

治山技術基準解説の運用
(地すべり防止編)

平成 27 年 5 月

徳島県林業飛躍局森林整備課

<目次>

第 I 編	1-1
1. 調査	1-1
1. 1 調査ボーリング	1-2
1. 2 弾性波探査	1-4
1. 3 電気探査	1-5
1. 4 伸縮計観測	1-6
1. 5 地表面傾斜計	1-7
1. 6 パイプヒズミ計	1-8
1. 7 孔内傾斜計	1-9
1. 8 地下水位観測	1-11
1. 9 地下水検層	1-12
1. 10 新しい調査法	1-13
2. 地すべりの安定解析	2-1
2. 1 地すべり安全率	2-2
2. 2 初期安全率 (F_0) と水位観測値の取り扱い	2-3
2. 3 安定解析式	2-4
2. 4 安定計算定数	2-6
3. 排水対策工	3-1
3. 1 地下水排除工事の効果計画	3-2
3. 2 地下水排除工の効果判定	3-10
3. 3 集水井の設計	3-11
4. 抑止対策工	4-1
4. 1 杭工	4-2
4. 2 アンカー工	4-4
4. 3 アンカー工の引抜試験	4-8

第 I 編

地すべり調査・解析基準

1. 調 査

1. 1 調査ボーリング

徳島県の地すべり地では基岩が破碎風化していたり、地すべり移動層内に巨大な転石が挟在していることがある。また、安定した岩盤層がすべり面と平行に存在することは希で、ほとんどの場合が基岩面はすべり面よりかなり深い位置にあり、基岩面も直線的でなく、階段状に存在することもある。

したがって、最低でも1本は基準尺として深い深度までボーリングを実施する必要があり、基盤面も5m以上の確認が必要である。調査地によっては10m以上の確認も必要となる。

ボーリングの数量

地すべりブロックの長さ	ボーリング数量
20m以下	2本以上
50m以下	3本以上
200m以下	4～5本以上（40m間隔程度）
200m以上	5本以上（40～50m間隔程度）

なお、概査では100m間隔程度で良い場合もある。

また、地すべりブロック外にも調査ボーリングを1本は、拡大すべりおよび水文地質確認のために実施しておくことが必要である。

副測線の間隔（安定解析を実施する断面として）

地すべりブロックの幅	副測線の本数
40m以下	主測線だけ（必要な場合は副測線を設ける）
40～60m以下	0～1本以上
60～100m以下	1～2本以上
100m以上	2本以上（幅50m間隔に1本を配置する）

削孔径φ66mmオールコアとする。

貫入試験が必要な場合は、別孔を設けて実施する事を原則とするが、緊急の場合は必要な箇所のみ1孔を用いる。

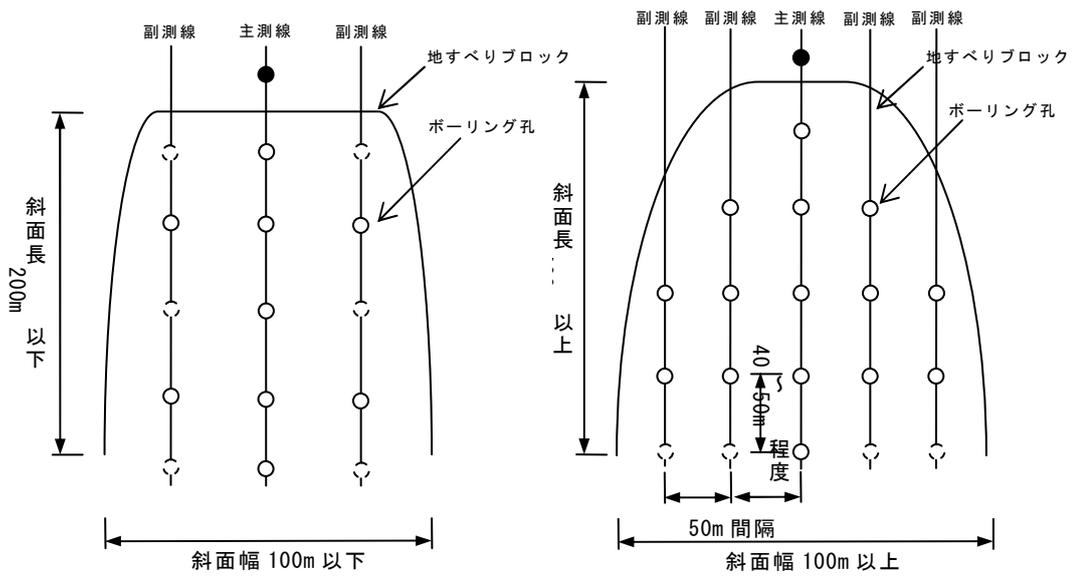
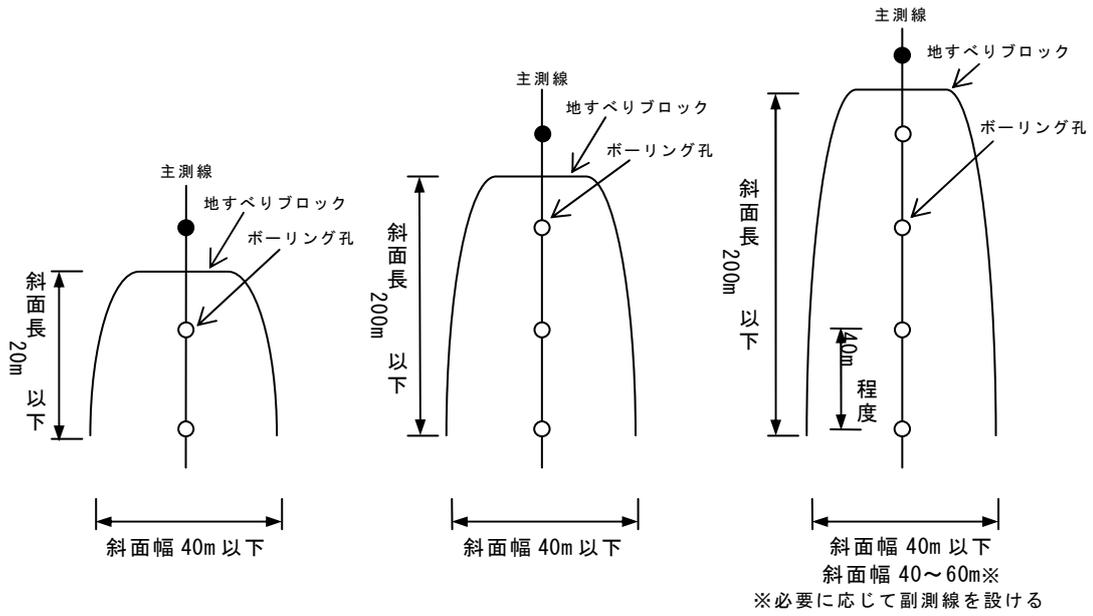


図 1. 1 調査ボーリングおよび測線配置例

1. 2 弾性波探査

測線長 : 解析精度から見て、最低でも1測線の延長は100m程度以上が必要となる。

探査深度と測線長はおよそ次のようになる。

探査深度 (G L-m)	測線長 (m)
30m	200m以上
40m	250m以上
50m	300m以上
50m以上	300m以上

測線間隔は、安定解析の副測線と関連づけて配慮することが必要である。

なお、通常の測線間隔は、30m~50m程度が理想的である。

1. 3 電気探査

比抵抗 2次元探査：地表部に直線上の測線を設けて一定間隔に電極棒を設置し、電流を流すとともに電位差を測定し、解析を行って地中の2次元の比抵抗分布を把握する。

探査深度 数m～500m程度

比抵抗 3次元探査：あるエリアの地下の比抵抗の3次元分布を調査する方法。複数の測線を平行あるいは格子状に配置して、種々の電極の組み合わせで測定を行い地下の3次元の比抵抗分布を取得する。

探査深度 数m～十数m

1. 4 伸縮計観測

伸縮計の測点間距離は、短いほどインバー線のタワミが無く精度が良いが、地すべりのキレツを確実に跨ぐ必要もあり、最低5 m以上の間隔は必要である。また、長くても20 m以下が理想的である。

原則として、すべり方向に設置する。

また、キレツ上部でも地すべり滑動がすでに発生していることも多く、伸縮計を設置したとしても、さらに上部斜面にも注意をしておく必要がある。

1. 5 地表面傾斜計

地表面傾斜計は、測定器の精度が良いため、設置位置の影響（立ち木揺れ・成長、地表面の湿乾の変化、観測台の温度変化など）を受けやすい。

また、徳島県の地すべりの場合、円弧すべりが少なく、破碎岩が多いため、地すべり滑動による地表面の変化が現れにくい傾向にある。

したがって、観測設置地点には注意が必要であり、長期観測を行わないと誤差による変化だけを観測することになる。

また、地表面の誤差を小さくするには、2点間にH型鋼（1.5 m程度）を渡し、この上に計器を設置することも考えられる。

1. 6 パイプヒズミ計

パイプヒズミ計は、耐用年数が数年（水位変化が激しい場合は2年程度、一般的には長くても5年程度まで）と短いのが欠点ではあるが、測定器の精度が良いため、微少な滑動しか示さない地すべりには有効である。

パイプヒズミ計の材質は硬質塩ビ管（VP管）で設置間隔は通常1m間隔であるが、0.50m、0.25m間隔でも施工はできる。

なお、孔径66mmの裸孔では20本まで、 $\phi 86$ mmのケーシング管では30本程度が限度であり、これ以上設置する場合は、 $\phi 116$ mm以上のケーシング径が必要となる。

ヒズミパイプと孔壁の隙間には、通常砂を充填し、水位観測と併用するが、ヒズミ観測だけの専用孔とする場合は、セメントミルクで充填することが必要である。

なお、地すべり変動が激しい場合には、ヒズミ計が測定不能になっても地中変位を観測できる地中変位観測用のワイヤーを推定すべり面の上下に設置しておくこと、観測を継続的に続けることができる。

パイプヒズミ計および孔内傾斜計の特徴を表1.1(p.1-10)に示す。

1. 7 孔内傾斜計

孔内傾斜計は、測定器の精度は高いが、観測時の計器の深度設定は通常手動で行うのでこの誤差が作用する点に注意を要する。

観測間隔は、短くて2週間に1度、通常1ヶ月に1回程度でよいと判断する。また、ほとんど滑動が観測されない地すべりの場合は、長期観測を目的として、2～3ヶ月に1度程度の観測でも良い。

ガイドパイプが正常な状態であるかぎり、測定を続けることが可能である。よって、地すべり対策工後の長期にわたる効果判定確認調査に適している。

深度方向の観測ピッチは、0.5 m毎を原則とする。

孔内傾斜計のパイプの素材は、アルミニウムかステンレスパイプが通常であり、塩ビパイプに比べ剛性が高いので、パイプと孔壁をより密着させる必要がある。

パイプと孔壁の隙間は、通常砂を充填し水位観測と併用するが、孔内傾斜計観測だけの専用孔とする場合は、セメントミルクで充填することが必要である。

なお、地すべり変動が激しい場合には、孔内傾斜計が測定不能になっても地中変位を観測できる地中変位観測用のワイヤーを推定すべり面の上下に設置しておくこと、観測を継続的に続けることができる。

パイプヒズミ計および孔内傾斜計の特徴を表 1.1 (p. 1-10) に示す。

表 1. 1 パイプヒズミ計および孔内傾斜計の特徴

	パイプヒズミ計	孔内傾斜計
すべり面深度の把握	各ひずみゲージは独立しており，すべり面が複数ある場合でも観測可能	ガイドパイプが地すべり移動により変形した場合，変形箇所より下層のすべり面は観測できない
すべり面の移動方向	1方向2ゲージでは，運動方向が把握不能（2方向4ゲージでは可能）	2方向から運動方向を把握できる
移動量の観測	移動量は把握できない	移動量を定量的に把握できる
耐用年数	一般に5年程度	ガイドパイプが破損・変形しない限り観測可能
設置時期	地すべり調査初期に設置	概成判断に向けて設置
観測方法	半自動観測が可能	手動観測が主体
水位観測	孔開き加工することで観測可能だが，水位専用孔を設置することが望ましい	孔開き加工することで観測可能だが，水位専用孔を設置することが望ましい
写 真	 <p>パイプヒズミ計</p>	 <p>ガイド管</p>  <p>669mm</p> <p>デジタル・フィルド 6000 プロブ (MODEL-4480)</p> <p>プローブ（挿入式孔内傾斜計）</p>
地すべり変動が激しい場合には，地中変位観測用のワイヤーを設置すれば継続的な観測が可能		

1. 8 地下水位観測

地下水位観測は、可能な限り自記水位計（水圧式が望ましい）を設置し、1時間に1回程度以上のインターバルとすることが必要である。

大雨時の最高水圧の継続時間はかなり短期間であるため、インターバルを短くして観測し、最高水圧を観測することが重要であり、また、伸縮計の自記観測と照合し、地すべりの臨界水位を解析することも可能となる。

地下水位が落ち込んでいる場合でも、ブロックに1箇所は水圧式が望ましい。（できれば、水位観測孔として浅いボーリング孔を設ける）

1. 9 地下水検層

地下水検層は、すべり面に作用する地下水の流動性、被圧性を観測するために実施するもので、調査孔完了後の自然地下水時と地下水面を変化させた汲み上げ地下水検層とをセットで実施することが必要で、これを原則とする。

また、ステップ検層はむやみに実施しても解析に耐える観測データが収集できないので、掘削中に湧水や流動層、あるいは地下水の帯水層が確認できたときに実施するものとする。ステップ検層を実施しても、調査孔完了後は自然地下水検層と汲み上げ地下水検層を実施する。

すべり面が確定でき、地下水がすべり面以下にある場合

すべり面までの調査孔（ノーコアでも良い）を施工し、地下水検層を実施する。

被圧地下水ならば、すべり面付近だけにストレーナを設け、他の地下水が流入したり、漏水しないように、パッカー等で止水した観測孔とする。

自然地下水検層と汲み上げ地下水検層を標準とする。

ステップ検層は、削孔中に地下水の漏水や流動が確認されたときに実施し、削孔後の翌朝の実施とする。

1. 10 新しい調査法

1. 10. 1 ボアホールスキャナ観測 (OBI(Optical Borehole Televiewer))

(1)目的

① 岩盤からなる斜面の不連続面の構造測定

岩盤斜面で発生する変状は、ほとんどの場合、岩盤に発達する地質不連続面と呼ばれる層理・節理・断層等に規制される。すべり面の素因となる不連続面が何かわかれば、その構造からすべり面の三次元的な分布を推測することが可能である。すべり面の構造から、地すべりの移動方向についても推測することが可能となる。

② 亀裂の開口状態による岩盤の緩み域の判定

地すべりや岩盤崩壊の場合には、すべり面より上位の地層は滑動により緩みや破砕が生じている。カメラの観察により、地中の節理や亀裂の開口性が判別できるため、地中の緩み状態を観察することが可能となる。

③ 不連続面計測に基づく崩壊機構の解析

不連続面を計測し、その統計解析(ステレオネット)を行うことで、斜面の崩壊機構(平面破壊・クサビ破壊・トップリング破壊・円弧破壊)を推定することが可能である。

(2)測定方法

システムは、図 1. 2 に示すように孔内計測を行うゾンデ、検層機器の孔内への昇降とデータ搬送・電源供給を行うケーブル、データの処理・解析と記録・表示を行うデータロガー、パソコンからなる。

ゾンデ先端部には光源(ライトウィンドウ)とレンズ(イメージウィンドウ)が内蔵されている(図 1. 1 参照)。光源は 12 個の発光ダイオードで構成され、出力はボーリング孔径に応じて調節することができる。光に照らされる孔壁を円錐形のレンズにより 360° を同時に計測する。

ゾンデの昇降はウィンチによって行われ、データはケーブルを通してデータロガーに記録される。これらのシステムは、パソコンによって制御されている。測定された画像は孔壁展開画像として記録される。ゾンデには方位を知ることができるよう方位磁針が備わっており、この画像に認められる亀裂や層理面などの不連続面の走向・傾斜を計測することができる。(図 1. 3 参照)

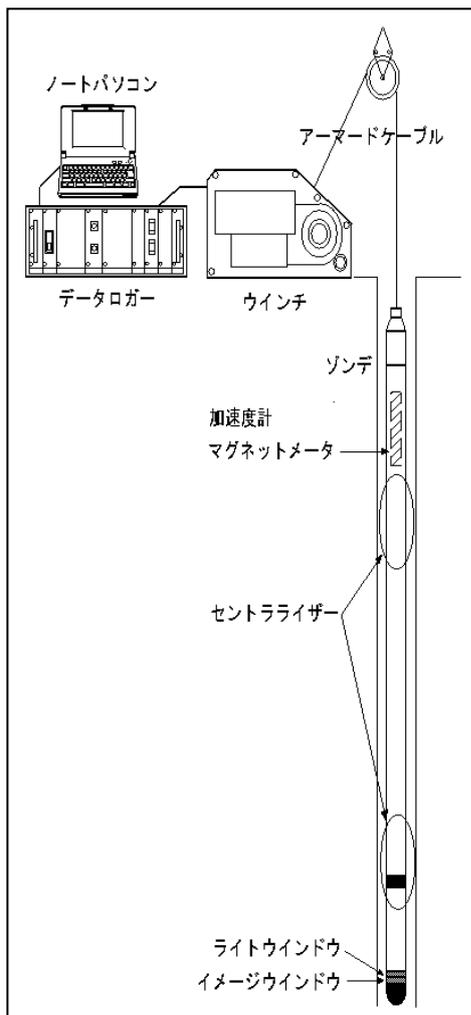


図 1. 2 システム模式図

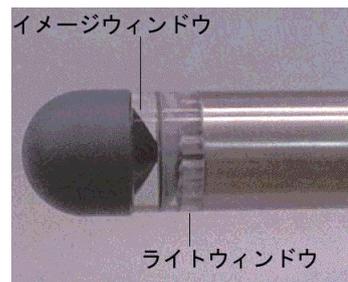


図 1. 1 ゾンデ先端部

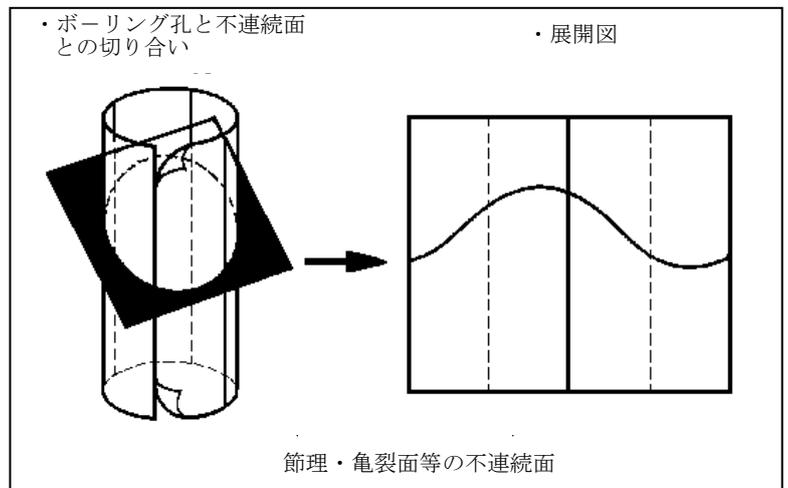


図 1. 3 展開画像における不連続面の表示例

(3) 調査結果

① 孔壁展開画像

取得した孔壁画像を、左から北→東→南→西→北の順に展開イメージとして示す。(図 1. 4 参照)

② 不連続面

孔壁展開画像より得られる各不連続面の分布深度・走向傾斜・区分等の情報を以下のように整理する。

・分布深度

各面要素と孔壁に出現する亀裂等の切り合い線の中点とする。

・走向傾斜

孔のほぼ全周に連続する面要素について計測を行なう。破碎部などある程度の厚さを有する面要素については、その上盤・下盤面の走向傾斜を計測し表記する。図や表に示す走向傾斜は、ボーリングの掘削方向・掘削角度を補正した真の走向傾斜として表す。

