

石積擁壁の耐震補強効果の検討のための SPH DEM連成解析法の開発

小野 祐輔¹・相澤 類²・酒井 久和³・太田 直之⁴・中島 進⁵・藤原 寅士良⁶
・高柳 剛⁷・湯浅 友輝⁸・池田 勇司⁹

¹正会員 鳥取大学大学院准教授 工学研究科 (〒 680-8552 鳥取県鳥取市湖山町南 4-101)

E-mail: ysk@cv.tottori-u.ac.jp

²非会員 法政大学 デザイン工学部 (〒 162-0843 東京都新宿区市谷田町 2-33)

³正会員 法政大学教授 デザイン工学部 (〒 162-0843 東京都新宿区市谷田町 2-33)

E-mail: hisakai@hosei.ac.jp

⁴正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 防災技術研究部 (〒 185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

E-mail: naoyuki@rtri.or.jp

⁵正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒 185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

E-mail: nakajima.susumu.99@rtri.or.jp

⁶正会員 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター (〒 151-8578 東京都渋谷区代々木 2-2-2)

E-mail: t-fujiwara@jreast.co.jp

⁷正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 防災技術研究部 (〒 185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

E-mail: takayanagi.tsuyoshi.42@rtri.or.jp

⁸正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 防災技術研究部 (〒 185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

E-mail: yuasa.tomoki.49@rtri.or.jp

⁹非会員 法政大学デザイン工学部 (〒 162-0843 東京都新宿区市谷田町 2-33)

E-mail: yuji.ikedada.66@adm.hosei.ac.jp

本研究では、SPH (Smoothed Particle Hydrodynamics) 法と個別要素法 (Discrete Element Method) を組み合わせ、石積擁壁の耐震対策工法の効果を検証するために利用できる数値解析法の開発を行った。開発した解析法を検証するために、既往の石積擁壁の耐震補強工法の効果を検証した実験を対象とした再現解析を行った。現時点において、参考にした実験を忠実に再現するためのモデル化と解析手法の開発が十分ではないため、実験結果を精度良く再現するには至っていない。しかしながら、本研究で示した解析方法によって、耐震補強として地山補強材を用いた場合に、石積擁壁の耐震性の向上を示すことができた。

Key Words: Stone masonry retaining wall, seismic reinforcement, Smoothed particle hydrodynamics method, Discrete element method

1. 研究の背景と目的

古来から石積擁壁は法面の防護工として広く用いられてきたが、地震に対して脆弱な構造物であり、近年でも多数の被害が生じている。これらの被害の発生メカニズムの詳細な分析や、耐震補強工法の効果の検証には実験を行うことが望ましいが、実際に供試体を作成して実験を実施するには多大なコストが必要となる。そのため、数値解析法を用いた数値実験の活用が望まれている。通常、土木構造物を対象とした数値解析には有限要素法 (Finite Element Method, FEM) が用いられることが多いが、石積擁壁に適用した場合^{1),2)}、不連続面や大変形の取り扱いに問題がある。そのため、個別要素法 (Distinct Element Method DEM)^{3),4),5)}、不連続変形法 (Discontinuous Deformation Analysis, DDA)^{6),7)} といった離散体の力学に基づく手法が用いられることがある。しかしながら、これらの手法では、弾性応答

の再現性やパラメータ設定に難しさがあり、決定的な手法とはなっていない。一方、小野ら⁸⁾は、大変形や破壊現象の取り扱いが比較的容易である Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) 法の適用を試みた。SPH 法は、銀河系の衝突や惑星の誕生などの宇宙物理学の分野で開発された数値解析手法であるが、土木工学においても地盤崩壊など、大変形を取り扱う必要のある解析に使用される事例^{9),10),11),12)}が増えつつある。

小野ら⁸⁾は、石積擁壁の地震時挙動の詳細な解析を行うことを目的として、積石の SPH 粒子によるモデル化及び積石と地盤材料との相互作用を表す力学モデルを提示した。さらに、既往の模型振動実験を対象とした再現解析を実施し、SPH 法による石積擁壁の地震応答解析への適用性を検証した。

