

## 斜面崩壊土砂に対する杭式防護柵の応答とその効果 Impact response and Effectiveness of Pile-type Barriers against Slope Failure Sediment

坂井攻希<sup>1</sup>, 前田健一<sup>2</sup>, 小栗快之<sup>3</sup>, 吉廣悠太<sup>4</sup>, 久保弦<sup>5</sup>, 内藤直人<sup>6</sup>

- 1 名古屋工業大学大学院・環境都市プログラム・k.sakai.928@stn.nitech.ac.jp
- 2 名古屋工業大学大学院教授・高度防災工学センター・maeda.kenichi@nitech.ac.jp
- 3 名古屋工業大学大学院・環境都市プログラム・y.morii.921@stn.nitech.ac.jp
- 4 名古屋工業大学大学院・環境都市プログラム・y.yoshihiro.523@stn.nitech.ac.jp
- 5 (株)ライテック・kubo@raiteku.com
- 6 豊橋技術科学大学大学院・建築・都市システム学系・naito.naoto.xz@tut.jp

### 概 要

近年我が国では、地球温暖化により豪雨の激甚化・頻発化に伴う、斜面の崩壊土砂災害が増加傾向にある。ここで、対策工の一つである支柱を杭式として地盤に根入れさせる構造の杭式防護柵は狭隘箇所や軟弱地盤などの条件下において設置上のメリットが大きく、現在は施工性の向上を目的とした支柱のジョイント構造が提案されている。一方、崩壊土砂防護性能や効果について検証した事例は少ない。そこで、本稿では、ジョイント構造の杭式防護柵に対し、斜面上から 50m<sup>3</sup> の崩壊土砂を流下させる実規模実験を実施し、衝撃土圧、支柱の変位、ワイヤロープの張力を計測した。本実験結果で、杭式防護柵は破壊されず土砂を捕捉したことから、その防護性能が確認された。また、杭式防護柵の土砂の捕捉を①初期衝突段階②エネルギー吸収段階③再衝突/蓄積段階に分けることで、崩壊土砂に対する応答を明確にした。

キーワード：斜面崩壊，杭式防護柵，初期衝突段階，エネルギー吸収段階，蓄積段階

### 1. はじめに

土砂崩れや土石流、落石をはじめとする斜面災害は人命を脅かす深刻な被害をもたらすとともに、道路網の寸断等により地域経済に悪影響を及ぼしている。一方で、わが国では国土の約 7 割を山林が占め、斜面災害リスクが高い。また、近年の気候変動に伴う集中豪雨等の災害の激甚化・頻発化により、外力や災害発生箇所が増加傾向にある。以上のことから、対策工の対応可能エネルギーの拡大や施工性・維持管理性に優れた対策工の開発が求められている。

近年では頻発する集中豪雨や地震を起因とした斜面崩壊が発生することもあり、これまでに落石対策工が設置された箇所においても土砂が流出し、落石対策工が土砂を捕捉した事例がある。このことから落石対策工においても落石のみならず崩壊土砂を捕捉する効果を有することがのぞましいと考えられる。しかしながら、現時点で落石対策工の崩壊土砂の捕捉効果やメカニズムは未解明である。

ここで、崩壊土砂の対策工の一つとして杭式防護柵を挙げる。杭式防護柵は 4 本の支柱と鋼製のワイヤロープを組み合わせた構造で、High-power Earth Fence (以下 HEF) 工として落石対策工として用いられている構造物である。こ

れまでに崩壊土砂の防護対策は、コンクリート製の待受け擁壁を斜面脚部に設置する方法が多用されている。待受け擁壁は、斜面脚部の掘削が困難、あるいは地盤支持力が不足する設置箇所では、施工費が割高になる。一方で杭式防護柵は、支柱を杭式として地盤に根入れさせる防護柵であり、狭隘箇所や軟弱地盤などの条件下において設置上のメリットが大きい。しかし、崩壊土砂防護性能や効果について、過去に実物大実験により実証した事例は少ない<sup>(1)</sup>。そこで、本研究では、杭式防護柵の崩壊土砂防護効果を確認することを目的として、実物大モデルの供試体を用いて土砂流下実験を行い、その防護効果を検証した。

