# 文化財石垣基礎診断実施要領(案)

# 第1章 総 則

#### 第1節 適用範囲

基礎診断の対象とする石垣は、予備診断の結果基礎診断が必要と判定されたもの、明らかに対策が急がれる石垣、その他必要な石垣とする。

基礎診断は、地震時に最も顕著な被害である石垣中~上部からの崩壊を想定した診断であり、専門診断の必要性を判断するものである。基本的に非解体あるいは部分的な調査により実施する診断で、石垣背面の状況は一様(提案物性値は栗石想定)と仮定して行うものとしている。そのため、栗石層由来の土圧(背面から築石にかかる圧力)が支配的な石垣の上部では整合するが、高石垣の石垣下部に行くに従って土圧が大きくなり、石垣背面に地山や岩盤が存在し実際は土圧がほとんどかからない場合などは実情と整合しないこともある。基礎診断は安全側の判定となるようにしているので、専門診断で地盤の状況等を詳細に調査して地盤等の条件を加えて判断するのが望ましい。なお、明らかに詳細な調査と診断が必要と判断される場合は、基礎診断の中で専門診断相当の検討を行うことも可とする。

# 第2節 調 査

調査を行い、石垣の診断に必要な情報を抽出する。基本的には非解体あるいは部分的 な調査で得られる情報を元に行う。

石垣の基本情報は、あらかじめ石垣カルテを作成し整理しておくのが望ましい。調査 は詳細なほど記録としては望ましいが、基礎診断の段階では必要となるデータを効率的 に収集できる方法を選定する。

#### <必要な情報>

- ・地盤種別 (石垣基礎部の地盤)
- ・石垣の外観形状(高さ、勾配、反り、変状のある場合はその形状)
- ・築石の大きさ「前面(見付面)の高さ、幅、築石控長(奥行長さ)]
- 診断用の物性値 など。

### <調査方法>

・地盤調査(ボーリング調査、サウンディング試験、表面波探査など)

ボーリング調査をはじめとする地盤調査は複雑な地形を把握するには多いほどよく、調査項目も詳細なほどよいが、費用もかかり遺構を傷めることにもなる。一方で全く地盤調査がないと地盤種別を含め判断の目安がなくなる。地盤調査は現地の

実情に応じた適切な手法を用いて行うべきであり、少なくともボーリング調査1本程度の調査あるいは地盤を推測可能な近傍のデータは必要である。不足分は表面波探査等別の手段を併用するなど、費用対効果、遺構への影響を十分考慮して行う。

#### • 測量調査

三次元測量を用いて詳細な形状を把握しておくのが管理上望ましいが、基礎診断の検討に必要な外観形状を把握できれば簡易な測量(トータルステーションによる 縦断面図作成など)でもよい。

築石の大きさは解体すれば全て判明するが、基礎診断は解体を前提としないため、 推測も可とし、平均化したものでもよい。見付面の高さ、幅は実測から定め、築石 控長はレーダーや弾性波探査などの方法もあるが、近隣や見える範囲の石からの推 測も可とする。詳細に調査した場合でも築石一つ一つ長さを設定するのと平均化し たものに差はほとんどないので、平均化したものを用いて良い。

・構造調査(レーダー探査、トレンチ調査)

石垣の背面構造を知ることは検討上重要であるが、基礎診断における累積示力線 法では栗石と盛土の違いを設定しないため、必ずしもレーダー探査、トレンチ調査 などを実施しなくてもよい。

### 第3節 診 断

### 1 診断方法

基礎診断は、(1) 築石の安定性評価(転倒、滑動)(累積示力線法)を基本とする。これは、築石の転倒、滑動に対する検討について累積示力線法を用いて行うものである。累積示力線法は、反りがあるなど一定の勾配ではない石垣の評価を行えるよう、一般的な示力線法の手法を応用改良して築石一段ごとに土圧を算定して累積して示力線を求める方法であり、診断方法の詳細は第2章に示す。

なお、(1)の方法では、石垣の根入れ部に問題がある場合や、石垣背面全体が円弧すべりを起こす場合の判断はできない。従って、以下の問題がある場合は、基礎診断の判定は $\bigcirc$  (OK)の判定とせず(1)の結果により $\triangle$  (要経過観察)若しくは $\times$  (NG)の判定とし、専門診断においてこれらの検討を実施するものとする。

- ・予備診断において基礎部の変状が見られる場合(予備診断変状点項目 b イ)
- ・下段部の石の滑り出しや前傾などの基礎部の変状がある場合や、石垣背面や石垣 基礎部の地盤構造が盛土や軟弱地盤であるなど脆弱で、石垣背面全体の円弧すべ りの恐れがある場合

参考として、これらの検討方法について以下に示す。

(2) 石垣根入れ部の安定性評価(転倒、滑動、支持力)

石垣根入れ部の転倒、滑動、支持力に対する検討を行うものであり、診断の詳細は 第3章に示す。

(3) 石垣背面全体の安定性評価 (円弧すべり解析)

石垣背面全体の検討を円弧すべり解析を用いて行うものであり、診断の詳細は第4章に示す。

### 2 診断位置及び断面

診断の位置及び断面は、石垣の中でも最大の高さを有し、石垣全体を代表する断面で行う。ただし、必要に応じ他の断面における結果も併記する。

### 3 地盤種別の設定

地盤種別は、石垣の底盤位置で設定する。 地盤調査や既往の資料等から適切に設定する。

地盤種別がわからない場合は、Ⅱ種地盤として扱う。

I 種地盤及びⅢ種地盤は、ボーリング調査、試掘、表面波探査等により明らかな場合に設定する。

地盤が岩盤であっても風化が著しい場合は、Ⅱ種地盤として扱う。

### 4 診断用物性値

診断に必要な物性値の設定にあたっては、実際に行った調査等から得られた値や、既 往の実験値などを総合的に評価して用いる。

#### <築石>

単位体積重量・・・・・・実測値もしくは適切な値、不明な場合は 26.5kN/m³ (花崗岩・安山岩相当) を用いてもよい。

底面摩擦角φB・・・実測値もしくは適切な値を使用する。

実験値%を勘案すると、切込みはぎを除いて 45° を採用してよい。切込みはぎは 35° 以下とする。

※[山本浩之、西形達明、八尾眞太郎、西田一彦、笠博義「城郭石垣における石材間の摩擦特性と個別要素法解析によるシミュレーション」(土木史研究講演集 Vol.29 2009 年)における原位置摩擦実験による摩擦角は、打込みはぎは 52.6°、野面積は 50.1°、切込みはぎは 34.9°が得られた。〕

