

交通開放に配慮した結晶片岩地すべりの調査・対策事例

株式会社 ソイル・ブレーン

○浴坂 公博、渡辺 一

1. はじめに

周防変成岩に属する結晶片岩地帯の道路法面で、幅約 70m、高さ約 40m、斜面長約 70m の馬蹄形の風化岩すべりが発生した。当地すべりブロック内では、被災前(2008 年 10 月)から東側面末端での既設法枠の変状(押し出し)が見られていた。当初は小規模な斜面崩壊と考え、法枠内でのボーリング調査(既往 No. 1)を実施していたが、地表踏査を進めていくと後背斜面に大きな滑落崖や亀裂が確認された。

そこで、直ちに地すべり調査(ボーリング調査 3 箇所, 孔内傾斜計測定 3 箇所, 自記水位計観測 1 箇所等)を行うことにしたが、保全対象道路(市道)は、地域住民にとって重要な生活道路であると共に公共施設との連絡道でもあるため、地質調査作業は交通開放を行うことを前提とした上で、伸縮計等による動態観測を行いながら安全に留意して行った。観測当初はほとんど地すべり変動は認められなかったが、2009 年 7 月 20 日～7 月 21 日にかけての豪雨(累計雨量 211mm)により顕著な地すべり変動が生じた。調査・観測結果から判明した最大地すべり層厚は約 17m で、降雨に伴って断続的に運動していることが明らかとなった。地すべり対策工は、施工性や経済性等の比較検討を行い、横ボーリング工(2 段)とアンカー工(鋼製受圧板併用)の併用工を採用したが、施工時の安全を確保するため、上段の横ボーリング工は地すべりブロック外から実施した。

本稿では、上記の地すべり調査・対策工の検討結果、及び地すべり対策工の施工結果について紹介する。

2. 被災地の概要

被災地は頂部標高 500m 程度の定高性を有する周防山地の北側斜面に位置する。周辺の地質は中生代トリアス紀の結晶片岩類(周防変成岩類)を基盤とし、斜面凹部や斜面裾部に崖錐堆積物(dt)が分布する。

空中写真判読によれば、被災地付近では西北西-東南東方向のリニアメントが認められ、当該地すべりブロック頭部付近を通過している。このリニアメント

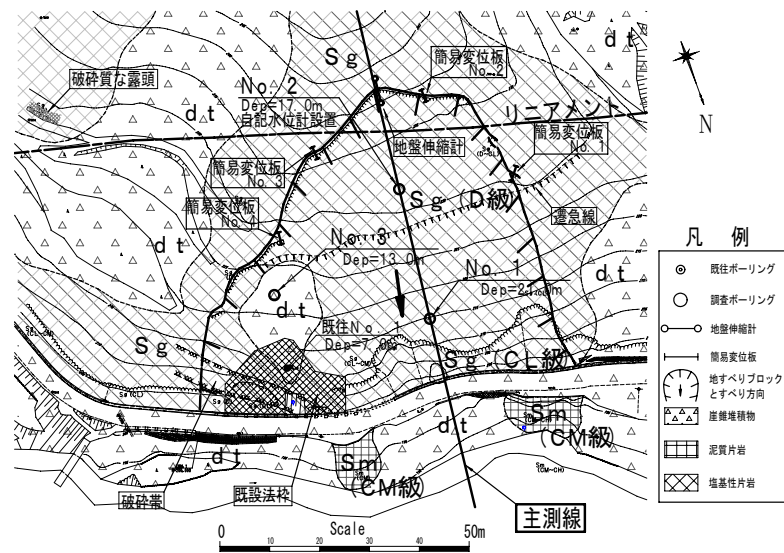


図-1 地すべりブロック周辺の地質

の延長上には河川の屈曲点、沢の分岐点、傾斜変換点、破碎質な露頭(農道端)、湧水点等が認められ、断層が潜在する可能性が高い。

地すべりブロックの頭部や側面部には段差 20～80cm 程度の明瞭な滑落崖が確認された。地すべりブロック内には明瞭な遷急線が認められ、東側面末端部の既設法枠箇所には一部粘土化した脆弱な破碎帯が分布する。被災地の基盤岩(周防変成岩類)は塩基性片岩(Sg)が主体であり、下位の泥質片岩(Sm)

が河床付近に分布する。両者の地層境界は、斜面に対しては緩い受け盤となっている。河床に見られる泥質片岩は亀裂の少ない硬質なCM級岩盤であるが、地すべりブロック末端部の道路法面に見られる塩基性片岩は亀裂の多いCL級岩盤が主体であり、小規模な斜面崩壊が生じている。また、地すべりブロックの上部では、N値3～17の強風化したD級岩盤となっている。

