

## 模型実験による地震時斜面崩壊開始エネルギー閾値の評価と実崩壊事例との対比

國生 剛治<sup>1</sup>, 山本祐美加<sup>2</sup>, 小柳 智行<sup>2</sup>, 斎藤雄二郎<sup>2</sup>, 山田 拓馬<sup>2</sup>

1 中央大学理工学部都市環境学科

2 元中央大学大学院理工学研究科博士前期課程

### 概要

筆者らはこれまでに模型斜面の振動台実験において、崩壊土塊の流動距離だけでなく崩壊開始の閾値が振動加速度よりはむしろ振動エネルギーと一意的関係にあることを示してきた。ここでは斜面の崩壊開始エネルギー閾値の物理的意味とその一意性の根拠を明らかにするために、砂層斜面上に載る滑り土塊を模擬した剛体ブロックの振動台実験と静的引張実験を行うと共に、振動台実験の Newmark 法によるシミュレーションを行った。その結果、崩壊開始エネルギー閾値は剛体ブロックの荷重～変位関係がピークを示す時点までの仕事にはほぼ対応し、ブロック下の砂層の変形性が閾値に関わることを明らかにした。さらにこの知見に基づいて非剛体的斜面崩壊の閾値についての簡易評価式を導出し、それを崩壊目撃情報のある二つの崩壊斜面と対比した。その結果、近傍の地震記録から計算される斜面崩壊開始時の斜面下流方向パルスエネルギーにより、簡易評価式によるエネルギー閾値の妥当性がほぼ説明できることが分かった。

キーワード：斜面崩壊開始，エネルギー閾値，模型実験，斜面変形性，ケーススタディー

### 1. はじめに

筆者らは地震時斜面崩壊のメカニズムを調べるために乾燥砂からなる斜面模型の振動実験を行い、崩壊土塊の水平流動距離が振動エネルギーと一意的関係にあることを示した<sup>1-3)</sup>。また模型実験結果を一定勾配剛体斜面上の剛体ブロックの滑りとして理想化したモデルと比較し、斜面の等価摩擦係数を適切に設定することにより、砂斜面のせん断流動変形におけるエネルギー収支を剛体ブロック滑動モデルで単純化できることを示した<sup>1-3)</sup>。その結果に基づき、斜面崩壊の流動距離を地震マグニチュードと震源距離、斜面形状、等価摩擦係数から図解的に評価できるエネルギー的評価法を提案した<sup>3)</sup>。さらにこの評価法を2004年新潟県中越地震や2008年岩手宮城内陸地震で発生した多数の斜面崩壊に適用し摩擦係数を逆算したところ、摩擦係数が斜面勾配に比例的であり、また崩壊体積が大きいほど明瞭に低下する傾向が得られた<sup>4,5)</sup>。

一方、同じ模型振動実験から崩壊開始条件についても振動加速度よりはむしろ振動エネルギーにより一意的に表わされることを見出した<sup>1,3)</sup>。図1にはその模型実験の概略を示すが、自由減衰振動を起こす板ばね式振動台の上に乾燥砂から成る $\theta=10^\circ\sim 29^\circ$ の4段階の角度の模型斜面をほぼ同じ密度で作成し、異なる振幅の正弦波減衰振動を加えている。この際、正弦波の振動数は振動台に重りを付

加することにより2.0~2.7Hzまで段階的に変えている。

図2は正弦波の振幅を変えて多数回行った実験ごとに斜面表面に置いた多数のマーカの水平残留変位量の平均値 $\delta_{rs}$ を横軸にとり、縦軸の斜面崩壊に使われる振動エネルギー $E_{EQ}$ との関係をプロットしている<sup>1,3)</sup>。これより、各斜面角度ごとに入力波振動数 $f$ に依らない一意的な $E_{EQ}\sim\delta_{rs}$ 関係が成立することが分かる。しかも $\delta_{rs}=0$ における $E_{EQ}$ すなわち斜面崩壊の始まるエネルギー閾値が斜面角度ごとに振動数に依らず一意的に決まることも読み取れる。

一方、図3は図2のうち $\theta=29^\circ$ の試験で自由減衰振動1波目の加速度振幅 $A_{max}$ と残留変位量 $\delta_{rs}$ の関係をプロットしているが、振動数 $f$ によって異なる $A_{max}\sim\delta_{rs}$ 関係が得ら

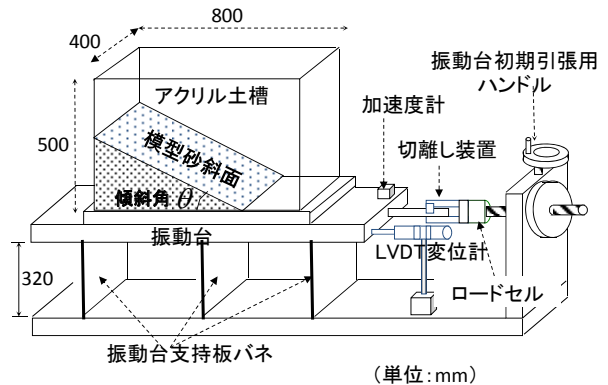


図1 乾燥砂模型斜面の板ばね式振動台による振動実験<sup>1-3)</sup>

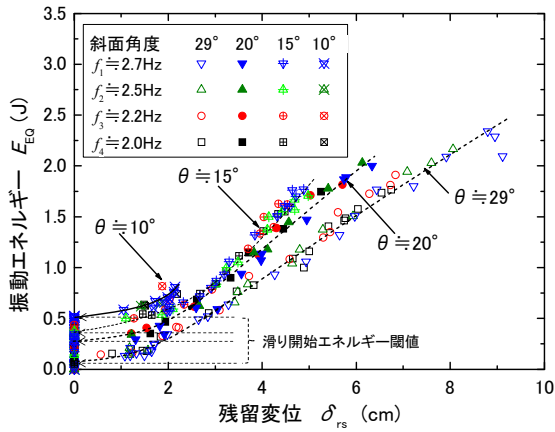


図 2 乾燥砂模型斜面の振動エネルギー  $E_{EQ}$  ~ 斜面流動量  $\delta_r$  関係と滑り開始エネルギー閾値<sup>1, 3)</sup>

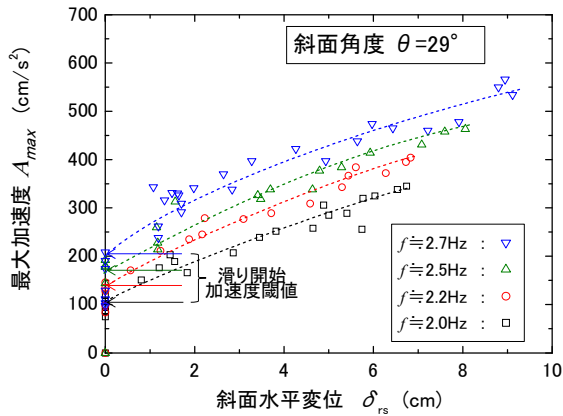


図 3 乾燥砂模型斜面の最大加速度 ~ 斜面流動量関係と滑り開始加速度閾値<sup>1, 3)</sup>

れ、崩壊開始加速度閾値は  $f$  によって異なることとなる。つまりこの模型実験から見れば、現行の滑り面計算法で用いる加速度ではなく、エネルギーの方が斜面崩壊開始を一意的に決定できることになる。

実際、世界で発生した地震時斜面崩壊の発生条件や影響面積の統計分析によれば、地震マグニチュードや震央・断層距離との相関が良く、斜面崩壊に地震波動エネルギーが深く関わっていることを示唆している<sup>6)</sup>。さらに最大加速度が 1G を超えた地震でも必ずしも斜面崩壊が起きていないケースもいくつか見かけられる<sup>(例えば7)</sup>。これは、斜面崩壊開始には加速度のみでなく、地震波の卓越振動数や地震波動エネルギーが関わっているためと考えられる。なぜなら斜面崩壊開始には発生せん断ひずみ  $\gamma$  が密接に関係しているはずであり、例えば地盤を 1 次元的に進行するせん断波を考えた場合、発生ひずみの絶対値は地震動の粒子速度  $\dot{u}$  と伝播速度  $V_s$  により次式のように表され、加速度  $\ddot{u}$  以外に振動数  $f$  の関与を指摘できる。

$$|\gamma| = |\dot{u}/V_s| = |\ddot{u}/(2\pi fV_s)| \quad (1)$$

さらに斜面崩壊が起きる条件にはせん断ひずみ  $\gamma$  を起こすせん断応力  $\tau$  も当然無関係ではないことから、次式のように両者によりなされる単位体積当たりの仕事(エネルギー)が崩壊開始閾値となる可能性が浮かび上がってくる。

$$\Delta W = \int \tau d\gamma \quad (2)$$

本研究ではこのような余察に基づき、斜面崩壊開始条件とエネルギーがどのように関係しているかを解明するために、2 種類の模型実験を行っている。さらにそれから得られた知見を実際の崩壊斜面に適用し、実斜面での崩壊開始エネルギー閾値の適用可能性を検討する。

## 2. 模型斜面の振動実験

### 2.1 実験装置と測定例

図 4 に示すように、アクリル製土槽(内法長さ 10 cm × 幅 37 cm × 深さ 7 cm) の底面に砂を接着し、その上に豊浦砂を一定厚さ・一定密度に敷詰めて砂層を作成し、以前の研究<sup>1-3)</sup> で用いた板ばね式振動台に所定の傾斜角度  $\theta$  で剛結する。この砂層斜面の中央部に、鉄製の剛体ブロックを載せる。剛体ブロックの平面サイズは斜面方向 30 cm × 幅 20 cm、厚さ 3.2 cm、質量 15 kg で底面にサンドペーパーを張り付けている。斜面崩壊を上載剛体ブロックと一定厚さの傾斜砂層によりこのようにモデル化することにより、剛体ブロック直下の砂層にすべり面を集中させ実験結果の解釈や理論的考察が容易になることを目指している。

振動台を水平方向に一定変位まで引張ってから切り離すことにより自由減衰振動を与え、砂層斜面上のブロック

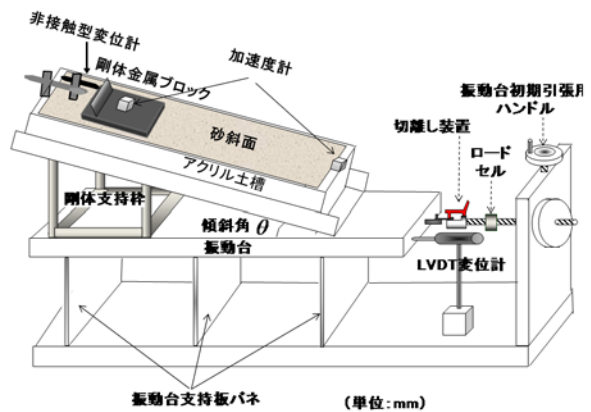


図 4 板ばね式振動台を用いた剛体ブロックと砂層斜面からなる実験装置

を滑らせる<sup>1-3)</sup>。実験条件として、砂層厚を $H=0\sim 6.5$  cm、斜面傾斜角度を $\theta=13^\circ, 15^\circ, 17^\circ, 20^\circ$ と変化させた。層厚0の場合にはアクリル土槽の底に接着したアルミ合金からなる薄い金属板上に剛体ブロックを直接載せた。

実験では振動台の水平変位をLVDT型変位計(容量50mm)で、アクリル製土槽と剛体ブロックの加速度をひずみゲージタイプ加速度計(容量5G)で計測した。ブロックのアクリル土槽に対する斜面方向相対変位はビデオ画像によ