背面摩擦角 $\delta$ ・・・裏栗石の内部摩擦角 $\phi$ と同値( $\delta = \phi$ )とする。

『道路土工一擁壁工指針』の作用面が土とコンクリートの場合は常時2 0/3、地震時 0/2 と割引がかかるが、石垣は築石

と裏栗石により構成され、築石と裏栗石は充分なかみ合わせが あり相応の摩擦力が期待できるため。

# <裏込材料>

単位体積重量 $\gamma$ ・・・・実測値もしくは適切な値、不明な場合は  $18kN/m^3$ を用いてもよい。

熊本城での裏栗石の単位体積重量の実測値は、修理前の石垣で12.1~16.0 kN/㎡、平均14.2 kN/㎡、修理後の石垣で16.8~19.2 kN/㎡、平均17.8 kN/㎡程度であり、かなりばらつきがある。修理前の石垣は、最大値でも16 kN/㎡だが、経年により土砂が混入して重くなる可能性もある(参考:2022年6月3日熊本城修復検討委員会資料)。一方『道路土工-擁壁工指針』では、土質試験に依らない裏込め土・盛土の砂及び砂礫相当には20kN/㎡とやや大きめの値が設定されている。よって、基本的には実測値もしくは状況に応じて適切な値を用いるべきであるが、不明な場合は前述の実測値のはらつき、土砂混入の可能性も勘案して18 kN/㎡を用いてもよいこととする。

出典:『道路土工一擁壁工指針』(平成24年7月社団法人日本道路協会)

## 2) 土の単位体積重量

土圧の計算に用いる土の単位体積重量  $\gamma$  は、裏込めに使用する土質試料を用いて求める。高さ 8m 以下の擁壁で土質試験を行うことが困難な場合は、土質試験によらないで解表 4-6 の値を用いてもよい。

解表 4-6 土の単位体積重量 (kN/m³)

地 盤	土 質	緩いもの	密なもの
	砂及び砂礫	18	20
自然地盤	砂質土	17	19
	粘 性 土	14	18
裏込め土	砂及び砂礫	2	0
表	砂質土	19	
11111. ————————————————————————————————	粘性土 (ただしωι<50%)	1	8

注)地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれ表中の値から 9 kN/m³ を差し引いた値としてよい。

内部摩擦角(せん断抵抗角) φ・・・・裏栗石の場合は実測値もしくは適切な値、不明な場合は35°を用いてもよい。

裏栗石の内部摩擦角(せん断抵抗角)は、石垣毎にばらつきが大きく、本来は、試験を行い定めるのが本来は望ましい。熊本城における大型三軸圧縮試験では天守石垣で35.6°(単位土砕石2~7号相当)、平櫓石垣で39.6°(玉石、玉砂利)(参考:2022年6月3日熊本城修復検討委員会資料)、高松城天守では安息角測定試験により39.1°の実験値が得られている(参考:『史跡高松城跡(天守台)一石垣解体・修理編―』(高松市、高松市教育委員会2013年)。

35°は、これらの結果を参考にしつつ『道路土工-擁壁工指針』に示された礫質土のせん断抵抗角に倣い示したものである。上記の実験のように、これより大きい数値が期待できる場合もあるが、裏栗石が丸い玉石の場合礫質土の35°よりも小さい値となることもあるので、注意して設定する必要がある。

出典:『道路土工一擁壁工指針』(平成24年7月社団法人日本道路協会)

また、高さ8m以下の擁壁で土質試験を行うことが困難な場合は、経験的に推定した解表4-5の値を用いてもよい。

裏込め土・盛土の種類	せん断抵抗角 (φ)	粘着力 (c) <sup>注2)</sup>
礫 質 土	35°	_
砂 質 土 注1)	30°	_
粘性土 (ただしω <sub>L</sub> <50%)	25°	_

解表 4-5 裏込め土・盛土の強度定数

- 注1) 細粒分が少ない砂は、 礫室土の値を用いてよい。
- 注2) 土質定数を上表から推定する場合は、粘着力 c を無視する。

粘着力 c・・・・・背面地盤について地盤データがわかる場合を除き、考慮しない。

#### 5 上載荷重の設定

石垣上に上載荷重が想定される場合は、実情に応じて荷重を設定する。

石垣上に櫓等の建造物や工作物、樹木などが載っている場合は、その荷重を設定する。 荷重は、築石部にかかる荷重と裏込にかかる荷重を別途考慮し、築石部にかかる荷重は 集中荷重として作用させ、裏込めにかかる荷重は該当範囲に等分布荷重として作用さ せる。建物の荷重分布を詳細に知り得ない場合は、建物重量を等分布荷重として築石か ら裏込まで作用させてもよい(石垣の強度に寄与する築石部にかかる荷重が減となり、 安全側の判断となるため)。

群衆荷重については、建造物の場合は積載荷重の設定に従って設定する。建造物のない上部に人が立ち入る石垣は、実情に応じて荷重を設定する(例えば歩道部の群衆荷重:3.5kN/m²など)が、ほとんど立入のない石垣は群衆荷重を考慮しなくてもよい。

積雪荷重については、雪荷重を考慮する必要のある地方において、石垣の位置や管理の状況に応じて適切に設定する。建築上に積もる積雪荷重は建築基準法施行令に準じて設定するものとし、そのほかは『道路土工-擁壁工指針』等を参考に設定する。

『道路土工-擁壁工指針』では、雪荷重 SW を以下のように算出してよい、とある。

#### SW= $\gamma_s \cdot Z_s$

SW:雪荷重 (kN/m²)

 $\gamma_s$ : 雪の平均単位体積重量((kN/m³) 地方や季節等により異なるが、積雪地帯においては一般的に 3.5kN としてよい。

Zs:設計積雪深(m) 通常の場合には設置地点における再現期間 10 年に相当 する年最大積雪深を考慮すればよい。

### 6 設計水平震度

設計水平震度は、式-1により算出するものとする。

地域係数は考慮しない。

 $k_b = k_{b0} \cdot A$ 

・・・式-1

k<sub>h</sub>:設計水平震度

kho:標準設計水平震度(累積示力線の場合は表-1参照)

A: 特殊石垣(突出部、石塁、半石塁突出形)に関する割り増し係数

城壁の石垣の場合は、底面と天端では明らかに地震動による増幅がある。累積示力線を用いた、熊本城での被害解析から、地盤毎の大地震時での設計水平震度を設定したものである。ここでの地盤の種別は、石垣の底盤位置で設定する。

表-1 標準設計水平震度(kh0): 累積示力線の場合

	地盤の種別			
	I 種 II 種 III 種			
大地震時	0.16	0.20	0.24	

石垣のうち、傾斜した地山へ盛土を行って突出させた部分(突出部)や、石垣タイプ(文化財石垣予備診断指針(案)p.4~5参照)が石塁、半石塁突出形は、それ以外の石垣に比較し壊れやすい傾向にある。そのため標準設計水平震度に以下の係数を掛ける。

特殊石垣(突出部、石塁、半石塁突出形) A=1.2 それ以外 A=1.0

なお、風荷重については、石垣上に樹木がある場合は樹木を通して影響があると考えられるが、暴風は基本的に事前予測し避難が可能なので、本診断では扱わないこととし、 風による影響が懸念される場合は別途対策を考慮する。

