

## 開端杭の閉塞効果に関する基礎的研究

FUNDAMENTAL STUDIES ON THE EFFECT OF BLOCKADE  
OF OPEN PILES

勝 見 雅\*・貴 谷 暢 夫\*\*

By Tadashi KATSUMI and Nobuo KITANI

## 1. 緒 言

わが国において昭和 33 年以降建築鋼管杭基礎の鉛直支持力に関する設計方針は、杭の打込みにつれて管内土の摩擦抵抗が増し、先端部で完全な閉塞状態を生ずるものと考え、先端有効支持面積としては、杭の実断面に土による閉鎖断面積を加えた全閉鎖断面積をとってよいとする考えに基づいていた。その後川崎製鉄における一連の実験や琵琶湖大橋などにおける大口径の鋼管杭においては閉塞効果が完全には発揮されず、従来の支持力理論では説明がつかないほどの小さい支持力しか得られないことがわかってきた。したがって、閉塞効果は地盤の性質、および状態、管内中に押し込まれた土の性状、支持層への貫入深さ、杭径などによっても異なるものと一部には考えられるようになった。

山原<sup>1)</sup>は管内土は圧縮しないものと考え、かつ詰まった土と管内壁の付着力または土と土のせん断抵抗が全長にわたって支持力に寄与すると考え、算定式を提案した。また、この理論値と 2, 3 の現地における実測値との比較検討を行い、その結果閉塞効果を高めるには地盤の粘着力、単位体積重量が大きいこと、摩擦係数・側圧係数が大きいこと、根入れが深いこと、管径が小さいことが有効であるとし、また大口径の鋼管杭を使用する場合には十分な根入れが必要であり、仕切板によっても杭先端の支持力は著しく向上すると指摘した。

さらに後藤・勝見ら<sup>2)</sup>は、大型の橋梁下部構造の基礎上に使用される大径鋼管杭に関する研究を行った。彼らは実際の開端鋼管杭の状態は先端閉鎖状態と開放状態の中間にあると考えて、この両極端な場合の弾性沈下を比較検討した。その結果、大径鋼管杭先端の有効支持面積として、全閉鎖面積をそのまま採用することは危険であ

り、また杭先端の肉厚を増加することが支持力の増大に有効であろうことも指摘した。

しかしながら、山原らの理論的研究は開端杭を剛体と仮定したり、また管内土のみに着目して閉塞効果を論じていた。これに対して山肩・永井<sup>3)</sup>は杭を弾性体としたり、杭先端肉厚部と管内土の先端にばねを想定したりして、数個の仮定を設け、開端鋼管杭の閉塞効果は、杭体と地盤の変位などを考慮して完全弾塑性的に摩擦抵抗を考え差分方程式を誘導し、杭体の沈下について理論的考察を行った。さらに山肩らは理論値と比較するために、過去の載荷試験結果 40 例について統計的な考察を行い、許容支持力算定式を提案した。ところで以上にあげた理論的研究には、おもに大口径の鋼管杭の閉塞効果について論じられていたが、砂質地盤におけるアーチ作用については、あまり論述されていない。ただ、杭径が小さくなるほどアーチ作用が大きくなるという程度であった。山肩ら<sup>4)</sup>はアーチ作用について、有限要素法により数値計算を行い、理論的な考察を行った。その結果、管内土先端の中心部から管壁に向かうアーチが形成されることや、剛板載荷による場合は管壁に近い部分にアーチ作用とは別の応力集中を生じることなどを指摘した。

一方実験的研究の立場からは岸田ら<sup>5)</sup>および建設省土木研究所<sup>6)</sup>などが、閉塞効果に関して開端杭の押抜き実験および模型地盤への押込み、載荷実験を行い、成果をあげている。そして現場においても実際に現場試験が行われており、種々の研究資料がかなり提供されている。

しかし現在においてもなお閉塞効果についての研究は、数多くの研究者によって継続して行われているにもかかわらず、閉塞効果に関する完全な理論はいまだに確立されていないのが現状である。そこで著者らは鋼管内土の支持力と支持地盤の支持力との関係から閉塞効果を論じようとした。すなわち、管内土の支持力を求めるに際してはすべり線の概形を最上武雄：土質力学、技報堂、p. 874、図 7-126(b) の対称擁壁を参考にして求め、

\* 正会員 工博 鳥取大学教授 工学部土木工学科

\*\* 正会員 工修 鳥取県庁

すべり線網目を組んで Fig. 3 の点 A を特異点として、Kötter の式を差分方程式で表わし管内土の境界条件のもとに逐次地表面を 5 等分し上から解こうとしている。そして著者の一人が円形剛基礎に対して求めた支持力計算値<sup>7)</sup> を支持地盤の支持力とし、これらと比較することによって特に鋼管内部に詰まった土の深さと閉塞効果の関係について考察した。さらに管内土の深さ/杭径 ( $L/D$ ) を一定にした杭径～支持力度 ( $D \sim q_u$ )、管内土の深さ/杭径～支持力度 ( $L/D \sim q_u$ ) の関係に注目して乾燥砂を用いた室内模型実験と理論結果との比較検討についても以下論述する。