3. 調査・観測結果

(1) 安全管理

調査実施に当たっては、まず現場作業ならびに通行車両の安全を確保するため、地盤伸縮計1基と簡易変位板4基を設置した。安全対策として、地盤伸縮計は時間4mm以上の変動が発生した場合はパトライトによる警告点滅が发せられるようにした。そしてパトライトの点滅があった場合には、現場作業の中止ならびに車両の通行止めを行うようにした(写真-1,2参照)。



写真-1 起点側パトライト



写真-2 終点側パトライト



写真-3 警告看板



写真-4 規制・案内看板

なお、車両の通行止めについては、発注者を通じて地域住民に周知していただき、警告看板等により危険区間の明示を行った(写真-3,4)。

(2) ボーリング調査及び孔内傾斜計観測結果

孔内傾斜計観測は、2009年4月18日～2010年5月31日の約13ヶ月間実施したが、Bor.No.2およびBor.No.3地点ではすべり面付近での局所的な地盤変位が大きく、2009年7月24日以降での孔内傾斜計観測は不可能となった。地盤の日変位量および累積変位量を表-1に、また谷方向(A方向)での観測結果を図-2に示した。

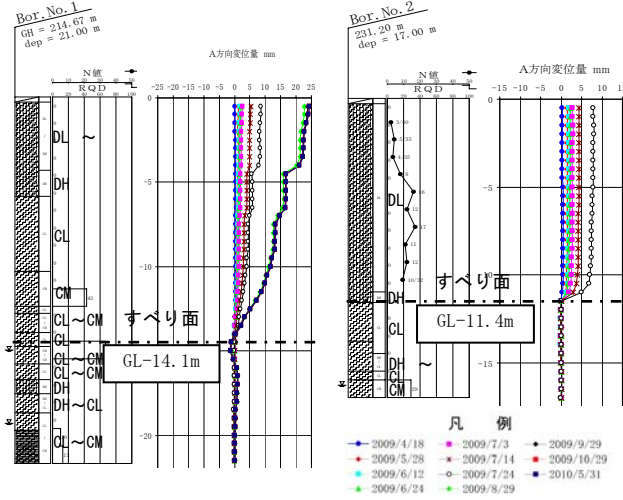
これらすべり面と頭部滑落崖、また、地すべり末端部である道路法尻部を結んだ結果、当該地すべりは図-3に示すような船底型すべりとなった。なお、すべり面の主体を成す直線部分の傾斜角は、ボーリングコアで確認された亀裂面(層理面・節理面)や、後述する被災地周辺で卓越する層理面・節理面を基に40°と設定した。

表-1 観測による日変位置・累積変位置一覧表

観測種別	観測期間	累積変位置	日変位置(mm)	変動判定
孔内傾斜計	No. 1 2009/4/3 ~9/29	23.9mm 4.1mm/月(平均)	0.3(7/14~7/24) 0.2(7/24~9/29)	準確定
	No. 2 2009/4/3 ~7/24	7.9mm 2.1mm/月(平均)	0.4(7/14~7/24)	準確定
	No. 3 2009/4/3 ~7/24	12.3mm 3.3mm/月(平均)	0.6(7/14~7/24)	準確定
地盤伸縮計	2009/7/1 ~8/1	11.3mm 10.9mm/月	2.5 (2009/7/21) 2.6 (2009/7/26)	確定

表-2 地盤伸縮計観測結果による地すべり判定基準¹⁾

変動種別	日変位置 (mm)	累積変位置 (mm/月)	一定方向へ の累積傾向	総合判定	
				変動判定	活動性ほか
変動 A	1以上	10以上	顕著	確定	活発に運動中、 表層・深層すべり
変動 B	0.1~1	2~10	やや顕著	準確定	緩慢に運動中、粘質土・ 崩壊土すべり
変動 C	0.02~0.1	0.5~2	ややあり	潜在	継続観測が必要
変動 D	0.1以上	なし (漸続変動)	なし	異常	局所的な地盤変動・ その他