## 第4節 判 定

1 判定

以下のいずれかの判定を行う。

- (OK): 石垣が大地震に対し概ね安定しているとみなされる。
- △ (要経過観察): 石垣が大地震に対し不安定になる恐れがある。
- × (NG): 石垣が大地震に対し著しく不安定で、対策の必要がある。
- (OK) と判定されたものは、特段の措置をとらないことができる。
- △ (要経過観察) と判定されたものは、経過観察 (動的モニタリング) または変位観察 を行う。経過観察の結果、変状進行がないものは耐震対策の一応の完了とするが、 経過観察を継続する。

変状の進行が確認されたものは、専門診断に移行する。

×(NG)と判定されたものは、専門診断に移行する。

## 2 判定の目安

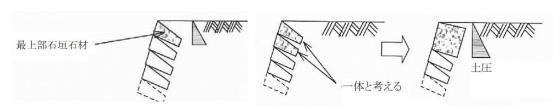
判定は以下を目安とし、総合的に判断を行う。(1) については熊本城の熊本地震の被害分析から設定したもので、II 種地盤想定  $k_h$ =0.20 以上が崩落及びはらみ等が生じていないものから $\bigcirc$ 、 $k_h$ =0.16 以上が崩落していないことから $\triangle$ としたことによる。

- (OK): (1) について大地震時の設計水平震度以上に対して安定、及び(2)、(3) を実施した場合(2)(3)に対して安定。
- △ (要経過観察):(1) について大地震時の8割の設計水平震度以上に対して安定、及び(2)、(3) を実施した場合は(2)(3) に対して安定。
- × (NG): ○、△以外の範囲

# 第2章 築石の安定性評価(転倒、滑動)(累積示力線法)

## 第1節 石垣に作用する土圧の算定

石垣最上部の石垣石材に作用する土圧を算定する。石垣に作用する土圧 Pa は以下に示す「改良試行くさび法」により算定する。改良試行くさび法とは、すべり面と壁体(石垣)に囲まれた土くさびの限界平衝状態において、力の釣り合いにより土圧を求め、すべり面を変化させることにより求められた最大値を土圧とするものである。



(1)石材1個に対する土圧

(2) 複数の石材に対する土圧

図-1 石垣石材に作用する土圧の算定方法

## 第2節 個々の石材の安定検討(転倒、滑動)

- a. 個々の石材に対しては、以下の解析を行う。
  - ①転倒に対する検討
  - ②滑動に対する検討
- b. 前述①②の安定検討を実施する。
- ①転倒については、累積示力線法を用いて評価を行い、②滑動については安全率で評価する。
- c. 安定が確保されていれば、下の石材とその上部の石材は一体と考え、この一体の石材 に作用する土圧を算定する。
- d. 一体と考えた石垣に対して前述①②の安定検討を実施する。
- e. 以下順次、1段下の石材を組み入れながら、繰り返し検討を実施する。

# 第3節 累積示力線による安定性評価

示力線法は、石積擁壁やブロック積擁壁などの設計においては転倒に対する安定性照査に適用されている <sup>1),2)</sup>。示力線は、積み石に作用する土圧や自重などの荷重合力の作用点の軌跡を 1 段目から最上段まで結んだ曲線であり、それが前方に位置するほど安定性が低下することを示す。一般的な示力線法による照査式は、同じ勾配で積み上げられた擁壁を対象としているため、天端に向かうに伴い勾配が急になる寺勾配や宮勾配などで築造される石垣の計算を行なえない。

そこで、橋本・近藤らは、**図-1** に示すように試行くさび法により1段ごとに積み勾配が異なる積み石に作用する土圧を算定し、土圧と石垣の自重による合力の軌跡から示力

線を求める累積示力線法 3)を考案した。石垣に作用する常時及び地震時の土圧、荷重合力の作用点までの距離 d は、式-2~4 から算定する。

$$Pa_{n} = \frac{W_{n} \cdot \sin(\omega_{n} - \phi) - \sum \{Pa_{i} \cdot \cos(\omega_{n} - \phi - \delta - \alpha_{i})\}}{\cos(\omega_{n} - \phi - \delta - \alpha_{n})}$$

$$Pae_{n} = \frac{We \cdot \sin(\omega_{n} - \phi + \theta) - \sum \{Pae_{i} \cdot \cos(\omega_{n} - \phi - \delta - \alpha_{i})\}}{\cos(\omega_{n} - \phi - \delta - \alpha_{n})}$$

$$\cdot \cdot :$$
式-3

ここに、Pa: 常時の土圧、Pae: 地震時の土圧、 $\omega$ : 滑り角、 $\phi$ : 内部摩擦角(せん断抵抗角) $\delta$ : 壁面摩擦角、 $\alpha$ : 積み石の勾配、 $\theta$ : 地震時合成角(= $tan^{-1}kh$ )、W: すべり土塊重量、We: すべり土塊重量とそれに起因する慣性力との合力、kh: 水平震度、L: 積み石の法長、d; 荷重合力の作用点までの距離、M; モーメント、V; 鉛直力である。

・・・式-4

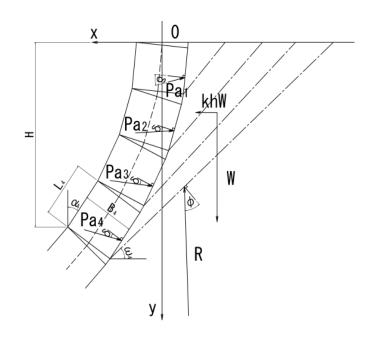


図-2 累積示力線法の計算モデル

## 参考文献

 $d_i = \sum (M_i/V_i)$ 

1)岡積満:間知石の法勾配(1),土木技術第5巻 第9号,pp11-13、1950.10

2)農林水産省構造改善局:土地改良事業計画設計基準設計「農道」,pp629-631,1998.3 3)橋本隆雄,近藤和仁,石作克也:熊本城石垣の示力線による安定性照査の適用性について,第73回年次学術講演会,土木学会,pp. I-581,2018.9.

# 第4節 判 定

- ①転倒の判定は、累積示力線法を用いて行い、累積示力線による合力作用位置が大地震時 に築石のつま先より後方にあればよいものとする。
- ②滑動の判定は、安全率で評価し、大地震時に安全率 1.0 以上であればよいものとする。

# 第3章 石垣根入れ部の安定性評価(滑動、転倒、支持力)

## 第1節 概 要

石垣根入れ部に対する検討は、個々の石材の検討と同様に、基礎と石垣を含めた全体を一体の擁壁と見なし、以下の項目に対し実施する。

- ①滑動に対する検討
- ②転倒に対する検討
- ③支持力に対する検討

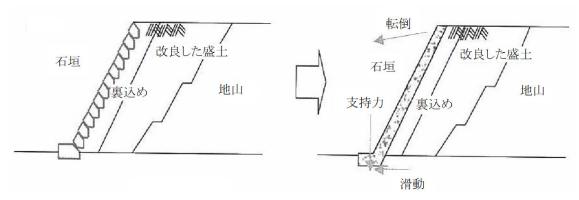


図-3 石垣根入れ部の安定検討の考え方

転倒、滑動、支持力に関する検討方法を以下に示す。

#### 第2節 転倒に対する検討

転倒に対する安全率の計算では、通常の宅地・道路等において受動側の掘削される恐れがあることから、考慮しない。しかし、城壁においては石垣前面が掘削されることは少なく、根石が深いために「道路土工 擁壁工指針」(平成 24 年 7 月 社団法人日本道路協会)を参考に受動土圧を考慮することが考えられる。同指針では、「一般に受動土圧を考慮できる仮想地盤面は、現地盤面または計画地盤面より 1m以上深い位置に設定することが望ましいとしている。受働土圧が発揮される地盤変位は主働土圧に比べて大きいので、算出した受働土圧におおむね 0.5 を乗じた値を前面地盤の抵抗力としている。」記載されている。そこで、修復後では、受働土圧の 1/2 のみを設計的に考慮する。修復前については石垣前面に生じている変形が大きいと考えられるため全受働土圧を考慮する。ただし、城壁石垣の前面が水面・道路で洗堀・掘削される恐れがある場合や築堤されている場合は、考慮しないことが望ましい。

