

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

田中邦熙¹・新谷洋二²・山田清臣³

¹正会員 田中建コン事務所 (〒192-0371東京都八王子市南陽台2-33-16)

²フェロー 工博 日本大学教授 理工学部土木工学科 (〒101-0062東京都千代田区神田駿河台1-8)

³フェロー 工博 日本大学教授 理工学部土木工学科 (〒101-0062東京都千代田区神田駿河台1-8)

石垣の安定性は、現段階では論理的に解明し難い。本研究では石垣の安定性をそ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て判定する手法を提案した。形状寸法に関する低減率は、もたれ擁壁設計法を準用した断面応力計算結果を用いて要因抽出と低減傾向を求めた。間詰状態に関する低減率は、その定性的表現を経験的な低減係数として定量化した。これらの要因の低減率を相乗した石垣係数F値は、石垣の安定性を判定する一手法として使用できると期待される。

Key Words : masonry wall, evaluation of stability of m.w., lean-type wall, coeff. F of m.w.

1. はじめに

石垣は土斜面上に個々に独立した石塊をかみ合わせながら積み上げたもので、その構成や安定条件などは非常に複雑である。したがって石垣の安定メカニズム等は現段階では解明し難く、確立された安定性判定手法はまだ認められていない。筆者らは石垣の安定性を客観的定量的かつ簡便に評価判定する手法などについて検討を続けてきた^{1)~5)}。しかしいずれも実用性および実績などに問題が残されている。本研究は石垣の安定性をもたれ擁壁設計法（以降、もたれ法と略称する）を準用して求めた形状寸法の要因に関する安定性低減率と間詰状態に関する要因の安定性低減率とを相乗して求めるF値（本研究で新しく提案）により判定する手法に関してとりまとめたものである。

2. 石垣の特徴

(1) 石垣の特徴

石垣はコンクリート擁壁のように一体の剛な構造物ではなく、石垣石と間詰石とが相互にかみ合って微妙なバランスのもとに剛塑性体的な材料を形成し、全体の安定を保っていると考えられる。そして空隙空洞部にはセメント・モルタル等の接着剤が充填されていないので、石塊は個々に独立していて、石垣

断面には引張り抵抗力は全く無いに等しい。

そして石垣擁壁断面内において、計算上前部圧縮、後部引張りまたはその逆というように、引張り部が部分的に存在するときは、圧縮部に偏荷重的に応力集中することになり、間詰石などの回転や移動を生じ易く、断面としての不安定性が大きい。すなわち石垣は外的条件変化の影響を受け易い不安定な状態といえる。したがって石垣断面が安定するためには、断面内に引張応力が発生せずかつ断面前後の圧縮応力はできるだけ均等で小さいほうが望ましいことが理解される。

石垣の土圧抵抗性について、背面の地盤条件や勾配との関係を土留め工の立場から概念的に整理するところとなる。

○背面地盤が良質砂質土または強度の大きい粘性土や泥岩等のとき

良質砂質土は主働土圧係数 $K_a=0.1 \sim 0.4$ で知られるように土圧は小さい。また強度の大きい粘性土などの地盤は自立高さが大きくかつ土圧発生土塊は粘着力のためその土圧が軽減される。これらはもたれ擁壁の適用条件に合致するものである。

○背面地盤が強度の小さい粘性土のとき

粘性土の主働土圧係数 $K_a=0.3 \sim 1.2$ で知られるように、土圧は一般に大きい。したがってコンクリート擁壁のように剛な一体の擁壁では頭部が前方に転倒するような動きを示すこともあり、壁体断面の

後部で引張応力が大きくなる。しかし石垣は剛な一体の構造物とはいえない。このような状態は発生しないし、転倒のような崩落事例も認められない。すなわち、石垣は土留め擁壁としての機能は小さいので、背面が強度の小さい粘性土のように土圧が大きくなる場合には使用し難い。

○背面地盤強度が小さくかつ勾配が緩いとき

背面の地盤傾斜が緩ければ地盤強度が小さくても斜面だけで安定していて、壁体に作用する土圧は作用しないかまたは小さい。このような擁壁は安定しているように見えるが、土留め擁壁としての機能はなく、のり面工的に地表面を覆っているにすぎないので、擁壁として議論できない。

(2) 石垣の崩落形態

石垣が崩落に至る事例で多く見られる形態⁴⁾は、平面部の下から1/3程度の高さ付近が下垂るみ状に孕みを生じ、それが上方に影響拡大して沈下し、さらに下の孕み部が発達して全体の崩落に至る。また孕み部下部の積み石は前に、上部の積み石は後方に傾斜し、肩部は後方に引き込まれるように沈下する。

城郭石垣は一般に数百年間安定していて、それが現時点で急に石垣底盤面と基礎地盤面において滑動したり、基礎地盤が支持力不足のために破壊したり、転倒することは稀である。

そして背面地盤の奥深い部分にすべり面が生じるような大規模なすべり破壊はまれで、石垣の背面部を主とする浅いすべり崩壊である場合が多い。

孕み出しの原因是、背面地盤中の地下水による空洞発生や土性値変化、樹根の伸長圧や枯死後の空洞などが考えられる。これらのためにある安定状態にあった石垣断面はその部分の空隙が拡大して間詰石が抜け落ちたりして不安定となり、それが周辺に容易に影響拡大して変位変状を生じ、孕み出しに至る。

これらの状態を定量的・経時に評価することは非常に困難である。本研究では石垣の安定に関する要因として対象石垣の高さや勾配などの形状寸法に関する項目をとり上げる一方、石垣の安定に深く関係する間詰部の状態をとり上げた。すなわち間詰石の充填状態や空隙の大きさなどがその石垣の不安定程度を象徴的に示していると考えて、間詰状態から石垣の安定性を評価する手法について検討を進めた。

3. 本研究の基本的考え方

石垣の安定性はその高さや勾配などの形状寸法や地盤条件、石積みの様態、変状老旧状態などにより

推定される。一般には形状寸法からは、高さが高いほど、勾配が急なほど、石垣壁厚が薄いほど、そして壁体部の平均密度が大きいほど、その安定性は小さくなると考えられる。また石積みの様態からは、積み石の加工度が低く相互の接触が不良なほど、石積み技術的には野面積みで空隙部の大きさが大きいほどそして間詰石の充填が少ないほど、その安定性は小さくなると考えられる。

ここで 高さ H 、底盤水平幅 b 、勾配 n の単純化した形状のもたれ擁壁の転倒に対する安全率 F_s は、もたれ法によると、 b の中心点に対する鉛直力による抵抗モーメント M_r と水平力による転倒モーメント M_o との比として式(1)で示される。

$$F_s = \frac{M_r}{M_o} = \frac{W \cdot d_1 + P_{av} \cdot d_2}{P_{ah} \cdot y} \quad (1)$$

W : 壁体重量 = $\gamma_c \cdot b \cdot H$

γ_c : 壁体部の単位体積重量

P_{ah} : 土圧の水平成分 = $P_a \cdot \cos(90^\circ - \alpha + \delta)$

$$= 1/2 \cdot K_a \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot \cos(90^\circ - \alpha + \delta)$$

P_a : 主働土圧

K_a : クーロンの主働土圧係数

γ_s : 背面土の単位体積重量

α : 壁背面が水平面となす角 (= 90° + tan⁻¹ n)

δ : 壁背面と背面土間の摩擦角 ($\approx 2/3 \cdot \phi$)

ϕ : 背面土のせん断抵抗角

P_{av} : 土圧の鉛直成分

$$= 1/2 \cdot K_a \cdot \gamma_s \cdot H^2 \cdot \sin(90^\circ - \alpha + \delta)$$

