

道路法面で発生した結晶片岩地すべりの調査・対策事例

株式会社ソイル・ブレン

浴坂公博

1. はじめに

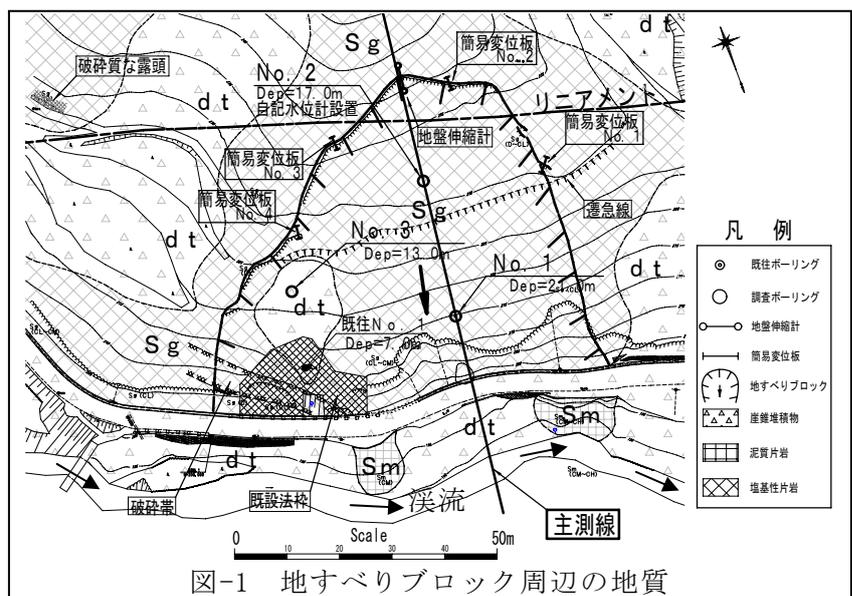
周防変成岩に属する結晶片岩地帯の道路法面で、幅約 70m、高さ約 40m、斜面長約 70m の馬蹄形の風化岩すべりが発生した。当地すべりブロック内では、被災前(平成 20 年 10 月)から右側面末端での既設法枠の変状(押し出し)が見られており、その斜面崩壊対策を行うための法枠内でのボーリング調査(既往 No. 1)が終わって対策工の検討に入った矢先、後背斜面に大きな滑落崖や亀裂が確認された。直ちに現地踏査を行いその変状(地すべり)範囲を確認した後、地表面での地盤変動を確認するための地盤伸縮計 1 基、簡易変位板 4 基を設置すると共に、地すべりブロック内での地質状況や地下水位、すべり面等を把握するための追加調査ボーリング 3 箇所、および孔内傾斜計観測(3 箇所)を実施した。また、自記水位計を別孔にて 1 基設置し、降雨に伴う経時的な地下水位変動観測を行った。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、平成 21 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、比較検討により横ボーリング工とアンカー工(独立受圧板併用)の併用工を採用した。

本稿では、上記地すべりの調査・観測結果、発生メカニズムの考察、および対策工の対策事例について紹介する。

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、斜面凹部や河床部に崖錐堆積物(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、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



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、右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(図-2 参照)。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圧縮亀裂の多い 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。

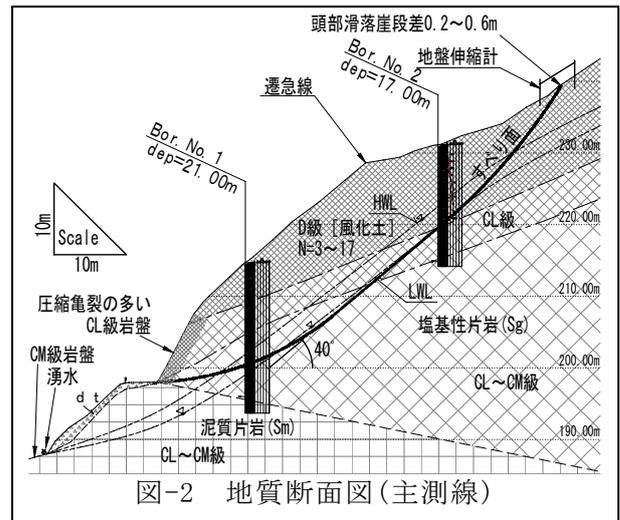


図-2 地質断面図(主測線)

