

高松塚古墳石室解体時の墳丘地盤安定検討結果について

クレーンベースの安定性照査

(1) 地耐力評価用の設計値の設定

クレーンベースの安定性を検証するために、クレーンフレームのベースとなる墳丘版築地盤の許容支持力を算定するための設計値を、調査試験結果を元に設定する。

① 支持地盤の単位体積重量 γ_1

表面透過型 R I 密度水分計による南北畦壁面の測定結果の内、支持地盤と同等の版築層位である下位 5 点の湿潤密度の平均値 $\bar{\rho}_t = 1.643\text{g/cm}^3$ を、そのまま用いた。実際は水分が失われていないと考えられるため、この数値よりやや大きいと考えられる。より小さい値を適用した場合の許容支持力もこの分だけ小さい値となり、安全側となる。

$$\therefore \text{支持地盤の単位体積重量 } \gamma_1 = 16.43\text{kN/m}^3$$

② 地盤強度定数

a) クレーンベース設置面にて実施した針貫入試験結果より、一軸圧縮強度 $q_u = 2 \cdot c$ (粘性土、c 材) として図-1 の平均値 \bar{q}_u と、より安全側となる標準偏差 σ 分下方修正した $\bar{q}_u - \sigma$ の 2 つのケースを設定する。

$$\text{ケース 1 : } c = \bar{q}_u / 2 = 2.00 \times 10^2 \text{kN/m}^2$$

$$\text{ケース 2 : } c = (\bar{q}_u - \sigma) / 2 = (4.00 - 1.70) / 2 \times 10^2 = 1.15 \times 10^2 \text{kN/m}^2$$

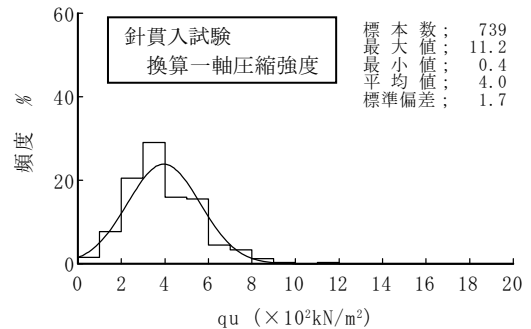


図-1 針貫入試験結果値のヒストグラム

b) 簡易支持力測定の結果のうち、「インパクト値」からの換算結果、c および ϕ に関してそれぞれの平均値と平均値 - 標準偏差 (図-2) でケース 3~6 を設定する。高松塚の版築は完全な c 材ではないが、明らかに ϕ 材ではない。したがって、ケース 5, 6 は参考程度として設定する。

$$\text{ケース 3 : } \bar{c} = 129.4 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ケース 4 : } \bar{c} = 106.2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ケース 5 : } \phi = 32.8^\circ$$

$$\text{ケース 6 : } \phi = 29.6^\circ$$

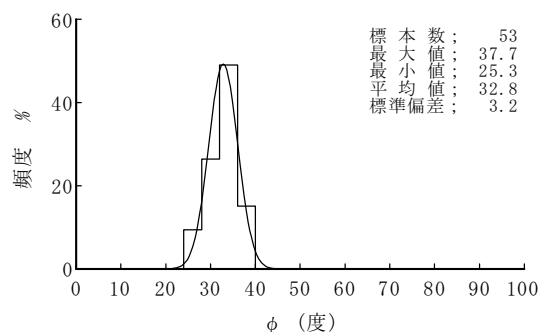
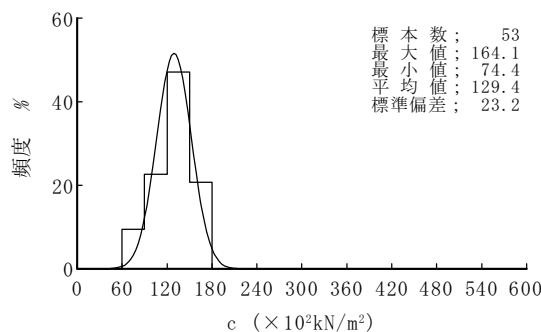


図-2 簡易支持力測定器による強度定数 c、 ϕ のヒストグラム

③設計外力

フレームの柱体一本あたり最大 4.5ton をベースプレート⇒敷き鉄板（幅 93cm）で受けて支持する。

$$\therefore \text{ 載荷圧 } q_{\max} \doteq 44 \text{ kN/m}^2$$

(2) 許容支持力計算

設計した値を用いて、テルツァーギの支持力計算式（式-1、2）に基づき許容支持力 q_a を算出した。なお、基礎底面の形状は正方形、最小基礎幅 B は 0.93m とした。判定結果一覧を表-1 に示す。

ケース 1~4

$$q_a = 1/3 \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c \quad (\text{式-1})$$

α : 形状係数（正方形のとき、 $\alpha=1.2$ ）

c : 粘着力

N_c : 支持力係数（ $\phi=0$ のとき、 $N_c=5.1$ ）

ケース 5~6

$$q_a = 1/3 \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot \eta \cdot N_\gamma \quad (\text{式-2})$$

β : 形状係数（正方形のとき、 $\beta=0.3$ ）

γ_1 : 支持地盤の単位体積重量

B : 基礎底面の最小基礎幅

: 基礎の寸法効果による補正係数（ $\eta=(B/B_0)^{1/3}$ $B_0=1\text{m}$ ）

N_γ : 支持力係数（図表より求める）

表-1 判定結果一覧

| | 粘着力 c (kN/m ²) | せん断抵抗角 ϕ (度) | 許容支持力度 q_a (kN/m ²) | q (kN/m ²) | 判定 (安全率) |
|-------|----------------------------------|----------------------|--------------------------------------|--------------------------|----------|
| ケース 1 | $\bar{q}_u / 2 = 200$ | $\phi = 0$ | 408.0 | 44.0 | ○ (9.3) |
| ケース 2 | $(\bar{q}_u - \sigma) / 2 = 115$ | $\phi = 0$ | 234.6 | | ○ (5.4) |
| ケース 3 | $\bar{c} = 129.4$ | $\phi = 0$ | 264.0 | | ○ (6.0) |
| ケース 4 | $\bar{c} - \sigma = 106.2$ | $\phi = 0$ | 216.6 | | ○ (4.9) |
| ケース 5 | $\bar{c} = 0$ | $\phi = 32.8$ | 40.1 | | × (0.9) |
| ケース 6 | $\bar{c} = 0$ | $\phi = 29.6$ | 23.1 | | × (0.5) |

