

地すべり対策におけるいくつかの仮説と課題 2023.3

【仮説 1】 硬いすべり面粘土の形成領域に水圧は働いていない.....	1
【仮説 2】 すべり面粘土は地すべり滑動の必要条件ではない.....	2
【仮説 3】 地すべりを誘発する地下水は、主にパイプ流を介した“揚圧力”の形態をなす.....	4
【仮説 4】 地すべり滑動に關与する封圧水(すべり面に封じ込まれた地下水)の存在.....	6
【仮説 5】 “地すべり層厚 \cong 地すべり幅 \div (4~5)”.....	7
【仮説 6】 摩擦型アンカーの有効定着長(定着地盤強度 $q_u < 6\text{MPa}$)は、2~4m と短い.....	8
【仮説 7】 鉄筋挿入工において“締付効果”は働かない.....	9
【課題 1】 地すべり安定解析は“ドンブリ勘定”とするほかない？.....	10
【課題 2】 すべり面の判定.....	11
【課題 3】 地下水排除工の効果.....	11

【仮説 1】 硬いすべり面粘土の形成領域に水圧は働いていない

焼けたような（チョコレートを幾分軟らかくしたような）、かつ光沢の有る筋状のすべり面粘土は、そこに水が介在した状態で形成されるであろうか。

写真は氷河によるすべり面粘土（花崗岩面に筋状に付着）であり、氷河湖の白濁要因となっている。花崗岩面が研磨されたものであり、“ねっとり”とした印象を受ける。

地すべり面の場合も、そこに水が介在すればこのような膨潤な粘土が形成され、間隙水圧を形成することができると思うのが自然のように思われる。

しかし、集水井内で直接観察されるすべり面粘土に“地下水がついていない”といった報告からは、すなわち“硬いすべり面粘土を形成する領域に地下水圧は作用していない”と考えるべきではなからうか。

※移動層の変状等にしがたって、その後水圧が作用する可能性は当然ある。



氷河によるすべり面粘土（アルゼンチンのピエドマ氷河にて）
・・・花崗岩面に筋状に残る粘土。現在は乾燥状態で厚さ 1mm 程度

【仮説 2】 すべり面粘土は地すべり滑動の必要条件ではない

現場実態として、すべり面粘土のないものが多く見かけられる。したがって“地すべり滑動の主要因は地下水”と考えることが妥当である。



図 2.1 花崗岩のすべり面（右岸側側壁・・・谷部）
：数 cm 厚の白っぽい層（硬く，細粒）を介在し，これ
の上位層が移動（層厚 4～5m. すべり面粘土と湧水なし）



