

第4編 参考資料

1-1 堤体の材料の選定

(1) 河川堤防に用いる土質材料の条件

河川堤防に用いる土質材料は、次に示すような条件を満たしているものが望ましい。

〔河川土工マニュアル 3.1.3〕

- ① 高い密度を与える粒度分布であり、かつせん断強度が大ですべりに対して安定性があること。
- ② できるだけ不透水性であること。河川水の浸透により浸潤面が裏のり尻まで達しない程度の不透水性が望ましい。
- ③ 堤体の安定に支障を及ぼすような圧縮変形や膨張性がないものであること。
- ④ 施工性がよく、特に締固めが容易であること。
- ⑤ 浸水、乾燥などの環境変化に対して、のりすべりやクラックなどが生じにくく安定であること。
- ⑥ 有害な有機物および水に溶解する成分を含まないこと。

(2) 土質分類による評価

堤体材料の良否を相対的に評価したものとして次表がある。〔土木工学ハンドブックⅡ第43編〕

表 1-1-1 土の種類と相対的評価

土の分類（細分類）	土の名称	評価	
(GW) (GF)	礫	6	大幅な改良を要す
(GM) (GC)	礫質土	1	良質土
(SW) (SP)	砂	5	改良を要す
(SM) (SC)	砂質土	2	(SM) 良質土 (SC) 改良を要す
(ML) (CL) (OL)	粘質土	3	改良を要す
(MH) (CH) (OH)	粘土	4	改良を要す
(Pt)	有機質土	7	使用しない

〔土木工学ハンドブックⅡ第43編〕

(3) 土粒子の密度

土粒子の密度は大体 2.30～2.75 の間にあるものが多く、あまり変動の大きいものでない。2.5 以下の値をとるものは有機物を含んだ土であり、含水比が高い場合は何らかの対策が必要となることがある。

〔土工要綱 共通編 1-2〕

(4) 粒度

- ① 最大寸法は 10～15 cm 以下： 施工時のまき出し厚の制限から決まるものであるが、礫径の最大寸法があまり大きくなると、締固めの効果が十分に発揮されないことも生ずるので注意が必要である。

〔河川土工マニュアル 3.1.3〕

- ② 細粒分 (0.075 mm 以下の粒子) が土質材料 (75 mm 以下の粒子) の 15% 以上： 不透水性を確保するための条件で、堤体漏水の多くはこの条件をはずれた材料の堤防にみられることが報告されている。

〔河川土工マニュアル 3.1.3〕

- ③ 細粒分 (0.075 mm 以下の粒子) のあまり多くない土： 細粒分が 50% 以上のものは乾燥時にクラックの入る危険性があるので細粒分が 50% 以下のものが望ましい。

〔河川土工マニュアル 3.1.3〕

④ 粒度の範囲

表 1-1-2 粒度の範囲

粒 度	範 囲
90%粒径	1.0～70.0 mm
60%粒径	0.150～24.0 mm
30%粒径	0.020～3.5 mm
10%粒径	0.005～0.20 mm

注) 上表の範囲の数値は、管内での当面の試行値である。

理想的な粒度をもった材料は容易に入手できないが、図に示す良質土の範囲で、出来るだけなめらかな粒度曲線が得られる材料を選定する。

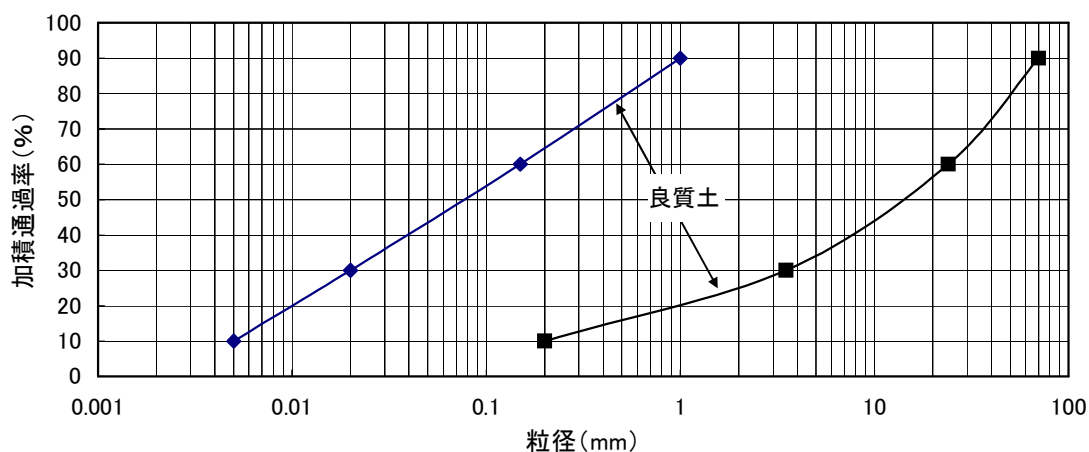


図 1-1-1 粒度分布の適正範囲曲線

(5) 流動指数

土のコンシステンシー試験のうち、液性限界を求めるとき試料の含水比と落下回数を流動曲線に画くと直線の関係になる。その傾きを流動指数といって下表に示す値が適当といわれ、土の圧縮性、透水性、乾燥強さなどに関係がある。

流動指数 I_f は、流動曲線上の2点の落下回数と含水比 $(N_1, w_1), (N_2, w_2)$ を求め、次式で計算する。

〔土質試験の方法と解説 5.3〕

$$I_f = \frac{w_1 - w_2}{\log N_2 - \log N_1}$$

表 1-1-3 流動指数による評価

流動指数	評価
10～20	適当
5～10	やや適当
20～25	やや適当
	上記指数以外は改良を要す

(6) 盛土の密度

設計段階で盛土の性質を明らかにできない場合も多いが、そのときは盛土の密度 ρ_E を次のように仮定してもよい。

[河川土工マニュアル 3.2.2]

表 1-1-4 盛土の密度

盛土材料	ρ_E (t/m ³)
礫、礫質土	2.0
砂、砂質土	1.9
シルト粘性土 ($w_L \leq 50\%$)	1.8
火山灰質粘性土	1.5

(7) 透水係数

浸透流計算に用いる飽和透水係数の目安値 [構造検討の手引き 4.4]

砂質土 1×10^{-3} (cm/sec)

粘性土 1×10^{-5} (cm/sec)

(8) 堤体材料として望ましい土

表 1-1-5 堤体材料としての参考値 (案)

試験項目		適用範囲
土質分類 {中分類}		礫質土 {GF}、砂質土 {SF}、 シルト {M}、粘性土 {C}
土粒子の密度 (g/cm ³)		2.5~2.8
粒 度	最大径 (mm)	100~150 mm 以下
	D_{90} (mm)	1.0~70.0
	D_{60} (mm)	0.150~24.0
	D_{30} (mm)	0.020~3.5
	D_{10} (mm)	0.005~0.20
	粒土分布が良い	$U_c \geq 10$ 、 $1 < U'_c \leq \sqrt{U_c}$
流動指数		5~25
最大乾燥密度 (t/m ³)		1.5~2.0
透水係数 (cm/sec)		砂質土 1×10^{-3} 粘性土 1×10^{-5}

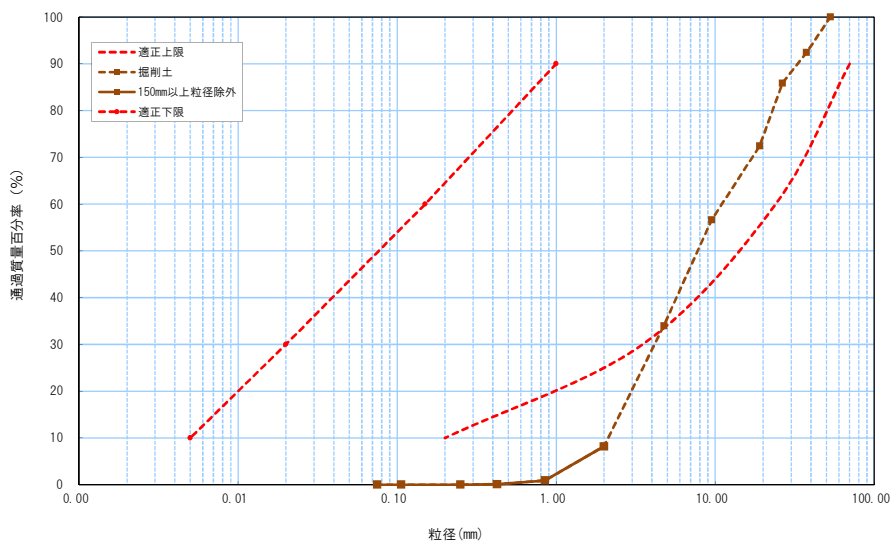
注 1) 加積通過率が 10、30、60、90%に相当する粒径を D_{10} 、 D_{30} 、 D_{60} 、 D_{90}

2) 土の工学的分類より、 U_c (均等係数) = D_{60}/D_{10} 、 U'_c (曲率係数) = $(D_{30})^2/(D_{10} \times D_{60})$

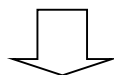
【コラム】良質土の混合割合

○良質土の混合割合は、掘削土の粒度分布が良質土の適正範囲となるように混合率を設定するのがよい。良質土の適正範囲については、第4編参考資料 1-1 (4) ④図 1-1-1 粒度分布の適正範囲曲線による。

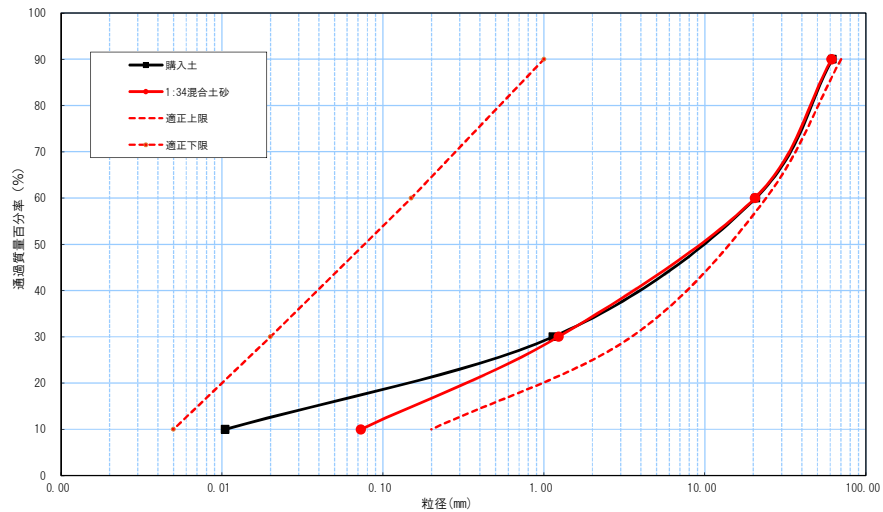
＜掘削土の粒度分布＞



＜混合後の粒度分布＞



掘削土の粒度分布が良質土の適正範囲となるように混合割合を設定



1-2 自立式鋼矢板壁工法の設計

(1) 定義

自立式鋼矢板壁とは、鋼矢板の下部を地中に打ち込んだだけで、横支材を全然設けない形式のもので、土圧等の横荷重を根入地盤の横支持力と、鋼矢板の曲げ剛性により支えようとするものである。

この形式は構造、施工が簡単であるが、鋼矢板壁上部の横変位が大きくなり易いので小規模のものに用いられる。

(2) 計算方法

鋼矢板壁背面に働く主働土圧強度と残留水圧強度との和が受働土圧強度と等しくなる位置に仮想地盤面を設定し、仮想地盤より上は塑性領域にあり、それより下では弾性領域にあつて林—Changの方法が摘要できるものとして計算する。

