続･地すべりと地下水について考える 2024.4.24

1. 地すべり面粘土形成領域に地下水は連続しない？

地すべり学会誌を読み返しても，
〇すべり面およびその近くに水がないのが普通である（高野秀夫）
〇すべり面付近の水位観測を行ったが，水位変動はほとんどない（中村浩之外，小川正二外）
とある．今から 40 年前頃，上記研究者の講演で“地すべりがなぜ動くか分からない”との発言があった．その頃，安定解析をマスターしたつもりでいたので，大きなショックを受けた．

王 功輝外（降雨による砂質斜面崩壊発生時の過剰間隙水圧と崩土の運動に関する水路実験研究，地すべり学会誌 2000 年 No.142）によれば，「過剰間隙水圧は崩壊発生の原因ではなく，崩壊後のせん断中に発生したものである」としている．豪雨時に透水性の低いすべり面付近の間隙水圧が，なぜ”瞬時に上昇→すべりを誘発”するのか疑問であったが，”やはり”という思いである．

地下水は“すべり面直上のせん断帯から供給される”といった説明がある．仮にそれが面的に形成されていたとしても、限りなく透水性の低い領域を通って、すべり面にどのような力をもたらすことができるのか理解できない．“地すべり粘土面のウォーターフィルムのような薄い膜”といった説明もあるが，ほとんど水圧を失った状態と思われる．

集水井を掘り下げるにつれ自噴量が多くなり，掘削困難となることがある．調査孔でも同様であり，これこそが地すべりに影響を及ぼす“間隙水圧”の顕著な例といえる．トンネルでも出水による落盤などがあり，このような“力”がない限り地すべりを動かすことはできないはずである．

すべり面粘土層内に浸入するには相応の水圧が必要であり，当然その位置から湧水が見られるはずであるが，そのような報告はない．すなわち，少なくともすべり面粘土が確認されるような領域に地下水は連続しないと考える方が妥当であり，地すべり機構に関する考えを改める必要があるのでは･･･.

2. 地すべり地内の地下水賦存状態

同様に，地すべり移動層内の地下水については
〇概略的ではあるが，主として地下水の流下している部分は，地すべりの両脇近い場所で，比較的浅い処を水脈状に流下していることがみられる（高野秀夫）
〇側壁部滑落崖に近い集水井ほど移動層内の水量が多く，移動層中央寄りほど劣勢（松林外）
〇地附山地すべりでは，集水井 20 本のうち 1 本だけ水がよくでた．地下水の複雑さと地下水探査の難しさを思い知らされた（福岡正巳）
などの記載がある．

初生地すべりが断層等による不連続面に規制されものとすれば，地下水は冠頭部および側壁部キレツに集中する可能性が高く（図 4.1），上記指摘はこれを裏付けるものといえる．

3. 地すべり滑動に関与する地下水

地下水が関与するケースとして，以下の 4 ケースが考えられる．
①間隙水圧の上昇
②降雨による移動層重量増
③冠頭部キレツ内における静水圧増
④上記＋揚圧力
これらについて，モデル図（図 3.1）および表 3.1 のような諸元を用いて試算してみた．

表 3.1　安定計算諸元

すべり面長	20　m
傾　斜	20　°
体　積	100　m^3
重　量	1800　kN
接線力	615.6　kN/m
法線力	1691.4　kN/m
c'	23.38　kN/m^2
φ'	5　°
F	1.000

なお，すべり面の摩擦強度φ'は一般的な残留強度値（表3.2）の平均値とし，粘着力 c'は現状安全率 F=1.0（間隙水圧なし）となる逆算値を用いた.

表 3.2　すべり面の残留強度（中村による）

地すべり	すべり面強度
第三紀層地すべり	c_r'＝0° φ_r'＝8°～20°
中･古生層地すべり （結晶片岩すべりを含む）	c_r'＝0° φ_r'＝20°～30°

3.1　間隙水圧の影響

地すべり最大層厚 10m において，間隙水圧が一様に 5m 程度上昇したときの安全率低下は 2%程度とわずかである.

