

セル型砂防ダム中詰材の衝撃実験とせん断抵抗モデルに関する一考察

A STUDY ON IMPACT TEST AND SHEAR RESISTANCE MODEL OF FILLED SAND IN CELLULAR CHECK DAM

伊藤一雄* , 香月 智** , 石川信隆*** , 阿部宗平****

Kazuo ITOH , Satoshi KATSUKI , Nobutaka ISHIKAWA and Souhei ABE

*工修 防衛大学校研究員 土木工学科 (〒239 神奈川県横須賀市走水1-10-20)

**工博 防衛大学校助教授 土木工学科 (〒239 神奈川県横須賀市走水1-10-20)

***工博 防衛大学校教授 土木工学科 (〒239 神奈川県横須賀市走水1-10-20)

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

This paper presents the experimental and analytical approaches modeling for the impact shear resistance of the filled sand in the cellular check dam. The impact resistance of the simple shear deformation of filled sand is evaluated by horizontal collision test. The impact load, shear deformation and the earth pressure of the filled sand are measured and the compaction effect on the resistance is examined. It is found that the dynamic shear resistance of the densely filled sand is remarkably larger than that of loose one. The relation between resistance and deformation under impact loading is simulated by using an inverse analysis based on a single mass-spring model. Finally, a simple mass-spring model is applied to the dynamic shear deformation response analysis and it is confirmed that this model is good agreement with test results.

Key Words: cellular check dam, filled sand, dynamic shear resistance, impact test, inverse analysis

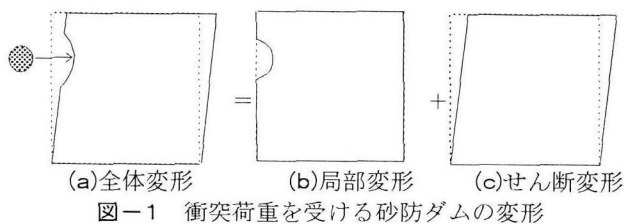
1. 緒言

セル型砂防ダムは¹⁾、鋼矢板等の壁材の中に砂や礫などの中詰材を充填して構築される砂防ダムである(写真-1)。この砂防ダムは可撓性に優れているとともに、施工期間が短く、かつ現地土砂が利用できる等の利点があるため、災害時の緊急対策工にも適した構造物である。従来、この砂防ダムは、主として掃流区域に建設されてきたが、近年土石流区域にも建設されるようになってきた。しかし、現行の設計においては、土石流中の巨礫の衝突に対する応答が未解明なため、土石流中の巨礫の衝突荷重は考慮されていない。

そこで著者らは、セル型砂防ダムの衝撃荷重応答を検証するため、モデル衝突実験を行った²⁾。その結果、衝突点における局部変形と堤体全体のせん断変形が安全性照査のうえで重要であることが明らかになった。すなわち、衝突点における衝突物の変位を図-1に示すように全体変形と呼ぶものとする、その変位量は、堤体は全くせん断変形しないものとして得られる局部変形と逆に局部変形を無視して得られる堤体のせん断変形との和によって構成されている。前実験では、①衝突面の鋼板の剛性が低い場合、②衝突速度が速い場合、③衝突点の位置が低い場合などは、局部変形が卓越するが、逆に①鋼



写真-1 セル型砂防ダム



板の剛性が高い場合、②衝突点の位置が高い場合には、せん断変形が卓越することが明らかにされている。

ところで、鋼製砂防ダム(例えば格子型鋼製砂防ダム)の設計では、局部変形と全体変形の両方で土石流の衝突

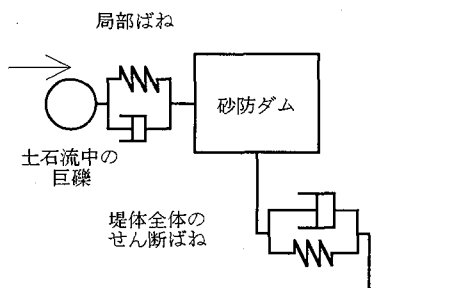


図-2 セル型砂防ダム設計のモデル化

表-1 ケイ砂の諸元

比重	2.66		
形状	角張っている		
粒径範囲	0.5~1.0mm		
詰め方	密	中間	緩
単位体積重量	1.53gf/cm ³	1.47gf/cm ³	1.33gf/cm ³
間隙比	0.74	0.81	1.0
内部摩擦角	40°	37°	30°

エネルギーを吸収する考え方が適用されている³⁾。そこで、本セル型砂防ダムについてもこの考え方を適用し、衝突点の局部変形と堤体全体のせん断変形の2つの変形を分離した図-2のような2質点モデルによるセル型砂防ダムの解析モデルを提案できれば、安全性照査を同様の手法で行うことが可能となる。このモデルにおいて、せん断変形に対する堤体の抵抗力は、中詰材の塑性変形による抵抗力に依存しており、その抵抗力～変位関係を求める必要がある。

本研究は、まず静的および衝撃実験を行ってセル型砂防ダムの堤体全体のせん断変形に関する静的および動的挙動を明らかにした。次いで、簡易なバネ質点系の解析モデルを用いて、換算質量および減衰係数を動的同定手法を用いて決定し、最後に、本解析モデルを用いて衝撃実験による動的せん断抵抗力～変位関係をシミュレートするものである。なお、衝突点の局部変形のモデルについては別途検討しており、本論文では特に取り扱っていない。

2. 堤体全体のせん断変形実験

2.1 供試体

本研究の目的は、局部変形を起こさない中詰材のせん断抵抗力を調べることにあるので、図-3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、中詰材としてケイ砂を充填し供試体を作成した。この鋼製枠自体はヒンジ接合であるため、せん断変形に対して抵抗力を生じない。ここで、このせん断枠は実際の砂防ダム(高さ10m程度)の1/10のサイズに設定した。また、中詰材の側方へのふくらみと載荷時における漏出を防止し、かつ端面摩擦の影響を取り除くために、図-4のようなコロを挟んだ漏出防止枠(C型鋼3.2×100×50×20)を取り付けた。実砂防ダムの中詰材は、主として現地発生材を使用することが多いが、

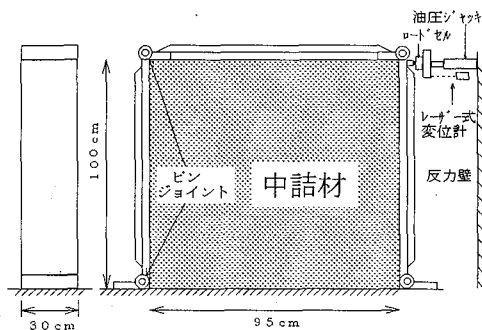


図-3 静的実験装置

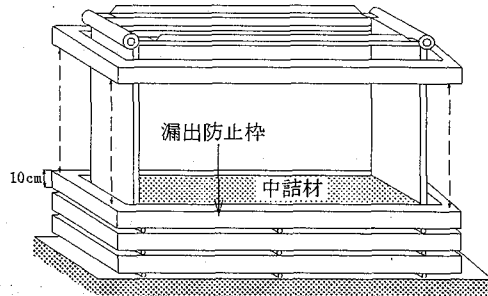


図-4 漏出防止枠

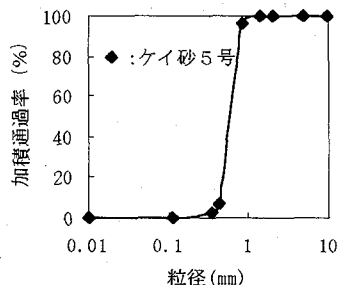


図-5 ケイ砂の粒径加算曲線

実験のばらつきや、今までの一連の実験^{2),4)}との整合性の理由から図-5の粒径加算曲線に示すように単粒度に調整された乾燥ケイ砂を使用した。その諸元を表-1に示す。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充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。

