球形要素個別要素法による礫中詰材の単純せん断抵抗解析

Shear resistance analysis of filled granular using distinct element method with spherical element

堀口俊行*・澁谷一**・香月智***・田附正文****

Toshiyuki Horiguchi, Hajime Shibuya, Satoshi Katsuki and Masafumi Tazuke

*学生会員 防衛大学校理工学研究科前期課程 建設環境工学科 (〒239-0811 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

**学生会員 修(工) 防衛大学校理工学研究科後期課程 建設環境工学科 (〒239-0811 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

***正会員 工博 防衛大学校教授 建設環境工学科 (〒239-0811 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

****日鐵住金建材株式会社 商品開発センター 土木商品開発部 (〒135-0042 東京都江東区木場 2-17-12)

This paper presents an application of the distinct element method on shear resistance evaluation technique of steel frame check dam, as a fundamental study of estimation method of the shear resistance force and the earth pressure of fill materials in the steel made Sabo structure by analytical approach. The simple shear test which is carried out in advance is modeled by using 3-D distinct element method; and the shear resistance force was evaluated by the analysis. The relationship between shear resistance of the cell and the displacement is analyzed, and compared with the experimental one. The effect of friction model of element on the shear resistance of the cell is discussed.

Key Words: 3-D distinct element method, spherical element, shear resistance, steel frame check dam

キーワード: 個別要素法, 単純せん断, せん断抵抗力, 鋼製枠砂防堰堤

1. 緒 言

我が国は、国土の大部分を山地や丘陵地が占めるとともに梅雨や台風の時期に集中豪雨が多いことから、土石流・地すべり等の土砂災害による被害が各地で生じている。これらの土砂災害から人命や財産の損失を防ぐために各種の砂防堰堤がある。鋼製枠砂防堰堤は、写真-1 に示すように鋼製枠の中に現地発生礫材である玉石や礫などの中詰材を詰めた構造物で、透水性が良いため地下水位の変動を招きにくいこと、屈撓性が大きいこと支持地盤の不等沈下に対する追従性能が高いこと、軽量のユニット式鋼材と現地で採取可能な礫材を使って施工するため、山間地での施工が可能であること、およびコンクリートダムに比し、養生期間を要しないため短期施工が可能であること等の利点がある。このため、火山地域や土石流発生予想地区において、また治山・地すべり対策として多く建設されている。しかし、鋼製枠砂防堰堤の設計¹⁾において、鋼製枠と中詰材の一体挙動としてのせん断抵抗力モデルが確立されておらず、現在次のような3つの手法¹⁾により設計されている。

その第一は、背面にある堆砂圧や水圧などの水平力に対して中詰材だけのせん断抵抗力によりダムの全体形状を設計し、鋼製枠部材はこの中詰材の漏出防止のための構造として設計するものである。第二は、水平力に対し、鋼製枠だけの抵抗力により設計し中詰材はその自重による安

写真-1 鋼製枠砂防堰堤(枠ダム型)

定性にのみ寄与するものとみなすものである^{2),3)}。第三の方法は礫中詰材のせん断抵抗力に相当する中詰材圧を鋼製枠に共同作用として与え、あたかも複合構造物として解析する手法である⁴⁾⁷⁾。よって、第一、第二の方法は、鋼製枠と中詰材の抵抗力が存在することを前提と考えられるが、共同作用での抵抗力を評価せず、別々に抵抗力を評価しているため不経済な設計となる。第三の方法は、共同作用を考慮できるものの、中詰材圧の抵抗力が小規模構造物の実験回帰式であり、その実験結果の裏付けとなる力学

