

# サクシオンによるケーソン基礎の海底地盤中への沈設に関する事例解析

善 功企<sup>1</sup>・山崎浩之<sup>2</sup>・前田健一<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 運輸省港湾技術研究所 土質部長 (〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1)

<sup>2</sup>正会員 工修 運輸省港湾技術研究所 土質部 主任研究官 (〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1)

<sup>3</sup>正会員 工博 運輸省港湾技術研究所 土質部 研究官 (〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1)

本論文は、サクシオン（静水圧以下の圧力）を利用した中空円筒形のケーソン基礎の海底地盤中への沈設に関する事例解析について述べたものである。研究の目的は、沈設に必要なサクシオンの予測手法を提案することにある。本論文では、まず、基礎の沈設に関する理論的検討を行い、沈設に関するサクシオンの理論式を誘導した。理論式に基づき砂地盤と粘土地盤における沈設事例を解析し、実測結果との比較検討を行った。あわせて、支持力係数、土圧係数、摩擦係数、付着応力係数などの影響要因が、サクシオンの決定に及ぼす影響について感度分析を行い理論式の妥当性について考察した。その結果、本論文で誘導したサクシオン基礎の沈設に関する理論式は、適切に入力定数を設定すれば実用的に適用可能であることが明らかとなった。

*Key Words: caisson, case history, drainage, foundation, ocean soil, pore pressure, seepage, settlement*

## 1. まえがき

石油掘削リグや防波堤、岸壁などの海洋・港湾構造物では、ケーソンを用いた重力式構造物が広く用いられている。重力式構造物は、基本的にはその重量によって安定性を確保するものであり、普通、基礎底面は海底地盤上に位置することが多い。しかしながら、基礎部分を海底地盤中に根入れすることができれば、滑動、転倒、引き抜き等に対する抵抗力や支持力が著しく増大し安定性が高まることが期待される。

基礎を地盤中に押し込むためには、押込力が地盤の貫入抵抗力よりも大きくなる必要があるが、そのためには2つの方法が考えられる。1つは押込力を増大する方法であり、杭基礎の例では押込力として振動や打撃を加えることが一般的である。しかしながら、ケーソン基礎のような大断面の基礎では、打撃や振動を加えることはかなり困難であり現実味に欠ける。もう1つの方法は、地盤の抵抗力を低下させる方法であり、井筒基礎、ニューマチックケーソン基礎はその代表例である。しかし、これらの基礎

の海域での施工には制約も多く、適用性にはある程度限界がある。さらに別の方法として、石油掘削用リグ基礎のスカート部の貫入などにウォータジェットが用いられることがある。これは高圧水の噴射によって地盤の抵抗力を減少させるもので、有力な根入れ方法の一つと考えられるが、現状では施工管理に難点がある。

近年、排水ポンプを利用して、ケーソン基礎を海底地盤中に根入れする方法がいくつかのプロジェクトで適用され注目を集めている。この方法は、茶筒状のケーソンを逆さまにして海底地盤上に設置し、内部の水をポンプにより強制的に排水することによって筒内外に水圧差（ここでは、静水圧以下の圧力をサクシオンとよぶ）を発生させ、このサクシオンを押込力として利用するものである。この種の基礎はサクシオン基礎ともよばれており、同一のサクシオンでも、ケーソン上部の受圧面積が大きいほど大きな押込力が得られること、強制排水によって基礎の外側から内側へ向かう浸透流が発生し基礎の先端抵抗を減少させるなど、押込力の増大と抵抗力の減少といった両方の効果を期待できる特徴がある。

サクシヨン基礎は、既に我が国をはじめとして、これまでいくつかの適用例があるが、施工例が少ないこともあって、沈設メカニズムや設計・施工上の課題など、必ずしも充分解明されているとは言えない。例えば、沈設に関していえば、種々の土質への適用性の問題、基礎内部のサクシヨンの効果に関する問題、基礎内外の浸透流の問題、施工時の排水量（ポンプ容量）とサクシヨンの制御の問題など、今後解明すべき課題も多い。

このような背景から、本研究では、沈設に必要なサクシヨンの予測式を提案することを目的として事例解析を実施した。まず、サクシヨン基礎の地盤中への貫入深さとサクシヨンの大きさについて理論的検討を行った。次に、誘導された理論式を用いて、我が国で実施された砂地盤および粘土地盤における2つの事例を対象に事例解析を行い、解析結果と実際の沈設記録との比較検討を行った。あわせて、支持力係数、土圧係数、摩擦係数、付着応力係数などの各種要因がサクシヨンに及ぼす影響について感度分析を行い、誘導式の適用性を調べた。本論文はその結果について報告するものである。

## 2. サクシヨン基礎の現状

これまでのサクシヨン基礎の適用例については、既に報告されている<sup>1)</sup>ので、その現状について簡単に述べる。ここでは、サクシヨン基礎と呼んでいるが、同種の基礎としてバケット基礎、スカート基礎と呼ばれるものがある。我が国では、30数年前に神戸港においてサクシヨンを利用して円筒セルを沈設し、防波堤を建設した事例が報告されている<sup>2)</sup>。その後、この方法は我が国ではほとんど用いられなかったが、近年、北海における石油掘削用リグの基礎として建設中も含めていくつかの適用例が報告されている<sup>3)-9)</sup>。施設としては、防波堤、係留アンカー、重力式およびテンションレグ方式の石油掘削用プラットフォーム、海底貯油施設などがある。設置水深は-11mから-350m程度まであり、サクシヨン基礎の大水深への適用性の高さが理解される。適用土質は粘土が多いが、粘土と砂の互層、砂の場合もある。基礎の形状はほとんどの例で円筒形である。基礎の貫入深さは現状では最大36mである。これらの適用例からも明らかのように、サクシヨン基礎は、施設の種類、水深、土質などの違いに対する適応性が高く、今後、海洋・港湾構造物等の基礎として活用される

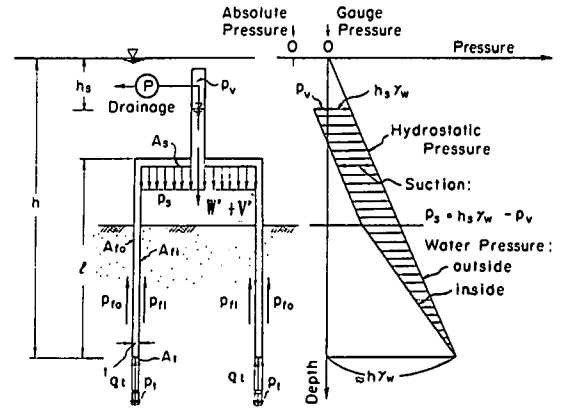


図-1 サクシヨン基礎に作用する力

機会が増えるものと考えられる。

## 3. 基礎の沈設に関する理論的検討

### (1) 基礎の沈設に必要な押込力（サクシヨン）

#### a) 押込力

沈設中の水圧分布およびサクシヨン基礎に作用する鉛直方向の力の釣り合いを模式的に表したものが図-1である。強制排水によって、基礎内部の水圧は静水圧よりも小さくなるが、この減少した水圧成分がいわゆるサクシヨンとなる。定常状態を仮定して、基礎内部上端面に作用するサクシヨン $p_s$ を求めると、

$$p_s = h_s \gamma_w - p_v \quad (1)$$

となる。ここに、 $p_v$ ：ゲージ圧を基準にした負の圧力、 $h_s$ ：海水面からの基礎内部水位の低下量、 $\gamma_w$ ：海水の単位体積重量である。 $p_v$ は理論的にはゲージ圧と絶対圧の差約-98kPaまで負荷可能であるが、実際にはキャビテーションの発生を考慮しなければならない。

基礎の押込力 $F_D$ は、サクシヨン（基礎の上部内面と先端部に作用）、基礎と上部構造物およびパラストの重量の和であり、

$$F_D = p_s A_s + p_t A_t + W + V \quad (2)$$

となる。ここに、 $p_t$ ：基礎先端部のサクシヨン、 $A_s$ 、 $A_t$ ：それぞれ、基礎上端内部および先端部の断面積、 $W$ ：浮力を差し引いた基礎の重量、 $V$ ：浮力を差し引いた基礎上部の構造物およびパラスト

