

土被りの浅い岩盤地下空洞の計画と設計

PLANNING AND DESIGN OF UNDERGROUND ROCK CAVERN WITH SHALLOW OVERBURDEN

飛島建設(株) 技術研究所	近久博志	Hiroshi Chikahisa [*]
同 上	小林 薫	Kaoru Kobayashi ^{**}
同 上	松元和伸	Kazunobu Matsumoto ^{***}
同 上	中原博隆	Hiroataka Nakahara ^{***}
同 上	筒井雅行	Masayuki Tsutsui ^{***}

SUMMARY

Recently, the first project of an underground exhibition hall, the Takayama Float Art Museum, using rock cavern with shallow overburden was started in Japan. The verification of stability of rock mass during earthquake was importance in mechanical design, because this rock cavern with shallow overburden will be excavated near the great faults and will be open to the public. There are many underground openings for power houses and oil storages in Japan. But the behavior of rock mass during earthquake wasn't free from care in such underground openings, because almost every opening was excavated with deep overburden in sound rock condition.

In this study, some parametric studies by the finite element method were carried out to get basic data concerned the behavior of rock cavern during earthquake. Influence of thickness of overburden, lateral pressure coefficient and cavern shape to the stability of rock cavern during earthquake was examined based on the calculation results. And the plan and design of the Takayama Float Art Museum are discussed which were executed into consideration of these results.

Keywords: Underground opening(地下空洞), Architectural structure(建築構造物), Earthquake(地震), Shallow overburden(浅い土被り)

1. はじめに

国内における岩盤地下空洞は、昭和40年代になって盛んに施工されるようになった地下式揚水発電所をはじめとして地下石油備蓄基地など数多く挙げることができる¹⁾。これまでの岩盤地下空洞は、比較的深くて初期地圧の大きな堅硬緻密な岩盤内に建設されてきたために、空洞周辺の地震動の増幅が少な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²⁾、本島・日比野³⁾に代表されるように、掘削に伴う空洞周辺の応力集中を中心に検討されてきた。そして、空洞掘削時における岩盤挙動の詳細なメカニズム等を明確にした貴重な

技術資料に結びつけられてきた。このため、公共性の高い岩盤地下空洞(地下貯油施設、水封式燃料地下貯蔵施設など)に関する耐震設計基準類^{4), 5)}では、堅硬緻密な岩盤においては原則として耐震設計を省略しても良いとしている。また、堅硬な岩盤内部に建設されたトンネルや地下発電所などの実構造物においても、1995年の阪神大震災を始めとする地震時の被害は極めて少ないと報告されている⁶⁾。しかしながら、近年、地下式原子力発電所や地下式放射性廃棄物処理施設などでは、従来の地下発電所や地下石油備蓄基地などの岩盤地下空洞に比較して、より高い耐震性が要求されるようになってきている⁷⁾。また、建築構造物のニーズの多様化や複合化にとも

*) Manager

**) Deputy Manager

***) Research Engineer

Technological Research Institute of Tobishima Corporation, 5472 Kimagase, Sekiyado-cho, Higashikatushika-gun, Chiba, 270-02, JAPAN

なって、完成後には不特定多数の観客が入場するような岩盤地下空洞を利用した美術館⁸²が国内でも計画されるようになってきており、これまで以上に高い耐震性の確保が望まれるようになってきた。今後さらに阪神大震災(1995)や宮城沖地震(1978)などの経験を踏まえて、防災機能を有した岩盤地下空洞を利用した建築構造物がますます増加するものと考えられる。

本論文では、土被りの浅い岩盤地下空洞の地震時の安定性を把握するための基礎的なデータを得る目的で、有限要素法解析によるパラメータスタディーを行い、空洞形状、側圧係数(初期地圧)および土被りの、地震時の地下空洞の安全性に対する影響について考察する。そして、これらの結果を踏まえて実施した地下式美術館「高山祭屋台美術館」の計画と設計について述べる。

2. 地震時の岩盤地下空洞の安定性

地震時の岩盤地下空洞の安定性を把握するために、有限要素法を用いて応力変形解析を行う。解析手順を次に示す。

(1) 地震時の岩盤地下空洞の挙動に関する解析

a) 解析方法

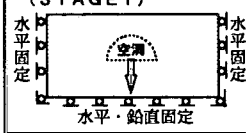
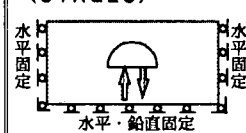
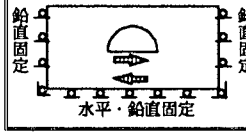
用いる解析方法は、有限要素法による平面ひずみ状態を仮定した二次元弾性解析である。岩盤は地震時の基本的な挙動を把握することを目的にしているため等方弾性体と仮定する。また、本解析では、ロックアンカー、吹付けコンクリート等の部材の支保効果を考慮せず、設計上安全側となる素掘り掘削とする。

b) 解析手順

表-1に示すような解析手順で地震時の岩盤内応力(全応力)を算定する。

まず、自重を作用させた計算をして、空洞掘削前の初期応力状態を再現する。次に、掘削面に掘削相当力を作用させ、空洞を掘削したことによる応力状態(空洞掘削時、常時の応力状態)を計算する。これに重ねるように、鉛直震度と水平震度を静的に作用させて、地震時の応力状態とする。

