

締め固め効果を考慮した礫中詰材のせん断抵抗力推定法と砂防ダム設計への応用

伊藤一雄¹・香月 智²・石川信隆³・阿部宗平⁴

¹ 正会員 工修 防衛大学校研究員 (〒239 神奈川県横須賀市走水1-10-20)

² 正会員 工博 防衛大学校助教授 (〒239 神奈川県横須賀市走水1-10-20)

³ フェロー 工博 防衛大学校教授 (〒239 神奈川県横須賀市走水1-10-20)

⁴ (財)砂防・地すべり技術センター研究開発課長 (〒102 東京都千代田区九段南4-8-21)

本研究は、砂防ダムに用いられる礫中詰材の締め固め効果を考慮したせん断抵抗力の推定法を開発したものである。まず、砂および粗粒礫材を用いた単純せん断変形実験を行い、せん断抵抗力～変位関係に及ぼす礫径および締め固めの効果について調べた。その結果、礫中詰材のせん断抵抗力は締め固めによって顕著に増加することを示した。次に、粒状体解析の見地から個別要素法を用いて実験結果のシミュレーション解析を行い、要素の詰め方によるせん断抵抗力のメカニズムを明らかにした。最後に、締め固め効果を考慮した中詰材のせん断抵抗力～変位関係の簡易推定法を提案し、本手法のダブルウォール砂防ダム設計への応用性について検討した。

Key Words : double wall check dam, shear resistance, filled gravel, distinct element method, compaction effect

1. 緒言

写真-1に示すダブルウォール砂防ダム¹⁾は、鋼矢板または鋼板によって上・下流面を仕切り、その中に礫中詰材を充填した不透過型砂防ダムのひとつである。中詰材には現地の砂礫を使用し、堤体内には鋼材の中間枠がないためドーザやローラーを用いて転圧ができる。従来、このダムは掃流区域で用いられてきたが、近年は、迅速な施工が可能であるため火山災害対策施設としても建設されている。ところで、本構造を含め、砂防ダムに用いられる中詰材の水平方向の単純せん断変形に対する抵抗力については、従来、係船セル岸壁の設計²⁾で用いられている北島の式^{3),4)}を用いてその強度を評価していた。北島の式は、砂を用いた模型実験によって中詰材内部に生じる崩壊すべり面に関する解析的検証に立脚して、实用時には簡易なすべり面モデルに関する力のつりあいから中詰材の崩壊時のせん断抵抗力を求める式である。しかし、砂防ダムのように、現地礫材を用いた中詰材への適用性については未解明であり、また締め固めの効果は考慮できない。

このような背景から、香月ら⁵⁾は、矩形の単純せ

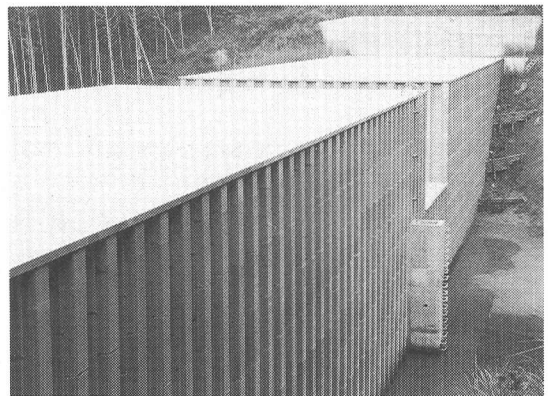


写真-1 ダブルウォール砂防ダム

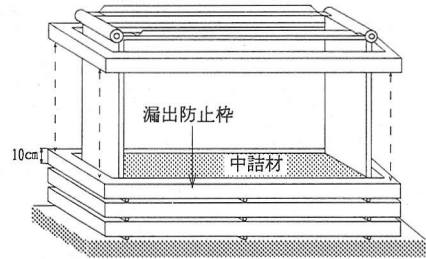
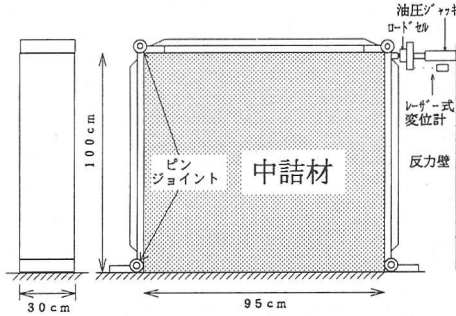
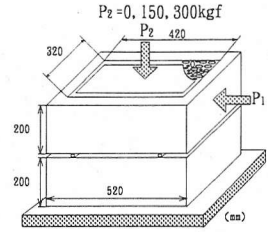
ん断枠と階段型の単純せん断枠を用いて礫中詰材のせん断抵抗力～変位関係を実験的に求めた。そのうえで、①礫材のせん断抵抗力は、せん断変形に応じて単調に増加し、北島式による抵抗力がその増加過程に含まれること、②矩形のせん断枠のせん断抵抗力～変位関係は、無次元化モーメントのパラメータを用いて、礫種類にかかわらず、礫材の内部摩擦角、単位体積重量および矩形の大きさを用いて表す

表-1 礫の諸元

砂および礫種類	ケイ砂5号	砕石4号	割栗石
粒径範囲	0.5~1mm	20~30mm	40~80mm
呼称粒径	0.7mm	25mm	60mm
礫比重	2.66	2.67	2.61
粒子の形状	角あり	角あり	角あり

表-2 内部摩擦角

礫種類	詰め方	
	緩詰め	密詰め
ケイ砂	30°	40°
砕石	44°	50°
割栗石	51°	52°



(a) 主部

(b) 漏出防止枠

図-2 せん断枠実験装置

ことができること、③矩形のせん断抵抗力～変位関係を用いて、階段型の形状を持ついわゆる鋼製砂防ダムの中詰材圧および中詰材のせん断抵抗力の推定法を提案した。これに基づいて、鋼製砂防ダムの現行設計では、従来の北島の式または香月らの式のいずれか一方を用いて、安全性照査を行うようになっている¹⁾。しかし、いずれの設計法でも中詰材の詰め方、すなわち締め固めの効果は考慮されておらず、また、ダブルウォール砂防ダムのように幅広の中詰材のせん断抵抗力の推定法については言及していない。

そこで本研究では、まず砂および粗粒礫材の単純せん断枠実験を行い、せん断抵抗力～変位関係に及ぼす締め固めの影響を調べた。次に、この実験結果を個別要素法を用いてシミュレーション解析し、中詰材の詰め方がせん断抵抗力に及ぼすメカニズムについて検討した。そのうえで、香月ら⁵⁾のせん断抵抗力の推定法を締め固めの効果を考慮できるように修正し、最後に、本法を実ダブルウォール砂防ダムの設計へ適用するとともに、従来の北島の式による設計法との比較検討を行ったものである。

2. 実験の概要

(1) 中詰材

実験に用いた中詰材は、表-1に示すように、ケイ砂5号(以下ケイ砂)、砕石4号(以下砕石)および割栗石の3種類である。ケイ砂は、粒径0.5mm～1.0mm

のもので、比重は2.66、粒子の形状は角張っている。砕石は、ふるいを用いて調整した粒径20～30mmのもので、比重は2.67、粒子の形状は同じく角張っている。割栗石は、粒径40～80mmで、比重は2.61、角張っているがややもろい岩質のものが混在する栗石である。

中詰材の内部摩擦角は、図-1に示す平面寸法320mm×420mmの鋼製箱⁵⁾を用いて一面せん断実験により求めた。詰め方は、流し込んだ後に軽く敷きならす緩詰めと、さらにバイブレーターで締め固める密詰め⁶⁾の2方法である。各中詰材に対して上載荷重を0kgf、150kgfおよび300kgf(1kgf=9.8N)に変化させた実験を行い、表-2のように礫種類と詰め方に応じて内部摩擦角をそれぞれ求めた。

(2) 単純せん断枠実験

実験装置は、砂防ダム堤体のせん断変形を模して、図-2(a)に示すような幅95cm、高さ100cm、奥行き30cmの4点ヒンジで接合した鋼製せん断枠内部に、ケイ砂、砕石および割栗石の中詰材を充填したものである。この上端(高さ100cm)を、反力壁に取り付けた油圧ジャッキによって水平方向に載荷しせん断実験を行った。ここで、中詰材の漏出を防止し、かつ端面摩擦の影響を取り除くために、図-2(b)のようなコロを挟んだ漏出防止枠を取り付けた。計測項目は、荷重および載荷点変位で、荷重はジャッキ先端に取り付けたロードセル(容量5tf)によって、変位はレーザー式変位計(測定範囲200mm)を用いて計測した。なお、

