

第3章 対策工事等の設計

3.1 えん堤等の設計外力の設定

3.1.1 設計諸定数

(1) 土石流の力や高さの計算に用いる定数

土石流の力や高さの計算に用いる定数は、土石流に含まれる礫の密度、土石流に含まれる流水の密度、土石流に含まれる土石等の内部摩擦角、粗度係数、堆積土砂等の容積濃度がある。これらの値は、実況に応じて設定するものとする。

【解 説】

えん堤の設計に用いる土石流の力や高さの算定は、施行令第4条に規定される式を用いて行う。その式中の定数は対策施設の設置位置の実況に応じて設定するものとする。ただし、特別警戒区域の設定に当たって、県はこれらの定数の値を設定しており、これらの値を参考とすることができる。

また、この他に当該地付近で実施されている土石流対策工事や以下の関連の指針に示されている定数を参考とすることもできる。

<参考>土石等の土質定数の推定

表 3.1 土質定数等の一覧

項 目	記 号	単 位	採 用 値
土石流に含まれる礫の密度	σ	10^3 kg/m^3	2.6
土石流に含まれる流水の密度	ρ	10^3 kg/m^3	1.2
土石流に含まれる土石等の内部摩擦角	ϕ	°	35 (30~40)
粗度係数	n	—	0.1
堆積土石等の容積濃度	C_*	—	0.6

出典：福岡県砂防課：基礎調査マニュアル(案)土石流編（平成19年4月）

表 3.2 土砂の水中における土質定数

種別	状態	単位重量 (kN/m ³)	水中の 単位重量 (kN/m ³)	内部摩擦角 (度)	水中の 内部摩擦 角(度)φ
砂石	—	15.69~18.63	9.81~12.75	35~45	35
砂利	—	15.69~19.61	9.81~11.77	30~40	30
炭がら	—	8.83~11.77	3.92~6.86	30~40	30
砂	しまったもの	16.67~19.61	9.81	35~40	30~35
	ややゆるいもの	15.69~18.63	8.83	30~35	25~30
	ゆるいもの	14.71~17.65	7.85	25~30	20~25
普通土	固いもの	16.67~18.63	9.81	25~35	20~30
	やや軟らかいもの	15.69~17.65	7.85~9.81	20~30	15~25
	軟らかいもの	14.71~16.67	5.88~8.83	15~25	10~20
粘土	固いもの	15.69~18.63	5.88~8.83	20~30	10~20
	やや軟らかいもの	14.71~17.65	4.90~7.85	10~20	0~10
	軟らかいもの	13.73~16.67	3.92~6.86	0~10	0
シルト	固いもの	15.69~17.65	9.81	10~20	5~15
	軟らかいもの	13.73~16.67	4.90~6.86	0	0

出典：福岡県砂防技術基準(案)（平成22年11月改訂版）

(2) 基礎の支持力等の計算に用いる定数

えん堤及び床固の基礎の支持力等の計算に用いる定数は、地盤の許容支持力並びに基礎底面と地盤との間の摩擦係数及び付着力がある。これらの値は、実況に応じて設定するものとする。

【解 説】

えん堤の安定性の検討は、実況に応じて設定した定数により計算する。

また、この他に当該地付近で実施されている土石流対策工事や以下の関連の指針に示されている定数を参考とすることもできる。

<参考>土石等の土質定数の推定

表 3.3 地盤の許容支持力 (kN/m²)

岩 盤		砂 礫 盤	
区 分	許容支持力	区 分	許容支持力
硬 岩(A)	5880	岩盤玉石	588
中硬岩(B)	3920	礫 層	392
軟 岩(II)(CH)	1960	砂 質 層	245
軟 岩(I)(CM)	1180	粘 土 層	98.1

(注) この値は標準的なものであり、構造物の重要度、地盤の風化、亀裂の程度、固結の程度等により加減して用いて良い。

出典：福岡県砂防技術基準(案) (平成 22 年 11 月改訂版)

表 3.4 地盤のせん断強度 (kN/m) 及び摩擦係数

岩 盤			砂 礫 盤		
区 分	せん断強度	内部摩擦係数	区 分	せん断強度	内部摩擦係数
硬 岩(A)	2940	1.2	岩塊玉石	294	0.70
中硬岩(B)	1960	1.0	礫 層	98.1	0.60
軟 岩(II)(CH)	981	0.8	砂 質 層	—	0.55
軟 岩(I)(CM)	588	0.7	粘 土 層	—	0.45

(注) この値は標準的なものであり、構造物の重要度、地盤の風化、亀裂の程度及び走向、固結の程度等により加減して用いてよい。

出典：福岡県砂防技術基準(案) (平成 22 年 11 月改訂版)

3.1.2 設計外力の設定

えん堤、床固の設計に当たっては、土圧、水圧、自重のほか、土石流の衝撃が作用する場合には当該対策施設に作用する土石流の力を考慮する。

【解 説】

(1) 土圧

えん堤等の設計に当たって考慮すべき土圧は、えん堤等に堆積する土砂の堆砂圧である。

(2) 水圧

えん堤等の設計に当たって考慮すべき水圧は、えん堤等に貯水する流水の静水圧である。

(3) 自重

堤体の自重は、堤体の体積に堤体築造に用いる材料の単位体積重量を乗じて算出する。

(4) 土石流の力

土石流を堆積させるための対策施設の設計に当たっては、土石流が発生した場合に生じる力（流体力）を考慮し、安定性の検討をしなければならない。土石流により作用する力と高さの概念を図 3.1 に示す。

なお、設計に当たっては当該溪流において実施された基礎調査の結果を参考にできる。

表 3.5 土石流の力と高さ

	解 説
土石流の力 (F_d)	土石流により対策施設に作用すると想定される力
土石流の高さ (h)	土石流が対策施設に作用するときの高さ

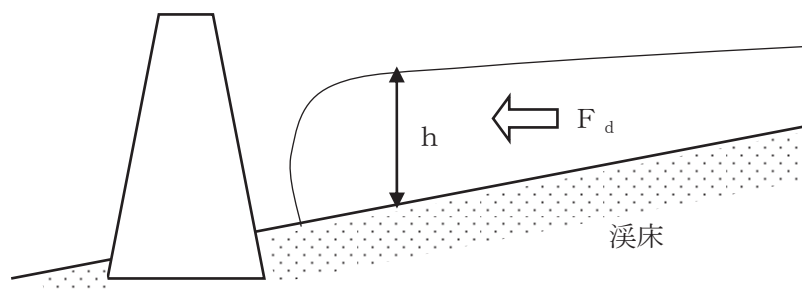


図 3.1 土石流の力の概念

1) 土石流の高さ

対策施設に作用する土石流の高さは、次式で与えられる。

$$h = \left(\frac{n \cdot Q_{sp}}{B(\sin \theta)^{1/2}} \right)^{3/5}$$

ここに、

h : 土石流の高さ (m)

n *1 : 粗度係数

Q_{sp} *2 : 土石流ピーク流量 (m³/sec)

B *3 : 土石流の幅 (m)

θ *4 : 土石流が流下する土地の勾配 (度)

* 1 : 「3.1.1 設計諸定数」を参照すること。

* 2 : 土石流ピーク流量は下記「ア 土石流ピーク流量」を参照すること。

* 3 : 土石流の幅は下記「イ えん堤に作用する土石流の幅」を参照すること。

* 4 : 土石流が流下する土地の勾配は下記「ウ 流下する溪床の勾配」を参照すること。

ア 土石流ピーク流量

土石流ピーク流量は、次式で与えられる。

$$Q_{sp} = \frac{0.01 \cdot C_* V'}{C_d}$$

ここに、

C_* *1 : 堆積土石等の容積濃度

V' *2 : 土石流により流下する土石等の量 (m³)

C_d *3 : 土石流の土砂濃度

* 1 : 堆積土石等の容積濃度は、「3.1.1 設計諸定数」を参照すること。

* 2 : 対象とする砂防えん堤等より上流において、流体力算出対象土砂量 V_e' と運搬可能土砂量 V_{ec}' を計算し、小さい方を「対象とする砂防えん堤等」の地点における「土石流により流下する土石等の量」(V')とする。 V_{ec}' を計算する際、流域面積 A' は「対象とする砂防えん堤等」の上流域の流域面積とする。

* 3 : 土石流の土砂濃度 C_d は、「対象とする砂防えん堤等」の計画地点における土砂濃度を用いる。

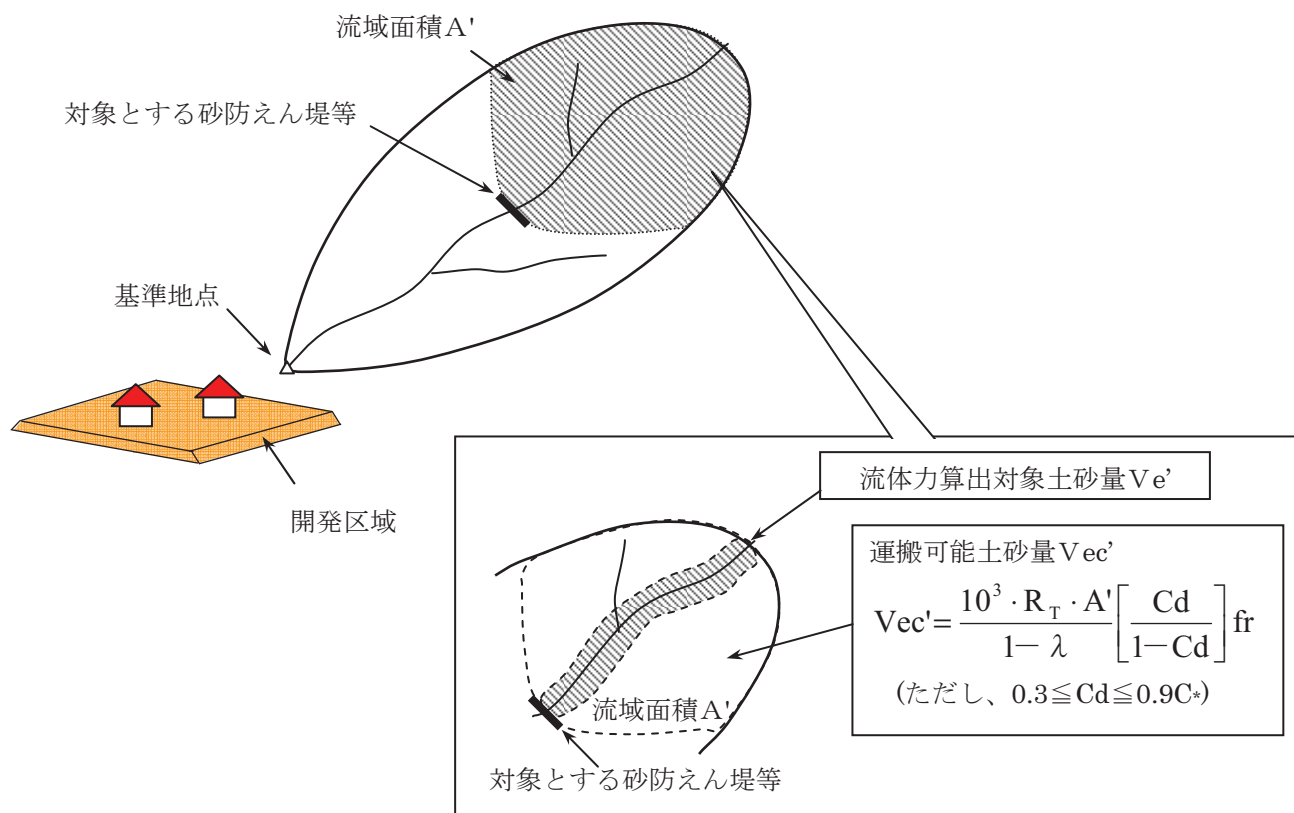


図 3.2 土石流ピーク流量の算出

イ えん堤に作用する土石流の幅

土石流流体力が対象とする砂防えん堤等に作用するときの土石流の幅 B は、以下の 1～3 による手法で設定するものとする。、なお、土石流の幅は、えん堤直上流における土石流の幅とする。

