

擁壁の変状における動態観測と背面盛土の調査事例

株式会社エーティック ○奥居 真一, 浜辺 直人

1. はじめに

本報告は、変状が確認された逆L型擁壁の対策の必要を検討するため、動態観測と地質調査を行った事例である。

擁壁の打ち継ぎ目に段差が見られ(写真-1 参照)、防災カルテ点検により変状は増加傾向を示していた。詳細な挙動実態を把握するため、擁壁に傾斜計を設置しリアルタイム観測を実施した。擁壁の倒れは進行状態にあり、変状要因を絞り込むため背面道路盛土に調査ボーリングを実施し、調査孔にパイプ歪計を設置して動態観測を行った。

地質調査結果と防災カルテ点検および各計測データを照合し、変状要因の特定と対策の必要を検討した。

2. 調査内容

(1)調査計画

変状の原因究明のため、背面道路盛土部においては調査ボーリングおよびパイプ歪計・土壌水分計の設置、擁壁本体には進行性の有無を判断するために傾斜計の設置を計画した。調査項目を表-1に示す。



写真-1 擁壁上端部の変状(段差)

表-1 調査項目

調査対象	調査項目	変状部数量	健全部数量
背面盛土部	調査ボーリング	1孔(L=9m)	1孔(L=9m)
	土質試験	1式	1式
	パイプ歪計	1孔(L=9m)	1孔(L=9m)
	土壌水分量	5箇所	5箇所
擁壁部	傾斜計	1台	1台
	防災カルテ点検	1測点	-

(2)調査数量(調査ボーリング)

変状要因と想定された盛土材の性状を確認するため調査ボーリングを実施した。また、盛土材を対比する上で変状が見られない箇所にも同様の調査を実施した。

(3)調査数量(計測機器)

擁壁の傾斜観測は変状箇所には1台、変状をきたしていないと想定される健全部に1台を配置した。盛土部に配置したパイプ歪計も傾斜計と同様の位置とし、ボーリング掘削時に地下水水位が確認されなかったため、雨水浸潤の状態を把握する目的で土壌水分計を配置した。

図-1に計測機器の配置図を示す。

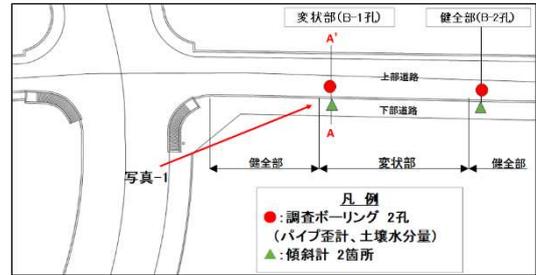


図-1 調査箇所平面図

3. 調査結果

(1)地盤調査

調査結果より、B-1孔(変状部)、B-2孔(健全部)ともに上層から道路盛土・堤体盛土・河床砂礫層で構成される。図-2にB-1孔の柱状図を示したが、地質境界が不明瞭なため、有機物の混入と過去の設計図面をもとに区分した。道路・堤体盛土材料に違いは無く(図-3参照)、不均質な礫混じり砂で、φ10~50mmの垂円~垂角礫が40~50%、アスファルト・有機質土・コンクリート片の混入も確認された。N値は3~7(礫障害を除き平均N値5)で、相対密度は「非常に緩い~緩い」と評価され、盛土として材料・N値ともに期待される品質は確保できていない。

擁壁基部支持層とされる河床堆積物は玉石混じり礫で構成され、N≧50の締まった砂礫と評価できるが、擁壁前面側まで連続性を有しているかは当時の資料が存在しないため不明である。

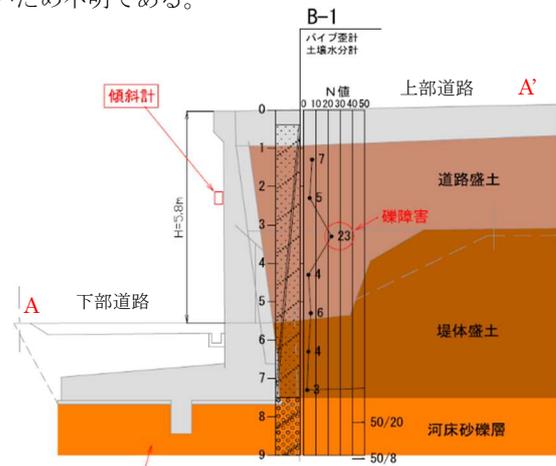


図-2 B-1孔地質断面図

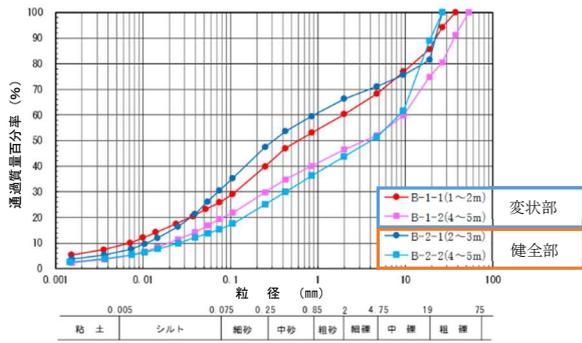


図-3 土の粒度特性

なお、変状部の上部道路面は 10cm 程度の沈下が認められ、オーバーレイによる補修が行われているが、ボーリング地点付近の狭い範囲で、盛土全体には広がっていない。また、健全部に沈下は認められない。

(2) 動態観測結果(傾斜計)

2023 年 8 月に計測を開始し、設置後間もなく継続的な傾斜を記録した。最終値の 2025 年 5 月時点の傾斜角はおよそ 630 秒(変位換算で 13.7mm)であり、観測期間(20 ヶ月)を通し変位速度は 0.68mm/月であった。

一方、健全部の傾斜角はおよそ 110 秒(変位換算で 5.7mm)であった。図-4 に傾斜計の時系列変位図を示す。



図-4 傾斜計時系列変位

(3) 動態観測結果(パイプ歪計、土壌水分計)

調査ボーリング孔を利用して盛土の変状・土壌水分量の変化を観測した。図-5 にパイプ歪計と土壌水分計の時系列変位図を示す。

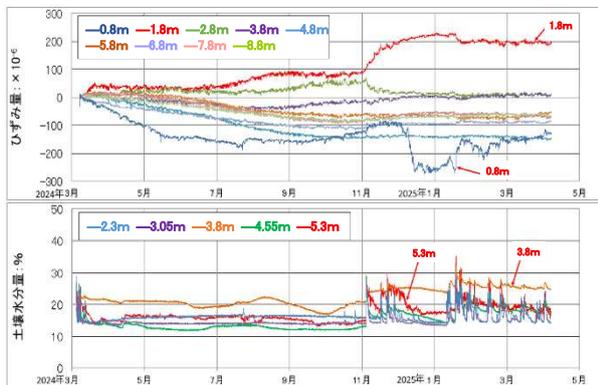


図-5 パイプ歪計と土壌水分計データ

ひずみ変動は浅い深度で±300 μ以内を記録したが、反応するタイミングは盛土内に侵入した雨水と合致する。傾斜計の挙動に追随していないことから盛土の挙動(パイプ歪計)と擁壁の傾きに関連性は低いと判断した。

(4) 防災カルテ点検結果

傾斜計と対比可能な下げ振りのデータを図-6 に示す。下げ振りデータと傾斜計データを同一グラフにプロットすると、倒れは同一傾向であることが伺える。



図-6 下げ振りデータと傾斜計データの対比

4. まとめ

各種計測・調査により擁壁の一部の変状は継続的に進行していることが明らかとなった。誘因は降雨・凍結融解・地震による影響が考えられ、素因は擁壁の周辺条件(耐荷力、地耐力)で変状に至ったと推察された。

当初、擁壁の直接的な変状要因は盛土材に起因するものと想定したが、傾斜計・下げ振りの変位傾向とパイプ歪計の挙動に整合性は見られないことから、土圧による影響は低く、擁壁本体もしくは擁壁前端部の地盤が要因と考えられた。

