあらかじめ Mindlin の第一解を用いて補正したものであり、解析では土槽底面の影響を考慮する必要はない。このため、反射係数  $\lambda$  を 0 とし、土槽底面が存在しないものとして計算した。したがって、計算においては  $H$  の値は無視されることになる。

表—1 計算に用いる定数 (実大実験)

杭の種類		節杭	円筒杭
分割数	$n$	18	9
杭長	$L$ [cm]	400.0	400.0
本体部の径	$D_s$ [cm]	30.0	45.0
節部の径	$D_N$ [cm]	44.0	—
杭天端高さ	$Z_0$ [GL+cm]	30.0	40.0
本体部要素の長さ	$l_s$ [cm]	77.5	—
節部要素の長さ	下面 $l_{N1}$ [cm]	7.5	—
	側面 $l_{N2}$ [cm]	7.5	—
	上面 $l_{N3}$ [cm]	7.5	—
付加垂直圧の作用長さ	$l_p$ [cm]	14.0	—
節部下面の傾斜角	$\alpha$ [度]	47.0	—
杭の弾性係数	$E_p$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$4 \times 10^5$	$4 \times 10^5$
本体部断面積	$A_0$ [cm <sup>2</sup> ]	452.4	835.7
節部断面積係数	上・下面	1.42	—
	側面	1.54	—
基盤層の深さ	$H$ [cm]	482.6	482.6
反射係数	$\lambda$	0	0
地盤の弾性定数	$E_s$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	350	250
地盤のポアソン比	$\nu$	0.45	0.45
地盤の単位体積重量	$\gamma$ [gf/cm <sup>3</sup> ]	1.695	1.695
杭周地盤の平均 $N$ 値	$\bar{N}$	5.4	5.4
杭先端地盤の平均 $N$ 値	$\bar{N}$	5.4	5.4
先端支持力係数	$e$	6.3	7.5
側圧係数	$K_j$	2.20	2.40
地盤の内部摩擦角	$\phi_{ss}$ [度]	41.1	—
地盤の粘着力	$c_{ss}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	0.23	—
地盤と杭との摩擦角	$\delta_{cs}$ [度]	25.5	25.5
地盤と杭との粘着力	$c_{cs}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	0	0
充填材と杭との摩擦角	$\delta_{cg}$ [度]	33.9	—
初期非線形係数	杭周部	1.0	1.0
	先端部	2.2	8.0
非線形度指数	杭周部	0.95	—
	先端部	0.95	0.99

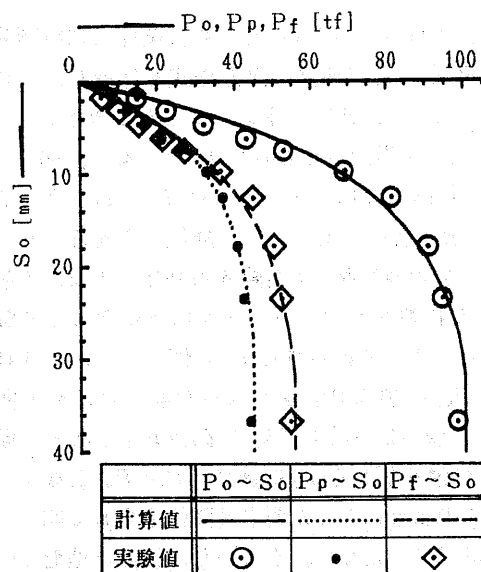
地盤のポアソン比  $\nu$  は、土槽底面の鉛直応力の測定結果と Mindlin の第一解で求めた応力値とを比較して得られた値である。 $\gamma$  は実験土槽に投入した砂の重量と土槽の体積から求めた値であり、杭周地盤や杭先端地盤の平均  $N$  値は図—9 の GL-1 m 以深の値を平均したものである。