土石流が流下する幅は、原則として現地調査を踏まえて設定する。

● 設定方法 1

現地調査により明確な流路や溪床との比高が確認でき、現況地形の横断面が土石流ピーク流量を通過させられる場合は、その横断面を参考にして設定する。

現地調査により土石流の流下幅の設定が困難な場合、以下のような方法が考えられる。

● 設定方法 2

地形図上で明確な流路や溪床との比高が確認でき、現況地形の横断面が土石流ピーク流

量を通過させられる場合は、その横断面を参考にして設定する。なお、土石流が流下する幅は、設定方法3に記した式で算出される値を超えないものとする。

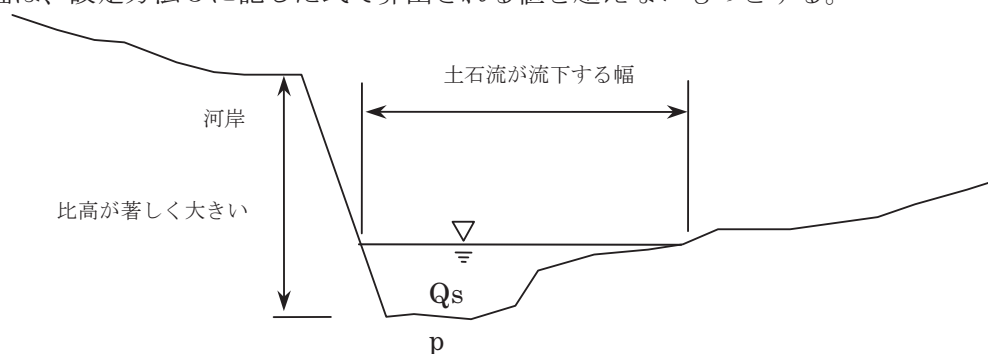


図 3.3 横断面とピーク流量の比較により区域を設定するイメージ

● 設定方法3

扇状地形等で、明確な流路や溪床との比高が確認できない場合は、各横断面での土石流が流下する幅を、以下の式を用いて算出し、設定する。

$$B_i = 4\sqrt{Q_{spi}}$$

ここに、

B_i^{*1} : 土石流が流下する幅

Q_{spi} : 土石流ピーク流量

* 1 : 詳細は、「土石流による家屋の被災範囲の設定方法に関する研究 (国総研資料第 70 号)」を参照すること。

ウ 流下する溪床の勾配

土石流が流下する溪床の勾配 θ は図 3.4のとおりとする。

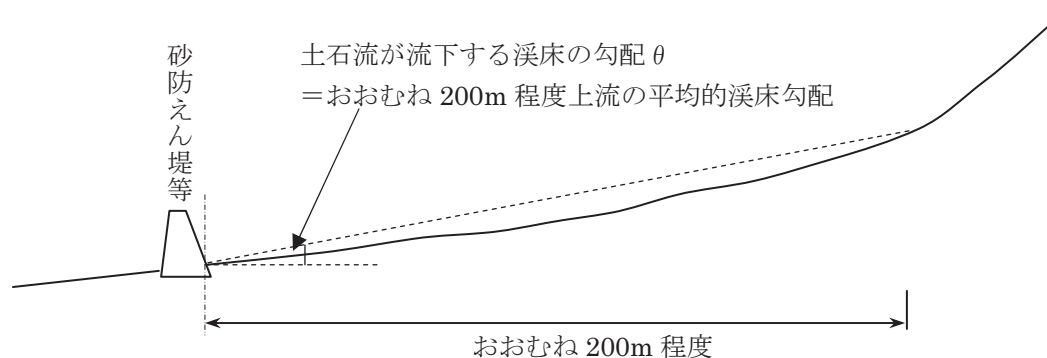


図 3.4 土石流が流下する溪床勾配

2) 土石流の力

対策施設に作用する土石流の力 F_d は、次式で与えられる。

$$F_d = \rho_d U^2$$

ここに、

F_d : 土石流により対策施設に作用すると想定される力の大きさ (kN/m²)

ρ_d : 次の式により計算した土石流の密度 (t/m³)

$$\rho_d = \frac{\rho \tan \phi}{\tan \phi - \tan \theta}$$

ここに、

ρ^{*1} : 土石流に含まれる流水の密度 (t/m³)

ϕ^{*1} : 土石流に含まれる土石等の内部摩擦角 (度)

θ^{*2} : 土石流が流下する土地の勾配 (度)

U : 次の式により計算した土石流の流速 (m/sec)

$$U = \frac{h^{2/3} (\sin \theta)^{1/2}}{n}$$

ここに、

h^{*2} : 土石流の高さ (m)

θ^{*2} : 土石流が流下する土地の勾配 (度)

n^{*1} : 粗度係数

* 1 : 土石流に含まれる流水の密度及び土石等の内部摩擦角、粗度係数は、「3.1.1 設計諸定数」を参照すること。

* 2 : 「1) 土石流の高さ」を参照すること。

<参考> 福岡県砂防技術基準(案) 平成 22 年 11 月改訂版 設計編 p. 1-33~1-40

3-3-4-3 設計外力

不透過型砂防堰堤の設計で考慮する設計外力は、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧と「土石流及び土砂とともに流出する流木による荷重」（以後、「土石流荷重」という。）である。

土石流荷重は、土石流及び土砂とともに流出する流木による流体力（以後、「土石流流体力」という。）と礫および流木の衝突による力がある。前者は構造物全体に、後者は局部的に影響すると考えられるので砂防堰堤の安定計算に対しては土石流流体力のみをとりあげ、礫および流木の衝突による力は必要に応じて、天端幅の設計等で考慮する。

【解説】

河川砂防技術基準(案)設計編Ⅱ第3章2-2-1に示した設計外力の組み合わせ（平常時、洪水時）に加えて、以下に示す土石流時における安定計算を実施し、いずれの組み合わせにおいても安定条件を満たさなければならない。

設計外力の組み合わせは砂防堰堤の自重の外は表 4-1-11 のとおりとする。本指針でいう、「設計外力（平常時、洪水時）」は河川砂防技術指針(案)設計編Ⅱ第3章でいう「安定計算に用いる荷重」によるものとする。

表 4-1-11 不透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力

	平常時	土石流時	洪水時
堰堤高 15m 未満		静水圧、堆砂圧、 土石流流体力	静水圧
堰堤高 15m 以上	静水圧、堆砂圧、揚 圧力、地震時慣性 力、地震時動水圧	静水圧、堆砂圧、 揚圧力、 土石流流体力	静水圧、堆砂圧、 揚圧力

※堰堤高 15m 未満の砂防堰堤は、兵庫県南部地震をはじめとして過去に発生した大きな地震において、砂防堰堤の機能を喪失し、被災が原因で周辺家屋等に直接的な災害や二次災害を引き起こすような重大な被害は生じていない。また、動的解析の結果、引張応力、圧縮応力および滑動に対して安全性は確保されていると判断される。

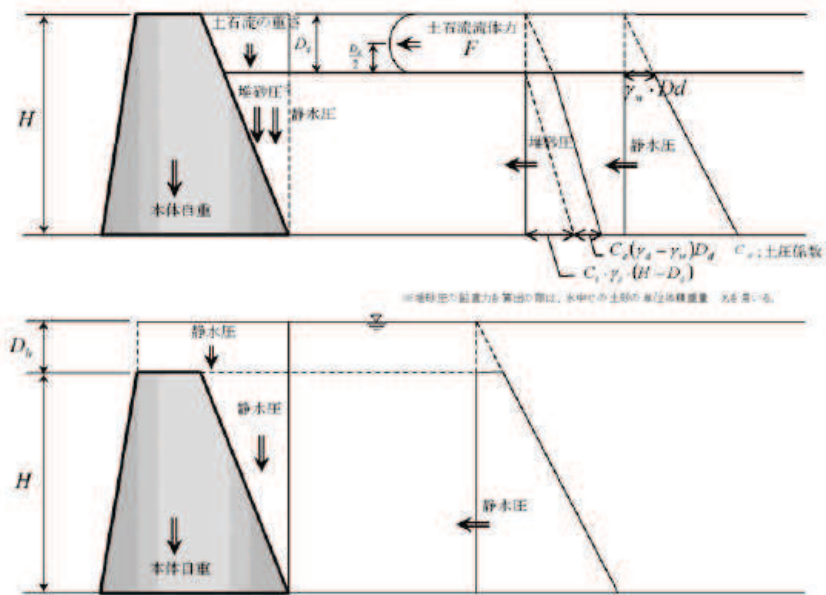


図 4-1-24 不透過型砂防堰堤 越流部の設計外力図

(H<15m、上段：土石流時、下段：洪水時)

(1) 自重

堰堤堤体の自重は、堤体の体積に堤体築造に用いる材料の単位体積重量 (kN/m³) を乗じて求められる。

$$W = W_c \cdot A \cdot \dots \dots (4-1-4)$$

W : 単位幅当たりの堰堤堤体の自重 (kN)

W_c : 堤体築造に用いるコンクリートの単位体積重量 (kN/m³)

A : 堰堤堤体単位幅当たりの体積 (m³)

(2) 静水圧

静水圧は、次式により求められる。ただし、静水圧を算定するときの水面は、平常時は一般に水通し天端高とし、洪水時は水通し天端高に越流水深を加算するものとする。

$$P = W_w \cdot h_w \cdot \dots \dots (4-1-5)$$

P : 水深 h_w の点における静水圧 (kN/m²)

W_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

h_w : 水面からの任意の点の水深 (m)

1) 洪水時

水平方向

$$F P_{H1} = 1/2 \cdot W_0 \cdot H^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-6)$$

$$F P_{H2} = W_0 \cdot h_3 \cdot H \quad \dots \dots \dots (4-1-7)$$

$F P_{H1}$: 単位幅当たりの P_{H1} による荷重 (kN/m)

$F P_{H2}$: 単位幅当たりの P_{H2} による荷重 (kN/m)

H : 堰堤高 (m)

h_3 : 越流水深 (m)

垂直方向

$$F P_{V1} = W_0 \cdot b_1 \cdot h_3 \quad \dots \dots \dots (4-1-8)$$

$$F P_{V2} = W_0 \cdot m \cdot h_3 \cdot H \quad \dots \dots \dots (4-1-9)$$

$$F P_{V3} = 1/2 \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-10)$$

$F P_{V1}$: 単位幅当たりの P_{V1} による荷重 (kN/m)

$F P_{V2}$: 単位幅当たりの P_{V2} による荷重 (kN/m)

$F P_{V3}$: 単位幅当たりの P_{V3} による荷重 (kN/m)

b_1 : 本体の天端幅 (m)

m : 本体上流ののり勾配

2) 土石流時

土石流時の静水圧については土石流流体力が堆砂面上で作用しているため、堆砂面下の部分だけ作用することになる。

水平方向

$$F P_{H1} = 1/2 \cdot W_0 \cdot (H - D_d)^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-11)$$

$$F P_{H2} = W_0 \cdot D_d \cdot (H - D_d) \quad \dots \dots \dots (4-1-12)$$

$F P_{H1}$: 単位幅当たりの P_{H1} による荷重 (kN/m)

$F P_{H2}$: 単位幅当たりの P_{H2} による荷重 (kN/m)

D_d : 土石流の水深 (m)

垂直方向

$$F P_{V1} = 1/2 \cdot W_0 \cdot m \cdot (H - D_d)^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-13)$$

$F P_{V1}$: 単位幅当たりの P_{V1} による荷重 (kN/m)



図4-1-25

(3) 堆砂圧

堆砂圧は、次式により求められる。

堆砂圧を算定するための堆砂面は、 $H < 15\text{m}$ の場合、計画堆砂面から土石流水深を差し引いた高さとし、 $H \geq 15\text{m}$ の場合、完成後1年以内で満砂する堰堤にあつては計画堆砂深を、その他にあつては施工時の埋戻深とする。

$$P_{ev} = W_{s1} \cdot h_e \quad \dots \dots \dots (4-1-14)$$

$$P_{eh} = C_e \cdot W_{s1} \cdot h_e \quad \dots \dots \dots (4-1-15)$$

P_{ev} : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m²)