調査結果を整理すると、地質調査では盛土材の N 値が十分とは言えない結果であったが、直接的要因とは断定出来ない。コンクリート構造物の擁壁は、竣工後50年以上経過しており耐荷力が未検証で、かつ擁壁前面側の地耐力は未知数である。補修設計に資する情報を取得するためには、擁壁の復元設計で耐荷力を照査し、擁壁前面側のボーリング調査で地耐力の検証が必須となる。

擁壁の変状が継続状態にあることから発注者と対策工に向けた協議および、リモートモニタリングと定期観測による監視を含めた状態把握を行っている状況である。今後は、追加調査と擁壁の耐力照査等を行い、原因を究明したい。

《引用・参考文献》

- 1) (財)道路保全技術センター: 防災カルテ作成・運用要領 1996年12月
- 2) (一社)全国地質調査業協会連合会: 道路防災点検の手引き(豪雨・豪雪等) [改訂版]-DX 時代に向けたチャレンジ- 2022年3月
- 3) 札幌市: 札幌市特定道路土工構造物 維持管理計画 2025年3月
- 4) (一社)斜面防災対策技術協会: 地すべり観測便覧(改訂版) 2012年10月
- 5) 札幌市: 札幌市土木設計業務共通仕様書 2024年10月

軟弱地盤上で実施した道路盛土の試験施工結果に関する一考察

大日本ダイヤコンサルタント株式会社 ○松永 晶, 吉原 諒, 谷口 雄太, 山田 満秀

1. はじめに

粘性土が卓越した軟弱地盤上に盛土を施工する場合、盛土の沈下・安定・変形が問題となる。そのため、これらの盛土に対しては、軟弱地盤解析を実施し適切な対策工設計を行った上で、盛土施工を進めていくことが必要となる。一方で、軟弱地盤解析では地盤定数や解析条件等が設計者の判断に委ねられるため、これらの条件が安全側に設定された結果、過大な対策工が選定される可能性も有している。同課題を踏まえ、本稿の対象地では、解析結果の検証と最適な対策工の決定を目的として試験盛土が実施された。本稿は、試験盛土で実施された動態観測結果に基づいた検証と考察を報告するものである。

2. 解析位置の地質概要

試験盛土の対象となる地盤条件を図-2.1 に示す。当該地盤では表層から GL-25m 程度まで軟質な粘性土および砂質土層が互層状に堆積する。特に GL-15m 程度までの粘性土層（沖積粘性土①～②）は N 値 0～3、 $w_n=130\%$ 以上と軟質かつ高含水であり、沈下・安定上の懸念を有する地層となる。当該地盤に対して沈下解析を実施した結果、沈下後に計画高を満足する盛土厚の条件として 8.2m の盛土施工が必要となった（表-2.1 参照）。

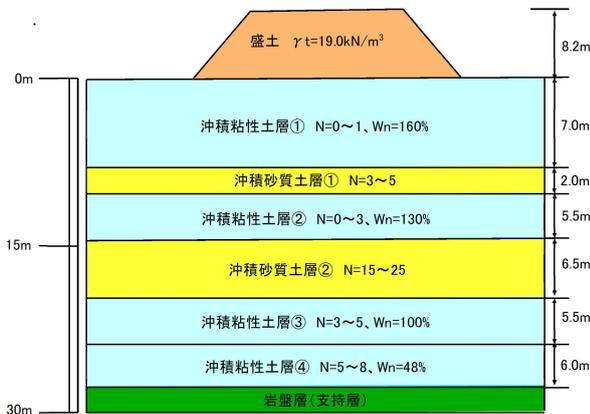


図-2.1 対象となる地盤条件

表-2.1 盛土条件

単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	余盛厚 (m)	施工 盛土厚 (m)	盛土速度 (cm/d)	施工日数 (日)
19.0	2.6	8.2	5	164

3. 軟弱地盤解析結果と選定された対策工

沈下および安定性を検討した軟弱地盤解析条件および解析結果を表-3.1 および表-3.2 に示す。同表中には軟弱地盤対策工として選定されたバーチカルドレーン工+盛土補強工を施工した場合の解析結果も併記している。必要盛土厚 8.2m の条件での沈下量は 2.5m 以上と非常に

大きい値となる。供用時の安全率は $F_s=1.08$ となり、目標値 ($F_s \geq 1.25$) を下回る結果となったため、バーチカルドレーン+盛土補強で目標安全率を満足する仕様検討を行った。仕様を満足する条件での盛土立ち上がり時の安全率は $F_s=1.16$ 、沈下収束までの放置期間 114 日となったが、解析結果の妥当性を検証するために試験盛土を実施することとなった。

表-3.1 解析用地盤定数

土層	代表N値 (-)	含水比 w (%)	粘着力 C (kN/m ²)	せん断 抵抗角 ϕ (°)	初期間隙比 e (-)
沖積粘性土①	0	160	19	0	3.65
沖積砂質土①	4	31	0	30	-
沖積粘性土②	2	130	29	0	2.18
沖積砂質土②	20	25	0	35	-
沖積粘性土③	4	100	51	0	2.05
沖積粘性土④	7	48	74	0	1.45

表-3.2 軟弱地盤解析結果

検討項目	沈下検討			盛土速度 (cm/d)	安定検討	
	沈下量(cm)				圧密度90% 放置日数 (日)	立上り時 目標安全率 $F_s \leq 1.10$
	粘性土	砂質土	合計			
無対策	231.7	20.1	251.8	5	230	1.08
対策後					114	1.16

4. 試験盛土計画

試験盛土の計器配置平面図を図-4.1 に示す。本検討では盛土の沈下を計測するための沈下板を CL, R 側, L 側の 3 箇所、各層の沈下量および圧密度を計測するための層別沈下計と間隙水圧計を各 4 箇所、盛土時の地盤内および周辺変形量の挙動の確認には、地中変位計および変位杭を図-4.1 および図-4.2 の通り配置し計測を行った。

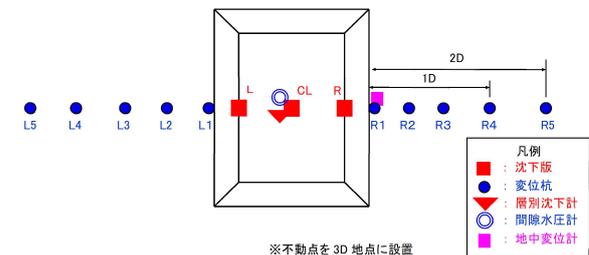


図-4.1 計器配置平面図(概略図)

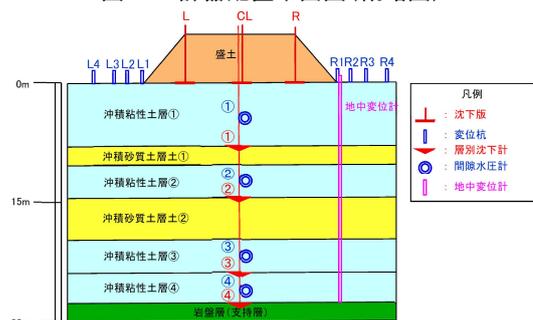


図-4.2 計器配置横断面図(概略図)

5. 動態観測結果と事前解析との比較

盛土立ち上がり時における動態観測から得られた各実測値と軟弱地盤解析の比較結果を表-5.1および図-5.1に示す。各結果について以下に詳述する。

(1) 沈下板, 層別沈下計

沈下板は全体的に解析値よりも実測値の沈下量が小さい結果が確認された。また, L, CL の沈下量と比較して R 側は沈下量が10cm 程度小さい結果となった。層別沈下計は④計器が概ね解析値通りの沈下量であったが, ①~③計器は実測値と解析値で6~30cm 程度の差があり, 想定よりも沈下量が小さいことが確認された。

(2) 間隙水圧計

圧密度の解析値は間隙水圧の値より算出した。沖積粘性土層①では解析値 $U=63\%$ に対して実測値 $U=42\%$ と 67% 程度の遅れが確認された。沖積粘性土層②は概ね解析値通りの圧密度となった。沖積粘性土層③, ④は解析値に対して実測値が大きく, 想定よりも圧密が進んでいる結果が確認された。

