

# 乾燥砂中の深い円形立坑に作用する土圧の 遠心模型実験と有限要素解析

藤井利侑\*・萩原敏行\*\*・石橋 貢\*\*\*・  
田口 敦\*\*\*\*

乾燥砂中の深い円形立坑に作用する土圧に関して、遠心模型実験と弾塑性有限要素解析を実施し、立坑周囲に作用する土圧分布について比較検討を行った。その結果、二次元のランキンの主動土圧は、特に深い位置では土圧を過大評価していること、および深さ 20 m までの立坑周囲の水平土圧分布に関しては、弾塑性有限要素解析により遠心実験結果をほぼ説明できることが明らかになった。

**Key Words** : shaft, earth pressure, model test, finite element method

## 1. ま え が き

近年、都市の人口の過密化と地下構造物の深層化に伴い、シールド工事における円形立坑や土留め構造物において、大深度掘削を行う事例が多くなっている。これらの三次元性を示す深い立坑に作用する土圧においても、現状の設計時には便宜上、2 次元のクーロン、ランキン土圧を算定式として用いることが多い。

現行のケーソン基礎や深礎杭の設計指針<sup>1)</sup>では、土圧分布は深さ 15 m までは三角形分布とし、それ以深では一定値をとるとしているが、この規定も確固たる保証のものではない。特に、円形立坑のような 3 次元性を示す場合の土圧分布は、2 次元の仮定はしばしば土圧の過大評価になり、しかもアーチング効果や拘束条件の影響により深い位置になる程 2 次元の土圧分布との差は大きくなる。

ここで、円形立坑に作用する土圧に関する研究をレビューしてみると、初期には塑性平衡理論に基づく Terzaghi<sup>2)</sup>、Steinfeld<sup>3)</sup>らの理論的な研究が挙げられる。Terzaghi<sup>2)</sup>は、立坑を横切る水平面上の古典的なランキン理論に基づく塑性釣合いから土圧分布を求めている。Steinfeld<sup>3)</sup>は、軸対称条件に対してコーンの形状に土塊がすべると仮定した土圧分布を与えている。

Beresantsev<sup>4)</sup>は、軸対称の鉛直円筒表面に作用する土圧を極限釣合法により解析的に求めている。水平土圧は、深い位置になる程一定値に収束する傾向となり、ランキンの主動土圧よりもかなり小さい値となる結果を得ている。Prater<sup>5)</sup>は、砂質地盤内の立坑に作用する土

圧に関する詳細なレビューを行うとともに、土圧分布の式を誘導している。さらにこの結果を粘性土地盤に対しても拡張し、土圧分布の評価と底部破壊まで考慮した限界高さの検討を行っている。

円形立坑周囲の応力状態については伊東<sup>6)</sup>が、塑性理論に基づいて鉛直な円形立坑の周囲における弾塑性応力状態を解明し、立坑周囲地盤の弾塑性境界の半径と地盤内の応力分布を求める計算式を提案している。また川本<sup>7)</sup>は、立坑が素掘りあるいは巻立を有する場合に対して、平面ひずみ問題として立坑の周囲の応力状態の近似式を求め、さらに同一深さにおいて一様に分布する鉛直圧力を考慮に入れた解を求めている。

Lade ら<sup>8)</sup>は、現場の応力場をモデル化するために遠心模型実験装置を用いて、施工過程を考慮した乾燥砂中の円形立坑に作用する水平土圧に関する実験を行っている。計測された水平土圧は、Beresantsev の解析解<sup>4)</sup>に比べて大きくなり、特に立坑の底部付近での土圧が大きくなるとし、立坑シャフトの剛性と土の強度が水平土圧に影響することを指摘している。

一方、2 次元の鉛直壁面に作用する土圧に関して、主動土圧と壁変位、破壊モードに着目した遠心模型実験が東京工業大学のグループにより行われている。篠原<sup>9)</sup>は、豊浦標準砂を用いて剛な鉛直壁を下端中心として回転変位させ、壁に作用する主動時の壁による裏込め土の変形挙動について調べている。裏込め土は水平変位が壁高の  $10^{-3}$  倍程度で塑性化し、これは市原<sup>10)</sup>による重力場の壁変位による土圧実験と同様な結果であり、またすべり線の方法はランキンの主動状態に近いとの結果を得ている。

また、König ら<sup>11)</sup>は、トンネルと立坑建設中の 3 次元の応力の再配分の影響について遠心模型実験により検討し、掘削周囲の土のアーチング効果によりライニング先端部分に応力集中の起こることを指摘している。

\* 正会員 西松建設(株) 土木設計部課長  
(〒105 東京都港区虎ノ門 1-20-10)

\*\* 正会員 工修 群馬大学工学部 助手

\*\*\* 正会員 工修 西松建設(株) 土木設計部

\*\*\*\* 正会員 工修 福島県庁(元宇都宮大学大学院生)

アーチ作用により土圧の低減することは、Terzaghiの擁壁実験<sup>2)</sup>、Prater<sup>5)</sup>によって指摘されている。小野ら<sup>12)</sup>も、砂および砂利層地盤に対する立坑の模型実験と解析結果より、立坑周辺に粒状体アーチが形成されることによって、立坑壁には非常に小さな圧力しか伝達されず、この圧力の大きさは立坑の直径には比例するが、深さには関係しないことを明らかにしている。

土屋ら<sup>13)</sup>は、円形土留め壁に作用する土圧の近似解を、地盤の3主応力を考慮したドラッカー・プラガーの判定式を地盤の塑性判定に適用し、壁体の剛性を考慮して求めている。さらに、土留め壁の剛性の变化に伴う作用土圧の大きさと壁体変位について考察し、土圧算定値は二次元のランキン・ゼナール式で求めた主動土圧よりも小さく、現場実測値の傾向とほぼ一致するとしている<sup>14)</sup>。

深い立坑に対してのこれまでに報告された現場計測の事例は極めて少ないが、粘性土地盤内の立坑に作用する側圧は深さに比例して増大する三角形分布をとり、台形分布とは異なるとの報告<sup>15)</sup>がある。