表-1 解析手順
(Table 1 Procedure of analysis)

解析ステージの模式図	解析ステージの内容
 (STAGE1)	初期応力場 掘削前の応力状態を表す。 自重計算を実施する。 (E_s, ν_s入力)
 (STAGE2)	空洞掘削時 空洞掘削に伴う周辺地山の応力状態を表す。
 (STAGE3)	鉛直地震力作用時 掘削後に鉛直の地震慣性力が作用した時の応力状態を表す。(Ed, ν_d変更) 本解析では事前検討で局所安全率の低下が大きい方向に作用させた(下向き方向)
 (STAGE4)	水平地震力作用時 掘削後、鉛直と水平の地震慣性力が作用した時の応力状態を表す。 本解析では右向きに作用させた

c) 解析条件

1) 岩盤の力学特性

本解析に用いた岩盤の力学特性を表-2に示す。岩盤の力学特性は、後述する高山祭屋台美術館の建設位置のCⅢクラスの濃飛流紋岩で実施した原位置試験・調査結果から得られた値を用いる⁸²。

表-2 岩盤の力学特性
(Table 2 Mechanical properties of rock mass)

単位体積重量	γt (kN/m ³)	25.50
粘着力	c (MPa)	2.45
内部摩擦角	ϕ (°)	51
引張強度	σt (MPa)	1.25
常時	弾性係数 E_s (MPa)	5,160
	ポアソン比 ν_s	0.27
地震時	弾性係数 E_d (MPa)	31,900
	ポアソン比 ν_d	0.39
	弾性波速度 V_s (m/s)	2,100

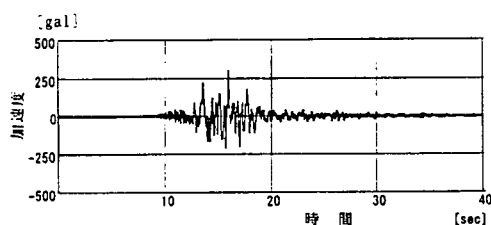
2) 地震時の作用震度

作用震度を算定するために用いた地震波形は、阪神大震災（1995）に岩盤上の観測点で記録された KOBE-UNIV EW と KOBE-UNIV NS（関西地震観測研究協会, 1995）であり、図-1 と図-2 に地震波形と一次元重複反射理論（解析コード; SHAKE）により得られた加速度応答値の結果を示す。本解析では、このうち地表面付近で応答値が大きくなった KOBE-UNIV EW の加速度応答値を震度として、図-3 に示すように地盤に作用させる。

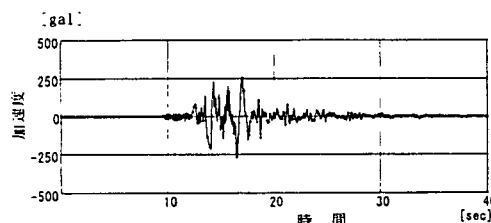
また、次のような理由を基にして、地震時の応力変形解析を行う。

- ① 地震源となる活断層から離れた場所に建設される岩盤地下空洞を想定しており、直下型の地震動を想定しない。
- ② 地震源から離れていくと水平地震動に比べて鉛直地震動の減衰が大きく、震源近傍から 21.6 km 以上程度離れると鉛直地震動の応答スペクトルは、水平地震動の半分程度なる¹⁰⁾。
- ③ 一般的に、鉛直地震動と水平地震動の最大値の生起時刻に同時性はないとされている¹¹⁾。

このため、鉛直震度に関しては、最大水平加速度の半分の値にあたる ± 0.16 を解析モデル全体に静的に作用させることとする。



(a) KOBE-UNIV EW 波（最大加速度 305.3 gal）
(KOBE-UNIV EW wave, max. acceleration 305.3 gal)



(b) KOBE-UNIV NS 波（最大加速度 269.8 gal）
(KOBE-UNIV NS wave, max. acceleration 269.8 gal)

図-1 神戸大学で測られた阪神大震災の地震波形
(Fig.1 Seismic wave of the great Han-shin earthquake gained at Kobe Univ.)