3. 調査・観測結果

(1) ボーリング調査および孔内傾斜計観測結果

孔内傾斜計観測は平成 21 年 4 月 18 日~平成 22 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いため、平成 21 年 7 月 24 日以降での孔内傾斜計観測は不可能となった。谷方向(A 方向)での観測結果を図-3 に、また、地盤の日変位量および月累積変位量を表-1 に示した。これら図表より、Bor. No. 1 地点の下端すべり面は CL 級岩盤と CM~CH 級岩盤との境界付近の GL-14.1m 付近に、Bor. No. 2 地点のすべり面は DH 級岩盤と CL 級岩盤との境界付近の GL-11.4m 付近に、また、Bor. No. 3 地点のすべり面は DL 級岩盤と DH~CL 級岩盤との境界付近の GL-6.55m 付近にあることがわかる。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-2 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(節理面)や、後述する被災地周辺で測定された卓越する層理面・節理面を基に 40° と設定した。

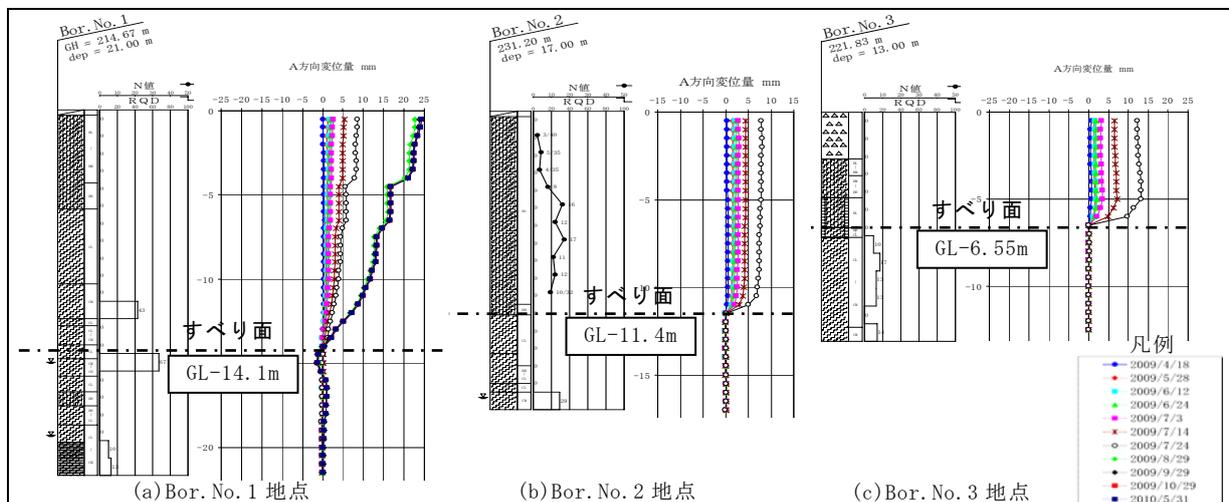


図-3 孔内傾斜計観測結果

(2) 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-11.5m付近であった地下水位がGL-8.624mまで急上昇していることがわかる。これに伴い、地盤伸縮計での累積変位量は2009年7月20日～7月28日にかけて0.428mmから8.945mmへと著しく大きくなっている。また、7月21日および7月26日の日変位量は2.45mm～2.58mm、7月の月変位量は10.924mm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。

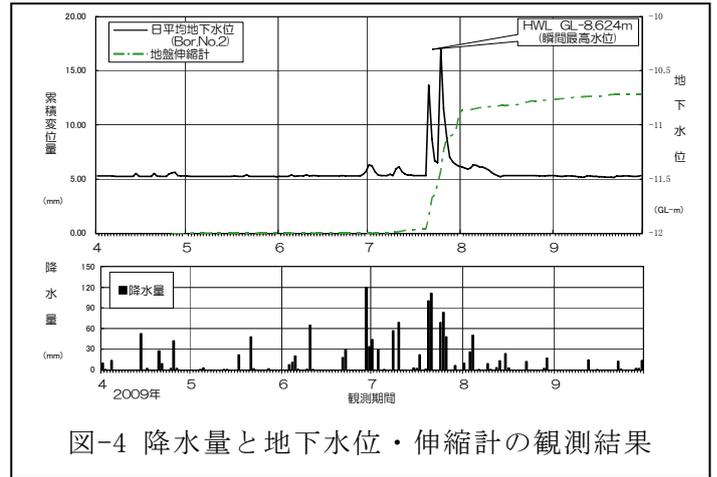


図-4 降水量と地下水位・伸縮計の観測結果

表-1 観測による日変位量・累積変位量一覧表

観測種別	観測期間	累積変位量	日変位量 (mm)	変動判定
孔内傾斜計	No. 1 H21/4/3 ～9/29	23.91mm 4.1mm/月(平均)	0.332(7/14～7/24) 0.228(7/24～9/29)	準確定
	No. 2 H21/4/3 ～7/24	7.92mm 2.1mm/月(平均)	0.356(7/14～7/24)	準確定
	No. 3 H21/4/3 ～7/24	12.28mm 3.3mm/月(平均)	0.576(7/14～7/24)	準確定
地盤伸縮計	H21/7/1 ～8/1	11.324mm 10.924mm/月	2.45 (H21/7/21) 2.58 (H21/7/26)	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	日変位量 (mm)	累積変位量 (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・ 崩積土すべり
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 (断続変動)	なし	異常	局部的な地盤変動・ その他

