

## 土被りの浅い岩盤地下空洞の地震時安定性に及ぼす地表面傾斜の影響について

The effect of ground surface inclination on stability of underground rock cavern with shallow overburden during earthquakes

小林 薫\*, 松元 和伸\*\*, 筒井 雅行\*\*, 熊谷 幸樹\*\*\*, 近久 博志\*\*\*\*

Kaoru KOBAYASHI, Kazunobu MATSUMOTO, Masayuki TSUTSUI, Kouki KUMAGAI and Hiroshi CHIKAHISA

\*工修 飛島建設株式会社 技術研究所 情報化施工研究室 室長 (〒270-0222 千葉県東葛飾郡関宿町木間ヶ瀬 5472)

\*\*工修 飛島建設株式会社 技術研究所 情報化施工研究室 主任研究員 (〒270-0222 千葉県東葛飾郡関宿町木間ヶ瀬 5472)

\*\*\*工修 飛島建設株式会社 技術研究所 情報化施工研究室 研究員 (〒270-0222 千葉県東葛飾郡関宿町木間ヶ瀬 5472)

\*\*\*\*工博 飛島建設株式会社 技術研究所 副所長 (〒270-0222 千葉県東葛飾郡関宿町木間ヶ瀬 5472)

Generally, underground rock caverns are highly resistant to earthquakes. However, a higher resistance and safety during earthquakes is required for a public-use cultural and sports facilities which are planned to be built in underground rock caverns with a shallow overburden of flat cross section. The authors carried out 2-dimensional dynamic FEM analyses to estimate the behavior and stability of underground rock caverns with shallow overburden during earthquakes. This paper discusses the effect of ground surface inclination on the behavior and stability during earthquakes of underground rock caverns using some parameters (maximum acceleration, displacement and shear strain, etc.) obtained from the analyses. The reinforcement of such underground rock caverns to ensure stability during earthquakes is discussed based on the results.

**Key Words** : *underground rock cavern, earthquake, stability, shallow overburden, irregularly ground, 2-dimensional dynamic FEM analyses*

## 1. はじめに

一般に地下発電所や地下石油備蓄基地などの岩盤地下空洞は、初期地圧の大きな比較的深い堅硬緻密な岩盤内に建設されてきた。このため、地震時においては空洞周辺の地震動の増幅が小さいことや空洞全体が同位相で変位挙動することなどの理由から、林・日比野<sup>1)</sup>や長谷川<sup>2)</sup>に代表されるように、掘削に伴う空洞周辺の応力集中などを中心に検討されてきた。また、兵庫県南部地震においては、大きな地震動が作用した場合でも、軽微な損傷に止まっている山岳トンネルなどが多く<sup>3)</sup>、トンネルなどの地下空洞は耐震性に優れていることが実証された。このことは、駒田ら<sup>4)</sup>、浜田ら<sup>5)</sup>などによりすでに報告されてきた岩盤地下空洞の地震時挙動観測結果からも明らかである。しかし、近年計画・建設が精力的に進められようとしている不特定多数の利用者が常時入場する文化・スポーツ施設などの建築構造物としての岩盤地下空洞<sup>6),7)</sup>は、利便性から扁平化、低土被り化<sup>8)</sup>している。また、不特定多数の安全性を確保する面から、従来の岩盤地下空洞に比べより高い耐震性が要求されている。特に、わが国のよ

うな地震国では、対象構造物に対する耐震性評価はきわめて重要な検討課題の1つと考えられる。

わが国における岩盤地下空洞を対象にした耐震設計基準類は、地下貯油施設技術指針(案)<sup>9)</sup>と水封式燃料地下貯蔵施設技術指針<sup>10)</sup>がある。いずれも堅固な岩盤内に空洞を建設した場合においては、原則として耐震設計を省略しても良いとし、耐震性の検討は必要に応じて行うなどとされ、特殊な重要構造物(地下式原子力発電所<sup>11)</sup>など)の検討以外では、岩盤地下空洞の耐震設計は一般的なものになっていないのが現状である。

西村ら<sup>12)</sup>は、関西圏の都市部近郊の山間部に文化・スポーツ施設として土被りの浅い岩盤地下空洞を想定し、境界積分方程式法による動的解析により空洞周辺岩盤の応答加速度に着目した地震時挙動について検討している。しかし、空洞の地震時安定性評価は、地山の初期地圧を考慮した掘削時の応力と地震時の増分応力を重ね合わせた応力(以下、合成応力と呼ぶ)を用いて検討する必要がある。このことから、筆者ら<sup>13)</sup>は地表面形状を平坦とした系統的な応答震度法による2次元FEM解析により合成応力を算出し、空洞形状、空洞設置深度(土被り)および地山の初期地圧が岩盤

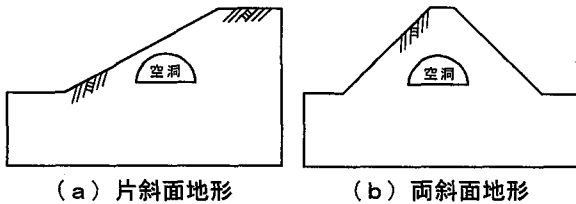


図-1 地表面地形の不整形

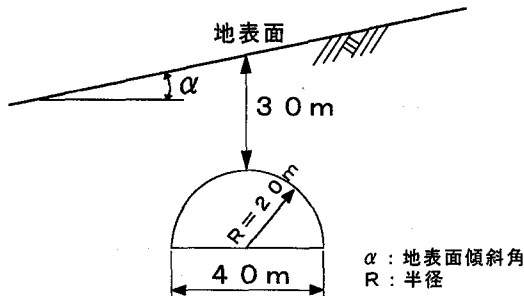


図-2 対象地下空洞の形状と土被り

地下空洞の地震時安定性に及ぼす影響について解析的検討を行ってきた。これに対して、土被りの浅い岩盤地下空洞では、地震時挙動観測の結果から地表面形状の影響を受け、地下空洞の左右側壁に反位相の乱れが生じるなど、地表面地形の不整形性などの条件によっては、耐震設計が重要であることが指摘されている<sup>14)</sup>。土被りの浅い山腹に建設されることを考慮した場合、岩盤地下空洞の地震時安定性に及ぼす地表面地形の不整形（図-1参照）、特に地下空洞と地山との相対的な大きさから片斜面地形の影響について把握しておく必要性が増大してきている。こうした状況を踏まえ、本論文では単一地下空洞を土被りの浅い岩盤内に構築した際の基本的な地震時挙動および地震時安定性を評価することを目的に、二次元動的FEMによる時刻歴応答解析を行い、得られた最大応答値を用いて、地表面傾斜が岩盤地下空洞の地震時挙動や地震時安定性に及ぼす影響について検討を行った。さらに、地震時における岩盤地下空洞の安定性を確保するための補強法についても、解析結果から考察を加えた。