いま背面土を一般的な砂質土として、 $\phi = 30^\circ$ 、

$\delta = 20^\circ$ 、 $\alpha = 106.7^\circ$ ($n = 0.3$) と想定したとき

$P_{av} = P_a \cdot \sin 3.3^\circ = 0.058 P_a (tf/m)$ となり、 P_{av} は一般に無視できるほど小さい。

d_1 : b の中心点から W の作用位置までの水平距離
= $H/2 \cdot \sin(j)$

d_2 : b の中心点から P_{av} の作用位置までの水平距離

y : 底盤面から P_{av} の作用位置までの鉛直距離
($\approx H/3$)

j : 壁背面が鉛直線となす角 = $90^\circ - \alpha$

したがって式(1)は式(2)のように変換される。

$$F_s \approx \frac{\gamma_c b H \cdot H / 2 \cdot \sin(j)}{1/2 K_a \gamma_s H^2 \cdot \cos(j + \delta) \cdot H/3} = \frac{m \cdot H^2}{n \cdot H^3} \quad (2)$$

m, n : γ_s , b , H などにより定まる係数

すなわち 擁壁の安定性は式(2)のように高さ H の2乗型の抵抗モーメントを3乗型の転倒モーメントで除する形で表され、 F_s は H に反比例的に小さくなる傾向があることが伺われる。

その他の要因に関しても各要因はそれぞれ独自の影響力を持つと考えられる。したがってどのような

要因がどのような傾向で石垣の安定性に影響するかが分かれば、ある条件の石垣断面が示されたときその安定性を推定することが可能になると考えられる。

本研究では、石垣の安定に関与する要因の抽出とその影響傾向（安定性を低減させる傾向）を形状寸法的な要因および間詰状態に関する要因の基本的な2項目に分けて検討した。その他の変状老旧状態の要因などに関しては、上の2項目による判定結果に対してこの要因による低減効果をさらに加えて検討すればよいと考えて、今回は除外する。

そして部材応力と構造体の安定性とを同一レベルで扱うことには疑問もあるが、石垣断面は積み石や間詰石のかみ合わせのような微妙なバランスの上になり立っているので、応力的不安定は構造的不安定に直結すると仮定した。そして石垣断面は、鉛直軸方向圧縮応力 σ に対する抵抗力は期待できるが、水平方向せん断応力 τ に対しては期待できないので、 σ は大きく τ は小さい状態ほど石垣の安定性は高い。ただし形状寸法などが異なる石垣を比較するときは、 σ は小さいほど石垣安定に好ましいので、 σ が小さいほど石垣の安定性は高いといえる。この応力はもたれ法を準用して求められると考えた。本研究では要因ごとにその水準と応力との関係を用いて、安定性低減傾向を表すこととする。

一方積み石間の空隙の大きさや間詰石の充填程度などの間詰状態は様々であるが、これも石垣安定に大きく影響する。そこで複雑な構成と大きなバラツキを有する石垣を平均的に扱うために、積み石相互間にはある大きさ・密度および外表条件をもつ仮想間詰材が平均的に挿在していると想定したとき、その大きさは空隙の大きさすなわち石積み技法の差、密度は間詰石の充填程度そして外表条件は積み石の接触条件の良否すなわち加工度により表現できると考えた。これらの要因は定性的な表現で、例えば密度で言えば間詰材の充填度が十分密→密→少ない→ゆるい→抜け落ち著しいなどと表されるが、これらを石垣の安定性に対する影響度（低減率）として用いるには定量化して表現する必要がある。しかし現時点では有効な定量化手法もないために、今回は間詰状態に関する上述の3要素に対して、経験的判断で低減率を設定した。

以上の考え方のもとに導かれた要因ごとの安定性低減率(f_1)は、それぞれの要因の実用的な適用水準範囲に対して独自の閾数型で表現される。その要因による低減の必要がない状態の時の値は1.0であり、不安定性が高いときには低減の必要が高く、0に近い値となることもある。

次に仮に石垣の安定を低減する要因が2個考えら

れ、その低減率は1つが0.8で他の方が0.5としたとき、全体としての安定性は $0.8 \times 0.5 = 0.40$ のように相乗的に低くなり、低減要因数が増えて同様に全体の安定性低減率は全要因による低減率を相乗した値になると考えられる。現実には相乗・相殺作用などがあるケースも考えられようが、要因分析や重み付け等はかなり困難である。本研究では今回とり上げた要因は夫々独立していて、それらの相乗型で表されると考える。そこで複数の石垣の安定性を比較するとき、全て同じ要因を用いてそれぞれの低減率判定結果を相乗した値で石垣どうしを比較するのであれば、要因個々に比較するよりはより総合的に判定されることになる。なお上述のように低減率を相乗するとき、各要因ごとの低減率の範囲は4.(5)で詳述するが、例えば石垣高さ H に関しては、 H が4.0m程度より低い場合はその安定性を検討する必要性は小さいので除外され、一方18.0m程度より高い場合は城郭石垣でもさほど多くないので安定性を検討する条件から除外するとすれば、 H の実用的範囲は $4.0m \leq H \leq 18.0m$ と限定される。そして $H = 4.0m$ のときは H に基づく安定性低減率 f_1 は考慮する必要はないので $f_1(4.0) = 1.00$ 、 $H = 18.0m$ のときは一般的にはその石垣は安定を保つことが困難であるので0に近い $f_1(18.0) = 0.10$ とすれば、 f_1 のとりうる範囲は $1.00 \leq f_1 \leq 0.10$ となる。同様に石垣勾配 n に関する実用範囲 $0.1 \leq n \leq 0.5$ に対する低減率 f_2 は $0.92 \leq f_2 \leq 0.50$ と想定する。

そして f_1 、 f_2 ともにそれ以外の範囲の値はとり難いので、石垣高さ H は勾配 n に対して $(1.00 - 0.10) / (0.92 - 0.50) = 0.90 / 0.42 = 2.1$ であるので、2.1倍の重み付けを行っていることになる。

以上より石垣の安定性は今回検討した要因ごとの低減率(f_i)を全て相乗した値（以降、F値と呼称する）により比較検討できると考えた。

4. 石垣の形状寸法に関する安定性低減率

(1) もたれ法の基本的な考え方

建設工事で一般的に設計施工されているもたれ擁壁は（鉄筋）コンクリート造またはブロック積み造である。壁体本体は一体の剛な構造物として取扱われ、その安定性は一般に、剛塑性論に基づいて転倒・滑動・支持力の3点から検討される。この3条件を満足することは底盤幅が小さいということもあり、土圧条件も含めて非常に限定される。

一方、擁壁断面に生じる（縁）応力度 σ とせん断応力度 τ は、上述3条件を検討して得られるモーメント・鉛直力・水平力等を用いて、弾性理論に基

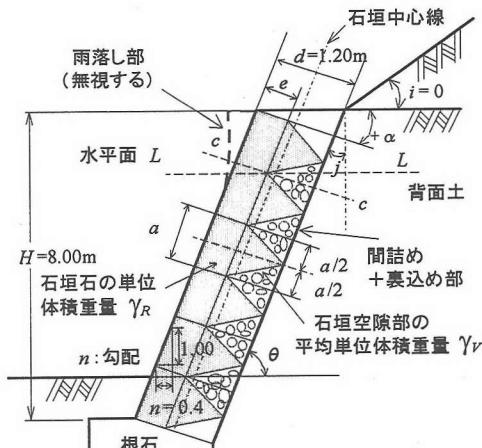


図-1 基準石垣断面形状図

いた衆知の式を用いて求められる。この発生応力に対する擁壁断面の許容圧縮応力は一般には問題は生じないが、引張応力に対してはコンクリートは許容応力が通常 $2 \sim 3 (\text{kgf/cm}^2)$ ($0.196 \sim 0.294 \text{ MPa}$) となり小さいので鉄筋を用いたりする。