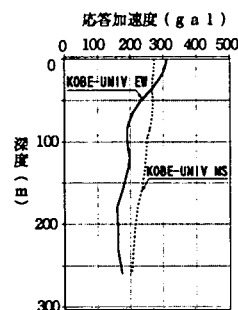


図-2 解析に水平作用地震動として用いた
応答解析結果
(Fig.2 Result of response analysis used as
horizontal seismic intensity in
analysis)

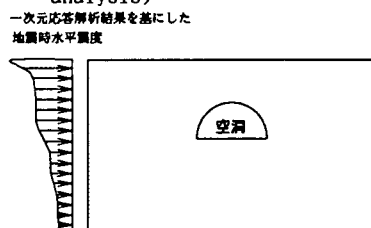


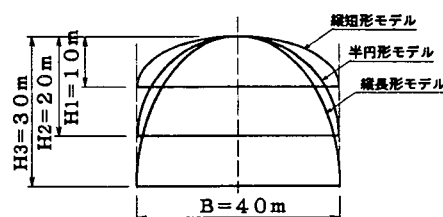
図-3 深度別に作用させた水平震度の模式図
(Fig.3 Vertical distribution of horizontal
seismic intensities acting upon
rock mass)

d) 空洞の形状

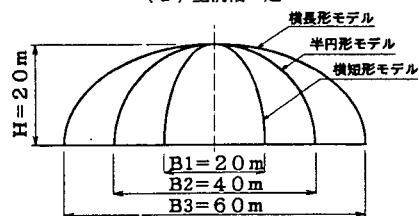
解析に用いる空洞の形状を設定するに際して、ここでは、次のように空洞の偏平度を定義することとする。

$$\text{偏平度} \equiv (\text{空洞幅}) / (\text{空洞高さの2倍})$$

空洞形状を図-4 と表-3 に示す。



(a) 空洞幅一定



(b) 空洞高さ一定

図-4 解析に用いた空洞形状
(Fig.4 Cavern shape used in analysis)

このとき、縦長形と縦短形は、基本となる半円形の空洞に対して、幅を一定にして、高さを半分と 1.5 倍とする。また、横長形と横短形では半円形の空洞に対して、高さを一定にして、幅を半分と 1.5 倍とする。

表-3 解析に用いた空洞形状
(Table 3 Cavern shape using in analysis)

検討 モデル	高さ (m)	幅 (m)	偏平度	面積比
縦短形	10	40	0.50	0.5
半円形	20	40	1.00	1.0
縦長形	30	40	1.50	1.5
横短形	20	20	2.00	0.5
横長形	20	60	0.66	1.5

※ 表中の面積比は、半円形の空洞を基準にした比率を示す。

e) 解析モデル

地震時の基本的な挙動を把握することを目的としているため、解析モデルでは平坦な地表面を採用する。底部の固定条件が空洞近傍の応力状態に影響を与えないようにするためには、空洞直下のモデル領域を最低でも空洞幅の 3 倍以上必要であるとされているが^{(12)・(13)}、ここでは 5 倍の解析領域を設定する。

図-5 には、空洞形状が半円形の解析モデル（土被り 20 m の時）を示す。

(土被り=20m時)

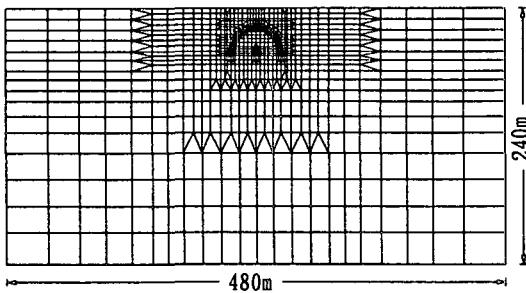


図-5 解析に用いた解析モデル（半円形）
(Fig.5 Finite element model of semicircle type using in analysis)

f) 解析ケース

つぎに示す①～③のパラメータを組み合わせて解析を行い、土被りの浅い岩盤地下空洞の地震時の安定性について検討する。

- ① 空洞の形状 表-3 の 5 形状
- ② 土被り: Z 20m, 40m, 80m, (120m, 160m)
- ③ 側圧係数: k 0.5, 1.0, 1.5, (0.75, 2.0)

なお、上記の()の値は、考察する上で必要だと判断される場合に補足的に追加して解析を行う。

g) 空洞周辺地盤の局所安全率

空洞周辺地盤の局所安全率は、限界ひずみ¹⁴⁾や破壊接近度¹⁵⁾などが提案されて、実用に供しているが、ここでは解析結果の理解を単純化するために通常の設計に用いられている局所安全率によって評価することとする。本解析における局所安全率は、図-6 に示すようにモール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(τ_{max})との比として定義する。