本研究では、小野ら⁸⁾を発展させ、近年開発が進められている石積擁壁の耐震対策工法の効果を検証するために利用できる数値解析法を開発することを目的と

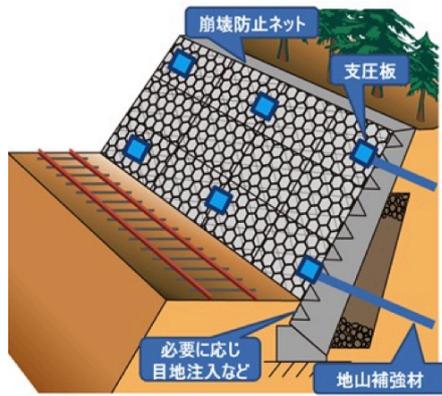


図-1 崩壊防止ネットと地山補強材を用いた石積擁壁の耐震対策法¹³⁾



図-2 実験で用いられた模型の例¹³⁾

する．そこで，窪田ら¹³⁾による石積擁壁の耐震補強工法の効果を検証した実験を対象として，SPH法による数値解析プログラムの開発と再現解析を行った．この補強工法では，崩壊防止ネットにより積み石の抜け出しに伴う全体的な崩壊防止効果とともに，ネットの引き留めによる一体化効果を期待している．さらに，地山補強材には背面地盤の安定化を期待している．この工法の効果を数値解析によって再現するためには，崩壊防止ネットと地山補強材の適切なモデル化が必要となる．しかしながら，これまでのところ崩壊防止ネットをSPH法による解析に導入するためのモデル化ができていないため，本論文では地山補強材の効果に限って検討を行った．

2. 対象とした実験の概要

窪田ら¹³⁾は，石積擁壁の地震時の崩壊メカニズムと補強工法による耐震補強効果を確認することを目的として，模型を擁壁側が下になるように地山側を徐々に引き上げていく傾斜実験と振動台実験を行った．この実験では，高さ5m程の石積擁壁を1/7程度に縮小した模型を用

いている．実験に用いられた擁壁は，66mm99mm45mmの大きさの積石の布積みで作成されており，裏込めにモルタル等を使用しない空積みである．図-2に実験で用いられた模型の一例を示す．

実験に用いられた供試体は，擁壁背面の地山として盛土地盤，切土地盤の2種類，それぞれの地山に対して地山補強材と崩壊防止ネットによる耐震補強対策を施したものを，施していないものの計4種類であった．

地山補強材は，実物の径150mm程度の補強材が打設された場合を想定して，芯材径 $\phi=20\text{mm}$ のアルミニウム製の円柱の表面に，東北珪砂6号を接着したものが用いられた．崩壊防止ネットについては落下防止に用いられる高分子ネットの利用を想定し，ポリエチレン製のネットが使用された．

耐震補強が施された供試体を対象とした実験は，傾斜実験，振動台実験共に崩壊防止ネットが有効に作用することを確認した後，ネットを切断し擁壁が崩壊するまで行われた．傾斜実験は，無対策の盛土地盤，切土地盤，及び耐震補強を施した盛土地盤，切土地盤の合計4ケースが行われた．一方，振動台実験は，無対策の盛土地盤と耐震補強を施した盛土地盤の2ケースが行われた．この実験で得られた結果について，本論文に関連するものを要約すると以下ようになる．

まず，無対策模型に対する実験では，傾斜実験において，盛土地盤，切土地盤のいずれも，擁壁の中腹がせり出すようにして崩壊が起きた．一方，振動台実験では，擁壁上部ほど大きく変位し，擁壁全体で転倒するモードから崩壊に至った．盛土地盤では，傾斜実験，振動台実験のいずれにおいても，地山にすべり面が発生し，地盤の崩壊を伴って擁壁が崩壊する．一方，切土地盤では，地山は崩壊せず，裏グリ石と積石のみが崩壊した．

次に耐震補強を施した模型に対する実験では，傾斜実験において，盛土地盤では，崩壊防止ネットの有無に関わらず，擁壁は崩壊しなかった．一方，切土地盤では，崩壊防止ネットが有る場合には擁壁は崩壊せず，ネットを切断した後に崩壊した．盛土地盤の振動台実験では，崩壊防止ネットが有る場合，擁壁は崩壊しなかった．一方，崩壊防止ネットを切断した実験では，擁壁の最上部と中腹付近の地山補強材が抜け出すように崩壊が生じた．このときの入力加速度の振幅は778galであった．

3. 解析方法

(1) Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) 法

SPH法では，連続体中の位置 x における物理量 $f(x)$ の近似値 $\langle f(x) \rangle$ を，カーネル関数 $W(x, h)$ を用いた重

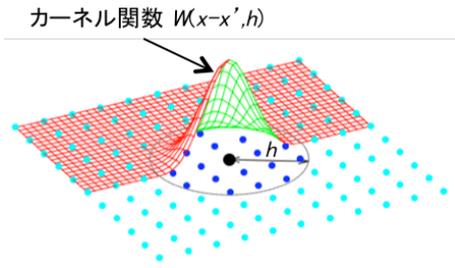


図-3 SPH 法による離散化

み付き平均として次式のように求める^{14),15)} .