さらに岡積はブロック積擁壁に関して、地表面が水平で土圧が水平に作用し、かつ背面土は粘着力 c を考えない砂質土の場合の示力線方程式⁶⁾を誘導した。擁壁が安定する条件として、示力線（壁体の任意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）が壁体断面の所定範囲内に収まることを求めている。土圧公式の適用性等不明確な問題も含んでいるが、示力線の位置を知ることは擁壁の安定性を検討するうえで非常に有効な手法である。特に石垣のように引張抵抗力のない場合の安定性評価には有効であると考えられる。

(2) もたれ法の石垣の安定解析への適用性

石垣は一種のもたれ擁壁と考えられるが、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、石垣断面内には引張応力は事実上発生せず、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といえる。

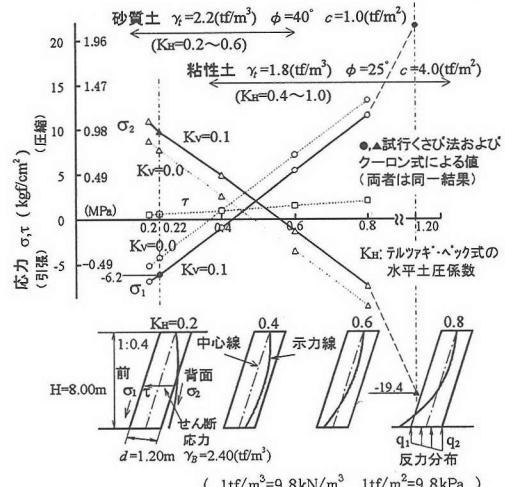


図-2 土圧計算式による壁体応力 σ , τ の差

(3) 検討方法

本研究は石垣の安定性を簡便かつ定量的に求める手法を検討することである。そこで单一地盤上に单一勾配に置き換えた形状寸法の石垣が存在するとし、下記条件の基準断面形状を有する石垣を想定する。そして要因を一つずつとり上げ残りの要因の水準は標準的な値で一定とした上でその水準を変化させたときの断面応力の変化状況や示力線位置などから、石垣の安定性に対する影響傾向を把握する。

基準石垣断面形状（図-1参照）

高さ $H = 8.00\text{m}$, 勾配 $n = 0.4$, 壁厚 $d = 1.20\text{m}$
背面と底盤地盤は单一地層、地下水位無し

天端上面水平、地震は考えない

なお石垣の形状寸法などに関する安定要因は、上述の条件下では、土圧係数・土性値・擁壁高さ・勾配・壁厚および石垣と間詰部の平均的単位体積重量の6項目をとり上げれば基本的要因は網羅しており、他の要因の影響は無視できると考えられる。

なお以下のもたれ法に関する計算は市販のパソコンソフト⁷⁾を使用した。

(4) 石垣の形状寸法に関する要因と発生応力

a) 土圧計算式

土圧計算式の特性と石垣が安定するための土圧係数の値について検討するために、基準断面形状に対して、土圧計算式を次のように変えて、擁壁断面の縁応力度およびせん断応力度を求めた結果を図-2に示す。

- 試行くさび法
- クーロン式
- テルツアギ・ペック式（以後T & P式と略称する）

$$\left. \begin{array}{l} \text{水平土圧係数 } K_H = 0.2 \sim 0.8 \\ \text{鉛直土圧係数 } K_V = 0.0, \quad 0.1 \end{array} \right.$$

試行くさび法およびクーロン式では安定3条件を満足する解を得ることができず、さらに壁体内に大きな引張応力が生じて石垣は安定しない。一方T & P式では水平土圧係数 K_H を通常知られているように砂質土で $0.1 \sim 0.4$ 、粘性土で $0.3 \sim 1.2$ 程度の範囲で選択して使用することができる。なお土圧係数 K_H は土性値や断面形状などにより決定される。図-1において地表面傾斜角 $i = 0$ 、石垣勾配 $n = 0.4$ より $j = 21.8^\circ$ の条件下では、図-2に示したように砂質土を代表して $\gamma_i = 2.2(\text{tf}/\text{m}^3)$ ($21.6\text{kN}/\text{m}^3$)、 $\phi = 40^\circ$ 、 $c = 1.0(\text{tf}/\text{m}^2)$ (9.8kPa)、粘性土を代表して $\gamma_i = 1.8(\text{tf}/\text{m}^3)$ ($17.6\text{kN}/\text{m}^3$)、 $\phi = 25^\circ$ 、 $c = 4.0(\text{tf}/\text{m}^2)$ (39.2kPa)と設定したときには、 K_H は壁面と裏込め土との間の摩擦角 δ などによりかなり異なるが、 K_H を求める式に各土性値などを代入して、砂質土で $0.4 \sim 0.6$ 、粘性土で $0.6 \sim 0.8$ 程度と算出される。そして一般的には δ の値が未定でありかつ土圧論などでいう砂質土、粘性土という区分があいまいであるので、 K_H のより広い範囲での影響度合いを知るために、T & P式を用いて砂質土で $K_H = 0.2 \sim 0.6$ 、粘性土で $K_H = 0.4 \sim 1.0$ と土圧係数の範囲を広げて検討したところ、安定3条件を満足し、断面前後の縁応力の大きさに大きな差がない圧縮応力が作用し、かつ引張応力が生じない K_H は $0.4 \sim 0.5$ 程度であることが分かった。

また砂質土と粘性土では上に示したように土性値にかなり大きな差異があるにもかかわらず $K_H = 0.4 \sim 0.6$ の範囲でほぼ同一の大きさの応力を生じることが示された。

以上より、標準モデルとした規模の石垣が数多く実在し安定していることを考えあわせて、もたれ法を準用して石垣の安定条件を検討するためには、T & P式を用い、図-2で得られた石垣の安定条件が得られる $K_H = 0.4 \sim 0.5$ 程度の値を基準値として採用して検討を進めることはさほど無理な考えではないと考えられる。この $K_H = 0.4 \sim 0.5$ は一般には砂質土と粘性土との境界的な場合であるが、石垣の背面土は一般に砂質系の良質土でないと石垣は安定し難いことを示している。なお粘着強度 c を有する土の土圧問題は非常に複雑であるが、 c の大きい粘性土では自立高さが大きくかつ粘着力のために土圧が軽減されるので、土圧は小さい。このようなときにも土圧係数 K_H が小さくなり石垣は安定することは間違いない。ただし c を考慮した土圧公式は一般化されておらず、また裏込め部に粘性土を用いることは排水・沈下問題等もあり好ましくないとされ

ているので、本研究でも検討対象から除外した。

ここで図-2の右下に示した地盤反力分布に関して説明を加えておく。示力線は 土圧と壁体重量との合力の作用点の軌跡であるが、地盤反力分布は 土圧や水圧などの外力の合力の作用点に対して次の値を用いて算出される。すなわち擁壁底面に想定した座標原点に対する水平力による回転モーメント、鉛直力による回転モーメントおよび全鉛直力である。したがって示力線位置と地盤反力を求める外力の合力作用位置とは直接的な関係はない。示力線が底面のミドルサーに収まっている状態は、一般には反力 q_1, q_2 はともに鉛直荷重に対して地盤反力が上向きに作用していることを示す。反力は種々の条件下で正負の様々な値をとり得る。示力線位置が底面からはずれていても q_1, q_2 ともに上向きに作用することもありうる。しかし示力線位置が底面からはずれている状態は不安定である。したがって石垣の安定性判定に対しては示力線が厳密にミドルサーに収まることまでは規定しないでも、単に底盤内に収まっていることを規定することは必要と考えられる。

b) 背面土土性値

基準断面形状に対して、土圧計算式はT & P式の $K_H = 0.4$ $K_V = 0.1$ の条件下で、背面土土性値を次のように変化させて σ, τ を求めた。