以上円形立坑に関してはいくつかの研究や施工事例はあるものの、これらは、実測値、実験値あるいは解析値と比較したクロスチェックが十分なされていない。特に、粘性土に関しては水圧の取扱い、時間依存の問題を含め不明な点が多い。従って、今後の地下50 m以上の大深度下での大口径の立坑の合理的な設計のためには、設計土圧をどのように定めるか、立坑の剛性や壁面の粗さ角が土圧に与える影響、構造体に作用する応力の評価、近接施工の影響等の問題の解明が急務となる。

そこで、以上の問題点究明の第1段階として、今回、乾燥砂中の立坑周囲の土圧問題に着目した検討を行った。

本研究は、乾燥砂中の深い円形立坑に作用する土圧に関して遠心模型実験<sup>16)~18)</sup>と弾塑性有限要素解析<sup>19)</sup>を実施し、両者の比較を行うことにより、立坑周囲に作用する土圧分布についての考察を行なったものである。

## 2. 遠心模型実験

### (1) 遠心模型実験装置および試料容器

遠心模型実験は、宇都宮大学工学部所有の有効半径1.18 mの遠心模型実験装置<sup>20)</sup>を用いて行った。表-1は、装置の性能をまとめたものである。データの収録は、各センサーの信号をスリッピングを介して装置外部のひずみ測定器に送り、これらをコンピュータに保存した。

実験に用いた試料容器は、鋼製の直方体容器(内寸法498×259×299 mm)で、容器の剛性は砂地盤のそれに比べて十分大きい。

### (2) 立坑土圧実験装置の試作

土圧計測のために作成した立坑模型装置は、図-1に示す通りである。立坑模型は、アルミニウム製で円筒型

表-1 遠心模型実験装置の諸元

有効半径	1.18 (m)
最大加速度	120 (G)
最大搭載質量	0.15 (t)
容量	18 (G・t)
駆動馬力	11 (kW)
試料容器搭載型式	スイングアップ式

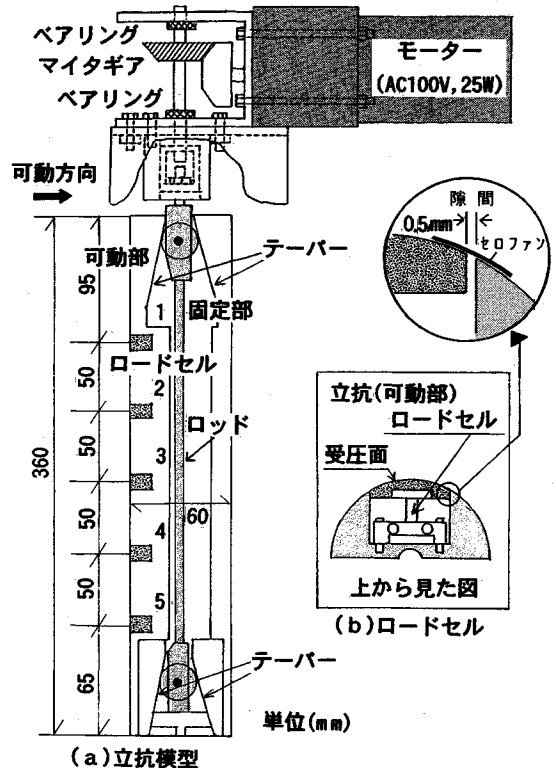
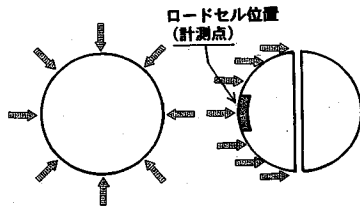


図-1 立坑模型装置

をしており、二つ割れの構造となっている。寸法は、外径60 mm、高さ360 mmである。アルミニウム円筒(立坑)は、その剛性が地盤に対して十分大きい剛な条件とした。なお、アルミニウムの肉厚は平均25 mmであり、立坑模型装置を水平にして一点載荷で曲げ試験を行った結果、最大たわみ量は490 Nの荷重下でも立坑装置の長さの0.05%以内であり、アルミニウム円筒は十分剛であると判断される。

土圧計測のために片側の可動部には深さ方向5箇所の位置に50 mm間隔に立坑壁面に水平に作用する水平土圧を計測するためのロードセルが埋め込まれている。ロードセルの先端の受圧面の寸法は24×10 mmであり、立坑表面に沿った曲率を有する(図-1(b))。

現実の円形立坑が、静止状態から主動状態に至るまでの立坑周囲の変位モードは図-2(a)のような軸対称をなすと考えられるが、実験システムの構造上の制約から今回第1次近似として図-2(b)のような変位モードを



(a) 円形立坑(軸対称) (b) 模型実験(片側一方向)

図-2 変位モード

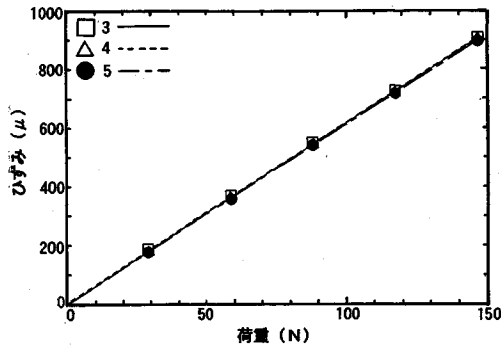


図-3 ロードセルの検定結果(重力場)

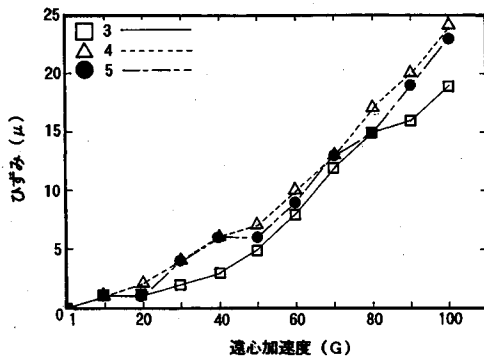


図-4 ロードセルの検定結果(遠心力場)

