

第2章 防 災 対 策

2.1 溪流対策

2.1.1 概 説

行為地の upstream に溪流がある場合は、溪流の防災対策が必要であり、これら対策施設の設置の位置や規模を決定するための基準を示したものである。

【解 説】

行為地の upstream に残流域が残り、ある一定の規模を越えると土石流、土砂流の発生が想定される。

これら土石流、土砂流から行為地を守り、災害を未然に防止するための対策が必要となる。

本節では、溪流災害を未然に防止するに必要な、土砂処理計画及びその対策の考え方、土砂処理の整備目標、施設設計等についての標準を記すものである。

溪流防災対策は、図2.1-1のような流れに従って実施する。

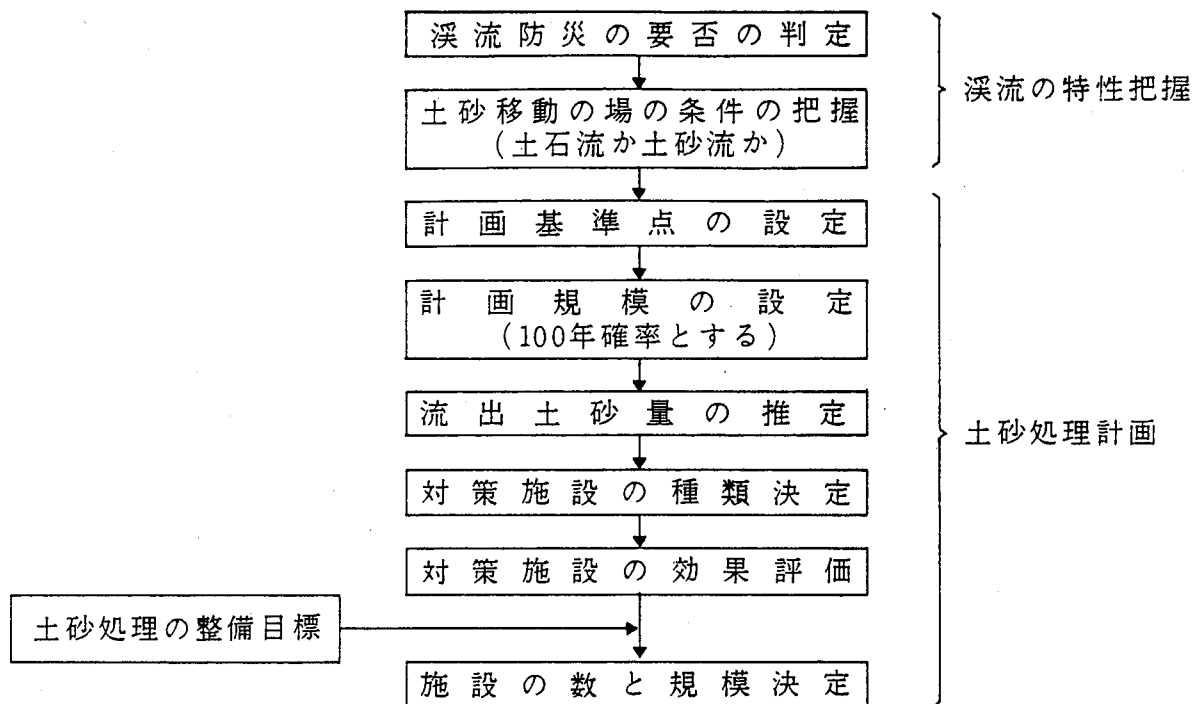


図2.1-1 溪流防災調査の流れ

(1) 溪流防災の対象となる流域

防災対象となる流域（残流域）は、残流域の溪床勾配と集水面積により決定する。

【解説】

行為地上流側の溪流が^{s*1}下記のA，Bいずれかに該当する場合は，溪流防災対策を要する。

A) ……土石流溪流

残流域内に溪床勾配 15° 以上の溪流を有し，その集水面積が1 haを有する溪流。

B) ……一般溪流

残流域内に溪床勾配 15° 未満の溪流を有し，その集水面積が5 ha以上を有する溪流。

A) に該当する溪流は土石流の発生する可能性を有し，B) に該当する

溪流は土石流発生の可能性は少ないが、豪雨時に土砂流の発生する可能性を有する。

これらA), B) 以外の小溪流に対しては、とくに土砂に対する対策は必要ないものとする。

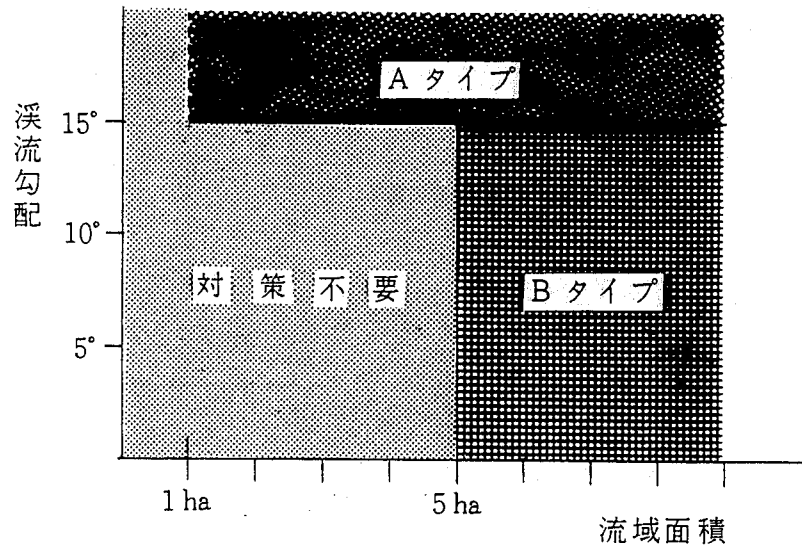


図2.1-2

*1 調査編 2.4.1 解説②を参照。

(2) 溪床勾配による対策区分

対象とする残流域内の溪床勾配により、土石流対策又は一般溪流対策の構造的条件を決定する。

【解説】

一般に、溪床勾配と土砂移動のタイプとの関係は、つぎのとおりとされている。

- $I \geq 15^\circ$: 土石流発生区間
- $15^\circ > I \geq 10^\circ$: 土石流流下区間
- $10^\circ > I \geq 3^\circ$: 土石流停止区間
- $3^\circ > I$: 土砂流区間

したがって、土石流溪流において $I \geq 3^\circ$ の溪床で砂防ダムを設置する場合は土石流対策とし、 $I < 3^\circ$ の溪床で砂防ダムを設置する場合は一般

溪流としての対策をたてる必要がある。

但し、土石流溪流以外の溪流は、全区間を一般溪流対策として取り扱うものとする。

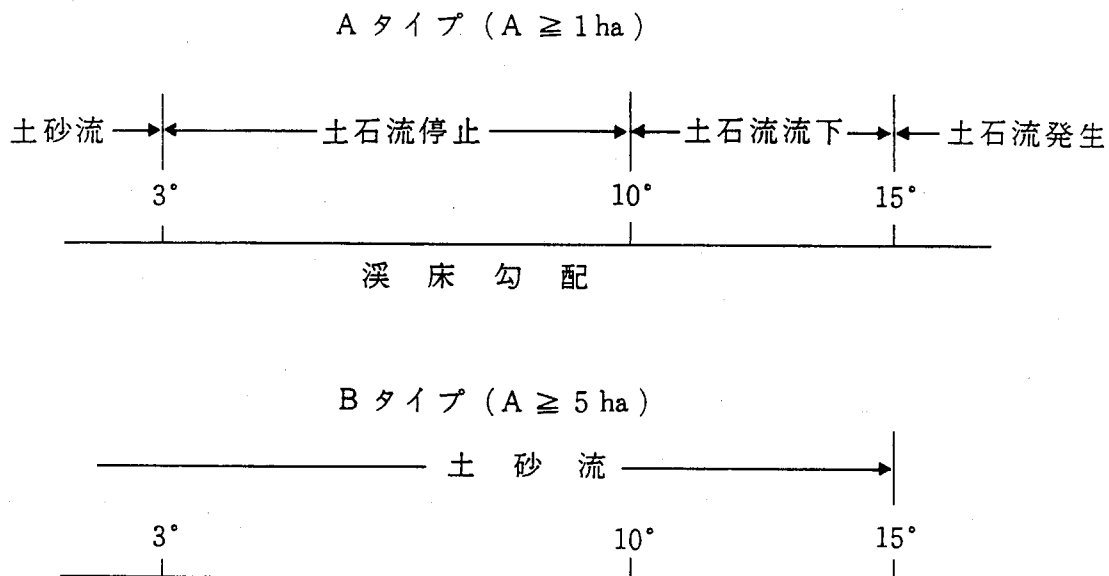


図2.1-3 溪床勾配と対策区分

2.1.2 土砂処理計画

(1) 計画基準点

溪流防災対策で対象とする計画流出土砂量や土砂整備量（率）を決定する地点として、計画基準点を設ける。

計画基準点は、残流域下流端とする。

【解説】

残流域下流端における計画基準点（図2.1-4参照）は、行為地上流側の残流域からの流出土砂が行為地におよぶのを防止する目的として設置するものである。

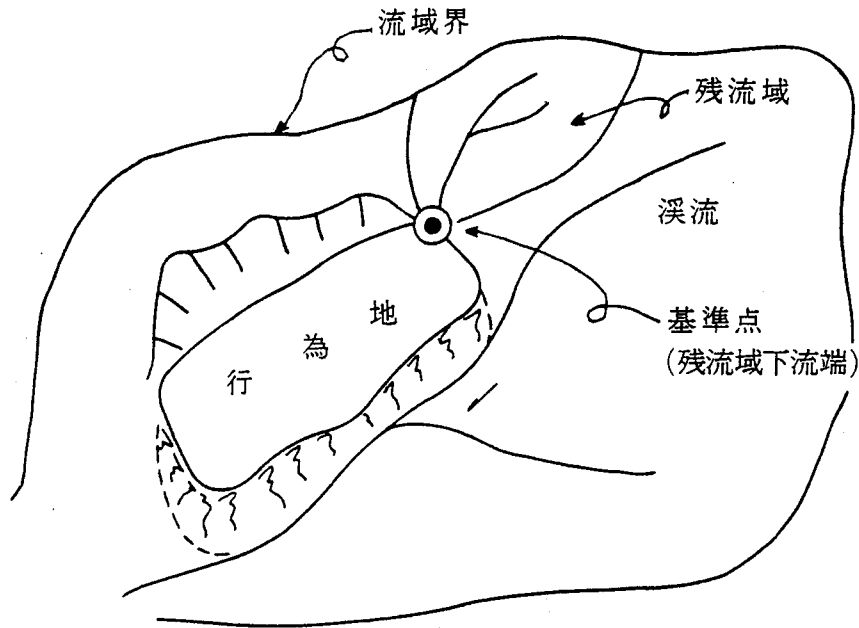


図 2.1-4 残流域下流端における基準点

(2) 計画規模

溪流防災対策の計画規模は、100年確率雨量時の流出土砂に対応できるものとする。

【解 説】

砂防ダム，流路工，溪流砂防施設の放水路断面等の決定にあたっては，100年確率雨量を基本とする。(1.3排水工参照)

(3) 計画流出土砂量

対象溪流の状況に応じ，計画基準点において計画流出土砂量を算定し，土砂処理計画（溪流防災対策）の基本量とする。

【解 説】

計画流出土砂量は，以下の方法を参考にして求めることができる。

計画流出土砂量 = 生産土砂量 (A) × 流出率 (α) × 残流域面積
 生産土砂量 (A)，流出率 (α) については、「大阪府砂防技術指針」(案) 参照。

(4) 対策施設とその機能

溪流防災における対策施設としては、砂防ダム及び流路工がある。砂防ダムは、土石流溪流に設置する場合、土石流を捕捉する目的で設置し、一般溪流に設置する場合、土砂の扞止・調節・貯砂を目的に設置される。流路工は、土砂含みの流水を下流にすみやかに流下させるとともに、溪岸・溪床の侵食防止を目的に設置される。

【解説】

砂防ダムは、原則として重力式コンクリートダムとする。

流路工は護岸工と床固工の組み合わせで計画する。

盛土のり尻が流路に接する場合は、勾配緩和も考慮し、護岸、横工を組み合わせた流路工を施工する。

(5) 対策施設の効果評価

砂防ダムの効果としては、施設管理者が除石を原則として行うものとし、土石流区間に設置する場合は計画貯砂量と計画扞止量を見込む。また、一般溪流区間に設置するものについては計画貯砂量・計画調節量・計画扞止量を見込み、除石できないものについては、計画調節量と計画扞止量のみを見込むものとする。

流路工の効果は、施設延長区間の扞止量を見込むものとする。

【解説】

① 砂防ダム工

(イ) 計画貯砂量

砂防ダムの計画調節量は、計画貯砂量の10%とする。

計画貯砂量は、現溪床勾配と計画貯砂勾配で囲まれる(図2.1-5参照)容量とし、計画堆砂勾配は現溪床勾配の1/2とする。

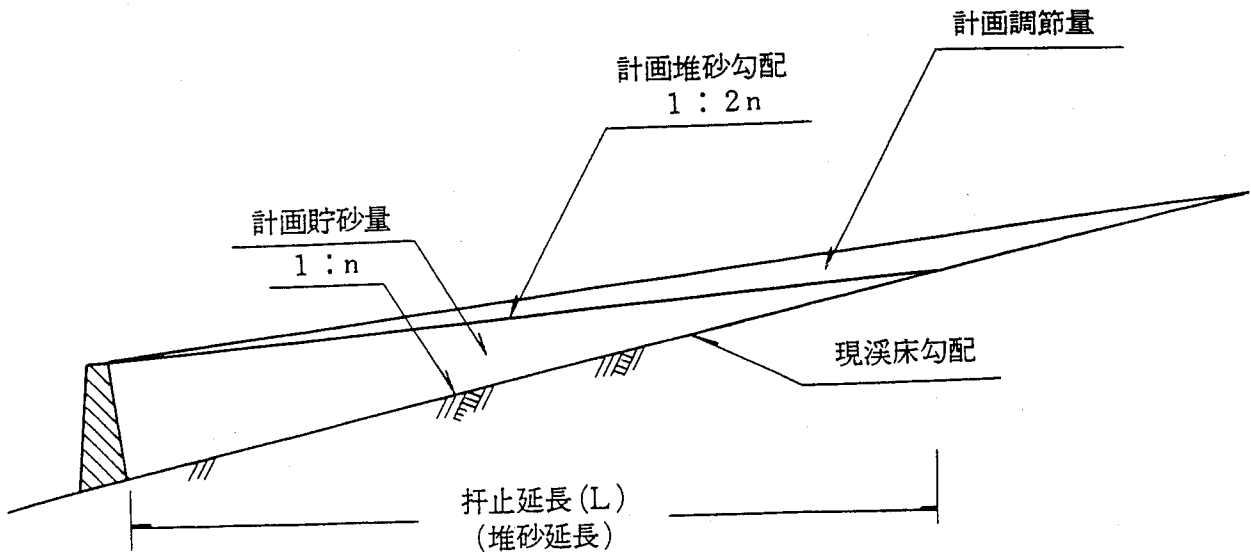


図2.1-5 砂防ダムの効果

(口) 計画扞止量

$$\text{扞止量 (Vds)} = \text{扞止延長 (L)} \times \text{単位長当りダム扞止量 (m}^3\text{/m)}$$

で求めることができる。

単位長当りダム扞止量については、「大阪府砂防技術指針」(案) 参照。

② 流路工

流路工の扞止量は、施工延長に単位長当り流路計画扞止量の値を乗じて

$$\text{扞止量 (Vds)} = \text{扞止延長 (L)} \times \text{単位長当り流路計画扞止量 (m}^3\text{/m)}$$

で求めることができる。

(6) 土砂処理の整備目標

土砂処理計画の効果は、土砂整備率で評価するものとし、①土石流溪流、②一般溪流の別及び、開発種別毎に整備目標を定める。

【解説】

① 土石流溪流の土砂整備率

土砂整備率 (F) は次式で算定する。

$$F = \frac{B \times \alpha + C}{A}$$

F : 土砂整備率

A : 計画流出土砂量

B : 計画扞止量

C : 計画貯砂量

α : 流出率

② 一般溪流の土砂整備率

$$F = \frac{B \times \alpha + D + C}{A - E}$$

F : 土砂整備率

A : 計画流出土砂量

B : 計画扞止量

C : 計画貯砂量

D : 計画調節量

E : 許容流砂量

α : 流出率

許容流砂量は、計画流出土砂量 (A) に許容率 (β) を乗じて

$$E = A \times \beta$$

で求める。

許容率 (β) については「大阪府砂防技術指針」(案) 参照。

③ 整備目標

残流域対策の整備目標は、表2.1-1のとおりとする。

表2.1-1 整備目標

| | 残流域 (km ²) | 整備率 |
|------|------------------------|-------|
| 宅地造成 | 0.3未満 | 50%以上 |
| | 0.3以上 | 35%以上 |
| その他 | — | 35%以上 |

ただし、0.3km²未満の残流域で将来砂防ダムの設置が不可能な流域については、70%以上の整備率とする。

また、ダム1基で上記整備率に満たない場合は連続ダム工とする。

2.1.3 施設設計

(1) 総説

行為地の upstream に残流域がある場合、その流域からの土石流等により行為地に被害が生ずるのを防止することを目的に対策施設を設置する。

対策施設は、上流からの土石流、土砂流、洪水流を流下させるため、十分安全な構造、断面とすること。

【解説】

ここで述べる対策施設とは、コンクリートダム工、流路工とし、施設設計にあたっては「大阪府砂防技術指針（案）」並びに「建設省河川砂防技術基準（案）」を参考とする。

(2) コンクリートダム工

1) ダム工の基本構造

① 地盤によるダムの構造

原則として土砂地盤の場合は段切り構造とし、岩盤地盤の場合は斜切り構造とする。

なお、表土が薄くその下に良質の岩盤が存在する場合は、岩盤まで嵌入させること。

【解説】

「大阪府砂防技術指針（案）」参照のこと。

② 高さ

1. ダムの高さは溪流の土砂処理の整備目標を勘案の上定めなければならない。
2. ダムの高さは目的及び施工箇所の状態に応じて定める。
3. ダムの高さの決定に際しては基礎の地質を十分に調査しなければならない。

【解説】

「大阪府砂防技術指針（案）」参照。

③ 計画堆砂量等

堆砂量の計算は計画ダム地点より上流の貯砂横断面図による。

【解説】

「大阪府砂防技術指針（案）」参照。

2) 断面計算

① 設計外力

砂防ダムに作用する外力には静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震力、温度変化による膨張力、収縮力、土石流の衝撃力等があり、設計条件に応じて適切な外力で設計しなければならない。

【解説】

砂防ダムに働く外力としては静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震力等が考えられるがダムの形式、機能別による分類等により、各々そのとるべき値が異なるので、そのダムの設計条件に応じて適切な外力で設計する必要がある。なお、堤高15m未満の砂防ダムについては静水圧のみとする。