図-1 要素の変位と姿勢

的メカニズムが不明確であるため、その検討が望まれている。

一方、粒状体のせん断抵抗を個別要素法⁸⁾によって評価・分析する研究が数多く見られる。例えば、松岡ら⁹⁾は一面せん断試験であるが、実験結果と解析結果を定量的に比較して球形要素を用いた個別要素法の粒状体解析への適用を示した。後安ら¹⁰⁾は変形・強度異方性のメカニズムを研究するため、3次元個別要素法を用いた数値実験により、砂の中空ねじりせん断試験を数値解析し、せん断中の供試体内部の粒子構造の変化や、せん断中の降伏応力や強度に関する結果の分析を行っている。また、岩下ら¹¹⁾は、接触点での転がり抵抗の効果を取り入れた修正個別要素法を提案し、粒状体のせん断試験を試み、巨視的な応力-ひずみ関係の再現と微視的構造の変化について検討を行い、せん断帯の内部での大きな間隙形成を粒子回転の原因とともに解明した。これらの解析法は、鋼製砂防堰堤構造物の中詰材の挙動を基礎的に解析検討するのに有用と考えられる。この際、前述のように礫の表現法として、いろいろな表現法が考えられるが^{12),13)}、まずは一般的に用いられている球形要素による適用性やその限界について検討しておくことが重要である。

そこで本研究は、球形要素で礫材をモデル化した個別要素法による単純せん断解析を行い、中詰材の挙動を解明するとともに、鋼製砂防堰堤の中詰材と鋼製枠の一体挙動時におけるせん断抵抗力評価の基礎的検討を行ったものである。その際、先行の実験⁶⁾を参考とし、球形要素で礫材をモデル化した個別要素法で得られるせん断抵抗力-変位関係について比較検討するものである。

2. 解析手法

個別要素法は、まず各要素が接触状態にあることを判定し、要素間に設定した要素間ばねの接触力を算定し、時々刻々、個々の要素ごとに運動方程式を解くことにより変位を求め、個々の要素の運動を追跡するものである。本解析では、礫材を球形要素を用いてモデル化した。そのうえで、個別要素法では一般的に、接触ばねの圧縮のみ抵抗し、引張には抵抗しないバネモデルを用いるが、枠モデルでは圧縮と同様に引張に対しても抵抗する連結ばね¹⁴⁾(ただし

(a) 球-球

(b) 球-円柱

図-2 要素間ばね

回転には抵抗しない)を導入することで、単純せん断枠のヒンジ結合部分を表現するものとした。また底面と側面には漏出防止のために固定された三角形の平面要素¹⁴⁾を配置した。

以下、個々の要素における運動を表す変位と姿勢、ばね力の計算方法および運動方程式の解法について示す。

2.1 要素の変位と姿勢¹⁵⁾

3次元空間において、個々の要素は図-1に示すように計算開始時からの変位・回転角によって要素の位置、姿勢が変化する。この要素の位置と変位、姿勢を次のように表す。

$$\mathbf{L}(t) = \mathbf{L}^0 + \mathbf{u}(t) \quad (1)$$

$$\mathbf{A} = \mathbf{A}^0 + \Delta\mathbf{A} \quad (2)$$

ここで、 $\mathbf{L}$:要素重心の全体座標系に対する位置ベクトル、 $\mathbf{L}^0$:初期の位置ベクトル、 $\mathbf{u}$:変位ベクトル($\mathbf{u}^T = [u_x, u_y, u_z]$)、 $\mathbf{A}$:要素の重心を中心とする全体座標系への回転角を表す姿勢マトリクス、 $\mathbf{A}^0$:初期の姿勢マトリクス、 $\Delta\mathbf{A}$:姿勢マトリクスの変化量である。ここで、式(2)は、厳密な意味の線形和ではなく、時間経過に従って更新されることを表す。

姿勢マトリクスは、重心を原点とする方向余弦ベクトルによって与えられる。

$$\mathbf{A} = \begin{bmatrix} \mathbf{a}_x \\ \mathbf{a}_y \\ \mathbf{a}_z \end{bmatrix} \quad (3)$$

ここで、 $\mathbf{a}_x, \mathbf{a}_y, \mathbf{a}_z$:それぞれ局所座標のx, y, z方向の方向余弦ベクトルである。

姿勢マトリクスは方向余弦ベクトルによって構成されているので、単位ベクトル長を保つための規格化を逐次行った。

2.2 要素間ばねとばね力

要素間ばねは、図-2に示すように、ばねの姿勢によって定まる局所座標系(法線方向: x_s , 接線方向: y_s, z_s)に対応した3次元のばねであり、また、それぞれに並行した

