

城郭石垣修復復元のための安定性判定手法—実用試案—*

STABILITY JUDGING TECHNIQUES FOR RESTORATION AND RECONSTRUCTION
OF CASTLE MASONRY WALLS —TENTATIVE PROPOSAL FOR PRACTICAL USE—

田中邦熙**, 新谷洋二***, 山田清臣****

By Kunihiro TANAKA, Yoji NIITANI and Kiyoomi YAMADA

要旨：本論文は筆者らが検討をつづけてきた「城郭石垣の安定性判定手法」に関して、現時点で最も実用性が高いと考えられる手法をその手順・注意事項・問題点などについて具体的に例示・解説したものである。この手法は地盤工学方面で広く用いられている「円弧すべり法」と「もたれ擁壁設計法」とを準用するものであり、老朽石垣を現代土木工法を併用して修復復元するときに、工法選定・改良範囲・目標強度などを比較検討することも可能であり有用性が高い。

1. はじめに

近年増加傾向にある老朽城郭石垣の修復復元においては、専門委員会等を設けてその基本的な考え方や工法などが協議されるようになってきていることは好ましい。しかし文系の委員は現存石垣が構築された当時とは積み石・間詰石・背面状況などが著しく変化し、また当時の石垣技術を再現できる職人の確保が困難であるにもかかわらず、オーセンティシティ（歴史的真实性）を重視する立場から、石垣取りはずしなどにより判明した状態のとおり修復復元しなければならないと主張する人が多い。一方理工系委員や実際に工事を設計施工する技術者は、法規・規準を遵守する必要もあり、コンクリート構造物などを併用して石垣を安定させようとする傾向がある。城郭石垣は歴史的にも文化財的にも価値の高い文化遺産である一方、その安全性も重要であり、双方を両立させる修復復元方法が検討されなければならない。ここに石垣の安定性を簡便かつ定量的に評価する手法の必要性がある。

ここで石垣は個々に独立した石塊を間詰石などを介しながら土斜面にもたれ状に積み上げたもので、その構成や安定メカニズムなどは非常に複雑である。したがって現時点では確立された安定性判定手法は認められない。

本試案は石垣の安定解析等に関し筆者らが文献 1)～7)などに述べてきた検討結果から、複雑なモデルや解析手法を考案しても実用上の制約があること、現行の各種土木構造物の解析設計手法も現実には多くの仮定と矛盾などを含みながらも実用されている場合も多いことなどを考えて、基本的に現行土木設計法を準用した「換算円弧すべり法」（以降「換算円弧法」と略称する）と「もたれ擁壁設計法準用法」（以降「準用もたれ法」と略称する）との併用法を中心にとりまとめたものである。

ここで「換算円弧法」とは、石垣部をその形状・寸法・積み石の大きさ・石積み技法などから土と同様の強度定数に換算して、土斜面と同様に円弧すべり法により斜面安全率 F_s を求める手法である。また「準用もたれ法」とは、もたれ擁壁設計法を準用して、転倒・滑動および支持力の3安定条件を満足し、かつ示力線が石垣断面内に収まり、また断面内に引張応力が生じない条件から石垣の安定性を判定する手法である。

なお本試案に示した実施手順は、基本的に一般に使用されている円弧すべり法ともたれ擁壁設計法のパソコンソフトを使用することを前提とする。

2. 石垣の安定性判定手法（実用試案）実施手順

手順1 石垣カルテの作成

1.1 城名 所在地 石垣位置 構築時代等

1.2 現状

1.2.1 形状寸法 勾配 変状状態

1.2.2 地形地質 湧水 樹木植生

1.2.3 積み石状況

石材 加工 形状 寸法 石積み技法 空隙

間詰状態 空隙充填程度

*keyword：石垣，安定性判定手法，換算円弧法，準用もたれ法

**正会員 博(工学) 田中建コン事務所

(〒192-0371 東京都八王子市南陽台 2-33-16)

***フェロー 工博 日本大学教授 理工学部土木工学科

****フェロー 工博 日本大学教授 理工学部土木工学科

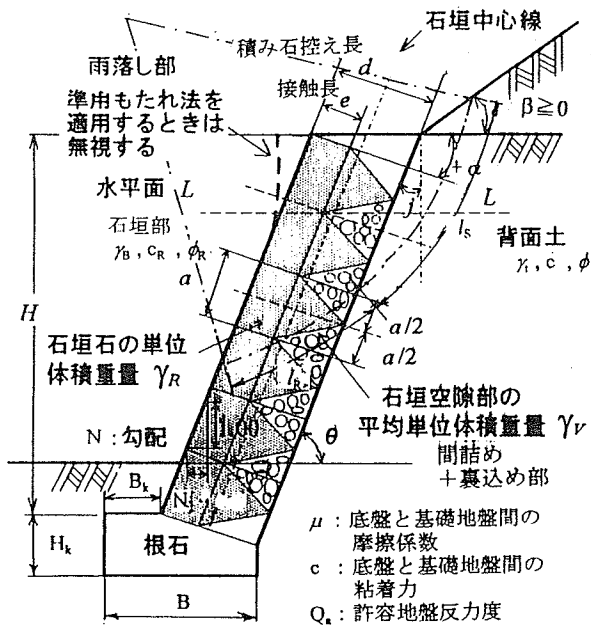


図-1 モデル化した石垣断面 (作成：田中)

1.3 試掘調査および地質調査・試験

- 1.3.1 背面および底盤の地層構成と土性値
- 1.3.2 裏込め・間詰め状況および金属クサビ等
- 1.3.3 積み石控え長、根入れ深さ、損傷
- 1.4 標準横断面・平面図の作成
- 1.5 文献資料などによる歴史的考察