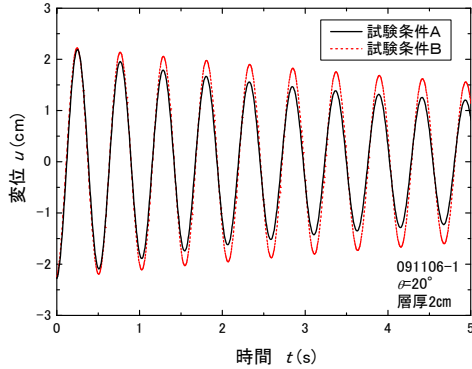


図5 試験条件A,Bの減衰振動変位波形の比較例

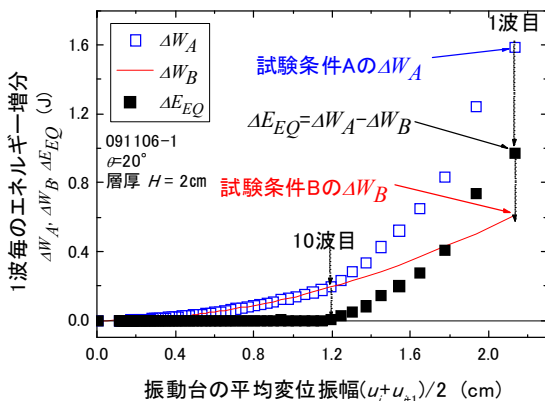


図6 図-5の振動波形から計算したサイクル毎の損失エネルギー $\Delta W_A$ 、 $\Delta W_B$ と滑動に使われた振動エネルギー $\Delta E_{EQ} = \Delta W_A - \Delta W_B$

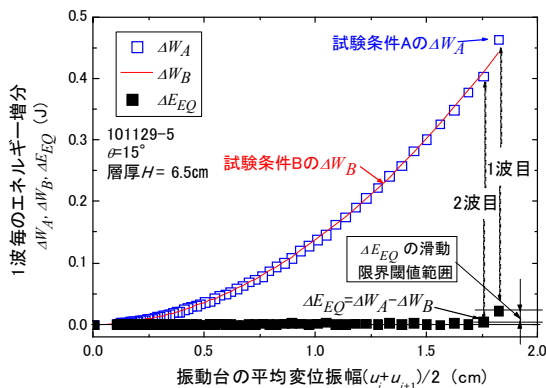


図7 最初の1サイクルのみで滑動した実験例でのサイクル毎の損失エネルギー $\Delta W_A$ 、 $\Delta W_B$ と滑動に使われた振動エネルギー $\Delta E_{EQ} = \Delta W_A - \Delta W_B$

りモニターすると共に、渦電流型非接触変位計(容量5mm)により高感度計測した。振動台の固有振動数は $f=2.0$ Hzを基本条件として大半の実験を行ったが、台に付加する質量の調整により $f=1.7\sim 2.2$ Hzの範囲で変化させた実験も行った。

図5には傾斜角 $\theta=20^\circ$ 、砂層厚2cmの条件で初期変位2.3cmを与えてから切り離れた時の振動台の自由減衰振動による水平変位波形の一例を示す。実線の試験条件Aでは剛体ブロックが砂斜面上を滑動できるようにし、条件Bでは同一条件でブロックをアクリル土槽に固定し滑動できないようにしている。このような自由減衰振動から1波ごとの減衰定数が計算できるが、条件Bに比べてAの方が明らかに早く減衰しており、その違いは斜面の滑動に使われた損失エネルギーを反映していると考えられる。そこで前研究の考え方に倣い<sup>1-3)</sup>、試験条件AとBを比較し、その差分から振動台から与えるエネルギーのうちブロック滑動に使われる振動エネルギー $E_{EQ}$ を算出している。このエネルギー算出方法は図1に示した乾燥砂斜面についての実験で適用した方法と同じであり、その根拠については文献<sup>1-3)</sup>を参照いただきたい。

図6では図5の波形の隣り合うサイクル( $i$ と $i+1$ )の振動台平均変位振幅 $(u_i + u_{i+1})/2$ を横軸に取り、各サイクル毎に算定した損失エネルギーの一例を示す。振動開始時には条件Aの損失エネルギー $\Delta W_A$ (□記号)は条件Bの値 $\Delta W_B$ (実線カーブ)に比べて大きい。この差分がブロックの滑動に使われる1サイクル当たりの振動エネルギー増分 $\Delta E_{EQ} = \Delta W_A - \Delta W_B$ (■記号)に対応し<sup>1-3)</sup>、 $\Delta W_A$ と $\Delta W_B$ がほぼ近づき $\Delta E_{EQ}$ が微小になる時点(この例では10波目)がブロック滑動の終了に対応していることがビデオ画像から確認できる。この9波目と10波目の $\Delta E_{EQ}$ の値の間に1サイクル当たりの滑動限界振動エネルギー閾値 $E_{EQ}^*$ があると考えられることができる。

図7は傾斜角 $\theta=15^\circ$ 、砂層厚2cmの実験結果の例であり、この場合は図6とは異なり $\Delta E_{EQ}$ は1波目から小さい値を示している。滑動変位も1波目に限られ、2波目では滑動は停止しているが、やはり図中に矢印で示す1波目と2波目の $\Delta E_{EQ}$ 値の間に滑動限界閾値 $E_{EQ}^*$ があるものと考えられることができる。

## 2.2 滑動限界振動エネルギー閾値 $E_{EQ}^*$ の測定結果

図6, 7に例示した方法により、条件の異なる多数の実験より1波毎の斜面変形に使われる振動エネルギー $\Delta E_{EQ}$ と剛体ブロックの水平変位 $\Delta \delta_r$ の関係を整理した。ここに $\Delta \delta_r$ については、渦電流非接触型変位計の値を用いている。

図8(a)(b)は傾斜角 $\theta=15^\circ$ と $20^\circ$ 、砂層厚 $H=6.5$ cmの条件で入力振動数が $f=1.7, 1.9, 2.0, 2.2$ Hzの多数の実験で得られた $\Delta E_{EQ} \sim \Delta \delta_r$ 関係を示している。これより斜面角度

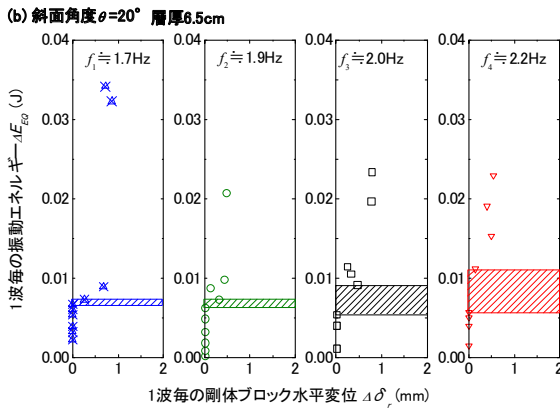
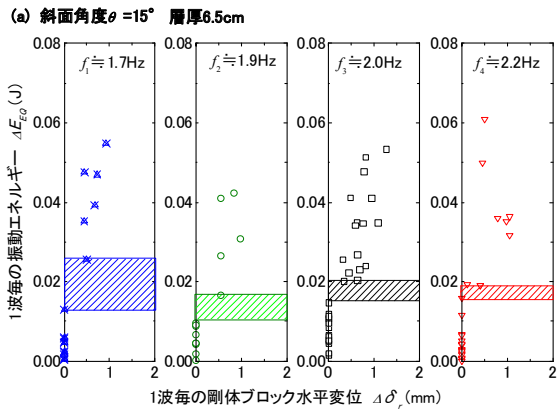


図 8 1波毎のブロック水平変位  $\Delta\delta_r$  と振動エネルギー  $\Delta E_{EQ}$  の関係におけるエネルギー閾値  $E_{EQ}^*$  の振動数による変化: (a)  $\theta=15^\circ$ , (b)  $\theta=20^\circ$

毎に滑りが生じる振動エネルギー閾値  $E_{EQ}^*$  の範囲 ( $\Delta\delta_r=0$  をとる  $\Delta E_{EQ}$  の最大値から  $\Delta\delta_r>0$  をとる  $\Delta E_{EQ}$  の最小値の間) が図中のハッチした帯として求められる。この帯の範囲を比較すると、(a)の  $\theta=15^\circ$  の方が(b)の  $\theta=20^\circ$  に比べて閾値  $E_{EQ}^*$  は 2 倍程度大きい値が得られるが、いずれの角度  $\theta$  でもデータのバラツキは多いものの振動数  $f$  による系統的变化傾向は見られず、むしろ  $f$  に対して  $E_{EQ}^*$  はほぼ一定と見なすことができよう。すなわちこの実験は、滑り限界エネルギー閾値が振動数によらず一意性を有するとの、以前の図 2 に示されている研究結果に整合していると判断できよう。

図 9 は砂層厚  $H=6.5$  cm,  $f=2.0$  Hz 一定の条件で斜面角度を  $\theta=13^\circ, 15^\circ, 17^\circ, 20^\circ$  の 4 段階に設定して行った多数の実験で得られた  $\Delta E_{EQ} \sim \Delta\delta_r$  関係を示している。なお 1 回の実験で多数回の滑りの末に滑動停止する図 6 に例示するような場合、砂層斜面と剛体ブロックの間の接触状態が滑りの繰り返しの伴って変化する可能性も考えて、ここでは図 7 のように最初の 1 波目で滑動し 2 波目で停止したケースのみを選び出して結果を整理している。これより  $\theta$  の増加にしたがって、エネルギー閾値  $E_{EQ}^*$  の範囲は明瞭な低下傾向を示すことが見てとれる。

図 10 は斜面角度  $\theta=15^\circ$ ,  $f=2.0$  Hz 一定の条件で砂層厚

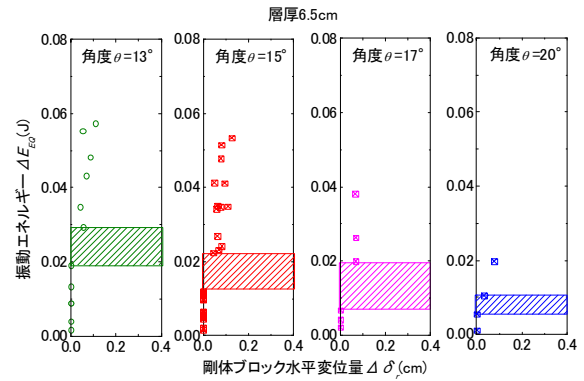


図 9 1波毎のブロック水平変位  $\Delta\delta_r$  と振動エネルギー  $\Delta E_{EQ}$  の関係における斜面角度  $\theta$  の変化によるエネルギー閾値  $E_{EQ}^*$  の変化 (層厚  $H=6.5$ cm 一定条件)

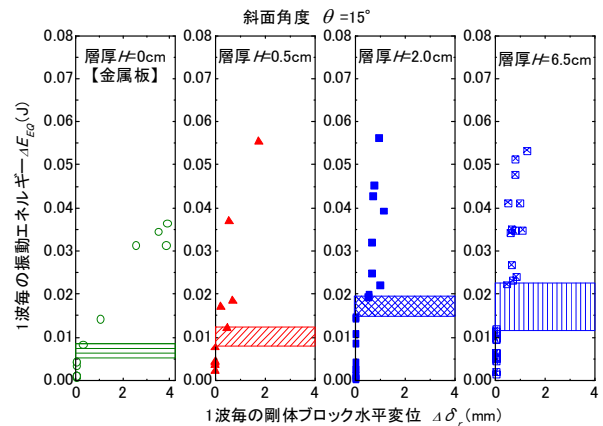


図 10 1波毎のブロック水平変位  $\Delta\delta_r$  と振動エネルギー  $\Delta E_{EQ}$  の関係における砂層厚  $H$  の変化によるエネルギー閾値  $E_{EQ}^*$  の変化 (斜面角度  $\theta=15^\circ$  一定条件)

さを  $H=0, 0.5, 2, 6.5$  cm の 4 段階に設定して行った多数の実験で得られた  $\Delta E_{EQ} \sim \Delta\delta_r$  関係を示している。砂層厚さ 0 の場合についてはアクリル土槽底面にアルミ合金薄板を接着し、その上に鉄製剛体ブロックを直接載せている。これよりエネルギー閾値  $E_{EQ}^*$  の範囲は砂層厚 0 の金属板の場合に最も小さく、 $H=0.5$  cm, 2.0 cm と増加するにつれ明らかに増加するが、 $H=6.5$  cm では  $H=2.0$  cm と大きな違いはない結果となる。なおこの結果も 1 波目のみ滑動したケースに限定したものであるが、多数回滑動したケースのデータによってもほぼ同じ結果が得られており、滑動履歴はエネルギー閾値に大きな影響は及ぼさないことを確認している<sup>8)</sup>。これより、砂層の厚さは滑動限界エネルギー閾値  $E_{EQ}^*$  を増加させる効果があるが、同図からは厚さと共に一定値に収束する傾向も見てとれる。