4. 地すべり発生メカニズム

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。

(1) 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。また、断層内は亀裂が多く、地下水を内包しやすいため、豪雨時に断層からすべり面付近に多量の地下水を供給したものと考えられる。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

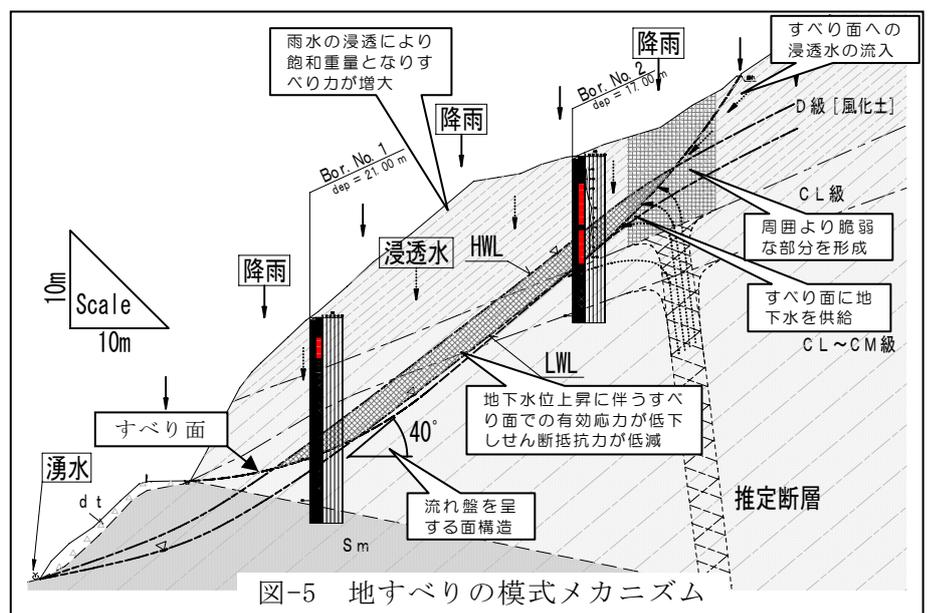


図-5 地すべりの模式メカニズム

配されている。被災地は北北東方に傾斜した山腹斜面であり、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。

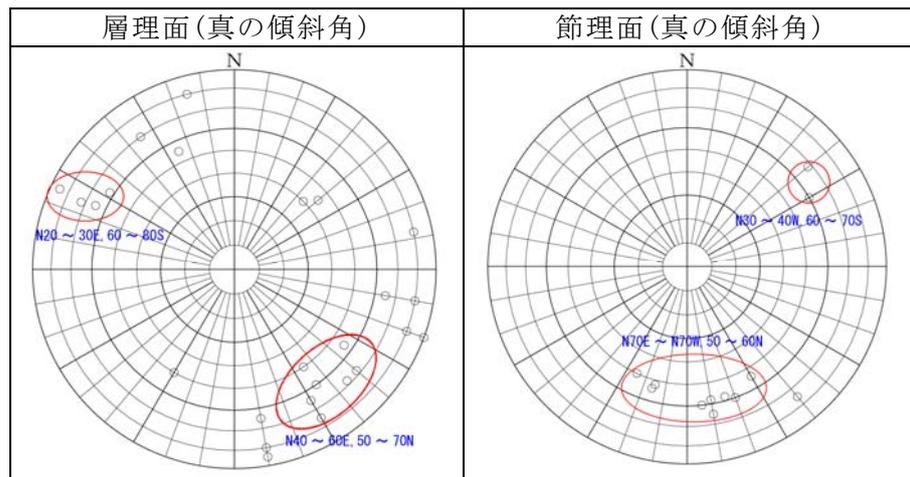


図-6 面構造のシュミットネット投影図(南半球投影)