(3) 安全率

安全率は L1, R1 箇所の変位杭および地中変位計の動態観測結果と松尾・川村の方法¹⁾より安全率を算出した解析値と比較した。変位杭は解析値 1.16 に対し L1 箇所でも実測値 1.54, R1 箇所でも実測値 1.43 と両杭共に解析値よりもやや大きい値となり, 地中変位計は実測値 1.18 と解析値と同程度の値が確認された。

6. 考察

沈下板の実測値は, 解析値に対して 0.7~0.8 倍程度小さい沈下量となった。層別の沈下量としては, 沈下量の大きい浅部 (①, ②) で 20~30cm 程度の乖離が生じている。本要因としては, 土層全体の平均的含水比 ($w_n=130\sim 160\%$) に対して, 圧密特性として選定した $e-\log P$ 曲線の代表曲線の試験含水比 ($w_n=160\%$) が高くやや安全側の検討となっている点が挙げられる。圧密度については, 浅部

(①) で遅く, ②~④では解析値と同程度~やや大きい。一方で, 双曲線による沈下量から算出した各地層の圧密度は解析値よりも大きい値で推移している (図-5.1 参照)。本傾向については今後の解析結果を踏まえ定数の妥当性についての検証を行う予定である。安全率については, 変位杭 L1, R1 箇所は解析値よりも実測値がやや大きな値となった。しかし, 地中変位計は解析値と実測値が同程度となっており, 変位杭の観測結果が危険側の評価となる結果となった。変位杭および地中変位計の経時変化図を図-6.1 に示す。地表面の変位よりも地中の変位が卓越する傾向が確認されたことから, 変位杭を設置するだけでなく, 地中変位計を設置し地中変位も観測することが推奨される。

7. まとめ

粘性土系軟弱地盤に対して軟弱地盤解析結果の検証を目的として実施した試験盛土について, 解析値と実測値の比較を行った。沈下量, 圧密度, 安全率の比較を行った結果, 沈下量および圧密度については解析値が全体的に過大側の値となることが確認された。同点については今後の観測から定数見直しの可否についての検証を行っていく予定である。安全率については地中変位計の観測値が実測値と同程度の値となっていることを踏まえ, 今後の本施工に向けての提案を行っていく予定である。

《引用・参考文献》

- 1) 道路土工-軟弱地盤対策工指針 (2012) : 日本道路協会, p. 381.

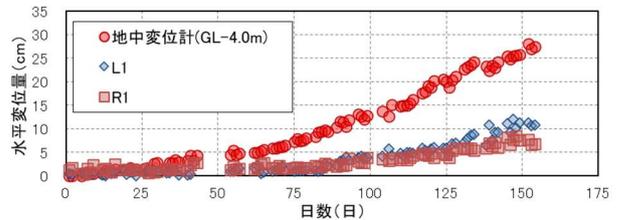


図-6.1 変位杭および地中変位計の経時変化図

表-5.1 実測値と解析値の比較結果一覧

検討項目	沈下板 (cm) ※			層別沈下計 (cm) ※				間隙水圧による圧密度 (%)				安全率		
	L	CL	R	①	②	③	④	①	②	③	④	L1	R1	地中変位
実測値	187.5	184.3	176.0	123.6	51.1	10.4	4.9	42.0	56.1	72.4	74.6	1.54	1.43	1.18
解析値	224.0	251.8	224.0	144.8	82.7	16.6	7.8	63.0	56.2	53.4	53.4	1.16	1.16	1.16
実測/解析値	0.8	0.7	0.8	0.9	0.6	0.6	0.6	0.7	1.0	1.4	1.4	1.33	1.24	1.02

※沈下板・層別沈下計の実測値沈下量は動態観測結果を双曲線法による解析を実施した最終沈下量を記載。

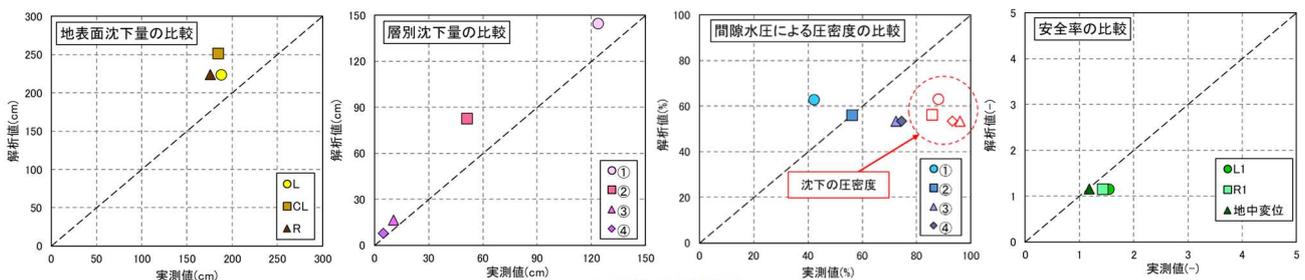


図-5.1 実測値と解析値の比較

鹿児島県 東九州自動車道大鳥川橋の動態観測事例

日本地研株式会社 ○江藤 諒、板井 久義

1. はじめに

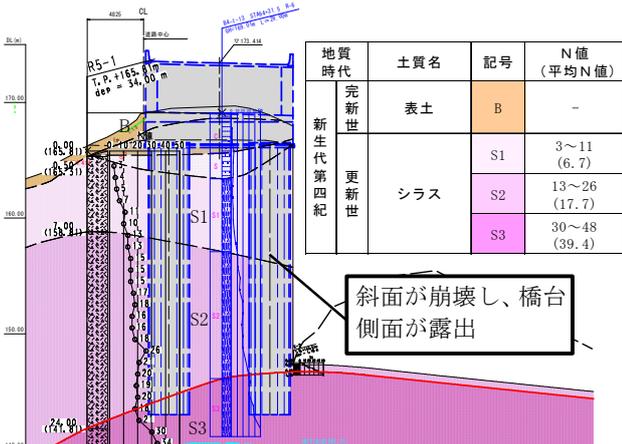
近年は気候変動の影響で、豪雨に伴う土砂災害が多発している。このような土砂災害が発生した際は、通行規制や施工時の安全管理、復旧後の安全性確認を目的として、計測モニタリングが多くの現場で実施されている。

本論文は令和5年9月24日に被災が確認された東九州自動車道大鳥川橋 A2 橋台(鹿児島県曾於郡大崎町野方)の計測モニタリングに関する事例紹介である。

2. 被災概要

図-1 に崩壊時の断面図と対象箇所の地質図を示す。

対象箇所は A2 橋台上り車線側側方のシラス斜面で、幅 15m×深さ 19.5m 程度の浸食崩壊が発生し橋台基礎の深礎杭が一部露出した。発災後は現地踏査、地質調査や計測モニタリングを実施した。



地質時代		地質名	記号・地質名
新生代 第四紀	更新世		ap 輝石安山岩
		入戸及び妻屋火砕流堆積物	lt 紫蘇輝石流紋岩火山灰及び軽石
中生代	白亜紀後期	四万十層群下部	SC ₃ 砂岩および頁岩、玄武岩および礫岩を伴う
	白亜紀前期		SC ₁ 千枚岩・粘板岩・砂岩および玄武岩

図-1 崩壊時の断面図と対象箇所の地質図¹⁾

3. 観測計器の概要

図-2 に示す計器配置で、観測モニタリングを実施した。

- ①傾斜計4基(構造物2基・自然斜面2基)⇒本論文では割愛
- ②地盤伸縮計7基(構造物3基・自然斜面4基)
- ③GNSS 変位計7基(構造物5基・不動点2基)

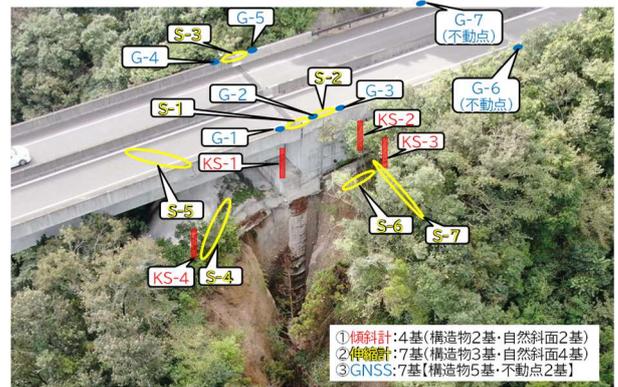


図-2 観測計器の配置図

4. 地盤伸縮計のモニタリング結果

図-3 に地盤伸縮計の観測結果を示す。

上部工に設置した S-1 と S-3 は、温度変化に伴う橋桁伸縮の影響を受けた変位が発生しており、変動状況はほぼ同じであった。S-2 の変位量は S-1・S-3 に比べ微小だが、温度変化での変動を確認した。(S-1・S-3 の 1/10)