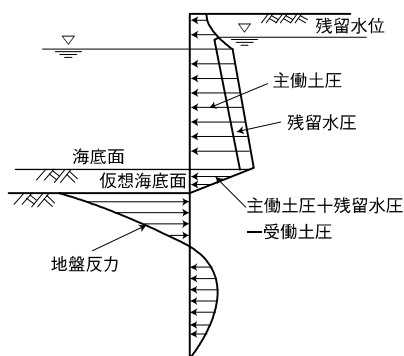


図 1-2-1 弾性解法による鋼矢板壁の土圧分布図

(3) 設計の順序

自立式鋼矢板の設計は次の順序で行う。

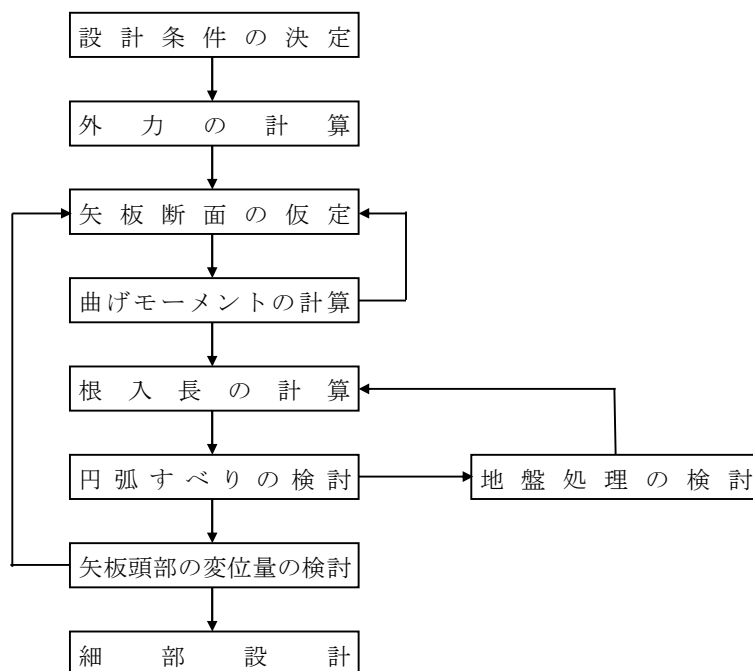


図 1-2-2 自立式鋼矢板の設計フローチャート

(4) 外力の計算

土圧及び水圧並びに仮想地盤面の深さ等は図 1-2-3 のような状態で常時及び地震時について各々計算する。

なお、地震時は、河川構造物の耐震性能照査指針・解説-Ⅲ、自立式構造の特殊堤編-を参考とする。

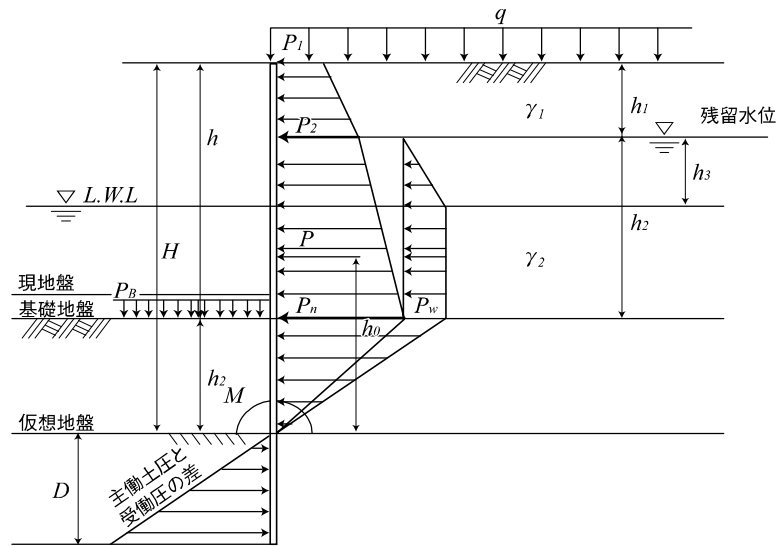


図 1-2-3 鋼矢板壁の土圧分布図

$$P_w = \gamma_w \cdot h_3$$

$$P_1 = K_A \cdot q$$

$$P_2 = K_A (\gamma_1 h_1 + q)$$

$$P_n = K_A (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + q)$$

$$h_z = \frac{P_n + P_w - \bar{P} \cdot K_p}{(K_p - K_A) \gamma_2}$$

ここに、

γ_1 : 空気中の土の単位体積重量 (kN/m³)

γ_2 : 水中の土の単位体積重量 (kN/m³)

q : 上載荷重 (kN/m²)

h_z : 仮想地盤面の深さ (m)

P_w : 残留水圧強度 (kN/m²)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

p_n : 主働土圧強度 (kN/m²)

$\bar{P}$: 仮想地盤より上の主働土圧 (kN/m) $\bar{P} = P_n + P_w$

h_o : O 点から P までの作用高 (m)

P_b : 根固ブロックの重量(空隙率を考慮した根固ブロックの重量×1/2)(kN)

K_A : 主働土圧係数 (本要領第 1 編第 4 章 4-5 4) による。)

K_p : 受働土圧係数 (本要領第 1 編第 4 章 4-5 4) による。)

(5) 矢板断面の仮定

第 2 編 3-2-6 3) を準拠する。

(6) 最大曲げモーメント及び鋼矢板の応力計算

① 最大曲げモーメント

断面二次モーメントについては腐食代、継手効率を考慮する。

$$M_{\max} = \frac{\bar{P}}{2\beta} \sqrt{(1 + 2\beta ho)^2 + 1} \cdot \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta ho}\right)$$

$$\text{ここに、} \beta = \sqrt[4]{\frac{k_H \cdot B}{4EI}}$$

$M_{\max}$: 矢板の最大曲げモーメント (kN・m)

β : 特性係数 (m⁻¹)

k_H : 水平向地盤反力係数 (kN/m³) 第3編 1-2-2 3) (4)参照

B : 鋼矢板壁単位幅 (m)

E : 鋼矢板材のヤング率 (kN/m²)

I : 鋼矢板壁単位幅の断面二次モーメント = $I \times Z' \times e$ (m⁴)

Z' : 腐食率

e : 継手効率

② 鋼矢板の応力

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{z} \leq \sigma_a$$

ここに、 σ : 鋼矢板に生ずる最大曲げ応力 (N/mm²)

z : 鋼矢板壁単位幅当たりの断面係数 = $z' \times e$

(7) 根入長の計算

鋼矢板の根入長を求める時は、腐食代=0 mm、断面二次モーメントは $\alpha_1=1.0$ として計算する。

$$D = \frac{3.0}{\beta'}$$

$$\text{ここに、} \beta' = \sqrt[4]{\frac{k_H \cdot B}{4EI'}}$$

I' : 鋼矢板壁単位幅の断面二次モーメント (腐食前) (m⁴)

D : 鋼矢板の仮想地盤からの必要根入長 (m)

(8) 円弧すべりの検討

特に粘性土地盤のような軟弱地盤上の矢板壁については、矢板下端よりも下を通る円弧すべりに対して検討をしなければならない。円弧すべりに対して不安定と判断された場合は、適当な方法で地盤改良を行うか、河積に問題がない場合は押さえ盛土等を施し、抵抗力を増大させる。

又矢板根入長を長くして、円弧すべりを防止するときは、矢板の曲げ及びせん断に対して十分な検討を行わなければならない。

円弧すべりの計算式を次式に示す。

$$F_s = \frac{(\Sigma N - \Sigma U - \Sigma Ne) \cdot \tan \phi + \Sigma c \cdot \ell}{\Sigma T + \Sigma Te}$$

- ここに、 F_s : 崩壊面の安全率
 ΣN : 分割片の法線分力の和 (kN)
 ΣT : " 接線分力の和 (kN)
 ΣU : 間隙水圧の和 (kN)
 ΣNe : 地震力による法線分力の和 (kN)
 ΣTe : " 接線分力の和 (kN)
 φ : 崩壊面の土の内部摩擦角
 c : 崩壊面の土の粘着力 (kN/m²)
 ℓ : 分割片の底辺長 (m)

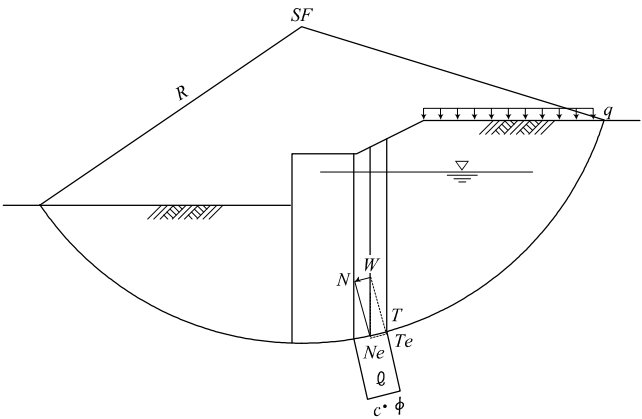


図 1-2-4 円弧すべり図

表 1-2-1 安全率

	常 時	地 震 時
安 全 率	1.2	1.0

(9)矢板頭部の変位量の計算

- ① 杭頭の水平変位量は、常時 50 mm、地震時 75 mm程度以下を標準とする。ただし、 変位量が大きくなって も矢板背後の影響等弊害の恐れがない場合は、適切な数値内におさえるものとする。
- ② 仮想地盤面における変位は横方向地盤反力係数(K_H)を求めた時の仮定値と大幅に違っていた場合、再度こ の項で求めた変位を用いて K_H を計算し応力、変位を再度検討する。

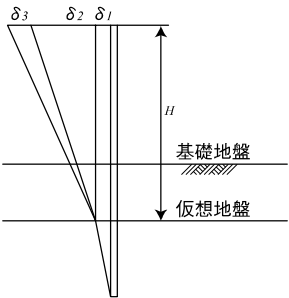


図 1-2-5 鋼矢板の変位

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

ここに、 δ : 鋼矢板頭部の変位量 (m)

δ_1 : 仮想地盤での変位量 (m)

δ_2 : (仮想地盤におけるたわみ角) × 仮想地盤から天端までの距離 (m)

δ_3 : 仮想地盤より上の矢板の片持梁としてのたわみ (m)

断面二次モーメントについては腐食代、および継手効率を考慮する。

$$\delta_1 = \frac{(1 + \beta ho)P}{2EI\beta^3} \quad \delta_2 = \frac{(1 + 2\beta ho)P \cdot H}{2EI\beta^2}$$

$$\delta_3 = \frac{H^3}{EI} \Sigma Q_i$$

$$\text{ここに、} \Sigma Q_i = \Sigma \frac{P_i}{6} \{ (3 - \alpha_i) \alpha_i^2 \}$$

Q = 変形係数 (N)

$\alpha_i = \frac{\ell_1}{H} \sim \frac{\ell_n}{H}$: 荷重作用高さと壁高との比

$P_1 = P_1$ から P_n 集中荷重 (N/m)