手順2 換算円弧法による変状現断面の安定解析¹⁾

- 2.1 検討断面・地層区分等の決定とモデル化
- 2.2 土性値の決定
- 2.3 石垣断面部の換算土性値の算出 (図-1 参照)
- 2.3.1 換算粘着力 c_R

$$=40 \cdot (a/H)^2 \text{ (tf/m}^2\text{)} \text{ (39.2Mpa)} \quad (1)$$

a: 石垣積み石の平均高さ(m)

H: 石垣高さ(m)

- 2.3.2 換算せん断抵抗角 ϕ_R

$$=\tan^{-1} \{f(\mu) \cdot f(m) \cdot f(n) \cdot f(\alpha)\} \quad (2)$$

$f(\mu)$: 石垣石相互間の規準となる摩擦係数 μ_B で、一般に $\mu_B = 0.8$

$f(m)$: 石垣石表面の凹凸、粗密、風化等に対する係数で $m = 0.9 \sim 1.2$

$f(n)$: 石垣石上下間の接触長さ e を石垣積み石の控え長さ d で除した値で、 $n = e/d$

$f(\alpha)$: μ_B を石垣積み石の傾斜角度により増減させる補正值 $=(1/\cos \alpha)^4$, $\alpha > 0$

- 2.3.3 平均密度 $\gamma_B = \{(d+e) \gamma_R + (d-e) \gamma_v\} / 2d$ (3)

γ_R : 石垣石母岩の単位体積重量(N/m³)

γ_v : 空隙部の平均的な単位体積重量(N/m³)

- 2.4 最小安全率 $Fs_{min.}$ の算出と検討

パソコン計算により常時に対する最小安全率 $Fs_{min.} \approx 1.0$ と算出されれば、現状断面は極限安定状態と考

えられるので、2.3 の換算土性値は妥当と判断する。 $Fs_{min.} \neq 1.0$ のときは換算土性値を変化させて、 $Fs_{min.} \approx 1.0$ となる値を検討する。地震時に対しても $Fs_{min.}$ は水平震度 K_h を定めることにより算出できるが、計算結果は参考にとどめる。

手順3 修復計画断面の安定解析

3.1 歴史的観点の尊重

歴史的観点からの考察も十分行なって、修復復元断面を決定する。

3.2 最小安全率 $Fs_{min.}$ の算出と検討

2.4 で検討された換算土性値を用いて $Fs_{min.}$ を求め、1.2 以上となれば O.K. とする。(建屋などが復元されるときにはその荷重も加える。1.2 以下のときは手順4 で示す対策工法(案)を検討する。)

手順4 対策工法併用断面の安定解析

4.1 対策工法種類・施工範囲・設計強度の検討

対策工法の種類・施工範囲・設計強度等を各種想定し、 $Fs_{min.} \geq 1.20$ となる条件を抽出する。

4.2 歴史的観点からの考察

文化財としての観点も含めて十分協議し、許容される対策工法案を選定する。

手順5 準用もたれ法による安定3条件の検討⁶⁾

5.1 検討断面のモデル化

5.2 土性値の決定

5.3 土圧計算式と土圧係数

土圧計算式はテルツァギ・ペック式(以降「T&P 式」と略称する)を用い、水平土圧係数 $k_h = 0.10 \sim 0.40$ 、鉛直土圧係数 $k_v = 0.05 \sim 0.10$ の範囲の値の組み合わせで土圧などを算出する。

5.4 判定規準

5.4.1 転倒 偏心量 $i \leq B/6$ (B: 底盤幅) (4)

5.4.2 滑動 安全率 $Fs \geq 1.50$

5.4.3 支盤反力 $Q_1, Q_2 \leq$ 地耐力 Q_a

これらは常時に関するものである。地震時も求めることができるが参考資料とする。

5.5 検討

5.4 の3条件を満足する k_h と k_v との組合せを抽出。

手順6 準用もたれ法による断面応力の検討⁶⁾

6.1 許容断面応力の算出

石垣高さ H を 5~10 等分して、(5)式よりそれぞれの高さの許容せん断応力 τ_a を求める。(H: 石垣肩より下方への距離)

$$\tau_a = c_R + \gamma_B \cdot H \cdot \tan \phi_R \quad (5)$$

c_R, ϕ_R, γ_B は(1), (2), (3)式による。

6.2 石垣断面に発生する応力の算出

6.2.1 縁応力度 σ_e

$$= \Sigma V/A \pm \Sigma M/Z \text{ (+: } \sigma_{c1} \text{ 前縁端, -: } \sigma_{c2} \text{ 後縁端)} \quad (6)$$

V: 軸方向力(kg)

A: 検討断面における断面積(cm²)

M: 検討断面中点のモーメント(N・cm)

Z: A の図心軸に関する断面係数(cm³)

6.2.2 せん断応力 $\tau_c = S/A$ (7)

S: 検討断面におけるせん断力(kgf)

6.3 判定規準

6.3.1 $(\sigma_{c1} + \sigma_{c2})/2 \geq 0$ (8)

6.3.2 $\tau_a \geq \tau_c$ (9)

6.4 検討

6.3の2条件を満足する k_h と k_v との組合せを抽出。

手順7 示力線位置の検討

7.1 示力線

石垣壁体の任意の区間に作用する土圧と、その区間の壁体重量とによって合成される力の作用点の軌跡を示力線と言い、石垣が安定するためには示力線が作用断面内に収まることが必要である。土圧は5.3のT&P式を用いる。