2.2 静的実験

静的実験は、図-3に示すせん断枠の上端(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するせん断実験を行った。なお、鋼製枠は充分な剛性を有するため、奥行き30cm方向での変形は生じない。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20cm)を用いて計測した。なお、実験は最大変位10cm(堤体高の10%)まで行った。砂の詰め方を変化させた表-2に示す3通りの供試体に対してせん断抵抗力～変位関係を求めた。

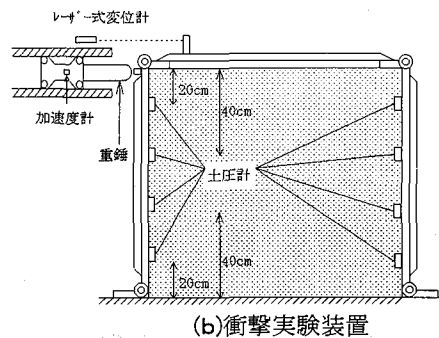
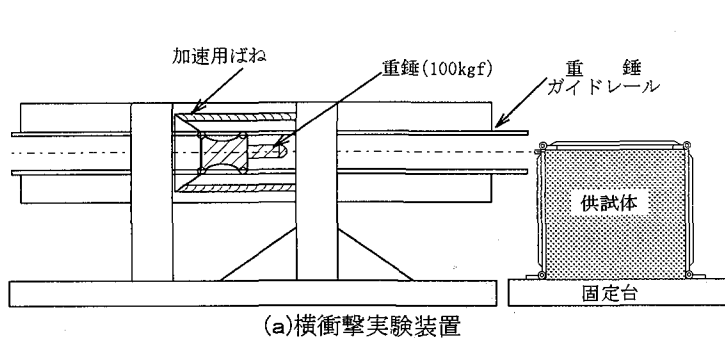


図-6 衝撃実験装置

表-2 実験ケース

(a) 静的実験		(b) 衝撃実験	
詰め方	供試体名	詰め方	速度 供試体名
緩	SL	緩	1m/s IL1
中間	SM	緩	3m/s IL3
密	SD	緩	5m/s IL5
		密	3m/s ID3
		密	5m/s ID5
		密	7m/s ID7

※各供試体×2体

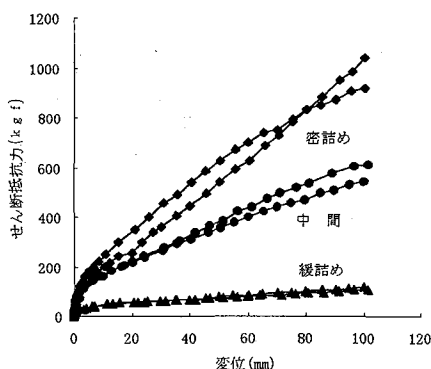


図-7 静的実験におけるせん断抵抗力～変位関係

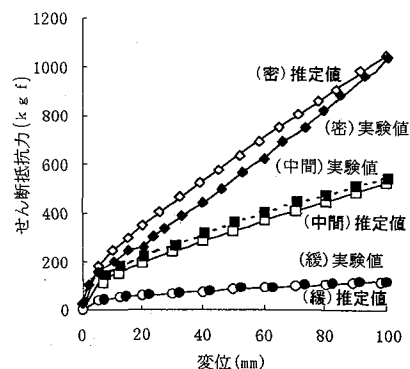


図-8 静的せん断抵抗力～変位関係の推定値

2.3 衝撃実験

衝撃実験は、図-6(a)に示す横衝撃実験装置を用いて、静的実験と同じせん断供試体に、重量100kgfの重錘を水平に衝突させる実験を行った。計測項目は、図-6(b)に示すように重錘に取り付けた加速度計により重錘の加速度を、レーザー式変位計によりせん断供試体上端の水平変位を計測した。また、図-6(b)に示す位置に圧力計⁵⁾(共和製PS-10KA,固有振動数約37kHz)を貼付して土圧を計測した。実験パラメーターとしては、中詰材の詰め方(密詰め・緩詰め)と重錘の衝突速度(1.0, 3.0, 5.0, 7.0m/s)を組み合わせ、表-2に示す6ケース、各ケースについて2回づつの実験を行った。

3. 静的実験と静的せん断抵抗力の推定法

まず、静的実験結果と静的せん断抵抗力の推定法について要約を示す。図-7は、静的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。図中の同一記号で2本の線があるのは、同一供試体(詰め方)での2回の実験結果を示している。図より、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、同一供試体のばらつき以上に詰め方に応じて顕著に抵抗力が増大している。すなわち、変位10cm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, 密詰め($\rho=1.53\text{gf/cm}^3$, $e=0.74$)では約1000kgf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。この詰め方による抵抗力の影

響を考慮するために、過去の中詰材の極限荷重に関する研究^{6)~10)}との比較検討や、個別要素法シミュレーション解析によるメカニズムの解釈等から、香月による静的せん断抵抗力～変位関係の実験式モデル¹¹⁾に間隙比の影響を考慮して次式のような静的せん断抵抗力を求めた。

$$P_s = \frac{R \cdot \rho \cdot H^3}{h_D} \tan \phi \quad (1)$$

ここで、 P_s :静的せん断抵抗力、 $R=(a \times \gamma + b \times \gamma^c)$:無次元化せん断抵抗モーメント、 a, b, c :詰め方の影響を考慮した実験係数、 ρ :中詰材の単位体積重量、 H :堤体高さ、 ϕ :中詰材の内部摩擦角、 h_D :載荷点高さ、 $\gamma = u_s / h_D$:無次元化せん断変形、 u_s :載荷点のせん断変形(水平変位)。

式(1)における詰め方の影響は、無次元化せん断抵抗モーメント R の係数 a, b, c と間隙比 e との関係を調べ、係数 a, b, c を次式のように間隙比 e の関数として表すことにより考慮した。