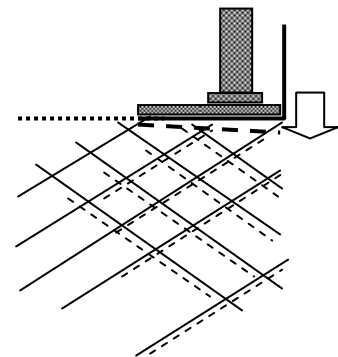
(3) 安定性照査結果

今回の地耐力試験調査によって、クレーンフレームのベースとなる墳丘版築層の物理的、および力学的特性の一部が明らかとなった。これらの結果から算定した地盤の許容支持力（耐力）は、想定されている最大荷重強度より十分大きく、安全に支持できると判断される。

ところが該当工事は、発掘調査と並行して実施されるという一般的な土木掘削工事とは異なる手順で実施されること、発掘の過程で明らかとなった版築層に多数の亀裂があること、石室の側壁吊り上げはフレーム中心とならないこと、などから石室解体作業完了までに次のような事態が懸念されるため、矢板、腹起し、L型補強材等で掘削壁面を保護する必要がある。土留工安全性照査については、次項に記載する。

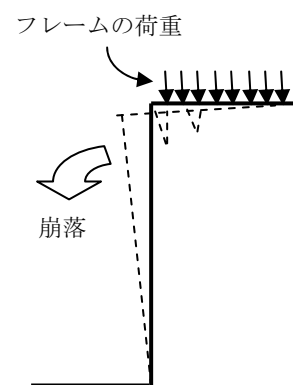
①版築中の亀裂による支持地盤の緩み

版築中の亀裂系でフレーム荷重の作用下で変形や閉塞を生じ、全体として緩むことが考えられる。フレームの柱毎に沈下量が異なると考えられるため、フレームのバランスが崩れる。この状態で掘削を行うと、一挙にフレームが倒壊することも考えられる。



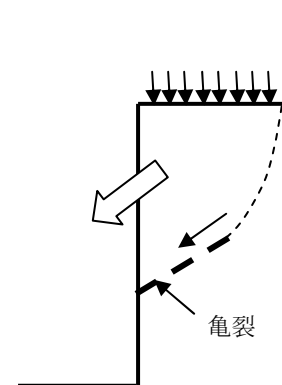
②掘削壁面の崩壊

フレームの荷重を受けていることは実際より掘削深さが大きいことと等価で高い土圧が作用する環境となり、掘削部への崩壊の危険性がある。掘削（発掘）作業や壁面調査のために掘削部分内に人がいた場合には、重大な事故が発生することが考えられる。また、このためにクレーンフレームのバランスが崩れ、倒壊することも考えられる。



③版築層の亀裂面でのすべりによる掘削壁面の崩壊

過去の地震によって生じたと考えられる墳丘版築の亀裂が右図のように流れ盤方向に存在した場合、この亀裂につながる破壊面が形成され土塊が崩落する。上記②と同様の事故が発生すると考えられる。



掘削壁面土留工の安全性照査

主要な段階でのフレームベースを形成する矢板、腹起し、L型補強材の最大応力発生位置の断面力を計算し、設計許容値以下になるか照査した。なお、すべて単位奥行き1mで照査した。

(1) 計算条件

①解体手順

各石室部材の解体時における土留工の状態を表-2に示す。なお、石室部材名は図-3に記載した通りとする。

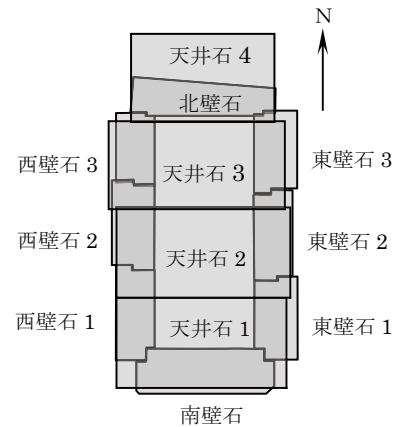
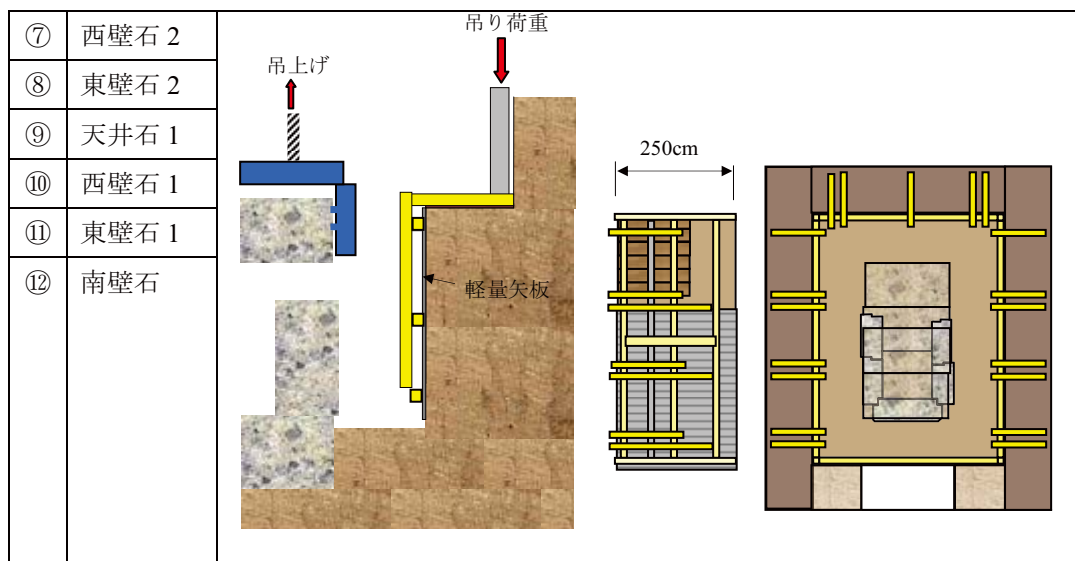