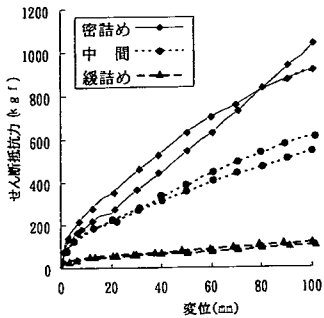
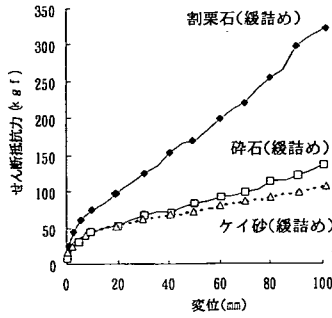
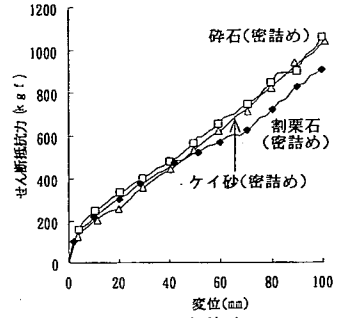


図-3 ケイ砂のせん断抵抗力～変位関係 (1kgf=9.8N)



(a) 緩詰め



(b) 密詰め

図-4 せん断抵抗力～変位関係に及ぼす礫種類の影響(1kgf=9.8N)

表-3 中詰材の詰め方

種類	詰め方			
	緩詰め	中間	密詰め	
ケイ砂 5号	単位体積重量(ρ)(gf/cm ³)	1.33	1.47	1.53
	間隙比(e)	1.0	0.81	0.74
砕石4号	単位体積重量(ρ)(gf/cm ³)	1.38	—	1.53
	間隙比(e)	0.93	—	0.73
割栗石	単位体積重量(ρ)(gf/cm ³)	1.4	—	1.5
	間隙比(e)	0.86	—	0.74

実験は最大変位100mm(堤体高の10%)まで行った。中詰材の充填方法は、緩詰め、密詰めおよびその中間の詰め方の3種類である。緩詰めは、中詰材を4層に分けて上方から流し込み、各層ごとに軽く敷きならして充填した。密詰めは、中詰材を4層に分けて充填し、各層ごとにバイブレーターを用いて十分な締め固めを行い、間隙比がほぼ0.74になるように充填を行った。中間の場合は4層に分けて砂を流し込み各層ごと2.5kgfランマーを用いて160回の打撃を加えて充填を行った。表-3に、本実験における中詰材種類と詰め方の種類の一覧を示す。

3. 実験結果と考察

(1)中詰材の詰め方の影響

図-3は、ケイ砂を用いた単純せん断実験におけるせん断抵抗力～変位関係を示したものである。これより、いずれの詰め方においてもせん断抵抗力は、硬化型の弾塑性挙動を示すことがわかる。また、詰め方に応じて顕著に抵抗力が異なっており、変位100mmでのせん断抵抗力で比較すると、緩詰め(単位体積重量 $\rho=1.33\text{gf/cm}^3$ 、間隙比 $e=1.0$)では100kgf(0.98kN)程度しか抵抗力がないのに対して、中間($\rho=1.47\text{gf/cm}^3$ 、 $e=0.81$)では約600kgf(5.9kN)、密詰め($\rho=1.53\text{gf/cm}^3$ 、 $e=0.74$)では約1000kgf(9.8kN)のせん断抵抗力となり、密詰めは緩詰めの約

10倍の抵抗力を示している。北島の式^{3),4)}や香月ら⁵⁾の式では単位体積重量と内部摩擦角に応じて抵抗力が増すようになっているが、表-2, 3に示した値によって推定しても、とても10倍に増加することを表すことはできない。よって、中詰材の抵抗力に詰め方の影響を考慮する評価法を検討することが必要である。

(2)礫種類の影響

図-4は、せん断抵抗力～変位関係に及ぼす礫種類の影響を示したものである。まず、図-4(a)の緩詰めの場合を見るとケイ砂と砕石では砕石の方がやや大きな値ではあるが、ほぼ同程度のせん断抵抗力を示している。これに対して割栗石の場合では約3倍程度大きくなり、粒径が大きくなるにともない、抵抗力が増加する傾向が認められる。ただし、このときの各ケースの間隙比を比べるとケイ砂： $e=1.0$ 、砕石： $e=0.93$ に対して、割栗石： $e=0.86$ となっており、間隙比から見ると割栗石が他のものより締まっている。すなわち、間隙比が小さくなるほどせん断抵抗力が大きくなっている。次に、密詰めの場合では、若干割栗石が小さな値を示すが、粒径の影響は見受けられない。ここで、間隙比はケイ砂： $e=0.74$ 、砕石： $e=0.73$ および割栗石： $e=0.74$ とほぼ等しい。すなわち、間隙比が等しい場合には抵抗力がほぼ等しくなるように見受けられる。

4. 個別要素法によるシミュレーション解析

本項では、粒状体解析の見地から個別要素法⁶⁾を用いて本実験に対するシミュレーション解析を行い、要素の配列によるせん断抵抗力のメカニズムの相異について考察する。

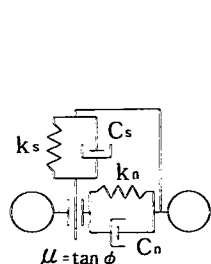


図-5 要素モデル

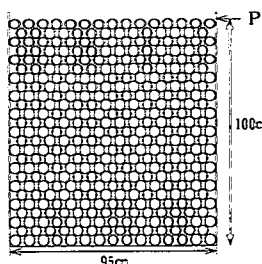


図-6 解析モデル

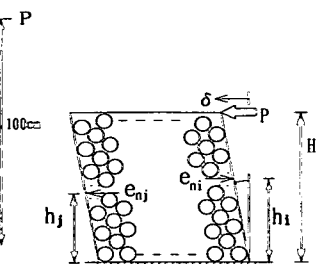


図-7 壁に働く要素の接触力とせん断抵抗力の関係

表-4 入力定数

法線方向ばね係数 (K_n)	20kgf/cm	
接線方向低減率 (S)	0.25	
要素間すべり	密	40°
	緩	30°
摩擦角 (ϕ)		
接線方向ばね係数 (K_s)	$S \cdot K_n$	
法線方向減衰係数 (C_n)	$K_n \cdot T / \pi$	
接線方向減衰係数 (C_s)	$C_n \cdot S$	
増分時間間隔 (Δt)	1×10^{-5} sec	

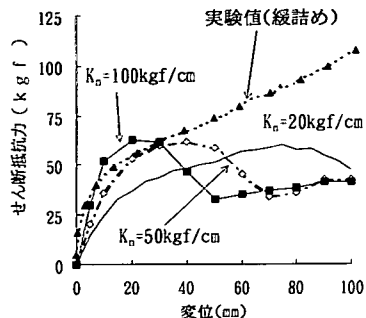
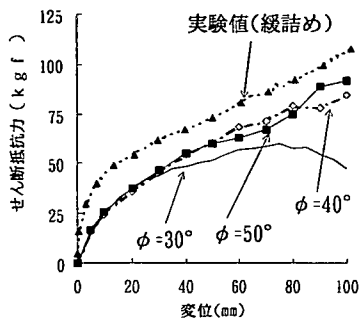
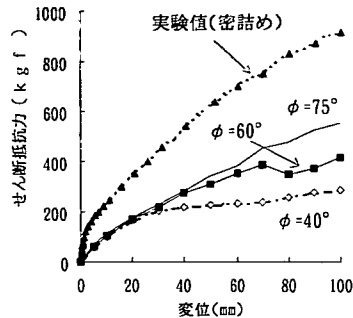


図-8 法線方向ばね係数がせん断抵抗力～変位関係に及ぼす影響(1kgf=9.8N)



(a) 緩詰め(1kgf=9.8N)



(b) 密詰め(1kgf=9.8N)

図-9 要素間すべり摩擦角がせん断抵抗力～変位関係に及ぼす影響

(1) 解析基本式およびモデル

まず、個別要素モデルの要素間に働く力と変形の関係を、図-5に示すような接線・法線方向の弾性ばねとダッシュポットおよびスリッパによって与える。次に、解析モデルは、図-6に示すように95cm×100cmの枠境界内に要素を規則的に詰め、荷重方法は荷重面の上端を1cm/sのせん断速度で強制変形させる。

この場合、一つの要素モデルは、無数の実砂粒子の代表値としての性格を有しつつ、要素の集合体全体では粒状体特有の変形特性も表現できるものである。このように、砂粒子をある大きさに代表モデル化する解析手法は、ロックシェッドの敷砂の衝撃緩衝効果の基本メカニズムの解明に有効であることが、吉田ら⁷⁾および園田ら⁸⁾の研究によっても明らかにされている。

個別要素法に用いる入力定数の決定法については、いくつかのモデルが提案されている。例えば、大町ら⁹⁾は法線方向ばね係数について、構造全体としての波の伝搬速度が実構造と一致するように決定する方法を提案している。一方、吉田ら⁷⁾および園田ら⁸⁾は、法線方向ばね係数を平板荷重試験の結果から、また、要素間の摩擦角を材料全体の内部摩擦角から求める手法を提案している。

本研究では、吉田らおよび園田らの研究を参考に

表-4に示す入力定数を用いた。すなわち、法線方向ばね係数 K_n は実験に用いた供試体の平板荷重試験の結果から、また、要素間すべり摩擦角については、表-2で示した一面せん断試験で得られた内部摩擦角を用いた。そのうえで、接線方向ばね係数の決定については木山ら¹⁰⁾の研究を参考にして低減率 $S = 0.25$ を用いて求めた。また、法線方向の減衰係数 C_n は、構造全体での振動周期 $T = 90$ msec以上の高周波振動に対して減衰するよう値を決定した。

