

# 石積壁の地震時安定性評価と耐震補強工の設計

太田 直之\* 杉山 友康\* 布川 修\*

## Method of Evaluating Stability During Earthquake and Design for Quakeproof Reinforcement for Masonry Walls

Naoyuki OTA Tomoyasu SUGIYAMA Osamu NUNOKAWA

In this report, we proposed methods of evaluating stability and designing quakeproof reinforcements of masonry walls. A simple analyzing model that we already reported is applicable to these methods. When comparing the displacement as calculated by converting the experimental result that applied a model masonry wall to the size of prototype and the result of the analysis, it shows that it agreed. We applied this analysis method to the wall different with height and inclination, calculated displacements and executed a nomogram for the evaluation of stability and designing the reinforcements.

キーワード：石積壁，安定性，耐震補強，設計

### 1. はじめに

石積壁は，その変形・崩壊メカニズムが明らかにされていなかったために，地震に対する安定性を定量的に評価する手法がない構造物であった。そこで，現地調査および模型石積壁を用いた振動台実験を実施して，地震時における変形・崩壊メカニズムを明らかにするとともに<sup>1)</sup>，これに基づく効果的な耐震補強工の提案を行ってきた<sup>2)</sup>。また，振動台実験で得られた模型石積壁の挙動を再現する簡易解析モデルを提案し，その妥当性を検証した<sup>3)</sup>。

本報告では，実験結果を基にして妥当性を検証した簡易解析モデルを用いて，石積壁の地震時の安定性を評価する方法について述べる。さらに，同解析モデルを基本として先に開発した耐震補強工を施工した場合の石積壁の解析モデルを作成し，これを用いた耐震補強工の設計手法について述べる。

### 2. 石積壁の安定性評価

#### 2.1 安定性評価の現状と課題

地震時の石積壁の安定性を解析的手法によって明らかにする研究事例はいくつか知られているが，その多くは個別要素法をはじめとする高度な解析手法による<sup>4)</sup>。しかしながら，実務では様々な条件で構築されている石積壁に対して個々に安定性を評価し，必要に応じて耐震補強工を適切に設計することが求められるため，高度な解析的手法を適用することは現実的ではないと考えられる。

一方，石積壁の安定性を簡易に評価する手法として橋本の評価フローがある<sup>5)</sup>。これは，石積壁の状態に応じて安定性を評価し対策工を選定することができるため，兵庫県南部地震で被災した石積壁をはじめとし，多くの宅地擁壁の耐震評価に用いられてきた実績があるが，定性的な評価指標が用いられているために，評価者の技術的判断が必要となる問題点がある。

このような石積壁の耐震評価に関する現状を考慮すると，様々な構造条件の石積壁に適用可能な簡易な解析手法を基にした安定性評価手法を作成する必要があると考える。そこで，既報<sup>3)</sup>で提案し，その妥当性を確認した石積壁の地震時変形挙動解析モデルを用いた安定性評価手法を検討した。

#### 2.2 石積壁の地震時挙動解析モデル

石積壁の安定性評価に適用する解析モデルを図1に示す。間知石は剛性の高いT字型の梁要素で表し，各間知石の重心を図1のように配している。間知石は，裏グリ石による鉛直および水平方向の地盤ばね $k_{sv}$ ， $k_{sh}$ で支持されている。また，間知石同士は，回転ばね $k_r$ ならびに鉛直および水平方向の摩擦ばね $k_{fv}$ ， $k_{fh}$ で連結している。これらのばね要素はいずれもバイリニア型のばねであり，間知石および裏グリ石を用いた室内実験でそれぞれの特性を得ることができる。