トの重量である。上式から明らかなように、同じ大きさのサクシオンでも、基礎上端の内断面積が大きいほど大きな押込力が得られる。

**b) 抵抗力**

抵抗力 $F_R$ は、基礎周面の抵抗力（周面抵抗）と基礎先端の支持力（先端支持力）の和として表されるとすると、

$$F_R = p_{t0}A_{t0} + p_{ti}A_{ti} + q_tA_t \quad (3)$$

となる。ここに、 $p_{t0}$ ：基礎外周面の単位面積当たりの周面抵抗力（砂地盤；摩擦力，粘土地盤；付着力）， $p_{ti}$ ：基礎内周面の単位面積当たりの周面抵抗力， $q_t$ ：基礎の先端支持力度， $A_{t0}$ ：地盤中の基礎外周面の面積， $A_{ti}$ ：地盤中の基礎内周面の面積である。沈設時において、周面抵抗成分と先端抵抗成分が同時に発揮される保証はないが、上記の仮定は、沈設を目的とした場合、安全側の仮定となっている。

**c) 下限のサクシオン**

基礎の沈設を行う場合の安全率 $F_s$ は、

$$F_s = F_D / F_R \quad (4)$$

で与えられる。式(2)～(4)より、基礎の沈設に必要なサクシオンの大きさは次式となる。

$$p_s = \{ F_s (p_{t0}A_{t0} + p_{ti}A_{ti} + q_tA_t) - (p_tA_t + W' + V') \} / A_s \quad (5)$$

したがって、式(5)の右辺の各項が求まれば沈設に必要な（下限の）サクシオンが算定される。

**(2) 浸透流とサクシオンの関係**

**a) 基礎内外の浸透状況**

強制排水によって、基礎の外側から内側へ向かう浸透流が発生する。浸透状況を把握するために、二次元場における定常浸透流を仮定し、図解法によって流線網を描いた一例が図-2である。図-2によると、流れの卓越方向は、基礎内部では先端部を除きほぼ鉛直上向き、基礎外部では鉛直下向きとなっている。

地盤中の各位置における過剰水頭 $h$ は、基礎内外の水頭差を $h_s$ とすると、

$$h = (n/N) h_s \quad (6)$$

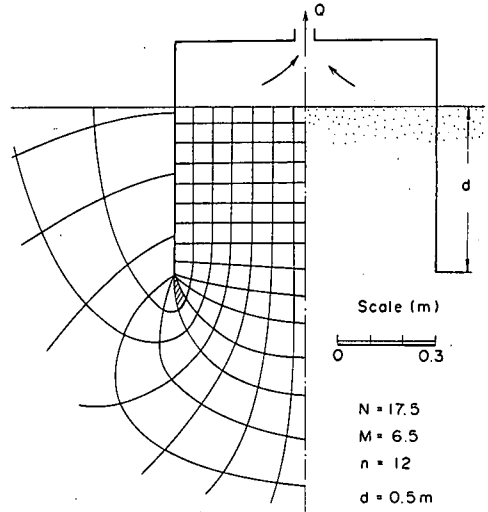


図-2 流線網の一例

となる。ここに、 $N$ は等ポテンシャル線で分割される浸透領域部分の全体数， $n$ は等ポテンシャル線で分割される浸透領域部分の基礎内側海底地盤面から先端部までの数， $M$ は隣接する代表流線がつくる流路の数である。

定常浸透流の場合、動水勾配 $i$ は、基礎の貫入深さを $d$ 、基礎内の地盤の盛り上がり高さを $\delta$ （地盤の盛り上がりを負）として次式で表される。

$$i = h_s / (2d - \delta) \quad (7)$$

**b) 上限のサクシオン**

サクシオン基礎の沈設にあたって、基礎内部にボイリングやヒーピングが発生すると、内部の土の体積膨張によって基礎内部が完全に閉塞され、それ以上の沈設が不可能となる場合がある<sup>8)</sup>。また、基礎の過大な傾斜を誘発する危険性がある。このようなことを防止するためには、負荷するサクシオンをある限界の値よりも小さくし、安定的な沈設を行うことが望ましい。そこで、砂地盤を対象として、止水矢板や根切り山留め工周りのボイリングを検討するTerzaghiの方法および限界動水勾配 $i_c$ と動水勾配の比による方法<sup>10)</sup>に準じて、それぞれ上限のサクシオン $p_{sc}$ を求めると、

$$p_{sc} = ((d - \delta) / (n/N)) \gamma' \quad (8)$$

$$p_{s,c} = (2d - \delta) \gamma_w i_c \quad (9)$$

となる。ここに、 $\gamma'$ は土の水中単位体積重量、 $i_c$ は限界動水勾配で近似的に1に等しい。

なお、水頭差が $h_s$ のときの根入れ先端部におけるサクシオン $p_{s,i}$ は、

$$p_{s,i} = (n/N) \gamma_w h_s \quad (10)$$

で表される。図-2の例では $n/N \approx 2/3$ となる。

粘土地盤のヒービングに対する安定性については、被圧地下水による盤膨れに対する安定性の検討方法に準じて、基礎内部の土の重量とサクシオンの力の釣り合いから上限のサクシオンが求められる。

$$p_{s,c} = (d - \delta) \gamma' \quad (11)$$

式(8)、式(9)、式(11)において、 $\delta=0$ 、 $n/N=2/3$ とすると、 $p_{s,c}$ は、それぞれ $1.5d\gamma'$ 、 $2d\gamma'$ 、 $d\gamma'$ となる。

### (3) 基礎の貫入に対する抵抗力

#### a) 基礎内側の周面抵抗力

基礎の沈設にともなって、基礎周面には土による抵抗が作用する。この抵抗は周面抵抗とよばれ、摩擦係数成分と付着力成分の和で表される。単位面積当たりの周面抵抗力 $p_{r,i}$ は、

$$p_{r,i} = \mu K_{i,n} \sigma'_v + c_h \quad (12)$$

で与えられる。ここに、 $\sigma'_v$ :鉛直有効土被り圧、 $\mu$ :摩擦係数、 $c_h$ :付着力、 $K_{i,n}$ :基礎内部の土圧係数(側圧係数ともいう)である。式(12)より明らかなように、摩擦係数成分は基礎内部の鉛直有効土被り圧 $\sigma'_v$ の関数となる。基礎内部の有効土被り圧は、アーチ作用やサイロ作用、土の密度によって変化すると考えられる。また、沈設時には基礎底部から上向きの浸透流による浸透圧が作用しているので、その分だけ有効土被り圧は減少する。いま、動水勾配を $i$ とし、浸透流が基礎内部で一様に上向きに作用するものと仮定し、図-3に示す内径 $r_i$ 、内断面積 $A_i$ の円筒基礎の内部の深さ $z$ における厚さ $dz$ の土要素を取り上げる。土要素に働く摩擦力、付着力、土の自重、浸透流について力の釣り合いを考えると、

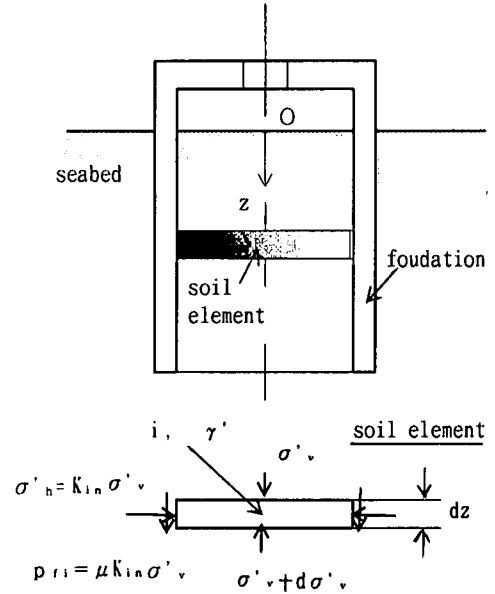


図-3 基礎内部の土要素に作用する力

$$(\sigma'_v + d\sigma'_v) A_i = \sigma'_v A_i + 2\pi r_i \mu K_{i,n} \sigma'_v dz + 2\pi r_i c_h dz + \gamma' A_i dz - i \gamma_w A_i dz \quad (13)$$

