掘削溝の肩付近に現れる崩壊予兆に関する 実大模型実験

玉手 聡¹・堀 智仁²

¹正会員 独立行政法人 労働者健康安全機構 労働安全衛生総合研究所 研究推進・国際センター
(〒204-0024 東京都清瀬市梅園1-4-6)

E-mail: tamate@s.jniosh.go.jp

²正会員 独立行政法人 労働者健康安全機構 労働安全衛生総合研究所 建設安全研究グループ (同上)

E-mail: horito@s.jniosh.go.jp

地盤を表面から溝状に掘削する溝掘削工事では土砂の生き埋めとなる事故が後を絶たない。その直接的な原因は本来設置されるべき土止め支保工が適切に設置されていなかったことであるが、人的被害の背景には崩壊の予兆に気づかず逃げ遅れたことがある。本研究では地山の安定を過信しがちなクリープの崩壊に焦点をあて、その危険増加を計測によって把握する方法を実験的に調査した。特に簡易計測の観点から浅い部分のせん断ひずみ増加に着目し、溝の肩付近で計測したところ沈下や傾斜と連動した反応が見られた。その値は掘削終了後も継続した増加を示し、クリープ的な変化が崩壊予兆として捉えられた。本報告では溝の肩付近のせん断ひずみを簡易計測する技術と崩壊の危険検出について述べる。

Key Words: *trench, excavation, failure, monitoring, shear strain, centrifuge model test, full scale model test*

1. はじめに

土砂崩壊による生き埋め事故は後を絶たず年間10人から20人の作業者が被災している。発生状況を調査すると請負金額が4000万円以下の工事が約半数を占め、工事体制は人数が6名以下の作業が6割以上と多い¹⁾。したがって、労災事故は小規模な工事で多く発生している。また、厚生労働省が発表した平成27年の災害統計によれば、土木工事による死傷者3956人のうち事故の型が「崩壊・倒壊」に分類されるものは190人であり、さらに、「事故の起因物(小分類)」では「地山・岩石」が199人と上位を占める。このように、地山の崩壊に関係する事故は多く発生しており、その対策は急務な現状である。

労働安全衛生規則²⁾(以下、規則という)では手掘り掘削時の地山の高さと勾配の関係を表-1のように示している。ここで「地山の種類」にある「堅い粘土」とはN値が8以上と定義され、また「崩壊しやすい状態」は大発破により緩められた地山、大規模な崩壊のため落下し、堆積している岩石からなる地山等とされている。そのため、一般の施工では「その他の地山」として計画され、深さ2mまでは垂直に掘削されることが多い。また、同規則では「地山の崩壊等による危険の防止」として崩壊のお

それがある場合の防止措置を義務付け、また、厚生労働省基発第1217001号「土止め先行工法に関するガイドライン」(平成15年12月17日)では未補強な溝内に作業者が進入しないよう指導している。ここで土止め先行工法とは溝内での作業に先行して土止め支保工を設置する工法のことである³⁾。

施工の現状や課題について、規模が異なる数社の技術者と作業者に面談してヒヤリングしたところ溝掘削では既設埋設物の確認が必要な場合があり、その際は一時的に溝内へ入らざるをえないとの話が聞かれた。また、ユニット化された土止め機材は重量が重くその設置には相応の移動式クレーンが必要となるが小規模工事では敷地の制約やコストがハードルとなる。さらに、軟弱な地盤では土止めに作用する壁面摩擦が大きくなってユニットごとの撤去は難しい場合がある。加えて、掘削後に自立する地山は一見安定していることから「崩壊のおそれ」に気づきにくいとの指摘があった。

以上のように、同種災害の防止には土止め先行工法の一層の普及を図ると共に補助工法の開発も含めた技術的解決が必要と考えられる。これに加えて、工学的に必ずしも明確となっていない「崩壊のおそれ」を具体化できれば、人的被害を軽減できる可能性がある。すなわち、

表-1 地山の種類による掘削面の高さと勾配の基準²⁾

地山の種類	掘削面の高さ	掘削面の勾配
岩盤または堅い粘土からなる地山	5m未満	90度
	5m以上	75度
その他の地山	2m未満	90度
	2m以上5m未満	75度
	5m以上	60度
砂からなる地山	5m未満または35度以下	
崩壊しやすい状態になっている地山	2m未満または45度以下	

表-2 実験に使用した関東ロームの物理特性

土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.759
砂 (0.075~2 mm) %	6.2
シルト (0.005~0.075 mm) %	45.3
粘土 (0.005 mm 未満) %	48.5
液性限界 w_L (%)	158.3
塑性限界 w_p (%)	97.7
塑性指数 I_p	60.6
最大乾燥密度 ρ_{max} (g/cm ³)	0.665
最適含水比 w_{opt} (%)	102.0

表-3 建設機械による締固め条件

重量 W	作業半径 R	載荷荷重 F	パケットの 載荷面積 A	締固め圧力 $p (=F/A)$
116kN	3.5m	33.8kN	0.9m×1.6m	23kN/m ²