単位体積重量 $\gamma_i (\text{tf}/\text{m}^3) \quad 1.6 \sim 2.2$

$(15.7 \sim 21.6\text{kN}/\text{m}^3)$

せん断抵抗角 ϕ ($^\circ$) $10.0 \sim 40.0$

粘着力 $c (\text{tf}/\text{m}^2) \quad 4.0 \sim 1.0$

$(39.2 \sim 9.8\text{kPa})$

γ_i, ϕ, c などの土性値を上述の範囲のどのような組み合わせにしても、 $\sigma_1 = -1.7(\text{kgt}/\text{cm}^2)$ (-0.167MPa)、 $\sigma_2 = 4.8(\text{kgt}/\text{cm}^2)$ (0.47MPa)、 $\tau = 1.0(\text{kgt}/\text{cm}^2)$ (0.098MPa)程度となり、背面土の土性値は壁体応力にさほど大きな影響を与えないことが分かった。このことは背面土の土性値や擁壁諸元などから算出される土圧係数の影響が大きいと言い換えることができる。

すなわちa)でも述べたが、土性値は土圧係数を求める要素の一つであり、上に示した土性値の範囲は良質砂質土から軟弱不良な粘性土までを包含し、水平土圧係数 K_H の一般的な値は、粘着力 c を考慮しないT & P式によれば $0.2 \sim 1.2$ 程度である。

K_H は c, ϕ 等とは比例または反比例的な一義的関係はなく、さらに土性値以外にも i, j, δ 等によっても影響される。このことは逆に同一土性値でもこれら擁壁の傾斜角 j や背面地表面傾斜角 i などにより K_H の大きさがかなり異なることを示している。ただしa)で示したとおり砂質土と粘性土に対する代

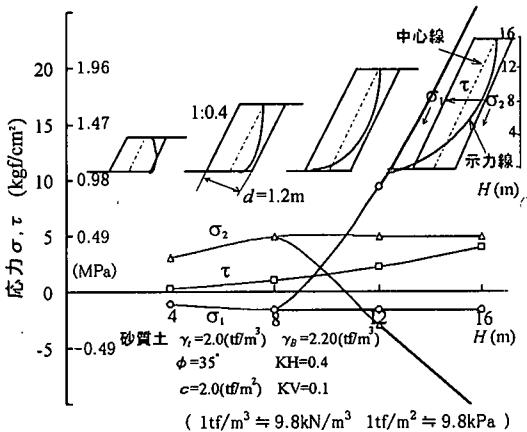


図-3 擁壁高さ H と壁体応力 σ , τ の関係

表的な土性値を用いて K_H を求めたところ、砂質土で $K_H \approx 0.4 \sim 0.6$ 、粘性土で $K_H \approx 0.6 \sim 0.8$ と算出されたとおり 土性値が K_H に及ぼす影響は i , j , δ 等が一般的な範囲の値であればさほど大きくない。そして、土圧は K_H に地山密度や高さを乗じて求めるので、 K_H そのものが土圧の大きさを示しているともいえる。このことは、応力 σ いいかえれば土圧の大きさは土性値により決定されるというよりは c , ϕ のファクターも含む K_H により支配的に決定される傾向があるといえる。すなわち、土圧の大きさは土性値等から計算される K_H を用いて代表させることができるので、独立要因として取り上げなくてもよいいことを示している。

上述のことは K_H を 0.3, 0.5, 0.7 と変化させても同様の計算結果が得られている。

c) 擁壁高さ

擁壁高さ H 以外は基準断面形状とし、 H の範囲は一般には 16 m 程度以下のケースが多いので、 H を 4.0, 8.0, 12.0, 16.0 m と変化させたときの σ , τ を求めた結果を図-3 に示す。 H が高くなる程示力線位置は擁壁底部において前方に移動し、特に H が 10 m 程度以上となると壁体後縁に非常に大きな引張応力 σ_1 が発生し、擁壁は著しく不安定な状態になることが分かる。

ここで多くの城郭高石垣が安定している理由の一つとして、高石垣には反りが加えられていて、石垣勾配は示力線の形状とよく似ていると考えられる。すなわち、石垣上部では土圧が小さいので鉛直となり、下部にいく程勾配を緩くして、示力線が石垣断面内かつ中心線より後部に収まるように石積みされていると考えられる。

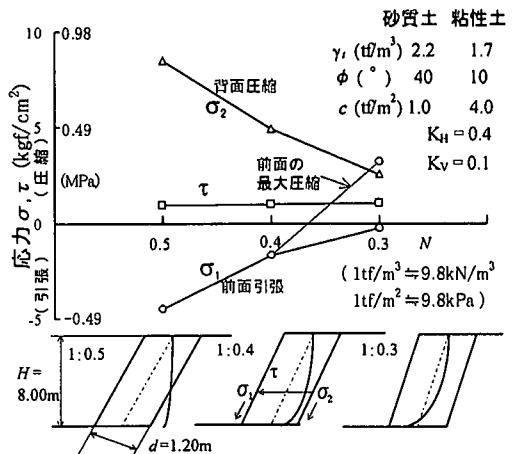


図-4 擁壁勾配 n と壁体応力 σ , τ の関係

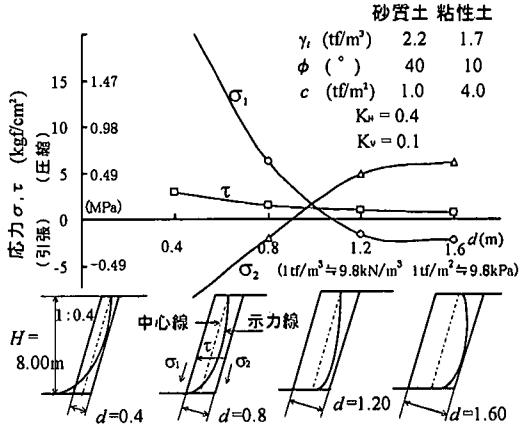


図-5 壁厚 d と壁体応力 σ , τ の関係

d) 擁壁勾配

擁壁勾配 n 以外は基準断面形状とし、 n の範囲は一般には 0.3 ~ 0.5 の場合が多いので、 n を 0.5, 0.4, 0.3 と変化させたときの σ , τ を求めた結果を図-4 に示す。

擁壁勾配 n が緩くなると示力線位置は擁壁後方の背面土中になり、もたれ性が大きくなつて、前縁に大きな引張応力 σ_1 が発生することが分かる。

高石垣は上部ではほぼ鉛直で下部ほど勾配が緩く、この下部の積み石は石垣面の勾配線に対して直角となるように、水平面となす角度が上向きに積まれている。石垣下部の断面の後部の圧縮部分においては、石材奥行き方向に対し応力が垂直に圧縮応力のみが有効に作用する（示力線に対して積み石の奥行き線が直角となる）ような工夫がなされていると考えられる。