想定した実験を行った。なお、ロードセルによる土圧計測点は、立坑の変位方向に垂直な中央付近となるようにした(図-2(b))。

立坑表面は、研磨されたアルミニウムのままとした。アルミニウム表面の表面粗さは、表面粗さ計による測定結果から  $3\mu\text{m}$  以下であり、従って今回の立坑表面は十分滑かな状態に相当する。図-1(b) に示すように立坑本体とロードセル受圧面との隙間は  $0.5\text{mm}$  であり、この部分には立坑内部に砂が入らないようセロファンを貼り付けた。ロードセルの最大容量は  $147\text{N}$  である。

### (3) ロードセルの性能、検定

立坑模型の 3, 4, 5 の位置のロードセル(図-1) について重力場、遠心力場で出力の検定試験を行った。

図-3 に重力場でのロードセルの検定結果を示すが、

表-2 試料の物理・力学的特性

比重 $G_s$	2.66	
最大間隙比 $e_{max}$	0.98	
最小間隙比 $e_{min}$	0.60	
相対密度 $D_r$ (%)	70	10
単位体積重量 $\gamma_d$ ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )	14.90	13.43
内部摩擦角 $\phi$ (°)	42.0	34.0

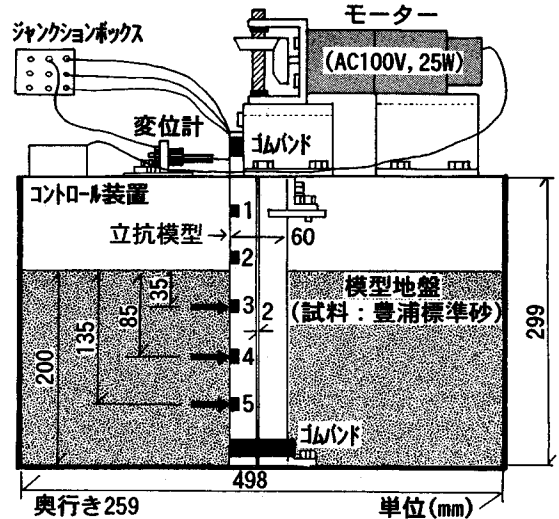


図-5 実験システム

非直線性、ヒステリシスはともにフルスケールに対して  $0.1\%$  と良好な結果が得られている。

立坑模型に取り付けたロードセルの遠心力場での自重による補正值は、以下のような検定により評価した。

試料容器内に試料を入れない状態で、中央部に立坑模型を鉛直となるよう固定し、重力場の状態でのインシャル値を測定する。その後、遠心加速度を  $10\text{G}/\text{min}$  の速度で  $100\text{G}$  まで加速し、その間  $10\text{G}$  ごとにロードセルの出力を計測した。図-4 には遠心加速度の変化に伴うロードセルの自重による出力値を示しているが、 $100\text{G}$  での最大出力は最大容量の  $2.44\%$  である。なお、実測の土圧データは、各深さごとにこれらの値を補正して整理した。

### (4) 実験システムおよび方法

実験には、豊浦標準砂を試料として用いた。その物理・力学的性質は表-2 に示す通りである。

図-5 は、模型地盤中に立坑模型を設置した様子を示している。二つ割れの立坑は一方方向に予め  $2\text{mm}$  の隙間を開けておく。なお、両側の隙間は砂が入り込まないように厚さ  $0.2\text{mm}$  のアルミ箔を紙テープで貼り留めた。

実験は、以下の手順で実施した。まず重力場で試料容器中央部に立坑模型を設置する。次に、この状態の試料容器内に、気乾状態の試料を用いて空中落下法により模

型地盤を作成した。試料容器底面と砂試料と間の摩擦は、底面に十分な研磨を施し、さらにコーティング材を塗布することにより除去した。地盤の相対密度 ( $Dr$ ) は 70, 10% (落下高さ 75 cm ( $Dr=70\%$ ), 5 cm ( $Dr=10\%$ )) の 2 種類とした。地盤高さ ( $H$ ) は、遠心装置の容器の最大容量の制約から 20 cm とした。立坑上部に、立坑に水平変位を与えるためのモーター ((株)日本サーボ, AC 100 V, 25 W), 立坑変位を計測するための変位計 (最大容量 10.00 mm) を設置する。実験システムの総重量は、約 1.5 kN である。

遠心加速度を 10 G/min の速度で加速し、10 G ごとに水平土圧の変化を計測した。100 G に達したら、モーターを駆動させ図-1 のマイタギアを介してロッドを下げて、上下のテーパーにより片側の可動部を 1.3 mm/min の速度で、上下平行となるように水平変位させた。このとき、可動部の立坑がスムーズに変位するように、立坑の上下部分に予めゴム (幅 17.0 mm, 厚さ 3.6 mm,  $E=745 \text{ kN/m}^2$ ) を巻き付けておいた。この間 2 秒間隔で、立坑変位と立坑壁面に作用する土圧の計測を、立坑の水平変位が 2 mm となるまで実施した。水平土圧の計測点は、地盤表面から 3.5 cm (プロトタイプ深さ: 3.5 m), 8.5 cm (8.5 m), 13.5 cm (13.5 m) の 3 箇所とした。

#### (5) 実験ケース

遠心実験は、模型地盤の相対密度を密な場合 ( $Dr=70\%$ ) 4 ケース、緩い場合 ( $Dr=10\%$ ) 2 ケースについて実施した。他の実験条件は、前節の実験方法で述べた通りで一定とした。