・区分

面要素は開口亀裂、層理、片理、鉱物脈等に区分する。

③ 不連続面構造図

不連続面の走向傾斜より，ステレオネット図を作成する。

ステレオ投影は，3次元空間にある不連続面（例えば層理面・断層面・すべり面等）を2次元の面にあらわし，面の分布を統計処理（不連続面の集中度を判定）したり，面同士の関係について解析する際に用いられる。ステレオ投影の方法にウルフネット（等角投影法）とシュミットネット（等面積投影法）とがある。

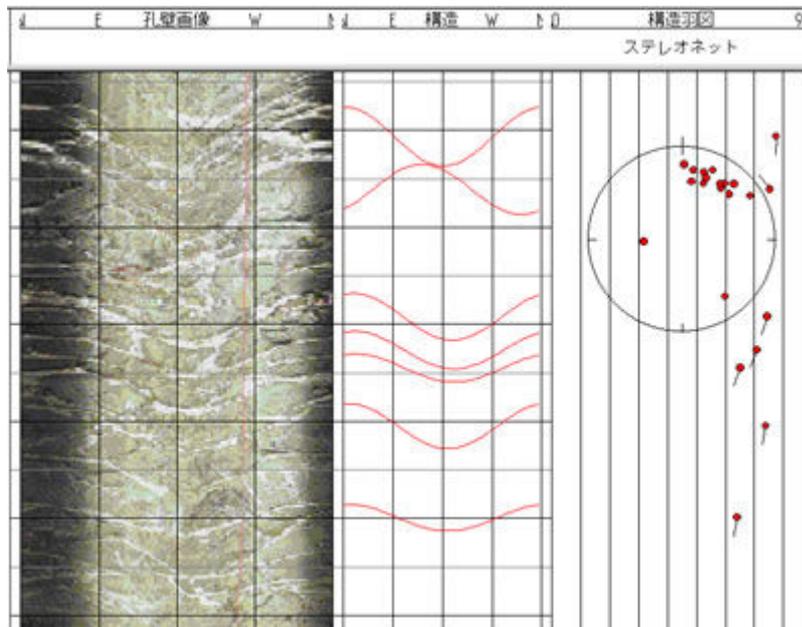


図 1. 4 ボアホールスキャナ観測の例

1. 10. 2 超音波検層 (BHTV(Borehole Televiwer))

(1)測定原理

BHTVは、超音波を孔壁に発射し、孔壁からの反射波の強度と反射時間を測定する反射検層である。超音波は、人間の可聴周波領域を超える弾性波（音波）であり、一般には20kHz以上の振動数を有する音響振動である。

流体中の音波速度は次式で表される。

$$C = \sqrt{K / \rho}$$

ここに K : 体積弾性率, ρ : 密度

水中のP波速度 V_p は約1.44km/secである。固体の場合の音波速度は、弾性定数としてヤング率とポアソン比が関係する。音波は、固有音響インピーダンス z （密度 ρ と音速 c の積）の異なる二つの媒質の境界面で反射するため、孔壁からの反射波の到達時間を計測し、孔壁までの距離を知ることができる。

音波反射を支配しているのは、2つの媒質間の反射係数である。反射係数 R は、境界面における入射波と反射波の振幅の比で定義され、次式によって求められる。

$$R = p_r / p_i = (\rho_1 \cdot C_1 - \rho_2 \cdot C_2) / (\rho_1 \cdot C_1 + \rho_2 \cdot C_2)$$

ここに R : 反射係数

p_i, ρ_1, C_1 : それぞれ媒質Iの音圧, 密度, 音波速度

p_r, ρ_2, C_2 : それぞれ媒質IIの音圧, 密度, 音波速度

したがって、孔内水を一様とすれば、孔壁のP波速度と密度、すなわち、硬軟の度合いに応じて z の差が大きいほど反射率が高くなり、差が小さいほど反射率が低くなるため、地層の変化を捉えることが可能となる。また孔壁と泥水の z が同じ場合には音波反射が生じない。ただし、これらは境界面と入射波が垂直な場合であるため、孔壁の割れ目や孔径の不揃い、孔壁のなめらかさなどによっても反射強度は変化する。

硬質な岩盤では $V_p > 2 \sim 3$ km/sec, $\rho_r > 2$ g/cm³, 粘性土では $V_p = 0.5 \sim 2.0$ km/sec, $\rho_r \approx 2$ g/cm³程度であるから、粘性土などの軟質な地層では泥水と音響インピーダンスが近くなり音波の反射は小さくなる。一方、硬質な岩盤では、泥水との音響インピーダンスの差が大きいため、音波反射が大きくなる。また反射強度と反射時間を組み合わせることによって、孔壁の形状（密着亀裂・開口亀裂・粘土シーム・孔径など）を認識・計測することができる。

音波の速度と波長・振動数には次のような関係がある。

$$\lambda = V / f$$

ここに λ : 波長, V : 伝播速度, f : 振動数

距離方向には、波長以下の長さは認識できないので、1波長が分解能となるため、高周波数を用いるほど分解能は高くなる。BHTVでは、用途に応じて数100kHz～数MHzの超音波が用いられるが、超音波は伝播とともに周波数の2乗に比例して減衰し、液体中よりも気体中の減衰が著しく大きいため、高周波を用いたスキャナーほど探査範囲は狭く、空気中では測定不能となる。

(2) 測定方法

システムは、検層機（ゾンデ）と呼ばれる測定センサー、検層機器の孔内への昇降とデータ搬送・電源供給を行うケーブル、データの処理・解析と記録・表示を行う測定器からなる。

ゾンデ内部には、圧電型変換器を用いた超音波振動子があり、音波エネルギーの発信子および受信子の両方の働きをする。変換器から発射された超音波は、内蔵のモータにより 360° 回転するミラー（凹面鏡）によって孔壁方向へと反射される。超音波のビームスポットは 2~3mm であり、1 秒間に 12 回転してデータを取得する。検層は、毎分数 10cm の速度で昇降しながら実施するため、螺旋状に孔壁全面をスキャンする。

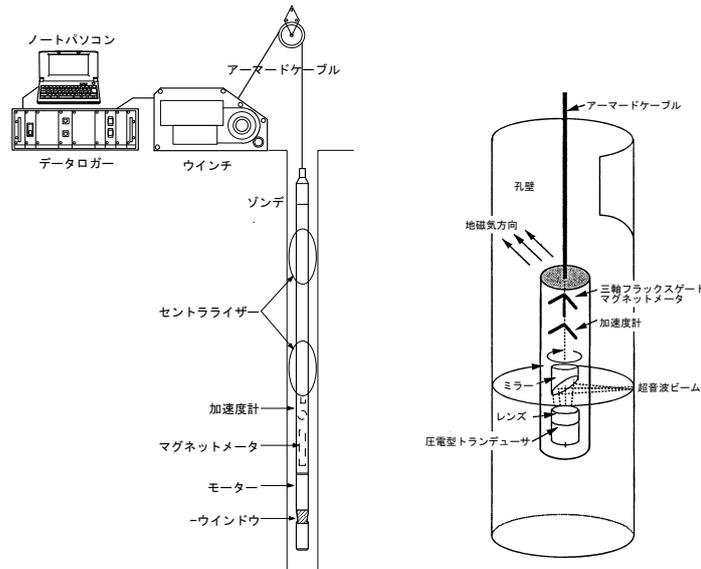


図 1. 5 BHTV の模式図

孔壁から返ってきた反射波は、音圧として圧電素子で測定して電圧に変換され、増幅器を通過してデジタル化され、反射強度として表示される。反射強度と反射係数との関係は次のとおりである。

$$AR = R (AT - dT) / dR$$

ここに AR : 裸孔部での受信波の振幅 (反射強度の実測値), AT : 発信波の振幅,
dT : センサー～孔壁間の拡散減衰, dR : 孔壁～センサー間の拡散減衰

孔壁からの第 1 反射の最大音圧時を反射時間とする (図 1. 6 参照)。

またデータ取得における利点のひとつに、反射時間に制限を加えることで、特定の境界面からの反射波のみを取得できることが挙げられる。実際の調査では、孔壁 (裸孔) よりやや小径の薄肉塩化ビニルパイプ等を挿入し、このパイプ内からも孔壁が観測することができるようになるため、孔内崩壊が予想されるような調査孔では、ゾンデのジャミング防止に非常に有効である。

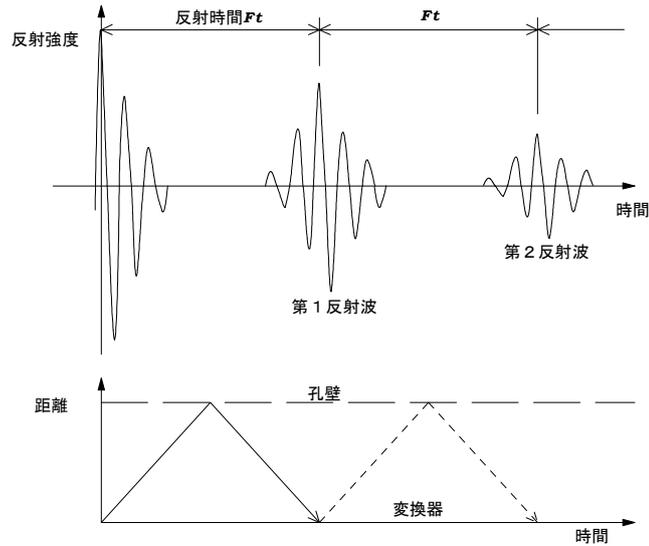


図 1. 6 反射強度と反射時間

(3) 孔壁のイメージングと表示およびデータの解析

測定された反射強度と反射時間は、その測定値の大きさによってカラー変調による濃淡記録に置き換えられ、上下・外周方向に 2mm ピッチで区分され、孔壁画像（展開および立体）として表示される。この画像は、地層の状況の変化や亀裂の検出などに有効である。

また深度方向への反射強度や反射時間（それぞれ深度 0.2cm 幅の孔周での、最大値・最小値・平均値等）の変化図を表示したり、亀裂解析ソフトを用いることによってイメージ画像から不連続面の構造解析を行うことが可能である。

① 不連続面および軟弱層の解析方法

イメージ画像と反射強度および反射時間の深度変化曲線を用いて、不連続面の状況（開口・密着の別、粘土シームの有無など）を解析する方法を示す(図 1. 7)。イメージ画像では、不連続面はサインカーブとしてあらわれる。

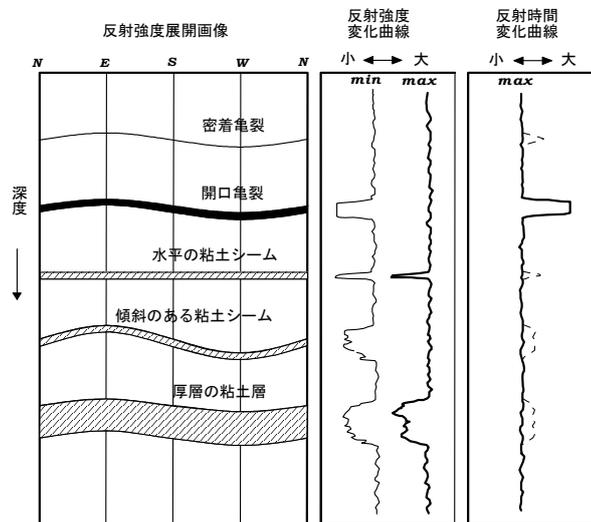


図 1. 7 BHTV による不連続面の解析方法

a) 密着した不連続面

完全に密着し、不連続面の上下で物性に差がない場合には、検出は不可能である。しかし実際には掘削等の影響で不連続面の端部がわずかに欠損していたり、亀裂面等に沿う風化により、反射時間の遅延あるいは反射強度の低下が生じ、不連続面として検出できる。また硬軟互層のように物性に違いがある場合には、不連続面を境に反射強度の差が生じる。

b) 開口した不連続面

不連続面が開口している場合には、反射強度の低下と反射時間の遅れが生じる。

c) 粘土シームを挟在する水平の不連続面

反射強度の最大値および最小値の著しい低下となってあらわれる。またピークのすそが狭いのが特徴である。掘削の影響を受けていなければ、反射時間の変化はほとんど生じないため、開口部との区別が可能である。ただし実際には、軟弱層部分では掘削の影響によって若干孔壁が拡大してしまい、反射時間の遅れが生じ、開口部との区別が不明瞭になる。

d) 粘土シームを挟在する傾斜した不連続面

反射強度最小値に幅の広い低下部が生じる。粘土シームの傾斜のため、粘土による反射強度低下部は同一深度での孔壁 360°の一部を構成する。変化曲線は孔壁 360°の最大値・最小値をピックアップするため、反射強度の最大値と反射時間は変化しない。

e) 厚い粘土層

反射時間は変化しないが、反射強度は粘土層の厚さの範囲にわたって最大値・最小値ともに低下する。

②すべり面の解析方法

再滑動型地すべりの移動土塊は、地すべり活動による変形・破碎と風化によって粘土化が進み、岩塊とこれを充填する粘土で構成されている(図 1. 8)。多くの場合不動層である基岩との境界には、主変位せん断面と従属せん断面からなる数 10cm の厚さの”せん断帯”を持つことが知られている。一般にすべり面と呼ばれているのは主変位せん断面であり、主変位せん断面が形成されている”すべり面粘土”は数 mm~数 cm と極めて薄い層である。せん断帯は移動土塊の中でも粘土分が多いゾーンで、そのせん断帯の中でも地すべり粘土が最も粘土含有量が高いことが知られている。

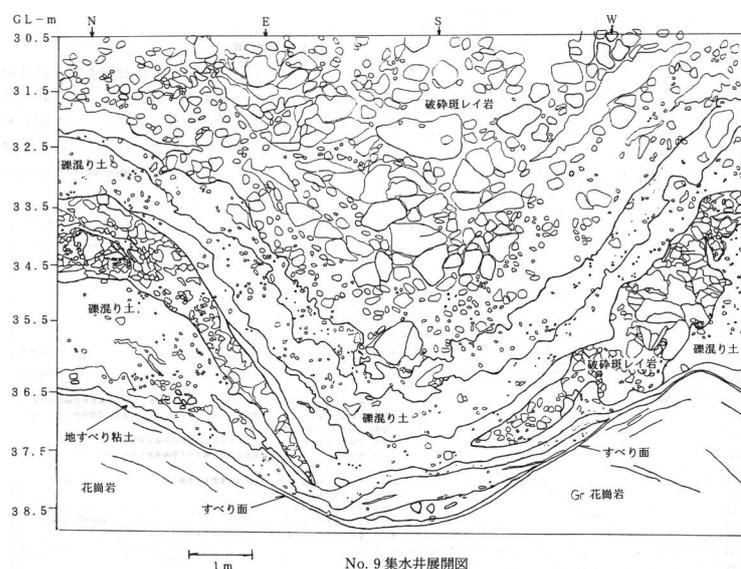


図 1. 8 すべり面付近の構造(現場の例)

また、すべり面の傾斜角は、含まれる粘土鉱物の種類によっておおむね決まるため、地すべり地を構成する地質によってすべり面の傾斜角には一定の幅が存在する。

したがって、BHTVによって得られるデータから、すべり面と判定するためには次のような条件を備えていなければならない。

- a) 反射強度（最大・最小）の著しい低下帯
- b) イメージ画像における反射強度低下帯の上部の礫混じり土状構造
- c) 反射強度低下帯の上下での反射強度の大きな変化
- d) 強度低下帯付近における低角流れ盤の不連続面構造

③すべり面判定法

表 1. 1 を参考にすべり面を判定する

表 1. 1 BHTVによるすべり面判定基準表

反射強度低下帯		上位の構造		反射強度変化		不連続面	
判定条件	評点	判定条件	評点	判定条件	評点	判定条件	評点
連続性良い	1	礫混じり土状	2	急激な変化	1	$\theta \leq 30^\circ$	2
連続性悪い	0	上位ほど粗粒		漸移的な変化	0	$30^\circ < \theta < 60^\circ$	1
$r \leq 1/10R$	2	礫混じり土状		$x \geq 1/2A$	2	$\theta \geq 60^\circ$	0
$1/10R < r < 1/3R$	1	粒径変化無し	1	$1/10A < x < 1/2A$	1	$12^\circ \leq \phi \leq 28^\circ$	2
$r \geq 1/3R$	0	転石状	1	$x \leq 1/10A$	0	$5^\circ \leq \phi < 12^\circ$	1
反射強度最小値 =0が連続	1	転石内	0	反射強度最小値に も微弱な変化	1	$28^\circ < \phi \leq 32^\circ$	
		硬質岩内部	0			$\phi < 5^\circ, \phi > 32^\circ$	0

評点累計値 Σ : 最高14点(10), 最低0点 ※括弧内は明瞭な不連続面が認められない場合
 確実度区分
 ○: すべり面の可能性大 $\Sigma \geq 10(8)$
 △: すべり面の疑いあり $6(4) < \Sigma < 10(8)$
 ×: すべり面の可能性小 $\Sigma \leq 6(4)$

r: 判定深度における反射強度低下帯の反射強度最大値
 R: 全観測区間の反射強度最大値
 x: 判定深度における反射強度最大値の変化幅
 A: 全深度区間の反射強度最大値の変化幅
 θ : 主測線と不連続面最大傾斜方向とのなす角
 ϕ : 不連続面の最大傾斜角度(基盤地質により設定範囲を変更)
 ※不連続面構造の判定条件は、観測孔の地すべり内における位置によっては別途検討する必要がある。例)側壁付近、頭部滑落崖付近など。また θ が0点の場合、 ϕ の評点は加算しない。

この表を用いてすべり面判定を行う手順を以下に示す。

- 1) 反射強度最大値の深度変化曲線から、反射強度に大きな変化が認められる深度をピックアップする。
- 2) 1)でピックアップした深度において、反射強度展開画像で不連続面が認められる場合は、その構造を解析する。
- 3) ピックアップした深度それぞれに対して、判定項目に沿って採点する。ただし、2)で不連続面が認められない場合は、c)までの判定にとどめ、採点する。
 - a) 反射強度低下帯の判定
 - a-1) 連続性の有無: 判定対象深度の反射強度最大値(増加前の小さい値)と同様の値が上位に向かってどの程度連続するかを判定。数10cm以上が目安。
 - a-2) 反射強度の評価: 判定対象の反射強度 r が、観測孔全体と比してどの程度小さいかを判定。観測孔の反射強度最大値を R として r との比により採点(0~2点)。
 - a-3) 反射強度最小値: 判定対象深度付近の反射強度最小値に着目し、0に近い値の連続性を確認。経験則として、BHTVによりすべり面と判定される深度付近では、反射強度最小値が限りなく0に近い値を連続するケースが多いため。

b) 上位の構造の判定

b-1) 実際に観察されたすべり面とその周辺構造との類似性の判定。判定対象から上位に向かってより粒径が大きくなる場合は2点，単なる礫混じり土・転石混じり土の場合は1点，転石内・硬質岩内は0点。

c) 反射強度変化の程度を判定

c-1) 変化程度の評価：反射強度最大値の深度変化曲線の形状に着目。（図1.9参照）

c-2) 変化幅の評価：反射強度最大値の分布幅Aと判定対象の変化幅xの比により採点(0~2点)。

c-3) 反射強度最小値の深度変化曲線に着目し，変化が認められれば1点追加。

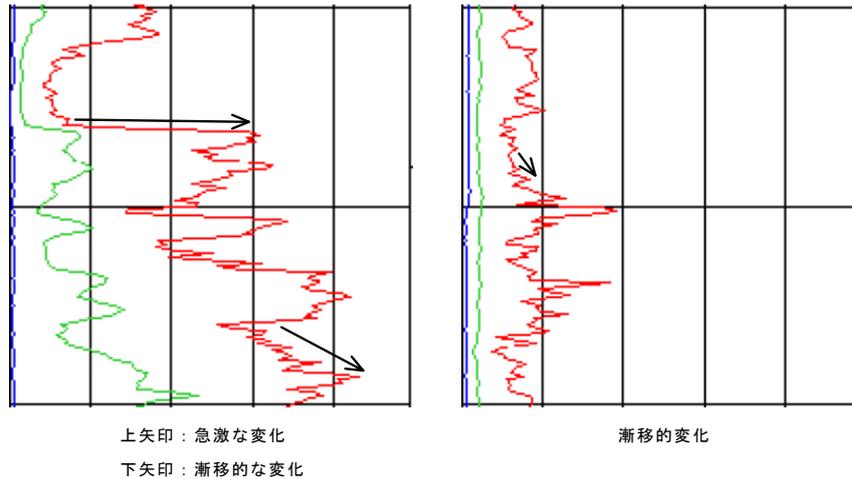


図1.9 反射強度変化度判定の例

d) 不連続面構造の判定

d-1) 不連続面の最大傾斜方向の評価：不連続面の最大傾斜方向 θ が，地すべりブロックの主断面方向から地すべり斜面下方に向かって左右に 30° 以内の場合2点。 30° より大きく， 60° 以内の場合は1点(図1.10参照)。ただし，観測孔の位置によっては(側壁付近など)条件を変更する必要がある。

d-2) 不連続面の傾斜角度の評価：不連続面の傾斜角度 ϕ の，すべり面傾斜角度としての適正を判定。ただし，観測孔の位置(冠頭部付近など)や基盤地質によっては，傾斜角度の設定範囲を変更する必要がある。