### 2. 実験概要

本研究では、図 1 に示すように、高さ 3.3m、幅 15m の杭式防護柵を法尻から 1m の位置に設置した。高さ 29m、傾斜角 50° の斜面において、土砂流下装置を用いて 50m<sup>3</sup> の土砂を流下させた。図 2 に斜面を向いた時の計測機器の設置位置を示す。柵中央部の網および 2 本の支柱に対し地表面から 0.30m 間隔で土圧計を 7 個設置し流下時の土圧を計測した。また、両端の支柱とワイヤロープの接続部

に、ひずみゲージ (Strain gauges) を地表面から 0.20m 間隔で 6 個、さらに、1.2m の位置から 0.40m 間隔で 5 個設置し、張力の変化を計測した。さらに、支柱の頭部にターゲットを設置し、変位を測定した。また、流下した土砂の含水比は 26.7% である。支柱やワイヤロープに作用する土圧や張力、および支柱頭部の変位を時系列に分析することで、杭式防護柵が土砂を捕捉するメカニズムを明らかにすることが目的である。

以下グラフ中の時間軸は、支柱番号 2 に土砂が到達した時刻を 0s として同期させている。

### 3. 実験結果と考察

#### 3.1 土砂の斜面流下流速

図 3 に示すように、土砂が斜面を流下する流速について、法尻からの斜面長さ 10m から 35m まで 5m 間隔で流速を算出した。ただし、5m より法尻に近い斜面は杭式防護柵で隠れるため計測不可であった。撮影は斜面正面に設置した高速度カメラ (250fps) を用い、PIV (Particle Image Velocimetry) 解析により速度算出した。

結果として、流下速度のピークは法尻に近づくにつれて時間的に遅れ、ピーク後の減少タイミングも遅れる傾向が見られた。計測位置 30m では、流速データに乱れが見られ、正確な値は得られなかった。10m および 15m 地点では、流速が急減している時間帯が見られるが、これは杭式防護柵への衝突後に土砂が跳ね上がった影響によるものとする。

最大流速の傾向を見ると、20m 地点までは流速が増加傾向にあったが、それ以降の 15m および 10m 地点では約 15m/s でほぼ一定となっており、本実験の崩壊土砂堆積に対して、十分な流下高さを確保できていると言える。また、斜面表面の摩擦抵抗力や土砂同士の内部抵抗により加速が抑制されたと推察される。これらの流下挙動に関する詳細については、別途検討する。

#### 3.2 ひずみゲージによるワイヤロープの張力

図 5 (a) に斜面に向かって左側に設置したひずみゲージ (以下 LS) の張力 ( $\text{kN/m}^2$ ) と計測時間 (s)、(b) に斜面に向かって右側に設置したひずみゲージ (以下 RS) の張力 ( $\text{kN/m}^2$ ) と計測時間 (s) の関係をそれぞれ示す。ひずみゲージは 11 本すべてのワイヤロープで張力を計測しているが、本稿では、計測初期から最後まで張力を観測し続けた 1.00m 位置までを掲載した。約 4.4s 以降の一定となる張力を残留張力と定義する。

##### 3.2.1 LS の張力

図 5 (a) より傾向として、各測点では約 0.35s で最大張力を観測し、その後は緩やかに減少した。約 1.65s で一時的な急変が観測され、その後、低張力で約 2.5s まで一定を観測した。ここまでで、0.80m および 1.00m 点では張力はかなり低い。その後各測点で、約 2.5s から張力が緩やかに