次に、先端支持力係数  $e$  と側圧係数  $K_j$  は、実験における極限荷重時の先端部の抵抗  $P_p$  と周面抵抗  $P_f (=P_0 - P_p)$  の値から逆算して求めたものである。ただし、この実験では杭頭沈下量  $S_0$  が 100 mm を超えても貫入抵抗は漸増しているため、解析では  $S_0$  が杭径 (節杭の場合は  $D_N$ ) の 10 % になった時を極限荷重時としている。

また、地盤の  $\phi_{ss}, c_{ss}$  や  $\delta_{cs}, c_{cs}, \delta_{cg}$  の値は、大型一面せん断試験機 (供試体の長さ 30 cm, 幅 20 cm, 高さ 12 cm) によるせん断試験や摩擦試験によって得られた値である。 $\phi_{ss}$  の値は、杭の貫入によって杭周地盤の密度が増大したことを考慮したものである。

地盤の弾性係数  $E_s$  と初期非線形係数  $\beta_{0j}$  および非線形度指数  $a_j$  は、解析結果が実験値と対応するように試行錯誤を行って求めたものである。解析結果と比較できるような節杭の荷重試験データの蓄積が乏しく、これらの値の設定法を提案するには至っていないため、現状ではこの方法によらざるを得ない。

図—10 に、節杭の  $P_0 \sim S_0$  関係、 $P_p \sim S_0$  関係および  $P_f \sim S_0$  関係の計算値と実験値との比較図を、図—11 に軸力分布の比較図を示す。ただし、図—10 の  $P_p$  の実験値は最下端節部の直上にあるひずみ計の位置における軸力値であって、計算値もこの位置における値を求めたものである。また、円筒杭についても理論値と実験値とを比較するため、図—12 と図—13 に外径が 450 mm の円筒杭における比較図を示しておいた。なお、荷重試験は