4) 合計点 Σ より，すべり面としての確実度を判定。

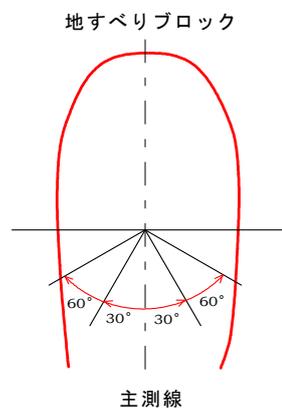


図1.10 最大傾斜方向 θ の範囲

(4) 調査結果

解析画像例を図 1.11 に示す。反射時間・反射強度のイメージ画像は設定範囲を等分割して色分け表示している。解析画像は図 1.11 に示すようにそれぞれ左より

- ① 3D
- ② 反射時間(走時)の展開イメージ画像
- ③ 反射強度の展開イメージ画像
- ④ 反射強度の変化曲線(青：最小，赤：最大，緑：平均)
- ⑤ 不連続面構造の分布(タッドポール，ステレオネット)

②・③は中心が南を示し，明色部が反射時間・反射強度が大きく，暗色部はその逆となる。①は反射時間の変化を孔壁の凹凸として表示し，色調は反射強度の変化を表している。④は青の曲線が最小値，赤の曲線が最大値，緑の曲線が平均値を表す。また縦の目盛りは 200 ピッチで刻まれている。⑤はイメージ画像から読みとれる様々な地質構造を表したものである。タッドポールは不連続面が認められる深度に表示されており，横軸は傾斜角度(左から 0~90°，10° ピッチ刻み)・丸印から伸びる直線は最大傾斜方向(図の上が北)を示す。ステレオネットは各不連続面の極を表示している。

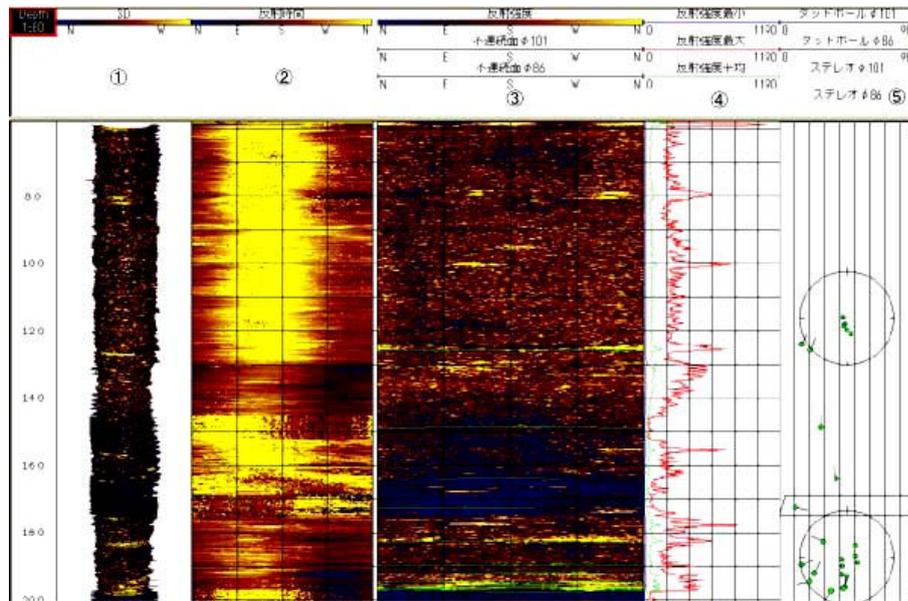


図 1.11 BHTV による解析画像例

1. 10. 3 音波検層 (FWS(Full Wave Sonic Logging))

(1)測定原理

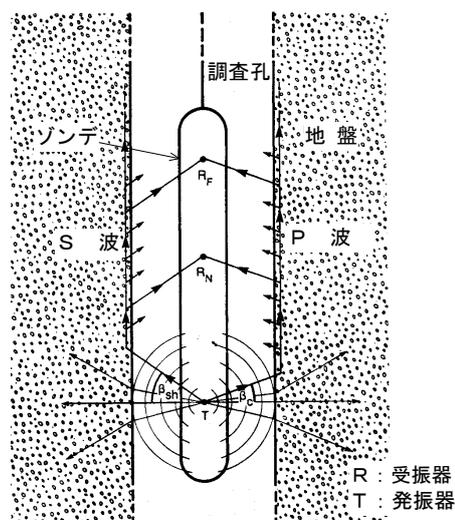
音波検層は、ボーリング孔を利用して地盤（孔壁）の弾性波速度分布を求める速度検層の一種である。振源（発振器）と受振器をプローブに組み込み、振源から発した音波を計測する。発振器の周波数帯は主として数kHz～数10kHzの音波～低周波超音波であるため、分解能が高い。またプローブを移動させながら数cm間隔で地盤内の速度を測定できることから、微細な変化を捉えることができる。

最近の音波検層は、P波の走時測定だけでなく、波形を捉えることができ、複数の受振器を配置（アレイ音波検層機）し、同じ深度で測定した複数の波形から解析を行い、S波やストーンレー波を求めることができるようになってきている。

発振器で起振された音波は、泥水中を伝播して孔壁に達し、P波およびS波として地層中を伝わっていき、再び泥水中を通過して受振器に達する（図1.12）。

S波が泥水中の音波速度より十分速い硬岩条件では、P波>S波>直接波の順に受振される（図1.13）が、S波が泥水の音波速度（ $C=1.44\text{km/s}$ ）より遅い軟岩条件では、S波よりも常に泥水波の方が早く受振器に到達するため、S波を測定することはできない。一般にS波が泥水波より速くなるためには、P波速度が約3km以上でなければならない。硬岩条件における観測記録の例を図1.14に示す。受振器ではこのような波形と時間が記録される。

固体のP波およびS波は、媒質の密度とヤング係数・ポアソン比によって決まる値である。このため岩質の違いや空隙率・飽和度等によって、弾性波速度は複雑に変化するため、同じ岩石でもP波速度は一定ではなく、かなり幅を有することになる（図1.15）。



A standard sonic tool in the centered logging configuration. From Tittman.¹

図1.12 音波検層の原理

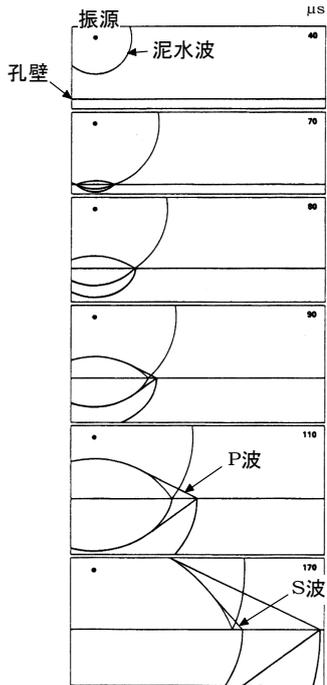


図 1. 13 孔内の音波の伝達

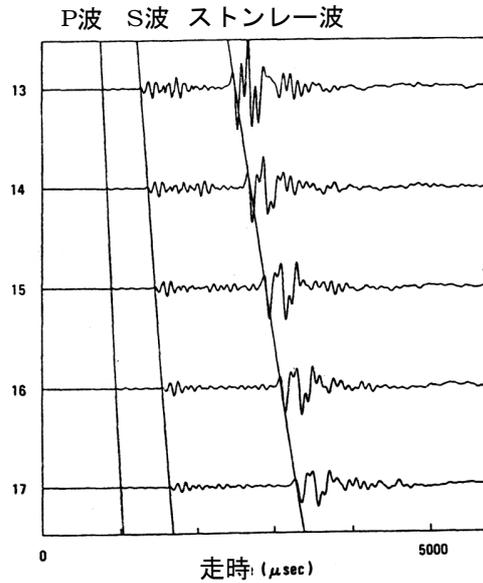
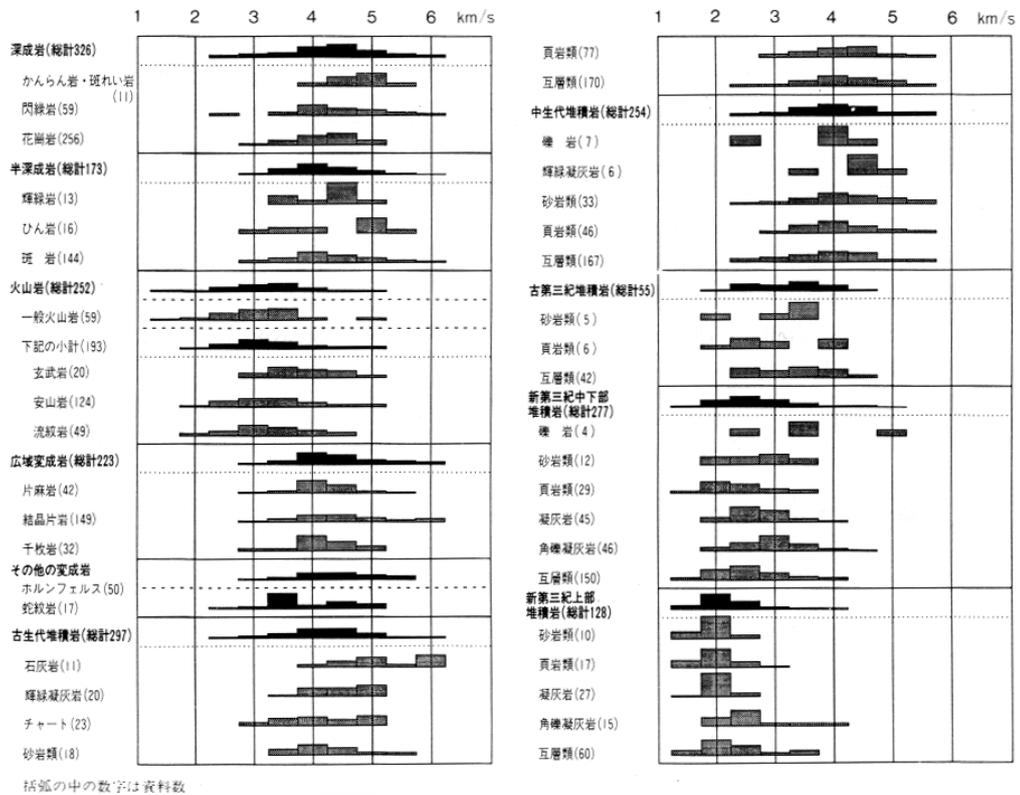


図 1. 14 波形記録

音波検層の解像力は、その解像力は走時を用いる場合には半波長、波形を用いる場合で 1/4 波長である。



岩石のP波速度ヒストグラム¹⁾
(服部・杉本, 1975より作成)

図 1. 15 岩石のP波速度

(2) 測定方法

使用する周波数は 15kHz であり，単極子振源から音波を発射し，3つの受振器でそれぞれ受信する。波長は約 0.1m となり，解像度は 2.5~5cm となる。発振器 (Tx-1) と受振器 (Rx-1, Rx-2, Rx-3) の間隔は，Tx1-Rx1 が 0.5m・Tx1-Rx2 が 0.7m・Tx1-Rx3 が 0.9m である。

ゾンデの昇降はウインチによって行われ，データはケーブルをとおしてデータロガーに記録される。これらのシステムは，パソコンによって制御されている (図 1. 16)。

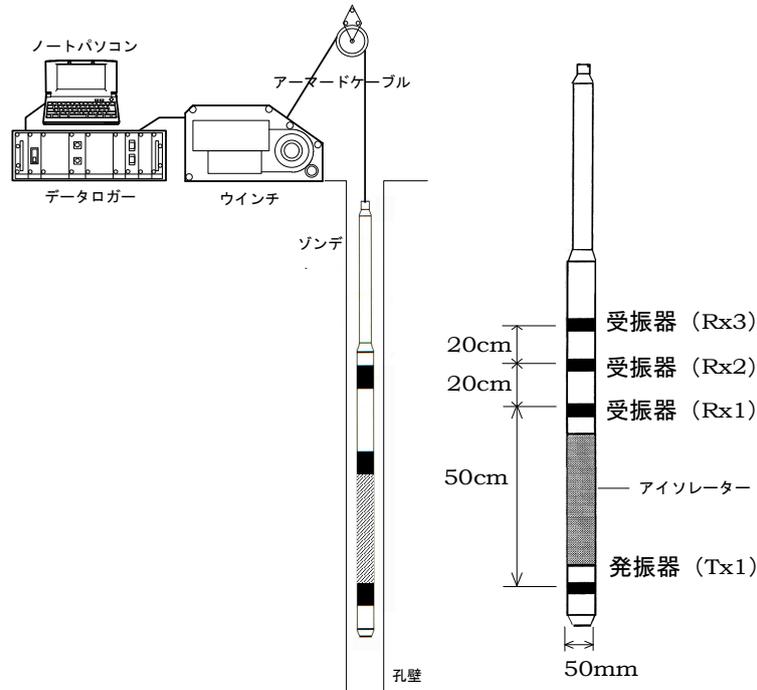


図 1. 16 ALT 社製 FWS 検層器の模式図

(3) 解析・測定手法

取得されたデータは各深度毎の波形記録として画像化される。これを FWS ログと呼ぶ。FWS ログは Rx1 で受信された波形記録と Rx2, Rx3 の波形記録の 2 本が表示され，縦軸が深度，横軸は時間を示している。表示方法はカラー表示・白黒表示・波形表示の 3 通りで，カラー・白黒とも音波の振幅の大きさを階級分けし，階級毎に設定された色調を表示している。このような画像を用いて視覚的に地層の層界区分を行うことができ，また，取得された音波データから P 波，硬岩条件では S 波，ストーンレー波などの音波速度を算出することが可能である。以下にそれぞれの手法について解説する。

① 画像による解析

データは上述のように画像化され，それを用いて視覚的に層界区分を行うことが可能である。音波は振幅の大きさによって色分けされているので，音波の初期到達時間は比較的明瞭に識別することができる。地層の P 波速度は図 1. 15 に示すように一般的に地質が硬質なほど速く，軟質なほど遅い。したがって，音波の伝搬距離が等しければ初期到達時間が早いほど硬質，遅いほど軟質と推定される。よって，初期到達時間の変化に着目することにより，地質境界の推定が可能となる。特に地すべりのような移動層と基岩層で著しく物性が異なるような地質においては，音波の初期到達点の変化からすべり面深度の推定を行うことができる。手法としては比較的簡易であるが，音波デ

一タ取得方法の性格上、画像による直視判定には幾つかの注意点が発生する。

例えば、弾性波速度が異なる地質 A と地質 B の境界面を捉えた場合、初期到達時間は必ず漸移的な変化を示す。これは地質 A から地質 B への変化の段階で地層の弾性波速度が漸移的に変化するためではなく、FWS の音波データ取得の原理上、必然的に発生する現象である。以下にその概念を模式図(図 1. 17)を用いて解説する(2 レシーバータイプの検層器による)。

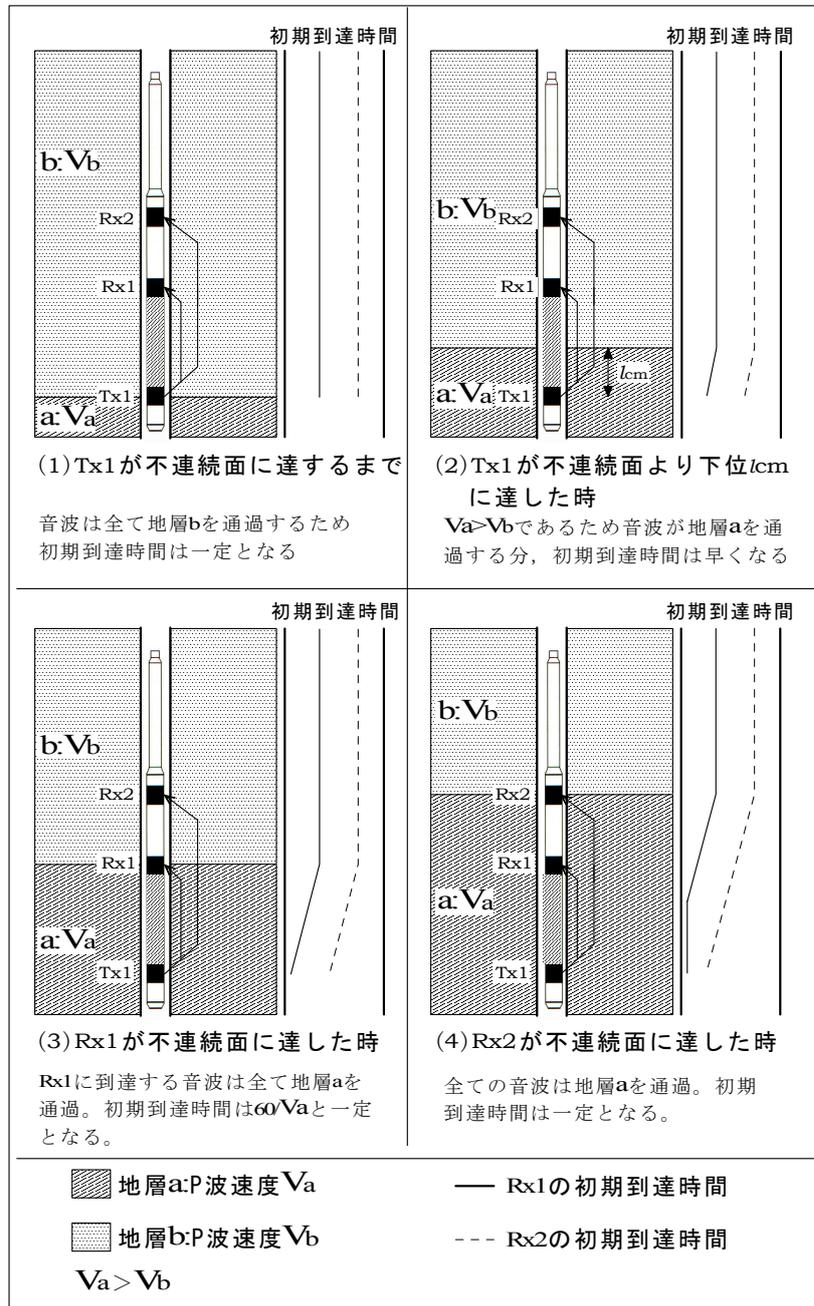


図 1. 17 FWS 検層による音波取得過程の模式図

図 1. 17 は弾性波速度の異なる地層の境界を、FWS ゾンデが通過する過程を模式的に表したものである。地層 a の P 波速度を V_a 、地層 b の P 波速度を V_b とし、 $V_a > V_b$ とする。音波は図のように地層中を垂直に伝播し受振器に達する。ここでは同一の地層中の音波速度は一樣であると仮定し、また、実際には泥水を通る時間等を考慮する必要があるが、簡略化のために音波の移動は水平方向は考えず垂直移動のみ考慮することとする。(1) では発振器、受信器とも地層 b 中に存在するため音波は地層 b のみを通過し、したがって、音波の初期到達時間は一定である。Tx1 と Rx1 の間隔