解析モデルの構成や，各要素の設定方法の詳細については既報を参照されたい<sup>3)</sup>。

#### 2.3 実物石積壁の変形解析に用いる要素の特性

##### a) 回転ばね

\* 防災技術研究部（地盤防災）

特集：防災技術

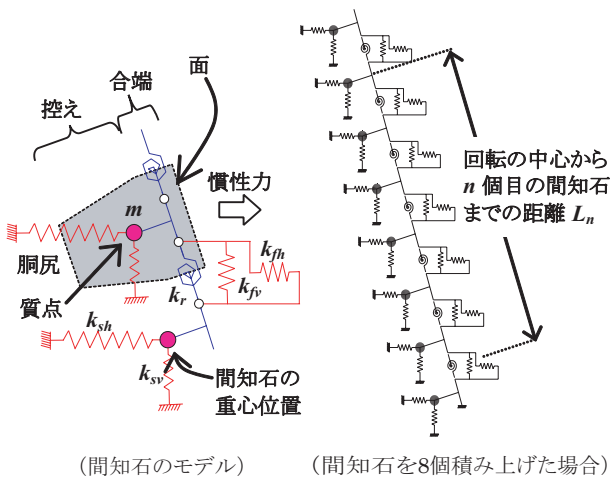


図1 提案する石積壁の解析モデル

実物石積壁の回転ばねは、既報<sup>3)</sup>で述べた模型石積壁の場合と同様の方法で求めた。模型の場合、振動台実験で急激に振幅が増加する以前の片振幅0.3mmから回転ばねを求めた。ここでは、縮尺 $\lambda=1/3$ の場合の変位に関する相似率 $(1/\lambda^3=1/5.2)$ を基にして<sup>1)</sup>、模型による片振幅0.3mmを実物に換算した片振幅1.56mmと、間知石1個の重量520Nおよび間知石の高さから得られるモーメントの総和 $\Sigma m \cdot L_n$ とを用いて回転ばねを求めた。例として壁面勾配1:0.3の場合における高さ毎の回転ばねの大きさを図2に示す。

b) 摩擦ばね

間知石間に作用する摩擦特性を把握するために、実物の間知石に多く使用されている花崗岩を用いてせん断試験を行い、間知石間に働く変位と上載荷重との関係求めた。試験の結果、せん断応力がピークに達したときの変位 $d$  (mm)と上載荷重 $\sigma_n$  (kN/m<sup>2</sup>)との関係は $d=0.0003\sigma_n+0.1001$ 、ピークせん断応力 $\tau_p$  (kN/m<sup>2</sup>)と上載荷重 $\sigma_n$ との関係は $\tau_p=0.473\sigma_n+15.8$ 、最大せん断応力 $\tau_{max}$  (kN/m<sup>2</sup>)と上載荷重 $\sigma_n$ との関係は $\tau_{max}=0.921\sigma_n+61.2$ がそれぞれ得られた。これらから実物間知石の摩擦ばねを高さ毎に求めた。一例として高さ3mの場合の摩擦ばねを図3に示す。

c) 地盤ばね

実物石積壁に用いられている裏グリ石と同等の粒度分布を有する円礫材を高さ1mから落下させて供試体を作成し、平板載荷試験を行って実物裏グリ石の変形特性を求めた。実験に用いた円礫材の最大密度は $\rho_{dmax}=1.890\text{g/cm}^3$ 、最小密度は $\rho_{dmin}=1.557\text{g/cm}^3$ である。したがって、供試体の乾燥密度 $\rho_d=1.706\text{g/cm}^3$ は相対密度 $D_r=49.5\%$ に相当する。

試験の結果、地盤反力係数 $k_s=129\text{MN/m}^3$ が得られ、この $k_s$ と間知石の胴尻の面積 $A=64\text{cm}^2$ から求めた値 $k_s \times A=0.83\text{MN/m}=8.3 \times 10^2\text{N/mm}$ を地盤ばねとして用いた。