自然斜面に設置した S-4~S-7 は、S-6 で作業員接触での変位増加を確認したが、他の箇所では変位の累積傾向は無く、目視確認で現地状況も安定していた。

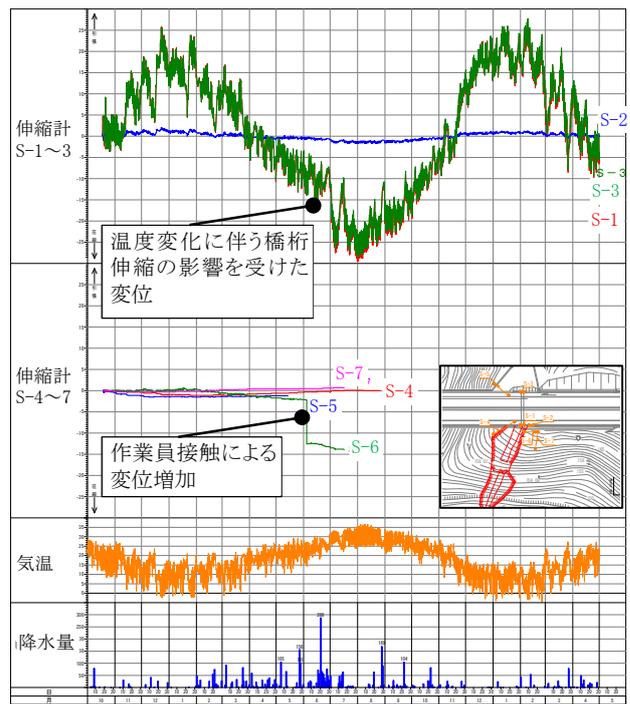


図-3 地盤伸縮計(S-1~S-7)のモニタリング結果

(1) 伸縮計 S-1・S-3と橋桁伸縮変位との比較

式-1に基づき算出した橋桁伸縮変位と S-1・S-3を比較したグラフを図-4に示す。変位の変動状況は類似傾向を示すものの、気温上昇時の変位量に大きな差が生じている。これは気温と橋桁の温度差によるものと推察される。

$$\Delta l_t = \Delta T \cdot \alpha \cdot l \dots \dots \dots \text{式-1}^2)$$

ここで、 Δl_t : 温度変化による移動量
 ΔT : 温度変化の範囲(-5~+35°C)
 α : 線膨張係数(10×10^{-6})
 l : 伸縮桁長(対象箇所は 100m)

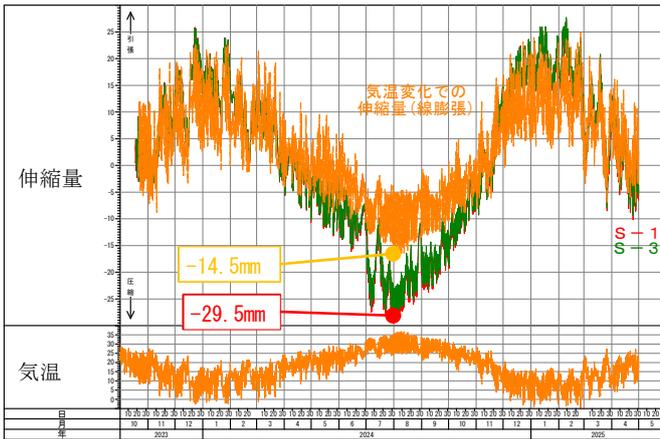


図-4 温度変化による橋梁伸縮量と S-1・S-3の比較図

5. GNSS 変位計のモニタリング結果

図-5に GNSS 変位計の観測結果、図-6に GNSS 変位計と地盤伸縮計 S-1・S-3の比較図を示す。

上部工に設置した G-1・G-4は、長期的に見ると伸縮計 S-1・S-3同様、橋桁の伸縮変位を確認し、観測値も同程度であった。ただし短期的に見ると、伸縮計は温度変化に敏感だが、GNSS は気温との連動が鈍く、変化も緩やかであるため、突発的な変位の捕捉は難しいと考えた。

G-2・G-3・G-5は、衛星や季節変化に起因する数 mm 程度の変位ばらつきを確認したが、回帰しており現地に大きな変状は見られなかった。

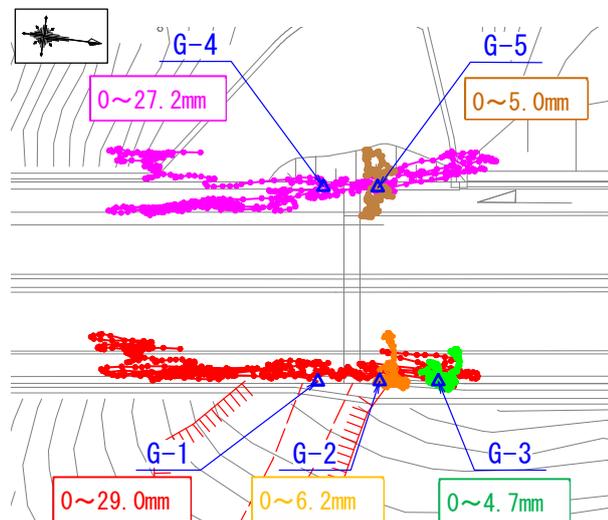


図-5 GNSS 変位計のモニタリング結果

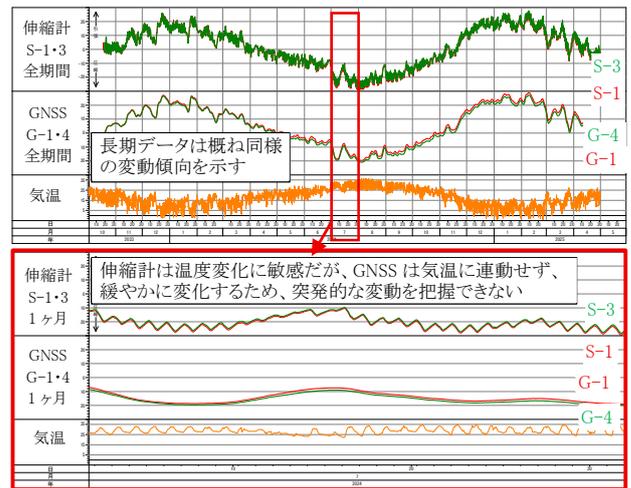


図-6 GNSS 変位計と地盤伸縮計の比較図

6. 観測計器の特徴

地盤伸縮計と GNSS 変位計の施工性や観測精度、安全性などの特徴を表-1に一覧する。地盤伸縮計は1方向の変位計測であるが計測精度に優れ、GNSS は3次元の変位計測が可能で、施工性や維持管理に優れるが、長期間の観測が必要なことが判った。これらの特徴を考慮して、計器を選定することが重要と考えた。

表-1 観測計器の特徴

地盤伸縮計	概要図	
	施工性	人力運搬で時間を要し、設置には熟練の技術が必要
観測精度	1方向のみだが、計測精度は高い(0.1mm単位)	○
安全性	アラート発信が可能だが、異常時の確認に有効(1分単位)	○
維持管理	広範囲なため、設置・撤去に手間を要し、獣害に弱い	△
経済性	①設置・材料費:1,655千円 ②Web観測費:339千円	○
※	合計①+② = 1,994千円	
GNSS 変位計	概要図	
	施工性	運搬が容易で熟練工も不要。短時間で設置可能
観測精度	3方向の計測が可能だが、支障物の影響が大きい	△
安全性	ばらつきが大きいため、短期計測には不向き	△
維持管理	計器メンテナンス(撤去・再設置)が容易	○
経済性	①設置・材料費:1,487千円 ②Web観測費:1,350千円	△
※	合計①+② = 2,837千円	

