

III-463

遠心模型実験装置による乾燥砂中の深い立坑の土圧計測の試み

西松建設 正会員 藤井 利侑
 宇都宮大学 正会員 萩原 敏行
 " 正会員 日下部 治

1. はじめに

近年地下構造物の深層化が進み、深い掘削を行う事例が多くなっている。またシールドの深層化に伴い、工期、経済性の面から立坑の検討が重要となってきた。これらの深い立坑に作用する外力は、作用土圧が3次元性を示すこと、深い位置であるため現場計測が困難であることなどから、現状では不明確な点が多く、設計時には便宜上、通常の土圧の算定式を用いている例が多い。また、重力場の小型模型実験では実物と応力レベルが異なるという問題が生じてくる。そこで、今回遠心模型実験装置を用いて乾燥砂中の深い円形立坑の周辺に作用する静止土圧及び主動土圧の計測を試みたので、実験結果を以下に報告する。

2. 実験概要

実験に使用した試料は豊浦標準砂で、その物理的ならびに力学的性質は表-1に示す通りである。立坑模型は、図-1に示すようなアルミニウム製の外径60 mm、長さ360 mmの円筒型のもので、表面の片側5箇所には2方向ロードセルが埋め込まれている。また模型は、静止土圧のほか主動土圧を測定するために2つ割れの構造となっている。実験は、試料容器中央部に立坑模型を設置し、気乾状態の豊浦標準砂をボアリングにより相対密度が約70.0% ($\gamma = 1.52 \text{ gf/cm}^3$) となるような模型地盤を作成した。地盤層厚は、静止土圧の場合は28.0 cm、主動土圧の場合は20.0 cmとし、遠心加速度は共に100 Gの条件で行い、プロトタイプの深さは20~30 mを想定した。

今回の主動土圧の計測は、立坑を深さ方向に水平に変位させる条件で行った。すなわち、2つ割れの立坑の隙間を予め約2.0 mm開けておき、100 Gの状態ではソレノイドを使いピンを開放し、中央部のロッドが落ちることにより立坑の隙間が閉じる時の土圧の変化を調べた。このシステムでは、隙間が瞬間的に閉じる構造であるが、モーターによる変位制御により、土圧の変化を調べる実験システムを現在開発中である。

3. 実験結果及び考察

3.1 静止土圧

図-2は、遠心加速度の増加に伴う土圧（水平土圧 σ_h 、垂直土圧 σ_v ）の変化を示したものである。各地点の土圧の値は、遠心加速度の増加につれ、おおむね直線的に増加していることがわかる。また、深い位置での水平土圧 σ_{h4} 、 σ_{h5} は、遠心加速度の増加に対して同様な増加傾向を示し、垂直土圧の結果でもこの傾向が見られる。

図-3は、水平土圧 σ_h をその位置での土被り圧 $n\gamma z$ (n :遠

表-1 豊浦砂の物理定数

比 重 (Gs)	2.66
最大間隙比 (e_{max})	0.966
最小間隙比 (e_{min})	0.610
内部摩擦角 (ϕ) (平面ひずみ試験 $Dr = 70\%$)	42.0°

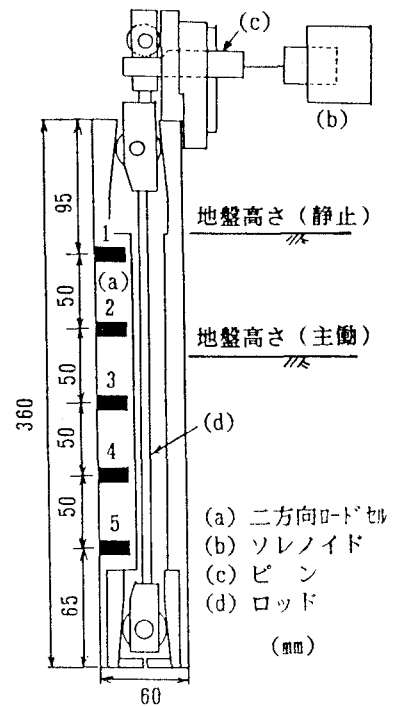


図-1 立坑模型

心加速度）で除した値（以下 K_0 とよぶ）を深さ方向にプロットしたものである。浅い位置での K_0 値には多少のバラツキが見られるものの深くなるにつれてその差が小さくなり、深さ20m付近の結果は再現性の良いデータが得られている。 K_0 の値は深さとともに減少し、深さ15m以深においては、0.3付近で一定値をとり、これはJakyの式より得られる静止土圧係数の値にほぼ近い値である。