安全性の向上には「崩壊させないこと」だけではなく「崩壊を想定して備えること」も大切であり、危険を事前に察知することによって人的被害を軽減できる可能性がある。そこで本研究では、崩壊危険の事前把握を目的に実大模型実験を行った。具体的には目視で崩壊危険を把握できるか確かめるとともに、電気的センサーは危険低減に有効か実験的に調査した。計測には本研究で開発中のセンサーと既往のものの計3種類を用い、計測箇所は先のガイドラインの「地山の点検」⁴⁾に示された「溝の肩」付近とした。本報告では、溝崩壊の危険把握に対する計測的手法の可能性について実験的に考察する。

2. 遠心模型実験による限界高さの予備的調査

後述する実大模型実験に先立って遠心模型実験を行った。その目的は掘削溝の限界高さと崩壊範囲を予備的に調査することであった。両実験に用いた土試料は関東ロームでありその物理特性を表-2に示す。遠心模型実験では含水比 105.9%に調整した土試料を 25 kPa で静的に締め固めて模擬溝斜面を作製した。同一の締固め条件で作製した供試体の一軸圧縮強さは約 10 kN/m²である。

模擬溝斜面は締め固めた土試料をストレートエッジで削り出して図-1(b)のように作製した。これは、図-1(a)に

図-1 遠心実験のためのモデル化

図-2 模擬溝斜面の外観

図-3 模擬溝斜面の崩壊前後の比較

示す掘削溝の片壁部分を再現したものである。この模擬溝斜面は後述する実大斜面とほぼ相似なものである。斜面の寸法は模擬溝に相当する鉛直部分の幅 D_1 が 150 mm、斜面部分 D_2 が 50 mm、高さ H は 135 mm である。また、斜面部の勾配 A は 45 度である。

図-2 は容器内に作製した模擬溝斜面を示す。奥側の壁面にはテフロン板を配置した。手前側のガラス面にはシリコングリスを塗布し、さらに帯状にカットした透明フィルムを配置した。以上のように容器の壁面では土との間に生じる摩擦を低減させた。

図-3 は模擬溝斜面の様子を崩壊前後で比較する。遠心加速度を徐々に増加させたところ 20.7g で図-3 (b) のように鉛直の壁部分が薄く崩落した。天端に現れたすべり

図-4 遠心模型実験の模擬溝斜面の断面図

図-5 遠心加速度と換算せん断ひずみの関係

線は法肩から曲線を呈しておりその最大奥行きは図-4のように25 mmであった。法肩から40 mmと80 mmの位置には4章で後述する「表層ひずみ棒」を遠心実験用に小型化したセンサー(以下、MPScと言う)を設置した。

図-5はMPScの換算せん断ひずみ θ (%)と遠心加速度 n gの関係を示す。上の横軸には H に n を乗じて求めた換算溝深さ H_p を示す。 n の増加に伴ってMPSc_1の θ は負の増加を示している。これは図-4内に拡大して示したマイナス(-)側の変形が n とともに増加したことを意味する。

法肩に近い側に設置されたMPSc_1の増加はMPSc_2よりも大きい。これは、崩壊部に接近した部分ではせん断ひずみの増加が大きかったことを示している。MPSc_1は n が20 g以降に θ が急増しており、模擬溝斜面の不安定化が捉えられている。崩壊は20.7 gで発生し、 H_p の限界高さは約2.8 mであった。

3. 土試料の締固めと実大斜面による溝掘削の模擬

実大斜面の作製では土試料を耕運機で可能な限り細かくほぐした上で散水と攪拌を繰り返して含水比 ω を調整

図-6 建設機械のバケットによる土試料の締固め

図-7 溝掘削を模擬する斜面掘削の方法

した(増加させた)。しかしながら、調整後の ω は約90%でありこの値は最適含水比 ω_{opt} よりも約10%低い値であった。当初の計画では ω_{opt} を目標としたがブロック化した試料部分が多く、これ以上ほぐし作業と含水比調整を行うことは困難と判断し、計画を変更した。

これは見かけ上の ω を無理に ω_{opt} と同じになるまで加水すると「ほぐれた土」の含水比と「ブロック化した土」の含水比の差が大きくなるためである。すなわち、ほぐれた土の ω が ω_{opt} 以上になるとその部分だけが極端に軟化し地山全体を不安定化させる懸念があったためである。

土試料は擁壁に囲まれた部分に厚さ0.3 m程度で均等に撒きだし、その土試料を建設機械のバケット背面で図-6のように静的に圧縮して締固めた。ここで、擁壁と実大斜面の間には摩擦を軽減するためにポリエチレンシートを3面に配置した。締固めでは作業半径 R (バケットと旋回中心の間の距離)がほぼ3.5 mとなるようにした。また、クローラは後ろ側駆動輪を支点として前側の従動輪が軽く浮き上がった状態となるようにバケットで支持させた。これは機体の重量 W によって生じる転倒モーメントをバケットのみで支持させることで土試料に作用する載荷荷重 F を一定させ、土のせん断強さの変動を小さくするためであった。

表-3に建設機械による締固め条件を示す。本実験に使用した建設機械は W が116 kNであり、その他の諸元を基に計算した F は33.8 kNであった。締固めの際にはバケッ

図-8 実大斜面におけるコーンの先端抵抗力の分布

図-9 表層ひずみ棒(MPS)の寸法と外観

トを標準搭載のものからオプションの「法面バケット」に交換した。これは法面バケットの背面が平面であるため土試料に均等な圧力を作用できるためである。その載荷面積 A は $0.9 \text{ m} \times 1.6 \text{ m} = 1.44 \text{ m}^2$ であり、締固め圧力 p の計算値は 23 kN/m^2 であった。この値は遠心模型実験の模擬溝斜面の $p(=25 \text{ kN/m}^2)$ とほぼ同じである。