### 2.3 ブロック滑りでの慣性力～変位関係

図 11(a)には実験で計測した加速度データに基づき、振動台水平加速度 (アクリル土槽上で計測) と剛体ブロック



の水平加速度並びにそれらの差分である相対水平加速度の時刻歴の一例を実線カーブで示している。図 11(b)にはこれに対応して、渦電流型非接触変位計（容量 5mm）で得られた剛体ブロックの相対水平変位の時刻歴を実線カーブで示す。この実験例では、ブロックの滑動は 4 波目まで各サイクルで発生し、5 波目以降は停止していることが分かる。滑動は振動台加速度が斜面上流側（マイナス側）に向かっている間に起きているが、時系列をさらに詳しく見るために、図 12 には最初から 2 波目までの加速度と変位を拡大し重ね書きしている。1 波目のスタート点  $O_1$  では初期静止状態から急激に上流側に加わった振動台加速度（下流側への慣性力）により  $O_1$  直後の  $A_1$  からブロックの相対加速度が生じて滑りが始まり、点  $B_1$  付近で相対加速度がほぼゼロに戻りブロックの滑動は停止する。その後、加速度が下流方向（プラス側）を向いている間、上流方向の慣性力により剛体は砂層斜面上でわずかに変形するものの滑りは起きない。2 波目では  $O_2$  で慣性力が下流側を向き滑り限界を超える時点  $A_2$  から滑りが始まり、点  $B_2$  付近で停止しており、初速度ゼロから始まる 1 波目に比べ 2 波目では現象は連続的かつ滑りかきで理解し易い。これより、斜面に供給される波動エネルギーのうち滑動開始に関わる可能性があるのは、 $O_1 \sim A_1$ ,  $O_2 \sim A_2$  など振動台加速度が上流側へ（慣性力は下流側に）ゼロからピークに達するまでの時間帯であることが分かる。この時間帯のエネルギーを「パルスエネルギー」と呼ぶこととする。

図 13 は同じ実験データから得られた振動台加速度により計算したブロックに働く慣性力  $F$ （下流向きがプラス）を縦軸にとり、横軸のブロック相対変位  $\delta$  との関係を実線

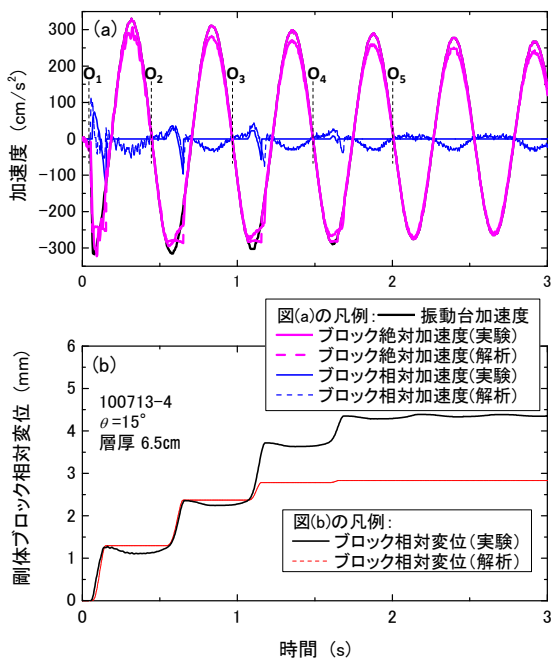


図 11 振動実験での振動台・ブロックの水平加速度・ブロック相対変位の計測値と Newmark 法による計算結果

カーブで示し、代表的時点を図 12 と同じ記号で示している。第 1 波目では、出発点  $O_1$  から慣性力が増加し  $A_1$  で滑り変位が生じ始めて  $B_1$  で停止し、その後慣性力が上流側に向かう間は  $A_2$  まで滑り変位が生じない。第 2 波目以降も第 4 波目まではほぼ同様な経過を辿って滑りが進行し、第 5 波目の  $O_5$  からは滑り変位は生じず、振動により同一履歴ループを描くのみとなる。

これらの実験結果を理想的な剛体斜面上の剛体ブロックモデルの滑り現象と比較するために Newmark 法<sup>9,10)</sup>による解析を行った<sup>11)</sup>。すなわち斜面角度  $15^\circ$  の剛体斜面上に質量 15kg のブロックを載せたモデルに振動台の実測加速度時刻歴を入力し、ブロックの絶対・相対加速度と相対変位を計算した結果を図 11～図 13 に細い破線で重ね書きしている。解析では滑り変位が実験と合うように決めた摩擦係数  $\mu$  を用いており、例示の場合では第 1 波目で  $\mu=0.561$ 、第 2 波目で  $\mu=0.605$  と変化させた結果、図 13 のように実験との良好な一致度が得られている。第 3 波目以後

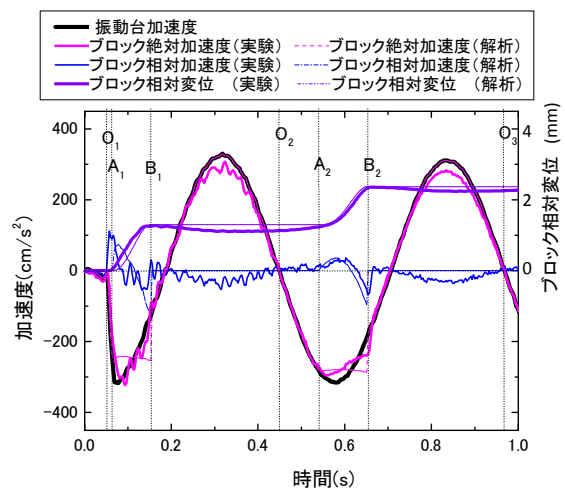


図 12 図 11 のうち最初の 2 波までの加速度とブロック相対変位の時系列の重ね書き ( $\theta=15^\circ$ ,  $H=6.5$  cm)

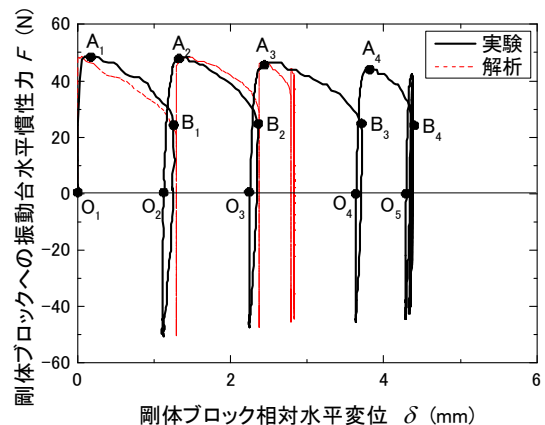


図 13 剛体ブロックに働く振動台慣性力とブロック相対変位の関係 ( $\theta=15^\circ$ ,  $H=6.5$  cm)

降は  $\mu=0.605$  一定とし、1波ごとに変更していないため実験との一致度は悪くなっている。つまり一波ごとに適切な摩擦係数を使えば、Newmark 法は剛体ブロックの加速度や変位の応答をかなり適切に再現できていることが分かる。ただし図 13 において実験と解析の決定的な違いは、実験での砂層斜面は滑りが始まる直前での例えば  $O_1-A_1$ 、 $O_2-A_2$  間で変形性を示すのに対し、Newmark 法での剛体斜面は全く変形しない点である。

通常のスベリ面計算や Newmark 法の計算では、斜面が滑るか否かは例えば点  $A_1$ 、 $A_2$  に対応した斜面のせん断強度と地震慣性力との比較により判定される。これに対し、斜面滑動開始メカニズムには斜面の変形性が関わっており、前述の図 2 と図 3 の比較から分かるように、加速度すなわち慣性力のみから一意的に滑動開始条件は決まらない。むしろ、滑りに至るまでの力～変位関係が滑動開始条件に関わっている可能性がある。そこで以下のような静的な引張実験により、滑りに至るまでの力～変位関係とその間のひずみエネルギーの測定を試みた。

### 3. 模型斜面の静的引張実験

用いた実験装置は図 14 に示すように図 4 と同じ剛体

ブロックと砂層斜面からなり、この場合は振動台の振動力ではなくブロックを細いワイヤーを使って水平静的に引張り、引張力  $F$  と水平変位  $\delta$  の関係を測定している。引張力は容量 2 KN のロードセルで計測し、水平変位は非接触変位計の測定値により算定している。引張速度としては図 11(b) の振動台実験でのブロックの相対速度を参考に 1 mm/s と 5 mm/s の 2 種類の値を選んだ。

図 15(a)～(d)には傾斜角を  $\theta=15^\circ$  一定の条件で砂層厚を  $H=0, 0.5, 2.0, 6.5$  cm の 4 段階に変化させた実験での水平引張力  $F$  と水平変位  $\delta$  の関係を重ね書きしている。 $H=0$  の場合はアクリル土槽底面に張り付けたアルミ合金薄板の上に剛体ブロックを直接載せた状態で実験している。実線カーブは引張速度 1mm/s、破線カーブは引張速度 5mm/s の結果である。 $H=0$  では引張速度による多少の差異が認めら

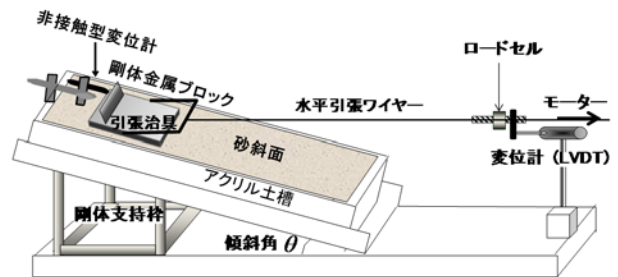


図 14 砂層斜面上の剛体ブロック引張実験

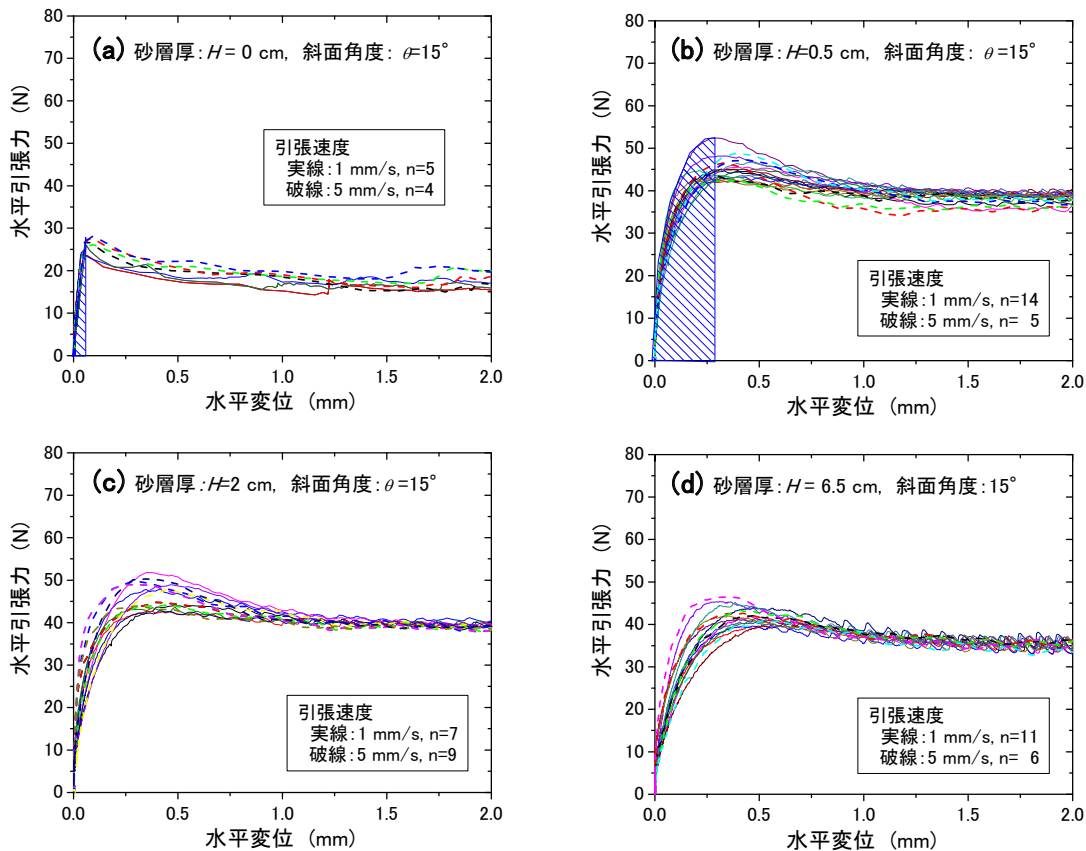


図 15 斜面砂層厚  $H$  の異なる剛体ブロック引張実験での水平引張力  $F$ ～水平変位  $\delta$  関係の比較 (斜面角度:  $\theta=15^\circ$ )  
砂層厚(a)  $H=0$ , (b)  $H=0.5$  cm, (c)  $H=2.0$  cm, (d)  $H=6.5$  cm