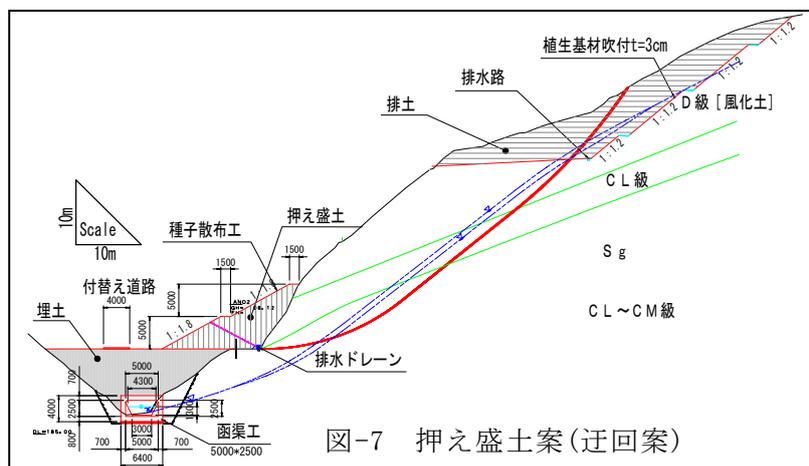
(2) 地すべりの誘因

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、地すべり土塊が飽和重量となっ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。

5. 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、HWL(観測期間中の最高水位)での現況安全率は $F_{s0}=0.98$ 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 $PF_s=1.00\sim 1.05^2)$ を確保するための道路上への押え盛土(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、また周辺住民のための交通解放を行う必要があることから、不採用とした。また、同じ抑制工である排土工も考えたが、地すべりブロック内での頭部排土を約5m行っても安全率の上昇はわずか1.3%であること、排土に伴う土工費や残土処分費、



法面工費などが割高となること、また高さ5m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、基本的に不採用とした。ただし、排土時の残土処分費を軽減するという目的で、図-7に示すように道路下の溪流に函渠を設置し、その上に排土した土で埋土および高さ10m程度の押え盛土を行い、付替え道路を設けるといった迂回案が浮上したが、函渠工費が高く経済性の面で不利となること、また河川を埋める延長が長く、管理上問題があることから不採用となった。

以上のことから、当地での地すべり対策工としては、まず応急工事での計画安全率を確保するための2段の横ボーリング工(抑制工)の採用を考えた。横ボーリング工による安全率の上昇率は5%³⁾とし、安定計算によりそのときの地下水低下高は1mと設定した。また、施工時の安全を確保するため、上部の横ボーリング工は地すべりブロック外から行うものとした。そして、この2段の横ボーリング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、以下の3工法を抽出した。

- ・第1案：吹付法枠+アンカー工案
- ・第2案：独立受圧板+アンカー工案
- ・第3案：抑止杭工案

比較検討での計画安全率は、保全対象が市道であることから、PFs=1.12³⁾に設定した。このとき、安定計算による必要抑止力 P_R は、斜面整形を行わない第1案と第3案については $P_R=550\text{kN/m}$ 、若干の斜面整形を行う第2案の必要抑止力は $P_R=600\text{kN/m}$ となった。

これら対策工の工法特徴や経済性等について比較し、表-3に示す。

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、現場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	<p>現地形 → [上段横ボーリング] → [下段横ボーリング] → [アンカー工]</p> <p>$F_{s0}=0.98$ $F_s=1.005$ $F_s=1.030$ $F_s=1.120$ $C=17\text{kN/m}^2$ (2.5%UP) (2.5%UP) (9%UP) $\phi=30.8^\circ$ $PR=550\text{kN/m}$</p>	<p>現地形 → [上段横ボーリング] → [下段横ボーリング] → [鋼工 (整形)] → [アンカー工]</p> <p>$F_{s0}=0.98$ $F_s=1.005$ $F_s=1.030$ $F_s=1.020$ $F_s=1.120$ $C=17\text{kN/m}^2$ (2.5%UP) (2.5%UP) 7%UP → 並行逆巻き工 (10%UP) $\phi=30.8^\circ$ $PR=600\text{kN/m}$</p>	<p>現地形 → [上段横ボーリング] → [下段横ボーリング] → [抑止杭工]</p> <p>$F_{s0}=0.98$ $F_s=1.005$ $F_s=1.030$ $F_s=1.120$ $C=17\text{kN/m}^2$ (2.5%UP) (2.5%UP) $\phi=30.8^\circ$ $PR=550\text{kN/m}$</p>
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、終局耐力が大きいため、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、斜面にステップ (小型橋) が必要となる。
経済性	1.00	0.89	1.05
判定	○	◎	△

表に示すように、アンカー工の吹付法枠の場合、法枠下の地盤の許容支持力が小さいため、独立受圧板に比べて必要なアンカー段数が多くなり、工費が割高となる。また、抑止杭はアンカー工に比べてさらに工費が割高となることから、当地での地すべり対策工としては、第2案の独立受圧板+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-8に、標準横断面図を図-9に示した。