となる。上式を整理すると、

$$dz = d\sigma'_v / \{ (2/r_i)(c_h + \mu K_{i,n} \sigma'_v) + (\gamma' - i \gamma_w) \} \quad (14)$$

となるから、両辺を積分し境界条件として、 $z=0$ で $\sigma'_v=0$ (地盤の盛り上がり高さ $\delta=0$ とした)を考慮し、貫入深さ $d$ における $\sigma'_v$ を求めると、

$$\sigma'_v = (B/A) \{ \exp(A d) - 1 \} \quad (15)$$

が得られる。ここに、

$$A = 2\mu K_{i,n} / r_i \quad (16)$$

$$B = 2(c_h / r_i) + (\gamma' - i \gamma_w) \quad (17)$$

である。基礎内側の単位面積当たりの周面抵抗力は、式(15)を式(12)に代入して、

$$p_{r,i} = \mu K_{i,n} (B/A) \{ \exp(A d) - 1 \} + c_h \quad (18)$$

となる。

### b) 基礎外側の周面抵抗力

基礎の外周面では、周面に沿って鉛直下向きの浸透流が存在する。このときの浸透圧による鉛直有効応力の増加を考慮すると、深さ  $z$  における鉛直有効土被り圧は、

$$\sigma'_v = (\gamma' + i\gamma_w)z \quad (19)$$

となる。よって、このときの基礎外部の土圧係数を  $K_{out}$  とすると、貫入深さ  $d$  における基礎外側の単位面積当たりの周面抵抗力  $p_{to}$  は、

$$p_{to} = \mu K_{out} (\gamma' + i\gamma_w)d + c_n \quad (20)$$

となる。

式(18)および式(20)の付着力  $c_n$  については、地盤の非排水せん断強度  $c_u$  に関係すると考えられるが、非排水せん断強度は、基礎の貫入にともなって、地盤の乱れにより原地盤の強度よりも低下すると考えられる。そこで、ここでは、付着応力係数  $\alpha_c$  を導入し、付着力を次式で表す。

$$c_n = \alpha_c c_u \quad (21)$$

なお、付着応力係数は、付着力と非排水せん断強度の比を表し、乱れの程度に依存する係数である。

### c) 先端支持力度

中空円筒形の基礎の先端支持力度については、基礎が地盤中に貫入する場合の土の挙動やすべり破壊面の形状など、現状では未解明な点が多い。しかし、ここでは、以下のように考えて先端抵抗を求めることとした。

まず、沈設時の基礎は鉛直に貫入し偏心は起こらないとした。また、サクシオン基礎の肉厚  $t$  が基礎の半径に比較して十分小さく、支持力を算定する場合、基礎の肉厚を基礎幅とみなせると仮定した。基礎の奥行きとしては、円筒の半円分の長さとし、帯基礎を仮定した。これらの仮定(詳しくは次項 d)で述べる)のもとに、以下に示すTerzaghiの支持力公式(粗な基礎底面、全般せん断破壊)を準用し極限支持力度を求め先端支持力度  $q_t$  とした。

$$q_t = s_c c' N_c + s_r \gamma'_1 (t/2) N_r + s_q \sigma'_v N_q \quad (22)$$

ここに、支持力係数  $N_c$ 、 $N_q$ 、 $N_r$  は、

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad (23)$$

$$N_q = \{1 / (1 - \sin \phi')\} \exp \{(3\pi/2 - \phi') \tan \phi'\} \quad (24)$$

$$N_r = (N_q - 1) \tan(1.4 \phi') \quad (25)$$

また、形状係数  $s_c$ 、 $s_q$ 、 $s_r$  は、矩形基礎として、

$$s_c = 1 + 0.3t/L \quad (26)$$

$$s_q = 1 \quad (27)$$

$$s_r = 1 - 0.2t/L \quad (28)$$

である。ここに、 $c'$ : 有効応力に関する粘着力、 $\phi'$ : 有効応力に関するせん断抵抗角、 $\gamma'_1$ : 基礎底面下の土の水中単位体積重量、 $L$ : 基礎の換算奥行き幅 ( $\pi(r_i + r_o)/2$ )、 $r_o$ : 基礎の外径)である。なお、粗な基礎底面で局所せん断破壊を仮定した場合には、便法として以下の支持力係数  $N'_c$ 、 $N'_q$ 、 $N'_r$  を用いることが提案されている<sup>10)</sup>。すなわち、式(23)～(25)における支持力係数として、 $N'_c = 2N_c/3$ 、および  $N'_q$ 、 $N'_r$  においては、せん断抵抗角として  $\phi'_1 = \tan^{-1}(2/3 \tan \phi')$  を用いる。

#### i) 砂地盤の場合

式(22)における  $c'$  を0とした。

#### ii) 粘土地盤の場合

式(22)は粘着力が深さに比例して増加する粘土地盤には適用できないので、円形すべり面を仮定して求められた以下に示す実用式<sup>11)</sup>で算定した。

$c_o/k_o t \geq 0.4$  のとき:

$$q_t = \{1.84(k_o t/c_o) + 5.52\} c_o + \sigma'_v \quad (29)$$

$c_o/k_o t < 0.4$  のとき:

$$q_t = \{1.18(k_o t/c_o) + 6.94\} c_o + \sigma'_v \quad (30)$$

ここに、 $c_o$ : 基礎底面での全応力に関する粘着力、 $k_o$ : 単位深さ当たりの粘着力増分である。なお、式(29)、(30)は全応力解析に基づくものであるが、基礎の根入れ効果は有効土被り圧  $\sigma'_v$  で表されている。

#### iii) シルト地盤の場合

排水条件との関係で必ずしも厳密ではないが、式(22)において非排水条件下での強度定数  $c_u$ 、 $\phi_u$  を

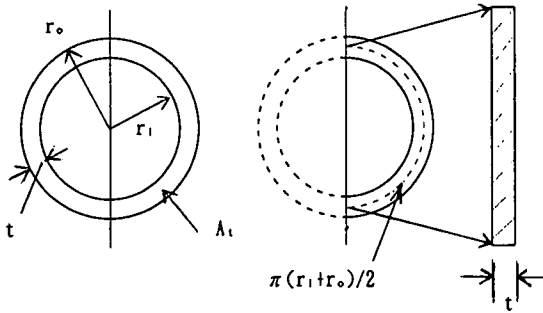


図-4 形状係数の考え方

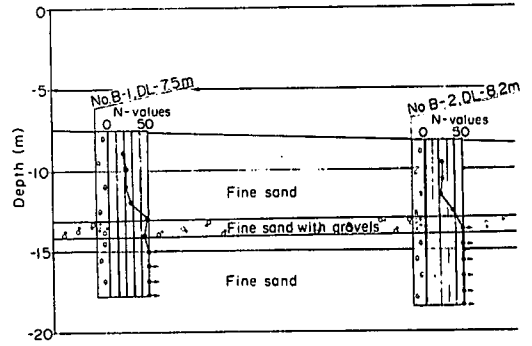


図-5 土層断面図

適用した。

d) 基礎底面の形状係数について

本論文では中空円筒形の基礎を対象としているがこのような形状の基礎の先端支持力の算定式は確立されていない。そこで、既に述べたように、本論文ではTerzaghiの支持力公式を準用している。この場合、形状係数の取り方が問題となるが、基礎底面積として図-4に示すように、中空円筒基礎底面の半分を取った。これは、理想的にはすべり面が基礎の中心軸に対して対称になると考えられるからである。この半円について、基礎の肉厚に比較して内径が十分大きいとして、基礎底面の形状を矩形と仮定した。このような仮定のもとで用いているのが式(26)、式(28)の形状係数である。内径が無限に大きい場合には、上記仮定は妥当なものと思われるが、内径が小さくなり、三次元的なすべり面形状の影響が顕著になり、2つの半円形基礎のすべり面が相互に干渉すると誤差が大きくなる。なお、後で述べる2つの事例では、式(26)、式(28)の $t/L$ の値は、それぞれ、0.0035、0.0031となる。