図-6に示すように擁壁奥側から盛土と締固めを繰り返して高さ3.0 mの実大斜面を作製した。天端は図-7のとおり奥行き2.8 mであり、手前側には勾配45度の斜面が連続している。天端では電気式コーンによる貫入試験(CPT)を行った。その実施位置は図-7と後述する図-11(b)に示すように擁壁背面から0.8 mの離隔を有する2つの列のR10とL10上の2箇所であった。用いたコーンは直径が25.4 mm、先端角は60度の円錐であり、貫入速度は約15 mm/秒であった。

図-8は実大斜面の天端からの深さ d と先端抵抗 q_t の関係を示す。 $d > 0.5 \text{ m}$ では q_t が大きな増減を示しており、盛土内にブロック化して存在した土試料の影響が顕著に現れている。 $0.5 \text{ m} < d < 2.5 \text{ m}$ では q_t が $860 \text{ kN/m}^2 < q_t < 1760 \text{ kN/m}^2$ で変動している。その最小値は盛土内に存在するほぐれた土による抵抗を表し、最大値はブロック化した土の q_t を示すと考えられる。

このように硬くブロック化した原因は土試料の調整手順に問題があったためと考えている。今回は「ほぐし前」の土試料の含水比が高すぎたためにバケットの攪拌によって逆に一部が締め固まってブロック化した。今後、

図-10 実大斜面を部分掘削する様子

表-4 センサーの種類と応答感度

センサー記号	計測項目	応答感度
ASG	傾斜角	0.1124 deg/ $\mu\epsilon$
DTP	変位	0.05 mm/ $\mu\epsilon$
MPS	せん断ひずみ	0.0015%/ $\mu\epsilon$

同種の実験では含水比が低い状態で十分ほぐし、その後、含水比を増加させることが適当と思われる。

本研究では溝掘削を斜面掘削によって簡易的に模擬することとし、図-7と図-10に示すように、斜面の部分を建設機械によって法肩から鉛直に掘削した。したがって、鉛直な壁部を増加させることによって溝掘削を模擬した。

センサーによる計測項目を表-4に示す。計測箇所は先に述べたとおり溝の肩付近であり、センサーは掘削開始前に設置した。

4. 肩付近での計測方法と崩壊の様子

(1) 表層ひずみ棒によるせん断ひずみ増加の計測

地表面付近で変化するせん断ひずみの増加を計測するために表層ひずみ棒(以下、MPSと言う)を設置した。MPSは地面に回転貫入して設置するセンサーであり、本体部分にある棒の曲げ変形によってせん断ひずみの増加を捉えるものである⁸⁾。図-9はMPSの外観を示す。MPSは全長595 mm、最小直径(パイプ)10 mm、最大直径(受圧体)50 mm、質量約3.6 Nの小型のセンサーである⁹⁾。先端には長さ80 mmの貫入スクリューが備わり、その羽根の高さは最大5 mm、ピッチは平均30 mmとなっている。設置ではプレボーリングを必要とせず直接貫入できるため地山を緩めない。むしろ貫入時には土が押し広げられるため、MPSは地山と強く密着する効果が期待される。これまでの実験では崩壊前の変化が計測されており、その

図-11 実大斜面における部分掘削の位置と計測センサーの設置位置

図-12 鉄骨梁を不動点にDTPで沈下を計測する様子

図-14 崩壊前後の斜面形状

図-13 崩壊する斜面の様子(約5秒間)

反応は微小であるが明確なことが確認された。反応の実験値と解析値を比較した一例では差が0.4%であった¹⁰⁾。

検知部は直径 $\phi 10$ mm、厚さ1 mmのステンレスパイプであり、その曲げ剛性は 5.46×10^7 N*mmである¹⁰⁾。その中央から両端に向かってそれぞれ25 mmの位置に4枚のひずみゲージが対向するように貼り付けられている。そのリード線を4アクティブゲージ法で結線し、曲げ変形に対する反応を出力させた。ステンレスパイプは耐候性の熱収縮チューブで被覆してひずみゲージを保護した。

MPSの検定では持ち梁条件で端部に荷重を载荷して曲げ変形させた。ここで、図-11(a)に示すようにMPSの長さ L に対する端部のたわみ s を式(1)のように換算せん断ひ

ずみ $\theta(\%)$ と定義する。

$$\theta(\%) = \frac{s}{L} \times 100 \quad (1)$$

ひずみゲージからの応答ひずみ $\mu\epsilon$ と θ の間には良好な直線関係が認められ、その感度は θ が1%に対して、 r は約650 $\mu\epsilon$ の出力であった¹¹⁾。したがって、MPSは土の小さなせん断変形に敏感に反応するセンサーである。

(2) 崩壊過程の計測

崩壊に至るまでの変化を記録するために3種類のセンサーを図-11(b)のように配置した。変位計(DTP)はR10の列に0.8 m間隔で2箇所に設置して沈下量を計測した。そ