② 安定条件

砂防ダムとして一般に用いる重力式ダムは、その安定を保つために次の三つの条件を満たさなければならない。

1. ダムの上流端に引張応力が生じないようにダムの自重及び外力の合力の作用線が原則として底部の中央1/3内に入ること。
2. ダム底の基礎地盤との間で滑動を起こさぬこと。
3. ダム内に生じる最大応力が材料の許容応力を超えないこと。地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること。

【解 説】

以下の項については、「大阪府砂防技術指針（案）」参照。

- イ 現地の摩擦係数
- ロ 地盤の許容支持力
- ハ 砂防ダムの安定計算

3) 水通し

① 水通しの位置

水通しの位置は、原則としてその中心が現河床の中央に位置するように定めるものとし、ダム上下流の地形、地質、溪岸の状態、流水の方向を考慮して定めなければならない。

【解 説】

「大阪府砂防技術指針（案）」参照

② 水通し断面

水通し断面は、原則として台形とし、その形状は次によるものとする。

1. 水通し幅は、流水によるダム下流部の洗掘に対処するため、側面侵食等の著しい支障を及ぼさない範囲において、できる限り広くする。
2. 水通しの高さは、対象流量を流し得る水位に、表2.1-3の余裕高以上の値を加えて定める。

【解 説】

位置は、ダム周辺の地形・地質及び下流の流心の方向等を考慮して決定し、形状は逆台形とし、袖小口の勾配は1:0.5を標準とする。

断面は、計画洪水流量を十分に流しうる断面に余裕高を加えたものとし、幅は現溪床幅を考慮して決定するものとする。水通しの最小幅は3.0mとし、できるだけ幅を広げ水深を浅くするものとする。水深はできるだけ3.0m以上にはしないようにするが、やむを得ず3.0m以上にしなければならない場合は、前庭保護工の検討を十分にしなければならない。

水通し断面を越流する流量は、一般に次式を用いる。

流量計算

$$Q = 0.2778f \cdot r \cdot A$$

f : 流出係数

r : 降雨強度 mm/h

A : 流域面積 km²

$$Q' = (1 + \alpha) \cdot Q$$

Q' : 計画流量 (m³/sec)

α : 土砂割増率

表 2.1-2 土 砂 割 増 率

| 溪流の荒廃状況 | 土砂割増率 |
|----------------|-------|
| 整備の進んだ溪流 | 0.10 |
| 着手溪流 | 0.15 |
| 土石流及び土砂流出の多い溪流 | 0.36 |

放水路断面計算

$$Q's = \frac{2}{15} \alpha h \sqrt{2gh} (3b_0 + 2b_u)$$

$Q's$: 対象流量 (m³/s)

α : 流量係数 (0.60)

g : 9.8 (m²/s)

h : 越流水深 (m)

b_0 : 水通し底幅 (m)

b_u : 越流水面幅 (m)

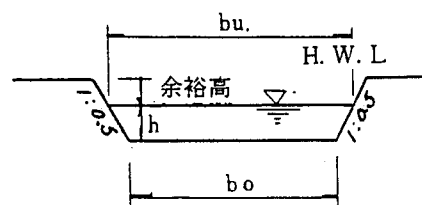


図2.1-6

余裕高は原則として計画流量によって表2.1-3とする。

表 2.1-3 余 裕 高

| 計画洪水流量 (m ³ /sec) | 200未満 | 200~500 | 500以上 |
|------------------------------|-------|---------|-------|
| 余 裕 高 (m) | 0.6 | 0.8 | 1.0 |

4) 本体の設計

① 水通しの天端幅

一般溪流に計画するダムは2.0mを標準とし、土石流対策のダムについては、3.0mを標準とする。

② 下流のり

ダムの下流のり勾配は、1:0.2を原則とする。

③ 基礎

ダムの基礎は、所要の支持力並びにせん断摩擦抵抗力を有し、浸透水等により破壊しないようにしなければならない。

ダムの基礎は、必要に応じ、カットオフ、しゃ水壁等により補強するものとする。

【解説】

ダムの根入れは表2.1-4を標準とする。

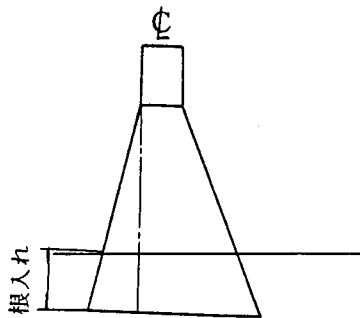


図2.1-7

表2.1-4

| 土質 | 根入れ深さ |
|--------|---------|
| 土砂 | 2.5m 以上 |
| 軟岩 | 1.5m 以上 |
| 中軟岩・硬岩 | 1.0m 以上 |

軟岩～硬岩は推定岩盤線よりの深さ。

但し、層厚は土砂の根入れ深さを限度とする。

④ 水通し部における基礎部の長さ

主ダム基礎部は、落下水による洗掘等を考慮し水通し肩を垂直に下した線から余裕をもった長さとする。

【解説】

「大阪府砂防技術指針（案）」参照。

⑤ 主ダムの袖

ダムの袖は、洪水などを越流させないことを原則とし、想定される外力に対して安全な構造とする。

1. 袖天端の勾配は、土石流対策ダムでは現溪床勾配 ($1/n$) とし、その他のダムでは上流の計画堆砂勾配と同程度 ($1/2n$) かそれ以上とする。
2. 袖は、原則として同勾配で地山に嵌入させるものとする。
3. 曲線部における水衝部側の袖高は、標準より高めることを考慮する。
4. 袖天端幅は、原則として1.5m以上とする。ただし、土石流対策ダムは水通し天端厚と等厚とする。
5. 袖の両岸への嵌入は、ダム基礎と同程度の安定性を有する地盤まで行うものとする。
6. 地山の状況により袖を折る場合は、上流側に折曲げるものとし、折れ角度は 45° 以下とする。
7. 折れ部より、袖端までの勾配は、堆砂勾配を考慮したものとする。

【解説】

「大阪府砂防技術指針（案）」参照

⑥ 水抜き暗渠

ダムには必要に応じ水抜き暗渠を設ける。

水抜き暗渠は、その目的により大きさ、件数及び位置を定めるものとする。

【解説】

水抜き暗渠の配列等については、「大阪府砂防技術指針（案）」参照

5) 前庭保護工

① 一般

ダムの前庭部には、必要に応じて前庭保護工を設け、洗掘によるダム本体の破壊を防止しなければならない。

前庭部は、減勢工、水叩工、側壁護岸工からなり、これらは相互に関連して設計される。

【解説】

前庭保護工法は表2.1-5によるものとする。

表 2.1-5 前庭保護工法の適用区分

| | | | |
|------|-----|--------------|---------------------|
| H<15 | 砂 礫 | a 水 叩 工 法 | |
| | | b 副ダム+水叩工法 | |
| | 岩 | c な し | 良質な岩で洗掘の恐れが少ない場合 |
| | | d 副 ダ ム | 岩に亀裂等があり洗掘の恐れが大きい場合 |
| | | e 副ダム+水叩部被覆工 | 極端に岩質が悪い場合 |

② 副ダム工

副ダムの位置及び高さは、ダム基礎地盤の洗掘及び下流河床低下の防止に対する効果が十分発揮されるよう定めるものとし、副ダムの水通し、本体、基礎部、袖の設計は主ダムに準じて行うものとする。

ただし、袖天端勾配は水平を原則とする。

【解説】

「大阪府砂防技術指針（案）」参照

③ 水叩工

水叩工は、ダム下流洗掘を防止し、ダム基礎の安定及び兩岸の崩壊に対する効果が十分発揮されるよう設計するものとし、ダムを越流して落下してくる衝突水及び流送砂礫に対して安全なものとすると同時に、揚圧力に対しても十分耐えるものとしなければならない。

副ダムを設けない場合は、必ず水叩き下流端に垂直壁を設けなければならない。

【解 説】

「大阪府砂防技術指針（案）」参照

④ 垂直壁

1. 垂直壁には、必ず袖を設けなければならない。
2. 袖の天端勾配は、LEVELとする。
3. 水通し断面は、主ダムの水通し断面とする。
4. 水通し天端厚は水叩き厚と同厚以上とする。ただし、最小厚は1 mとする。
5. 下流法勾配は1：0.2，上流法勾配は直とする。
6. 根入れの深さは、水叩き下端より1.5mを標準とする。
7. 垂直壁の天端は、現河床面と同じか、または低くし、水叩き天端面の高さと合わせる。

【解 説】

「大阪府砂防技術指針（案）」参照

⑤ 側 壁 工

側壁工は、ダム天端から落下する流水によりダム下流部の側方侵食を防止するために設けるものとする。

【解 説】

①側壁の位置、②側壁の高さについては、「大阪府砂防技術指針（案）」参照。

(3) 流路工

1) 計画方針

流路工の設計は、床固工と護岸工の組合せで、原則として掘込み方式とし、洪水を安全に流下させるとともに、維持管理及び周辺の水利用・地下水位・自然環境についても十分に配慮したものでなければならない。

【解 説】

流路工の設計順序については、「大阪府砂防基準指針（案）」参照。

2) 法線計画

1. 流路工の法線は、現在及び過去の流路の変遷を良く調査して、できる限りなめらかに設計し、鋭い湾曲はさけなければならない。
2. 地形、地質上やむを得ず鋭い湾曲部を設ける場合は、曲がりの内側の法線は後退させ、湾曲部の水衝を緩和させることが望ましい。
3. 本川と支川の合流については、それらの中心線がなるべく鋭角で合流するよう計画しなければならない。

【解 説】

下記の項目の内容については、大阪府砂防技術指針（案）を参照のこと。

- ① 曲線半径
- ② 湾 曲

- (イ) 湾曲度
- (ロ) 湾曲部の拡幅
- (ハ) 曲線の懼り付け

3) 縦断計画

1. 流路工の河床勾配を変化させる場合には、上流部より下流部にかけて次第に緩勾配になるよう計画するものとし、勾配の急変は避け、掃流力が50%以上変化させないように計画する。
なお、流路勾配の上端及び下端においては、特に河床勾配が変化しないように計画する。
2. 流路工の上流端には、原則としてダム、もしくは床固工を計画しなければならない。
3. 勾配変化点には、必らず床固工を計画し、帯工によって勾配を変化させてはならない。
4. 本川に合流する支川の縦断勾配は、原則として本川に合せた計画とする。
5. 計画河床勾配は、できるだけ縦断勾配を緩和し、河道の安定が得られるよう計画すること。
6. 河床の高さは、計画高水位を考慮し掘込み方式となることを原則とし、築堤工は本川との取付部分等に限るものとする。
7. 計画河床勾配は、原則として現河床の最深部における河床勾配の1/2程度とすること。

【解説】

「大阪府砂防技術指針（案）」参照

4) 断面計画 (横断形)

1. 流路工の計画断面は、計画高水流量を十分に流しうる断面に余裕を加えたものとする。
2. 計画断面は、原則として単断面とする。
3. 流路工の計画幅は、現河道幅を十分考慮し、現状より河幅が狭小にならないようにする。
4. 流路工の湾曲部では、湾曲の状況及び上下流の河道の状況に応じて、流路工幅を拡幅するか、外側の護岸天端を嵩上げする等の処置をとらなければならない。

【解 説】

① 計画流量の決定

表2.1-6 流域流出量

| 流 出 諸 元 | 流 出 量 |
|--|--|
| $Q = 0.2778 f \cdot r \cdot A$ $A = \text{流域面積 km}^2$ $f = \text{流出係数}$ $r = \text{降雨強度 mm/h}$ 洪水時の砂礫を含んだ流水の比重を <input type="text"/> 流水中の砂礫の真比重を2.5, 清水の比重を1.0 とし流水中清水の占める割合を x とすれば $2.5(1-x) + 1.0x = \text{$ $x =$ | 砂礫を含んだ 増加洪水量 $Q_s = \frac{Q}{x}$ |

流水の比重について、

上流の砂防工事が進捗し、流出土砂量の50%以上の土砂調節が可能な流路工について、土砂混入率を10%とすると。

$$1.1 = \frac{1}{x} \quad x = 0.909$$

$$W_s = 2.5 \times (1 - 0.909) + 1.0 \times 0.909 = 1.14 \text{ t/m}^3$$

② 計画断面の決定

表2.1-7 計 画 断 面

| 断面水理諸元 | 流 水 量 | 計画断面図 |
|--|--|-------|
| $B=1/2 (b_u+b_o)=$ $S=2m'h+b_o=$ $R=A/s =$ $\sqrt[3]{R^2} =$ $\sqrt{I} = n=$ $V=1/n \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$ $=$ | 砂礫を含んだ流速 $V_s = \frac{v}{\text{[]}}$ $=$ 砂礫を含んだ洪水 $Q' = A \cdot V_s$ $=$ | |

① 余裕高

余裕高は、洪水流量によって表2.1-8のように決定する。

表2.1-8

| 洪水量 | 200m ³ /sec未満 | 200~500m ³ /sec | 500m ³ /sec以上 | 備 考 |
|-----|--------------------------|----------------------------|--------------------------|-----|
| 余裕高 | 0.6m | 0.8m | 1.0m | |

また、余裕高は、河床勾配によっても変化するものとし、計画高水位 H に対する余裕高 Δ H の比 Δ H/H が、表2.1-9の値より小さくならないようにする。

表2.1-9

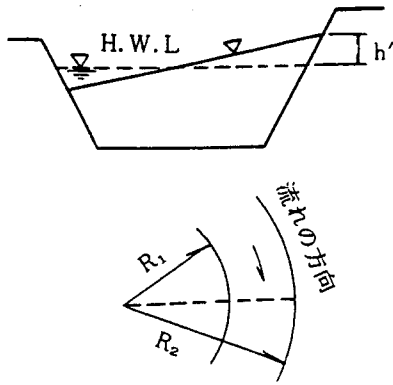
| 勾 配 | ~1/10 | 1/10~ 1/30 | 1/30~ 1/50 | 1/50~ 1/70 | 1/70~ 1/100 | 1/100~ 1/200 | 備 考 |
|------|-------|---------------|---------------|---------------|----------------|-----------------|-----|
| ΔH/H | 0.50 | 0.40 | 0.30 | 0.25 | 0.20 | 0.10 | |

㊦ 計画水深：一般に、3 m 以内とする。

㊧ 計 画 幅：下流の河川計画なども考慮し、原則として最小幅は 3 m 以上とすること。

㊨ 湾曲部の嵩上げについて

湾曲部の嵩上高は次式による (Grashof 式)



$$h' = 2.3 \cdot V^2 / g (\log R_2 - \log R_1)$$

h' : 嵩上高

V : 流速

g : 重力の加速度

R_1 : 内カーブの半径

R_2 : 外カーブの半径

図2.1-8

③ 横工の間隔

① 床固工の間隔は次式による。

$$L = \frac{m \cdot n}{m - n} \times hr$$

L ; 床固工間隔

hr ; 床固工の有効高

$1/n$; 現河床勾配

$1/m$; 計画河床勾配

② 横工の間隔は次式を標準とする (帯工)

$$L = (1 \sim 2) \cdot m \quad (\text{但し } 1/30 > 1/m > 1/60 \text{ の場合})$$

$$L = (1 \sim 1.5) \cdot m \quad (1/60 > 1/m)$$

L : 横工間隔

m : 静的平衡勾配の逆数

④ 床固工は、原則として曲線部に設けてはならない。

帯工で河床勾配を変化させないこと。

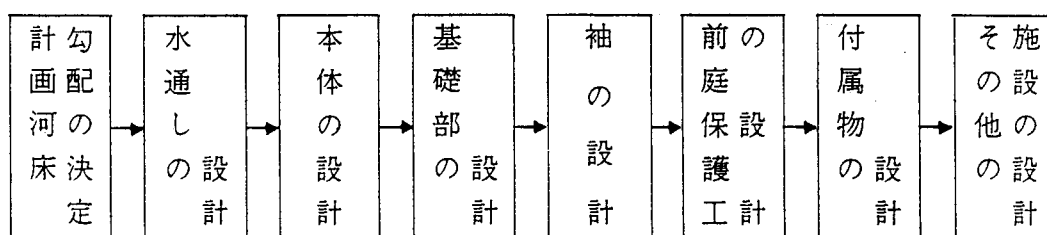
(4) 床固工

1) 設計順序

床固工は、その目的により単独又は複数で計画され、その設計に当たっては、目的が十分に達成されるようにするとともに、安全性、経済性及び将来の維持管理面についても考慮する。

【解説】

一般に床固工の高さは5 m以下であり、単独で計画されることは少なく、計画河床勾配のもとに階段状に設置されることが多い。



床固工の構造及び安定計算は、砂防ダムに準拠する。

流路工内に設ける床固工もこの基準に準ずる。

2) 位置

床固工の位置は、次の事項を考慮して計画するものとする。

1. 渓床低下の恐れのある個所に計画する。
2. 支渓が合流する場合は、合流点下流に計画する。
3. 工作物の基礎を保護する目的の場合には、それら工作物の下流部に計画する。
4. 渓岸の決壊、崩壊、及び地すべり等の個所においては、原則としてその下流に計画する。
5. 溪流の屈曲部においては、屈曲区間を避けてその下流に計画するのがよい。
6. 溪流の幅員が広く、乱流のはなはだしい個所に設けて整流を行う。

3) 高 さ

1. 床固工の高さは、一般に5 m程度以下とする。
2. 床固工の高さ（水叩き及び垂直壁を設置する場合を含む）が、5 m以上になる場合は、階段状に計画するものとする。

【解 説】

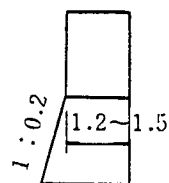
「大阪府砂防技術指針（案）」参照

4) 断面の決定

床固工の本体は、2.1.3(2)コンクリートダム工に準じて決定するものとする。

【解 説】

- ① 床固工の断面は、下流法勾配を1：0.2とし、上流法勾配については、コンクリートダム工の基準に準じて安定計算を行う。
- ② 水通し天端巾は、図2.1-9のとおりとする。



1.2m…流路工内の床固工

1.5m…単独床固工，
流路工の上流端処理工

図2.1-9

- ③ 水通し断面は、コンクリートダム工に準ずる。
- ④ 袖の天端幅は、水通し天端幅とする。
- ⑤ 袖の嵌入は、単独床固工等の場合、コンクリートダム工に準ずる。また、流路工内の床固工の袖の嵌入は1.5m以上とする。
- ⑥ 水叩工は、コンクリートダム工の基準に準ずる。
- ⑦ 垂直壁の天端幅は、最低1.0m以上とし、根入れは1.5m以上とする。
- ⑧ 側壁工は、単独床固工、流路工内とも、コンクリート擁壁を原則とする。