7.2 示力線位置の算出と図示

5.3の土圧条件に対して、石垣天端からの高さHごとに示力線の偏心距離*i*を算出し図示する。

7.3 判定規準

7.3.1 偏心距離*i*

*i*は石垣断面の中央B/3に収まること。

7.3.2 示力線形状

示力線が石垣の上から下まで、B/3に最もよく収まる土圧条件を最適土圧条件とする。

手順8 総合判定

換算円弧法および準用もたれ法に用いた土性値や判定結果を総合的に検討して、矛盾などが存在しないことを確認し結論を導く。

3. 解説

3. では2. の項目中の重要事項等に関する補足・解説を述べる。

(1) 石垣カルテの作成

図-2, 3に示すような石垣カルテ(事例)を作成して、該当石垣の情報を整理する。

(2) 調査データの整理

該当石垣の形状寸法、勾配、変状状態、地形地質、湧水、樹木植生などに関する情報を整理する。なお積み石に関しては次のような事項に関して、検討対象エリアの平均的な値を求めて整理区分する。

石材: 自然石・掘出し石・切出し石

加工: 無・雑割・荒加工・粗加工・粗～精加工・精加工

形状: 薄板・塊～偏平・長四辺形・雑多混合・変則多角形・塊状(3角～7角)不均一・塊状均一・四角・長四角

寸法: 小($\phi=30\text{cm}$ 以下)・小～中・中($\phi=30\sim 50\text{cm}$)・中～大・大($\phi=50\sim 100\text{cm}$)

石積み: 野面積み・打込み接ぎ・切込み接ぎ

(雑または乱積み・落し積み・煉瓦積み・間知積み・布積み・箱積み)

凹凸: 不揃いで凹凸多い・平面的で凹凸少ない

空隙: 多い(積み石間30%)・中(20%)・少ない(10%)

間詰状態: 小石後詰め・中石後詰め・構造的間詰

充填程度: 少ない(空隙充填率50%以下)・中(50～70%)・密(70～90%)・十分密(90%以上)

(3) 歴史的考察

城郭石垣は重要な文化遺産であり、オーセンティシティ(歴史的眞実性)を尊重しつつ、かつ工学的安定性にも配慮するという双方を両立させる修復復元が行なわれなければならない。特に試掘調査結果や文献資料などにもとづく歴史的考察は重視されなければならない。

(4) 換算円弧法の石垣断面安定解析への適用性

一般の土斜面の安定解析に必要な要因は、斜面の形状、土層断面、土の単位体積重量、土のせん断強さおよび間隙水圧等に関する資料である。一方すべり面の形・せん断強さの採り方および安全率の考え方に関しては、簡素化された条件と仮定が必要である。

既存の石垣の安定性を論じるには、長年月の安定問題として、地盤部に関してせん断強さは基本的には有効応力法($c'\phi$ 法)を用いなければならない。しかし現実問題として、土のせん断強さ c' 、 ϕ を圧密非排水条件で試験し求めること、現状斜面での間隙水圧の大きさを推定すること等実際面での困難も大きい。一方全応力法($\phi_0=0$ 法)は本来飽和した粘性土の斜面の施工直後又は急速盛土のような載荷条件での安定性を検討するのに用いられ、石垣の安定性検討に最適でない。

本試案は遺跡保護の立場から地質調査・試験や試掘等を行なうことが困難な既存の石垣の安定性を概略的に知るために行なうものである。石垣斜面の安定解析実施に当たり、土の部分は斜面形状・地層構成等は現状のとおりに設定できるが、その土のせん断強度は急速試験結果を用いる。また地下水位、間隙水圧も考慮に入れることができるが、(10)式で示されるモーメント法による円弧すべり法により安全率 F_s を求めることができると考えた。

$$F_s = \frac{\text{すべりに対して抵抗しうる力のモーメントの計}}{\text{すべりを起こさせようとする力のモーメントの計}} \quad (10)$$

(なお同一断面に対する(10)式による計算結果のうち、最小値を $F_s \text{ min.}$ とする。)

ここでパソコン等により(10)式を用いて斜面安全率を求める場合、すべり円弧が石垣石内部を通るときには、土に比べて強度が格段に大きい石垣石の値が抵抗側に加えられ、安全率が過大となる(図-1参照)。現実のすべり面は石垣石相互間にずれが生じるように発生する。

(5) 換算粘着力 c_R

石垣石の高さ a (又は控え長 $d \approx 1.0a \sim 3.0a$, d は一般に a に比例する) が斜面高さ H に対して十分小さいと、石垣石は法面保護工の機能が大きくなり、石垣部の平均的強度(石垣部全体を一つのマスと考えたときの平均的粘着力 c_R) は無視できる程小さくなり、一方

No. (2-23-B)
石垣カルテ (1/2) 名称: 旧内堀の上側石垣

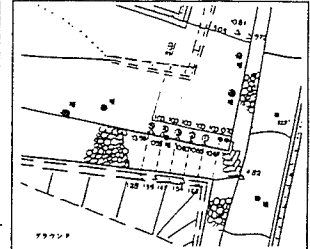
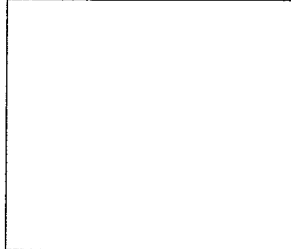
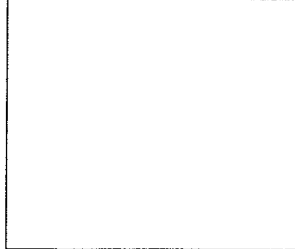
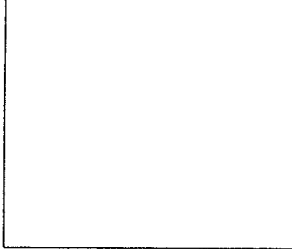
城郭名: A城
所在地: ○○県○○市

