

## Ⅲ-506

## 軟岩地盤における大深度立坑掘削挙動を模擬した室内模型実験

(財)電力中央研究所 正会員 ○川崎 了

同 上 正会員 岡本 敏郎

同 上 正会員 田中 幸久

1. はじめに 当所が提案する泥水掘削・鋼管シャフト方式<sup>1)</sup>は、わが国の大都市周辺に広く分布する軟岩地盤を対象とした圧縮空気貯槽建設工法の1つである。この方式は、地下400～800mの深部地盤中に圧縮空気貯蔵用の貯槽を建設すると最も経済的になる<sup>2)</sup>ことから、大深度の軟岩地盤掘削時における立坑の安定性について十分検討する必要がある。筆者らは、地盤条件と泥水比重との関係を孔壁の安定性の面から明らかにするため、大深度の軟岩地盤における立坑掘削時の立坑挙動を模擬した室内模型実験を実施中である。本報告では、模型実験の概要と人工砂岩を用いた主な実験結果について述べる。

2. 実験装置の概要 装置の外観図を図-1に示す。本装置は、外径30cm、内径5cmそして高さ40cmの中空供試体を使用し、メンブレンは供試体の内側と外側の合計2枚必要である。なお、内側のメンブレンは泥水が孔壁に付着した際に形成される不透水性のマッドケーキを模擬していると考ええる。供試体の外周および内空壁面に高水圧を負荷し、大深度地盤中の応力状態を供試体内に発生させる。その後、立坑に見立てた空洞内の圧力を減少させ、深部地盤中の立坑掘削過程をシミュレートする。最大載荷能力は $100\text{kgf/cm}^2$ である。

内空壁面の微小な半径方向変位を精密に計測する2個の非接触型変位計は、ともに2つのプローブが $180^\circ$ 逆向きに取り付けられており、各プローブとステンレス製ターゲット（厚さ $0.08\text{mm}$ ）との間の距離を非接触の状態に計測する。測定精度は $1/1000\text{mm}$ である。このターゲット4枚を、供試体中央部の高さ

20cmと30cmの2つの計測断面の位置に $90^\circ$ 計測方向を変えてそれぞれ2枚ずつセットするが、メンブレンの影響を避けて供試体の微小な孔壁変位を直接測定するために、内メンブレンと供試体の間に接着剤を用いて張り付ける。

3. 試料 今回対象とした試料は、2種類の人工砂岩である。文献3)、4)を参考にして、一軸圧縮強度 $q_u$ が $30\text{kgf/cm}^2$ と $5\text{kgf/cm}^2$ 程度の人工砂岩S-2、S-4を作製した。圧密圧力 $P'$ は、 $40\text{kgf/cm}^2$ 、 $80\text{kgf/cm}^2$ 、 $120\text{kgf/cm}^2$ の3種類である。これらの人工砂岩は、利根川砂、生田木節粘土、早強セメントおよび水道水により配合され、その割合は重量比で69.3:7.1:6.3:17.3 (S-2)、72.6:7.7:1.7:18.0 (S-4)である。

4. 実験結果 内圧-孔壁変位関係の一例を図-2に示す。これは、 $q_u \div 5\text{kgf/cm}^2$ の人工砂岩(S-4)を用いて深度600mの軟岩地盤（静止土圧係数 $K_0 = 1$ ）における立坑掘削を想定した実験結果である。内圧の除荷過程において微小な載荷～再除荷の繰り返しを行い、最終除荷時における孔壁変位の収束を待って最初の圧密圧力まで再載荷を行っている。同図の除荷過程は、いわゆる地山特性曲線と呼ばれているものに相当し、支保圧と孔壁変位の関係を表している。同図には、除荷過程の比較的早期より非線形弾性の挙動が強く見られる。また、図中の下部には、比重1.1の泥水圧が作用した場合の推定内圧を点線で示している。最終除荷時を比重1.0の（泥）水圧が作用した状態と考えると、比重を1.1から1.0に下げることによって孔壁変位が約2倍になることがわかる。なお、これまでに実施した実験ケースの中では、孔壁変位が収束しなかったり孔壁周辺が崩壊にまで至ったケースは1例も見られなかった。

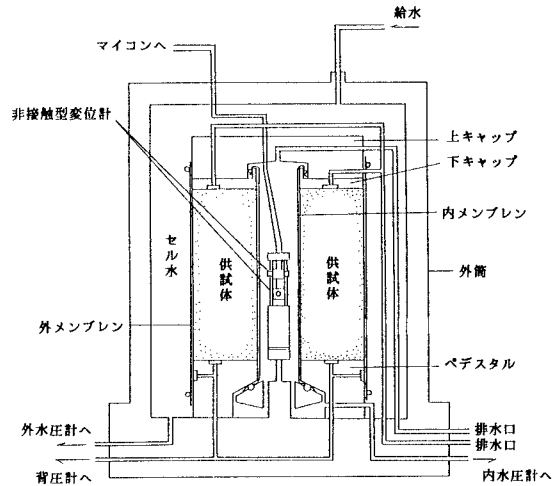


図-1 実験に使用した装置の外観図

次に、地山強度比  $qu/\gamma_t h$  ( $\gamma_t$ : 地山単位体積重量) と深度の関係を図-3に示す。同図には、地山の安定性指標の中の1つで境界値とされる  $qu/\gamma_t h = 2$  の値を点線で記入している。今回実施した実験条件は、すべて孔壁が不安定とされる領域にあると計算されるが、実験的には孔壁が安定している結果が得られている。