5) 護岸工

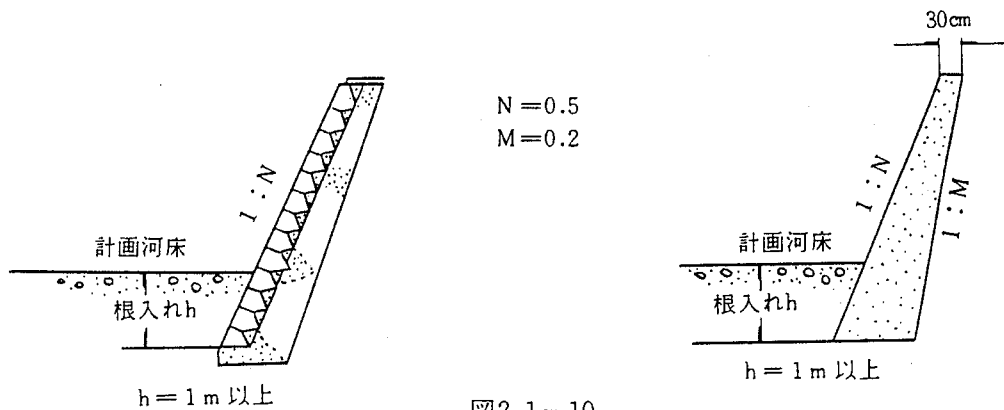
1. 護岸工の法勾配は、1:0.5を標準とする。
2. 護岸の水抜きは、2.0m²に1箇所の割合で設置しなければならない。
3. 護岸の基礎根入れは、1.0m以上とする。
4. 現河床材料では、計画河床勾配の維持が困難となる場合、また計画流路幅が狭く護岸基礎の掘削が全幅におよぶ場合等には底張工を計画するものとする。
5. 護岸の基礎洗掘のおそれのある場合は、根固工を計画するものとする。

【解説】

① 護岸工の根入れ

㊦ ブロック積護岸工

㊧ コンクリート護岸工



② 底張工

掃流力と限界掃流力との比を計算し、 $U_{x2}/U_{x2c} \geq 1$ の場合は底張りするものとする。

③ 底張工の構造

④ 根固工

⑤ 堤外水路工部分の護岸構造

詳細は「大阪府砂防技術指針（案）」を参照。

【参 考】

橋梁など設置工*

砂防指定地内の河川における橋梁など設置基準

1 一般的基準

橋梁は、砂防指定地内における地形、地質、流木の流出、流出土砂量などを勘案して「河川管理施設等構造令」に基づく構造に下記の各号に定めた条項を付加した構造とする。

2 桁下高

橋梁の桁下高は、計画護岸高（計画高水位に河川としての余裕高を加えたもの）に流木の流出などを考慮した余裕高を加算した高さ以上とする。

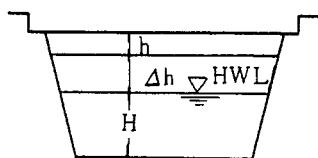


図2.1-11

H : 計画高水位
 ΔH : 河川としての余裕高
h : 橋梁としての余裕高

$H + \Delta H$: 計画護岸高

$H + \Delta H + h$: 桁下高

3 余裕高

(1) 河川としての余裕高は、原則として、ラショナル式によって計算された計画高水流量によって決定するものとし、下表の数字を下まわってはならない。

| 計画高水流量 | 余裕高 |
|--------------------------------|------|
| 200 m^3 /sec 未満 | 0.6m |
| 200 m^3 /sec ~500 m^3 /sec | 0.8m |
| 500 m^3 /sec 以上 | 1.0m |

ただし、余裕高は河床勾配によっても変化するものとし、計画高水位 (H) に対する余裕高 (ΔH) との比 ($\Delta H/H$) は下表の値以下とならないようにすること。

表2.1-10 計画高水位と余裕高の比

| | | | | | | |
|------------------------|-------------------|--|--|--|---|--|
| 勾配 | $\frac{1}{10}$ 未満 | $\frac{1}{10}$ 以上 $\frac{1}{30}$ 未満 | $\frac{1}{30}$ 以上 $\frac{1}{50}$ 未満 | $\frac{1}{50}$ 以上 $\frac{1}{70}$ 未満 | $\frac{1}{70}$ 以上 $\frac{1}{100}$ 未満 | $\frac{1}{100}$ 以上 $\frac{1}{200}$ 未満 |
| $\frac{\Delta H}{H}$ 値 | 0.5 | 0.4 | 0.3 | 0.25 | 0.20 | 0.10 |

(2) 橋梁としての余裕高は、0.5mを原則とし、現況又は現計画で河川としての余裕高が前項の高さを上廻って居るときでも原則として0.5mとする。

4 支間長

支間長（斜橋又は曲橋の場合には洪水時の流水方向に直角に測った長さとする）は、計画高水流量、流水の状態等を考慮して、洪水時の流水に著しい支障を与えない長さとし、計画高水流量が $500\text{m}^3/\text{sec}$ 未満の河川では15m以上、 $500\text{m}^3/\text{sec}$ 以上、 $2,000\text{m}^3/\text{sec}$ 未満の河川では20m以上とする。単径間の場合は、高水位法線幅以上とすること。

ただし、高水位法線の幅が 30m 以下の河川では、原則として中間に橋脚をもうけないものとする。

5 橋台

(1) 橋台は、護岸法肩から垂直に下した線より後退させてもうけるものとし、地形、用地等の状況からやむを得ない場合には護岸法線にあわせて、流水の疎通に支障のないようめらかに接続すること。

(2) 橋台は、原則として自立式とする。ただし、支間長5m以下で幅員 2.5m 未満の橋梁においては、この限りではない。

(3) (1)項後段で橋台の前面を護岸法面にあわせてもうけた橋台の基礎敷高は、護岸の基礎と同高又はそれ以下とする。

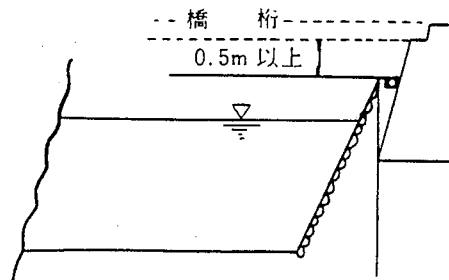


図2.1-12

6 橋梁設置に伴う護岸

- (1) 未改修河川に施工する場合，橋台の前面及びその上下流部の川表の法面に上下流それぞれ橋の幅員と同一の長さ以上の護岸を施工する。
- (2) 橋台(1)項後記で橋台の前面を護岸法面にあわせてもうける時は橋台の上流側に高水位法線幅の1.5倍以上，下流側で2.0倍以上の護岸をもうけるものとし，その長さが橋梁の幅員に満たない場合は幅員までとする。
- (3) 上記両項によって計算された長さが5 m 未満となる場合には5 m，30m 以上となる場合には30m とする。
- (4) 護岸高さについては，計画高水位に河川の余裕高を加えた高さとし，橋台の上下流でそれぞれ橋の幅員と同一の長さの区間の護岸の上部には原則として，法留工（図2.1-13， 14）を施工するものとする。

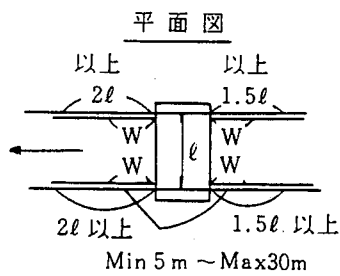


図2.1-13

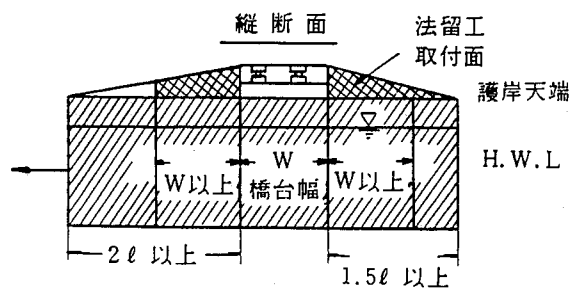


図2.1-14

7 橋脚

- (1) 橋脚の形状は，原則として，小判型又は円形とし，その方向は洪水時の流水の方向に平行とする。
- (2) 底版の上面の深さは，原則として，計画河床高から2 m 以上低くするものし，最低河床高が計画河床高より2 m 以上低い場合は最低河床高以下とする。ただし，直下流に床固，帯工等の河床低下防止工が存在する場合，または基礎が岩盤である場合はこの限りでない。

8 橋梁の位置

橋梁の架橋位置は、河道の整正な地点を選ぶものとし、支派川の分合流点、水衝部、河川勾配の変化点、湾曲部はできる限りさけること。

9 橋梁の方向

橋梁の方向は、原則として洪水時の流心方向と直角にすること。

やむを得ず斜橋となる場合でも、三径間以上で横過する場合は、河川の中心線と道路の中心線の交角は極力60度（図2.1-15参照）を越える角度で交差させる様努めるものとする。

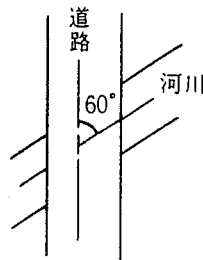


図2.1-15

10 暗渠

- (1) ボックスカルバート等の上部に盛土のある暗渠は極力使用を避けること。
- (2) やむを得ず使用する場合には、図2.1-16の基準に基づき管理部分を付加するものとする。
- (3) 未改修の砂防河川に施工する場合、上下流に設ける護岸延長は、橋梁の場合に準じ施工し、流水を円滑に暗渠内に流入し得るよう計画すること。

暗渠によって原河川が短絡し河床勾配が急になる場合は、下流側に減勢工を設け、在来水路に悪影響なく取付けること。

- (4) 常時流水のある溪流を横断する場合、流水をヒューム管によって処理することは極力避けること。

ただし、流域面積0.1km²以下の流域でやむを得ずヒューム管によっ

て処理する場合には、上流側にスクリーンダム「柵」等を設け、土砂、ごみ等によって管が閉塞されるのを防ぎ断面は流量計算の2倍以上とする。

また計算流量の2倍とした管径が60cm以下の場合は管径を60cmとすること。

- (5) 暗渠等の本体は、鉄筋コンクリート、その他これに類する構造とし、やむを得ずヒューム管等を使用する場合には地盤の沈下によって盛土内で折れ曲がらない様な構造とすること。

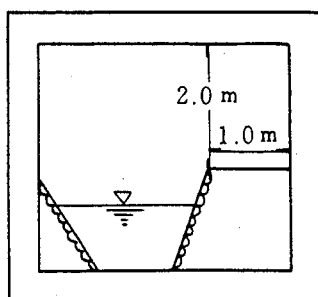


図2.1-16

* 谷口敏雄「地すべり調査と対策」 山海堂

2.2 地すべり対策工

2.2.1 概 説

地すべり防止区域及びこの隣接地区での行為は、原則として禁止する。

本節では、調査編での結果を踏まえ、地すべり対策の必要があると判定された場合、その対策にあたっての一般的な手法を定めるものである。

【解 説】

開発行為に起因し、小規模な地すべりが発生し、宅地等に被害が生ずる

場合が考えられる。そのため本節では、これらの災害を未然に防止することを目的に、①地すべり防止計画、②地すべり防止施設の設計について述べるが、計画・設計にあたっては、「建設省河川砂防技術基準（案）」、「砂防・地すべり防止、急傾斜地崩壊防止施工法」等を参考とするものとする。

調査編で地すべり対策の必要があると判定された場合、現況の安全率を1.00 ($F_s = 1.00$)程度と仮定して解析を行ない、対策後の安全率を1.20 ($F_s = 1.20$)に確保することを目標とする。

2.2.2 地すべり防止計画

(1) 地すべり防止計画の基本

地すべり防止計画は、開発行為に起因する地すべりに対し災害を防止しまたは軽減することを目的として策定する。

【解説】

地すべり災害は、地質、地形、気象、土地利用等の特殊な条件により発生する。また、宅地開発等の造成により、地山が不安定化し、地すべり災害が発生するということが想定される。

ここでは、開発前は地山が安定していても開発行為により地すべり現象が惹起される懸念のある箇所に対して、調査編の調査、解析結果を踏まえ、防止工事により所定の安全度を確保するための計画を策定することを基本とする。

(2) 地すべり防止工法

地すべり防止工法は、発生機構、規模等に応じて適切に抑制工法及び抑止工法を組み合わせるものとする。

【解説】

地すべり防止工法は抑制工法と抑止工法とに大別される。

抑制工は地すべり地の地形、地下水の状態等の自然条件を変化させるこ

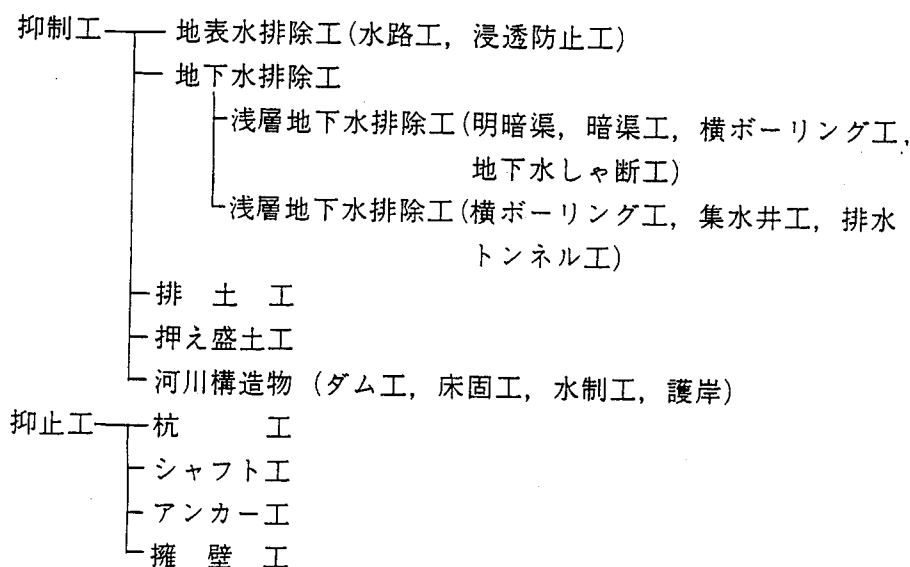
とによって、地すべり運動を停止または緩和させることを目的とする。

抑止工は構造物を設けることによって、構造物の持つ剪断強度等の抑止力を利用して地すべり運動の一部又は全部を停止させることを目的とする。

したがって、恒久的な地すべり防止計画に当たっては、抑制工と抑止工の持つそれぞれの特性を合理的に組み合わせた計画を立てることが望ましい。

一般に用いられる地すべり防止工を分類すれば表2.2-1のとおりである。

表2.2-1 地すべり防止工の分類



(3) 工法の選定

地すべり防止工法は次の各項を考慮して選定するものとする。

1. 地すべり発生機構に対応する工法とし、特に降水、地下水と地すべり運動との関連性、地形、地質、土質、地すべり規模、運動形態、地すべり速度等を十分考慮すること。
2. 工法の主体は抑制工とし、抑止工は直接人家、施設等を守るため小さな運動ブロックの安定を図る場合に計画すること。

3. 地すべり運動が活発に継続している場合は、原則として抑止工は用いず、抑制工の先行によって運動を軽減してから実施すること。
4. 工法は、通常数種の組合せより地すべりの安定を図るものであり、適切な工法の組合せを計画すること。

【解 説】

地すべりは、地形、地質、土質、地下水等の素因と、降雨、融雪等の気象条件、切土等の人為行為及び地震等の誘因との組合せによって生ずる複雑な現象である。したがって、防止工事計画を立てるためには、事前調査及び解析を実施し、発生の原因、機構を何ケースか想定し、それに基づいて防止工法を選定しなければならない。

防止工法の適用について地すべりの原因、形態によって分類すると表2.2-2のようになる。

表2.2-2 防 止 工 法 の 一 覧

| 主な原因 | 地すべりの形態 | 防 止 工 法 | | |
|---------------------------------|---------------|--|-----------------------------------|-----------------------------------|
| | | 最もよく用いられる工法 | 度々用いられる工法 | 余り用いられない工法 |
| 河川の縦横侵食 | 浅い流動性の地すべり | B C D _a | E C F | D _b A |
| | 崩壊及び小規模な円形すべり | B C D _a | A E F | D _b D _c |
| | 大規模な円形すべり | B D _b | C A E | D _c F |
| | 岩すべり | B | C D _b E D _a | D _c A F |
| 降水、表流水の浸透 | 浅い流動性の地すべり | C D _a | B D _c E F | A D _b |
| | 崩壊及び小規模な円形すべり | C A | E B D _c F | D _b |
| | 大規模な円形すべり | C D _b D _a | D _a A E B | D _c F |
| | 岩すべり | C D _b | E B | A D _a D _c F |
| 深層地下水の増加、 または他地域よりの 地下水流入 | 浅い流動性の地すべり | D _c D _a C | B E F | A D _b |
| | 崩壊及び小規模な円形すべり | D _c D _a A _c | B E F | D _b |
| | 大規模な円形すべり | D _a D _b D _c | C B E | A F |
| 浅層地下水の増加 | 大規模な円形すべり | D _b A | B C E | D _a D _c F |
| | 岩すべり | D _b | B C A E | D _a D _c F |

摘要 A：排土工、段切り（のり面保護工を含む） D_b：深層地下水排除工
 B：砂防ダムなどの構造物 D_c：地下水しゃ断工
 C：表面排水工 E：擁壁工、わく工、杭工
 D_a：浅層地下水排除工 F：押え盛土工

(4) 全体計画

1) 全体計画の策定

地すべり防止計画に際しては、各運動ブロックごとに対応する防止計画と各運動ブロックを包含した区域全体の安全度を向上させるための全体計画を策定するものとする。

【解 説】

地すべり防止工事は、同時に、全域的に実施することが効果的であるが、一般に地すべり現象は規模が大きく、施工順位等から工事完了までには相当な手数を要する。

したがって各運動ブロックの危険度、保全対象の重要性に応じ、また工法上の特性を十分検討し、工法、位置、数量、施工順位等を内容とする全体計画を策定するものとする。

2) 運動ブロックの分割

防止計画は、対象となる地すべり区域内を各運動ブロックに分割して、各々の運動ブロックを単位として策定するものとする。

【解 説】

地すべり区域を運動ブロックに分割して、各運動ブロックごとに、危険度、保全対象の重要度を勘案し、防止工事の計画を立てるものとする。

(5) 安定解析

1) 安定解析

地すべり斜面の安定を保持するために必要な地すべり防止工事の規模、数量を決定するため、安定解析を行い、所定の安全率を確保するものとする。

【解 説】

地すべりのすべり面の形状は斜面の地質構造に支配される場合が多く、

直線、円弧またはその複合形である。地すべりの安定解析には一般にはスウェーデン式分割法を用いる。しかし明らかにすべり面の形状が異形である場合にはヤンブー等の他の式を用いることが望ましい。安定計算の精度はすべり面の形状把握の精度が支配的な因子であり、その決定に当たっては慎重にすべきである。

また、通常安定解析によって求められた安全率で斜面の危険度の判定を安易に行うべきではない。

$$F_s = \frac{\sum (N - U) \tan \phi + c \sum l}{\sum T} \quad (2.2-1)$$

N : 分割片の重力による法線力 (tf/m²)

T : 分割片の重力による切線力 (tf/m²)

U : 分割片に働く間隙水圧 (tf/m²)

l : 分割片のすべり面長 (m)

ϕ : すべり面の内部摩擦角 (度)

c : すべり面の粘着力 (tf/m²)