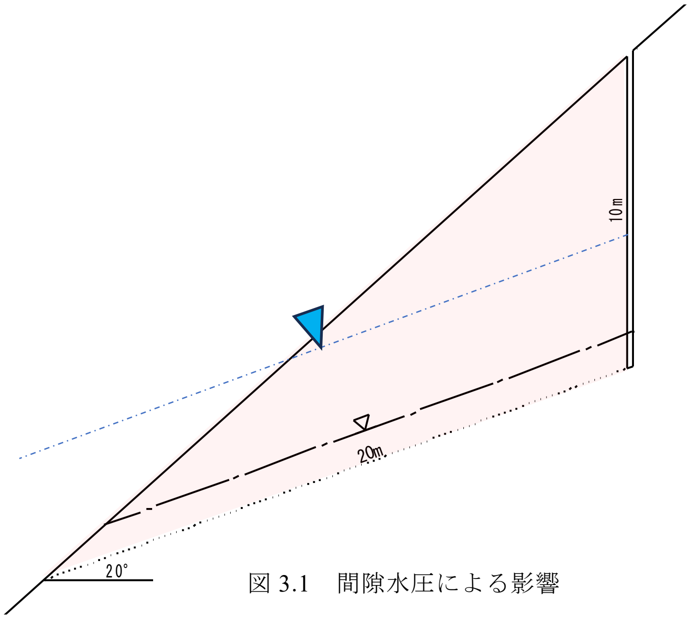


図 3.1　間隙水圧による影響

間隙水圧（m）	安全率 F
0.5	0.998
1.0	0.996
1.5	0.994
2.0	0.992
2.5	0.990
3.0	0.988
3.5	0.986
4.0	0.984
4.5	0.982
5.0	0.980

3.2　降雨による移動層重量増の影響

移動層の重量が 5%増加した場合の安全率低下は 1.5%である．これは斜面長 20m にわたり、概略 450mm の降雨または流入水が浸透した状態に相当する.

水重量＝1800kN/m×0.05=90kN/m
水　深＝90kN/m／20m＝4.5kN

一般に安全率低下が 5%程度を越えたとき，地すべりが動き出すとされていることから，間隙水圧同様さほど大きな影響はないものと考えられる．影響を受けやすいケースとしては，移動層が細ブロック化（／攪乱）したような地すべりであろう.