2. Kötter の方程式の管内土への適用<sup>8),9)</sup>

著者の一人は円形剛基礎の支持力について軸対称問題として Kötter の方程式を拡張したことがある<sup>9)</sup>。ここではそれをそのままの形で用いるが、管内土へ適用するに際し異なる点に注目して述べる。ここでは管内土が塑性降伏状態に達した状態を杭先端のわずかな部分にのみ主働状態が生じているようで (後掲 4. 参照)、これを忠実に 2 つの領域と考えると、その概形をどのように考えたらよいかよくわからないので全域にわたって一応 1 つの領域、すなわち受働状態であると考えて計算を行った。そうすると水平方向の主応力は鉛直方向のそれよりも大きくなる。そこで中間主応力  $\sigma_2 = \sigma_1$  (最大主応力) の場合について検討を行う。すなわち、この場合の管内土のすべり線の概形を対称擁壁を参考にして Kötter の方程式を適用すれば次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} & \frac{dp}{dS_1} - 2 \left( p \tan \phi + \frac{c}{\cos \phi} \right) \frac{d\theta}{dS_1} \\ & - \left[ \left( p \tan \phi + \frac{c}{\cos \phi} \right) \{ \cos(\theta - \phi) + \sin \theta \} \right. \\ & \left. - r r \sin(\theta - \phi) \right] \frac{1}{r} = 0 \\ & \frac{dp}{dS_2} + 2 \left( p \tan \phi + \frac{c}{\cos \phi} \right) \frac{d\theta}{dS_2} \\ & + \left[ \left( p \tan \phi + \frac{c}{\cos \phi} \right) \{ \cos(\theta - \phi) + \sin \theta \} \right. \\ & \left. - r r \cos \theta \right] \frac{1}{r} = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

式 (1) の 2 つの式において [ ] 内の第 1 項を 0 とおけば、周知のように 2 次元帯状基礎としての Kötter の方程式に帰着する。

3. 計算結果および考察

Fig. 1 は点 P, Q における ( $r, z$ ) 座標とそれらの

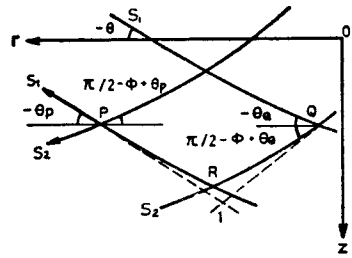


Fig. 1 Diagram illustrating method of computing point R from two intersected points of meshes P, Q.

点における  $S_1$  すべり線と  $r$  軸との傾き  $\theta$  ( $r$  軸に対して反時計方向の値を正とする) などが既知の場合、これらの値から点 R における  $r, z$  を求めるための図であり、点 P, Q における  $r, z$  の第 1 次近似  $r_1, z_1$  は次式の関係より求めることができる。

$$\left. \begin{aligned} z_p - z_1 &= (r_p - r_1) \tan \theta_p \\ z_1 - z_q &= (r_q - r_1) \tan \left( \frac{\pi}{2} + \phi - \theta_q \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots (2)$$

Kötter の方程式 (1) を差分方程式で表わせば Fig. 1 を参照して次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} p_1 - p_p - \left\{ (p_1 + p_p) \tan \phi + 2 \frac{c}{\cos \phi} \right\} \\ \cdot \{ (\theta_1 - \theta_p) + A_p \} - \{ (z_1 - z_p) \cos \phi \\ - (r_1 - r_p) \sin \phi \} r = 0 \\ p_1 - p_q + \left\{ (p_1 + p_q) \tan \phi + 2 \frac{c}{\cos \phi} \right\} \\ \cdot \{ (\theta_1 - \theta_q) + A_q \} - \{ (z_1 - z_q) \cos \phi \\ + (r_1 - r_q) \sin \phi \} r = 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $A_p, A_q$  は

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{(r_1 - r_p) \cos \phi + (z_1 - z_p) (1 + \sin \phi)}{r_1 + r_p} \\ A_q &= \frac{-(r_1 - r_q) \cos \phi + (z_1 - z_q) (1 + \sin \phi)}{r_1 + r_q} \end{aligned}$$

結局、式 (2), (3) の計 4 つの方程式より点 R における第 1 近似  $r_1, z_1, \theta_1, p_1$  を求めることができる。また第  $n$  近似は式 (2) の代わりに、

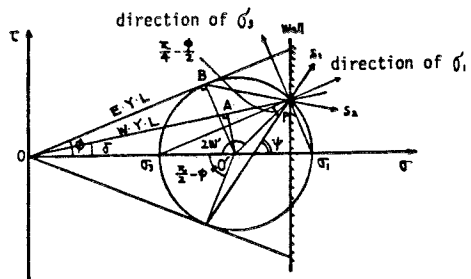


Fig. 2 Stress states on the wall plane.