図-3 香月らの実験装置⁴⁾

図-4 一面せん断箱

ダッシュポットを設置している。このダッシュポットにより生じる並進力 f_D およびモーメント M_D については、以下で述べるばね力により生じる並進力 f_K およびモーメント M_K の算定と同様の手続きにより求めることができる。

図-2 の局所座標系におけるばね力と要素に作用する力のつり合い式は、次式によって求まる。

1) 並進方向

$$f_K = S$$

2) 回転方向

$$M_K = T_G C_s^T T_s S$$

ここで、 C_s^T ：要素間ばねの局所座標系におけるつり合いマトリクス、 S ：要素間ばねの局所の姿勢マトリクス A_s に従う内力ベクトル ($S^T = [S_x, S_y, S_z]$)、 T_s ：要素間ばねの姿勢マトリクス A_s に従う局所座標系から要素の局所の姿勢マトリクス A に従う局所座標系へ変換する座標変換マトリクス、 T_G ：要素の局所の姿勢マトリクス A に従う局所座標系から全体座標系へ変換する座標変換マトリクスである。

要素間ばねの内力は、次式によって求まる。

$$S(t) = S(t - \Delta t) + k \Delta q \quad (5)$$

ここで、 $S(t)$ ：時刻 t における要素間ばねの局所の姿勢マトリクス A_s に従う内力ベクトル、 Δq ： $S(t)$ ベクトルに対応する要素間ばねの局所の姿勢マトリクス A_s に従う Δt 間の増分変形量ベクトル、 k ：増分間の剛性マトリクスである。

2.3 運動方程式の解法

要素の運動方程式を、次のように表す。

1) 並進方向

$$m \ddot{u}(t) + D_p \dot{u}(t) + f_K(u(t), \theta(t)) = f_g(t)$$

2) 回転方向

$$\hat{I} \ddot{\theta}(t) - \hat{P}(t) \times \hat{\theta}(t) + \hat{D}_R \dot{\theta}(t) + \hat{M}_K(u(t), \theta(t)) = 0$$

ここで、 m ：質量マトリクス、 I ：慣性モーメントマトリクス、 P ：角運動量ベクトル、 D_p 、 D_R ：それぞれ並進・回転運動の減衰マトリクス、 f_K ：ばね力による並進力の重心点等価力ベクトル、 M_K ：ばね力によるモーメントの重心

点等価力ベクトル、 f_g ：重力、 $(\cdot)$ ：要素の局所座標系に従うベクトルまたはマトリクス、 $(\cdot)$ ：時間に関する1次微分である。

なお、減衰項については、比例減衰モデル¹⁶⁾の構造減衰項のみを取り扱うものとし、要素間ばねに並行して設置したダッシュポットにより生じる力の重心点等価力ベクトル f_D 、 M_D によって表わされるものとする。よって、式(6)は次のように表せる。

1) 並進方向

$$m \ddot{u}(t) + \{f_D(\dot{u}(t), \dot{\theta}(t)) + f_K(u(t), \theta(t))\} = f_g(t)$$

2) 回転方向

$$\hat{I} \ddot{\theta}(t) - \hat{P}(t) \times \hat{\theta}(t) + \{\hat{M}_D(\dot{u}(t), \dot{\theta}(t)) + \hat{M}_K(u(t), \theta(t))\} = 0$$

本解析では、3次元における運動方程式を、厳密性を欠くが計算効率のよい中心差分法を用いて解いた。ただし、速度項は後進差分とした。

$$\ddot{u}(t) = \frac{u(t + \Delta t) - 2u(t) + u(t - \Delta t)}{\Delta t^2} \quad (8)$$

$$\dot{u}(t) = \frac{u(t) - u(t - \Delta t)}{\Delta t} \quad (9)$$

以上より、時間 $(t + \Delta t)$ における変位および回転角は次式により求まる。

1) 並進方向

$$u(t + \Delta t) = m^{-1} \{f_g(t) - f_D(\dot{u}(t), \dot{\theta}(t)) - f_K(u(t), \theta(t))\} \Delta t^2 + 2u(t) - u(t - \Delta t)$$