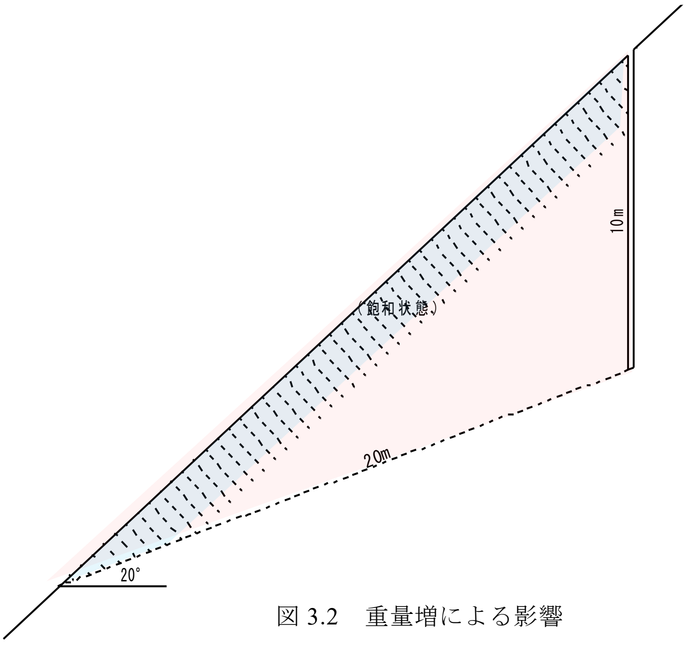


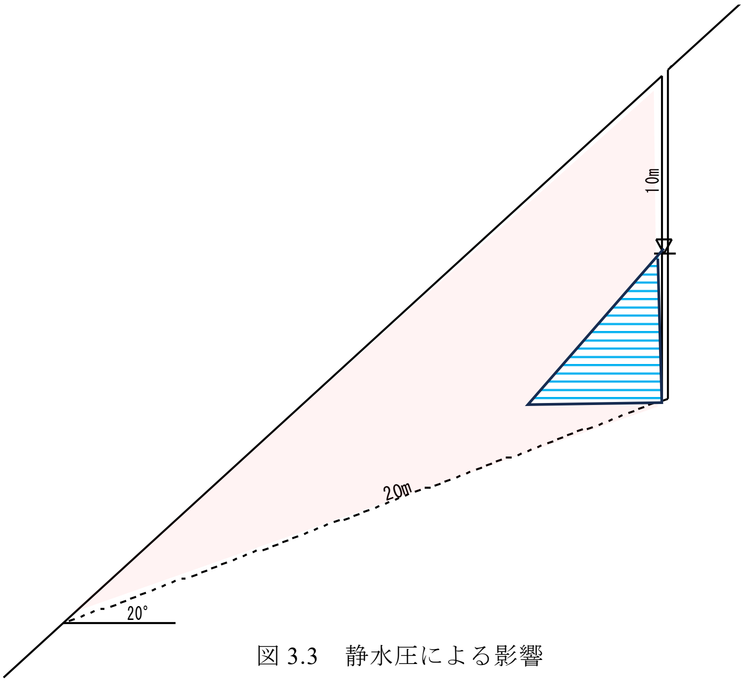
図 3.2　重量増による影響

重量増加率（%）	安全率 F
1	0.997
2	0.994
3	0.991
4	0.988
5	0.985
6	0.982
7	0.980
8	0.977
9	0.974
10	0.971

3.3　冠頭部キレツ内における静水圧による影響

冠頭部キレツ内の水深が 2.5m した場合の安全率低下は 5%である．接線力に直接影響するため，間隙水圧等より影響が大きい．ただし，初期段階では，移動層がわずかに変位することで急激な水圧低下をきたすため，一気に滑落する恐れは低い．

主に初生次すべりの状態であり，豪雨時には地外からの地下水流入が続き，“滑動～停止”が繰り返されるものと考えられる．そのうち，側壁部等のキレツが発達することで地下水の流出がもたらされ，地すべりの安定度はこれらのバランスによるものとなる．