の計測方法は伸縮計による移動計測¹²⁾を参考にDTP本体を不動点側に置き、天端上のプラ杭を可動点とした。不動点は図-12のようにコンクリート擁壁に渡した鉄骨梁とし、DTPのワイヤーをプラ杭の頂部に結合させた。図-11(a)と(b)に示した位置はこの可動点である。

傾斜角の計測には加速度計(ASG)を用いた。これは、ダンピングオイルが充填されたひずみゲージタイプの傾斜計は一般的に反応が緩慢なためであり、本実験では反応の即時性を優先して加速度計を選択した。ASGはプラ杭頂部に取り付けておりDTPの可動点と共有させた。

表層ひずみ棒(MPS)はR15, R05, CLの3列に2段で設置し計6個である。表-4はセンサーの種類と計測1με当たりの物理量を応答感度として示す。実験の様子はビデオ撮影するとともに、センサーからの出力も同期させて計測した。以上のように、本研究では目視と計測による監視について予兆把握の可能性を調査した。

(3) 掘削による崩壊の再現

図-10は実大斜面を部分掘削する様子を示す。図-11(a)と(b)はその立面図と平面図を示す。掘削は(b)図に示すように幅 4.0 m の斜面のうち先に幅 3.0 m の部分に対して行った。なお、斜面の高さは先の遠心模型実験で調べた限界高さ 2.8 m よりも大きい 3.0 m であった。掘削はS1 から S8 までの 8 段階で実施した。(a)図に示すように、第一掘削(S1)は法肩から垂直に深さ 1.0 m までを掘削した。その後、S2 から S7 のように深さは異なるが上から下に向かって段階的に掘削を進めた。最終掘削の S8 では、L10 から斜面に向かって左側に 0.3m 幅で徐々に掘削して溝部を横方向に拡大させた。その掘削中に土の場内移動を行ったため途中約 15 分の休止を含んだ。そのため S8 の前半と後半をそれぞれ S8a と S8b と整理した。それ以外の掘削は 30 分のインターバルを標準で確保し、データはS1 から崩壊までの間、連続計測した。

図-13は斜面が崩壊した約 5 秒間の様子を 5 枚の連続写真で示す。崩壊は S1 の掘削開始からの総経過時間が 4 時間 40 分頃に発生し、それは S8b 終了から約 23 分後であった。(a)図から(b)図までの間に天端で亀裂が生じており、先の図-11(b)に緑色と斜線で示したブロック A の部分はその箇所を示している。(c)図ではさらに段差が増大しているが、この段階までは崩土がほぼ塊のまま移動している。そして、(d)図から(e)図では塊が分割しながら落下し、急速にブロック A と B 両方が崩壊に至る。なお、図-11(b)の側面のブロック B が押さえ盛土のように斜面を部分的に支持したため、L 列側は R 列側に比べて僅かに遅れて崩壊している。しかしながら、最終的な崩壊形状は図-11(b)にも図示したように実大斜面の全幅に渡るものであった。溝の肩付近には崩壊前に細い亀裂が生じたものの明確な段差は直前まで認められず、

目視での危険把握は困難であった。

崩壊前後の実大斜面に対し、図-11(b)の L15 列から R15 列までの 7 列をレーザー変位計でスキャンし、その形状を計測した。図-14 は L10, CL, R10 の断面を示す。点線は掘削前の初期形状を示し、塗りつぶし部が掘削後の実大斜面を意味する。実線は崩壊後の形状を示すが、R10, CL, L10 の曲線はほぼ一致しており最終的な崩壊形状は 2 次元的であった。

すべり面は天端から鉛直高さ y が 1.6 m までの間ではほぼ垂直に生じているが、 $y < 1.6$ m では崩土が堆積しているためすべり面の形状を確認することはできない。法先と天端のすべり発生位置を結んだ直線の平均角度は約 70 度であった。

すべりが 2 次元的となった原因はブロック B の部分の高さが最大 3m なのに対して幅が 0.7m と薄くその押さえ効果が限定的となったことが挙げられる。また、切り取られたブロック B の側面がほぼ垂直であったことも安定を低下させた原因と考えられる。なお、MPS の設置が崩壊形状に与えた影響は限定的であったと考えており、その理由は直径 10 mm の MPS は斜面幅 4 m に対して十分に小さいことと、23 kPa で締め固めた土試料は依然軟らかく MPS 貫入後にも亀裂等の発生は見られなかったためである。

5. 崩壊予兆の解析

(1) 反応の推移

図-15 は 3 種類のセンサーの計測結果であり、掘削開始から崩壊に至るまでの反応を示す。ここに示した 2 つの曲線はブロック A 内の溝の肩から 2 段に配置したセンサーの反応である。横軸は実験開始からの総経過時間 T を示し、S1 から S8 までの掘削タイミングも破線で示す。なお、S8 ではセンサーの反応を見ながら 2 回に分けて掘削したためそれぞれ S8a と S8b としている。各センサーの正負は図-11(a)に示したとおりである。溝壁部は総経過時間 T が約 4.6 hr の時に崩壊したが、これは最終掘削の S8b から約 23 分後であった。各センサーには崩壊までの反応が現れている。