図—10 節杭の  $P_0, P_p, P_f \sim S_0$  関係の比較図

多サイクル方式で行われているが、ここでは節杭は第3サイクル、円筒杭は第2サイクルの荷重～沈下量関係を採用している。

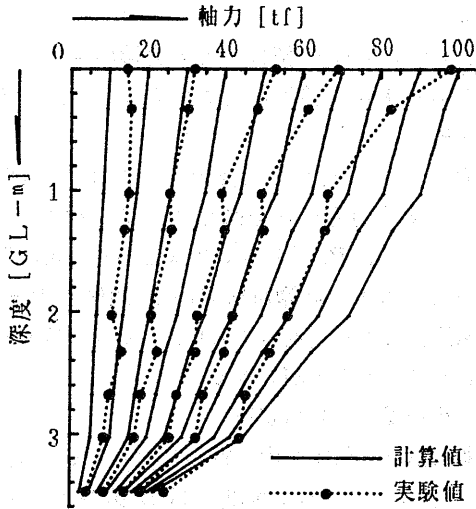


図-11 節杭の軸力分布の比較図

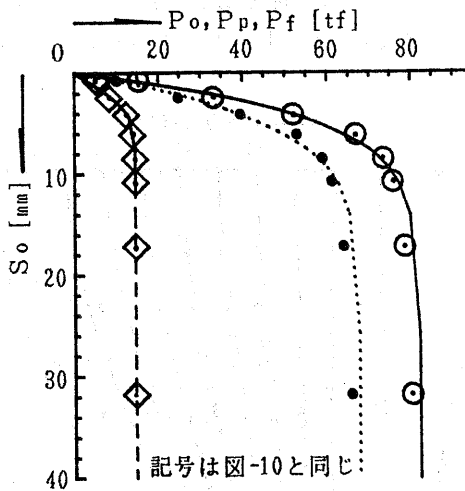


図-12 円筒杭の  $P_o, P_p, P_f \sim S_o$  関係の比較図

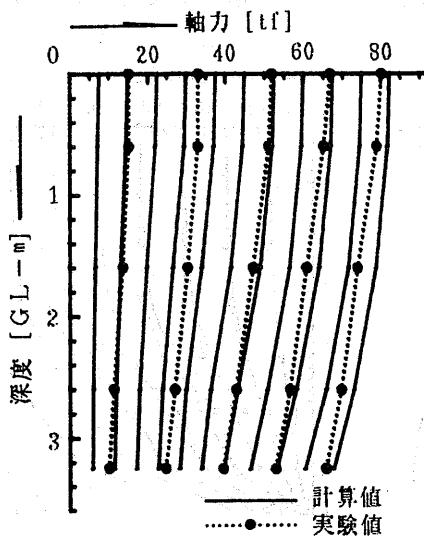


図-13 円筒杭の軸力分布の比較図

節杭の場合、 $P_o$  が大きい範囲では少し軸力分布の形が異なっているものの、 $P_o$  が小さい範囲の軸力値や  $P_o, P_p, P_f \sim S_o$  関係において、理論値と実験値はほぼ一致していることが分かる。円筒杭の場合でも、 $P_o, P_p, P_f \sim S_o$  関係、軸力分布ともに、理論値は実験値によく近似している。

以上のことから、本解析法による数値計算結果は節杭の場合でも、円筒杭の場合でも実大実験で得られた荷重～沈下量関係や軸力分布をよく表現できることが分かる。

### 8. 現場の荷重試験結果による検討

現場で行われた2例の荷重試験の結果を用いて、理論

表-2 計算に用いる定数(現場の荷重試験)

実験名		A現場	B現場
分割数	$n$	34	30
杭長	$L$ [cm]	800.0	700.0
本体部の径	$D_s$ [cm]	30.0	30.0
節部の径	$D_N$ [cm]	44.0	44.0
杭天端高さ	$Z_o$ [GL+cm]	50.0	-20.0
本体部要素の長さ	$l_s$ [cm]	77.5	77.5
節部要素の長さ	下面 $l_{N1}$ [cm]	7.5	7.5
	側面 $l_{N2}$ [cm]	7.5	7.5
	上面 $l_{N3}$ [cm]	7.5	7.5
付加垂直圧の作用長さ	$l_p$ [cm]	14.0	14.0
節部下面の傾斜角	$\alpha$ [度]	47.0	47.0
杭の弾性係数	$E_p$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	$4 \times 10^5$	$4 \times 10^5$
本体部断面積	$A_o$ [cm <sup>2</sup> ]	452.4	452.4
節部断面積係数 $\xi_j$	上・下面	1.42	1.42
	側面	1.54	1.54
基盤層の深さ	$H$ [cm]	1100	1000
反射係数	$\lambda$	0.5	0
地盤の弾性定数	$E_s$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	95	220
地盤のポアソン比	$\nu$	0.30	0.35
地盤の単位体積重量	$\gamma$ [gf/cm <sup>3</sup> ]	1.7	1.7
杭周地盤の平均N値	$\bar{N}$	8.1	13.4
杭先端地盤の平均N値	$\bar{N}$	11.5	18.0
先端支持力係数	$e$	3.3	3.7
側圧係数 $K_j$	( $j=1 \sim 33$ )	0.68	0.27 ( $j=1 \sim 14$ )
	( $j=15 \sim 29$ )		0.95 ( $j=15 \sim 29$ )
初期非線形係数 $\beta_{oj}$	杭周部 ( $j=1 \sim 30$ )	1.0	1.0 ( $j=1 \sim 14$ )
	先端部 ( $j=31 \sim 34$ )	6.0	3.5 ( $j=15 \sim 26$ )
非線形度指数 $a_j$	杭周部 ( $j=1 \sim 30$ )	0.95	0.95 ( $j=1 \sim 26$ )
	先端部 ( $j=32 \sim 34$ )	0.99	0.90 ( $j=28 \sim 30$ )

解析法による計算結果が実験値を表現し得るかどうかを検討し、合わせて  $E_s$  の値について考察を加える。

(1) A 現場での载荷試験

この载荷試験は千葉県内で行われたもので、地盤は図-14に示すように  $N$  値が3~16の砂地盤となっている。試験杭は8mの節杭を碎石を充てんしながら打ち込んだものである。载荷試験では荷重制御方式で97tfまで载荷しているが、97tfでは荷重が数秒間しか保持されていないため、解析では極限荷重を90tfとした。