$$a = 2.1 \cdot e^{-7.2} \quad (2)$$

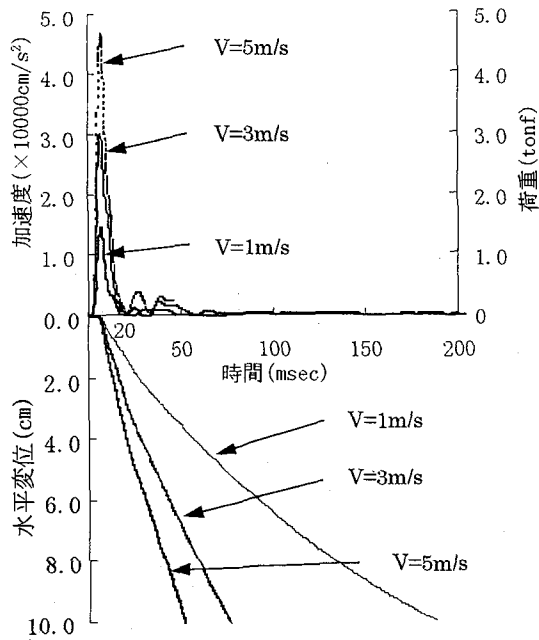
$$b = 0.39 \cdot e^{-3.0} \quad (3)$$

$$c = 0.2 \quad (4)$$

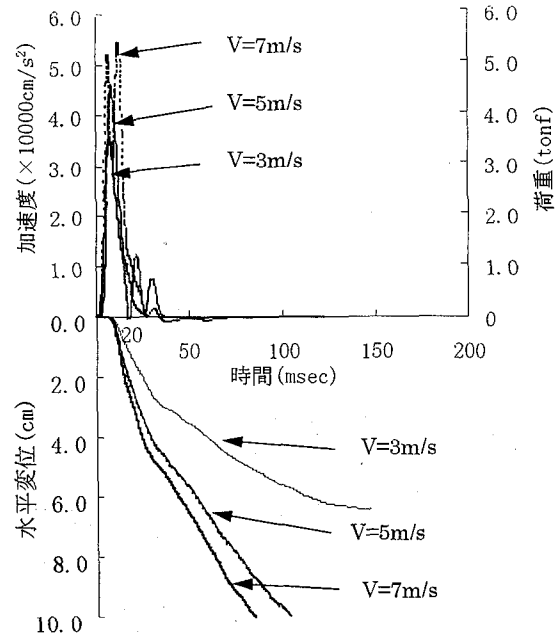
よって、これを式(1)に代入すると、詰め方の影響を考慮した中詰材のせん断抵抗力の推定式が次式のように表わされる。

$$P_s = \left\{ a \cdot \gamma + b \cdot \gamma^c \right\} \frac{\rho \cdot H^3}{h_D} \tan \phi \quad (5)$$

ただし、 $\gamma = u_s / h_D$, u_s :せん断変形(水平変位)

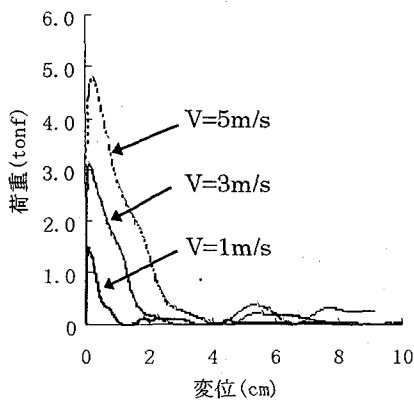


(a)緩詰め

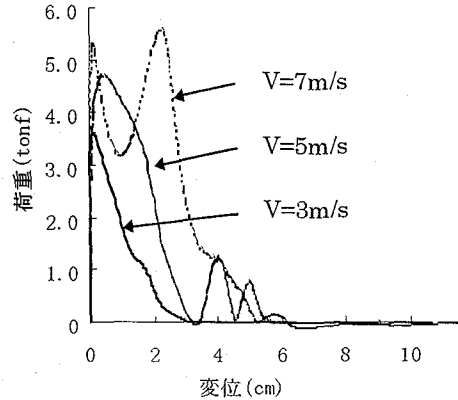


(b)密詰め

図-9 衝撃実験における加速度・荷重・水平変位～時間関係



(a)緩詰め



(b)密詰め

図-10 衝突実験における荷重～変位関係

式(5)で得られたせん断抵抗力の推定値を図-8に示すが、本推定式により中詰材の静的せん断抵抗力を各詰め方ごとに良好に推定できることがわかる。

4. 衝撃実験結果と考察

4.1 衝突荷重～時間関係

図-9に衝突実験から得られた衝突重錘の加速度($\ddot{u}_w$)～時間(t)関係を示す。この加速度データは100Hzのローパスフィルター処理された^{12),13)}ものである。ここで、重錘を剛体と見なした場合、重錘がせん断枠から反力として受けた衝突荷重 F_w は、次式によって算出できる。

$$F_w = m_w \cdot \ddot{u}_w \quad (6)$$

ただし、 m_w ：重錘の質量、 $\ddot{u}_w$ ：重錘の加速度。

式(6)によって算定した衝突荷重も合わせて図-9に示している。

これより、荷重～時間関係を見ると重錘には衝突直後に急激な荷重が作用し、20msec付近で一旦作用荷重がほとんど0になった後、再度小さな衝突荷重が緩詰めでは50msecまで、密詰めでは40msecまで継続している。この第1波の荷重のピーク値は、緩詰めの場合には衝突速度とほぼ比例的に大きくなっている。密詰めの場合にも若干不明確となるが、衝突速度の増大につれてピーク値も大きくなる。なお、密詰めの衝突速度7m/sで荷重のピークが2個所発生しているのは、中詰材のせん断抵抗力が強い場合衝突点において高周期の相互作用の応答が発生するためと考えられる。

4.2 水平変位～時間関係

図-9に、枠上端に生じた水平変位～時間関係もあわせて示す。なお、変位は10cmになった時点で枠の運動を強制的に停止させている。これより、緩詰め、密詰めのいずれの場合にも衝突速度が速い場合には、変位の増加

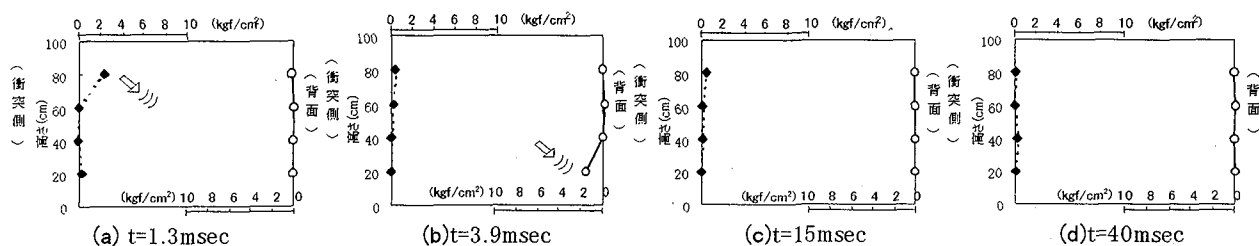


図-11 土圧の時刻歴応答(緩詰め-5m/s)

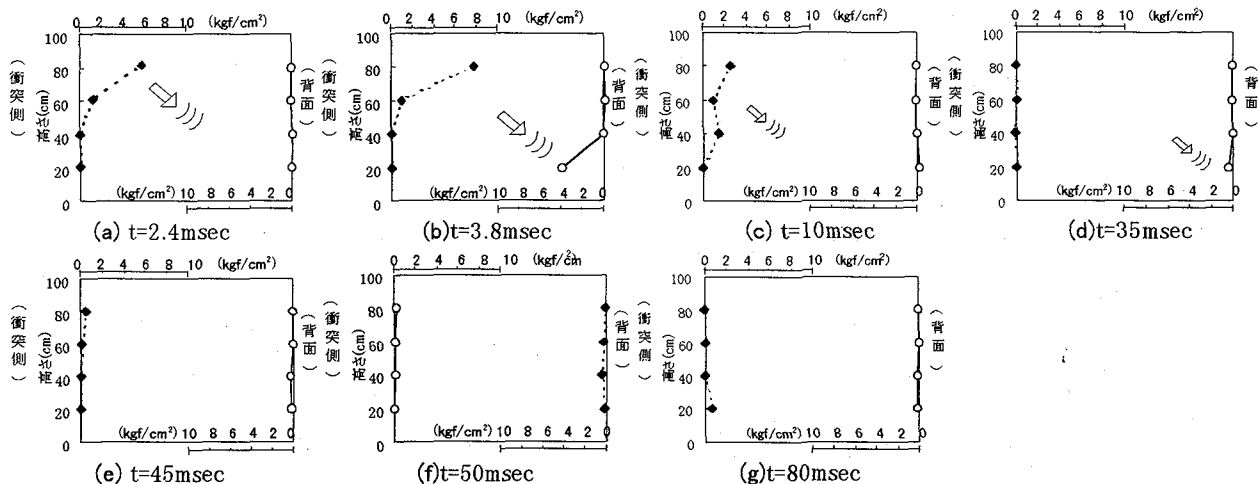


図-12 土圧の時刻歴応答(密詰め-5m/s)