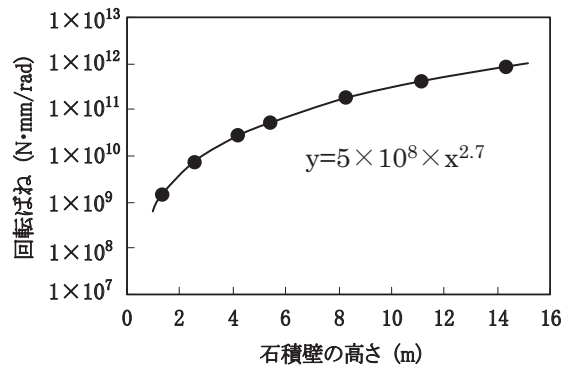


図2 間知石の高さ別の回転ばね

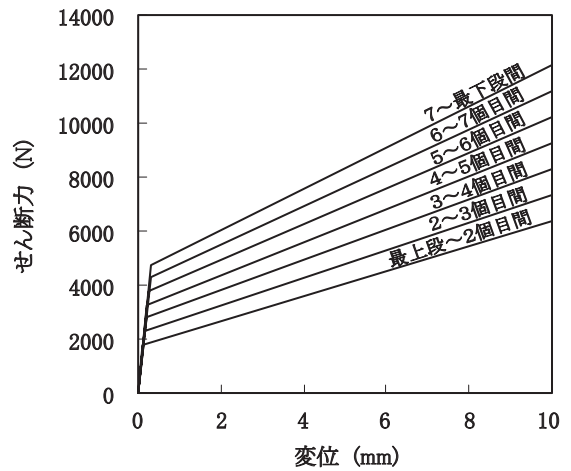


図3 間知石間の摩擦ばね (高さ3mの石積壁の場合)

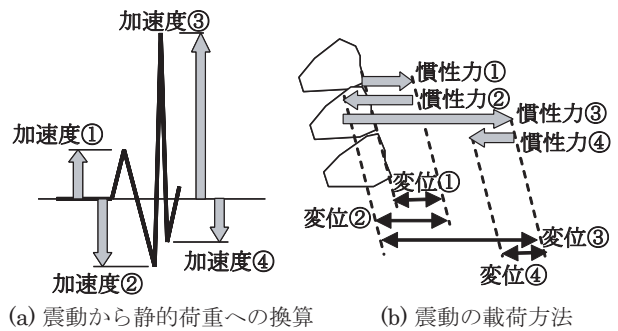


図4 地震動の入力方法

2.4 地震動の入力方法

入力地震動としては、構造物の耐震設計に用いられる設計地震動<sup>6)</sup>のうち、地盤種別「G3普通地盤(固有周期0.25~0.5秒)」におけるL1地震動、L2地震動スペクトルI、L2地震動スペクトルIIを選定した。

既報<sup>3)</sup>では、正弦波を用いた振動台実験の結果の再現にあたって、一波の加速度による慣性力を解析モデルに静的に載荷して得られる変位量を載荷波数分累積することで、残留変位を算定できることを示した。そこで、設計用地震動の入力にあたって、同様に静的な入力方法を適用することとした。

すなわち、地震動から図4(a)の加速度①~④のようにピーク毎に加速度を求めて、この加速度と間知石の質量

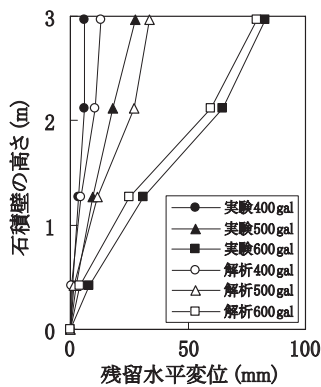


図5 実験結果と解析結果との比較  
(勾配 1:0.3, 高さ 3m の場合)

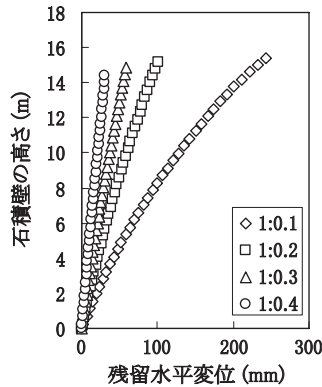


図6 実物石積壁の挙動解析結果  
(L2 スペクトル II 地震動の場合)

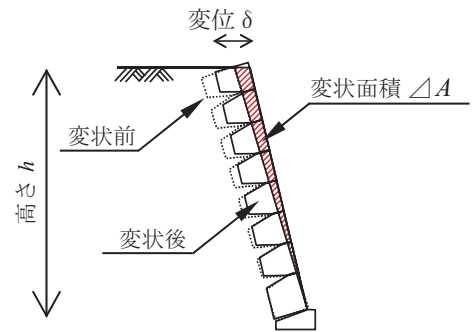


図7 変状面積の定義

から慣性力を算定し、図4(b)のように石積壁の解析モデルに作用させて変位を求めた。このとき、慣性力①に対する変位を算定し、この変位を初期値として慣性力②を作用させて残留変位を算定し、このような計算を繰り返して逐次変位を求めた。ここで、石積壁の固有値を大幅に超える高周波については、実際には石積壁に影響を及ぼさないものと考えられるが、ここでは設計用地震動に含まれる全てのピーク値を外力として入力した。