図 2.2 花崗岩のすべり面（大規模な岩盤崩壊の一部）
（すべり面粘土なし，湧水あり）



図 2.3 琉球石灰岩のすべり，傾斜 45°（層厚 3～6m. すべり面粘土と湧水なし）

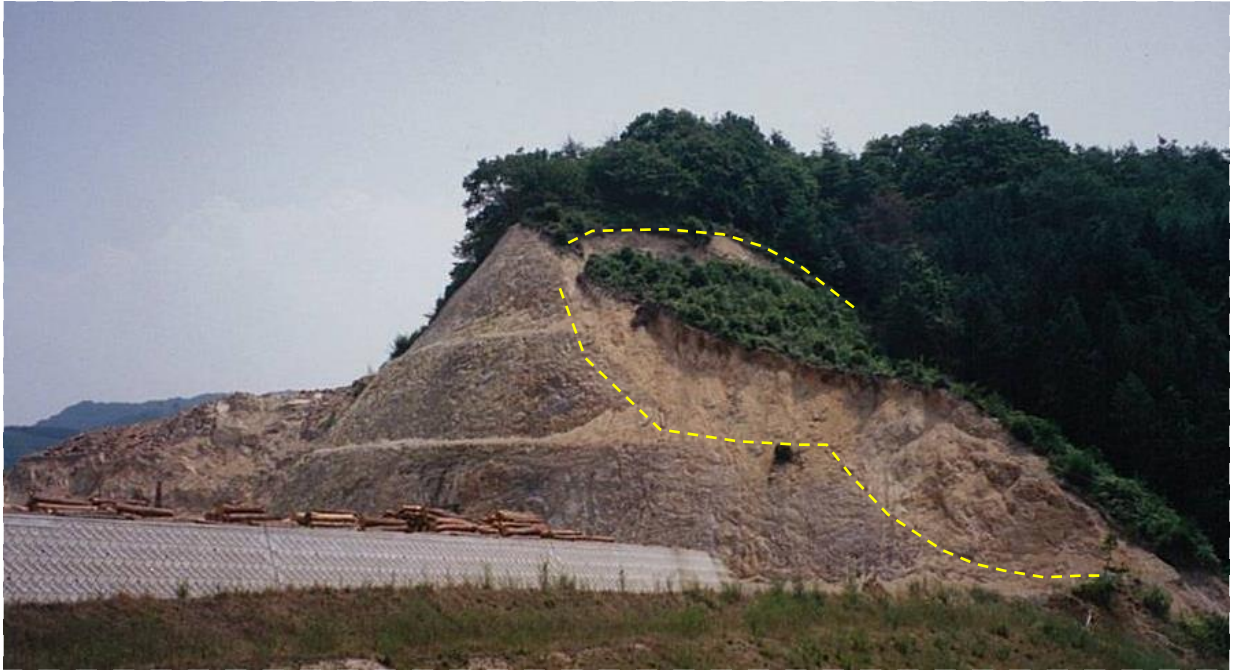


図 2.4 安山岩風化層の地すべり断面（すべり面粘土と湧水なし）



図 2.5 安山岩層のすべり
（すべり面粘土と湧水なし）



図 2.6 玄武岩質火砕岩層の地すべり末
端部（すべり面粘土と湧水なし）

【仮説 3】 地すべりを誘発する地下水は、主にパイプ流を介した“揚圧力”の形態をなす

地すべりのメカニズムとして、図 3.1 のように“すべり面に働く間隙水圧が面的に高まることで発生する”と考えられているケースが多いように思われる。

しかし、地すべりの多くが豪雨後に発生しており、“透水性の低いすべり面粘土を充填する間隙水”では説明しがたい。むしろ、未固結地盤に形成するパイプ（図 3.2）や岩盤内の開口度の大きいキレツを介して流入する地下水（以下、まとめてパイプ流とする）による静水圧や揚圧力が主体のように思われる。

現場実態として、移動層が滑落した跡の湧水点は数カ所以下である。図 3.2～3.5 では、これが図 3.1 のようにすべり面全体に伝わるのではなく、任意の領域に限られることが分かる。

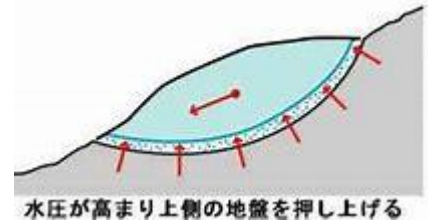


図 3.2 道路盛土部？の崩壊（延長 10m）
 ……1 個のパイプ（円内）から、盛土材背面に順次水圧が伝わった可能性が考えられる



図 3.3 地すべり横断面のすべり面付近の湧水（泥岩層）
 （すべり面粘土なし）



図 3.4 火砕岩層内を切る地すべり（幅 18m, 層厚 3.5m）
 ……側壁部破断面に滲むような湧水あり
 （すべり面粘土なし）



図 3.5 同左、地すべり中央末端部の湧水（同一標高）
 ……この付近のみ大きく浸食されており、水圧が集中する領域と考えられる。（すべり面粘土なし）

地すべりは、多くの場合断層等の不連続面に規制され滑動することが知られている。これらはパイプ流を形成しやすく、例えば地すべり側壁沿いの末端付近でしばしば発生する局部崩壊は、これを裏付けるものといえる。