次式は、受動側を考慮した場合の算定である。

修復前:
$$Fs=rac{ 転倒に対する抵抗力}{ 転倒力} = rac{ \Sigma Mr + Mr'}{ \Sigma Md} \ge Fsa$$
 ・・・式ー5 転倒に対する抵抗力  $\Sigma Mr + 0.5Mr'$  転倒力  $\Sigma Md$   $\Sigma Md$ 

修復後:Fs= ----- ≧Fsa ・・・式-6

ここに、

Fs : 転倒に対する安全率

 $\Sigma$ Mr: 転倒に抵抗しようとするモーメント (KN・m/m) =  $\Sigma$ Vi×ai  $\Sigma$ Md: 転倒させようとするモーメント (KN・m/m) =  $\Sigma$ Hj×bj

Vi :石垣作用力及び自重の錯直成分(KN/m)

Ai :石材底面つま先と Vi の作用点との水平距離 (m)

Hj :石垣作用力の水平成分(KN/m)

Bj :Hjの作用点の石材底面からの高さ(m)

Mr':受働土圧による抵抗モーメント

Fsa : 転倒に対する許容安全率

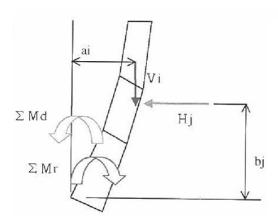


図-4 石垣根入れ部の安定検討の考え方

常時、大地震時の転倒による安全率を表-2に示す。

 安全率

 常時
 1.5

 大地震時
 1.0

表-2 転倒による安定条件

## 第3節 滑動に対する検討

滑動に対する安全率は、『道路土工 擁壁工指針』(平成 24 年 7 月 社団法人日本道路協会)に基づき、修復前については石垣前面に生じている変形が大きいと考えられるため全受動土圧を考慮し、修復後では規準に則り受動土圧が発揮される変位は主働土圧に比べて小さいため受動土圧の 1/2 のみを設計的に考慮する。

次式は、受動側を考慮した場合の算定である。

修復前:
$$\operatorname{Fs}=rac{\operatorname{滑動に対する抵抗力}}{\operatorname{滑動力}}=rac{\operatorname{Rv}\mu+\operatorname{C}\,{}_{\operatorname{B}}\operatorname{B}+\operatorname{Pp}}{\operatorname{R}\,{}_{\operatorname{H}}}{}^{\geq}\operatorname{Fsa}$$
 ・・・式-7

修復後: $Fs=\frac{滑動に対する抵抗力}{滑動力} = \frac{Rv\,\mu + C\,_B\,B + 0.5\,Pp}{R\,_H} \,\, \geqq F\,sa\,\, \cdot \,\, \cdot \,\, \cdot \,\,$ 式-8

ここに

Fs:滑動に対する安全率

Rv: 石材底面における法線方向成分荷重(KN/m) Ru: 石材底面における接線方向成分荷重(KN/m)

μ: 石材と石材(基礎地盤)の間の摩擦係数

CB: 石材と石材(基礎地盤)の間の粘着力(KN/m)

B : 石材底面の底面幅(m)

Pp:受動土圧

Fsa: 滑動に対する許容安全率

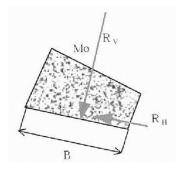


図-5 石垣根入れ部の滑動の

考え方

表-3 に常時、大地震時の滑動に対する安全率(F<sub>S</sub>)を示す。

表-3 滑動による安全率 (FS)

	安全率(F <sub>S</sub> )
常時の土圧	1.5
大地震時の土圧	1.0

## 第4節 支持力に対する検討

# 1 支持力式と支持力係数

極限鉛直支持力度を算定するための支持力式を式-9に示す。この式は、従来のテルツァーギの式に、荷重の傾斜・偏心を考慮し修正した式となっている。ただし、地震時に液状化するおそれのある地盤の場合には、詳細な土質調査を行い、構造物に及ぼす有害な影響が生じないよう十分な検討を要する。

 $q_u = (i_c \cdot \alpha \cdot c \cdot N_c + i_{\gamma} \cdot \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma} + i_q \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$  · · · 式-9

qu : 単位面積あたりの極限鉛直支持力度(k N/m²)

ここに、

 $N_c, N_v, N_a$ : 支持力係数 (図-6、表-4 参照)

C : 支持地盤の粘着力 (k N/m²)

ν1 : 支持地盤の単位体積重量 (k N/m³)

γ2 : 根入れ部分の土の単位体積重量(k N/m³)

 $(\gamma_1, \gamma_2)$ には、地下水位以下の場合には水中単位体積重量を用いる)

 $\alpha, \beta$  : 基礎形状係数(擁壁の形状係数は「連続」を採用する、表-5 参照)

B : 基礎幅 (m)

*Df* :根入れ深さ (m),

 $i_c,i_\gamma,i_q$ :荷重の傾斜に対する補正係数

 $i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2$ 

· ・・式-10

 $i_{\gamma} = (1 - \theta/\phi)^2$  (ただし、 $\theta > \phi$ の場合には $i_{\gamma} = 0$ )・・・式-11

φ : 土の内部摩擦角(°)θ : 荷重の傾斜角(°)

 $tan \theta = R_H / R_V (R_H: 水平荷重、 R_V: 鉛直荷重)$  で、かつ  $tan \theta \leq \mu$  [ $\mu$  は基礎底面の摩擦係数]

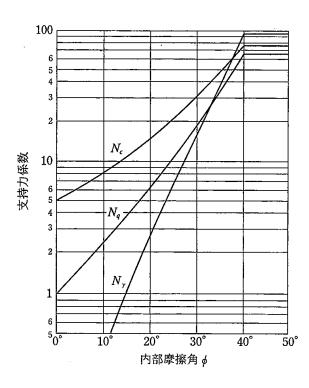


表-4 支持力係数

(出典:「建築基礎構造設計指針」、

(社)

日本建築学会、2019年11月)