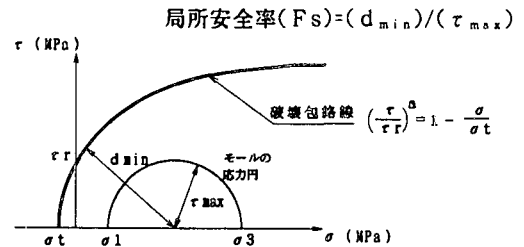


図-6 周辺地盤の局所安全率
(Fig.6 Local safety factor of rock mass)

(2) 解析結果

地震時の空洞の安定性に与える空洞形状、側圧係数（初期地圧）および土被りの影響についての解析結果を次に示す。

a) 地震時の空洞の安定性に与える空洞形状の影響

空洞周辺の要素について、地震による局所安全率の低下割合を調べる。ここでは、空洞周辺の要素の位置を、図-7 に示すように要素と空洞の中心を結ぶ直線と水平線とのなす角度（ここでは要素位置の中心角と呼ぶ）によって示す。さらに、地震による局所安全率の低下割合(Fr)を次のように定義する。

$$Fr \equiv 1 - (Fs_s / Fs_2)$$

ここで、 Fs_2 と Fs_s は、それぞれ空洞掘削時（第2ステージ）と地震力作用時（第3ステージ）の各要素の局所安全率を表す。

図-8 は、土被り 40 m で側圧係数 0.5 の場合について、空洞形状と地震による局所安全率の低下割合を示す。低下割合は、縦短形>横長形>半円形>縦長形>横短形の順に小さくなっており、偏平度

が大きいほど地震による局所安全率の低下割合が大きくなる様子が分かる。また、空洞の肩部（要素位置の中心角 70°）の局所安全率の低下割合が最も大きい。

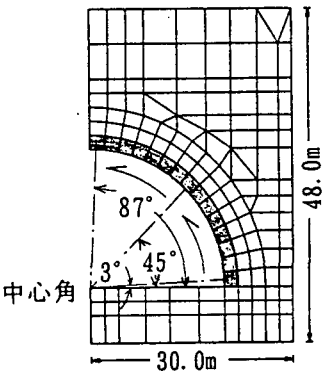


図-7 要素位置を表す中心角
 (Fig.7 Central angles meaning the position of FEM element)

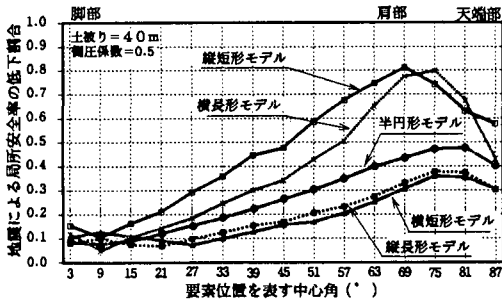


図-8 空洞形状と地震による局所安全率の低下割合(1-Fs₁/Fs₂)
 (Fig.8 Ratio of {1-Fs₁/Fs₂} to cavern shape)

b) 地震時の空洞の安定性を与える側圧係数の影響

図-9は、土被り 40 mの地点に半円形の空洞が施工された場合を想定して、側圧係数を 0.5 ～ 2.0 まで変化させた場合の地震による局所安全率の低下割合を示したものである。低下割合が 0.48 ～ 0.20 に変化し、側圧係数が小さいほど地震による局所安全率の低下割合が大きくなる様子が分かる。このことは、空洞を建設する岩盤の側圧係数が小さくなるにしたがって、空洞の安定性を与える地震動の影響が大きくなり、常時（掘削時）の空洞の安定性に加えて、地震時の空洞の安定性についても検討しておくことが重要となることが分かる。

また、図-9には、地震による局所安全率の低下割合が最も大きくなる空洞周辺の要素位置を側圧係数ごとに矢印(↓)で示している。この結果を整理して、地震による局所安全率の低下割合が最小となる空洞周辺の要素位置と側圧係数との関係を図-10に示す。側圧係数が小さい場合、地震による局所安全率の低下割合が最大値を示す位置が天端部付近になり、側圧係数の増加とともに次第に空洞脚部へ移動していく様子がわかる。

側圧係数が小さい場合、空洞天端部付近の安定性が大きく低下し崩落等の危険性が高いと考えられ、岩盤補強を十分に検討する必要がある。

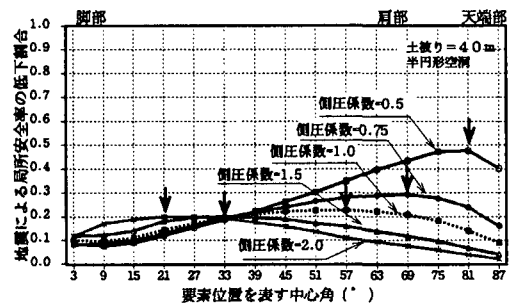


図-9 側圧係数の影響
 (Fig.9 Influence of lateral pressure coefficient)