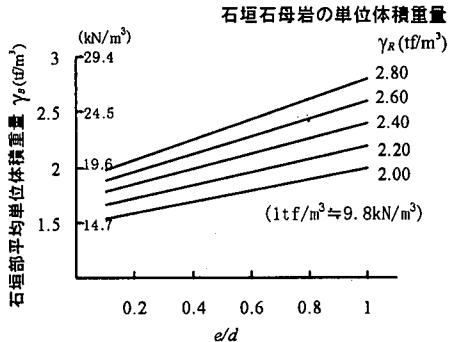


図-6 石垣上下石接触比率 e/d と平均単位体積重量 γ_B

e)擁壁厚さ

擁壁厚さ d 以外は基準断面形状とし、 d の範囲は一般には $0.4 \sim 1.6$ m 程度の場合が多いので d を $0.4, 0.8, 1.2, 1.6$ m と変化させたときの σ, τ を求めた結果を図-5に示す。 d が厚いほど示力線位置は壁体内後方に移動し、 $d = 1.0$ m 程度を境に前応力 σ_1 、後応力 σ_2 の符号が逆転することが分かる。すなわち、壁厚が薄いと擁壁断面背部に大きな引張応力が作用して、もたれ擁壁としての安定性は得られない。法面工のような法面保護的機能を期待することになると考えられる。

f)擁壁部平均単位体積重量

石垣部は図-1の基準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 は式(3)のように導かれる。

$$\gamma_B = \frac{1}{2d} \{(d + e)\gamma_R + (d - e)\gamma_V\} \quad (3)$$

γ_R : 石垣石母岩の単位体積重量

γ_V : 石垣石母岩を除いた空隙部の平均的な単位体積重量

いま、 $\gamma_R = 2.0 \sim 2.8$ (tf/m³) (19.6~27.4kN/m³)、 $d = 0.4 \sim 1.6$ (m)、 $e = 0.2 \sim 1.2$ (m)、 $\gamma_V = 1.0$ (tf/m³) (9.8kN/m³) (仮定値)としたときの γ_B と e/d との関係を図-6に示す。 γ_B は式(3)を用いるとき、 γ_R と e/d により決定され、一般的の母岩では $\gamma_R = 2.2 \sim 2.8$ (tf/m³) (21.6~27.4kN/m³) 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、 $\gamma_V = 1.0$ (tf/m³) (9.8kN/m³) と想定したとき、 $\gamma_B = 1.6 \sim 2.2$ (tf/m³) (15.7~21.6kN/m³) となる。

このように石垣部の平均的単位体積重量 γ_B は、石垣における母岩材・加工度・積み方・間詰石充填状況等により大きく異なる。擁壁諸元を基準断面形

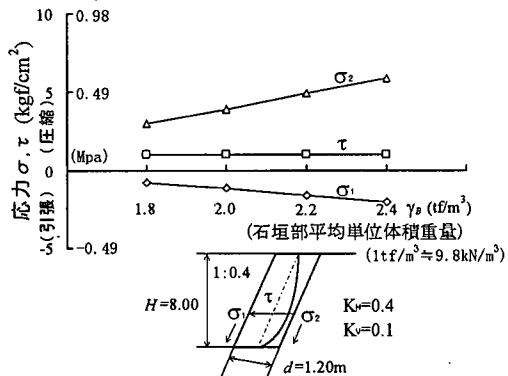


図-7 石垣部平均単位体積重量 γ_B と応力 σ, τ の関係

状として、石垣部の平均単位体積重量 γ_B を $1.6, 1.8, 2.0, 2.2$ (tf/m³) (15.7, 17.6, 19.6, 21.6 kN/m³) と変化させたときの σ, τ を求めた結果を図-7に示す。

石垣部平均単位体積重量 γ_B が大きくなると、 σ_1, σ_2 は漸増するが、 H, n, d のように応力に大きな変化は生ぜずまた示力線位置もさほど変化しないことが分かった。

なお石垣部の密度に関して、本来は石垣本体とそれ以外の部分で非一様に扱う方が望ましいが、本研究では現時点では「平均密度 γ_B で、 H, n, d の形状を持つもたれ擁壁」とみなして検討を進める。

g)考慮すべき形状寸法要因

今回とり上げた 6 要因のうち、a)の土圧計算式の選択に当たっては、もたれ法では背面土が砂質土で $K_H = 0.4$ 程度の値を採用できる T & P 式を用いないと安定条件が得られないこと、b)の背面土土性値では、a)とも関係するが、土性値をかなり変化させても壁体内に発生する応力はさほど影響されず、c, d 等を用いて計算される K_H により代表されるので、独立要因として取り上げなくてもよいことが分かった。以降は残る H, n, d や γ_B の 4 要素がそれぞれ発生応力との間に図-3, 4, 5 および 7 のような関係があることをを利用して検討を進める。

(5) 石垣の形状寸法に関する安定性低減率の設定

3. で述べたように石垣断面は積み石や間詰石のかみ合わせのような微妙なバランスの上に成立しているので、軸方向応力 = 内外縁応力の平均値 = $(\sigma_1 + \sigma_2) / 2$ どうしで比較する場合には $(\sigma_1 + \sigma_2) / 2$ が小さいほど安定性は高いと仮定した。したがって、 H, n, d, γ_B と σ_c との関係において、 σ_1, σ_2 ともに圧縮で小さい値を示すほど、かつ両者の差が小さいほど石垣断面内の応力状態は安

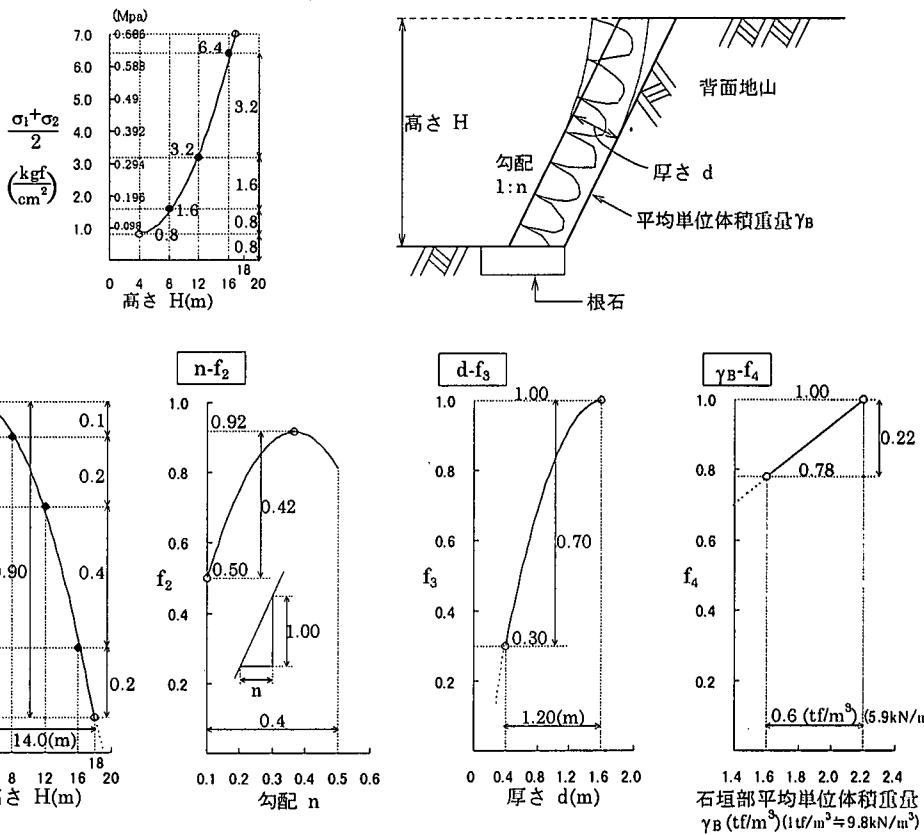


図-8 形状寸法に関する要因ごとの石垣安定性低減率

定した好ましい状態であるといえる。しかし σ_1, σ_2 ともに圧縮となる条件はかなり限定される。そこで今回は $(\sigma_1 + \sigma_2)/2 \geq 0$ であれば、石垣断面の応力的バランスは保ち、また $(\sigma_1 + \sigma_2)/2$ が最小のときに最も安定した好ましい状態にあると考えた。すなわち、石垣の形状寸法に関する安定性要因は、図-8 下に示すように $4.0 \text{ m} \leq H \leq 18.0 \text{ m}$, $0.1 \leq n \leq 0.5$, $0.4 \text{ m} \leq d \leq 1.6 \text{ m}$, $1.6(\text{tf}/\text{m}^3)$ ($15.7\text{kN}/\text{m}^3$) $\leq \gamma_B \leq 2.2(\text{tf}/\text{m}^3)$ ($21.6\text{kN}/\text{m}^3$) のように通常の形状寸法の範囲内では、図-3, 4, 5 および 7 から $(\sigma_1 + \sigma_2)/2$ が最小のときには石垣の安定性を低減する必要はないが、応力が大きくなる水準値では、安定性は応力増加に反比例的に小さくなり、かつ応力増加傾向は各要因により異なる。