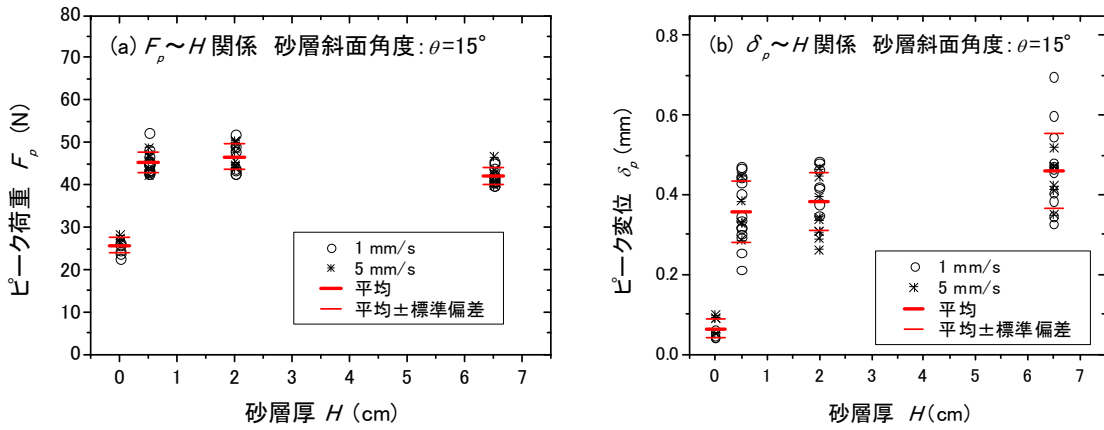


図 16 剛体ブロック引張試験での砂層厚  $H$  に対するピーク荷重  $F_p$  (a) とピーク変位  $\delta_p$  (b) の変化 (斜面角度:  $\theta=15^\circ$ )

れるが、それ以外では全体のバラツキに比べて引張速度による系統的な違いは見られない。いずれの場合についても  $F \sim \delta$  関係はかなりバラツキは大きいものの、一度ピーク値を示した後で明瞭に減少し、残留値に収束する傾向が見られる。

図 16(a), (b) ではそれぞれ  $F \sim \delta$  関係のピーク荷重  $F_p$  および対応するピーク変位  $\delta_p$  を砂層厚  $H$  に対し引張速度 1mm/s, 5mm/s について異なる記号でプロットしている。さらに、各層厚ごとに 2 種類の引張速度を合わせた平均値と平均  $\pm$  標準偏差の値を記入している。データのバラツキはピーク荷重、ピーク変位のいずれも小さくはない。ピーク荷重のバラツキの主要な原因としては、剛体部ブロックと砂層との接触条件を一定に保つことの困難さが考えられるが、ピーク変位のバラツキについてはさらに  $F \sim \delta$  関係がなだらかでピーク変位を厳密に決め難いことも原因しているようである。図中に示した平均値からは、砂層厚  $H=0$  の金属板の場合を除いては、ピーク強度は  $H$  に対してほぼ一定、ピーク変位は漸増傾向が読み取れる。

ところで  $F \sim \delta$  関係がピークを示すまでの仕事 (エネルギー) は図 15(a)(b) に例示した斜線領域の面積に対応しており、これを  $E_{SP}$  と表すこととする。 $E_{SP}$  は砂層厚がゼロか 0.5cm 以上あるかによって大きな違いがあり、砂層斜面の変形性が大きく関わっていることが分かる。図 17 では図 15 に示した全  $F \sim \delta$  カーブについての  $E_{SP}$  を斜面砂層厚  $H=0, 0.5, 2.0, 6.5$  cm に対してプロットし、その平均および平均  $\pm$  標準偏差とともに示しており、ピーク荷重までのひずみエネルギー  $E_{SP}$  は  $H=0$  では極めて小さいが、砂層厚  $H=0.5$  mm 以上ではほぼ一定か漸増傾向にあることが読み取れる。さらに図中に示した矢印は、図 10 に示した振動台実験での滑り開始エネルギー閾値  $E_{EQ}^*$  の範囲を  $H=0, 0.5, 2.0, 6.5$  cm について示している。静的引張実験と振動台実験の一致度は必ずしも良好とは言えないが、 $H$  の増加と共に増加する定性的な傾向は類似していることが分かる。

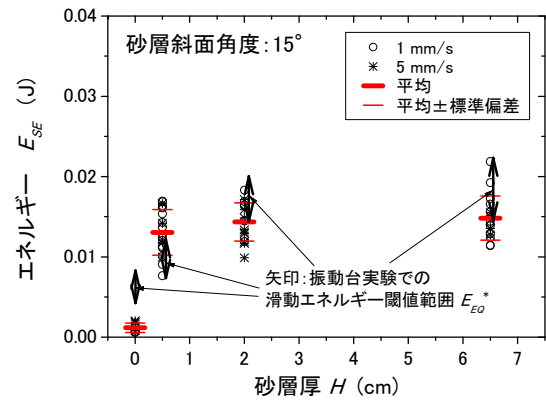


図 17 剛体ブロック引張試験での  $F \sim \delta$  関係のピークまでのひずみエネルギー  $E_{SP}$  の砂層厚  $H$  に対する関係と、振動台実験での滑動開始エネルギー閾値  $E_{EQ}^*$  との対比

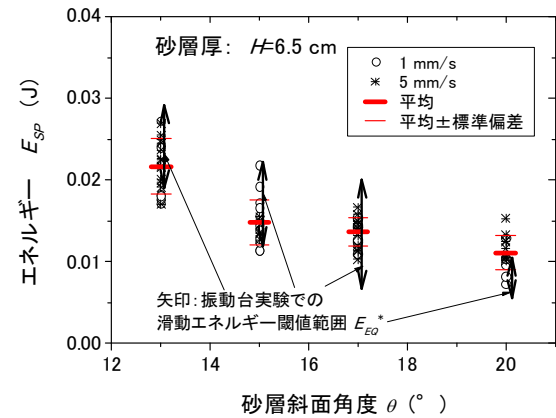


図 18 剛体ブロック引張試験での  $F \sim \delta$  関係のピークまでのひずみエネルギー  $E_{SP}$  の砂層斜面角度  $\theta$  に対する関係と、振動台実験の滑動開始エネルギー閾値  $E_{EQ}^*$  との対比

いっぽう図 18 は砂層厚  $H=6.5$  cm 一定の条件の下で、斜面角度  $\theta=13^\circ, 15^\circ, 17^\circ, 20^\circ$  に変化させた静的引張試験で得られた  $F \sim \delta$  関係がピークを示すまでのひずみエネルギー  $E_{SP}$  を  $\theta$  に対しプロットしている。角度  $\theta$  の増加と共に

に、 $E_{SP}$ が単調に減少する傾向が読み取れる。図中の矢印は、振動台実験で得られた図9に示す滑り開始エネルギー閾値 $E_{EQ}^*$ の範囲を角度 $\theta=13^\circ, 15^\circ, 17^\circ, 20^\circ$ について示したものであり、両実験の結果はバラツキの幅を考慮すればある程度一致していることが分かる。

#### 4. 滑動開始エネルギー閾値と定式化

以上より、斜面上に載る剛体ブロックの振動による滑動開始エネルギー閾値は斜面上の剛体に加わる水平力と水平変位の $F\sim\delta$ 関係がピークを示すまでのひずみエネルギー $E_{SP}$ にほぼ対応していることが示された。 $E_{SP}$ は剛体ブロックの $F\sim\delta$ 関係が硬化からピークを越えて軟化に転ずるまでのひずみエネルギーであり、振動による剛体ブロック滑動開始に何らかの関連があることを示唆しており、以下ではそのメカニズムについて考える。

##### 4.1 滑動開始エネルギー閾値の意味

筆者らの以前の研究を参考に、斜面滑動開始前後の変位増分 $\Delta\delta$ に対応するエネルギー増分を次式により表してみる<sup>1-3)</sup>。

$$\Delta E_{EQ} + (-\Delta\delta E_p) = \Delta E_S + \Delta E_k \quad (3)$$

ここに、 $\Delta E_{EQ}$ =ブロック滑動時に使われる振動エネルギー増分、 $-\Delta\delta E_p$ =ブロック滑動時の位置エネルギー増

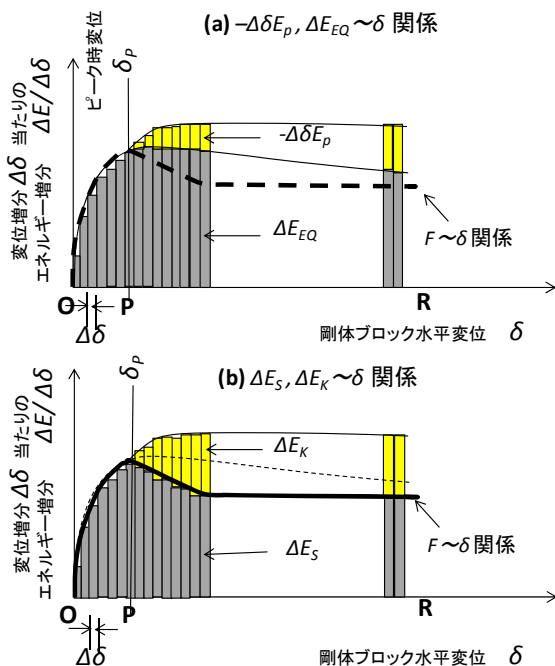


図19 ブロックの水平変位増分 $\Delta\delta$ 当たりのエネルギー増分：(a) $-\Delta\delta E_p, \Delta E_{EQ}\sim\delta$ 関係、(b) $\Delta E_S, \Delta E_k\sim\delta$ 関係

分、 $\Delta E_S$ =ブロック滑動時のひずみエネルギー増分、 $\Delta E_k$ =ブロック滑動時の運動エネルギー増分である。

この式に基づき振動が加わり始める初期状態Oからの変位 $\delta$ を横軸にとり、変位増分 $\Delta\delta$ 毎の各エネルギー増分を縦軸の値(エネルギー増分 $\div\Delta\delta$ ) $\times$ 変位増分 $\Delta\delta$ のスライス面積で模式的に表したのが図19である。図中(a)は式(3)の左辺の $\Delta E_{EQ}, -\Delta\delta E_p$ の変化を表し、(b)は右辺の $\Delta E_S, \Delta E_k$ の変化を表しており、左辺と右辺の値は常に一致していることになる。

図にはブロック滑動時の $F\sim\delta$ 関係を太いカーブで示している。初期の点Oから斜面下流方向への水平慣性力 $F$ が単調に増加する過程で、 $F\sim\delta$ 関係のピーク点Pまで斜面は変形するものの滑動には至らず、位置エネルギーと運動エネルギーの変化は滑動後に比べると無視し得るほど小さいと考えると、 $-\Delta\delta E_p=0, \Delta E_k=0$ であるから、 $\Delta E_{EQ}=\Delta E_S$ となる。つまり供給される振動エネルギー増分 $\Delta E_{EQ}$ は、斜面変形によるひずみエネルギー増分 $\Delta E_S$ で全て消費されることになる。ピーク点Pを過ぎて $F\sim\delta$ 関係が硬化から軟化に転じ $\Delta E_S$ が図(b)のように減少する場合、 $\Delta E_{EQ}$ が図(a)のように $\Delta E_S$ を上回れば振動エネルギー増分 $\Delta E_{EQ}$ の余剰が生じる。これが式(3)において運動エネルギーを $\Delta E_k > 0$ として、滑りを引き起こす契機になる。斜面では下流方向への滑りが図(a)に示すように同時に位置エネルギー増分 $-\Delta\delta E_p$ も誘発するため、その分だけ $\Delta E_k$ が図(b)のように大きくなり、滑りが継続し易くなる。斜面の滑り面せん断抵抗がピークを示すまでのひずみエネルギー $E_{SP}$ はひずみエネルギー増分 $\Delta E_S$ を点OからPまで累積した値であり、 $E_{SP}$ が滑動エネルギー閾値 $E_{EQ}^*$ に対応する理由がこのように説明できる。