### 3. 円形立坑周面に作用する土圧の有限要素解析

#### (1) 解析メッシュ

軸対称の弾塑性 FEM 解析により、土圧計測の遠心実験の数値シミュレーションを行い、水平土圧について実験値と解析値との比較考察を行った。

図-6 は、解析に用いた有限要素メッシュ ( $H/D=3.33$ ,  $D$ : 立坑直径, 要素数 64, 節点数 531) を示したものである。有限要素は、6 面体の頂点と辺の中点に節点を有する 20 節点のアイソパラメトリック要素を用い、ガウス点は 8 点とした。解析メッシュの寸法および境界条件は、遠心実験の条件にできるだけ近くなるように設定した。弾塑性解析であるため、計算時間と容量の関係からメッシュ分割数は制約を受けるが、立坑壁面近くの要素はできる限り細かくし、計算精度の向上を計るようにつとめた。また、 $z$  軸方向よりみたメッシュは、 $x$  軸に対して対称な扇型をなすものとし、 $x$  軸から上下にそれぞれ  $5^\circ$  の中心角を有する形状とした。境界条件は、地盤背面の  $z$  方向は自由、地盤底面は滑らかとした。有限要素プログラムは、先に鶴飼<sup>21)</sup>が発表した弾塑性

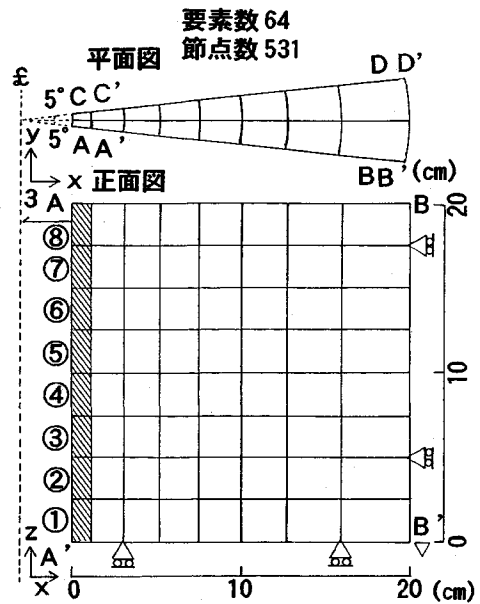


図-6 有限要素メッシュ ( $H/D=3.33$ )

FEM プログラムを用い、断面 AA'B'B, CC'D'D の変位が断面に沿って中心方向へ向かう条件となるように剛性マトリックスを修正した。

土の降伏関数と破壊基準には Mohr-Coulomb 式を用い、塑性ポテンシャルは Drucker-Prager 式を適用した。計算は、平面ひずみ状態でのダイレイタンス角 ( $\phi$ ) が内部摩擦角 ( $\phi$ ) に一致する関連流れ則の条件で行った。

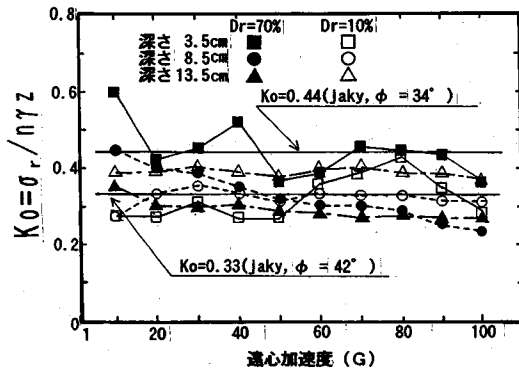
主動状態の再現は、立坑周面を仮定した A-A' 断面の節点を立坑半径方向内側に強制変位 2 mm を与えることにより行った。2 mm までの変位増分ステップは 2000 とした。鉛直方向の変位拘束は、自由とした。アルミニウム表面は十分滑らかであることから、今回はアルミニウム表面と試料との摩擦角の影響は考慮しないこととした。立坑に作用する土圧は、立坑周面に最も近い①～⑧の要素 (図-6) のガウス点での土圧により評価した。解析では、要素内に作用する土圧を使用することを原則としたため、代表値として、壁面に近い側のガウス点の値を用いた。メッシュの分割を細かくしているので、ガウス点の値は近似的に壁面土圧を表わしていると考えられる。

#### (2) 入力パラメータ

解析に用いた入力パラメータを表-3 に示す。単位体積重量は、遠心実験で測定したデータを使い、 $\phi$  は三軸圧縮試験結果の値を使用した。100 G の状態での模型地盤の静止土圧係数  $K_0$  は、遠心実験の結果より Jaky の実験式にほぼ近い結果が得られている<sup>17)</sup>のでこの値を用いた。

表-3 解析に用いた入力パラメータの一覧

模型地盤相対密度	$D_r$	70%	10%
弾性係数	$E$	19600 (kN/m <sup>2</sup> )	4900 (kN/m <sup>2</sup> )
ポアソン比	$\nu$	0.375	0.375
単位体積重量	$\gamma_s$	14.90 (kN/m <sup>3</sup> )	13.43 (kN/m <sup>3</sup> )
内部摩擦角	$\phi$	42.0°	34.0°
静止土圧係数	$K_0$	0.33	0.44

図-7 遠心加速度の変化に伴う  $K_0$  の変化

入力パラメータの決定に際しては、密な地盤 ( $D_r=70\%$ ) のケースについて弾性係数 ( $E$ ) とダイレイタンシー角 ( $\phi$ ) について予備的な解析を行った。

弾性係数は、平均主応力の関数として表せることが指摘されている。そこで、 $E=E_0 (P/P_a)^{1-m}$  ( $E_0=19600 \text{ kN/m}^2$ ,  $P$ : 平均主応力,  $P_a: 98 \text{ kN/m}^2$ ,  $m=0.3$ ) とした場合について計算を行ったが、 $E=E_0$  のケースと比べると同一深さでの主働土圧の差は5%程度であり、主働土圧に関しては弾性係数の影響は小さいことが確認された。

また、 $\phi=\phi-30^\circ$  とした非関連流れ則のケースについての計算を行い、関連流れ則 ( $\phi=\phi$ ) の結果との比較を行った。地盤の変形領域については非関連に比べ関連の場合の方が大きくなり違いがみられたものの、地表面近くを除けば最終的な主働土圧の差は10%以内で大差のないことが確認された。本研究では、特に深い立坑に作用する最終的な主働土圧分布に着目しているため、次節の遠心実験結果の比較は、弾性係数を深さ方向に一定とした関連流れ則を適用した解析結果と行った。