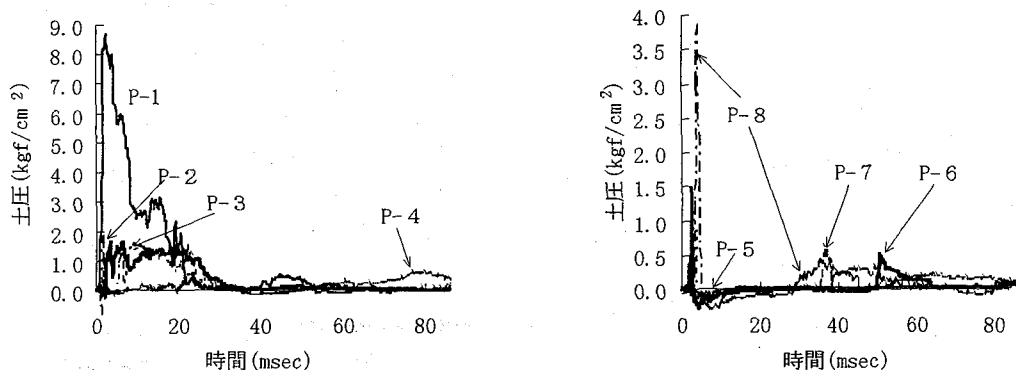


図-13 土圧～時間関係の一例(密詰め-5m/s)

が急であり、枠に生じた変形速度が大きくなることがわかる。また、衝突速度3m/sと比較すると密詰めの場合は約6cmの変位でせん断枠が停止して重錘の運動エネルギーを吸収しているが、緩詰めでは変位10cmを超えており、同じエネルギーが加わった場合、密詰めの方が応答変位が小さくなっている。

4.3 衝突荷重～変位関係

図-10(a), (b)は、図-9(a), (b)の時間軸を消去して得られる緩詰めおよび密詰めの荷重～変位関係を示したものである。これより、枠には変位開始直後に大きな荷重が作用し、その後変位の増加にともなって徐々に減少し、荷重がほぼ0になっても変位が進行する特徴が見られる。その形状はほぼ相似的であり、速度の増大にともなって大きくなっている。この荷重～変位関係は、図-7で示した静的せん断抵抗力～変位関係とは、全く異なったものとなっている。これは、後に同定モデルにおいて考察するように、図-9, 10に示した衝突荷重には、

せん断枠の質量による慣性力が混在しているためと考えられる。すなわち、この実験では、重錘の運動エネルギーが衝突直後に急激にせん断枠内の中詰材の速度すなわち運動エネルギーに変換され、その後重錘とせん断枠の相互作用が終了して、せん断枠内の中詰材のみのせん断抵抗力が作用するものと思われる。

4.4 土圧～時間関係

次に、中詰材内部の発生土圧を調べてみる。図-11, 12に衝突速度5m/sの場合のせん断枠内に生じた土圧の時刻歴応答の一例を示す。図-11の緩詰めの場合には、重錘の衝突直後の $t=1.3\text{msec}$ において、衝突側上部の土圧のみが大きくなり他の領域には圧力の変化がない。しかし、 $t=3.9\text{msec}$ では背面側下部に突出した圧力上昇が見られる。これは中詰材内部を衝突面に生じた応力波が伝わっているためと思われる。その後、衝突面側の圧力は低下して全体に小さい逆三角形となるが、 $t=15\text{msec}$ から40msecでは背面側下部の圧力も低下し、衝突側で逆三

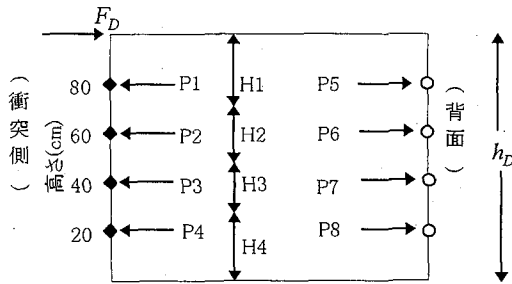


図-14 土圧から換算荷重の算定法

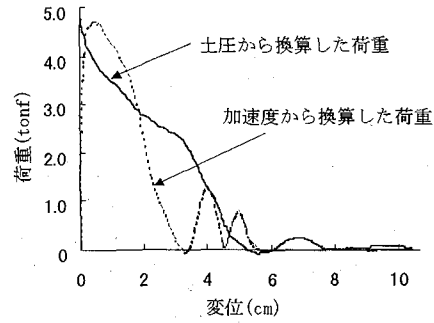
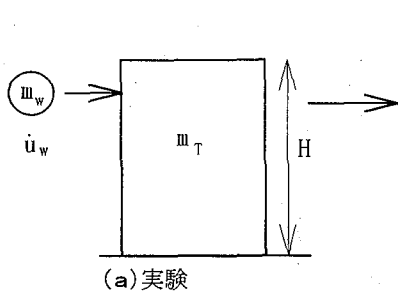
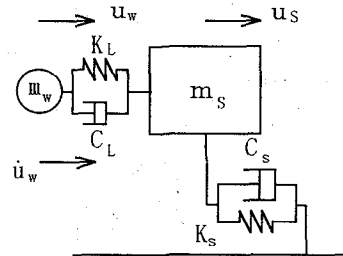


図-15 土圧から換算した荷重～変位関係との比較



(a)実験



(b)2質点モデル

図-16 実験の簡易モデル

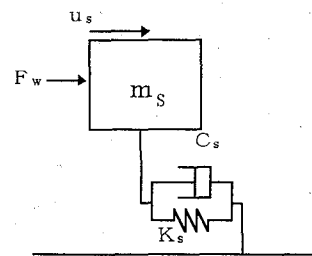


図-17 同定用解析モデル

角形の分布をもつ圧力と背面側ではほとんど圧力が生じない分布が継続的に観察される。図-12に密詰め土圧分布の時刻歴応答を示す。衝突直後 $t=2.4\text{msec}$ に衝突側上部に大きな土圧が発生している。その後 $t=3.8\text{msec}$ で応力波の伝播により背面側下部の土圧が大きくなっている。 $t=10\text{msec}$ では衝突側の高さ40cmのところにも土圧の山が形成されるが、 $t=35\text{msec}$ では、これが伝わったと見られる背面下部の圧力上昇が見られる。 $t=45\text{msec}$ 以降では、衝突面側で逆三角形、背面側では三角形分布の小さな圧力分布が見られる。この衝突面側上部に生じた最大土圧と比較すると密詰めが約 8kgf/cm^2 であるのに対して、緩詰めでは約 2.5kgf/cm^2 となり、密詰めの方が大きな土圧を生じている。参考のため実験から得られた土圧～時間関係の一例(密詰め 5m/s)を図-13に示す。