移動層に対しては、このような経路で静水圧や揚圧力がもたらされ、地すべりを誘発するものと考えられる。

※これに従えば、すべり面粘土は揚圧力が及ばない領域で形成されることになる（仮説1）。

具体例として、規模の大きい北松型地すべり（最大幅 960m，最大深さ 140m，すべり面傾斜 2~3°）において、冠頭部陥没帯内の地下水は多く排除され工事効果が認められるが、それ以外ではほとんど得られなかった（数十年の継続観測より）。移動層はグチャグチャの状態（上空写真より）に見えても、溪流内の土石流堆積物のように“すべり面を含め、全体として難透水層を形成する”とみなすほかない。

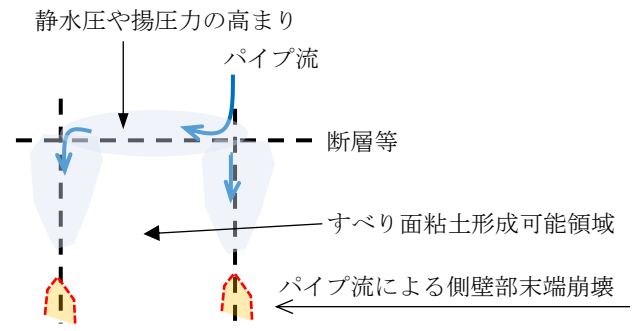


図 3.6 パイプ流による水圧の作用領域（イメージ）

なお崩壊地滑落面の例（新第三紀礫層）では、パイプ状の湧水（図 3.8）が崩壊地中央付近（同一レベル）に 3 箇所並ぶように分布（図 3.7）しており、あたかも移動層下位から揚圧力が働いたように見受けられる。

このように、パイプ流の位置やそれによってもたらされる揚圧力の大きさ等を把握することはおよそ不可能といえる。

図 3.7 崩壊地内の湧水分布



図 3.8 同上，パイプ状の湧水

【仮説 4】 地すべり滑動に關与する封圧水(すべり面に封じ込まれた地下水)の存在

地すべり冠頭部付近に散水(スプリンクラー)することで、崩壊を誘発する実験が行われている(地すべり学会 HP)。

そのときの移動層の挙動(実験動画より)として、崩壊直前に冠頭部付近の土塊が膨らんだ直後、瞬時にわずかな収縮と再膨張を示し、そのまま崩落している。

あたかも“水を飲み込む”ような動きであり、このような変動(微少)の繰り返しですべり面付近の水圧の高まり(封圧水)をもたらすことが考えられる(図 4.1)。



実験風景(地すべり学会 HP より)

※移動層は節理等により細ブロック化しており、図 4.1 のように容易に変形することが考えられる。

※仮説 3 に示す北松型地すべりでは、初期において滑動開始から 1 ヶ月間変動を持続(伸縮計:きれいな減衰曲線を描く)しており、封圧水のような仕組みが必要と思われる。

※大分県で発生した寡雨期の崩落(平成 30 年 4 月)は、平成 28 年の熊本地震の影響等を受けて一層不安定化した移動層が沈下し、封圧水を形成したことが考えられる。

