

III-B178

乾燥砂中の深い円形立坑に作用する土圧についての検討

西松建設技術研究所 正会員 今村 真一郎
 西松建設技術研究所 正会員 萩原 敏行
 中央大学理工学部 正会員 藤井 齊昭

西松建設土木設計部 正会員 藤井 利侑
 西松建設技術研究所 正会員 野本 寿

1. まえがき

筆者らは、乾燥砂中の深い円形立坑に作用する土圧と周辺地盤の変形挙動を明らかにすることを目的として、遠心模型実験と弾塑性有限要素解析により一連の研究を実施している^{1), 2)}。本報文では、掘削深さ50mを想定した大深度円形立坑の遠心模型実験を実施し、立坑に作用する土圧について、これまで行った実験結果と併せて検討したので以下に報告する。

2. 遠心模型実験の概要

遠心模型実験に使用した立坑実験装置の概要図を、計測工とともに図-1に示す。立坑のモデル化、実験方法等の詳細については別報²⁾を参照されたい。実験に使用した試料は、気乾状態の豊浦標準砂 ($G_s=2.63$, $e_{max}=0.961$, $e_{min}=0.593$) である。模型地盤は、空中落下法により相対密度が70%となるように作成した。実験は表-1に示すように、立坑の可動部上下端の同時変位により主働状態を模擬する主働変形実験を3ケース、立坑周辺の最終破壊断面を確認した実験(1ケース)の計4ケースについて、遠心加速度981m/s²(100g)の条件で実施した。したがって、立坑モデルをプロトタイプに換算すると直径(D_p)12m、深さ(H_p)50mの立坑(アスペクト比: $H_p/D_p=4.2$)に相当する。なお、本実験は、1998年12月西松建設愛川衝撃振動研究所に新しく導入された遠心振動載荷実験装置(有効半径3.80m、最大搭載容量19.2MN·m/s²)を使用して行った。

3. 実験結果および考察

1) 立坑水平変位に伴う立坑土圧分布

4ケースの実験の再現性は、静止状態における立坑土圧計測結果から十分に確保されていると判断されたため、以下ではSA-2を取り上げて考察を述べる。図-2は、立坑水平変位に伴う深さ方向の水平土圧分布を、静止状態から主働状態に至るまでの変化として示している。なお、y軸は深さ(Z)を立坑深さで無次元化した値 Z/H_p として示している。図内には、二次元のランキン主働土圧および軸対称のBeresantsevの解析解³⁾を比較のために示した。静止土圧は、最下部を除いてほぼ直線分布を示し、Jakyの式 $K_0=1-\sin\phi'$ ($\phi'=42^\circ$)より仮定した結果にはほぼ近似される。土圧分布はひずみレベルに増加に伴い、立坑最下部から次第に主働状態に達していく、最終的にはBeresantsevの解析解(軸対称)に漸近する傾向となる。

$\delta/H = 2.0 \times 10^{-3}$ の立坑水平変位レベルでの立坑に作用する深さ方向の主働土圧分布は、深さ方向によらずほぼ一定値に収束する傾向を示し、特に深い位置ではランキンの主働土圧の値に比べて小さいことがわかる。また、この結果は同じ実験システムを用いて、プロトタイプ深さ20m ($H_p/D_p=3.3$)、30mを想定して実施した結果^{1), 2)}と同様な土圧分布性状となり、当実験の妥当性が示された。