このうえで、枠を一定速度で強制的に変位させると、図-7に示すように荷重側と反対側の垂直壁面に水平方向の接触力がアンバランスな状態で生ずる。この水平力の底面まわりのモーメントが外荷重 P によって生ずる底面まわりのモーメントとつり合うことを考慮すると中詰材のせん断抵抗力 P は、次式によって求められる。

$$P = \sum_i e_{ni} \frac{h_i}{H} - \sum_j e_{nj} \frac{h_j}{H} \quad (1)$$

ここで、 e_n : 要素と壁間に働く水平方向接触力、 h : 要素の高さ、 H : 外力荷重の高さ、 i, j : それぞれ荷重側と反対側の壁面を表す。本式では底面周りのモーメントのつり合いをとるので、底面に生じるせん断応力は無視されている。

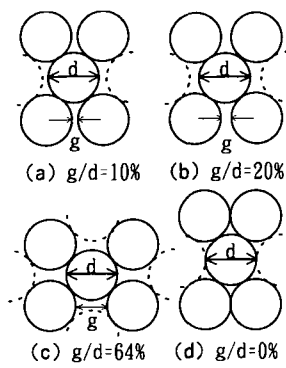


図-10 要素の初期配列

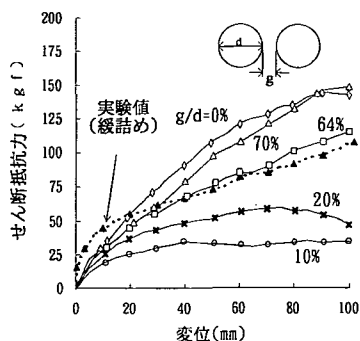


図-11 要素間隔がせん断抵抗力～変位関係に及ぼす影響(1kgf=9.8N)

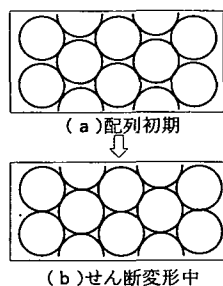


図-12 $g/d=70\%$ における再配列のメカニズム

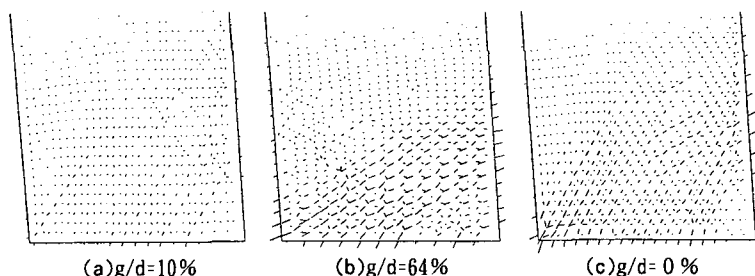


図-13 緩詰めシミュレーションにおける接触力分布(変位10cm)

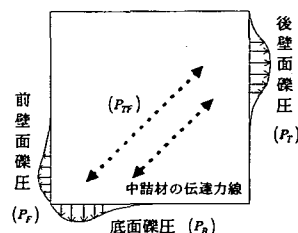


図-14 中詰材の力の伝達メカニズムとせん断抵抗力

(2)緩詰めのシミュレーション

ケイ砂を緩詰めした実験結果のせん断抵抗力～変位関係をシミュレーションするにあたり、当初①ばね係数、②摩擦角および③要素配列がせん断抵抗力～変位関係に及ぼす影響を感度分析した。

図-8に、配列間隔を後述する図-10の $g/d=20\%$ (g :要素間隔, d :要素径)において、法線方向ばね係数を表-4に示した値を基準に $K_n=20\text{kgf/cm}$, 50kgf/cm および 100kgf/cm とパラメトリックに変化させた場合の影響を示す。これより、法線方向ばね係数を大きくすることにより変位の小さい領域では実験値を良くシミュレートしているが、せん断変形が進行すると抵抗力が減少する軟化現象に転じている。これは、ばね定数が大きすぎると要素の剛性が大きくなるため、初期の変形によって押された荷側壁面近傍の要素に過大な加速度が生じ、これが砕内に伝播して要素間に乱れが生じ、軟化現象が発生するものと思われる。すなわち、ばね定数を大きくしても実験の挙動をあまり良く表現できないことがわかる。

図-9(a)には、 $K_n=20\text{kgf/cm}$ で $g/d=20\%$ において、摩擦角を $\phi=30^\circ$, 40° および 50° と変化させた場合を示す。摩擦角を大きくすると、変位が40mmを越えた部分でのせん断抵抗力は大きくなるが、 40° と 50° ではあまり明瞭な差は無く、摩擦角を大きくしても実験値をうまくシミュレートすることはできない。

次に、密詰めの場合と比較するため、 $K_n=100\text{kgf/cm}$, $g/d=0\%$ の場合で摩擦角を変化させた場合を図-9(b)に示す。これより、摩擦角を大きくすることによりせん断抵抗力はある程度大きくなってはいるが、摩擦角を 75° としても、実験値とはかなり差がある結果となる。また、現実に摩擦角 $\phi=75^\circ$ という数値は一般的でない。

そこで、要素の初期配列の相違を要素間隔 g と要素径 d で表し、要素の配列状態を図-10のように変化させてみる。すなわち、図-10(a)の $g/d=10\%$ とは $g=0.5\text{cm}$, $d=5\text{cm}$ で $g/d=0.1$ となることを意味し、 $g/d=20\%$ とは $g=1\text{cm}$, $d=5\text{cm}$ で $g/d=0.2$, $g/d=64\%$ とは $g=3.2\text{cm}$, $d=5\text{cm}$ で $g/d=0.64$ となることをそれぞれ意味している。また $g/d=0\%$ とは図-10(d)に示すようにすべての要素が互いに接触していることを示している。図-11は $K_n=20\text{kgf/cm}$, $\phi=30^\circ$ と一定とした場合、要素配列(g/d)の違いがせん断抵抗力～変位関係に与える影響を調べたものである。これより、一般に間隔を広くする($g/d \rightarrow$ 大)ほどせん断抵抗力が大きくなり、特に間隔が要素径の64%のときに、緩詰めの実験値とほぼ一致することがわかる。さらに大きな間隔図-12(a)のような($g/d=70\%$)においてはせん断変形の途中で図-12に示すように上段の要素が下段に落ち込むような再配列が生じ、 $g/d=0\%$ と同じく配位数が6となり、これらの2つのせん断抵抗力～変位関係

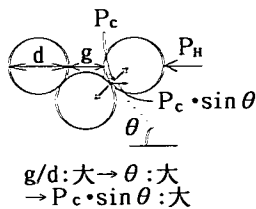


図-15 配位数(N=4)における力の伝達

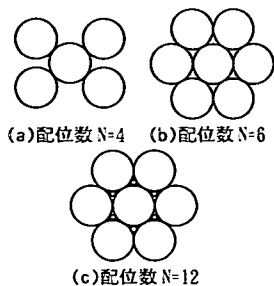


図-16 配位数(N)の行方化

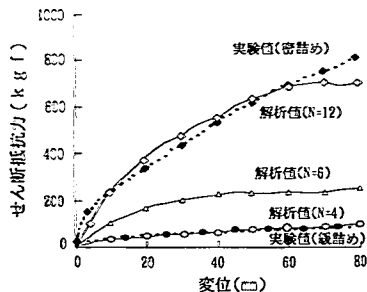


図-17 配位数がせん断抵抗力に及ぼす影響 (1kgf=9.8N)

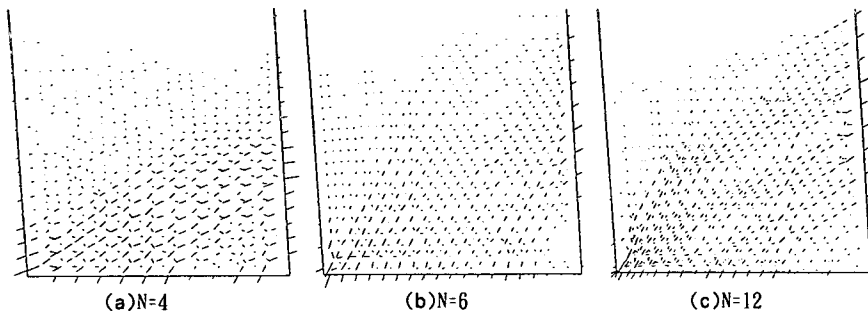


図-18 密詰めのシミュレーションにおける接触力分布(配位数の影響)

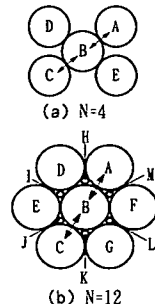


図-19 伝達メカニズムと配位数

はほぼ同様の結果が得られる。この図-12(b)の配列と図-10(d)とは異なる配列であるが、後述するように要素1コ当りの接触点数、すなわち、配位数が6コであるという点において同じであり、図-11において2つのせん断抵抗力～変位関係がほぼ等しいことは興味ある結果である。以下にこれらのメカニズムについて考察してみる。