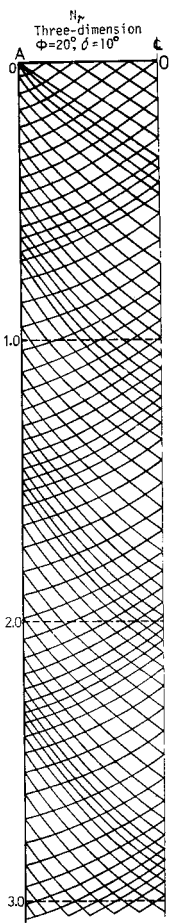


Fig. 3 Typical results of meshed by slip-lines ( $N_r$ ,  $\phi=20^\circ$ ,  $\delta=10^\circ$ , Three-dimension).

$$\left. \begin{aligned} z_P - z_n &= (r_P - r_n) \tan \left\{ \frac{1}{2} (\theta_P + \theta_{n-1}) \right\} \\ z_n - z_Q &= (r_Q - r_n) \tan \left\{ \frac{\pi}{2} + \phi - \frac{1}{2} (\theta_Q + \theta_{n-1}) \right\} \\ &\dots\dots\dots (4) \end{aligned} \right\}$$

を用い、式 (3) における添字 1 を  $n$  に変えた式により  $r_n, z_n, \theta_n, p_n$  を算出することができる。

次に管内壁面における境界条件について考える。用極法を用いると壁面摩擦角を  $\delta$  とした場合、壁面上の応力状態は Fig. 2 の点 P で与えられ  $\sigma_1, \sigma_3, S_1, S_2$  の方向は同図のようになる。ゆえに、 $S_1$  すべり線が水平軸となす角  $\psi$  は

$$\psi = \frac{1}{2} \left\{ \frac{\pi}{2} - \phi + \delta + \sin^{-1} \left( \frac{\sin \delta}{\sin \phi} \right) \right\} \dots\dots (5)$$

この  $\psi$  の値は土の内部摩擦角  $\phi$  と壁面摩擦角  $\delta$  との関数であり、どの位置でも式 (5) を満足する。

(1) 粘着力による支持力係数  $N_c$  の計算

Fig. 3 において点 A は特異点であり、 $N$  を点 A の周りの分割の総数とすれば、同点における  $\theta, p/c$  の値は次式より求めることができる。

$$-\theta_i = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} + \left( \psi - \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \frac{i}{N} \dots\dots\dots (6)$$

$$\left. \begin{aligned} \phi=0 : \frac{p_i}{c} &= -2\theta_i + \left( 1 - \frac{\pi}{2} \right) \\ \phi \neq 0 : \frac{p_i}{c} &= \frac{1}{2 \tan \phi} \cdot \left[ \exp \left\{ -2(\theta_i - \alpha) \tan \phi \right\} - \frac{2}{\cos \phi} \right] \end{aligned} \right\}$$

ここに、

$$\alpha = \frac{1}{2 \tan \phi} \log \left( 2 \tan \phi + \frac{2}{\cos \phi} \right) - \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \dots\dots\dots (7)$$

ここに  $\psi$  は式 (5) より求まる値で  $i=1, 2, \dots, N$ 。さらに AO 上は自由境界面になるゆえ、いわゆる境界条件として  $\theta = -(\pi/4 - \phi/2)$ ,  $p/c=1$  を与えることができる。

また、式 (3) において  $r=0$  とおき両辺を  $c$  で除し

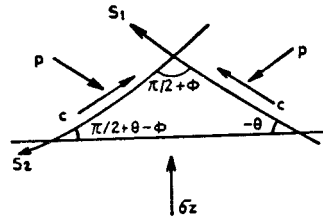


Fig. 4 Diagram illustrating method of calculating a normal stress  $\sigma_z$ .

て解けば求めたい点の  $\theta$  と  $p/c$  の値が求まる。この  $\theta$  と  $p/c$  からその点の拡大仮想図として示した Fig. 4 の応力関係のもとに垂直応力  $\sigma_z$  は次式より求めることができる。

$$\frac{\sigma_z}{c} = \frac{p}{c} \frac{1}{\cos \phi} \{ \sin^2 \phi + \cos^2(\theta - \phi) \} + \frac{2}{\cos \phi} \sin \theta \cos(\theta - \phi) \dots\dots\dots (8)$$

当然のことながら管内土を水平にきり、その位置でのすべり線網目の  $\sigma_z/c$  を式 (8) で求め、水平断面積にわたって平均した値が管内土の粘着力による支持力係数  $N_c$  を与えることはいうまでもない。

(2) 自重による支持力係数  $N_r$  の計算

Fig. 3 に示した特異点 A における  $\theta$  は式 (6) がそのまま用いられるが、同点における  $p/Br$  は 0 となる。また AO 上でのいわゆる境界条件  $\theta = -(\pi/4 - \phi/2)$ ,  $p/Br=0$  である。また、式 (3) において  $c=0$  とおき、両辺を  $Br$  で除して解けば求めたい点の  $\theta$  と  $p/Br$  が求まる。さらにすべり線の交点における垂直応力  $\sigma_z$  は次式で与えられる。

$$\frac{\sigma_z}{Br} = \frac{p}{Br} \cdot \frac{1}{\cos \phi} \{ \sin^2 \theta + \cos^2(\theta - \phi) \} \dots (9)$$

管内土を水平にきり、その位置でのすべり線網目の  $\sigma_z/Br$  を式 (9) で求め、水平断面積にわたって平均した値が自重による支持力係数  $N_r$  を与える。