2) ひずみレベルに応じた立坑土圧分布

1) の結果から、立坑の上下同時水平変位モードによる各ひ

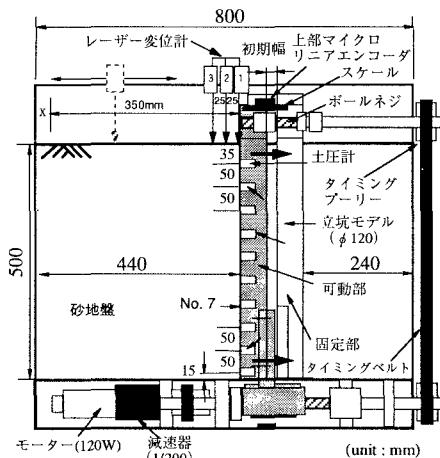


図-1 立坑模型実験装置の概要

表-1 実験ケース

実験コード	遠心加速度 a (m/s ²)	プロトタイプ 直 径 深 さ (モデル寸法)	単位体積 質量 γ_d (kN/m ³)	立坑最大水平 変位量 δ (mm)	ひずみ速度 (mm/min)
SA-1		$D_p=12m$ ($D=120mm$)	15.2		
SA-2	981 (100g)	$H_p=50m$ ($H=500mm$)	15.2	3.6	0.75
SA-3			15.3		
SA-4			15.3	10	

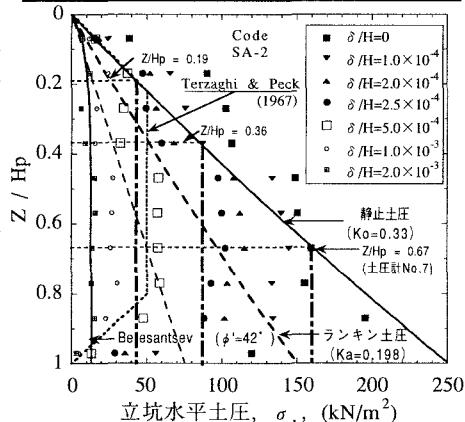


図-2 立坑変位に伴う立坑水平土圧分布

キーワード：立坑・主働土圧・遠心模型実験・砂地盤（連絡先〒243-0303 神奈川県愛甲郡愛川町中津字桜台4054番地、西松建設（株）愛川衝撃振動研究所 TEL 0462-85-7101 FAX 0462-85-7104）

すみレベルにおける土圧分布形状も立坑深さ、すなわち応力レベルに依存せずほぼ同じであることが確認された。特に図-2に示される $\delta / H = 5.0 \times 10^{-3}$ での土圧分布形状は、Terzaghi & Peck (1967)⁴⁾が現場データの切梁反力を基づき推定した側圧分布形状(破線表示)に良く一致している。遠心実験結果からは、立坑下部付近($0.8 \leq Z/H_p \leq 1.0$)の土圧は立坑の変位直後に急減している。しかし、 $Z/H_p=0.8$ 以深の底部に近い土圧は、施工条件により複雑に変化することが考えられるため、安全側の値として底部まで一定とした土圧分布を仮定した。

ここでは、土圧分布形状を決定づけるひずみレベルの基準として、SA104を除く3ケース(SA-1~3)では静止土圧が最も安定している土圧計No.7($Z/H_p=0.67$)に着目した。まず、このNo.7の土圧が立坑の変位直後、ランキン土圧、ランキン土圧の1/2およびBerezantsevの解析解に等しくなる4つのひずみレベルに分類し、各ひずみレベルにおける主働土圧を算出する。次に、これらの主働土圧と静止土圧が等しくなる深さ Z/H_p をそれぞれ求め、その位置から底部まで一定とした土圧分布を仮定した。(図-2、1点鎖線表示)。

以上を踏まえ、立坑の変位レベルに応じた土圧推定式を整理した。今回の実験値を過去に実施した遠心実験のデータ(深さ20m, 30m)とともに図-3に土圧推定式と併せて示した。なお、横軸は水平土圧 σ_h を γR (γ :土の単位体積重量、R:立坑半径)で正規化した。

① $0 < \delta / H \leq 3.0 \times 10^{-4}$

i) $0 \leq Z/H_p \leq 0.67 (= \alpha)$ 、ii) $0.67 \leq Z/H_p \leq 1.0$

② $3.0 \times 10^{-4} < \delta / H \leq 6.0 \times 10^{-4}$

i) $0 \leq Z/H_p \leq 0.36 (= \beta)$ 、ii) $0.36 \leq Z/H_p \leq 1.0$

③ $6.0 \times 10^{-4} < \delta / H \leq 2.0 \times 10^{-3}$

i) $0 \leq Z/H_p \leq 0.19 (= \lambda)$ 、ii) $0.19 \leq Z/H_p \leq 1.0$

ここで①~③では、

$$i) \sigma_h / (\gamma R) = K_0 \times (H_p / R) \times (Z / H_p)$$

$$ii) \sigma_h / (\gamma R) = (\alpha, \beta, \lambda : \text{定数}) \times K_0 (H_p / R)$$

