

広島大学 正 網 千 寿 夫
 学生 ○ 江 野 虎 信 明

1. まえがき

基礎の先端の極限支持力は、最初、浅い基礎の支持力理論から出発しており、Terzaghiは剛塑性論の立場から工学的に使いやすい支持力の理論を示している。さらにMeyerhofがその理論を発展させて、深い基礎に適用できる支持力理論を示すに至っている。これらの理論は、基礎地盤の破壊に際して載荷部の両側にすべり面が生じて、そのすべり面上のせん断抵抗と抑え荷重が極限荷重と平衡しているという考之方に立って支持力を算定している。模型実験においても、浅い基礎についてはこのようなすべり面の存在は認められている。しかし、深い基礎の先端支持機構については、Kenzelの実験でも明らかにされているように、TerzaghiやMeyerhofの支持力理論は根本的に問題があるように思われる。これらについては、基礎地盤の破壊のメカニズムから明らかにしてゆかねばならない。本研究はケーソンや杭などの深い基礎の支持力を求めるために、高い圧力で拘束された基礎地盤が載荷によってどのように変形し破壊に至るかを実験的に明らかにし、それによって新しい支持力公式を導くための基礎的研究である。これらの実験における地盤の破壊は、従来の支持力の考之方とまったく異なったものであることを明らかにすることができた。さらに理論的に解析する方法を明らかにするための手掛りとして、有限要素法によって応力変形の状態を計算し、実験値と比較するという手法を試みている。

2. 実験装置及び方法

深い基礎の場合、基礎の周辺は高い圧力で拘束されている。このような場合の模型実験の方法として、本実験では、鋼製のモールドのような容器の中で高いサーチャージを加えながら部分載荷するという方法を採用した。容器は図-1に示す様に、内径600mm中、高さ500mmの鋼製円筒であって、その中央に直径100mm中の剛性基礎がおかれ、試料表面中央に載荷される様になっている。又試料表面はゴム膜でおおわれ、圧力ポンプによってかなり高い水圧がサーチャージとして試料表面にかけられるようになっている。容器の径や深さに比べて載荷板の面積が小さくともあるが、これは深い基礎地盤の破壊が地盤の圧縮特性とせん断強さのある条件の下に発生すると考えられるので、側面の拘束による圧縮性への影響が生じないように載荷部に比して試料径を大きくとった。図-2に

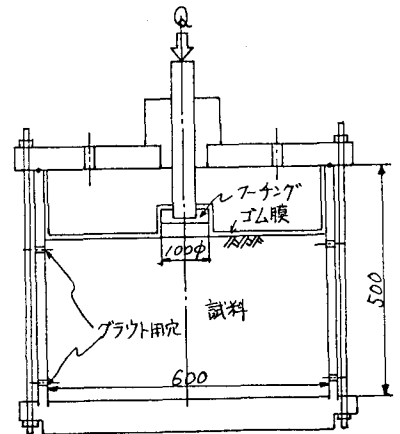


図-1 実験装置本体

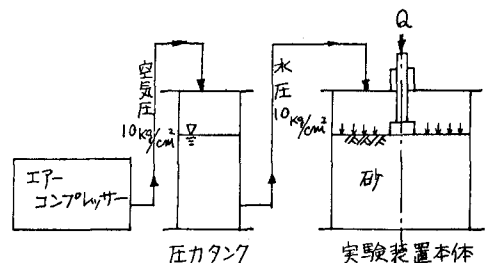


図-2 実験装置系統図

実験装置のアウトラインが系統図として示されている。試料は太田川産の砂で、その粒度分布は図-3に示してある。基礎に載荷した後の地盤内部の変形状態を知るために、一定の深度毎に色のついた砂が帯状の紙片をはさみながら突き固めてゆく。又試験後の状態を明らかにする為に、砂をグラウトで