$\phi$	Nc	Nq	Nr
0°	5.1	1	0.0
5°	6.5	1.6	0.1
10°	8.3	2.5	0.4
15°	110	3.9	1.1
20°	14.8	6.4	2.9
25°	20.7	10.7	6.8
28°	25.8	14.7	11.2
30°	30.1	18.4	15.7
32°	35.5	23.2	22
34°	42.2	29.4	31.1
36°	50.6	37.8	44.4
38°	61.4	48.9	64.1
40°以上	75.3	64.2	93.7

# 図-6 支持力係数と内部摩擦角 Φ の関係

(出典:「建築基礎構造設計指針」、 (社)日本建築学会、2019年11月)

表-5 形状係数

(出典:「建築基礎構造設計指針」、(社)日本建築学会、2019年11月)

基礎底面の形状	連続	正方形	長方形	円 形
α	1.0	1.2	1.0+0.2 B	1.2
β	0.5	0.3	0.5-0.2 B	0.3

(注) B:長方形の短辺の長さ

L:長方形の長辺の長さ

また、常時、地震時における許容支持力度は式-12により計算する。

$$q_a = \frac{q_u}{F_s}$$
 · · · 式-12

ここに、 q a: 地盤の許容支持力度(k N/m²)

q u: 地盤の極限支持力度(k N/m²)

F<sub>s</sub>: 地盤の支持力に対する安全率(表-6 参照)

支持力に対する安全率  $(F_s)$  は、表-6 に示すように、平成 13 年 7 月に改正された 建築基準法施行令第 93 条に関連する国土交通大臣告示第 1113 号により、極限支持力 に対する常時 (長期許容)、中地震時 (短期許容)の値が規定されている。また、大地 震時は、他の安定計算と同様の 1.0 と設定した。

表-6 支持力に対する安全率 (Fs)

	安 全 率 (F <sub>S</sub> )
常 時(長期許容支持力)	3.0
中地震時 (短期許容支持力)	2/3 = 1.5
大地震時(極限支持力)	1.0

# 第4章 石垣背面全体の安定性評価(円弧すべり解析)

## 第1節 概 要

石垣、裏込め、背面盛土、地山を含めた石垣構造全体の土層断面に対し、円弧滑り解析 を実施し安定性を確認する。

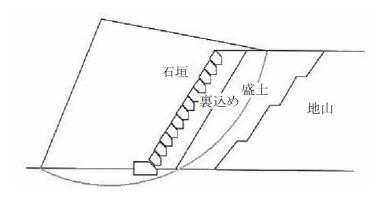


図-7 石垣背面全体の円弧すべりの考え方

円弧滑り解析は次式により安全率を求める。

安全率: Fs=Mr/Md ・・・式-13

ここに

Mr: 土のせん断抵抗によって生じる抵抗モーメント (KN·m)

Mr = Mro + Mrc

Mro:摩擦抵抗モーメント (KN·m) Mrc: 粘着抵抗モーメント (KN·m)

Md: 堤体自重、上載荷重、地震力によって生じる転倒モーメント (KN·m)

Md = Md1 + Md2

Md1: 堤体自重、上載荷重、残留水により生じるもの (KN·m)

Md2:地震力により生じるもの(KN·m)

円弧滑り解析の常時、大地震時の安全率(Fs)を表-7に示す。

 安全率

 常時
 1.5

 大地震時
 1.0

表-7 円弧滑り解析による安全率 (F<sub>S</sub>)

## 第2節 円弧滑り面法

のり面の地震時安定性の検討は、式-14~16 に示す設計水平震度を考慮した円弧滑り面法(修正フェレニウス法)によることを標準とする。スウェーデン式における土塊の有効荷重は、計算上、負の抵抗応力となる場合もあるため、修正フェレニウス法を用いることとする。また、対策工の検討を行うことを考慮して、式に対策工の抵抗力(抑止力)

を加えた。ただし、予想される滑り面が円弧でない場合等においては、複合滑り面等を 設定し修正フェレニウス法以外のより適切な式があればそれを用いることが望ましい。

震度法により地震荷重を求め、安定性を評価する場合においては、

- ① 滑り面形状のとり方
- ② 安定計算の計算式の選定法
- ③ 震度の設定方法及び地震力の作用位置のとり方
- ④ 地震時の十の強度定数の変化

について確立された設計法は存在しないが、ここでは最も一般的である円弧滑り面を 仮定した震度法による安定計算式について説明する。ただし、予想される面が円弧でな い場合には、複合面法等により計算することが必要である。

ここでは、地震力の作用位置は各分割片の重心としている。

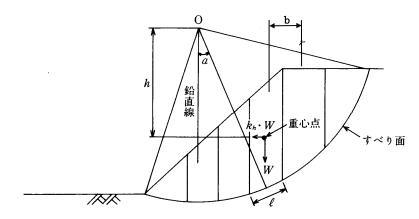


図-8 円弧滑り面法における各分割片に働く力(地震時)

地震と豪雨が重なることは少ないので、地震時には豪雨による浸透水を考慮しないのが一般的である。しかし、盛土内に地下水が存在する等の場合、常時のみでなく地震時においてものり面の安定性を著しく損なう恐れがあるため、地下水位の設定には十分注意する必要がある。石垣の地震時の安定計算は、盛土内に地下水を分布させないように施工するため、全応力法にて計算を行うことを標準とする。ただし、石垣の背後が盛土地盤で地下水位が常時ある場合については、有効応力法により行う。

〈有効応力法による場合〉

$$F_{S} = \frac{M_{R}^{\prime} + \Delta M_{R}^{\prime}}{M_{D}^{\prime}} = \frac{r \sum [C^{\prime} \cdot \ell + \{(W - Ub)\cos \alpha - k_{h} \cdot W \cdot \sin \alpha\} \tan \alpha\}}{\sum (r \cdot W\sin \alpha + k_{h} \cdot W \cdot h)} \cdot \cdot \cdot \vec{x} - 14$$

間げき水圧の測定を伴う繰り返し三軸試験による場合には、式-14を用いることができる。

$$rac{F_S}{=} = rac{M_R' + \Delta M_R'}{M_D'} = rac{r \sum (C_u \cdot \ell) + P \cdot r'}{\sum (r \cdot W \sin \alpha + k_h \cdot W \cdot h)} \cdot \cdot$$
式-15

〈全応力法による場合〉

$$F_{S} = \frac{M_{R}' + \Delta M_{R}'}{M_{D}'} = \frac{r \sum \{C \cdot \ell + (W\cos\alpha - k_{h} \cdot W\sin\alpha) \tan\phi\} + P \cdot r'}{\sum (r \cdot W\sin\alpha + k_{h} \cdot W \cdot h)} \cdot \cdot \text{式-16}$$

ここに、 $F_S$  :安全率(地震時)

 $M'_R$ : 地震時の土塊の抵抗モーメント  $(kN \cdot m/m)$ 

 $\Delta M_R$ : 抵抗モーメントの増分

 $M'_D$  : 地震時の土塊の滑動モーメント (kN・m/m)

P : 対策工の抵抗力(抑止力)(kN/m)

注) 地滑り抑止杭、グラウンドアンカー工、地下水排除工等の対策によって

異なる。

r : 滑り面の半径 (m)

r':対策工の工法により決まるモーメントの腕の長さ (m)