以上のようにして求めた単位面積当たりの周面抵抗力 $p_{r0}$ 、 $p_{ri}$ および先端支持力度 $q_i$ を式(5)に代入することによって沈設に必要なサクションが求められる。

(4) 基礎内部の土の盛り上がり高さ

基礎の貫入に伴って、基礎先端部周辺の土は移動する。このさい、先端支持力の低減という観点からすると、刃先形状は内側に勾配を持つ方が有利である。この場合、基礎の貫入に伴ってほとんどの土は基礎内部に移動すると考えられる。当然、土の移動は、刃先の細部形状や地盤種類、密度、サクションの大きさ等によって、膨張や圧縮などを伴う複雑な挙動をすると想定される。たとえば、砂地盤では、

サクションが過大になるとヒービングやボイリング現象が発生し地盤は膨張する。一方、緩い砂地盤では、基礎の貫入によって内部の土が圧縮される可能性もある。このとき、基礎内部の土の盛り上がり高さ $\delta$ は、基礎先端部の断面積を $A_t$ 、基礎内部の断面積を $A_i$ 、貫入深さを $d$ として、

$$\delta = -\alpha_s(A_t/A_i)d \quad (31)$$

で算定される。ここに、 $\alpha_s$ は、盛り上がり高さに対する補正係数である。ヒービングやボイリングなどが発生しない適切なサクションが負荷され、また、貫入によって押しのけられた土は圧縮、膨張を伴わずにそのまま基礎内部に移動するものと仮定すると $\alpha_s$ は1となる。

4. サクション基礎の沈設に関する事例解析

(1) 解析に用いた事例の概要

a) 砂地盤における沈設実験(事例I)<sup>1)</sup>

沈設実験は、茨城県鹿島郡の鹿島港内の埋立仮護岸で仕切られた埋立て予定地内水域で実施されている。水深は基準面(DL)から約-5mである。図-5に土層断面図と標準貫入試験によるN値を示している。沈設地点付近の海底地盤は、上層からN値が20~40程度の細砂層、N値50程度の砂礫混じり細砂層、N値50以上の細砂層からなる。これらのうち、沈設実験の対象となる層は最上層部砂層であるが、表層部のN値は得られていない。図-6に現地で採取された鹿島港砂の粒径加積曲線を標準砂とあわせて示している。鹿島港砂の土粒子の密度は2.76g/cm<sup>3</sup>、透水係数は(1.0~1.5) $\times 10^{-4}$ m/sである。

サクション基礎として鋼製の中空円筒形基礎が用いられている。基礎の外径は0.818m、内径は0.800

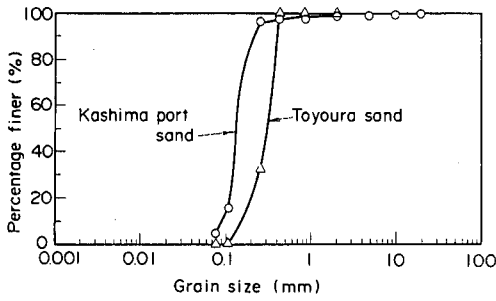


図-6 粒径加積曲線

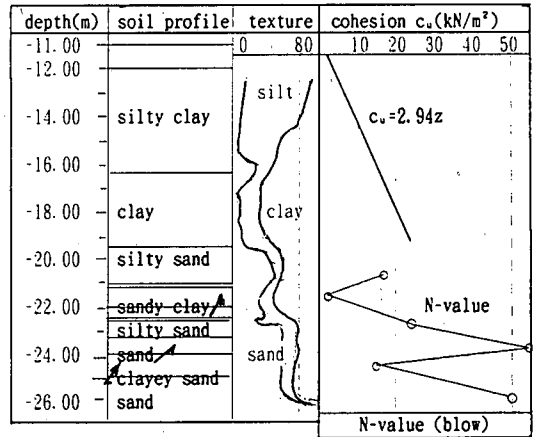


図-8 土質柱状図

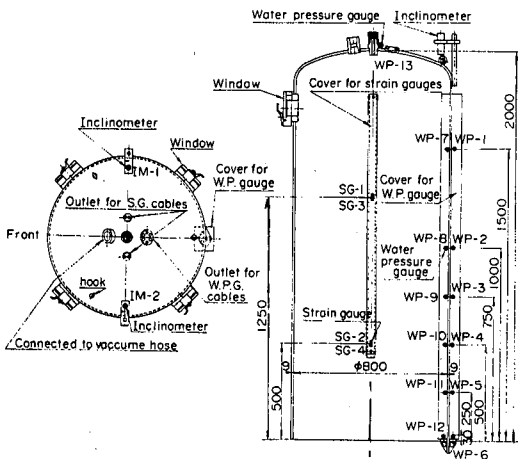


図-7 サクシヨン基礎の形状・寸法

m, 厚さ9mmで, 長さは2mである。空中重量は 4.41 KN, 体積は 0.051m<sup>3</sup>である。したがって, 水中重量は 3.9kNとなる。図-7にサクシヨン基礎の形状および寸法を示す。

b) 粘土地盤における沈設施工(事例Ⅱ)<sup>2)</sup>

実際の施工事例は, 兵庫県神戸市の神戸港の第五防波堤の建設のために行われたものである。水深は, 基準面(DL)から-11.0mである。図-8に土質柱状図と粘着力, 標準貫入試験によるN値を示す。海底地盤面から深さ8.5m(基準面からの深度-19.5m)までは粘性土が主体の地層であり, 設計に用いられた粘着力  $c_u$  は, 海底面で0, 深さ  $z$  に対して直線的に増加し,  $c_u = 2.94z$  ( $c_u$ : kN/m<sup>2</sup>,  $z$ : m) で表されている。単位体積重量は 14.2kN/m<sup>3</sup> である。深さ 8.5m以深の地層は砂分が支配的なシルト系の砂質土の複雑な構成となっており, 図-8によると, 深さが増すと砂分が増える傾向にある。基礎の先端部は

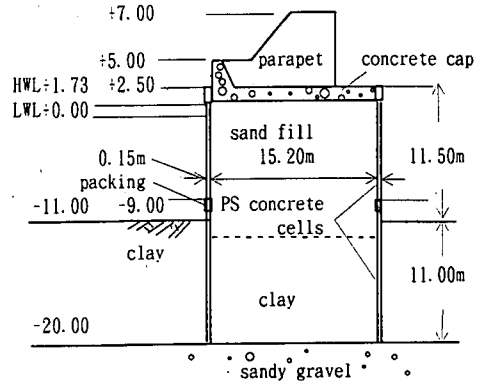


図-9 神戸港第五防波堤標準断面図

海底面から深さ9.0mまで沈設されている。

図-9に第五防波堤標準断面図を示す。2段からなるプレストレスコンクリート製の円筒セルで, 外径は15.5m, 内径 15.2m, 厚さ0.15mである。長さは, 上段管が11.5m, 下段管が11.0m, 全長 22.5mである。1管の重量は約2943kN(300tf)と報告されている。沈設はパッキンを取り付けた下段管の上部に圧入用鋼製蓋をかぶせて行われている。圧入用鋼製蓋の重量は約 490.5kN(50tf)である。下段管および圧入用鋼製蓋の水中重量は, それぞれ, 2136.8kN, 425.7 kNとなる。

(2) 解析方法

a) 計算方法

基礎の貫入に必要なサクシヨンは式(5)により計

表-1 解析条件

項目		事例Ⅰ	事例Ⅱ
基礎	外径 (m)	0.818	15.5
	内径 (m)	0.800	15.2
	厚さ (mm)	9	150
	長さ (m)	2	22.5
	水中重量(kN)	3.9	2136.8
地盤	水中重量(kN)	0	425.7 (鋼製蓋)
	重量(kN)		
地盤	粘着力 (kN/m <sup>2</sup> )	0	2.94 z, z:深さ (DL-11.0m~19.5m) 25.0z', z':深さ (DL-19.5m~20.0m)
	せん断抵抗角 (°)	30 ~35	0 (DL-11.0m~19.5m)
	水中単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )	9.81	4.41 (DL-11.0m~19.5m) 9.81 (DL-19.5m~20.0m)
	水深 DL(m)	-5.0	-11.0