### 2.5 実験結果から求めた実物石積壁の変形量と解析結果との比較

実物大の間知石を8段積み上げた高さ約3mの解析モデルを作成して上述の手法で解析を行い、振動台実験の結果を再現した。実験では実物の1/3スケールの模型を使用しているため<sup>1)</sup>、相似則に則り実験結果を実寸大に換算した。また、実験では模型石積壁に一定振幅の正弦波加速度を入力しているため、解析では加速度の振幅値から算定される慣性力を入力して得られる変位量を載荷波数(20波)分累積して加振後の残留変位を求めた。

残留変位について、模型実験結果を実物大に換算した値と解析結果とを比較した結果を図5に示すが、それぞれはよく一致していることがわかる。また、最大変位が50mmを超えるような大変形が発生した場合、解析結果は実験結果を下回るが、変位発現の初期段階では解析結果が実験結果を若干上回っており、本解析手法は実務への適用に耐えうる手法であると判断した。

### 3. 要求性能を考慮した安定性評価

上述の解析方法を用いて、石積壁にL2地震動スペクトルII適合波が作用した場合の残留水平変位を算定した結果を図6に示す。解析対象とした石積壁は、高さ15m、勾配1:0.1, 1:0.2, 1:0.3, 1:0.4の4種類であり、堅剛な基礎地盤上に構築された空積みによる石積壁である。解析結果から、勾配1:0.1および1:0.2の石積壁には崩壊に至

るほどの大変形が発生するが、1:0.3および1:0.4の石積壁は急勾配化するものの倒壊は免れることが推定される。

このように地震によって崩壊しないまでも顕著な変形が発生する石積壁については、線区の要求性能に応じた安定性を定量的に評価する必要がある。たとえば、輸送密度によって補修作業のし易さは異なり、輸送密度が高い線区の石積壁が変状した場合には、補修作業にかけられる時間は限られている。このため、小さい変状を閾値として安定性を評価し、必要に応じて予め補強しておくことが必要とされる。一方、輸送密度が低い線区では補修作業が容易であるため、安定性の閾値を大きめの変状に設定できると考えられる。このような線区要求性能を考慮した石積壁の地震時安定性評価方法を、上述の解析方法を用いて求めた変形量を基にして検討した。

### 3.1 評価指標

安定性の評価指標としては、間知石の最大水平変位や変形後の壁面勾配などが考えられる。しかし、様々な高さの石積壁について一定基準での安定性評価を想定すると、最大水平変位を指標とした場合には壁高が低い石積壁の安定性を過大に評価し、また、勾配を指標とした場合は壁高が高い石積壁の安定性を過大に評価することが考えられる。そこで、石積壁の高さに関わらず石積壁の安定性を評価できる指標を検討した。

堅固な基礎地盤上に構築された石積壁では、変位が生じ始める段階において、下端を回転の中心とした転倒モードの変形を示す<sup>1)</sup>。このとき変形前後の石積壁断面の様子を示すと図7のようになり、式(1)で表される網掛け部分の変状面積 $\Delta A$ を変形前後の差異、すなわち変状と捉えることができる。