W : 各分割片の単位長さ重量 (kN/m)

U: 各分割片の滑り面上に働く間げき水圧  $(kN/m^2)$   $(U=u_s+u_e)$ 

*us* : 静水圧 (kN/m²)

ue : 地震動によって発生する過剰間隙水圧 (kN/m²)

b : 分割片の幅 (m)

k<sub>h</sub>:設計水平震度(地震力の作用位置は分割片の重心位置)(第IV章 耐震対策参照)

α :各分割片の滑り面の中心と滑り面を円弧とする円の中心とを結ぶ直線が

鉛直線となす角度(度)

h:各分割片の滑り面を円弧とする円の中心と各分割片の重心との鉛直距離 (m)

ℓ : 各分割片の滑り面の長さ (m)

φ : 盛土の内部摩擦角(°)

φ':有効応力に関する盛土の内部摩擦角(°)

C : 盛土の粘着力 (kN/m²)

C': 有効応力に関する盛土の粘着力  $(kN/m^2)$   $C_w$ : 各分割片の滑り面の非排水せん断動的強度

### 第3節 円弧すべり解析に対する設計震度

円弧すべり解析に対する設計水平震度は、地盤の種別に関係なく宅地同等の大地震時で 0.25 とする。

### 第4節 粘着力に関する留意事項

盛土地盤、普通地盤の物性値は、できるだけボーリングのコア採取による土質調査で決定するが、粘着力に関しては一般的な定数と対比して過大評価とならないよう 低減等を行い設定する必要がある。 出典:中日本高速道路株式会社:設計要領土工編、平成24年7月

表 1-17 土質定数

	種 類		状 態	単位体 積重量 (kN/m³)	せん断 抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m²)	地盤工学 会基準 <sub>注2</sub> )	
	礫および 礫まじり砂	締固めたもの	)	20	40	0	{G}	
盛	砂	締固めたも	粒径幅の広いもの	20	35	0	{S}	
	ну	の	分散されたもの	19	30	0	. ,	
土	砂質土	締固めたもの	)	19	25	30 以下	{SF}	
	粘性土	締固めたもの	)	18	15	50 以下	{M}, {C}	
	関東ローム	締固めたもの	)	14	20	10 以下	{V}	
	TÜÜ	密実なものま	たは粒径幅の広いもの	20	40	0	{G}	
	礫	密実でないもの	のまたは分級されたもの	18	35	0		
	がよ 10 10 万	密実なもの		21	40	0	{G}	
	礫まじり砂	密実でないも	<sub>)</sub> の	19	35	0		
	7.1.	密実なものま	<b>には粒径幅の広いもの</b>	20	35	0	{S}	
	砂	密実でないもの	のまたは分級されたもの	18	30	0	(0)	
自		76.66	密実なもの		19	30	30 以下	{SF}
然	砂質土	密実でないも	<sub>)</sub> の	17	25	0	(51')	
地		固いもの (指 <sup>注1)</sup>	fで強く押し多少へこむ)	18	25	50 以下		
盤	盤 粘性土	やや軟らかい で貫入) <sup>注1)</sup>	いもの(指の中程度の力	17	20	30 以下	{M}, {C}	
_		軟らかいもの	)(指が容易に貫入) 注1)	16	15	15 以下		
	粘土およびシルト	固いもの (指 <sup>注1)</sup>	言で強く押し多少へこむ)	17	20	50 以下		
		やや軟らかい で貫入) <sup>注1)</sup>	いもの(指の中程度の力	16	15	30 以下	{M}, {C}	
		軟らかいもの	)(指が容易に貫入) 注1)	14	10	15 以下		
	関東ローム			14	5 ( φ <b>u</b> )	30 以下	{V}	

注1: N値の目安は次のとおりである。

固いもの (N=8~15)、やや軟らかいもの (N=4~8)、軟らかいもの (N=2~4)

注2: 地盤工学会基準の記号は、およその目安である。

## 参考資料1: 設計地震動の設定について

#### (1) 設計地震動

耐震対策においては、建築物等の供用期間中に 1~2 度程度発生する一般的な地震動(中規模地震動)と発生確率は低いが直下またはプレート境界で発生する地震を想定した高レベルの地震動(大規模地震動)の 2 段階の地震動を考慮するものとする。これらの地震動は、地域の特性を強く受けるため敷地周辺における過去の地震情報、活断層情報といった地震環境を十分に反映することが望ましい。建設地点周辺の過去の地震情報、活断層情報、プレート境界で発生する地震情報、地盤構造に関する情報、既往の強震記録等を考慮して適切に設計地震動を設定できる場合には、これを用いてよい。

城壁や伝統的建造物群で用いられている石垣は、公園・宅地等の扱いを受けることから、最低限の基準として、建築物等を支える宅地の基準を用いることが妥当であると考えられる。また、伝統的建造物群を支える石垣は、建築物等の設計地震動を下回ることは望ましくないため、本来、建築物等の設計地震動よりレベルの小さい地震動を設定してはならない。

震度法で用いる設計水平震度は、(式-1)により算出するものとする。

$$k_h = c_{\bar{x}} \cdot k_{h0}$$
  $(\bar{x} \cdot 1)$ 

ここに、

kh:設計水平震度(小数点以下 2 けたに丸める)

e<sub>z</sub>:地域別補正係数(建築基準法施行令第 88 条第 1 項に規定する Z の数値 0.7、0.8、0.9 および 1.0 の 4 段階)

ただし、石垣の設置地点が地域の境界線上にある場合は、係数の大きい方をとるもの とする。

ko:標準設計水平震度(累積示力線の場合は表-1参照)

城壁の石垣の場合は、底面と天端では明らかに地震動による増幅がある。累積示力線を用いた、熊本城での被害解析(橋本隆雄他「熊本城石垣における累積示力線法を用いた耐震性能の検証」(土木学会年次学術講演会講演概要集 2021年))から、地盤毎の中・大規模地震動での設計水平震度を設定したものである。ここでの地盤の種別は、石垣の下部の地盤状況である。ただし、盛土の円弧滑りに対する設計水平震度は、中規模地震動で0.2、大規模地震動で0.25とする。

表・1 設計水平震度の標準値 (kho): 累積示力線の場合

	地盤の種別			
	I 種 Ⅲ種 Ⅲ種			
中規模地震動	0.12	0.15 [0.20]	0.18	
大規模地震動	0.16	0.20 [0.25]	0.24	

注): 盛土の円弧滑りに対する設計の場合は、地盤の種別なく、【 】の値を採用する。

※本来であれば、盛土と石垣の設計水平震度の標準値(kho)を変えるのは好ましくない。 しかし、城壁の石垣の復興及びスクリーニングを考慮すると、この程度の設計水平震度 の標準値(kho)が妥当ではないかと判断した。