図-13に緩詰めのシミュレーションにおいて、 $g/d=10\%$ 、64%および0%の場合の変位10cmでの接触力分布を示す。これらの力の伝達メカニズムと中詰材の前・後壁面および底面に対する礫圧の関係を模式的に表すと一般に図-14のようになる。すなわち、後壁面においてせん断変形に抵抗して発生した礫圧 P_T が、中詰材内部をブレースのように斜め下方に向かって伝達し、その先端は前壁面下部隅の礫圧 P_F や底面礫圧 P_B とつりあうようになる。このような観点から見ると、図-13(a)の $g/d=10\%$ の配列では、中詰材内部に図-14に示す力の伝達線が明瞭に表れておらず、抵抗力が小さいことがわかる。これに対して、図-13(b)の $g/d=64\%$ の場合は、力の伝達線が強くかつその領域も広く表れ、このため後壁面側の礫圧 P_T も大きくかつ底面から比較的高い位置にまで広く発生している。これは、図-15に示すように後壁面に発生した水平方向の力 P_H が、要素間の接触力 P_C とつり合うため、要素間隔 g を要素径 d に対して相対的

に大きくすると接触角 θ が大きくなる (P_C の水平成分も大きくなる) ことにより、 P_C が効率よく P_H に伝達されるためと考えられる。また、間隔なし(0%)では、さらに、載荷側の壁面の上部付近まで大きな接触力が表れている。

(3)密詰めのシミュレーション

図-3に示すように、ケイ砂の密詰めのせん断抵抗力は、緩詰めの場合の約1.0倍も抵抗力が大きくなることが実験的に認められたが、前述のように要素の水平間隔を変化させても、図-11の $g/d=0\%$ の抵抗力が最大となり、実験で得られた密詰めのケースに対応するせん断抵抗力～変位関係は得られない。

そこで、要素1コ当りの接触点数すなわち配位数(N)に着目し、図-16に示すような配位数が4、6およびその間隙の間詰めを行った配位数12の3種類の配列について計算した。図-17に、得られたせん断抵抗力～変位関係を示す。配位数が大きくなると顕著にせん断抵抗力が大きくなることがわかる。特に、 $N=12$ では実験値の密詰めとほぼ同程度のせん断抵抗力となった。図-18に、それぞれの接触力分布を示す。配位数が大きい配列では、接触力を強く伝達する領域が広くなり、後壁面(載荷点側)の先端付近まで、大きな接触力が現れ、大きなせん断抵抗力を生じていることがわかる。図-14で示したように、中詰材の抵

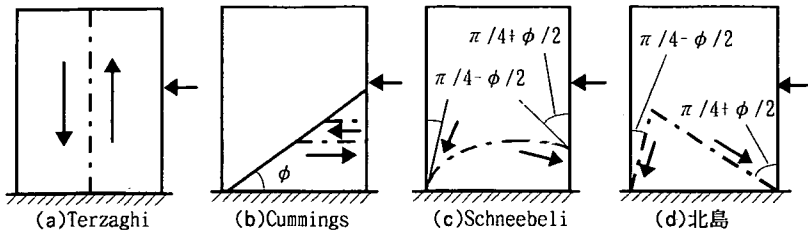


図-20 セル構造の変形により発生するすべり面の考え方

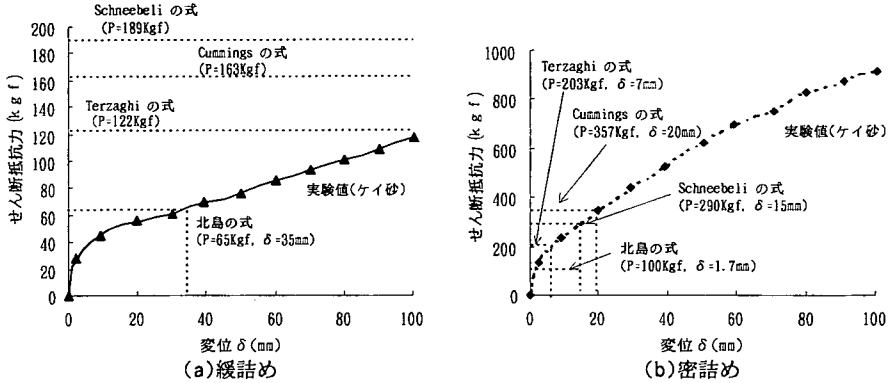


図-21 実験結果と従来の推定式の比較(1kgf=9.8N)

抗力は伝達パス P_{TF} の大きさに支配される。図-19(a), (b)に配位数 $N=4$ と $N=12$ における伝達メカニズムを示す。 $N=4$ の配列では、伝達力 P_{TF} は要素 A-B-C の配列の直線性が保たれると大きくなる。しかし、A-B-C の直線性がなくなるとあたかも座屈したようになり¹¹⁾、A-B、B-C間の伝達力は小さくなる。この直線性を保つ支持力は、図-19(a)の $N=4$ では D、B、E の配列の接触力によって維持され、一方、図-19(b)の $N=12$ においては、要素 D、E、F、G、H、I、J、K、L、M の10個の要素から得られている。このため、この中の数個の接触力が消失しても伝達線 A-B-C を維持する機構は保たれ続ける。これより、図-18(c)の $N=12$ の場合には、力の伝達線の幅が広くなり配列を保持するメカニズムに充分な冗長性があるため、大きなせん断抵抗力が得られたと思われる。

5. せん断抵抗力～変位関係の推定式

4項の解析結果によると、締め固めを良好に行うことを模擬して要素の配位数を大きくすることにより礫骨格構造の冗長性が高まり、せん断抵抗力が大きくなることが示された。しかし、締め固めの度合いを連続的に表現するためには、配位数と g/d を適度に変化させた解析を行うことが必要となる。しかし、図-10および図-16で明らかのように、円形要素に規

則性を持たせるとこれらは非連続的なパラメータとなり、逆に連続性を持たせるには、要素形状、大きさ、配列をランダムにする必要があるが、この場合には、配位数をコントロールすることが困難である。明らかに、実験材はランダムな形状、粒径、配列となっているため、ランダム要素のシミュレーションが望まれるが、個別要素法を用いて実砂防ダム のせん断抵抗力を締め固めや礫材の形状を考慮してシミュレーションするには、未だ解決すべき問題が非常に多い。そこで、本項では香月ら⁵⁾が提案した推定式を、締め固めの影響を考慮した式へと修正し、その実設計への適用性について検討する。

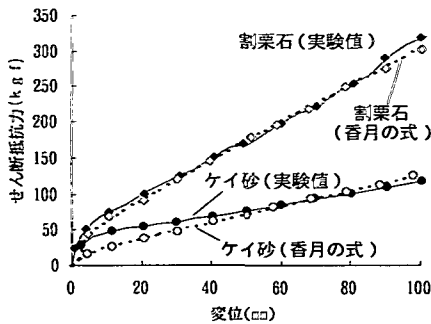
(1) 既往の研究と実験結果の比較

a) 既往の研究

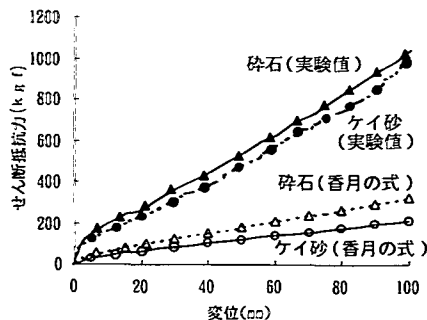
従来のセル構造物のせん断抵抗力を算定する方法としては、図-20に示すようなセルの変形時のすべり面の仮定に基づき、Terzaghi¹²⁾、Cummings¹³⁾、Schneebeli¹⁴⁾、北島³⁾らが研究を行っており、これらのせん断抵抗モーメントの算定式を一般化すると次のようになる。

$$M_{ss} = R\rho H^3 \tan \phi \quad (2)$$

ただし、 M_{ss} : せん断抵抗モーメント、 ρ : 単位体積重量、 H : 堤体高さ、 ϕ : 内部摩擦角、係数 R



(a) 緩詰め



(b) 密詰め

図-22 実験結果と香月の推定式の比較(1kgf=9.8N)