式 (2.2-1) は、必要となる工事を算出するのに用いる。

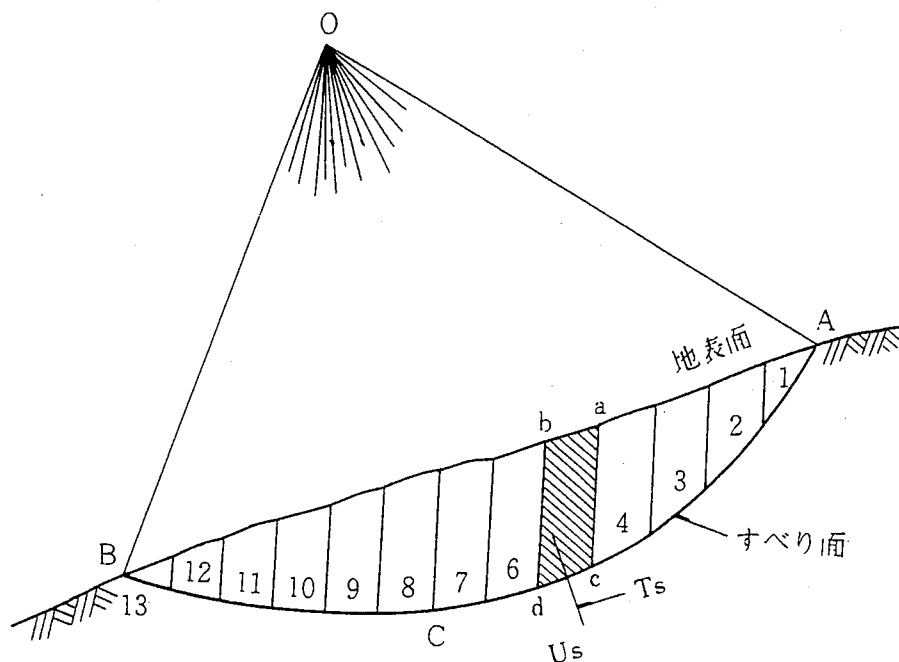


図2.2-1 安定計算

例えば,

- ① 杭打工法：杭打工法により所定の計画安全率を確保するためには式(2.2-2)により付加すべき剪断強度を求める。

$$P_R = P \cdot F_s \times \sum T - \sum (N - U) \tan \phi - c \sum l \quad (2.2-2)$$

P_R : 杭により付加すべき剪断強度

$P \cdot F_s$: 計画安全率

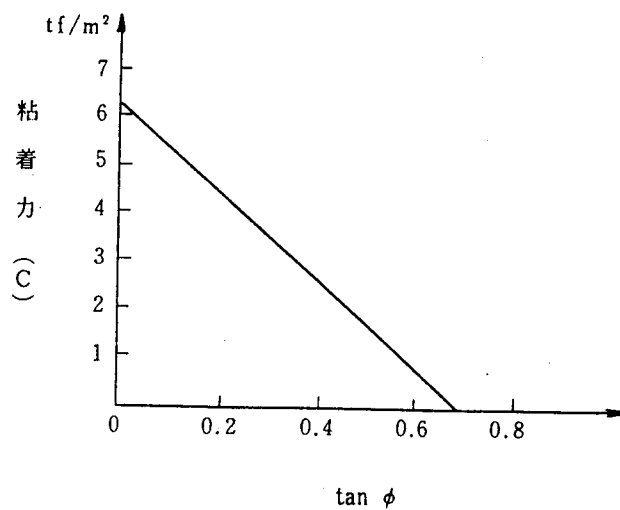
- ② 排水工法：排水工法により所定の計画安全率を確保するためには式(2.2-3)により軽減すべき間隙水圧を求め、平均的な地下水水位低下量を算定する。

$$\Delta U = \frac{1}{\tan \phi} (P \cdot F_s \sum T - \sum (N - U) \tan \phi - c \sum l) \quad (2.2-3)$$

ΔU : 軽減すべき間隙水圧

2) 土質強度常数 C, ϕ

安定計算に用いる土質強度常数 C, ϕ は、原則として地すべりの形態、土質を参考に下図より現状の安全率 $F_s = 1$ となるように設定する。



【解 説】

地すべりは極めて複雑な地質構造を有し、すべり面の強度はすべり面に沿って多様に変化するので、限定された点での現位置試験で平均的なすべり面強度を直接求めることは危険である。

したがって、原則的には粘着力 C を力学試験または表2.2-3から定め、本文中の図より現状の安全率 $F_s = 1.00$ とするように内部摩擦角 ϕ を設定する。

表 2.2-3 垂直層厚と粘着力

| 地すべりの垂直層厚 (m) | 粘着力 c (tf/m ²) |
|---------------|------------------------------|
| 5 | 0.5 |
| 10 | 1.0 |
| 15 | 1.5 |
| 20 | 2.0 |
| 25 | 2.5 |

3) 間隙水圧

すべり面に作用する間隙水圧は、ボーリング孔内の地下水位をもってこれに代えるものとする。

【解 説】

すべり面に作用する間隙水圧を直接、間隙水圧計で測定する手法はまだ一般化されていないので、ボーリング孔内の地下水位によって間隙水圧に代えて用いるのが一般的である。

ボーリング孔内の地下水位の変化は土層の透水係数によって著しく異なるため、透水係数 $k \leq 10^{-5}$ cm/sec の地層の場合には特に反応の遅れに注意を払うことが大切である。

また間隙水圧の想定が困難な場合には全応力法を用いることが望ましい。

4) すべり面

すべり面は、地質状況、地表におけるき裂、隆起等の現象、歪計による観測結果等を勘案して決定する。

【解 説】

すべり面は、安定解析の精度を支配する最も重要な因子であり、その決定は特に慎重に行わなければならない。

活動中の地すべりのすべり面は、地表におけるき裂、隆起などの現象を参考に主として歪計によるデータの解析結果に基づき決定するが、休止中の地すべりのすべり面は地形を参考に主として地質状況により決定する。

(6) 計画安全率 (P.Fs)

計画安全率 (P.Fs) は地すべり防止工事によって斜面の安定度を高め斜面の保全を図るための目標値であり、その決定に当たっては地すべりの現象と規模、保全対象の重要度、地すべりによって生ずることが想定される被害の程度などを総合的に考慮するものとする。

【解 説】

計画安全率は、急激な動きが予測され、多数の人命、家屋、道路、鉄道、河川、その他公共施設などに重大な影響をおよぼす運動ブロックについては $P.Fs = 1.10 \sim 1.20$ (局部的には1.20以上をとることもある) とし、規模の広大なもので人家、公共施設などに影響の少ないもの、応急対策として当面の安全確保を目的とするものについては $P.Fs = 1.05 \sim 1.10$ とするのが一般的である。

ここでは、砂防指定地内であることに鑑み、目標とする計画安全率は、 $P.Fs = 1.20$ 以上とする。

ここで述べている安全率は、現状の安全率を $Fs = 1.00$ と仮定して防止工事による安全率の向上の程度を示しているもので、工事後の斜面の安定性を示すものではない。

[参 考]

分割法による安定計算例*

いま図2.2-2に示すような地すべり斜面を仮定し、 \widehat{AB} は地表面、 \widehat{ACB} はすべり面をあらわすものとする。この場合の地すべり斜面の安全率は、一般に次のいずれかの式によって求められる。

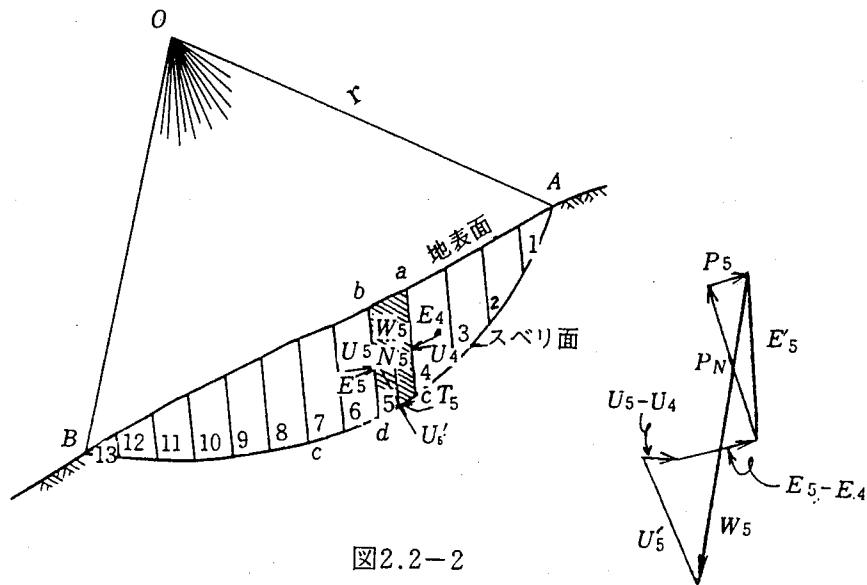


図2.2-2

$$\text{安全率}(F_s) = \frac{\text{すべりに抵抗する力のモーメント}}{\text{すべりを起こそうとする力のモーメント}} \quad (2.2-4)$$

$$\text{安全率}(F_s) = \frac{\text{すべり面上のせん断強さの和}}{\text{すべり面上の実際のせん断応力の和}} \quad (2.2-5)$$

またすべり面が円弧でなく、複合すべりの場合は

$$\text{安全率}(F_s) = \frac{\text{運動に抵抗する力}}{\text{運動を起こそうとする力}} \quad (2.2-6)$$

いま考えているのは円弧すべり面であるので、(2.2-4)式によって安全率を求めることにする。

まず滑動せんとする土塊の断面を鉛直線によって帯状細片に分割する。この場合、地表面に著しい傾斜の変化がなければ、等間隔に分割するのが計算のうえからは便利である。しかし、傾斜の変化が激しい場合は、傾斜

の変換点で分割することが必要である。図では長さ10mの等間隔で13個の細片に分割されている。いま、斜線を施した細片 $abcd$ をとって考えてみると、これに働く外力は図にも示されているように、この土塊の重量 W_5 と ac , bd , cd 面に働く間げき水圧 U_4 , U_5 , U_5' と、有効土圧 E_4 , E_5 , E_5' である。いま細片 $abcd$ の平衡を考えると、これらの外力のベクトルの総和は閉鎖しなければならない。また力の多角形において、 W_5 , U_4 , U_5 , U_5' , E_4 , E_5 の合力に釣り合う力 E_5' は、 cd 面に働く有効土圧であって、これを、 cd 面に垂直な分力 P_N と、 cd 面に沿っての分力 P_s に分けて考えることができる。

ここで、 E_4 , E_5 は、 ac , bd 面に働く有効土圧で、両側にある土の性質や状態によって変わり、不静定値であるが、一般に $E_4 = E_5$ と仮定しても実用上支障がないとされている。また ac , bd 面に働く間げき水圧 U_4 , U_5 も平衡すると仮定しても、計算結果には、大きな誤差を生じないので、ここでは $U_4 = U_5$ と仮定して計算を簡単にする。

さて、細片 $abcd$ の重量 W_5 の cd 面に垂直及び切線方向の分力をそれぞれ N_5 , T_5 とし、すべり面における粘土の内部摩擦角と粘着力を ϕ , c とし、全体の土塊がすべり面の円弧の中心に対して、滑動せんとするモーメント M_r を求めてみると

$$M_r = r \sum P_s = r \sum T_5 \quad (2.2-7)$$

また、滑動に抵抗せんとするモーメント M_r は

$$M_r = r \tan \phi \sum P_N + rc \sum l_s = r \tan \phi \sum (N_5 - U_5') + rc \sum l_s \quad (2.2-8)$$

であらわされる。

ここで r ; 円弧すべり面の半径

l_s ; $abcd$ のすべり面の長さ

をあらわす。

したがって、すべりに対する安全率は、(2.2-4)式によって

$$F. S = \frac{\tan \phi \sum (N_5 - U_5') + c \sum l_s}{\sum T_5} \quad (2.2-9)$$

であらわされることになる。

この場合、もし、間げき水圧が無視できるなら(2.2-9)式は

$$F_s = \frac{\tan \phi \sum N_s + c \sum l_s}{\sum T_s} \quad (2.2.10)$$

であらわされる。

ここで、細片の cd 面が水平線となす角を θ_5 とすると、 $N_5 = W_5 \cos \theta_5$ 、 $T_5 = W_5 \sin \theta_5$ であらわされる。

さて、図2.2-2の地すべり斜面について、実際に安定計算を行なってみる。ただし計算を簡単にするため、ここでは間げき水圧が無視される状態にあるものとする。また計算を簡便に行なうために表2.2-4を用いることとした。必要な各要素を一番上の欄に記号で示してあるが、記号の説明をする

と
 h_1, h_2 : 細片の両端における高さ (m)

l : 各細片のすべり面の長さ (m)

A : 各細片の断面積 (m^2)

θ : 各細片のすべり面の傾斜角 (度)

γ_i : 土の単位体積重量 (tf/m^3)

T : 各細片におけるせん断応力 (tf/m^2)

N : 各細片における垂直応力 (tf/m^2)

である。ここで $\gamma_i = 1.8tf/m^3$ と仮定する。

計算の結果を表に記入すると、表2.2-4のようになる。

この表によると

$$\sum_1^{13} T = 1400.16 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$\sum_1^{13} N = 4234.76 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$\sum_1^{13} l = 160 \text{ (m)}$$

となる。

表 2.2-4

| No | h_1 | h_2 | l | A | θ | $\sin \theta$ | $\cos \theta$ | $\gamma_t, A \times l$ | T | N |
|--------------|-------|-------|------|-----|----------|---------------|---------------|------------------------|---------|---------|
| 1 | 0 | 14 | 22 | 70 | 60°11' | 0.866 | 0.500 | 126 | 109.12 | 63.00 |
| 2 | 14 | 21 | 16 | 175 | 49.30 | 0.760 | 0.649 | 315 | 239.40 | 204.44 |
| 3 | 21 | 26 | 14 | 235 | 40.30 | 0.649 | 0.760 | 423 | 274.53 | 321.43 |
| 4 | 26 | 28 | 12 | 270 | 32.30 | 0.537 | 0.843 | 486 | 260.98 | 409.70 |
| 5 | 28 | 29 | 11.5 | 280 | 24.00 | 0.407 | 0.914 | 513 | 208.79 | 468.88 |
| 6 | 29 | 27 | 11 | 285 | 17.10 | 0.295 | 0.955 | 504 | 148.68 | 501.48 |
| 7 | 27 | 27 | 11 | 270 | 14.00 | 0.242 | 0.970 | 486 | 117.61 | 471.42 |
| 8 | 27 | 25 | 11 | 260 | 9.00 | 0.156 | 0.988 | 468 | 73.01 | 462.38 |
| 9 | 25 | 22 | 10.5 | 235 | 4.30 | 0.078 | 0.997 | 423 | 32.99 | 421.73 |
| 10 | 22 | 19 | 10 | 205 | 2.30 | 0.044 | 0.999 | 369 | 16.24 | 368.68 |
| 11 | 19 | 14 | 10.5 | 165 | -4.40 | -0.081 | 0.997 | 294 | -24.06 | 296.61 |
| 12 | 14 | 7 | 10.5 | 105 | -11.00 | -0.191 | 0.982 | 189 | -36.09 | 185.60 |
| 13 | 7 | 0 | 10 | 35 | -19.00 | -0.334 | 0.943 | 63 | -21.04 | 59.41 |
| Σi^3 | | | 160 | | | | | | 1400.16 | 4234.76 |

そこで、いまこの地すべり斜面が安定を保っているとするれば、少なくとも安全率は1に等しいか、それより大きいはずである。いま仮に安全率が1であるとする、(2.2-10)を用いるとして、 ϕ と C が未知数となるので、このうち一方がわかれば、他の値は計算によって求まることになる。

たとえば、 $\phi = 0$ とすれば、(2.2-10)式より

$$C = \frac{\sum_{i^3} T - \sum_{i^3} N \tan \phi}{\sum_{i^3} l} = \frac{1,400.16}{160} = 8.75 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

となり、また $C = 0$ と仮定すれば、

$$\tan \phi = \frac{\sum_{i^3} T - c \sum_{i^3} l}{\sum_{i^3} N} = \frac{1,400.16}{4,234.76} = 0.331$$

$$\therefore \phi = 18^\circ 18'$$

となる。

さて、ここで求めた $\phi = 0^\circ$ 、 $C = 8.75 \text{ tf/m}^2$ と $\phi = 18^\circ 18'$ 、 $C = 0$ の2組の値は、地すべり斜面が安定であるための土の強度を示したものであ

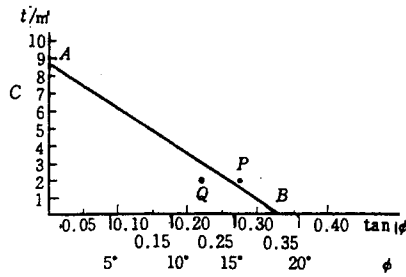


図2.2-3 c - φ 図

る。

したがって、この2組の値を用いて図2.2-3に示すようにC - φを描いてみると、この線上にあるC及びφの値をもった粘土の強さでは、地すべり斜面は安定であるということが出来る。もちろんこの線より上部の区域にある場合、安定であることはいうまでもない。

さて、現地より採取した地すべり面の粘土について、土質試験を行なった結果、 $C = 2 \text{ tf/m}^2$ 、 $\phi = 15^\circ$ であったとすれば、この場合の地すべり斜面の安全率を求めてみると (2.2-10)式より

$$F. S = \frac{4 \cdot 234.76 \times 0.268 + 2 \times 160}{1 \cdot 400.16} = \frac{1 \cdot 454.91}{1 \cdot 400.61} = 1.039$$

となり、このC、φの値をもつ限り、地すべり斜面は安定であるということが出来る。このことは、図2.2-3のC - φ図に、 $C = 2 \text{ tf/m}^2$ 、 $\phi = 15^\circ$ の点をプロットすると、C - φ図のAB線より上にあり、安定であることが容易にわかる。

しかし、粘土の強度が、もし図2.2-3の上にプロットした場合、Q点のようにAB線の下にある場合は不安定になり、地すべりは当然起こることになり、Q点が少なくともAB線の上にくるような、何らかの措置を構じなければ地すべりを防止することができない。この措置がすなわち、地すべり防止工事となるわけである。

* 谷口敏雄「地すべり調査と対策」 山海堂

2.2.3 地すべり防止施設的设计

(1) 概 説

地すべり防止施設は、地すべり防止施設計画に基づき、適切な機能と安全性を有するよう設計するものとする。

【解 説】

地すべり防止施設には、長期の機能保持のため、耐久性のある材料を使用し、経時的な安全率の低下や手戻りを防止し、また維持管理が容易で、費用や手間がかからぬよう設計に際して考慮するとともに、施工時に得たデータから、条件の変化に応じ随時設計を変更して、現地での適応に努めるものとする。

抑止工の設計では十分な計画安全率をもって設計するものとするが、抑制工との併用が望ましい。また、施工中の災害のないよう、工事の安全性について十分考慮しつつ準備工、付帯工の設計を行うものとする。