(a) Bor. No. 1 地点 (b) Bor. No. 2 地点

図-2 孔内傾斜計観測結果

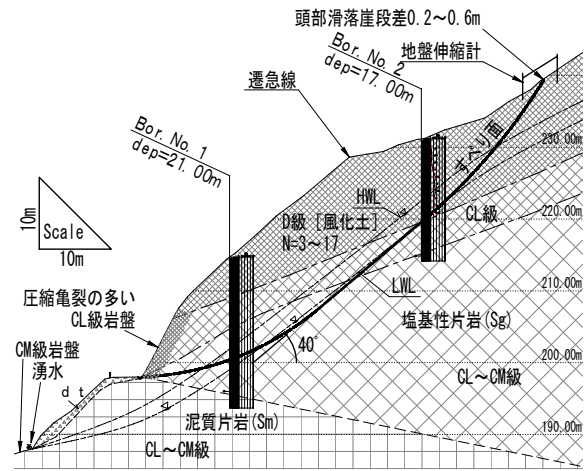


図-3 地質断面図(主測線)

(3) 自記水位計および地盤伸縮計観測結果

図-4 から、Bor. No. 2 地点の地下水位は、2009年7月20日~21日の豪雨(総降雨量211mm)によって、GL-11.50m付近であった地下水位がGL-8.62mまで急上昇していることがわかる。これに伴い、地盤伸縮計での累計変位置量は2009年7月20日~7月28日にかけて0.4mmから8.9mmへと著しく大きくなっている。また、2009年7月21日および7月26日の日変位置量は2.5mm~2.6mm、7月の月変位置量は10.9mmで、表-2の地すべり判定基準より顕著な「確定変動」を示していることがわかる。

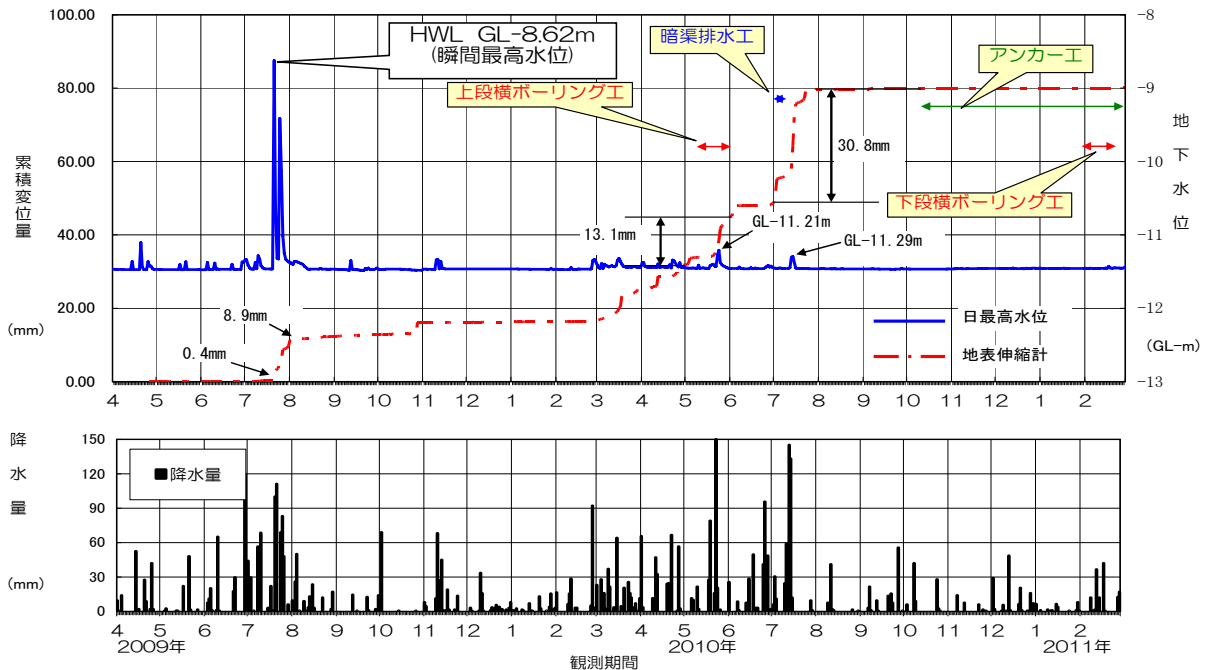


図-4 降水量と地下水位・地盤伸縮計の観測結果

4. 地すべり発生のメカニズムおよび対策工の検討

(1) 地すべり発生のメカニズム

本地すべりは、以下の素因と誘因が相互に作用して発生したものと考えられる。

a) 地すべりの素因

図-5に示すように、リニアメント(推定断層)付近は周囲の岩盤と比較して岩質が劣化し脆弱となっていることから、土砂化が進行しすべり面を形成する一因となったものと考えられる。