変位(沈下) u は溝寄りに設置した DTP1 が S6 後から増加を示す。S8b の掘削終了後も値は増加を続け、崩壊直前には加速度的に増加している。一方、DTP1 からさらに 0.8 m 離れた DTP2 も S6 から僅かな反応を示すもののその増加は明確でない。これは DTP2 の設置位置が崩壊エリア(ブロック A)の外側だったためと見られ、崩壊時の反応は DTP1 に比べると極端に小さい。

傾斜角 α は ASG1 と ASG2 共に曲線が下に凸の形状を呈する共通した反応が現れている。その増減による値の差は溝から奥側の ASG2の方が大きく、S8a と S8b のそ

図-15 崩壊に至るまでの各計測の比較

図-16 溝の肩に設置したセンサーの増加速度の逆数の推移

 (a) 変位 u (DTP1) の逆速度 $1/v_u$

 (b) 傾斜角 a (ASG1) の逆速度 $1/v_a$

図-17 変位と傾斜の速度の逆数(逆速度)

れそれぞれに対応して値は一旦増加しその後収束する変化を繰り返す。一方、溝寄りの ASG1 は増減が小さいものの崩壊時に値は急増し、その発生が明確に捉えられている。なお、S8a と S8b の ASG2 に見られる傾斜(前倒れ)については後の(3)項で水平方向のひずみとの関係から改めて考察する。

MPS による換算せん断ひずみ θ は $0 < T < 4$ hr において(S1 から S8a において)MPS3 と MPS4 共に曲線が下に凸の形状を呈しており ASG と反応が一部類似している。 θ の減少は(マイナス側の増加は)図-11(a)に示した変形モード

と出力の関係¹³⁾において、土が溝側にはらみ出すように変形(溝側に凸の変形)したことを意味する。しかしながら、S8a 以降、 θ は正の増加に転じており、お辞儀をするようなモードに推移(溝側に凹の増加)した。すなわち、トップリング的な崩壊に推移した。掘削部からの離隔が等しい MPS4 と ASG2 では、増加と収束の様子が S8a 以降良く一致し、特に、DTP1 と ASG1 と MPS3 には S8b 以降、共にクリープ的な増加が見られる。

過去に行った斜面実験^{11), 14)}では崩壊に至るまでの θ に一貫した負の増加が発生し、その後、崩壊数分前からは

増加が加速度的となる反応を記録した。一方、溝実験では掘削時に負の増加が見られたものの崩壊前には正の増加に転じている。反応が溝と斜面で異なった原因はMPSの貫入角度と貫入位置の違いによると考えられる。

斜面実験では、MPSを斜面部に設置しその角度は面に垂直であった。その結果、MPSの延長線上に発達するすべり面とはほぼ直交する位置関係¹⁴⁾となっていた。一方、溝実験では溝壁部でなく溝の肩(天端)であったためMPSとすべり面はほぼ平行な位置関係となった。そのためMPSは土の水平方向のひずみ差によって曲げ変形したと考えられる。なお、各測定値は微小なことから整合性を十分検証できておらず、この点については今後の課題と考えている。

(2) 計測値の増加速度の逆数

福岡は伸縮計の移動速度の逆数に着目し、その時系列変化から崩壊時間を予測することを提案した¹⁵⁾。本研究ではこの考え方をせん断ひずみの速度に応用し、崩壊予兆の把握が可能か検討した。図-16は反応がより顕著であった溝寄りに設置したDTPIとASGIとMPS3について、 u 、 a 及び θ の速度の逆数と T の関係を示す。ここで単位時間あたりの各増分をそれぞれの速度 v と定義し、各センサーの識別は添え字で示す。本研究では v を1分間当たりの平均速度で表す。さらに、本稿では v の逆数($1/v$)を簡単のため以下では逆速度と呼ぶ¹⁶⁾。

変位DTPIの逆速度 $1/v_u$ は $0 < T < 3$ hrにおいて $1/v_u > 100$ min/mmとなっている。これは $v_u < 1/100$ mm/minであることを意味し、変位の速度は非常に小さかったことが分かる。ところが、 $3 \text{ hr} < T < 4.6 \text{ hr}$ では $1/v_u$ が100以下を示す頻度が次第に多くなり、 4.6 hr では $1/v_u$ が1付近に減少している。すなわち、 v_u は増加している。S8bにて掘削は終了しており、これ以降地山に作用する荷重は一定であったが変位(沈下)は増加している。特に、崩壊前の約23分間ではその速度が増減を繰り返しつつ、 $1/v_u$ は次第に減少している。すなわち、 v_u は増加している。

この崩壊直前の変化を図-17(a)に拡大して示す。経過時間は崩壊時刻を0として整理し、マイナスの値は崩壊から遡った時間(何分前か)を意味する。同図の左側には崩壊前30分の変化を対数スケールで示す。右側は崩壊直前の拡大図であり、崩壊前10分の変化を示す。なお、これらの縦軸は線形のスケールに変えている。 $-30 \text{ min} < t < -4 \text{ min}$ では $1/v_u$ が大きく増減を繰り返している。これは u の増加が階段状に記録されたためと見られ、伸張するワイヤーの摩擦による影響と考えられる。 $t > -4 \text{ min}$ では $1/v_u$ に直線的な減少が見られ u は加速度的に増加している。

再び図-16において傾斜ASGIの逆速度 $1/v_a$ を見ると、 $0 < T < 4.6 \text{ hr}$ では値が100 min/deg以上に一貫した分布が見られ、1分間当たりで整理した速度の値に掘削との明確な