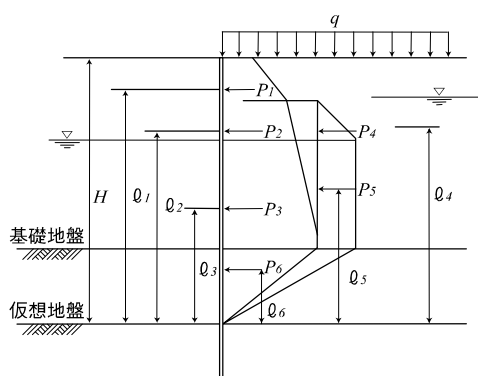


図 1-2-6 荷重作用高さ

1-3 控式鋼矢板壁工法の設計

(1) 控式鋼矢板壁の設計順序

控式鋼矢板壁の設計は次の順序で行う。

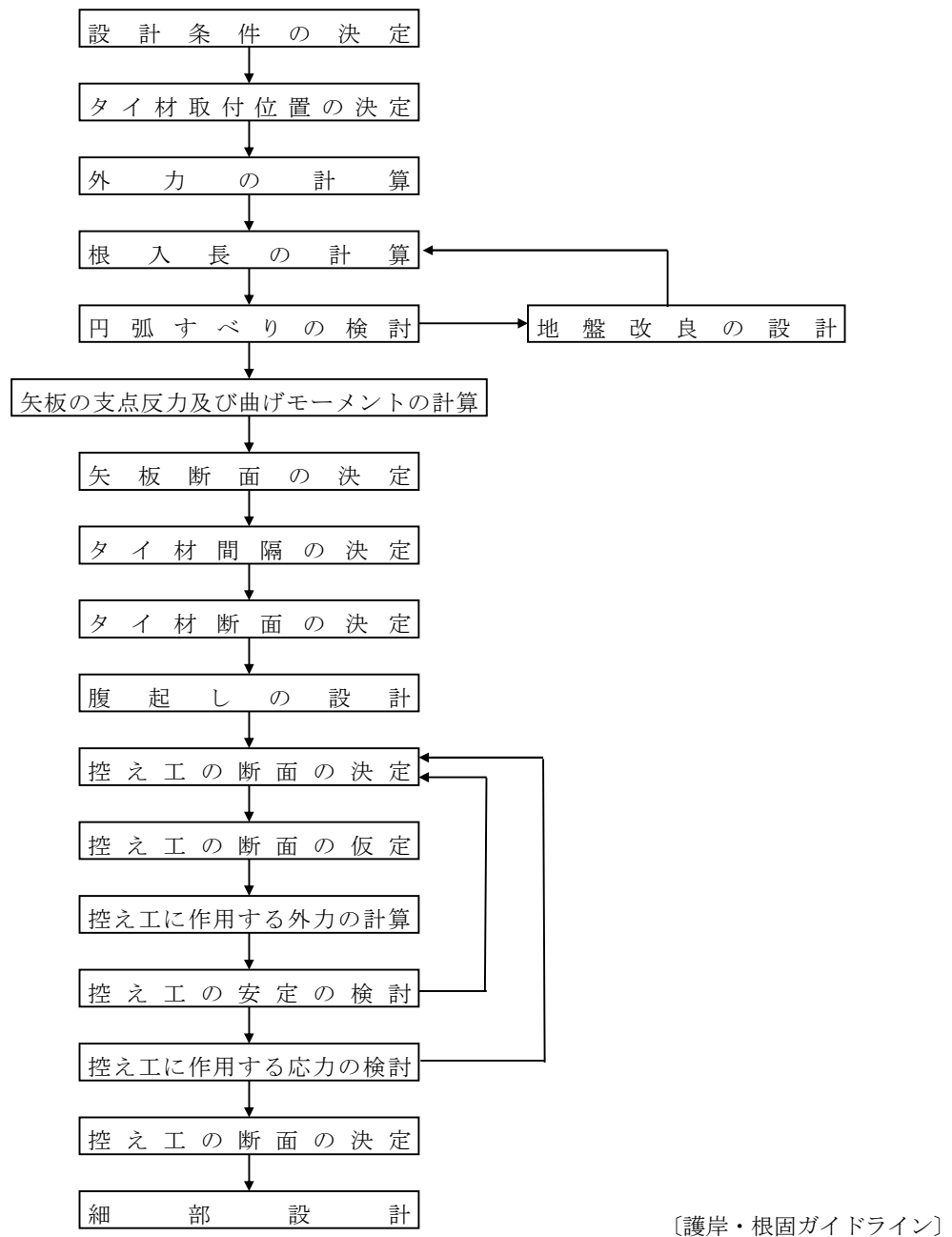


図 1-3-1 控式鋼矢板壁の設計フローチャート

(2) タイ材取付位置の決定

タイ材取付位置は、地表面の形状、水位、タイ材取付施工の難易と工費等を考慮して決定するが、一般にL.W.Lより上で矢板頭部コンクリートの中に埋め込まれる高さが好ましい。

(3) 根入長の計算

矢板根入長は、鋼矢板前面の受働土圧のモーメントと背面荷重（主働土圧、水圧）のモーメントがタイ材取付点に関し、極限平衡の釣合を保つとして図 1-3-2 のような状態で計算する。基礎地盤は自立式と同様洗掘深を考慮した地盤とする。

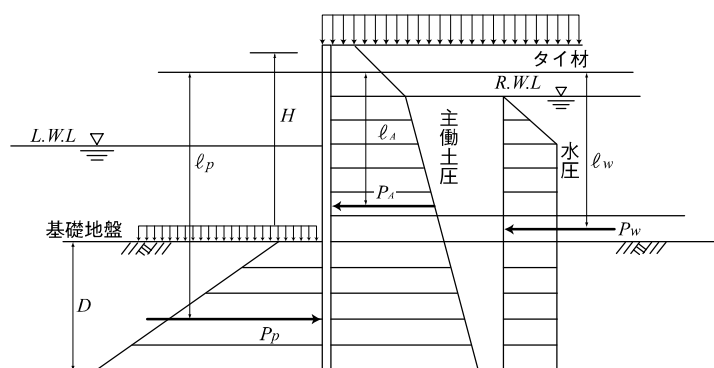


図 1-3-2 荷重分布図

各種外力の計算は自立式矢板壁の計算方法に準ずる。

$$M_p \geq F_s \cdot M_A$$

$$M_A = P_A \cdot \ell_A + P_w \cdot \ell_w$$

$$M_p = P_p \cdot \ell_p$$

ここに、 M_p : 受働土圧によるタイ材取付点に関するモーメント (kN・m/m)

M_A : 主働土圧によるタイ材取付点に関するモーメント (kN・m/m)

D : 計算根入長 (m)

P_p : 受働土圧力 (kN/m)

ℓ_p : P_p のタイ材取付点に関する作用長 (m)

P_A : 主働土圧力 (kN/m)

F_s : 安全率

ℓ_A : P_A のタイ材取付点に関する作用長 (m)

P_w : 水圧 (kN/m)

ℓ_w : P_w のタイ材取付点に関する作用長 (m)

安全率は荷重状態及び基礎地盤の土質を考慮して表 1-3-1 の値を用いる。ただし、洪積粘土 ($N \geq 10$) と判断される場合は砂質土と同様に考える。

表 1-3-1 安全率

土 質	常 時	地 震 時
砂 質 土	1.5	1.2
硬 い 粘 性 土	1.2	1.2

粘性土地盤においては次式を満足しなければ、根入の安全は成立しないので、適当な方法で地盤改良するか、その他の方法で別途対策を講じなければならない。

$$4C > \sum \gamma h_i + \gamma_w h_w + q$$

ここに、 C : 前面地盤高での粘着力 (kN/m²)

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³) (残留水位以下では水中単位体積重量)

h : 土の層厚 (m)

$\sum \gamma h_i$: 前面地盤高より上方の土の重量の総和 (kN)

γ_w : 水の単位重量 (kN/m³)

h_w : 残留水位と前面水位との水位差 (m)

(4) 円弧すべりの検討

軟弱地盤の場合には根入の安定の他に、矢板下端より下方の円弧すべりに対する検討を行わなければならない。計算は自立式矢板壁の計算に準ずる。

(5) 矢板の支点反力及び曲げモーメントの計算

① 仮想支点の位置

矢板に作用する最大曲げモーメントはタイ材取付け位置と仮想支点を支点とする単純梁として計算するが仮想支点の位置は表 1-3-2 の値によるものとする。

表 1-3-2 仮想支点の位置 [河川例規集二・六]

土 質	基礎地盤からの深さ
よくしまった砂	0.1H
ゆるい砂	0.2H
粘土	0.3H

H : 壁高

② 支点反力、曲げモーメント

支点反力及び曲げモーメントは図 1-3-3 の状態で計算を行う。

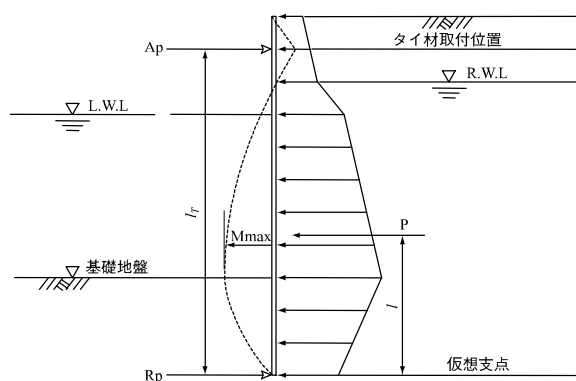


図 1-3-3 単純梁モデル

$$A_p = \frac{\ell}{\ell_T} \cdot P$$

$$R_p = P - A_p$$

ここに、 P : 合力 (kN/m)

A_p : タイ材取付け点反力 (kN/m)

R_p : 仮想支点反力 (kN/m)

(6) 矢板断面の決定

最大曲げモーメントに対して鋼矢板の必要断面係数は、

$$Z_o = \frac{M_{\max}}{\sigma_a} \leq Z$$

ここに、 Z : 鋼矢板の断面係数 $\times e$ (cm³/m)

e : 継手効率

Z_o : 鋼矢板の必要断面係数 (cm³/m)

$M_{\max}$: 最大曲げモーメント (N・mm/m)

σ_a : 許容応力度 (N/mm²)

(7) タイ材の設計

① タイ材張力

$$T = A_p \cdot \ell \cdot \sec \theta$$

ここに、 T : タイ材張力 (kN)
 A_p : タイ材取付点反力 (kN/m)
 ℓ : タイ材取付間隔 (m)
 θ : 水平面に対するタイ材の傾斜角

② タイ材断面

$$A_0 = \frac{T}{\sigma_a}$$

ここに、 A_0 : タイ材の必要最小面積 (cm²)
 σ_a : タイ材許容応力度 (N/mm²)

A_0 は計算上の最小面積であるので、これで腐食代（直径2mm）ネジ山等を考慮して、 A_0 より大きい断面積を有するタイ材径を選定する。特に大きな地震等によりタイ材が切断された例があるので十分注意して決定しなければならない。

(8) 腹起しの計算

腹起しは、タイ材取付け位置を支点とした単純梁として設計することを原則とする。ただし、溝形鋼の長さが6m以上でタイ材間隔が2m以下の場合には連続梁と考え曲げモーメントを算出してもよい。

① 腹起しの最大曲げモーメント

$$\text{単純梁の場合} \quad M = \frac{P \cdot \ell}{4} \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

$$\text{連続梁の場合} \quad M = \frac{T \cdot \ell}{10} \quad (\text{kN} \cdot \text{m})$$

ここに、 M : 最大曲げモーメント (kN・m/m)
 T : タイ材張力 (kN)
 ℓ : タイ材支点間距離 (m)

② 腹起しの断面

腹起しは原則として溝形鋼2本1組として用い、溝形鋼1本の必要断面係数 Z_0 は

$$Z_0 = \frac{M}{2\sigma_a} \quad (\text{cm}^3)$$

腹起しは矢板の前面側に設けることを原則とする。

(9) 控え工の設計

控え工は、タイ材をアンカーとし、受働土圧あるいは地盤の横方向反力でタイ材張力に抵抗するもので、構造形式の決定にあたっては施工方法、地表面の形状、工期、経済性等を考慮して選定する。

おもな構造形式には次の3種類がある。控え版の主な構造形式と特徴を表1-3-3に示す。

表 1-3-3 控え版の構造形式と特徴

種類	項目	構 造	控 え 抵 抗 の 種 類	利 点	欠 点
① 控 え 版		法線方向に連続した鉄筋コンクリート製の版、ドライワークが可能な深さに据えられる	版前面の受働土圧	施工が容易	地震時の地表面付近での砂の流動化に対して危険である。
② 控 え 杭		ある間隔ごとに直杭を打ち込みその頂部に法線方向に連続した梁を設ける。杭として鋼杭が多い。	杭の横抵抗	根入れが深い場合には地震時の地表面付近での砂の流動化に対して安定である。	横方向の変位量が大い。
③ 控え矢板		法線方向に連続した矢板壁	矢板の横抵抗	本体の矢板壁と工種が同じであるため、施工が容易で工期も短くて済む。	横方向の変位量が大い。

① 控え版

a. 控え版の大きさ

控え版は、図 1-3-4 に示すように控え版前面の受働土圧によって、タイ材張力及び控え版背後の主働土圧に抵抗するものとして次式を満足するように、高さと設置深さを決定する。

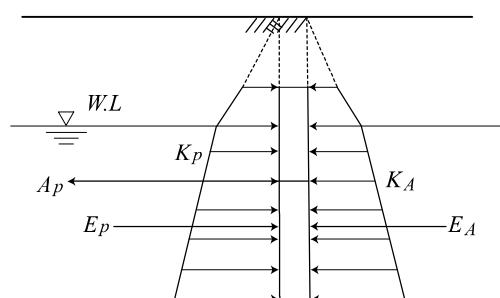


図 1-3-4 控え版に作用する外力

$$F_s = \frac{E_p}{A_p + E_A}$$

ここに、 F_s : 安全率

E_p : 控え版に作用する受働土圧 (kN/m)

A_p : タイ材取付支点反力 (kN/m)

E_A : 控え版に作用する主働土圧 (kN/m)

表 1-3-4 安全率

	常 時	地震時
安 全 率	2.5	2.0

b. 控え版の設置位置

控え版の設置位置は前面基礎地盤から引いた矢板の主働崩壊面と控え版下端から引いた受働崩壊面とが地表面と交わらないようにする。

地表面以下で交わる場合には交点より上の鉛直面に作用する受働土圧は抵抗しないものとして設計する。
(位置の検討にあたっては常時より地震時の方が長くなるので計算は地震時のみ行えばよい。)

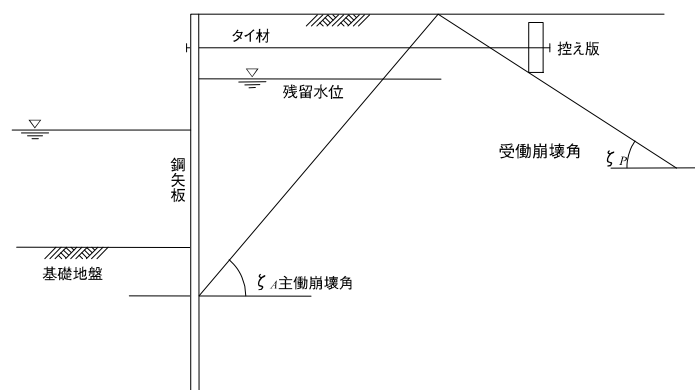


図 1-3-5 控え版の設置位置

c. 控え版の断面計算

控え版はタイ材張力と土圧による曲げモーメントに対して安全なように設計する。土圧は近似的に等分布荷重とみなし、水平方向には連続版、鉛直方向にはタイ材取付点を固定点とした片持版と仮定して、次式により最大曲げモーメントを求める。

$$M_H = \frac{T \cdot \ell}{12}$$

$$M_V = \frac{T \cdot h}{8\ell}$$

ここに、 M_H : 水平方向の最大曲げモーメント (kN・m)