以上より、振動台実験での滑動エネルギー閾値 $E_{EQ}^*$ は静的引張実験で $F\sim\delta$ 関係がひずみ軟化に転ずるまでの仕事 $E_{SP}$ に相当することとなる。つまり、斜面の滑り面せん断抵抗がピークに達するまでの斜面の変形に必要なひずみエネルギーを振動エネルギーが超えることにより、振動数によらず一意的な滑動開始条件が決まることになる。

##### 4.2 滑動開始エネルギー閾値の算定法

実際の斜面における滑動開始エネルギー $E_{EQ}^*=E_{SP}$ として、実務における算定し易さを考慮して、以下の形の簡易式を考える。

$$E_{EQ}^* = E_{SP} = F_p \times \delta_p \times \alpha_p \quad (4)$$

ここに、 $F_p$ =ピーク荷重、 $\delta_p$ =ピーク荷重時の変位、 $\alpha_p$ は矩形面積の表わすエネルギー $F_p \times \delta_p$ に対するエネルギー低減係数である。図16(a)(b)に示すような各実験ごとのピ



ーク荷重  $F_p$ , ピーク変位  $\delta_p$  と図 17, 18 に示す  $E_{SP}$  の値から式(4)により係数  $\alpha_p$  を算出すると, 砂層厚  $H=0$  の条件を除くすべての実験結果について実験条件に関わらず  $\alpha_p=0.79\pm 0.04$  の安定した値が得られるため, ここでは実用的に  $\alpha_p=0.80$  を用いることとする。またピーク荷重  $F_p$  は, 滑り面の摩擦角  $\phi$  と斜面傾斜角  $\theta$ , 滑動ブロックの重量  $Mg$  により以下の式で表されることは容易に分かる<sup>12)</sup>。

$$F_p = \frac{\tan\phi - \tan\theta}{1 + \tan\theta \tan\phi} Mg = Mg \tan(\phi - \theta) \quad (5)$$

したがって式(4)(5)により, 斜面崩壊の滑動開始閾値エネルギーは次式で表わされる。

$$E_{EQ}^* = E_{SP} = 0.80 \times Mg \delta_p \tan(\phi - \theta) \quad (6)$$

式(6)は図 20(a)に示すような変形性斜面の上に載った剛体ブロックの模型実験から誘導した式である。この場合, 上流から下流まで同じ条件が当てはまる無限長斜面の平面積  $A$  の部分を想定し, 剛体ブロックの厚さが直下の滑り層厚に比べて大きいとすれば, ブロック直下の砂層にはブロックからのせん断応力によって深さ方向にほぼ一定のせん断応力が作用する。

実際の斜面崩壊でも滑り面の深い滑りにはこの剛体タイプが多くみられる<sup>4,5)</sup>。一方, 5m 程度より浅い深度で発生する斜面崩壊は, 剛体的ではなく地表からある深度までの斜面がせん断変形し非剛体的に崩壊する傾向があることが示されている<sup>5)</sup>。この場合, 図 20(b)に示すような自由表面を持ち変形性のある斜面全体に一定の地震慣性力が作用すると考えれば, せん断応力は深さに比例して増加することになる。しかしその場合でも, 深度ごとに斜面に平行な面で分割したスライス要素の応力～ひずみカーブがピークを示す時点までの単位平面積当たりのひずみエネルギーを深さ方向に合計することにより, 崩壊開始エネルギーが求められると考える。

すなわち, 図 20(a)では滑動開始ひずみエネルギー  $E_{SP}$  は式(4)で表わせ, 平面積  $A$  のブロック直下の滑り層に発生する斜面に平行な面のピークせん断応力は, ブロック厚さに比べて滑り層が薄い場合, 平均的に  $\tau_p = (F_p/A) \cos^2 \theta$  で一定とみなせる。一方, 図 20(b)では滑り深さを  $D$  とし滑動開始ひずみエネルギー  $E_{SP}$  は地表を原点とし鉛直下向きの  $z$  軸の  $z=0$  から  $z=D$  までの積分により, 次式で表わされる。

$$E_{SP} = \int_0^D (\tau_p \times \gamma_p \times \alpha_p) dz \times A \quad (7)$$

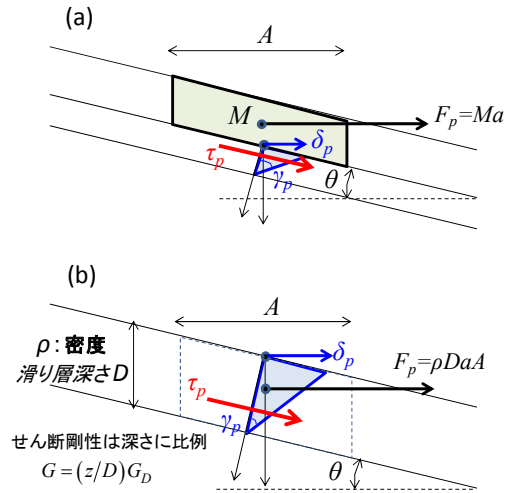


図 20 2 種類 (a) (b) の滑動モードでのピーク荷重  $F_p$ , ピーク変位  $\delta_p$  とピークひずみ  $\gamma_p$  の考え方

ここに  $\gamma_p = \tau_p/G$  はせん断ひずみであり, せん断剛性  $G$  はせん断応力～せん断ひずみ関係の原点とピークを結んだ割線剛性である。ピーク時の斜面に加わる水平加速度  $a$  により深さ  $D$  の滑り土塊に働く水平慣性力(ピーク荷重)は次式で表わされる。

$$F_p = \rho a D A \quad (8)$$

ここで斜面に平行する面でのピークせん断応力は深さ  $z$  に比例し次式で表わされる。

$$\tau_p = \rho a z \cos^2 \theta \quad (9)$$

したがって, せん断ひずみは次式となる。

$$\gamma_p = \tau_p/G = \rho a z \cos^2 \theta / G \quad (10)$$

斜面崩壊時のせん断ひずみは後述のように  $10^{-2}$  つまりパーセントオーダーと考えられ, このような大ひずみに対応した割線剛性  $G$  は拘束圧あるいは深さ  $z$  の 1 乗に比例すると考えることができる<sup>13)</sup>。したがって, 滑り変形する斜面下面深さを  $D$  とし,  $z=D$  での割線せん断剛性を  $G_D$  とし  $G = (z/D)G_D$  のように表わせれば, 式(10)のせん断ひずみは

$$\gamma_p = \tau_p/G = \rho a D \cos^2 \theta / G_D \quad (11)$$

により深さ方向に一定値となる。また斜面表面の斜面方向

ピーク変位を  $\delta'_p$  とすれば、水平変位は次式となる。

$$\delta_p = \delta'_p \cos \theta = D \gamma_p \cos^2 \theta = \frac{\rho a D^2}{G_D} \cos^4 \theta \quad (12)$$

この場合、式(7)の  $E_{SP}$  は次式となる。

$$\begin{aligned} E_{SP} &= \int_0^D (\tau_p \times \gamma_p \times \alpha_p) dz \times \cos \theta \times A / \cos \theta \\ &= \left( \rho^2 a^2 D \cos^4 \theta / G_D \right) \int_0^D z dz \times \cos \theta \times A / \cos \theta \times \alpha_p \\ &= \frac{1}{2} \times \rho a D A \times \frac{\rho a D^2}{G_D} \cos^4 \theta \times \alpha_p \\ &\equiv \frac{1}{2} \times F_p \times \delta_p \times \alpha_p \end{aligned} \quad (13)$$

以上より滑動開始ひずみエネルギー  $E_{SP}$  の簡易評価式は、滑り面の上部が剛体ブロック実験のように剛体的に滑るような図 20(a)の破壊モードでは式(4)となり、自由表面からある厚さの範囲が非剛体的に滑るような(b)の破壊モードでは式(4)に係数 1/2 を乗じた式(13)の形となると考えられる。

### 5. 目撃崩壊斜面の滑動開始エネルギー閾値の検討

上記の模型実験による検討に基づけば、実際の斜面についても地震時慣性力による水平荷重～水平変位関係のピークまでのひずみエネルギー  $E_{SP}$  が分かれば、斜面に供給される地震動エネルギーがそれを上回る条件により滑動開始を判定できる可能性がある。

以下では実際の斜面崩壊への滑動開始エネルギー閾値の適用性を見るために、2011年東北地方太平洋沖地震の際に起きた斜面崩壊のうち崩壊時の現場目撃証言が得られた2つの斜面について地震動エネルギーを計算した。そして、斜面が実際に崩壊を起こしたタイミングと対比することにより、崩壊開始エネルギー閾値の取り得る範囲を推定した。なおこの2地点の斜面は崩壊層厚が厚い剛体滑りではなく、 $D=5\text{m}$ 以下の薄い表層滑りで崩壊土はせん断変形により細粒化しながら崩壊しており<sup>5)</sup>、図 20の(b)の崩壊モードが適用できると考えている。

#### 5.1 地震波動エネルギーの計算

地震の波動エネルギーはSH波の粒子速度を  $\dot{u}$  とすると、一つの地震波がある深度を通過する時間を  $t=0 \sim t_1$  としたとき、次式によりこの時間内に単位平面積を通過する一つの地震波のエネルギーを算定することができる<sup>14,15)</sup>。

$$E = \int_0^{t_1} (dE/dt) dt = \rho V_s \int_0^{t_1} (\dot{u})^2 dt \quad (14)$$

図 21 には東北地方太平洋沖地震 (マグニチュード:  $M=9.0$ ) について、岩手県から栃木県に至る多数の KiK-net

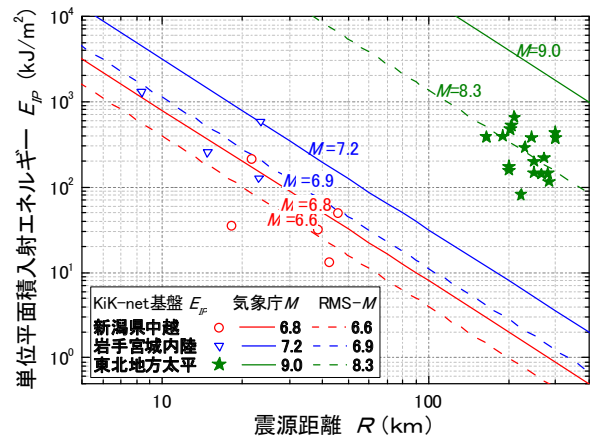


図 21 2011年東北地方太平洋沖地震および近年の地震での KiK-net 記録から計算した基盤での入射エネルギー  $E_{IP}$  と震源距離  $R$  の関係