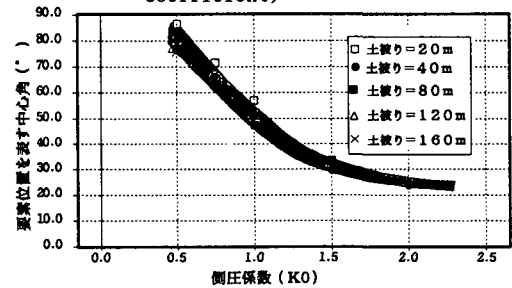


図-10 地震による側圧係数との最大低下位置
 (Fig.10 Maximum decline point of each lateral pressure coefficient)

c) 地震時の空洞の安定性を与える土被りの影響

図-11は、側圧係数 0.5 の地盤に半円形の空洞を施工した場合、地震による空洞周辺地山の局所安全率の低下割合を示したものである。空洞位置が深くなり、土被りが大きくなるほど、地震による局所安全率の低下割合は小さくなり、地震動の影響が小さくなる傾向を示している。

これは、従来から指摘されていたように、深い地

下空洞になるほど地震の影響を受け難く、地震時には安全であることを示している。換言すれば、土被りが浅くなると、地震による局所安全率の低下割合が大きくなり、地震時の安全性の検討も必要になることを示している。

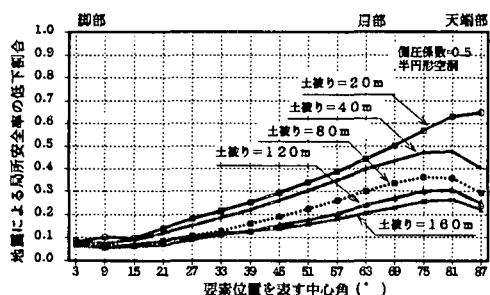


図-11 土被りと側圧係数と局所安全率の低下割合の最大値の関係

(Fig. 11 Relationship between overburden, lateral pressure coefficient and reduction ratio of local safety factor by earthquake)

図-12は、土被りと側圧係数と局所安全率の低下割合の最大値の関係を示したものである。地震による局所安全率の低下割合は土被りが小さいほど、また側圧係数が小さいほど大きくなることが認められる。

ここで、問題を簡単にするために、掘削時の局所安全率が1.5の場合に地震時の必要局所安全率として1.2以上確保することを考える。この場合、掘削後の常時の局所安全率は1.5であり、地震時の局所安全率は1.2であるために、地震による局所安全率の低下割合は、 $0.2 (= 1 - \{1.2/1.5\})$ となる。つまり地震による局所安全率の低下割合が、0.2以上である場合には、地震による局所安全率の低下が大きくなり、地震時の安全性確保のための補強工や対策工の検討が必要となる。このことを図-12から考えると、側圧係数が0.5であれば、深さに関係なく地震による局所安全率の低下割合は、0.2以下になることはなく、地震時の空洞周辺の安定に関する検討は必要となってくる。しかし、土被りの深いところでは側圧係数が大きくなる傾向にあり、例えば、側圧係数が0.75以上あると考えた場合には、80m以深に半円形の空洞を建設する場合には、地震による影

響の少ないことが分かる。ここで、この考察は、弾性挙動をする均質な水平地盤内に施工された半円形の空洞という条件の下での、岩盤地下空洞の耐震性を考えるための一つの目安であることを再記しておく。

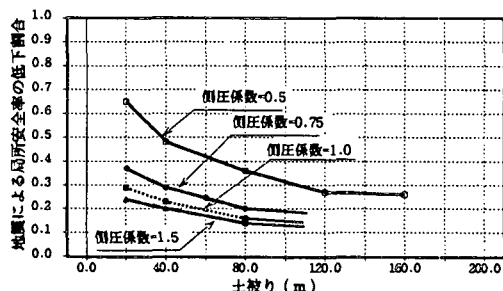


図-12 側圧係数と土被りと地震による局所安全率の低下割合の関係

(Fig. 12 Relation between lateral pressure coefficient, overburden and reduction ratio of local safety factor by earthquake)

d) まとめ

土被りの浅い岩盤地下空洞の地震時の安定性に関する基礎的なデータを把握することに目的に実施した有限要素法による静的な応力変形解析の結果から次のように考察される。

- (1) 土被りが浅いほど、地震による局所安全率の低下割合は大きくなっていくため、土被りの浅い岩盤地下空洞においては、掘削時の安定性だけでなく、地震時の安定性評価も重要である。
- (2) 空洞周辺地山の地震による局所安全率の低下割合は、縦短形>横長形>半円形>縦長形>横短形の順に小さくなっており、偏平度が大きいほど地震による局所安全率の低下割合が大きくなる。
- (3) 側圧係数が小さくなるほど、空洞周辺地山の地震による局所安全率の低下割合は大きくなり、その低下割合の最大を示す位置は、空洞天端部付近へ近づいてくる。