M_V : 延長 1 m 当たりの鉛直方向の最大曲げモーメント (kN・m/m)

T : タイ材張力 (kN)

ℓ : タイ材間隔 (m)

h : 控え版の高さ (m)

この場合 M_H に対しては、タイ材取付点を中心として $2b$ の幅の控え版が有効であると仮定して配筋する。

b : タイ材取付位置の版厚 (m)

② 控え杭 [仮設工指針 2-14]

控え杭は算出したタイ材張力に対し、タイ取付位置を仮想地盤面とした半無限長の杭として設計する。

a. 控え杭の設置位置

控え杭は図 1-3-6 に示すとおり、土留め壁仮想支持点を起点とした背面側の主働すべり面と、控え杭タイ材取付点の下方 $1/\beta$ の位置を起点とした前面側の受働すべり面との交点が、タイ材位置以上となる位置に設けることを原則とする。

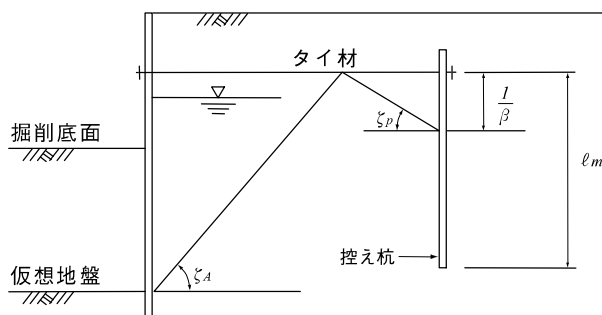


図 1-3-6 控え杭の設置位置

控え杭に発生する最大曲げモーメントは、

$$M_{\max} = 0.3224 \cdot \frac{T}{\beta}$$

ここに、
$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_H \cdot B}{4EI}} \quad (\text{m}^{-1})$$

T : 控え杭に作用する水平力 (タイ材の引張力) (kN)

K_H : 水平の横方向地盤反力係数 (kN/m³) で通常、 $1/\beta$ の範囲の平均値とし、
第3編 1-2-2 3) (4)による。

B : 杭幅 (m)

E : 控え杭のヤング係数 (kN/m²)

I : 控え杭の断面二次モーメント (m⁴)ただし、腐食代を考慮した値とする。

控え杭の根入長 (ℓm) は次式により求める。ただし、根入長の計算においては腐食代は考慮しない。

$$\ell m = \frac{3.0}{\beta} \quad (\text{m})$$

タイ材・取付位置の変位 δ は

$$\delta = \frac{T}{2EI\beta^3} \quad (\text{cm})$$

地形条件・用地境界等からやむを得ずタイ材位置以下で交差する場合は、この交点の深さを仮想地盤面として、控え杭を仮想地盤面より長さ h だけ突出した杭として設計する。

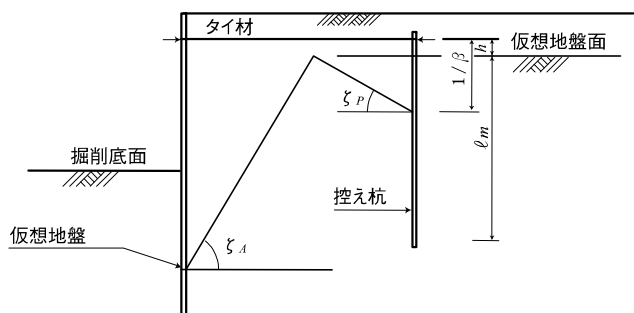


図 1-3-7 タイ材以下で交差する場合

控え杭の曲げモーメント及び変位は次式により算出してよい。

$$M_{\max} = \frac{T}{2\beta} \sqrt{(1 + 2\beta h)^2 + 1} \cdot \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1 + 2\beta h}\right)$$

$$\delta = \frac{(1 + \beta h)^3 + 1/2}{3EI\beta^3} \cdot T$$

ここに、 $M_{\max}$: 最大曲げモーメント (kN・m)

T : 控え杭に作用する水平力 (タイ材の引張力) (kN)

h : 仮想地盤面からタイ材位置までの距離 (m)

β : 杭の特性値 (m^{-1})

δ : タイ材取付位置の変位 (cm)

E : 控え杭のヤング係数 (kN/m^2)

I : 控え杭の断面二次モーメント (m^4) ただし、腐食を考慮した値とする。

③ 控え鋼矢板

タイ材取付点から下の控え鋼矢板が長杭と見なしうる場合 ($2.5/\beta$ 以上) は、控え杭の計算に準じて矢板断面を決定する。

長杭とみなし得ない場合は図 1-3-8 のようにタイ材取付点から下 $1.5/\beta$ まで土圧が作用するものとして控え版の計算に準じて設計する。控え鋼矢板にはタイ材取付点に腹起しを設ける。腹起しの計算は本編 1-3 (8) に準じて行うものとする。また、控え鋼矢板の大きさは本編 1-3(9)①に準じて行うものとする。

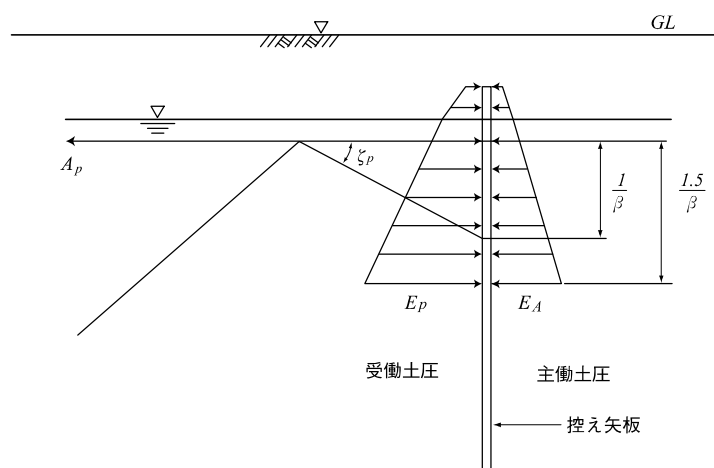


図 1-3-8 控え鋼矢板の仮想土圧

1-4 自立式鋼矢板(仮設)計算例

(1) 設計の手順

基本的には自立式親杭横矢板工法に準じて行うものとする。

従来、自立式土留めの設計は、受働土圧によるモーメントと主動土圧によるモーメントのつり合いを基本として根入れ長を求め、このときのつり合い位置を固定端として、断面算定を行っていた。しかし、この方法では、実際の土留め壁の挙動とは異なる場合もある。したがって、実際の挙動に近いと考えられる弾性床上の半無限長の杭として設計することとした。〔仮設工指針 2-12〕

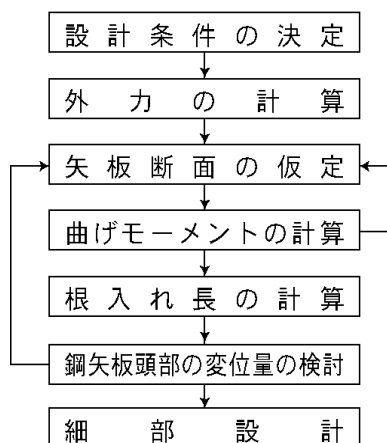


図 1-4-1 設計の手順

(2) 設計条件

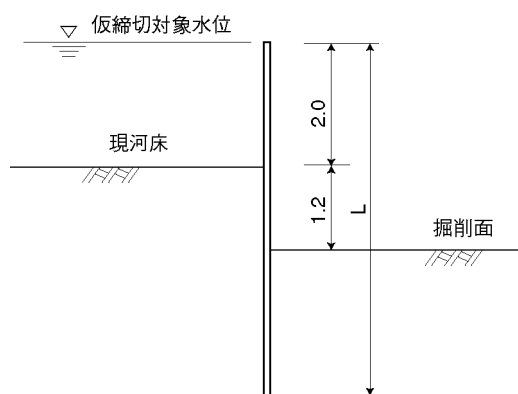


図 1-4-2 設計条件図

① 土質 砂質土 (SM)、 平均N値 19、 土の単位重量 (飽和状態) $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ kN/m}^3$

② 土の水中単位体積重量 (γ')

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - 9.0 = 20 - 9.0 = 11 \text{ kN/m}^3$$

③ 内部摩擦角 (ϕ)

a. N値の修正

$$N = 15 + 1/2 (N' - 15)$$

ここに N: 修正N値 N': 実測N値

$$N = 15 + 1/2 (N' - 15) = 15 + 1/2 (19 - 15) = 17$$

b. 内部摩擦角

$$\phi = 15 + \sqrt{15N} \leq 45^\circ \quad \text{ただし } N > 5$$

$$\phi = 15 + \sqrt{15 \times 17} = 31^\circ$$

④ 粘着力 (C)

設計上一般に考慮しない場合が多い。

⑤ 水平方向地盤反力係数 (K_H)

第3編 1-2-2 3) (4)より

$$E_0 = 2800N = 2800 \times 17 = 47600 \text{ kN/m}^2$$

α は地震時の場合を用い 2.0 とする。

$$K_{H0} = \frac{1}{0.3} \alpha E_0 = \frac{1}{0.3} \times 2.0 \times 47600 = 317300 \text{ kN/m}^3$$

連続壁として $B_H = 10 \text{ m}$ 、 $\eta = 1.0$ とする。

$$K_H = \eta K_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{-3/4} = 1.0 \times 317300 \left(\frac{10}{0.3} \right)^{-3/4} = 22870 \text{ kN/m}^3$$

⑥ 鋼矢板の許容曲げ引張応力度 (σ_s)

$$S Y 295, \sigma_s = 270 \text{ N/mm}^2$$

⑦ 許容変位量 (δ)

自立式土留めの許容変位量は、杭頭部において自立高さの3%を目安とする。

⑧ 継手効率 (e)

変位の計算での断面二次モーメントは45%、応力の計算での断面係数は60%とする。

根入れ長の計算での断面二次モーメントは100%とする。

(3) 外力の計算

① 土圧強度

$$\text{主働土圧係数} \quad K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{31^\circ}{2} \right) = 0.320$$

$$\text{土圧強度} \quad P_n = K_A \cdot \gamma' \cdot h_1 = 0.320 \times 11 \times 1.2 = 4.22 \text{ kN/m}^2$$

② 水圧強度

$$P_w = \gamma_w \cdot h = 10 \times 3.2 = 32.0 \text{ kN/m}^2$$

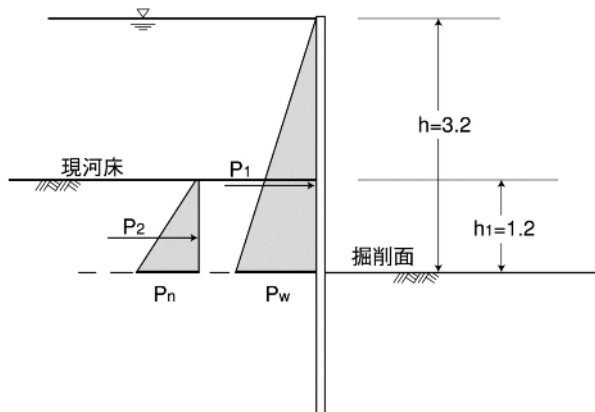


図 1-4-3 外力図

③ 荷重合力の作用点までの高さ

a. 土圧・水圧

$$p_1 = \frac{1}{2} \cdot P_w \cdot h = \frac{1}{2} \times 32.0 \times 3.2 = 51.20 \text{ a}$$

$$p_2 = \frac{1}{2} \cdot P_n \cdot h_1 = \frac{1}{2} \times 4.22 \times 1.2 = 2.53$$

$$\Sigma P_i = 53.73 \text{ kN}$$

b. アーム長（作用点までの距離）

$$a_1 = \frac{H}{3} = \frac{3.2}{3} = 1.07$$

$$a_2 = \frac{h_1}{3} = \frac{1.2}{3} = 0.40$$

c. モーメント

$$M_1 = P_1 \cdot a_1 = 51.20 \times 1.07 = 54.8$$

$$M_2 = P_2 \cdot a_2 = 2.53 \times 0.40 = 1.01$$

$$\Sigma M_i = 55.81 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

d. 水平力の作用高（掘削面より）

$$h_0 = \frac{\Sigma M_i}{\Sigma P_i} = \frac{55.81}{53.73} = 1.04 \text{ m}$$

(4) 矢板断面の仮定

仮設用使用のリース鋼矢板は市場性よりⅡ型以上とする。

鋼矢板Ⅱ型 $I' = 8740 \text{ cm}^4/\text{m}$ $Z' = 874 \text{ cm}^3/\text{m}$ を用いるものとする。