(2) 抑制工の設計

1) 地表水排除工

降水の浸透や湧水、沼、水路などからの再浸透によって地すべりが誘発されるのを防止するために、地表水排除土工を計画するものとする。

降雨量と運動が密接に関連している場合は、直ちに地表水排除工を実施するものとする。

地表水排除工の設計に当たっては、その目的とする機能を有するよう、地すべりの状況を十分に考慮するとともに、安全性、維持管理の容易さ等を考慮するものとする。

【解 説】

地表水排除工は、安定計算において数量的に表現することはできないが、地すべり対策工として多くの場合に有効である。

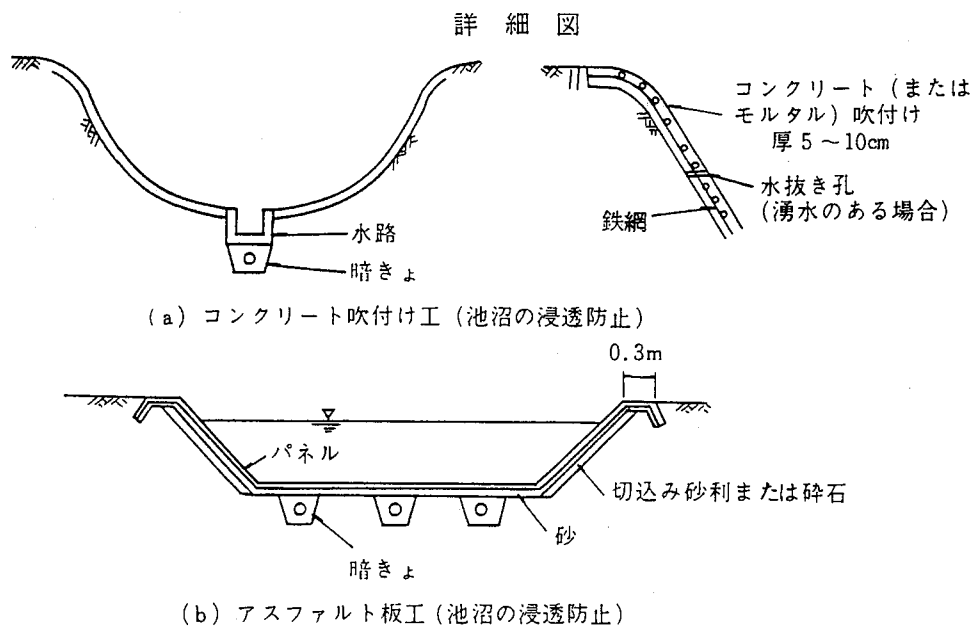
地表水排除工の設計に当たっては、次のことに留意する必要がある。

- ① 地表水排除工は、地すべりの状況に応じ、早急に施工できる工法を選定するものとする。
- ② 地すべり地域内に設ける地表水排除工の構造は、柔軟なものとし、ある程度の変状に対して、それに応じて機能を維持でき、また修理の容易なものとするものとする。
- ③ 地表水排除工は、必要に応じて暗渠工併用の構造とするものとする。
- ④ 地すべり地へ流入する地表水の排除工は地すべりの亀裂や滑落から離れた位置に計画するものとする。

地表水排除工には、浸透防止工と水路工がある。以下それぞれについて説明する。

1) 浸透防止工

亀裂の発生個所に対して粘土、セメントの充填、ビニール布の被覆などの浸透防止工を計画するものとする。沼、水路等の漏水防止工として、不透水性の材料による被覆等の開削、水路の付替え及び改良などを計画するものとする（「建設省河川砂防技術基準（案）計画編」参照）。

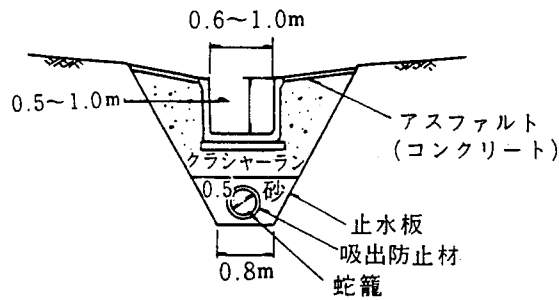
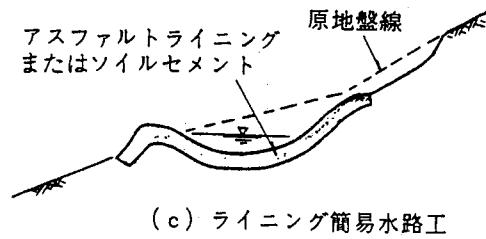
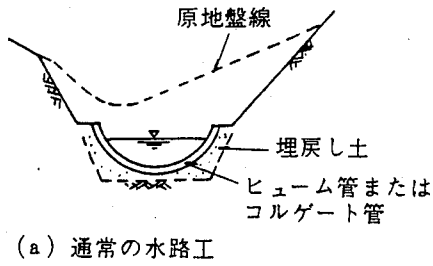


浸透防止工の実施例

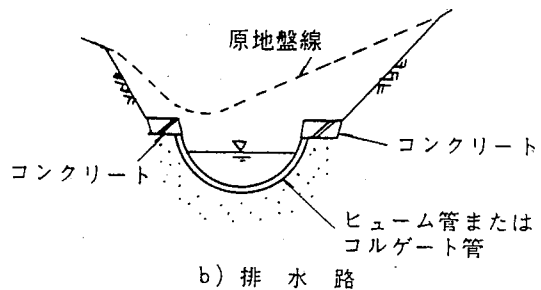
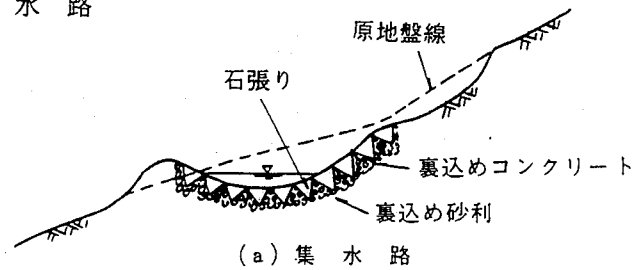
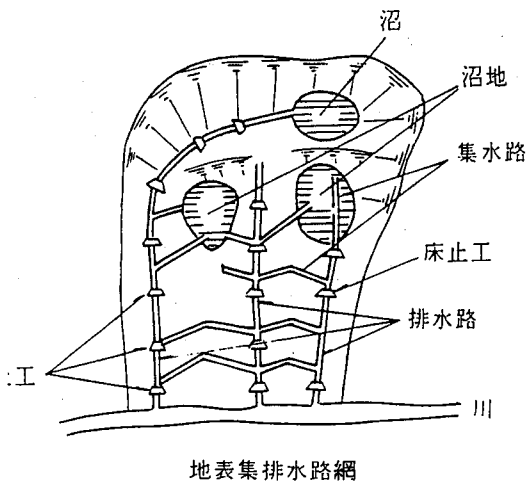
2) 水路工 (表面排水工)

地すべり地域の降水を速やかに集水して地域外に排除するために、地域内に水路網を計画するものとする(「建設省河川砂防技術基準(案)計画編」参照)。

水路工



集水路



2) 地下水排除工

地下水排除工は、地すべり地域内に流入する地下水及び地域内にある地下水を排除することによって、地すべり土塊の含水比、間隙水圧（地下水位）を低下させ安定に導くことを目的とする。

地下水排除工は、浅層地下水排除工と深層地下水排除工とに大別される。

地下水排除工による地下水位の計画低下高は、地すべり厚20m程度の場合は標準として次の値を採用し、これより大きな規模の地すべりにおいては別途検討を行って決定するものとする。

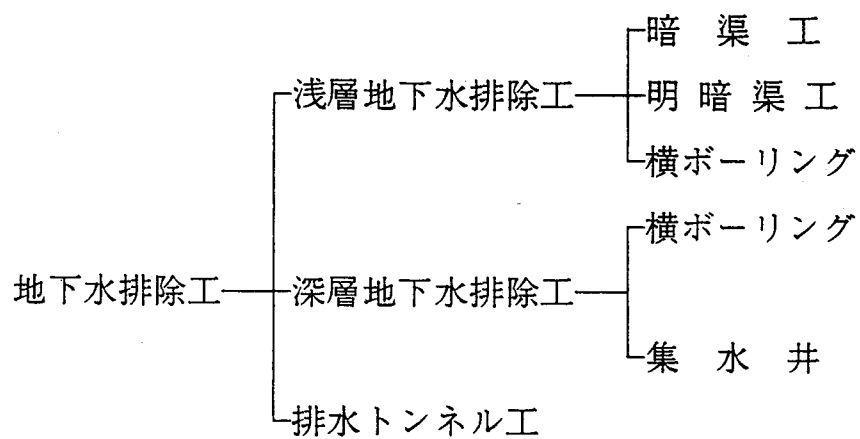
| | |
|---------|-------|
| 横ボーリング工 | 3 m |
| 集水井工 | 5 m |
| 排水トンネル工 | 5～8 m |

地下水排除工の設計に当たっては、斜面の安定のために必要な地下水位の計画低下高、地すべりの状況及び施設の安全性、維持管理の容易さなどを考慮するものとする。

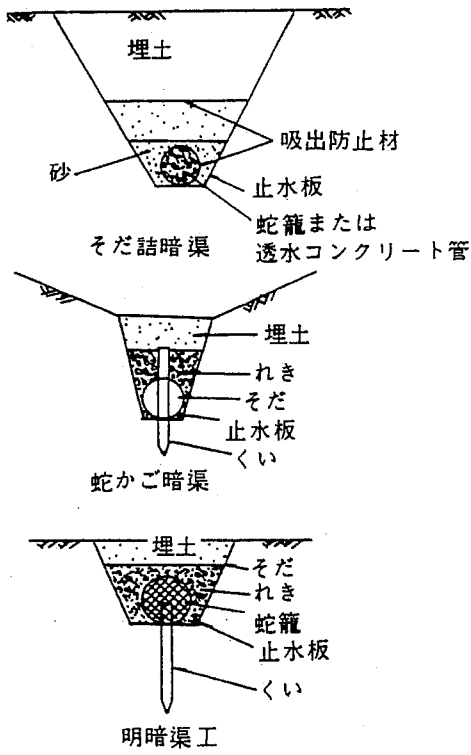
【解説】

本文に示した計画低下高は地下水排除工により期待できる地下水位低下高さの最大値であり、地下水排除工1基当たりによる低下高を示すものではない。また地すべり厚さ20m以上の大規模な地すべりでは地下水の賦存形態が複雑であり、別途調査を行って慎重に検討する必要がある。

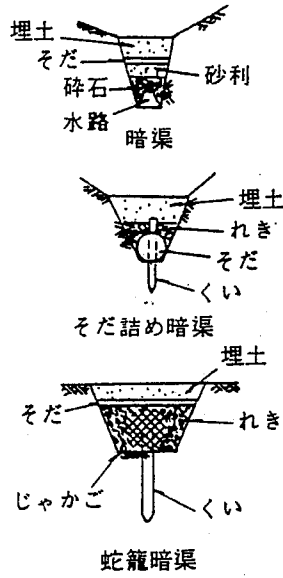
地下水排除工は下記のように区分される。



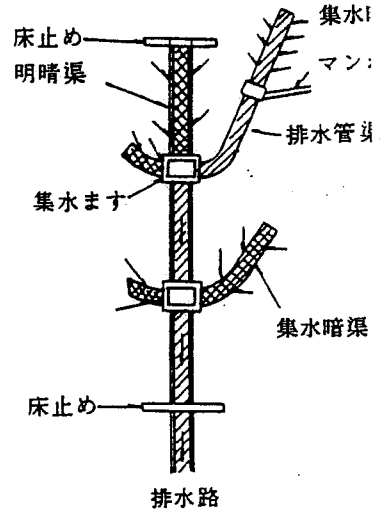
これらの詳細については「建設省河川砂防技術基準（案）設計編集〔Ⅱ〕を参照。



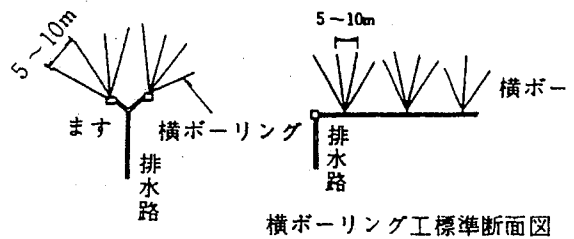
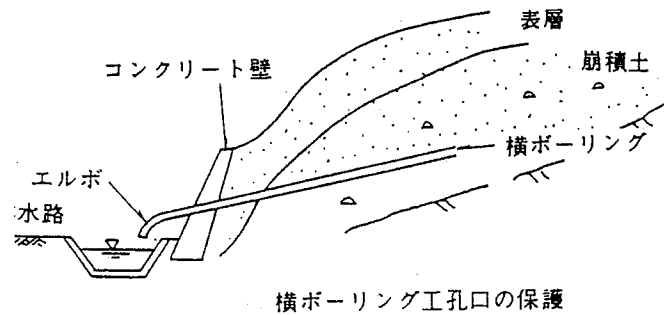
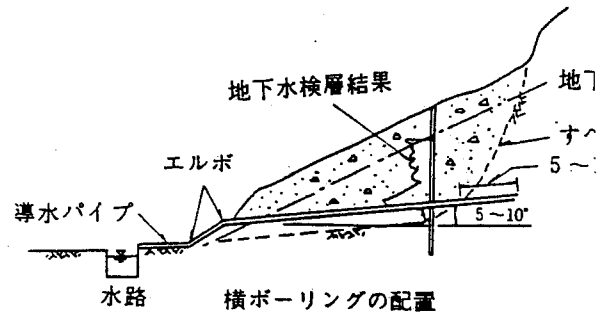
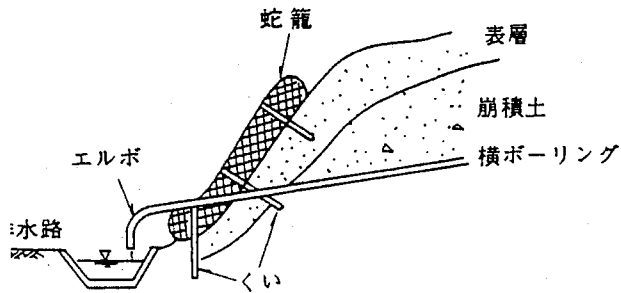
集水渠横断面図

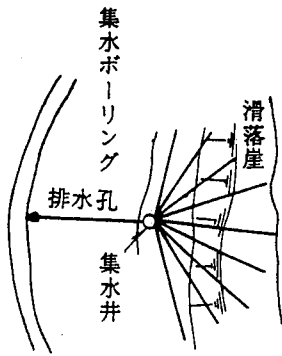


排水暗渠網

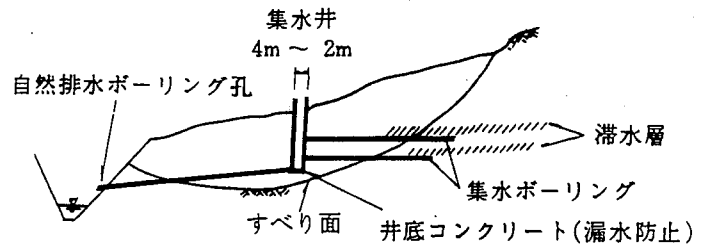


暗渠の例と排水暗渠の例

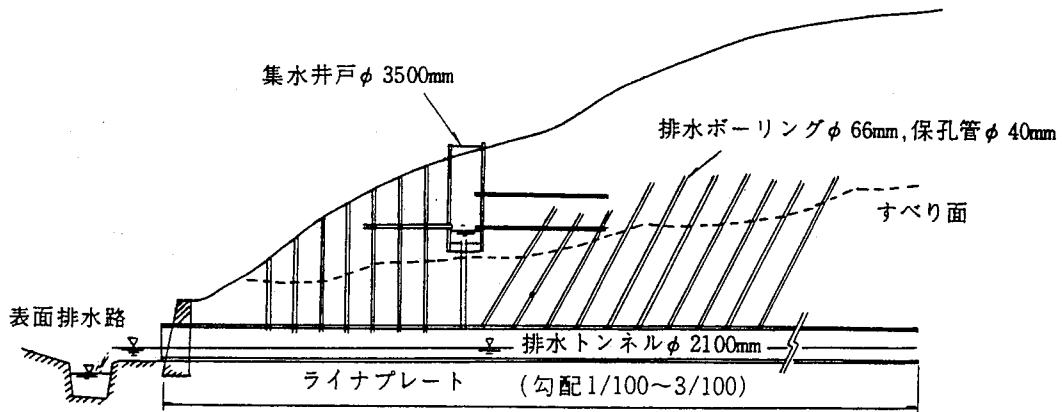




集水井による地下水排除工



集水井の設置



排水トンネル工標準図

【参考】

地下水排水工事による安定度の検討*

いま、図2.2-4のような地すべり斜面について考えてみる。ABC線をすべり面とし、点線で示したEF線を排水前の地下水面とし、GH線を排水施設の位置とする、地下水面は、排水後はこの施設の高さまで低下するものと仮定する。

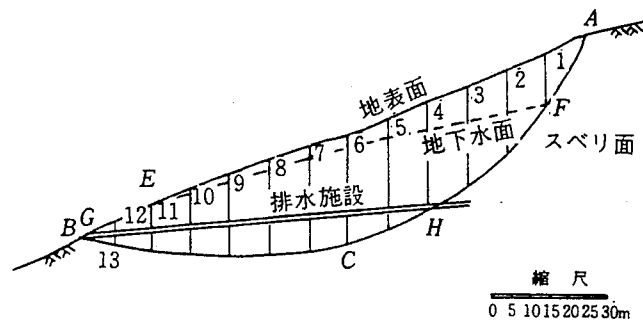


図2.2-4

さて、地すべり地では地下水が豊富であるので、斜面の安定解析を行なう場合、間げき水圧を無視して安定計算を行なうことはできない。(いままで示した例は、特に計算を簡単にして示すため、これを無視してきた。)

そこで地すべり地の間げき水圧をどうして求めるかということであるが、調査のところで述べたように、現地の間げき水圧計を用いて実測するのが最もよいのであるが、地すべり地で地下水の流動状況がわかっている場合は、図式によって次のようにして求めることができる。

いま図2.2-5に示すように、地すべり斜面における間げき水の流線が仮定されるならば、これに直交する等ポテンシャル線を設定することができる。この場合、等ポテンシャル線がすべり面を切る点、たとえば n 点の間げき水圧は、この等ポテンシャル線が地表と交わる m 点と n 点の鉛直差 n_1n をもってあらわされる。したがって地すべり斜面の各細片について、同様な方法で間げき水圧を求めることができる。これを各細片について、すべり面の下に $n_1n = nn_2$ になるように n_2 点を求めてこれを結べば、図示