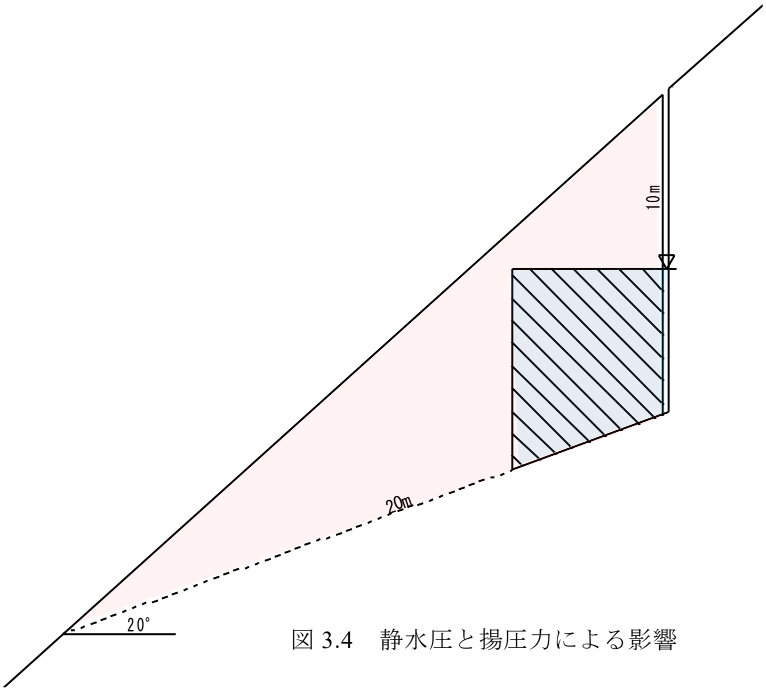


冠頭部水深（m）	安全率 *F*
0.5	0.998
1.0	0.992
1.5	0.982
2.0	0.969
2.5	0.952
3.0	0.932
3.5	0.910
4.0	0.885
4.5	0.859
5.0	0.831

図 3.3　静水圧による影響

3.4　揚圧力の影響

上記静水圧に加えて，移動層に対して，冠頭部キレツ内の水深と同じ区間長に揚圧力が働くものとした場合は，水深 2m で 5%程度の安全率低下となる．滑動量の大きい細ブロック化したような地すべりでは，移動層内に貯留される地下水の影響（重量増）も大となり，これらが複合的に関与することが考えられる．



水深と揚圧力作用区間長（m）	安全率 *F*
0.5	0.997
1.0	0.988
1.5	0.973
2.0	0.953
2.5	0.928
3.0	0.898
3.5	0.865
4.0	0.828
4.5	0.788
5.0	0.747

図 3.4　静水圧と揚圧力による影響

4. 地すべりの発生機構

筆者が考える発生機構は以下のようである．

①平面図において，断層等による不連続面の形成（図 4.1-A）

②断面図において，流れ盤状の不連続面（層理面，シーティング節理等）の介在（図 4.1-B）

③上記不連続面によりブロック化した岩体が，地震等により剥離（開口）

④開口面に地下水が浸透し，静水圧や揚圧力を高めることで地すべりを誘発（※移動層は難透水層）

⑤すべり面付近が軟質岩の場合は，滑動とともにすべり面粘土（難透水層）が発達

※すべり面粘土は，地すべり滑動の必要条件ではない

⑥滑動にともない移動層が細ブロック化し、地下水を貯留（重量増）しやすくなることで地すべりを助長

⑦移動層の攪乱等により、移動層内の地下水が自然排水されることで地すべりは小康化するが，これが目詰まりを起こした段階で再滑動する．→地すべりの周期性

※石倉山地すべりは，地下水排除工の機能が徐々に低下した段階で再滑動

⑧地すべりがまとまった降雨とともに滑動するのは，冠頭部キレツ等に短時間で形成される静水圧や揚圧力による．

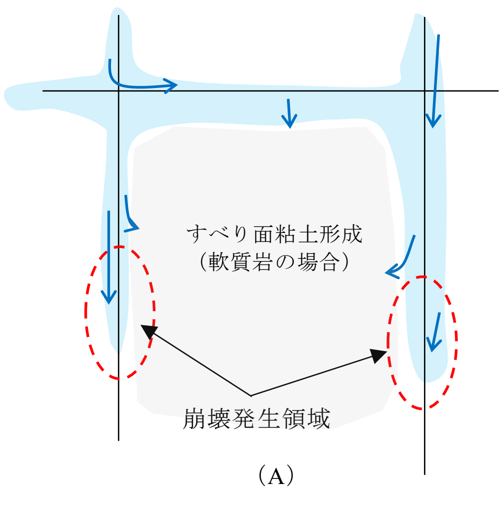
※透水性の低いすべり面粘土層内を伝わる“間隙水圧上昇”では，説明し難い．

⑨豪雨後，しばらく経ってから滑動するのは，§3.3 で示した静水圧の高まりに時間を要するケースが考えられる．

⑩降雨後も 1 ヶ月程度滑動を持続（平山地すべり）するのは，なんらかの形ですべり面に地下水が封じ込まれ（封圧水），これの発散に時間を要するケースが考えられる．

⑪降雨のない時期に滑動するのは，地震等により移動層が急激に沈下（すべり面付近の圧密）し，上記封圧水を形成する場合．

※大分県耶馬溪町の地すべりは尾根斜面で発生しており，2 年前の熊本地震によるダメージと，直前の地震（震度 3）が影響した可能性が考えられる，前兆現象として”ミミズが這い出た”と言ったような証言があり，地中内の異常を反映したものといえる．



