

III-364 砂地盤上の浅い基礎の大型支持力実験（その1）

—実験概要および荷重沈下特性—

建設省土木研究所

○ 森 浩樹, 岡原美知夫

同 上

高木章次, 小幡 宏

建設省関東地建

小池 信一

新日本製鉄（株）

龍田 昌毅

東京大学生産技術研究所

龍岡 文夫, 森本 励

本州四国連絡橋公団

山田 勝彦

1. はじめに

直接基礎の極限支持力は道路橋示方書など各種基準に示されているように、一般に平面2次元剛塑性理論により推定されてきた。剛塑性理論から得られる支持力は、土要素を等方完全塑性体とし、破壊時に全てのすべり線上で最大せん断強度が発揮されるものとして算定される。しかし、以下の問題点が指摘されるようになってきた。

（1）砂は等方完全塑性体ではなく、異方性・圧縮性を持つものであり、かつ拘束圧によりその強度、変形特性が変化する。（2）精度の高い小型模型実験結果と、厳密な要素試験の値を用いて剛塑性理論に基づき推定した支持力とが一致しない。（3）模型実験の破壊形態を観察した時、砂地盤の破壊は全せん断破壊ではなく進行性破壊の現象を呈する。（4） N_r の寸法効果が小型の重力場の実験および遠心模型実験によって確認された。

しかしながら、これまで行われた模型実験は重力場での小型の模型実験（フーチング幅 $B_0 \leq 10$ cm）および遠心模型実験がほとんどであり、実大規模の現象を予測できるような重力場での大型実験は皆無に近い。

今回、重力場の2次元実験としては従来のものと比べてかなり大きな規模の実験（基礎幅：23 cm, 50 cm）を行った。また、本実験では豊浦標準砂を用い空中落下法により地盤作成を行った。筆者らは同一の材料で同一の供試体作成法で過去に①各種の要素試験、②小型の重力場模型実験、③小型遠心模型実験を行っている。このような一貫したデータをもとに比較検討を行った例は今までにない。

本論文では実験の概要および実験結果（最大荷重および荷重沈下特性）について報告する。

2. 実験方法

実験は、図-1に示すような建設省土木研究所内にある大型二次元実験土槽（幅2m×長さ7m×深さ4m）において行った。地盤は、写真-1に示すような自走式ホッパーに多重ふるい（網目間隔1.686mm, 3.66mm×2）を組合せた装置により気乾状態の豊浦標準砂を空中落下させ作成した。密度は、落下高さを一定（約2m）とし、落下量により調節を行い $1.55 \sim 1.60 \text{ tf/m}^3$ 、すなわち間隙比で0.70～0.65となるようにした。図-1に示すように土槽前面の3m×2m部分が、アクリル板となっており、

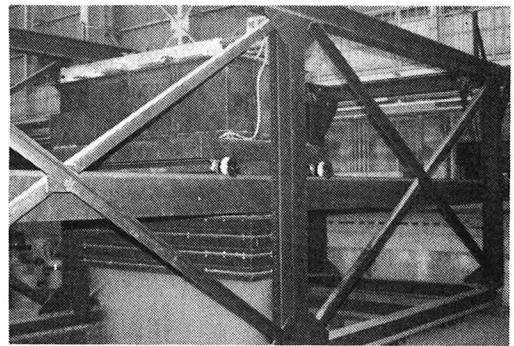


写真-1 地盤作成状況

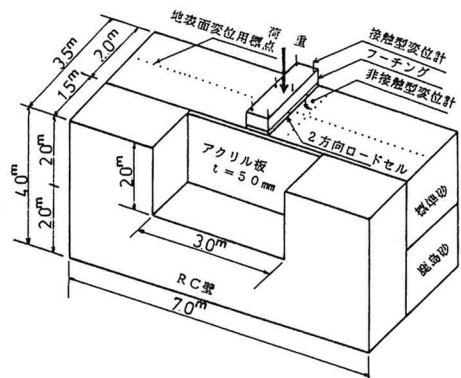


図-1 実験状況

この部分から地盤の破壊状況が確認できる。

荷重は、写真-2に示すように中央1/3が11分割、両端1/3が3分割された直応力とせん断応力の2方向の荷重が測定できる2方向ロードセルをフーチングの下に取り付け測定した。実験対象とする地盤深さは、豊浦標準砂の約2mとした。