図 1 実験概要

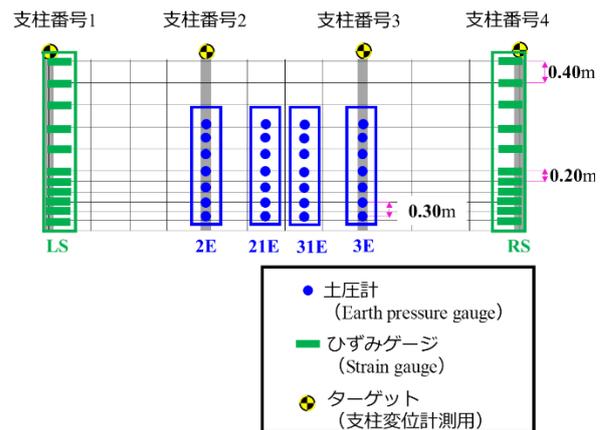


図 2 計測機器の設置位置

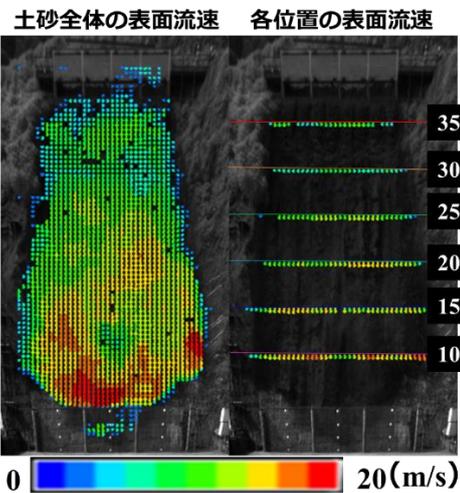


図 3 PIV 解析

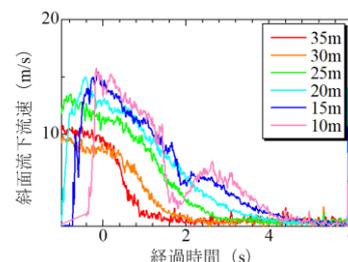


図 4 崩壊土砂の流下流速

上昇し一定傾向を示し、約 4.9s 以降の張力が安定した。下部から上部 (0.20m, 0.40m, 0.60m) にかけて、最大張力は、157.70 kN/m<sup>2</sup>, 100.52 kN/m<sup>2</sup>, 69.82 kN/m<sup>2</sup> である。これは、土砂衝突時の力を下部から上部までに広く分散して吸収していることが示唆される。

### 3.2.2 RS の張力

図 5 (b) より傾向として、RS も LS と同様に、約 0.4s で最大張力に達し、その後約 2.7s にかけて徐々に減少した。また、ここまでで 0.80m および 1.00m 点で張力はほとんど観測されていない。LS と比較して、張力の一定傾向が観測されたのが約 2.7s からの一段階だけである。さらに、4.6s 以降は安定した。

下部から上部 (0.20m, 0.40m, 0.60m) にかけて、最大張力は、125.76 kN/m<sup>2</sup>, 87.92 kN/m<sup>2</sup>, 40.03 kN/m<sup>2</sup> で、LS と同様に比較的高い張力が下部から上部まで分布している。これより、土砂の衝突力が下部から上部へ張力を広く発生させエネルギーを吸収していくことが明らかになった。

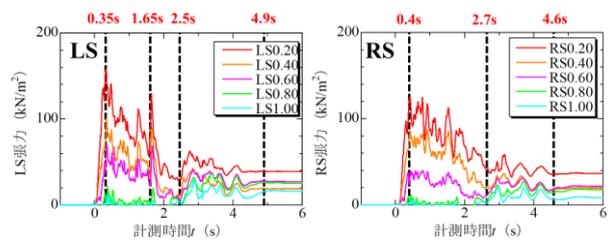
### 3.2.3 LS と RS の比較

左右のひずみゲージ間で波形や張力の振幅には差が見られたが、これは土砂崩壊装置による土砂の偏りや、土塊の密度や径が異なるためである。ただし、最大張力や張力の再上昇、安定化の時刻はほぼ一致しており、防護柵全体としての挙動が示された。

また、図 6 に各計測時刻の土砂の様子を示す。0.2s の土砂の様子は、防護柵に流入し始めた段階であり土砂の飛散が無く威力が全く無いように見えるが、最大張力を観測している。これは流下土砂の初期衝突による構造へのインパクトが最大であったことを示している。特に、ワイヤロープが未変形状態で瞬間的に土砂の衝撃力を受けたことで、張力が一気に上昇したのである。土砂の流れ方向は、防護柵を通過していく方向と上方向へ跳ね上がる様子が確認された。土圧の再上昇が観測された 2.5s では、図 6 (b) のように下部の網付近で土砂が通過し堆積していく様子が見られる。また、初期衝突で上方向へ跳ね上がった土砂の落下と、後続土砂が上方向へ跳ね上がる様子も確認された。つまり、図 5 (a) (b) の 2.5s と 2.7s の張力の上昇は後続土砂の衝突によるものである。4.5s 以降は流下方向への土砂供給が持続し落下土砂があるが、ワイヤロープの張力への影響が無いことが示唆される。これは、供給土砂が少ないことやワイヤロープが受ける力の方向によるものと考えられ、図 6 (c) のように防護柵を通過する土砂が確認されないことから推測される。