たとえば H に関する低減率を求めた手順を説明すると以下のようになる。

図-3より $(\sigma_1 + \sigma_2)/2$ は図-8左上に示すように、 $H = 4.0 \text{ m}$ で $0.8(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ (78kPa) と最も小さく、 H の増加とともに 2 次関数的に $H = 8.0 \text{ m}$ で $1.6(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ (157kPa), $H = 12.0 \text{ m}$ で $3.2(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ (314kPa), $H = 16.0 \text{ m}$ で $6.4(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ (627kPa) と増加している。すなわち H が 4.0 m から 8.0 m へ増

加すると、 σ は $0.8(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ (78kPa), H が 8.0 m から 12.0 m のとき σ は $1.6(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ (157kPa), H が 12.0 m から 16.0 m のとき σ は $3.2(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ (314kPa) 増加していく、 σ の増分比率は $1 : 2 : 4$ となっている。

ここで一般には H の実用的範囲は $4.0 \text{ m} \leq H \leq 18.0 \text{ m}$ と限定される。

そして $H = 4.0 \text{ m}$ のときに安定性が最も高く、その安定性を仮に 1.0 (本研究でいう石垣の安定性とは斜面安定問題における抵抗モーメント/滑動モーメントで示されるような安全率とは関係なく、今回とり上げた 7 要因個々にその範囲内で最も安定性の高い水準値のときの状態を安定性 1.0 と設定した) とし、 H が高くなるほど安定性は急激に低下して $H = 18.0 \text{ m}$ ではほとんど安定性が得られない 0 に近い状態と考えられるが、 $H \geq 18.0 \text{ m}$ でも安定する石垣も実在するのでその安定性は 0.1 と想定する。ここで H と安定性との関連性はもたれ法により計算された H と $(\sigma_1 + \sigma_2)/2$ との関係図のように発生応力の大きさで安定性低減傾向を表示できると想定したものである。すなわち $H = 4.00 \text{ m}$ の石垣の安定性を 1.0 としたとき $H = 16.00 \text{ m}$ では応力的に 8

倍になっているので、その安定性は $1/8 = 0.125$ 程度に低下していると考えられる。そこで H に対する低減率を f_1 として、 $H = 4.0 \text{ m}$ での f_1 を 1.0 とし、比率 1 に対して f_1 を 0.1 ずつ減じると仮定すると、 $H = 8.0 \text{ m}$ では 0.9、 $H = 12.0 \text{ m}$ で 0.7、 $H = 16.0 \text{ m}$ で 0.3 となる。この f_1 と H の関係を図示すると図-8左下のようになり、この f_1 と H の回帰式を求め、 f_1 を H の関数式で表して H の石垣安定性に対する低減率として用いることとした。

図-8左下の $f_1 - H$ 関係図から

$$f_1 = -0.0047H^2 + 0.036H + 0.93 \geq 0.1 \quad (4)$$

$(4.0 \text{ m} \leq H \leq 18.0 \text{ m})$

同様に n 、 d 、 γ_b に関する関係式は次のようになる。

勾配 n

図-4の $\sigma - n$ 関係図から

$$f_2 = -5.80n^2 + 4.25n + 0.14 \quad (5)$$

$(0.1 \leq n \leq 0.5)$

石垣壁厚 d

図-5の $\sigma - d$ 関係図から

$$f_3 = -0.47d^2 + 1.51d - 0.23 \quad (6)$$

$(0.40 \text{ m} \leq d \leq 1.60 \text{ m})$

石垣部平均単位体積重量 γ_b

図-7の $\sigma - \gamma_b$ 関係図から

$$f_4 = 0.40\gamma_b + 0.14 \quad (7)$$

$(1.6 \text{ tf/m}^3 (15.7 \text{ kN/m}^3) \leq \gamma_b \leq 2.2 \text{ tf/m}^3 (21.6 \text{ kN/m}^3))$

これらを一括して図-8下の 4 図に示す。

実在石垣に適用する場合には、石垣の諸元を図-8に当てはめて各要因ごとの低減率 ($f_1 \sim f_4$) を求めてこれらを相乗した値を F_1 として、形状寸法に関する安定性低減率とする。

5. 間詰状態に関する安定性低減率

石垣の安定性は間詰状態によっても大きく影響される。この間詰状態は図-9に示すように仮想間詰材に置き換えて考えたとき、積み石の外表面状態、積み石間の空隙の大きさおよびその部分の平均的な密度により表現でき、積み石の外表面状態は積み石の加工度、空隙の大きさは石積み技法、密度は間詰石の充填度により表現できる。

そして石垣の安定性は、積み石の加工度が高く相互の接触かみ合わせ状況が良好なほど、積み石間の空隙は小さいほど、間詰石の充填度が高くて密度が大きいほど高いと考えられる。しかしこれらを定量的に表示することは難しい。

本研究では 現時点では定量的に表示することが

困難な石垣の不安定状態の定性的表現を定量的に表示することを試みたものである。そこで 3 要因ごとに低減率 0.9 ~ 0.6 の間に相当する定性的な状態を図-9下の 3 図に示すように便宜的に定量的に割り振った。

すなわち石垣はコンクリート擁壁のように一体構造物ではなく、上述のような間詰状態を内在しているから、応力的な安全性はコンクリート擁壁などよりも低くなっていることは間違いないと考えられる。そこで今回は積み石の加工度は精加工石が用いられ接触条件が最も良好、空隙の大きさは石積み技法として切込み接ぎ技法で布積みされ最も小さい、密度は間詰石が十分密に充填されていて最も大きい場合でも要因一項目ごとに 10 %、全体としては $0.9 \times 0.9 \times 0.9 = 0.73$ と相乗して 27 % 低くなっていると想定する。

一方最も不安定な状態の石垣で、積み石は角が丸い玉石状巨礫野面石が用いられ接触状況が最も悪い、空隙の大きさは石垣が野面積みされていて最も大きい、密度は間詰石の抜け落ちが著しく空隙の充填度が低くて最も小さいときには、要因一項目ごとに 40 % ずつ低減し、全体としては $0.6 \times 0.6 \times 0.6 = 0.22$ と相乗して 78 % 低くなっていると想定する。要因ごとの最小低減率を安定状態 1.0 から 40 % 減じて 0.6 としたのは、石垣として最も好ましくない状態とはいえ断面として実在するので、コンクリート擁壁の安定性を 1.0 としたとき最低 60 % の安定性は保たれていると想定したためである。

これらの低減率は現時点で便宜的に想定したもので、その理論的根拠などを示すことは困難である。しかし 石垣の安定性を比較するとき、本文で示した数値を同様に採用していくのであれば、その想定条件下で比較することができる。

実在石垣に適用する場合には、石垣を観察し図-9を用いて各要因ごとに低減率 ($f_5 \sim f_7$) を求めて、これらを相乗した値を F_2 として、間詰状態に関する安定性低減率とする。