…崩落直前に新たな湧水やミミズの出現等の異常が確認されている。

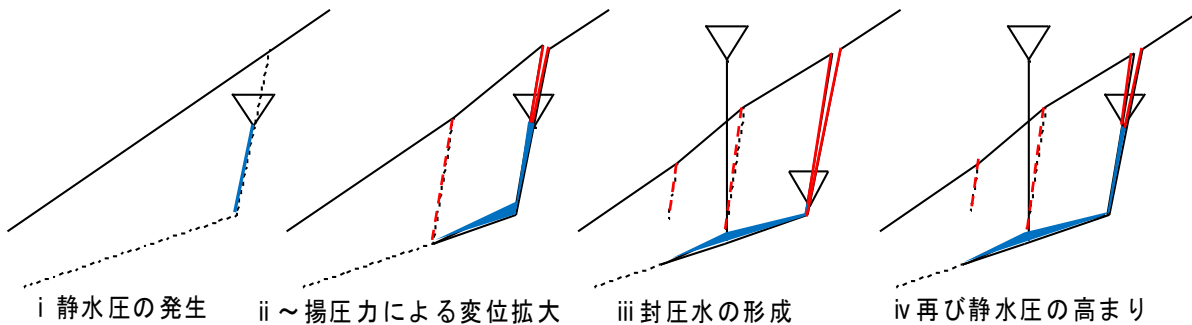


図 4.1 封圧水の形成(推定図)

【仮説 5】“地すべり層厚≒地すべり幅／(4～5)”

図 5.1 のような箱に試料を詰めた状態を想定し、すべり層厚比 n (=すべり幅 b /すべり層厚 h) を変化させた場合の安全率 F を試算した。

(試算条件)

- ・箱の傾き 30°
- ・試料の内部摩擦角 $\phi=30^\circ$
- ・試料の粘着力 $c=5\text{kN/m}^2$ ・・・試料側壁部にも働くものとする
- ・試料の密度 $\gamma=18\text{kN/m}^3$
- ・すべり面形：試料表面に並行する層すべり
- ・すべり末端部の破断角 β ：すべり面を荷重軸とした主動破壊面 ($45^\circ + \phi/2$) とする。

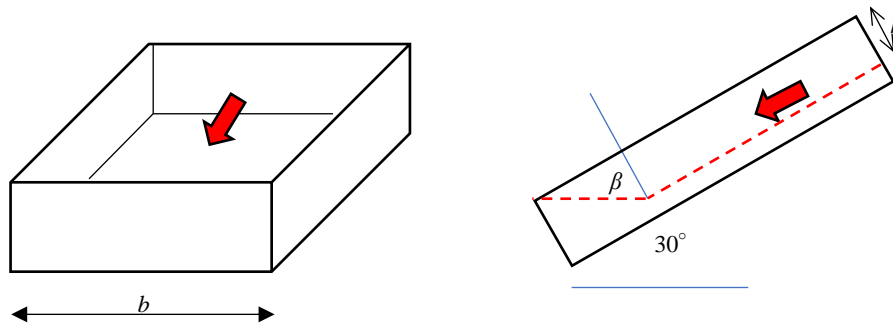


図 5.1 計算モデル図

図 5.2 は上記試算結果である。安全率は全体として概ね“ $n>4$ ”で一定し、これより小さくなると急激に高まる傾向を示す。すなわち

- ①任意幅の斜面が不安定化するには一定程度の深さが必要であること、
- ②ある程度の深さを超えると安全率は大差ないものとなるが、深くなるにつれ多様な不連続面が出現することから、最少安全率に達する“ $n=4\sim 5$ ”付近ですべりを生ずる可能性が高い。