計算に用いた定数を表-2に示す。このうち、杭体の寸法や  $E_p$ ,  $\xi_j$  などは実大実験の節杭と同じ値であり、 $H$ ,  $\lambda$ ,  $\nu$ ,  $\gamma$  などの値は図-14の土質柱状図から推測したものである。 $e$  と  $K_j$  は、 $P_0=90$ tfのときの  $P_p$  と  $P_f$  の値から逆算して求めている。

次に、 $\phi_{ss}$  や  $c_{cs}$  などの値であるが、この現場の地盤に対してはせん断試験が行われておらず地盤定数としては  $N$  値しか得られていないため、 $N$  値から推定する以外に方法がない。表-2の  $\phi_{ss}$  の値は、式  $\phi_{ss} = \sqrt{20N} + 15$  から  $N=8.1$  として求めたものである。

$\delta_{cs}$  と  $\delta_{cg}$  については適当な提案式がないため、こ

では、擁壁の設計などによく用いられる式  $\delta_{cs} = 2/3 \cdot \phi_{ss}$  と、表-1の値から推定した式  $\delta_{cg} = (\phi_{ss} + \delta_{cs})/2$  から求めた。これらの推定値は、あまり信頼できるものではないが、現状ではこのような方法による以外に推定する手段がない。

$E_s$ ,  $\beta_{oj}$  および  $a_j$  の値は、実大実験の場合と同じように、計算結果が実験値に対応するように試行錯誤によって決めたものである。

$P_0$ ,  $P_p$ ,  $P_f \sim S_0$  関係の計算値と実験値との比較図を図-15に、軸力分布の比較図を図-16に示す。実大実験の場合と同様、 $P_0$  が大きくなると軸力分布の形が多少異なっているが、計算値は  $P_p \sim S_0$  関係や  $P_f \sim S_0$  関係の非線形性をよく表現しており、計算値と実験値とはよく一致していることが分かる。

(2) B 現場での载荷試験

この载荷試験は秋田県内で行われたもので、地盤は図-17に示すように GL-3m までは  $N$  値が3~9の砂もしくは粘性土層、GL-4~10m は  $N$  値が20程度の砂礫層となった不均一な地盤である。試験杭は7mの節杭を碎石を充てんしながら打設したものであって、荷重制