以上より石垣の安定性は 4. で求めた F_1 とも相乗した式(8)で示される F 値により比較判定できると考えた。

$$F = F_1 \times F_2 = f_1 \cdot f_2 \cdots f_7 \quad (8)$$

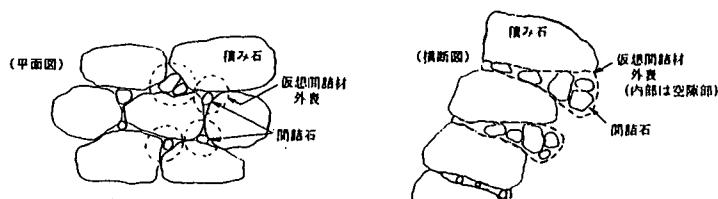
この F 値は石垣の安定性を判定する石垣係数と命名する。

6. F 値による石垣の安定性判定事例

(1) 石垣モデル断面の判定事例

石積み技法は野面積み→打込み接ぎ→切込み接ぎ

仮想間結材
の概念図



仮想間結材
の状態

①外表面状況
=積み石のかみ合わせの良否
=積み石の加工度

切込み石	打込み石	野面積み石 (自然石)	角が丸い五石状の巨礫
粗加工石	粗加工石 (かみ合せ不良)	角張った岩塊 (不規則形状)	角が少ない五石状の巨礫
精加工石			

②大きさ

=積み石間の空隙の大きさ
=石積み技法

野面積み	古式六太積み	乱積み
打込み接ぎ	新穴太積み	古式六太積み
切込み接ぎ	落し積み	布積みまたは相方積み
	間知積み	

③密度

=間結石の充填度

十分密	やや密	普通	間結石少ない	抜け落ちやすい
-----	-----	----	--------	---------

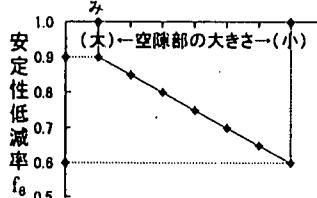
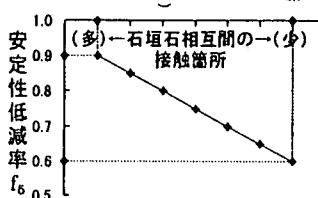


図-9 間結状態に関する概念と要因ごとの安定性低減率

表-1 F 値による石垣モデル断面の安定性判定事例

No.	石垣石 積み方	低減係数 f_n												F				
		f_5	f_6	f_7	f_1	f_2				f_3	f_4							
		石垣石加工	積み方	間結石充填	高さ $H(m)$	式(2)	測角線	角度 $\theta(^{\circ})$	勾配 n	式(3)	奥行き $d(m)$	平均堆重 $\gamma_a(tN/m^3)$	式(5)					
1	野面積み	割石	0.65	古式六太積み	0.70	ゆるい	0.75	8.0	0.91	下部	65	0.45	0.87	1.0	0.82	1.80 (17.6N/m ²)	0.58	0.13
2	"	"	0.65	"	0.70	"	0.75	8.0	0.91	天端肩	67	0.41	0.90	1.0	0.82	1.80 (17.6N/m ²)	0.58	0.13
3	打込み接ぎ	粗加工	0.75	新六太積み	0.80	少ない	0.80	8.0	0.91	下部	65	0.47	0.86	1.0	0.82	2.00 (19.6N/m ²)	0.66	0.20
4	"	"	0.75	"	0.80	"	0.80	8.0	0.91	天端肩	72	0.32	0.90	1.0	0.82	2.00 (19.6N/m ²)	0.66	0.21
5	切込み接ぎ	精加工	0.85	相方積み	0.85	密	0.85	8.0	0.91	下部	67	0.42	0.89	1.0	0.82	2.20 (21.6N/m ²)	0.74	0.30
6	"	"	0.85	"	0.85	"	0.85	8.0	0.91	天端肩	75	0.27	0.86	1.0	0.82	2.20 (21.6N/m ²)	0.74	0.29

(測角線は、石垣下部の最小角度と天端肩をあおぐ最大角度の2通りに分けた)

と進歩してきた。歴史的変遷を示す石垣のモデル3断面に対して、高さ $H = 8.00 m$ 、壁厚 $d = 1.0 m$ の同一条件とし、式(8)に示した7要因に対しては表-1のような値から図-8, 9を用いて要因ごとの低減率を求め、 f_1 から f_7 を相乗したF値を右覧に示す。F値は野面積み→打込み接ぎ→切込み接ぎに対し、 $0.13 \rightarrow 0.20 \rightarrow 0.30$ と変化し、石垣技術の進歩を定量的に表現できると思われる。

すなわち F 値には積み方に関する要因 f_6 を含有するので上述のような数値上の傾向が得られるのは当然であるが、本研究は石垣に関する定性的状態を定量的にかつ他の要因も含む総合的判定が行えることを期待して導いたものである。

(2) 実在石垣断面の判定事例

表-2は種々のタイプの石垣が現存する金沢城での

表-2 金沢城実在石垣断面の諸元と安定性判定事例

項目	断面 No. (調査 No.)	① (1-4)	② (2-1-2)	③ (5-2)	④ (6-1)	⑤ (9-1)	⑥ (10-2)	⑦ (10-4)
高さ H (m)	6.0	11.0	10.0	5.0	12.0	9.0	7.0	
勾配 $\theta (N)$ (°)	76 (0.249)	71 (0.344)	60 (0.577)	70 (0.364)	48 (0.900)	59 (0.601)	75 (0.268)	
石垣石高さ a (m)	0.50	0.60	0.45	0.40	0.50	0.45	0.40	
奥行 d (m)	1.5	1.5	1.2	1.0	1.2	1.0	1.0	
傾斜 α (°)	5	20	25	10	15	10	5	
形状	粗削石	粗削石	粗削石	粗加工	粗削石	粗加工石	粗削石	
積み方	野面積み	野面積み	野面積み	落し積み	野面積み	野面積み	間知積み	
背面土密度 γ_s (tf/m³)	1.8	1.8	2.0	2.0	2.0	1.8	1.8	
摩擦角 ϕ_s (°)	25	30	30	20	35	25	30	
粘着力 c_s (tf/m²)	3.50	3.50	3.75	2.00	3.00	3.50	1.00	
石垣部密度 γ_R (tf/m³)	2.1	2.2	2.0	2.2	2.0	2.2	1.9	
摩擦角 ϕ_R (°)	3.72	10.46	15.89	28.18	12.44	23.45	30.32	
粘着力 c_R (tf/m²)	0.28	0.12	0.08	0.26	0.07	0.10	0.13	
石垣石接触比 n	0.10	0.20	0.30	0.70	0.30	0.60	0.80	
粗密度 m	0.80	0.90	0.80	0.90	0.80	0.85	0.90	
石垣 安 定 性 判 定 結 果	換算 c_R, ϕ_R 円弧すべり法 $F_s \text{ min}$	1.41	1.09	1.01	1.95	1.28	1.36	1.16
	安定度調査表 D 点	82	72	84	63	70	73	93
	もたれ法による 圧縮応力 σ_c (kgf/cm²)	2.3	9.0	10.6	3.2	15.6	11.4	2.5
	直交多項式 y	1.28	1.11	1.05	2.03	1.32	1.23	1.10
	F 値	0.189	0.196	0.125	0.258	0.077	0.091	0.104
概観	明治に積み替え？ 過去崩落歴あり、崩落歴あり、石垣 上部道路、石垣面やや孕むが現状は中央崩孕み著しい 凹凸、現状安定 安定して見える	明治に積み替え？ 坡面に崩落歴あり、石垣 中央崩孕み著しい 危険性大	明治に積み替え？ 坡面に崩落歴あり、石垣 中央崩孕み著しい 平場中大木多い	明治に積み替え？ 坡面に崩落歴あり、石垣 中央崩孕み著しい 平場中大木多い	勾配緩い高い石垣 高い郭壁状石垣 現状安定、天端上 石面上向き、積み 孕みあり 石は玉石、変状有 不安定感あり	積み石・間詰石抜け落ち、目地開き 頭著、危険性大		
備考	多項式 : $y = 2.405 - 0.473(H-6.25) + 0.0755((H-6.25)^2 - 7.813) + 0.499(c_s-2.5) + 0.0313(\phi_s-25) + 1.44(n-0.625)$ + 0.048(c_R-8.371) - 0.466(y_R-2.75) - 6.359((m-1.05)^2 - 0.0125)							
	換算式 : $c_R = 40 \cdot (a/H)^2$	$\phi_R = \tan^{-1}(0.8 \cdot m \cdot (e/d) \cdot (1/\cos \alpha))^{\circ}$						
						(1tf/m³ ≈ 9.8kN/m³, 1t/m² ≈ 9.8kPa)		