2) 回転方向

$$\hat{\theta}(t + \Delta t) = \hat{I}(t)^{-1} \{ \hat{P}(t) \times \hat{\theta}(t) - \hat{M}_D(\dot{u}(t), \dot{\theta}(t)) - \hat{M}_K(u(t), \theta(t)) \} \Delta t^2 + 2\hat{\theta}(t) - \hat{\theta}(t - \Delta t) \quad (10)$$

3 実験の概要⁴⁾

3.1 実験要領

図-3に先行実験で用いた単純せん断枠実験装置を示す。砂防ダム堤体のせん断変形を模して、幅95cm、高さ100cm、

表-1 中詰材の諸元値

礫 種 類	単粒度破石 6 号	単粒度破石 4 号	割 栗 石	玉 砂 利
粒径範囲(mm)	5~13	20~30	40~80	10~40
呼称粒径(mm)	10	25	60	30
重量平均径(mm)	9.5	22	52	27
形 状	角あり	角あり	角あり	丸い
礫比重	2.55	2.67	2.61	2.70
内部摩擦角(°)	36	48	51	45
礫詰込時	総重量(kN)	3.97	3.86	4.23
	単位体積重量(kN/m³)	13.2	14.2	15.5
	間隙比	0.740	0.757	0.800
備考			解析対象

図-5 せん断抵抗力ー変位関係(実験)

図-6 無次元化せん断抵抗力ーせん断変形関係(実験)

図-7 矩形枠の礫中詰材圧分布の推定値と実験値の比較

奥行き 30cm の 4 点ヒンジで接合された正方矩形の鋼製せん断枠内部に中詰材を充填したものである。この上端 (100cm) に、反力壁に取り付けた油圧ジャッキにより水平方向に載荷することで、せん断実験を行った。なお、側面には漏出防止柵を取り付けている。実験は最大変位 100mm (堤体高さの 10%) まで行った。用いた中詰材のうち粒径が 40~80mm (比重が 2.61) の角張った割栗石のものを解析対象とする。この実験における割栗石の内部摩擦角は、図-4 に示す鋼製箱を用いた一面せん断実験により、51~52° (平均 51.5°) である^{4),5)}。表-1 に他の中詰材も含め中詰材の諸元値を示す。

3.2 実験結果の要約

図-5 に各中詰材ごとに 2 回ずつ行った平均値のせん断抵抗力ー変位関係を示す。せん断抵抗力は、漸増型の非線

形性を示すものの、中詰材の平均礫が大きくなると、明瞭にその抵抗力が大きくなっている。これは、礫材のサイズ効果というよりも、表-1 に示した中詰材の内部摩擦角自体大きくなっている影響、または中詰材の総重量による拘束圧効果とも考えられる。

そこで、これらの効果を一元化して評価する。無次元化せん断抵抗力 $\bar{M}$ を次式のように定義した。

$$\bar{M} = \frac{P \cdot h_1 / B}{\sigma_v \cdot h_2^2 \cdot \tan \varphi_n} \quad (11)$$

ここで、 $\bar{M}$: 無次元化されたせん断抵抗力、 P : 計測されたせん断抵抗力、 h_1 : P の計測した高さ、 B : せん断枠の奥行き幅、 σ_v : 各実験ケースごとの底面における垂直応

図-8 解析モデル(単純せん断枠)

図-9 空のせん断枠挙動

力 $\{(W+P_u)/A\}$, W : 中詰材の全重量, P_u : 上載荷重, A : 底面の断面積, h_2 : 中詰材の詰込み高さ, ϕ_n : 内部摩擦角である。