$$\Delta A = \frac{\Delta\delta + h}{2} \quad (1)$$

ここで $\Delta\delta$ は水平変位、 $h$ は石積壁の高さである。

また、地震時における石積壁の変形は、壁面前方へ変位した間知石の背後を埋めるように裏グリ石が移動する

特集：防災技術

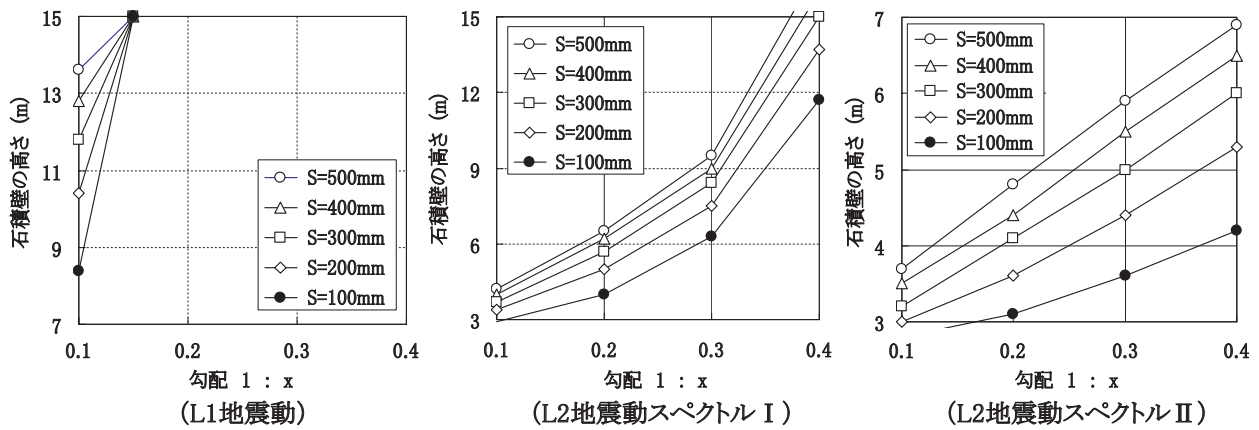


図8 安定性評価ノモグラム

ことで、石積壁の壁面に残留変位が生じる<sup>1)</sup>。このような裏グリ石の移動が変状の要因であることから、裏グリ石の移動量を定量的に表すことで石積壁の変状を評価することができると考えられる。したがって、石積壁の変形によって生じる図7の網掛け部分の面積から式(2)によって裏グリ石の移動の結果として生じる沈下量 $S$ を換算し、石積壁の変状程度を示す指標として用いることで、変形メカニズムに則した安定性評価が可能となる。

$$S = \frac{\Delta A}{D} \quad (2)$$

ここで、 $D$ は裏グリ石層の厚さ（奥行き）である。

3.2 安定性評価ノモグラム

石積壁の高さと勾配および入力地震動をパラメータとし、上述の解析方法を用いたケーススタディを行い、解析結果から求めた変状面積を基にして各ケースにおける沈下量を算定し、図8のようなノモグラムを作成した。

例えば、L2地震動スペクトルIIを想定した場合、勾配1:0.3で高さ3mの石積壁の裏グリ石には100mm以下の沈下が発生すると算定されるが、同じ勾配でも6mの石積壁の裏グリ石には500mm以上の沈下が発生することがわかる。間知石1個の高さ（面の対角線の長さ）は約420mmであることから、勾配1:0.3、高さ3mの石積壁における最上段の間知石は、地震後も裏グリ石に支持されているが、高さ6mの石積壁における最上段の間知石は、地震後、裏グリ石の支持が無くなることを意味している。仮に、L2地震動スペクトルIIに対して、石積壁の補修を必要としない程度の変状として裏グリ石の沈下量100mm以下を許容値とすれば、勾配1:0.2および1:0.3の石積壁では高さ4m以上、勾配1:0.4の石積壁では高さ5m以上の場合、何らかの耐震補強が必要と評価できる。

このように、図8に示すノモグラムを用いることで、地震による石積壁の変形量の概略値を求めることができ、線区の要求性能を考慮した石積壁の簡易的な安定性評価が可能となる。

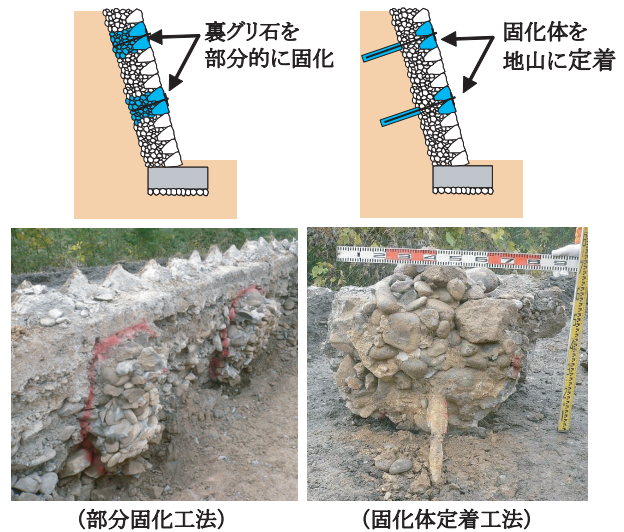


図9 石積壁の耐震補強工

4. 耐震補強工の設計

4.1 耐震補強工の概要

設計対象とする補強工は、石積壁の耐震補強工として開発した部分固化工法および固化体定着工法の二種類である<sup>2)</sup>。部分固化工法は、図9のように隣接する4個の間知石とその背後の裏グリ石のみを固化することで間知石のもたれ効果を増加させる工法である。また、固化体定着工法は部分固化工法で形成した固化体を背後の地山に定着する工法であり、部分固化工法よりもさらに高い耐震性能を得たい場合に適用する工法である。