表-2 入力定数

入力定数	事例Ⅰ (砂層)	事例Ⅱ (粘土層)
土圧係数 $K_{in}$	0.43, <u>0.5</u>	<u>0.5</u>
$K_{out}$	1.0	
摩擦係数 $\mu$	<u>0.5</u> , 1.0	<u>0.5</u>
$\tan \phi'$	0.58, 0.70	0
$\tan(2\phi'/3)$	<u>0.36</u> , 0.43	0
付着応力係数 $\alpha_c$	0	0.5, <u>0.6</u>
支持力係数 $N_c, N_q, N_\gamma / N'_c, N'_q, N'_\gamma$	全般せん断破壊/局所せん断破壊	全般せん断破壊

事例Ⅱ(シルト層):  $K_{in}=K_{out}=0.5, \alpha_c=0.6, \mu=\tan(2\phi'/3)$ , 全般せん断破壊  
 下線は解析で基本とした入力定数

算できる。浸透流を考慮すると、式(5)の左辺の  $p_0$  も、右辺の  $p_{i0}, p_{i1}, p_{i2}, q_i$  も共に動水勾配の関数であるから、繰り返し計算が必要である。また、 $p_{i0}, p_{i1}, p_{i2}, q_i$  は基礎の貫入深さの関数であるから、貫入深さごとに上記の繰り返し計算を行って  $p_0$  が求められる。なお、実際の解析では、 $p_i$  による押込力は小さいとして無視した。この仮定は、基礎の貫入の評価については安全側である。

具体的な解析方法としては、まず、任意の動水勾配を与える。基礎の計画貫入深さを細分割して、各深さごとの押込力と抵抗力を計算し比較する。両者が等しくなるときの深さとサクションを求めると、両者は、それぞれ、貫入深さと貫入に必要なサクションの大きさを表すことになる。動水勾配を変えてこのような計算を繰り返すと、貫入深さと必要なサクションの関係が求められる。

b) 基礎および地盤の解析条件

4. (1)で述べた事例をもとに、基礎の形状・寸法・重量および地盤条件、水深などの解析条件を表-1のように設定した。事例Ⅰにおける砂地盤のせん断抵抗角は、地盤のN値 20から推定すると30°~40°となるが、対象となる層のせん断抵抗角を30°と設定した。この理由は、基礎の貫入深さが2.0m以浅の表層部であるのに対して、得られているN値が2.0m以深のものであること、また、海底地盤の表層部では比較的緩く堆積していると考えられることによる。事例Ⅱにおける深度DL-19.5m~DL-20.0m(GL-8.5m~GL-9.0m)までのシルト質砂層は、下層に向

うにつれて砂分が増加していることを考慮して、この層の上面でせん断抵抗角は30°、下面で35°とし、その間は直線的に変化するものと仮定した。また、同時に粘着力として0もしくは25kN/m<sup>2</sup>を仮定した。これらの強度定数は、基礎の貫入時の排水条件に依存するが、貫入のメカニズムや地盤の挙動が良く解っていないので一応非排水強度と考えた。

c) 入力定数の設定および感度分析

理論的検討のところで示したように、解析にあたってはいくつかの入力定数を設定する必要がある。これらは、先端支持力の算定に必要な支持力係数、周面抵抗の算定に必要な土圧係数、摩擦係数、付着応力係数および地盤の強度定数などである。事例Ⅰおよび事例Ⅱにおいては、ほとんどの定数が必ずしも明確にはなっていないので、類似の基礎に対する既往データや研究成果を参考に設定した<sup>10)</sup>。そのため、入力定数の妥当性と事例解析結果の信頼度を把握する目的で、入力定数の相違が解析結果に及ぼす影響について感度分析を行った。感度分析の対象項目は、支持力係数、砂地盤と基礎周面間の摩擦係数、土圧係数、粘土地盤と基礎周面間の付着応力係数、強度定数などである。地盤の強度定数以外の入力定数を一括して表-2に示す。

5. 結果および考察

(1) 砂地盤における沈設実験の解析(事例Ⅰ)

解析結果と現地での沈設記録の比較には、貫入深さと貫入に要したサクションの関係を用いた。この



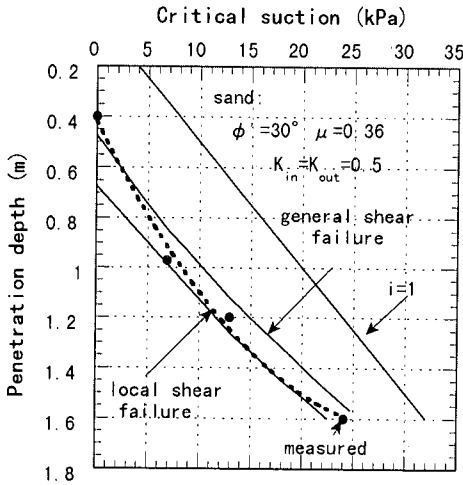


図-10 サクションと貫入量の関係(砂地盤)

関係は、現地で計測された貫入深さと時間およびそのときのサクションの関係<sup>1)</sup>をもとに作成した。図-10に実測結果(計画貫入深さ1.6mまでの結果)および解析結果を示す。実測値でサクションが0のとき貫入深さが約0.4mとなっているのは、数段階のステージテストにより、サクションを再負荷する前に既に基礎が約0.4m貫入していることを意味する。図-10には、実測値とあわせて3つの解析結果が描かれているが、解析では、表-1の解析条件および表-2の入力定数(下線を引いた基本データ)を用い、式(5)中の安全率 $F_s$ を1.0としている。基礎貫入時の地盤破壊形態を全般せん断破壊とした場合と、局所せん断破壊とした場合の解析結果を実測値と比較すると、実測値はおおむね両者の中間に位置しており、両解析結果とも実測値と良く一致している。ただし、局所せん断破壊とした場合、必要なサクションの解析値は実測値よりも小さくなっている。また、全般せん断破壊の場合には、解析値の方が実測値よりも全体的に大きくなっている。この解析結果によると、実際に基礎を沈設する場合には、局所せん断破壊を仮定して求めたサクションでは沈設が不可能となるので、全般せん断破壊を想定してサクションを算定する必要があると考えられる。

上記の解析で求まるサクションは、沈設に必要な最小の値、すなわち、下限値と解釈される。基礎の傾斜を抑制しながらスムーズな沈設を進めるためには、サクションが下限値を上回るとともに、基礎内部の地盤がボイリングしないサクションを負荷することが必要である。このような観点から、図-10に

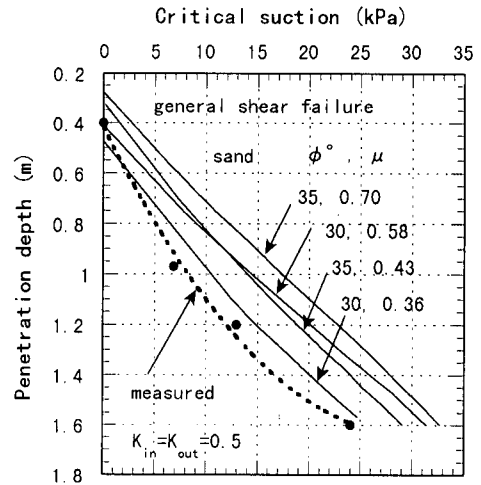


図-11(a) 摩擦係数の影響  
(全般せん断破壊)

は、式(10)で表される基礎の貫入深さ $d$ とサクション $p_s$ の関係も描いている。ボイリングを防ぐためにはサクションはこの値を越えてはいけなくて、この値はサクションの上限値を与える。基礎の厚さが過度に大きくなると、貫入抵抗力が大きくなり、基礎貫入のためのサクションの下限値が上限値に近づき、ボイリングや大きなバラスト荷重を期待しないと沈設が不可能となる場合も生じる。基礎の寸法等の構造設計では、このようなサクションの上限値についての考慮も必要である。

図-10の解析では、周面摩擦力に関する影響要因であるせん断抵抗角、土圧係数、摩擦係数を地盤特性および杭に関する既往の研究<sup>10)</sup>等を参考に、ほぼ妥当と思われる値に設定したが、その妥当性については明確でない。そこで、これらの要因に関する感度分析を実施した。