現況位置

旧城郭絵図(出典:)

復元絵図(出典:)

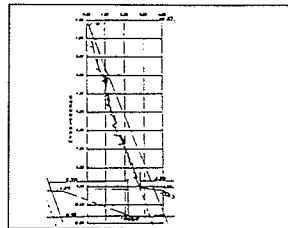
周辺地形・建物・樹木



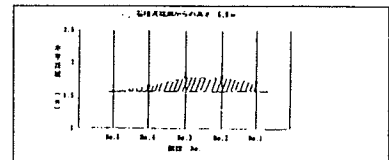
現況所見 (調査 1996.1.10~3.9)

1. 石垣積み石風化著しい.
2. 隅角部は下部の斜路により安定している.
隅角より左2~4m, 天端より下2~6m
孕み出し・石垣石押し出し顕著.
3. 積み石は丸味ある荒加工状野面石
 $a \approx 40 \sim 50\text{cm}$ $b \approx 50 \sim 70\text{cm}$, 野面積み
間詰石少ない (50%以下),
ゆるみ・ガタツキ多い.
4. 石垣天端縁に $\phi 50\text{cm}$ 桜・石垣面小灌木・
ツタ類繁茂
天端縁より8m鉄筋コン2階建屋
5. 石質 安山岩系の岩石
6. $H \approx 11.0\text{m}$ 根入れ, 控え長不明
7. 築造時代・歴史: 宝暦年間

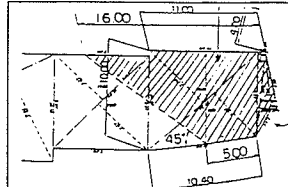
横断面・地質柱状図



縦断面



修復範囲求積図



現況写真

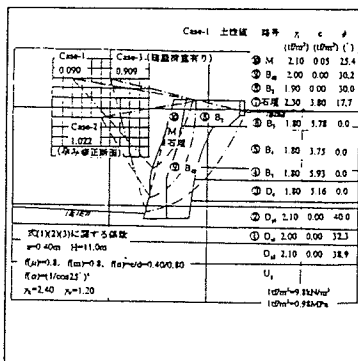


図-2 石垣カルテ (1/2) 事例 (作成: 田中)

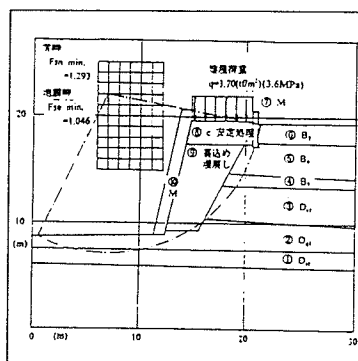
No. (2-23-B)
石垣カルテ (2/2) 名称: 旧内堀の上側石垣

城郭名: A城
所在地: ○○県○○市

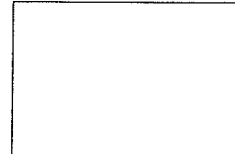
検討断面 (換算円弧法)



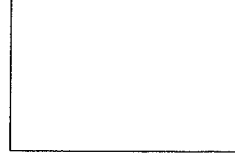
修復設計断面



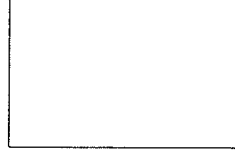
天端-2.0mスケッチ $N \gamma_t \omega$ 粒度
(N/m^3)(%)



天端-4.0mスケッチ $N \gamma_t \omega$ 粒度
(N/m^3)(%)



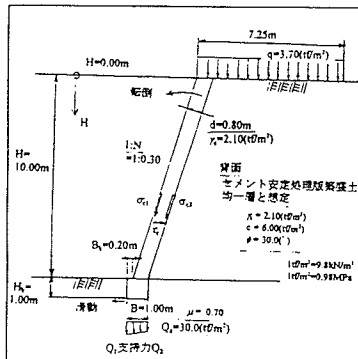
天端-6.0mスケッチ $N \gamma_t \omega$ 粒度
(N/m^3)(%)



天端-8.0mスケッチ $N \gamma_t \omega$ 粒度
(N/m^3)(%)



検討断面 (準用もたれ法)



石垣取りはずし・掘削状況写真

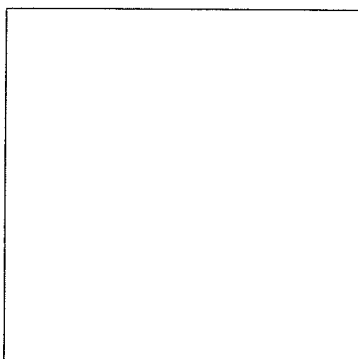


図-3 石垣カルテ (2/2) 事例 (作成: 田中)

a が H に対して大きくなると、 c_R は石垣石自体の強度に近づいていくと考えられる。したがって a、H は土の場合の粘着力 c に相当する、石垣石部の平均的な粘着力 c_R と強い相関があると考えられる。本試案では(1)式を用いる。

(6) 換算せん断抵抗角 ϕ_R

石垣部のすべり面は石垣上下石間にずれが生じるように生じ、石垣石相互間の基準となる摩擦係数 μ_B は、図-1 において、夫々の石垣石上下面が水平面となす角度 α 、石垣石表面の凹凸、粗密、風化度等に対する係数 m、石垣石上下間の接触比率 $n=e/d$ により増減すると考えられる。石垣石部分の平均的な摩擦係数は上述の 4 係数を乗じた形で表現され则认为られる。本試案では(2)式を用いる。