$$\langle f(x) \rangle = \int_{\Omega} f(x') W(x-x', h) dx' \quad (1)$$

ここで、 $W(x, h)$ はカーネル関数と呼ばれる重み関数である。SPH 法においてカーネル関数は、原点で頂点を持ち、原点から離れるに従って単調減少し、距離 h 以上でゼロとなる形状を持つ関数が用いられる。

次に、解析対象となる連続体を粒子と呼ばれる微小単位に分割することで、式 (1) を次のように離散化する。

$$\langle f(x) \rangle = \sum_{j=1}^N m_j \frac{f(x_j)}{\rho_j} W(x-x', h) \quad (2)$$

ここで、 m_j, ρ_j はそれぞれ粒子 j の持つ質量と密度である。

図-3 は、二次元問題を対象として SPH 法における粒子を用いた離散化の概念を模式的に表したものである。ある一つの粒子に着目した場合、この粒子を中心に半径 h の円を描き、この円内にある粒子の持つ物理量をカーネル関数を重みとした重み付き平均により求める。

(2) 運動方程式の離散化

連続体の運動方程式は、次式で与えられる。

$$\frac{dv^\alpha}{dt} = \frac{1}{\rho} \frac{\sigma^{\alpha\beta}}{x^\beta} + b^\alpha \quad (3)$$

ここで、 v は速度、 t は時間、 σ は応力、 b は物体力、添字 α 及び β は座標軸を表す。

式 (3) を SPH 法によって離散化することにより、次式を得る。

$$\frac{dv_i^\alpha}{dt} = \sum_{j=1}^N m_j \left\{ \frac{\sigma_i^{\alpha\beta}}{(\rho_i)^2} + \frac{\sigma_j^{\alpha\beta}}{(\rho_j)^2} + \Pi_{ij} \right\} \frac{\partial W_{ij}}{\partial x_j^\beta} + b_i^\alpha \quad (4)$$

ここで、 $W_{ij} = W(x_i - x_j)$ である。また、 Π_{ij} は artificial viscosity と呼ばれ、粒子の不自然な振動と過度な貫入を防ぐために導入された減衰項であり、それぞれ次のように定義される。

$$\Pi_{ij} = \frac{-\alpha c_{ij} \mu_{ij} + \beta (\mu_{ij})^2}{\rho_{ij}} \quad (5)$$

$$\mu_{ij} = \frac{h v_{ij} \cdot r_{ij}}{(r_{ij})^2 + \kappa h^2} \quad (6)$$

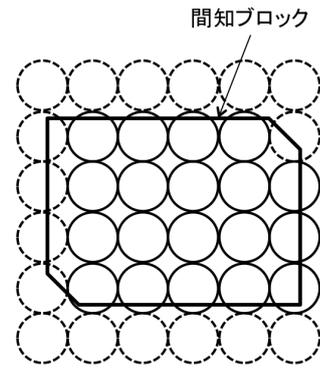


図-4 剛体粒子による積石のモデル化

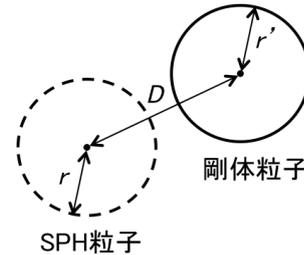


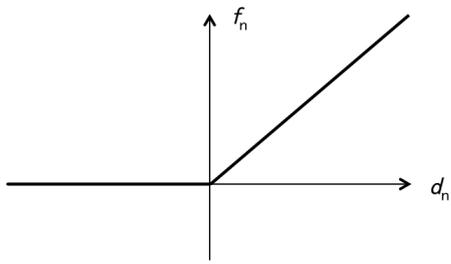
図-5 SPH 粒子と剛体粒子の接触

ここで、 $c_{ij} = \frac{c_i + c_j}{2}$ 、 $\rho_{ij} = \frac{\rho_i + \rho_j}{2}$ 、 $v_{ij} = v_i - v_j$ 、 $r_{ij} = r_i - r_j$ である。 c は物体中の音速を表し、弾性体においてはせん断弾性係数を G 、体積弾性率を K とすると、 $c = \sqrt{\frac{4G}{3\rho} + \frac{K}{\rho}}$ である¹⁶⁾。また、 α, β は減衰の大きさを表す定数であり、 $\alpha = \beta = 1.0$ とされることが多い¹⁷⁾。本論文においてもこの値を採用する。一方、 κ は過度な減衰力が発生し、解析が不安定となることを防ぐためのパラメータであり、その値は解析結果に大きな影響が出ないように試行錯誤的に決められる。