※計器1基あたりの設置費+Web観測費(12ヶ月)を記載

7. まとめ

変位状況が判断できる現場で、伸縮計と GNSS を同位置に設置して各計器の特徴を把握することができた。

今後は、技術者の不足や自然災害の激甚化・頻発化に伴い、調査・施工・維持管理段階での Web 観測の増加が想定される。そのため、現地状況やコストを踏まえ、顧客ニーズに適した観測計画を立案できるよう、理解を深めていきたい。

《引用・参考文献》

- 1) 地質図 Navi (に加筆), (最終閲覧日2025年5月26日). <https://gbank.gsj.jp/geonavi/>
- 2) 道路橋示方書・同解説 I : 共通編 (2017) 公益社団法人日本道路協会, p. 173

IoT 遠隔監視システムを用いた斜面・土砂災害モニタリング

株式会社相愛 須佐美 俊和

1. 背景と目的

近年、日本国内において豪雨や地震に起因する斜面・土砂災害発生件数は増加傾向にあり¹⁾、被災リスクが高い斜面では、定量的かつリアルタイムな監視が求められている。従来の斜面監視手法は、設置されたセンサのデータを人手で回収するものであり、次の課題があった。

① 安全性の確保:急傾斜地や災害直後の現場におけるデータ回収作業は高いリスクを伴い、特に異常の兆候がある場合ほど現地作業が危険となる。このため、前兆的な異常を適時に把握できないおそれがある。

② コストおよび作業効率:巡視点検には多くの人員と時間を要し、特に遠隔地や複数箇所を継続的に監視する場合、巡視頻度の増加に伴ってその負担が大きくなる。

③ リアルタイム性の不足:データ回収の間隔が数週間～数ヶ月単位となることが多く、急激な変動や前兆現象の即時把握が困難で、警戒や対応が遅れるリスクがある。

これらの課題に対し、遠隔からの常時監視や異常検知を目的に、IoT 遠隔監視システムを開発した。

本稿では、開発したシステムの概要を紹介するとともに、二つの現場事例を通じて得られた成果を報告する。

2. IoT 遠隔監視システムの概要

(1) システムの全体構成

本システムは、現場に設置された各種センサで得られたデータを、IoT デバイスを介してクラウドに送信し、遠隔監視と異常通知を実現するものである。図-1に示すとおり、クラウド上ではセンサデータや気象庁アメダスデータが蓄積・可視化される。また、設定されたしきい値に基づき異常判定が行われ、管理技術者に通知される。

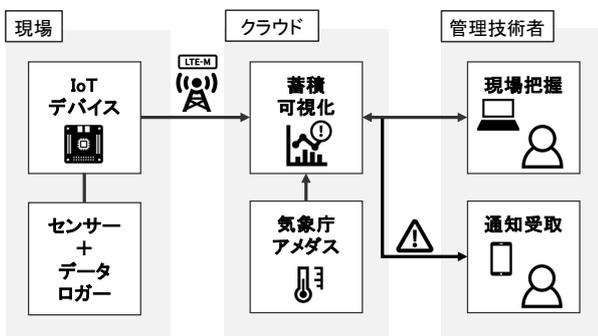


図-1 IoT 遠隔監視システムの構成図

(2) システムの特徴

本システムの主な特徴は以下のとおりである。

① 既設センサへの後付け:本システムは、特定メーカーの伸縮計、水位計、4ゲージひずみ計などに対応しており、対応しているセンサであれば、有線を1本接続するだけで、容易に現場設置できる。

② 電池駆動による簡易設置と長期稼働:IoT デバイスは省電力設計となっており、電波環境にもよるが、内蔵電池で1年以上の連続稼働が可能である。太陽光パネルを用いる場合、日照条件の考慮やパネル設置用の架台が必要となるが、本システムではそれらを必要とせず、商用電源を利用できない場所でも短時間で設置できる。

③ LTE-Mによる広範囲通信:通信には、LPWA(Low Power Wide Area)技術の一種であるLTE-Mを採用している。LTE-Mは携帯電話網を利用する無線通信方式であり、多くの山間部や中山間地域でも比較的安定したデータ送信が可能である。通信インフラの整備を必要とせず、電波が届く範囲であれば設置後すぐに運用できる。

④ クラウドによる演算・可視化機能:計測データはクラウド上に送信され、インターネット環境があればPCなどの端末からリアルタイムで確認できる。また、クラウド上での演算処理により、各種指標を自動的に算出し、その結果をグラフとして可視化することができる。

⑤ 異常通知機能:監視対象ごとにクラウド上でしきい値を設定でき、その値を超えた場合には異常を検知し、自動的に管理技術者へ警報が送信される。これにより、異常の兆候を遠隔で把握でき、巡視調査の必要性や緊急度を的確に判断するための材料となる。

⑥ 気象データとの連携機能:本システムでは、近傍の気象庁アメダス観測所から降雨量データなどを取得し、センサの観測値と重ねて表示することができる。これにより、変状発生時にその背景となる気象条件を即座に把握でき、異常の要因分析や判断の補助に活用できる。

3. 事例1:地すべり斜面の変位モニタリング

(1) 現場概要

本事例は、地すべりが懸念される中山間地域において、既設の伸縮計にIoTデバイスを接続し、その有効性を検証したものである(図-2)。有線1本で接続できる仕様であるため、デバイスの設置作業は約30分で完了し、現場での作業負担も少なかった。



図-2 IoT デバイスの現場設置状況

(2) モニタリング結果

本事例では、取得した累積変位量に加え、24時間前のデータとの差分から算出した日変位量を、クラウド上で可視化した。得られたデータは、クラウド上からCSV形式でダウンロード可能であり、Excel等による加工や解析、傾向把握も迅速に行える(図-3)。

また、日変位量にしきい値を設け、その値を超える変位が確認された際には、クラウド側で異常を検知し、警報メールを自動送信する仕様とすることで、現地へ赴かずとも異常兆候の早期把握を実現した。

本現場では、1時間ごとにセンサデータをクラウドへ送信したが、1年間にわたる試行期間中、電池交換を行うことなく安定して稼働した。

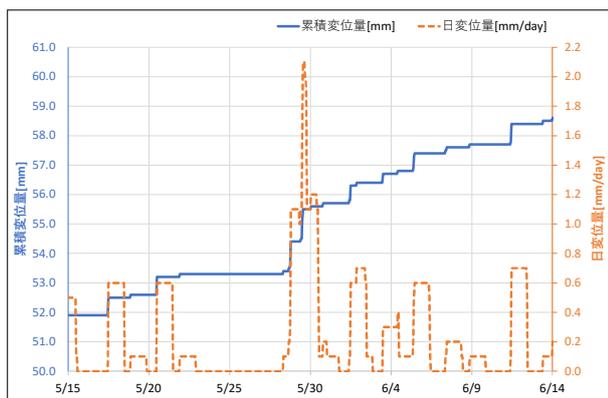


図-3 累積変位量・日変位量のモニタリング例

(2) モニタリング結果

本事例では、荷重計によるグラウンドアンカーの緊張力と、温度を1時間ごとに取得し、それらの関係性をクラウド上で可視化した。

安定したのり面では、アンカー荷重値と温度の間に高い相関が見られる一方、変状が生じるとその相関が大きく低下することが知られている²⁾。この知見を踏まえ、クラウド側では荷重と温度の相関をもとに、決定係数 R^2 を算出・表示する機能を実装した(図-5)。

さらに、近傍の気象庁アメダス観測所の降雨量などを同一画面上にグラフとして重ねて表示することで、相関の変化と背景要因との関連を視覚的に把握しやすくなり、のり面の状態変化を早期に察知するうえで有効であることが確認された。