は 60cm であるため、Rx1 で受信した音波の初期到達時間 TRx1 は

$$TRx1=60/Vb$$

と表せ、Vb が一定なら初期到達時間は一定である。次に (2) のように発振器と受信器の間に境界面が存在する場合、音波は /cm だけ地層 a を通過する。Va>Vb であるから初期到達時間は早くなり、この時の Rx1 で受信した音波の初期到達時間 TRx1 は

$$TRx1= l/Va+ (60- l) /Vb$$

$$= (1/Va-1/Vb) l +60/Vb$$

となる。よって初期到達時間 TRx1 は l に比例する。ゾンデは一定時間で昇降されるため、l は漸移的に変化する。したがって、初期到達時間は漸移的に変化する事となる。直視判定により地質境界面深度を決定する場合は“初期到達時間が増加し始めた深度”が地質境界面の深度となる。また初期到達時間の漸移区間は発振器と受信器の間隔 (Rx1 では 60cm, Rx2 では 100cm) となる。

また、稀にはあるが漸移せずに初期到達時間に変化する場合がある。この場合は、一方の地層の音波速度が著しく遅いために、受振器が音波を受信できないために生じる現象であると考えられる。この時の境界面深度は初期到達時間が急激に変化する深度から、発振器と受信器の間隔分浅い深度である。

②音波速度の算出法

FWS ログを解析し音波速度を算出する方法は以下の 2 通りである。

- a) 音波の初期到達時間を導き出し、それを用いて P 波速度を算出
 - b) 両受信器による FWS ログを用いて、センブランス演算法によりあらゆる音波の速度を算出
- 以下に両者の手順について解説する。

- a) によって P 波速度を算出するにはまず、音波の初期到達時間をピックアップする必要がある。各深度毎の音波波形を用い、各サンプリング点の Small Window, Large Window の各平均値の比率が初めて一定値を越える点をその深度における音波の初期到達点とする方法である (式 1)。

$$\frac{\text{Small Window Average}}{\text{Large Window Average}} > \text{Ratio Threshold} \dots\dots\dots (1)$$

Small Window, Large Window とは任意に設定されるサンプリング範囲で、図 1. 18 のようにサンプル点を中心とした小さいサンプリング範囲が Small Window, サンプル点を右端にとった大きなサンプリング範囲が Large Window である。Ratio Threshold も任意に設定できるが、解析ソフトの初期設定は 3 となっている。つまり式 1 の Small Window Average が Large Window Average の 3 倍より大きい場合となる。

このようにして、各深度における初期到達時間がピックアップされ、FWS ログ上に初期到達時間の深度変化曲線が表示される。P 波速度算出はこれを用いて行われる。算出に用いられる公式は下に示す式 2 のようになる (図 1. 19)。

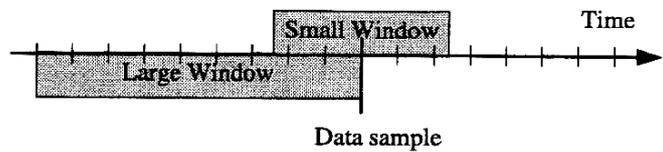


図 1. 18 データサンプリング範囲模式図

$$v = \frac{v_w^2 dt_m + 2s v_w \sqrt{p + 4s^2 - v_w^2 dt_m^2}}{v_w^2 dt_m^2 - 4s^2} \dots\dots\dots (2)$$

- ここに、 s : 距離 (m)
 l : 発信器・受信器の間隔 (m)
 V_w : 液体の速度 (m/s)
 V_f : formation の速度 (m/s)
 dt_m : 初期到達時間 (s)

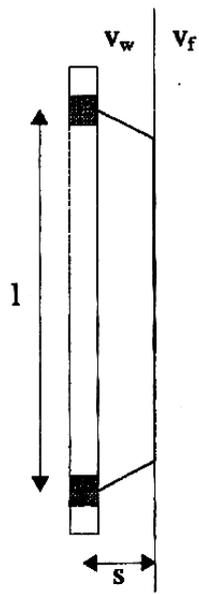


図 1. 19 公式に使用される各パラメータ

次に、b)は Rx1 と Rx2 の FWS ログを用いて、センブランス演算法によって P 波・S 波・ストンレ一波などの速度を解析する手法である。一般的に反射記録の速度解析処理において、コヒーレンシ測定は重要な役割を果たしている。コヒーレンシとは複数の関数間の類似度という意味である。つまり FWS における速度解析で行われるコヒーレンシ測定とは、発信器からの距離の異なる複数の受信器により受信された音波の振幅の類似度を測定することである。センブランスはコヒーレンシ測定式の一つであり、想定した時間範囲における各レシーバーの加算後の平均振幅のエネルギーに対する各レシーバーの加算前の振幅の平均エネルギーの比として表される。

センブランス処理に用いられる式は以下となる。

$$S_t = \frac{\sum_{t=t}^{t+\Delta t} (\sum_i x_{ti})^2}{\sum_{t=t}^{t+\Delta t} \sum_i \alpha_{ti}^2}$$

- ここに、 i : 受信器
 t : ある波形記録における時間
 x_{ti} : 受信器 (i) の音波の時間 t における振幅
 jΔt : センブランス処理に用いる時間範囲

上式で算出された値は白黒濃淡の深度変化図として表される。センブランス処理は単に音波速度

をき出すだけでなく、モードの異なる波(P波, S波, ストンレー波など)を識別できるという点で重要である。

③すべり面の解析方法

再滑動型地すべりの移動土塊は、地すべり活動による変形・破碎と風化によって粘土化が進み、岩塊とこれを充填する粘土で構成されている。地層の弾性波速度は一般的に未固結なほど遅いことから、地すべり移動土塊では遅く、基岩では速いと考えられる。また多くの場合、不動層である基岩との境界には、主変位せん断面と従属せん断面からなる数10cmの厚さの“せん断帯”を持つことが知られている。地盤内の破碎帯はP波速度の低下帯として検出されることから、ダム・トンネルなどの土木的な地盤調査などで活用されている。地すべりにおいても、すべり面上位の“せん断帯”は著しく弾性波速度が低下するゾーンとして検出されると予想される。よって、以下の条件を満たす不連続面はすべり面である可能性が考えられる。

- a) 弾性波速度が大きく増加する(初期到達時間が早くなる)不連続面の存在
- b) 不連続面の直上における弾性波速度の顕著な低速度層の存在
- c) 不連続面の上位に連続する弾性波速度の低速度層(地すべり移動層)
- d) 不連続面の下位に連続する弾性波速度の高速度層(基岩)

表 1. 2 を参考にすべり面を判定する。

表 1. 2 FWSによるすべり面判定基準

不連続面		速度変化		低速度層の連続性 (不連続面の上位)		高速度層の連続性 (不連続面の下位)	
判定条件	評点	判定条件	評点	判定条件	評点	判定条件	評点
漸移的速度変化	1	$V_u \leq 1.7$	2	$V \leq 1.7$ が連続	2	$V \geq 2.5$ が連続	2
$L_v \doteq L$	1	$1.7 < V_u \leq 2.0$	1	$1.7 < V \leq 2.0$ が連続	1	$2.0 \leq V < 2.5$ が連続	1
$L_v \neq L$	0	$V_u > 2.0$	0	$V \leq 1.7$ 連続しない	0	$V < 2.0$: 一部	1
急激な速度変化	2	$V_l \geq 2.5$	2	不連続面直上で音波の振幅が小さい	1	$V \geq 2.0$ 連続しない	0
		$2.0 \leq V_l < 2.5$	1	小振幅層が連続	1	$V \geq 3.5$ に達する場合あり	1
		$V_l < 2.0$	0	$V \geq 2.5$ が連続	-1	$V < 2.0$ 連続区間あり	-1
評点累計値 Σ : 最高13点, 最低0点 確実度区分 ○ : すべり面の可能性大 $\Sigma \geq 9$ △ : すべり面の疑いあり $5 < \Sigma < 9$ × : すべり面の可能性小 $\Sigma \leq 5$							
V : 音波速度 (km/s) L : 発振器一受振器の距離 L _v : 音波速度漸移区間の距離 V _u : 不連続面直上(漸移区間上部)の音波速度 (km/s) V _l : 速度増加終了深度(漸移区間下部)の音波速度 (km/s) ※音波速度の設定範囲は基盤地質により変更する必要がある。							

この表を用いてすべり面判定を行う手順とその考え方を以下に示す。

- 1) FWS 解析画像から音波速度増加深度をピックアップする。
- 2) ピックアップした深度それぞれに対して、判定項目に沿って採点する。

a) 不連続面の确实度判定

- a-1) 漸移的速度変化：図 1. 17 に示すように弾性波速度の異なる地層境界が明瞭な場合は、速度変化は漸移的变化を示す。また速度の漸移的变化が不連続面に起因するものであるかの評価として、漸移区間が発振器と受振器の間隔と同等かを確認する必要がある。
- a-2) 急激な速度変化：顕著な低速度層の存在により、音波の伝達が遮断されるような場合は、発振器と受振器の両者とも高速度層に達した時点で突然増加する。地すべりによっては、すべり面(主変位剪断面)とその上位の剪断帯が著しく脆弱で、固結度の低い粘土層である場合が考えられる。そのような剪断帯を示唆するような急激な速度増加は、すべり面を捉えている可能性が高い。

b) 速度変化レベルの評価

地すべり移動層と基岩では、弾性波速度が著しく異なると推定される。したがって、不連続面の上下で速度変化が大きいほど、よりすべり面である可能性が高い。そこで、速度変化開始深度の音波速度がより遅く、速度変化終了深度の音波速度がより速いほど評点が加算される。

基準表に示している音波速度の設定範囲は、御荷鉾緑色岩地帯の地すべりにおける弾性波探査結果を参考にしている。図 1. 20 に示す断面図は高知県怒田地すべりと愛媛県沢渡地すべりでの弾性波探査結果である。両者とも 3 つの速度層に分けられ、それぞれ 0.8~1.4km/s の第 1 速度層、2.0~2.6km/s の第 2 速度層、4.8~5.0km/s の第 3 速度層となっている。両地すべりともすべり面は第 2 速度層中に存在するとされている。三波川変成岩類分布域の地すべりにおいても、これと同様な傾向が示されている。

音波検層では泥水波(1.44km/s)より遅い弾性波速度は観測できない。したがって、地層の音波速度が泥水波速度以下となる区間では、音波の初期到達時間は一定値で直線状に認められるため、解析画像上で区別しやすい。FWS 解析画像からの直視判定により音波速度を概算する場合には、おおよそ 1.66km/s の音波が泥水波と推定される。そこで移動層である可能性が高い音波速度を便宜的に 1.7km/s 以下と設定した。また弾性波探査結果から、基岩である可能性が高い音波速度を 2.5km/s 以上と設定(図 1. 15 の結晶片岩の弾性波速度より)し、評点 2 とした。

c) 低速度層の連続性

- c-1) 地すべり移動層の評価：不連続面がすべり面であるならば、その上位は地すべり移動層であり弾性波速度は連続して遅くなる事が予想される。上述のように 1.7km/s 以下の速度層は地すべり移動層と設定し、その連続性に着目して採点する。
- c-2) 波形の振幅に着目した評価：地層が脆弱である場合、音波速度が遅くなる他に振幅が小さくなる。したがって、解析画像上で音波振幅が小さくなる深度に着目し、それが不連続面直上に認められる場合に 1 点、またそれが連続する場合にはさらに 1 点追加する。

d) 高速度層の連続性

- d-1) 基岩の評価：上記の弾性波探査結果を参考にし、2.5km/s 以上の速度層が連続する場合に 2 点、2.0km/s 以上 2.5km/s より遅い速度層が連続する場合は 1 点とする。また低速度層が局所的であれば、基岩内の破碎部もしくは亀裂と解釈できるため、1 点。さらに速度が 3.5km/s 以上に達する場合は部分的にでも認められれば 1 点追加する事とする。逆に速度が 2.00km/s 以下が連続する区間が存在する場合には、1 点減点する。

3) 評点の合計点からすべり面の確実度判定を行う。

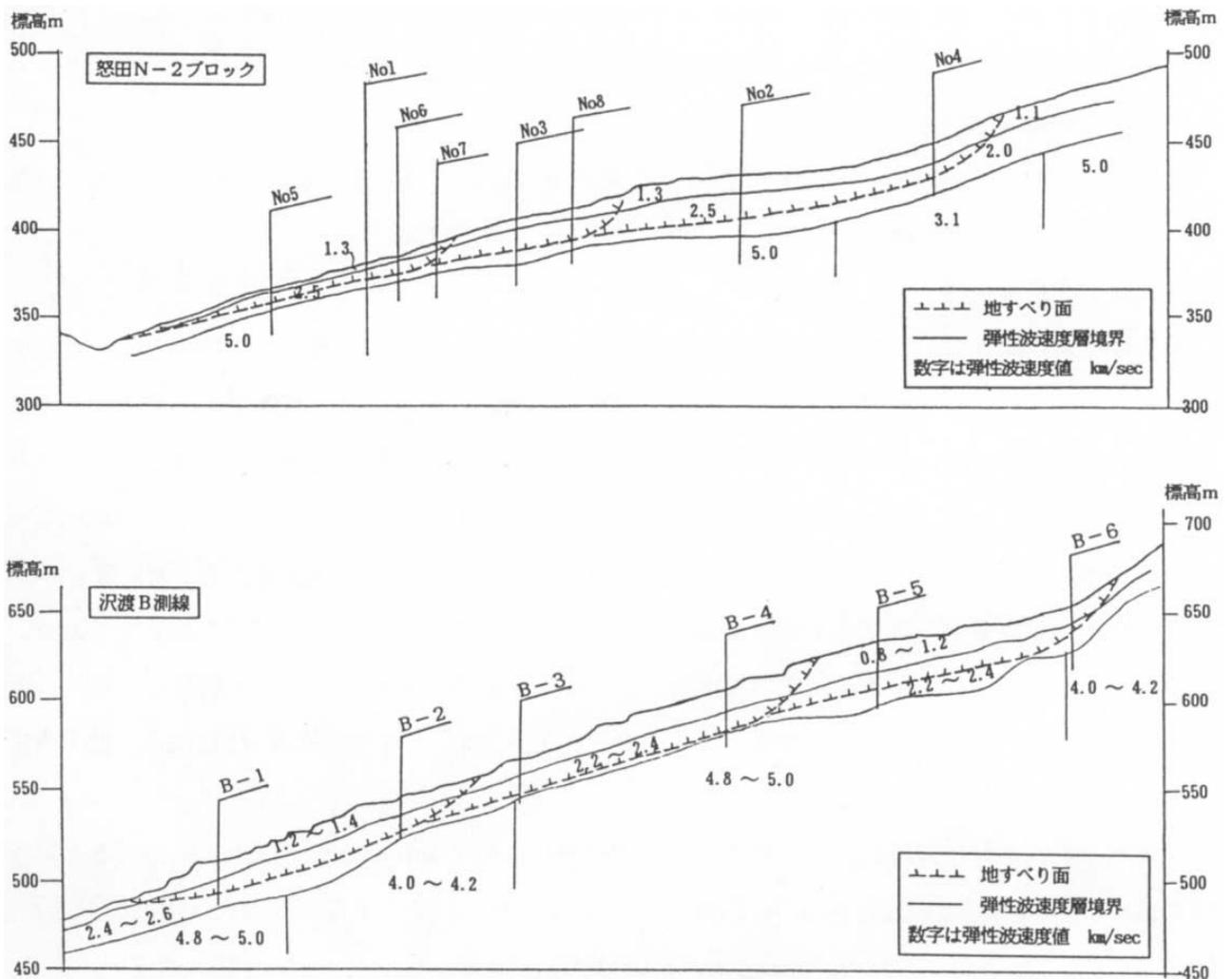


図 1. 20 御荷銚帯地すべりの弾性波探査例(吉井書店：斜面調査のための物理探査より)

(4) 調査結果

FWS の解析画像例を図 1. 21 に示す。解析画像は取得した音波の振幅の時間経過を各深度毎に表示している。縦軸がボーリング深度、横軸が経過時間 (μs) を表す。図は左から

- ①RX1 が受振した波形と初期到達時間深度変化曲線
- ②RX2 が受振した波形のカラー表示
- ③RX3 が受振した波形のカラー表示
- ④速度解析(横軸は $\mu s/m$)

を表している。①～③はいずれも各深度で記録した音波波形を連続表示したもので、縦軸が深度、横軸が時間 (μs) を表す。FWS 画像は波形表示・白黒表示・カラー表示の 3 通りで表示できる。図 1. 21 は Rx1 での受振記録を波形表示、Rx2 と Rx3 の受振記録をカラー表示にしている。カラー表示は音波の振幅の大きさを階級分けし、階級毎に設定された色で表示される。初期到達点は解析ソフトの演算により最初に音波が到達した時間を算出し、その深度変化曲線を表示している。この例では Rx1 のデータから算出した初期到達時間だけ表示する。④は Rx1～Rx3 のデータを用いて算出されている。これは音波の波形の一致度を白黒の濃淡表示で表しており、黒色が濃いほど波形の一致度が強い。横軸は区間走時 (=slowness, 速度の逆数で単位は $\mu s/m$) を示している。センブランス処理の

結果として波形の集中度が高い程、濃い黒色で表示されており、それぞれがモードの異なる波を表している。一般的に到達時間の早い順に、P波・S波・ストーンレー波となるが、弾性波速度が遅い地質体ではS波は泥水波(約1.44km/s)より遅くなり観測不能となる。

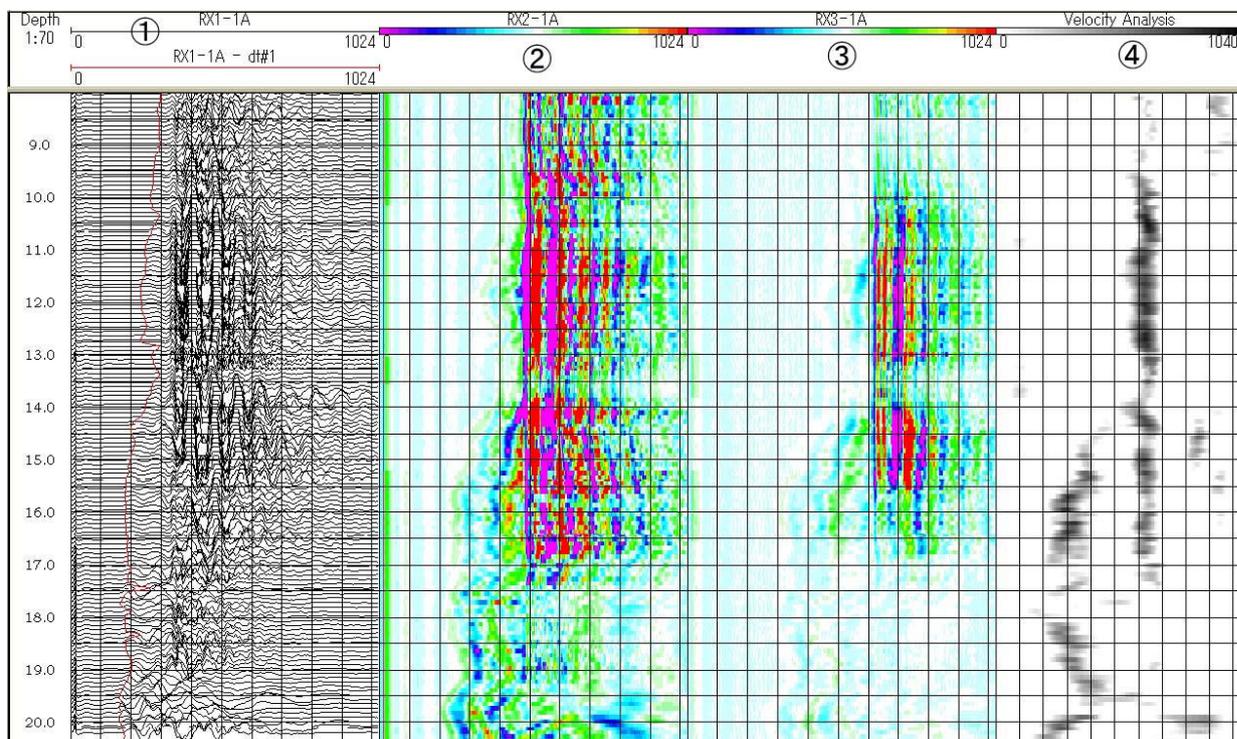


図 1. 21 FWS 解析画像の例

2. 地すべりの安定解析

2. 1 地すべり安全率

① 目標安全率

目標安全率は、 $F_s = 1.10, 1.15, 1.20$ を採用する。

①-2 保全対象

$F_s = 1.10$: ブロック内は、農地・林地が主体の場合。

ただし、ブロック内外や下方に民家、公共施設、県道、国道（以下「民家等」という）があり、被害を受けるおそれがある場合は、地すべりの形態や保全対象の重要度、想定される被害等を考慮し決定すること。