### 3.3 支柱が受ける土圧

図 7 に支柱に設置した土圧計の結果を示す。計測は地表面から 0.30m 間隔で土圧計を行ったが、1.20m 以降の測点では有効な土圧が観測されなかったため、本節では掲載しない。なお、約 4.2s 以降のほぼ一定となっている土圧を残留土圧と定義する。残留土圧は 0.30m, 0.60m, 0.90m の



(a) LS の張力 (b) RS の張力

図 5 ワイヤロープの張力

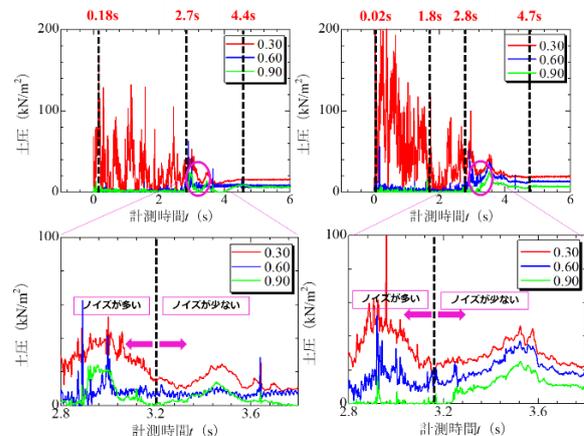


(a) 0.35s の土砂の様子 (b) 2.5s の土砂の様子



(c) 4.5s の土砂の様子

図 6 各時刻の土砂の様子



(a) 2D の土圧 (b) 3D の土圧

図 7 支柱が受ける土圧

計測位置で、2D : 約 15 kN/m<sup>2</sup>, 約 8 kN/m<sup>2</sup>, 約 6 kN/m<sup>2</sup>, 3D : 約 19 kN/m<sup>2</sup>, 約 13 kN/m<sup>2</sup>, 約 7 kN/m<sup>2</sup> を示した。

#### 3.3.1 2D 支柱の土圧応答

2D 支柱では、約 0.18s で最大土圧を観測し、その後約 2.7s まで波形伴う変動が続いた。2.7s からの緩やかな増減のうち、4.4s 以降の土圧は安定した。0.30m 点においては、波形の乱れは約 3.2s まで継続しており、これはこの時刻までは土砂が静止状態に無く、後続土砂によって柵内の先着土砂も流動している可能性を示している。3.2s 以降は堆積土砂に起因する安定した圧力と判断される。

### 3.3.2 3D 支柱の土圧応答

3D 支柱では、約 0.02s という非常に早い時点で最大土圧を記録した。だが、0.02s の写真をみてわかるように、0.02s では杭式防護柵に衝突する土砂は少ない。したがって、0.02s のときの最大土圧は飛散した礫や土砂による一時的な衝突によるものと考えられる。その後は約 1.8s まで比較的高い土圧が持続した。これにより、2D 支柱よりも早期かつ持続的に高荷重が作用していたことがわかる。約 2.8s で緩やかに土圧が上昇し、4.7s 以降は安定した。

また、2D と同様に 0.30m 点では約 3.2s まで乱れが多いが、それ以降では乱れはない。これは捕捉された土砂の流動が収まり安定した土圧が観測されていると判断できる。

### 3.3.3 2D 支柱と 3D 支柱の比較

最大土圧の発現時刻は、3D が 2D よりも早く、より瞬発的な衝撃を受けていた。なお、両支柱とも、土圧が再上昇して安定化する時刻は共通しており、これは土砂堆積による静的荷重への移行を示している。高さ方向の残留土圧が漸減していることも共通しており、防護柵全体としての支柱の挙動を把握できた。