そのうえで、無次元化せん断抵抗力ーせん断変形関係を整理すると、図-6 のようにほぼ一つのまとまった関係が得られ、これを回帰式にすると次式になった。

$$\bar{M} = 4.44 \times \gamma + 0.169 \times \gamma^{0.2} \quad (12)$$

ここで、 γ : せん断ひずみ (堤体上端の変形量/高さ) である。改めて式(11)と連立すると抵抗モーメント $M(=Ph_1)$ は次式で提案可能となる。

$$M = \bar{M} \rho H^2 \tan \phi_n \quad (13)$$

ここで、 ρ : 単位体積重量, H : 中詰材(堤体)高さである。

また実験では、前壁面に 20cm 間隔で礫圧計を貼付し中詰材圧を計測した。その一例を図-7 に示すが、これらの観察より次のような中詰材圧モデルを提案した。

- 1) 初期値は、主働土圧分布で対称な礫圧分布となり自立安定する。すなわち、せん断抵抗力はない。
- 2) その後、後壁面に逆三角形、前壁面に三角形分布の増分礫圧が生起し、その後壁面上部の礫圧値を σ_n とすると、前壁面下部の礫圧は $1/2\sigma_n$ となる。
- 3) このモデルによって式(12),(13)による抵抗モーメントと釣り合う礫圧分布を算定し、計測値と比較すると、図-7 のようになり概ね一致する。

ここで、後壁面は油圧ジャッキにより水平に載荷されている方の垂直壁面であり、前壁面とはその反対側の壁面である。

以上の結果は、実験回帰に基づく抵抗モデルとして有用であり、現行設計にも適用されている¹⁾。しかし、礫材の内部摩擦角を用いており、実構造物に用いられる、直径 10~40cm の礫材の内部摩擦角は推定法に関して、課題が残されている。

4 単純せん断枠のせん断抵抗解析

4.1 全体モデル

単純せん断枠のモデル化を図-8 に示す。礫材のもつせん断抵抗力を評価するため、礫を球形要素としてモデル化して枠に詰めた後、せん断枠の右上端部中央付近に実験のジャッキに相当する棒要素を変位制御によって押し付け、その先端に発生する連結ばねの接触力を用いて表し、そこで得られる接触力を単純せん断枠の中詰材のせん断抵抗力として評価する。参考までに、この単純せん断枠は、実験と同様に四点ヒンジ構造であるため自立しない。図-9 に、空のせん断枠に対し、右上端に軽く初動の力を加えた際の挙動を示す。これより、枠自体には自立する抵抗力は無いモデルとなっている。なお、底面には力を作用させても動かない三角形の平面要素を配置し、中詰材の枠外への漏出防止のため側面にも三角形の平面要素を配置している。この側面の三角形要素には摩擦を生じないように、三角形要素と球形要素間の摩擦係数を 0 として与えている。

この解析モデルでは、①前・後壁面が円柱モデルのため実験の平滑な鋼壁面と異なる。②実験礫材が角張った形状であるが、球形でモデル化しているなどの点でモデル化に相違点があるものの、中詰材の自重によって生ずる単純せん断抵抗力を解析的に得る仕組みは、実験とほぼ等価なモデルとなっている。

4.2 中詰材モデル

中詰材は球形であるが、その直径は実験に合わせて 40~80mm の範囲でランダムな分布モデルとした。図-10 に示す、実験と本解析の粒形分布より、解析では実験の粒度分布とほぼ等しくなるよう粒度を定めた。このようにして作成した 1300 個の球要素をせん断枠内に落下法¹⁷⁾でパッ

図-10 中詰材粒径分布

表-2 パッキング結果

項目	解析値	実験値
個 数	1300	—
粒 径(mm)	40~80	40~80
全重量(kN)	3.86	3.86
間隙比	0.844	0.800
単位体積重量(kN/m³)	1.42(上面 95cm)	1.42 (上面 90cm)

表-3 解析基本値

項目			値
要素数			1300
要素間すべり摩擦角 φ_e			$0^{\circ}\sim 75^{\circ}$
要素間ばね	ばね定数	法線方向	$1.0\times 10^6\text{N/m}$
		接線方向	$3.5\times 10^5\text{N/m}$
	連結 ばね定数	法線方向	$3.0\times 10^6\text{N/m}$
		接線方向	$1.0\times 10^6\text{N/m}$
	減衰定数 h		0.8
	粘着力 c		0N
時間条件	時間刻み Δt	1.0×10^{-6}	