関連は見られない。崩壊直前の変化を先の u と同様に整理して図-17(b)に示すが、 $-30 \text{ min} < t < 0$ において $1/v_a$ はほぼ100 min/deg以上に分布しがゼロに近づいても減少していない。したがって、 v_a に明確な増加は見られず本実験では傾斜角から崩壊の予兆を判別することはできなかった。

換算せん断ひずみMPS3の逆速度 $1/v_\theta$ はS1からS8bの全てで一時的に減少する反応が現れている。これは v_θ の増加を表す。 $1/v_\theta$ は減少後、再び増加して発散するように分布している。このような増減は掘削に対応して繰り返されており、MPSでは他の2つのセンサーに見られなかった速度変化が掘削開始から崩壊までの間で敏感に捉えられている。この $1/v_\theta$ の発散と収束の幅は、S1からS8aまでの間ではほぼ一定だがS8a以降で全体的に減少している。すなわち、 v_θ に増加の兆候が現れている。

図-18は崩壊前の逆速度の変化を図-17と同様に整理したものであり、本実験で設置した全6点のMPSの反応を示す。MPSの番号と設置位置は先の図-11(b)のとおり、MPSの番号が奇数のものは溝の肩から0.8mの離隔で設置したものであり偶数は1.6mのものである。 $1/v_\theta$ と同様に $1/v_\theta$ にも崩壊前に値の増減が見られるものの、その周期や減少開始の時間は必ずしも同じでない。6点の反応に共通して崩壊前の $1/v_\theta$ に直線的な減少が現れている。これは v_θ が増加したことを意味し、 θ は加速度的に増加して崩壊に至ったことがわかる。

一般的にクリープ破壊は定常増加(2次クリープ)から加速度的な増加(3次クリープ)に推移して破壊に至る^{16) 17)}。MPS5とMPS6では $-15 \text{ min} < t < -5 \text{ min}$ において $1/v_\theta$ の値がほぼ横ばいとなっている。最終掘削のS8b後は地山の応力が一定であったにもかかわらず、 θ に増加が見られその速度はほぼ一定となっている(v_θ が一定となっている)。これは、換算せん断ひずみ θ が2次クリープ的に増加したことを示す。さらに、 $-3 \text{ min} < t < 0$ における $1/v_\theta$ の減少は v_θ の増加を意味することから、 θ は加速度的に増加したことがわかる。したがって、MPS5とMPS6にはクリープ的破壊の傾向が明確に現れている。

表-5は各MPSの反応を崩壊前の速度と加速度的増加の発生の視点から整理した結果を示す。表中の $v_\theta > 0.01\%/min$ (すなわち $1/v_\theta < 100 \text{ min}/\%$)はこれまでの研究から2次的クリープの検出の目安とした値¹⁴⁾である。具体的には、 $1/v_\theta > 100 \text{ min}/\%$ すなわち、 $v_\theta < 0.01\%/min$ ではプロットした点の変動が大きくその信頼性は低く見られたものの、 $v_\theta > 0.01\%/min$ では値が収束し、計測は安定した。そのためMPSでは、 $v_\theta > 0.01\%/min$ を2次クリープ判別の性能上の限界とした(閾値とした)。

本来、2次クリープとは t に対して $1/v$ が一定となる関係を指すが、今回の実験では図-12のように値は $-30 \text{ min} < t < -7 \text{ min}$ で幾分不規則に増減しており、既往の研究^{11) 14)}で

(a) MPS1の逆速度

(b) MPS2の逆速度

(c) MPS3の逆速度

(d) MPS4の逆速度

(e) MPS5の逆速度

(f) MPS6の逆速度

図-18 換算せん断ひずみの速度の逆数(逆速度)

表-5 崩壊前のひずみ速度と加速度的な増加の状況

表層ひずみ棒	設置列	溝からの距離(m) (法肩からの距離)	$v_0 > 0.01\%/min$ となった時間(分) t_1 (崩壊何分前)	加速度的増加の開始時間(分) t_2 (崩壊何分前)	逆速度の減少割合 $C_i = \Delta(1/v_0)/\Delta t$
MPS1	R15	0.8	2.3	5.2	-85
MPS2		1.6	1.3	1.8	-221
MPS3	R05	0.8	0.6	1.5	-1468
MPS4		1.6	0.1	2.0	-1002
MPS5	CL	0.8	2.9	3.1	-30
MPS6		1.6	なし	1.8	-1530

図-19 崩壊前に発生した水平方向のひずみ ϵ_x

表-6 逆解析から推定した土のパラメータの値

単位体積重量 γ (kN/m ³)	12
ポアソン比 ν	0.25
内部摩擦角 ϕ	5
弾性係数 E (kN/m ²)	200
粘着力 c (kN/m ²)	10

見られたような t に対して $1/v_0$ が一定となる典型的な関係ではなかった。そのため、ここでは便宜的に、崩壊から遡って直近の $v_0 > 0.01\%/min$ となった時間(崩壊何分前か)を t_1 minとして整理した。

t_1 を同一の設置列で比較すると0.8 m(溝寄り側の)MPSの方が値は大きく、相対的に速く v_0 の増加が捉えられている。さらに、 t に対する $1/v_0$ の直線的な減少を θ の加速度的増加(3次クリープ)の発生と見なし、その時間 t を求めた。その結果、MPS3を除いて溝寄り(内側)のMPSの方が値は大きく、 $1/v_0$ の減少割合 C は小さかった。天端に現れた崩壊ブロックのすべり線は溝から0.9 m～1.1 mであったことから、MPSの反応はこの崩壊ブロックの外側と内側による差と見られ、内側の方が崩壊直前の反応は大きくかつ早期に現れることがわかった。