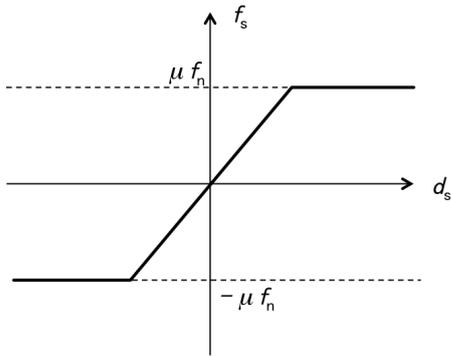
(3) 積石の解析方法

積石は DEM 粒子を剛に結合させた剛体として取り扱う。これは、積石に生じる変形は無視できる程度であり、また積石と積石の間の摩擦力を解析に反映させるためである。

積石の解析モデルは、図-4 のように、均等に配置した剛体粒子と積石の形状を重ね合わせ、中心が積石内部に位置する剛体粒子を残すことで作成する。この場合、積石の形状の輪郭に沿ってのみ剛体粒子を並べればよいが、解析モデル全体の作成が簡単になるため、内部にも剛体粒子を配置している。また、積石の形状を正確に再現できていないため、解析結果に影響を与えていることも考えられるが、本論文ではその評価は行っていない。



(a) 法線方向ばね

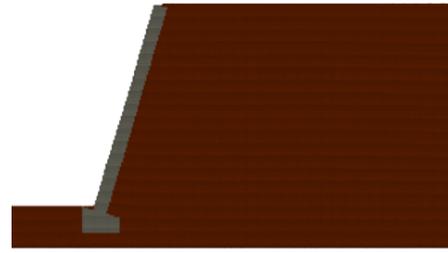


(b) 接線方向ばね

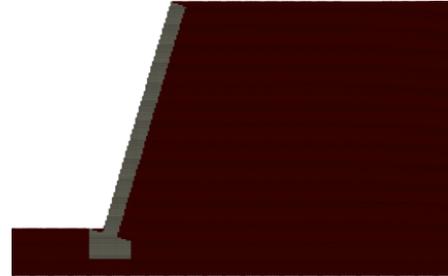
図-6 接触ばね

積石と裏グリ石，積石と地盤の間の接触は，SPH 粒子も円形であると仮定した上で，SPH 粒子と積石を構成する剛体粒子との接触を考えることで解析する．SPH 粒子と剛体粒子の接触によって発生する力は，個別要素法のアルゴリズム¹⁸⁾に従って計算する．すなわち，図-5 に示すように，SPH 粒子の半径を r ，剛体粒子の半径を r' としたとき，二つの粒子の中心間距離 D がそれぞれの粒子の半径の和 $r + r'$ よりも小さくなった場合に接触状態にあると判定し，接触に伴い発生する力を接触ばねに従って計算する．接触ばねは，接触面における法線方向と接線方向のそれぞれを考える．図-6(a) に示すように，法線方向については，法線方向の相対変位 $d_n = r + r' - D$ が正の場合のみに線形ばねを与える．一方，接線方向については，図-6(b) に示すように，接触後の接線方向の相対変位 d_s に比例する線形ばねを与える．ただし，接触力の接線方向成分については，摩擦係数 μ にしたがって大きさに制限を与える．また，接触ばねだけでは解析が不安定となるため，ばねと並列にダッシュポットによる減衰力を作用させる．

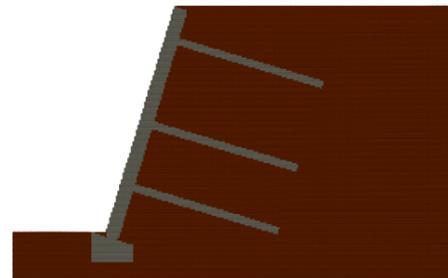
積石と積石の接触に対しては，それぞれを構成する剛体粒子同士の接触を，SPH 粒子と剛体粒子と同様に取り扱う．



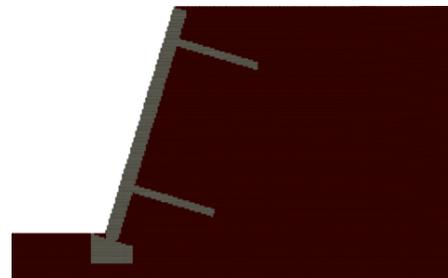
(a) 無対策・盛土



(b) 無対策・切土



(c) 地山補強材有・盛土



(d) 地山補強材・切土

図-7 解析モデル

4. 解析モデルと解析条件の設定

(1) SPH 粒子で離散化した解析モデル

窪田ら¹³⁾で用いられたモデルに基づき，SPH 粒子によって離散化された解析モデルを作成した．解析対象としたモデルは，無対策の盛土地盤，切土地盤及び耐震補強として地山補強材が用いられた盛土地盤，切土地盤の 4 種類である．これらの解析モデルを図-7 に示す．用いられた粒子の数は，盛土地盤，切土地盤ともに無対策モデルでは 37,991 個，対策モデルでは 32,751 個である．