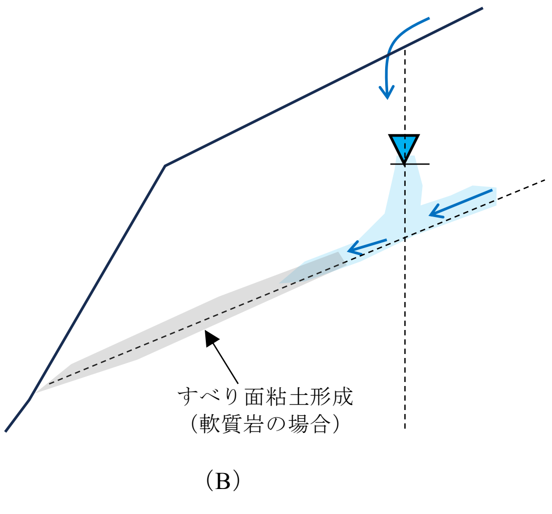


図 4.1　地すべりブロックの形成と地下水経路

5. 地すべり地における地下水脈の実態

5.1 地すべり末端部湧水の特徴

図 5.1 は泥岩層面を基盤に，粘性土を主体とした旧い円弧状すべり（幅 10m、層厚 1～2m）の例である．その末端部（切土面）に、すべり面と湧水（地すべり中央付近）が確認された（すべり面粘土なし）．

地下水は凹状基岩面（横断面形）中央部に，水脈（パイプ状）の形態で認められる．これより山側の流路は不明であるが，粘性土地盤であり，少なくとも面的に流下しているようには見えない．

図 5.1 地すべり横断面のすべり面付近の湧水（泥岩）

次図は火砕岩層内での岩盤すべりの例である（道路法面直上の平衡斜面．幅 18m，層厚 3.5m，移動層の乱れは大きい）．発生時期は旧く，冠頭部キレツ（落差 0.5～1m）は直線状に延びている．

湧水は右岸側※側壁末端部（図 5.2．やや凹凸のある破断面．すべり面粘土なし）と，地すべり中央付近（図 5.3）に認められ，すべり面全体に渡る面的流下は認められない．