表-2 解体時の土留工

図-3 石室部材

| | 石材 | 土留工の状態 |
|---|-------|------------------------------|
| ① | 天井石 4 | 土留工：なし |
| ② | 北壁石 | 土留工：足場板(矢板)1.6m、L型金具 1.4m |
| ③ | 天井石 3 | |
| ④ | 西壁石 3 | |
| ⑤ | 東壁石 3 | |
| ⑥ | 天井石 2 | 土留工：軽量矢板 2.5m、L型金具 1.4m+2.0m |



②荷重条件

吊り上げ開始時の慣性力や、下位部材や土との付着力など負荷の抵抗力を考慮し、石室部材の自重（表-3）の1.5倍を荷重条件とした。また、天井石、北壁石および南壁石の解体は、吊り上げ位置が中央であるため、2本の支柱で均等に石室部材の自重が載荷されるとした。東壁および西壁については、吊り上げ位置が中央からずれるため、支柱1本に石室部材の自重がすべて載荷されることとして、計算を行った。なお、石室部材の見かけ比重は $G_a=2.3$ とした。

表-3 石室部材の重量

| 石材 | 重量(t) | 吊条件 | 吊荷重(t)/支柱 |
|-------|-------|-----|-----------|
| 天井石 1 | 2.376 | 中央 | 1.800 |
| 天井石 2 | 2.327 | 〃 | 1.750 |
| 天井石 3 | 2.202 | 〃 | 1.650 |
| 天井石 4 | 1.780 | 〃 | 1.335 |
| 北壁石 | 1.457 | 〃 | 1.100 |
| 南壁石 | 1.646 | 〃 | 1.250 |
| 西壁石 1 | 1.198 | 偏心 | 1.800 |
| 西壁石 2 | 1.023 | 〃 | 1.540 |
| 西壁石 3 | 0.777 | 〃 | 1.200 |
| 東壁石 1 | 1.271 | 〃 | 1.900 |
| 東壁石 2 | 0.956 | 〃 | 1.440 |
| 東壁石 3 | 0.978 | 〃 | 1.500 |

③設計定数

鋼材の設計定数を表-4 に、版築地盤の設計定数を表-5 に示す。単位体積重量は、表面透過型 R I 密度水分計による南北畦壁面の測定結果より、 $\gamma_t = 16.43 \text{ kN/m}^3$ とした。高松塚の版築は完全な c 材ではないが、粘着力 c を考慮しない場合、算出土圧は安全側（過大側）となるため $c = 0$ とした。また、 ϕ は版築耐力調査結果の下限值の 29.6° とした。

表-4 鋼材の設計定数

| 部材 | 矢板 | | 腹起し | L型補強 |
|-------------|---------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| | 木材 | アルミ | Steel | Steel |
| 材質 | 木材 | アルミ | Steel | Steel |
| 型式 | — | HAY383N | H-125×125 ×6.5×9 | H-125×125 ×6.5×9 |
| 断面積 | $A(\text{m}^2)$ | 3.00×10^{-2} | 5.64×10^{-3} | 3.03×10^{-3} |
| 断面係数 | $Z(\text{m}^3)$ | 1.50×10^{-4} | 1.18×10^{-6} | 4.70×10^{-5} |
| 断面 2 次モーメント | $I(\text{m}^4)$ | 2.25×10^{-6} | 6.18×10^{-5} | 2.93×10^{-6} |
| 許容曲げ応力 | $\sigma_a(\text{kN/m}^2)$ | 8.50×10^3 | 6.00×10^4 | 1.63×10^5 |
| 許容せん断応力 | $\tau_a(\text{kN/m}^2)$ | 4.80×10^3 | 23.46×10^4 | 9.30×10^4 |

表-5 版築地盤の設計定数

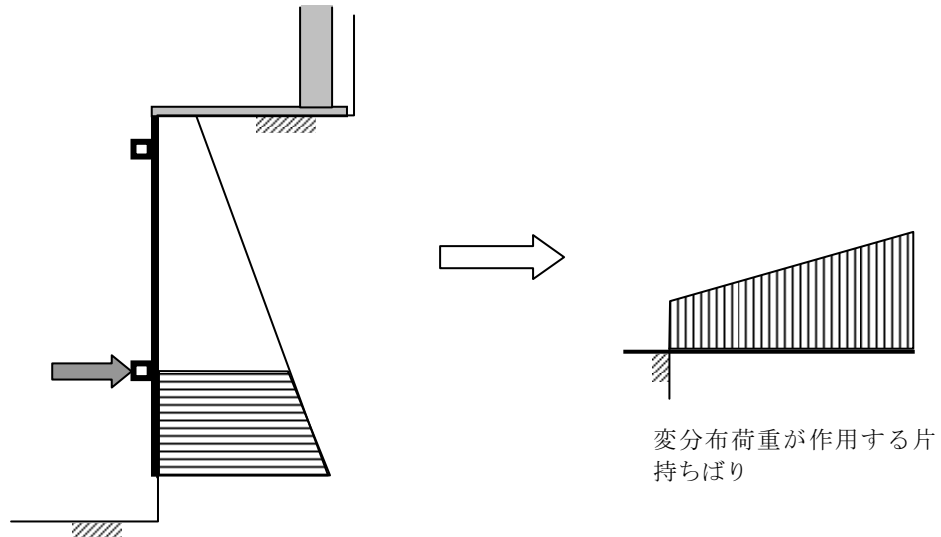
| | | |
|--------------|---------------------------|-------|
| 単位体積重量 | $\gamma_t(\text{kN/m}^3)$ | 16.43 |
| 内部摩擦角 | $\phi(^\circ)$ | 29.6 |
| 粘着力 | $c(\text{kN/m}^2)$ | 0 |
| 主動土圧係数 K_A | | 5.565 |