4.2 耐震補強工を施工した石積壁の地震時挙動解析

部分固化工法および固化体定着工法を施工した場合の石積壁をモデル化したものを図10に示す。部分固化工法は、隣接する4個の間知石とその背後の裏グリ石のみを固化させる工法である。したがって、固化体の大きさから算定した重心位置と固化体の寸法とからT字型に組んだ梁要素の長さを設定し、この重心位置に固化体の重量

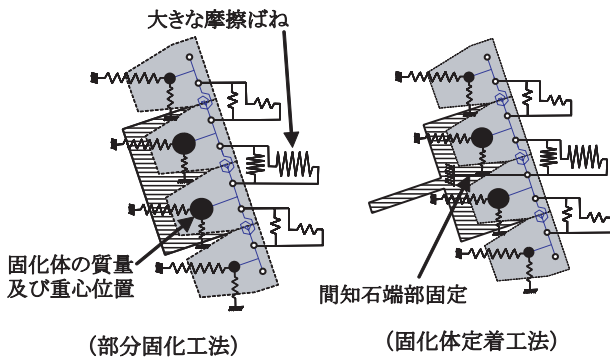


図10 耐震補強工のモデル化

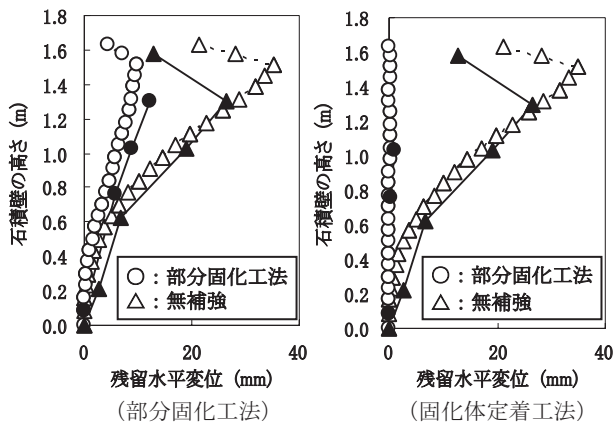


図11 耐震補強工を施工した石積壁の実験結果と解析結果との比較（入力加速度 600gal）

を質点として配した。固化体を表す梁要素の下端の回転ばねは、固化体の重量および質点の位置を考慮して、他の間知石と同様に、石積壁下端を回転の中心とするモーメントを基に決めた。固化した上下ふたつの間知石間に働く摩擦ばねは、極端に大きな（抵抗の大きい）値を適用し、固化されることによってふたつの間知石が拘束されるよう条件を再現した。地盤ばねは、補強工を施工しない場合のものと同じの特性を設定した。

また、固化体定着工法の場合、固化した部分を背面地山に定着させることから、モデルでは、固化した上下ふたつの間知石の下側間知石上端を固定することで固化体の定着を表現した。

耐震補強工を施工した模型石積壁を用いた振動台実験の結果と解析結果とを合わせて工法別に図11に示す。解析結果と実験結果はよく一致しており、図10のモデルは耐震補強工を施工した石積壁の挙動を再現できていると考えられる。