側壁部のものは滲む程度であるが，中央付近では周辺地盤を大きく浸食しており，当該地すべりにおける地下水集中領域と考えられる．

※河川用語にならって，上流側から見て右側．

図 5.2 右岸側末端側壁部 のすべり面と湧水（すべり面粘土なし）

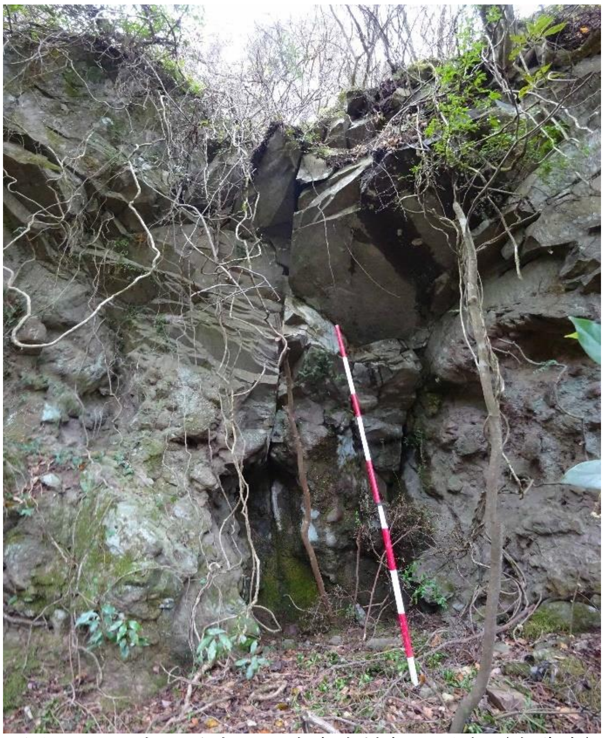


図 5.3 同左，地すべり中央末端部の湧水（火砕岩）

これらの水脈が堰き止められた場合，地下水はその側方部へ透水性にしたがって浸透し，揚圧力として移動層に作用することが考えられる．すなわち，地すべり地内の上流側から順次水圧が高まるのではなく，水脈を介して任意地点から作用するため，地すべり地内の間隙水圧分布は不規則極まりないものとなる．

5.2 地すべり頭部滑落崖付近における湧水の特徴

図 5.4 は道路の崩壊例であり，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．その伝わり方として

〇路面から受ける振動等により盛土内にキレツが形成され，そこに地下水が浸入

〇水圧により弱線部に地下水が浸透し，面的広がりとともに崩壊を誘発．

図 5.4　路体の崩壊
道路盛土部？の崩壊（延長 10m）

図 5.5　同左パイプ穴（拡大）

図 5.6 は豪雨時に発生した崩壊である．右岸側滑落崖の 4～5m 後方斜面内には，旧いキレツ跡が並行して形成されており，旧地すべりの再滑動と判断される．

湧水は，左岸側頭部側壁沿いに 1 箇所認められた（図 5.7,5.8）．上記例と同様，これから供給される地下水が，旧地すべり頭部および側壁部のキレツに沿って浸透し，静水圧等の高まりをもたらした可能性が高い．

移動層は土石流状に流出しており，上記キレツ内には相当量が貯留されていたものと考えられる．

図 5.6　崩壊地全景（幅 30～35m，斜面長 60m，層厚 5～7m）

滑落後の湧水はほとんど見られないことから，この状態で調査（滑落前）しても“地下水は不明”となる.

図 5.7　崩壊地頭部全景（幅 30～35m，斜面長 60m，層厚 5～7m）

図 5.8　同上、拡大（パイプ状の空洞有り）

6. 地下水検層の問題点

地下水検層は一般に図 6.1 のような構造で実施され，以下のような問題点がある.

①ステップ式検層

○掘削毎に実施されるステップ式検層では、ボーリング掘削循環水（図 6.1-A）が安定するまで待機する必要がある.

○既測定区間は，ケーシングで確実に止水する必要がある.

※ボーリングオペは、本来ケーシングが抜けやすいようにしたいため，調査方針とは矛盾する作業を余儀なくされる.

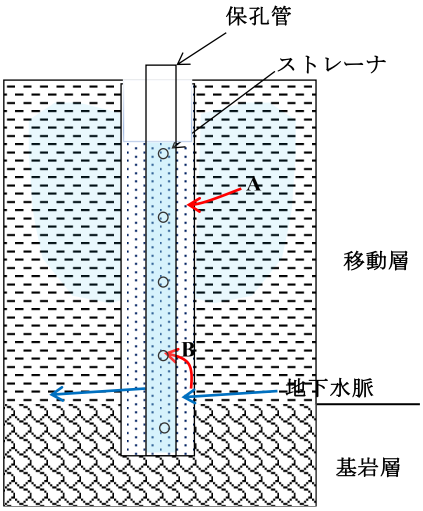


図 6.1　地下水検層標準構造図

②保孔管を設置した状態での測定

○保孔管にはストレーナ（例えば φ5mm，10cm ピッチ、千鳥配置）を介して地下水流動を観測するため（図 6.1-B），地下水層準を正確に把握できない恐れがある.

○保孔管内と外（保孔管と孔壁間．通常砂詰め）を均一な濃度にすることは困難であり，保孔管外からの流入を地下水脈と判定する恐れがある．判断を誤らないためには、確実な比抵抗の累積性を確認する必要がある.