(2) 検討断面

部材断面力は、応力集中が考えられる下記の断面位置（矢印）で、等価な構造モデルにより算定した。

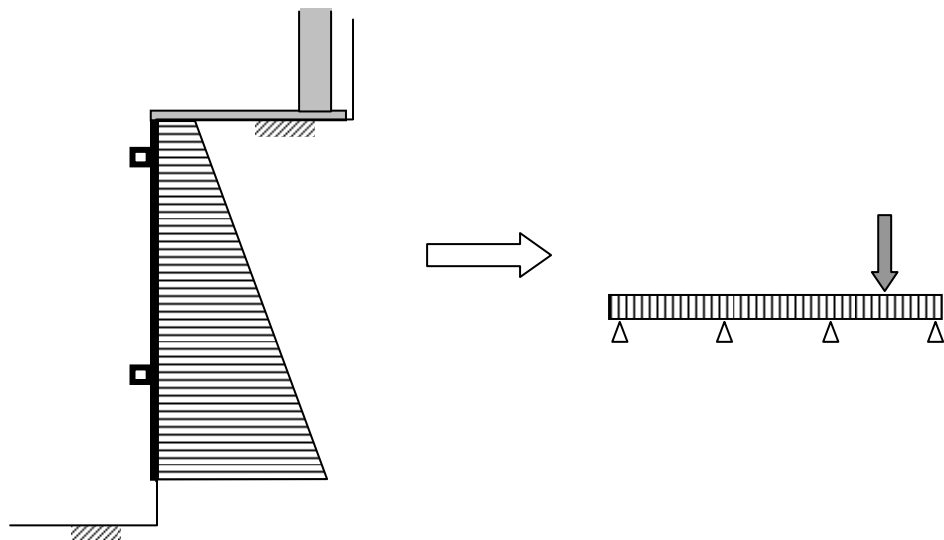
1) 矢板

下段腹起し位置での片持ち梁とする。



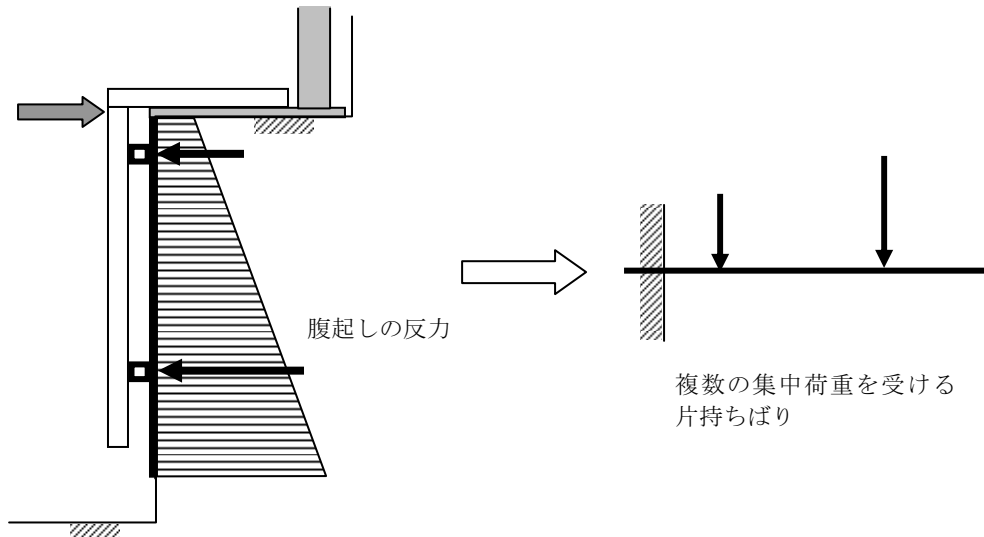
2) 腹起し

複数の腹起しが土圧を分担し、長軸方向には三径間連続ばりとした。荷重負荷が大きい下段の腹起し部材を対象とする。



3) L型補強材

腹起しの反力による複数の集中荷重を受ける片持ち梁とした。応力が集中するコーナー部で照査した。



(3) 安全性照査結果

断面力の計算結果を表-6に示す。いずれのケースも設計許容値以下となった。

表-6 土留工の安全性照査結果

| 石材 | 土留工の状態 | 矢板の曲げ応力 | 腹起しの曲げ応力 | L型補強のまげ応力 |
|-------|---------------------------------------|---|--|--|
| | | 許容曲げ応力(kN/m ²) 足場板：8.50×10 ³ 軽量矢板：6.00×10 ⁴ | 許容曲げ応力 (kN/m ²) 1.63×10 ⁵ | 許容曲げ応力 (kN/m ²) 1.63×10 ⁵ |
| 天井石 4 | なし | — | — | — |
| 北壁石 | 足場板矢板 1.6m L型補強材 1.4m | 7.25×10 ³ | 5.80×10 ⁴ | 1.13×10 ⁵ |
| 天井石 3 | | 8.24×10 ³ | 6.71×10 ⁴ | 1.33×10 ⁵ |
| 西壁石 3 | | 7.43×10 ³ | 5.96×10 ⁴ | 1.17×10 ⁵ |
| 東壁石 3 | 軽量矢板 2.5m L型補強材 1.4m L型補強材 2.0m | 7.97×10 ³ | 6.46×10 ⁴ | 1.28×10 ⁵ |
| 天井石 2 | | 2.48×10 ⁴ | 6.39×10 ⁴ | 1.44×10 ⁵ |
| 西壁石 2 | | 2.38×10 ⁴ | 6.14×10 ⁴ | 1.38×10 ⁵ |
| 東壁石 2 | | 2.34×10 ⁴ | 6.02×10 ⁴ | 1.35×10 ⁵ |
| 天井石 1 | | 2.50×10 ⁴ | 6.45×10 ⁴ | 1.46×10 ⁵ |
| 西壁石 1 | | 2.50×10 ⁴ | 6.45×10 ⁴ | 1.46×10 ⁵ |
| 東壁石 1 | 2.54×10 ⁴ | 6.57×10 ⁴ | 1.49×10 ⁵ | |
| 南壁石 | | 2.26×10 ⁴ | 5.79×10 ⁴ | 1.29×10 ⁵ |

石室の安定性（掘削時）

掘削時の主要な段階における壁石の転倒安全率の計算を行い、石室の安定性について照査した。

(1) 計算条件

壁石の転倒安全計算に用いる条件は、下記の通りとする。表-8に示す6つのケースについて、東壁と西壁の転倒安全計算を行った。

- ・ 石室の傾度 $\theta=1^\circ$
- ・ 石室部材（石材：二上山鹿谷寺蹟凝灰岩）の見かけ比重 $G_a=2.3$
- ・ 版築内部摩擦角 $\phi=29.6^\circ$ ……版築耐力調査結果の下限值
 主働土圧係数 $p_a=0.5565 \text{ t/m}^2/\text{m}$
 受働土圧係数 $p_p=2.8228 \text{ t/m}^2/\text{m}$
- ・ 各石室部材の寸法は、表-7に示した計測値を用いた。