さて、開端杭の閉塞効果を定量的に表わす閉塞率を次のように定義する。

$$\text{閉塞率 (\%)} = \frac{q_{ui}}{q_{uo}} \times 100 \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 $q_{ui}$ : 管内土の極限支持力、 $q_{uo}$ : 杭先端支持地盤の極限支持力、ただし、右辺  $> 100$  の場合は閉塞率 100% とする。次に、土の粘着力が自重に比べて無視できる場合と、逆に自重が粘着力に比べて無視できる場合、すなわち土質の両極端な場合の土における閉塞率を次式で求めてみた。ただし根入れ深さ  $D_f$  を開端杭打設時の管内土上昇量  $L$  に等しいとしている。

i)  $N_r=0$  の場合、 $c \geq r$  より

$$\text{閉塞率 (\%)} = \frac{N_{ci}}{N_{co}} \times 100 \dots\dots\dots (11)$$

**Table 1** Coefficient of bearing capacities from computed results.

| Depth ratio | Data            |                 | $\phi=20^\circ$<br>$\delta=10^\circ$ | $\phi=35^\circ$<br>$\delta=23^\circ$ | $\phi=20^\circ$<br>$\delta=10^\circ$ | $\phi=20^\circ$<br>$\delta=10^\circ$ | $\phi=36^\circ$<br>$\delta=23^\circ$ | $\phi=20^\circ$<br>$\delta=10^\circ$ |
|-------------|-----------------|-----------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
|             | Three-dimension | Three-dimension | Three-dimension                      | Two-dimension                        | Two-dimension                        | Two-dimension                        | Two-dimension                        | Two-dimension                        |
| $D/L$       | $N_f$           | $N_f$           | $N_c$                                | $N_f$                                | $N_f$                                | $N_c$                                | $N_f$                                | $N_c$                                |
| 0.5         | 0.34            | 1.34            | 0.61                                 | 0.71                                 | 1.48                                 | 1.57                                 |                                      |                                      |
| 1.0         | 0.95            | 10.08           | 1.64                                 | 1.40                                 | 4.93                                 | 2.94                                 |                                      |                                      |
| 1.5         | 2.21            | 75.57           | 3.16                                 | 2.93                                 | 19.06                                | 5.40                                 |                                      |                                      |
| 2.0         | 4.55            | 676.90          | 6.44                                 | 4.64                                 | 68.94                                | 8.42                                 |                                      |                                      |
| 2.5         | 9.14            | 2174.65         | 11.83                                | 7.28                                 | 219.54                               | 12.21                                |                                      |                                      |
| 3.0         | 17.69           |                 | 21.24                                | 10.59                                | 808.80                               | 18.79                                |                                      |                                      |
| 3.5         |                 |                 |                                      | 15.55                                |                                      | 25.45                                |                                      |                                      |
| 4.0         |                 |                 |                                      | 22.17                                |                                      | 37.13                                |                                      |                                      |
| 5.0         |                 |                 |                                      | 45.01                                |                                      |                                      |                                      |                                      |
| 6.0         |                 |                 |                                      | 69.01                                |                                      |                                      |                                      |                                      |
| 7.0         |                 |                 |                                      | 174.89                               |                                      |                                      |                                      |                                      |
| 8.0         |                 |                 |                                      | 346.12                               |                                      |                                      |                                      |                                      |

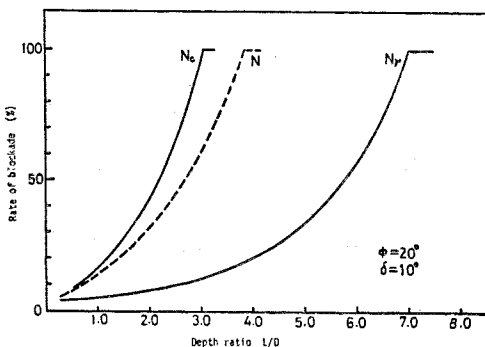
ii)  $N_c=0$  の場合

$$\left. \begin{aligned} \text{閉塞率 (\%)} &= \frac{BrN_{fi}}{BrN_{fo} + D_f r N_q} \times 100 \\ &= \frac{N_{fi}}{N_{fo} + 2 \cdot L/D \cdot N_q} \times 100 \\ &(\because D_f=L, 2B=D) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(12)$$

ここで  $N_q$  は根入れ深さによる支持力係数で、添字  $i, o$  はそれぞれ杭内、杭外を意味する。

管内土の支持力係数  $N_{ci}, N_{fi}$  は今回の数値計算結果 (Table 1 参照) を用い、杭先端地盤の支持力係数  $N_{co}, N_{fo}$  は著者の 1 人が以前に計算した値<sup>10)</sup>を用いている。そして根入れ深さによる支持力係数  $N_q$  は同じく著者の 1 人が以前に計算した値<sup>11)</sup>を使用している。ちなみにそれらの値は 2 次元で内部摩擦角  $\phi=20^\circ$  に対して、 $N_{co}=1.93, N_{fo}=1.84, N_q=1.52$  である。

さて以上の数値を用いて式 (11), (12) によって計算を行い、これより得た壁面摩擦角  $\delta=10^\circ$  に対する閉塞率の値と根入れ比  $L/D$  の関係を示したものが Fig. 5 の実線である。そして  $c \neq 0, (r \neq 0)$  である実際の土の場合における閉塞率を次の式 (3) より求め、同図に