#### 4. 実験値と解析結果の比較および考察

##### (1) 遠心実験における模型地盤の静止土圧係数

均一な模型砂地盤上で加速度履歴を与える遠心模型実験の結果<sup>23), 24)</sup>によれば、遠心加速度履歴が地盤の応力状態に無視しえぬ影響を与えることが指摘されている。これは遠心加速度履歴により地盤内部の空隙比が変化するため、その結果模型地盤内の  $K_0$  値は深さ方向に減少する分布となることが報告されている<sup>24)</sup>。

そこで、今回の遠心実験での遠心加速度の増加に伴う地盤の各深さでの静止土圧係数  $K_0 (= \sigma_r (\text{水平土圧}) / (n\gamma z) (\text{理論土被り圧}))$  の変化について調べてみた。図-7に遠心加速度と  $K_0$  の関係を示す。密な地盤 ( $D_r=70\%$ ) の場合、 $K_0$  値は遠心加速度の増加とともに減少する傾向を示しているが、100 G では Jaky の式 ( $K_0=1-\sin\phi$ ) の値 0.33 にほぼ等しくなっている。深さ 8.5 cm, 13.5 cm の深い位置の  $K_0$  は、初めから Jaky の結果に落着いている。

大河内ら<sup>25)</sup>による豊浦標準砂を用いた三軸セル内での  $K_0$  圧密試験によれば、圧密圧力レベルが増大するにつれて、 $K_0$  値は初期応力状態に応じて減少あるいは増加しながら次第に一定値に近づくことが報告されている。重力場の模型地盤作成時には地盤内の応力状態は等方状態すなわち  $K_0=1$  に近い状態となっているが、遠心加速度の増加による応力レベルの増大により、地盤内の  $K_0$  は深い位置から徐々に減少し一定値に近づくものと解釈される。

100 G の状態の静止土圧分布について見ると、密な地盤 ( $D_r=70\%$ ) では、 $K_0$  を Jaky の式と仮定した結果にほぼ等しくなっている<sup>17)</sup>。一方緩い地盤 ( $D_r=10\%$ ) の結果は、密な地盤の  $K_0$  値とほぼ等しく、Jaky の式による予測値とは異なる結果となっている。密な地盤、緩い地盤とも、100 G までの加速度履歴の間に地盤内に応力変化を受ける。このため 100 G では  $D_r$ ,  $\phi$  が地盤作成時とは異なるが、密な地盤に比べて緩い地盤の方が、より複雑な変化をしていると考えられる。

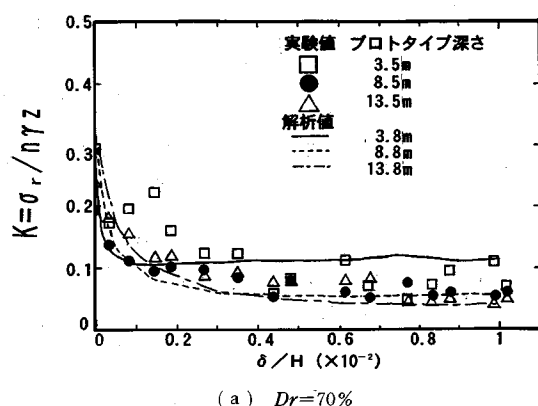
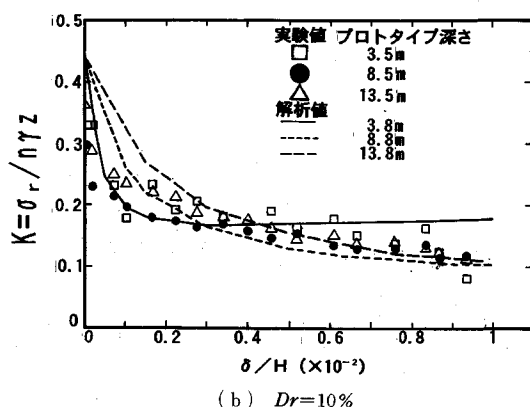
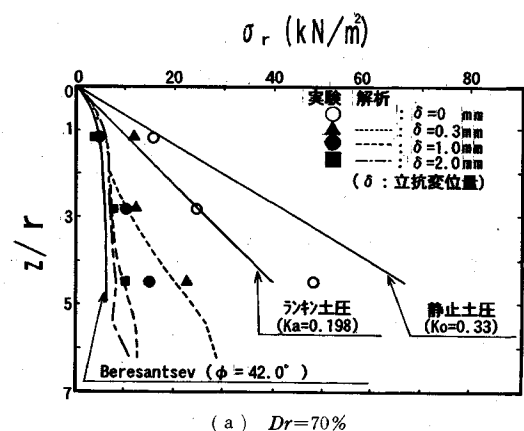
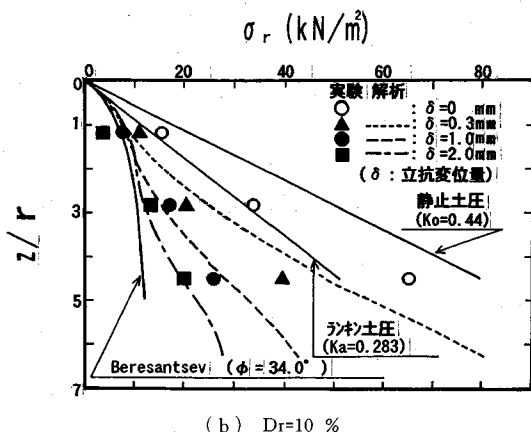
##### (2) 立坑変位に伴う側圧係数 ( $K$ ) の変化

図-8は、静止状態から主働状態に至るまでの各深さでの水平土圧 ( $\sigma_r$ ) を理論土被り圧で除した側圧係数 ( $K$ ) の変化を遠心実験の結果と解析値とで比較したものである。図中横軸は、立坑変位量 ( $\delta$ ) を地盤高さ ( $H$ ) で除した値を表している。遠心実験の  $K$  値は、 $2 \times 10^{-3}$  の立坑変位 (ひずみ) までの低下が著しく、その後はなだらかな減少傾向を示している。深さ 3.5 cm の浅い位置から一定値に近づき始め、順次深い位置が収束する傾向を示している。