表-7 各石材寸法

| | 天井石 | | | | 東壁石 | | | 西壁石 | | |
|------------|-------|-------|-------|-------|-------|------|------|-------|------|------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 1 | 2 | 3 | 1 | 2 | 3 |
| 幅(cm) | 179.0 | 184.0 | 180.0 | 160.0 | 97.5 | 93.5 | 85.0 | 106.5 | 91.0 | 76.0 |
| 長さ(高さ)(cm) | 95.0 | 92.0 | 92.0 | 105.0 | 113.4 | | | | | |
| 厚さ(cm) | 62.0 | 61.0 | 59.0 | 47.0 | 51.0 | 40.0 | 45.0 | 44.0 | 44.0 | 40.0 |

表-8 掘削時における転倒安全計算条件

| ケース | ① | ② | ③ | ④ | ⑤ | ⑥ |
|---------------|------|---|-------------------|---|------|-------------------|
| 天井石 | 有 | | 有 | | 無 | |
| 掘削面 | 壁石下端 | | 壁石下端から 30cm 上面 | | 壁石下端 | 壁石下端から 30cm 上面 |
| 天井石による 押え力 | 有 | 無 | 有 | 無 | — | — |
| 概要図 | | | | | | |

なお、天井石と壁石の接合面に生じる摩擦力（=抵抗力）は無視した。また、天井石自重のずり成分は壁石の転倒安定計算において、東西で分担せず一方で負担するものとした。

(2) 転倒安全率計算

計算モデルを図-4に示した。平行成分である①天井石の平行成分 T_u (壁石との接合部に作用するずり力)、②壁石の転倒力 T_s 、③版築土の土圧 (主動土圧) の計3項目が転倒モーメントとなり、垂直成分である①天井石の垂直成分 $N_u/2$ 、②壁石の抵抗力 N_s の計2項目が抵抗モーメントとなる。これらの抵抗モーメントを転倒モーメントで除することにより転倒安全率を求めた。

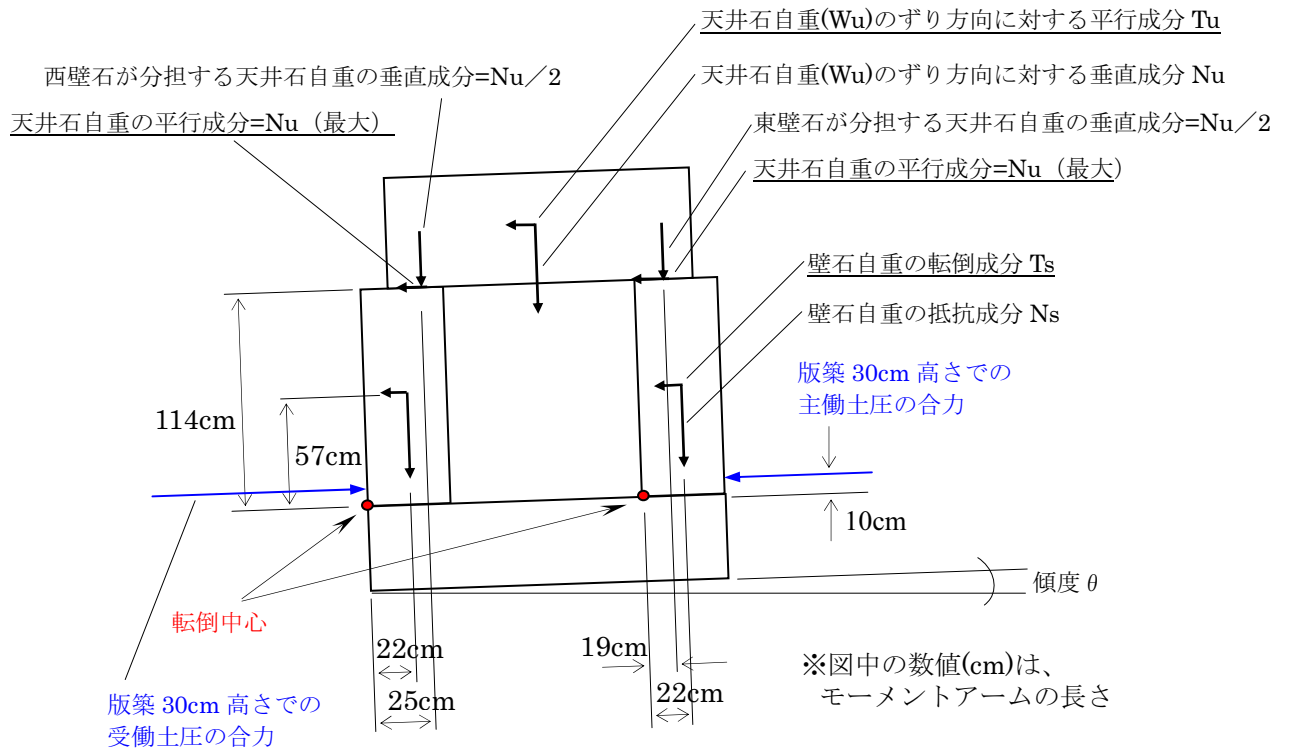


図-4 計算モデル (掘削時の安全計算条件)