キングする。パッキングでは、実験においてせん断枠上端から礫を流し組むように堆積させているため、解析においても枠の上端部から枠内に自由落下させ、単位体積重量が実験と同じになるようにした。表-2 には、実験値と比較しているが間隙比はやや疎であるものの、単位体積重量はほぼ等しくなっている。また、表-3 に解析基本値を示す。要素間の法線方向ばね K_n は、事前解析で安定する $K_n = 1.0 \times 10^6 (\text{N/m})$ を用いた。一般に礫材のポアソン比は 0.23 が得られている¹⁾ことから、接線方向ばね定数は、次式で示す法線方向ばね定数との比 K_s/K_n の関係¹⁸⁾より算定した。

$$\frac{K_s}{K_n} = \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \quad (14)$$

要素間のばねの減衰については、実験に用いた割栗石を 80cm の高さから床面に落下させ、落下回数によるばらつきを平均化して、その反発係数を再現できる $h=0.8$ を用いた。なお、要素間のすべり摩擦角 ϕ_e は、その影響を見るために $0^\circ \sim 75^\circ$ までを 10° ごとに 9 通りについて検討した。

5. 解析結果と考察

5.1 せん断抵抗力ー変位関係

図-11 に解析で得られたせん断抵抗力ー上端変位関係を示す。なお、図中の実験とは、図-5 における粒径 60mm の実験結果を表している。要素間すべり摩擦角 ϕ_e を 0° と

図-11 せん断抵抗力ー変位関係

図-12 無次元化せん断抵抗力(解析)

するとほとんど抵抗力がないが、全く無いわけではない。これは、法線方向のみの接触力が絶対にバランスするためである。続いて、 $\phi_e = 10^\circ \sim 40^\circ$ では、変形量の増加に伴いせん断抵抗力も漸増し続ける傾向にあるが、実験値に比べて小さな抵抗力となっている。さらに要素間すべり摩擦角 ϕ_e を $50^\circ \sim 75^\circ$ に増加されると明瞭にせん断抵抗力は大きくなり、 $\phi_e = 75^\circ$ の解析値は、実験の割栗石とほぼ一致している。ただし、一旦増加した抵抗力が急に小さくなる階段状の漸増弾塑性となっている。これは、抵抗力が急減する際に内部の要素配列の急激な組替えが生じるためである。ところで、要素間すべり摩擦角 $\phi_e = 75^\circ$ とは、円滑な接触面の値としては解釈し難く、礫形の凹凸に伴う抵抗力を表現できないため、摩擦係数の大きさで補うモデルとなった。

図-12 に試みに式(11)の内部摩擦角に代えて、要素間の

図-13 中詰要素の配列変化

図-14 礫(要素)の移動軌跡

図-15 セル構造の変形によるすべり面モデル

すべり摩擦角 ϕ_c を用いた無次元化せん断抵抗力 $\bar{M}$ とせん断変形の関係を示す。

$$\bar{M} = \frac{P \cdot h_1 / B}{\sigma_v \cdot h_2^2 \cdot \tan \phi_c} \quad (15)$$

実験において得られたせん断抵抗力は単一の水平荷重であるのでその載荷高さによって荷重値が異なることが推測される。内部摩擦角 ϕ_n が大きくなるとせん断抵抗力も大きくなることも実証されているので、要素間すべり摩擦角 ϕ_c と内部摩擦角 ϕ_n の関係をまず見出す指標として用いると図-12 は図-6 のようにまとまっておらず、要素間のすべり摩擦角と、中詰材の内部摩擦角とは直接の関係性が見出せないことがわかる。

図-13 には、中詰材の配列変化を示す。図-13(a)の初期配列では、落下法によって配列したため上端面に少なからず凹凸があるが、ほぼ水平である。これを上端変位 100mm まで変位させると、図-13(b), (c)の要素間すべり摩擦角

$\phi_c=20^\circ$, 75° では後壁面がやや盛り上がり、逆に前壁面は下がって傾斜している。

5.2 要素の移動軌跡

実験では、バルブシャッターを開放した重ね撮りによって礫の移動写真を撮り、礫の移動を分析している。図-14(a)にその見取り図を示す。図-14(b), (c)にそれぞれ解析の $\phi_c=20^\circ$ と 75° の各要素の移動軌跡を示している。