P_{eh} : θ の水平分力 (kN/m²)

W_{s1} : 泥水中堆砂単位体積重量 (kN/m³)

$$H < 15\text{m} : W_{s1} = C_* \cdot (\sigma - \rho_n)$$

σ : 礫の単位体積重量 (kN/m³)

ρ_n : 泥水単位体積重量 (kN/m³)

C_* : 堆積土砂の容積土砂濃度

$\sigma = 25.5 \text{ kN/m}^3$ 、 $\rho_n = 11.8 \text{ kN/m}^3$ 、 $C_* = 0.6$ のとき、

$$W_{s1} = 0.6 \times (25.5 - 11.8) = 8.22 \text{ kN/m}^3$$

$$H \geq 15\text{m} : W_{s1} = W_s - (1 - v) \cdot W_0$$

W_s : 堆砂見掛け単位体積重量 (kN/m³)

v : 堆砂空隙率 $v = (W_{sa} - W_s) / W_{sa}$

W_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

W_{sa} : 堆砂絶対単位体積重量 (kN/m³)

h_e : 堆砂面からの任意の点までの堆積深 (m)

C_e : 土圧係数

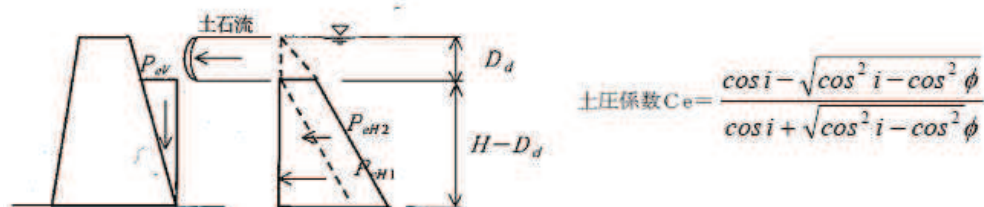


図 4-1-26 堆砂圧(土石流時)

堆砂面がほぼ平坦 $i = 0$ ($i = 15^\circ$ ぐらいまで $\cos 15^\circ = 0.9659 \approx 1$ と仮定する) とすれば

$$C_e = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$$

(ϕ : 堆砂土の水中での内部摩擦角) で示される。

1) 土石流時

土石流時は、堆砂面上に土石流重量が上裁荷重として作用し、堆砂圧はこの上裁荷重による土圧 $C_e(\gamma_d - W_0)D_d$ を加えた大きさとなる。

水平方向

$$F P_{\text{oh1}} = 1/2 \cdot C_e \cdot W_{s1} \cdot (H - D_d)^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-16)$$

$$F P_{\text{oh2}} = C_e \cdot (\gamma_d - W_0) \cdot D_d \cdot (H - D_d) \quad \dots \dots \dots (4-1-17)$$

$F P_{\text{oh1}}$: 単位偏当たりの P_{oh1} による荷重 (kN/m)

$F P_{\text{oh2}}$: 単位偏当たりの P_{oh2} による荷重 (kN/m)

H : 堰堤高 (m)

D_d : 現渓床勾配を用いて算出した土石流の水深 (m)

C_e : 土圧係数

W_{s1} : 泥水中堆砂単位体積重量 (kN/m³)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

W_0 : 水の密度 (kN/m³)

垂直方向

$$F P_{\text{ov1}} = 1/2 \cdot W_{s1} \cdot m \cdot (H - D_d)^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-18)$$

$F P_{\text{ov1}}$: 単位幅当たりの P_{ov1} による荷重 (kN/m)

m : 本体上流ののり勾配

$$\gamma_s = C_* (\sigma - \rho) g$$

$$\gamma_w = \rho \cdot g$$

γ_s : 水中での土砂の単位体積重量 (kN/m³)

γ_w : 水の単位体積重量 (堰堤高が15m未満の場合は11.8kN/m³程度、堰堤高が15m以上の場合は9.8kN/m³程度)

C_* : 渓床堆積土砂の容積濃度

ρ : 水の密度 (kg/m³)

σ : 礫の密度 (kg/m³)

g : 重力加速度 (m/s²) (9.8m/s²)

(4) 揚圧力 (ハイダム時のみ)

揚圧力は、堰堤堤底全面に鉛直上向きに作用するものとし、表 4-1-12 を基準として計算する。

表 4-1-12 揚圧力の大きさ

基礎地盤の種類	上流端 (kN/m ²)	下流端 (kN/m ²)
岩盤	$(h_2 + \mu \Delta h) W_0$	$h_1 W_0$
砂礫盤	$h_1 W_0$	$h_2 W_0$

μ : 揚圧力係数

h_1 : 堰堤上流側水深 (m)

h_2 : 堰堤下流側水深 (m)

Δh : 上・下流の水位差 (m) $\Delta h = h_1 - h_2$

W_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)

任意の点 (X) における揚圧力は次式による。

$$UX = [h_2 + \mu \Delta h (1 - X/t)] W_0 \dots \dots \dots (4-1-19)$$

UX : X地点の揚圧力 (kN/m²)

t : 全浸透経路 (m), $t = b_2$ ただし、止水壁等を設ける場合は、 $t = b_2 + 2d$ とする。

b_2 : 堤底幅 (m)

d : 止水壁の長さ (m)

X : 上流端から X地点までの浸透経路長 (m)

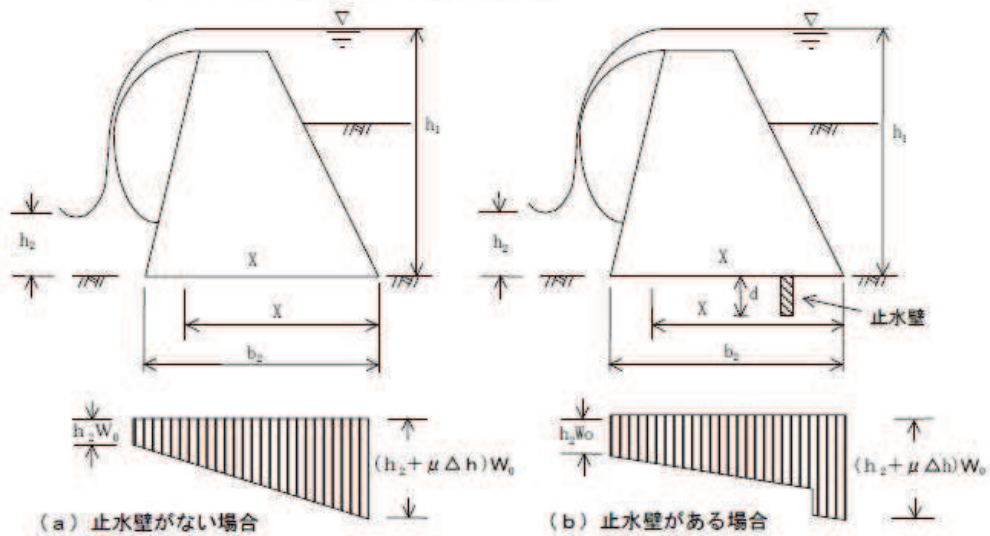


図 4-1-27 揚圧力の分布

(5) 地震時慣性力 (ハイダム時のみ)

地震時慣性力は、堤体に水平方向に作用するものとし、堰堤の自重に設計震度を乗じた値とし、次式により求められる。

$$I = KW \dots\dots\dots (4-1-20)$$

I : 単位幅当たりの堰堤堤体に作用する地震時慣性力 (kN/m)

K : 設計震度

W : 単位幅当たりの堰堤堤体の自重 (kN/m)

設計震度は通常の岩盤の場合は表 4-1-13 の値を標準とする。

表 4-1-13 設計震度

堰堤の種類	設計震度
重力式コンクリート堰堤	0.10

(6) 地震時動水圧 (ハイダム時のみ)

地震時動水圧は、堰堤の堤体と貯留水との接触面に対して垂直に作用するものとし、その値は、次式 (Zanger式) により求めるものとする。

$$P_x = C \cdot W_0 \cdot K \cdot H \dots\dots\dots (4-1-21)$$

$$C = \frac{C_a}{2} \left\{ \frac{h_x}{H} \left(2 - \frac{h_x}{H} \right) + \sqrt{\frac{h_x}{H} \left(2 - \frac{h_x}{H} \right)} \right\} \dots\dots (4-1-22)$$

$$P_d = \eta \cdot \frac{C_a}{2} \cdot W_0 \cdot K \cdot H^2 \cdot \sec \theta \dots\dots (4-1-23)$$

$$h_d = \lambda \cdot h_x \dots\dots\dots (4-1-24)$$

P_x : X地点の地震時動水圧 (kN/m²)

P_d : 貯留水面からX地点までの全地震動水圧 (kN/m)

W_0 : 貯留水の単位体積重量 (kN/m³)

K : 設計震度

H : 貯留水面から基礎地盤までの水深 (m)

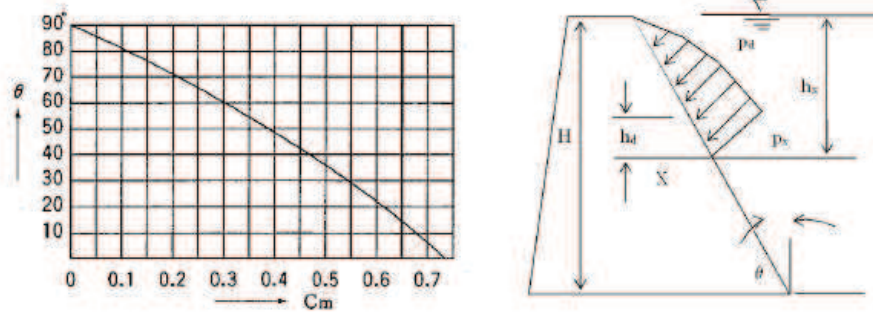
h_x : 貯留水面からX地点までの水深 (m)

C_a : Cが最大となるときの (P_x が最大になるとき) のCの値 (図 4-1-28(a)参照)

h_d : X地点から P_d の作用点までの高さ (m)

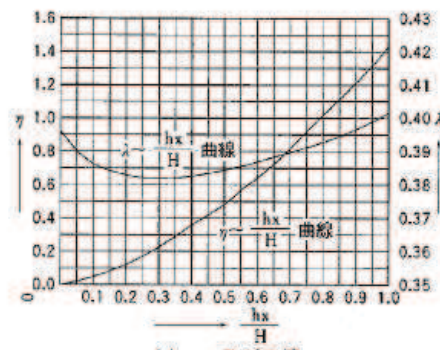
$\eta \lambda$: 図 4-1-28(C) から求められる係数

C : 圧力係数



(a) Cmの値

(b) 地震時動水圧模式図



(c) η及びβの値

図4-1-28 地震時動水圧の係数

(注) Zangerの式は堰堤の上流側の法面が傾斜している場合に使用するもので、堰堤上流側の法面が鉛直に近い場合は、Westergaardの近似式を使用するものとする。
 (同式については国土交通省河川砂防技術基準(案)参照のこと)

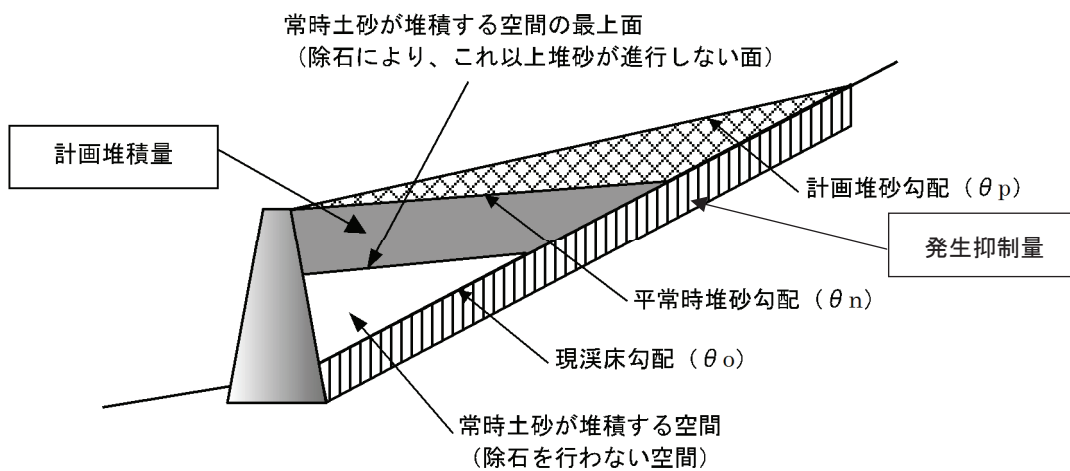
(7) 土石流流体力

$$F = K_h \cdot \gamma_d / g \cdot D_d \cdot U^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-25)$$