$F_s = 1.15$: ブロック内は、生活道路（市道・町道・村道）が主体の場合。

ただし、ブロック内外や下方に民家等があり、被害を受けるおそれがある場合は、地すべりの形態や保全対象の重要度、想定される被害等を考慮し決定すること。

$F_s = 1.20$: ブロック内は、民家等が主体の場合。

② 初期安全率

$F_0 = 1.00$: 地すべり滑動が小康状態にあるもの、あるいは、ひずみ計に累積はでているが、検測桿では孔曲りが確認できないもの。

$F_0 = 0.98$: ひずみ計の累積、または、検測桿で孔曲りが、1孔以上確認できるもの。

$F_0 = 0.95$: ひずみ計の累積、かつ、検測桿で孔曲りが1孔以上確認でき、滑動しているもの。

また、伸縮計で最大5mm/日以上、あるいは、最大50mm/月以上の変動が確認できるもの。

（伸縮計を設置していない場合、ひずみ累積が $5,000 \times 10^{-6}$ ストレーンを越え、かつ、検測桿で孔曲りが確認でき、頭部のキレツが確認される場合は、速やかに、伸縮計を設置するものとする。）

2. 2 初期安全率（ F_0 ）と水位観測値の取り扱い

①水位の取り扱い

$F_0 = 1.00$ の場合（地すべり変動が期間中に観測されなかった場合）

設計当初は、当年度の最高水位を初期安全率： $F_0 = 1.00$ とする。

なお、翌年あるいはそれ以降の年度に最高水位が、設計時年度より低い場合は、設計当初年度の水位をそのまま用いる。

また、翌年度あるいはそれ以降の年度の最高水位が、設計当初年度より高い場合は、その年度の最高水位を用い、再度安定解析を行う。

但し、その年度の最高水位で、孔曲り等が観測された場合は、 $F_0 = 0.98$ の基準に従う。

$F_0 = 0.98$ の場合

設計当初は、当年度の最高水位を初期安全率： $F_0 = 0.98$ とする。

なお、翌年あるいはそれ以降の年度に最高水位が、設計時年度より低い場合は、設計当初年度の水位をそのまま用いる。

また、翌年度あるいはそれ以降の年度の最高水位が、設計当初年度より高い場合は、その年度の最高水位を用い、再度安定解析を行う。

但し、その年度の最高水位で、地すべり変動状況が前項②初期安全率の中の $F_0 = 0.95$ の変動が観測された場合は、 $F_0 = 0.95$ の基準に従う。

$F_0 = 0.95$ の場合

設計当初は、当年度の最高水位を初期安全率： $F_0 = 0.95$ とする。

なお、翌年あるいはそれ以降の年度に最高水位が、設計時年度より低い場合は、設計当初年度の水位をそのまま用いる。

また、翌年度あるいはそれ以降の年度の最高水位が、設計当初年度より高い場合は、その年度の最高水位を用い、再度安定解析を行う。

②臨界水位と初期安全率

すべり面での水位専用孔（すべり面の水圧だけで他からの地下水の流入を防止した水位孔）が設置されていない場合は、臨界水位や超過確率水位による初期安全率の計算はしない。

水位専用孔が設置されている場合は、臨界水位と超過確率水位による初期安全率の算定を実施するが、初期安全率が、 $F_0 = 0.95$ 以下となった場合は、別途協議する。

なお、初期水位、工事効果水位を決定するときは、発注者と協議の上、決定する。

2. 3 安定解析式

①安定解析式

地すべりの機構解析及び地すべり工事計画に用いる安定解析は、極限平衡法が一般的である。安定解析式は非円弧すべりに対応した式と円弧すべりに対応した式に分けることができる。

非円弧すべり対応：Janbu（ヤンプ法），Morgenstern&Price（モルゲンシュテルン&プライス法，非円弧対応 Spencer（スペンサー）法

円弧すべり対応：Bishop（ビショップ）法，円弧対応 Spencer（スペンサー）法

②地下水文条件

一般的に地すべりに作用する地下水はすべり面付近の亀裂等を流れているものと考えられるため、地下水が被圧地下水の場合と判断し、すべり面に作用する水圧のみを考慮する。

③近似三次元安定解析式

近似的に三次元効果を評価する方法の1つにLamb&Whitman（ラム・フィットマン）らが提案した方法がある。これは複数の縦断面での二次元安全率をもとめ、縦断面の断面積で重み付けをとる方法である。

④安定解析断面数

（1断面：主断面）

一般的には、安定解析は主断面（1断面）で実施する。

副測線の調査孔は、抑制工と抑止工のチェックボーリングとしての位置付けとする。

（3次元解析：2断面以上）

3次元解析（2断面以上）を実施する場合は、調査ボーリングが各断面で2孔以上実施され、地すべり面が確定できている場合に適用する。

地すべりブロック幅が60～100mを超える場合は、2断面以上で解析することが望ましい。なお、抑制工、抑止工は、3次元断面に対応するように配置する。

原則としては、3次元解析が実施できるように、調査孔を配置し、3次元解析を実施することが望ましい。

ただし、2断面の場合で、両測線ともに主測線とみなされる場合は、3次元解析を実施することが望ましい。

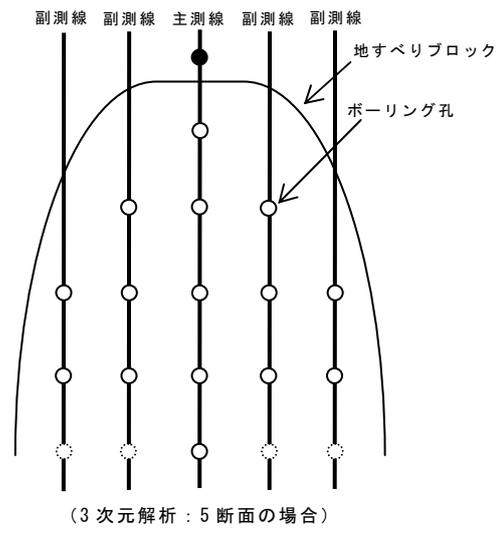
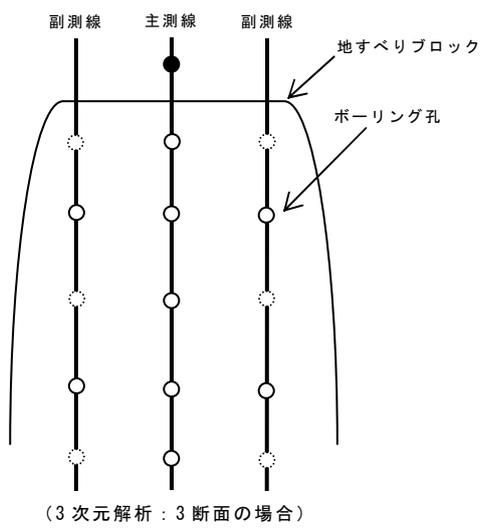
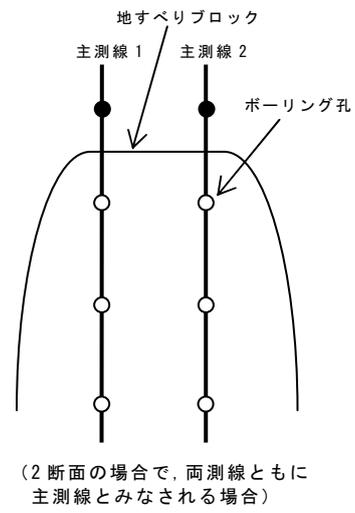
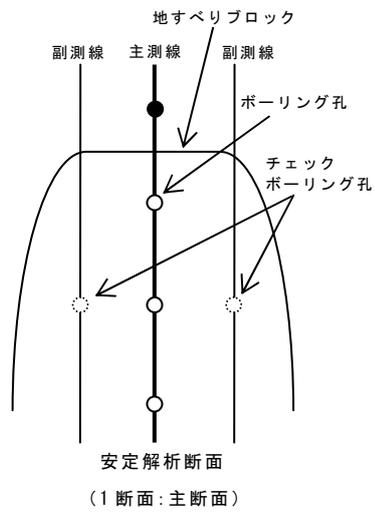


図 2. 2 安定解析断面数

2. 4 安定計算定数

①土質定数 (c' - ϕ') の決定

初期安全率 $F_0 = 1.00$ の場合

ヒズミ変動もない場合 : $c' = 2$ (kN/m²) で, ϕ' を逆算

ヒズミ変動がある場合 : $c' = 1$ (kN/m²) で, ϕ' を逆算

初期安全率 $F_0 = 0.98$ 以下の場合 : $c' = 0$ (kN/m²) で, ϕ' を逆算

ただし、いずれの場合でも、 ϕ' の値が一般値 (表 2.1, 表 2.2 を参照) の値を著しく逸脱した場合は、表 2.1, 表 2.2 を参考に ϕ' を設定し、 c' を逆算により求める。なお、これにより求めた c' の妥当性については、初期条件として設定する地すべり地形 (すべり面形, すべり面深度)、すべり面間隙水圧等の妥当性と合わせ十分に検討を行う。

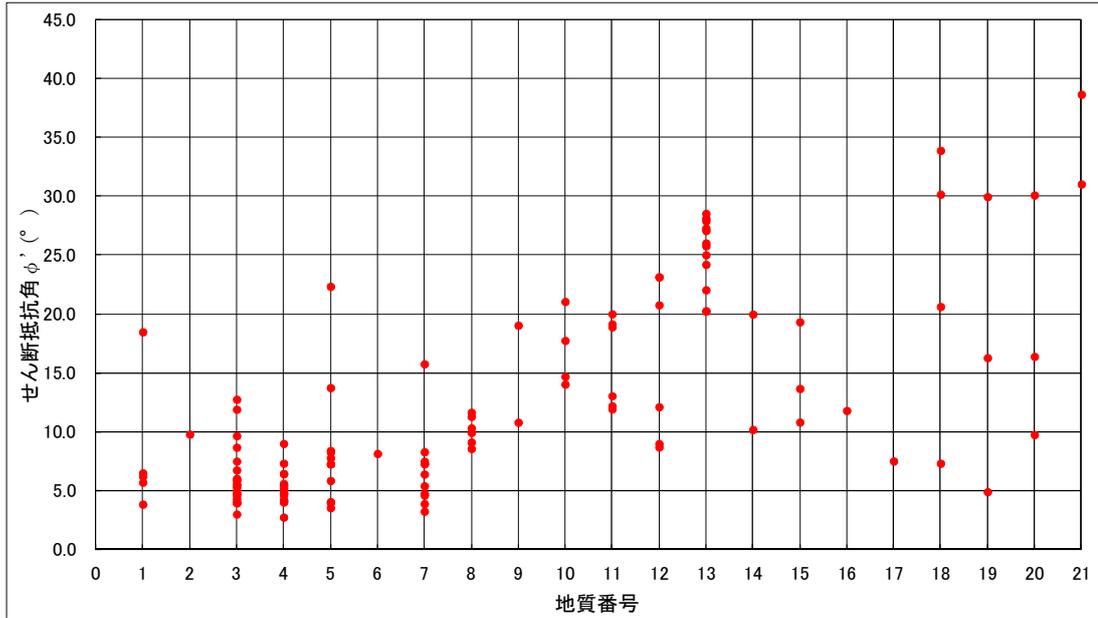
また、土質試験により土質定数が得られている場合は、土質試験により得られた ϕ' を安定解析に導入し c' を逆算する。

< 参考 >

表 2.1 すべり面せん断抵抗角 ϕ' と地質 (全国データ)

誘因別	地質・岩種	番号	試験地 (都道府県)	現場数	試料数	ϕ'_{min}	ϕ'_{max}	ϕ'_{AVG} (全試料)	ϕ'_{AVG} (現場代表値)	
降雨・融雪 誘因型	熱水変質岩	1	山形, 神奈川, 兵庫, 大分, 熊本	5	16	3.8	19.0	7.6	8.2	
	第四系 (凝灰岩)	2	北海道	1	1	-	-	9.8	9.8	
	新第三系	(泥岩)	3	北海道, 青森, 秋田, 岩手, 山形, 新潟, 長野, 富山, 千葉, 山梨, 静岡, 鳥取	21	36	3.0	14.9	6.2	6.1
		(凝灰岩)	4	北海道, 青森, 秋田, 岩手, 山形, 福島, 新潟, 群馬, 山梨, 福井, 兵庫	16	54	2.5	10.3	5.8	5.3
		(凝灰角礫岩)	5	秋田, 山形, 長野, 兵庫, 鳥取	11	32	2.9	23.5	8.3	8.4
		(玄武岩)	6	秋田	1	3	7.1	9.9	8.1	8.1
	古第三系 (凝灰岩・泥岩)	7	福島, 千葉, 北松型 (長崎, 佐賀)	11	35	2.8	15.8	6.5	6.8	
	中生界 (泥質岩・凝灰岩)	8	北海道, 岩手, 長野, 福井	6	24	4.7	18.5	10.7	10.1	
	西南日本 外帯 (付加体)	四万十帯 (泥質岩)	9	宮崎	2	3	10.3	19.0	13.5	14.9
		秩父帯 (泥質岩・緑色岩)	10	群馬, 徳島	4	7	10.8	23.9	17.2	16.9
		御荷鉢帯 (緑色岩)	11	埼玉, 徳島, 愛媛	6	21	7.2	22.0	14.9	15.9
		三波川帯 (塩基性片岩)	12	長野, 徳島, 愛媛	6	17	8.5	26.6	18.4	16.1
		三波川帯 (泥質片岩)	13	徳島, 愛媛, 高知, 大分	12	31	20.3	32.4	26.4	25.2
		三波川帯 (塩基性片岩・泥質片岩互層)	14	徳島	2	8	10.2	23.7	18.8	15.1
		長崎変成岩類 (雲母片岩, 塩基性片岩・泥質片岩互層)	15	長崎	3	4	10.1	19.3	13.7	14.6
	変成岩・ 深成岩	(蛇紋岩)	16	静岡	1	1	-	-	11.8	11.8
		領家帯 (片麻岩)	17	奈良	1	1	-	-	7.5	7.5
地震 誘因型	新第三系	新潟県中越地震 (泥質岩・凝灰質砂岩)	18	新潟	4	21	7.3	33.9	22.0	23.0
		岩手・宮城内陸地震 (火山砕屑岩・堆積岩)	19	岩手	3	11	4.9	34.8	24.0	17.0
	第四系	岩手・宮城内陸地震 (火山砕屑岩)	20	宮城	3	3	9.8	30.1	18.7	18.7
		東北地方太平洋沖地震 (ローム)	21	福島, 栃木	2	5	28.6	42.0	35.6	34.8

※ ϕ'_{min} : 最小値, ϕ'_{max} : 最大値, ϕ'_{AVG} : 平均値



※地質番号は表 2. 1 に示す番号に共通

図 2. 1 日本各地の地すべり地で実施したすべり面せん断試験結果

表 2. 2 すべり面せん断抵抗角 ϕ' と地質（徳島県内データ）

誘因別	地質・岩種	現場数	試料数	ϕ'_{min}	ϕ'_{max}	ϕ'_{AVG} (全試料)	ϕ'_{AVG} (現場代表値)	
降雨・融雪 誘因型	西南日本 外帯 (付加体)	秩父帯(泥質岩・緑色岩)	2	3	14.7	23.9	18.9	17.9
	御荷鉾帯(緑色岩)	2	5	10.6	15.8	12.9	12.6	
	三波川帯(塩基性片岩)	2	16	8.5	26.6	19.0	17.6	
	三波川帯(泥質片岩)	5	12	20.3	32.4	27.2	25.6	
	三波川帯(塩基性片岩・ 泥質片岩互層)	2	8	10.2	23.7	18.8	15.1	

※ ϕ'_{min} : 最小値, ϕ'_{max} : 最大値, ϕ'_{AVG} : 平均値

3. 排水対策工

3. 1 地下水排除工事の効果計画

①地下水排除工の設計

地下水排除工の効果は、大きく御荷鉢帯と三波川帯に区分し、その評価を決定する。

<御荷鉢帯>

地下水排除による地すべり抑制効果は、次のような範囲を目安とする。

地上からのボーリング暗渠工 安全率で 5%程度以下
 集水井と集水ボーリング 安全率で 10%程度以下

地下水位低下量は、次のような範囲を目安とする。

地上からのボーリング暗渠工 水位高で 2.0m程度以下
 集水井施工位置で 水位高で 4.0m程度以下
 集水ボーリング施工位置で 水位高で 2.0m程度以下

但し、地下水位低下高は、最大でも原水位の30～60%程度までとする。

集水ボーリングの計画は、イ・ペ・クサキンの式、小柳一前川の式によって照合する。

3次元解析を実施する場合は、集水井の計画は、井戸公式で照合する。なお、影響範囲は、 $R = 50\text{m}$ から 100m を標準とする。

また、透水係数は表3.1を参考に決定するが、一般的には $\kappa = 10^{-5}\text{m}/\text{sec}$ ($10^{-3}\text{cm}/\text{sec}$)を適用する。

表 3.1 透水係数の一般値 (地盤調査の方法と解説 地盤工学会より抜粋)

		透水係数 k (m/s)											
		10^{-11}	10^{-10}	10^{-9}	10^{-8}	10^{-7}	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}	10^0
透水性		実質上不透水		非常に低い		低い		中位		高い			
対応する土の種類		粘性土 {C}		微細砂, シルト, 砂-シルト-粘土混合土 {SF} {S-F} {M}			砂および礫 {GW} {GP} {SW} {SP} {G-M}			清浄な礫 {GW} {GP}			

原則として、集水井からの集水ボーリングは、上下2段施工とし、打設仰角は上下段ともに水平+5～10度を標準とする。

<三波川帯>

地下水排除による地すべり抑制効果は、次のような範囲を目安とする。

地上からのボーリング暗渠工	安全率で	8%程度以下
集水井と集水ボーリング	安全率で	10%程度以下

地下水位低下量は、次のような範囲を目安とする。

地上からのボーリング暗渠工	水位高で	3.0m程度以下
集水井施工位置で	水位高で	5.0m程度以下
集水ボーリング施工位置で	水位高で	3.0m程度以下

但し、地下水位低下高は、最大でも原水位の50～70%程度までとする。

集水ボーリングの計画は、イ・ペ・クサキンの式、小柳一前川の式によって照合する。

3次元解析を実施する場合は、集水井の計画は、井戸公式で照合する。なお、影響範囲は、 $R = 50\text{m}$ から 100m を標準とする。

また、透水係数は表3.1を参考に決定するが、一般的には $\kappa = 10^{-5}\text{m}/\text{sec}$ ($10^{-3}\text{cm}/\text{sec}$)を適用する。

原則として、集水井からの集水ボーリングは、上下2段施工とし、打設仰角は上下段ともに水平+5～10度を標準とする。

<集水ボーリングの2段施工について>

四国変成岩の地すべりは、ほとんどが破碎帯で滑動しており、破碎帯地すべりとして位置づけられている。

このように、地すべり移動土塊自体に多くのキレツをもった地すべりであり、すべり面で被圧された間隙水だけでなく、移動土塊中の地下水も地すべりに大きな影響を与えている。

したがって、すべり面の地下水と移動層の地下水の両者を排除することが破碎帯地すべりにおける有効な地下水排除と言えるため、集水井からの集水ボーリングは2段施工とする。