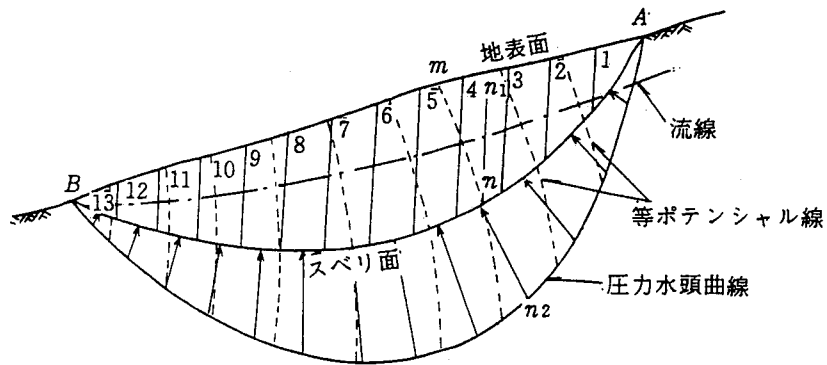


図2.2-5

されるような圧力水頭曲線が描かれ、各点における間げき水圧はこれから容易に求めることができる。

さて、図2.2-4に示される斜面の安定計算を行なうにあたって、若干の仮定を設ける。まず計算の便宜上、この場合は地下水の低下によって、すべり面の粘土の粘着力及び内部摩擦角 C , ϕ の値に変化が生じないものとする。いま1つは、前述の間げき水圧のことであるが、ここでは簡単に、地下水が静的状態にあるものとして、間げき水圧は次の式であらわされるものとして計算することにした（これは間げき水圧でなく、揚水圧であるが）。

$$U = hlr_w \quad (2.2-11)$$

ここで U : 間隙水圧 (tf/m^2) 各細片

l : 各細片のすべり面の長さ (m)

h : 地すべり面より地下水面までの高さ (m)

r_w : 水の単位容積重量 (tf/m^3)

である。

安定計算の方法は前の例と同様で表2.2-5に従って行なうものとする。

表2.2-5において

U_1 : 排水前の間げき水圧 (tf/m^2)

U_2 : 排水後の間げき水圧 (tf/m^2)

H_1 : 排水前のすべり面より地下水面までの高さ (m)

H_2 : 排水後のすべり面より地下水面までの高さ (m)

表 2.2-5

| No. | h_1 | h_2 | l | A | θ | $\sin \theta$ | $\cos \theta$ | $\frac{\gamma \cdot l}{A \times 1}$ | H_1 | H_2 | U_1 | U_2 | T | N | $N-U_1$ | $N-U_2$ |
|---------------|-------|-------|------|-----|----------|---------------|---------------|-------------------------------------|-------|-------|-------|-------|---------|---------|---------|---------|
| 1 | 0 | 14 | 22 | 70 | 60°11' | 0.866 | 0.500 | 126 | 0 | 0 | 0 | 0 | 109.12 | 63.00 | 63.00 | 63.00 |
| 2 | 14 | 21 | 16 | 175 | 49.30 | 0.760 | 0.649 | 315 | 6 | 0 | 96.0 | 0 | 239.40 | 204.44 | 108.44 | 204.44 |
| 3 | 21 | 26 | 14 | 235 | 40.30 | 0.649 | 0.860 | 423 | 14 | 0 | 196.0 | 0 | 274.53 | 321.48 | 125.48 | 321.48 |
| 4 | 26 | 28 | 12 | 270 | 32.30 | 0.537 | 0.843 | 486 | 19 | 0 | 228.0 | 0 | 260.98 | 409.70 | 181.70 | 409.70 |
| 5 | 28 | 29 | 11.5 | 285 | 24.00 | 0.407 | 0.914 | 513 | 22 | 3 | 253.0 | 34.5 | 208.79 | 468.88 | 215.88 | 434.38 |
| 6 | 29 | 27 | 11 | 280 | 17.10 | 0.295 | 0.985 | 504 | 24 | 6 | 288.0 | 66.0 | 148.68 | 501.48 | 213.48 | 435.48 |
| 7 | 27 | 27 | 11 | 270 | 14.00 | 0.242 | 0.970 | 486 | 24 | 7.5 | 288.0 | 82.5 | 117.61 | 471.42 | 183.42 | 388.92 |
| 8 | 27 | 25 | 11 | 260 | 9.00 | 0.156 | 0.988 | 468 | 23 | 8 | 276.0 | 88.0 | 73.01 | 462.38 | 186.38 | 374.38 |
| 9 | 25 | 22 | 10.5 | 235 | 4.30 | 0.078 | 0.997 | 423 | 21 | 9 | 220.5 | 94.5 | 32.99 | 421.73 | 201.23 | 327.23 |
| 10 | 22 | 19 | 10 | 205 | 2.30 | 0.044 | 0.999 | 369 | 19 | 9 | 190.0 | 90.0 | 16.24 | 368.63 | 178.63 | 278.63 |
| 11 | 19 | 14 | 10.5 | 165 | -4.40 | -0.081 | 0.997 | 297 | 15 | 8 | 157.5 | 84.0 | -24.06 | 296.61 | 139.11 | 212.11 |
| 12 | 14 | 7 | 10.5 | 105 | -11.00 | -0.191 | 0.982 | 183 | 10 | 5 | 105.0 | 52.5 | -36.09 | 185.60 | 80.60 | 133.10 |
| 13 | 7 | 0 | 10 | 35 | -19.00 | -0.334 | 0.943 | 63 | 4 | 2 | 40.0 | 20.0 | -21.04 | 59.41 | 19.46 | 39.41 |
| Σ_{11} | | | 160 | | | | | | | | 2338 | 612 | 1400.16 | 4234.76 | 1896.76 | 3622.76 |

とする。

図2.2-5について計算した結果を示すと、表2.2-5のとおりである。

表2.2-5より

$$\Sigma_1^{13} N = 4234.76 \text{ (tf)}$$

$$\Sigma_1^{13} T = 1400.16 \text{ (tf)}$$

$$\Sigma_1^{13} l = 160 \text{ (m)}$$

$$\Sigma_1^{13} U_1 = 2338 \text{ (m)}$$

$$\Sigma_1^{13} U_2 = 612 \text{ (tf)}$$

したがって

$$\Sigma_1^{13} (N - U_1) = 1896.76 \text{ (tf)}$$

$$\Sigma_1^{13} (N - U_2) = 3622.76 \text{ (tf)}$$

となる。

いますべり面における土の強度を、 $\phi = 18^\circ$ 、 $C = 2\text{tf}/\text{m}^2$ と仮定すると、排水前の地すべり斜面の安全率は

$$F_s = \frac{1896.76 \times 0.325 + 2 \times 160}{1400.16} = \frac{936.55}{1400.16} = 0.669$$

となり、非常に不安定である。

排水後の地すべり斜面について安全率を求めると

$$F_s = \frac{3622.76 \times 0.325 + 2 \times 160}{1400.16} = \frac{1497.40}{1400.06} = 1.069$$

となり、一応安定になる。

以上のようにして、地下排水によって地すべり斜面の安定度は著しく増加することがわかる。一般に地すべり地における安全率は、前にも述べたように、 $F_s \geq 1.2$ の値が望まれている。そこで、実際の地すべり地において、地下排水による防止工事の計画にあたっては

$$F_s = \frac{c \sum l - \sum (N - U) \tan \phi}{\sum T} \quad (2.2-12)$$

において $F_s = 1.2$ とおき、 U の値を求め、

$$(2.2-12) \text{ 式の } U = lhr_w$$

から、 h の値を求めれば、地下水を排除して地下水位面を低下させるべき高さが得られるので、これを基に、地下排水計画をたてることができる。

* 谷口敏雄「地すべり調査と対策」 山海堂

3) 排土工 (切土工)

地すべり背後の斜面に新たに地すべり発生の可能性が少ない場合には、必要に応じ地すべり頭部の排土工を計画するものとする。複数の地すべりブロックが連鎖的に関連している場合には最上部のブロックを無視して計画してはならない。

排土工の計画に際しては、地すべりの規模、すべり面の分布をできるだけ正確に求め、安定計算によって排土量を決定するものとする。

排土工は、原則として地すべり頭部の排土により、斜面の安定を図るよう設計するものとする。

【解 説】

排土工の設計においては、安定計算により排土量、排土すべき位置、切土法面勾配、直高等を決めるが、次の内容を考慮するものとする。

① 切土法面（図2.2-6参照）

切土法面の勾配及び直高は、地質条件等より法面の安定性を事前に調査検討して求めるものとするが、1.1.3 切土(1)切土勾配の基準を満足しなければならない。

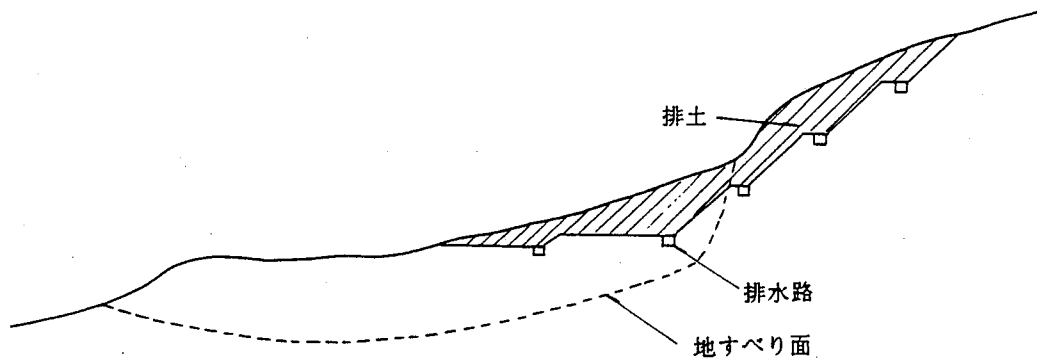


図2.2-6 排土工切土法面概要図

② 背後斜面安定性の検討

排土を行う場合には、排土予定地の上方斜面に潜在性地すべりが存在していて、排土により背後斜面の安定度を低下させ、地すべりを誘発し、あるいは拡大する可能性がないか、事前に十分調査検討を行うものとする。

③ 排土後の法面保護

排土後の法面保護については、地形に応じた表面排水路と斜面には多くの小段を設けて集排水路を設置、水はけをよくするとともに、法面の侵食や風化を防止するため植生または構造物で法面を被覆するものとする。

【参 考】

排土工事による安定土の検討*

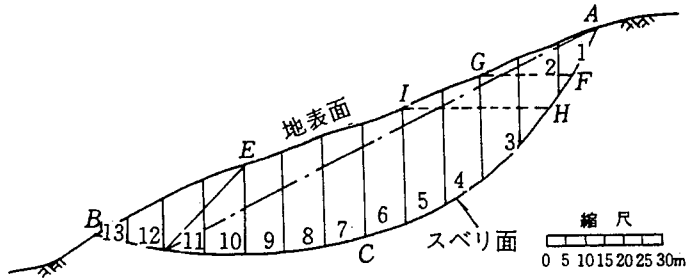


図2.2-7

図2.2-7のような地すべり斜面において、斜面の法先が道路工事のため切取られるとか、河川の流水の洗掘でえぐりとられた場合、この斜面がどのように不安定になるか、安定計算を行なって安全率を求めてみる。この場合のすべり面の粘土の強度は、土質試験の結果 $C = 2\text{tf}/\text{m}^2$ 、 $\phi = 15^\circ$ であったとする。

計算は前に示したように表（例えば表2.2-4）の上で行ない、この数値が次の表2.2-6のようになったとする。

表 2.2-6

| No | h_1 | h_2 | l | A | θ | $\sin \theta$ | $\cos \theta$ | $\gamma_t \cdot A \times 1$ | T | N |
|----------|-------|-------|-------|-----|----------------|---------------|---------------|-----------------------------|---------|---------|
| 1 | 0 | 14 | 22 | 70 | $60^\circ 11'$ | 0.866 | 0.500 | 126 | 109.12 | 63.00 |
| 2 | 14 | 21 | 16 | 175 | 46.30 | 0.760 | 0.649 | 315 | 239.40 | 204.44 |
| 3 | 21 | 26 | 14 | 235 | 40.30 | 0.649 | 0.760 | 423 | 274.53 | 321.48 |
| 4 | 26 | 28 | 12 | 270 | 32.30 | 0.537 | 0.843 | 486 | 260.98 | 409.70 |
| 5 | 28 | 29 | 11.5 | 285 | 24.00 | 0.407 | 0.914 | 513 | 208.79 | 468.88 |
| 6 | 29 | 27 | 11 | 280 | 17.10 | 0.295 | 0.955 | 504 | 148.68 | 501.48 |
| 7 | 27 | 27 | 11 | 270 | 14.00 | 0.242 | 0.970 | 486 | 117.61 | 471.42 |
| 8 | 27 | 25 | 11 | 260 | 9.00 | 0.156 | 0.988 | 468 | 73.01 | 462.38 |
| 9 | 25 | 21 | 10.5 | 235 | 4.30 | 0.078 | 0.997 | 423 | 32.99 | 421.73 |
| 10 | 21 | 11 | 10 | 160 | 2.30 | 0.044 | 0.999 | 288 | 12.67 | 287.71 |
| 11 | 11 | 0 | 10.5 | 55 | -4.40 | -0.081 | 0.997 | 99 | -8.02 | 98.70 |
| Σ | | | 139.5 | | | | | | 1469.76 | 3710.92 |

この表によると

$$\Sigma_1^{11} T = 1469.76 \text{ (tf)}$$

$$\Sigma_1^{11} N = 3710.92 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$\Sigma^{11} l = 139.5 \text{ (m)}$$

したがって、斜面の安全率は

$$F_s = \frac{3710.92 \times 0.268 + 2 \times 139.5}{1469.76} = \frac{1273.53}{1469.76} = 0.8664$$

となって、不安定であることがわかる。すなわち、道路工事、あるいは河川の洗掘によって地すべりが発生することになる。

この場合、地すべりの発生を防止する方法として、すべり土塊の荷重を減じ、滑動力を減少させることが考えられる。すなわち、排土工事によって必要な安全率を得ることができる。排土によって安全率が増加するということは、せん断応力 (ΣT) が減少するからである。また一方、排土によって、すべり面への垂直応力 (ΣN) も減少するはずである。さらに、排土の方法によってはすべり面の長さも減少するので、抵抗力も当然減少することになる。したがって、滑動力の減少の割合が、抵抗力の減少の割合よりも大きくなるような排土の方法が効果的であることはいうまでもない。

一般にせん断応力の主要部分は、地すべりの頭部よりくるもので、この部分を排土することによって、安定条件は著しくよくなる。このことは次の例によっても理解することができる。

図2.2-7において、まず頭部の断面 (AFG) 部分を切り取った場合を考えてみる。地すべりの断面およびすべり面については、前の場合と同様であるとして計算し、その結果を表示すると、表2.2-7のようになる。

表 2.2-7

| No | h_1 | h_2 | l | A | θ | $\sin \theta$ | $\cos \theta$ | $\gamma_t \cdot A \times 1$ | T | N |
|---------------|-------|-------|-------|-----|----------|---------------|---------------|-----------------------------|---------|---------|
| 1 | 0 | 5 | 6 | 25 | 55°00' | 0.819 | 0.574 | 45 | 36.86 | 25.83 |
| 2 | 5 | 17 | 16 | 110 | 49.30 | 0.760 | 0.649 | 198 | 150.48 | 128.50 |
| 3 | 17 | 26 | 14 | 215 | 40.30 | 0.649 | 0.760 | 387 | 251.16 | 294.12 |
| 4 | 26 | 28 | 12 | 270 | 32.30 | 0.537 | 0.843 | 486 | 260.98 | 409.70 |
| 5 | 28 | 29 | 11.5 | 285 | 24.00 | 0.407 | 0.914 | 513 | 208.79 | 468.88 |
| 6 | 29 | 27 | 11 | 280 | 17.10 | 0.295 | 0.955 | 504 | 148.68 | 501.48 |
| 7 | 27 | 27 | 11 | 270 | 14.00 | 0.242 | 0.970 | 486 | 117.61 | 471.42 |
| 8 | 27 | 25 | 11 | 260 | 9.00 | 0.156 | 0.988 | 468 | 73.01 | 462.38 |
| 9 | 25 | 21 | 10.5 | 230 | 4.30 | 0.078 | 0.997 | 423 | 32.99 | 421.73 |
| 10 | 21 | 11 | 10 | 160 | 2.30 | 0.044 | 0.999 | 288 | 12.67 | 287.71 |
| 11 | 11 | 0 | 10.5 | 55 | - 4.40 | - 0.081 | 0.997 | 99 | - 8.02 | 98.70 |
| Σ_{11} | | | 123.5 | | | | | | 1285.21 | 3570.45 |

表2.2-7によると

$$\Sigma_{11} T = 1285.21 \text{ (tf)}$$

$$\Sigma_{11} N = 3570.45 \text{ (tf)}$$

$$\Sigma_{11} l = 123.5 \text{ (m)}$$

になり、したがって、斜面の安全率は

$$F_s = \frac{3570.45 \times 0.268 + 2 \times 123.5}{1,285.21} = \frac{1203.89}{1285.21} = 0.9367$$

であり、多少安全率は増したが、これではまだ、地すべり斜面の安定は望めないで、さらに排土量を増して、断面(AFHIG)部分を切り取って見る。この場合の計算結果を示すと、表2.2-8に示すようになる。

表2.2-8によると

$$\Sigma_{12} T = 993.34 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$\Sigma_{12} N = 3235.29 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$\Sigma_{12} l = 112.5 \text{ (m)}$$

となって、この場合の安全率は

$$F_s = \frac{3235.29 \times 0.268 + 2 \times 112.5}{993.34} = \frac{1092.06}{993.34} = 1.099$$

表 2.2-8

| No | h_1 | h_2 | l | A | θ | $\sin \theta$ | $\cos \theta$ | $\gamma_t \cdot A \times 1$ | T | N |
|----------|-------|-------|-------|-----|----------|---------------|---------------|-----------------------------|--------|---------|
| 2 | 0 | 9 | 11 | 46 | 49°30' | 0.760 | 0.649 | 81 | 61.56 | 52.56 |
| 3 | 9 | 18 | 14 | 135 | 40.30 | 0.649 | 0.760 | 243 | 157.71 | 184.68 |
| 4 | 18 | 24 | 12 | 210 | 37.30 | 0.537 | 0.843 | 378 | 202.99 | 318.65 |
| 5 | 24 | 29 | 11.5 | 265 | 24.00 | 0.409 | 0.914 | 477 | 194.14 | 435.98 |
| 6 | 29 | 27 | 11 | 280 | 17.10 | 0.295 | 0.955 | 504 | 148.68 | 501.48 |
| 7 | 27 | 27 | 11 | 270 | 14.00 | 0.242 | 0.970 | 486 | 117.61 | 471.42 |
| 8 | 27 | 25 | 11 | 260 | 9.00 | 0.152 | 0.988 | 468 | 73.01 | 462.38 |
| 9 | 25 | 21 | 10.5 | 230 | 4.30 | 0.078 | 0.997 | 423 | 32.99 | 421.93 |
| 10 | 21 | 11 | 10 | 160 | 2.30 | 0.044 | 0.999 | 288 | 12.67 | 289.71 |
| 11 | 11 | 0 | 10.5 | 55 | - 4.40 | - 0.081 | 0.997 | 99 | - 8.03 | 98.70 |
| Σ | | | 112.5 | | | | | | 993.34 | 3235.29 |

となり、地すべり斜面は法先を切り取る前の状態と比べて、約1.1倍の安全さをもつことになり、地すべりの発生は阻止できる結果となった。

このような計算によって得られた安全率が1であるということは、切取り前のもとの斜面とほとんど同じ安定条件をもつということであり、安全率が1以上であれば、もとの状態よりそれだけ安全さが増したことを意味しているものである。このようにして排土を行なって必要な安全率が得られなければ、さらに排土量を増して、計算を行なって安全率を求める。もしこれが大き過ぎれば、排土量を減じて計算を続けるというようにして、試算法によって必要な安全率が得られる排土量を決定しなければならない。