(2) 地盤材料のパラメータ

本研究で用いた SPH 解析のコードでは、地盤パラメータとして、密度、ヤング率、ポアソン比、粘着力、内部摩擦角、ダイレイタンス角を必要とする。これらのパラメータは、土質試験の結果¹³⁾等を参考に設定した。

a) 密度・粘着力・内部摩擦角

密度及び粘着力、内部摩擦角については土質試験によって求めた値¹³⁾を利用した。これらの値を表-1に示す。

b) ヤング率

地盤のヤング率は拘束圧依存性があるが、本研究で使用する SPH 解析コードでは拘束圧依存性が考慮できない。したがって、室内試験結果をもとに各地盤材料の代表的な値を求める。具体的には、ヤング率は一軸試験の E50 と同様の考え方¹⁹⁾で算出する。概略を以下に示す。

1. 実験模型における各要素での代表的な拘束圧の場所を決定する。
2. 1. で決定した場所での有効拘束圧を算出する。
3. 要素試験の結果を用いて、一軸試験の E50 と同様の考え方で、各拘束圧におけるヤング率を算出する。
4. 土の拘束圧依存性を考慮し、3. で算出したヤング率を補正する。
5. 4. で求めたヤング率と、2. で算出した拘束圧を用いて、ヤング率を決定する。

有効拘束圧は以下の手順で算出する。

1. 単位重量 γ (kN/m³) に地表深さを掛け、さらにサーチャージ q (kN/m²) を足し、応力 σ (kN/m²) を求める。

$$\sigma = \gamma \times h + q \quad (7)$$

2. 地下水位を考慮し、有効応力 σ' (kN/m²) を求める。

$$\sigma' = \sigma \quad (8)$$

3. 有効応力 σ' に 2/3 を掛け、有効拘束圧 σ'_m (kN/m²) を求める。

$$\sigma'_m = \frac{2}{3}\sigma' \quad (9)$$

このようにして設定したヤング率を表-1に示す。

c) ポアソン比

土質試験の結果¹³⁾では、材料によって軸ひずみ ϵ_a と横ひずみ ϵ_r が得られているものと、軸ひずみと体積ひずみ²⁰⁾が得られているものがある。そこで、ポアソン比を以下に示す 2 通りの方法で求めた。

軸ひずみ ϵ_a と横ひずみ ϵ_r が与えられている場合、ポアソン比 ν は次式によって算出する。

$$\nu = -\frac{\epsilon_r}{\epsilon_a} \quad (10)$$

一方、軸ひずみ ϵ_a と体積ひずみ ϵ_v が与えられている場合、ポアソン比 ν は次式によって算出する。

$$\nu = \frac{1}{2\left(1 - \frac{\epsilon_v}{\epsilon_a}\right)} \quad (11)$$

設定したポアソン比を表-1に示す。

(3) 積石のパラメータ

解析において、積石は DEM 粒子が剛に結合された集合体として取り扱う。必要なパラメータは、DEM 粒子と DEM 粒子、および DEM 粒子と SPH 粒子の接触に関して、それぞればね係数、減衰係数、摩擦係数である。これらの値は小野ら⁸⁾を参考に設定した。

a) ばね係数

当初ばね係数は、小野ら⁸⁾で用いられた法線方向 1.0×10^3 (kN/m)、接線方向 1.0×10^2 (kN/m) という値を用いたが、SPH 粒子が互いに貫入し、上の石が下の石に落ち込んでしまうという現象が起きたために数値を変更する必要が生じた。これらのばね係数は、値が小さいと SPH 粒子同士の貫入が生じてしまうものの、逆に大きすぎると解析が不安定となる。そのため、少しずつ値を上げていき、SPH 粒子同士の貫入が起らない値として、法線方向に 1.0×10^5 (kN/m)、接線方向に 1.0×10^4 (kN/m) を採用した。

b) 減衰係数

減衰係数は、中瀬ら²⁰⁾を参考に、法線方向を 1.0×10^2 (kN·s/m)、接線方向を 1.0×10^2 (kN·s/m) と設定した。

c) 摩擦係数

摩擦係数は、DEM 粒子と DEM 粒子の接触、DEM 粒子と SPH 粒子の接触の 2 ケースについて設定した。DEM 粒子と DEM 粒子の接触における摩擦係数は 0.6 と設定した²¹⁾。DEM 粒子と SPH 粒子の接触における摩擦係数は港湾の施設の技術上の基準・同解説²²⁾をもとに 0.26 と設定した。