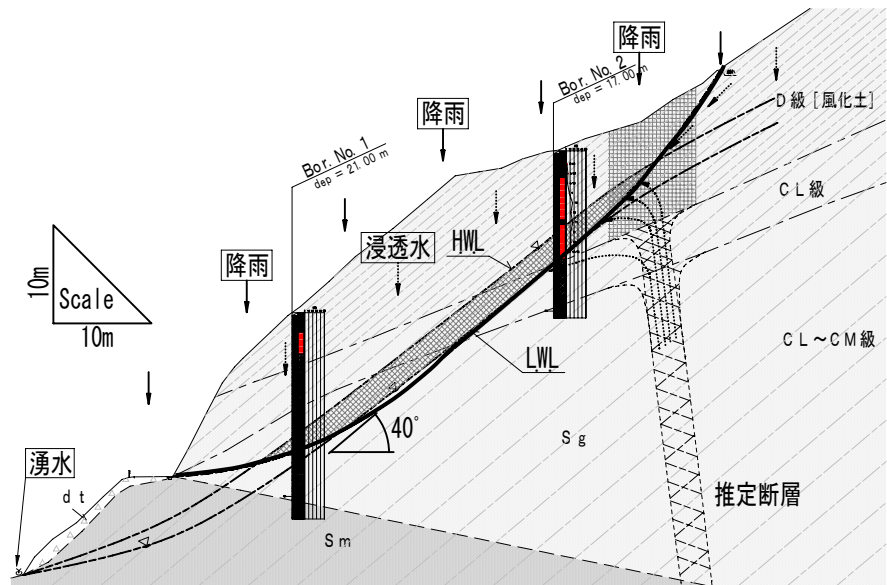


図-5 地すべりの模式メカニズム

また、本地すべりブロックは、集水面積の小さい尾根型斜面であるにもかかわらず、2日間の累計雨量211mmで地下水位が3m以上も急上昇していることから、地すべりブロック頭部を通過するリニアメント(推定断層)からの供給水があるものと判断した。

一方、当該地の基盤岩である結晶片岩類(塩基性片岩:Sg・泥質片岩:Sm)は、層理面に沿う片理面が発達する工学的に異方性の高い岩石である。また片理面とは別に規則性のある割れ目である節理面も多く確認され、この2種類の面構造により当該地の基盤岩の亀裂が支配されている。被災地は北北東方向に傾斜した山腹斜面であり、図-6に示すとおり層理面・節理面共に当該斜面に対しては流れ盤となるものが多い。さらに、被災地周辺で卓越する面構造は、地すべりの主測線上の傾斜角(見かけの傾斜角約40°程度)と近似する。

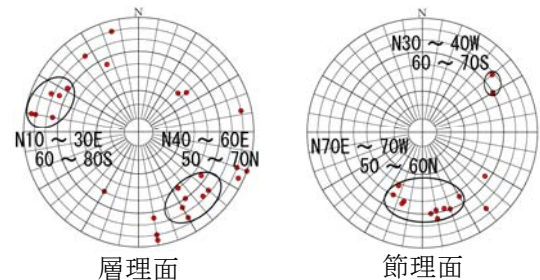


図-6 面構造のシュミットネット投影図(南半球投影)

b) 地すべりの誘因

地すべりの誘因は、豪雨に伴う浸透水や表流水がすべり面付近に供給され、地下水位の上昇に伴うすべり面での有効応力が低下してせん断抵抗力が低減したこと、また、地すべり土塊が飽和重量となつてすべり力が増大したことなどが挙げられる。浸透水の供給は、主に地すべりブロックの上方斜面からのものと、推定断層を介してのもの2通りが考えられる。また、表流水としては、降雨や地表面からの浸透水が、地すべりブロックの頭部滑落崖や側面部よりすべり面内に直接流入しているものと推察される。

(2) 地すべり対策工法の検討

前述したように、当被災地では豪雨時にすべり面内での地下水位が確認されており、降雨に伴う断続的な地すべり変動が認められたことから、H.W.L.(観測期間中の最高水位)での現況安全率を $F_{so}=0.98^3$ と設定した。すべり面のせん断定数は、地すべりの鉛直最大層厚が約17mであることから、粘着力を $C=17\text{kN/m}^2$ と仮定し、逆計算により内部摩擦角を $\phi=30.8^\circ$ と設定した。