(7) 平均密度 γ_B

石垣部は図-1 のモデル石垣断面図に示したように石垣石本体部とその背面の間詰石や裏込め砂利を含む空隙部とから構成される。石垣部全奥行き長を d、上下石間接触長を e とするとき、石垣部の平均的単位体積重量 γ_B は(3)式のように導かれる。 γ_B は(3)式を用いるとき、 γ_R と e/d により決定され、一般の母岩では $\gamma_R=2.2 \sim 2.8(\text{tf/m}^3)(21.6 \sim 27.4\text{kN/m}^3)$ であるが、石垣断面では一般に $0.1 \leq e/d \leq 0.5$ であるので、 $\gamma_V=1.0(\text{tf/m}^3)(9.8\text{kN/m}^3)$ と想定したとき、 $\gamma_B=1.6 \sim 2.2(\text{tf/m}^3)(15.7 \sim 21.6\text{kN/m}^3)$ となる。

(8) 換算円弧法による判定規準

換算円弧法を用いた石垣断面の安定性判定規準(常時)は、一般の土斜面における基準 $Fs \min. \geq 1.20$ を準用して、対策工法や建屋荷重などを含む最終案断面において $Fs \min. \geq 1.20$ とする。

(9) 準用もたれ法の石垣断面安定解析への適用性

石垣は一種のもたれ擁壁とされるが、その特性はかなり異なり、石垣安定解析にもたれ法をそのまま適用するには問題がある。しかし石垣断面は塊粒状材料がかみ合って新しい剛塑性的な材料を形成していると考えられる。

そうすれば石垣断面に対して「もたれ法」を適用して、安定等に関する多くの情報・示唆を得ることも可能となる。すなわち現存の石垣に作用する土圧は、既存の土圧計算式を用いて求めることができ、転倒・滑動・支持力の安定 3 条件を満足し、かつその示力線は石垣断面内にあり、石垣断面には引張抵抗力はないので、引張応力は事実上発生しなことが必要である。また石垣断面の平均的な許容圧縮強度はもたれ法による設計計算値(発生応力)以上でなければならない。

(10) 準用もたれ法適用のための断面モデル化

石垣断面を準用もたれ法により安定解析するには、石垣断面に反りなどの形状があっても勾配 N の単一勾配におきかえるなど、図-1 に示すような形状に単純モデル化し、寸法を求める。

一般に石垣背面の地層構成は、裏込め・埋戻し層・

地山層などが複雑に入り組んでいる。しかし石垣崩落事例などを観察してみると、石垣背面の浅い裏込め部で滑落している場合が多い。また準用もたれ法を用いて安定解析した事例を考察すると、手順 5.3 に示したように $k_v=0.05 \sim 0.10$ 、 $k_h=0.10 \sim 0.40$ 程度の範囲でしか安定が得られないことが分っている。石垣は元来土圧抵抗性は小さく、このような土圧係数を示す地盤は土圧が小さい良質砂質系地盤または岩盤～固結粘性土(泥岩)である。また複雑な地盤構成の土圧を算出することが困難であることもあり、実務的には良質砂質系裏込め材が石垣背面全体に存在するような単一仮想断面に置き替えて土圧を算出し、石垣の安定性を検討することは、現時点ではやむを得ない手法と考えられる。

(11) 土性値の設定

設計検討を行なう断面の土性値は、(10)で述べたことを念頭に図-1 に示す項目について、土質調査試験結果などを参考に設定する。

(12) 土圧計算法

土圧計算方法には種々の方法があるが、過去の安定解析結果などによると、試行クサビ法・クーロン式などでは石垣断面が安定する解を得ることはできなかった。これは石垣の土圧抵抗性がかなり小さいことによると考えられる。ここで T&P 式では k_h 、 k_v の値を小さくし、種々の組み合わせで石垣が安定する土圧条件を抽出することができるので、本試案では手順 5.3 のように定めた。

(13) 判定規準

城郭石垣は一般に数 100 年間安定してきた構造物である。したがって、新たに修復復元を行なったとしても石垣が底盤(根石)下と基礎地盤間において滑動することや地耐力不足で基礎地盤破壊を生じたりして石垣崩落に至ることは考え難い。また現実の石垣崩落事例などを観察してみると、石垣背面の浅い部分にすべり面があり、石垣高さの H/3 部分を中心に孕みが生じて拡大し崩落する場合が多い。したがって石垣上部が前方に傾くような転倒のような現象も認められない。

以上の観点から、石垣安定解析にもたれ法を準用するのは、基本的に手順 5.4 の判定規準を満足する条件下で、手順 6.3 の石垣断面内に生じる応力や手順 7.3 の示力線位置に関する検討を行なうための前提条件である。したがって、手順 5.2 の土性値に関しても、試験結果等がないときには特に Q_0 や μ などを決定するとき、手順 5.4 の判定規準を満足する解が得られる十分な値を選択しても問題ないと考えられる。