**Fig. 5** Relationships between rate of blockade and depth ratios  $L/D$ .

点線として付け加えている。ここでその土は  $\phi=20^\circ, c=3 \text{ tf/m}^2 (29.4 \text{ kPa}), r'$  (水中単位体積重量)  $=0.7 \text{ tf/m}^3 (6.86 \text{ kN/m}^3)$  の物理定数をもつ砂質シルトを用いた。また杭径は 1.2 m の大径鋼管杭を行い、 $\delta=10^\circ$  の場合の閉塞率を求めている。この結果上述の物理定数を有する土における閉塞率  $\sim L/D$  曲線  $N$  は  $N_c$  側により、粘着力が自重に比べて支配的であると思われる。

$$\left. \begin{aligned} \text{閉塞率 (\%)} &= \frac{cN_{ci} + Br'N_{fi}}{cN_{co} + Br'N_{fo} + D_f r' N_q} \\ &\times 100 \\ &= \frac{cN_{ci} + Br'N_{fi}}{cN_{co} + Br'N_{fo} + Lr' N_q} \\ &\times 100 (\because D_f=L) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(13)$$

このように同図は、土質の両極端な状態の場合 ( $N_c=0$  あるいは  $N_f=0$ ) における閉塞率  $\sim L/D$  の関係を実線で表わし、これらが完全閉塞状態となる  $L/D$  の上限、下限を与え、さらに実際の土はおよそどのあたりに位置しているかを見当づけている。同図中  $N_c$  は  $L/D=3.1$  で、 $N_f$  は  $L/D=7.4$  で閉塞率 100% に達しており、完全閉塞状態となるには  $N_f$  は  $N_c$  より約 2 倍以上の  $L/D$  を必要とすることがわかる。このことは砂質土の方が粘性土より完全閉塞状態となるためには多くの根入れを必要とすることも同図よりわかる。

本研究で用いた内部摩擦角  $\phi$ 、壁面摩擦角  $\delta$  はそれぞれ  $20^\circ, 10^\circ$  と実際のそれらの値より幾分小さめである。このため同図において上限、下限の実線は、実際には若干移動するものと想像されるが、点線は粘性土を多く含むほど左に、砂質土を多く含むほど右に、 $c, r$  の割合によって遷移する。

**4. 模型実験結果および考察**

次に模型実験について述べる。試料は鳥取砂丘砂であり 2 mm ふるいによってふるい通過分だけを用いた。この砂の比重  $G_s=2.69$ , 含水比  $w \approx 0.35\%$ , 均等係数  $U_c \approx 2.05$  であった。模型杭は内径の異なる 5 種類の鋼管を用い、その寸法は Table 2 に示すとおりである。なお、これらは現場で使用される杭と同じ条件にするために鋼管の内壁面にはいっさい加工をしないで実験を行

**Table 2** Dimensions of model piles.

|                      | Pile No. 1 | Pile No. 2 | Pile No. 3 | Pile No. 4 | Pile No. 5 |
|----------------------|------------|------------|------------|------------|------------|
| Inside diameter (mm) | 52.9       | 67.8       | 105.3      | 155.2      | 204.7      |
| Thickness (mm)       | 3.8        | 4.2        | 4.5        | 5.0        | 5.8        |
| Pile length (mm)     | 700.0      | 800.0      | 1200.0     | 1500.0     | 1500.0     |

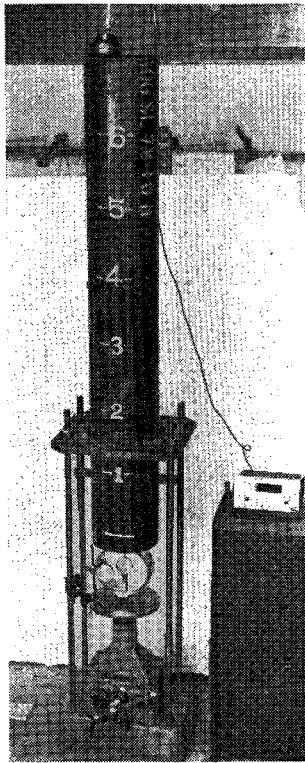


Fig. 6 Experimental arrangement.

高さ  $L$  と鋼管内径  $D (=2B)$  の比で、ある根入れ比  $L/D=0.5, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0$  の7段階でそれぞれ行い、荷重速度は  $1 \text{ mm/min}$ 。で行うこととした。また砂の内部摩擦角  $\phi$  と、砂と鋼管内壁との壁面摩擦角  $\delta$  を決定するために一面せん断試験を行った。その結果  $\phi=36^\circ, \delta \cong 23^\circ$  を得た。

Fig. 7 は極限支持力  $q_u$  と杭内径  $D$  との関係に根入れ比  $L/D$  をパラメーターにとって表わしたものであるが、杭径が小さくなるほど極限支持力度は指数関数的に増加している。この点は岸田らの結果<sup>5)</sup>とは若干異なるが、岸田らの実験は杭径が  $30 \sim 100 \text{ cm}$  であるのに対し、著者らの杭径はその約  $1/10$  であることから、著者らの場合寸法の影響が作用しているものとも思われる。模型実験の結果より  $c \cong 0$  とし管内土の支持力係数  $N_f$  を求め、横軸に  $L/D$ 、縦軸に  $N_f$  をとり 3. で求めた理論値も合わせて図示したものが Fig. 8 である。同図によると理論は実験値よりもかなり大きく出ている。この点についてはさらに検討を続ける予定である。