地すべり対策工の検討においては、まず応急工事での計画安全率 $PF_s=1.00\sim 1.05^2)$ を確保するための押え盛土(高さ2m)を考えたが、安全率の上昇はわずか1.3%で $PF_s\geq 1.00$ とならないこと、周辺住民のための交通開放を行う必要があることなどから不採用とした。また、頭部排土工の採用も考えたが、約5mの排土を行っても安全率の上昇はわずか1.3%であること、それ以上の排土を行うと上部斜面からの新たな地すべりを誘発させる可能性がある²⁾ことなどから不採用とした。そこで、同じ抑制工である2段の横ボーリング工の採用(計画水位低下高1mで5%の安全率の向上³⁾)を考え、最初に応急工事を兼ねた地すべりブロック外からの横ボーリング工(安全率の上昇は2.5%と設定)を計画した。このとき、上段の横ボーリング工においては三次元的な地すべり形状を考慮した打設方法を検討する必要があるため、10m毎の横断面図6本からすべり面コンターを作成した(図-7参照)。そして、この2段の横ボーリング工を行うことを前提とした上で、当地で考えられる地すべり対策工として、表-3に示す3工法を抽出し、それぞれの対策工の工法特徴や経済性等について比較検討を行った。

表-3 対策工法比較表

	第1案 吹付法枠+アンカー工案	第2案 鋼製受圧板+アンカー工案	第3案 抑止杭工案
標準断面図			
説明	<ul style="list-style-type: none"> アンカーの受圧板は、不陸のある斜面への設置となることから、吹付法枠とする。 吹付法枠は、路側の急勾配部分を覆うように計画し、面的に押えることで小崩壊を防ぐ。 施工時の安定確保の為、上段横ボーリングを応急でサイドから行う。 	<ul style="list-style-type: none"> アンカーの受圧板は、斜面を整形しクレーン設置可能な鋼製受圧板とする。 コンクリート受圧板は重い為、現道でのクレーン作業では設置困難である。 施工時の安定確保の為、上段横ボーリングを応急でサイドから行う。 	<ul style="list-style-type: none"> 杭は、水平内力分布図より、くさび杭として計算した。 杭前面の斜面は、地すべりによって不安定となっている為、吹付法枠を設置する。 施工時の安定確保の為、上段横ボーリングを応急でサイドから行う。
明	現地形 → 上段横ボーリング → 下段横ボーリング → アンカー工 $F_{so}=0.98$ $F_s=1.005$ $F_s=1.030$ $F_s=1.120$ $C=17kN/m^2$ (2.5%UP) (2.5%UP) (9%UP) $\phi=30.8^\circ$ PR=550kN/m	現地形 → 上段横ボーリング → 下段横ボーリング → 切土工(整形) → アンカー工 $F_{so}=0.98$ $F_s=1.005$ $F_s=1.030$ $F_s=1.020$ $F_s=1.120$ $C=17kN/m^2$ (2.5%UP) (2.5%UP) 7%UP → 先行掘削工(10%UP) $\phi=30.8^\circ$ PR=600kN/m	現地形 → 上段横ボーリング → 下段横ボーリング → 抑止杭工 $F_{so}=0.98$ $F_s=1.005$ $F_s=1.030$ $F_s=1.120$ $C=17kN/m^2$ (2.5%UP) (2.5%UP) $\phi=30.8^\circ$ PR=550kN/m
長所	<ul style="list-style-type: none"> 施工機械が、他の案に比べ小型のものでよい。 残土の発生が少ない。 	<ul style="list-style-type: none"> 路側斜面が整形される為、安心感がある。 受圧板が二次製品の為、アンカー力を早期に発現できる。 	<ul style="list-style-type: none"> 鋼管杭は、終局耐力が大きい為、破壊してしまうことが少ない。 残土の発生が少ない。
短所	<ul style="list-style-type: none"> 吹付法枠下の許容支持力が小さい為、アンカー段数が多くなる。 吹付法枠の断面が$\square 500$と大きい為、圧迫感がある。 自然斜面に設置することになる為、法枠とアンカーの調整角が大きくなり、配筋が難しくなる場合がある。→横枠幅を大きくするなど対処する。 	<ul style="list-style-type: none"> 路側斜面の切土が人力掘削となる。 独立式受圧板の為、アンカーの相互補完はない。 経済性を考え、アンカー段数を少なくしている為、第1案に比べてアンカーで覆う範囲が狭い。 	<ul style="list-style-type: none"> 大口径ボーリングでの施工となる為、斜面にステージ(小型栈橋)が必要となる。
経済性	1.00	0.89	1.05
判定	○	◎	△