4. A 城の計算例

(1) 検討対象断面

図-4 に示すように、最大 50cm に達する孕み現象が認められる石垣断面の安定性や対策工法などに関する検討を行う。

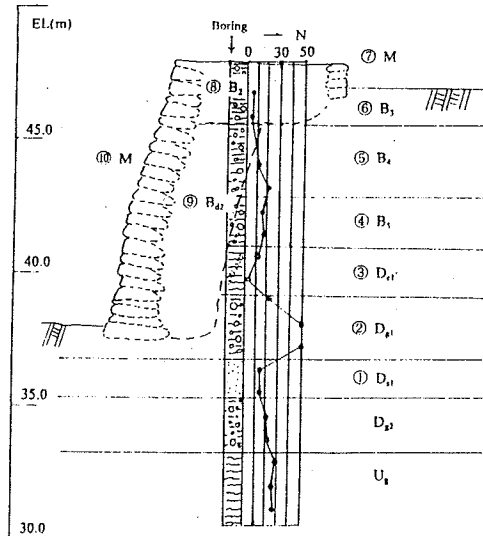


図-4 事例検討断面 (作成：田中)

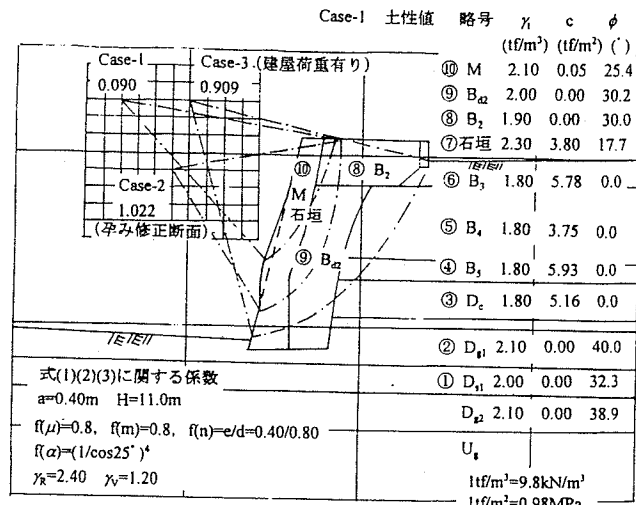


図-5 検討モデル断面と解析結果 (作成：田中)

(2) 換算円弧法による安定解析

解析断面および土性値などを図-5のように設定した。各地層の土性値はN値などから推定した値である。

検討対象石垣⑩Mの換算土性値は図-2, 3に示すカルテ事例をもとに、(1)(2)(3)式を用いて、次のように各係数を想定して算出した。

$$c_R = 40 \cdot (0.40/11.0)^2 = 0.05(\text{tf/m}^2)(0.049\text{MPa})$$

$$\phi_R = \tan^{-1} \{0.8 \times 0.80 \times (0.40/0.80) \times (1/\cos 25^\circ)\}$$

$$= \tan^{-1}(0.474) = 25.4^\circ$$

$$\gamma_B = \{(0.80 + 0.40) \times 2.40 + (0.80 - 0.40) \times 1.20\} / (2 \times 0.80)$$

$$= 2.10(\text{tf/m}^3)(20.6\text{kN/m}^3)$$

これらの値を用いて最小安全率 $Fs_{\min}$ を算出したところ、Case-1 に示す 0.090 が得られた。しかし当断面は大きく孕んでいるとはいえ極限状態で安定しているので、 $Fs_{\min} \approx 1.0$ の解が得られるような土性値を

検討する必要がある。

本事例ではすべり円弧が孕み部分を通っていることなどを考慮して、⑧⑨⑩の3層の土性値を種々に変更組み合わせして検討したところ、Case-2 のように $Fs_{\min} \approx 1.022$ の解が得られるのは、⑧⑨⑩3層の c を $3.0(\text{tf/m}^2)(2.94\text{MPa})$ と想定するときであることが分った。すなわち、⑧⑨層は河原石による裏込め層であり、一般的に地盤工学的には c は期待できないが、現実には $c=3.0(\text{tf/m}^2)$ (2.94MPa) 程度の値は有していると考えなければならない。また⑩石垣部は(1)式によると $c_R=0.05(\text{tf/m}^2)$ (0.049MPa) となったが、これは円弧が石垣部においてほぼ水平になり、上下積み石間でずれを生じるような形状のときの換算値である。事例(Case-1)のように円弧が石垣断面を右上から左下へ斜めに通る場合には、母岩強度が大きく影響する。したがって case-2 の場合のように石垣部も $c_R \geq 3.0(\text{tf/m}^2)(2.94\text{MPa})$ を期待してよいことが示された。しかし Case-2 に建屋荷重 $q=3.70(\text{tf/m}^2)$ (3.63MPa) を加えると Case-3 のとおり $Fs_{\min}=0.909$ となり、建屋を復元することは困難であることが示された。

(3) 対策工法施工断面の検討

石垣の積み直しを行なうに当たり、対策工法として数種の工法を比較検討し、オーセンティシティも尊重する立場から背面裏込め埋戻し部にセメント安定処理工法を採用することを提案した。また改良範囲と設計強度に関してもその条件を次に示すように、種々に変えて最小安全率 $Fs_{\min}$ を求め、施工性、工費、工期なども勘案し、最終的には次のような条件に決定した。

対策工法 セメント安定処理

改良範囲 深さ 1.0~3.0m → 2.5m

設計強度 一軸強度 $q_u=5.0 \sim 20.0\text{kgf/cm}^2 \rightarrow$

12.0 (kgf/cm^2) (1.18MPa)

最終決定断面とその安全率 $Fs_{\min}$ は図-6 に示すとおり、常時で 1.293、地震時 (水平震度 $K_h=0.20$) で 1.046 となった。

なおセメント安定処理工は現場施工性も考慮に入れて、安全率を 10 として、室内配合試験結果から一軸圧縮強度 $q_u=12.0(\text{kgf/cm}^2)(1.18\text{MPa})$ ($c=q_u/2$ とすれば $c=60.0(\text{tf/m}^2)(0.59\text{MPa})$) となるセメント添加量 $60(\text{kgf/m}^3)$ (0.59kN/m^3) とした。