(3) 安定性照査結果

西壁石の計算結果を図-5に、東壁石の計算結果を図-6に示す。

天井石がある状態より、ない状態のほうが転倒の危険性が小さくなることが分かった。また、天井石がある状態で、壁石の傾度が 5° 以上になると転倒の危険性が生じる。

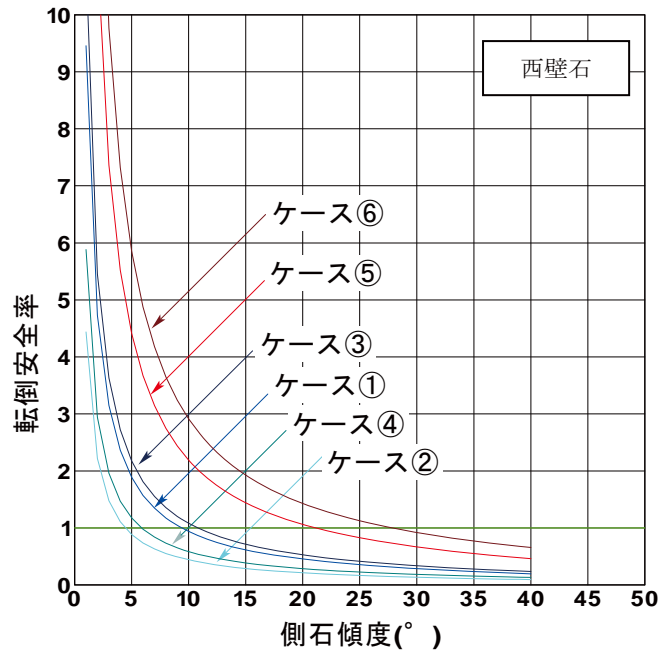


図-5 掘削時の安定性計算結果（西壁石）

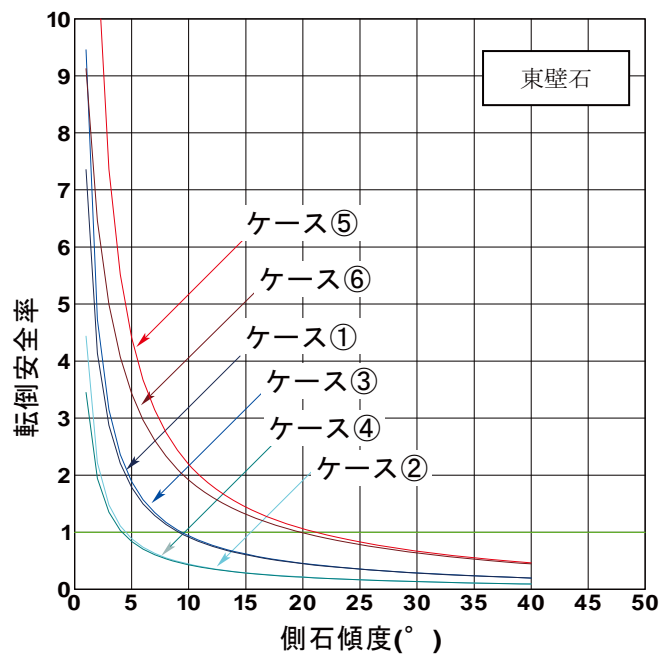


図-6 掘削時の安定性計算結果（東壁石）

石室の安定性（地震時）

主要な段階における地震時の壁石の転倒安全率を計算し、石室の安定性について照査した。

(1) 計算条件

地震時の壁石の転倒安全計算に用いる条件は、下記の通りとする。天井石の搬出前後における、壁石の転倒安全計算を行った。

- ・床石上面まで掘削した状態とする。（安全側）
- ・壁石の噛み合せは考慮しない。（危険側⇒先に倒れた壁石にひきづられる可能性がある）
- ・石材同士の摩擦抵抗は考慮しない。（安全側）
- ・石材の接触面は平滑とする。（危険側⇒壁石底面が曲面や転倒方向に傾斜がある場合には安全率が低下する）
- ・接合面の漆喰による接着抵抗は考慮しない。（安全側）
- ・地震動の鉛直成分の影響は考慮しない。（危険側⇒直下型地震の場合には鉛直成分が無視できない）

(2) 地震時の転倒安全率計算

計算モデルを図-7に示す。地震時の転倒安全率は、掘削時の転倒安全率計算における転倒モーメントに、①天井石の質量についての地震力、②壁石の質量についての地震力が追加されることになる。

地震時の作用力 F_k は個々の石材の質量 m に震度係数 k を乗じて算定する($F_k=m \times k$)。また、震度係数 k は地球重力加速度 g と地震振動加速度 α との比、 $k=\alpha/g$ に相当する。本計算では α を0.1~1000galの範囲で41段階に区分して転倒に関する安全率を算定した。

なお、本来の地震動は大きさ・継続時間が異なる直交3成分の合成した状態であるが、設計震度係数 k によって算定される地震力を作用させる「静的計算」は、対象に作用する最大の地震力負荷状態における安定性や部材強度を計算する方法である。

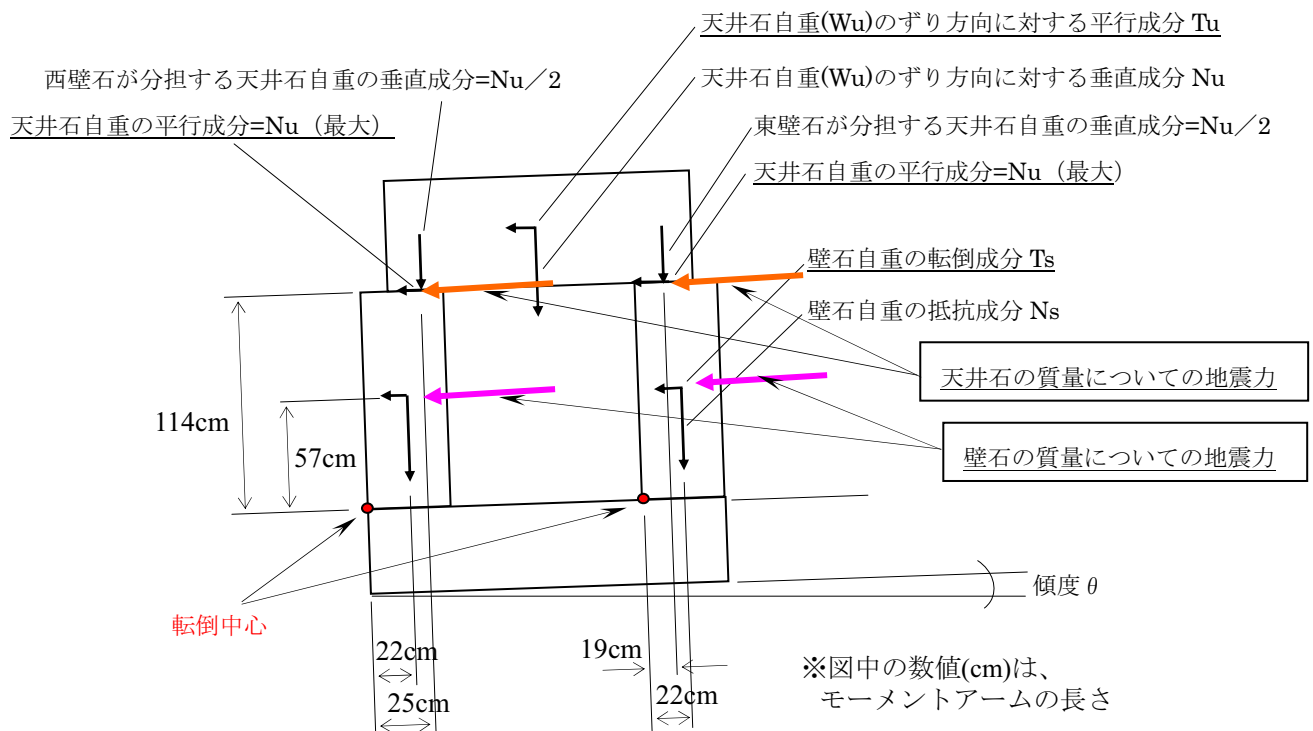


図-7 計算モデル (地震時の安全計算条件)