(3) 地表面付近の変化による危険把握

溝の肩から0.8 mと1.6 m離れた位置で計測した沈下、傾斜及びせん断ひずみの3つの値には先の図-15に示したとおり掘削に伴う共通した反応が見られた。しかしながら、崩壊前の約23分間を除けば、掘削に伴う各値の変化は小さく、反応は緩慢なものであった。

図-16に示した各 $1/v_0$ は掘削S1からS7まで発散するように分布した。これは、 v_0 がほぼゼロであることを意味し、この段階ではクリープ的な変化が見られない。だが、S8aとS8bでは掘削終了後の速度に変化が現れている。図-17と図-18に示したように、S8b以後に対応する $t > -23$ minでは $1/v_0$ と $1/v_0$ は共に減少している。特に、溝寄りに

設置したDTP1も崩壊2分前には $1/v_0$ が直線的に減少して3次クリープを示した。同様な変化は同じ離隔にあったMPS2、MPS4及びMPS6にも見られ、 t もほぼ2分で一致した。したがって、崩壊前の特徴的な変化がDTPとMPSに共通して確認された。

図-19は汎用ソフトウェアPLAXISを用いた有限要素解析による水平方向のひずみ ϵ_x の分布を示す。使用したパラメータの値は表-6のとおりであり、これは崩壊高さと崩壊範囲が一致するように試行して得られた結果である。 ϵ_x の値は溝の肩から1.1 m付近で大きくなっており、実験に見られたすべりの発生位置とほぼ一致する。また、 ϵ_x を水平方向に比較するとすべり位置から離れるに従って値は急激に減少しており、特に、崩壊部の内側に比べて外側では減少が顕著である。これは、先の図-15に示したMPS3とMPS4の比較において、わずかであるが内側のMPS3の方が値の増減は大きかったことと一致する。

深さ方向の比較では表面付近の ϵ_x の値が大きい。図-15の $T > 4$ hrにおいて θ は正の増加を示しており、その極性は図-11(a)に示したプラス(+)の変形モードと符合する。また、先の図-13の連続写真で壁部がトップリングするように崩壊していることから図-19の ϵ_x が深さ方向に減少する分布は概ね実験を再現しているように思われる。加えて、図-15のASG2の増加はこの ϵ_x によってプラ杭が傾斜したためと考えれば説明ができる。したがって、MPSが捉えた反応は ϵ_x の鉛直方向の分布によるせん断ひずみに曲げ変形したものと考えられる。なお、崩壊に際して表面に生じた亀裂は溝の肩から約1.0 mの位置であったことから、各センサーの反応はすべり線を挟んだ極めて接近した位置での計測結果であったことに留意する必要がある。

以上より、溝の肩付近に設置したMPSから崩壊前のクリープ的な増加が捉えられ、崩壊の予兆を簡易計測によって検出できる可能性が見いだされた。先に述べたとおり、本実験はMPSがすべり線に近接した位置での結果であり、反応は比較的に有利な条件で検出されたものと言える。また、数値解析から崩壊部外側では距離の増加に伴う ϵ_x の減少は著しい結果も得られており、崩壊部から離れた位置では増加を捉えられないことも予想される。そのためMPSの設置位置と危険検知の関係については引き続き検討が必要である。

6. まとめ

本研究では、溝掘削工事において作業者が生き埋めとなる間接的原因の一つである逃げ遅れに着目し、崩壊危険の事前検出について検討した。本研究で明らかになった内容は次のとおりである。

- (1) 関東ローンを盛土して作製した実大斜面において溝掘削を簡易的に模擬する実験を行ったところ、掘削終了から約23分後に崩壊が再現された。崩壊までに時間差を生じる土では作業者がその予兆に気づかず逃げ遅れたり、安定していると見誤ったりするため危険なことを指摘した。
- (2) 再現された崩壊は土ブロックがトッピング的に壁面から脱落する急激なものであったが、その予兆は直前まで気がつかないほど小さなものであった。そのため、目視だけによる地山の監視では危険に気づくのが遅れて被災する可能性が明らかとなった。
- (3) 電氣的計測による崩壊予兆の検出方法を実験的に検討した。計測箇所はガイドラインの「地山の点検」に示された溝の肩付近の部分である。ここに新たに開発した表層ひずみ棒(MPS)を設置してせん断ひずみ θ を簡易計測するとともに既往のセンサーで変位 u と傾斜角 α を計測し、反応を比較した。
- (4) 掘削に伴う反応は各センサーに共通して見られたが、崩壊前23分間を除けば変化は微小かつ緩慢なものであった。一方、掘削終了後の変化には各センサーで差が見られた。その変化を1分間当たりの平均速度で整理した v_0 と v_0 には崩壊数分前から加速度的増加が見られた。 u の正確な計測には不動点を必要とするがMPSでは単体で可能であり、計測は容易となる利点がある。