③汲み上げ式検層の問題点

汲み上げ式検層は，孔内水を汲み上げ，被圧水頭のバランスを崩すことで地下水流動を検出しようとする

ものである．裸孔の場合は良いが，図 6.1 のように保孔管内で観測する場合は，上記同様，孔管と孔壁間の貯留水を捉える恐れがあり，ここでも比抵抗の確実な累積性が重要となる．

④逸水面をすべり面とすることについて

地すべり移動層は、変動することによりクラック等が形成され，不動基盤層より透水性が増すものと考えられる．地下水検層における“比抵抗グラフの下降流”は、そうした影響によるものであり，最終的に不動基盤面に集約することになる．その逸水面を“すべり面”と判定することは間違いではないが，そこに地下水が流動しているか否かは別問題である．

特にすべり面付近が粘土化している場合，その逸水面はこれより上位に形成される可能性が高い．最終的には，ボーリングコア等との照合により決定されるべきである．

⑤地下水流動層の判定について

すべり面に連続する地下水が不圧状態であれば問題ないが，有圧状態の場合は，少なくとも“比抵抗グラフの上昇流”を検出する必要があろう．このようなケースがどれほどあるか，筆者の経験からはさほど多くないように思われる．特に汲み上げ式検層で検出したと思われる有圧水が，単なる保孔管外周の貯留水であったか否かについて問われれば，うなるしかない．

7. 地下水調査のあり方

以上，地すべり頭部および末端部で確認される湧水点はわずかであり，かつ平常時は劣勢（筆者の経験）のようである．これが、豪雨時等に移動層に対して外力として作用する．その経路は、不連続面が形成されるであろう地すべり冠頭部および側壁付近が主体と考えられるが，滑動量が増大するにつれ複雑化することが考えられる．

これらを踏まえた地下水調査のあり方として，

○移動層は全体として難透水層をなす･･･透水性地盤であれば、地下水による地すべりは発生しない？

○観測孔の水位は，地すべり面に連続する地下水とつながっているか否かの二つであり，前者ではその水頭線がなだらかに連続し，後者では不連続（急激に変化）となることが考えられる．

※地下水排除工において，移動層内であってもすべり面に作用する地下水圧と連続するものであれば，排除対象となる．

※観測孔は，地表付近を除き全区間ストレーナ加工とする．孔底はすべり面位置に設ける．

○間隙水圧作用区間は，推定すべり面位置に地下水流動が確認されることを条件とする．

※地下水検層は、まとまった降雨後に実施する．

○そのため，観測孔は主縦･横断を設け、その線上に密に配置することで間隙水圧を評価する．

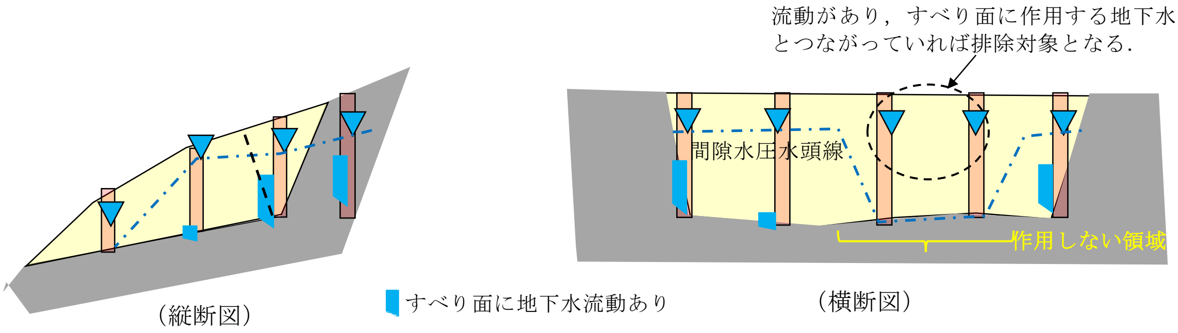


図 7.1　地下水観測孔と検層による間隙水圧水頭線の推定方法

以　上