石垣調査結果を用いて式(8)によるF値を求めた事例である。F値と概観覽に述べた履歴・現状等のコメントと対応した結果が現れているとは断言できないが、Fが0.1のように小さいときはその石垣断面は不安定な状態を示しているように見受けられる。

なお石垣石の母岩強度 q_u に風化度 (f_0) を乗じた値はその石垣断面の基準的強度と考えられ、この値に $f_1 \sim f_5$ を乗じれば、その石垣断面の許容応力 σ_{ca} となる。従って、もたれ法等などにより内部応力 σ_c が計算されれば、両者を比較して応力レベルでの安全率 $F_s = \sigma_{ca} / \sigma_c$ が求められることになる。

(ただし、 $f_0 \cdot q_u$ の値を推定することはバラツキも大きく信頼性に欠けるので今回は検討しない。)

(3) 他の手法による判定結果との比較

石垣の安定性判定手法には確立された手法はない。筆者らは数種類の判定手法を提案してきたが、今回は本研究のF値法と次に示す4通りの手法との判定結果を比較検討する。

今回とり上げた石垣安定性判定手法の概要

①換算 c_R, ϕ_R 円弧すべり法 ($F_s \text{ min}$ 法)^{1), 2)}

石垣断面の形状寸法、石垣石の大きさ積み方等から石垣部の換算 c_R, ϕ_R を求め、円弧すべり法を用いて安定解析する。 $(c_R, \phi_R$ は表-2の備考参考)

②安定度調査表 (D 点法)²⁾

石垣地域の地形地質・石垣仕様、変状現況、被災

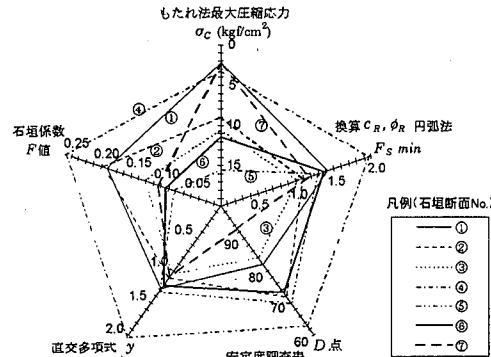


図-10 各種安定性判定手法による判定結果比較図

履歴等について採点し判定する。

③もたれ法による圧縮応力 (σ_c 法)

もたれ法を準用した応力の大きさおよび示力線位置から判定する。

④直交多項式 (y 法)^{1), 2)}

石垣安定に関する数値実験結果を統計処理して導いた直交多項式により判定する。(多項式は表-2備考参考)

表-2に示した金沢城の実在石垣断面に対して上述4手法およびF値法による判定結果を同表中に示す。またこれらを図示すると図-10のようになる。

いずれも確立された手法として広く認められるまでに至っていないが、概念的にはある手法で安定性

が高く（円の中心から遠く）判定されれば、残りの手法も同様に判定される傾向が認められ、今回示したF値法も実用のためさらに検討する価値があると考えられる。

(4) F値に対する考察

今回提案したF値法はそれぞれの要因の低減率を相乗したF値により比較するという簡便単純な手法である。しかし実務的にとりうる低減率の範囲は要因ごとに異なるので要因ごとの重み付けはなされている。そして、低減率の相乗性も現時点ではさほど矛盾もないと考えている。複数の石垣を判定するにあたり、同じ要因を用い、それぞれの低減率算出式を用いて比較判定するのであれば、かなり明瞭に比較区分ができる。ただし $F = 0.1$ とか 0.2 とかいう値は抵抗力と滑動力との比というような剛塑性論的工学的安全率とは意味が違う。標準規模のコンクリートもたれ擁壁の安定性を 1.0 と想定したときのその石垣の安定状態を示す一つの指標であり、例えば $F = 0.1$ はコンクリートもたれ擁壁の安定性 1.0 に対してその安定性が $1/10$ であるとは言えない。F値法は要因ごとにその水準の f 値が分かっているので、その石垣の不安定要因とその程度とを相互比較するのに有効と考えられる。工学的な安定性は図-10のように他の手法との相關性を検討することなどにより推定されるようになると期待される。表-2、図-10において示した5手法のうち、換算 c_R 、 ϕ_R 円弧法は工学的安全率に近く直観的に理解しやすい。この方法による F_{\min} と F 値との関係は $F_{\min} = 6F + 0.60$ のような相関が認められる。今後はデータを増やして検討を続けていきたい。なお、例えば $H \geq 18.0m$ の石垣も実在するように、今回定めた水準の実際的範囲外でも安定している石垣も多い。これは我々の工学的手法では説明できない安定状態となっているためと考えられる。図-8を外挿的に使用することは現時点では好ましくない。

7. まとめ

本研究は、石垣の安定性を検討する一手法として、その形状寸法および間詰状態に関する安定性を低減させる7要因を抽出し、これらの低減率を相乗したF値により判定する方法を提案したものである。形状寸法に関する低減率はその要因の水準値に対するもたれ法による断面応力との関係から推定した。間詰状態に関する要因は定性的な表現を経験的な判断により定量的に表した。このF値法をモデル断面や実在石垣断面に適用したところ、過去提案してきた他の手法と同様の判定結果傾向となることが示され、今後とも検討を続けることが期待された。

なお、現行の土木設計・解析手法多くの仮定と矛盾を含みながらも実用されているが、石垣の安定性判定も現時点では数種類の手法による判定結果を総合的に判断していくべきと考えられる。

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、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、土木史研究、No. 18, pp. 139~152, 1998. 6.
- 3) 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、土木史研究、No. 18, pp. 491~501, 1998. 6.
- 4) 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. 576/IV-37, pp. 101~110, 1997. 10.
- 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) 岡積満：間知石の法勾配、土木技術、5-9, 1950.
- 7) もたれ擁壁の安定・断面計算プログラム解説書、株式会社フォームエイト、1991. 4.

(1998. 10. 15受付)

THE JUDGING METHOD OF STABILITY OF JAPANESE CASTLE MASONRY WALLS

Kunihiro TANAKA, Yoji NIITANI and Kiyoomi YAMADA

The stability of Japanese castle masonry walls is determined by their 3 dimensional levels i.e. height, gradient, thickness and average density, and the stone piling-up techniques of respective time of construction of m.w.. The stability of the 3 dimensional levels of m.w. is analyzed by applying the lean-type wall design method. The stone pile-up techniques depend on the skill of cutting out stones, pile-up methods and filling condition of stones.

The stability reducing coeff. f_n for these factors are introduced. The m.w. coeff. F which is obtained by multiplying these reducing coeff. f_n , is expected to indicate the stability of m.w..