ただし、上段集水ボーリングは地下水検層により地下水帯を明確に把握する必要がある。

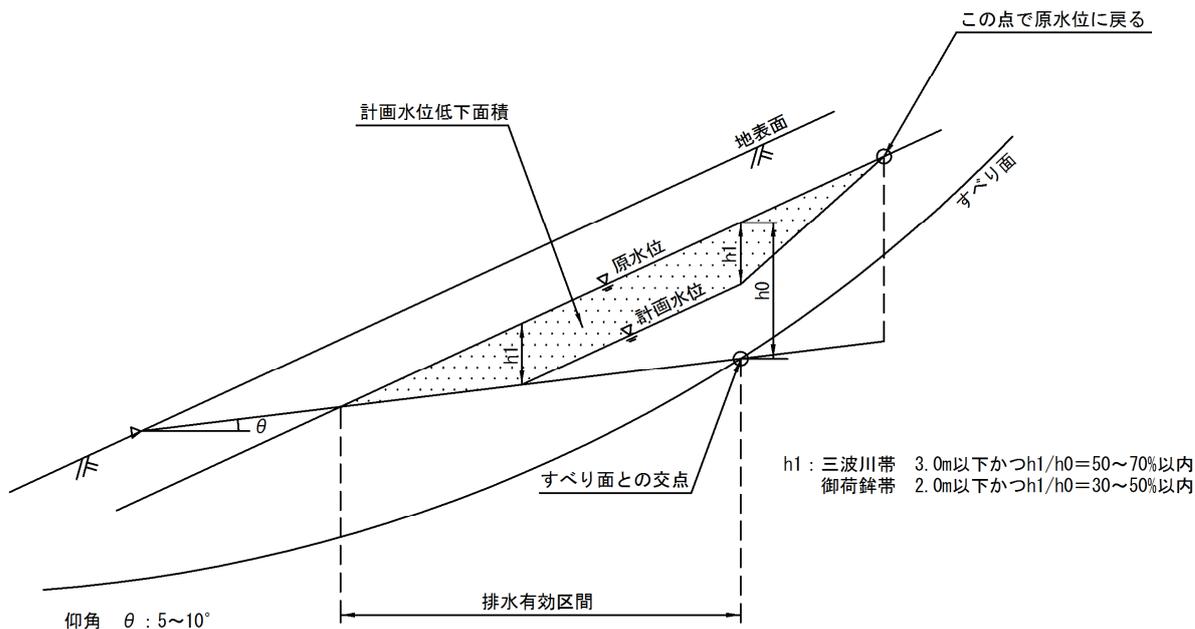


図 3. 1 集水ボーリングの計画水位低下高

* その他の地区は、地質状況の近い方とする

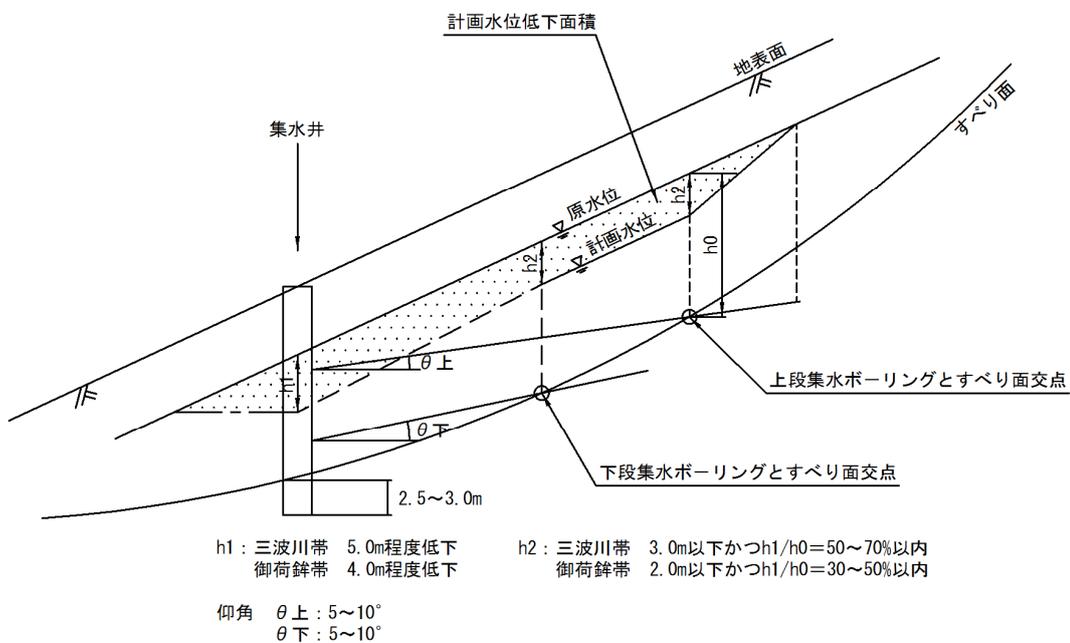


図 3. 2 集水ボーリングの断面配置例

* その他の地区は、地質状況の近い方とする

② ストレーナ加工

②-1 地上からのボーリング暗渠工

ストレーナ加工は、水位面より浅い区間については、降雨時の浸透水を速やかに地表部へ排除すること、また水位面より先端はすべり面の地下水および移動土塊中の地下水を排除することを目的として全区間有孔区間とする。孔口より2～4m間は孔口保護管（VP75）を設置する。各区間の延長は主断面上での計測距離を丸めて1m単位で表示する。

排水量計算としてのストレーナの有効区間は、すべり面の上下帯水層を貫く区間長とする。

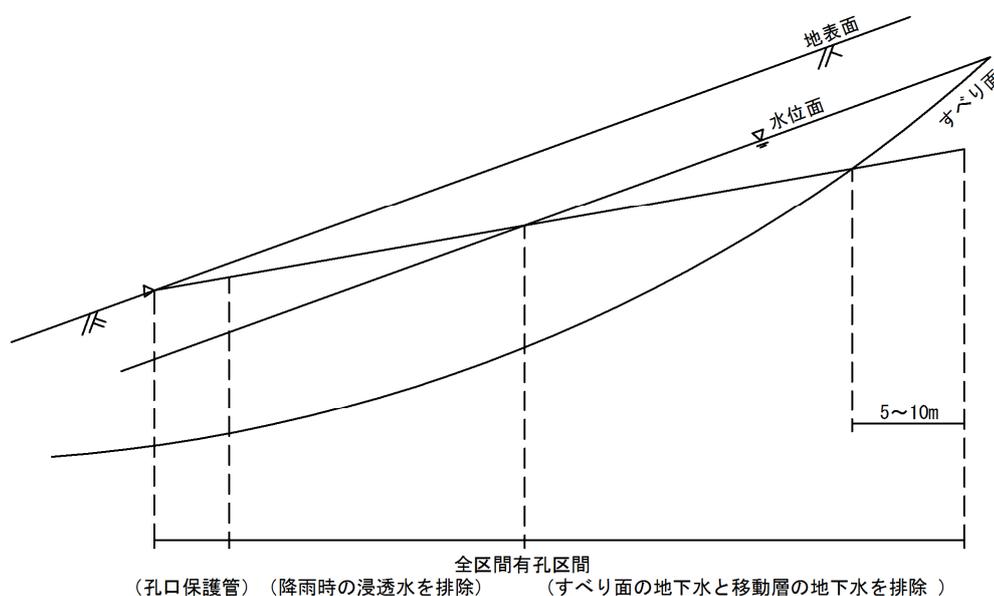


図 3. 3 ボーリング暗渠工の断面配置例

②-2 集水井からの集水ボーリング

集水井からの集水ボーリングのストレーナ加工は、原則として全区間とする。

③ 削孔長

集水ボーリングの削孔長は、35m～50mを標準として、60m程度までとする。

破碎された変成岩の場合、掘削中のケーシングやコアチューブの締め付け等が大きくなり、滑動している地すべりでは60m程度が施工限度であることによる。

④ 孔間隔

ボーリング暗渠工、集水ボーリングは、設計計算の孔間隔が、先端で、5～10m間隔に配置されているか照合し決定する。

照合は、小川－前川の式による。

すべり面以深への貫入深さは、すべり面の面的な位置が不確かなため、すべり面に届かない場合も考えられるため、5～10mの余掘を計画しておく。

⑤ 打設仰角

打設配置は、すべり面形を考慮して、扇型、逆三角形状に施工する。

すべり面が横断的に平板ならば逆三角形型に、横断形も円弧に近い形ならば扇型の施工となる。この中間型では、楕円型になる。

なお、打設仰角は5～10度ですべり面と貫くように施工し、不都合がなければ、孔毎に打設仰角を変更しなくても良い。

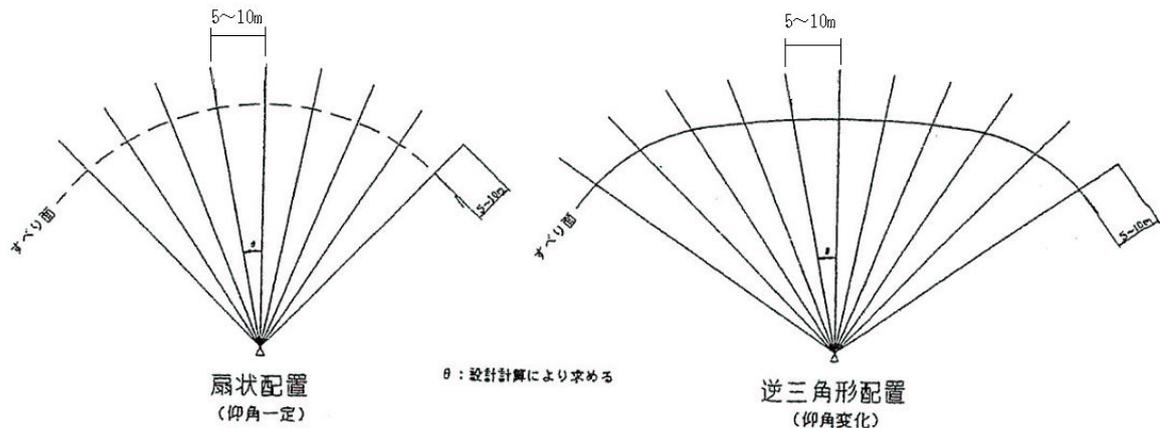


図 3. 4 集水ボーリングの平面配置例

⑥ 集水管の抜けだし防止対策

やむを得ず打設仰角10度を超えて集水ボーリングを打設施工した場合は、抜けだし防止対策を行うものとする。

保孔管とライナープレート等とを咬み合わせるか、繋ぐことによって、抜けだしの防止を行う。集水ボーリング設計計算書に抜けだし防止の実施本数を明記しておく。

⑦ 集水井の掘削深度

集水井は地すべり活動が小康状態であるか、あるいは小さい場合は、集水井によるすべり面からの集水も期待できることから、すべり以深まで掘削することを基本とする。

集水井の施工位置は、設計時に確定し、できる限りチェックボーリングを実施し、集水井の深度や集水ボーリングの深度、打設仰角、延長を決定する。

集水井は集水井の下流側ですべり面から2.5～3.0m程度(静水槽 $L = 1.8m + \alpha$ による)を貫入させる。

⑧ 保孔管のストレーナ加工について

保孔管は、VP40（ロータリーパーカッションφ90mm使用時、ロータリーマシンφ66mm使用時）を標準とし、ストレーナ加工は下図のようにする。

ただし、滑動中の地すべり地区等では、挿入後、せん断・よじれ等により保孔管が破損するおそれのある場合にはSGP40（鋼管）とすることができる。

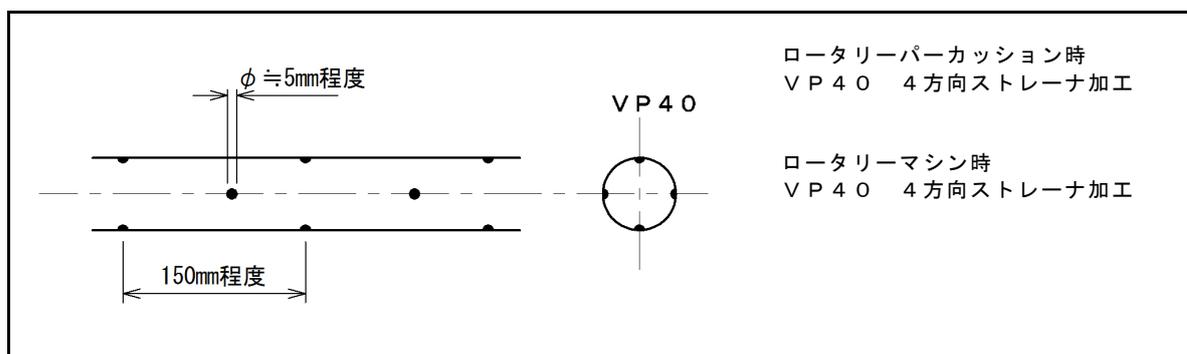


図 3. 5 保孔管のストレーナ加工

⑨ 排水ボーリング

排水管は、SGP80A（ロータリーパーカッションφ115mm使用時）を標準とする。

また、SGP100Aを使用する場合は、ロータリーパーカッション削孔径φ146mmを使用する。

削孔角度は、-3度より急角度とする。

排水管径および削孔角度は、排水量から判断し決定する。

ただし、設計段階において、地形上等から排水量を計画できないときは2本計画し、始めに1本施工し、排水状況を判断し追加する。

<例：排水ボーリングの設計>

集水ボーリングの1本の排水量 15.0 ㎥/min

(ストレーナ区間全体を集水区間としているため、排水量の増加安全率は1.0とする)

集水ボーリングの施工本数(上下段) 20.0本

総排水量 : $15.0 \times 20.0 = 300.0$ (㎥/min)

排水管をSGP80A(内径80.7mm)として、-3度(52‰=52/1000)で施工した場合の排水量は、図3.6の管内径75mmを見て、動水勾配の52との交点を読みとる。

交点は、6 ㎥/secとなっている。

したがって、

1分間の排水量は : $6 \times 60 = 360.0$ (㎥/min) > 300.0 (㎥/min)

となり、十分に排水可能である。

排水管をSGP80A(内径80.7mm)として、-5度(87‰=87/1000)で施工した場合の排水量は、図3.6の管内径75mmを見て、動水勾配の87との交点を読みとる。

交点は、8 ㎥/secとなっている。

したがって、

1分間の排水量は : $8 \times 60 = 480.0$ (㎥/min)

排水管をSGP100A(内径105mm)として、-5度(87‰=87/1000)で施工した場合の排水量は、図3.6の管内径100mmを見て、動水勾配の87との交点を読みとる。

交点は、13 ㎥/secとなっている。

したがって、

1分間の排水量は : $13 \times 60 = 780.0$ (㎥/min)

動水勾配が-6度より急になると、図3.6の範囲からはみ出るため、計算式を用いる。

$$D = 1.6258 C^{-0.38} \times Q^{0.38} \times I^{-0.205}$$

D : 排水管径 (m)

C : 流速係数=100 (鑄鉄管相当)

Q : 最大計画排水量 (m³/sec)

I : 動水勾配(打設勾配)

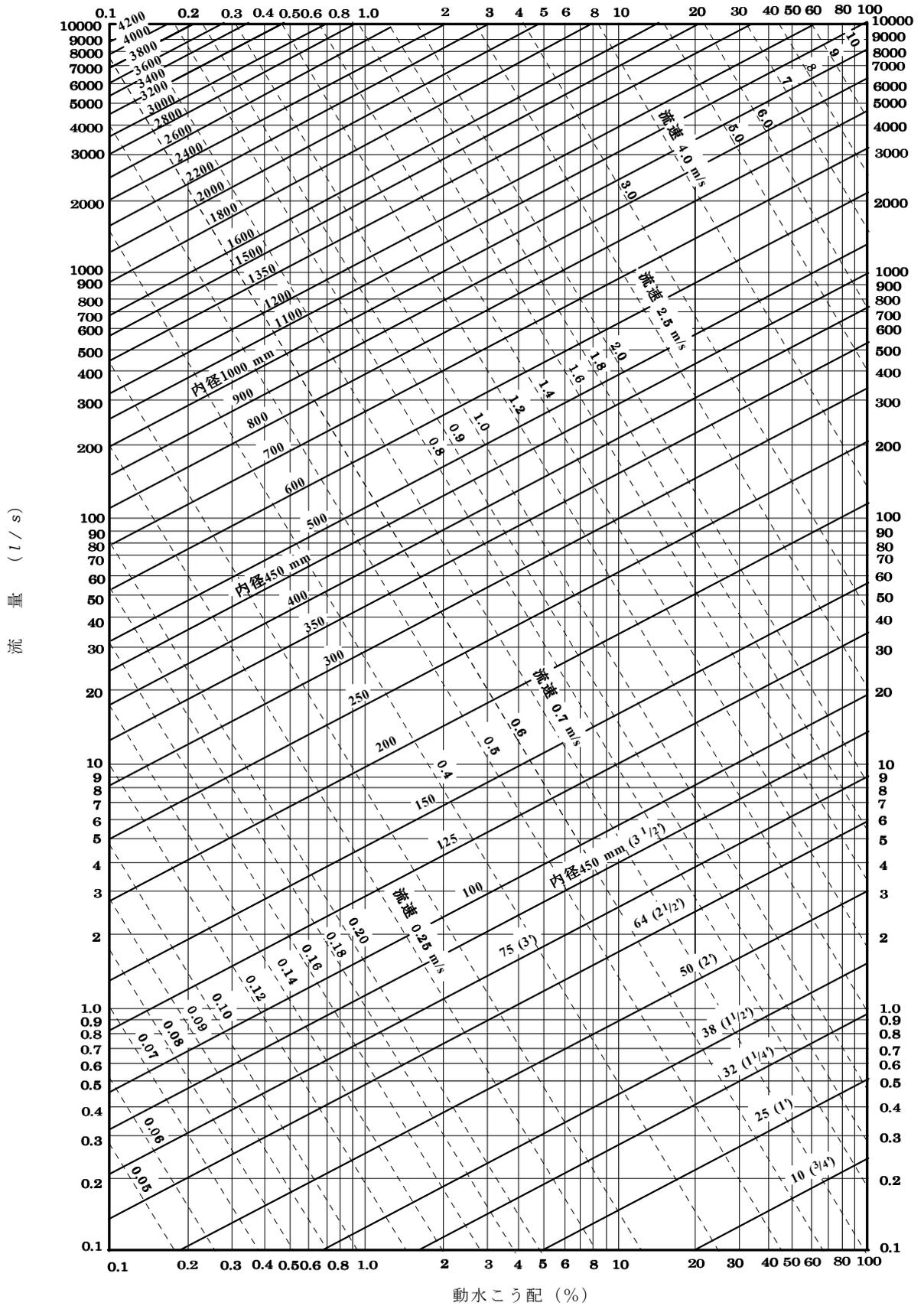


図 3. 6 Hazen Williams公式図表

3. 2 地下水排除工の効果判定

①計画水位以下まで低下した場合

抑制工の工事効果は、ボーリング暗渠工を施工し、その翌年以降の観測において所定の水位低下高以上に効果が得られた場合でも、安全率では $F = 1.10$ 以下の効果とする。

ただし、予想外の効果（ $F = 1.20$ 以上）が現れたときは、 $F = 1.15$ まで効果があったとしても良い。

これは、初期安全率設定時に、臨界水位から超過確率水位時の初期安全率を計算していないこと、また、降雨量の差により、各年度で水位低下が把握できないこと、また、初期の*1超過確率水位時で水位低下量を把握できないため、効果を過大に見る恐れがあるからである。

上記の措置は、過大に排水工事効果を見積もる危険性を避けるための処置である。

排水対策後水位	抑止工等設計安全率
$F = 1.10$ 以下	F の安全率をそのまま用いる
$F = 1.10 \sim 1.20$	$F = 1.10$ とする
$F = 1.20$ 以上	$F = 1.15$ とする

②計画水位まで低下しなかった場合

抑制工の工事効果は、ボーリング暗渠工を施工し、その翌年以降の観測において所定の水位低下高以上に効果が得られなかった場合は、抑制工施工後の観測最高水位をもって、工事効果とする。

排水対策後水位	抑止工等設計安全率
計画水位まで低下しない	$F =$ 観測水位で再検討する (計画の $F >$ 観測水位の F)