④ $2.0 \times 10^{-3} \leq \delta / H \leq 2.0 \times 10^{-2}, 0 \leq Z/H_p \leq 1.0$

$$\sigma_h / (\gamma R) = \sigma_B / (\gamma R), \sigma_B : \text{Berezantsev's solution}$$

4.まとめ

今回は、立坑のアスペクト比や変形モードなど実験条件が制約されたものの、掘削最大深さ50mまでの乾燥砂中の大深度円形立坑に対して、立坑の変位レベルに応じた合理的な土圧推定式を示すことができた。また、実地盤は室内模型実験で便宜的に利用される一様地盤とは、深さ方向に地盤剛性が異なること、土圧は変形モードにも依存することから、今後、地盤条件や変形モード等を変えた実験を行う予定である。

謝 辞:本研究の実施にあたり、貴重な御助言、御指導を頂いた徳島大学工学部 上野 勝利講師に対し心から謝意を表します。

【参考文献】 1) 藤井ら:乾燥砂中の深い円形立坑周辺地盤の主働時破壊メカニズム、土木学会論文集、No.541/Ⅲ-35, pp.87-98, 1996. 2) 今村ら:大深度円形立坑遠心模型実験(その1~3), 第32回地盤工学研究発表会, 1997. 3) Berezantsev, V.G.: Earth pressure on the cylindrical retaining walls, Brussels Conf. on Earth Pressure Problems, pp. 21-27, 1958. 4) Terzaghi, K. and Peck, R. B.: Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, 1967.

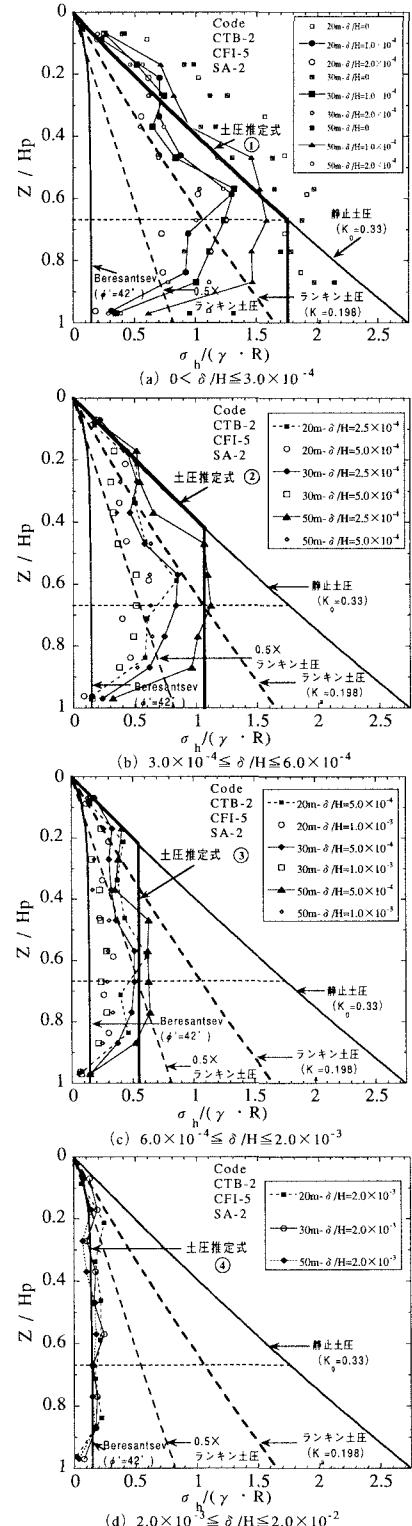


図-3 立坑変位レベルに応じた水平土圧分布