- F : 単位当りの土石流の流体力 (kN/m)
- U : 堰堤地点における土石流の平均流速 (m/s)
- D_d : 現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深 (m)
- g : 重力加速度 (9.8m/s²)
- K_h : 係数 (1.0とする)
- γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

土石流時の場合、土石流荷重は本体に最も危険な状態とし、堆砂地が土石流の水深(D_d)分だけ残して堆砂した状態で土石流が本堰堤を直撃したケースを想定する。土石流流体力は、 $D_d/2$ の位置に、水平に作用させる。

・不透過型の場合



・部分透過型の場合

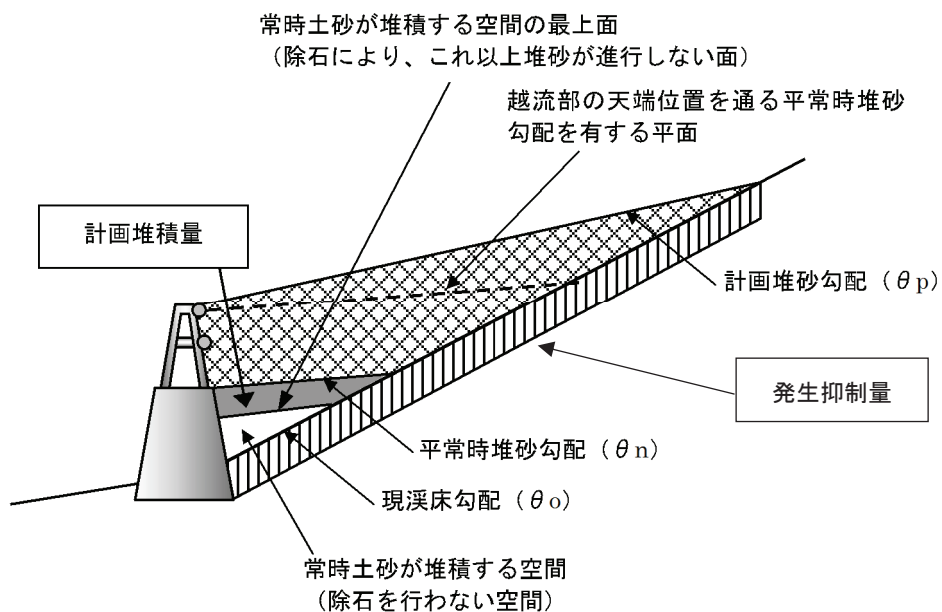


図 3.6 堆砂勾配及び計画捕捉量、発生抑制量

3.2 山腹工の設計

山腹工は、荒廃した山腹の表土の風化その他の侵食を防止し、当該山腹の安全性を向上させる機能を有するものであること。

【解説】

土石流となる可能性のある山腹崩壊を防ぐために山腹工を施工するものとする。山腹工は、何らかの理由で植生が衰退して土砂流出が活発になった区域において、構造物と植生を適切に組み合わせた施工を行って土砂生産の抑制・抑止を図るものである。一般に山腹工を施す必要のある斜面は表土の移動等の理由で植生の自然な進入が困難であるため、まず、斜面自体の安定性を確保することが重要である。また、急傾斜地においては、一般に植生の復旧が困難な場合が多い。崩壊地が保全対象に近く崩壊地の拡大防止を早急に図る必要がある場合には、構造物による山腹斜面補強工の施工を行う必要がある。

設計に当たっては、以下に示す「福岡県砂防技術基準(案)」を参考にできる。

<参考> 福岡県砂防技術基準(案) 平成 22 年 11 月改訂版 設計編 p. 3-1~3-25

第 3 章 山腹工の設計

第 1 節 山腹工の構造

1-1 山腹工の設計

山腹工の設計に当たっては、その目的である機能が十分発揮できるよう考慮し、安全性、維持管理等についても考慮するものとする。

【解説】

山腹工とは、とくしゃ地あるいは崩壊地に植生を導入し、表土の風化、侵食、崩壊の拡大を防止して、土砂生産の抑制を図ることを目的とするものであり、計画編第 2 章第 10 節を参照のうえ設計するものとする。

山腹工の工種は、その目的から山腹基礎工、山腹緑化工に大別される。山腹基礎工とは、のり切工等を行った後の堆積土の安定を図るとともに、山腹排水路を設け、雨水による侵食を防止することにより、施工対象地を将来林地とするための基礎作りを行う方法である。山腹緑化工は、施工対象地に直接植生を導入して緑化を図る工法である。それぞれのなかに含まれる代表的な工種は、次のとおりである。



図 4-3-1 山腹工の代表的工種

1-2 山腹工の工種

山腹工の工種は、一般には次の基準により選定する。

(1) 地質及び気象等の環境別工種

表 4-3-1 地質及び気象等の環境別工種

地質区分 気 象	中・古生層地帯	第三、第四紀層地帯	花崗岩地帯	火山堆積物地帯
一般地帯	溪流工事に重点をおき、山腹工事では土留工を最小限度とする。	崩壊面の土壌は比較的良好であり、植生の導入を積極的にはかる。	客土的要素をもつ山腹緑化工を十分に行う。斜面は侵食されやすいため被覆を完全に行う。	地形が急峻である為、基礎工事によって地形を修正する。全面被覆工を必要とする所もある。
多雨地帯 (年間降水量 2000mm以上)	山腹工事に重点をおくが山腹基礎工事を少なくし、山腹緑化工に主力を注ぐ。	山腹基礎工を十分に行う必要がある。	一般地帯に準ずる。	シラス地帯(南九州)がこれに相当する。のり切りは垂直とし、客土的効果のある緑化工を行う。
寡雨地帯 (年間降水量 1500mm以下)	一般に荒廃は軽微であり、簡単な筋工等である。	山腹緑化工とし、一気に実施する。山腹基礎工は、比較的容易とすることができる。	山腹基礎工は最少限とし、山腹面の緑化に重点をおく。(特に客土的緑化工)	
多雪地帯	なだれを考慮した山腹工事を必要とする。	山腹排水路工の施工密度を高くし、完全排水につとめる。	なだれを考慮した山腹緑化工を必要とする。	
凍上地帯	各種の伏工と植生によって、地表を被覆し温度低下を防止する。階段工は、破壊されやすいため、できるかぎり施工を避ける。			

(2) 荒廃形態別の工種

設計順序にそって工種の選定を検討すると、次のようになる。

- 1) とくしゃ地
- 2) 崩壊地

主に乱伐等によって土壌が流亡し植生がなくなり、表面侵食が行われている箇所(とくしゃ地)では、植生を主体とする山腹緑化工に重点をおいて設計する。

また、山腹の一部の崩落地(崩壊地)においては、土砂の安定を図るため工作物を主体とする山腹基礎工に重点をおいて設計する。

1-3 設計の順序

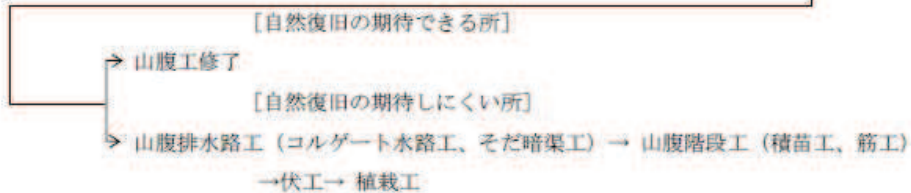
山腹工の設計は、次の順序で行う。ただし、() 内は主として使用される工種である。

(1) とくしゃ地

谷止工→土留工（ブロック板積工）→のり切工→山腹階段工（積苗工、筋工）→伏工（そだ伏工、わら伏工、種子袋工、植生盤工）→植栽工

(2) 崩壊地

谷止工→土留工（コンクリート擁壁工、コンクリートブロック積工）



[とくしゃ地]