なお、中詰材内部の力の詳細な伝達メカニズムについては、今後、個別要素法やFEMによるシミュレーション解析を用いて考察する必要がある。

4.5 土圧による換算荷重

さて、図-14に示すように枠の上端に作用した衝突荷重は、中詰材内部に生じる土圧と釣り合わなければならない。そこで、計測された土圧から荷重の算定を試みた。本実験では、土圧は8箇所しか計測していないため、各計測値は必ずしもその近傍の代表値とは限らないが、代表値であるとする荷重は次式で表わすことができる。

$$F_D \cdot h_D / B = (P1 - P5) \cdot H1 \cdot 80 + (P2 - P6) \cdot H2 \cdot 60 + (P3 - P7) \cdot H3 \cdot 40 + (P4 - P8) \cdot H4 \cdot 20 \quad (7)$$

ここで、 F_D :土圧から換算された荷重、 B :供試体の奥行き(30cm)、 $P1 \sim P8$:計測された土圧、 $H1 \sim H4$:各土圧計の値を代表値とする範囲。

式(7)に図-13に示す土圧から換算された荷重 F_D (密詰め、 $\dot{u}_w=5\text{m/s}$)を図-15に加速度から換算した荷重 F_w と比較して示す。これより、土圧による換算荷重は、衝突荷重と全体的な傾向は良く一致しており、中詰材内部の力の総和と外荷重(加速度から換算した荷重)とは、ほぼ等しくなっていると考えられる。これより、中詰材内部では衝撃荷重が加わることで、上述のような複雑な力の伝播が発生しているが、堤体全体のせん断応答を考える場合は、加速度から換算した衝突荷重を考察すればよいと考えられる。

5. 動的せん断抵抗力の推定法

5.1 解析モデル

ここでは、セル型砂防ダムに巨礫が衝突する現象を図-2のように衝突局部と堤体全体のせん断変形の2つの代表的な変形で表わすこととする。すなわち、簡易な2質点系バネモデルを用いると図-16(b)のように表わされ、それぞれの質点ごとの運動方程式が次式のようになる。

$$m_w \cdot \ddot{u}_w + C_L(\dot{u}_w - \dot{u}_s) + K_L(u_w - u_s) = 0 \quad (8)$$

$$m_s \cdot \ddot{u}_s + C_s \cdot \dot{u}_s + K_s \cdot u_s - C_L(\dot{u}_w - \dot{u}_s) - K_L(u_w - u_s) = 0 \quad (9)$$

ここで、 m_w :重錘質量、 $\ddot{u}_w$:重錘の加速度、 C_L :局部減衰係数、 $\dot{u}_w$:重錘の速度、 $\dot{u}_s$:せん断枠の速度、 K_L :局部ばね係数、 u_w :重錘の変位、 u_s :せん断枠の変位、 m_s :せん断枠の等価換算質量、 $\ddot{u}_s$:せん断枠の加速度、 C_s :中詰材のせん断減衰係数、 K_s :中詰材のせん断ばね係数(式(5)で得られるせん断抵抗力の勾配)。

本実験では、重錘の加速度 $\ddot{u}_w$ が観察されているので、この慣性力を F_w とすると次式が得られる。

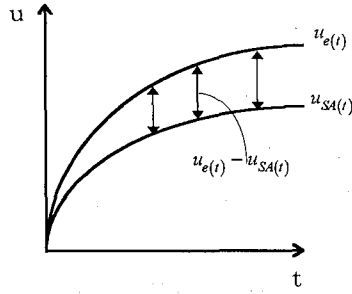


図-18 変位の時刻歴応答の推定誤差

表-3 同定結果

実験ケース	α	β	h	目的関数
緩詰め-1m/s	0.21	1.00	0.000	110.7
緩詰め-3m/s	0.20	1.00	0.200	36.8
緩詰め-5m/s	0.21	1.00	0.200	58.9
密詰め-3m/s	0.42	1.00	0.000	56.1
密詰め-5m/s	0.30	1.00	0.000	126.2
密詰め-7m/s	0.36	1.00	0.070	258.8

$$F_w = m_w \cdot \ddot{u}_w = -C_L(\dot{u}_w - \dot{u}_s) - K_L(u_w - u_s) \quad (10)$$

よって、これを式(9)に代入すると、図-17に示すように堤体全体のせん断変形のみに関する1質点系モデルの運動方程式が次式のように得られる。

$$m_s \cdot \ddot{u}_s + C_s \cdot \dot{u}_s + K_s \cdot u_s = -F_w \quad (11)$$

式(11)において、右辺の F_w は式(6)によって与えられる観測値で、またせん断変形 u_s についても観測値であり、これを用いて $\dot{u}_s$ 、 $\ddot{u}_s$ についても次式のような処理をすることによって観測値とすることができる。

$$\dot{u}_{s(t)} = \frac{u_{s(t+\Delta t)} - u_{s(t)}}{\Delta t} \quad (12)$$

$$\ddot{u}_{s(t)} = \frac{\dot{u}_{s(t+\Delta t)} - \dot{u}_{s(t)}}{\Delta t} \quad (13)$$

ここで、 $u_{s(t+\Delta t)}$ ：時刻 $t+\Delta t$ におけるせん断変形、 $u_{s(t)}$ ：時刻 t におけるせん断変形、 Δt ：実験サンプリングタイム、 $\dot{u}_{s(t+\Delta t)}$ ：時刻 $t+\Delta t$ におけるせん断変形速度、 $\dot{u}_{s(t)}$ ：時刻 t におけるせん断変形速度

よって、図-17でモデル化された質量 m_s 、減衰係数 C_s 、および剛性係数 K_s を適当な値に設定する必要がある。そこで、本研究ではこれらの値を以下の動的同定解析を用いて求める。まず、等価換算質量 m_s については、中詰材として詰められた枠全体の質量 m_T に対する比率を用いて表わすものとし、次式によって与えるものとする。

$$m_s = \alpha \cdot m_T \quad (14)$$

ただし、 α ：枠全体の質量 m_T に対する衝撃時の等価換算質量 m_s の比で、換算質量係数と名づける。

次に、式(11)の第3項の復元力 $K_s \cdot u_s$ については、静的実験で得られたせん断抵抗力～変位関係(式(5))を基

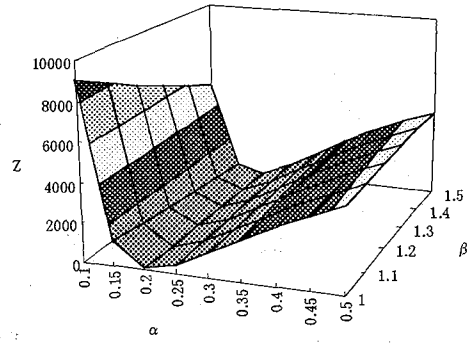


図-19 目的関数Zの凹局面

準として、動的な変形を受ける場合、静的なせん断抵抗力から比例的に増加するものと仮定する。すなわち、

$$K_s \cdot u_s = \beta(\alpha\gamma + b\gamma^c) \frac{\rho \cdot H^3}{h_D} \tan \phi \quad (15)$$

ただし、 β ：静的せん断抵抗力に対する動的せん断抵抗力の比で、動的荷重増分係数と名づける。

さらに、式(11)の減衰係数 C_s については、次式によって算定されるものとした。

$$C_s = 2 \cdot h \sqrt{m_s \cdot K_i} \quad (16)$$

ここで、 h ：減衰定数、 K_i ：初期割線せん断ばね係数であり、次の式で表わされる。

$$K_i = (\alpha\gamma_i + b\gamma_i^c) \frac{\rho \cdot H^3}{h_D} \tan \phi / u_{si} \quad (17)$$