(4) 外力の設定

a) 傾斜実験

傾斜実験を対象とした解析では、傾斜角 θ に対応して、重力加速度を水平方向に $g \sin \theta$ 、鉛直方向に $g \cos \theta$ と分散して作用させた。

b) 振動台実験

振動台実験を対象とした解析では、実験で用いられた 5Hz の正弦波 10 波を水平方向に与えた。振幅は、無対策のモデルに対する解析では、176gal、314gal、425gal とした。一方、補強を施したモデルに対する解析では、513gal、712gal とした。波形の一例を図-8に示す。

表-1 地盤パラメータ

	密度 (kg/m ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (°)	ヤング率 (kN/m ²)	ポアソン比
盛土	1.83	2.7	44.1	10400	0.33
切土	1.77	8.9	38.6	6110	0.28
支持地盤	1.61	48.9	33.0	17100	0.33
裏グリ石層	1.60	0.0	36.9	35400	0.29

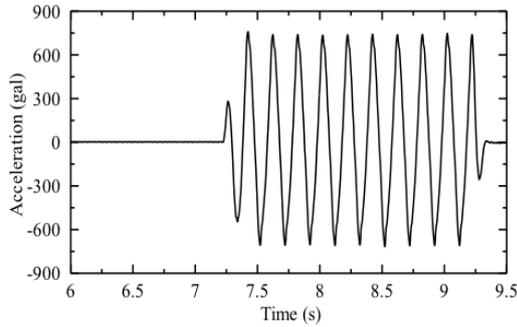


図-8 入力地震動の一例 (振幅 717gal)

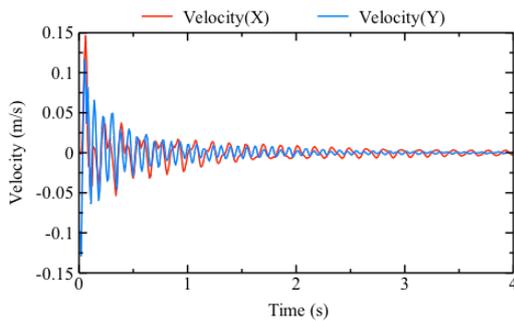


図-9 自重解析における粒子の振動の様子

5. 解析結果

(1) 自重解析

各解析モデルに対して、水平方向に加速度が作用しない自重のみの状態で解析を行うことで、初期応力状態を求めると共に、解析モデル及び各種パラメータ等に誤りがないことを確認した。

図-9にある解析モデルにおいて、鉛直方向に自重のみを作用させた時、背面地盤中のある地点の振動が低下している様子を示す。

(2) 無対策モデル

a) 傾斜実験に対する解析

盛土地盤モデルでは、傾斜が $\tan \theta = 0.29$ になったときに変位が急増し、 $\tan \theta = 0.33$ で崩壊した (図-10)。一

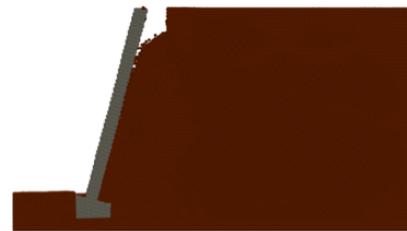


図-10 無対策盛土モデルの傾斜実験に対する解析結果 ($\tan \theta = 0.33$)



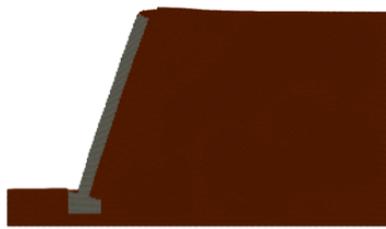
図-11 無対策切土モデルの傾斜実験に対する解析結果 ($\tan \theta = 0.29$)

方、切土地盤モデルでは、傾きを増大させても変化がほとんど表れず、 $\tan \theta = 0.29$ となっても崩壊を生じなかった (図-11)。

対象とした実験¹³⁾では、盛土地盤、切土地盤のいずれにおいても石積擁壁の中腹がせり出すように崩壊が生じたことが報告されているが、解析ではいずれも再現することができなかった。

b) 振動台実験に対する解析

無対策盛土地盤モデルに水平加速度を入力した振動実験に対する解析結果では、図-12(a)の様に 176gal 加振では変化がほとんど見られなかった。次に振幅を 314gal とした解析では、崩壊に至った。崩壊モードについて見ると、実験では擁壁全体が一体となって斜面前方に倒れたと報告されているのに対し、解析では中腹部からせり出すように崩壊した。