は、各研究によって異なり次のように与えられる。

Terzaghi¹²⁾は、係数 R を次式によって与えた。

$$R = \frac{1}{3} C_v \quad (3)$$

ただし、 C : 中詰材の土圧係数であり、Terzaghi は $C = 0.4 \sim 0.5$ を提案しているが、P. P. Krynine¹⁵⁾ は $C = (1 - \sin^2 \phi) / (1 + \sin^2 \phi)$ を、立石¹⁶⁾ は $C = 0.6$ を提案している。 $v: B/H$ 、 B : 堤体幅(m)、 H : 堤体高さ(m)。Cummings¹³⁾は、係数 R を次式によって与えた。

$$R = \frac{1}{6} (3 - v \tan \phi) v^2 \tan \phi \quad (4)$$

Schneebeli¹⁴⁾の与えた係数 R は、次のようになる。

$$R = \frac{1}{6} (0.03v\phi / \tan \phi) \quad (5)$$

北島³⁾は、変形を許す場合の係数 R を次式によって与えた。

$$R = \frac{1}{6} (3 - v \cos \phi) v^2 \cos \phi \quad (6)$$

また、香月⁵⁾は正方形の中詰材のせん断抵抗力に関して、この係数 R を無次元化せん断抵抗力と名付け、実験式として次のようにせん断変形量の関数として提案している。

$$R = 4.44 \times \gamma + 0.169 \times \gamma^{0.2} \quad (7)$$

ここで、 γ : せん断変形量

b) 実験結果と既往の研究^{3), 5), 12) ~ 16)}の比較

図-21は、従来のせん断抵抗力推定式を用いた推定値と本実験でのケイ砂の場合のせん断抵抗力との比較を示している。まず図-21(a)は、緩詰めの場合のケイ砂の実験値と従来の式の比較であるが、北島の式による推定値は、せん断抵抗力65kgf(637N)となり、

これは実験値では変位35mm(せん断変形量3.5%)で得られた荷重に対応している。また、Terzaghiの式では122kgf(1.2kN)となり変位10cm(せん断変形量10%)の荷重に対応しており、かなり大変形時のものと一致している。しかし、CummingsおよびSchneebeliの式ではそれぞれ163kgf(1.6kN)、189kgf(1.85kN)となり、実験では得られない値となっている。次に、図-21(b)は密詰めの実験結果との比較を示しているが、北島の式では100kgf(980N)で変位1.7mmに相当する荷重となり、Terzaghiの場合は203kgf(1.99kN)で変位約7mm、Cummingsでは357kgf(3.5kN)で変位20mm(せん断変形量2%)、Schneebeliでは290kgf(2.8kN)で変位15mm(せん断変形量1.5%)となり、いずれの推定式も変形量2%以下のかかなり過小な評価となっていることがわかる。また、これらの推定値は、崩壊状態(最大荷重)を前提としているにもかかわらず、予測した荷重値で中詰材の抵抗力は増加途中にあり、崩壊していない。

図-22には、香月⁵⁾の式を用いたせん断抵抗力～変位関係の推定値と実験結果を比較して示す。図-22(a)は緩詰めの実験値との比較結果を示すが、香月の式は、割栗石とケイ砂によって異なったせん断抵抗力～変位関係を極めて良好にシミュレートしている。しかし、図-22(b)の密詰めの実験結果との比較では、香月の式は詰め方の影響を表すパラメーターがなく、単位体積重量と内部摩擦角の増加によるせん断抵抗力の増加を考慮しても、ケイ砂および砕石とも実験値に比べて約1/3～1/5程度となり、せん断抵抗力を過小に評価していることがわかる。これより、香月の式は緩詰めの場合のせん断抵抗力の算定には適用できるが、密詰めの場合にはせん断抵抗力を過小評価することがわかる。

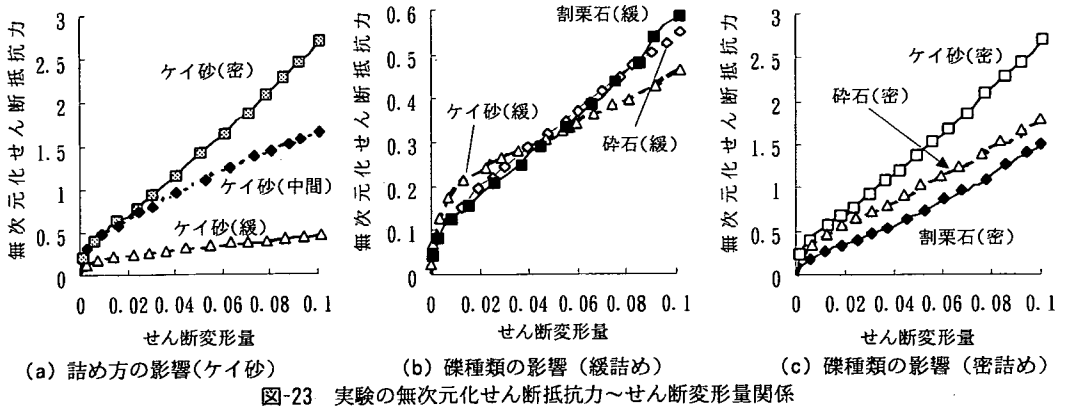


図-23 実験の無次元化せん断抵抗力～せん断変形量関係

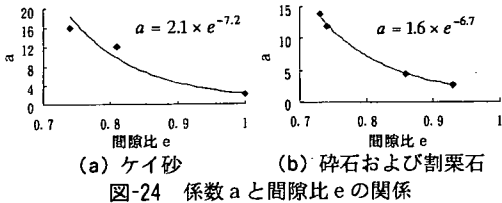


図-24 係数 a と間隙比 e の関係

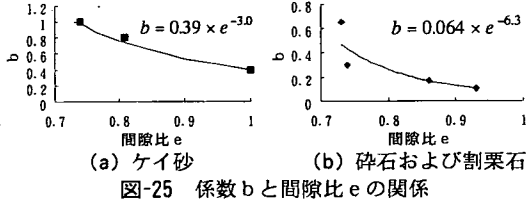


図-25 係数 b と間隙比 e の関係

(2) 詰め方の影響を考慮したせん断抵抗力推定式の提案

以上の考察を要約すると、①従来のせん断抵抗力の推定法では中詰材の詰め方の影響が考慮されていないため、詰め方によっては、過大または過小に評価することがわかった。②香月の式以外の方法では、せん断抵抗力が、変位量のいずれに相当するものか明確でないため、実験値のようにピーク荷重が現れないものに対して、どの点の抵抗値を評価しているのか不明である。③香月の式は、緩詰めに対して良く一致しており、中詰材の詰め方のパラメーターを導入することにより、密詰めの場合にも拡張が可能と思われる。

そこで本研究では、中詰材の詰め方の度合いを表す代表値として、間隙比 e を選定し、香月の式の係数 R に間隙比のパラメーターを導入することを試みた。

まず、各実験ごとの無次元化せん断抵抗力～変位関係を再整理して、間隙比との影響を調べる。無次元化せん断抵抗力 R は、式(2)および文献(5)の定義より、次式ようになる。

$$R = \frac{P \cdot h_1 / w}{\sigma_v \cdot h_2^2 \cdot \tan \phi} \quad (8)$$

ここで、 P : 計測されたせん断抵抗力、 h_1 : P を計測した高さ(100cm)、 w : せん断枠の横幅(30cm)、

σ_v : 底面における垂直応力、 h_2 : 中詰材の充填高さ(100cm)、 ϕ : 中詰材の内部摩擦角。

図-23に、各実験ごとの無次元化せん断抵抗力～せん断変形量関係を示す。図-23(a)から同じ中詰材においても、詰め方を密にすると無次元化せん断抵抗力が明瞭に大きくなることわかる。一方、図-23(b)、(c)より、礫種類による影響は、緩詰めの場合にはさほど大きくないが、密詰めの場合には、粒径の小さいケイ砂の方が顕著に大きくなることわかる。そこで、これらの無次元化せん断抵抗力～せん断変形量関係を式(7)の香月の式を一般化した次式によって、フィッティングするものとする。

$$R = a \times \gamma + b \times \gamma^c \quad (9)$$

ここで、 a, b, c は実験係数であるが、係数 c については、香月の式⁵⁾と同様に $c = 0.2$ と固定して、係数 a, b が間隙比に応じて、変化するものと仮定して係数 a, b と間隙比の関係を調べると図-24, 25 のようになる。これらより、係数 a, b は、いずれも間隙比が大きくなる(緩詰めになる)と指数関数的に低下する傾向が見られ、その関係を累乗近似すると次式が得られる。

(i) ケイ砂の場合

$$a = 2.1 \times e^{-7.2} \quad (10)$$

$$b = 0.39 \times e^{-3.0} \quad (11)$$

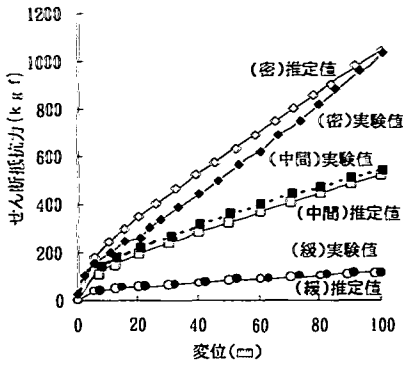


図-26 ケイ砂の実験値と推定値(1kgf=9.8N)