砂と基礎周面間の摩擦角係数は、土のせん断抵抗角と関連がある。摩擦角は、地盤内でせん断破壊が生じる場合にはせん断抵抗角 $\phi'$ に等しいが、土のせん断抵抗角よりも大きくなることはない。土と基礎の間ですべる場合には、普通、せん断抵抗角よりも小さく、コンクリートと砂との場合では、 $(2/3)\phi'$ が用いられる<sup>11)</sup>。したがって、摩擦角としては、 $(2/3 \sim 1)\phi'$ の間の値となるが、解析では、摩擦角が $2/3\phi'$ と $\phi'$ の場合について影響度を調べた。この場合、摩擦係数 $\mu = \tan(2\phi'/3)$ および $\mu = \tan\phi'$ となる。図-11は、全般せん断破壊、局所せん断破壊の両形態について、せん断抵抗角 $\phi'$ と摩擦

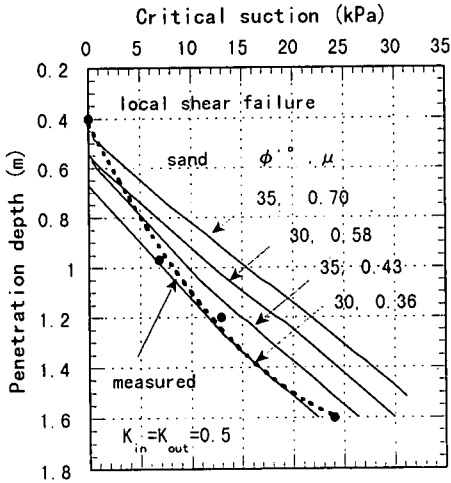


図-11(b) 摩擦係数の影響  
(局所せん断破壊)

係数 $\mu$ を変えた場合の結果である。図-11(a)を見ると、せん断抵抗角が $30^\circ$ では、 $\mu = \tan(2\phi'/3) = 0.36$ のケースが $\mu = \tan\phi' = 0.58$ のケースよりも実測値に近い。せん断抵抗角が $35^\circ$ では、全体的に大きなサクシオンを与えるが、 $\mu$ の影響度は $\phi' = 30^\circ$ の場合と同様である。このように、 $\phi'$ 、 $\mu$ が大きくなると各線は右方向へ移動し、各線の形状も実測値から乖離する傾向にある。また、 $\phi'$ が一定であれば、 $\mu$ を $\tan\phi'$ とするよりも $\tan(2\phi'/3)$ とした方がより実測値に近い解析結果を与える。この傾向は、図-11(b)の局所せん断破壊の場合も同様である。

周面摩擦力を推定する際には、基礎周面に作用する垂直応力が必要であり、そのため土圧係数が導入される。一般に、土圧係数は、土の種類と特性、圧密状態、基礎の施工法、基礎の貫入深さ、土圧の大きさなど、多くの要因によって異なるが、短い杭の載荷試験の解析結果によると、緩い砂地盤の土圧係数は施工法によらず、ほぼ静止土圧係数に等しいことや、密な砂地盤では、施工法の影響を強く受け、排土杭では受働土圧係数に、非排土杭では静止土圧係数に近いことなどが示されている<sup>10)</sup>。また、深い基礎の周面摩擦力の算定に、主働土圧係数を用いる場合もある<sup>11)</sup>。さらには、基礎の内外の土圧係数は必ずしも同じとは限らない。このように、土圧係数の設定は、極めて複雑・困難な問題であるが、本論文では、土圧係数を深さ方向に一定と仮定し、基礎内外の土圧係数( $K_{in}$ 、 $K_{out}$ )として、静止土

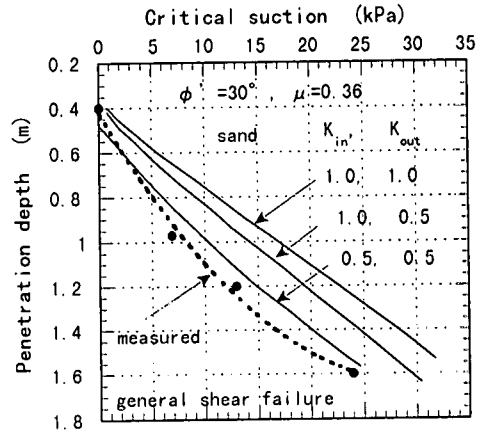


図-12 土圧係数の影響

圧状態および等方応力状態を仮定した。静止土圧係数としては $K_0 = 1 - \sin\phi'$ の関数を用い、等方応力状態の土圧係数としては1.0を与えた。また、基礎内外における土圧係数が等しい場合と等しくない場合について解析した。図-12に解析結果を示すが、破壊形態としては、全般せん断破壊を想定したときの結果のみを示している。図-12によると、土圧係数としては基礎内外とも静止土圧係数を用いた場合が最も実測値に近い値となっている。

図-13は、せん断抵抗角が $30^\circ$ と $35^\circ$ の場合の解析結果の比較である。土圧係数としては静止土圧係数を用いた。この解析例では、浅い所では $\phi' = 30^\circ$ とし全般せん断破壊を想定した解析結果が、一方、深い所では $\phi' = 35^\circ$ とし局所せん断破壊を想定した解析結果が実測値との整合性が良い。この場合でも、図-10で示した結果と同様に、局所せん断破壊を仮定するとサクシオンを過小評価し、沈設を目的とした場合には危険側となる。

以上の解析および考察の結果、図-10で設定した入力定数はほぼ妥当と考えられること、基礎の沈設の可否は、基礎底面の先端抵抗と基礎周面の摩擦力からなる周面抵抗の和で表される抵抗力とサクシオン、基礎の自重からなる押込力を、貫入深さごとに比較することにより判断できることが明らかとなった。また、基礎先端部の破壊形態は、地盤特性、基礎形状、動水勾配等によるものと思われるが、不明な点も多く、基礎沈設の観点からは全般せん断破壊を想定した方が安全側となると考えられる。

次に、基礎の沈設時に、押込力と貫入抵抗がどの

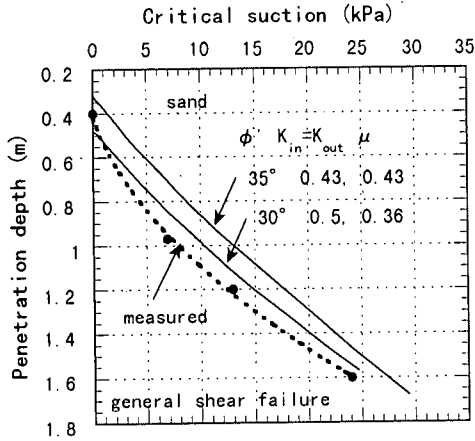


図-13(a) セン断抵抗角の影響 (全般せん断破壊)

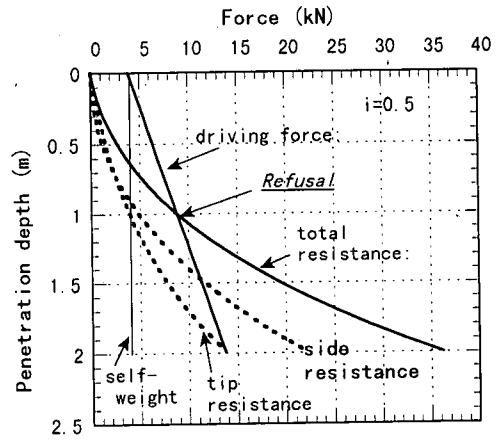


図-14 貫入力および抵抗力の比較 (動水勾配  $i=0.5$ )

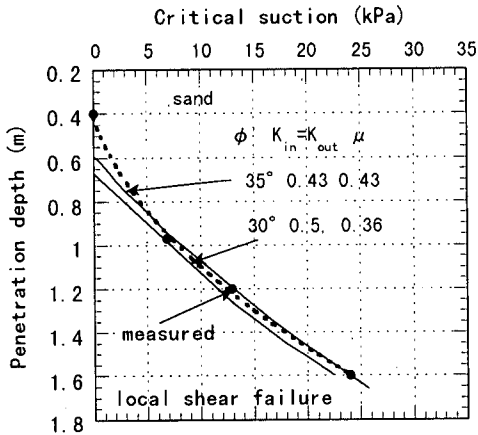


図-13(b) セン断抵抗角の影響 (局所せん断破壊)