地震記録に基づき計算した震源距離  $R$  (km) に対する基盤入射エネルギー  $E_{IP}$  (kJ/m<sup>2</sup>) を星印でプロットしている。数 100km に及ぶ断層の地震で実際の震源メカニズムを考慮せず地震エネルギーが震源 1 か所のみから放出されると仮定していることなどからプロットのバラツキは非常に大きい。同図には比較のため、他に 2004 年新潟県中越地震 ( $M=6.8$ ) と 2008 年岩手宮城内陸地震 ( $M=7.2$ ) についての同様な計算結果もプロットしている<sup>16)</sup>。また各地震のマグニチュードごとに、式(15)のエネルギーの球面距離減衰式と式(16)の Gutenberg 式<sup>17)</sup>による  $E_{IP} \sim R$  関係を実線で示している。

$$E_{IP} = TE / \left[ 4\pi (R \times 1000)^2 \right] \quad (15)$$

$$\log TE = 1.5M + 1.8 \quad (16)$$

ここに  $TE$  は放出される全波動エネルギー (kJ) である。各地震の観測値に基づくプロットと式(15)(16)による実線ラインを比べると、地震マグニチュードの違いに対応してプロットと直線ラインの相対的位置関係に整合性は認められる。しかしプロットと実線ラインに乖離があるため、式(15)の形は保持しながら最小二乗 (LMS) 法により式(16)を補正して得られるマグニチュード  $M$  による結果を各地震ごとに破線ラインで示している。これにより特に乖離の大きな東北地方太平洋沖地震については  $M=9.0 \rightarrow 8.3$  に補正され、以下ではこの  $M=8.3$  の値と各斜面までの震源距離  $R$  を用いて式(15)(16)により各斜面ごとの基盤層での入射エネルギー  $E_{IP}$  の計算を行う<sup>5)</sup>。

次に基盤上昇エネルギー  $E_{IP}$  から斜面のある表層地盤に到達するエネルギー  $E_{EQ}$  は必要な地盤データが与えられれば SH 波伝播を仮定した計算により求められるが、ここでは多数の鉛直アレー地震記録を用いた別途の研究から統

計的に求めた以下の経験式<sup>18)</sup>を用いることとする。

$$E_{EQ}/E_{IP} = \alpha^{0.7} \quad (17)$$

ここに表層・基盤間のインピーダンス比を以前の研究と同様に一律に  $\alpha=0.3$  と仮定して  $E_{EQ}/E_{IP} = 0.43$  を以下の計算で用いる。

さて  $E_{EQ}$  は水平 2 方向のエネルギーの累積値であり、斜面崩壊土塊の駆動開始エネルギーとして直接関わるのは斜面方向エネルギーのうち下流方向駆動力に関わる部分と考えられる。この点については、既に図 12 の振動台実験のデータで述べたように、滑動開始に関わっているのは O1~A1, O2~A2 すなわち振動台加速度が上流側へ（慣性力は下流側）ゼロからピークに達するまでであり、この間に斜面に供給される波動エネルギーを対象とすべきであることが分かる。

この計算のためには斜面位置での加速度波形が必要となるが、ここではそれに代わり、近傍での KiK-net 観測点の基盤加速度の波形特性を用いることとする。斜面位置での加速度とは波形がある程度異なることは十分考えられるが、後述のようにエネルギー計算には加速度波形を時間積分した速度を使うため、速度波形に影響する加速度波形のうちの長周期成分やその大小関係、出現順序などには類似性があることを仮定している。

### 5.2 岡の内斜面崩壊

まず、福島県白河市の岡の内地点の長さ 100m、幅 50m の崩壊斜面に着目する。この斜面の地質はローム質崩積土<sup>19,20)</sup>であり、地形図<sup>19)</sup>から初期斜面角度  $\theta=22^\circ$  と読み取り、滑り面深さは  $D=5\text{ m}$ <sup>20)</sup> に決めた。図 22 の写真からも分かるように、比較的単純形状の一定勾配に近い斜面の表層部分が非剛体的滑りを起こしている。

そこから北北東 8.7km に位置する強震観測点 KiK-net 長沼 (FKSH08) での基盤記録により計算した岡の内斜面崩壊方向成分の上昇波加速度波形（初動から  $t=80\sim 140\text{ s}$ ）を図 23(a)に示す。さらに計算手順の詳細説明のため、この



図 22 福島県白河市の岡の内地点の崩壊斜面 (筆者ら撮影)

時刻歴のうち  $t=104\sim 110\text{ s}$  区間を拡大例示したのが図 24(a)である。これらのグラフで負の加速度は斜面上流向き加速度（慣性力が下流向き）を表しており、そのうちのゼロから負のピーク値までの区間を赤い太線で示す。既に図 12 に示す振動台実験結果で見た通り、この区間で供給される波動エネルギーが閾値を超えると滑り始めると考えられる。ただし加速度波形は上下流方向に頻繁に向きが変わる高振動数成分を多く含み、これを忠実に追跡したエネルギー計算は煩雑となる。そこで図 23(b)にはこの加速度波形を時間積分した速度波形が示されており、その波形のうち速度が正の最大値からゼロまでの区間を赤い太線で示している。図 23 (a)と (b)での赤色太線の区間はほぼ一致しており、速度が正の最大値からゼロまで推移する区間の波形を用いて崩壊開始に関わる地震エネルギーを概略計算できることを確認している<sup>21)</sup>。このような滑り開始に

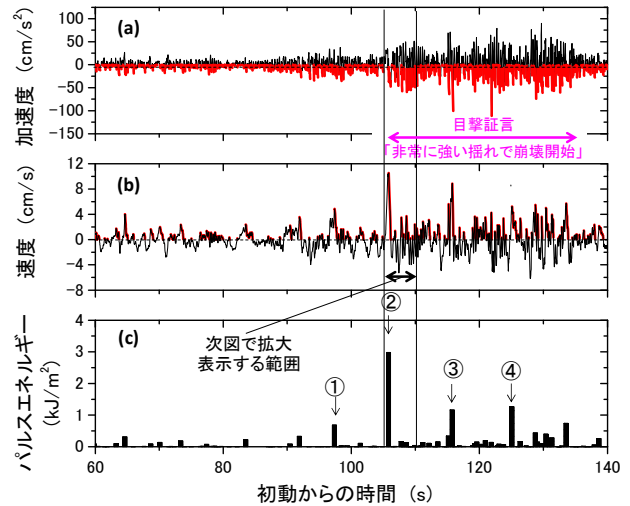


図 23 KiK-net 長沼 (FKSH08) 基盤における上昇波加速度・速度時刻歴(a), (b)と岡の内斜面でのパルスエネルギー時刻歴(c)

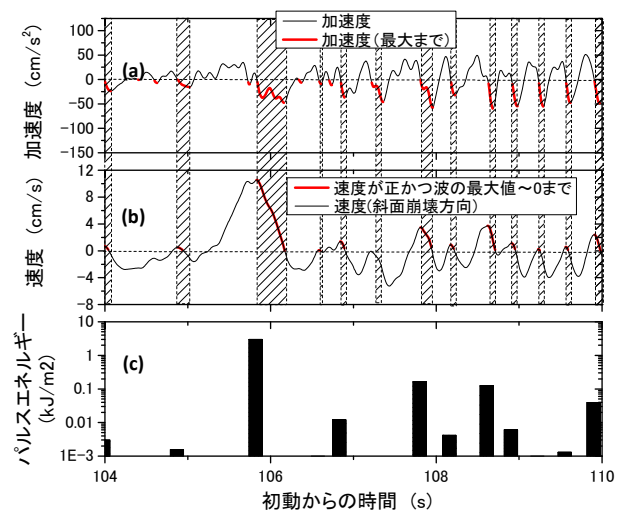


図 24 前図の時刻歴  $t=104\sim 110\text{ s}$  区間の拡大図



関わる時間区間毎の地震エネルギーを本論文では前述のように斜面下流方向の「パルスエネルギー」と呼び、 $\Delta E_{EQ-ds}$  で表わすこととする。

$\Delta E_{EQ-ds}$  の具体的計算は以下の手順で行う。

- (i) KiK-net 水平加速度波形を積分し斜面方向および斜面直交方向の波動エネルギーを地震動全長にわたり式(14)で計算し、加え合わせて全波動エネルギーを計算する。このときに用いる波動インピーダンス  $\rho V_s$  はその影響が以下の(iii)でエネルギー比を計算するときにはキャンセルされるため任意の値で良い。
- (ii) 斜面方向速度波形のみに注目し、図 24(b)に例示するように速度が正の最大値からゼロになるまでの各時間区間(図の斜線部)毎のパルスエネルギー  $\Delta E_{EQ-ds}$  を上記(i)と同じ  $\rho V_s$  を用いて式(14)で計算する。
- (iii) 上記(ii)で計算したパルスエネルギー  $\Delta E_{EQ-ds}$  を図 24(c)に棒グラフ(対数表示)で示すが、その縦軸の値は(ii)の計算値を直接使うわけではなく、地震マグニチュード  $M$  と個別の斜面の震源距離  $R$  から式(15)(16)と表層斜面・基盤間のインピーダンス比によって式(17)で算定した斜面位置での全波動エネルギー  $E_{EQ}$  に(ii)と(i)で計算したエネルギーの比 (ii)/(i) を乗じることにより計算している。各パルスエネルギー棒グラフの横軸位置は対応する速度波形が正の最大値を示す時点としている。つまり、KiK-net 観測波形はあくまで斜面下流方向へのパルスエネルギーの全体エネルギーに対する割合を計算するためにのみ用い、エネルギーの絶対値は式(15)~(17)の経験式で算定していることになる。

図 23(a)~(c)にはこのようにして岡の内地点について計算した時間区間  $t=60\sim 140$  s の斜面方向の加速度・速度・斜面下流方向パルスエネルギーの時刻歴を示す。加速度・速度での赤字太線部分の意味は時間軸を拡大した図 24 で説明した通りである。この斜面での筆者らの調査で、地震時にたまたま現場に居合わせた白河市役所職員から、「経験したことのない非常に強い揺れになった時点で崩壊開始した」との証言が得られ、さらに KiK-net 長沼の観測波形を示しながらその具体的時間を尋ねたところ「 $t=130\sim 140$  s 付近と思う」との回答であった<sup>22)</sup>。「非常に強い揺れになった時点」の「強い揺れ」を加速度と解釈すると、105~135 秒区間に相当する。その区間で比較的大きなパルスエネルギーは図 23(c)の矢印②~④であり、それらの最初(105 秒付近)で最大パルスエネルギー②が起きている。滑动開始の候補となり得るのは当然その時点までの最大パルスエネルギーであるから、それ以降の小さなパルスエネルギーは滑动開始エネルギーには成りえない。したがって図 23(c)によれば②で滑动が起きそれ以前での最大パルスエネルギー①では起きなかったことになる。ただし 105 秒付近は目撃者の指摘した  $t=130\sim 140$  s 付近とは一致しない。一方、ここで用いている加速度記録が斜面から約

9km も離れた KiK-net の地中記録であり、パルスエネルギーの絶対値と現れる順序にある程度の誤差が含まれている可能性がある。したがってパルスエネルギー②~④のいずれもが滑动開始の候補とも考え得るが、ここではそのうちの最大である② ( $\Delta E_{EQ-ds}=2.98$  kJ/m<sup>2</sup>) と②~④のいずれよりも小さな① ( $\Delta E_{EQ-ds}=0.68$  kJ/m<sup>2</sup>) との間にエネルギー閾値があると考えることとする。

### 5.3 押野斜面崩壊

もうひとつの目撃情報のある薄い崩壊斜面として、栃木県那珂川町押野(初期斜面角度  $\theta=23^\circ$ <sup>20)</sup>、平均層厚  $D=4$  m<sup>20)</sup> を取り上げる。この斜面は軽石風化火山灰からなり、図 25 の写真に示すように斜面上部の幅 55m、水平長さ 25m、高さ 35m<sup>20)</sup> の部分が非剛体的な崩壊を起こし下方まで流動した。

ここから北に 1.1 km 離れた KiK-net 馬頭 (TCGH13) における基盤での加速度上昇波と速度上昇波の崩壊斜面方向成分波形を図 26(a),(b)にそれぞれ示す。赤色太線の加速度区間が押野斜面の上流向きに(慣性力は下流向きに)ゼロからピークに達するまでに相当し、速度波形が正の最大



図 25 栃木県那珂川町押野の崩壊斜面  
(目撃者から提供いただいた写真を使用)