## 2. 対象地下空洞および入力地震動

### 2.1 対象とする岩盤と地下空洞

解析対象とする岩盤地下空洞は、不特定多数が常時利用する文化・スポーツ施設としての土被りの浅い岩盤地下空洞を想定する。想定した岩盤地下空洞は、参考文献15)を基に図-2に示す空洞幅40m、扁平度（＝空洞高さ／空洞幅）0.5の半円形空洞で、土被り30mを基本とした。なお、本論文では、基本的な岩盤地下空洞の地震時挙動などを把握することを目的にしているため、吹付けコンクリートなどは考慮せず空洞は素

表-1 岩盤の物性値

|        | 単位                           | C <sub>H</sub> 級岩盤 | 備考       |
|--------|------------------------------|--------------------|----------|
| 単位体積重量 | $\gamma_t$ kN/m <sup>3</sup> | 25.5               |          |
| 内部摩擦角  | $\phi$ 度                     | 51                 | 局所安全率算定時 |
| 粘着力    | c MPa                        | 2.45               | "        |
| 引張強度   | $\sigma_t$ MPa               | 1.25               | "        |
| 動的解析   | S波速度                         | $V_s$ m/sec        | 2,100    |
|        | 動的ポアソン比                      | $\nu_d$            | 0.39     |
|        | 減衰定数                         | h %                | 1.5      |
| 静的解析   | 弾性係数                         | E <sub>s</sub> MPa | 5,160    |
|        | 静的ポアソン比                      | $\nu_s$            | 0.27     |

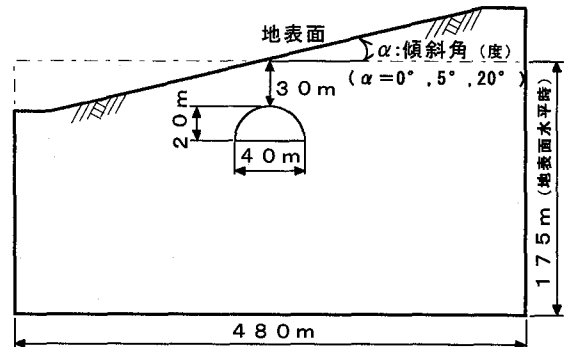


図-3 解析モデルの模式図

堀り状態とした。岩盤は、大規模な岩盤地下空洞を安全かつ経済的に建設することが比較的容易なC<sub>H</sub>～C<sub>M</sub>級岩盤を想定し、均質様な弾性体と仮定した。岩盤の物性値を表-1に示す。

### 2.2 入力地震動

岩盤地下空洞は、地形的要素を除けば堅固な岩盤内に建設されるため、通常は地震基盤内に設置されるものと考えて良い。このため、岩盤地下空洞の地震時安定性を検討する際に、他の関連指針・基準類との関係で論ずることも考慮し、設計基準地震動は地下空洞上部にある地震基盤面（本解析では地表面）で定めた。また、不特定多数が常時利用する岩盤地下空洞は、建築構造物になる<sup>16)</sup>ため、入力地震動の設定は建築基準法など<sup>17)</sup>に準拠した。

地震動波形は、標準的な地震動波形（EL CENTRO NS, TAFT EW）、地域特性を表すような地震動波形（本解析では、京都大学防災研究所上宝地核変動観測所で観測された波形、GIFU NS [1992/7/30]）、長周期成分などを含む地震動波形（HACHINOHE NS）の4種類を用いた。入力地震動は、空洞中央断面位置を一次元にモデル化した重複反射解析を行い、地下空洞の建設位置近傍で最も応答加速度が大きくなるEL CENTRO NS波を選定した<sup>18)</sup>。

また、地震動の強さは、地震動波形の最大速度値によって基準化することとされており、本解析では選定

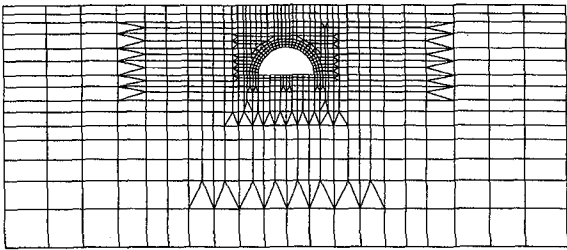


図-4 解析モデル (モデル I)

表-2 動的解析ケース

| 解析ケース | 解析モデル  | 地表面の傾斜角度<br>$\alpha$ (度) | 地震波           | 岩盤  |
|-------|--------|--------------------------|---------------|-----|
| ケースD1 | モデルI   | 0                        | EL CENTRO NS波 | 弾性体 |
| ケースD2 | モデルII  | 5                        |               |     |
| ケースD3 | モデルIII | 20                       |               |     |

表-3 静的解析 (掘削解析) ケース

| 解析ケース  | 解析モデル  | 地表面の傾斜角度<br>$\alpha$ (度) | 側圧係数<br>k | 備考    |
|--------|--------|--------------------------|-----------|-------|
| ケースS1  | モデルI   | 0                        | 0.50      | ケースD1 |
| ケースS2  |        |                          | 0.75      |       |
| ケースS3  |        |                          | 1.00      |       |
| ケースS4  |        |                          | 1.50      |       |
| ケースS5  | モデルII  | 5                        | 0.50      | ケースD2 |
| ケースS6  |        |                          | 0.75      |       |
| ケースS7  |        |                          | 1.00      |       |
| ケースS8  |        |                          | 1.50      |       |
| ケースS9  | モデルIII | 20                       | 0.50      | ケースD3 |
| ケースS10 |        |                          | 0.75      |       |
| ケースS11 |        |                          | 1.00      |       |
| ケースS12 |        |                          | 1.50      |       |

※ 備考欄のケース名は、合成応力算定時の動的解析ケースを示す。

した EL CENTRO NS 波を地表面で最大速度 50cm/sec<sup>(17), (19)</sup> (レベル2地震動相当) になるようにスケールした。その後、解析モデルの中央断面位置で地下における地震動の減幅を考慮し、地表面下 175m の位置に S V 波として鉛直に入射した。

### 3. 二次元 FEM 解析

地表面傾斜角が異なる解析モデルを用いて二次元動的 FEM 解析を行った。得られた応答解析結果 (応答加速度、応答変位、最大・最小主応力、せん断応力およびせん断ひずみ) を詳細に比較することにより、岩盤地下空洞の地震時挙動および地震時安定性に及ぼす地表面傾斜の影響について検討した。また、地震時の増分応力と掘削時応力を重ね合わせた合成応力により、岩盤地下空洞の地震時安定性に及ぼす地表面傾斜の影響についても検討した。