ただし、

$$\gamma_i = 0.01 \quad (18-a)$$

$$u_{si} = \gamma_i \times h_D \quad (18-b)$$

以上の式(14)～(18)を式(11)に代入すると、同定未知数で表わされるせん断変形に関する運動方程式が次式のように表わされる。

$$\alpha \cdot m_T \cdot \ddot{u}_s + 2h \sqrt{\alpha \cdot m_T \cdot K_i} \cdot \dot{u}_s + \beta(\alpha\gamma + b\gamma^c) \frac{\rho H^3}{h_D} \tan \phi = -F_w \quad (19)$$

ここで、式(19)において下線で示した量は、前述のように実験結果から算出される観測値であるので、 α 、 β および h の3つのパラメーターを同定することになる。

5.2 同定手法

同定に際しては、観測値と解析値の間に同定の良否を判定する目的関数を設定する必要がある。ここでは、観測値の中からせん断枠の変形の時刻歴応答値を同定対象とし、図-18に示すように各時刻における観測値と解析値との総和誤差の2乗を最小とする。すなわち

$$Z = \frac{1}{2} \sum_{t=t_1}^{t_n} (u_e(t) - u_{SA}(t))^2 \rightarrow \min \quad (20)$$

ここで、 t_1 ：計測開始時刻、 t_n ：計測終了時刻、 $u_e(t)$ ：実験での時刻 t におけるせん断変形、 $u_{SA}(t)$ ：解析での時刻 t におけるせん断変形。

なお、解析値 $u_{SA}(t)$ については、式(19)の右辺 F_w に実

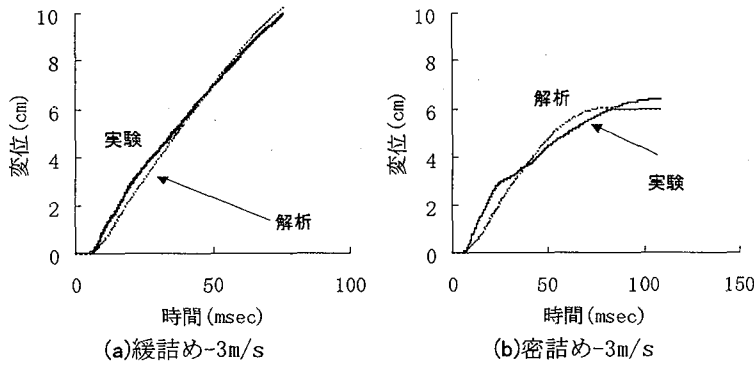


図-20 解析と実験の変位～時間関係の比較

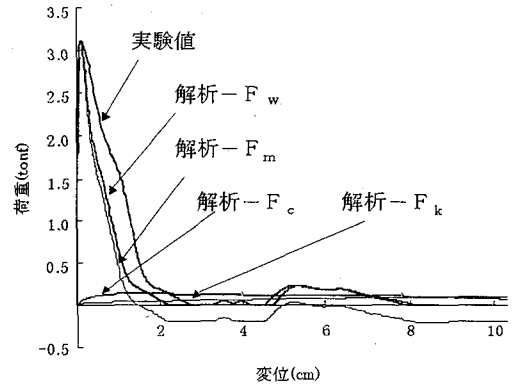


図-21 荷重～変位関係の配分(緩詰め-3m/s)

実験観測値を与えうえてニューマークβ法($\beta=1/6$)により、 $\ddot{u}_{SA}(t)$ 、 $\dot{u}_{SA}(t)$ を求めて算定するものとした。

5.3 ニュートン法の基本式と同定手順

以上の基本式を用いた同定問題は、次式のように表わされる¹⁴⁾。

未知数： α 、 β 、 h

$$\text{目的関数：} Z = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n (u_{e(i)} - u_{SA(i)})^2 \rightarrow \min \quad (21-a)$$

制約条件：

$$\alpha \cdot m_T \cdot \ddot{u}_{SA} + 2h\sqrt{\alpha \cdot m_T \cdot K_i} \cdot \dot{u}_{SA} + \beta \left(a \left(\frac{u_{SA}}{h_D} \right) + b \left(\frac{u_{SA}}{h_D} \right)^c \right) \frac{\rho H^3}{h_D} \tan \phi = -F_w \quad (21-b)$$

$$0.0 \leq \alpha \leq 1.0 \quad (21-c)$$

$$1.0 \leq \beta \quad (21-d)$$

$$0.0 \leq h \leq 0.2 \quad (21-e)$$

ここで、式(21-c)は換算質量 m_s が中詰め材の実質量を超えないことを、式(21-d)は、従来の衝撃に関する研究において、動的な抵抗力が静的な抵抗力を下回ることがないことを満足させる条件であり、式(21-e)は、従来の研究において h が0.1程度であることからその2倍程度の範囲において同定することを条件とすることを意味している。

この最適値 α_0 、 β_0 、 h_0 においては、次式が成立する。

$$\frac{\partial Z}{\partial \alpha_0} = 0 \quad (22-a)$$

$$\frac{\partial Z}{\partial \beta_0} = 0 \quad (22-b)$$

$$\frac{\partial Z}{\partial h_0} = 0 \quad (22-c)$$

式(22)を解くと、ニュートン法による最適解の探索計算の基本式が次式のように得られる。

$$\begin{bmatrix} \alpha_{k+1} \\ \beta_{k+1} \\ h_{k+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \alpha_k \\ \beta_k \\ h_k \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \Delta \alpha \\ \Delta \beta \\ \Delta h \end{bmatrix} \quad (23)$$

ただし、 α_{k+1} 、 β_{k+1} 、 h_{k+1} ： α 、 β 、 h の $k+1$ 段階の解、 α_k 、 β_k 、 h_k ： α 、 β 、 h の k 段階の解、 $\Delta \alpha$ 、

$\Delta \beta$ 、 Δh は k 段階の解からさらに誤差を小さくして最適値へ近づける修正量であり、次式によって求められる。

$$\begin{bmatrix} \Delta \alpha \\ \Delta \beta \\ \Delta h \end{bmatrix} = [A]^{-1} [B] \quad (24)$$

ここで、

$$A = \begin{bmatrix} \frac{\partial u_{SA}}{\partial \alpha_k} & \frac{\partial u_{SA}}{\partial \alpha_k} & \frac{\partial u_{SA}}{\partial \beta_k} & \frac{\partial u_{SA}}{\partial \beta_k} & \frac{\partial u_{SA}}{\partial h_k} & \frac{\partial u_{SA}}{\partial h_k} \\ \frac{\partial u_{SA}}{\partial \alpha_k} & \frac{\partial u_{SA}}{\partial \alpha_k} & \frac{\partial u_{SA}}{\partial \beta_k} & \frac{\partial u_{SA}}{\partial \beta_k} & \frac{\partial u_{SA}}{\partial h_k} & \frac{\partial u_{SA}}{\partial h_k} \\ \frac{\partial u_{SA}}{\partial \alpha_k} & \frac{\partial u_{SA}}{\partial \alpha_k} & \frac{\partial u_{SA}}{\partial \beta_k} & \frac{\partial u_{SA}}{\partial \beta_k} & \frac{\partial u_{SA}}{\partial h_k} & \frac{\partial u_{SA}}{\partial h_k} \end{bmatrix} \quad (25)$$

$$B = \begin{bmatrix} \sum (u_{SA}^0 - u_e) \frac{\partial u_{SA}}{\partial \alpha_k} \\ \sum (u_{SA}^0 - u_e) \frac{\partial u_{SA}}{\partial \beta_k} \\ \sum (u_{SA}^0 - u_e) \frac{\partial u_{SA}}{\partial h_k} \end{bmatrix} \quad (26)$$