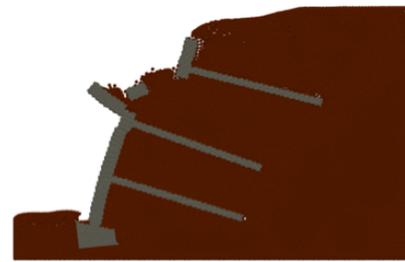


(a) 176gal 加振

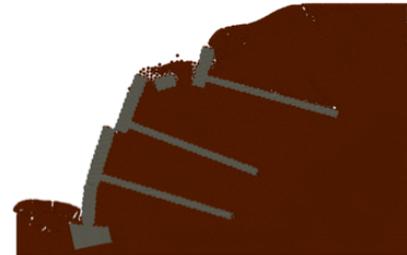


(b) 314gal 加振

図-12 無対策盛土モデルの振動台実験に対する解析結果



(a) 513gal 加振



(b) 712gal 加振

図-15 耐震補強を施した盛土地盤モデルの振動台実験に対する解析結果

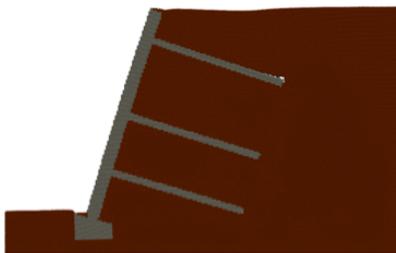


図-13 耐震補強を施した盛土地盤モデルの傾斜実験に対する解析結果 ($\tan \theta=0.48$)



図-14 耐震補強を施した切土地盤モデルの傾斜実験に対する解析結果 ($\tan \theta=0.5$)

(3) 耐震補強を施したモデル

a) 傾斜実験に対する解析

盛土地盤モデルでは、壁体中腹付近で、地山補強材の引き留め効果により変位が小さくなり、壁体上部のみが大きく変位している。実験における最大傾斜である $\tan \theta=0.48$ において、崩壊に至っていない(図-13)。一方、切土地盤モデルでは、実験における最大傾斜で

ある $\tan \theta=0.50$ において、擁壁上部がせり出しているものの、全体的な崩壊は生じていない(図-13)。

b) 振動台実験に対する解析

耐震補強を施した盛土地盤モデルの振動台実験に対する解析では、無対策の盛土地盤モデルが完全に崩壊した 314gal よりも大きな加速度振幅である 513gal と 712gal を用いた。図-15 に解析結果を示す。いずれの加速度振幅においても、大きな変状が見られるものの、地山補強材の効果により擁壁全体が倒壊することなく、背面地山の崩壊を抑制していることが認められる。

(4) 解析結果の考察

無対策盛土モデルと無対策切土モデルの傾斜実験に対する解析結果を比較すると、前者が崩壊した $\tan \theta=0.33$ においても、後者では変化ほとんど見られなかった。一方、実験¹³⁾では後者の方が小さい傾斜角において、背面地盤は安定していたものの、裏グリ石を含めて擁壁が崩壊した。このことから、本研究における解析モデルでは、裏グリ石と積石の間の相互作用に関するモデル化が不十分であることが推測される。

無対策のモデルと耐震補強を施したモデルの解析結果を比較すると、地山補強材を用いた耐震補強の効果を表現できていることがわかる。しかしながら、実験における崩壊モードや崩壊にいたる傾斜角や入力加速度の振幅を再現できていないため、今後、各種パラメータの検証とプログラムの改良が必要である。

6. 結論

本研究では、石積擁壁の耐震補強効果の検証に供することを目的として、Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) 法と個別要素法 (Discrete Element Method, DEM) に基づく数値解析法の開発を行った。開発にあたり、窪田ら¹³⁾による縮小模型を用いた傾斜及び振動台実験を参考に、解析モデルと解析ケースの設定を行った。現時点において、参考にした実験を忠実に再現するためのモデル化と解析手法の開発が十分ではないため、実験結果を精度良く再現するには至っていない。しかしながら、本研究で示した解析方法によって、耐震補強として地山補強材を用いた場合に、石積擁壁の耐震性が向上することを示すことができた。