#### 3.1 二次元動的 FEM 解析

二次元動的 FEM は、複素応答解析プログラムを用

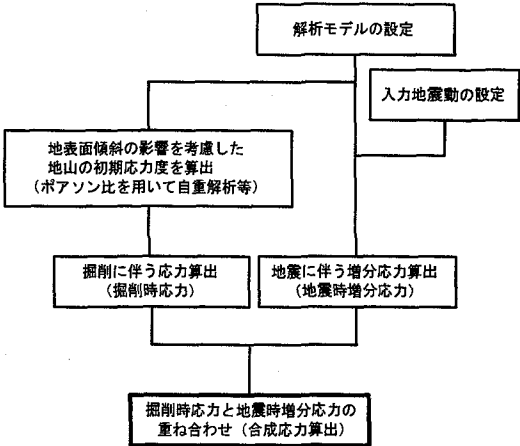


図-5 合成応力の算出手順

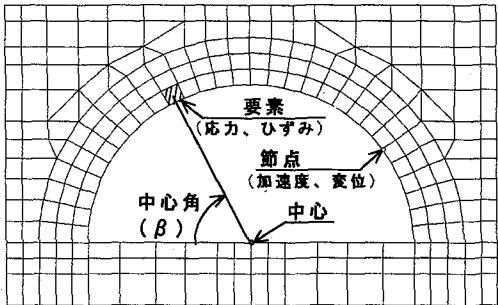


図-6 用語説明図

いて行った。解析モデルは、地表面傾斜がない基本モデル (モデル I) と地表面傾斜があるモデル (モデル II, モデル III) の計 3 種類で、その模式図を図-3 に、地表面傾斜がない解析モデル (モデル I : 基本モデル) を図-4 に示す。全解析モデルとも岩盤地下空洞の天端の鉛直土被りは 30m に設定した。境界条件は、側方境界をエネルギー伝達境界、下方境界は粘性境界を設けて波動の逸散を考慮した。解析領域は、側方境界は対象構造物の外側に 1D~2D 程度 (D=空洞幅)、下方境界は 1.5D~2D 程度取れば十分とされている<sup>20)</sup>。また、静的解析における解析領域は、側方境界は岩盤地下空洞の外側に 4D~5D 程度、下方境界は 2D~3D 程度とされている<sup>21)</sup>。以上より、本解析では動的および静的解析とも十分満足するように岩盤地下空洞の外側に側方境界は 5D 以上、下方境界は 3D 以上とし、幅 480m、深さ 175m とした。表-2 に各解析ケースの概要を示す。

#### 3.2 二次元静的 FEM 解析 (掘削解析)

岩盤地下空洞の地震時安定性を検討する際に必要な掘削に伴う空洞周辺岩盤の応力状態は、FEM による平面ひずみ状態を仮定した二次元弾性解析で求めた。解析は、前述した 3 種類の解析モデルを用い、境界条

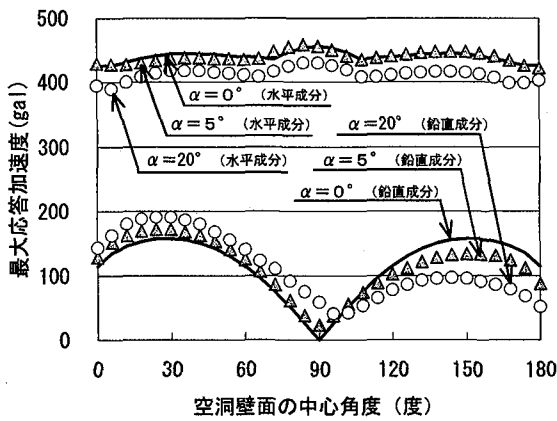


図-7 空洞周辺岩盤の最大応答加速度の分布

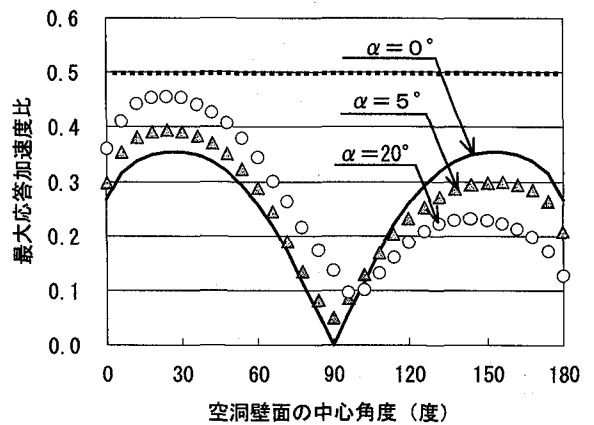
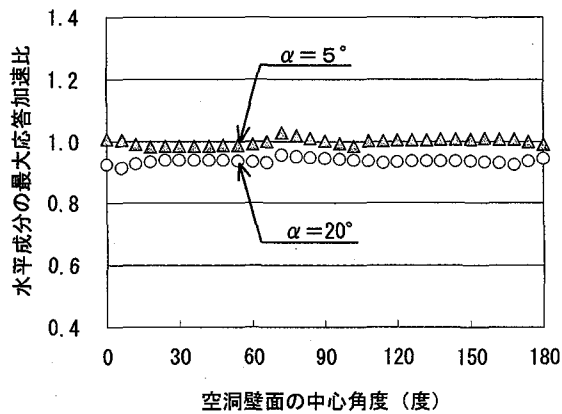
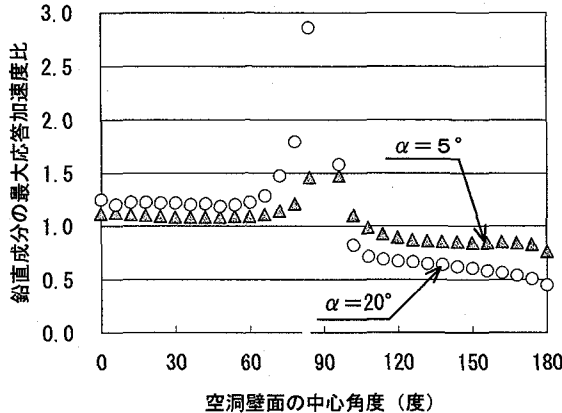


図-9 水平成分に対する鉛直成分の最大応答加速度比



(a) 水平成分



(b) 鉛直成分

図-8 地表面傾斜がないケースで得られた最大応答加速度で基準化した最大加速度比

件は側方境界を水平方向固定，下方境界を鉛直・水平方向固定として行った。解析ケースは，解析モデル（3種類）と地山の初期地圧（4種類）を組み合わせた計12ケースとした。表-3に各解析ケースの概要を示す。また，合成応力の算出手順を図-5に示す。地山の初期地圧については，ポアソン比を用いて地表面傾斜の影響を考慮した自重解析を行い初期応力を求めた。

なお，側圧係数が1.0以上の場合には，自重解析において側圧係数に対応した水平方向荷重を作用させ所定の初期応力を設定した<sup>21)</sup>。

以下の解析結果の検討では，地表面傾斜の影響を考慮した地山の初期地圧の違いは側圧係数 $k$ を用いて表すものとする。

#### 4. 解析結果の検討

解析結果の検討において，図-6に示すように空洞周辺岩盤の位置を空洞中心角度( $\beta$ )で表すとともに，地表面傾斜があるモデルでは，空洞中心角 $0^\circ < \beta < 90^\circ$ を土被りの浅い側，空洞中心角 $90^\circ < \beta < 180^\circ$ を土被りの深い側と呼ぶ。また，空洞中心角 $90^\circ$ 付近を空洞天端，空洞中心角 $45^\circ$ および $135^\circ$ 付近を空洞肩部と呼ぶ。