次に、地すべりの頭部における排土と他の部分における排土とによって、安全率がどのくらい違うか示すために、図2.2-7で断面(ADE)部分を切り取った場合について検討してみる。

計算は前同様に行なって、その結果を示すと表2.2-9のようになる。

表 2.2-9

| No | h_1 | h_2 | l | A | θ | $\sin \theta$ | $\cos \theta$ | $\gamma_t \cdot A \times 1$ | T | N |
|----------|-------|-------|-------|-----|----------|---------------|---------------|-----------------------------|---------|---------|
| 1 | 0 | 13 | 22 | 65 | 60°00' | 0.866 | 0.500 | 117 | 101.33 | 58.50 |
| 2 | 13 | 20 | 16 | 165 | 49.30 | 0.760 | 0.649 | 297 | 225.72 | 192.75 |
| 3 | 20 | 23 | 14 | 215 | 40.30 | 0.649 | 0.760 | 387 | 251.16 | 294.12 |
| 4 | 23 | 24 | 12 | 235 | 32.30 | 0.537 | 0.843 | 423 | 227.15 | 356.59 |
| 5 | 24 | 23 | 11.5 | 235 | 24.00 | 0.407 | 0.914 | 423 | 172.16 | 386.62 |
| 6 | 23 | 21 | 11 | 220 | 17.10 | 0.295 | 0.955 | 396 | 116.68 | 394.02 |
| 7 | 21 | 19 | 11 | 200 | 14.00 | 0.242 | 0.970 | 360 | 87.12 | 349.20 |
| 8 | 19 | 15 | 11 | 170 | 9.00 | 0.156 | 0.988 | 306 | 47.736 | 302.23 |
| 9 | 15 | 11 | 10.5 | 130 | 4.30 | 0.078 | 0.997 | 234 | 18.25 | 233.30 |
| 10 | 11 | 6 | 10 | 85 | 2.20 | 0.044 | 0.999 | 153 | 6.73 | 152.85 |
| 11 | 6 | 0 | 10.5 | 30 | - 4.40 | - 0.081 | 0.997 | 54 | - 4.37 | 53.84 |
| Σ | | | 139.5 | | | | | | 1249.66 | 2774.12 |

これによると

$$\Sigma_1^{11} T = 1249.66 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$\Sigma_1^{11} N = 2774.12 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$\Sigma_1^{11} l = 139.5 \text{ (m)}$$

となる。この場合の安全率を求めると

$$F_s = \frac{2774.12 \times 0.268 + 2 \times 139.5}{1249.66} = \frac{1022.46}{1249.66} = 0.8181$$

となり、この場合、地すべり斜面は安定でない。すなわち、前の断面(AHI)部分の切取りに比べて約1.5倍に近い土量を切り取っても、なお安全にならないという結果になり、この場合、地すべり斜面の頭部を切り取ることが、いかに経済的な排土の方法であるかが理解できる。

* 谷口敏雄「地すべり調査と対策」 山海堂

4) 押え盛土工

押え盛土工は、地すべり抑制工として効果的であり、地すべり末端部に空地のある場合に計画するものとする。

押え盛土工は、排土工と併用すると効果的であるので通常これらを組み合わせて計画する。盛土量については安定計算によるものとする。

押え盛土工は、原則として地すべり末端部に盛土により斜面の安定を図るように設計するものとする。

【解説】

押え盛土工は、地すべり土塊の下部に盛土を行うことにより、地すべり滑動力に抵抗する力を増加させるもので、安定計算による所定の計画安全率(2.2.6(6)参照)を得られるように盛土量、盛土の位置を設計する。

なお、詳細については、「建設省河川砂防技術基準(案)設計編〔Ⅱ〕」を参照。

(3) 抑止工の設計

1) 杭工

杭工は、基盤が強固で移動土塊に対し十分抵抗できるような地点で施工することとするが、地すべりの運動が激しくその速度が1日1mmを越すような地すべり地内では、計画した杭の全部が一度に施工されない限り、杭の働きは個別的なものとなって効果が期待できないので、このような箇所では原則として計画しないこととする。計画位置は、地すべりブロックの中央部より下部のすべり面が水平に近い位置で、すべり厚が大きい所に計画するものとし、杭長が原則として30mまでの場合に計画するものとする。

杭工は、対象となる地すべり地域の地形、地質等を考慮し、所定の計画安全率が得られるよう設計するものとする。

【解 説】

杭工は、杭を挿入して移動土塊と不動地盤の間のくさびとして地すべりを抑止するものである。

杭にかかる圧力の分布は、実験によると、まずすべり面付近に集中して土圧がかかり、以後土塊のかく乱とともに放物線形に変形してくる。したがって、杭によって地すべりが抑止できるものとすれば、この初期におけるすべり面での剪断力に抗し得ればよいことになる。

しかし、受動部土塊の地耐力が期待できない場合や崩壊の可能性がある場合には、曲げ応力がかかるものとして考えなければならない。

詳細は、「建設省河川砂防技術基準（案）設計編 [Ⅱ]」参照のこと。

① 杭の構造

杭は、中空部に中詰めコンクリートを充填し、外力に対し杭の全断面が有効に働くよう設計するものとする。

【解 説】

杭の構造は、斜面下部の圧縮部に設ける場合（剪断杭）と斜面上部の引張部に設ける場合（曲げ杭）とに大別して、各々に適合した構造とする。

詳細は、「建設省河川砂防技術基準（案）設計編 [Ⅱ]」参照。

② 杭の配列

杭の配列は、地すべりの運動方向に対して概ね直角で、等間隔になるよう設計するものとする。

【解 説】

杭の間隔は計画安全率を得るために必要な単位幅当たりの杭の抑止力で杭の剪断強度を除いて決めるものとする。

ただし、土塊の性状によっては施工時に基礎の破壊や土塊の中抜けが生じる恐れがあるので、径300～400mmの鋼管杭を用いる場合、原則として同列の杭間隔は1.5m以上、4m以内とする。

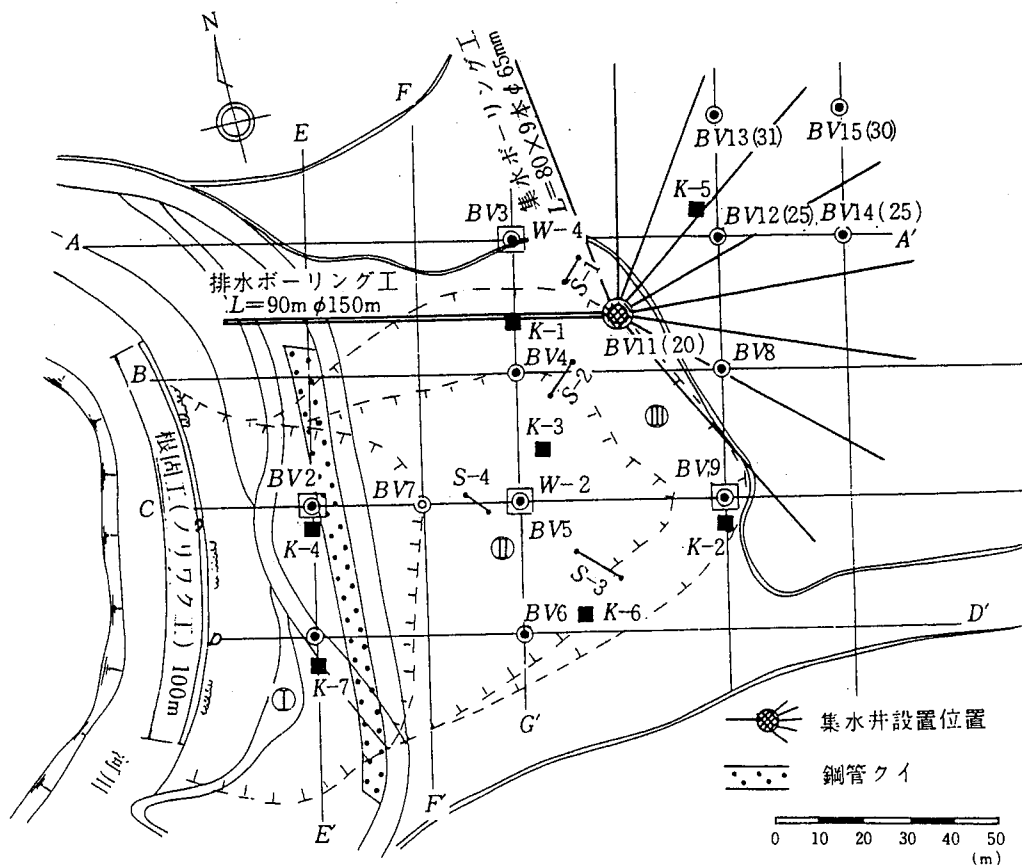
詳細は、「建設省河川砂防技術基準（案）設計編〔Ⅱ〕」を参照。

③ 基礎への根入れ

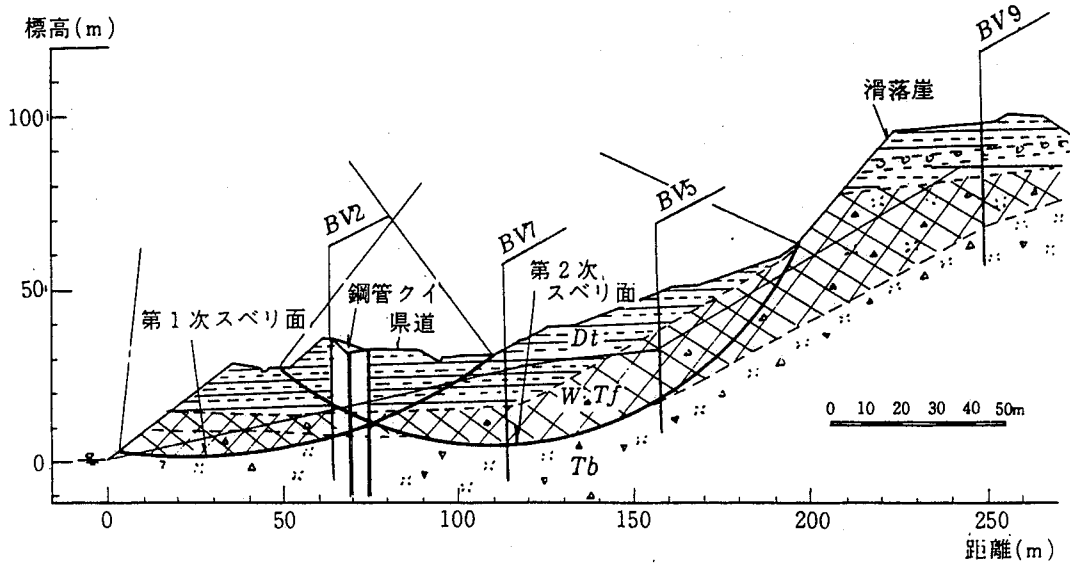
杭の基礎部への根入れ長さは、杭に加わる土圧による基礎部破壊を起こさないよう設計するものとする。

【解 説】

①剪断杭の根入れ長さ、②曲げ杭の根入れ長、③基礎部のグラウト等については、「建設省河川砂防技術基準（案）設計編〔Ⅱ〕」を参照。



鋼管ゲイ工平面図（A県の例）



鋼管グイ工断面図 (A県の例)

[参 考]

杭工事による安定度の検討*

地すべり斜面に杭を打って、この抵抗力によって地すべりを防止せんとする場合の斜面の安定度を検討することにする。

さて、地すべり斜面に打ち込まれた杭が安全であるための条件を考えてみると、次の4つの条件があげられる。

- i) 杭自身がせん断応力に十分安全であること
- ii) 杭が cantilever action による曲げモーメントに耐えること
- iii) 杭の周囲の土がせん断力によって破損しないこと
- iv) 杭の下の基礎地盤が破壊を生じないこと

以上の4条件に対して十分であるような設計がなされなければ、杭打工による地すべり防止の成果は期待できない。

さて、杭打工事による地すべり斜面の安全度を調べる前に、使用する杭の大きさと打たれる杭の間隔を決定しなければならない。

これを決めるためには、まず前の i) および ii) の条件を満足するように定めることが必要である。そのためには杭がうける水平応力を求めなければならない。

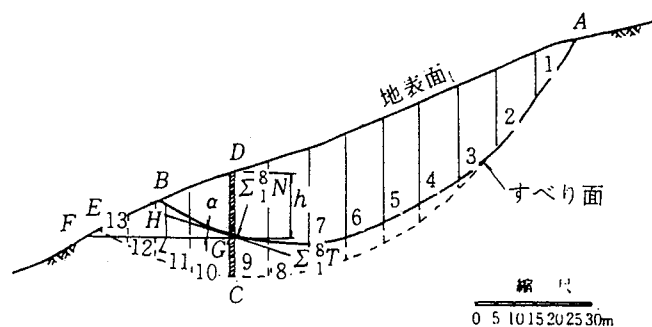


図2.2-8

そこで図2.2-8に示すような条件の場合について、計算方法を述べることにする。

杭がすべり面でうける推力 P_R は抑止工の節で説明したように

$$P_R = F_s \sum_a T - \sum_a (N - U) \tan \phi - c_s l_{a-s} \quad (2.2-13)$$

で求めることができる。

したがって、この点における杭のうける水平応力は、図式的に求めれば GL であり、計算のうえでは $P_R \cos \alpha$ によって求めることができる。

さて、この水平応力に等しいだけの全荷重が、杭の DG 部分に三角形状に分布すると仮定すると、杭のうける最大曲げモーメント M は

$$M = P_R \cos \alpha D \gamma / 3 \quad (2.2-14)$$

によって求められる。

ここで

M : 最大曲げモーメント (t - m)

γ : すべり面より上の杭の長さ (m)

D : 杭の中心間隔 (m)

この場合、杭の周囲の土の抵抗を無視しているので、 M の値は実際の値より大きくなっている。したがって、これによって杭の設計を行なう場合は、もちろん安全側にあることはいうまでもない。

さて杭の断面は、この最大曲げモーメントに耐えるように決めなければならない。したがって、まず杭の間隔 D を仮定して、(2.2-14)式から M を求め、これを基に杭の断面積を算定することになる。

このようにして決められた杭が、せん断応力に対して安全であるか否かを調べてみなければならない。

この場合、杭が図2.2-9に示されるように打たれているとする。一般に杭のせん断抵抗を求める式として、次の Hennes の式が用いられる。

$$V_p = \frac{A_p \cdot f_v}{D} \quad (2.2-15)$$

ここで

V_p : 地すべりの単位幅に対する
杭のせん断抵抗 (kgf/m)

A_p : 杭の断面積 (cm²)

f_v : 杭の許容せん断応力 (kgf/cm²)

D : 杭の中心間距離 (m)

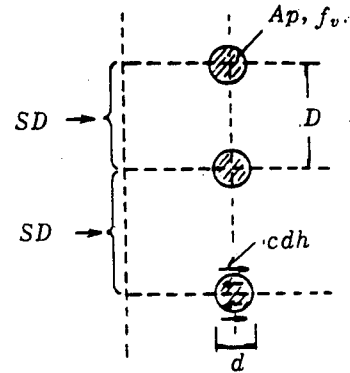


図2.2-9 杭の抵抗

この式に、前に求めた杭の断面積と杭の間隔を代入して V_p の値を求めれば、杭のせん断応力による安全率は

$$F_s = \frac{V_p}{P_R \cos \alpha} \quad (2.2-16)$$

によって求めることができる。

もし、この安全率が1より小さいならば、再び、杭の間隔を縮小するか、杭の断面積を増すかして、 $F_s > 1$ となるように検討することが必要である。

次に杭の周囲の土のせん断破壊に対する安全度を検討するのであるが、この場合も Hennes によって与えられた次の式が用いられる。

$$S_s = \frac{2chd}{D} \quad (2.2-17)$$

ここで

S_s : 地すべりの単位幅に対する土のせん断抵抗力 (kgf/m)

c : 土の粘着力 (kgf/cm²)

h : すべり面より地表面までの高さ (m)

d : 杭の径 (m)

この式によって、 S_s の値を求めることができるので、杭の周りのせん断力に対する安全率は

$$F_s = \frac{S_s}{P_R \cos \alpha} \quad (2.2-18)$$

によって求めることができる。

この値が、もしも $F_s < 1$ ならば、再び杭の大きさと杭の間隔を変えて、 $F_s > 1$ になるように、これらの値を決めなければならない。

さて、このようにして決められた間隔で、決められた断面積の杭を打って地すべり防止工事を計画した場合、地すべり斜面は、少なくともすべり面 \widehat{AG} に関しては安全であるが、杭の下の基礎破壊に対しては、すなわち、すべり面 \widehat{ACE} に対して安全であるか否かは検討しなければならない。

そこで図2.2-8に示されるような断面について、すべり面 \widehat{ACE} に関しての安定計算を行なわなければならない。

安定計算は、図について $\sum_1^{13} N$ 、 $\sum_1^{13} T$ 、 $\sum_1^{13} l$ をそれぞれ求めて

$$F_s = \frac{\sum_1^{13} N \tan \phi + c \sum_1^{13} l}{\sum_1^{13} T}$$

から安全率を求めて検討すればよい。

この場合も、計算を簡単にするため間隙水圧を考えていないが、実際には、間隙水圧を測定し、これを計算に入れて検討しなければならない。計算はいままで述べたように表によって行い、その結果を示すと表2.2-10

表 2.2-10

| No | h_1 | h_2 | l | A | θ | $\sin \theta$ | $\cos \theta$ | $\gamma_s \cdot A \times l$ | T | N |
|-------------|-------|-------|-----|-----|----------|---------------|---------------|-----------------------------|---------|---------|
| 1 | 0 | 12 | 19 | 60 | 58°00' | 0.848 | 0.530 | 108 | 91.54 | 57.24 |
| 2 | 12 | 20 | 17 | 160 | 52.00 | 0.788 | 0.616 | 288 | 226.94 | 177.41 |
| 3 | 22 | 26 | 15 | 230 | 44.40 | 0.703 | 0.711 | 414 | 291.04 | 294.35 |
| 4 | 26 | 30 | 14 | 280 | 40.00 | 0.643 | 0.766 | 505 | 324.07 | 386.06 |
| 5 | 30 | 33 | 13 | 315 | 33.00 | 0.544 | 0.837 | 567 | 308.44 | 474.58 |
| 6 | 33 | 33 | 11 | 330 | 25.00 | 0.423 | 0.906 | 594 | 251.26 | 538.16 |
| 7 | 33 | 33 | 11 | 330 | 16.00 | 0.276 | 0.961 | 594 | 163.94 | 570.83 |
| 8 | 33 | 31 | 11 | 320 | 8.00 | 0.139 | 0.990 | 576 | 80.06 | 570.24 |
| 9 | 31 | 28 | 10 | 295 | -2.00 | -0.035 | 0.999 | 531 | -18.56 | 530.46 |
| 10 | 28 | 22 | 10 | 250 | -8.30 | -0.148 | 0.989 | 450 | -66.60 | 445.05 |
| 11 | 22 | 15 | 11 | 185 | -17.20 | -0.298 | 0.955 | 330 | -99.23 | 331.34 |
| 12 | 15 | 5 | 12 | 100 | -26.40 | -0.449 | 0.894 | 180 | -80.82 | 160.92 |
| 13 | 5 | 0 | 5 | 10 | -40.00 | -0.643 | 0.766 | 18 | -11.59 | 13.79 |
| \sum^{13} | | | 159 | | | | | | 1460.49 | 4012.40 |