以上のように、岩盤地下空洞は、これまで地震時の影響を受けにくいとされてきたが、土被りの浅い岩盤地下空洞では、比較的地震時の影響を受け易いことが分かった。

上記の結果を踏まえて、つぎに土被りの浅い岩盤地下空洞を利用した美術館の計画と設計について述べる。

震動は日本建築センターの指針¹⁷⁾に基づいて設定し、表-4に示すような応力状態を考える。

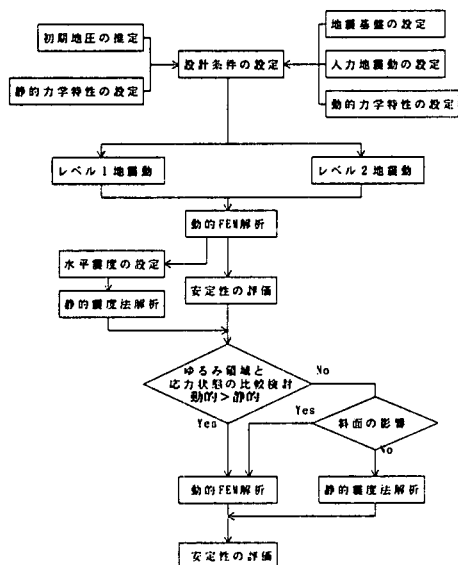
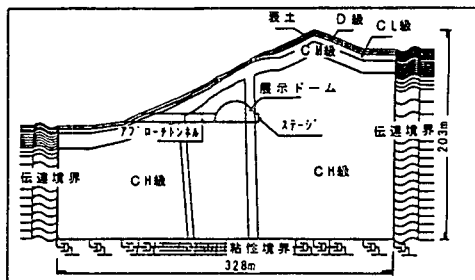
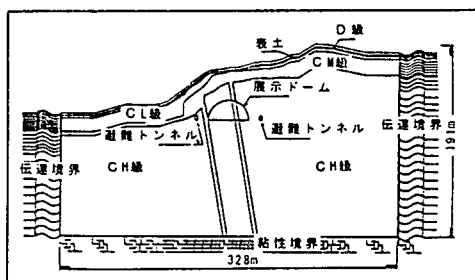


図-14 地震時の地下空洞の安定性の検討フロー
(Fig. 14 Flow chart of structural stability of rock cavern during earthquake)



(a)解析モデルA (77°ローションに平行な断面)
(Finite element model A - Cross section parallel to approach tunnel)



(b)解析モデルB (77°ローション直交断面)
(Finite element model B - Cross section orthogonal to approach tunnel)

図-15 動的な応力変形解析に用いる有限要素モデル
(Fig. 15 Finite element model used in dynamic stress-deformation analysis)

表-4 応力状態と設計法
(Table 4 Stress condition and design method)

応力状態	設計法
常時	施工後の静的な作用荷重に対して、本地下空洞が損傷を受けることなく概ね弾性的な挙動で抵抗できるように許容応力度法によって支保部材を設計する。
地震時 (レベル1)	耐用年数中に一度以上受ける可能性のある地震動に対して、本地下空洞は損傷を受けることなく、概ね弾性的な挙動で応答するように許容応力度法によって支保部材を設計する。
地震時 (レベル2)	本地下空洞の敷地において過去に受けたことのある地震動のうち最強と考えられ、将来において受けると思われる最強の地震動に対して、本地下空洞が崩壊や崩落等の人命に損傷を与えるような破損を生じないように終局強度法によって支保部材を設計する。

2) 解析手順

鉛直地震力作用時までの解析手順は、表-1に示した手順と同じである。しかし、水平地震力作用時には、地上面や地層の起伏の影響が大きいと判断して、動的な応力変形解析によって得られた地盤内の応力を鉛直地震力作用時の応力状態に重ね合わせることにする。

3) 地盤内の局所安全率

地盤内の局所安全率は、前述の「岩盤周辺地盤の局所安全率」の項と同様に定義する。しかし、地盤の必要安全率に関しては、支保部材に合わせて、常時、レベル1地震時、レベル2地震時をそれぞれ3.0、1.5、1.1とする。

4) 入力地震動の検討

設計に用いる計画地点の地震基盤速度は、つぎの項目を考慮して、地表面における最大速度値(レベル1; 25 kine、レベル2; 50 kine)を設定する。

- ① 過去の地震記録
- ② 近傍にある津川断層と阿寺断層の影響
- ③ 地表面付近の増幅率

つぎの4波を用いて、一次元応答解析によって検討した結果、空洞施工位置での応答が最も大きくなったEL CENTRO-NS波を設計入力地震波として用いることにする。

- ① 短周期波形としてEL CENTRO-NS波とTAFT-NS波

- ② 長周期成分を含む HACHINOHE-NS 波
 ③ 地域特性を考慮した地震波形として GIFU-NS 波
 (京大防災研上宝地殻変動観測所)
 また、鉛直震度は、入力地震動の最大水平加速度の半分とした。