## 3.4 中央の網に設置した土圧

図 8 に中央部の網に設置した土圧計の結果を示す。1.20m 以降の測点では残留土圧がほぼ観測されなかったためそれらは分析対象外とする。また、0.30m 位置の土圧計は不調でデータ取得ができなかった。約 4.4s 以降の安定した土圧を残留土圧と定義する。残留土圧は 0.30m, 0.60m, 0.90m の計測位置で、231D : - kN/m<sup>2</sup>, 約 12 kN/m<sup>2</sup>, 約 8 kN/m<sup>2</sup>, 232D : 約 15 kN/m<sup>2</sup>, 約 8 kN/m<sup>2</sup>, 約 6 kN/m<sup>2</sup> である。

### 3.4.1 231D の土圧

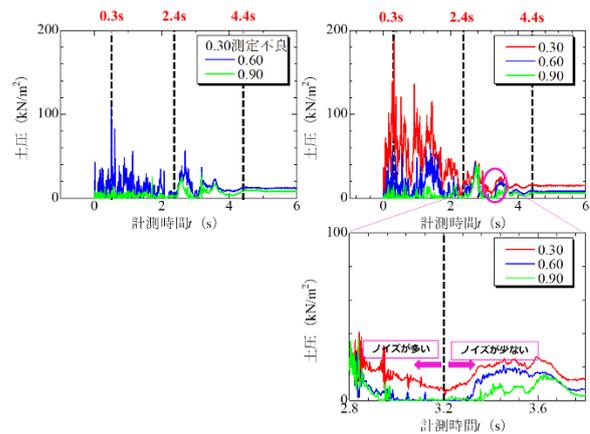
231D では、0.60m 点において、約 0.3s で最大土圧を観測し、2.4s まで波形を繰返しながら減少した。その後、緩やかに再増加・減少を経て、4.4s 以降で安定した。土圧が再増加した際の最大土圧は、0.60m, 0.90m 位置でそれぞれ、56.1 kN/m<sup>2</sup>/s, 23.7 kN/m<sup>2</sup>/s 計測した。

### 3.4.2 232D の土圧

232D では、0.30m 点において約 0.30s で最大土圧を観測した。以降、各測点で約 2.4s から土圧が緩やかに再上昇し低下する傾向を見せ、4.4s 以降で安定した。同様に約 3.2s までグラフの乱れが確認され、この時刻までは土砂が静止状態になく、後続土砂によって柵内の先着土砂も流動している可能性を示している。

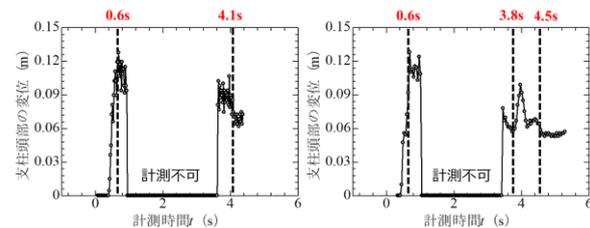
### 3.4.3 中央部土圧の特徴

支柱と同様に、中央部の網でも最大土圧は 0.3s 前後に観測しており、その後、数秒間の動的変化を経て静的状態に落ち着くパターンが見られた。ただし、支柱よりも 0.60m



(a) 231D の土圧 (b) 232D の土圧

図 8 中央部の網の土圧



(a) 2D 支柱頭部位変位 (b) 3D 支柱頭部位変位

図 9 支柱の頭部位変位

および 0.90m 測点での土圧が大きく、これは剛性の高い支柱よりも、柔軟性を持つ金網部において土圧が局所的に集中する可能性を示している。一見、網は力を逃す構造のために支柱よりも土圧が小さくなると予想されるが、以下の二つの理由により、実際には網に対して土砂の影響が強く現れたと考えられる。①主流の直撃：中央部の金網は構造物の正面に位置しており、流下土砂の主流が集中して衝突した。②動的な受け止め：柔軟な構造である網がたわむことで、一時的に土砂を受け止めるような挙動となり、局所的に高い圧力を観測した可能性がある。

また、土圧としては、測点高さが低いほど値が大きく、高さが上がるにつれて減少する傾向が両部位ともに見られ、これは土砂の主な衝突・堆積が斜面下部から先行して進行したことを示唆している。支柱と中央部の網で残留土圧に大きな差がみられなかった点から、両部位とも最終的には類似した静的荷重を保持しているが、初期衝突から残留土圧観測時刻までに、土砂による衝撃力に対する応答の広がり方、負荷の分布特性には土砂性状に起因する差異が発現するといえる。