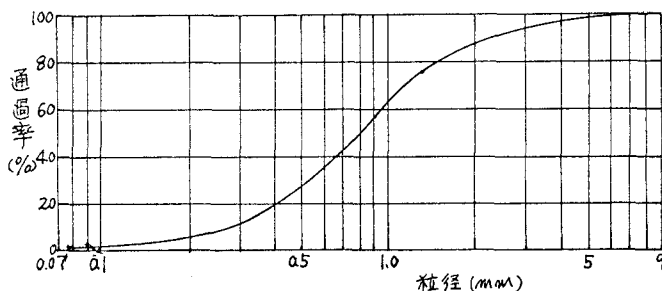


図-3 砂の粒度分布曲線

固めるという方法をとった。試験の簡単なプロセスとして、水ガラス（セントラルガラス社製、商品名SMセツト）を砂の重量の3%程度加えて充分混和して容器につき固め、載荷終了後側壁の穴から二酸化炭素を送入して硬化させるという方法をとった。このように硬化させて、容器から抜きとったものを中央から縦割りにけずりとして地盤内部の変形状態を知ることができる。

3. 実験結果

使用した砂のせん断強度を知るために、SMセツトを混和することによってどの程度強度に影響があるかを明らかにするために、三軸圧縮試験を行った。その1例を図-4,5に示してある。これより $\phi = 37^\circ$ 前後であることがわかる。三軸圧縮試験も模型実験と同程度の応力レベルで実験する必要があるが、当教室で現在利用している最大側圧は 12 kg/cm^2 程度であって、あまり高圧力では測定していない。

三軸圧縮試験

— SMセツト3%含
--- SMセツトなし

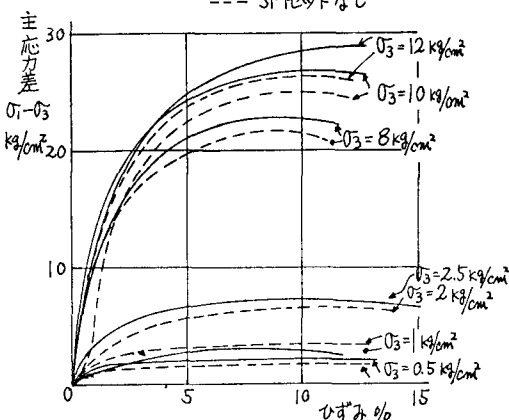


図-4

1) サーチャージのない場合

サーチャージのない場合に、従来の研究結果と同様にははっきりとしたすべり線がでることを確認するために模型実験を実施した。この場合の荷重強度-沈下量曲線が図-6に示してある。試験終了後の地盤内部の状態は写真-1に示してある。すべり線の形および大きさは、Terzaghiの剛塑性論によるものと非常によく似ているといえる。この場合の極限支持力 $q_d = 8.4 \text{ kg/cm}^2$ が得られた。

ii) 10 kg/cm^2 のサーチャージがある場合

この場合について前と同様に荷重沈下曲線を描くと、i)の場合と異なっており、はっきりとしたピークがでずゆるやかに折れ曲がって直線的に上昇する曲線が得られた(図-7)。破壊強度あるいは降伏応力を求めるために両方数値盛でプロットすると、ほぼ二本の直線で表わされる。この折線の屈曲点を降伏荷重