(5) 曲げモーメントの計算

① 最大曲げモーメント

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{K_H \cdot B}{4EI'e}} = \sqrt[4]{\frac{22870 \times 1.0}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 0.874 \times 10^{-4} \times 0.45}} = 0.923 \text{ m}^{-1}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= \frac{P}{2\beta} \left\{ \sqrt{(1+2\beta h_0)^2 + 1} \cdot \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h_0}\right) \right\} \\ &= \frac{53.73}{2 \times 0.923} \left\{ \sqrt{(1+2 \times 0.923 \times 1.04)^2 + 1} \cdot \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2 \times 0.923 \times 1.04}\right) \right\} \\ &= 29.106 \times 3.086 \times 0.719 = 64.58 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

② 曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z' \cdot e} = \frac{64.58 \times 10^6}{0.874 \times 10^6 \times 0.6} = 123 < 270 \text{ N/mm}^2$$

(6) 根入れ長の計算

- ① 根入れ長さを決定する場合には、断面二次モーメントは $\alpha_I = 1.0$ とする。また、鋼矢板の特性値から求められる根入れ長は、 $2.5/\beta'$ として計算する。

$$\beta' = \sqrt[4]{\frac{K_H \cdot B}{4EI'}} = \sqrt[4]{\frac{22870 \times 1.0}{4 \times 2.0 \times 10^8 \times 0.874 \times 10^{-4}}} = 0.756 \text{ m}^{-1}$$

$$\ell = \frac{2.5}{\beta'} = \frac{2.5}{0.756} = 3.31 \text{ m}$$

- ② 最小根入れ長は 3 m とする。
③ ボイリングに対する根入れ長さ (第3編 1-2-4 4) (4) ①より)

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 = 1.50 \times 0.95 = 1.43$$

$$F_s = 1.2 \text{ とする。}$$

$$\ell_d = \frac{1.57 \cdot \lambda \cdot F_s \cdot h_w \cdot \gamma_w}{4 \gamma'} = \frac{1.57 \times 1.43 \times 1.2 \times 3.2 \times 10}{4 \times 10} = 2.16 \text{ m}$$

- ④ 鋼矢板の必要長

以上から最大根入れ長は 3.31 m となる。したがって鋼矢板の必要長は、

$$L = h + \ell = 3.2 + 3.31 = 6.51 \text{ m} \approx 6.5 \text{ m} \text{ とする。}$$

(7) 鋼矢板頭部の変位量

自立式土留の頭部における変位量は、3つの変位量を足し合わせて求める。

- ① 掘削底面での変位量

$$\delta_1 = \frac{(1 + \beta h_0)}{2EI'e\beta^3} P = \frac{(1 + 0.923 \times 1.04)}{2 \times 2.0 \times 10^8 \times 0.874 \times 10^{-4} \times 0.45 \times 0.923^3} \times 53.73 = 0.009 \text{ m}$$

- ② 掘削底面でのたわみ角による変位量

$$\delta_2 = \frac{(1 + 2\beta h_0)}{2EI'e\beta^2} P \cdot H = \frac{(1 + 2 \times 0.923 \times 1.04)}{2 \times 2.0 \times 10^8 \times 0.874 \times 10^{-4} \times 0.45 \times 0.923^2} \times 53.73 \times 3.20 = 0.037 \text{ m}$$

- ③ 掘削底面以上の片持梁の変位量

集中荷重による片持梁として求める

$$p'_2 = \frac{6 \sum M}{H^2} = \frac{6 \times 55.81}{3.2^2} = 32.70$$

$$\delta_3 = \frac{p'_2 H^4}{30EIe} = \frac{32.70 \times 3.2^4}{30 \times 2.0 \times 10^8 \times 0.874 \times 10^{-4} \times 0.45} = 0.015$$

変位量の合計は、

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 0.009 + 0.037 + 0.015 = 0.061 \text{ m} < (3.2 \times 0.03 = 0.096)$$

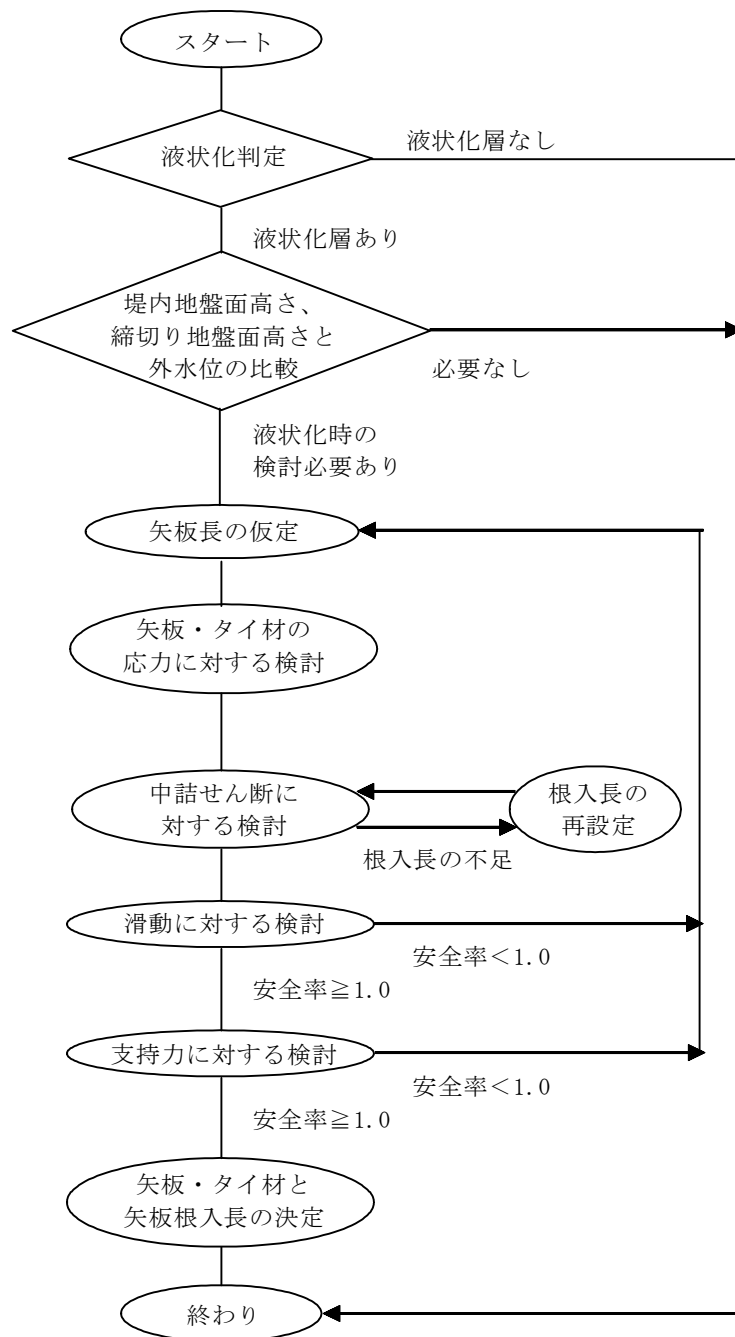
1-5 鋼矢板二重式仮締切の液状化時の検討 [二重式仮締切マニュアル]

(1) 検討方針

施工位置が以下のすべての要件に該当する場合に、液状化の安定性に関する検討を行うのがよい。

- ① 基礎地盤内に地震時に液状化すると判定される砂質土層が存在する場合。
- ② 堤内地が低いゼロメートル地帯等。
- ③ 地震地に崩壊した場合に浸水による二次災害の可能性がある区間。
- ④ 責任技術者が必要と認める場合。

(2) 検討の手順



[二重式仮締切マニュアル]

図 1-5-1 検討の流れ (フローチャート)

(3) 矢板長さに関する基本的方針

鋼矢板の先端は非液状化層に少なくとも 1m 程度の根入れをすることが望ましい。

(4) 設計用震度

液状化判定に用いる設計震度は、第 2 編 2-3-3 4) (4) 表 2-3-16 による値とする。

(5) 地盤の液状化判定

① 液状化抵抗率の検討位置については、原則として掘削地盤面ではない水平地盤部と締切内面の 2 断面とする。

② 液状化抵抗率 F_L の算定は、第 2 編 2-3-3 4) (5) ① に基づいて行うものとする。

③ 液状化抵抗率 F_L に応じた土層の分類

算定された水平地盤部での液状化抵抗率 F_L に応じて、土層を以下のように分類する。

$F_L < 1.0$	液状化層
$1.0 \leq F_L < 1.3$	準液状化層
$1.3 \leq F_L$	非液状化層

このように分類した各土層において、矢板に作用する土圧、および土圧抵抗は表 1-5-1 のように取り扱うものとする。

表 1-5-1 矢板に作用する土圧・土圧抵抗

土圧分類	矢板に作用する土圧漸増成分、土圧振動部分	受働土圧、主動土圧
液状化層	考慮する	考慮しない
準液状化層	考慮しない	考慮しない
非液状化層	考慮しない	常時の強度定数を用いて考慮する

〔二重式仮締切マニュアル〕

(6) 液状化時の滑動に対する検討

① 液状化時の滑動に対する安定は、図 1-5-2 のモデルに従い、次式により照査する。滑動の照査は矢板根入れ下端部を照査面として行うこととする。

② 中間非液状化層を支持層とする場合には、支持層下面を照査面とした図 1-5-3 のモデルに従い照査も行うこととする。

$$F_s = F_r / F_d$$

ここに、

F_s : 安全率で第 3 編 1-2-3 3) (7) ② 表 1-2-26 に示す値とする。

F_d : 壁体に作用する水平外力の総和 (kN/m)

F_r : 滑動抵抗力の総和 (kN/m)

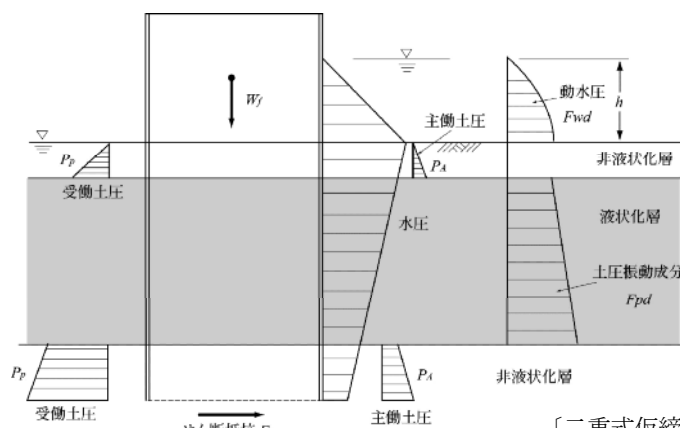
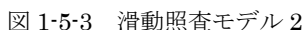


図 1-5-2 滑動照査モデル 1

〔二重式仮締切マニュアル〕



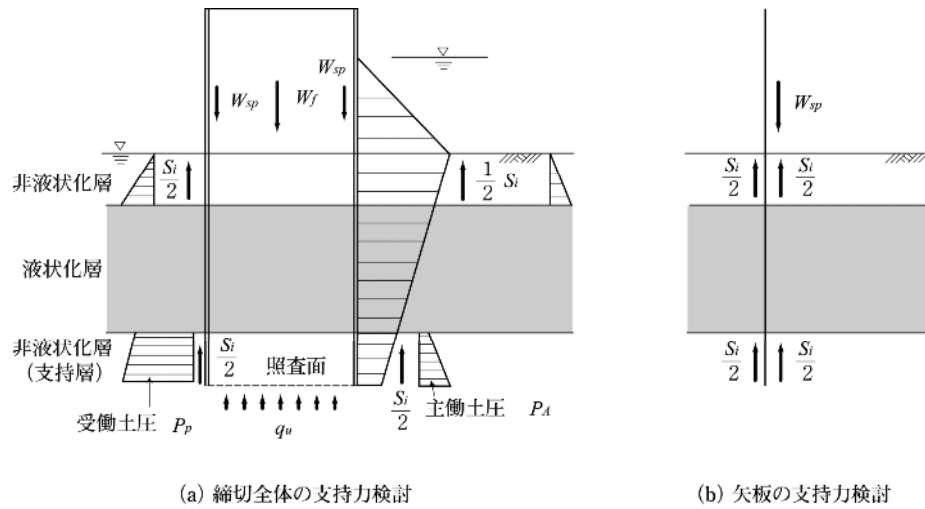
$$F_{wd} = (7/12) \cdot k_s \cdot \gamma_w \cdot h^2$$

(kN/m)

- ③ 外水位を、平水位とする。
- ④ 地震による慣性力は考慮しない。
- ⑤ 地表面上での動水圧と液状化層での土圧振動成分を考慮する。
- ⑥ 液状化層および準液状化層の土の強度をゼロとする。