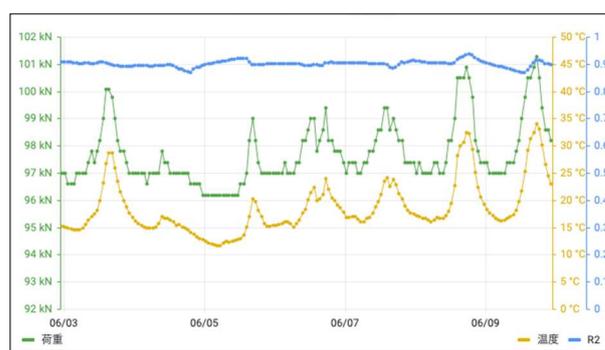


図-5 荷重・温度・決定係数のモニタリング例

4. 事例 2: グラウンドアンカーの緊張力モニタリング

(1) 現場概要

本事例は、グラウンドアンカーの健全性を評価するために既設されていた荷重計および温度計を対象に、それらのデータを遠隔モニタリングするため、IoT デバイスを後付けしたものである。

本現場はアクセスに時間と労力を要する遠隔地に位置しており、頻繁な現地巡視が難しいことから、遠隔でのモニタリングが強く望まれていた。

計測された荷重値および温度は既設のデータロガーに保存されており、データロガーにIoT デバイスを後付けすることで、遠隔モニタリングを可能とした(図-4)。のり面での作業であったため、機器の簡便な設置性は大きな利点となった。



図-4 IoT デバイスの現場設置状況

5. まとめと今後の課題

本稿では、開発したIoT 遠隔監視システムの構成と特徴を示し、二つの現場事例を通じて設置の容易さ、長期間の稼働、および異常検知機能の有効性を確認した。

また、クラウド上での自動演算および可視化機能により、伸縮計データから算出した日変位量や、荷重と温度の相関を表す決定係数 R^2 などを、視覚的に把握できるようになった。さらに、近傍の気象庁アメダス観測所の降雨量などを重ねて表示することで、変状の兆候と背景要因を直感的に捉えることが可能となった。

これらの機能により、異常の兆候を迅速に把握し、巡視調査の必要性や緊急度を判断するための体制を構築することができた。

今後は、より多様な計測対象に対応し、過酷な環境下でも安定して運用できるよう設計を改良するとともに、状況に応じて通信頻度を柔軟に制御することで、省電力性と応答性を両立させた、より実用的な監視体制の構築を目指す。

《引用・参考文献》

- 1) 国土交通省砂防部：令和6年の土砂災害，p. 1.
- 2) アンカーアセットマネジメント研究会（2018）：SAAMシステムを用いた既設アンカーのり面の面的評価マニュアル（案），p. 5-3.

傾斜センサーを用いた地すべり監視の有効性とパイプ歪計との比較

中央開発株式会社 ○オオヤマ エリック セイジ, 藤谷 久 長崎大学大学院 杉本 知史

1. はじめに

近年、異常気象に起因する豪雨により、日本全国の至るところで土砂災害が頻発している。このような背景のもと、斜面の安定度をリアルタイムで把握できるモニタリングの需要が高まっている。斜面モニタリングは地表計測と地中計測とに大別でき、前者は主にがけ崩れ等の表層崩壊を対象とし、計測器はその滑動度を把握することを目的として地盤伸縮計や傾斜センサーが用いられる。一方、後者は主に地すべりを対象とし、計測器はその滑動度さらにはすべり面深度を把握することを目的として孔内傾斜計やパイプ歪計が用いられる。孔内傾斜計やパイプ歪計はボーリングを伴うため高価であるが、それに対し特に傾斜センサーは設置が簡便で安価であるとともに、地盤伸縮計と比較して亀裂や段差等の地表変状の有無に左右されず設置できるという利点がある。また、傾斜センサーは傾斜角速度の変化に着目し、表層崩壊の予兆を数時間前から捉えることができることから表層崩壊の検知に適しているという多くの報告がある¹⁾²⁾。一方ですべり面深度が深くブロックの規模が大きい地すべり地では傾斜センサーの適用例は少ないことから、本稿ではその有効性を検証するとともに、パイプ歪計観測結果と比較検討することでその適用可能性を評価した。

2. 調査地の概要

本調査地点の当該地すべりは、豪雨時には既存の4孔のパイプ歪計（ブロック上部から末端部にかけて BV-5→BV-2→BV-1→BV-4(図-1)）にて変動種別 B～C(表-2)を確認している。本地点のすべり面傾斜がおよそ15°と緩やかであり、現在も滑動しているブロックである。

既存調査によると、調査地は古生代の黒色片岩と新生代新第三紀の玄武岩の上位に第四紀の凝灰岩、さらにその上位には崖錐堆積物が被覆している(図-2)。

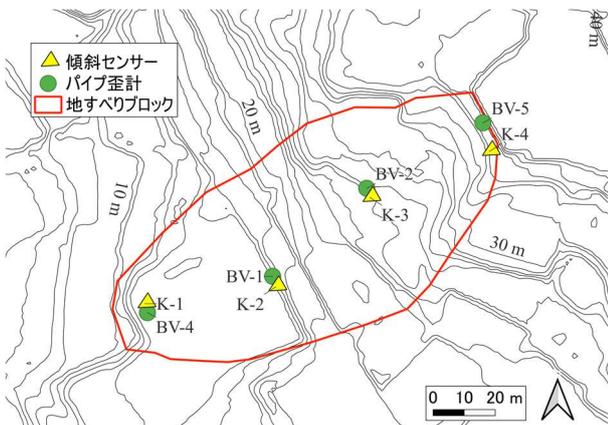


図-1 1m 間隔の等高線地図上。標高は、国土地理院 (GSI) の1m 解像度の DEM データから抽出。

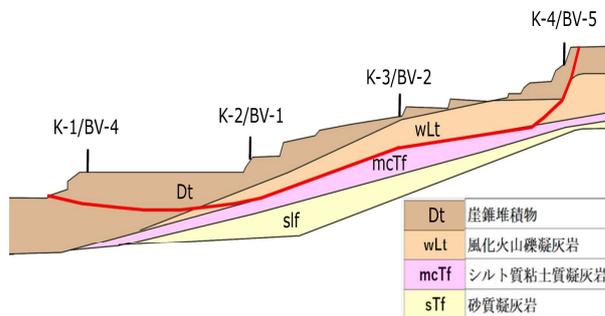


図-2 地質断面図と地すべりブロック断面図

3. 傾斜センサーによるモニタリング方法

傾斜センサー(K-1～4)は、2軸方向が測定可能な中央開発株式会社製のものを使用し、既存パイプ歪計との挙動を比較検討することを目的として、パイプ歪計の近傍の地表面下 GL-0.5m にそれぞれ設置した(図-1)。また、現地には簡易雨量計も設置し、地すべり挙動と降雨との関係の把握に用いた。なお、これらの傾斜センサーと簡易雨量計の計測は10分間隔でデータを取得し、そのデータは携帯電話回線を用いてリアルタイムでのモニタリングが可能な体制を構築した。傾斜センサーの管理基準は傾斜角速度に着目した3段階とし(表-1)、各基準値を超過した際には予め登録した関係者へメールを配信するようにした。また、パイプ歪計は半自動として1日間隔でデータを取得した。表-2に月変動のパイプ歪計変動種別を示し日単位の変動に変換した値も併記した。

表-1 傾斜センサーによる管理基準値²⁾

傾斜センサー 警報レベル	
警報レベル1	0.05/5時間
警報レベル2	0.1/1時間
警報レベル3	1.0/1時間

表-2 パイプ歪計の変動種別³⁾

パイプ歪計の 変動 (以上)		
変動C	100 μ/月	3 μ/日
変動B	1000 μ/月	33 μ/日
変動A	5000 μ/月	167 μ/日

4. モニタリング結果

傾斜センサーは、大別すると計測期間中には6期間(イベント)にて、まとまった降雨に反応した。そこで、イベントごとに傾斜センサーの挙動とそれに対応するパイプ歪計の挙動を比較検討した。

(1)傾斜センサーの管理基準値の超過

多くのイベントにて警戒レベル1は超過し、一部警戒レベル2も超過したものの、警戒レベル3は超過しなかった(表-3)。

(2)傾斜センサーとパイプ歪計(深度 GL-0.5m)との比較検討

傾斜センサーの挙動と深度 GL-0.5m のパイプ歪計の挙動を比較すると、傾斜センサーの X 軸(すべり方向)の挙動のトレンド(軌跡)はパイプ歪計の挙動のトレンドと概ね近似しているように見える(図-3)。