#### 4.3 耐震補強工の施工間隔

上述のように、二次元鉛直断面上での耐震補強工の効果を図10の解析モデルを用いることで評価できることが明らかになった。一方、実際の石積壁は三次元的に連

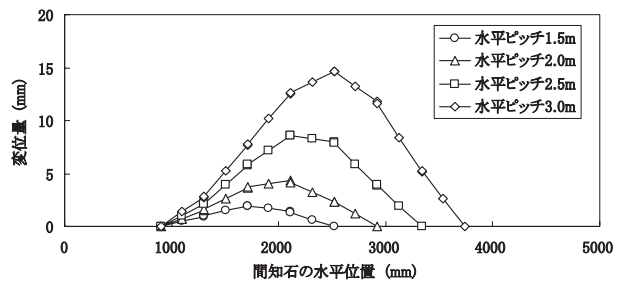


図12 耐震補強工の水平施工間隔ごとの変位量

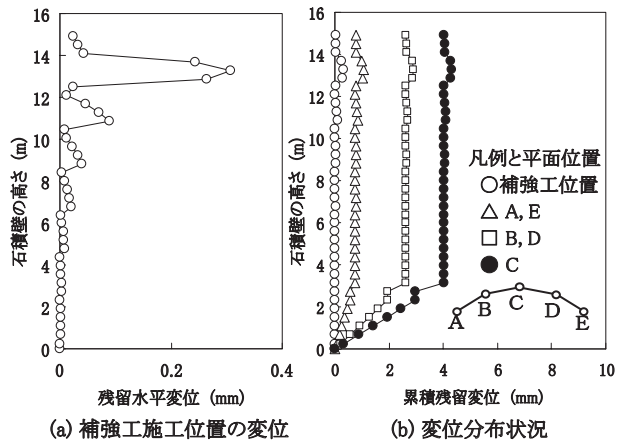


図13 石積壁の三次元変位分布

続する構造物であり、提案する耐震補強工の設計にあたっては、水平方向の施工間隔を検討する必要がある。

間知石間の接続条件は水平・鉛直で基本的に変わらないため、水平断面における石積壁の解析についても鉛直断面のモデルと同様のモデルを用いて検討した。ただし、鉛直断面のモデルでは、回転ばねおよび摩擦ばねの値に高さを考慮して決めた値を用いたが、水平断面のモデルでは同一高さにある間知石についての解析を行うため、回転ばねおよび摩擦ばねにそれぞれ等しい値を適用することとした。

また、補強工施工箇所は地山に固定されているものとし、解析モデルの上・下端の回転ばねは固定端とした。

このような水平断面の解析モデルを用いて、1.5m間隔（間知石4個に1箇所）、2m間隔（5個に1箇所）、2.5m間隔（6個に1箇所）、3m間隔（7個に1箇所）で耐震補強工を施工した石積壁に地震動が作用した場合の水平変位量を算定した。例として勾配1:0.3の石積壁の最上段間知石にL2スペクトルIIが作用した場合の変位量を図12に示す。両補強工施工位置の中間に最大変位が現れ、左右の補強工施工位置に近い間知石ほど変位が抑制されていることがわかる。

#### 4.4 耐震補強工施工間隔選定ノモグラム

鉛直および水平方向の二種類の断面に対する解析結果を用いて、耐震補強工を施工した場合の石積壁の三次元的な変位分布を求める。

特集：防災技術

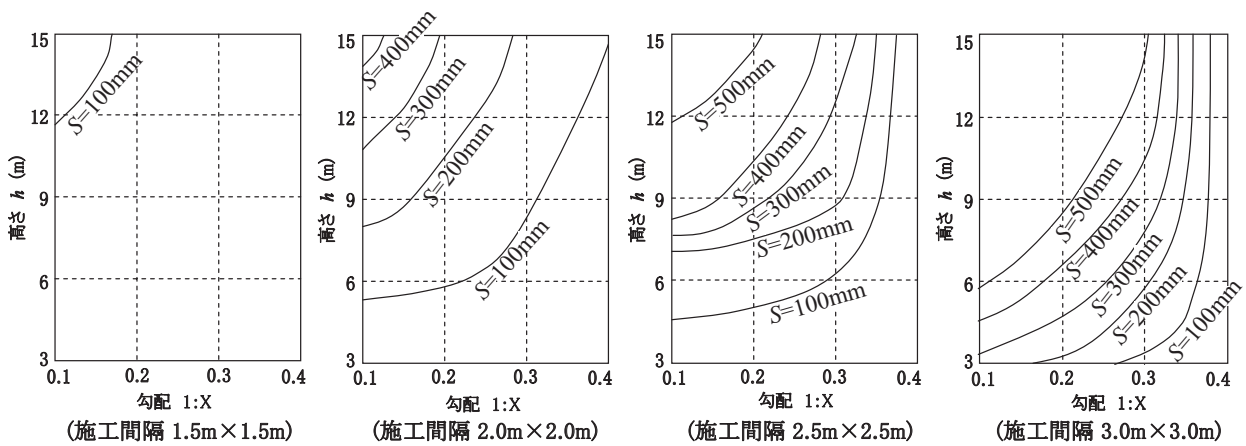


図14 固化体定着工法の配置間隔と裏グリ石の沈下量との関係 (L2地震動スペクトルⅡ適合波)