現場経験では、概ね $n=5$ を前提に検討を進めれば大きな間違いはないように思われる。

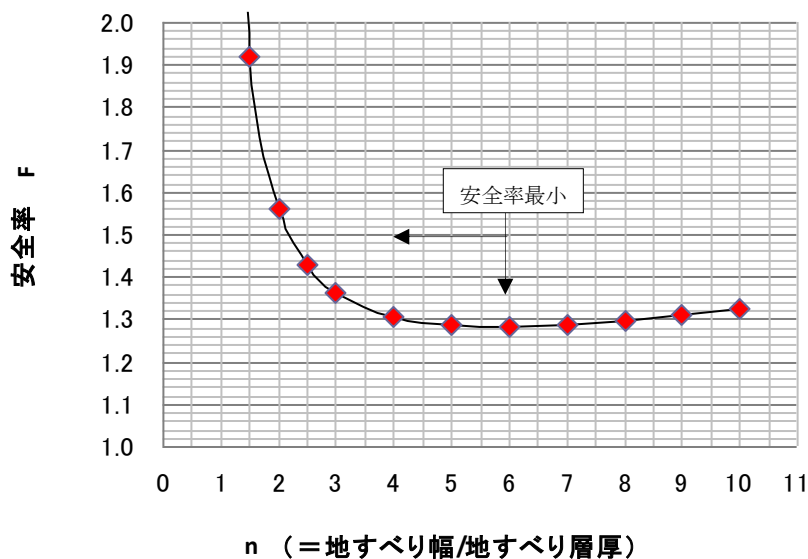
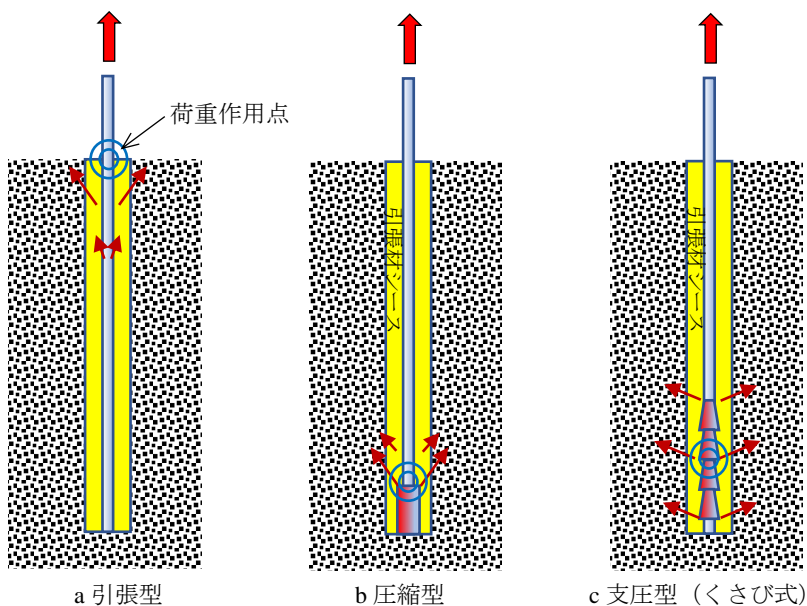


図 5.2 すべり層厚比 n と安全率

【仮説 6】 摩擦型アンカーの有効定着長(定着地盤強度 $q_u < 6\text{MPa}$)は、2~4m と短い

- ①岩盤を対象としたアンカー体において、アンカー力は荷重作用点位置から限られた範囲しか伝わらない。そのため、引抜耐力はその範囲内の地盤強度もしくはアンカー体との摩擦強度に支配される。したがって、基本調査試験で得られた単位長当たりの引抜耐力を基に、荷重伝達範囲を超える定着長を比例配分で求めるべきではない。
- ②実例として、先端圧縮型アンカー(図 b)において、軟質地盤では定着長を長くしても引抜耐力が増大しないことを現地試験で経験したことがある。すなわち一定程度の荷重は支持されるが、それ以上になると地盤破壊(破壊音をともなう引き抜け)する。試しにさらに十数 cm 引き抜くと、再び同様の支持力確保と地盤破壊(引き抜け)が繰り返される。
- ③筆者の簡易な実験結果(定着地盤強度 $q_u < 6\text{MPa}$)では、有効定着長は引張型で削孔径の 25 倍、圧縮型で 30 倍という結果が得られており、グラウンドアンカーを再び永久構造物にするためにも精査を望むものである。
- 摩擦型アンカーの有効定着長(削孔径 90~135mm, $q_u < 6\text{MPa}$)
・・・引張型 2.3m~3.4m, 圧縮型 2.7m~4m
- ④なお、くさび型(図 c: 拘束具がくさび機能をもつ)は荷重分散が可能のため、単位長当たりの許容荷重を基に設計定着長を求めることができる。ただし、荷重作用点から 1.5m 程度を越えると支圧応力度が低下するため、有効定着長は 3m 程度以下とすることが適当と考える。
- ⑤図 a~c に示す各アンカー体の支持力は、定着地盤(岩盤)の破壊のしやすさから「引張型<先端圧縮型<くさび型」と考えられる。ただし未固結地盤等では、引張型アンカーの場合一定程度の引き抜けによる荷重分散が図られるため、他のものより大きな支持力(一時的)が得られるようである(施工実態より)。