参考文献

- 1) 浅羽英夫, 根岸明廣, 稲川雄宣, 山本彰, 疋田喜彦, 塙守幸, 田中修平: 地震時における城郭石垣の変形挙動に関する検討—修復前と修復後の相違について—, 土木学会第 59 回年次学術講演会概要集, III-137, pp.273-274, 2004.
- 2) 田中邦熙: 石垣の地震時挙動解析に FEM を適用する手法の可能性, 土木学会土木史研究講演集, Vol. 26, pp.287-298, 2006.
- 3) 笠博義, 西田一彦, 西形達明, 森本浩行, 阿波谷直徳, 山本 浩之: 個別要素法による城郭石垣の安定性解析の試み, 土木史研究論文集, Vol.27, pp.45-51, 2008.
- 4) 村上友基, 沼田宗純, 目黒公郎: 2 次元拡張個別要素法を用いた石垣構造に対する耐震補強策の検討, 生産研究, Vol.65, No.4, pp.447-451, 2013.
- 5) 野間康隆, 山本浩之, 西村毅, 笠博義, 西形達明, 西田一彦: 城郭石垣の地震時変形予測と安定性評価に関する研究, 土木学会論文集 C, Vol.69, No.4, pp.444-456, 2013.
- 6) 西山哲, 大西有三, 大津宏康, 西村浩史, 梁川俊晃, 亀村勝美, 関文夫, 池谷清次: DDA による空積み擁壁石垣の解析, 第 8 回日本計算工学会講演会計算工学講演論文集, pp.177-180, 2003.
- 7) 酒井久和, 山地智仁, 小川悟史: 不連続変形法に基づく 2001 年茨予地震時の石積み擁壁の崩壊シミュレーション, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.65, No.1, pp.575-580, 2009.
- 8) 小野祐輔, 内藤正輝, 酒井久和, 太田直之: SPH 法による石積擁壁の模型振動実験の再現解析, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.72, No.4, pp.L515-L522, 2016.
- 9) 小野祐輔, 西田真悟, 清野純史: SPH 法による盛土破壊シミュレーションとその CG 化, 地域安全学会論文集, No.8, pp.1-6, 2006.
- 10) 小野祐輔, 西田真悟, 清野純史: SPH 法による土構造物の弾塑性解析, 応用力学論文集, Vol.9, pp.717-723, 2006.
- 11) 小野祐輔: SPH 法による斜面の地震応答と崩壊挙動の解析, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.69, No.4, pp.L650-L660, 2013.
- 12) 嶋中貴史, 小野祐輔, 竹澤麻衣, 野畑拓也, 酒井久和: 2008 年岩手・宮城内陸地震における荒砥沢地すべりの解析シミュレーション, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.71, No.4, pp.L846-L854, 2015.
- 13) 窪田勇輝, 中島進, 佐々木徹也, 渡辺健治, 藤原寅士良, 高崎秀明, 橋内真太郎: 崩壊防止ネットと治山補強材による石積み壁の補強方法に関する傾斜実験および振動台実験 ジオシンセティックス論文集第 28 巻, 2013.
- 14) Lucy, L.: A numerical approach to testing the fission hypothesis, *Astronomical Journal*, Vol.82, pp.1013-1024, 1977.
- 15) Gingold, R.A. and Monaghan, J.J.: Smoothed particle hydrodynamics: theory and application to nonspherical stars, *Monthly Notices of the Royal Astronomical Society*, Vol.181, pp.375-389, 1977.
- 16) Liu, G.R. and Liu, M.B.: Smoothed Particle Hydrodynamics, *World Scientific Publishing*, 2004.
- 17) Monaghan, J.J.: An introduction to SPH, *Mem. Comp. Phys. Commun.*, Vol.48, pp.89-96, 1988.
- 18) 伯野元彦: 破壊のシミュレーション—拡張個別要素法で破壊を追う, 森北出版, 1997.
- 19) 社団法人, 地盤工学会: 土質試験の方法と解説 (第一回改定版), 丸善, pp.430-433, 2004.
- 20) 中瀬仁, 沼田淳紀: 個別要素法における接触モデルの改良, 土木学会第 66 回年次学術講演会, 2011.
- 21) 日本機械学会編: 機械工学便覧, 2014.
- 22) 社団法人日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説, p.175, 1979.

(2016.9.2 受付)

DEVELOPMENT OF SPH-DEM COUPLING METHOD FOR EVALUATION OF SEISMIC RETROFIT METHOD OF STONE MASONRY RETAINING WALL

Yusuke ONO, Rui AIZAWA, Hisakazu SAKAI, Naoyuki OTA, Susumu NAKAJIMA, Torajiro FUJIWARA, Tsuyoshi TAKAYANAGI, Tomoki YUASA and Yuji IKEDA

In the present study, a numerical method for analyzing the performance of an earthquake-resistant stone masonry retaining wall is developed. The Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) method and the Distinct Element Method (DEM) are combined in the developed method. In order to verify the developed method, a series of laboratory tests of the earthquake-resistant stone masonry retaining walls are analyzed. The effectiveness of a ground reinforcing material are reproduced qualitatively by the developed method, however improvement is still required.