この結果、当該地での対策工としては施工性が良く最も経済的な、第2案の鋼製受圧板+アンカー工を採用することにした。

この対策工の実施平面図を図-7に、標準横断面図を図-8に示した。

5. 地すべり対策工の施工状況および施工結果

地すべり対策工施工中も、地盤伸縮計と地下水水位観測による安全管理を行いながら、可能な限り交通開放を行った。

上段の横ボーリング工施工時には、一時的に毎分20L以上の湧水が認められた(写真-5参照)。

また、その後の暗渠工施工後には、図-4に示したように大雨時(累計雨量185mm)にも水位の上昇は

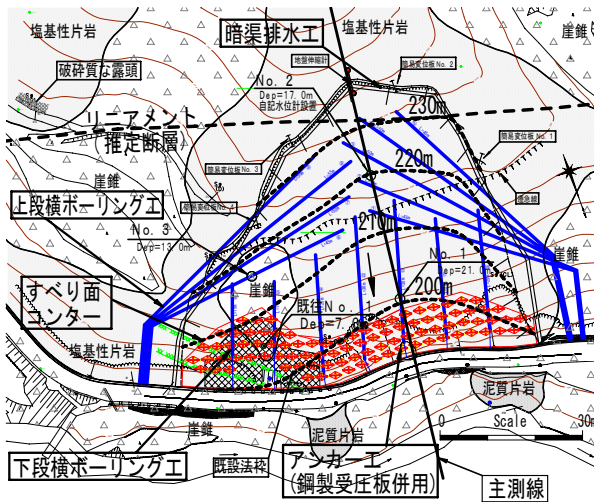


図-7 対策工の実施平面図

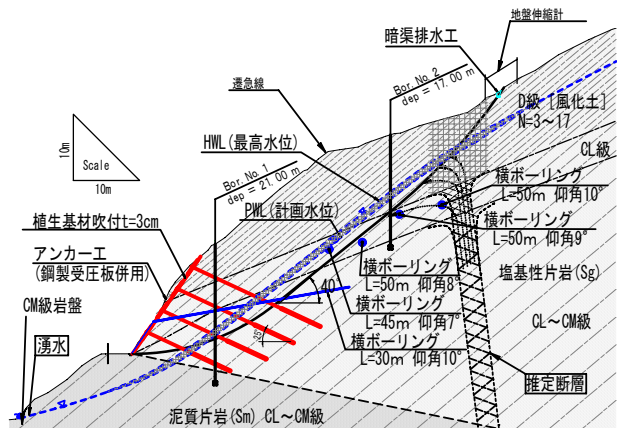


図-8 対策工の標準横断面図

25cmと著しく小さくなった。そして、地盤変位がほとんど無くなったことを確認した上でアンカー工事に着手した。アンカー工事中は、最下段部の2週間は終日通行止めとしたが、それ以外は夜間は交通開放した。なお、アンカー工事中にもほとんど地盤変位はなく、無事に工事を完了することができた(写真-6 参照)。



写真-5 上段の横ボーリング工実施直後の湧水状況



写真-6 アンカー工(鋼製受圧板併用)の施工完了後

6. おわりに

以上述べたように、本業務では調査開始時から施工完了後まで地盤伸縮計による動態観測を一貫して行ったことで、地すべり土塊の変状に対する適切な安全管理を行うことができた。当該地のように保全対象が重要な生活道路となっているところは全国的にも多く、今回行ったような交通開放に配慮した調査や対策工の計画・施工は、今後ますます必要となっていくものと考えられる。この場合、地すべり等の斜面の安定性について調査・測定・判定する地質技術者の果たす役割と責任は大きく、これらに真摯に取り組むことが社会貢献につながるものと考えている。

一方、今回行ったような地すべりブロック外からの横ボーリング工の計画は難しく、ほとんど採用されていないが、詳細な地質検討を行えば、適切な排水効果が得られるものとする。

今後も地質技術者として適切な調査計画や地すべり機構解析等の検討を行い、品質と安全性に優れた地すべり対策を推進していきたい。

<<引用・参考文献>>

- 1) 国土交通省砂防部 (独) 土木研究所編 (2008. 4) : 地すべり防止技術指針及び同解説, pp. 29.
- 2) (社) 全国防災協会 (2006. 10) : 災害復旧事業における地すべり対策の手引き, pp. 32, 50.
- 3) (社) 全日本建設技術協会 (1991. 11) : 公共土木施設の災害申請工法のポイント, pp. 152, 256.