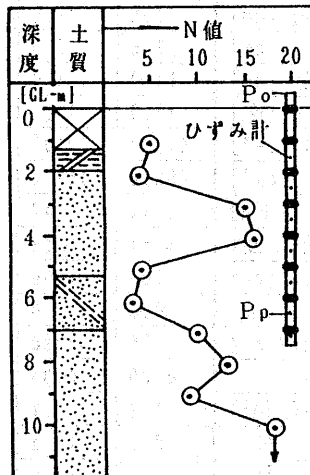


図-14 A 現場の地盤概要

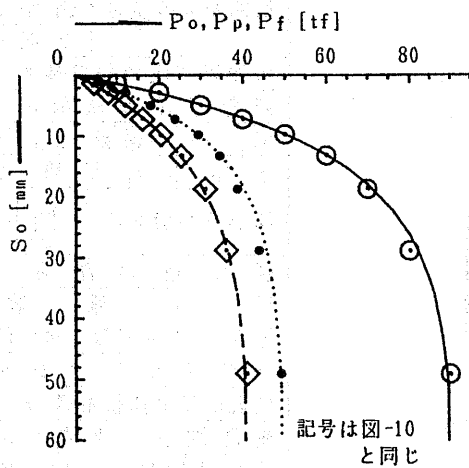


図-15  $P_0$ ,  $P_p$ ,  $P_f \sim S_0$  関係の比較図

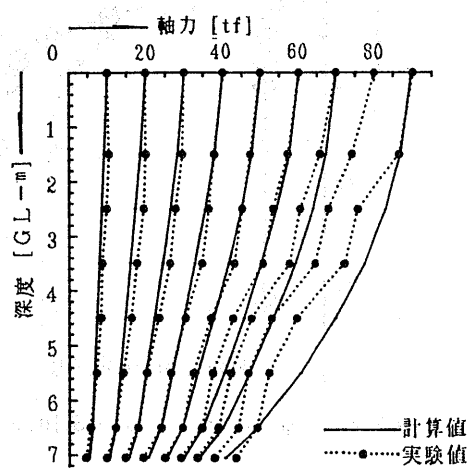


図-16 軸力分布の比較図

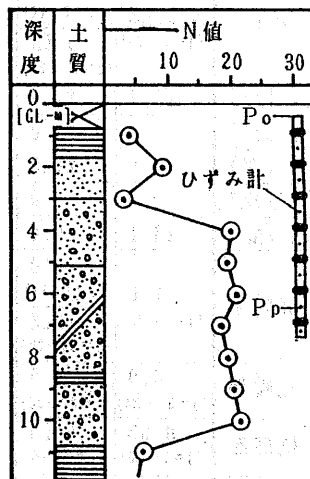


図-17 B 現場の地盤概要

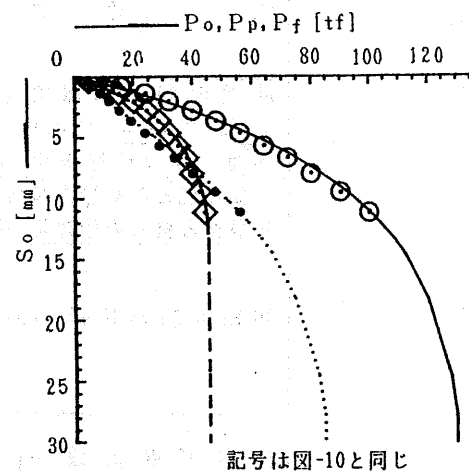


図-18  $P_0$ ,  $P_p$ ,  $P_f \sim S_0$  関係の比較図

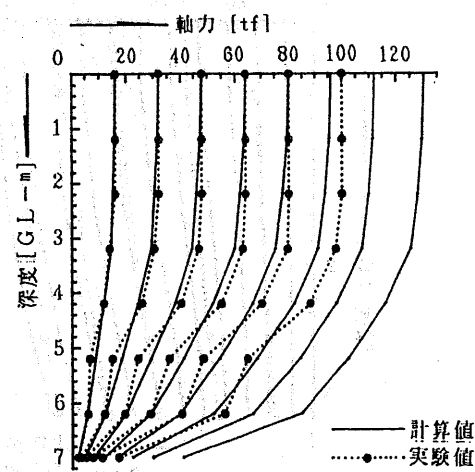


図-19 軸力分布の比較図

御方式で100tfまで載荷している。 $P_f \sim S_0$  関係は非線形性を示しているのに対し、 $P_p \sim S_0$  関係はほぼ線形であり、極限值も得られていない。そこで、解析では  $P_0$  の極限值を Van der Veen の方法で推定した。

計算に用いた定数を表-2中に示す。定数値の決定方法はA現場の場合と同様であるが、地盤の不均一性を表すために、 $K_f$  と  $\beta_{0j}$  の値はGL-3.7m付近の要素を境として上部と下部とで異なった値を採用している。

図-18は  $P_0$ 、 $P_p$ 、 $P_f \sim S_0$  関係の計算値と実験値の比較図を示したものであるが、計算値は  $P_f \sim S_0$  関係の非線形性をよく表しており、 $P_0 \sim S_0$  関係もよく一致している。また、図-19は軸力分布の比較図を示しているが、実験値のGL-3mまでは周面抵抗が小さく、それ以深では大きくなる傾向を、計算値はよく表現していることが分かる。

### (3) $E_s$ 値の検討

前述のように、表-1と表-2に示した  $E_s$ 、 $\beta_{0j}$  および  $a_j$  の値は、計算値と実験値とがよく対応するように試行錯誤によって求めたものである。このうち  $E_s$  の値について、少し考察を加えることとする。