また、熊本城での被害分析(「熊本城石垣における累積示力線法を用いた耐震性能の検証」)で、石塁及び半石塁突出形は限界水平震度が0.2以下と低いが、限界水平震度0.16  $\sim 0.2$  の間に位置するものでも崩壊が見られ、他の石垣に比して崩壊しやすい傾向がある。これは地震の増幅効果が影響している可能性がある。これらに整合させるため、設計水平震度の割り増しを1.2 倍ほどとすべきと判断した。石塁及び半石塁突出形で×(NG)の閾値は $0.16 \times 1.2 = 0.192$  となり、概ね整合する。

同様に、各城郭石垣で地震の増幅を FEM 解析で検討したところ、櫓台のように地山の斜面に盛土を行って突出させた部分(突出部)において、被害が生じ易い傾向と加速度の増幅傾向が確認された。よってこれらの突出部も同様に 1.2 倍の割り増しをかけることとする。

## <参考-1> 設計水平震度の標準値の計算根拠

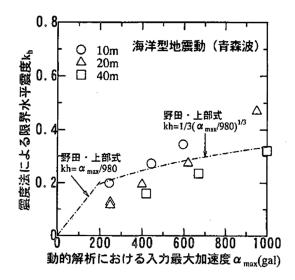
熊本地震の地震応答解析から、石垣の底面と天端との平均最大加速度は、450~500gal となっている。この値を直下型地震動における限界水平震度と限界入力最大加速度の推 定式を用いて検証する。

 $K_h = 0.5 \sim 0.65 \ (\alpha \, \text{smax/g})$ 

 $=0.5\sim0.65$  (450 $\sim$ 500/980)

 $= (0.22 \sim 0.30) \sim (0.26 \sim 0.33)$ 

 $=0.26\sim0.30$ 



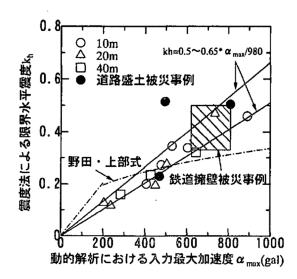


図-4 海洋型地震動における限界水平震度と 限界入力最大加速度の関係

図-5 直下型地震動における限界水平震度と 限界入力最大加速度の関係

出典: 鳥井 剛・黒田 修一・松井 保: 震度法における盛土の限界水平震度と地盤加速 度の関係について、第26回地震工学研究発表会講演論文集、2001.8.

また、熊本地震の熊本市の K-NET からこの値を直下型地震動における限界水平震度と限界入力最大加速度の推定式を用いて検証する。

Kh =  $0.5 \sim 0.65 \ (\alpha \text{ smax/g})$ 

①380gal:熊本地震の EW 成分の最大加速度の場合

 $=0.5\sim0.65$  (380/980)  $=0.19\sim0.25$   $\div0.22$ 

②492gal:熊本地震の3成分の最大加速度の場合

 $=0.5\sim0.65 (492/980) =0.25\sim0.32 = 0.28$ 

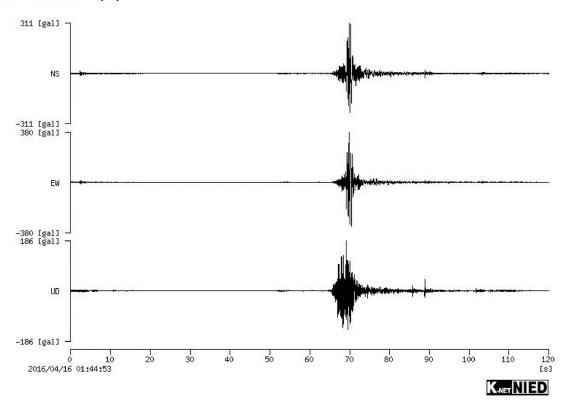
③380gal: 熊本地震の EW 成分の最大加速度の場合でサイクリックな挙動でパルス状の波形となる部分を除いた不規則波のままの最大加速度

 $= (0.5 \sim 0.65) \times 0.65 (380/980) = 0.12 \sim 0.16 = 0.14$ 

④492gal:熊本地震の3成分の最大加速度の場合でサイクリックな挙動でパルス状の 波形となる部分を除いた不規則波のままの最大加速度

 $= (0.5 \sim 0.65) \times 0.65 (492/980) = 0.16 \sim 0.21 = 0.185$ 

#### KMM006 2016/04/16-01:45:08



以上の結果から、 $Kh = 0.25 \sim 0.30$  であると考えられる。

## <参考-2> 宅地の設計地震動の考え方

出典:『宅地防災マニュアルの解説』(平成 19 年 12 月 宅地防災研究会編集 ぎょうせい 発行)

耐震対策においては、宅地または当該宅地を敷地とする建築物等の供用期間中に 1~2 度程度発生する一般的な地震動(中規模地震動)と発生確率は低いが直下またはプレート境界で発生する地震を想定した高レベルの地震動(大規模地震動)の 2 段階の地震動を考慮するものとする。

これらの地震動は、地域の特性を強く受けるため宅地周辺における過去の地震情報、活断層情報といった地震環境を十分に反映することが望ましい。近年、建設地点周辺の活断層の調査結果等に基づき、断層モデルを用いて設計地震動を算定する方法等も開発されつつある。建設地点周辺の過去の地震情報、活断層情報、プレート境界で発生する地震情報、地盤構造に関する情報、既往の強震記録等を考慮して適切に設計地震動を設定できる場合には、これを用いてよい。

また、社会インフラとしての宅地の重要度、地域における位置づけ、周辺施設への影響も 考慮して地震動を設定する必要がある。特に、宅地の地震被害が周辺の鉄道、道路等の公共 性の高い施設の2次被害に結びつくことが予見される場合には、これらの施設で想定してい る地震動を考慮することが望ましい。

ただし、宅地を敷地とする建築物等の設計地震動を下回ることは望ましくないため、宅地を敷地とする建築物等の設計地震動よりレベルの小さい地震動を設定してはならない。

震度法で用いる設計水平震度は、式(IV.3-1)により算出するものとする。

 $k_h = c_z \cdot k_0$  (式V.3-1)

ここに、

kh:設計水平震度

c<sub>x</sub>:地域別補正係数(建築基準法施行令第88条第1項に規定するZの数値)

k<sub>0</sub>:標準設計水平震度(中規模地震動で0.2、大規模地震動で0.25)

本節で示す設計水平震度は、宅地を敷地とする建築物等の設計地震動に相当する地盤の設計水平震度である。国土交通大臣告示 1461 号第 4 項イに規定されている解放工学基盤地震動を用い、様々な地盤条件で 1 次元の地盤の動的解析を実施し、式(IV.3-2)により等価震度を算出した結果、次のような結論を得ている。

Kheq(z)= $\tau_{max}(z)/\sigma_{v}(z)$  (式V.3-2)

ここに、

Kheq(z):深度zにおける等価震度

τ max(z):深度zにおける地震時の最大せん断応力

σ<sub>v</sub>(z): 深度zにおける全上載圧

- ① 地盤に発生するせん断応力から求めた等価震度は、従来の地盤種別補正係数で考慮している、地盤の固有周期が長い地盤ほど震度が大きくなる傾向が見られない。
- ② 中規模地震動の等価震度は 0.2 以下となる。
- ③ 大規模地震動の等価震度は0.25を大幅に超過する。しかし、宅地が設計震度0.25に対して滑り安全率1.0が確保されていると仮定し、等価震度が0.25を上回る超過震度から Newmark法に準じて残留変位を求めると概ね50cm以内となっている。盛土斜面の長さを 20mとすると、この残留変位は2.5%にあたり、「大規模盛土造成地の滑動崩落対策推進 ガイドライン I編変動予測調査編」(平成27年4月)で示されている限界値に相当する。