緩い地盤の解析結果は、実験値に比べ  $2 \times 10^{-3}$  付近までの立坑変位の初期部分の挙動が若干異なるが、これは初期の  $K_0$  値の相違によると考えられる。しかし  $10^{-2}$  付近の立坑変位では、 $K$  値はいずれの深さでも収束し、実験値、解析値とも最終的な側圧係数はほぼ一定である。この主働状態となるひずみレベルは、市原ら<sup>10)</sup>、篠原ら<sup>9)</sup> の  $10^{-3}$  と比べると1オーダー大きい値である。全体的な分布形状について見れば、解析結果は実験値と良い対応を示している。

##### (3) 立坑変位に伴う水平土圧分布の変化

図-9は、立坑変位に伴う深さ方向の水平土圧分布の

(a)  $Dr=70\%$ (b)  $Dr=10\%$ 図—8 立坑変位に伴う側圧係数 ( $K$ ) の変化(a)  $Dr=70\%$ (b)  $Dr=10\%$ 

図—9 立坑変位に伴う土圧分布の変化

変化を示している。図内には、Beresantsev の解析解<sup>4)</sup>も比較のために示してある。

実験値と解析値との間には以下の共通点が認められる。

(a) 水平土圧分布は、立坑変位 ( $\delta$ ) が 0.3 mm では深さとともに直線的に増加する三角形分布を示し、さらに変位が進むにつれて  $z/r=2.0$  ( $z$ : 深さ,  $r$ : 立坑半径) 付近までの浅い位置から徐々に一定値に収束している。また、 $z/r=2.0$  より深い地点の土圧は、より深くなるほど収束しにくくなっている。

(b) 水平土圧は、立坑の水平変位量が 2 mm ではほぼ一定値に収束している。ただし、緩い地盤の場合は  $z/r=2.0$  よりも深い所では、立坑変位が 2 mm においても深さとともに緩やかに増加している。

(c) 土圧分布は、立坑変位量が增大するにつれて浅い位置から Beresantsev の解析解に次第に近づき、 $\delta=2$  mm では Beresantsev の結果にほぼ等しくなる。

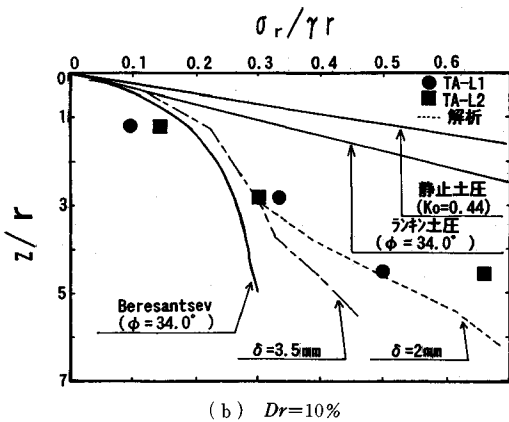
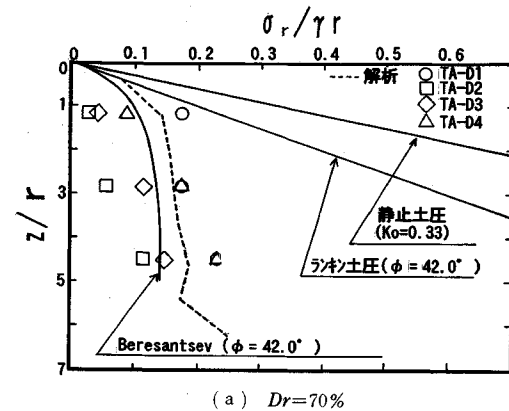
地盤深部での水平土圧の収束が地表面付近に比べ遅くなる理由は、次のように解釈される。立坑にわずかな変位が生じると、まず、地盤表面付近の土が塑性化することによりダイレイタンスを生じ土圧が減少する。さら

に、変位が進むと塑性化が徐々に深部へと進展していく。すなわち、立坑周辺地盤には進行性破壊が生じているのである。しかもこの破壊モードは、4. (4) で述べるように塑性域が立坑周辺部に集中し、応力の再配分を伴う三次元性を示す特徴を有している。

実験、解析結果の地盤最深部の土圧は、その直上に比べてやや不連続な分布となっている。この理由の 1 つは、底部の境界条件の影響と考えられるが、このような計測結果は Lade ら<sup>8)</sup>、König ら<sup>11)</sup> による遠心実験からも認められ、立坑の変位モード、土圧の再配分と関係づけられる。また、掘削底付近の土圧評価に関しては、掘削面直下の有効土圧差を考慮して仮想掘削面を想定する考え方もある<sup>26)</sup>。実験、解析結果を現場データと比較あるいは実際問題へ適用していくためには、今後さらに現場施工時の応力状態、境界条件を取り込んだ検討を行う必要がある。

#### (4) 主働土圧分布の比較

立坑の水平変位量が 2 mm での無次元化した主働土圧分布を示したものが図—10 である。図中の記号 TA-D1 ~ TA-D4 は密な地盤、TA-L1, TA-L2 は緩い地盤の遠心実験結果を示している。実験値には多少のバラツキ

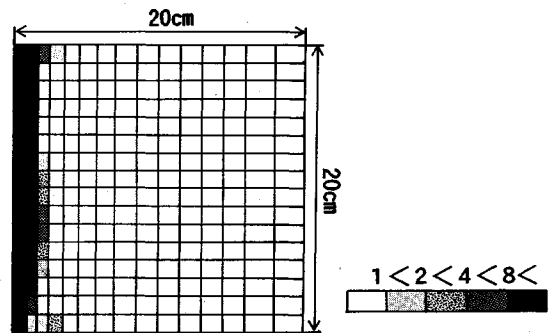


図—10 主動土圧分布の比較

があるものの、実験および解析結果より得られた土圧は、ランキンの主動土圧に比べて小さく、その差は、深い位置になる程大きくなっている。すなわち、二次元のランキン土圧は円形立坑に作用する土圧を過大評価している。円形立坑では、深い位置の立坑側面水平方向にアーチング効果が発達する。このため、立坑変位に伴ない水平土圧が減少し立坑の周面方向の土圧が増加する応力の再配分が生ずるものと考えられる。