##### 4.1 最大応答加速度および最大応答加速度比

地震時の空洞周辺岩盤の最大応答加速度を図-7に示す。図より全ケースとも最大応答加速度の水平成分は空洞天端付近，鉛直成分は空洞の肩部付近で最大値が発生している。また，地表面傾斜がないケースでは左右対称の応答値を示しているが，地表面傾斜があるケースは左右非対称の応答値を示している。特に，鉛直成分については，地表面傾斜がないケースの応答値に対して，土被りが浅い側では大きく，土被りが深い側では逆に小さくなる傾向を示している。この傾向は，地表面傾斜角が大きくなるほど顕著になっている。

次に，地表面傾斜がないケースの最大応答加速度で基準化した各成分の最大応答加速度比を図-8に，各ケースの最大応答加速度の水平成分に対する鉛直成分の最大応答加速度比を図-9に示す。図-8より，水平成分の最大応答加速度比は，地表面傾斜角が大きくなるほど小さくなる傾向を示すものの，地表面傾斜角

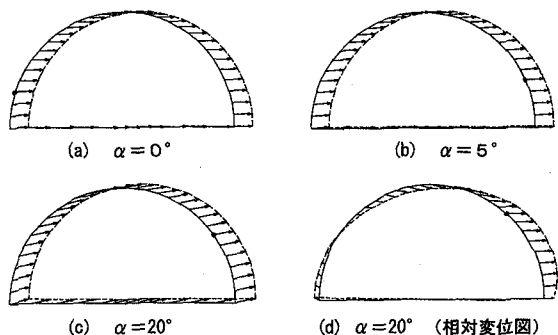


図-10 空洞の上下最大相対変位発生時の変位図

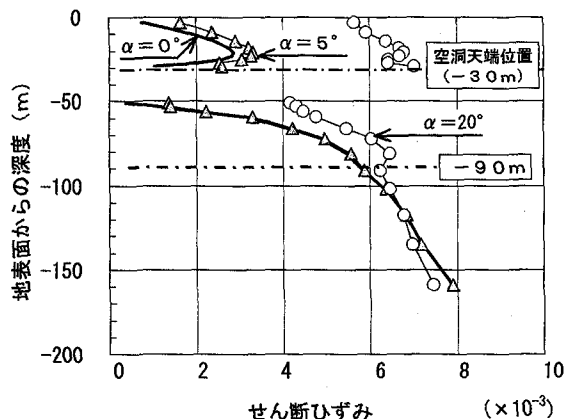


図-11 空洞中心軸上のせん断ひずみの分布

$\alpha = 20^\circ$  のケースでも有意な差は見られない。一方、鉛直成分の最大応答加速度比は、空洞の左右で大きく異なり、土被りの浅い側では大きくなり、土被りの深い側では小さくなっている。この傾向は、地表面傾斜角が大きくなるほど顕著である。地表面傾斜角  $\alpha = 20^\circ$  のケースにおける空洞両肩部の鉛直成分の最大応答加速度比は、土被りの浅い側で 1.3 倍程度、土被りの深い側で 0.6 倍程度である。以上より、最大応答加速度に及ぼす地表面傾斜の影響は、水平成分より鉛直成分への影響が顕著であることがわかった。

また、図-9 より地表面傾斜がないケースの最大応答加速度比（鉛直成分／水平成分）の最大値は空洞の両肩部付近で 0.35 に対し、地表面傾斜があるケースは土被りの浅い側では大きく、土被りの深い側では小さくなっている。ここで、地表面傾斜があるケースにおける最大応答加速度比の最大値は、地表面傾斜角  $\alpha = 5^\circ$  で 0.39、地表面傾斜角  $\alpha = 20^\circ$  で 0.46 であった。本解析では、最大応答加速度比は地表面傾斜角  $\alpha = 20^\circ$  の場合でも 1/2 を超えなかったものの、その最大値は無視することのできない大きさであり、地表面地形の不整形（ここでは、地表面傾斜）によっては、水平成分に対する鉛直成分の最大応答加速度比が 1/2 を超えることも考えられる。このことから、地表面傾斜

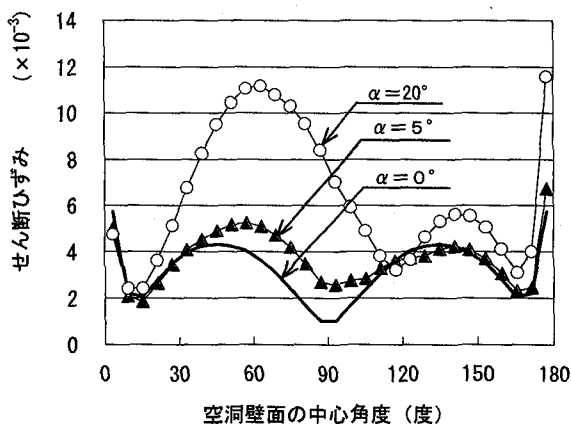


図-12 空洞周辺のせん断ひずみの分布

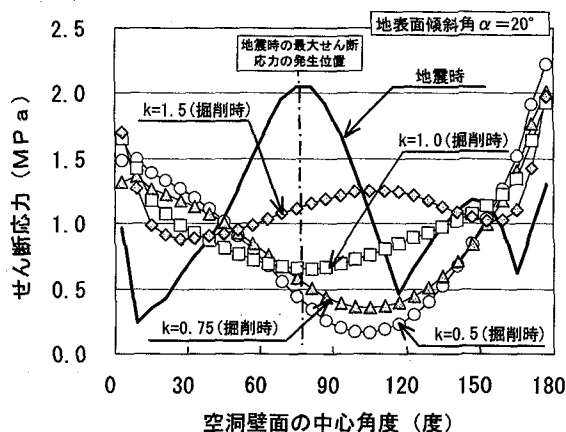


図-13 空洞周辺のせん断応力の分布  
(掘削時と地震時の比較)

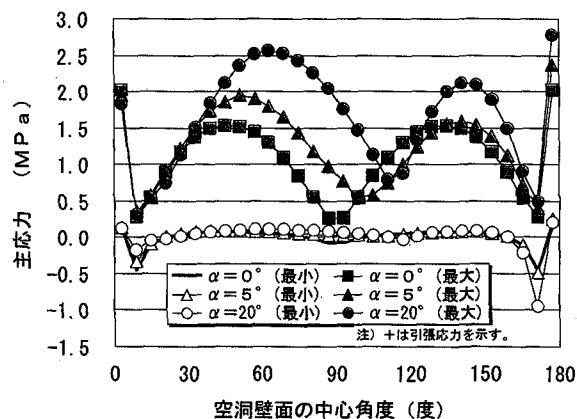


図-14 空洞周辺岩盤の地震時増分応力の分布

が原因で生じる上下動をどのように取り扱うかは今後の課題と言える。

#### 4.2 空洞の変位

図-10 に空洞の上下最大相対変位発生時の変位図を各地表面傾斜角ごとに示す。なお、図-10(d) は地表面傾斜角  $\alpha = 20^\circ$  のケースで、空洞底盤中心を原点と