Fig. 9 は土研<sup>7),14)</sup>、岸田<sup>5)</sup>、著者らがあとで行った実験結果について縦軸に極限支持力  $q_u$  を横軸に根入れ比  $L/D$  をとり、杭内径  $D$  をパラメーターとして表わしたものであり、同図内の表中に各実験地盤の内部摩擦角  $\phi$ 、単位体積重量  $\gamma$ 、実験方法が書き加えてある。

った。

実験は Fig. 6 に示したような C・B・R 試験機を改造した実験装置を用い鋼管内にあらかじめ上記の砂を入れておき、下から平らなピストンを押し上げてプービングリングにより管内土の極限支持力を測定するという方法で行った。砂はロート孔  $6 \text{ mm}$  のロートを通して詰めることにより、密度ができるだけ均一になるよう注意を払っており、このときの単位体積重量は  $\gamma \cong 1.63 \sim 1.66 \text{ gf/cm}^3$  ( $16.0 \sim 16.3 \text{ kN/m}^3$ ) の範囲内であった。

そして実験は管内上

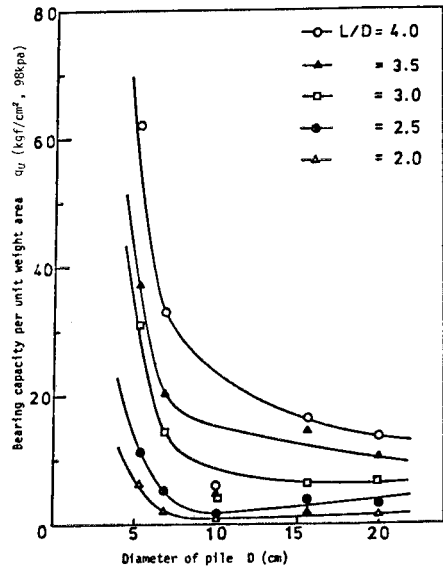


Fig. 7 Relationships between bearing capacities per unit weight area  $q_u$  and diameter of piles  $D$ .

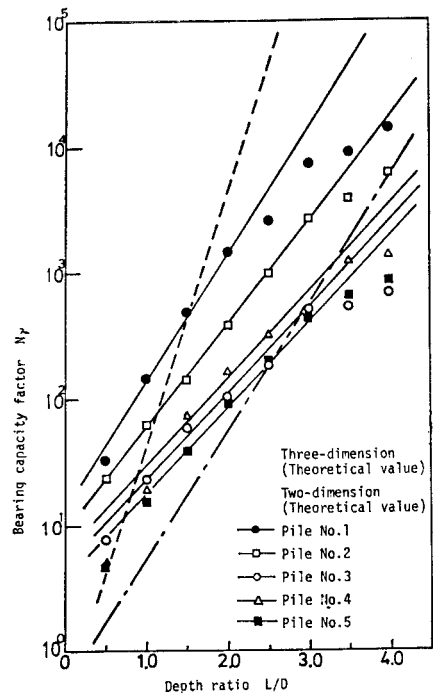


Fig. 8 Relationships between bearing capacity factors  $N_f$  and depth ratios  $L/D$ .

Fig. 10 は同じく縦軸に極限支持力  $q_u$ 、横軸に杭内径  $D$  をとり、根入れ比  $L/D$  をパラメーターとして描いたものである (理論値との比較は Fig. 8 参照)。

Fig. 11 (a), (b) は管内砂中の壁面近くで測定した土圧増加傾向を示したものである。土圧計の寸法は丸形で

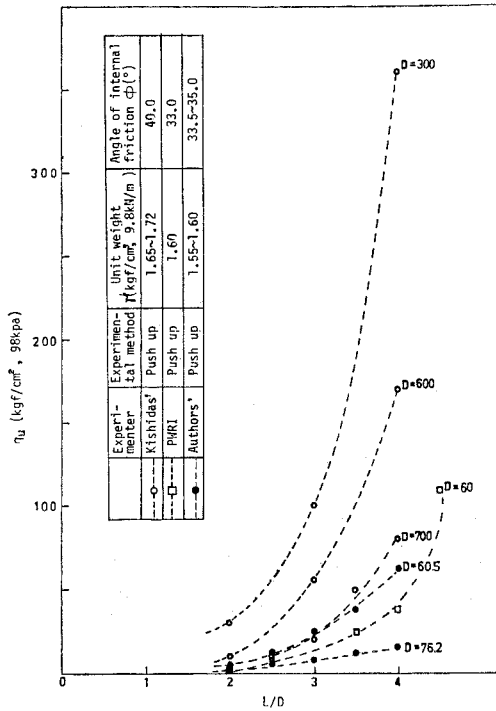


Fig. 9 Relationships between bearing capacities of unit area  $q_u$  and depth ratios  $L/D$ .