なお、抑制工施工後の最高水位が設計時最高水位より高くなった場合で、かつ地すべり滑動が無い場合は、その水位に計画低下水位を足した状態を初期安全率として計算する。現状の安全率は、その年の最高水位だけを用いて計算し、この差（計画低下水位の安全率の上昇）を効果とする。

したがって、当初の抑制工、抑止工の再検討が必要となる。

排水対策後水位	抑止工等設計安全率
水位上昇：滑動なし	上昇水位 + 計画低下水位 = 初期安全率とおき $F =$ 上昇水位時から設計

*1超過確率水位：再現期間を考慮した最高水位の予測方法であり、①観測地点毎の降雨対地下水水位モデルを構築し、計画降雨対応の解析水位を求める方法や②長期の観測地下水水位の極値解析により求める方法が提案されている。

3. 3 集水井の設計

①集水井の径

掘削深度： すべての掘削深度において 径 3500mm

なお、安全面から地上部での立ち上がりを $H=1.0\text{m}$ とする。

また、フェンスは $H=2.0\text{m}$ 以上のものを設置する。

②土圧計算

掘削深度： 20.0m未満 : ランキンの式 : 解析層数 1層

掘削深度： 20.0m以上 : テルツァギの式 : 解析層数 1層

地質構造を1層構造としているのは、設計時の地層構造と施工時の地質構造とが異なっていた場合、ライナープレート厚を施工完了した部分では取り替えられないので、安全側を考慮し、全層礫混じり土層として設計する。

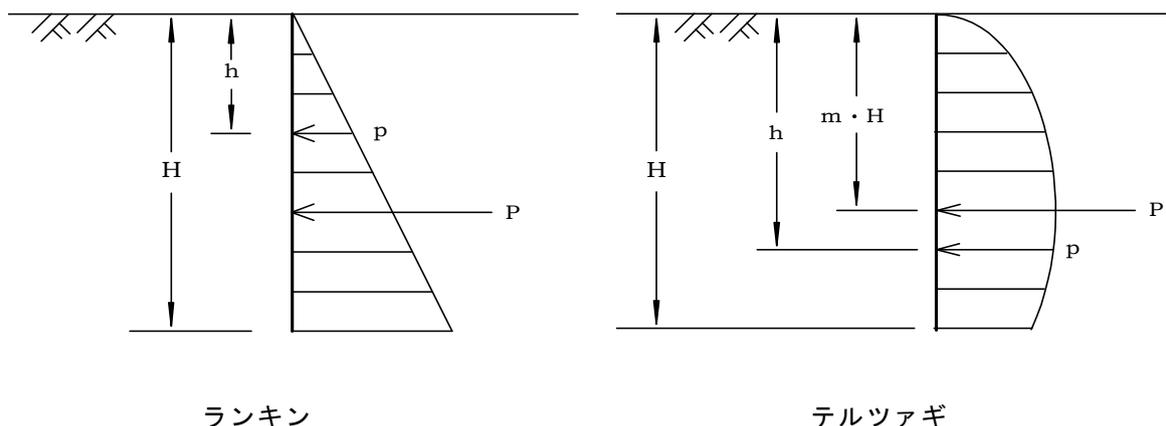


図 3. 7 土圧分布図

③ライナープレート、補強リングの配置

ライナープレートの板厚は、2.7mm、3.2mm、4.0mm程度までを使用する。

補強リングは、 $H125 \times 125 \times 6.5 \times 9$ とし、間隔は、1.0m、1.5m、2.0m。

余掘りは、5cmとする。余掘量 = (ライナープレート波高 + 板厚) / 2 × 1.5

$$= (52.5 + 4.0) / 2 \times 1.5$$

$$= 42.4 \approx 50 \text{ (mm)} = 5.0 \text{ (cm)}$$

なお、ライナープレートの穴あけおよびボルト穴による効率低下は、これを考慮する ($\alpha=0.80$)。

補強リングの間隔を1.0m間隔未満にした場合は、余掘り量を5cm以下におさえることができないため、施工間隔1.0m未満は避ける。

④集水井の設計手順

集水井の設計方法は、次の手順による。

1. 集水井の層構造を1層構造とする。
2. 各層毎の最大主働土圧 P_{max} を計算する。(図 3. 7 参照)
3. 集水井の径 = 3 5 0 0 mm を決める。
4. 余掘量を 5 cm として、板厚 2. 7 mm を見る。
5. P_{max} がライナープレートの強度より小さければ、これを全区間用いる。
6. P_{max} が大きいときは、補強リング間隔を 2. 0 m, 1. 5 m, 1. 0 m と替え、 P_{max} より許容外圧が大きくなる点を探す。
7. P_{max} が許容外圧より小さければ、2. 7 mm で統一し、外圧毎の補強リング間隔で補正する。
8. ライナープレート 2. 7 mm に補強リング 1. 0 m 間隔でも、 P_{max} が許容外圧より大きいときは、3. 2 mm, 4. 0 mm . . . と厚くし補強リングは 1. 0 m 間隔のままで検討する。
9. 補強リングを 1. 0 m 間隔としてライナープレート厚を決める。
10. 補強リングを 1. 0 m 間隔のままで許容外圧に合うようにライナープレート厚を薄く(2. 7 mm まで)する。
11. 次にライナープレート 2. 7 mm, 補強リング間隔 1. 5 m で満足できる深度まで上昇させる。
12. さらにライナープレート 2. 7 mm, 補強リング間隔 2. 0 m で満足できる深度まで上昇させる。
13. これ以浅は、ライナープレート 2. 7 mm で地上まで立ち上がる。

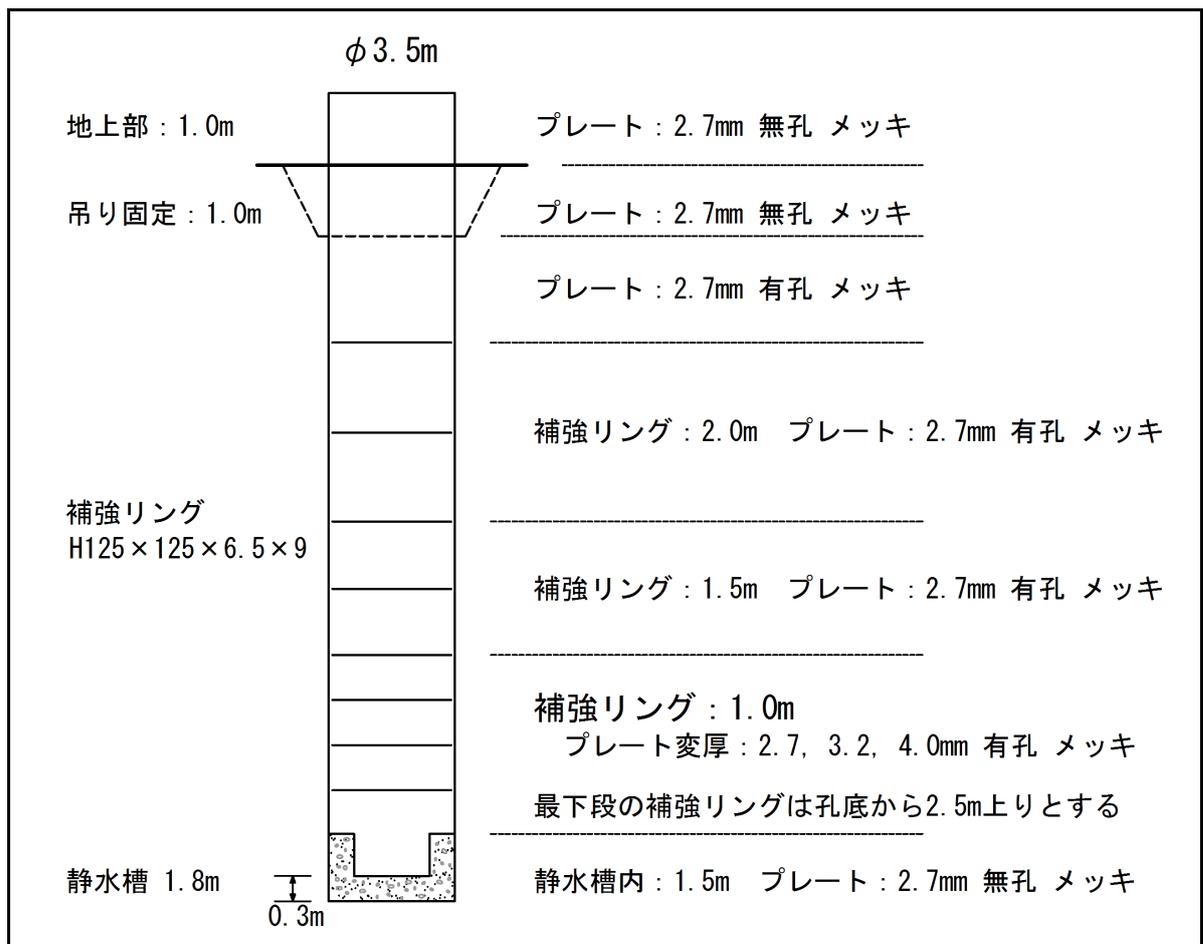


図 3. 8 ライナープレートの板厚の決定

表 3.2 初期橋円ずれ量 (U_o = 5 cm) に対応する許容外圧 (P_a)

井戸径 R = 3.5 (m) の場合

補強リングの寸法 = 125 × 125 × 6.5 × 9
 ライナープレートの許容応力度 σ_{la} = 120000 kN/m²
 補強リングの許容応力度 σ_{ha} = 140000 kN/m²

区分	板厚 t (mm)	断面 2 次 モーメント 1 × 10 ⁻⁸ (m ⁴)	断面係数 Z × 10 ⁻⁶ (m ³)	断面積 A × 10 ⁻⁴ (m ²)	座屈危険 外圧 P _{cr} (kN/m ²)	許容外圧 P _a (kN/m ²) 初期橋円ずれ量 U _o 5cm
補強リング なし	2.7	112.8	36.8	31.81	126.3	32.0
	3.2	134.0	43.4	37.70	150.0	37.9
	4.0	168.3	54.0	47.10	188.4	47.3
	4.5	189.9	60.6	52.98	212.6	53.1
	5.3	224.8	71.0	62.35	251.6	62.4
	6.0	255.5	80.1	70.58	286.0	70.6
	7.0	300.2	93.0	82.30	336.0	82.2
補強リングの 間隔 1.0m	2.7	951.8	170.8	61.81	1065.5	147.3
	3.2	973.0	177.4	67.70	1089.3	153.3
	4.0	1007.0	188.0	77.10	1127.7	162.5
	4.5	1029.0	194.6	82.98	1151.9	168.0
	5.3	1064.0	205.0	92.35	1190.9	176.5
	6.0	1095.0	214.1	100.60	1225.3	183.7
	7.0	1139.0	227.0	112.30	1275.3	193.9
補強リングの 間隔 1.5m	2.7	672.1	126.1	51.81	752.4	108.6
	3.2	693.4	132.8	57.70	776.2	114.0
	4.0	727.7	143.3	67.10	814.6	122.2
	4.5	749.3	149.9	72.98	838.8	127.2
	5.3	784.1	160.3	82.35	877.8	135.0
	6.0	814.9	169.4	90.58	912.2	141.7
	7.0	859.5	182.3	102.30	962.2	151.1
補強リングの 間隔 2.0m	2.7	532.3	103.8	46.81	595.9	88.5
	3.2	553.5	110.4	52.70	619.7	93.5
	4.0	587.8	121.0	62.10	658.0	101.3
	4.5	609.4	127.6	67.98	682.2	106.0
	5.3	644.3	138.0	77.35	721.3	113.4
	6.0	675.0	147.1	85.58	755.7	119.9
	7.0	719.7	160.0	97.30	805.6	129.0

(注) 集水孔による断面欠損を考慮：断面積 20% 断面二次モーメント 20% 断面係数 20%

4. 抑止対策工

4. 1 杭 工

①杭の肉厚変化について

杭設計では、設計根拠（地すべり杭の挙動変化）が明らかになるまで、当面の間、肉厚変化杭は設計しない。

②杭のつなぎ手について

杭のネジ式つなぎは、杭材を杭センターにつり下げることができるレッカー等が搬入できるときには、実施可能である（センターにつり下げないとネジ山を舐め、接続不能となるため、あまり使われなくなってきている）。

また、リングジョイント（ビス留め式）が近年使用されることが多くなってきている（この場合でもセンターにつり下げる必要がある）。リングジョイントは接続が短時間で済み、接続箇所が多い場合や厚肉鋼管の場合などは、施工効率がよい。

しかし、治山関係では、工事場所が山間部となるため溶接以外の繋ぎ方は、レッカー車などの搬入が困難な場合は、施工ができない場合がある。

③杭頭部の埋設深について

杭は、林地、農地に施工後に戻すことを考え、杭頭を地表面からG.L. - 0.5m ~ - 1.0m程度の位置とすることがある。

④杭材の仕様

杭は製造方法等の違いによりJIS規格が異なり、各規格により定められている寸法、化学成分や試験方法は多少の違いはあるものの、杭材の規格記号の中に示される数字は鋼材の引張り強さ(N/mm²)を表し、この数字が同じであれば強度的に同等品と認められている。通常は鋼材の引張り強さ400N/mm²や490N/mm²の鋼材が利用される。

杭の仕様は、図4.1に示す手順に沿って検討し、幾種類かの杭材についての比較計算に基づき、現地の搬入仮設、施工の難易、工期等の条件を考慮の上、最も経済的な仕様のものを採用する。

杭間隔は、モーメントとせん断に関する所要杭間隔を各々検討し、この両者を満足する間隔とする。

SKK490（溶接鋼管）、SCW490（遠心力鋳鋼管）を使用する場合は、SKK400のエキストラとしてのSKK490と比較し、経済的な杭を選定する。

モーメント杭：孔径が大きい薄肉鋼管と、孔径の小さな厚肉鋼管とでは、鋼管径が大きい薄肉鋼管の方が経済的になる。

せん断杭：孔径が大きい薄肉鋼管と、孔径の小さな厚肉鋼管とでは、鋼管径が小さい厚肉鋼管の方が経済的になる。

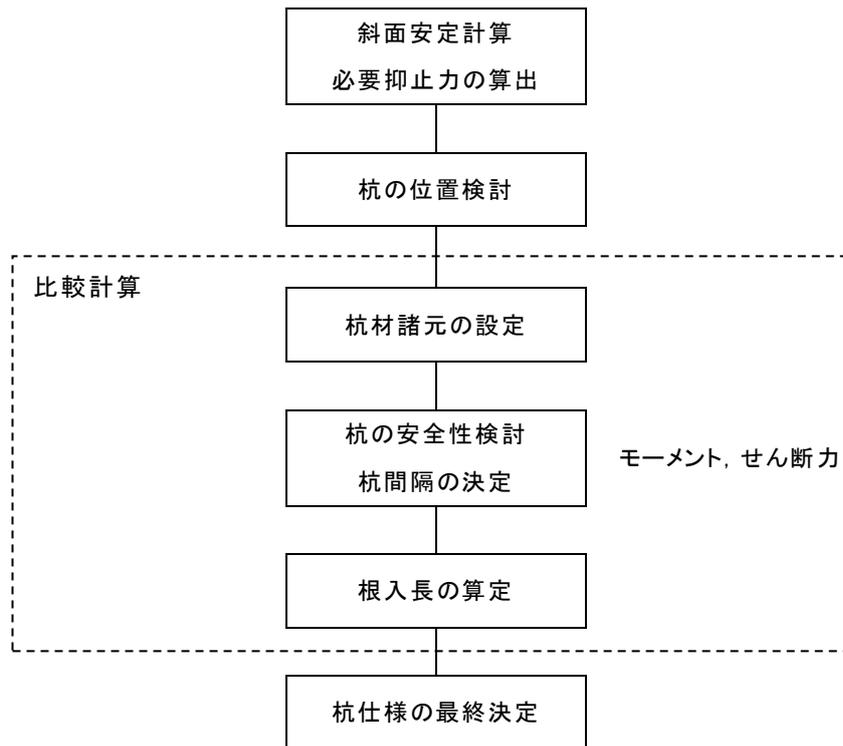


図 4. 1 杭の設計手順

⑤ 超高強度材について

杭は地盤を弾性体として計算しているが、実際は厳密な弾性体でなく変形する。

このため、杭材を超高強度材にした場合、地盤が杭の変形に追随しない場合が考えられる。

例えば、杭仕様をせん断杭とモーメント杭で検討して、せん断杭仕様で設計した場合、杭径が小さな杭でよいと計算される場合がある。このせん断杭を現実の地盤のモーメント杭として見ると、杭材の強度が地盤よりも遙かに強いため、地盤が弾性体として杭の反力として働かず、片持ち杭としての挙動を示す恐れが強い。

したがって、当面は超高強度杭は使用しない。

⑥ 杭の施工間隔

杭の施工間隔は、「平成 25 年版 治山技術基準解説 地すべり防止編 平成 25 年 10 月」の計算式に準拠して算出する。

標準 1.5 m ~ 4.0 m までの 10 cm 括約とする。

すべり面深度（主断面上）	杭間隔（D：杭外径）
1.0 m 未満	$8 \times D$ または 2.0 m 以下
1.0 m 以上 ~ 2.0 m 未満	$8 \times D$ または 3.0 m 以下
2.0 m 以上	$8 \times D$ または 4.0 m 以下

⑦ 杭材長

杭材長は、50 cm 括約とする。

4. 2 アンカー工

①アンカー材の選定

当面は、先端圧縮摩擦型アンカー工とする。

これは、摩擦引張り型アンカーの場合、定着部先端からセメントミルクの破壊が進行する危険性が有るためである。

なお、荷重分散型は、機構的に研究中のため、機構が解明された段階で再検討する。

②アンカーの定着長

アンカー定着長は、3 m～7 mまでを標準とする。

本県は、破砕帯地すべりに相当するため、定着層も破砕化し、風化粘土層を挟在することも多い。定着長全長にわたり、均等に荷重が分布しない恐れが高いため、定着長を3 m～7 mまでを標準とした。

なお、チェックボーリング等で定着層がキレツのない、極めて安定した層であることが全体に確認できた場合は、定着長を最大10 mまで延ばすことが出来るものとする。

また、アンカー定着長は、50 cm 括約とする。

アンカー工の1本あたりの設計荷重は、600 kN～800 kNまでを標準とし、最大でも1,000 kN以下とする。

アンカー定着長 : 3 m～7 m 標準

アンカー定着長 : 50 cm 括約

③施工間隔

(受圧版が現場打ちの場合)

アンカーの施工間隔は、2.0 m, 2.5 m, 3.0 m, 3.5 m, 4.0 mの中から選ぶことを標準とする。

(受圧版が既製品の場合)

設計・経済性・施工上から、この2.0 m～4.0 mの中間値の方が良い場合は、10 cm 単位としても良い。

④定着荷重

アンカーの定着荷重は、原則として設計荷重の50%とし、50 kN 括約の切り上げとする。

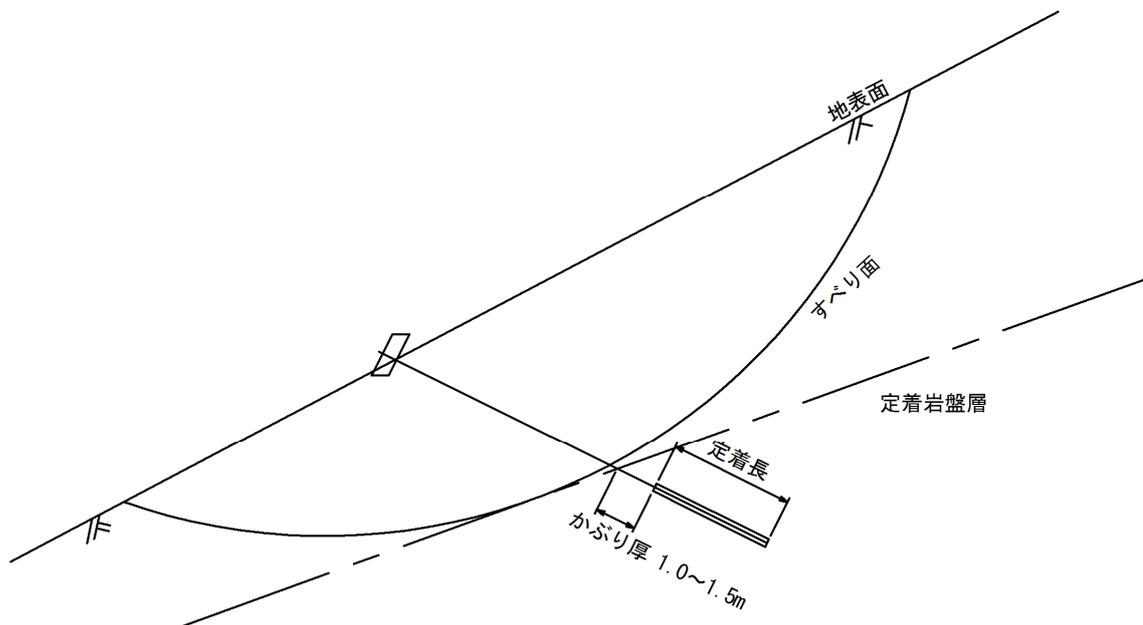
例 定着荷重 = 640 kN × 0.50 = 320 kN ≒ 350 kN