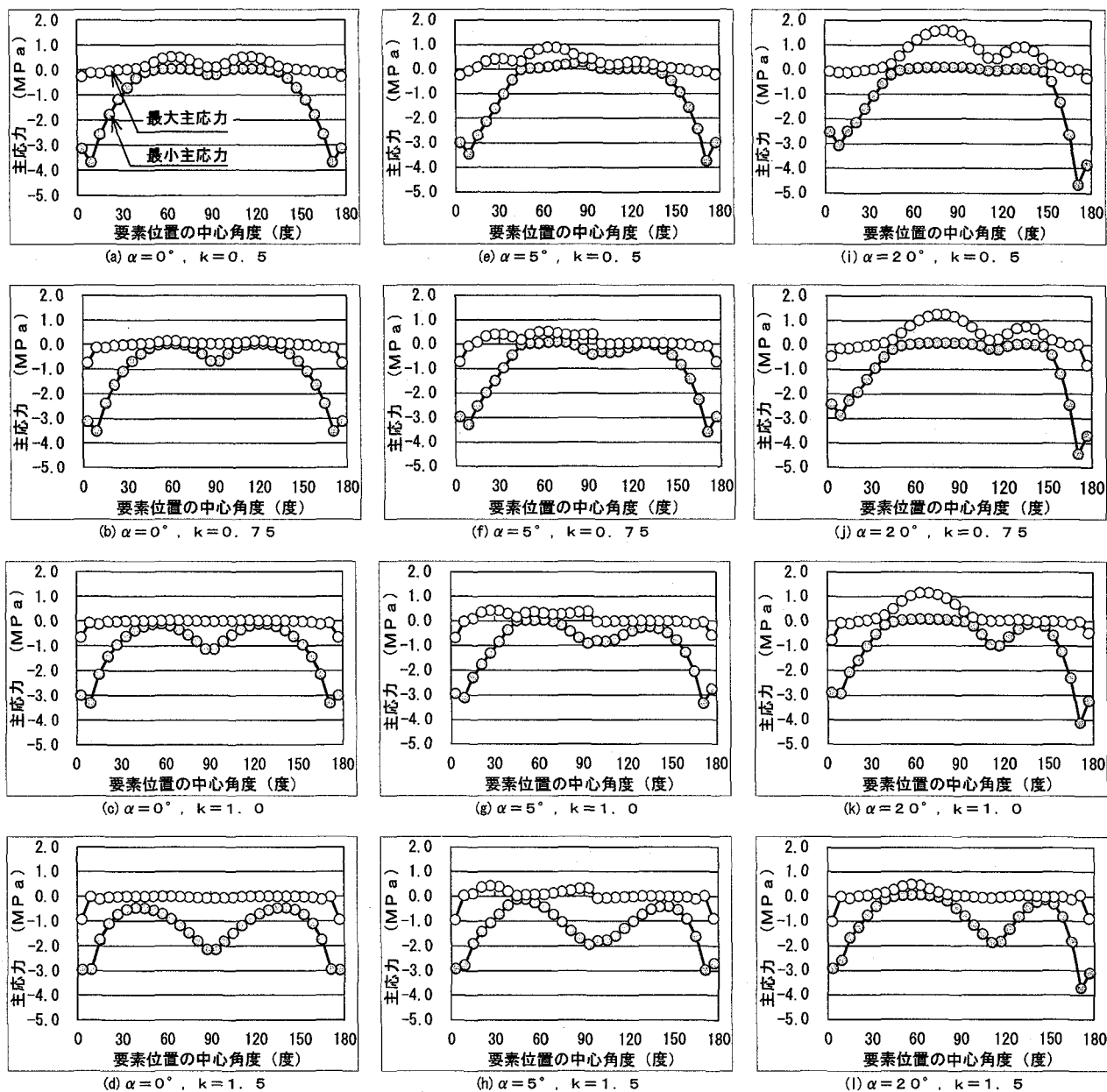


図-15 空洞周辺岩盤の合成応力

した相対変位を示している。図-10より、地表面傾斜がないケースは、空洞上下間での相対変位量は0.01mm以下であり顕著なせん断変形は見られない。地表面傾斜角 $\alpha=5^\circ$ のケースでは、地表面傾斜がないケースと有意な差はなかったものの、地表面傾斜角 $\alpha=20^\circ$ のケースでは空洞上下間での相対変位量1.7mmとなりせん断変形が顕著になっている(図-10(d)参照)。

以上より、地表面傾斜角の影響により空洞の安定性に影響を及ぼす空洞上下間の相対変位に大きな差異が生ずるため、実現象を厳密に把握するには地表面傾斜を十分考慮した解析が必要であることがわかる。また、地表面傾斜角 $\alpha=20^\circ$ のケースにおいて、前述した最大応答加速度比(鉛直成分/水平成分)は0.46と比較的大きな値であったが、水平成分に対する鉛直成分

の変位は1/10以下にとどまっていた。これは、水平地震動の作用により岩盤はせん断変形し相対変位が大きくなるが、上下地震動による鉛直方向の変位は、せん断変形よりも軸ひずみにより変形する。軸ひずみに対する剛性はせん断剛性よりも高いため、鉛直方向の変形が小さかったものと考えられる。

#### 4.3 せん断ひずみ

空洞中心軸上の地震時岩盤せん断ひずみの深さ方向の分布を図-11に示す。地表面傾斜のないケースのせん断ひずみに対し、地表面傾斜角 $\alpha=5^\circ$ のケースでは空洞上部のみにせん断ひずみの増加が見られるが、地表面傾斜角 $\alpha=20^\circ$ のケースでは空洞上・下部とも増加し、特に空洞上部のせん断ひずみの増加が顕著で

ある。また、空洞下部のせん断ひずみの増加領域は空洞底盤から下方へ約 40m で、ほぼ空洞幅に等しかった。

次に、地震時の空洞周辺岩盤のせん断ひずみを図-12 に示す。図より空洞周辺岩盤のせん断ひずみは、空洞脚部を除けば各ケースとも土被りの浅い側の空洞肩部付近で最大値を示している。また、地表面傾斜がないケースの最大せん断ひずみ ( $4.3 \times 10^{-3} = 0.43\%$ ) に比較して、地表面傾斜角  $\alpha = 5^\circ$  のケースでは約 1.2 倍の  $5.2 \times 10^{-3}$  (0.52%)、地表面傾斜角  $\alpha = 20^\circ$  のケースでは約 2.6 倍の  $11 \times 10^{-3}$  (1.1%) であった。