5) 岩盤の力学特性

岩盤の力学特性を表-5と表-6に示す。

表-5 岩盤の力学特性(静的応力変形解析)
 (Table 5 Static properties of rock mass in stress deformation analysis)

力学特性	岩盤等級	表土	D	CL	CM	CH
単位体積重量 γt	1.57	1.96	2.45	2.55	2.55	
弾性係数 E	8.2	98	1720	5160	5360	
ポアソン比 ν	0.40	0.35	0.35	0.29	0.27	
粘着力 C	0.03	0.20	0.98	2.45	4.61	
内部摩擦角 ϕ	20	25	45	51	56	
引張強度 σt	—	0.05	0.36	1.25	1.77	
クリープ係数	α	—	—	42	56	40
	β	—	—	150	147	90
ぜい性度 Br	—	13	13	11	17	
包絡線指数 a	—	2				
ゆるみ定数 k	—	36	36	116	101	
破壊後 E'	—	0.98	17.2	51.6	53.6	
破壊後 ν'	—	0.45	0.45	0.45	0.45	

※ 単位: γt (KN/m³), E (MPa), C (MPa), ϕ (°), σt (MPa), α ($\times 10^{-9}$), β (1/day), E' (MPa)

表-6 岩盤の力学特性(動的応力変形解析)
 (Table 6 Dynamic properties of rock mass in stress deformation analysis)

岩盤等級	Vs (m/s)	γt (KN/m ³)	G ₀ (MPa)	ν_d	歪依存特性	h ₀
表土	120	1.57	23	0.45	図-16	2.0
D	410	1.96	336	0.40	図-16	1.5
CL	610	2.45	930	0.40	図-16	1.5
CM	1400	2.55	5096	0.37	—	1.5
CH	2100	2.55	11466	0.39	—	1.5

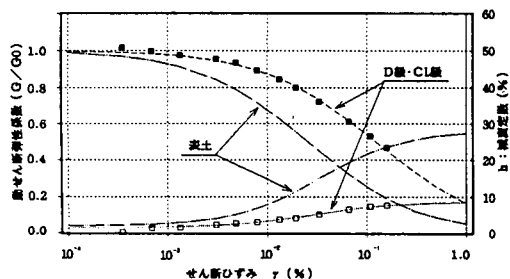


図-16 せん断剛性の減衰定数の歪依存特性
 (Fig.16 Reduction factor of shear stiffness depend on strain history)

c) 解析結果

レベル2地震時の局所安全率が1.1となる領域を図-17に示す。本図に示した局所安全率は、全時刻歴中に発生する応力の中から要素毎に算定した局所安全率の最小値であり、同時に発生することはない。ここでは、安全側の設計として、斜線部の領域の岩盤が同時にゆるむと仮定して、ロックアンカーや吹付けコンクリートなどによって補強する。地震時のゆるみ領域の発生につながる応力集中について結果を整理するとつぎようになる。

- ① 展示ホール周辺には岩盤強度を越えるような大きなせん断応力は発生していない。
- ② 周辺岩盤に引張強度以上の応力が発生するのは、レベル2地震時のみである。
- ③ ②のゆるみ領域は、展示ホールの土被りの浅い側の肩部に発生するが、引張応力の方向は斜面にほぼ平行である。

以上の結果を基にして、岩盤のゆるみの保持を目的に設計した支保パターンを図-18に示す。

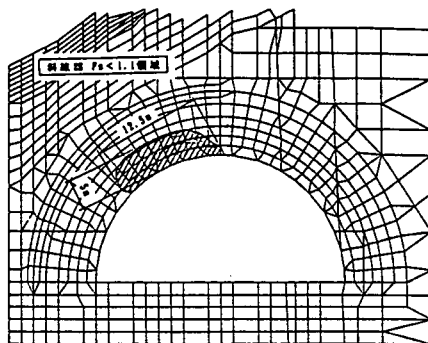


図-17 局所安全率が1.1以下の領域
 (レベル2地震時)

(Fig.17 Loose zone of rock mass having less than 1.1 of local safety factor)

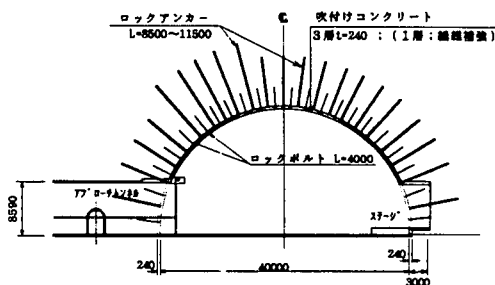


図-18 展示ホール部の支保パターン図
 (Fig.18 Support pattern of dome-shaped exhibition hall)