例として、高さ15m、勾配1:0.3の石積壁に対して、間知石5個毎に1箇所(約2.1mに1箇所)固化体定着工法を施工した場合の、施工箇所の鉛直断面に生じる変位を計算すると図13(a)のようになる。ここで、同図は入力地震動にL2地震動スペクトルⅡ適合波を用いた場合を示している。壁の上方にある補強工を施工していない間知石ほど大きく変位している。最大変位は上から5個目の間知石に現れているが、その量は0.3mmと僅かである。

一方、図12に示したように、水平方向に5個毎に1箇所の間隔で補強工を施工した場合の最大変位は4.0mmあり、鉛直断面の最大変位に対して、水平断面の最大変位は10倍以上あり、変位抑制効果に対しては水平施工間隔が支配的であることがわかる。

図13(a)に示した鉛直方向変位分布に、図12の水平方向変位分布を加算して求めた石積壁の三次元的な変位分布を図13(b)に示す。現実の石積壁では下方の回転ばねほど大きな値を有するため、実際には壁の下方ほど変位は小さくなるものと推定されるが、ここでは、同一の回転ばねを用いて計算した水平断面の変位量を全ての高さの間知石に適用している。また、石積壁下端は基礎に固定されているため変位しないものと仮定し、耐震補強工施工位置の最下段よりも下方の間知石の変位は、下端に向かって徐々に小さくなるものとした。

上述のようにして、補強工施工後の三次元的な変位分布が得られることから、ケーススタディを行い、各条件の石積壁に対する最適な補強工の間隔を求めた。変状を表す指標としては、上述した補強工がない場合の石積壁の安定性評価と同様に、変状面積から求めた裏グリ石の沈下量を用いた。

L2地震動スペクトルⅡ適合波に対する計算結果を図14に示す。勾配1:0.3、高さ6mの石積壁の裏グリ石には、500mm程度の沈下が発生していたが(図8)、たて1.5m×横1.5m配置で耐震補強工を施工することで、裏グリ石に生じる沈下量は100mm以下に抑えられることがわかる。

5. おわりに

本報告で示した解析手法を用いることで、石積壁の地震時の安定性を評価できることを明らかにした。また、図8および図14に示したノモグラムを用いることで、線区の重要度に応じた安定性評価と耐震補強工の適正配置の選定が可能となる。

これらの安定性評価および耐震補強工設計手法は、石積壁の解析に従来用いられてきた手法と比較して簡便であるとともに、地震時の安定性を客観的に評価できる手法として有効であると考えられる。また、本報で示したノモグラムを用いることで、標準的な石積壁に対する安定性評価と耐震補強工の設計が容易に行えることから、これらの手法の実務への展開を図って行きたいと考えている。

文献

- 1) 太田直之, 杉山友康, 岡田勝也, 鳥井原誠, 山本彰, 山田祐樹: 間知石による石積壁の地震時変形メカニズムに関する実験的研究, 土木学会論文集F, Vol.62, No.2, 2006.3
- 2) 太田直之, 杉山友康, 岡田勝也, 布川修, 鳥井原誠, 山本彰, 山田祐樹: 間知石を用いた石積壁を対象とした耐震補強工の開発, 土木学会論文集F, Vol.63, No.2, 2007.3
- 3) 太田直之, 杉山友康, 布川修: 石積壁耐震補強工の設計に用いる簡易な変形解析手法, 鉄道総研報告, Vol.21, No.1, 2007
- 4) 渡嘉敷直彦, アイダンオメル, 清水泰弘, 川本眺万: 個別有限要素法 (DFEM) による不連続性岩盤および石積み構造の力学的安定性評価, 第11回岩の力学国内シンポジウム講演概要集, 2002.1
- 5) 橋本隆雄: 宅地擁壁の耐震補強・補修の技術について, 基礎工, 2001.4
- 6) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説—耐震設計編, 丸善, 1992