## 3.5 支柱頭部位の変位

図 9 に支柱頭部位の変位計測結果、図 10 にそれぞれの最大変位の様子を示す。約 1.0s～約 3.6s 間は土砂がターゲットを覆ったため、データ取得が困難となった。

両方の支柱で 0.6s に最大変位約 0.13m を観測した。変

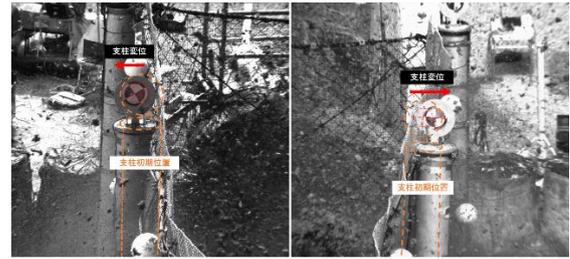
位は減少し、残留変位は、2D では 0.04m、3D では 0.07m が確認された。なお、3D においては、3.4s~3.6s の間で変位の減少がみられ、その後再上昇した。張力や土圧の再上昇が確認された後、緩やかに減少し、最終的に残留変位に至っている。この挙動は、堆積した土砂によって構造が一時的に押し上げられた後、土砂流が停止し、構造全体が弾性的に戻るような挙動を反映していると考えられる。

左右の支柱の最大変位がほぼ同時刻で観測されたことから、杭式防護柵全体が斜面からの土砂流に対して一体的に応答していることが読み取れる。また、3D 支柱の残留変位がやや大きいことから、支柱の位置や局所的な土圧の違いにより力の受け方に若干の差が生じている可能性がある。特に、支柱頭部の最大変位はワイヤロープの最大張力観測時刻後に発現しているため、支柱頭部変位はワイヤロープの張力と連動しており、土砂衝突時のエネルギーを構造全体で吸収・分散していることが示唆される。このように、支柱の変形量は防護柵の柔軟性・エネルギー吸収性を評価する上で重要な指標である。

#### 4. 土砂捕捉メカニズム

杭式防護柵が土砂を捕捉するメカニズムについて考えていく。図 8 に示すように支柱の応答で土砂捕捉メカニズムを①初期衝突段階②エネルギー吸収段階③再衝撃荷/エネルギー吸収段階に分けた。段階分けは構造の応答に重きを置いた。以下に各段階について整理した。

- 1) 初期衝突段階 (0.0~0.4s) : 支柱変位が発現した時刻が 0.4s であり、防護柵が変形する直前と考えこの時間帯とした。この段階では、土砂が杭式防護柵に最初に衝突し、ワイヤロープや支柱に瞬間的に大きな力が作用する直前である。張力・土圧ともに 0.2~0.4s の範囲でピークを示しており、また、構造下部での初期衝突が支配的である。
- 2) エネルギー吸収段階 (0.4s~2.5s) : 最大張力、最大土圧の観測後であるが、比較的高い値を観測している時間帯であり、土砂の衝撃を受け止めていると推測した。土砂は引き続き流下しつつ、すでに変形した防護柵に継続的にエネルギーを与える。張力や土圧は一時的に低下あるいは変動を示し、構造が振動やたわみを伴いながらエネルギーを吸収している様子がうかがえる。
- 3) 再衝撃/蓄積段階 (2.5s~4.4s) : この段階では、張力や土圧の緩やかな上昇が観測され、比較的高い密度の高い後続土砂の再衝撃があったと推察した。3.2s 以降では土砂の堆積が進行し、防護柵に対して静的な土圧が持続的に作用した。3D で張力・土圧は 2.5s 以降に再び上昇し、この時刻における張力や土圧が対策工の左右で同様な傾向を示しているため、2D においても約 2.5s で支柱変位が再上昇すると仮定した。その後、おおよそ 4.4s 前後から安定した残留状態に移行した。この挙動は、堆積した土砂による静的な