(7) 液状化時の支持力に対する検討

液状化時の支持力に対する安定は、図 1-5-4、図 1-5-5 の照査モデルに従って、締切全体の支持力安定性と矢板の支持力安定性の両方を照査する。



〔二重式仮締切マニュアル〕

図 1-5-4 十分に厚い非液状化層に支持される場合の安定照査モデル

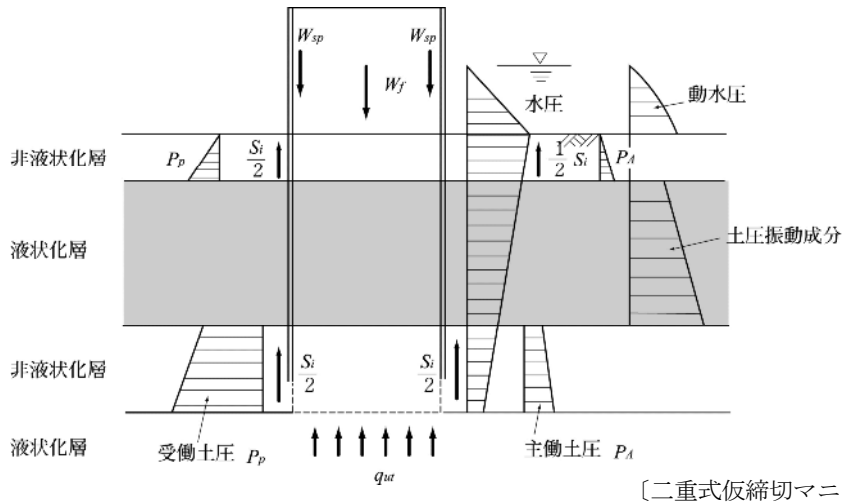


図 1-5-5 中間非液状化層に支持される場合の支持力の安定照査モデル

① 締切全体の支持力安定性

a. 十分に厚い非液状化層に支持させる場合

図 1-5-4 (a) の照査モデルに従って矢板先端を結ぶ平面を照査面とし、所定の安全率を確保する。

$$F_s = \frac{Q_u + \sum S_i}{W_f + 2 \cdot W_{sp}}$$

$$Q_u = B_e \left\{ C \cdot N_c + \gamma_2 \cdot D_f (N_q - 1) + 0.5 \gamma_1 \cdot B_e \cdot N_r \right\}$$

$$\sum S_i = \sum (C_i + \sigma'_{vi} \cdot K_o \cdot \tan \phi_i) h_i$$

- ここに、
- F_s : 安全率で第3編 1-2-3 3) (7) ③ 表 1-2-27 に示す値とする。
 - W_f : 中詰土の重量 (kN/m)
 - W_{sp} : 単位幅当りの矢板の重量 (kN/m)
 - Q_u : 十分に厚い支持層の照査面での支持力で、荷重の傾斜を考慮した値。
(kN/m)
 - γ_1 : 設計地盤面から D_f 以上の深さの支持力地盤の土の単位体積重量
(kN/m³)
 - γ_2 : 現地地盤から D_f までの根入地盤の土の単位体積重量 (kN/m³)
 - B_e : 荷重の偏心を考慮したときの有効締切幅 ($B_e = B - 2e$) (m)
 - e : 照査面での荷重の偏心量 (m)
 - N_c, N_r, N_q : 支持力係数で、第3編 1-2-3 3) (7) ③ 図 1-2-36～1-2-38 に示す値とする。
 - D_f : 設計地盤面から照査面までの深さ (m)
 - C_i : i 番目の非液状化層の土の粘着力 (kN/m²)
 - ϕ_i : i 番目の非液状化層の土の内部摩擦角 (°)
 - S_i : 非液状化層での矢板と土の間の摩擦力 (kN/m)
 - σ'_{vi} : i 番目の非液状化層での有効土被り圧 (kN/m²)
 - h_i : i 番目の非液状化層の矢板長 (m)

b. 中間非液状化層に支持させる場合

図 1-5-5 の照査モデルに従って根入れ下端部を照査面とし、所定の安全率を確保する。

$$F_s = \frac{Q_{u1} \cdot B_e + \sum S_i}{W_f + 2 \cdot W_{sp}}$$

$$Q_{u1} = C_{1q} \cdot N_c \cdot B_e$$

$$\sum S_i = \sum (C_i + \sigma'_{vi} \cdot K_o \cdot \tan \phi_i) \cdot h_i$$

- ここに、
- Q_{u1} : 液状化層上面の支持力合力 (安全側の配慮として $Q_{u1}=0$ としてもよい。)
 - B_e : 荷重の偏心を考慮したときの有効締切幅 ($B_e = B - 2 \cdot e$) (m)
 - e : 液状化層上面を照査面としたときの荷重の偏心量 (m)
 - C_{1q} : 液状化した土のせん断強度 (kN/m/m)
 - N_c : 支持力係数。第3編 1-2-3 3) (7) ③ 図 1-2-37 に示す値とする。

② 矢板の支持力に対する検討

矢板の支持力に対する安定は、図 1-5-4 (b) のモデルに従って照査する。

$$F_s = S / W_{sp}$$

$$S = \sum (C_i + \sigma'_{vi} \cdot K_o \cdot \tan \phi) \cdot h_i$$

ここに、
 S : 非液化化層での矢板と土の間の摩擦力による矢板支持力 (kN/m²)
 σ'_{vi} : i 番目の非液化化層での有効土被り圧 (kN/m²)
 h_i : i 番目の非液化化層への矢板根入れ長 (m)
 W_{sp} : 単位幅当りの矢板の重量 (kN/m)

(8) 液化化時の壁体せん断変形破壊に対する検討

① 安定性の照査

壁体幅は次式を満足するように算定する。照査は現地壁面から矢板先端までのうち最小安全率を与える照査面について検討する。

$$F_s \cdot M_d \leq M_r$$

ここに、
 F_s : 安全率 第3編 1-2-3 3) (7) ① 表 1-2-25 に示す値とする。
 M_d : 照査面におけるせん断変形モーメント (kN・m/m)
 M_r : 照査面におけるせん断抵抗モーメント (kN・m/m)

② せん断変形モーメントの計算

せん断変形モーメントは図 1-5-6 に示すように、地中部の根入れを考慮した状態で次式により計算する。

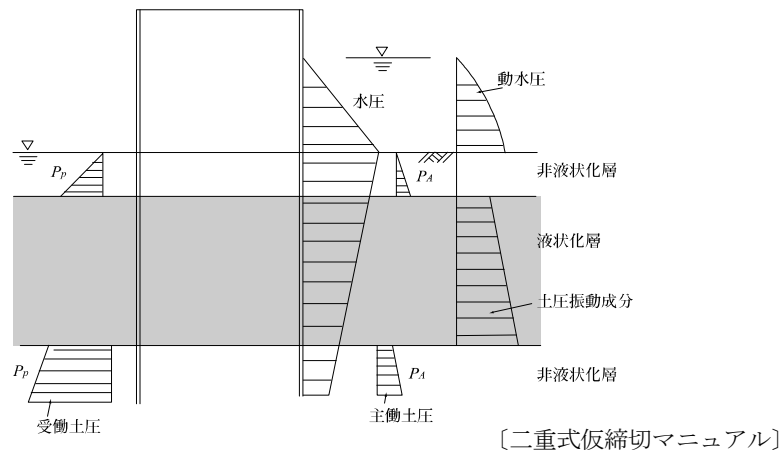


図 1-5-6 せん断モーメントの計算モデル

$$M_d = M_w + M_{pA} - M_{pP} + M_{wd} + M_{pd}$$

ここに、
 M_d : 照査面に関する変形モーメント (kN・m/m)
 M_w : 水圧によるモーメント (安定照査のための水圧を用る。照査面から上の水圧荷重による照査面に関するモーメント) (kN・m/m)
 M_{pA} : 支持層での主働土圧によるモーメント (照査面より上に作用する主働土圧の照査面に関するモーメント) (kN・m/m)
 M_{pP} : 支持層での受働土圧によるモーメント (照査面から上に作用する受働土圧の照査面に関するモーメント) (kN・m/m)
 M_{wd} : 地盤表面上の動水圧によるモーメント (kN・m/m)
 M_{pd} : 液化化層の土圧振動成分によるモーメント (kN・m/m)

③ せん断抵抗モーメントの計算

$$M_r = M_{ro}(1 + d/H) + M_{sp}$$

ここに、 M_{ro} : 中詰土の基準せん断抵抗モーメント (kN・m/m)
 d : 現地盤からの照査面深さ (m)
 M_{sp} : 2列の矢板が発揮する抵抗モーメント (kN・m/m)

a. 中詰土の基準せん断抵抗モーメント

$$M_{ro} = \frac{1}{6} \cdot \gamma_m \cdot R_m \cdot H_m^3$$

$$\text{ここに、} \gamma_m = \frac{\sum_i \gamma_i \cdot h_i}{\sum_i h_i}$$

$$H_m = H + d \quad (\text{m})$$

$$\nu = B/H_m$$

$$B : \text{壁体幅 (m)}$$

$$\phi : \text{中詰土の内部摩擦角 (°)}$$

$$\gamma_m : \text{中詰土の換算単位体積重量 (kN/m}^3\text{)}$$

$$R_m : \text{中詰土のせん断による抵抗係数}$$

b. 根入れ地盤が支持できる抵抗モーメント

M_{sp} : 2列の矢板が発揮する抵抗モーメント (堤内側と堤外側の矢板の抵抗の小さい方で代
 表させ、2倍して評価。)

$$= 2 (M_{sp1} \text{ または } M_{sp2} \text{ のうち小さい値}) \quad (\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

$$M_{sp1} : \text{矢板が発揮できる抵抗モーメント (} = \sigma_a \cdot Z_{sp} \text{)} \quad (\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

$$M_{sp2} : \text{照査面以深の根入れ地盤が支持できる抵抗モーメント (} = P_{pu} \cdot h_{pu} \text{)} \quad (\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

$$\sigma_a : \text{使用矢板の許容応力度 (N/mm}^2\text{)}$$

$$Z_{sp} : \text{使用矢板の断面係数 (継手効率を乗じた値) (m}^3\text{/m)}$$

$$P_{pu} : \text{照査面下から矢板先端までの受働土圧の合力 (kN/m/m)}$$

$$h_{pu} : P_{pu} \text{ の照査面からの作用距離 (m)}$$

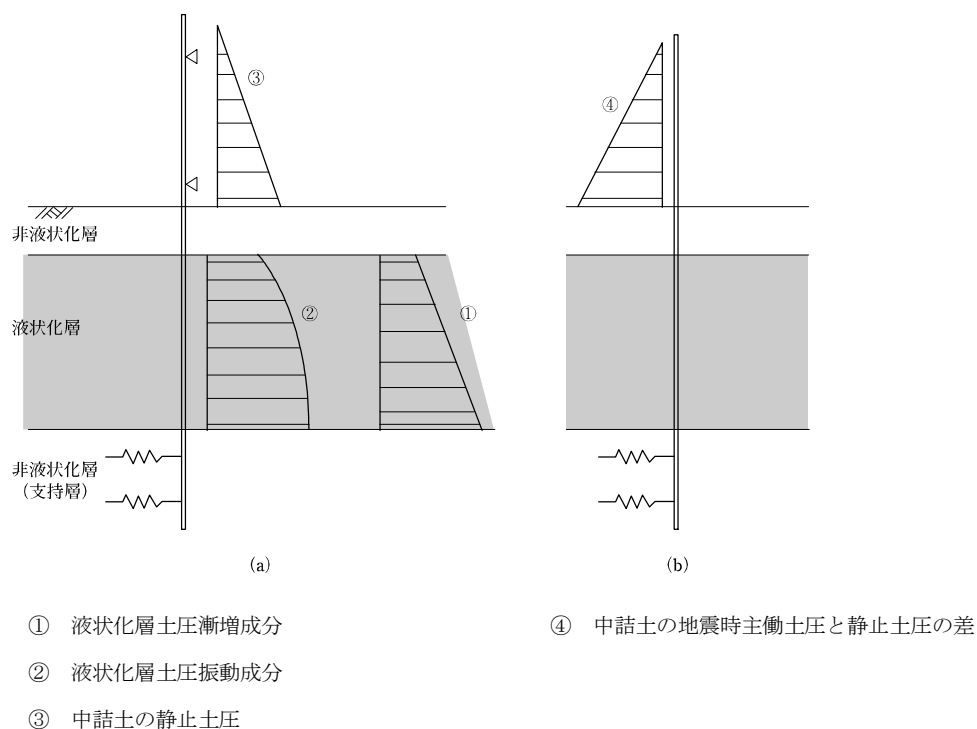
(9) 液状化時の矢板及びタイ材の応力に対する検討

液状化時における矢板及びタイ材の応力度を計算し、矢板及びタイ材を生じる応力が第3編 1-2-3 3) (3) ③ 表 1-2-21 に示す許容応力度以下である事を確認すること。