外径 30 mm 受圧面の直径 23 mm, 厚さ 6.5 mm の共和電業製 BE-KC (KD) 型であり, その最大容量は 10 kgf/cm<sup>2</sup> (980 kPa) と 2 kgf/cm<sup>2</sup> (196 kPa) 用, 出力感度は最大で約  $900 \times 10^{-6}$  のものを用いた. 同図において縦軸に土圧計を埋め込んだ  $L/D$  を, 横軸にはそれぞれ鉛直方向, 円周方向, 半径方向の土圧  $\sigma$  をとっている. これらの図より,  $L/D$  が 2.8 付近までは水平方向の土圧増加量は鉛直方向のそれよりも大きいことがわかる. これに反し,  $L/D$  が 2.9 前後すなわち鉛管先端部では逆転している. このことより, 管内土は杭先端付近のみに主働状態が生じるが, 管内土は全体的には受働状態であろうと推察される. 上述の方法で壁面摩擦角  $\delta$  を求めてその値を Table 3 に示した. この  $\delta$  を求めるために一面せん断試験を行ったわけであるが, 鋼管内壁面は曲率を有しているので, 実際に壁面に作用する垂直荷重が一様に分布していないなどの問題点があり, 実際の鋼管の壁面摩擦角を測定す

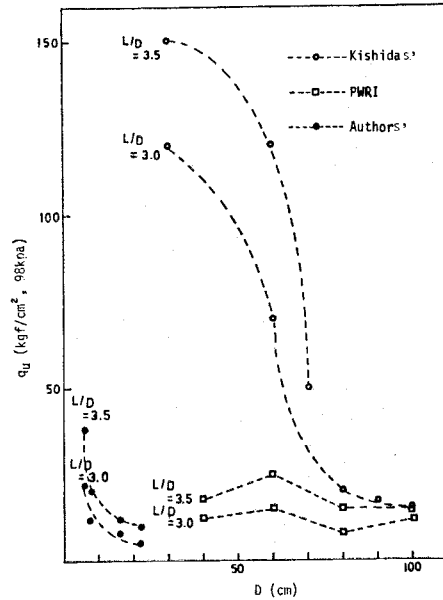


Fig. 10 Relationships between bearing capacities of unit area  $q_u$  and diameter of piles  $D$ .

Table 3 Characteristics of model sand.

| Unit weight $\gamma$ (gf/cm <sup>3</sup> , 9.8 kN/m <sup>3</sup> ) | Angle of internal friction (°) | Angle of wall friction $\delta$ (°) |
|--|--------------------------------|-------------------------------------|
| 1.55   | 33.5                           | 17.4                                |
| 1.60   | 35.0                           | 19.2                                |
| 1.65   | 37.0                           | 19.6                                |

ることは厳密には非常に難しいことを痛感した. また, 砂の圧縮性をみるために Fig. 12 として, 鋼管 5 における管内砂の圧縮量の変化の一例を示した. 同図は, 横軸にピストンの上昇量  $S$  を, 縦軸に管内砂の圧縮量を取り各根入れ比ごとに示したものである. 根入れ比  $L/D$

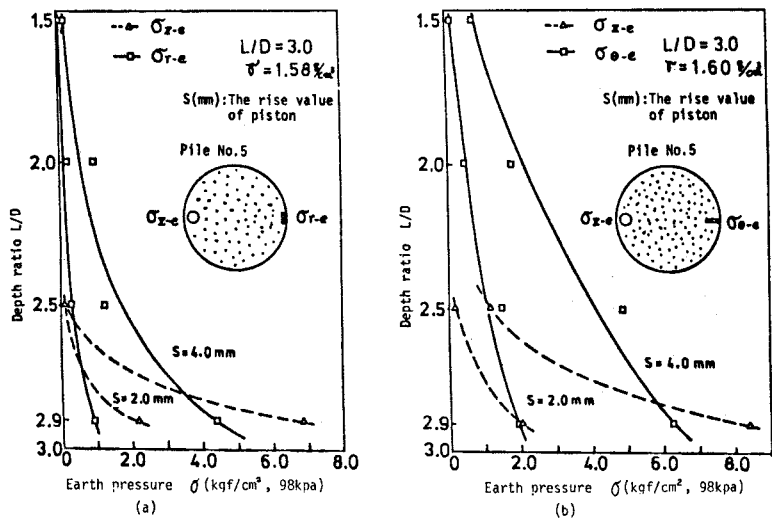


Fig. 11 Relationships between depth ratios  $L/D$  and earth pressures  $\sigma$ .

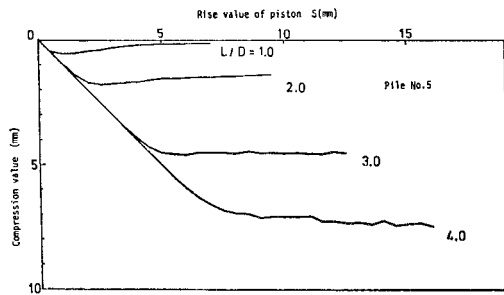


Fig. 12 Typical results of variation on compression value of sand within a pile.