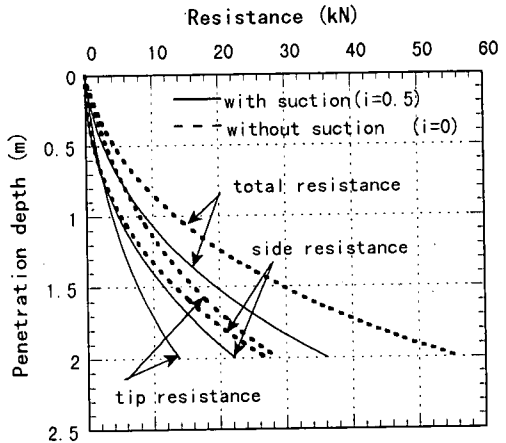


図-15 サクシヨンの有無による抵抗力の比較

ような関係にあるかを一つの解析例で示す。図-14は、動水勾配を一定 ( $i=0.5$ ) としたときの解析結果である。入力定数は図-10の全般せん断破壊のケースと同じである。図-14によると、貫入抵抗力 (周面抵抗力と先端抵抗力の和) は、押込力 (基礎の自重とサクシヨンの力の和) よりも深さ1.0m以深で大きくなっている。このことは、動水勾配が0.5と一定の場合、深さ1.0mで基礎の沈設が不可能 (refusal) となることを意味している。

図-15は、基礎の沈設におけるサクシヨンの効果について調べたもので、サクシヨンの有無による貫入抵抗力の違いを比較している。解析条件は図-14と同じである。実線がサクシヨンがある場合、破

線がサクシヨンがない場合であるが、サクシヨンによって、貫入抵抗力が2/3程度低減していることが分かる。さらに、この例では、周面抵抗力の減少は小さく、先端抵抗力の低減が著しくなっている。この理由は次のように考えられる。すなわち、基礎内部では上向きの浸透流によって有効土被り圧が減少し、式(17)、式(18)から明らかなように周面抵抗が減少するが、他方、基礎外部の有効土被り圧は下向きの浸透流によって増加し、式(20)から明らかなように周面抵抗は増加する。基礎内部のアーチ作用が発生せず、また、土圧係数が内外で等しいとすると、浸透流に起因する内外の周面抵抗増分は向きが反対で大きさは等しくなる。

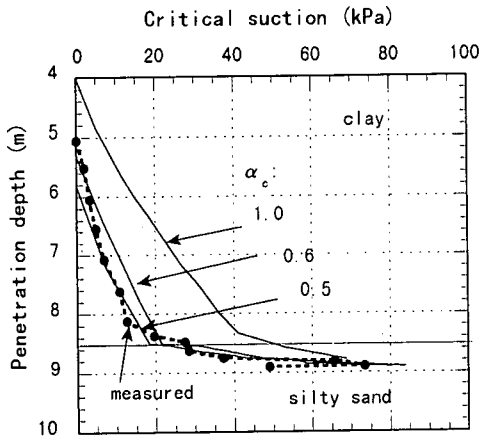


図-16 サクシヨンと貫入量の関係  
(粘土およびシルト質砂地盤)

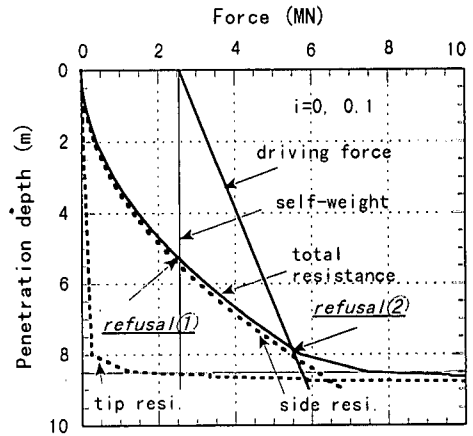


図-17 貫入力および抵抗力の比較  
(動水勾配*i*=0, 0.1)

したがって、全体としての周面抵抗力には、サクシヨンの効果はそれほど大きく現れないことになる。一方、先端抵抗力は、基礎内側へ向かってすべり破壊が生じるとしてしているので、有効土被り圧の減少の効果が大きく現れることになる。なお、このような現象の究極がボーリングによる先端支持力の消失と考えられる。この例のように、サクシヨン基礎では、サクシヨンによる押込力の増大とともに、地盤の抵抗力減少をもたらす効果がある。

## (2) 粘土地盤における沈設施工の解析(事例Ⅱ)

解析の条件は、表-1および表-2に示したとおりで、事例Ⅰと同じ解析手法を用いている。ただし、貫入深さが8.5m以浅の粘土地盤の先端支持力の算定には、粘着力が深さ方向に増加する場合の式(29)、式(30)を適用した。この場合の破壊形態は全般せん断破壊である。一方、貫入深さが8.5m以深のシルト質砂層の先端支持力は式(22)を適用した。

図-16に実測結果と解析結果を示す。実測値において、サクシヨンが0のとき貫入深さが5.1mとなっているが、これは、セルの自重による基礎の自沈量である。貫入深さが8.5mより深くなるとサクシヨンは急激に大きくなり、ピーク値(深さ8.89mで73.5 kPaのサクシヨン)に到った後急減している。この理由は、基礎に沿って水筋が発生したことによると推定されている<sup>2)</sup>。解析にあたっては、粘着力は土質試験により求められたものを用いているが、付着応力係数が未知である。一般に、粘土地盤における杭の周面抵抗は付着力に依存し、全応力的観点から

すると、付着力は地盤の非排水せん断強度に比例する。過圧密のやや硬い粘土地盤や硬質粘土地盤では、付着応力係数は1よりも小さくなるが、軟らかい正規圧密粘土地盤のうち排水せん断強度が49kN/m<sup>2</sup>程度以下では、付着応力係数は1とみなしうる<sup>10)</sup>。しかし、これは杭等の打設による地盤の強度低下が回復した後であり、基礎の沈設時には、乱れの影響を考慮した付着応力係数を用いる必要がある。付着応力係数は、基礎の厚さや刃先形状(この事例Ⅱでは刃先はフラットである)、施工法等によると考えられ、一概には決まらなると考えられるので、解析では、いくつかの付着応力係数( $\alpha_c=0.5, 0.6, 1.0$ )を用いた。図-16によると、付着力係数が1.0の場合、解析結果と実測結果には大幅な違いが見られるが、一方、付着力係数が0.5~0.6の場合は、両者の整合性は良好であり、本事例については、付着応力係数は0.5~0.6程度と考えられる。この数値が他のケースへ適用可能かどうかについては、さらにデータの蓄積が待たれるところであるが、適切な付着応力係数が設定されれば、本文で提示した理論式により基礎の貫入深さとサクシヨンの関係が精度良く推定しうるものと考えられる。

図-17は、図-14と同様に、サクシヨンによる貫入抵抗力の低減効果を調べたものである。解析条件は、動水勾配を0と0.1にした場合で、その他の解析条件は図-16の付着力係数 $\alpha_c=0.6$ の場合と同じである。解析結果では、サクシヨンの有無による貫入抵抗力の違いは現れなかったため、 $i=0$ と $i=0.1$ における抵抗力は同一の線で表されている。相

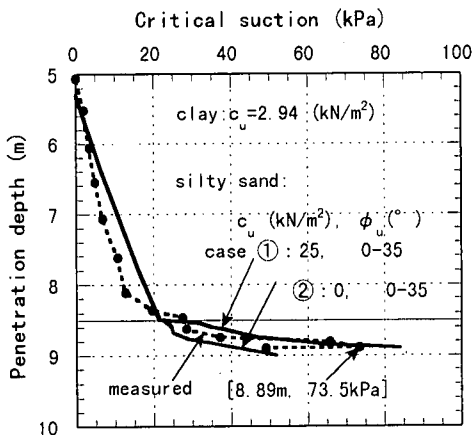


図-18 サクシヨンと貫入量の関係(シルト層)