また、設計水平震度 0.25 で滑り安全率 1.0 を満足する盛土を対象に、動的 FEM 解析で大規模地震時の残留変位を求めた結果、残留変位と盛土斜面の長さの比は概ね 2.5%以下であり、「大規模盛土造成地の滑動崩落対策推進ガイドライン I 編変動予測調査編」(平成 27 年 4月)で示されている限界値以内となっている。

これらより、盛土に対しては中規模地震動で 0.2、大規模地震動で 0.25 の標準設計水平震度とし、滑り安全率 1.0 を確保することにより、概ね中規模地震動に対してはすべりが生じない、大規模地震動に対しては限定された残留変形にとどめることができると考えられる。また、地盤の固有周期が長い地盤ほど震度が大きくなる傾向が見られないため、地盤別補正係数を設けないこととした。

なお、地域別補正係数  $c_z$  は、建築基準法施行令第 88 条第 1 項に規定する Z の数値で示されている値 (0.7,0.8,0.9 および 1.0 の 4 段階) を用いることとする。

動的解析で用いる地震動は、表層地盤の地震時の挙動を評価する必要があるため、表層地盤の影響を受けない、解放工学基盤で設定することとした。工学基盤とは、せん断波速度が400m/s 程度以上で十分な層厚と広がりを有する地層の上面である。

地震動は宅地周辺における過去の地震情報、活断層情報、地震動の伝播に影響を及ぼす地 盤構造、既往の地震記録等を十分に反映して設定することが望ましい。また、地域防災計画 ではこれらの地域の地震環境に応じた想定地震が設定されているため、参考にするのがよい。 なお、動的解析で求める地盤の残留変位は、地震動のスペクトル特性だけでなく、位相特性 や継続時間の影響を強く受けるため、注意が必要である。位相特性や継続時間を適切に考慮 した3波以上の入力地震動を用いる必要がある。

ただし、宅地を敷地とする建築物等の設計地震動を下回ることは望ましくないため、宅地を敷地とする建築物等の設計地震動よりレベルの小さい地震動を設定してはならない。設計 地震動のレベルは、対象とする地盤や施設の固有周期帯域に着目した弾性加速度応答スペク トルで比較することを原則とする。

宅地を敷地とする建築物等の設計地震動に相当する地震動を用いる場合には、国土交通大臣告示 1461 号第 4 項イに規定されている稀に発生する地震動を中規模地震動、極めて稀に発生する地震動を大規模地震動としてよい。同告示に定められた継続時間等を満たし、適切に位相特性を考慮した 3 波以上の入力地震動を用いる必要がある。これらの地震動は、建築物の 1 次設計および 2 次設計で用いる地表面の地震動に対応した解放工学基盤の地震動と見なせるものである。

## <参考-3> 道路の設計水平震度の考え方

出典『道路土工 擁壁工指針』(平成24年7月 社団法人日本道路協会)

#### 5-2-3 地震の影響

地震動の作用に対する照査は、震度法等の静的照査法に基づいて行ってよい。静的 照査法による場合には、地震の影響として考慮する慣性力及び地震時土圧は、設計水 平震度を用いて算出してよい。

地震動の作用に対しては、震度法等の静的照査法に基づき照査を行えばよい。この際、擁壁の自重に起因する慣性力、及び地震時土圧の算定には、式(解 5-1)により算出される設計水平震度を用いてよい。

ここに、地域別補正係数の値及び耐震設計上の地盤種別の算出方法については、「道路 土工要綱 巻末資料 資料-1」によるものとする。

### ここに、

k<sub>h</sub>: 設計水平震度(小数点以下2けたに丸める)

kho: 設計水平震度の標準値で、解表 5-1 を用いてよい

cz : 「道路土工要綱 巻末資料 資料-1」に示す地域別補正係数(ただし、擁壁の設置 地点が地域の境界線上にある場合は、係数の大きい方をとるものとする。)

	地盤種別		
	I 種	II 種	III 種
レベル1地震動	0.12	0.15	0. 18
レベル2地震動	0.16	0.20	0. 24

解表 5-1 設計水平震度の標準値 k<sub>h0</sub>

解表 5-1 の設計水平震度の標準値は、「4-2-6 地震の影響」及び「5-2-4 土圧の算定」に示された慣性力と地震時土圧を考慮したコンクリート擁壁の安定性の照査(静的照査法)に用いることを想定して、地震動レベルに応じてコンクリート擁壁の地震被害事例の逆解析結果に基づいて設定したものである。このため、上記以外の照査法により性能照査を行う場合や、コンクリート擁壁以外の構造物を対象とした照査に解表 5-1 の設計水平震度の標準値を用いる場合は慎重な検討が必要である。なお、レベル 2 地震動の設計水平震度は、「4-1-2(3) 地震動の作用」に示す地震動タイプによらず一律に与えることとした。これは、既往地震の逆解析に用いたデータが限られているため、考慮すべき設計 水平震度に地震動タイプによる有意な差が見られなかったためである。解表 5-1 の設定根拠の詳細については、「巻末資料 資料-3 地震動の作用に対する擁壁自体の安定性の照査に関する参考資料」を参照されたい。

# 参考資料2:前面地盤の受動土圧を考慮する場合

出典『道路土工 擁壁工指針』(平成24年7月 社団法人日本道路協会)

### 「参考 5-1] 前面地盤の受働土圧を考慮する場合

通常の設計で擁壁の前面地盤による滑動抵抗力を無視するのは、前面地盤は埋め戻された部分であり、ある程度変位が大きくならないと確実な受働抵抗の発揮が期待できないこと、洪水時や豪雨時の洗掘や人為的な掘り返し(例えば埋設管補修、路盤復旧工)により前面地盤が取り除かれるおそれがあること、凍結や融解によって受働土圧が十分に発揮されないおそれがあることなどによる。したがって、滑動に対する抵抗力として擁壁の前面地盤の受働土圧を考慮する場合には、これらの事項を踏まえたうえで、受働土圧が考慮できる範囲を設定する必要がある。

一般に受働土圧を考慮できる仮想地盤面は、参図 5-1 に示すように原地盤面または計画地盤面より 1m以上深い位置に設定するのが望ましい。また、洗掘等の可能性の高い場合は河川状況等の条件を十分に考慮して仮想地盤面を設定し、考慮する受働土圧の大きさが過大にならないように安全側の設計をすることが望ましい。なお、前面地盤の埋戻しに当たっては、十分な締固めが行われることが不可欠である。

また、受働土圧が発揮される地盤変位は主働土圧に比べて大きいので、算出した受働 土圧におおむね 0.5 を乗じた値を前面地盤の抵抗力としている。