図-20は(1)と(2)の検討によって求めた  $E_s$  の値と杭周地盤の平均  $N$  値との関係を描いたものである。 $N$  値が大きいB現場の方が、 $E_s$  の値も大きくなっている。また、この図と図-15および図-18から判断すると、本解析法においては、 $E_s$  は  $P_f \sim S_0$  関係の初期剛性に大きく影響されているようである。

図-20には、既往の研究で提案されている  $N$  値と  $E_s$  との関係式のうち、岸田・中井の式<sup>12)</sup>と建築基礎構造設計指針の式<sup>13)</sup>を併記している。これらの関係式の  $E_s$  値は平板載荷試験などによって求められたものであって、本解析の  $E_s$  と単純に比較することはできないが、ここでは参考のために示した。これによると、本解析で得られた  $E_s$  の値は、地盤を正規圧密状態とした場

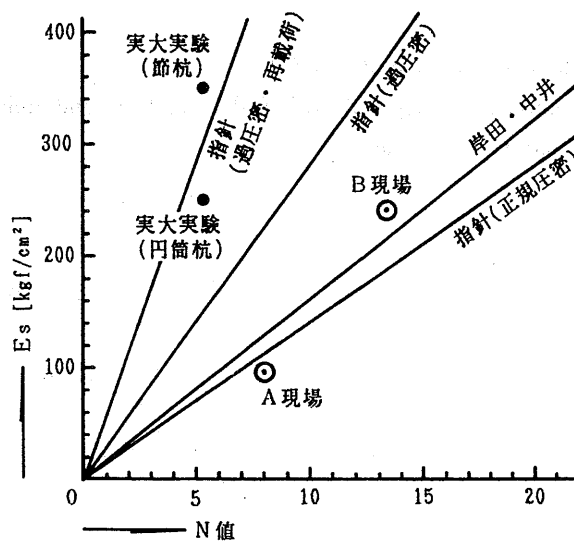


図-20  $E_s$  と  $N$  値の関係

合の値に近いことが分かる。

7章で述べた実大実験結果による検討で得られた  $E_s$  の値も、図-20中に合わせて示す。 $N$  値がA現場やB現場より小さいにもかかわらず、 $E_s$  は大きな値となっている。これらの  $E_s$  の値は、過圧密地盤の再載荷時の場合の値に近似していることから、実験地盤をバイプロランマーによる締め固め法で作成したことや、採用した荷重～沈下量関係が第2サイクルや第3サイクルのものであったことが影響しているのかもしれない。

なお、 $\beta_{0j}$  や  $a_j$  の値については、既往の研究例もなく、得られた値と地盤の  $N$  値との相関性も顕著には認められない。このため、現状では考察を加えることができない。今後のデータの蓄積を待つ必要がある。

## 9. 結語

本論文では弾性論による解析法をベースとして誘導した節杭の荷重～沈下量関係の理論解析法について述べた。また、数例の載荷試験の結果と比較することにより、本理論解が実際の杭の荷重～沈下量関係や軸力分布をよく表現し得ることが分かった。

解析に用いる諸定数の設定法についても検討すべきであるが、このためには数多くの載荷試験結果と本理論解とを比較せねばならない。しかし、現状では利用できるデータ数は十分ではないため、検討することは難しい。今後も引き続いて節杭の載荷試験データを蓄積する必要がある。