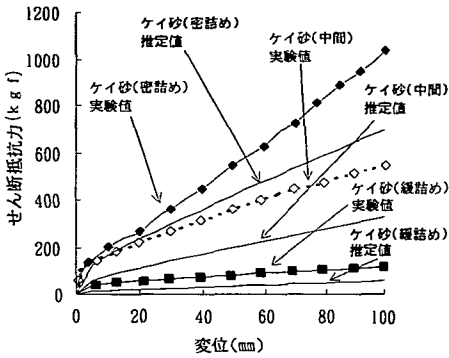
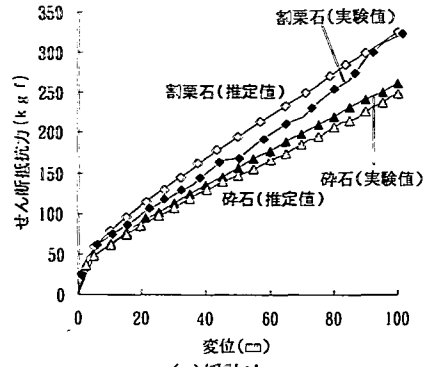
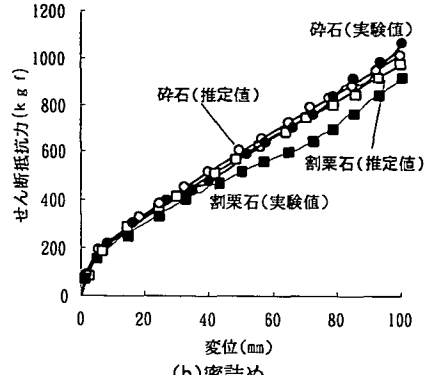


図-28 粗粒礫材の推定式を用いたケイ砂のせん断抵抗力 (1kgf=9.8N)



(a) 緩詰め



(b) 密詰め

図-27 碎石・割栗石の実験値と推定値(1kgf=9.8N)

(ii) 粗粒礫材(碎石, 割栗石)の場合

$$a = 1.6 \times e^{-6.7} \quad (12)$$

$$b = 0.064 \times e^{-6.3} \quad (13)$$

ただし, e : 間隙比.

よって, これを式(9)に代入すると無次元化せん断抵抗力~せん断変形量関係は次式のように表される.

(i) ケイ砂の場合

$$R = 2.1 \times e^{-7.2} \cdot \gamma + 0.39 \times e^{-3.0} \cdot \gamma^{0.2} \quad (14)$$

(ii) 粗粒礫材(碎石, 割栗石)の場合

$$R = 1.6 \times e^{-6.7} \cdot \gamma + 0.064 \times e^{-6.3} \cdot \gamma^{0.2} \quad (15)$$

さらに, これを式(2)に代入すると正方形(B/H = 1.0)の中詰材のせん断抵抗モーメントの推定式は, 次式のように修正される.

(i) ケイ砂の場合

$$M_{ss} = \left\{ 2.1 \times e^{-7.2} \cdot \gamma + 0.39 \times e^{-3.0} \cdot \gamma^{0.2} \right\} \rho \cdot H^3 \cdot \tan \phi \quad (16)$$

(ii) 粗粒礫材(碎石, 割栗石)の場合

$$M_{ss} = \left\{ 1.6 \times e^{-6.7} \cdot \gamma + 0.064 \times e^{-6.3} \cdot \gamma^{0.2} \right\} \rho \cdot H^3 \cdot \tan \phi \quad (17)$$

図-26に, 式(16)による推定値をケイ砂を用いた実験値と比較して示す. これより, 式(16)は, 砂のせん断抵抗力~変位関係を詰め方の違いに応じて良好に推定していることがわかる. 図-27には, 式(17)による粗粒礫材(碎石・割栗石)に対するせん断抵抗力~変位関係の推定値と実験値を比較して示す. これより密詰め・緩詰めのいずれに対してもほぼ良好に推定できることがわかる.

ところで, 実構造の中詰材では, 施工上の制約によって粗粒材(碎石・礫材)か細粒材(砂・土砂)を分類できない場合には, 安全側の推定値を使用することが望ましい. 式(14)と式(15)を比較すると, 式(15)の方が安全側であるので, 検討のため式(15)を用いた式(17)を使用してケイ砂の実験値を推定すると, 図-28のようになり, 推定値は実際のせん断抵抗力に対して, すべての変位において約30%程度小さい推定値を与えるが, 安全側の推定値を示していることがわかる.

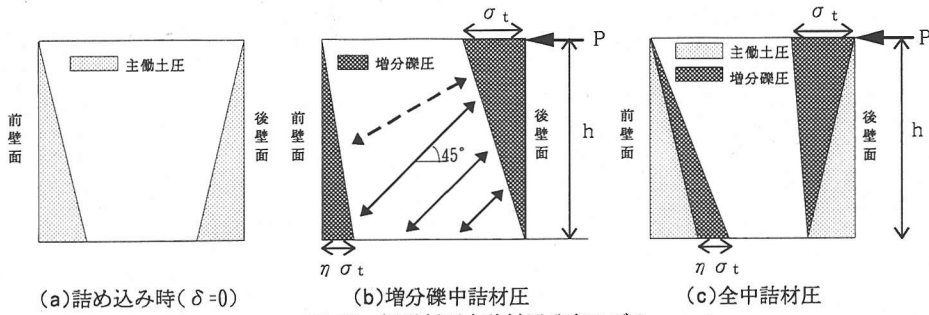


図-29 矩形断面中詰材圧分布モデル

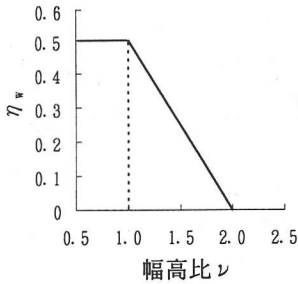


図-30 η_w と幅高比 ν (B/H) の関係

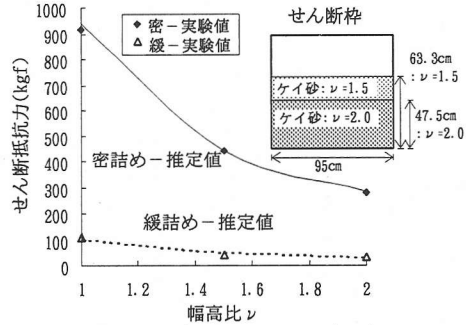


図-31 堤体幅がせん断抵抗力に及ぼす影響(1kgf=9.8N)

6. ダブルウォール砂防ダムの設計への適用

(1) 幅広矩形断面のせん断抵抗力推定法

香月ら⁵⁾は、正方形せん断枠のせん断抵抗力を用いて、階段型の形状を有する中詰材のせん断抵抗力～変位関係を推定する手法を提案している。しかし、ダブルウォール砂防ダムは、堤体高に対して、堤体幅が大きい長方形の矩形断面であるため、この方法をそのまま適用することはできない。そこで、香月らの研究を修正してダブルウォール砂防ダムのせん断抵抗力を求める手法を提案する。まず文献(5)では、実験で得られた中詰材圧の分布を次のようにモデル化している。すなわち、①中詰材を充填した当初は、図-29(a)に示すように壁体の前壁および後壁に均等に静止土圧(香月の実験結果により、主働土圧係数($K_a = (1 - \sin\phi)/(1 + \sin\phi)$))によって与えられる⁵⁾を作用することによって堤体はバランスする。②せん断変形が進行するに伴って図-29(b)のように後壁面では逆三角形の、前壁面では三角形の増分中詰材圧が生じ、このアンバランスによって式(2)および式(7)で与えられる抵抗モーメントが得られる。③よって、せん断変形時の全中詰材圧は図-29(c)のようにモデル化できる。ここで、増分中詰材圧の基準値 σ_t は次式を用いて求めることができる⁵⁾。

$$\sigma_t = 3 \cdot R \cdot \sigma_v \cdot \tan\phi / (1 - \eta/2) \quad (18)$$

ただし、 σ_t : 増分中詰材圧の基準値、 σ_v : 垂直方向の中詰材圧、 R : 式(15)、 η : 前壁面の中詰材圧の低減係数、 η は後壁面での中詰材圧の力がブレースのように前壁面に伝達することをモデル化したもので伝達係数と名付け、文献(5)では $\eta = 0.5$ としている。

次に、この後壁面に生じる増分礫圧の基準値とその分布形状は、中詰材の形状が変化しても基本的に変わらないものとして、階段枠内の中詰材のせん断抵抗力～変位関係を推定し実験値と一致することを示している⁵⁾。

本研究では、これらの成果を踏まえたうえで、幅広矩形断面($B/H = 1.0 \sim 2.0$)のせん断抵抗力を以下のようにして求めるものとした。後壁面に発生する増分中詰材圧の基準値 σ_t は、堤体幅にかかわらず式(18)によって与えられるものとする。すなわち、 $\eta = 0.5$ を代入することによって、増分中詰材圧 σ_t を次式により求める。

$$\sigma_t = 4 \cdot R \cdot \sigma_v \cdot \tan\phi \quad (19)$$

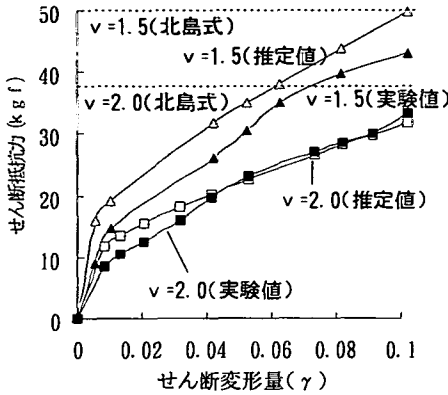
一方、堤体幅が広くなるにつれて、前壁面側に伝達される増分礫圧は小さくなると考えられる。よって、幅高比($\nu = B/H$)と増分中詰材圧伝達係数(η_w) 関係には、低減型の関係が成立すると考えられ、その最も簡易なものとして、図-30のような線形関係を