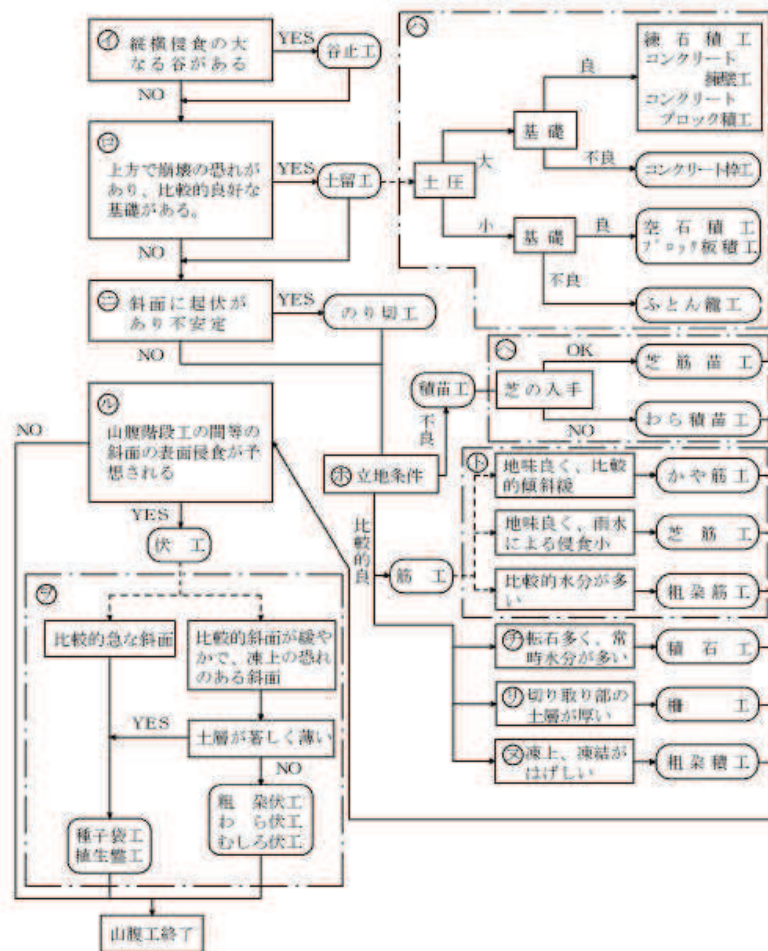


図 4-3-2 とくしゃ地における山腹工の設計

〔崩壊地〕

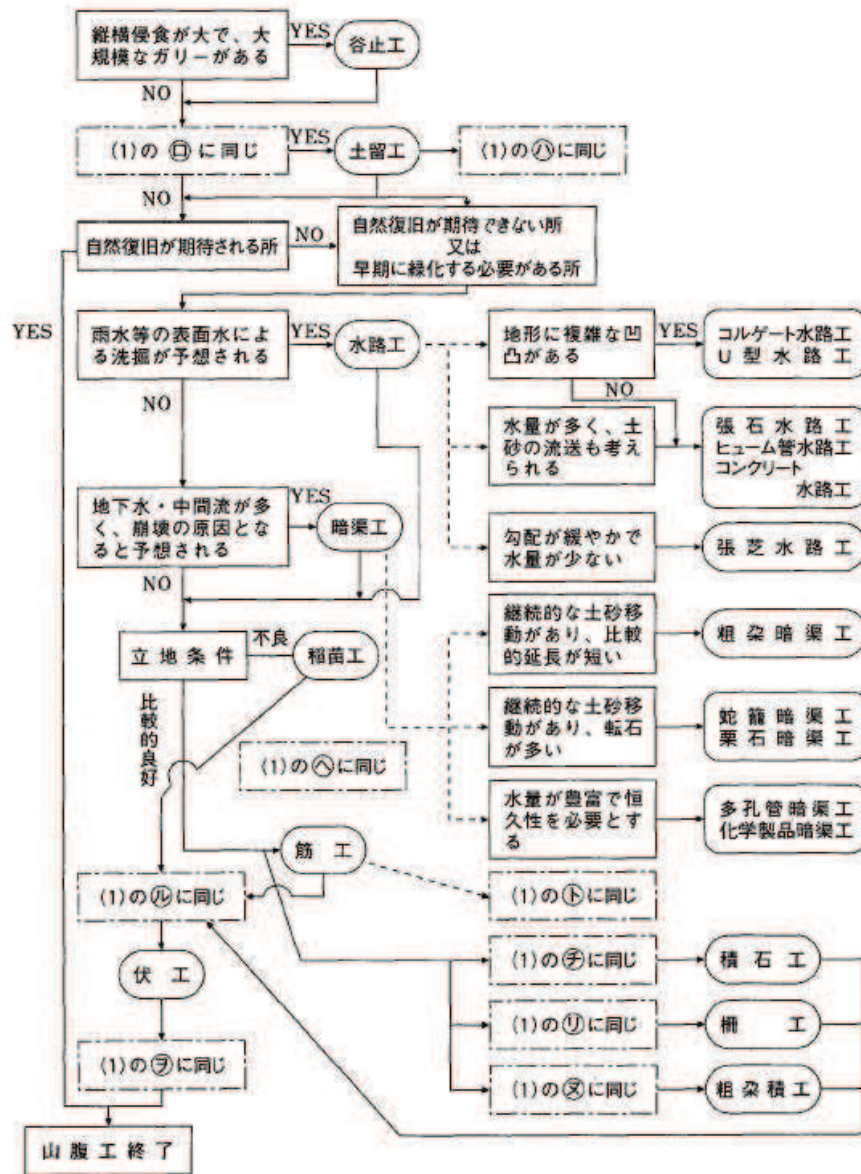


図 4-3-3 崩壊地における山腹工の設計

設計編 3-4

1-4 山腹工の工法

1-4-1 谷止工

谷止工は、第1章に準じて設計するものとする。

【解説】

谷止工は侵食の規模の大きいとくしゃ地及び崩壊地において侵食の防止及び他の工作物の基礎とする工法である。

谷止工の設計は、砂防堰堤に準ずるものとするが、天端幅については、流水の量、流送土砂の形態等の条件から適切と認められる場合は、第1章第3節3-2-2の解説に示された値より薄くすることができる(床固工程の天端幅として1.0~1.5m)。

1-4-2 のり切工

のり切工は、山腹斜面の安定を図りうる構造として設計するものとする。

【解説】

のり切工とは、山腹斜面に不規則な起伏及び急峻な斜面があって、放置すれば将来斜面の安定を保つことができないと予想される場合、起伏を修正して緩傾斜として安定した斜面を造る工法であり、のり切面の直高が高い場合には原則として上部を急傾斜に、下部を緩傾斜にするものとするが、のり切勾配は1割5分を標準とする。

のり切りが大規模で掘削土砂が多量な場合は、斜面の安定を図るため押さえ盛土を実施する場合もある。押さえ盛土とは、不規則な起伏や急峻な斜面を安定にするため、石積工や編柵工を基礎として土砂等により盛土して緩斜面を造る工法であり、一般に施工地付近に石材が多い場合は石積工とし、石材の乏しい場合は編柵工を基礎とする。

1-4-3 土留工

土留工は、地形、地質、気象等の条件及び安全性を考慮して、設計するものとする。

【解説】

土留工は、のり切工において堆積地の傾斜が急な場合、堆積土砂の安定を図り、上部に施工する山腹工の支えとするものである。また、とくしゃ地及び崩壊地の斜面が急勾配である場合や上部の林地が急傾斜である場合は、土留工を計画することにより、のり切面積を最小限にとどめ、のり勾配を緩和させることができる。

使用する材料によって、ブロック板積工、コンクリート擁壁工、コンクリートブロック積工、石積工、ふとん籠工、コンクリート枠工等に分けられる。

① ブロック板積工

ブロック板積工は、使用される資材は比較的軽量で運搬や現場での組み立ても簡便であるが、練積みや蛇籠による土留工に比べれば、土圧に対する抵抗力は低く、基盤が不安定で滑動するようなどころでは破壊される危険がある。

積重ねはある程度まで可能であるが、高さは原則として1.6m以下とする。控板を用いる工法で

は積み上げを3段(0.9m)以下にし、最高でも4段(1.2m)までにとどめる。裏側には礫の充填をするほか、フイルコンクリート等を用いて補強することが望ましい。(図4-3-4参照)

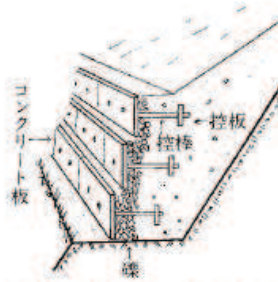


図4-3-4 ブロック板積工

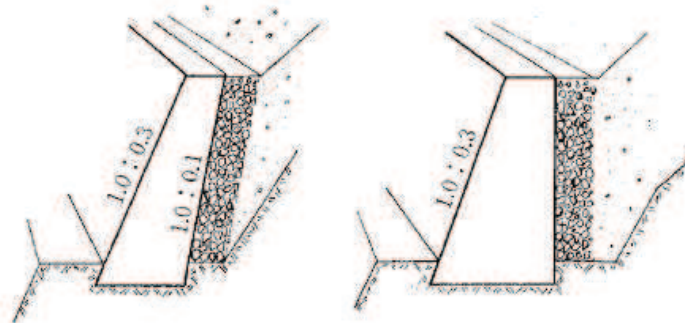
② コンクリート擁壁工およびコンクリートブロック積工

コンクリート擁壁工およびコンクリートブロック積工は、一般土木工事に準じて使用するものとする。(図4-3-5参照)

コンクリート擁壁工は山地の不安定な土層が多くて背面土圧が大きく、地の土留工では不適当な場合に採用する。

コンクリート擁壁工の高さは原則として4m以下とし、背面土圧が大きい場合には天端厚を30cm、表のりを3分、裏のりは土圧に応じて決定する。裏込め礫の厚さは30cm以上として浸透水の排除に十分配慮し、原則として水抜きを設ける。

なお、コンクリートは温度によって膨張、収縮し、不規則な亀裂を生じやすいので、延長が20mを超える場合は10～15mに1箇所程度の伸縮継目を設けることが必要である。



(a) 背面が地山に接近

(b) 背面上層が厚いところ

図4-3-5 コンクリート擁壁工

③ 石積工

石積工には、空石積工、練石積工があり、いずれも背面土圧が比較的小さい場合に設定するが、自重はかなりあるので堅固な基盤の上に施工する。

空石積工は高さ2mを限度とし、のり勾配は5分より急にしないことを標準とする。また、練石積工は高さ3mを限度とし、のり勾配は3分より急にしないことを標準とする。

石積工には、水抜き穴を設け、延長が20m以上になるときは、10～15mごとに縁切り目地をつけるようにする。(図4-3-6参照)

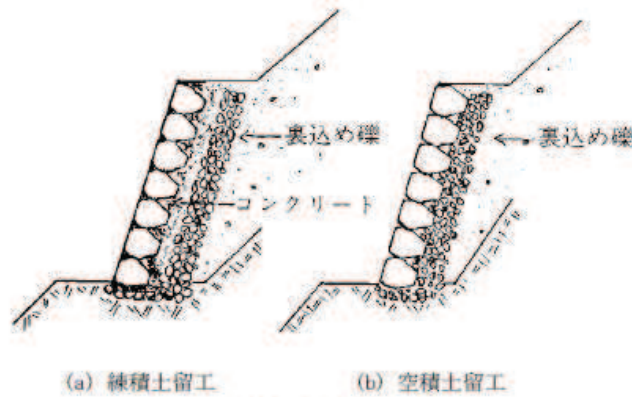


図4-3-6 石積工

④ ふとん籠工および蛇籠工

ふとん籠工および蛇籠工は、施工斜面の地盤が軟弱で不安定なため、前述したコンクリート土留工や練積・空積土留工では不等沈下や滑動を生じ、破壊を来すおそれがある場合に採用する。ふとん籠工および蛇籠工は鉄線が腐食すればその機能は失われるが、崩れた場合でも被害が起こらないよう、その高さは原則として2m以下とする。また、各段を一体的な構造として滑動を防ぐために、2m間隔に止め杭を打って固定する。止め杭は、腐朽しにくい樹種を使用するものとする。

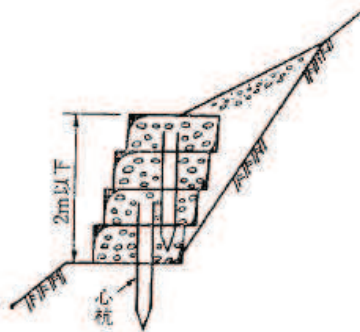


図4-3-7 布団籠工

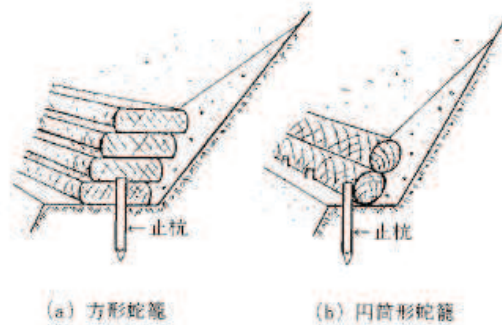


図4-3-8 蛇籠工

⑤ その他

- a) のり枠工は表土の欠乏した急斜な基盤に客土を導入して、植物の生育基盤をつくるために採用される。強力なアンカーによって固定された枠工は、風化基盤を固定する機能を持ち、斜面の安定を強化することができる。のり枠工には工場製品によるブロックのり枠工と現場打ちのり枠工がある。急斜な風化基盤など、やや不安定なところや不整形な斜面では現場打ちのり枠工を行い、傾斜が 45° 以下で崩落の恐れのない斜面では、ブロックのり枠工を適用する。
- b) 丸太積工は、施工地周辺で丸太が得られ、コンクリート擁壁工や石積工などのように強度を要しない場合に用いる。丸太積工は軽量で土圧に対する抵抗力も小さいので、一般には雨水が集水しにくいところに適用する。丸太積工は耐久力が劣るので、破壊されても被害が広がらないよう高さは原則として1.5m以下にし、のり勾配は3分以上とする。
- c) 方格枠工は地盤が軟らかく支持力が不均等なために、コンクリート擁壁工や石積工などでは破壊を生ずるおそれがあるところで施工され、枠の中に詰め込んだ石礫の自重によって土圧に抵抗するものである。一般に基盤の不安定な箇所に設定するので、高さは原則として3m以下とし、それ以上の高さを要する箇所では間隔をあけて、2段に積むか控えを長くして設定する。
- d) コンクリート杭工は基礎地盤の不安定な箇所に使用するものとする。