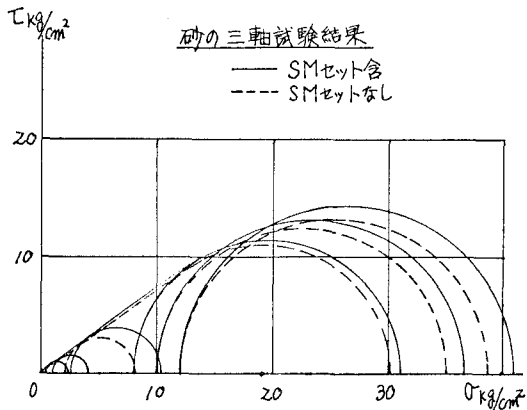
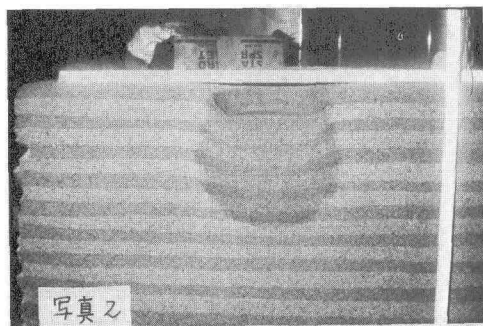
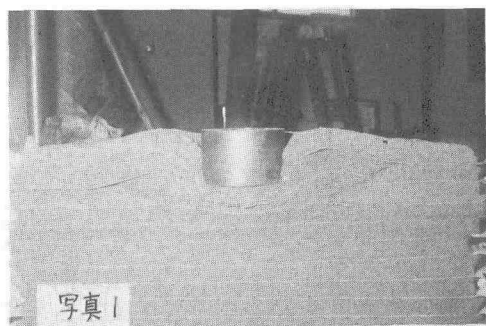
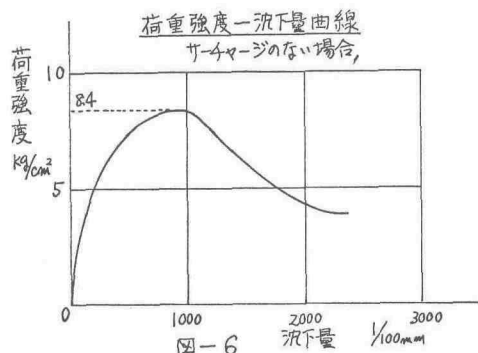


図-5

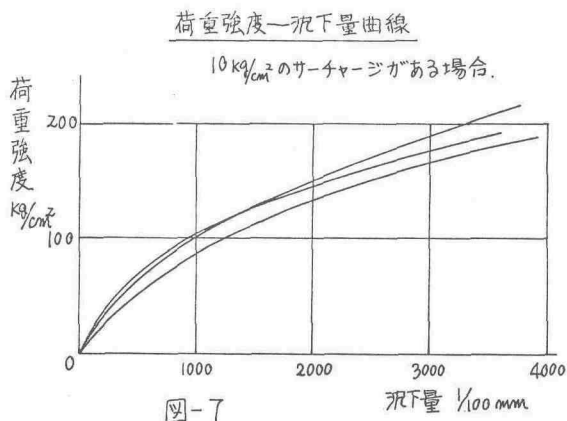
とすると、 $70 \sim 90 \text{ kg/cm}^2$ 程度の値が得られる。地盤内部の破壊状態が写真一に示されている。この場合の地盤の破壊の様子はサーチャージのない場合とまったく異なっており、すべり面は見られず、Terzaghi, Meyerhofらの剛塑性論によるすべり破壊とまったく異った破壊現象であることが明らかである。この写真に示されているように、高い圧力で拘束された地盤の破壊は、載荷部付近における局部的圧縮破壊という形をとるようである。写真に示された載荷部直下の圧力球根状の変色部は、高い圧力のために砂粒子が破砕されて変色した部分を示している。このように深い基礎の先端支持機構については、従来の支持力論は根本的に問題があるようであって、破壊はすべり破壊ではなくて地盤のミクロの組織の圧縮破壊と、圧縮破壊された状態になった球根部が地盤内に押込まれる際に下方および側方への弾塑性圧縮という形で起こっていると考えられる。



円型基礎における砂地盤の極限支持力は、Terzaghiによれば

$$q_d = 0.6 \gamma_2 R N_r + \gamma_1 D_f N_q \quad \text{----- (1)}$$

本実験の場合、 $\gamma_2 = 1.68 \text{ t/m}^3$, $R = 5 \text{ cm}$, $\gamma_1 D_f = 10 \text{ kg/cm}^2$ であって、この地盤のせん断強度 $C=0$, $\phi = 37^\circ$ から支持力係数 N_r, N_q はそれぞれ $N_r=60$, $N_q=50$ となる。Meyerhof 理論によっても $N_r=60$, $N_q=35$ 程度であり、これらの値を用いて計算してみると、 $\gamma_1 D_f=0$ (サーチャージのない場合) は $q_d = 0.3 \text{ kg/cm}^2$ となる。 $\gamma_1 D_f = 10 \text{ kg/cm}^2$ のときには Terzaghi 式によると $q_d = 500 \text{ kg/cm}^2$, Meyerhof によると $q_d = 350 \text{ kg/cm}^2$ となる。実験による値はそれぞれ 8.4 kg/cm^2 , $70 \sim 90 \text{ kg/cm}^2$ であるから、剛塑性論による解ではサーチャージのない場合は安全側過ぎるし、サーチャージのある場合は支持力を過大に見積り過ぎることになる。特にサーチャージのある場合、破壊状態が剛塑性論によるものと全く異なっていることが問題である。この場合の支持力がどのような法則性をもっているかが、今後の課題となる。