ここで、地震時への適用については検討しなければならない点もあるが、桜井らが提案している一軸圧縮強度から求まる限界せん断ひずみを適用できるものとして岩盤地下空洞の地震時安定性を考察する。今回想定している岩盤の一軸圧縮強度を 80MPa<sup>22)</sup> とすると、限界せん断ひずみは 0.15% 程度であり、岩盤の破壊ひずみは限界ひずみの 3 倍以上であると推定され、破壊ひずみ  $\varepsilon_f$  を最大せん断ひずみ  $\gamma_{max}$  で表わすと、破壊時のポアソン比  $\nu_f$  を 0.5 として、 $\gamma_{max} = (1 + \nu_f) \varepsilon_f \approx 0.7\%$  程度となる<sup>23)</sup>。したがって、地表面傾斜角  $\alpha \leq 5^\circ$  においては、岩盤地下空洞は安定性を保っているものと考えられるが、地表面傾斜角  $\alpha = 20^\circ$  では最大せん断ひずみが破壊ひずみを越えており、十分な支保がないと安定性を確保できないものと考えられる。

また、代表的な地表面傾斜角  $\alpha = 20^\circ$  のケースにおける空洞周辺岩盤の地震時せん断応力分布と掘削に伴い発生したせん断応力分布の比較を図-13 に示す。この図より空洞周辺岩盤の地震時せん断応力分布は、掘削時のせん断応力分布とはかなり異なり、掘削時には空洞脚部に応力集中に伴う大きなせん断応力が生じているが、地震時は空洞天端付近に最大せん断応力が発生している。この地震時の最大せん断応力の発生位置では、掘削時のせん断応力に比較して約 2～5 倍の大きなせん断応力が発生していることがわかる。

4.4 地震時増分応力

地表面傾斜角の異なる各ケースにおける空洞周辺岩盤の地震時増分応力の分布を図-14 に示す。なお、岩盤地下空洞の地震時安定性評価において、最も重要な空洞天端および肩部における時刻歴中の局所安全率の最小値は、引張側主応力最大となる瞬間と概ね一致していた。このことから、地震時増分応力の算出は、引張側主応力最大を抽出した。地震時における空洞周辺岩盤は、周方向（最大主応力）、半径方向（最小主応力）とも引張応力が発生している箇所が多い。このうち周方向の引張応力（最大引張応力）はきわめて大きく、地表面傾斜角が大きくなるほど大きくなり、土被りが浅い側で特に顕著である。また、最大引張応力は、空洞脚部を除き地表面傾斜がないケースを基準として比

表-4 空洞壁面の引張応力状態

| 解析ケース  | 地表面傾斜角 $\alpha$ (度) | 側圧係数 $k$ | 最大主応力 $\sigma_1$ (MPa) | 最小主応力 $\sigma_3$ (MPa) |
|--------|---------------------|----------|------------------------|------------------------|
| ケースS1  | 0                   | 0.50     | 0.533                  | 0.049                  |
| ケースS2  |                     | 0.75     | 0.141                  | 0.023                  |
| ケースS3  |                     | 1.00     | 0.029                  | -0.126                 |
| ケースS4  |                     | 1.50     | 0.004                  | -0.470                 |
| ケースS5  | 5                   | 0.50     | 0.905                  | 0.294                  |
| ケースS6  |                     | 0.75     | 0.526                  | 0.099                  |
| ケースS7  |                     | 1.00     | 0.429                  | 0.054                  |
| ケースS8  |                     | 1.50     | 0.332                  | -0.112                 |
| ケースS9  | 20                  | 0.50     | 1.598                  | 0.089                  |
| ケースS10 |                     | 0.75     | 1.249                  | 0.072                  |
| ケースS11 |                     | 1.00     | 1.155                  | 0.085                  |
| ケースS12 |                     | 1.50     | 0.484                  | 0.061                  |

※ +は引張応力を示す。

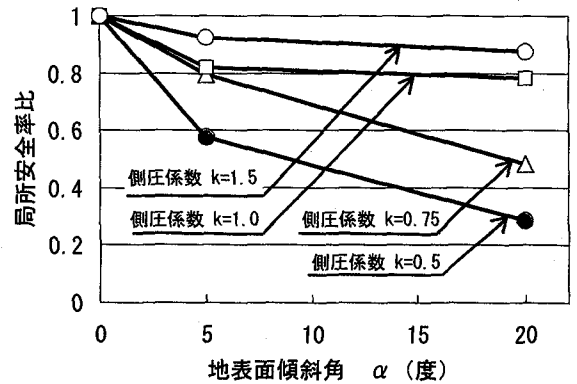


図-16 各側圧係数の  $\alpha = 0^\circ$  における地震時最小局所安全率を基準にした局所安全率比

較した場合、地表面傾斜角  $\alpha = 5^\circ$  では約 1.3 倍、地表面傾斜角  $\alpha = 20^\circ$  では約 1.7 倍に増加している。

4.5 合成応力

地震時の空洞安定性の評価は、掘削時の応力と地震時の増分応力を重ね合わせた合成応力を算出して行う必要がある。地山の側圧係数をパラメトリックに変化させて掘削時の応力を算出した後、地震時の増分応力を重ね合わせて合成応力を算出した（図-5 参照）。地山の側圧係数と地表面傾斜角を組み合わせた各合成応力を図-15 に示す。

この図より、側圧係数が小さいほど、地表面傾斜角が大きくなるほど大きな引張応力が発生している。また、表-4 に各ケースの空洞壁面付近の周方向と半径方向の最大主応力を抽出した値を示す。これより、全ケースにおいて周方向には大きな引張応力が発生しているとともに、半径方向にも引張応力が発生しているケースが多いことがわかる。空洞の半径方向の引張応力については、掘削面に平行な不連続面の開口やひび割れなどを促し、安全性確保の面からは不利な応力場が形成され、空洞内（掘削面側）に岩塊落下の可能性が増す。このことから、地震時においては十分な空洞の安定性検討が必要であることがわかる。

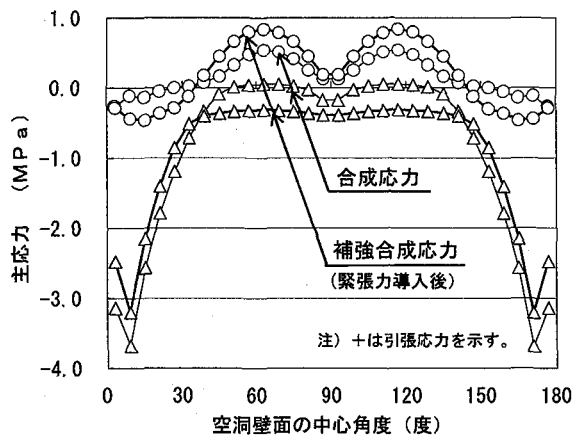


図-17 ロックアンカーにより緊張力を導入する前後の合成応力の比較

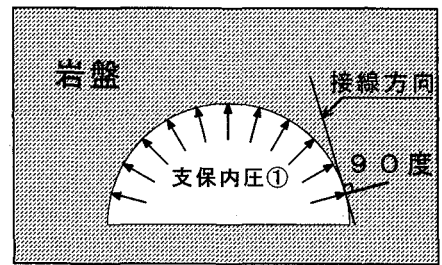
#### 4.6 地震時の局所安全率比

合成応力を基に、設定した岩盤の力学定数（粘着力  $c$ 、内部摩擦角  $\phi$  および引張強度  $\sigma_t$ ）を用いて空洞周辺岩盤の局所安全率  $F_s$  を算出した。局所安全率  $F_s$  は、モールの応力円中心から破壊包絡線までの最短距離  $d_{min}$  と最大せん断応力  $\tau_{max}$  との比 ( $F_s = d_{min} / \tau_{max}$ ) として定義した。