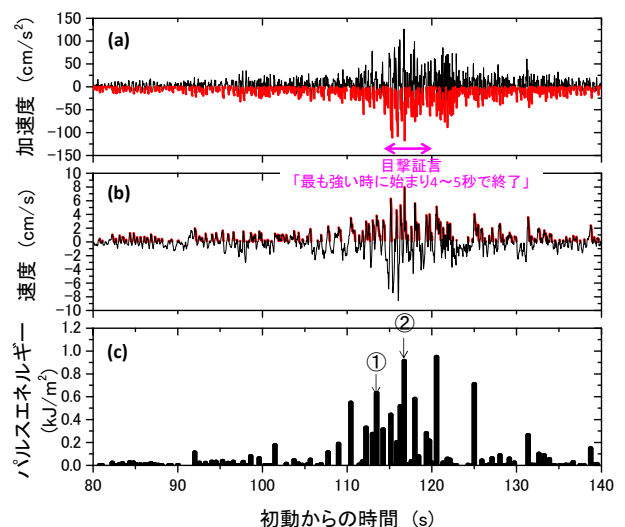


図 26 KiK-net 馬頭 (TCGH13) 基盤の上昇波加速度・速度時刻歴(a), (b)と押野斜面でのパルスエネルギー時刻歴(c)



値からゼロまでの赤色太線で表わした区間にほぼ対応している。この間に供給される波動エネルギーが滑動開始に関わると考え、それらの区間で計算したパルスエネルギー  $\Delta E_{EQ-ds}$  の時刻歴を図 26(c)に示す。この地点の近隣住民の方から筆者らが直接聴取した目撃談によれば、「最大の揺れから 3~4 秒の間に崩壊開始した」とのことであった<sup>22)</sup>。「最大の揺れ」は 115 秒付近で、図中の矢印で示した時間区間で崩壊開始したと考えられる。この場合、117 秒付近のパルスエネルギー② ( $\Delta E_{EQ-ds} = 0.91 \text{ kJ/m}^2$ ) で滑り開始閾値に達し、その前の 113 秒付近のパルスエネルギー① ( $\Delta E_{EQ-ds} = 0.63 \text{ kJ/m}^2$ ) ではそれに達しなかったことになる。

### 5.4 滑動開始条件の検討

一連の模型実験により、斜面滑動開始のエネルギー閾値は式(4)あるいは式(13)で計算されるひずみエネルギー  $E_{SP}$  で表わされることを示した。目撃された 2 つの崩壊斜面はいずれも滑り面深さ  $D \leq 5\text{m}$  で、崩壊土塊の厚い剛体滑りよりは薄い非剛体滑りと考えられるため、式(13)を用いることとする。さらに崩壊平面積  $A$  で除して荷重  $F_p$  に式(5)と式(12)を代入すれば、単位平面積当たりのピークひずみエネルギー  $E_{SP}/A$  は次式のようにになる。

$$\begin{aligned} E_{SP}/A &= 1/2 \times F_p/A \times \delta_p \times \alpha_p \\ &= 1/2 \times 0.80 \times (M/A)g \tan(\phi - \theta) \times \delta_p \\ &= 0.40 \times \rho g D \tan(\phi - \theta) \times \delta_p \\ &= 0.40 \times \rho g D^2 \gamma_p \cos^2 \theta \times \tan(\phi - \theta) \end{aligned} \quad (17)$$

すなわち、エネルギー閾値であるピークひずみエネルギー  $E_{SP}$  はピークひずみ  $\gamma_p$  と  $\tan(\phi - \theta)$  に比例する。さらに滑り面深さ  $D$  はその 2 乗に比例してエネルギーが変化するためその影響は大きく、 $D$  が 1/2 になればピークひずみエネルギーは 1/4 に減少することになる。

ここで目撃情報のあった 2 か所の斜面について式(17)により単位平面積当たりのピークひずみエネルギー  $E_{SP}/A$  を

計算してみる。計算に当たって、式(17)に含まれる変数の値を決める必要がある。

まず地震時に発生するピークせん断ひずみ  $\gamma_p$  について、斜面滑り面の不攪乱試料による一軸試験では軸ひずみ  $\varepsilon_p = 2\sim 4\%$  程度でピークが現れることが通常多いため<sup>例例えば<sup>23)</sup>ポアソン比  $\nu$  が 0.5 に近いと考え、 $\gamma_p = (1 + \nu)\varepsilon_p = 3\sim 6\%$  を斜面材料に対して想定する。</sup>

次に式(17)に含まれる  $\phi - \theta$  は斜面の内部摩擦角と斜面角度の差である。実際の斜面崩壊では摩擦角  $\phi$  以外に粘着力成分  $c$  の影響も考慮しなければならないが、ここでは  $c + \sigma'_n \tan \phi \rightarrow \tan \phi$  のように  $\phi$  を定義しなおすことで、 $c$  の影響も含めた内部摩擦角と考える。地震前には斜面が安定していることから、 $\phi - \theta > 0$  と考えられる。一方、自然斜面の角度  $\theta$  は摩擦角  $\phi$  と無関係に決まるものではなく  $\phi \rightarrow$  大で  $\theta \rightarrow$  大となる傾向が以前の研究において示唆されており<sup>4,5)</sup>、 $\phi - \theta$  が過剰に大きくなることは考えにくい。ここでは別途、多数の実斜面崩壊の流動距離を用いた摩擦係数  $\tan \phi$  の逆解析の結果から得られた  $\tan \phi \leq 1.5 \tan \theta$ <sup>24)</sup> を参考に、 $c$  の影響も含めた  $\phi$  が  $0 < \phi - \theta \leq 10^\circ$  の範囲にあると仮定することとする。

以上の条件で式(17)により単位平面積当たりのピークひずみエネルギー (エネルギー閾値)  $E_{SP}/A$  を計算した結果を横軸の摩擦角  $\phi$  に対して図 28 に示すが、2 地点の  $E_{SP}/A$  は  $\phi$  と共にほぼ線形的に増加することが分かる。

次にこのように計算したエネルギー閾値  $E_{SP}/A$  を 5.2 と 5.3 でそれぞれ算出した単位平面積当たりの上昇波のパルスエネルギーと対比する。ここで  $E_{SP}/A$  は斜面崩壊開始までに使われる内部損失エネルギーであり、これと外部エネルギーから与えられる上昇波パルスエネルギーを比較するには、内部損失エネルギーと外部エネルギーの対応関係を考慮する必要がある。

両者の関係については既往論文<sup>25)</sup>で述べているが、砂の非排水せん断試験の応力~ひずみ関係において、図 27(a)に例示する内部損失エネルギー  $\Delta W$  と外部ひずみエネルギー  $W$  の関係を使っている。比較的密な斜面材料を

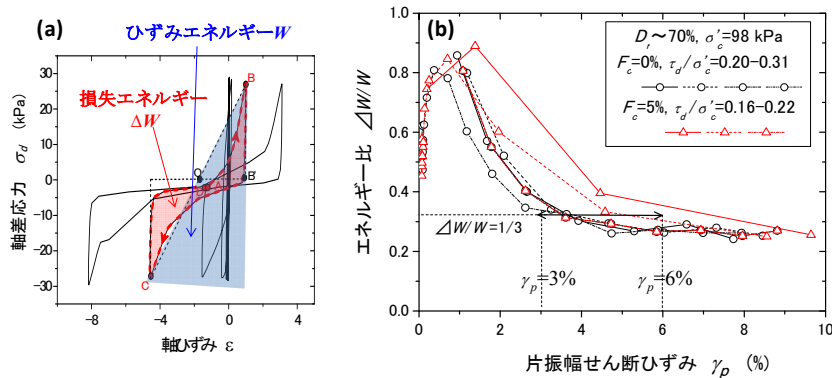


図 27 密な砂の繰返しせん断試験での、(a)軸差応力~軸ひずみ履歴カーブでの損失エネルギー  $\Delta W$  とひずみエネルギー  $W$  の例示と、(b)  $D_r \sim 70\%$  の砂のエネルギー比  $\Delta W/W$  と片振幅せん断ひずみ関係

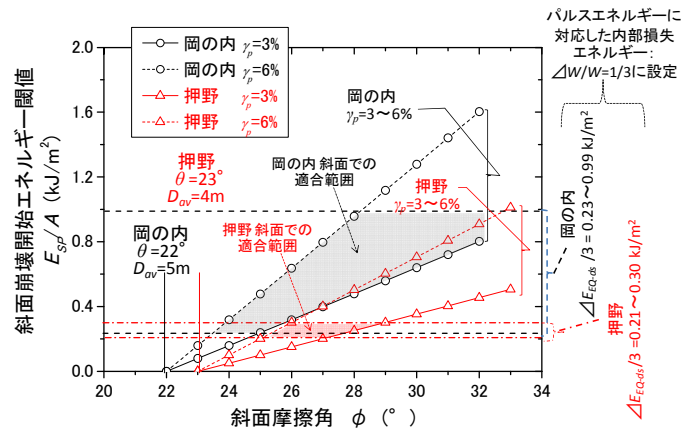


図 28 目撃情報のあった 2 か所の非剛体斜面崩壊での斜面摩擦角～単位面積当たりピークひずみエネルギー関係と地震動パルスエネルギーに対応した内部損失エネルギー範囲との比較

想定し相対密度が  $D_r=70\%$  で細粒分が  $F_c=0$ 、5% の飽和砂の三軸試験で得られた  $\Delta W$  と  $W$  の値<sup>25)</sup>を用いて、エネルギー比  $\Delta W/W$  と片振幅せん断ひずみ  $\gamma_p$  の関係を整理した結果を図 27(b)に示す。細粒分含有率  $F_c=0$ 、5% で、繰返し応力比  $\tau_d/\sigma'_c=0.16\sim 0.31$  の範囲で試験しており、今後実際の斜面材料でのデータの蓄積が必要であるが、ここでは斜面材料の特性をこの試験結果で代表させることとする。図 27(b)によれば  $\Delta W/W$  は  $\gamma_p$  によって最大 0.9~0.3 程度まで変動するが、既に設定した崩壊開始ピークひずみ  $\gamma_p=3\sim 6\%$  の範囲では、内部エネルギーと外部エネルギーの関係を平均的に  $\Delta W/W=1/3$  でほぼ近似できる。図 27(a)で定義される  $\Delta W/W$  は単位体積当たりのエネルギー比であるが、単位層厚ごとにも同じ式が成り立つため  $(\Delta W \times 1)/(W \times 1) = \Delta W/W$  となり、単位面積当たりのエネルギー比とも考えられる。したがって単位面積当たりのパルスエネルギー  $\Delta E_{EQ-ds}$  を外部エネルギー  $W$  と見なし、 $\Delta W = W/3 = \Delta E_{EQ-ds}/3$  が内部損失エネルギーに相当するとして  $\Delta W$  とエネルギー閾値  $E_{sp}/A$  を比較することとする。

このように算出したパルスエネルギー①、②に相当する損失エネルギーと  $E_{sp}/A$  の比較を不等式で表わすと、岡の内斜面では  $0.23 \text{ kJ/m}^2 < E_{sp}/A < 0.99 \text{ kJ/m}^2$ 、押野斜面では  $0.21 \text{ kJ/m}^2 < E_{sp}/A < 0.30 \text{ kJ/m}^2$  となり、図 28 にはこれら不等式の上限・下限値を水平な破線と一点鎖線で示している。両者の対比により図中に影を付けた範囲で式(17)が内部エネルギー  $\Delta W$  との大小関係を満足することになる。これより、いずれの斜面でも  $\gamma_p=3\sim 6\%$  の範囲で崩壊開始のピークせん断ひずみを仮定し、さらに  $0 < \phi - \theta \leq 10^\circ$  の条件を課した場合、岡の内斜面についてはパルスエネルギー②~④のいずれを選ぶかによる違いはあるものの、ピークひずみエネルギー  $E_{sp}/A$  が目撃証言から特定した地震の上昇波パルスエネルギー範囲を広いパラメータ選定条件に対して満足しており、エネルギー閾値を式(13)により設定することは妥当と考えられる。つまり、式(13)により算定した崩壊開始エネルギー閾値と斜面方向上昇波パルスエネ

ギー  $\Delta E_{EQ-ds}$  の設計値が与えられれば、実斜面での崩壊開始条件をエネルギーにより評価できることになる。

なお、この結果に至る過程には既述のように多くの不確定性や仮定条件を含んでいるため、今後これらの信頼性や値の振れ幅について更なる検討が必要である。しかし、エネルギーの見方による斜面崩壊開始条件の工学的評価法の一通りの筋道が示されたと言えよう。