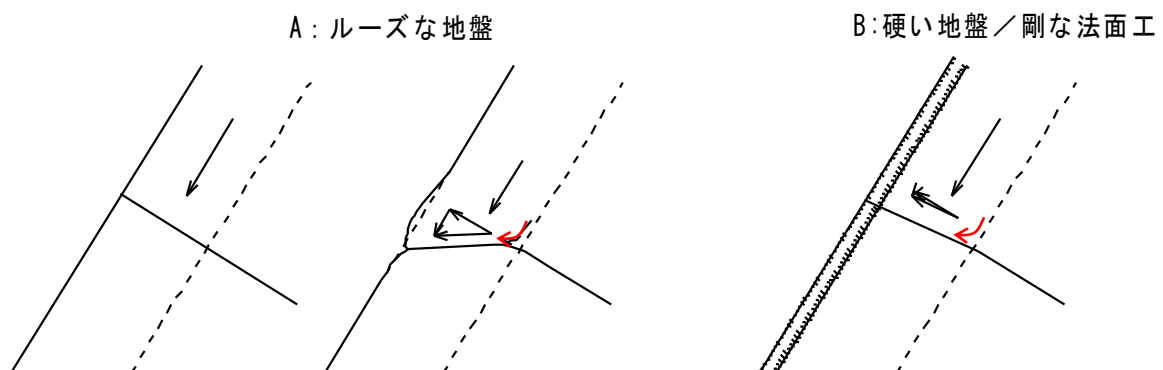


【仮説 7】 鉄筋挿入工において“締付効果”は働かない

JH の設計要領によれば「鉄筋挿入工は施工の歴史が浅く、原理的に未解明な部分を含んでおり…」としている。その設計は、一般に移動層の変位にともない発生する“補強材への引張力（引止機能）”と、これによってもたらされる“移動層底面の摩擦抵抗増（締付機能）”を基になされている。

問題点として

- 移動層が変位した場合、これが補強材を介してすべり面から離れようとする（図 A, B）。
- 補強材は受働状態にあり計画通り引止機能は働くが、すべり面付近の接地圧低下は避けられない。したがって、計画したような締付効果は期待できない可能性が高い。



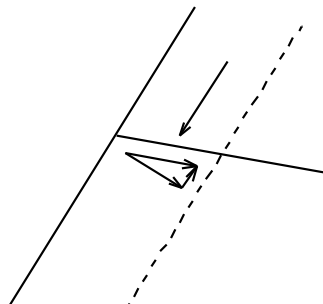
これを解決するには

- ①締付効果を見捨て、引止効果のみによる設計とする。
- ②グラウンドアンカーのように初期緊張力を与える。
- ③補強材の曲げ、もしくはせん断強度による設計とする。

上記②の場合、締付効果は荷重低下に応じて減少するため、図 C のようにできるだけ引止効果が働くよう補強材を低角度で設置し、かつ初期荷重（設計荷重）を与えることが適当である。