$\phi_c=20^\circ$ では、高さ 15cm より下部の要素は移動せず、その上部にある要素は、ほぼ水平に移動している。一方、 $\phi_c=75^\circ$ では、高さ 20cm より下の要素が不動となり、その上部にある要素は後壁面の傍で一端下方に斜めに移動して、その後、前壁面側にやや山形に移動している。これらは、図-14(a)の実験結果の描いている軌跡とは異なり、礫同士の内部機構を正しく表現できていないことがわかる。参考までに、先行実験以前にセル構造のせん断抵抗力推定モデルとされていた、代表的なモデルを図-15 に示す。い

図-16 接触力分布($\phi_c=75^\circ$)

図-17 礫圧分布(解析)

ずれのモデルにおいてもセル内部にせん断すべり面が形成され、その時のつり合いにより、極限状態のせん断抵抗力が得られるものとしている。まず、そのせん断すべり面の形状を図-14 と比較すると、Terzaghi¹⁹⁾やCummings²⁰⁾のモデルでは、とても一致しているとは言いがたい。先行実験は、図-15(d)の北島のモデルが近く、 $\phi_c=75^\circ$ の解析は、どちらかと言うとschneebeli²¹⁾と近いように見受けられる。ただし、内部にせん断すべり面が形成されるとしても、図-11 で明らかなように、そのせん断抵抗力はせん断変形10%という大変形においても増加し続けており、解析的にも極限荷重モデルが必ずしも適切とは言いがたいことがわかる。これらのモデルは、まず礫の形状を考慮せずに砂のような均等な材料を仮定しているので、粒状体の性質が顕著な礫では異なるメカニズムとなるためである。

なお、解析に実験と同様な山形のすべり面が形成されないのは、球形要素に回転運動を許した場合には、インターロッキング効果が出にくいことや、実験は凹凸があり、回転抑制が効いていることの影響と考えられる。

5.3 要素間接触力

図-16 には、 $\phi_c=75^\circ$ の要素間接触力分布を示す。この接触力分布図は、その接触点において要素間に生じている接触力を球の大小で表現したものである。これより、詰め込み初期には均等に分布しており、その後中詰材内部での接

触力がせん断変形の増加に伴って大きくなっていることがわかる。ただし、その分布は、前・後壁側もしくは、上下に限らずランダムであるものの後壁面側がやや大きくなっているように見える。図-17 には、上端変位0,10,20(mm)における前・後壁面に働いている礫圧分布を示す。なお、この礫圧は高さ方向に10cm分の面積に作用する接触力を平均化したものである。まず前壁面では、実験と同様に三角形の分布形状で変位の増加に伴って増加しているようにも見えるがその分布形状が崩れている。続いて後壁面では、実験で見られた逆三角形の増分礫圧は表れていない。すなわち、図-7 で示した実験結果とは異なることがわかる。このことは、球形要素モデルでは、実礫材の力の内部伝達機構を正しく表現できないことを示している。

6 結 言

本研究は、礫材を球形要素としてモデル化した個別要素法による単純せん断解析を行い、中詰材の挙動を解明するとともに、鋼製砕砂防堰堤の中詰材と鋼製枠の一体挙動時におけるせん断抵抗力評価の基礎的に検討を行ったものである。本研究の成果をまとめると以下ようになる。

- (1) 要素の要素間すべり摩擦角を変化させることにより、中詰材のせん断抵抗力を制御できることがわかった。その抵抗力は、せん断変形に伴って、せん断変形10%

(変形 100mm)を超えても漸増し続ける。この解析において極限荷重に相当するピーク値が表れないことを確認できたことは先行実験結果を補完するものである。

- (2) 先行実験に対応する要素間すべり摩擦角は75°以上となり、これは礫材の凹凸を球形モデル化したことによって生じた滑らかさを摩擦係数によって補うものとなった。すなわち実在する数値とは言い難い大きさとなる。
- (3) 中詰材の移動形態と内部の移動分布は、先行実験のものとは傾向が異なるものとなった。これは、球形要素では、個々の要素が回転運動にしても体積膨張が生じないことの影響と思われる。