3.2 主働土圧

図一4は、深さ方向におけるソレノイド開放前後の水平土圧の変化量を示している。前後の値ともに特に深い位置においてはJakyの K_0 値、ランキンの主働土圧係数 $K_a = \tan^2(45^\circ - \phi'/2)$ の結果に比べて低い値であり、過去の土圧実験結果¹⁾と同様な結果を得た。この理由として、拘束圧の増加による ϕ の低減²⁾や立坑周囲にアーチ作用が生ずること³⁾などが指摘されているが、この問題は実験データを蓄積して今後検討していきたい。

図一5は、立坑に作用する主働土圧分布を示している。図中には比較のために、杭体の周面に作用する圧力分布を推定した以下に示すBeresantseの近似式⁴⁾の結果も示した。

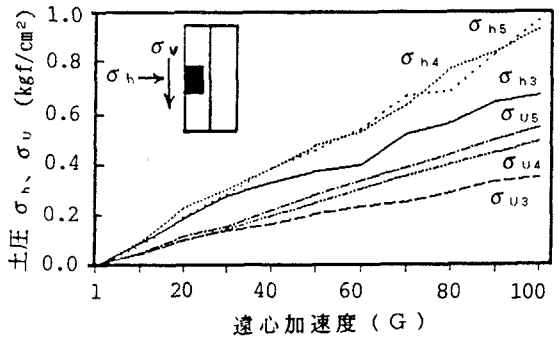
$$\sigma_r = r \gamma \frac{\sqrt{K_a}}{\lambda - 1} \left[1 - \left(\frac{r}{r_b} \right)^{\lambda - 1} \right] + q \left(\frac{r}{r_b} \right) + c \cos \phi \left[\left(\frac{r}{r_b} \right)^{\lambda} K_a - 1 \right]$$

ここで、 $K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$ 、 $r_b = r + z \sqrt{K_a}$ 、 $\lambda = 2 \tan \phi \tan(45^\circ + \phi/2)$
 今回のケースでは $q=0$ 、 $c=0$ であるので第1項のみの式となる。実験値は、Beresantseの結果に比べて全体的に大きい値であるが、深いほどその差が大きくなっている。以上より、特に深い位置での立坑に作用する土圧の評価については再検討が必要と考えられる。

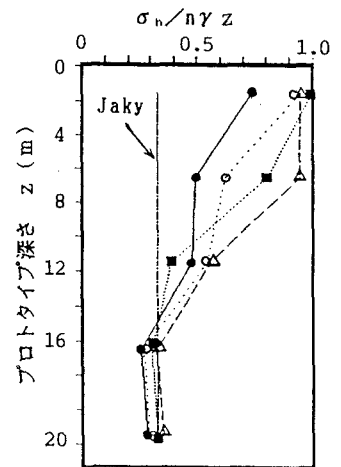
4. おわりに

遠心力場において、深い立坑に作用する静止土圧、主働土圧の測定を実施した。今後、実験システム等の改良を加え、立坑の変位条件、立坑の断面形状をパラメータとする実験や受働土圧の計測も行う予定である。

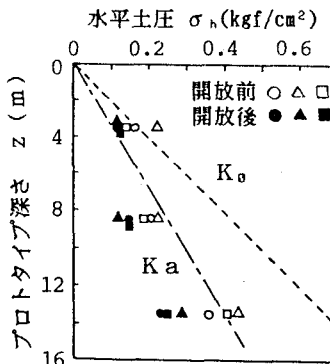
参考文献 1)市原・松沢：壁変位中における土圧特性と裏込め砂のせん断特性の関連、土木学会論文集、第176号、pp.61-74, 1970. 2)篠原・藤田・斉藤・木村：遠心荷重装置を用いた砂の主働土圧実験、第21回土質工学研究発表会、pp.1411-1412, 1986. 3)小野・山田：乾燥砂または砂利層内の立坑に作用する土圧の解析、土木学会論文集、第376号/III-6、pp.93-100, 1986. 4)Kazdi, P. : Lateral earth pressure, Foundation Engineering Handbook, pp.217-218, 1975.



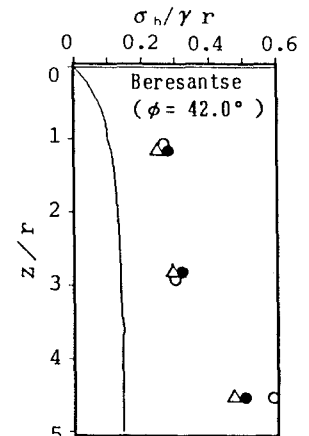
図一2 遠心加速度と土圧の関係



図一3 深さ方向の K_0 分布



図一4 水平土圧の変化



図一5 主働土圧分布