が大きくなればそれにつれて圧縮量も増加していることがわかる。このように砂の性質は比較的是っきりしており、剛塑性体のようには現われていないので極限抵抗力を現実にとらえることは非常に困難である。さらに、この圧縮量により、管内砂の体積変化を別に比べると、実験前を1とすると実験後は0.993となり、これにより、密度の変化もそれほどみられない。ところで、鋼管5において砂の根入れ比  $L/D=3.0$  で、ピストンの上端面から10 cmの高さの位置で、ピストンのスライド量が5 mmになった時点で鋼管のふくらみ量が直径方向に0.62 mmであった。以上のことより、他の研究者もいっているように、管内砂全体としては体積変化はさほどみられないが、特に杭先端付近 ( $L/D \cong 2$ ) において圧縮量が増し、これが管内砂の極限抵抗力に大きく影響しているものと推察される。

### 5. 結 語

本文では以上のように、開端杭の閉塞効果に関して、2. では管内土の支持力を求めるに際してはすべり線の概形を対称擁壁を参考にして考え、すべり線網目を組んで、Kötterの式を適用しようとした。3. でそれらの理論式の数値計算結果、さらに4. では2., 3. で得られた結果に対し妥当性を検討する目的で行った模型実験により得られた結果に考察を加えた。本研究において得られた成果は少なくないが、それらの主なるものを要約すると次のようである。

(1) 管内土の支持力はすべり線の概形を対称擁壁を参考にして考え、すべり線網目を組んで、Kötterの式を差分方程式で表わし、管内土の境界条件のもとに逐次解くことにより求めることができた。

(2) 鋼管内土の支持力と支持地盤の支持力との関係から閉塞効果を定義し、定量的に論ずることができた。

(3)  $\phi = 20^\circ$ ,  $\delta = 10^\circ$  で計算した結果、 $N_c$  は  $(L/D) = 3.0$  ( $L$ : 根入れ長,  $D$ : 杭径),  $N_f$  は  $(L/D) = 7.0$  で閉塞率100%に達しており、完全閉塞状態となるには

$N_f$  は  $N_c$  より約2倍以上の  $L/D$  を必要とすることがわかる。

(4) 管内砂中の壁面近くで測定した土圧増加傾向を示した図によると管内土は杭先端付近のみに主働状態が生じるが、管内土は全体的には受働状態であろうと推察される。

(5) 管内砂全体としては体積変化はさほどみられないが、杭先端付近において圧縮量が増し、これが管内砂の極限抵抗力に大きく影響しているものと推察される。

本研究においては上記したような成果を収めることができたが、特に実験的研究に対してはこの種の実験が多く実施され、より多くの資料が集積されることが望まれる。

謝 辞：模型実験は当時の鳥取大学大学院学生 川崎末蒼氏<sup>12)</sup> (現在 益田市勤務), 同工学部土木工学科学学生 仲山万寿雄氏<sup>13)</sup> (現在 やまこう建設 K.K. 勤務), 箕作光一氏 (当時 同大学院学生) に負うところが大きく、その他土質研究室の各位、さらに実験に使用した鋼管を提供して下さいました鋼管杭協会に対してあわせて深甚なる謝意を表する次第である。

### 参 考 文 献

- 1) 山原 浩：鋼管ぐいの閉塞効果と支持力機構 (その1, その2), 日本建築学会論文報告集, 第96号, pp. 28~35, 昭39.3, 第97号, pp. 34~41, 昭39.4.
- 2) 後藤尚男・勝見 雅：大径鋼管ぐいの沈下に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第138号, pp. 7~9, 昭42.2.
- 3) 山肩邦男・永井興史郎：開端鋼管ぐいの支持力に関する考察 (その1, その2), 日本建築学会論文報告集, 第212号, pp. 1~8, 昭48.10, 第213号, pp. 39~44, 昭48.11.
- 4) 山肩邦男・永井興史郎：鋼管ぐい先端内部のアーチ効果に関する試論, 第9回土質工学研究発表会, E-4, 138, pp. 545~548, 昭49.
- 5) 岸田英明・有原高志・原 悟規：開端グイの内部に結った砂の挙動, 第9回土質工学研究発表会, E-4, 139, pp. 549~552, 昭49.
- 6) 建設省土木研究所：ぐい先端部の閉塞効果について, 土木研究所資料, 第848号, 昭48.5.
- 7) 勝見 雅：円形剛基礎の支持力に関する基礎理論, 鳥取大学工学部研究報告, 第7巻, 第1号, pp. 107~125, 昭51.5.
- 8) 勝見 雅・貴谷暢夫ら：開端杭の閉塞効果に関する基礎的研究, 第14回土質工学研究発表会講演集, E-4, 230, pp. 917~920, 昭54.6.
- 9) 川崎末蒼・勝見 雅ら：開端杭の閉塞効果に関する基礎的研究 (その2), 土木学会第34回年次学術講演会講演概要集, III-219, pp. 435~436, 昭54.10.
- 10) 勝見 雅：中間主応力に注目した円形剛基礎の支持力に関する研究, 土木学会論文報告集, 第252号, pp. 73~85, 昭51.8.
- 11) 勝見 雅：円形剛基礎に関する支持力理論の杭基礎への適用, 鳥取大学工学部研究報告, 第9巻, 第1号.
- 12) 川崎末蒼：開端杭の閉塞効果に関する一研究, 鳥取大学工学部卒業論文, 昭54.2.
- 13) 仲山万寿雄：管内土に注目した開端杭の閉塞効果に関する基礎的研究, 鳥取大学工学部卒業論文, 昭55.2.
- 14) 建設省土木研究所：杭先端部の閉塞効果について (第2報), 第1139号, 昭51.12.