5.4 同定結果と考察

式(21)～(26)の問題の特質を確かめるために、緩詰め $\dot{u}_w=3\text{m/s}$ のケースについて、図-19に α 、 β のパラメーターと式(21-a)による総誤差関数 Z との関係を示す。ただし、 $h=0.2$ と仮定している。

これより、得られた最適値 $\alpha=0.20$ 、 $\beta=1.00$ において、誤差関数 Z が最小値となり、その近傍において単調な凹型領域を形成していることがわかる。よって、式(21)による最適化問題は、局所解の存在しない取り扱いの容易な最小化問題であることがわかる。表-3に各実験ケースごとに、式(23)を用いて得られた α 、 β 、 h の最適解を示す。換算質量係数 α を見ると、緩詰めではほぼ平均 $\alpha=0.2$ を中心に、密詰めでは平均 $\alpha=0.35$ を中心に同定値が得られている。また荷重～変位関係の動的荷重増分係数 β については、すべて1.0となっており、静的な荷重～変位関係からの増分はないことを示している。しかし、減衰係数は0.0～0.2の間でばらついており、一般的な傾向は見出されない。図-20に同定結果のパラメーターを用いた解析による変位～時間関係と実験結

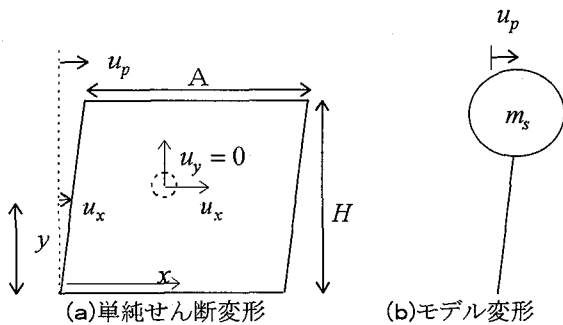


図-22 単純せん断変形と質点モデルの変形形態

果を比較して示す。これより、解析結果は、緩詰めの場合実験結果と良く一致しているが、密詰めの場合は40msec まで解析値の方がやや小さく、それ以降は逆にやや大きくなることが認められた。

図-21に、解析値から得られた衝突荷重(F_w)～変位(u_s)関係(緩詰め, 3m/s)を実験結果と比較して示す。これより、解析値 F_w は実験値に比して、荷重の低下が速い傾向にあるが、全体的な荷重(F_w)～変位(u_s)関係は比較的良く一致している。

なお、この荷重分担を考察するために、解析において得られる慣性力($F_m = m_s \ddot{u}_s$)、減衰力($F_c = C_s \cdot \dot{u}_s$)および復元力($F_k = (a\gamma + b\gamma^e) \frac{\rho H^3}{h_D} \tan \phi$)を併せて示した。これらの総和は、外力として与えられた F_w と等しく、式(11)を満足している。この図より、変位が2cm以下の衝突直後の荷重は、そのほとんどが慣性力($F_m = m_s \ddot{u}_s$)に変換されており、復元力 F_k が卓越するのはこの慣性力 F_m の作用がほぼ終了した4cm以降である。したがって、このモデルでは、慣性力を表わす換算質量係数 α の同定が重要であることがわかる。

5.5 換算質量の考察

先に得られた換算質量を別のアプローチから考察するために、本実験において鋼製枠の剛性が十分大きいことを考慮した図-22(a)のように単純せん断変形する一様体モデルの換算質量を考える。この場合中詰材の粒子は上下方向(y)方向と水平(x)方向の移動が考えられるが、上下方向の移動は拘束されて発生しないものとし、水平移動のみを考慮する。よって、図-22(b)のような1質点モデルに置換するためには両者の運動エネルギーが等しくなるように1質点モデルの換算質量を設定することができる^{15),16)}。すなわち、図-22(a)より、せん断枠の質量は次式で求められる。

$$m_T = \rho \cdot A \cdot H \quad (27)$$

ここで、 ρ : 単位体積質量、 A : せん断枠の幅、 H : せん断枠の高さ

せん断枠の載荷点での変位を u_p とすると、任意点 y での変位 u_x は次式のようになる。

$$u_x = u_p \cdot y / H \quad (28)$$

ここで、粒子の移動量が水平方向に一定としているの

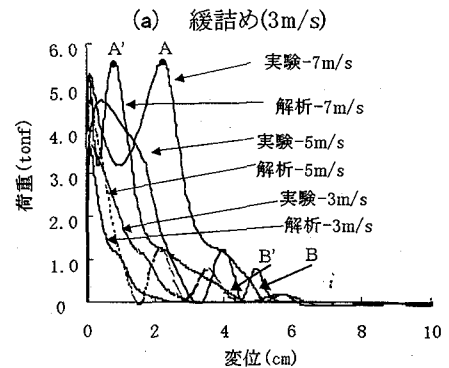
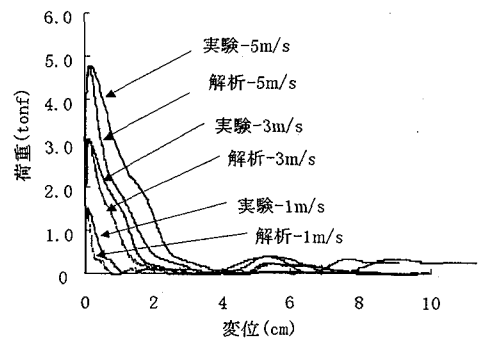


図-23 モデルを用いた荷重～変位関係

で、

$$\dot{u}_x = \dot{u}_p \cdot y / H \quad (29)$$

これより、せん断枠の運動エネルギーは次式のようになる。

$$K = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot A \int_0^H \left(\frac{\partial u_x}{\partial t} \right)^2 dy = \frac{1}{6} m_T \cdot \dot{u}_p^2 \quad (30)$$

一方、1質点モデルの運動エネルギー K' は次のようになる。

$$K' = \frac{1}{2} \cdot m_s \cdot \dot{u}_p^2 \quad (31)$$

よって、式(30)と式(31)が等価であるためには、

$$m_s = \frac{1}{3} m_T \quad (32)$$

すなわち、図-22に示すモデルを用いると式(14)と式(32)より $\alpha = 1/3$ が得られる。これは、密詰めの場合の同定結果の表-3の $\alpha = 0.35$ とほぼ等しくなっており、密詰めの場合は間隙が少ないために、一様体の単純せん断変形の場合の換算質量とほぼ等しくなることがわかる。一方、緩詰めの場合は間隙の影響が大きいために、上下方向の移動が発生するため $\alpha = 1/3$ とはならず、 $\alpha \approx 0.2$ となると考えられる。