表-5 使用する中詰材の諸元(1tf=9.8kN)

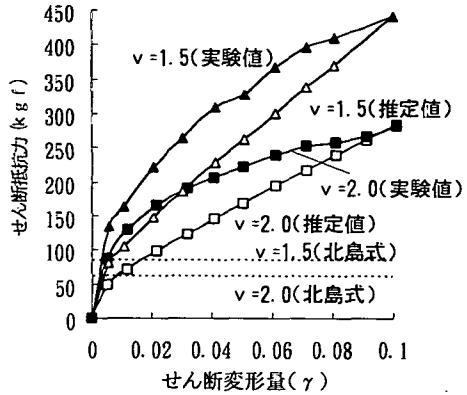
内部摩擦角	礫の密度 (tf/m ³)	湿潤単位体積重量 ρ_s (tf/m ³)	乾燥単位体積重量 ρ_d (tf/m ³)
30	2.66	1.75	1.45
含水比	間隙比	飽和単位体積重量 ρ_{sat} (tf/m ³)	水中単位体積重量 ρ_w (tf/m ³)
20	0.83	1.9	0.9

表-6 設計荷重の組み合わせ

ダム高さ	設計荷重 I	設計荷重 II	設計荷重 III
5m未満	洪水時静水圧および自重	-	-
5~8m	同上	洪水時静水圧、堆砂圧および自重	-
8~15m	同上	洪水時静水圧、浮力、堆砂圧および自重	常時静水圧、浮力、堆砂圧、地震時慣性力、地震時動水圧および自重



(a) 緩詰め



(b) 密詰め

図-32 幅広中詰材の実験値と推定値の比較(1kgf=9.8N)

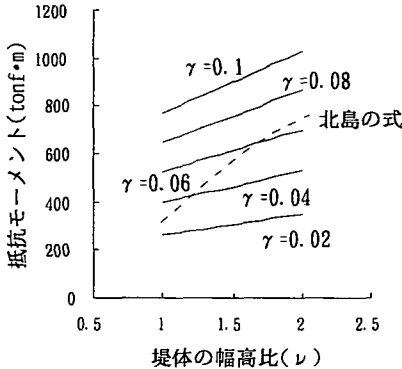


図-33 幅高比 ν (B/H) と抵抗モーメントの関係(1tonf·m=9.8kN·m)

仮定し、次式によって表す。

$$\eta_w = 0.5 \quad (\nu \leq 1.0) \quad (20a)$$

$$\eta_w = 0.5 \cdot (2 - \nu) \quad (1.0 \leq \nu \leq 2.0) \quad (20b)$$

$$\eta_w = 0.0 \quad (2.0 \leq \nu) \quad (20c)$$

ただし、 ν :堤体の幅高比(B/H)

よって、堤体に生じる抵抗モーメントは、図-29(b)の増分礫圧の底面周りのモーメントを積分して次式のように求められる。

$$M_{rs} = \frac{2}{3} \cdot R \cdot \sigma_v \cdot H^2 \cdot \tan\phi \cdot (1 + 0.5 \cdot \nu) \quad (21)$$

ただし、 $1.0 \leq \nu \leq 2.0$ 、また R は式(15)を用いる。

(2) 提案手法と実験との比較

ここで、提案する幅高比 ν と低減係数 η_w との関係を図-30のようにモデル化することの妥当性について実験的に検証を行った。実験は再度図-2のせん断枠に高さ63.3cm ($\nu=1.5$)、47.5cm ($\nu=2.0$)にケイ砂を密詰めと緩詰め(表-3)で充填し、幅広の状態を模擬してせん断実験を行った。これから得られた結果を図-31に示す。図中推定値とあるのは、式(21)にせん断変形量 γ (δ/H)=0.1を用いて計算したケイ砂の場合の値であり、推定値は実験結果とほぼ等しくなっている。ここで、図-31の幅高比 ν が大きいほどせん断抵抗力が小さくなるのは、同じせん断枠を用いて幅高比を表現するために砂の充填高さを小さくしたためである。図-32は実験結果と式(21)による推定式のせん断抵抗力～せん断変形量関係を表したものである。図-32(a)より緩詰めでは $\nu=2.0$ の場合では推定式はほぼ実験結果と一致しているが、 $\nu=1.5$ の場合は約1割程度推定式の方が大きな値を示している。図-32(b)は密詰めの場合を表しているが、推定式は実験値よりやや小さめの値を示していることがわかる。これより、式(20)によって提案した幅高比 ν と低減係数 η_w との関係がほぼ妥当であり、式(21)の推定式により堤体幅の影響を考慮したせん断抵抗力を算定できるものと考えられる。

表-7 使用する中詰材の諸元(1tf=9.8kN)

詰め方	内部摩擦角	湿潤単位体積重量 ρ_s (tf/m ³)	含水比 (%)	乾燥単位体積重量 ρ_d (tf/m ³)	礫の密度 (tf/m ³)	間隙比	飽和単位体積重量 ρ_{sv} (tf/m ³)	水中単位体積重量 ρ_w (tf/m ³)
締め固め 弱	35	1.75	20	1.46	2.66	0.82	1.91	0.91
締め固め 普通	35	1.80	20	1.50	2.66	0.77	1.94	0.94
締め固め 良好	35	1.85	20	1.54	2.66	0.73	1.96	0.96

表-8 堤体幅の検討

堤体高さ H (m)	締め固め	安定計算による所要堤体幅B (m)	北島の式による所要堤体幅B (m)	北島式による決定堤体幅(m)	提案式によるせん断変形量ごとの所要堤体幅B (m)					本式による決定堤体幅(m)
					$\gamma_s=0.02$	$\gamma_s=0.04$	$\gamma_s=0.06$	$\gamma_s=0.08$	$\gamma_s=0.1$	
H = 4 m	弱	5.7	-	-	-	-	-	6.9	4.5	6.9($\gamma_s=0.08$)
	普通	5.6	-	-	-	7.6	4	4	4	7.6($\gamma_s=0.04$)
	良好	5.6	10	10	-	4	4	4	4	5.6($\gamma_s=0.04$)
H = 10 m	弱	10.9	12.3	12.3	-	10	10	10	10	10.9($\gamma_s=0.04$)
	普通	10.8	12.1	12.1	10	10	10	10	10	10.8($\gamma_s=0.02$)
	良好	10.7	11.8	11.8	10	10	10	10	10	10.7($\gamma_s=0.02$)
H = 14 m	弱	16.3	15.3	16.3	22.9	14	14	14	14	22.9($\gamma_s=0.02$)
	普通	16.5	15.0	16.5	14	14	14	14	14	16.5($\gamma_s=0.02$)
	良好	16.7	14.7	16.7	14	14	14	14	14	16.7($\gamma_s=0.02$)

(3)北島の式との比較

前項の実験例に対して北島の式から求めた値を図-32に点線で示す。これより、緩詰めの場合は、北島の式はやや大きめにせん断抵抗力を算定しているが、密詰めの場合は、過小評価していることがわかる。

また、式(21)を用いた抵抗モーメントと北島の式による抵抗モーメントと堤体の幅高比の関係を図-33に示す。比較の前提として用いた諸元は、堤体高を10mとし中詰材は表-5に示す値を用いている。北島の式では、堤体の幅高比が1.0~2.0になると約2.5倍の抵抗モーメントになるのに対し、提案する手法では、同一せん断変形量では約1.3倍にしかならない。しかし、本法は許容するせん断変形量を大きくすることによって、抵抗モーメントを大きく見積れるので、建設地の条件によって許容変形量が大きくできれば、設計の自由度が大きく適用範囲が広がるものと思われる。

(4)ダブルウォール砂防ダムの設計例

a) 現行の設計法

ここでは、本研究の成果をふまえて、著者らが提案する手法による試設計を行い、現行設計法によるものと比較・検討を行う。

・設計外力

鋼製砂防構造物設計便覧¹⁾では、設計に用いる荷重(外力)を、コンクリート重力ダムの場合と同様に自重と静水圧の組み合わせによるものを原則としているが、ダムの高さに応じて表-6のような荷重を組

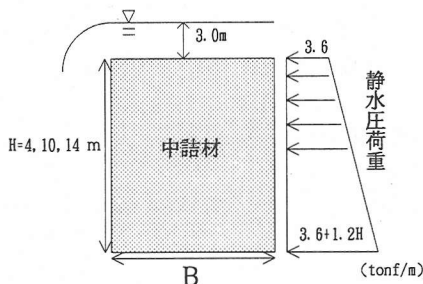


図-34 設計例(1tonf=9.8kN)