以上、球形要素では、礫材の本来持っている要素間の絡み合い効果を表現できないため、内部での中詰材の挙動や内部における抵抗力とは異なるものとなる。よって、要素形状の凹凸効果を考慮できる解析の検討が望まれる。

参考文献

- 1) 砂防・地すべり技術センター鋼製砂防構造物委員会：平成21年版鋼製砂防構造物設計便覧，2010。
- 2) 北島昭一：セル岩盤の安定性に関する研究，運輸省湾港技術研究所報告，Vol.12, No.3, 1962。
- 3) 北島昭一，野田節男，中村種清：根入れ鋼板セルの静的挙動，湾港技研資料，No. 375, pp.3-8, 1981。
- 4) 香月智，石川信隆，大平至徳，鈴木宏：鋼製砂防堰堤構造物の中詰材のせん断抵抗力及び中詰材圧の推定法に関する一考察，土木学会論文集，Vol.428, I-15, pp.97-106, 1991。
- 5) 伊藤一雄，香月智，石川信隆，阿部宗平，中村徹：礫中詰め型砂防ダムの中詰材のせん断抵抗力：砂防学会誌，Vol. 50, No.1, pp.3-14, 1997。
- 6) 香月智，石川信隆，大平至徳，鈴木宏：鋼製砂防構造物の中詰材との共同作用に関する実験的研究，新砂防，Vol.42, No.6, pp. 18-23, 1990。
- 7) 香月智：鋼製砂防ダムの礫中詰材圧に関する研究，建築年報，1991。
- 8) Cundall, P.A. and Strack, O.D.L. : A Discrete Numerical Model for Granular Assemblies, Geotechnique, No.29, pp.47-65, 1979。
- 9) 松岡元，山本修一：個別要素法による粒状体のせん断機構の微視的考察，土木学会論文集，No. 487, III-26, pp.167-175, 1994。
- 10) 後安康宏，中瀬仁，田中泰雄，松田尚徳：3次元個別要素法による砂の変形強度－せん断角度の関係の検討，神戸大学都市安全研究センター研究報告，Vol.11, pp.77-83, 2009。
- 11) 岩下和義，小田匡寛：粒子接点での転がり抵抗を考慮した個別要素法によるせん断帯の微視的変形機構，応用力学論文集，Vol.2, pp.401-411, 1999。
- 12) 松島亘志，前田健一，石川達也：講座「粒子特性の評価と工学的意義」，土と基礎，地盤工学会，Vol.55, No.6, pp.37-44, 2007。
- 13) 堀口俊行，澁谷一，香月智，田附正文：集合体要素の形状特性が安息角に及ぼす影響に関する解析的検討，構造工学論文集，Vol.57A, pp.136-146, 2011。
- 14) 原木大輔，香月智，田代元司：円柱形要素を用いた個別要素法による落石防護網の衝撃応答解析，土木学会論文集 A, Vol.65, No.2, pp.536-552, 2009。
- 15) 澁谷一，原木大輔，香月智：3次元個別要素法による透過型砂防えん堤の流木混じり土石流の捕捉シミュレーション，応用力学論文集，Vol.12, 2009。
- 16) 戸田隼人：有限要素法による振動解析，サイエンス社，pp.23-27, 1997。
- 17) 伯野元彦：破壊のシミュレーション，森北出版株式会社，pp.51-55, 1997。
- 18) 澁谷一，香月智，大隅久，石川信隆：3D-DEMによる流木捕捉工の捕捉シミュレーション解析，砂防学会誌，Vol.63, No.6, pp.13-22, 2011。
- 19) K. Terzaghi : Stability and Stiffness of Cellular Cofferdams, ASCE, Transaction, Vol.110, pp. 1165-1170, 1945。
- 20) E.M.Cummings : Cellular Cofferdams and Docks, ASCE Proceedings WW-3, 1957。
- 21) G. Schneebeli : Contribution au Calcul de la Stabilité des Batardeaux a Double Paroi de Palplanches, Proc., of 4th I.C.M.F.E., 1957。

(2011年3月8日 受付)