4. 有限要素法による解析

本実験の結果を定量的に解析し、地盤内部の破壊状態を明らかにするために、有限要素法による応力解析を試みている。本実験に使用された模型地盤は砂地盤であるから、圧縮力に対しては応力を伝達するが引張力に対しては抵抗しえないと考える。このような *no tension* 材料の問題を解く方法として *stress transfer process* を用いることにした。²⁾ 応力-歪関係の非線型性を表現する為に、荷重増分法-増分法を用いた。図-8に模型地盤の分割要素を示してある。図-9は応力-歪関係の非線型性の仮定を説明するものである。即ち、砂のせん断弾性係数 G は平均主応力の値によって変化し、最大せん断歪 γ が一定値 γ_0 に達するまでは $G = J \sigma_m$ (J は比例定数) に従った値をとるものとした。最大せん断歪 γ が γ_0 を越えると降伏したものとして、 G は一定値 G_0 になると考える。一方体積歪は、平均主応力 σ_m に比例するものとした、 $\sigma_m = k \epsilon_v$ (k は比例定数)。

現在計算中であるので、計算結果は発表時に報告する予定である。

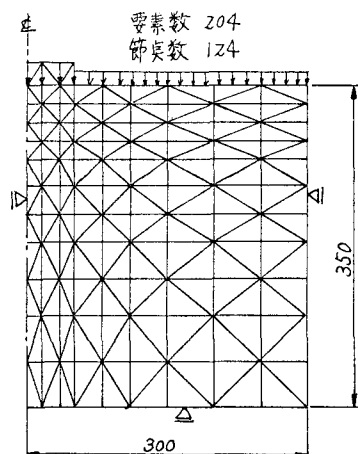


図-8 要素分割

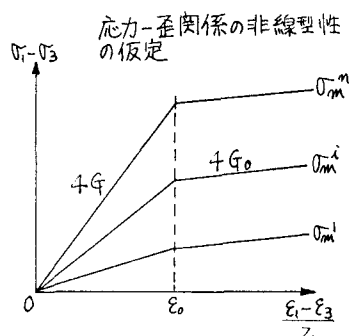


図-9

5. まとめ

深い基礎の先端支持機構を明らかにするため、高圧力で拘束された砂地盤が部分載荷された場合の変形と破壊について実験的に研究した。結果は次の通り。

1. 浅い基礎による破壊は、剛塑性論による Terzaghi の理論のようにすべり破壊とする。
2. 深い基礎の場合には、カーチャージによる拘束効果のために、弾塑性的な圧縮破壊が起こっている。従って、深い基礎の場合には剛塑性論による支持力公式を適用するには問題がある。
3. 本実験において定量的な結論は得られていないが、現象から見て、ミクロ組織内の破壊の問題が重視されねばならない。

なお、本研究を行なうにあたって、本州四国連絡橋公団の援助を受けた。ここに記して謝意を表する次第である。

6. 参考文献

1. Jumikis, A.J. "Soil Mechanics" Von Nostrand, 1962.
2. Kerzif, J. "Deep Foundations Basic Experimental Facts" Proc. North Am. Conf. on Deep Foundations.
3. Vesic, A.S. "Ultimate Loads and Settlements of Deep Foundations in Sand." Sym. Bearing Capacity and Settlements of Foundations, Duke Univ. 1965.
4. O.C. Zienkiewicz, S. Valliappan, I.P. King, "Stress Analysis of Rock as a 'No Tension' Material" Géotechnique 18, 1968, pp 56~66