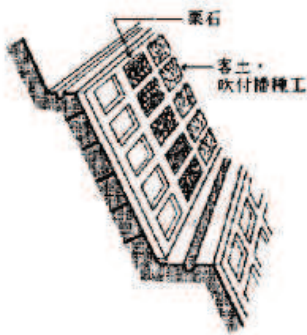


図4-3-9 コンクリートのり枠工

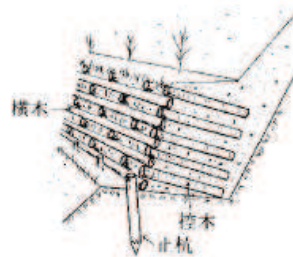


図4-3-10 丸太積工

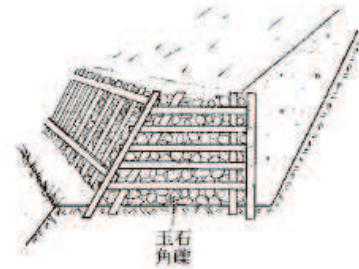


図4-3-11 方格枠工

1-4-4 水路工

水路工は、流水を速やかにかつ安全に計画対象区域外へ排水しうる構造として設計するものとする。

【解説】

水路工は流水による斜面の侵食を防止するために設けるものであり、その設計においては、勾配の急変を避けるとともに徐々に緩勾配に移すこととし、崩壊地帯の凹部の地盤に十分埋め込み、周囲の流水を集めやすいように配慮する。通水断面は、対象流量を安全に流し得るよう十分に余裕を持たせる。また、水路工の上、下流端には、土留工あるいは帯工を設ける。また、水路長が長い場合には、水路長 20~30m ごとに帯工を設けて水路の安定を図る。

また、土留工、帯工等により落差が大きくなる場合は、流水を十分に受けられる形の受口を設ける。その規模は落差の大きさによって変わるが、取付け幅は上部水路の両端から左右に 45° に広げ、長さは落差高の 3 倍(水平長)程度とする。(図 4-3-12(a)参照)

水路工の種類は、使用材料によってコルゲート、張石、ヒューム管、コンクリート水路工等に分けられる。

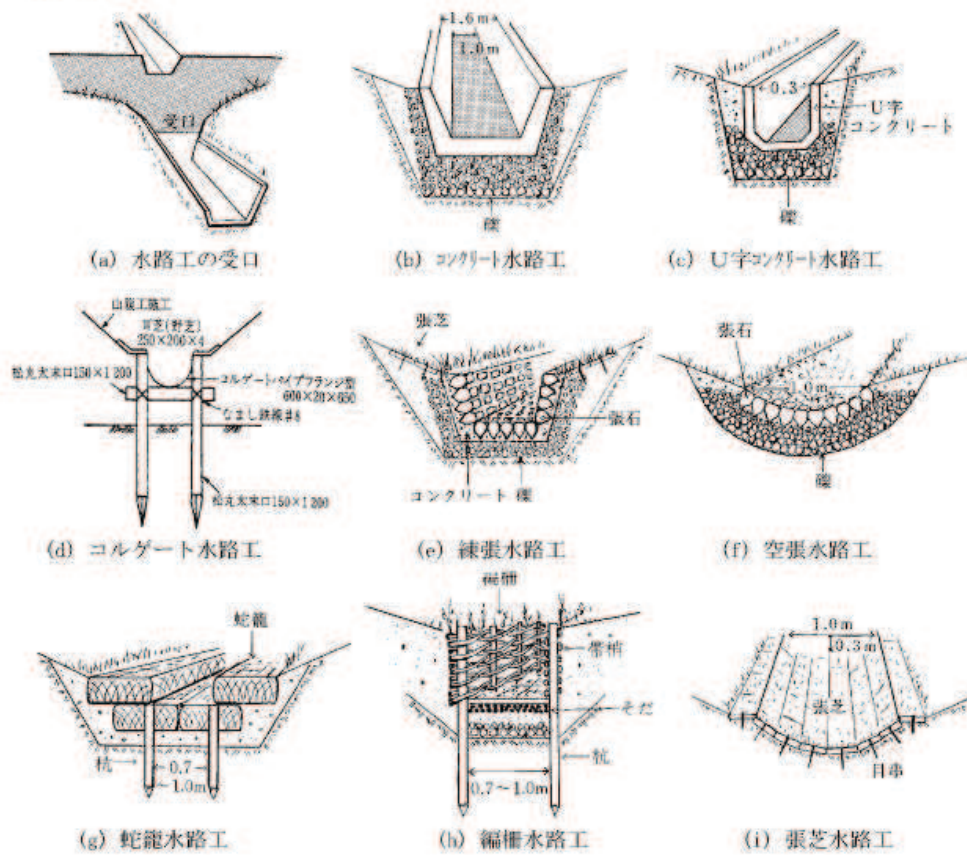


図 4-3-12 水路工

1-4-5 暗渠工

暗渠工は、原則として不透水層の上に設けるものとし、速やかに地下水を地表面に導き、排水しうる構造として設計するものとする。

【解説】

暗渠工は、斜面の安定に対して悪影響を及ぼす恐れのある地下水を排除するために設けるものであり、湿潤な所や湧水の生じる所などの地下水を最も容易に排水できるように配慮し、地山の不透水層の上部に設けるものとする。

暗渠工の使用材料としては、そだ、蛇籠、栗石、集水管(多孔管、化学製品等)がある。

① 粗朶暗渠工

湧水がなく集水の少ないところで、粗朶の入手しやすい場合に採用するが、粗朶は礫暗渠に比べて間隙が小さく、目詰まりしやすく、また腐りやすいので、小規模な暗渠排水工として施工する。粗朶は径0.7m程度の束とし、1mごとに止杭(径0.1m、長さ1.6m)を打ち込んで固定する。

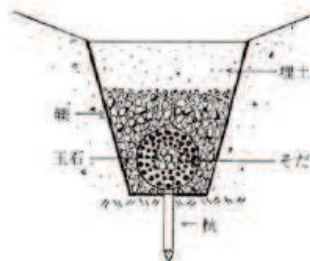


図 4-3-13 粗朶暗渠工

② 蛇籠暗渠工

構造は礫暗渠とはほぼ同様であるが、蛇籠によって礫が固定されるので、地盤が軟弱なところ、山腹の傾斜がやや急で不規則な移動の生ずるおそれがあるところでも施工できる。中詰め石が施工地付近で得られやすいところで採用する。原則として円筒蛇籠を用い、中詰め石は亀裂が少なく、風化しにくいもので、蛇籠の網目以上のものを用いる。

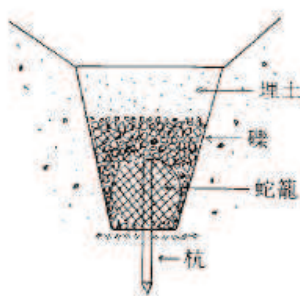


図 4-3-14 蛇籠暗渠工

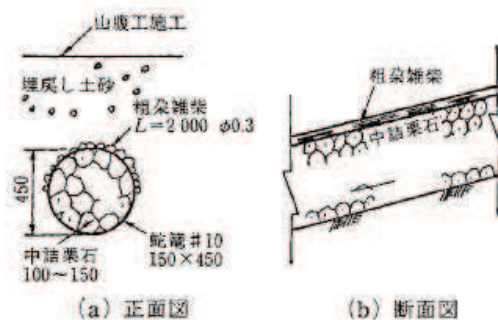


図 4-3-15 蛇籠暗渠工の例(単位: mm)

③ 礫(栗石)暗渠工

礫が容易に使用でき、湧水や表層からの中間水が多く、集水量の多いところに施工する。暗渠工の断面は一般に高さ0.5~1.0m、底幅は0.3~0.7mとすることが多い。礫の径は15~30cmのもので、下方に大径のものを、上方に小径のものを詰めるようにし、詰め石の上部を粗朶等で覆い、周囲からの土砂の流入で目詰まりが生じないようにする。なお、地盤の侵食を防ぐため底部にビニール等を敷いて、透水を防ぐようにする。

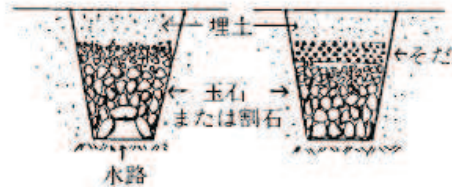


図4-3-16 礫暗渠工

④ 集水管暗渠工

常水があり集水量が多く、他の暗渠工では不適当な場合に採用する。集水管にはコンクリート管、ヒューム管、浸透性のあるポーラスなコンクリート管、集水孔のある合成樹脂製の管などがあるが、これらの集水機能には差があるので、地下水の多小や土質等の状態によって、種類や大きさを使い分ける。暗渠工の底幅は使用する集水管の外径によって異なるが、高さは0.5~1.0mとし、上部には礫を詰め、さらに粗朶等で覆いをする。

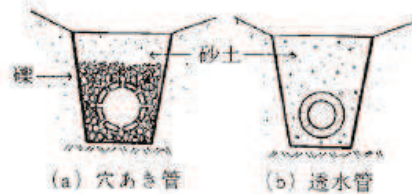


図4-3-17 集水管暗渠

1-4-6 柵工

柵工は、山腹斜面の表土の流出を防止しうる構造として設計するものとする。
 なお、柵工は原則として切り取り部で使用するものとし、盛土部での使用は避けるものとする。

【解説】

柵工は、施工地付近に山芝や石材が乏しく、山腹斜面の土層が比較的厚く植生の導入が容易な箇所において用いるものとする。

柵工は、使用材料によって編柵工、コンクリート板柵工等がある。

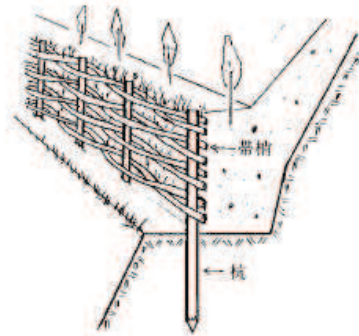


図4-3-18 編柵工

1-4-7 積苗工

積苗工は、地山が露出した斜面の安定を図りうる構造として設計するものとする。その工法は、地形、地質、気象等の条件に応じて選定するものとする。

【解説】

積苗工は、地山に直高1.5m程度、幅1m程度の階段状の段切りを行った後、芝又はわらを積み、土砂で埋め戻し植栽床とするものである。

積苗工は、使用材料によって芝積苗工、わら積苗工等に分けられる。芝積苗工は、寡雨、乾燥地帯の荒地の積苗工として代表的なものであって、芝の供給可能な場所に適する(図4-3-19(a)参照)。立て芝とする場合は、通常3枚以下とする。わら積苗工は、芝積苗工の主材料である芝の不足場所に設けるものとする。(図4-3-19(b)参照)

なお、段積苗工とは、積苗工を斜面において階段的に連続して設ける工法で、主に堆積土砂の上に施工するものである。

(1) 積苗工

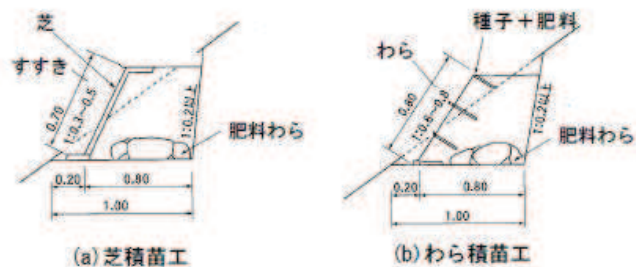


図4-3-19 積苗工の例(単位:m)

(2) 段積苗工

段積苗工は積苗工を連続的に幾段にも重ねて施工するもので、主として堆積土砂の上に施工するものである。



図 4-3-20 段積苗工の例

1-4-8 筋工

筋工は、斜面の安定を図りうる構造として設計するものとし、その工法は、地形、地質、気象等の条件に応じて選定するものとする。

【解説】

筋工には、使用する材料によってかや筋工、芝筋工、そだ筋工等に分けられる。

かや筋工は、一般に直高1.0～1.5m、階段幅0.4～0.6m、かやを1m当たり0.2～0.3束で施工する。また、地味のよい比較的傾斜の緩やかな堆積土の地帯でかやの生長が期待できる箇所では、階段を設けない場合もある。(図4-3-21参照)

芝筋工はとくしや地帯の雨水による侵食の少ない箇所に、かやの筋工の代わりとして施工される。(図4-3-22参照)

そだ筋工は、比較的水分の多い所でそだの入手しやすい箇所に施工される。一般にそだ筋工は、直高1.0～1.5m程度、階段幅0.6～0.8m程度、そだの積高40cm程度、そだの長さ40cm程度、そだ束の径10cm程度とし、その束の間にかや株あるいは多年生草を埋め込みそだの腐朽に備えるものとする。(図4-3-23参照)