(a) 2D の最大変位 (b) 3D の最大変位

図 10 支柱頭部の最大変位

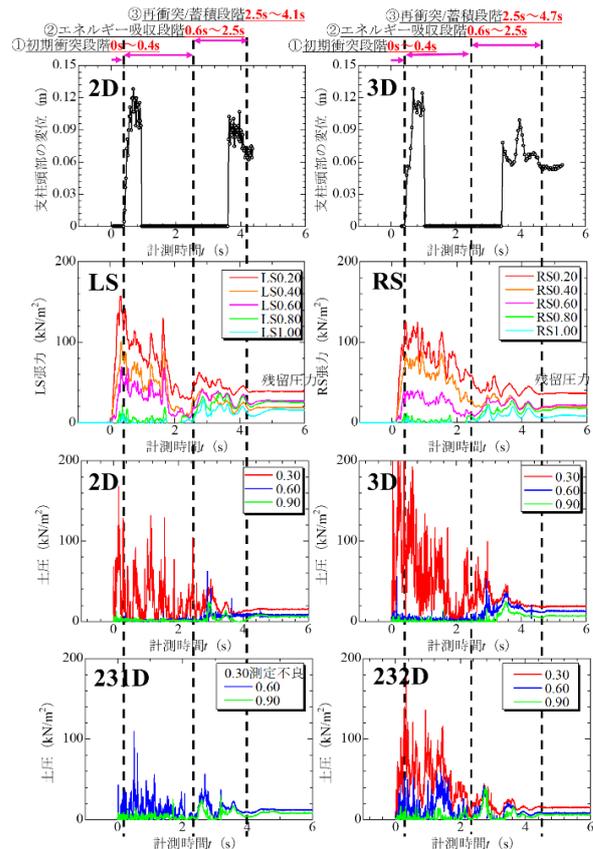


図 11 土砂を捕捉する各段階

押圧によって構造が再び変形し、最終的には内力と外力のつり合いの中で安定状態に至ったことを示している。

各応答指標のピークや再上昇時刻にズレが見られたが、これは杭式防護柵が外力を構造各部で段階的に受け止め、柔軟に反応していたことを示すものである。張力・土圧は土砂衝突の直接的な入力であり、最も早く反応するが、支柱の変位はそれらの力が構造的に伝達され、たわみとして現れるまでに時間を要するため、反応時刻に差異が生じるのは構造的に自然な現象である。また、再上昇のタイミングも同様に、土砂の堆積により静的荷重がまずワイヤ・網に作用し、その後に支柱が押されて変位が再び増加したと解釈され、これは杭式防護柵が外力に対して段階的な吸収

メカニズムを備えていることの裏付けであることが示唆される。

## 5. まとめ

本研究では、杭式防護柵の崩壊土砂に対する応答および補足性能を明らかにするため、実規模の土砂流下実験を実施し、張力・土圧・支柱変位の時刻歴応答を分析した。

成果は以下の通りである：

- 1) 斜面中腹以下では最大流速の顕著な増加がみられず、崩壊土砂体積に対して十分な流下高さを確保できていたと判断され、実験条件の妥当性が確認された。
- 2) 張力および土圧は約 0.2~0.3s で最大値を示し、とくに構造下部に強い衝撃が加わったことが確認された。
- 3) 支柱頭部の最大変位は 0.6s に観測され、杭式防護柵は動的荷重に対して一定の変形を伴いながらも機能を維持した。

- 4) 応答挙動を①初期衝突段階②エネルギー吸収段階③再衝突/蓄積段階に分類することで、時間的に変化する防護機能の全体像を明確化した。
- 5) 同一高さの測点では、中央部の金網が支柱よりも高い土圧を観測しており、これは土砂の主流が網部に集中しやすく、局所的に高い圧力が作用したことを示している。

これらの結果から、杭式防護柵は動的衝撃にたえながらも柔軟にエネルギーを吸収・分散し、最終的に土圧を安定的に捕捉・保持できる構造であることが実証された。今後は、本実験結果をもとに構造設計手法への反映や、異なる条件下での実験を通じた性能の一般化をすすめることが課題である。

### 参 考 文 献

- 1) 田島与典，前川幸次，難波正和，横田哲也：実物大モデルを用いた杭式防護柵の崩壊土砂衝撃載荷実験，土木学会第 67 回年次学術講演会（2002 年年 9 月）