5.6 簡易モデル

以上の同定結果と一様体のモデルを総合的に考察して、堤体の動的応答解析のための簡易モデルの基本パラメータの値を以下のように設定する。

等価換算質量 m_s (換算質量係数 α)については、次式によって与える。

(a) 密詰め

$$m_s = 0.33m_T \quad (\alpha = 0.33) \quad (33)$$

(b) 緩詰め

$$m_s = 0.2m_T \quad (\alpha = 0.2) \quad (34)$$

また、動的荷重増分係数 β は、静的せん断抵抗力～変位関係をそのまま用いて良いので次の値となる。

$$\beta = 1.0 \quad (35)$$

さらに、減衰定数 h については、ばらつきが大きいので、従来の砂地盤に用いられているものを参考¹⁷⁾として、次の値を用いるものとした。

$$h = 0.1 \quad (36)$$

以上の式(33)～(36)によって推定されたパラメーターを用いて、1質点系バネモデルによる衝撃荷重(F_w)を求めると図-23のような荷重～変位関係が得られる。まず、図-23(a)の緩詰めの場合には、衝突速度が大きくなるにつれて相似的に荷重も大きくなり、実験で得られた荷重～変位関係と良く一致している。一方、図-23(b)に示した密詰めの場合には、衝突速度 $\dot{u}_w = 3.0\text{m/s}$ の場合には良く一致しているが、衝突速度が $\dot{u}_w = 5\text{m/s}$ 、 7m/s と速くなると荷重のピーク値における変位が実験値に比してやや小さく、全体的に一致しない傾向が強くなる。これは、図-20(b)で示した変位～時間関係の同定値と実験値の比較でも明らかなように、衝突当初の $t=0 \sim 40\text{msec}$ において、解析値の方が実験値に比して変位がやや小さくなり、 $t=40 \sim 100\text{msec}$ においては、若干大きな変位になるためである。すなわち、図-23(b)を良く見ると $\dot{u}_w = 7.0\text{m/s}$ の場合、最大荷重値 5.5tonf が作用した時の応答変位は、実験値が約 2.5cm (図中A点)に対して、解析値が約 1.0cm (図中A'点)と小さな変位となるが、荷重が低減して 0.2tonf となった時点では、実験が約 5cm (図中B点)に対して、解析値は約 4cm (図中B'点)とかなり一致するようになる。これは、実験が当然複雑な変形モードの重ね合わせの応答であるのに対し、第1次の代表モードによってのみシミュレートする本モデルの限界を示唆している。しかし、スケール比で約10倍の大きさである実物の砂防ダムに対して、フルード則による相似率で換算する^{18),19)}と、実験の $\dot{u}_w = 3.0\text{m/s}$ は実ダムにおいて巨礫が約 $10\text{m/s}(=3.0\text{m/s} \times \sqrt{10})$ で衝突する場合に相当することから、現在、砂防ダムの設計において多く用いられる荷重レベル程度(巨礫の重量 10tonf 以下、速度 10m/s 以下)では、本モデルを適用しても差し支えないものと思われる。

6. 結論

衝撃荷重を受けるセル型砂防ダムの中詰材のせん断変形応答について、衝撃せん断棒変形実験および動的同定手法を用いて考察した。本研究の成果を要約すると以下のようになる。

(1) 衝撃荷重～時間関係は、衝突直後に大きな衝撃荷重が生じ、 20msec 以降は衝撃荷重がなくなるため、荷重～変

位関係において荷重の作用が無くなった後にも堤体のせん断変形が継続し、徐々に停止する運動が見られた。

(2) 内部に発生した壁面圧力は、衝突直後に衝突面側の上部に大きな圧力が発生し、その圧力が時間遅れで背面側下部に到達する現象が見られ、密詰めの場合がこの現象が顕著であった。

(3) この内部に発生した土圧による換算荷重と、加速度による衝撃荷重はほぼ等しいことが認められ、堤体全体のせん断応答を考察する場合は、加速度による衝撃荷重を考えれば良いことがわかった。

(4) 1質点バネモデルによる動的パラメーターの同定を行ったところ、衝突直後に発生する衝撃荷重の約90%以上は、堤体の質量に依存する慣性力に支配されることが明らかとなった。

(5) 復元力 $K_s \cdot u_s$ は、動的荷重増分係数 $\beta = 1.0$ なので、静的なせん断抵抗力～変位関係をそのまま用いて差し支えないことがわかった。

(6) 換算質量係数 α は、密詰めの場合は全質量の約1/3に、緩詰めの場合には約1/5になることが認められた。また、減衰定数 h は、本同定からはばらつきが大きく確定値を求めることはできなかったが、従来砂地盤に用いられているひずみが大きい領域での h の値、すなわち $h = 0.1$ 程度を用いると実験値に良く一致することが確認できた。

(7) 本モデルの適用範囲は、巨礫の重量が約 10tonf 以下、衝突速度が約 10m/s 以下に限定されるものと推察される。

今後、本パラメーターの値については、さらに他の粗粒礫材等についての実験も行い、その精度を高めるとともに、その背景となるメカニズムについては、中詰材を詳細にモデル化したDEMやFEM等によって検討を試みる必要がある。

謝辞：本研究を行うにあたり、共生機構(株)の中村徹氏よりご指導とご支援を受けた。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) 伊藤一雄，香月智，石川信隆，阿部宗平：ダブルウォール砂防ダムの衝撃モデル実験：構造工学論文集Vol.42A，pp.1295-1303，1996年3月。
- 3) 土木学会：構造工学シリーズ6「構造物の衝撃挙動と設計法」，第VI篇土石流対策施設，1994年。
- 4) 伊藤一雄，香月智，石川信隆，阿部宗平，中村徹：セル型砂防ダム中詰材の局所衝撃実験，第3回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集，pp.295-300，1996年5月。
- 5) 土木学会：構造工学シリーズ6「構造物の衝撃挙動と設計法」，第II篇衝撃実験法，pp.44，1994年。
- 6) 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。

- 7) 北島昭一：岩盤上のセル構造の破壊について，土と基礎，pp.25～33，1962年10月．
- 8) K.Terzaghi: Stability and Stiffness of Cellular Cofferdams, ASCE, Transaction, Vol.110, 1945.
- 9) E.M.Cummings: Cellular Cofferdams and Docks, ASCE Proceedings WW-3, Sept., 1957.
- 10) G.Schneebeli: Contribution au Calcul de la Stabilité des Batardeaux a Double Paroi de Palplanches, Proc. of 4th I. C. S. M. F. E., 1957.
- 11) 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，V01. 428/I-15，pp.97-106，1991年4月．
- 12) 星川辰雄，石川信隆，彦坂熙，阿部宗平：半球状の重錘落下による鋼管固定はりの衝撃応答変位，構造工学論文集Vol.40A，pp.1543-1554，1994年3月．
- 13) 河西良幸，宮田章，澤本佳和，横山和人：重錘落下による地盤への衝撃と個別要素法による解析，第3回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集，pp.269～274，1996年5月．
- 14) 園田佳巨，佐藤紘志，石川信隆，榎谷浩：落石覆工への落石のエネルギー伝達率に関する基礎的考察，土木学会論文集No.446/I-19，pp.147～155，1992年4月．
- 15) John M. Biggs : Structural Dynamics, McGraw-Hill Publishing Company, 1964.
- 16) 齋藤英明，石川信隆，大野友則，水山高久：鋼管片持はりの衝撃吸収エネルギーに関する基礎的研究，土木学会論文集No.386/I-8，pp.321～328，1987年10月．
- 17) 土木学会編：動的解析と耐震設計[第1巻]地震動・動的物性，技報堂出版，1989.6.
- 18) 酒巻勝，伊藤康人，大野友則：衝撃実験に用いる試験体寸法と相似則の適用，土木学会第49回年次学術講演会講演概要集，第I部(B)，pp.1586～1587．平成6年9月．
- 19) 江守一郎：模型実験の理論と応用(第2版)，技報堂出版，1988年．

(1996年9月5日受付)