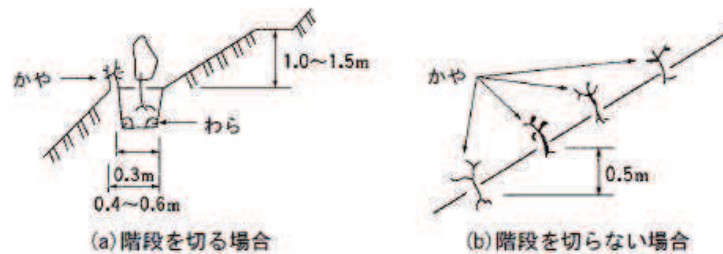


図4-3-21 かや筋工

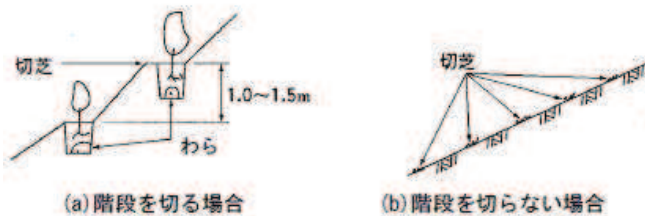


図4-3-22 芝筋工



図4-3-23 そだ筋工

1-4-9 伏工

伏工は、積苗工、筋工等の間ののり面における表面侵食を防止しうる構造として設計するものとし、その工法は、地形、地質、気象等の条件に応じて選定するものとする。

【解説】

伏工には、使用材料によって、そだ伏工、むしろ伏工、網状工等がある。

伏工は、崩壊地やとくしゃ地においてのり面の表面侵食を防止する工法で、使用材料が腐朽するまでにのり面を安定させるため、草木の種子を播種することが望ましい。この場合、主としてそだ伏工、網状工を用いる。

また直接播いた草木の種子の流亡防止を目的とし、施工地の立地条件が比較的よい箇所では、わら伏工、むしろ伏工等を用いる場合もある。

そだ伏工は一般に比較的面積の小さなとくしゃ地、又は積苗工、筋工等ののり面に用いられ、そだの入手が容易で止杭が確実に打ち込める箇所に用いる。一般にそだ伏工は、そだを横に並べ、1.0m以内ごとに縦木（押木）を設置し、止杭によって固定する。（図4-3-24参照）

網状工は、緩傾斜で軟弱な山腹に適合している。網目の大きさは普通縦径2m、横径4mの菱形とし、接合点及びそだの中間を竹串又は杭により固定する。（図4-3-25参照）

網目には、施工地に適した根の繁茂する苗木を植栽することもある。なお、最近では合成樹脂製品を利用してその中に草木の種子を入れた種子袋工や植生盤工が多く利用されている。（図4-3-26参照）

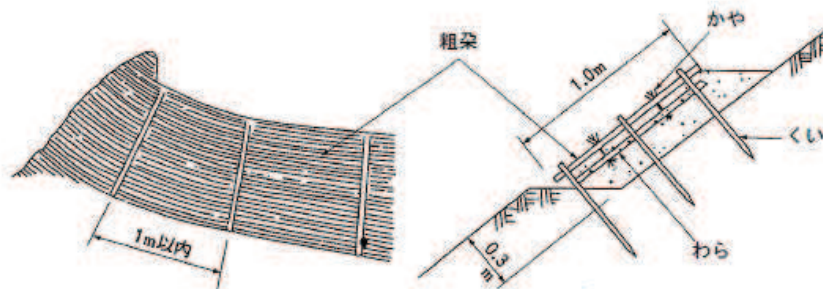


図4-3-24 そだ伏工

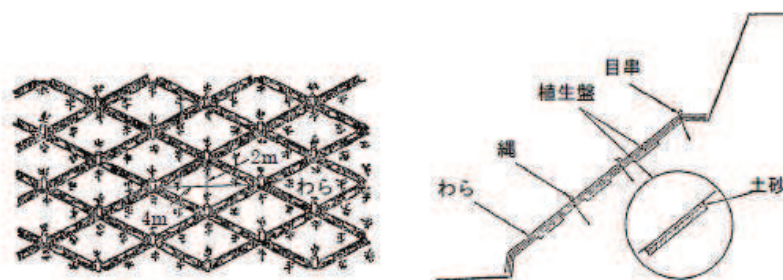


図4-3-25 網伏工

図4-3-26 わら伏工及び植生盤工

1-4-10 実播工

実播工は、草木の種子を直接播くことにより早期に緑化が図りうるよう設計するものとする。

【解説】

実播工は草木の種子を直接播き早期に緑化を図ることが目的であり、山腹斜面が緩やかで土壌条件の良好な箇所に用いる。実播工として使用する草木類は、周囲の植生状況を考慮し、単一なものに片寄らず成長期間の異なる草木を選択することを原則として、乾燥地、瘠地に耐えるもの、根系、地上茎がよく繁るもの、再生力が強く多年生であるもの、草丈が低く広がり性の大きいもの、秋から早春にかけて生長するものを用いる。

実播工を急傾斜地で用いる場合は、一般に伏工等により種子、肥土の流亡を防ぐことに留意する必要がある。

実播工に用いる草木は表4-3-2を標準とする。

表4-3-2 主要山腹砂防用草木類

種名	成長期間	特性	耐寒性	耐暑性	耐旱性	耐酸性	求肥性
チラシバ	多年生		中	中	中		小
トハギ	同		強	強	強		小
イタドリ	同	煙害地に適する	強	強	強	強	小
ヨモギ	同		強	強	強		小
カキヤ	同		強	強	強		小
ケンタウシ 31 フェスク	同	適地性大、常緑	強	中	中	強	大
レッドフェスク	同	寒冷地に適す	強	強	強	強	中
レッドトップ	同	被覆力が大	強	強	強	強	小
チモン	同	寒さと湿地に強い	非常に強	弱	弱	強	大
ライセンク ラブグラス	同	他の草を圧倒する	弱	強	強	強	小
イタアライグラス	1~2年	冬期の施工に助長種として混合する	強	弱	弱	強	大
パーミュータグラス	多年生	高温でないと発芽しない	弱	強	強	強	小
ホワイトコーパー	同	いね科の草と混播する	強	弱	弱	中	小
オーチャードグラス	同	耐陰性が特に高い	強	中	中	強	大

1-4-11 植栽工

植栽工は、早期に緑化することにより斜面の安定を図りうるよう設計するものとする。その工法は、地形、地質、土壌、気象等の条件に応じて選定するものとする。

【解説】

植栽工に用いる適木としては、乾燥地、瘠悪地に耐えるもの、根系の発達が旺盛で速やかに土地を固定するもの、萌芽力の旺盛なもの、諸種の害（病中害、寒気、早害、温度変化）に対して抵抗力の大きいものを用いる。

植栽工に用いる樹木は、表4-3-3を標準とする。

① 積石工

積石工は、常時水分の多い所又は雨水が集中してのり切面の土砂が流出しやすい所で強度を必要とする箇所に適し、山腹に凹凸が多くかつ地質が堅い箇所ののり切土に際して、転石が多い箇所で積苗工の代わりに用いる工法であり、通常石の控え長は30cm程度、のり勾配は3~4分、積石の高さ0.5~1.0m、犬走り15~20cmを標準とする。積石工は、図4-3-27を参考に設計するものとする。

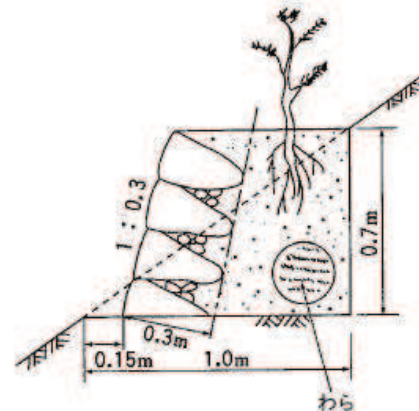


図4-3-27 積石工の例

② そだ積工

そだ積工は、一般に凍上、凍結の激しい地帯で山腹斜面の水分保有量を大きくするために用いる工法で、高さ1.0m程度を標準とする。

そだ積工は、図4-3-28を参考に設計するものとする。

表4-3-3 主要山腹砂防用樹木類

樹種名	適応性	造林方法	特性							
			活着力	根系の発達	耐せき悪性	耐乾性	耐湿性	耐寒性	耐陰性	耐酸性
アガマ	潮風に弱いから内陸に用いる	植栽播種	良	良	大	大	小	大	小	
クマツ	最も一般的である	同	良	良	大	大	中	大	小	
ニセアカシア	崩壊地、やや肥沃なはげ山	同	良	良	大	大	小	大	中	小
イナハギ	一般の荒廃地に適するが、強風地、寒冷地は不適	植栽挿し木	良	良	大	大	小	大	小	小
イナハギ	適応性は最も高い	枝まき	良	良	大	大	小	大	小	中
ヤマギ	イナハギに準ずる	播種	良	不良	大	大	小	大	小	中
ハシキ	乾燥に強い	植栽	良	中	大	大	大	大	小	大
ヤマハシキ	高冷地に適する	同上	良	良	大	大	大	大	中	大
ヒメシャブシ	寒冷地以外には適する	同上	良	良	大	大	小	大	小	大
オハシヤブシ	大部分の荒廃地に適する	同上	良	良	大	大	小	大	中	大
ヤマギ	暖地に適する	同上	不良	良	大	大	小	大	小	大

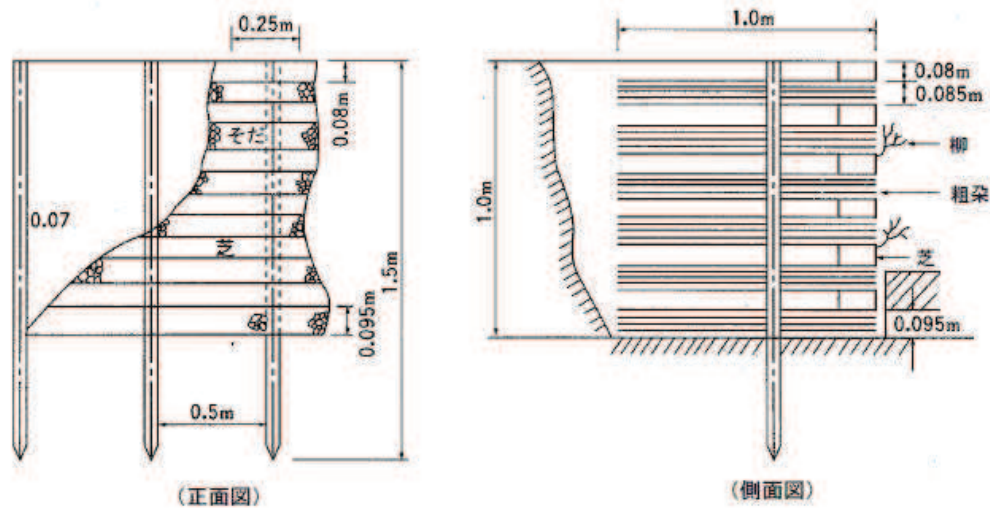


図 4-3-28 そだ積工の例

③ 等高線壕工

等高線壕工は、とくしや地等の荒廢地に等高線に沿った溝を設け、斜面に降った雨水、雪等を山腹に滞留、草木の生長を可能ならしめて土砂の流出を防止する工法である。

溝は等高線に沿って水平に掘るものとし、間隔は6~12mを標準とする。溝は6~12m間隔で間仕切土堤を設けるものとし、その堤高は谷側の溝の土堤より10cm程度低くする。溝の断面は、山腹の傾斜、表土の状態を考慮し、貯留水が越流しないよう十分な断面とする。