(4) 準用もたれ法による安定解析

a) 準用もたれ法を適用するための断面モデル化

準用もたれ法による石垣断面の安定解析を実施するに当たり、図-6 に示す修復設計断面を図-7 のようにモデル化する。

b) 安定3条件の検討

$k_v=0.05$, $k_h=0.05$, 0.10, 0.15, 0.20 と変化させたときの安定3条件検討結果は次のようになった。(k_v , k_h ともこれらの範囲外の値を用いたときには、石垣断面は全く安定しないことが分ったので、ここでは述べない。)

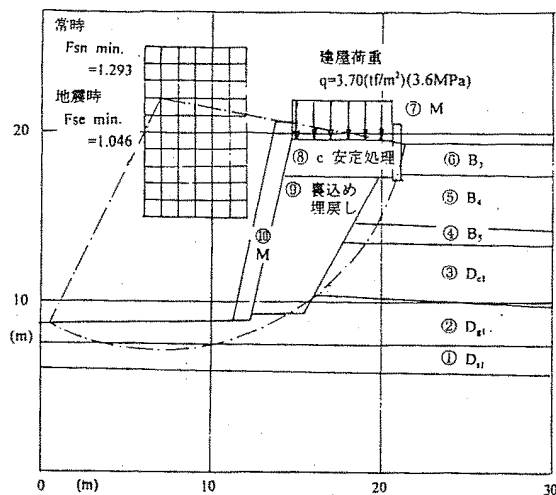


図-6 対策工法施工断面の安定性 (作成: 田中)

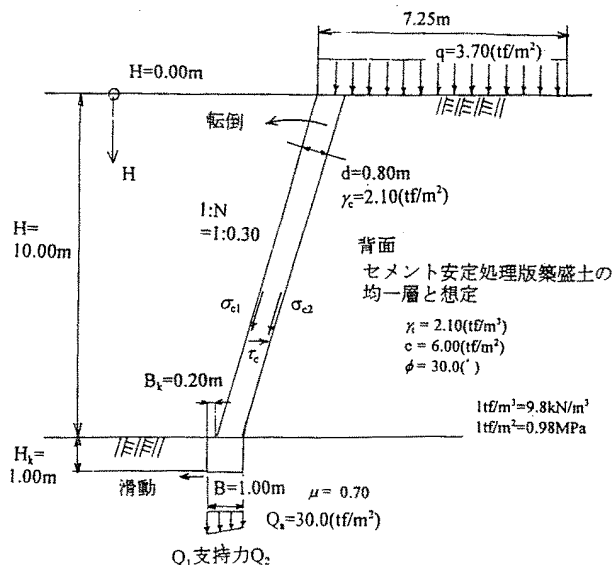


図-7 準用もたれ法のためのモデル断面 (作成: 田中)

	転倒	滑動	地盤反力	総合
k_h	偏心量 i (m)	安全率 F_s	Q_1 (tf/m ²)	Q_2 (tf/m ²)
0.05	-0.21 (×)	2.09 (○)	0.00 (×)	28.03 (○)
0.10	-0.05 (○)	1.70 (○)	8.60 (○)	15.59 (○)
0.15	0.12 (○)	1.41 (×)	20.52 (○)	3.67 (○)
0.20	0.45 (○)	0.96 (×)	145.36 (×)	0.00 (×)

上表()中の○×は、次の判定条件に対して合格のとき○、不合格のとき×として示した。

判定条件 $i \leq B/6 = 1.00/6 = 0.167$ (m)

$F_s \geq 1.50$

$Q_1, Q_2 \leq 30.0$ (tf/m²) (29.4MPa)

c) 断面応力の検討

4. (2) より $c_R = 0.50$ (tf/m²) (0.049MPa), $\phi_R = 25.4^\circ$ より
 $\tau_a = 0.05 + (2.10H + q) \tan 25.4^\circ$ $q = 3.70$ (tf/m²) (3.6MPa)
 $= 1.75 + 0.995H$ (tf/m²)

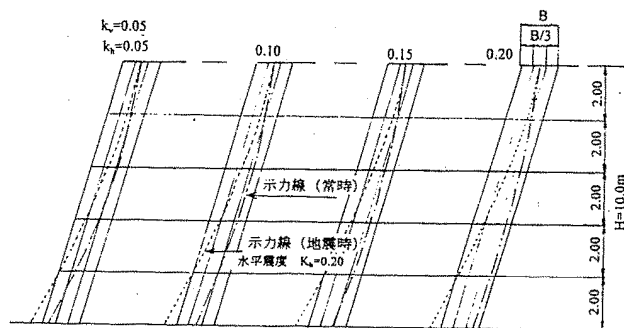


図-8 示力線位置変化図

H (m) 2.0 4.0 6.0 8.0 10.0

τ_a (tf/m²) 3.74 5.73 7.72 9.71 11.7 (1tf/m² = 0.98MPa)

ここで $k_v = 0.05$, $k_h = 0.05 \sim 0.20$ と変化させたときの発生応力は次のようになった。

	縁応力	せん断応力	判定
k_h	σ_{c1} (kgf/cm ²)	σ_{c2} (kgf/cm ²)	τ_c (kgf/cm ²)
0.05	-0.04 ~ -1.64	0.55 ~ 4.35	0.02 ~ 0.41 (○)
0.10	-0.02 ~ -0.79	0.53 ~ 2.93	0.02 ~ 0.51 (○)
0.15	1.26 ~ -0.43	0.52 ~ 2.19	0.02 ~ 0.61 (○)
0.20	4.15 ~ -0.01	-1.44 ~ 1.39	0.03 ~ 0.81 (○)