但し、アンカー施工地点の直上部に民家や重要な保全対象がある場合や、すべり規模が小さく、わずかなことで大きく地すべり推力の変化が現れる場合は、定着荷重を設計荷重と同等までかける必要もある。

締め付けアンカー工の場合は、設計荷重の100%で定着する。

⑤アンカー工の定着地盤でのかぶり厚

アンカー工の定着地盤でのかぶり厚は標準として、 $d = 1.0\text{m}$ 以上～ 1.5m 未満として決定する。



⑥受圧版

単独受圧版の場合、裏面で設計した鉄筋量の $1/2 \sim 2/3$ の量を表面に入れる。

この時、鉄筋の本数を減らすのではなく、鉄筋径を小さくして対応するものとし、裏面表面共に配筋間隔は同様とする。

鉄筋間隔は最大 300mm 以下とする。

表面鉄筋径	裏面鉄筋径	表／裏・鉄筋量比
D 13	D 16	66%
D 16	D 19	70%
D 16	D 22	52%

【アンカー工の多段施工時の留意点】

①アンカー工を多段施工で計画・設計を行うときの留意点

例えば、

アンカー工を3段で設計するとき、3段共に同じ施工間隔、同じ引き力で設計するのではなく、例えば、2段（中・下段）をアンカー材の許容引き力まで設計し、他の1段（上段）はピッチを広げて施工することで経済的に施工できることがある。

つまり、延長の長いアンカー本数を減らすことで、数量を減少させることができる。

同一引き力 (施工区間長30mとして)			
上段	2.0mピッチ	500kN	25m×15本=375m
中段	2.0mピッチ	500kN	20m×15本=300m
下段	2.0mピッチ	500kN	15m×15本=225m
			計：900m
750kN/m			

引き力変更 (施工区間長30mとして)			
上段	2.5mピッチ	500kN	25m×12本=300m
中段	2.0mピッチ	550kN	21m×15本=315m
下段	2.0mピッチ	550kN	16m×15本=240m
			計：855m
750kN/m			

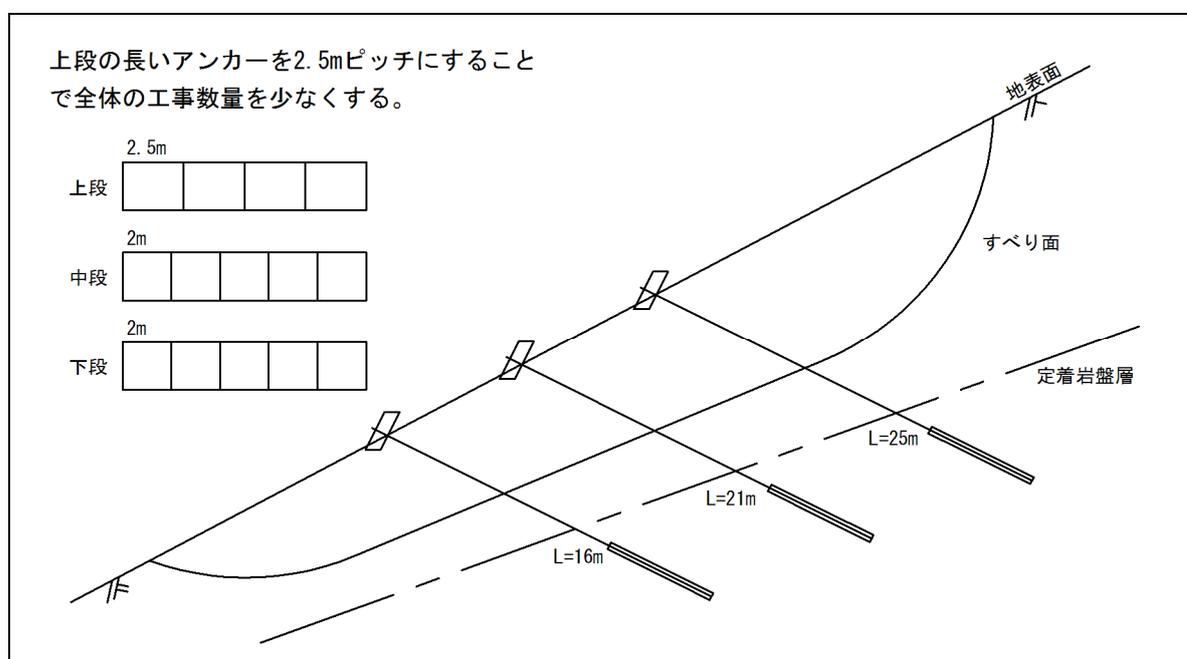


図 4. 2 多段時のアンカー工の配置例

このように、3段共に同一引き力でなく、ある段で引き力を許容値まで引き上げると、全体的に施工数量が減少することがあり、留意する必要がある。

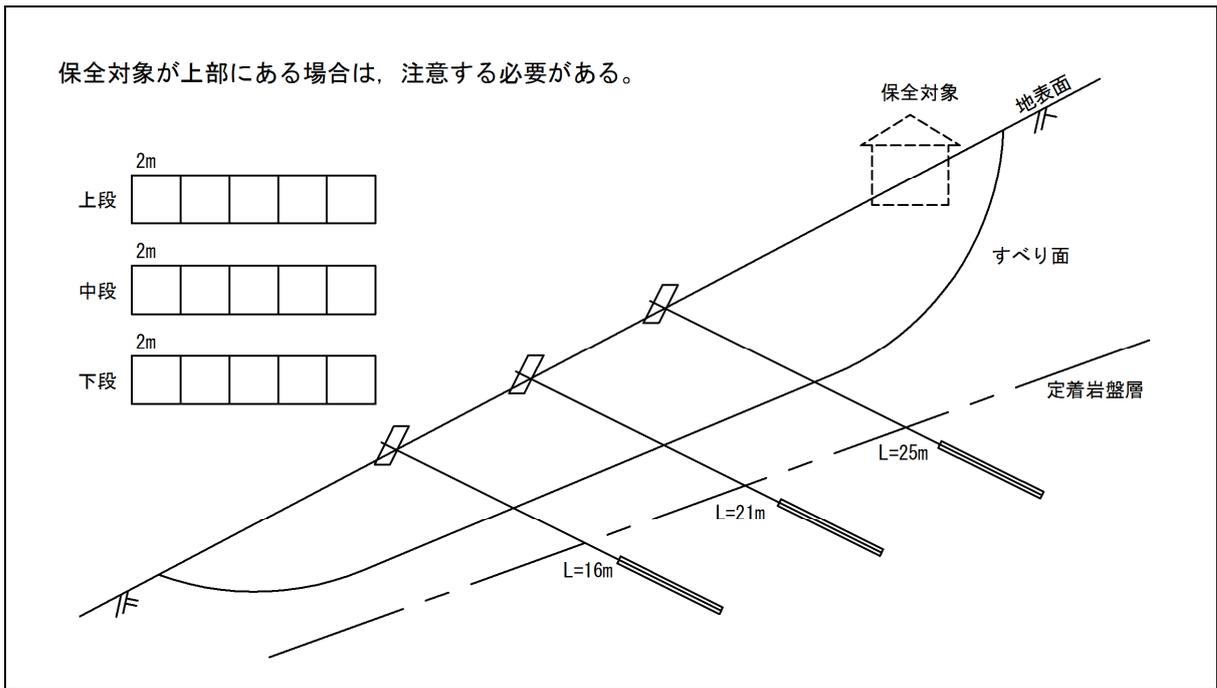


図 4. 3 多段時のアンカー工の配置例（上部に保全対象がある場合）

また、保全対象が地すべり上部にあるときは上部のアンカー力が減少するので、経済的であるという理由だけで上段のアンカー力・本数を減らすことは、避ける必要がある。

場合によっては、上段アンカーを 2 m 間隔で施工したり、3 段共に 2.5 m 間隔で施工することを考える必要もある。

4. 3 アンカー工の引抜試験

アンカー工に関わる試験は、アンカーの設計に必要な諸定数を決定するための「基本調査試験」、実際に使用するアンカーの性能を確認するための「適性試験および確認試験」に分類される。試験内容、方法の詳細については、「グラウンドアンカー設計・施工指針、同解説（JGS 4101-2012）」第8章試験および付録8を参照。

（1）アンカー工の引抜試験における基本事項

- ①試験孔は2本以上とする。
- ②定着長は1.0m～3.0m（0.5mきざみ）のうち、2仕様を選ぶ。
- ③削孔径はφ116mm以上。できれば、本工事と同径が望ましい。
- ④試験アンカー材は本工事仕様と同等か、同等で許容引き力の大きいものを用いる。
（フローチャート参照）

（2）アンカー工引抜試験結果のデータの取り扱いについて

①孔壁とセメントミルクの付着力

崩積土	: 礫混り土	0.20 ～ 0.40 MN/m ²
	転石混り土	0.20 ～ 0.50 MN/m ²
強風化岩	: 粘土化強い	0.30 ～ 0.50 MN/m ²
	粘土化弱い	0.40 ～ 0.60 MN/m ²
風化岩	: 礫状（粘土化少ない）～短棒状	0.50 ～ 1.00 MN/m ²
基岩	: 短棒状～棒状	0.60 ～ 1.50 MN/m ²

おおよその付着力の値であるが、試験値は-20%～+30%程度まで幅広い値が予想される。これは試験での定着長が1mと短かったことが原因と考えられる。

したがって、定着層のより一般的な値を得るため、定着長は2m～3mを標準とする。ただし、C_M～C_H級の短棒～棒状コアが安定的に続く場合に限り、定着長を2m未満とすることができる。試験は定着長を変え、2本以上実施する。

・付着力の決定について

2つの付着力の平均値を求め、それぞれの値がその平均値の0.9倍～1.1倍の間に位置していれば、この平均値をこの地層の付着力として用いる。

また、2つの付着力の平均値を求め、それぞれの値がその平均値の0.9倍～1.1倍の間に位置していなければ、安全側を考慮して値の小さい方の付着力をこの地層の付着力として用いる。

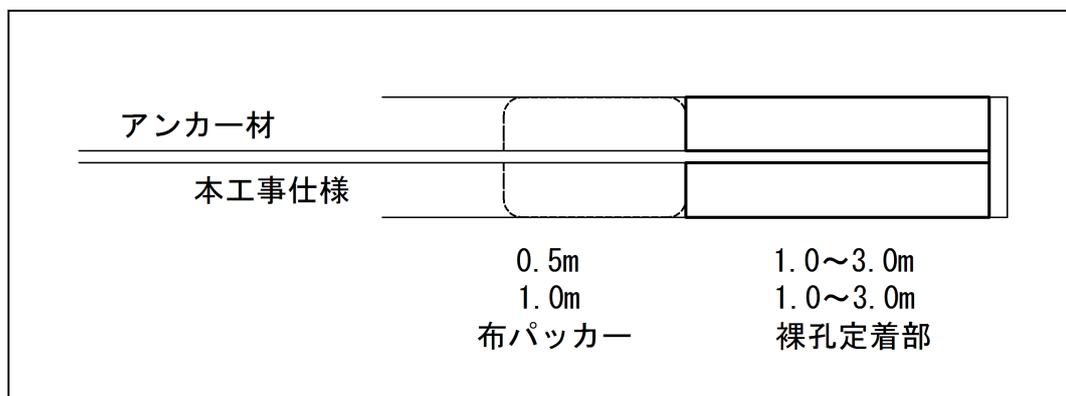
定着長を仕様と同じように試験した結果、予想値の-20%～+30%以内に収まらなかったときは、コア等の判断で妥当であるかを判断し、妥当性を欠くときは再度試験を実施する。

② 削孔径

削孔径は最低φ116mm以上を標準とし、φ135mmでも良い。

本工事でφ135mm、145mmを用いるときは、できれば同一径で試験するのが望ましいが、ロータリーマシンの場合、施工できない恐れがあり、φ116mmとした。

なお、アンカー長が3.5mを超えるとφ116mmでも削孔できない場合があるため、協議して実施する。



③ 試験本数

定着長を変え、2本試験を実施する。

アンカー材はフローチャートに従って選定する。

④ 設計付着力と引抜試験時の荷重（削孔径：φ116mm）

設計付着力と引抜試験時の荷重はおおよそ次のようにする。

設計付着力	引抜き試験時の最大荷重（定着長：1m当たり）
0.2MN/m ²	100kN/m
0.3MN/m ²	150kN/m
0.4MN/m ²	200kN/m
0.5MN/m ²	250kN/m
0.6MN/m ²	300kN/m
0.7MN/m ²	330kN/m
0.8MN/m ²	380kN/m
0.9MN/m ²	430kN/m
1.0MN/m ²	440kN/m

なお、1000kNジャッキを用いて、定着長3.0m、削孔径φ116mmで試験を実施すれば、約0.9MN/m²までの付着力が得られる。

定着長2.5mでは、約1.1MN/m²までとなる。

グラウンドアンカー工の削孔径選定[削孔径選定に関するガイドライン(平成25年度版 グラウンドアンカー技術ガイドブック:一社 日本アンカー協会)]

アンカーの削孔径は、グラウトと地盤の周面摩擦抵抗、必要とするアンカー力、アンカー体長などの設計上の検討に加え、削孔後のテンドンの挿入・設置が容易に行えるクリアランスを考慮して選定する。

必要なクリアランスは、以下のとおりとする。

- (a) ロータリーパーカッション方式の場合
ドリルパイプのカップリング最小内径－アンカーテンドン最大径 $\geq 10\text{ mm}$
- (b) ロータリー方式の場合
シールドパイプの最小内径－アンカーテンドン最大径 $\geq 10\text{ mm}$
- (c) ダウン・ザ・ホールハンマー併用方式の場合
ハンマービット径－テンドン最大径 $\geq 10\text{ mm}$ ※二重管削孔では(b)に準じる。

以下に削孔径のSEE永久グラウンドアンカーおよびSLE型永久アンカーについて各型式の標準削孔径(ロータリーパーカッション)とテンドンの諸元を示す。

工法名：S E E 永久グラウンアンカー

呼 名	テンドン 最大径(mm)	ロータリーパーカッション		構成	公称径 (mm)	断面積 (mm ²)	単位質量(kg/m) (PC網より線)	ダブル質量 (PC網より線+ ポリエチレン)	引張荷重 Tus(kN)	降伏点荷重 Tys(kN)	許容荷重 Tas(kN)	
		カップリング 内径(mm)	削孔径(mm) (呼び径)								常時 0.6Tus	地震時 0.9Tys
F20UA	46	69(φ90)	90(注入ホースなし)	1×φ15.2	15.2	138.7	1.10	1.31	261	222	156.6	199.8
		89(φ115)	115(注入ホースあり)								232.2	297.0
F40UA	52	69(φ90)	90(注入ホースなし)	1×φ17.8	17.8	208.4	1.65	1.88	387	330	297.0	379.8
		89(φ115)	115(注入ホースあり)								343.8	445.5
F50UA	54	69(φ90)	90(注入ホースなし)	1×φ20.3	20.3	270.9	2.15	2.41	495	422	297.0	379.8
		89(φ115)	115(注入ホースあり)								343.8	445.5
F60UA	59	69(φ90)	90(注入ホースなし)	1×φ21.8	21.8	312.9	2.48	2.76	573	495	343.8	445.5
		89(φ115)	115(注入ホースあり)								428.4	547.2
F70UA	59	69(φ90)	90(注入ホースなし)	7×φ9.5	28.5	383.9	3.04	3.54	714	608	428.4	547.2
		89(φ115)	115(注入ホースあり)								579.6	743.4
F100UA	73	89(φ115)	115(注入ホースなし)	7×φ11.1	33.3	519.3	4.09	4.71	966	826	579.6	743.4
		106(φ135)	135(注入ホースあり)								672.0	856.8
F110UA	79	89(φ115)	115(注入ホースなし)	7×φ12.4	37.2	650.3	5.13	5.86	1120	952	672.0	856.8
		106(φ135)	135(注入ホースあり)								768.6	982.8
F130UA	79	89(φ115)	115(注入ホースなし)	7×φ12.7	38.1	691.0	5.45	6.20	1281	1092	768.6	982.8
		106(φ135)	135(注入ホースあり)								1008.0	1285.2
F170UA	95	106(φ135)	135(注入ホースなし)	7×φ15.2	45.6	970.9	7.75	8.74	1680	1428	1008.0	1285.2
		123(φ146)	135(注入ホースあり)								1096.2	1398.6
F190UA	96	106(φ135)	135(注入ホースなし)	7×φ15.2	45.6	970.9	7.75	8.74	1827	1554	1096.2	1398.6
		123(φ146)	135(注入ホースあり)								1554	1996.2

(注1) 注入ホースはポリエチレンパイプ 1/2 インチ (外径 21.5mm) を想定

(注2) フラットパイプ使用時の削孔径は注入ホースなしと同規格となる

工法名：S S L - C E 永久アンカー

型式	テンドン 最大径(mm)	テンドン 最大径(mm)	ロータリーパーカッション		構成	断面積 (mm ²)	裸線単位質量 (kg/m)	引張荷重 Tus(kN)	降伏点荷重 Tys(kN)	許容荷重 Tas(kN)	
			カップリング 内径(mm)	削孔径(mm) (呼び径)						JGS4101-2000 常時 0.6Tus	地震時 0.9Tys
35CE	φ12.7×1	59	69	90	1×φ12.7	98.7	0.774	183	156	109	140
		59	69	90	1×φ15.7	138.7	1.101	261	222	156	199
		59	69	90	1×φ17.8	208.4	1.652	387	330	232	297
		59	69	90	1×φ21.8	312.9	2.482	573	495	343	445
65CE	φ12.7×5	79	89	115	φ12.7×4	394.8	3.096	732	624	439	561
		79	89	115	φ12.7×5	493.5	3.870	915	780	549	702
		79	89	115	φ12.7×6	592.2	4.644	1098	936	658	842
		79	89	115	φ12.7×7	690.9	5.418	1281	1092	768	982

3. 集水井. 杭工

県名	集水井	杭工
高知	2層以上の構造とし計算 板厚は2.7mm統一 補強リングで補正 余掘りは5cm 径：3.0m 15m以上 3.5m	肉厚変化杭：なし ネジ加工：なし
愛媛	1層以上の構造とし計算 板厚は2.7～4.0mmまで 補強リングで補正	肉厚変化杭：なし ネジ加工：搬入できれば実施
大阪	1層以上の構造とし計算 板厚2.7～7.0mmまで 補強リングなし：集水ポーリング足場 とし設置 余掘り5cm	肉厚変化杭：なし ネジ加工：搬入でき、肉厚30mm以上
長野	1層以上の構造とし計算 板厚2.7mm～5.3mmまで 補強リングで補正 余掘り10cm 径：3.5m	肉厚変化杭：なし ネジ加工：なし
静岡	1層以上の構造とし計算 板厚は2.7mmで統一 補強リングで補正 各層内は同一仕様 余掘り5～10cm 径：3.5m	肉厚変化杭：なし ネジ加工：なし
徳島	1層以上の構造とし計算 板厚は2.7, 3.2, 4.0mm 補強リングで補正 余掘り5cm 径：3.5m	肉厚変化杭：なし ネジ加工：搬入できれば実施