簡易的には、円形トンネル壁面地山の応力は一軸圧縮状態と考えられるが、厳密には二軸圧縮状態にあると思われる。砂岩のように強度の拘束圧依存性が高い地盤材料の掘削問題を考える場合、無拘束圧下で求めた一軸圧縮強度をそのまま地山強度として用いるのは、かなり安全側の評価を与えていると思われる。図-4は、模型実験と同じ拘束圧下における人工砂岩（S-2）の非排水および排水三軸圧縮強度と有効土かぶり圧との関係図に対し、地山強度比  $qu/\gamma_t h$  および強度比  $qu/\gamma_t' h$  ( $\gamma_t'$ : 水中単位体積重量) の値がともに2となる場合の境界線を加筆したものである。これまでに模型立坑が崩壊にまで至った実験ケースがないため、ここでは立坑の安定領域と不安定領域の境界に関する議論はできないが、図中において三軸圧縮強度  $q_{max}$  のデータが強度比  $qu/\gamma_t' h = 2$  の境界線の右側にプロットされていることから、例えば強度比  $qu/\gamma_t' h = 2$  のライン付近が砂岩地盤の安定領域と不安定領域の境界になることが期待される。今後、模型立坑を破壊にまで至らしめる模型実験を計画しており、その実験結果を待って詳細を検討したい。

5. おわりに 今回の実験結果からは、 $K_0 = 1$  かつ  $qu \approx 5 \sim 30 \text{ kgf/cm}^2$  の砂岩地盤において泥水掘削・鋼管シャフト方式の適用性が高いことを実験的に示すものと考えられる。今後は、特に空洞の破壊現象の把握に着目し、岩種および  $K_0$  値を変えた模型実験を実施してデータの収集に努めるとともに、実験結果の解析的評価を行う予定である。

参考文献 1) 西 好一、川崎 了、藤原義一：軟岩地盤における圧縮空気貯蔵用空洞建設技術（その1）—鋼管シャフト方式および凍結横坑・凍結拡幅空洞方式の検討—、電力中央研究所報告、平成2年12月。 2) 田中幸久、岡本敏郎、川崎了、藤原義一：軟岩CAESにおける貯槽埋設深度と建設コストとの関連性、都市地下空間利用における大深度地盤に関するシンポジウム発表論文集、(社)土質工学会、pp.235~240、平成5年11月。 3) 谷 和夫、吉田保夫：人工軟岩の作製法、第24回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、(社)土木学会、pp.251~255、1992。 4) 川崎 了、西 好一、藤原義一、岡本敏郎：圧縮空気貯蔵のための大深度軟岩地盤の力学的特性の解明—不攪乱試料を用いた室内試験による物性評価—、電力中央研究所報告、平成5年9月。

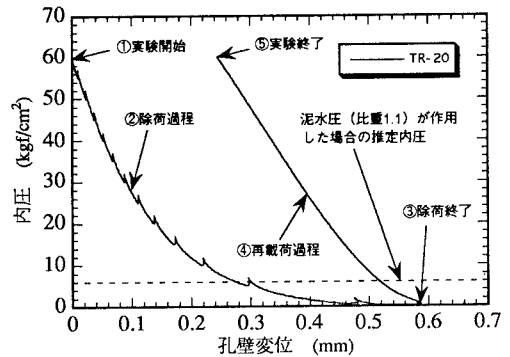


図-2 内圧—孔壁変位関係の例

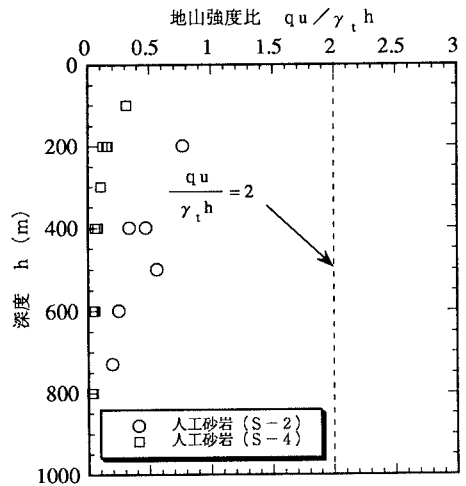


図-3 地山強度比—深度関係

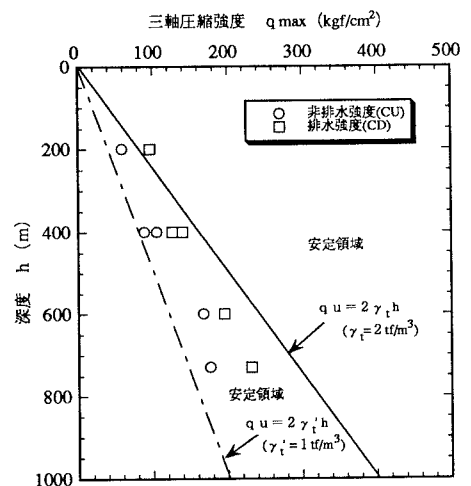


図-4 地山強度比と強度比から計算される安定領域と三軸圧縮強度の関係