(3)傾斜センサーとパイプ歪計との比較検討

表-3には、各センサーの基準値に基づいて検出された動きが示されている。傾斜センサーにおける警戒レベルと、パイプ歪計によって識別された変動種別を整理し、両者の検出結果を比較した。その結果、すべり面深度ごとのパイプ歪計の挙動と傾斜センサーの挙動には完全な一致は認められなかったものの、傾斜センサーに動きが検出された際には、パイプ歪計においても地すべりブロックの変位が確認された。

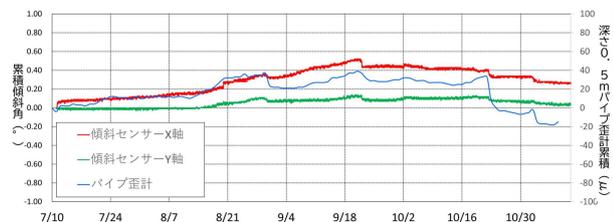


図-3 K-1傾斜センサーとBV-4パイプ歪計との計測結果比較図

表-3 イベントごとの傾斜センサーによる管理基準値超過とパイプ歪計変位との関係

イベント番号	イベント時期	日降水量 (mm)	最大の土壌雨量指数 (mm)	計測器		地すべり			
				傾斜センサー	パイプ歪計	未端部側	冠頭部側	K-1	K-2
イベント①	7月11日	55.2	19.3	傾斜センサー	番号	K-1	K-2	K-3	K-4
					警戒レベル1超過	○	×	○	×
					警戒レベル2超過	×	×	×	×
				パイプ歪計	番号	BV-4	BV-1	BV-2	BV-5
					変動C	×	×	○	×
					変動B	×	×	×	×
イベント②	7月14日	101.2	109.8	傾斜センサー	番号	K-1	K-2	K-3	K-4
					警戒レベル1超過	×	×	○	×
					警戒レベル2超過	×	×	×	×
				パイプ歪計	番号	BV-4	BV-1	BV-2	BV-5
					変動C	×	○	○	○
					変動B	×	×	×	○
イベント③	8月19日	21.0	23.5	傾斜センサー	番号	K-1	K-2	K-3	K-4
					警戒レベル1超過	○	×	?	○
					警戒レベル2超過	×	×	×	○
				パイプ歪計	番号	BV-4	BV-1	BV-2	BV-5
					変動C	×	×	○	×
					変動B	×	×	×	×
イベント④	8月30日	13.4	40.6	傾斜センサー	番号	K-1	K-2	K-3	K-4
					警戒レベル1超過	×	×	?	○
					警戒レベル2超過	×	×	×	×
				パイプ歪計	番号	BV-4	BV-1	BV-2	BV-5
					変動C	×	○	○	○
					変動B	×	×	×	×
イベント⑤	9月22日	17.0	31.7	傾斜センサー	番号	K-1	K-2	K-3	K-4
					警戒レベル1超過	×	○	○	○
					警戒レベル2超過	×	×	×	×
				パイプ歪計	番号	BV-4	BV-1	BV-2	BV-5
					変動C	×	×	○	○
					変動B	×	×	×	×
イベント⑥	10月22日	26.6	39.5	傾斜センサー	番号	K-1	K-2	K-3	K-4
					警戒レベル1超過	○	×	○	×
					警戒レベル2超過	×	×	×	×
				パイプ歪計	番号	BV-4	BV-1	BV-2	BV-5
					変動C	×	○	○	○
					変動B	×	×	×	×

5. 結論

前記した様に、深度 GL-0.5m のパイプ歪計の挙動と傾斜センサーの挙動は概ね近似したトレンドを示すものの、すべり面深度のパイプ歪計の挙動と傾斜センサーの挙動は完全一致ではなかった。この要因としては、地すべりブロックの土塊は一体となって滑動しておらず、様々な挙動を示す個々の小ブロックとして滑動し、最終的にはそれらが集合体として概ね一定方向に滑動するものと想定される。事実、必ずしもすべり面深度のパイプ歪計の変位が全孔で確認されていないことは注目すべき点である。

本研究の結果、傾斜センサーは地すべり地ブロックの動きにおいても一定の有効性を示すことが判明した。ただし、傾斜センサーやパイプ歪計等の各計測機器の選定には、それらの特性と限界を十分に理解した上で適切に運用する必要がある。

6. さいごに

本研究では、急激な地盤変動を想定した傾斜センサーのアラートレベルを基準に比較を行った。今後は、他の幾つかの地すべり地における適用性を検討するとともに、地すべりブロック内での設置位置の相違による傾斜センサーの挙動の特性(例えば、地すべりブロック冠頭部は鉛直変位、また中央部では水平変位が優位なため傾斜角度の変化が検出しづらいのに対し、末端部では圧縮域に位置することから押し出し性の挙動を受ける、つまり傾斜角度の変化を検出しやすい)を把握することで、傾斜センサーの適切な設置位置の選定が可能になると考える。

7. 謝辞

本研究の実施においては、長崎県北振興局建設部の方々から、調査および計測結果をご提供いただきました。また、本研究では、戦略的イノベーション創造プログラム(SIP)の研究助成を受けて実施しています。ここに謝意を表します。

《引用・参考文献》

- 1) Uchimura T, Towhata I, Wang L, Nishie S, Yamaguchi H, Seko I and Qiao JP (2015) Precaution and early warning of surface failure of slopes by using tilt sensors. Soils and Foundations. Vol. 55, No. 5:1086-1099. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2015.09.0101>
- 2) Wang, Lin, et al. "Risk evaluation and warning threshold of unstable slope using tilting sensor array." Natural Hazards 114.1 (2022): 127-156.
- 3) 藤原明敏：地すべりの解析と防止対策，理工図書，p. 222 979.

表層傾斜計と交通振動の測定結果

応用地質株式会社 ○国居 裕介, 根本 雅夫, 石川 貴規, 森川 倫人, 今野 信一

1. はじめに

山岳道路に面する斜面における表層崩壊などの監視及び迅速な状況把握による防災機能向上を目的として表層傾斜計設置・観測を実施している。対象斜面は道路に近接することから、車両走行による表層傾斜計への振動の影響の有無や大きさ、範囲を把握するため、モデル設置と交通振動の測定を実施した。

2. 使用機器

使用した表層傾斜計と、交通振動測定に使用した振動加速度レベル計の仕様を表-1、2および写真-1、2に示す。

表層傾斜計の感部は、加速度を傾き角度に変換するセンサが搭載されており、温度変化の影響を極力低減させるため、地表から約1m 地中に挿入する構造となっている。

表-1 表層傾斜計の主な仕様

項目	仕様
測定項目	2軸角度 (X軸、Y軸)、温度
分解能	0.001°
通信方式	LTE-Cat. M1



写真-1 表面傾斜計の外観

表-2 加速度振動レベル計の主な仕様

項目	仕様
測定項目	計算法・振動レベル計 JIS C 1510:1995 振動加速度レベル
測定レベル範囲	30dB~120dB
記録媒体	コンパクトフラッシュカード



写真-2 振動加速度レベル計の外観

3. 測定方法

道路に近接している斜面に表層傾斜計を設置したのち、振動加速度レベル計を2台用いて道路近傍（以下、振動計1）と表層傾斜計近接個所（以下、振動計2）にて交通振動を測定した。表層傾斜計は10分間隔測定とし、振動計1と2は0.1秒間隔測定とした。測定時間は1地点あたり3時間とした。全3地点（以下地点A、地点B、地点C）で測定し、併せて実際の走行車両確認のためカメラでの動画撮影を実施した（図1~3）。

斜面下方方向を表層傾斜計X軸のプラスとなるよう設置した。振動計1と2も表層傾斜計のX軸と方向を合わせ、振動計1は地表に直接感部を設置し、振動計2は専用台座を地表に挿入しその上に設置した。