以上のとおり、本研究では溝の肩付近における危険把握について実験的に検証した。すべり線が到達する表面付近では水平方向のひずみが深さとともに減少するため、MPSはこれによって曲げ変形したものと考えられる。崩壊前の θ にはクリープ的な増加も確認されたことから、危険把握の可能性が明らかとなった。なお、本実験はMPSがすべり線に近接した位置での結果であったことから計測位置と危険検出の関係については引き続き検討する予定である。

謝辞：本研究にご協力を頂いた東京都市大学の末政直晃教授と伊藤和也准教授並びに本実験にご協力頂いた同大元学生の竹内一起氏に深くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 伊藤和也, 豊澤康男, 堀井宣幸：切り土掘削工事現場における斜面崩壊による労働災害の調査・分析, 労働安全衛生総合研究所特別研究報告, JNIOH-SRR-No.35 (2007), pp.7-18, 2008.

- 2) 安衛法便覧 I 平成 27 年度版：労働安全衛生規則, 労働調査会, pp.1212-1214, 2015.
- 3) 土止め先行工法に関する手順と留意事項 土止め先行工法とは：建設業労働災害防止協会, p.1, 2006.
- 4) 安衛法便覧 III 平成 27 年度版：労働安全衛生規則, 労働調査会, pp.618-627, 2015.
- 5) 玉手聡, 伊藤直之, 遠藤明：地盤の透水性と降雨強度の係りに着目した斜面の表層崩壊に関する実験的考察, 労働安全衛生総合研究所特別研究報告, JNIOH-SRR-No.35 (2007), pp.33-58, 2008.
- 6) Mikuni, C., Tamate, S., Hori, T. and Suemasa, N. : Centrifuge model tests on seismic slope failure, *Proceedings of the International Symposium on Earthquake-Induced Landslides*, Springer, pp.501-510, 2012.
- 7) 玉手聡：貫入型パイプひずみ計, 特許公報, P4942348, pp.1-11, 2012.
- 8) 玉手聡, 伊藤和也, SURENDARA B.Tamrakar：表層ひずみによる施工時斜面の崩壊監視に関する実験的研究, 土木学会論文集 C, Vol.65, No.1, pp.1-18, 2009.
- 9) Tamate, S., Hori, T., Mikuni, C. and Suemasa, N. : Experimental analyses on detection of potential risk of slope failure by monitoring of shear strain in the shallow section, *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp. 1901-1904, 2013.
- 10) 玉手聡, 遠藤明：斜面工事における簡易な安全監視のためのスクリー貫入型ひずみ計の開発とその適用性に関する実験的研究, 労働安全衛生総合研究所特別研究報告, JNIOH-SRR-No.35 (2007), pp.107-208, 2008.
- 11) 玉手聡, 堀智仁, 三國智温, 伊藤和也, 吉川直孝, 末政直晃：斜面の浅い部分のせん断ひずみ計測による崩壊予兆の把握に関する大型模型実験, 土木学会論文集 C, Vol.69, No.3, pp.326-336, 2013.
- 12) 地盤調査法：地盤工学会基準(JGS 1725-1955), 伸縮計を用いた地表面移動計測方法, 地盤工学会, pp.443-450, 1999.
- 13) 三國智温, 玉手聡, 堀智仁, 末政直晃：崩壊部周辺における斜面表層のせん断ひずみ計測, 第 48 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1903-1904, 2013.
- 14) 玉手聡, 堀智仁, 三國智温, 末政直晃：施工時斜面における浅い部分のせん断ひずみ計測による崩壊監視の検討, 土木学会論文集 C(地圏工学), Vol.70, No.2, pp.213-225, 2014.
- 15) 福岡輝旗：表面移動速度の逆数を用いた降雨による斜面崩壊発生時刻の予測法, 地すべり, Vol.22, No.2, pp.8-13, 1985.
- 16) 斉藤迪孝：斜面崩壊発生時刻の予知, 土と基礎, Vol.17, No.2, pp.29-38, 1969.
- 17) 斉藤迪孝：斜面崩壊の予測について, 土と基礎, Vol.20, No.2, pp.13-19, 1972.

(2016. 9. 28 受付)

FULL SCALE MODEL TEST ON DETECTION OF POTENTIAL RISK OF TRENCH FAILURE BY MONITORING OF THE SHOULDER AREA

Satoshi TAMATE and Tomohito HORI

Labor accidents frequently occur in trench excavations so that workers are buried of collapsed soil. Main cause of the accidents was lack of an installation of retaining walls to support the trench walls. In addition, workers failed to escape because they were not aware of an increase of the risk prior to failure. This study discusses on availability of simplified monitoring for prevention of the labor accidents. A full scale model test was carried out in a model ground composed of soft deposit of Kanto-loam and Compact strain meters of developed sensors were installed to measure increment of shear strain θ in shallow sub-surface near the trench shoulder. Trench wall did not fail immediately after a completion of the final excavation, and 23 minutes of time lag existed prior to failure. The relationship between θ and the displacement shows good agreement in the increase. Similar reactions to the creep strain curve were observed in θ . A couple of minute time could be provided for escape by identifying either 2nd or 3rd creep. A clear increase of θ was observed at the shoulder area when the trench became unstable. It was clarified that the potential threat of trench failure can be detectable by the monitoring.