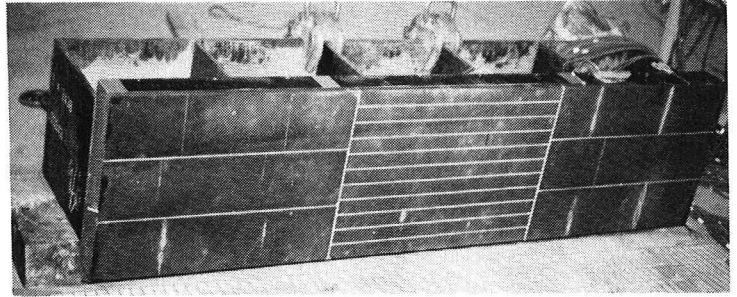


写真-2 2方向ロードセル

フーチング模型の寸法と土槽寸法関係は既往の研究成果¹⁾より決定した。壁面にはシリコングリスを塗布した後メンブレンを添付することにより壁面と地盤との摩擦を除去し、その影響を低減した。また、側壁のたわみ（特にアクリル板）は最大荷重においても0.04%と平面ひずみ状態を満足するものとなった。載荷は、実験棟内にある載荷装置を用い載荷速度2mm/minで変位制御により行い、予想最大荷重の1/2程度で一度除荷を行なう2サイクル方式で行った。

表-1 実験結果

ケース名	基礎幅 (cm)	単位体積重量 (tf/m ³)	中央1/3で測定した $N\gamma$	最大荷重時の沈下量 (mm)
C-1	5.0	1.56	8.5	2.8
C-2	5.0	1.59	11.0	2.7
C-3	5.0	1.56	7.3	2.6
C-4	5.0	1.59	7.6	2.6
C-5	2.3	1.59	12.4	1.3
C-6	2.3	1.56	8.7	1.3

3. 最大荷重および荷重沈下特性

表-1に6ケースの実験結果を示す。図-2に基礎幅50cm、図-3に基礎幅23cmの荷重沈下曲線を示す。荷重は $\gamma B/2$ で無次元化しており最大値が $N\gamma$ を表す。沈下量は基礎幅で無次元化してある。荷重沈下曲線は荷重を一度除荷した

最大荷重の1/2程度までは比較的線形であるが、それ以降勾配がゆるくなり始めた。比較的ゆるい地盤のCASE1, 3では $S/B_0=0.04$ 程度から荷重の増加が鈍くなるが、密な地盤であるCASE2ではそれ程大きく勾配が変化せずに最大荷重を迎えた。最大荷重時ではいずれも $S/B_0=0.052\sim 0.056$ であった。その後、 $S/B_0=0.06\sim 0.10$ あたりで極小値となった後、沈下量の増加とともに徐々に荷重は増大していった。

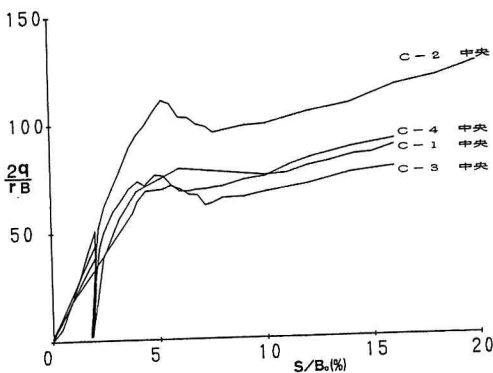


図-2 荷重沈下曲線 (B = 50 cm)

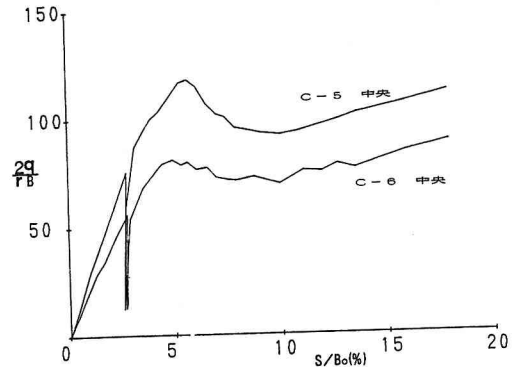


図-3 荷重沈下曲線 (B = 23 cm)

参考文献

- 1) 谷 和夫：砂地盤上の浅い基礎の支持力機構，東京大学修士論文，1986。