(3) 安定性照査結果

天井石がある場合の計算結果を図-8に、天井石がない場合の計算結果を図-9に示す。

地震時の転倒に対する安定計算によると天井石がある状態で震度 5 (V) まで、ない状態で震度 6 (VI) までは安全率が1以上、つまり倒れないと計算された。掘削時の転倒安全率計算の結果と同様に、天井石がない状態の方が、安全性が増す結果となった。

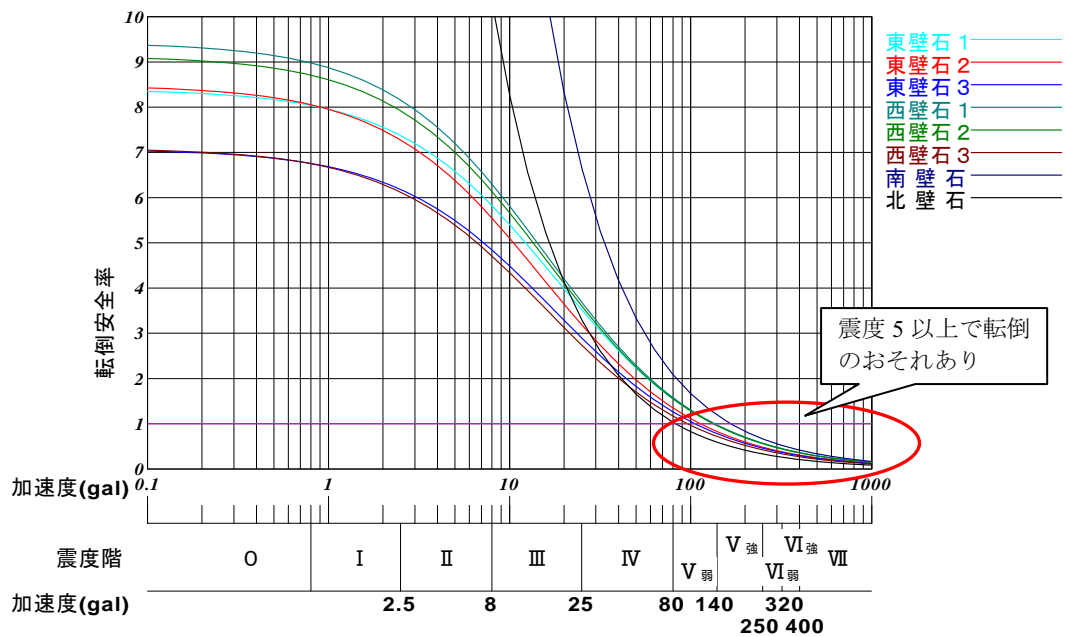


図-8 地震時の転倒に対する安定性計算結果 (天井石あり)

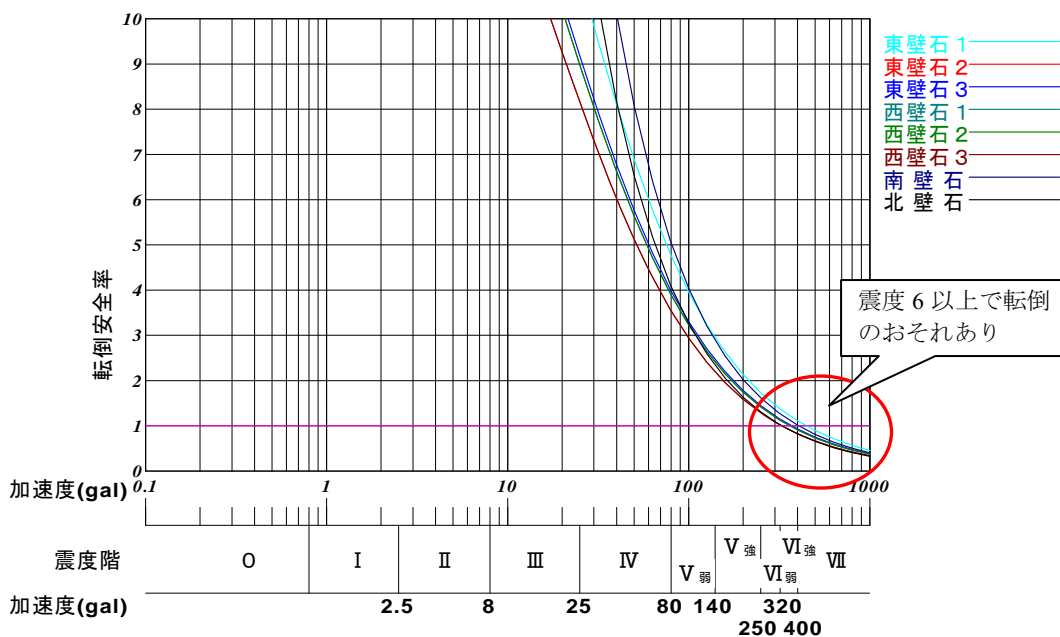


図-9 地震時の転倒に対する安定性計算結果 (天井石なし)

石室壁材の転倒防止支保工の検討

地震時の転倒に対する安定計算によると天井石がある状態で震度5（V）まで、ない状態で震度6（VI）までは倒れないと計算されたが、計算上、安全側となる仮定と、危険側となる仮定を設定しており、万が一の事態があることも完全には否定できない。

そこで、図-10に示したように、土留めパネルとの間に支保を確保して転倒に備えることを提案する。この支保は発掘の支障や、石室解体作業の負担にならないよう、EPS材（発泡スチロール、あるいは発泡スチレン）の角材を適用する。支保を確保した場合における地震時の壁石の転倒安全率を計算し、石室の安定性について照査した。