実験結果の主動土圧は、密な地盤では  $z/r=1.0$  以下で一定値に近づき FEM 解析と Beresantsev の結果を挟むように分布し、緩い地盤では深さとともにほぼ直線的に増大している。解析結果の土圧は、地表面より  $z/r=1.5$  付近までは放物線的に増大しているが、それ以後では一定値に近づき分布を示している。また、解析結果は全実験データ範囲の上限値付近に分布しており、Beresantsev の理論値に比べ 20% 程度大きめの値ではあるが、土圧分布の形状は Beresantsev の結果にほぼ等しい。

図—10(b) の緩い地盤のケースは、深さ  $z/r=3.0$  よりも深い位置では、実験、解析とも主動土圧は深さとともに直線的に増加している。遠心実験は、立坑変位を 2 mm で終了させたが、比較のために 3.5 mm までの変位

図—11 最大せん断ひずみ速度の分布 (相対値)  
( $Dr=70\%$ ,  $\delta=2\text{ mm}$ )

を与えた解析結果を図中に示した。この変位レベルでは、深い位置の土圧も一定値に近く Beresantsev の分布に近い結果を与えている。

擁壁に作用する土圧分布においても、水平変位モードではアーチング現象により深い位置では一定値に近づく分布となることが指摘されており<sup>27), 28)</sup>, Prater<sup>5)</sup>の解析結果からも同様な土圧分布が提案されている。また、地盤深部の土圧分布形状がアーチング効果に関係しているとする考え方は、アーチング効果が深さによらないとする小野らの見解<sup>12)</sup>と符合する。以上より、本解析は円形立坑の土圧分布をシミュレートしているものといえる。

図—11 は、密な地盤 ( $Dr=70\%$ ) のケースで行った解析結果から得られた立坑変位量が 2 mm となる最終ステップの間の各ガウス点断面での最大せん断ひずみ増分<sup>29)</sup>の分布を示したものである。図中には、無次元の相対値として区間に分けてゾーン表示している。ひずみ分布は、深さ方向によらず立坑周辺に平行に発達しており、このような破壊メカニズムは、三角形をなす二次元のランキンの主動時破壊形状とは明らかに異なる。すなわち、三次元効果により立坑周辺の变形領域が二次元の場合に比べて立坑付近により集中し、同時に土圧の再配分が生じたものと考えられる。Lade ら<sup>8)</sup>も、円形立坑周辺の地盤内応力分布を実験値を解析結果と比較し、立坑周辺部に沿ったローカルな塑性域が発達することを指摘している。

従って、解析結果のような土圧分布は、地盤内のせん断ひずみ分布から予測される破壊メカニズムや、立坑周辺の地盤内応力分布からも説明される。

2. の遠心模型実験の項で述べたように、実験の立坑変位モードは厳密には軸対称変位モードとは異なるが、今回対象とした円形立坑の最大深さが 20 m 程度の範囲では、軸対称の弾塑性 FEM 解析結果は、乾燥砂中で実施した遠心実験結果を良く近似している。従って、本実験の変位モードは軸対称の主動状態を作る変位モードに対する第 1 次近似として適用できるといえよう。

実験および解析結果より得られた主働土圧は、いずれの深さにおいても Beresantsev の結果より大きく設計上安全側の値をとっている。大深度の立坑に作用する設計土圧として、今回得られたような土圧分布を適用するためには、今後の現場データの蓄積を待つ必要がある。

しかしながら、少なくとも深さ 20 m までの円形立坑に作用する土圧に対しては、二次元のランキン土圧による設計や 15 m 以深を直線分布とするケーソンの設計基準は、深部での土圧を過大評価することが分かり、アーチング効果と土圧の再配分を考慮した三次元性を十分考慮すべきことが示唆された。

## 5. 結 論

本研究で得られた結論は以下の通りである。

(1) 表面に土圧計を取付けた円形の模型立坑を作成し、遠心模型実験装置内で、乾燥砂中においてプロトタイプ直径 6.0 m、深さ 20.0 m の円形立坑をモデル化することができ、同時に立坑周囲に作用する静止土圧、主働土圧を計測することができた。

(2) 密な地盤、緩い地盤ともに遠心加速度の増加に伴い深さ方向の静止土圧分布は変化するが、100 G における静止土圧係数 ( $K_0$ ) の値は、いずれも 0.3 付近の値に収束する。また 100 G の密な地盤の  $K_0$  については、 $K_0$  を Jaky の式と仮定した分布にほぼ近いことが確かめられた。

(3) 円形立坑周囲の静止状態から主働状態に至るまでの水平土圧の変化と主働土圧分布に関しては、関連流れ則を適用した弾塑性有限要素解析結果により、遠心実験結果をほぼ説明することができる。

(4) 遠心実験ならびに有限要素解析結果により得られた主働土圧は、ランキン土圧のような従来の 2 次元土圧分布の結果とは大きく異なることがわかった。すなわち、深い円形立坑表面に作用する土圧を評価する場合、2 次元を仮定した土圧は、深い位置ほど土圧を過大評価することになり、三次元性を考慮すべきことが明らかにされた。

(5) 実験、解析結果より得られた深さ方向の主働土圧分布は、密な地盤では深さ方向によらずほぼ一定値に収束する傾向を示したが、緩い地盤の深い位置では深さとともに直線的にやや漸増する分布となり、地盤の相対密度の違いにより主働土圧分布に相違が認められた。

(6) 解析結果の主働土圧分布は、 $H/r=5.0$  ( $H$ : 深さ、 $r$ : 立坑半径) の深さまでは Beresantsev の解析解にほぼ近く、遠心実験結果との対応も良好であることが確認され、既往の研究成果との整合性も示唆された。