## 謝辞

3章(3)の補正係数  $\eta$  の計算に当たって、ご指導をいただいた広島大学工学部の富永晃司助教授と山本春行助手に厚く感謝いたします。

## 参考文献

- 1) 小椋仁志, 山肩邦男, 岸田英明: 模型実験による節付き円筒杭の支持力特性の検討, 日本建築学会構造系論文報告集, 第374号, pp.87~97, 昭和62年4月
- 2) 小椋仁志, 山肩邦男, 大杉富美一: 実大杭の押し込み実験による節杭の支持力特性の検討, 日本建築学会構造系論文報告集, 第386号, pp.66~77, 昭和63年4月
- 3) 高野昭信, 岸田英明: 杭基礎の設計法とその解説, 第5章5.2.3. 杭頭の荷重～沈下量関係の解析, 土質工学会, pp.284~289, 1985年12月
- 4) D'Appolonia, E. and Romualdi, J.P.: Load Transfer in End-Bearing Steel H-Piles, ASCE, SM 2, pp.1~25, 1963.3
- 5) Poulos, H.G. and Davis, E.H.: The Settlement Behaviour of Single Axially Loaded Incompressible Piles and Piers, Geotechnique, Vol.18, pp.351~371, 1968
- 6) Poulos, H.G. and Mattes, N.S.: The Behaviour of Axially Loaded End-Bearing Piles, Geotechnique, Vol.19, No.2, pp.285~300, 1969
- 7) 山肩邦男, 八尾真太郎: 鉛直群ぐいの荷重～沈下挙動に関する研究 その1. 基礎理論について, 日本建築学会

- 論文報告集, 第 261 号, pp.41~48, 昭和 52 年 11 月
- 8) Yamashita, K., Tomono, M., and Kakurai, M.: A Method for Estimating Immediate Settlement of Piles and Pile Groups, *Soils and Foundations*, Vol. 27, No. 1, pp. 61~76, 1987. 3
- 9) 山本春行, 富永晃司, 山肩邦男: 杭の相互作用問題における地中変位の評価法, *構造工学論文集*, Vol. 32 B, 1986 年 3 月
- 10) 平山英喜, 福田悦治: 杭の荷重—沈下曲線に対する 2 定数関数の適用性—双曲線法と指数関数法の比較—, *土木学会第 24 回年次学術講演会 III*, pp.732~733, 昭和 62 年 9 月
- 11) 山肩邦男, 小椋仁志, 金井重夫: 節付き円筒杭の周面抵抗に関する一実験結果 (円筒杭の摩擦抵抗との対比), 第 17 回土質工学研究発表会, pp.2105~2108, 昭和 57 年 6 月
- 12) 岸田英明, 中井正一: 地盤反力—変位関係の非線形性, *土と基礎*, 土質工学会, Vol. 25, No. 8, pp. 21~28, 1977 年 8 月
- 13) 芳賀保夫: 建築基礎構造設計指針 4 章 4.3 節 沈下量の計算, *日本建築学会*, pp.130~154, 昭和 63 年 1 月

## SYNOPSIS

UDC : 624.154 : 624.131.524.4

### A THEORETICAL ANALYSIS ON LOAD-SETTLEMENT BEHAVIOR OF NODULAR PILES

by HITOSHI OGURA, Graduate Student of Kansai University, Takechi Engineering Co., Ltd. and Dr. KUNIO YAMAGATA, Prof. of Kansai University, Members of A. I. J.

This paper describes a theoretical analysis for estimating the load-settlement behavior of single nodular piles. This analysis uses the Mindlin's First Solution similarly to those previously proposed, for example, by D'Apporonia et al. (1963) and Poulus et al. (1968). The authors applied this solution to single nodular piles by taking into account the results of model tests and full-scale tests.

The assumptions in the present analysis are as follows.

- (1) A pile is considered elastically compressible.
- (2) The pile and ground around pile are divided into several elements.
- (3) The load-settlement relations show non-linear behavior.
- (4) The settlement of the pile is equal to that the ground around the pile, when the resistance is smaller than the ultimate value in each element. After the resistance reaches the ultimate value in each element, a slip surface forms between the pile and the ground.
- (5) The shear resistance of nodular pile works on cylindrical slip surface whose diameter is equal to the nodule's one.
- (6) A resistance similar to a pile tip resistance works at the lower surface of a nodule.

Settlement and axial forces calculated by the proposed method are compared with full-scale tests and field tests. There are generally good agreement between calculated and measured values.