のようになる。

この表から

$$\Sigma_1^{13} N = 4012.40 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$\Sigma_1^{13} T = 1460.49 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

$$\Sigma_1^{13} l = 159 \text{ (m)}$$

となり、したがって、土の粘着力および内部摩擦角を $C = 2\text{tf/m}^2$ 、 $\phi = 18^\circ$ と仮定すれば、安全率は次のようになる。

$$F_s = \frac{4012.4 \times 0.325 + 2 \times 159}{1460.49} = 1.11$$

となり、杭打工事によって地すべり斜面は、考えているすべり面に対して、一応安全であることがわかる。

もし、この場合、安全率が小さい場合にはさらに長い杭を設計して、これについて、再び安定計算を繰り返し、十分な安全率が得られるまで続けなければならない。

* 谷口敏雄「地すべり調査と対策」 山海堂

2) 擁壁工

擁壁工は、地すべり末端の小崩壊を防止したり、押え盛土工の基礎工として計画するものとする。

一般に地すべりでは地盤の変動がかなり大きく湧水も多いので、柔軟な構造を有し、かつ、排水良好なものを計画するものとする。

【解説】

擁壁工は、地すべり末端部斜面の法先が崩壊し、次々に上部まで移動するような場合に用いられる。したがって大規模な地すべりの抑止には、擁壁工のみでは余り大きな効果を発揮することができない。

一般的には押え盛土と併用して、その土留めとして用いられることが多い。

一般に地すべり地域では地盤の変動が大きく、湧水量も多いので、擁壁の型式に柔軟性があり、透水性の良好な枠工及び中詰材を用いることがよい。

代表的な擁壁工の型式は次のとおりである。

- ① 鉄筋コンクリート枠擁壁
- ② ふとん籠擁壁
- ③ 鋼製枠擁壁
- ④ 大型コンクリートブロック擁壁
- ⑤ コンクリート擁壁

【参 考】

抑止工による安定度の検討*

地すべり斜面におけるすべり面に沿っての滑動力が抵抗力より大きい、すなわち、 $\Sigma T > \Sigma (N - U)\tan \phi + CL$ の場合は、当然、斜面における平衡は破れて地すべりが起こる。そこで、これを防止するために、前述の土の強度による抵抗力のほかに、別の抵抗力 P を付加して、これで滑動力と平衡を保たせて、地すべり斜面を安定させることが考えられる。

$$\text{すなわち、 } \Sigma T = \Sigma (N - U)\tan \phi + CL + P \quad (2.2-19)$$

となる。

この加えられる抵抗力として、一般に抑止工が用いられる。抑止工として普通用いられるのは、バットレス、擁壁、わく工等である。

ここで、バットレスを例にとり、地すべり斜面の安定度の検討を行なうことにする。

その前に、地すべり地域で施工されるバットレスの断面の決定法について述べることにする。

バットレスの設計にあたって考えなければならない条件として、次のものがあげられる。

- i) バットレスの中でのせん断破壊に対して安全であること (図 2.2-10 で CH あるいは JH 線に沿っての崩壊)
- ii) バットレスの下の基礎の破壊に対して安全であること
- iii) バットレスと基礎との接触面における滑動及びせん断破壊に対して安全であること

したがって、バットレスは、これらの条件を十分に満足するような断面が決められなければならない。

しかし、これらの条件は、バットレスが築造される基礎地盤が岩盤であるか、土壌であるかによって違って来る。もちろん、岩盤基礎の上に築造

されることが望ましいが、現地の状況によっては、土壌の基礎の中でも築造しなければならないことがしばしばある。

堅固な岩盤基礎の上に築造されたバットレスにおいては、前述の ii), iii) の条件は、検討するまでもなく満たされているので、i) の場合についてのみ考慮して断面を決定すればよいことになる。しかし土壌の基礎の場合は当然、これらの諸条件について、それぞれ検討しなければならない。

次に、バットレスは構築される材料によって、土塊のバットレスと石塊のバットレスの2種類になるが、ここでは石塊バットレスを例にとって考えることにする。さて、地すべり地域で築造されるバットレスの規模を決めるためには、(2.2-19)式でもわかるように、これが負担しなければならない抵抗力、換言すれば、バットレスが地すべりによって、すべり面に沿ってうける推力を知ることが必要である。そこで、推力を計算することにする。

図2.2-10に示されるような地すべり斜面を仮定し、この下部に図示されるようなバットレスを設けたとする。このバットレスの位置は、すべり面の位置ならびにその形状によって決められるもので、バットレスが有効に働くためには、バットレスの背面を、なるべくすべり面が水平線と接する点に近くくるように決めることが望ましい。図では、バットレスの背面の位置はすべり面と水平線の示す角が 10° の点Hにおかれている。

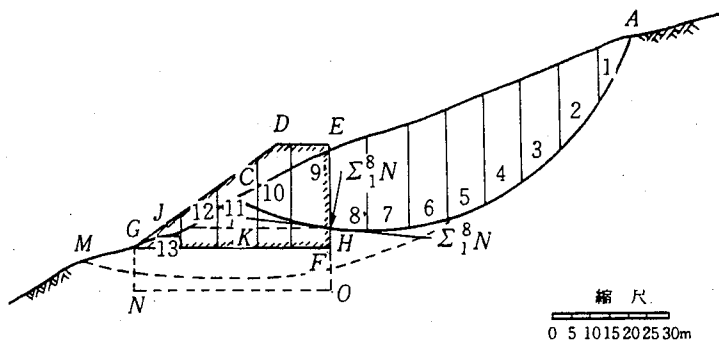


図2.2-10

さて、バットレスがすべり面の所でうける推力を求めるために、前述の安定計算に用いたと同様な方法によって、まず、地すべりの頭部からバットレスの背面までのすべり面上の土塊について計算を行なう。すなわち、この土塊の全重量によって生じる、垂直分力と切線分力を求める。また、すべり面における粘土の強度を土質試験から求めて、 C 及び ϕ の値を決定する。次にすべり面のバットレスまでの長さ \widehat{AH} がわかると、次の式から推力 P_R の値が計算できる。

$$P_R = F_s \sum_a^h T - \sum_a^h N \tan \phi - cl_{a-h} \quad (2.2-20)$$

ここで、 F_s は安全率を示すものであるが、こうした構造物に対する安全率は、普通1.5ぐらいにとられる。また、この式では、計算を簡単にするため間隙水圧が除いてあるが、実際の地すべり地域では、これを考えに入れて計算を行なうことが必要である。

また(2.2-20)式は厳密に考えると

$$P_R = F_s (\sum_a^h T + \sum_h^c T) - \sum_a^h N \tan \phi - cl_{a-h} \quad (2.2-21)$$

とすべきであるが、多くの場合、 $\sum_h^c T$ の項は負の値をとるので、安全側にとって $\sum_h^c T = 0$ として、(2.2-20)式を求めて、これを用いることとした。

さて、 P_R の水平分力を求めると、 $P_R \cos \alpha$ となる。ただし、 α はすべり面がバットレスの背面で水平線となす角である。したがって、この水平推力に対して、バットレスが安全であるためには、バットレスの断面は次の式を満足するように決めねばならない。

$$P_R \cos \alpha = \gamma_B A_B \tan \phi_B \quad (2.2-22)$$

ここで

γ_B : バットレスの単位体積重量 (tf/m³)

A_B : バットレスの断面積 (m²)

ϕ_B : バットレスの中詰石の内部摩擦角

したがって、断面積は次の式のようにになる。

$$A_B = \frac{P_R \cos \alpha}{\gamma_B \tan \phi_B} \quad (2.2-23)$$

次に、バットレスが土の基礎の上に築造される場合には、バットレスが基礎との接触面でのせん断破壊に安全なるために、次のような断面をもたねばならない。

ただし、バットレスは裏法を直とし、前面法を1:1.5で設計するものとする。

水平推力の $P_R \cos \alpha$ は

$$P_R \cos \alpha = \gamma_B A_B \tan \phi_s + C_s \left(\frac{A_B}{h} + \frac{1.5h}{2} \right) \quad (2.2-24)$$

これから、バットレスの断面積 A_B を求めると

$$A_B = \frac{P_R \cos \alpha - \frac{1.5}{2} C_s}{\gamma_B \tan \phi_s + \frac{C_s}{h}} \quad (2.2-25)$$

となる。

ここで

ϕ_s : 基礎の土の内部摩擦角

C_s : 土の粘着力 (tf/m²)

h : バットレスの高さ (m)

(2.2-23)式あるいは(2.2-25)式からバットレスの断面積 A_B が求めれば、バットレスの断面は簡単に求められ、すなわちバットレスの上幅及び下幅は次の式；

$$\text{上幅 (または下幅)} = \frac{A_B}{h} \pm \frac{1.5h}{2} \quad (2.2-26)$$

によって求められる。

さて、このようにして断面が決められたバットレスを、地すべり斜面の下部に築造した場合の斜面の安定度を検討するためには、安定計算を行って安全率を求めなければならない。

この場合の安全率は次の式から求められる。

$$F. S = \frac{\sum_a^h N \tan \phi_s + c l_{a-h} + \sum_h^c N \tan \phi_b}{\sum_a^h T + \sum_h^c T} \quad (2.2-27)$$

ここで、求められた安全率があまり小さければ、再びバットレスの断面を増加して、安定計算を行なって安全率を求め、要求される安全率が求まるまで計算を繰り返し行なうことが必要である。

いま図2.2-10に示すような断面のバットレスが計画されたとして、この場合の安全率を求めてみると、計算はいままでのようにして、表によって行ない、その結果を表示すると表2.2-11のとおりになる。

ただしここでは、バットレスの中詰石の単位容積重量は $\gamma_B = 1.43 \text{t/m}^3$ とする。

表2.2-11より

$$\sum_1^8 N = 2991.68 \text{ (tf)}$$

$$\sum_1^8 T = 1293.61 \text{ (tf)}$$

$$l_{1-8} = 108.5 \text{ (m)}$$

$$\sum_9^{11} N = 591.13 \text{ (tf)}$$

表2.2-11

| No | h_1 | h_2 | l | A | θ | $\sin \theta$ | $\cos \theta$ | $\gamma_l, A \times 1$ | T | N |
|-----------------|-------|-------|-------|-----|----------|---------------|---------------|--|---------|---------|
| 1 | 0 | 14 | 22 | 70 | 60°11' | 0.866 | 0.500 | 126 | 109.12 | 63.00 |
| 2 | 14 | 21 | 16 | 175 | 49.30 | 0.760 | 0.649 | 315 | 239.40 | 204.44 |
| 3 | 21 | 26 | 14 | 235 | 40.30 | 0.649 | 0.760 | 423 | 274.53 | 321.48 |
| 4 | 26 | 28 | 12 | 270 | 32.30 | 0.537 | 0.843 | 486 | 260.99 | 409.70 |
| 5 | 28 | 29 | 11.5 | 285 | 24.00 | 0.407 | 0.914 | 513 | 208.79 | 468.88 |
| 6 | 29 | 27 | 11 | 270 | 17.10 | 0.295 | 0.955 | 504 | 148.68 | 501.48 |
| 7 | 27 | 27 | 11 | 245 | 8.00 | 0.139 | 0.990 | 486 | 67.55 | 481.14 |
| 8 | 27 | 22 | 11 | 185 | -2.00 | -0.035 | 0.999 | 441 | -15.44 | 440.56 |
| Σ_1^8 | | | 108.5 | | | | | $\left(\frac{\gamma_B}{A \times 1} \right)$ | 1293.61 | 2991.68 |
| 9 | 23 | 21 | 11 | 220 | -14.00 | -0.242 | 0.970 | 314.6 | -76.13 | 305.16 |
| 10 | 21 | 11 | 11 | 175 | -22.00 | -0.383 | 0.924 | 250.25 | -95.85 | 231.23 |
| 11 | 11 | 0 | 0 | 44 | -29.00 | -0.492 | 0.870 | 62.92 | -30.96 | 54.74 |
| Σ_9^{11} | | | 22 | | | | | | -202.94 | 591.13 |

$$\sum_9^{11} T = -202.94 \text{ (tf)}$$

$$l_{1-11} = 22 \text{ (m)}$$

となり；

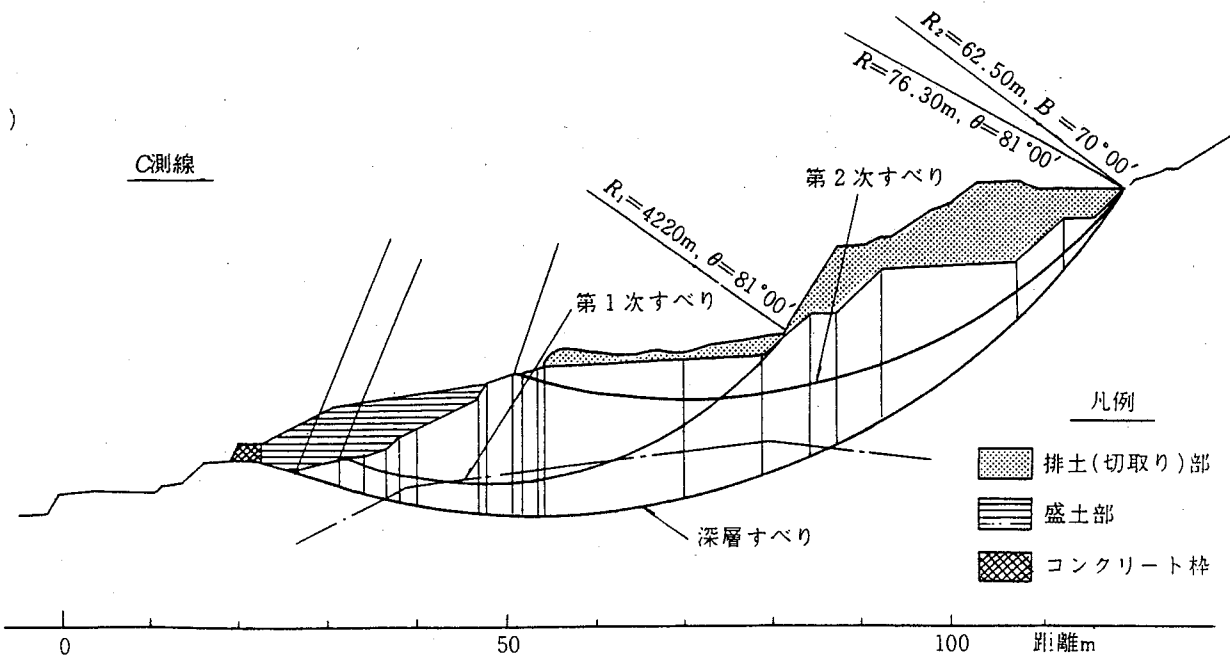
$C = 2 \text{ tf/m}^2$, $\phi = 18^\circ$, 及び $\phi_B = 35^\circ$ の場合の安全率を求めると；

$$F. S = \frac{2991.68 \times 0.325 + 2 \times 108.5 + 591.13 \times 0.7002}{1293.61 - 202.94} = 1.462$$

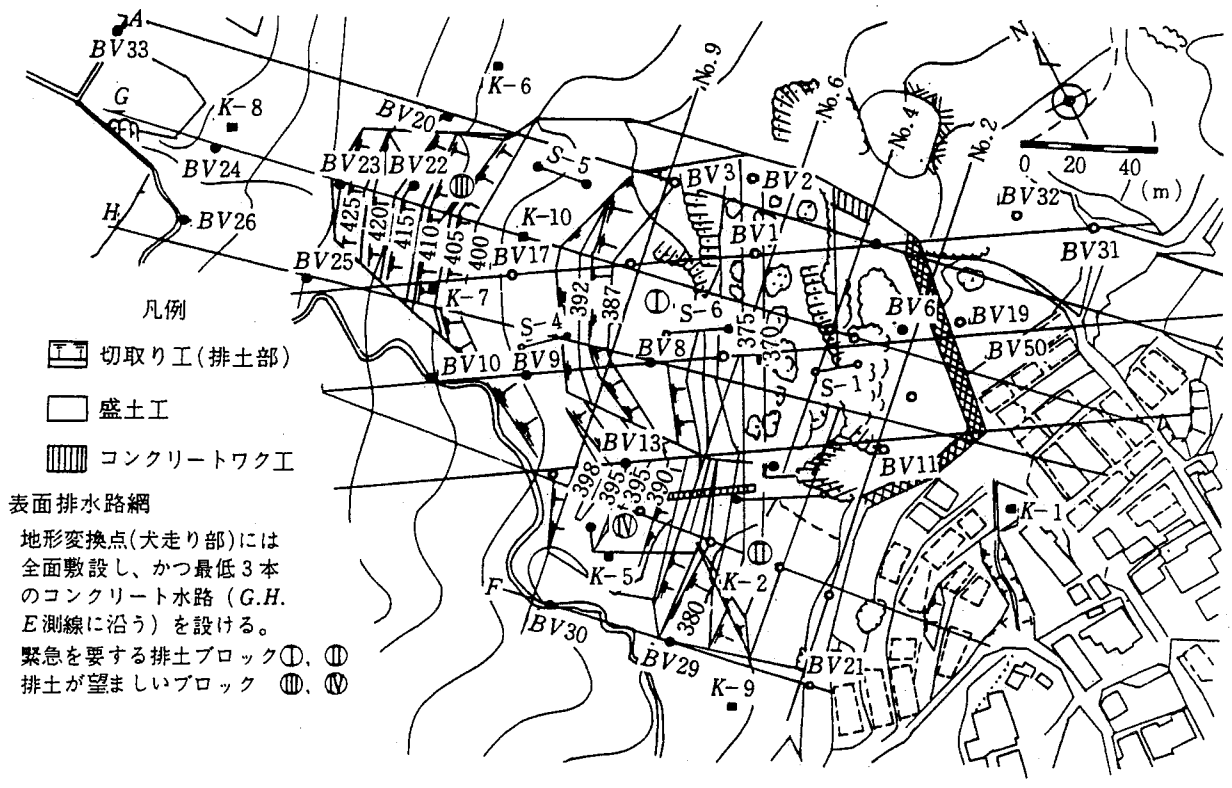
となり，地すべり斜面はバットレスの施工によって安全度が著しく増すことになる。

次に土の基礎の場合には，バットレスの下で基礎破壊が生じるか否かを検討するために，すべり面を図に示す \widehat{AM} 線と仮定して，前同様に安定計算を行って，これを吟味しなければならない。この場合，バットレスの基礎 FG は ON 線まで深めることになる。

以上，バットレスを例に抑止工による安全度を検討したのであるが，擁壁，わく工についても，これと同じ方法で安全度を検討することができる。



防止工計画断面図



凡例

切取り工(排土部)

盛土工

コンクリートワーク

表面排水路網

地形変換点(大走り部)には
全面敷設し、かつ最低3本
のコンクリート水路(G.H.
E測線に沿う)を設ける。

緊急を要する排土ブロック ①, ②

排土が望ましいブロック ③, ④

防止工計画平面図

* 谷口敏雄「地すべり調査と対策」 山海堂