4. おわりに

これまで、岩盤地下空洞は地震動の影響が小さいとされてきたが、本空洞のように地表面に近い位置に施工する場合には地震動の影響を大きく受けることになる。その際、掘削前の初期地圧（側圧係数）や地下空洞の形状なども大きく影響を受けることになるため、事前に十分な調査や検討が必要となることが分かった。また、土被りの浅い空洞の地震時の安定性を検討する場合、地層や地形が水平な場合には静的震度を作用させる簡易的な解析方法の適用も可能であるが、通常、地表面や地層の起伏の影響を受けることになるため、動的な応力変形解析の実施が必要となることが多い。

さらに、地震時の安定性評価に関しては、

- ① 岩盤の不連続性や動的力学特性の把握
- ② 発生するゆるみ領域の定義
- ③ 岩盤や支保部材の永年的な支保効果の把握
- ④ 深部に渡る地盤内部の地震動特性の把握

などの研究成果に期待するところも多く残されている。とくに、支保部材としてのロックアンカーや吹付けコンクリートの地震時の挙動を含めた永年的な支保効果など、設計上の基準類を明確にしていくことが、今後の地下空間利用の可能性を広げていく上で重要と考えられる。

本文では、事例紹介として、岩盤地下空洞を利用した美術館である「高山祭屋台美術館」の計画と設計について概説した。こうした岩盤地下空間は、土地の有効利用という観点だけでなく、自然環境の保護・保全効果、さらに防災面においてもさまざまな利点を有しており、今後、ますます類似の建築構造物が増加するものと考えられる。

本文が、今後の土被りの浅い岩盤地下空洞の合理的な設計・施工を考える上で、少しでもお役に立てば幸いである。

最後に、本地下式美術館の計画・設計を行うにあたり、調査段階から設計に至るまでいろいろとご指導を頂いた神戸大学櫻井春輔教授ならびに京都大学大西有三教授には改めてお礼を申し上げます。また、本美術館の構造設計や防災計画に関して、ご指導ご助言を頂いた（財）日本建築センターの高山屋台洞構造評定委員会（委員長、榎並 昭 日本大学教授）

と防災評定委員会（委員長、岸谷 孝一 日本大学教授）の委員長ならびに委員各位に紙面を借りてお礼申し上げます。

（参考文献）

- 1) (社)電力土木技術協会編：電力施設地下構造物の設計と施工，pp. 305～471，1986. 3.
- 2) 林正夫，日比野敏：地下の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.
- 3) 本島睦，日比野敏：岩盤内大規模地下空洞の掘削時挙動とその安定性（その2），電力中央研究所報告，No. 385042，1986.
- 4) 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. 5.
- 5) 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. 3.
- 6) 土木学会阪神大震災調査，第二次報告会資料，土木学会，1995. 3
- 7) 駒田広也：地下式原子力発電所空洞の耐震性の検討—その2，2次元震動応答解析法による空洞の地震時安定性の検討—，電力中央研究所報告，No. 382039，1983. 1.
- 8) 近久博志，木村龍二，小林薫：岩盤の中に美術館を築く，NIKKEI ARCHITECTURE，pp. 158～161，1995. 1.
- 9) 近久博志，小林薫，松元和伸，筒井雅行，桜井春輔：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回岩盤力学に関するシンポジウム論文集，pp. 296～300，1995. 1.
- 10) (財)原子力工学試験センター：「改良標準化耐震設計調査」成果発表会資料，1987. 1
- 11) 中川恭次 et al.：水平と鉛直地動の非同時性による双方最大応答値からの低減評価の検討，第6回日本地震工学シンポジウム，pp. 1129～1136，1982. 12.
- 12) 電気技術基準調査委員会：原子力発電所耐震設計技術指針，（社）日本電気協会，
- 13) 立石 章：静的FEMを用いた地中構造物横断面方向の耐震設計法における地震荷重の作用方法の研究，土木学会論文集，No. 519/I-32，pp. 139-148 1995. 7
- 14) 都市トンネルにおけるNATMの適用に関する研究グループ：都市トンネルにおけるNATMの適用に関する研究，土木学会，1985. 5
- 15) 本島睦，日比野敏，林正夫：岩盤掘削時の安定のための電子計算プログラムの開発，電力中央研究所報告，No. 377012，1978
- 16) 杉山武ら：中部地方における最大加速度期待値マップ，日本建築学会構造系論文報告集，第411号，pp. 19-27，1995. 1
- 17) 高層建築物構造評定委員会：高層建築物の動的解析用入力地震動について，ビルディンク・レター，1986.
- 18) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造設計規準・同解説，1988.
- 19) (財)日本建築センター：構造設計指針・同解説，1988.