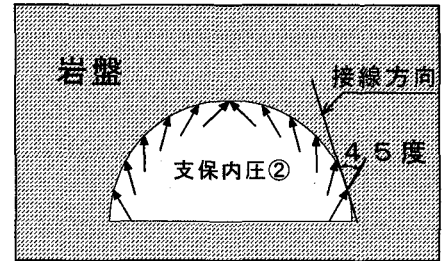
地表面傾斜がないケースにおける空洞周辺岩盤の地震時最小局所安全率に対する地表面傾斜があるケースの地震時最小局所安全率の比（以下、局所安全率比と呼ぶ）を側圧係数ごとに図-16に示す。図より地表面傾斜が大きくなるほど、側圧係数が小さくなるほど局所安全率比は小さくなる傾向を示している。また、側圧係数  $k \geq 1.0$  では地表面傾斜角  $\alpha = 20^\circ$  に大きくなっても局所安全率比はほぼ 0.8 以上であり、側圧係数が大きい場合には地表面傾斜の影響が比較的小さいことがわかる。逆に、側圧係数  $k = 0.5$ 、地表面傾斜角  $\alpha = 20^\circ$  の場合には、局所安全率比が 0.3 程度になり地表面傾斜の影響がきわめて大きく、地震時における空洞安定性確保が地表面傾斜のないケースに比較して一層難しくなることがわかる。また、図-16を用いることにより、地表面傾斜のないケースにおける局所安全率を基に、側圧係数と地表面傾斜角を設定することにより、地表面傾斜がある場合の最小局所安全率を概算ではあるが推定することも可能と考えられる。

#### 5. 空洞周辺岩盤の地震時補強法について

従来の岩盤地下空洞では、空洞周辺岩盤に地震に伴う引張増分応力が発生した場合でも、圧縮側の初期地圧が大きかったため、空洞周辺岩盤の合成応力は周方向、半径方向とも引張応力状態になることが少なかった。本論文で対象とする岩盤地下空洞は、土被りの浅



(a) 従来の打設方向



(b) 新たな打設方向

図-18 支保部材の打設方向イメージ図

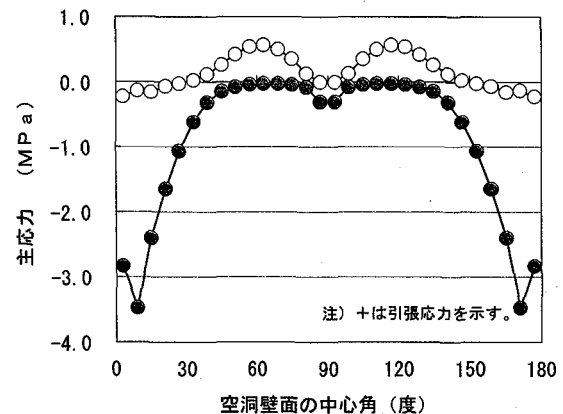


図-19 支保内圧の方向を変更した補強合成応力

い位置に建設することを想定しているため、掘削完了時の空洞周辺岩盤の圧縮応力は比較的小さく、今回想定したレベル2地震動相当では地震時の増分応力（引張応力）が相対的に大きくなり、岩盤地下空洞の地震時安定性に及ぼす影響が顕著になる。このため、土被りの浅い岩盤地下空洞の安定性を確保するための補強法については、掘削時とともに地震時についても十分な検討を行う必要があると考えられる。

ここで、従来掘削時における岩盤地下空洞の安定性確保には主要支保部材としてロックアンカーが多用されてきた<sup>24)</sup>。したがって、地震時においても主要支保部材としてロックアンカーを用いるものとし、今回の解析で得られた結果（無支保状態の合成応力）を踏まえ、ロックアンカーによる地震時における地下空洞の安定性向上のための基本的な検討を解析モデルⅠ（基本モデル）を用いて行った。

まず、ロックアンカーにより緊張力を導入する前後

の合成応力を図-17に示す。なお、ロックアンカーによる緊張力は、空洞壁面に内圧効果として均等に作用させた。また、緊張力導入後の合成応力は、無支保状態の合成応力と区別するために以下では補強合成応力と呼ぶ。

この図より、ロックアンカーにより空洞壁面に緊張力（既往文献よりの最大支保内圧  $P_i = 0.2 \text{ MPa}^{24)}$ ）を導入した場合、空洞半径方向の引張応力は圧縮応力状態に改善されているが、空洞周方向の引張応力については逆に増大させることになり、緊張力導入前より空洞周辺岩盤に不利な応力場が形成されることが考えられる。これは、岩盤地下空洞の安定性に支障をきたす可能性がある。従来、ロックアンカーの打設方向は、空洞壁面に対してすべて半径方向である。したがって、従来のロックアンカーの打設方向は、地震時の地下空洞の安定性確保に対しては適切でない可能性がある。このことから、岩盤地下空洞の掘削時の安定性を確保するとともに、地震時の安定性もより確保しやすいロックアンカーの打設方向について検討を行う。

図-18(b)に示す方向にロックアンカー（支保内圧  $P_i = 0.2 \text{ MPa}$ ）を打設した際の空洞周辺岩盤の補強合成応力分布を図-19に示す。この図より、従来の半径方向に打設した場合に比べ、周方向の引張応力の増加は10%以下になるとともに、半径方向については空洞壁面の引張応力はすべて圧縮応力状態に改善されている。従来のロックアンカーの打設方向に比較して、施工的には複雑な面はあるが今回の打設方向は地震時の安定性確保の面で、より適切な補強が可能であるものと考えられる。従来、ロックアンカーは岩塊落下対策を対象としているので、緊張力と配置について設計していた。地震時を対象とした場合には、ロックアンカーの設計に打設方向の検討も加える必要がある。

## 6. まとめ

本論文では、土被りの浅い低地圧条件下における単一地下空洞を岩盤内に構築した際の基本的な地震時挙動および地震時安定性を評価することを目的に、二次元動的FEMなどにより得られた結果から、以下の結論を得た。