謝 辞：本研究を実施するにあたり、貴重な御助言ならびに御指導を頂いた広島大学工学部 日下部 治教授、群

馬大学工学部 鶴飼恵三教授、西松建設株式会社 野本寿氏、三戸憲二氏に対し心から謝意を表します。

## 参 考 文 献

- 1) 道路橋下部構造設計指針 調査および設計一般編, 日本道路協会, 1966.
- 2) Terzaghi, K.: Theoretical soil mechanics, J. Wiley & Sons, New York, 1943.
- 3) Steinfeld, K.: Über den Erddruck auf Schacht und Brunnenwandungen. Contribution to the foundation engineering meeting, Hamburg. German Soc. of SMFE, pp.111~126, 1958.
- 4) Beresantsev, V.G.: Earth pressure on the cylindrical retaining walls, Brussels Conf. on Earth Pressure Problems, II, pp.21~27, 1958.
- 5) Prater, E.G.: An examination of some theories of earth pressure on shaft linings, Canadian Geotechnical Journal 14, pp.91~106, 1977.
- 6) 伊東富雄: 円形立て坑の周囲における弾・塑性応力状態, 土木学会論文集第 46 号, pp.34~38, 1957.
- 7) 川本眺万: 円形立坑周辺の弾・塑性応力状態にたいする近似解法, 土木学会論文集第 59 号, pp.1~7, 1958.
- 8) Lade, P.V., Jessberger, H.L., Makowski, E. and Jordan, P.: Modeling of deep shafts in centrifuge tests, Proc. 10th ICSMFE, Vol.1, pp.683~691, 1981.
- 9) 篠原弘之・藤田幸夫・斉藤邦夫・木村 孟: 遠心載荷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.
- 10) 市原松平・松沢 宏: 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.
- 11) König, D., Güttler, U. and Jessberger, H.L.: Stress redistributions during tunnel and shaft constructions, Proc. of Centrifuge 91', pp.129~135, 1991.
- 12) 小野一良・山田幹雄: 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, pp.93~100, 1986.
- 13) 土屋幸三郎・平尾淳一: 円形土留め壁に作用する土圧に関する一考察, 第 21 回土質工学研究発表会, pp.1421~1422, 1986.
- 14) 土屋幸三郎・平尾淳一・芳賀孝成: 円形土留め壁に作用する土圧に関する一考察 (その 2), 第 22 回土質工学研究発表会, pp.1349~1350, 1987.
- 15) 阿部憲義・田中大樹・狭間 博: 軟弱地盤における深部立坑の計測結果について, 第 21 回土質工学研究発表会, pp.1397~1398, 1986.
- 16) 藤井利侑・萩原敏行・日下部 治: 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, 第 45 回土木学会年次学術講演会, pp.962~963, 1990.
- 17) 田口 敦・日下部 治・萩原敏行・藤井利侑: 乾燥砂中の深い立て坑の土圧に関する遠心模型実験 (その 1), 第 26 回土質工学研究発表会, pp.1583~1584, 1991.
- 18) 藤井利侑・日下部 治・萩原敏行・石橋 貢: 遠心装置による乾燥砂中の深い立て坑の土圧計測実験, 第 46 回土木学会年次学術講演会, pp.644~645, 1991.
- 19) 藤井利侑・萩原敏行・田口 敦・石橋 貢: 乾燥砂中の



- 深い円形立坑に作用する土圧の遠心模型実験とFEM解析, 第47回土木学会年次学術講演会, pp.954~955, 1992.
- 20) Kusakabe, O., Yamaguchi, H. and Morikage, A.: Experiment and analysis on the scale effect of  $N_f$  for circular and rectangular footings, Proc. of Centrifuge 91', pp.179~186, 1991.
- 21) 鶴飼恵三・萩原敏行・井田寿朗: 弾塑性FEMによる2次元および3次元斜面安定解析, 第36回土質工学シンポジウム発表論文集, pp.1~6, 1991.
- 22) Nakai, T.: An isotropic hardening elastoplastic model for sand considering the stress path dependency in three-dimensional stresses, Soils and Foundations, Vol.29, No.1, pp.119~137, 1989.
- 23) 萩原敏行・日下部 治・中富俊彦・三戸憲二: 模型砂地盤の遠心加速度履歴に関する一実験, 第26回土質工学研究発表会, pp.1257~1258, 1991.
- 24) 中富俊彦・上野勝利・日下部 治・野本 寿: 模型砂地盤の初期応力と初期相対密度に及ぼす遠心加速度履歴の影響, 第27回土質工学研究発表会, pp.1379~1382, 1991.
- 25) Okochi, Y. and Tatsuoka, F. Some factors affecting  $K_0$ -values of sand measured in triaxial cell, Soils and Foundations, Vol.24, No.3, pp.52~68, 1984.
- 26) 大塚正博・丹羽正俊・崎本純治・平尾淳一: 大深度円形土留め壁に作用する外力の評価について, 第41回土木学会年次学術講演会, pp.461~462, 1986.
- 27) 山口柏樹著: 土質力学 (全改訂), 技報堂出版, 1984.
- 28) 平尾淳一・芳賀孝成・崎本純治: 円形土留め壁に作用する土圧に関する実験的考察, 第22回土質工学研究発表会, pp.1347~1348, 1987.
- 29) 鶴飼恵三・萩原敏行: 弾塑性FEMによる鉛直斜面の3次元斜面安定解析, 第5回計算力学シンポジウム発表論文集, pp.237~242, 1991.

(1992.12.1 受付)

## NUMERICAL SIMULATION OF CENTRIFUGAL MODEL TESTS ON EARTH PRESSURE OF A DEEP SHAFT IN DRY SAND BY ELASTO-PLASTIC FEM

Toshiyuki FUJII, Toshiyuki HAGIWARA, Mitsugu ISHIBASHI and Atsushi TAGUCHI

A series of centrifugal model tests was performed to study the behaviour of a deep circular shaft in dry sand with particular emphasis on the horizontal pressures acting on the shaft lining. Measured horizontal pressures were compared with analytical values from elasto-plastic FEM and Beresantsev's formula. It was found that two-dimensional Rankine active earth pressures overestimate the active earth pressures at the deeper points on a circular shaft and the calculated earth pressure distribution coincides well with measured one by the maximum prototype depth of 20.0 m.