## 6. まとめ

以前の模型斜面の振動台実験において、崩壊開始の閾値が振動加速度よりはむしろ振動エネルギーと一意的關係が示されていることなどを考慮し、本論文では斜面の滑り開始エネルギー閾値の物理的意味とその一意性の根拠を理解するために、砂層斜面上に載る滑り土塊を模擬した剛体ブロックの振動台実験と静的引張実験を斜面角度や斜面層厚を変化させて行い、以下の知見を得た。

- 1) 剛体ブロックの振動台実験からは、滑動開始エネルギー閾値  $E_{EQ}^*$  は入力振動数に対しほぼ一意性を示す一方で、斜面傾斜角  $\theta$  の増加にしたがって明瞭な低下傾向を示し、砂層厚が増すほど  $E_{EQ}^*$  が増加する傾向やある厚さ以上では一定値に収束する傾向も見られる。
- 2) 同じブロック振動台実験結果によれば、振動台加速度が上流側へ(慣性力は下流側に)ゼロからピークに達するまでの間に斜面に供給される波動エネルギーが滑動開始エネルギー閾値  $E_{EQ}^*$  に関わっている。
- 3) ブロック振動台実験結果を Newmark 法で模擬したが、両者の決定的な違いは、実験では滑りが始まる以前に砂層斜面は変形性を示すのに対し、Newmark 法での剛体斜面は全く変形しない点であり、この変形性が実際の斜面滑動開始メカニズムにとって重要である。
- 4) 斜面の変形性を調べるために行った静的な引張実験によれば、剛体ブロックの力  $F$  ~ 変位  $\delta$  関係にはピーク荷重が現れ、その後は残留強度までひずみ軟化を生

じる。 $F\sim\delta$  関係がピークを示すまでのひずみエネルギー $E_{SP}$ は砂層厚がゼロか否かによって大きな違いがあり、砂層斜面の変形性に大きく依存している。

- 5) 静的引張実験で  $F\sim\delta$  関係がピークを示すまでの  $E_{SP}$  の層厚  $H$  や斜面角度  $\theta$  に対する変化傾向は、振動台実験での滑動開始エネルギー閾値  $E_{EQ}^*$  の変化傾向とほぼ整合しており、 $E_{EQ}^*$  は斜面の  $F\sim\delta$  関係がピークを示すまでの仕事にほぼ対応し、砂層の変形性で滑動開始エネルギー閾値が決まると考えられる。
- 6)  $F\sim\delta$  関係がピークを過ぎてひずみ軟化に転じ、変位増分当たりのひずみエネルギー増分が減少することを契機として崩壊が始まるため、ピークまでのひずみエネルギーにより滑動開始エネルギー閾値が一意的に決まると考えられる。
- 7) 剛体ブロックの実験結果に基づいた考察により、非剛体的滑りについて滑動開始エネルギー閾値  $E_{SP}$  の簡易算定式を誘導した。これによれば  $E_{SP}$  は斜面材料のピークせん断ひずみ  $\gamma_p$  と  $\tan(\phi-\theta)$  に比例し、滑り面深さ  $D$  の 2 乗に比例する。  
さらに東北地方太平洋沖地震において目撃証言の得られた 2 か所の非剛体的崩壊斜面で、簡易評価式によりエネルギー閾値  $E_{SP}$  を算定し、地震動エネルギーとの比較により以下の知見を得た。
- 8) 地震動エネルギーについては、振動台実験結果を参考に、斜面方向の地震動粒子速度が正の最大値からゼロまでの区間に斜面に供給されるパルスエネルギーが滑動開始に関わっていると考え、近傍の地震記録から目撃情報に基づいて斜面崩壊時点前後のパルスエネルギーを絞り込んだ。
- 9) 斜面摩擦角  $\phi$  が初期斜面勾配  $\theta$  に対し既往の研究結果を参考に  $0<\phi-\theta\leq 10^\circ$  の条件の下で、斜面崩壊時点前後の地震動パルスエネルギーと上記の簡易評価式による崩壊開始エネルギー閾値を対比した。その際、地盤材料の繰返し載荷試験結果を参考に、外部から与えられるパルスエネルギーが内部損失エネルギーであるエネルギー閾値と 3 : 1 で比較されると判断している。その結果、滑動開始時のピークせん断ひずみを  $\gamma_p=3\sim 6\%$  の幅に設定することにより目撃された時点での崩壊発生がほぼ説明できることが分かった。
- 10) 実際の非剛体的斜面崩壊に対しても、式(13)のエネルギー閾値と設計地震動に基づく斜面方向上昇波パルスエネルギーが算定できれば、エネルギーにより崩壊開始条件が評価できることになる。

以上のように、地震時斜面崩壊開始を規定するエネルギー閾値についてその理論的意味と一意性の根拠を明らかにし、実際の崩壊事例への適用性についてもほぼ示すことができた。しかし、その過程で多くの工学的判断と仮定を導入しており、今後それらの妥当性についてさらに多くの

基礎データの収集と斜面崩壊のケーススタディーにより裏付けていく必要がある。

#### 謝 辞

東日本大震災の際の2か所の崩壊斜面について白河市職員と那珂川町住民の方々から貴重な目撃情報をご提供いただきました。本研究で多数のKiK-netデータを使わせていただきました。5年以上にわたった本研究に多くの学部学生が卒業研究の中で貢献しました。また本研究の一部に科学研究費基盤研究(B) (平成20~22年)を使わせていただきました。末筆ながら、関係各位に謝意を表します。

#### 参 考 文 献

- 1) 石澤友浩, 國生剛治: エネルギー法による地震時斜面変形量評価法の開発, 土木学会論文集 C Vol.62, No.4, pp. 736-746, 2006.
- 2) Kokusho, T. and Ishizawa, T.: Energy approach for earthquake induced slope failure evaluation, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier, Vol.26, pp. 221-230, 2006.
- 3) Kokusho, T. and Ishizawa, T.: Energy approach to earthquake-induced slope failures and its implications, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol.133, No.7, pp. 828-840, 2007.
- 4) 國生剛治, 石澤友浩: 地震時斜面崩壊における土塊流動距離のエネルギー的評価と実崩壊例への適用, 日本地すべり学会誌47巻3号 (5月), pp. 121-128, 2010.
- 5) Kokusho, T., Ishizawa, T. and Koizumi, K.: Energy approach to seismically induced slope failure and its application to case histories, *Engineering Geology*, Elsevier, Vol. 122, Issues1-2, pp.115-128, 2011.
- 6) Keefer, D. K.: Landslides caused by earthquakes, *Geological Society of America Bulletin*, Vol.95, pp.406-421, 1984.
- 7) Kokusho, T.: PBD in earthquake geotechnical engineering and energy-based design, Special Discussion Session -Future directions of performance-based design-, *Proc. International Conf. on Performance Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering (IS-Tokyo 2009)*, Balkema, CRC Press, pp.359-362, 2009.
- 8) 山本祐美加: 地震時斜面崩壊開始のエネルギー閾値についての模型実験, 中央大学大学院理工学研究科2010年度博士前期課程修士論文, 2011.
- 9) Newmark, N. M.: Effects of earthquakes on dams and embankments, Fifth Rankine Lecture, *Geotechnique* Vol.15, pp.139-159, 1965.
- 10) Sarma, S. K. : Seismic stability of earth dams and embankments, *Geotechnique*, 25, No.4, pp.743-761, 1975.
- 11) 小柳 智行: 地震時斜面崩壊開始のエネルギー閾値についての模型実験と斜面安定性評価への適用, 中央大学大学院理工学研究科 2011 年度博士前期課程修士論文, 2012.
- 12) 國生剛治: 地震地盤動力学の基礎, 第6章 地震による斜面

- 崩壊, 6.1 静的震度による滑り面法 pp.322-324, 鹿島出版会, 2014.
- 13) 國生剛治: 地震地盤動力学の基礎, 第2章 地震時の地盤物性 2.3 小ひずみ物性 pp.66-74, 鹿島出版会, 2014.
- 14) 國生剛治, 本山隆一: 地震波の上昇波と下降波の分離による表層地盤でのエネルギー収支, 土木学会論文集No.652/III-51, pp.257-267, 2000.
- 15) 國生剛治, 本山隆一, 万谷昌吾, 本山 寛: 表層地盤における地震波のエネルギーフローと性能設計, 日本地震工学会論文集, 第4巻, 第4号, 2004年, pp.1-20.
- 16) 國生剛治, 鈴木 拓: 強地震鉛直アレー記録に基づいた地盤中の波動エネルギーフロー, 日本地震工学会論文集第11巻, 第1号, pp.14-31, 2011.
- 17) Gutenberg, B.: The energy of earthquakes, *Quarterly Journal of the Geological Society of London*, Vol.CXII, No.455, pp.1-14, 1956.
- 18) 國生剛治, 鈴木 拓: 強地震鉛直アレー記録に基づいた地盤中の波動エネルギーフロー (補遺), 日本地震工学会論文集第12巻, 第7号, pp.62-68, 2012.
- 19) 土木研究所 土砂管理研究グループ地すべりチーム武士俊也 (2011): 東北地方太平洋沖地震発生直後の斜面災害状況と福島県白河市の地すべり災害 [japan.landslide-soc.org/news/2011/2011051303\\_takeshi.pdf](http://japan.landslide-soc.org/news/2011/2011051303_takeshi.pdf)
- 20) 京都大学防災研究所・国際航業(株): 2011年東北地方太平洋沖地震による崩壊・地すべり(福島, 栃木)および地震断層(福島)調査結果, [http://www.dpri.kyoto-u.ac.jp/web\\_j/saigai/tohoku2011/jiban\\_20110426.pdf](http://www.dpri.kyoto-u.ac.jp/web_j/saigai/tohoku2011/jiban_20110426.pdf)
- 21) 山田拓馬: ケースヒストリーによる斜面等価摩擦係数と崩壊開始エネルギーの斜面崩壊方向を考慮した再検討, 中央大学大学院理工学研究科2012年度博士前期課程修士論文, 2014.
- 22) 斎藤雄二郎: 地震時斜面崩壊のエネルギー閾値の評価～2004年新潟県中越地震, 2008年岩手宮城内陸地震における分析～, 中央大学大学院理工学研究科2012年度博士前期課程修士論文, 2013.
- 23) Kokusho, T., Ishizawa, T. and Hara, T.: Slope failures during the 2004 Niigataken Chetsu earthquake in Japan, *Earthquake Geotechnical Case Histories for Performance-Based Design*, Balkema, CRC Press, pp.47-70, 2009.
- 24) Kokusho, T., Koyanagi, T. and Yamada, T.: Energy approach to seismically induced slope failure and its application to case histories –Supplement–, *Engineering Geology*, Vol. 181, pp. 290–296, 2014.
- 25) 國生剛治: エネルギーによる液状化判定法の適用性検討とFL法との対比, 地盤工学ジャーナル, Vol.8, No.3, pp.463-475, 2013.

(2014.9.4 受付)



---

---

## Model tests on threshold energy for slope failure and associated case studies

Takaji KOKUSHO<sup>1</sup>, Yumika YAMAMOTO<sup>2</sup>, Tomoyuki KOYANAGI<sup>2</sup>,  
Yujiro SAITO<sup>2</sup> and Takuma YAMADA<sup>2</sup>

1 Professor, Department of Civil & Environment Eng., Chuo University

2 Ex-graduate Student, Graduate School, Department of Civil & Environment Eng., Chuo University

### Abstract

Following previous research finding that not only travel distances but also onsets of seismic-induced slope failure are uniquely determined in terms of energy, model tests on rigid blocks resting on deformable sand slopes have been conducted to clarify the uniqueness of failure initiation in terms of energy. Shaking table tests compared with static loading tests together with Newmark-type analyses indicate that the threshold energy for slope failure initiation is governed by the deformability of slopes before peaks of load versus deformation curves. A simple formula for the threshold energy in evaluating initiations of non-rigid type slope failures has been developed based on the model test findings and applied to two actual failed slopes witnessed by local people during a recent earthquake. It has been demonstrated that evaluated threshold energies are mostly compatible with seismic pulse energies available at the slopes if critical shear strain for failure initiation is assumed to be 3~6% for slope friction angles larger than initial slope angles by 1~10°.

Key words: failure initiation, threshold energy, model test, slope deformability, case study