み合わせて作用するように定められている。

・安定計算とせん断抵抗計算

現在、ダブルウォール砂防ダムは、鋼製砂防構造物設計便覧¹⁾に基づいて設計が行われており、堤体の安定は、①ダムの自重及び外力の合力の着地点が堤底の中央1/3内にあること(転倒条件)、②堤底が基礎地盤との間または基礎地盤内で滑動しないこと(滑動条件)、③基礎地盤に作用する最大荷重強度が地盤の許容支持力度以内にあること(支持力条件)の3つの条件が必要である。さらに、この構造物にはせん断抵抗力に対する検討が必要である。すなわち、基礎地盤における変形モーメント(外力によるモーメント)が中詰材のせん断抵抗力による抵抗モーメント(北島の式より算定)より小さいこと(せん断抵抗条件)を満足する必要がある。

b) 設計条件

設計は、表-6で示す設計荷重 I を用いて、図-34に示すような堤体高4m, 10m, 14mのダブルウォール

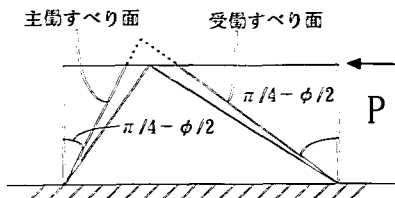


図-35 北島の式の適用限界のすべり面

砂防ダムの所要堤体幅について検討する。

中詰材は、現地碎石を用いるものとし、鋼製砂防便覧に示す基準値を参考に、表-7に示す諸元を有するものとする。ここで、締め固めの程度に応じた値は示されていないが、便覧に示されている単位体積重量値を普通の締め固めとし、これを基準に良好な締め固めと弱い締め固めの値を仮定している。

せん断抵抗力に対する所要堤体幅を検討する以前に、転倒、滑動、支持条件の安定計算による所要堤体幅が算定され、これを表-8に示す。

次に、それぞれの設計条件ごとの従来の設計、すなわち、北島の式による所要堤体幅を求め、これを同じく表-8に示す。従来の設計では、この2つの所要堤体幅の大きい方の堤体幅によって設計されている。表-8で見ると、 $H=14\text{m}$ 以外では、北島の式による所要堤体幅の方が大きく堤体の所要幅は、せん断抵抗条件によって決定されていたことがわかる。

ちなみに、堤体幅 4m において(-)印で示すように、所要堤体幅が求められないのは、図-35に示すように北島の式で前提とするすべり面の仮定が堤体外に出てしまうため、設計ができないことを意味している。

一方、提案する手法では、許容せん断変形量に応じて所要堤体幅が異なる。すなわち、許容せん断変形量 γ_a を $\gamma_a=0.02$ から 0.10 までの5段階に区分して算定したものを同じく表-8に示す。これより、例えば堤体高 10m において、弱い締め固めで $\gamma_a=0.02$ では、外力のモーメントに抵抗する所要堤体幅が得られないが、良好な締め固め状態にすることによって所要の堤体幅は 10m となる。これは、転倒、滑動、支持の安定計算による所要堤体幅 10.7m より小さいので設計堤体幅は 10.7m となるが、従来の北島の式より小さい堤体幅で設計が可能となることがわかる。

このように、提案する手法による設計では、締め固めの管理を良好にすることや、許容せん断変形量を調整することによって、従来の北島式では設計が不可能であった設計条件(図中の(-)マーク)でも設計が可能になることがわかる。許容せん断変形量は、

砂防ダム建設地の条件で構造物の重要性によって決定されるものであり、また、締め固めの管理は、砂防ダムの特長として施工期間の緊急性等の条件によって決定されることも考えられるので、一様に設計値を決定することができない。しかし、本手法を用いて適切な目標管理値を決定したうえで設計を行えば、施工管理を含めた安全な設計になると考えられる。

7. 結論

本研究の成果を要約すると以下のようになる。

(1) 矩形単純せん断枠を用いた実験によって、礫中詰材のせん断抵抗力～変位関係を調べた結果、中詰材の詰め方を密にすることによってせん断抵抗力が顕著に大きくなることが認められた。

(2) 個別要素法を用いて中詰材の詰め方がせん断抵抗力に及ぼす影響について定性的分析を行った。その結果、密詰めの場合は要素の配位数を増加させると礫骨格構造全体の冗長性が増し、せん断抵抗力が著しく大きくなることがわかった。

(3) 従来の香月らの式に締め固めの度合いを示すパラメーター、すなわち間隙比(e)を導入して、正方形中詰材($B/H \approx 1.0$)のせん断抵抗モーメント～せん断変形関係の推定式を提案した。

(4) これを用いて、ダブルウォール砂防ダムに用いられる幅広矩形の中詰材のせん断抵抗力をせん断変形量に応じて求める手法を提案した。

(5) 幅広矩形の中詰材のせん断抵抗力～変位関係の推定値を実験値と比較して、その妥当性を検証した。

(6) 式(21)を用いて、実砂防ダムの堤体幅の設計を行った結果、従来の北島の式によって設計されたものよりも締め固め管理を良好にすることや、許容せん断変形量を大きくすることによって、合理的な設計が可能であることが認められた。

なお、今後本実験を拡張して、より大型で幅広のダム形状の実験を行い、提案手法の実験係数等について、より詳細な検討が必要である。

謝辞：本研究を行うにあたり、共生機構(株)の中村徹氏よりご助言を受けた。また、実験および数値計算については井上隆司君のご援助を受けた。ここに記して謝意を表するものである。

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：
鋼製砂防構造物設計便覧，平成5年版。
- 2) 古川浩平，飯田毅，高瀬幸紀，森山彰：根入れ式鋼
板セル護岸の最適設計に関する研究，土木学会論
文集，No. 380/I-7，pp.419-427，1987年4月。
- 3) 北島昭一：セル岸壁の安定性に関する研究，運輸省
港湾技術研究所報告，Vol.12，No.3，1962年。
- 4) 北島昭一：岩盤上のセル構造の破壊について，土と
基礎，Vol.10，No.8，pp.25-33，1962年10月。
- 5) 香月智，石川信隆，大平至徳，鈴木宏：鋼製砕砂防
構造物の中詰材のせん断抵抗力および中詰材圧の推
定法に関する一考察，土木学会論文集，No.428/I-15，
pp.97-106，1991年4月。
- 6) 香月智，石川信隆，大平至徳，鈴木宏：円筒要素モ
デルを用いた中詰材のせん断抵抗力に関する基礎的
研究，土木学会論文集，No. 410/I-12，pp.359-368，1989
年10月。
- 7) 吉田博，榎谷浩，今井和昭：個別要素法による敷砂
上への落石の衝撃特性に関する解析，土木学会論文
集，No. 392/I-9，pp.297-306，1988年4月。
- 8) 園田佳巨，佐藤紘志，石川信隆，太田俊昭：個別要
素法によるサンドクッションの衝撃応答特性に関す
る基礎的考察，土木学会論文集，No.483/I-26，
pp.51-60，1994年1月。
- 9) 大町達夫，荒井靖博：個別要素法で用いる要素定数
の決め方について，構造工学論文集，Vol.32A，
pp.715-723，1986年3月。
- 10) 木山英郎，藤村尚：カンドルの離散剛要素法を用い
た岩質粒状体の重力流動の解析，土木学会論文報告
集，第333号，pp.137-146，1983年5月。
- 11) 大町達夫，荒井靖博：円形粒子の規則的配列をもつ
ロックフィルダム模型の動的破壊機構，土木学会論
文集，No. 388/Ⅲ-8，pp.197-206，1987年12月。
- 12) Terzaghi, K. : Stability and Stiffness of Cellular
Cofferdams, ASCE, Transaction, Vol.110, 1945.
- 13) Cummings, E.M. : Cellular Cofferdams and Docks, ASCE
Proceedings WW-3, Sept., 1957.
- 14) Schneebeli, G. : Contribution au Calcul de la Stabilité des
Batardeaux a Double Paroi de Palplanches, Proc. of 4th
I.C.S.M.F.E., 1957.
- 15) Krynine, P.P. : Soil Mechanics, McGraw-Hill, 1947.
- 16) 立石哲朗：Cellular Bulkheadの設計法について，土と
基礎，Vol.3，No.9，1955年。

(1996. 6. 4 受付)

SHEAR RESISTANCE OF FILLED MATERIAL CONSIDERING THE COMPACTION EFFECT AND AN APPLICATION TO THE CELLULAR CHECK DAM DESIGN

Kazuo ITOH, Satoshi KATSUKI, Nobutaka ISHIKAWA and Souhei ABE

This paper presents an experimental and analytical approach for the estimation method of the shear resistance of the filled materials in the cellular check dam. Both the size effect of the filled material and the compaction effect on the shear resistance of the filled materials are investigated and the significant effect of the compaction is pointed out. Second, the transmitted mechanism of the shear resistance due to the compaction is clarified by using the distinct element method. Finally, the empirical prediction method of the shear resistance~shear deformation curve considering the compaction effect is proposed. Then, a design example of actual check dam by using proposed estimation method is illustrated.