6. おわりに

第4章の地すべり発生メカニズムで述べたように、当地すべりは豪雨時におけるすべり面への断層(推定)からの供給水が一誘因となって生じたものと考えられる。調査時に、この推定断層の分布位置を捉えるための高密度電気探査や斜めボーリングを行うことを提案したが、予算上の都合等から採用してもらえなかった。地すべり対策工の検討では、その素因と誘因を明らかにし、それに応じた適切な地すべり対策工を計画することが重要である。このため、今後は対策工の検討に必要な地質調査を施主に納得してもらるように積極的なプレゼンテーションを行い、品質と安全性に優れた地すべり対策工事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.

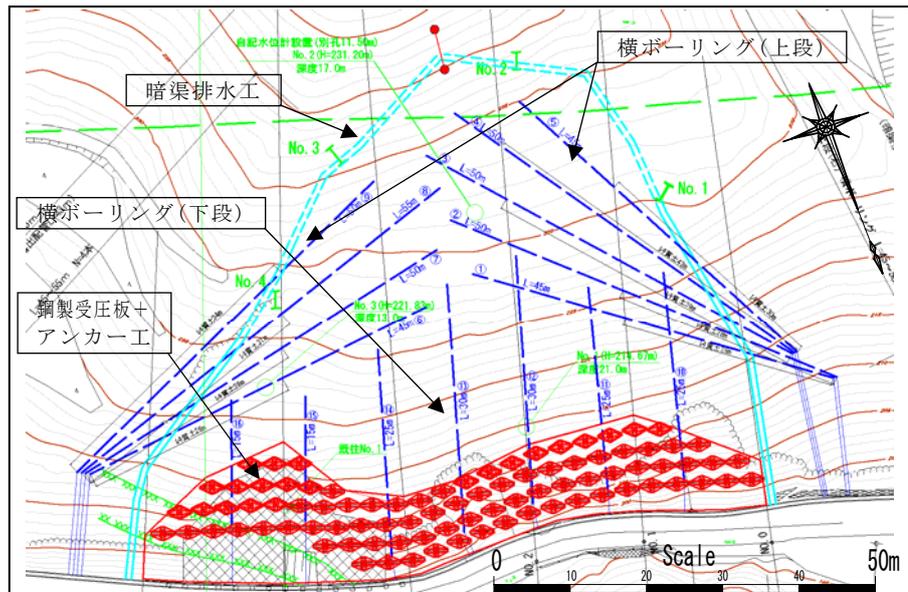


図-8 対策工の実施平面図(独立受圧板+アンカー工)

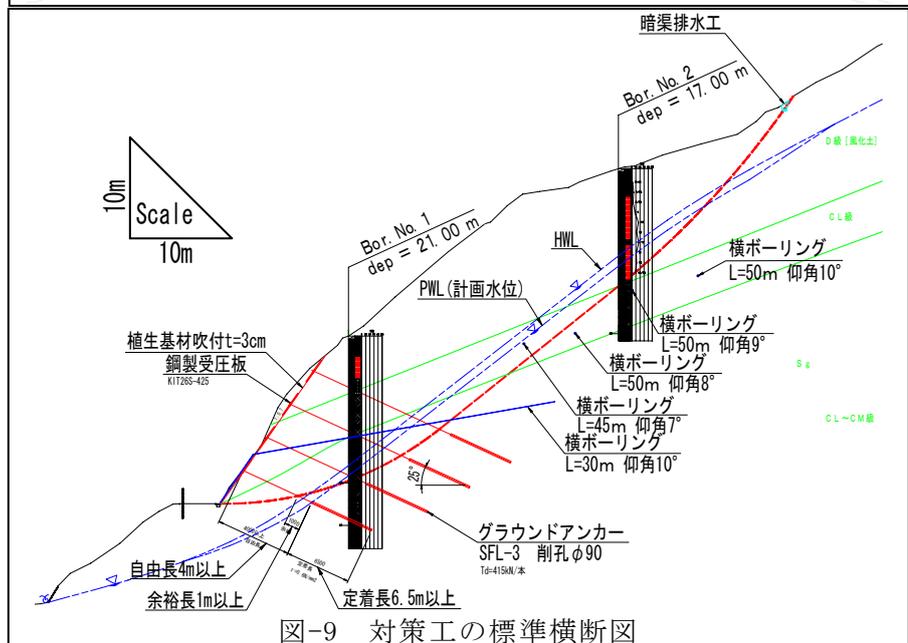


図-9 対策工の標準横断面図