① 矢板及びタイ材の応力計算モデル

矢板及びタイ材の応力計算モデルを図 1-5-7 に示す。このモデルでは矢板を弾性梁とし、液状化層の土圧による応力と中詰土の主働土圧による応力を個別に計算した上で足し合わせる。

根入れ層以外の非液状化層、準液状化層では地盤ばねによる低抗は考慮しない。



〔二重式仮締切マニュアル〕

図 1-5-7 矢板及びタイ材の応力計算モデル

② 液状化層の土圧による応力の計算

図 1-5-7 (a) に示すように、矢板をタイ材取付位置を支点とし、これと根入部の弾性地盤反力バネで支持される梁とする。この単純梁用モデルに作用する荷重は、(10) で述べる液状化層から矢板に作用する土圧（漸増部分、振動部分）、中詰土による静止土圧である。

③ 中詰土の主働土圧による応力の計算

図 1-5-7 (b) に示すように、矢板を根入部の弾性地盤反力バネで支持される片持梁とし、中詰土部分に地震時も主働土圧と静止土圧の差を作用させる。

④ 支持層での受働土圧

支持層での矢板の受働土圧及び支持層での矢板の受働抵抗を本要領第3編 1-2-3 3) (6) ② 式(1-1)～(1-4)に従って計算する。これを図 1-5-8 に示すモデルで計算した支持層の地盤反力と比較し、地盤反力が受働抵抗以下となっていることを確認する。

支持層で受働抵抗が地盤反力以下の場合には、根入長を増加させなければならない。根入層以外の非液化化層、準液化化層では地盤ばねによる抵抗は考慮しない。

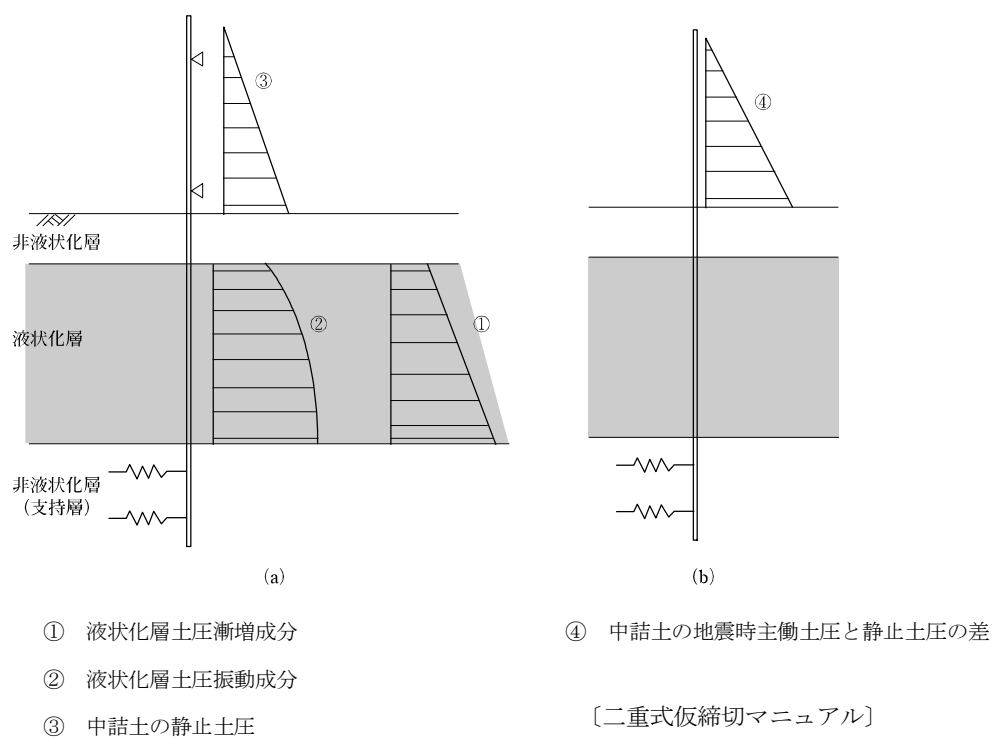


図 1-5-8 支持層での受働抵抗計算モデル

(10) 設計荷重

設計荷重は、液状化層土圧漸増成分、土圧振動成分、中詰め砂の土圧を考慮する。

① 土圧漸増成分

土圧漸増成分は図 1-5-9 に示すように、締切内側と外側の液状化層から鋼矢板に作用する土圧の差とし、液状化層内でのみ矢板に作用するものとする。

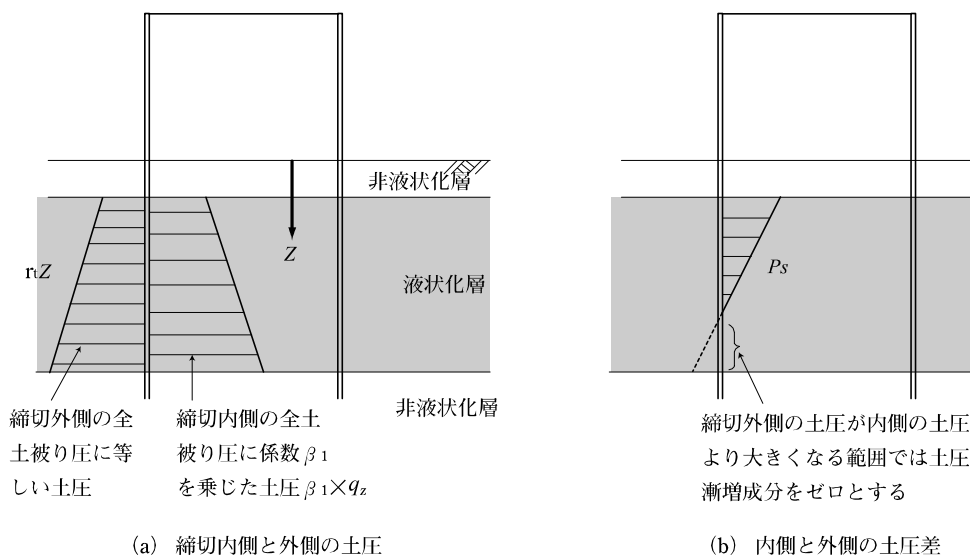
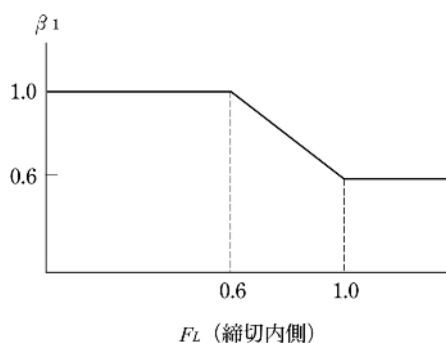


図 1-5-9 土圧漸増成分

〔二重式仮締切マニュアル〕

$$P_s = \beta_1 \cdot q_z - \gamma_t \cdot Z$$

ここに、 P_s : 土圧漸増成分 (kN/m^2)
 q_z : 締切内側で、設置地盤面から Z の深さの全上載圧 (kN/m^2)
 β_1 : 低減係数で図 1-5-10 によるものとする。
 Z : 設置地盤面からの深さ (m)
 γ_t : 土の単位体積重量で、地下水位以下では飽和単位体積重量 (kN/m^3)



〔二重式仮締切マニュアル〕

図 1-5-10 低減係数

② 土圧振動成分

鋼矢板に作用する液状化層の土圧振動成分は次式によるものとし、液状化層だけで作用させる。

$$P_d = \beta_2 \cdot P_{d \max} = \beta_2 \cdot K_s \cdot \gamma_{sat} \sqrt{h_d \cdot Z}$$

ここに、 P_d : 土圧振動成分 (kN/m²)

h_d : 設置地盤面から最も下の液状化層下端までの深さ (m)

β_2 : 矢板の剛性、液状化層厚に応じた土圧振動成分に関わる低減係数で、矢板の相対剛性より次式及び図 1-5-11 により求める。

$$\beta_2 = 0.40 \log \rho - 0.40 \quad 0 \leq \beta_2 \leq 1.0$$

$$\rho = \frac{E \cdot Z_a}{\gamma_{sat} \cdot h_{lg}^3}$$

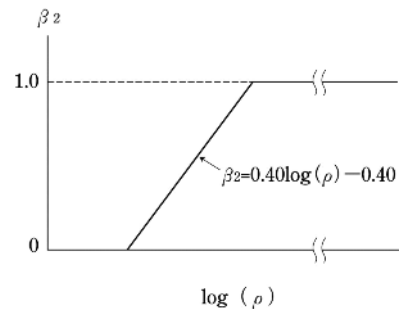
ここに、 ρ : 矢板の相対剛性

h_{lg} : 液状化層厚 (m)

γ_{sat} : 土の飽和単位体積重量 (kN/m³)

E : 矢板のヤング係数 (kN/m²)

Z_a : 単位幅当りの矢板の断面係数 (継手効率は考慮しない) (m³/m)



[二重式仮締切マニュアル]

図 1-5-11 低減係数

③ 中詰土の土圧

中詰土から矢板に作用する土圧は、地震時主働土圧と静止土圧の差であり、次式で求めるものとする。

$$P_l = P_{AE} - P_{KO}$$

ここに、 P_l : 中詰土の土圧 (kN/m²)

P_{AE} : 地震時主働土圧 (kN/m²) (震度は液状化に対する設計震度による)

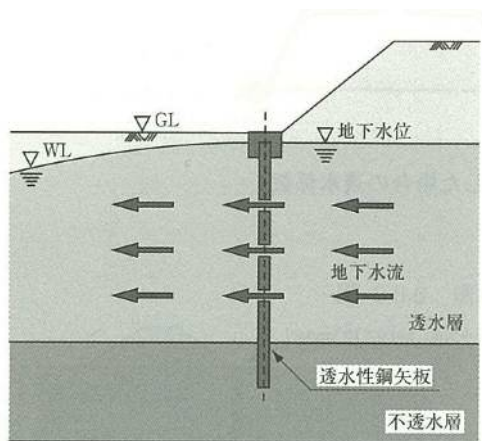
P_{KO} : 静止土圧 ($K_o = 1 - \sin \phi$ として求めてよい) (kN/m²)

ϕ : 中詰土の内部摩擦角 (°)

1-6 透水性鋼矢板の設計 [鋼矢板 設計から施工まで] 一部編集

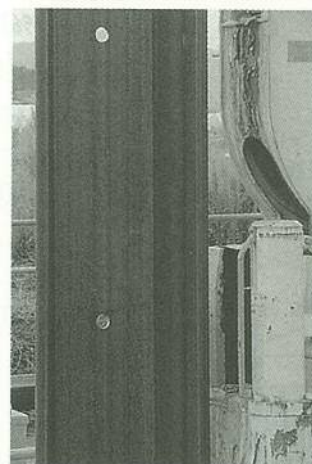
(1) 透水性鋼矢板とは

自然な水循環の観点から護岸部に透水性を確保する必要がある場所では、鋼矢板のウェブに透水用の小さな孔を設けることによって透水機能を付加し、図 1-6-1 のように自然の浸透状態に近づけることができる。この孔を設けた鋼矢板を、透水性鋼矢板(図 1-6-2)と呼ぶ。



[鋼矢板 設計から施工まで]

図 1-6-1 透水性鋼矢板を使用した場合の地下水流



[鋼矢板 設計から施工まで]

図 1-6-2 透水性鋼矢板

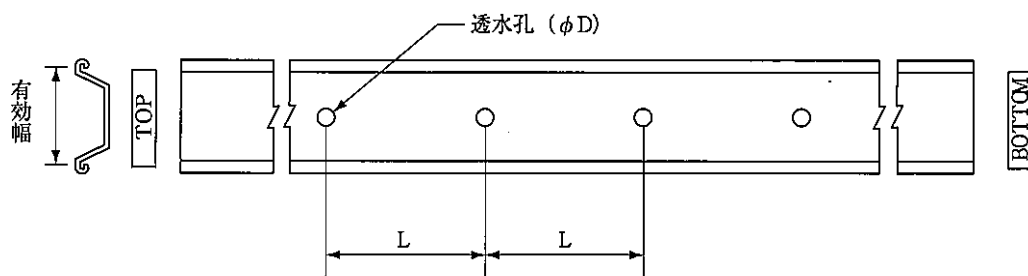
(2) 透水孔の配置

透水孔の配置は、地盤条件や使用条件に基づいて設定する。例として、孔間隔 L を 1m に固定し、鋼矢板壁の投影面積当たりの開孔率 α が 0.5% 以上となるように、透水孔を配置したものを表 1-6-1、図 1-6-3 に示す。