溝が比較的大規模な(0.6×0.6m以上)谷を横断する場合は、溝の横断前後に谷側の堤防と同高の間仕切土堤を設けることを標準とする。

等高線壕工は、図4-3-29を参考に設計するものとする。

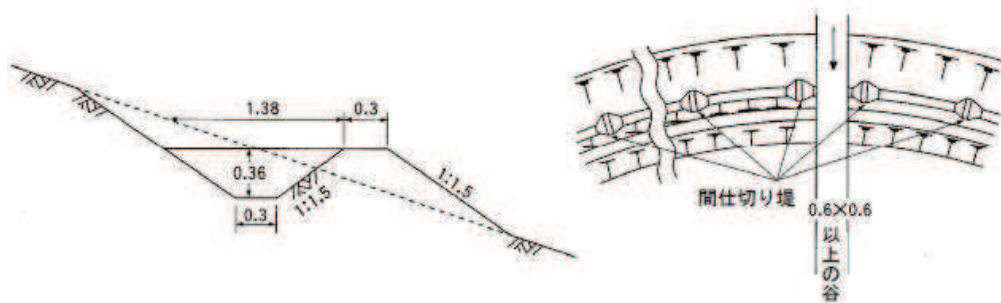


図 4-3-29 等高線壕工の例

1-6 法面保護工等を主体にした山腹工

法面保護工を主体にした山腹工は、一般的には崩壊侵食し、不規則な起伏を有する山腹斜面を切り取り整理し、法面保護工として張芝、種子吹付工、穴工法、法枠工、コンクリート張工、ソイルセメント及びモルタル吹付工等を施工する工法が採用されている。しかし、できるかぎり緑化対策を講ずる計画とすべきである。

1-6-1 切土工の設計

(1) 法面勾配

切取勾配は、労働安全衛生規則に準ずるものとする。

表 4-3-4 労働安全衛生規則(1/2)

(崩壊又は岩石の落下の原因になる亀裂がない岩盤からなる地山、砂からなる地山及び発破等により崩壊しやすい状態になっている地山を除く)

地山の種類	掘削面の高さ (単位:m)	掘削面の勾配 (単位:度)	採用値
岩盤又は堅い粘土 からなる地山	5.0未満	90(直)	直
	5.0以上	75(1:0.27)	1:0.3
その他の地山	2.0未満	90(直)	直
	5.0未満	75(1:0.27)	1:0.3
	5.0以上	60(1:0.58)	1:0.6

※) 掘削面に奥行きが2m以上の水平な段があるときは、当該段により区切られるそれぞれの掘削面を掘削面の高さとする。

※) 上表の“採用値”を加筆。

表 4-3-5 労働安全衛生規則(2/2)

(崩壊又は岩石の落下の原因になる亀裂がない岩盤からなる地山、砂からなる地山及び発破等により崩壊しやすい状態になっている地山を対象)

地山の種類	掘削面の高さ及び 掘削面の勾配	参考
砂からなる地山	5m未満 又は35°以下	1:1.43以下
発破等により 崩壊しやすい状態 になっている地山	2m未満 又は45°以下	1:1.0以下

(2) 小段

- ① 原則として切土高5.0～7.0mごとに1.5m以上の小段を設けなければならない。2.0m以上の小段を設ければ、法面はこの小段で分離されたものとして取扱われるので、施工上問題がなくなる。
- ② 小段は法面の内側に向けて勾配(10%程度)を設け、雨水による法肩部の洗掘を防止する構造とする。ただし、法面保護工として、雨水の浸透のないソイルセメント吹付工、モルタル吹付工等を計画した場合はこの限りでない。
- ③ 小段には、集水路溝(0.3×0.3m以上)を設けなければならない。ただし、法面保護工とし、雨水の浸透のないソイルセメント吹付工、モルタル吹付工等を計画した場合はこの限りでない。
- ④ 小段面は法面保護工程度以上の工法で保護し、表面水は排水溝で速やかに処理すること。

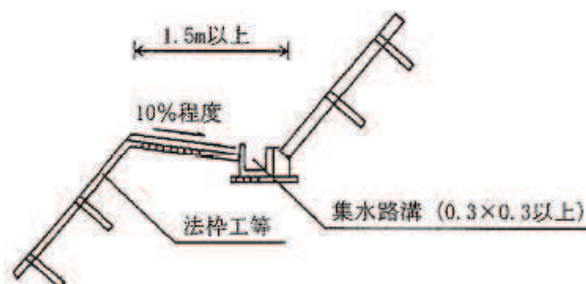


図 4-3-32 小段排水の基本構造例

(3) 法面処理

法面は小段も含めて全面被覆とし、できる限り緑化対策を講ずるものとする。

(4) 排水処理

- ① 法面及び小段には集水路溝及びたて排水溝を設け、できるだけ速やかに安全な位置まで導水すること。
- ② 縦排水溝は、可能な限り地山に這うように設ける計画とすべきであるが、盛土内に布設する場合は、沈下について注意する必要がある。(杭の施工等)
- ③ 排水溝の基礎部分は、地下水の水筋となりやすいので必要最小限にとどめ、栗石基礎は採用しないものとする。
- ④ 水路勾配の急変あるいは屈曲部の跳水、越水、溢水による埋戻部の侵食を防止するため、必要に応じて張コンクリート、張ブロック等を計画すること。
縦排水溝と集水路溝が交わる点等、跳水、越水、溢水の考慮される箇所には減勢工を計画すること。

(5) 周辺処理

施工区域に隣接する法肩、法尻、側面においては、施工面となじむように以下の事項を考慮すること。

- ① 法肩部には原則として余裕地を確保すること。(図4-3-33)
- ② 背後地からの表流水は集水路溝を設け、法面を流下しないようにすること。
- ③ 法尻部には、原則として余裕地をとり、表面処理を計画すること。(図4-3-34)

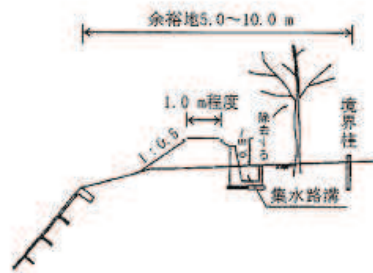


図 4-3-33 法肩部の処理

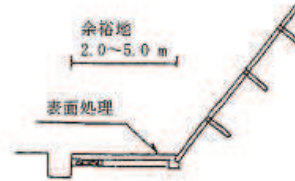


図 4-3-34 法尻部の処理

1-6-2 盛土工の設計

(1) 法面勾配

法面勾配は原則として1:1.5より緩とするが、盛土高が2.0m未満のものについては1:1.5より急としてもよい。

(2) 盛土高

盛土高は原則として直高15mまでとする。

(3) 小段

原則として、盛土高5.0mごとに1.5m以上の小段を設けなければならない。

(4) 法面処理

- ① 法面は小段も含めて全面被覆とし、できる限り緑化対策を講ずるものとする。
- ② 法面をコンクリート等で完全に被覆する場合は、必ず水抜工を設けるものとする。
- ③ 法尻には擁壁工などの土留施設を設けるものとする。

(5) 排水処理

以下に規定する以外は切土工の排水処理の規定による。

- ① 谷部の盛土を行う場合には、本川、支川にかかわらず在来の溪床に必ず暗渠工を設計しなければならない。
- ② 暗渠工は集水効果を考慮し、縦断方向のみならず、谷の横断方向にも樹枝状に埋設し、完全に地下水の排除ができるように計画する。
- ③ 暗渠工における幹線部分の管径は30cm以上とし、支線部分の管径は15cm以上とする。
- ④ 幹線部分の暗渠工は有孔ヒューム管にフィルターを巻いた構造とし、集水部分は有孔ヒューム管、または地下排水暗渠の構造とする。

- ⑤ 支浜がない場合、または支浜の間隔が長い場合には、20～40m間隔で集水暗渠を設けるものとする。

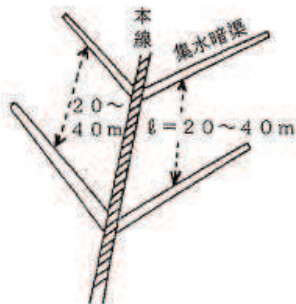


図 4-3-35 排水処理の基本構造例（平面図）

- ⑥ 小段のある盛土の場合には、小段毎にフィルター層を設け、速やかに伏流水を排除するものとする。なお、フィルター層の奥行きは10m程度とする。

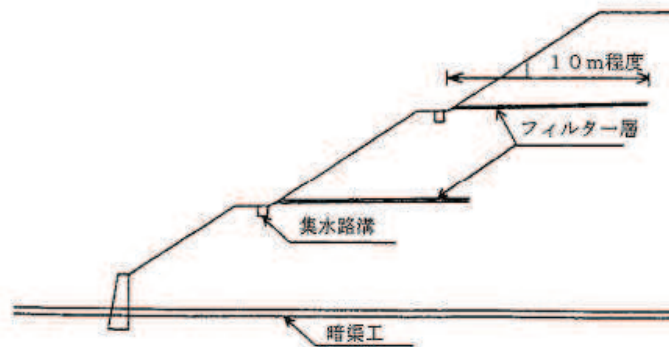


図 4-3-36 小段排水の基本構造例（側面図）

- ⑦ 盛土高が15.0m以上となる場合は、盛土の中間部の地山と接する部分に集水暗渠を設けるものとする。

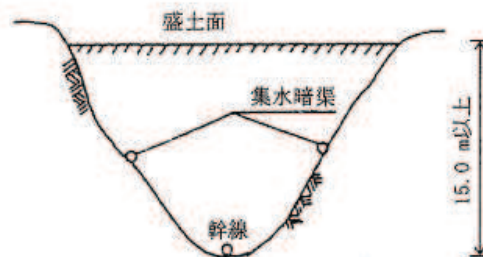


図 4-3-37 排水処理の基本構造例（断面図）

(6) 周辺処理

- ① 盛土背後地からの表流水が法面に流入しないよう集水路溝を設けること。
- ② 法尻部には、現地の状況に応じて土留壁を設けること。
- ③ 盛土側面の地山部が崩壊し、排水溝の埋塞の原因となるので、法切り、伐採など、山腹法面処理を行うものとする。
- ④ 現地盤の横断方向の地表面勾配が急峻な場合には、表土を除去した後に段切を施工し、その上に盛土を行わなければならない。
- ⑤ 排水路などが地山から盛土部分に移行する場合には、地山側に摺り付け区間を設けて、水路等の支持力の不連結を避けなければならない。

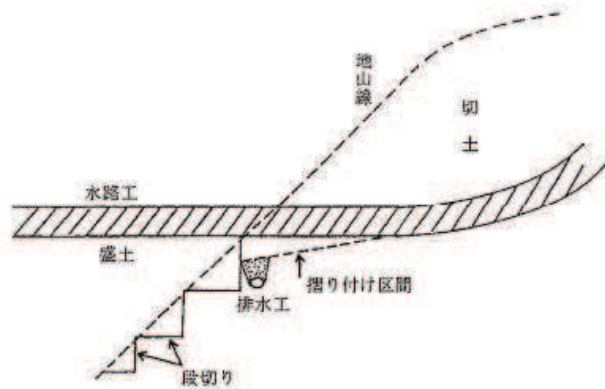


図 4-3-38 周辺処理の基本構造例（断面図）

(7) 山腹工標準図例

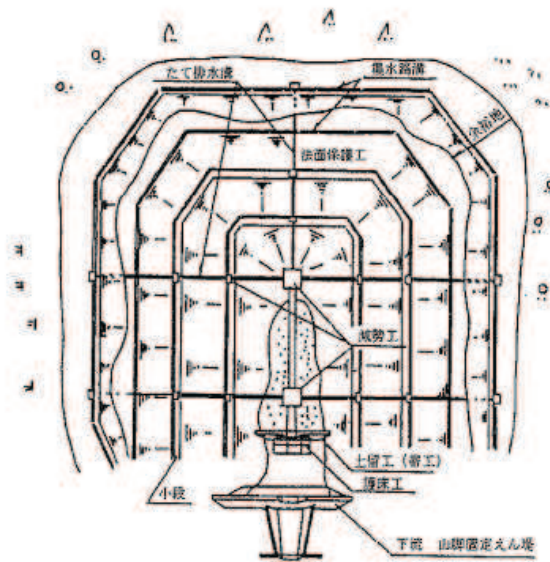


図 4-3-39 山腹工標準図（平面図）