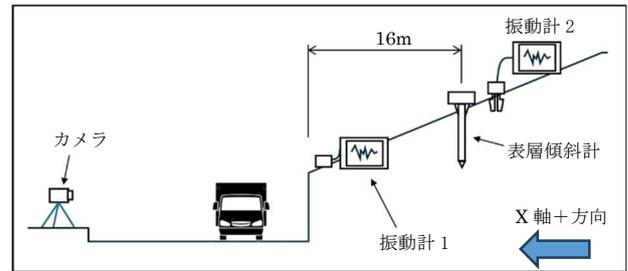


図-1 地点A 測定概要図

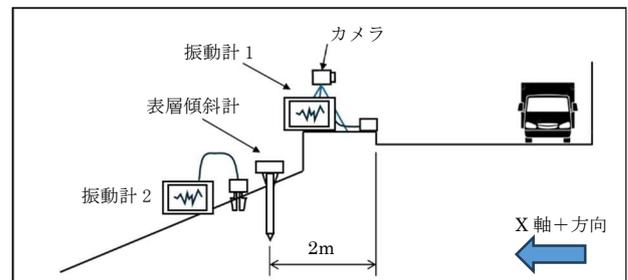


図-2 地点B 測定概要図

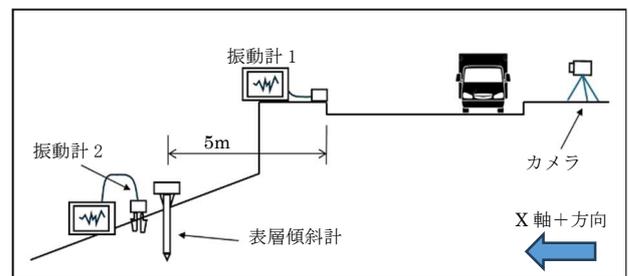


図-3 地点C 測定概要図

4. 測定結果

地点A、B、Cの測定結果を図-4~6に示す。

各地点ともに振動計のデータと連動するような、表層傾斜計の値の変動は確認されなかった。振動計1と2のグラフ傾向が異なる理由として、振動計2に使用した専用台

座の影響と思われる。

地点 B 振動計1のデータを抜粋した測定結果を図-7に同時刻に撮影した動画で確認した車両を写真-3に示す。車両走行時に振動が計測されていることを確認できる。

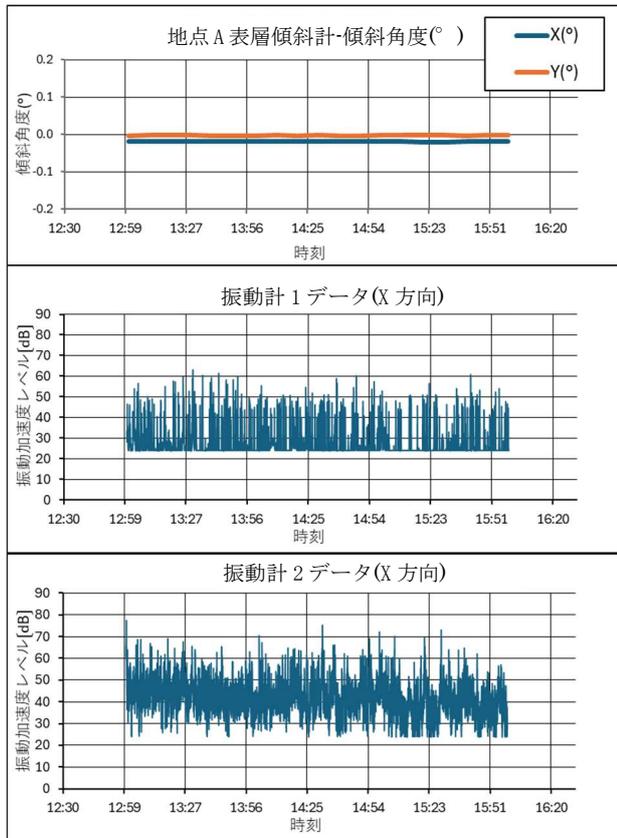


図-4 地点 A 測定結果一覧図

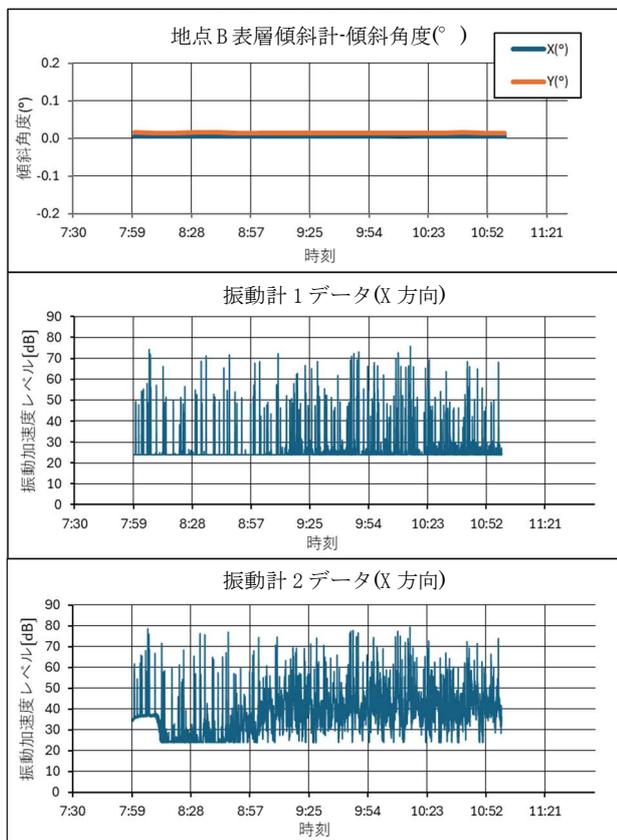


図-5 地点 B 測定結果一覧図

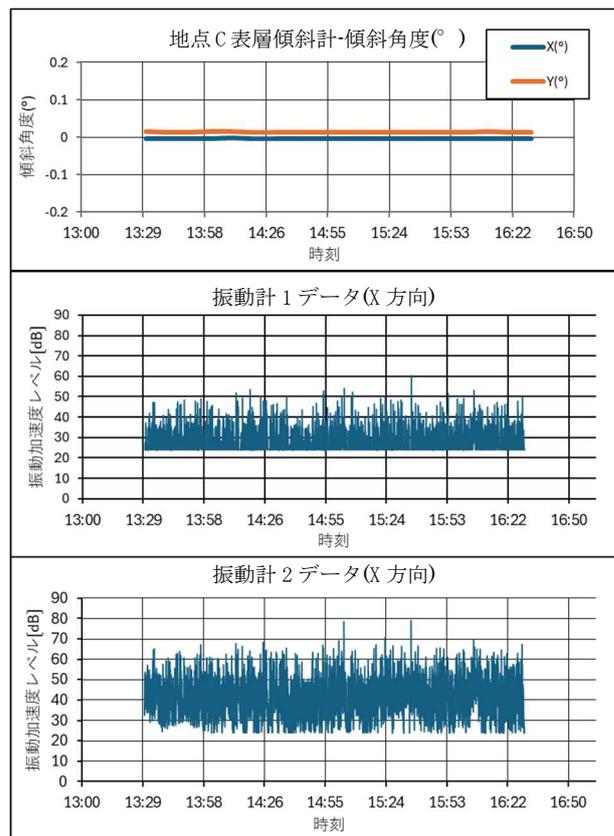


図-6 地点 C 測定結果一覧図

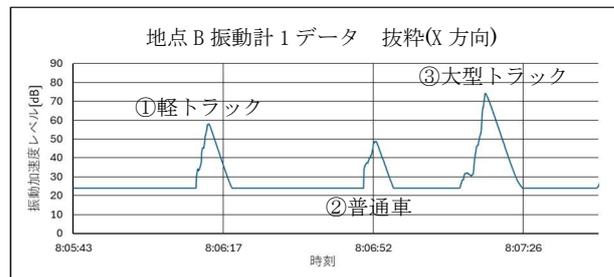


図-7 地点 B 映像と測定結果比較図



写真-3 通過車両

5. まとめ

車両の通過にともない交通振動は発生するものの、表層傾斜計データは、道路との離隔が2m と近接していても安定していることが分かった。

交通振動の影響を受けず安定した傾斜角度が計測出来ている要因として、地中1m に埋設している構造やデータ処理時に行っている平準化処理が考えられるので、今後は検証実験を重ね要因説明を進めていきたい。