※緊張力による締付効果を期待するには、移動層内の補強材をシーす必要がある。

C: 適正な設置方法



【課題 1】 地すべり安定解析は“ドンブリ勘定”とするほかない？

地すべりの安定解析はすべり面に働く粘着力や間隙水圧等を用いて行われるが、以下のような現場実態と現状技術からは、これらについて正しく把握することは不可能である。したがって、厳密解を行ったとしても、その成果は信頼性を欠くものとならざるを得ない。

- ①図 1.1 のように移動層がすべり面から浮いている。大きく攪乱された移動土塊では、こうした領域が多く形成されているものと考えられるが、その面積を精度良く推定することは不可能である。
- ②仮説 3（特に図 3.4, 図 3.5）で示したように、地すべりが特定領域に働く揚圧力によるものとするれば、その範囲や大きさを推定することも不可能である。
- ③図 1.2 のように、冠頭部付近はすべり面が急であり、すべり面からやや浮いた状態にある。したがって、この付近の法線力はすべり面傾斜の緩い下流側土塊に加えることが適当な場合も考えられる。その判断は、このようにオープンカット等に拠らない限り困難である。



図 1.1 花崗岩の地すべり冠頭部陥没帯下流側側壁部
※移動層がすべり面から局部的に浮いた状態，すべり面粘土なし



図 1.2 玄武岩（火砕岩）風化層内の板状すべり
…冠頭部付近はルーズでややすべり面から浮いている

【課題 2】 すべり面の判定

ボーリング調査ですべり面粘土が確認された場合等を除き、どのような点に注目すべきか…

①ひずみ計による判定

- ・軟質地盤において、すべり面位置から 50cm 以上離れると歪みゲージは反応しないという報告がある。→歪みゲージはこれ以下のピッチで設置する必要があるのでは…
- ・滑動方向に対してほぼ垂直方向に設置した場合もほとんど反応しない。→短尺のパイプひずみ計を 50m もつないで挿入すれば、先端付近の歪みゲージがどちらを向いているか保証できないのでは…
- ・歪みゲージと孔壁との間が軟質な材料で確実に充填されているかどうか不明な状態では、その信頼性は低い。→特定深度の歪みゲージが大きく累積変動を示すが、測棒での孔曲がり確認できなかった例等

②地下水検層による流動層、掘削水の逸水等

現場ではすべり面およびこれより上位移動層で開口する例が多く、ボーリング掘削水の逸水状況は有力な判定要素となる。湧水する場合もあり、地下水検層による流動層準も有意である。

③地質構造

“初生すべり＝岩盤すべり”と考えられることから、地質構造と直接確認できる現地変状（キレツや押し出し等）を基に推定することが基本と思われる。

他の調査結果は、これを補完する程度のものでしかなく、例えば該当するキレツ現象もないのに、ひずみ計観測結果を根拠に岩盤内での円弧すべりを想定するのはいかなるものか…

【課題 3】 地下水排除工の効果

実態として、地下水排除工の効果は経年的に低下する。その効果を過大に見積もり、かつ抑止工と併用した場合、地下水排除機能低下にともなう抑止工の被災リスクは高まる。

その場合の被害は甚大となる恐れがあるため、“抑止工による計画安全率負担は 0.1 以上”，“地下水排除工の効果は 0.05 程度以下”といった考え方がなされている。あるいは“抑制工主体とし、緩慢な滑動は許容すべきである。自然に逆らうべきでない”といった考え方もある。

最近見かけた“地下水排除工により現状安全率 1.00 から 1.15 に上昇させ、計画安全率に対する不足分をグラウンドアンカーで補う”という計画は、ボーリング暗渠を“先端間隔〇〇m で設置すれば△△m 水位低下する”といった基準等に縛られた結果であろう。トータルコストとして安価となるかもしれないが、上記に照らせば無謀といえる。

それにしても地すべりという一つの現象に対して、考え方や基準がバラバラではいろいろな面でロスが大きい。“指針等に記載されているとおりにしなければならぬ”とするエンジニアを踏まえ、分かりやすく整理してもらいたいものである。

以上