安定が得られる条件に対して k_v , k_h を限定して計算したので、判定条件 $(\sigma_{c1} + \sigma_{c2})/2 \geq 0$ に対しては、 $k_h = 0.05 \sim 0.20$ の全てで合格、 $\tau_c \geq \tau_c$ に対しては、 $k_h = 0.05 \sim 0.20$ の全てで合格となった。

d) 示力線位置

$k_h = 0.05 \sim 0.20$ に対して示力線を図示すると図-8 のようになる。石垣安定のためには示力線が常に底盤中央の $B/3$ に収まることが理想的と考えられるが、過去の様々の検討ケースをみても、そのような条件はなかなか得られない。今回の事例では、図-8 の4ケースを比較して $k_h = 0.10$ のときが最も安定していると判断できる。

地震時のときには $B/3$ の条件を満足する解を得ることは非常に困難であり、検討結果は参考にとどめる。

e) 準用もたれ法による安定解析結果のまとめ

積み石控え長 $d = 0.8$ m

土圧計算式として T&P 式を用い、次の3条件を満足する k_v , k_h は次のとおりである。

安定3条件	$k_v = 0.05$	$k_h = 0.10$
断面応力	0.05	0.05
示力線位置	0.05	0.10

すなわち当事例の石垣が安定するためには、上述のように土圧が非常に小さい背面地盤条件を造り出す必要がある。このためには、

・背面裏込め埋戻し部をセメント添加等により安定処理したりまたは、試掘で判明した河原石による裏込め材中に粒調材を添加して粒度改良し十分転圧するなど、

材料と施工法を慎重に検討する必要がある。

・縁応力 σ_e に関しては、一般に示力線が石垣断面から大きくはずれない状態であれば問題ない。一方せん断応力 τ_e に関しては、(2)式から理解できるように、積み石角度 α を増やしたり、積み接触長比率 e/d が増えるように間詰材を十分密に充填して施工するなどの対策を講じれば有効なことなどが理解できる。

(5) 換算円弧法と準用もたれ法による結論の検討

当事例では、換算円弧法の結論4.(3)と、準用もたれ法による結論4.(4)とは合致しており、図-6に示すように石垣背面天端幅7.25m、深さ2.5mの範囲を、現状河原石にセメント60(kgf/m³)(0.59kN/m³)を添加したマサ土を混合して十分転圧することを提案した。また安全のため⑨B₂裏込め河原石層中には、粒度調整碎石を混合して転圧することも提案した。

なお、胴割れ等損傷の著しい積み石は新石材と置き換えしたり、間詰石は積み石撤去時の状態よりも密に充填したり、背面地山切取斜面には段切り、盲溝を設けるなどの入念施工に心掛けることも重要である。

5. あとがき

本報文は筆者らが検討をつづけてきた「城郭石垣の安定性判定手法」に関して、換算円弧法と準用もたれ法とを併用する実用手法の具体的な手順などについて例示・解析したものである。特に4.A城の計算例では、A城の石垣などの修復復元に関する事例をとりあげ、分かり易く説明するために具体例を修正したりモデル化したりして説明してある。したがって実際は本報文どおりには実施されなかった部分も多い。すなわち、筆者らが提案している手法は我々自身も完全なものとは考えていないし、また理論的に秀れたものであったとしても、現実には検討計算結果どおり修復復元することに疑問がある場合もある。そしてオーセンディシティーを尊重しなければならない立場もある。

しかし従来はほとんど工学的検討もなされないままに修復復元されている場合が多いことを考えたとき、本試案が定量的判定を加えながら討議する手法として広く使用されることを期待している。そして種々の実績を積み、長所短所・問題点などを討議して、より実用性のある手法に改良されていくことを期待している。

謝辞

本報文をとりまとめるに当たり、できるだけ一般性のあるモデル化した事例を用いて説明を加えるよう心掛けた。しかしどうしても元となる事例に類似している部分も多く、それらの資料を使用することを了解いただいた関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 田中邦熙・山田清臣：石積み擁壁の安定性評価法，土木学会論文集 No. 541/III-35, pp. 9～20, 1996. 6
- 2) 田中邦熙・新谷洋二：日本の城郭石垣の変遷と現状，土木学会論文集 No. 578/IV-37, pp. 101～110, 1997. 10
- 3) 田中邦熙・新谷洋二・山田清臣：石垣の安定性に関する各種の判定手法の比較検討，第18回土木史研究発表会，土木史研究 No. 18, pp. 139～152, 1998. 6
- 4) 田中邦熙・新谷洋二・山田清臣：石垣断面解析にFEMを適用するための間詰部の考え方と解析事例，第18回土木史研究発表会，土木史研究 No. 18, pp. 491～501, 1998. 6
- 5) 田中邦熙・新谷洋二・山田清臣：城郭石垣の三次元形態の発生起源に関してFEMを適用する手法と解析事例，土木学会論文集 No. 631/III-48, pp. 383～396, 1999. 9
- 6) 田中邦熙・新谷洋二・山田清臣：城郭石垣の形状寸法および間詰状態に関する安定性低減率を用いた安定性判定手法，土木学会論文集 No. 638/III-49, pp. 371～382, 1999. 12
- 7) 田中邦熙・新谷洋二・山田清臣：築石の形状寸法などからみた城郭石垣の分類と変遷，土木学会論文集 No. 639/IV-46, pp. 23～37, 2000. 1

(2000. 3)