- 1) 最大応答加速度に及ぼす地表面傾斜の影響は、水平成分より鉛直成分への影響が顕著である。また、地表面地形の不整形（ここでは、地表面傾斜）によっては、水平成分に対する鉛直成分の最大応答加速度比が1/2を超えることも考えられ、地表面傾斜が原因で生じる上下動をどのように取り扱うかは今後の課題と言える。
- 2) 地震時における地下空洞の変位については、地表面傾斜角  $\alpha = 5^\circ$  のケースでは地表面傾斜がないケー

スと有意な差はなく、ほとんどせん断変形は見受けられなかったものの、地表面傾斜角  $\alpha = 20^\circ$  のケースでは空洞上下間での相対変位が1.7mmと大きくなりせん断変形が顕著になる。

- 3) 空洞周辺岩盤の合成応力は、周方向にきわめて大きな引張応力が発生し、地表面傾斜角が大きくなるほどその値は大きくなる。
- 4) 地震時における空洞周辺岩盤は、空洞周方向に大きな引張応力が生じるとともに、半径方向にも引張応力が発生する。空洞の半径方向の引張応力については、掘削面に平行な不連続面の開口やひび割れなどを促し、安全性確保の面からは不利な応力場が形成され、空洞内（掘削面側）に岩塊落下の可能性が増す。このことから、地震時には十分な空洞の安定性検討が必要であることがわかった。
- 5) 従来のゆるみ領域内などの岩塊落下に対するロックアンカー工の設計は、その緊張力と配置が対象になっていたが、土被りの浅い岩盤地下空洞の場合には地震時における地下空洞の安定性についても確保する必要がある。その際のロックアンカー工の設計は、緊張力と配置の検討に加え、打設方向についても検討しておくことが望ましい。

一般に岩盤地下空洞は耐震性が高いと経験的に言われていたが、土被りの浅い低地圧条件下における岩盤地下空洞では、地震時の（引張）増分応力により地下空洞の安定性を損なう可能性があることが本解析結果から示された。しかし、岩盤地下空洞の地震時安定性は、本解析で実施した地表面傾斜や地山の初期応力状態だけでなく、岩盤の異方性や不連続面分布などに大きく影響され、単純に岩盤地下空洞の地震時安定性を評価することは困難である。また、地震時における岩盤の力学特性も非線形的要素を多く含み、変形挙動、強度特性（特に、引張強度）とも複雑である。さらに、地震時には、地震動の特性によっても影響を受けるものと考えられる。このことから、著者らは土被りの浅い岩盤内における地震動特性の現地観測や不連続面を含む岩盤の動的特性について今後さらに検討を行い、実際の土被りの浅い低地圧条件下における岩盤地下空洞の地震時安定性問題解決に一步でも近づくよう努力していきたいと考えている。

謝辞：本論文をまとめるに当たってご支援を戴きました長岡技術科学大学 杉本光隆教授に謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 林正夫，日比野敏：地下掘削に伴う周辺地盤の緩みの進展に関する解析，電力中央研究所報告 No. 67095，1968。

- 2) 長谷川明：地下空洞の掘削後の力学的挙動—空洞形状と岩盤の異方性の影響—，構造工学論文集，Vol. 39A，pp. 1431-1437，1993.
- 3) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会編：阪神・淡路大震災調査報告 2，1998.
- 4) 駒田広也，林正夫，堀田光：地下発電所空洞における地震観測，土木学会論文報告集，第 309 号，pp. 91-101，1981.
- 5) 浜田政則，杉原豊，志波由紀夫，岩野政浩：岩盤空洞の地震時挙動観測と考察，土木学会論文報告集，第 341 号，pp. 187-196，1984.
- 6) 田中剛：室蘭地下多目的アリーナ構想，地質と調査，第 3 号，pp. 90-93，1993.
- 7) 近久博志，木村龍司，小林薫：岩盤の中に美術館を築く，NIKKEI ARCHITECTURE，pp. 158-161，1995.
- 8) 大規模地下空洞 連載講座小委員会：大規模地下空洞（最終回）岩盤地下空洞の新たな活用（2）日本における不特定多数が活用する岩盤地下空洞，トンネルと地下，Vol. 30，No. 2，1999.
- 9) 土木学会 エネルギー土木委員会：地下貯油施設技術指針（案），1980.
- 10) 電気事業連合会燃料地下タンク研究委員会：水封式燃料地下貯蔵施設技術指針，1980.
- 11) 日比野敏，駒田広也，本荘静光，藤原義一，本島睦，中川加明一郎，野崎隆司：原子力発電所地下立地方式のケーススタディによる成立性評価，電力中央研究所報告 総合報告 No. U17，pp. 47-61，1991.
- 12) 西村直志，草野直幹，清水則一，新谷端甫，砂坂善雄：関西における地下空間の活用と技術—岩盤地下空洞の耐震設計と動的挙動に関する問題点—，土木学会関西支部講習会テキスト，pp. 241-258，1994.
- 13) 近久博志，小林薫，松元和伸，中原博隆，筒井雅行：土被りの浅い岩盤地下空洞の計画と設計，地下空間シンポジウム論文・報告集，第 1 巻，pp. 7-16，1995.
- 14) 市川芳忠，有賀義明：地下空洞の地震時挙動観測例（その 4），第 22 回地震工学研究表会講演概要，pp. 631-634，1983.
- 15) 近久博志，小林薫，松元和伸，小川正二：不特定多数が常時入場する文化・スポーツ施設としての岩盤地下空洞に関する考察，地下空間シンポジウム論文・報告集，第 3 巻，pp. 167-174，1998.
- 16) 稲田善紀著：岩盤工学，森北出版，pp. 199-200，1997.
- 17) 日本建築センター：高層建築物の動的解析用地震動について，ビルディングレター，pp. 49-50，1986. 6
- 18) 近久博志，小林薫，松元和伸，筒井雅行，櫻井春輔：岩盤空洞を利用した地下式展示館の地震時安定性評価，第 26 回岩盤力学シンポジウム講演会論文集，pp. 296-300，1995.
- 19) 日本建築学会編：地震荷重 -その現状と将来展望-，pp. 362-364，1987.
- 20) 土木学会原子力土木委員会：「原子力発電所地質・地盤の調査・試験法および地盤の耐震安定性の評価手法」報告書 第 4 編，pp. 87-98，昭和 60 年 8 月
- 21) 日本鉄道建設公団：N A T M 設計施工指針，pp. 314-315，pp. 322-325，平成 8 年 2 月
- 22) 三室俊昭：岩盤分類の方法と適用—ダム，トンネル，基礎 他—，地質工学セミナー，（社）システム総合研究所，pp. 81-110，1993.
- 23) 櫻井春輔，谷河正也：岩盤の不連続面の影響を考慮した大規模地下空洞の変位計測結果の逆解析，土木学会論文集，No. 403/VI-10，pp. 75-84，1989.
- 24) 野崎隆司，伊藤洋，日比野敏：大規模地下空洞における各種安定化対策工とその考察，電力土木，No. 209，pp. 41-48，1987.

(2001 年 9 月 14 日受付)