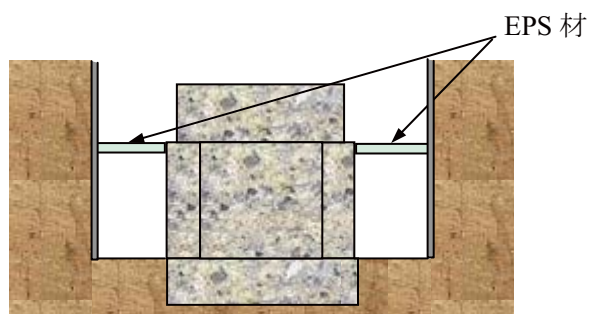


図-10 石室壁材の転倒防止用支保概要図

(1) 計算条件

計算に用いる条件は、地震時の石室の安定性照査と同様とした。天井石がある場合とない場合において転倒安全率計算を行った。

なお、転倒防止の支保として用いる EPS 材は、発砲スチロールおよび発砲スチレンとし、圧縮強度はそれぞれ 8kN/m^2 と 30kN/m^2 を用いた。

(2) 転倒防止用支保の必要断面積算出

転倒防止策として壁石上端に支保を設置した場合の、地震時における支保への負担荷重を求め、その荷重を支えるために必要な断面積を求めた。

(3) 安定性照査結果

天井石がある場合の計算結果を図-11に、天井石がない場合の計算結果を図-12に示す。

発泡スチレンを適用することで震度7(VII)のレベルまで支持できる結果を得た。ただし、土留めパネル側の変形を考慮していないので、実際には震度6(VI)クラスまでの地震に対する支保工と考えた方がよい。

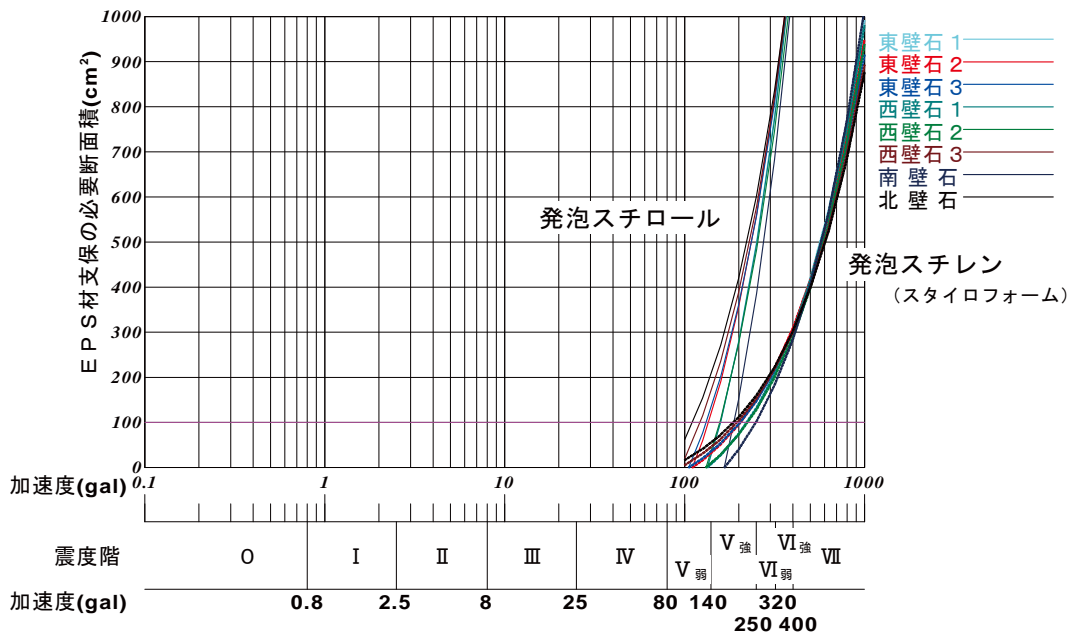


図-11 地震時の ESP 材支保の必要断面積 (天井石あり)

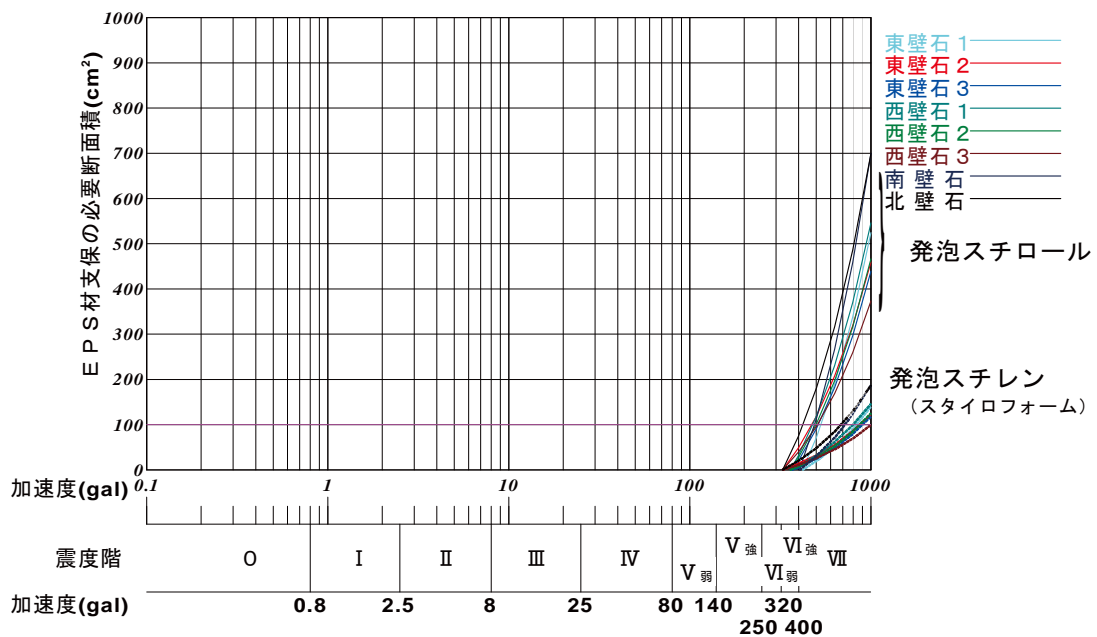


図-12 地震時の ESP 材支保の必要断面積 (天井石なし)