違が見られない理由は、本事例の粘土地盤が軟弱で、小さな動水勾配 ( $i = 0.1$  程度) でほぼ沈設が可能であったことから、浸透力による有効土被り圧の低下が顕著に現れなかったためと考えられる。図-17の事例では、貫入抵抗に対する寄与度は、先端抵抗に比較して、周面抵抗の方が1オーダー程度大きくなっている。図-17には、押込力も同時に描かれているが、サクシヨンのない場合 ( $i = 0$ ) には、押込力は自重のみとなり、そのときの沈下量は図-17中に沈設不能 (refusal①) として示された点の5.2mとなる。これは、実測された自沈量5.1mにほぼ等しい。一方、サクシヨンがある場合 ( $i = 0.1$ ) には、押込力は自重とサクシヨン力の和であり、沈設不能 (refusal②) となるのは、深さが約8mのところである。この差がサクシヨンによる効果と考えられる。粘土地盤の例では、砂地盤の例とは異なり、貫入抵抗力の低減はほとんどなく、サクシヨンの効果は押込力の増大にのみ現れている。

事例Ⅱの下層地盤はシルト質砂であり、粘土とも砂とも区別できない。実際にはこのように地盤も多く、中間土といわれる土の強度定数の設定には未解明な点もある。図-18は、このような地盤の強度をどのように与えるべきか検討するために、2つのケースについて解析した結果を示したものである。①のケースは図-16の付着力係数が0.6の場合と同じで、一定の粘着力(粘土層下部の非排水せん断強度:  $c_u = 25 \text{ kN/m}^2$ ) とシルト質砂層表面から深さ  $z'$  方向に漸増する非排水せん断抵抗角 ( $\phi_u(\circ) = 70 z'$ ,

$z' : \text{m}$ ) を仮定した場合の結果である。漸増するせん断抵抗角を仮定したのは、図-8に示されているように、粘土層の境界から徐々に砂分が増加していることによる。②のケースは、シルト質砂層を砂地盤とみなし、 $c_u$ だけを  $0 \text{ kN/m}^2$  とした場合の結果である。サクシヨンの実測ピーク値は、深さ8.89mで73.5kPaであるが、①の解析ケースでは、深さ8.89mで84.0kPaとなり、実測値に比較的近づいている。しかし、②の解析ケースでは、深さ9.0mで51.9kPaと実測値に比較してかなり小さな値となっている。この解析事例では、先端支持力度の算定における強度定数の適用方法に今後検討すべき点(非排水強度の選定および支持力公式への適用など)も存在するが、中間土に対しては粘着力とせん断抵抗角の両者を考慮した方が実測値との整合性は良好である。なお、ここには示していないが、シルト質砂層を砂地盤とみなし、平均的なせん断抵抗角を与えた場合、粘土層との境界において解析結果が不連続となり、実測結果で示されている層境界での連続的な曲線の変化とは全く一致しない結果となった。したがって、土性が徐々に変化する中間土から構成される層へのサクシヨン基礎の沈設では、土質特性の変化を連続的に把握しておくことが重要と考えられる。

## 6. 結論

本研究における事例解析の結果、以下のことが明らかとなった。

(1) 基礎の沈設の可否は、基礎底面の先端抵抗と基礎周面の摩擦力もしくは付着力からなる周面抵抗の和で表される抵抗力とサクシヨン、基礎の自重およびバラスト荷重からなる押込力を、貫入深さごとに比較することにより判断される。

(2) 砂地盤を対象にした事例解析の結果では、サクシヨンにより発生する基礎内外の浸透力は、外周面の摩擦力を増大させ、内周面の摩擦力を減少させるが、両者を合わせた周面抵抗としてはそれほど著しい減少は見られない。一方、先端抵抗は周面抵抗に比較して大幅に減少する。

(3) 砂地盤を対象に、実際の基礎の沈下量とサクシヨンの関係を解析した結果、全般せん断破壊を前提としたTerzaghiの支持力公式を準用して先端抵抗を求めておけば、沈設に関しては安全側となる。

(4) 砂地盤の事例解析では、砂地盤と基礎周面の摩擦係数は、せん断抵抗角の正接よりも、せん断抵抗角の2/3の正接で表した方が実際の沈下量とサク

ションの関係を良く説明できる。

(5) 軟弱な正規圧密粘土地盤中への沈設事例では、先端抵抗よりも周面抵抗の方が1オーダー程度大きくなったが、抵抗力として支配的な付着力は、地盤の粘着力(非排水せん断強度)よりも小さく、粘着力の(0.5~0.6)倍程度である。

(6) シルト質砂のような砂と粘土の中間的特性を示す不均質な地盤では、地盤特性の深度方向の変化を細かく把握したうえで沈設に必要なサクションを求めることが重要である。

(7) 本研究で実施した2つの事例解析の結果から、誘導したサクション基礎の沈設に関する理論式は、適切に入力条件を設定することにより実用的に適用可能である。

## 7. あとがき

本論文では、2つの事例をもとに、サクション基礎の沈設に必要なサクションの推定法について述べた。解析ではかなり大胆な仮定を設けたが、実測結果と解析結果は比較的良好に一致したと考えている。必要なサクションの大きさが得られれば、沈設の可否の判断や浸透流解析によるポンプ能力の決定が可能になる。また、対象事例における影響要因の感度分析から、今後の施工に向けての試験・計測等のポイントが明らかになったものと思われる。サクション基礎の沈設メカニズムについては未解明な点も多いが、実施に向けて参考になれば幸いである。

## 参考文献

1) 善 功企, 山崎浩之, 館下 徹, 佐波篤史, Per Sparrevik: サクション基礎の海底地盤中への沈設実験, 第39回土質工学シンポジウム, 平成6年度発表文

集, pp. 65-72, 1994.

- 2) 大島 実: 真空沈設工法によるPC管式防波堤, 土木施工, 第3巻, 第5号, pp. 13-19, 1962.
- 3) Senpere, D. and Auvergne, G. A.: Suction anchor piles - a proven alternative to driving or drilling, *Proceedings of the 14th Annual Offshore Technology Conference, OTC*, pp. 483-493, 1982.
- 4) Tjelta, T. I., Aas, P. M., Hermstad, J. and Andenaes, E.: The skirt piled Gulfaks C platform installation, *Proceedings of the 22nd Annual Offshore Technology Conference, OTC*, pp. 453-462, 1990.
- 5) Christophersen, H. P., Bysveen, S. and Stove, O.: Innovature foundation systems selected for Snorre field development, *Proceedings of BOSS'92*, pp. 77-85, 1992.
- 6) Christophersen H. P.: The non-piled foundation systems of the Snorre field, *Proceedings of the Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour*, Vol. 28, pp. 433-447, 1993.
- 7) Hansen, B., Nowacki, F., Skomedal E. and Hermstad, J.: Foundation design, Troll platform, *Proceedings of BOSS'92*, pp. 87-96, 1992.
- 8) Thomas Telford House編: *Offshore Engineer*, 10月号, pp. 41-42, 1992.
- 9) Thomas Telford House編: *Offshore Engineer*, 4月号, pp. 100-110, 1993.
- 10) 土質工学会編: 土質工学ハンドブック (1982年版), 土質工学会, 1982.
- 11) 運輸省港湾局監修: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 日本港湾協会, 1979.

(1997. 7. 15 受付)

## CASE HISTORY ON THE PENETRATION OF CAISSON-TYPE FOUNDATIONS INTO SEABED BY USE OF SUCTION FORCE

Kouki ZEN, Hiroyuki YAMAZAKI and Kenichi MAEDA

This paper presents a case history on the penetration of cylindrical caisson-type foundations into the seabed by use of the suction force. The purpose of the study is to propose a method for estimating the suction force necessary to penetrate the so-called suction foundation into the seabed. The results of theoretical analysis were compared with the field data collected from 2 sites where the suction foundations were actually installed. The sensitivity analyses of several affecting parameters on the decision of suction force were also made. It is concluded from the study that the proposed procedure can be successfully applied to estimate the suction force, when the input data for the analysis are appropriately determined.