表 1-6-1 透水孔の設計例

有効幅(mm)	孔径(mm)	孔間隔(mm)	開孔率 α (%)
600	65	1000	0.55
500	60	1000	0.57
900	80	1000	0.56

[鋼矢板 設計から施工まで]

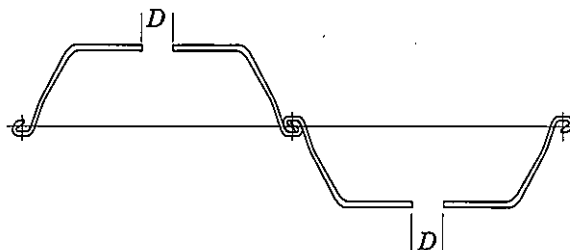


[鋼矢板 設計から施工まで]

図 1-6-3 透水孔の配置

(3) 透水性鋼矢板の断面性能

透水性鋼矢板を用いて設計する場合、図 1-6-4 に示すように断面欠損があるため、断面係数および断面二次モーメントの低減を考慮する必要がある。



〔鋼矢板 設計から施工まで〕

図1-6-4 透水孔がある部分の断面

(4) 応力度の照査

最大曲げモーメントは必ずしも透水孔位置で生じるとは限らないが、安全側となる断面欠損を考慮した断面係数を用いて応力照査を行う。なお、発生応力が大きい場合には、応力集中に対する確認が必要である。

$$\sigma = \frac{|M_{\max}|}{Z'}$$

ここに、 σ : 応力度 (N/mm²)

$M_{\max}$: 最大曲げモーメント (N・mm/m)

Z' : 欠損断面の断面係数 (mm³/m)

欠損断面の断面係数は、以下の式により算出する。

$$Z' = Z - Z_D$$

ここに、 Z : 鋼矢板の断面係数 (mm³/m)

Z_D : 欠損断面係数 (mm³/m)

$$Z_D = \frac{\frac{Dt^3}{12} + Dt\left(h - \frac{t}{2}\right)^2}{Bh}$$

ここに、 D : 孔径 (mm)

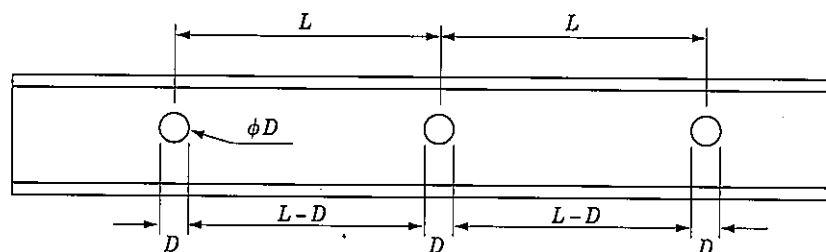
t : 鋼矢板のウェブ厚さ (mm)

h : 鋼矢板の有効高さ (mm)

B : 鋼矢板の有効幅 (m)

(5) 変位の照査

変位を照査する場合に必要な断面二次モーメントは全体の曲げ剛性で考える必要があり、図 1-6-5 に示すように孔のある区間は断面欠損を考慮する必要がある。よって、孔のある区間は剛性低下を考慮し、標準断面区間は剛性を 100% 考え、それを比例配分して全体の曲げ剛性を算出する。この際、鋼矢板の断面欠損を全断面均一として以下の式により平均化した断面二次モーメントを算出する。



〔鋼矢板 設計から施工まで〕

図1-6-5 透水孔がある部分の断面

$$\tilde{I} = \frac{(I - I_D)D + I(L - D)}{L}$$

- ここに、 $\tilde{I}$: 平均化した断面二次モーメント (mm^4/m)
 I : 標準断面区間の断面二次モーメント (mm^4/m)
 I_D : 欠損断面二次モーメント (mm^4/m)
 L : 孔の間隔 (mm)

1-7 危機管理型ハード対策

1) 「危機管理型ハード対策」の基本的な考え方

堤防決壊までの時間を少しでも引き延ばすため、越水等による堤防の決壊過程を踏まえ、対策の効果や効率性を考慮し、「天端の保護」と「のり尻の補強」を実施する。

実施する対策は、現状の無対策状態と比較して、それぞれ以下の目的を有する。

「天端の保護」：堤防天端をアスファルトで保護し、堤防への雨水の浸透を抑制するとともに、越水した場合にはのり肩部の崩壊の進行を遅らせることにより、決壊までの時間を少しでも延ばす。

「のり尻の補強」：裏のり尻にブロック等を敷設し、越水した場合には深掘れの進行を遅らせることにより、決壊までの時間を少しでも延ばす。

2) 「危機管理型ハード対策」の施工

危機管理型ハード対策を施工する堤防は、計画断面に対して高さや幅が不足していることから、対策工の施工にあたっては、可能な限り現況断面外に施工することを考慮しつつ、個別河川や背後地の状況等を踏まえ、適切に対応すること。

(1) 天端の保護

①構造

- ・「天端の保護」は、堤防天端をアスファルトで被覆することを基本とする。
- ・被覆は、堤防天端から落ちる水流による洗掘箇所を堤体から遠ざけるためには、被覆幅が広い方が有利であるため、堤防天端全幅を基本とする。
- ・被覆構成は、当該河川で実施されている堤防天端の管理用通路の標準的な構造に準じるものとする。

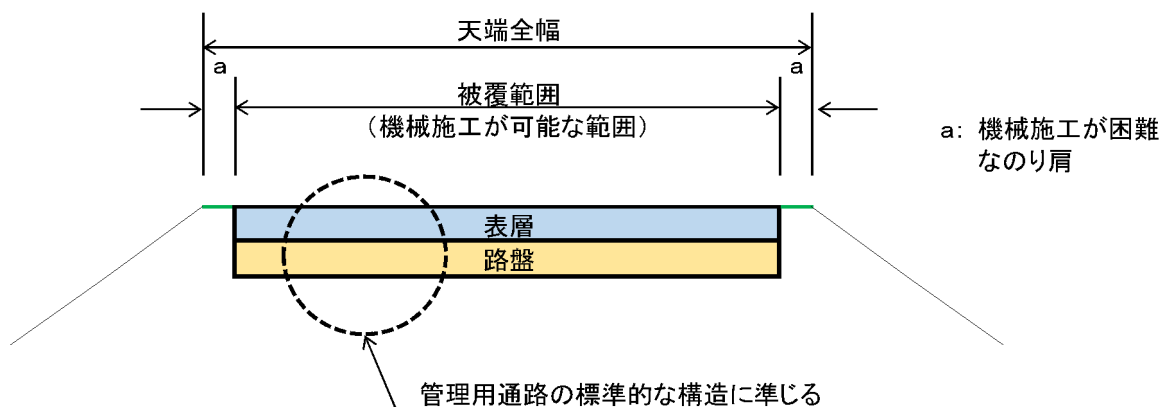


図 1-7-1 「天端の保護」基本構造イメージ図

②施工

- ・天端の機械施工が可能な範囲を被覆することを基本とする。なお、機械施工による被覆範囲が 2m 未満の場合は、越水時の転動を回避するため、可能な限り被覆幅を広くすること。

(2) のり尻の補強

①構造

- ・「のり尻の補強」は、川裏のり面及び平場を合わせて、堤防のり面植生の侵食耐力より強い補強材（コンクリートブロックやかごマット等）で被覆することを基本とする。
- ・のり面は、表面粗度により流速を低減させるため、突起又はくぼみ等を有する補強材により、川裏のり尻から 2m を基本として被覆する。
- ・平場は、越流水を水平方向へ確実に流向変化させるとともに洗掘箇所を堤体から遠ざけるため、川裏のり尻から 1.5m を基本として被覆する。
- ・製品長によりのり長等は変わるため、基本はのり面 2.0m 以上、平場は 1.5m 以上とするが、官民境界まで 1.5m 以下の場合は基礎工＋堤脚水路の設置を基本とする。

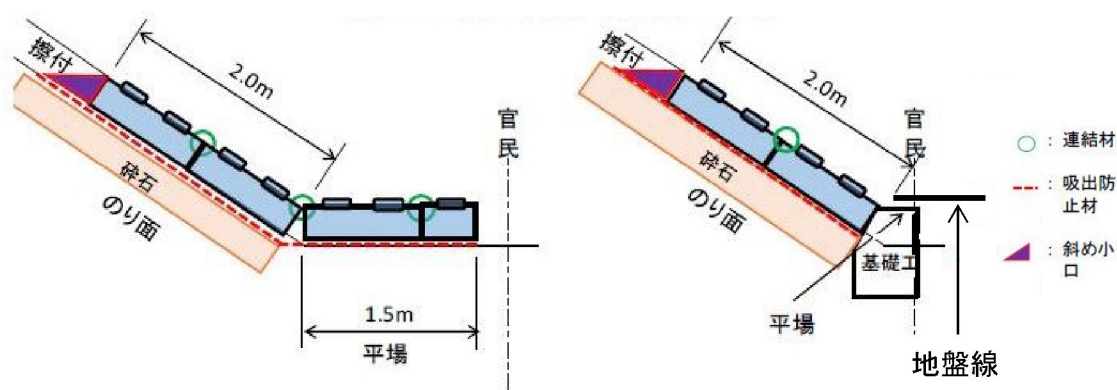


図 1-7-2 「のり尻の補強」基本構造イメージ図

- ・図 1-7-3 のように水路から基礎工までに土工部があるとそこが洗掘される恐れがあるため、基礎工から堤脚水路まではC○等にて被覆するものとする。

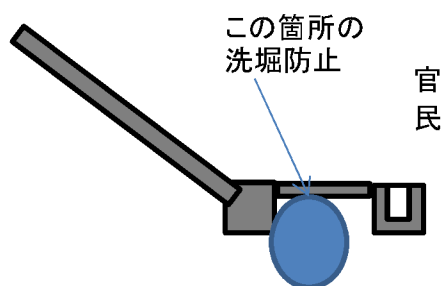


図 1-7-3 洗掘防止のための被覆イメージ図

②施工（共通）

- のり尻の補強材は、縦断と横断の両方向に連結を行うなど群体構造とすることを基本とする。
- 補強材を既設堤防断面内へ埋設する場合は、掘削した堤体土の重量以上とすること。
- 平場の補強範囲直近に水路がある場合は、水路による洗掘増大の恐れがあるため、可能な限り補強幅を広くすること。

- d. 越流水が、のり面植生の根の間隙を流下して補強材上端部に直接当たり、流れの乱れが生じることによって、堤防侵食を助長しないよう、補強材上端部に埋め込む控え厚程度の「斜め小口」を設置すること。(図-1-7-4)

斜め小口は基礎工の小さいもの等二次製品でも良い。

但し斜め小口と補強材とは間詰めか連結を行い、一体性を図るものとする。

※斜め小口の上端は、雨水が滞留することによって小口周辺の堤体土が緩まないように、堤防内側を若干低くし、雨水を砕石部に導くように勾配を設けるように仕上げる。

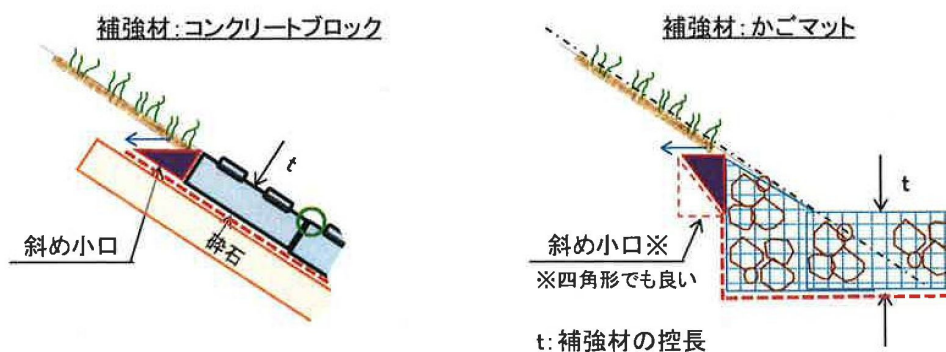


図 1-7-4 「斜め小口」設置イメージ図

- e. のり面部に設置する補強材の突起又はくぼみ（粗度要素）の形状と高さの違いにより、対策前より洗掘が悪化する場合があるため、補強材の選定にあたっては留意すること。(表-1-7-1)

- ・基本は連結構造のコンクリートブロックを使用するものとする。
- ・あくまで堤防未完成区間における堤防決壊までの時間を少しでも遅らせるために設置するもので、完成堤防として整備した際にはブロックは撤去するため、今後備蓄材での利用等も視野に入れる必要が有る。
- ・但し浸透流解析等で排水の必要が有る箇所については、かごマットを使用する。

表 1-7-1 突起又はくぼみ（粗度要素）の形状別の高さの条件

粗度要素の形状	粗度要素の高さ(mm)
菱形	80 以下
矩形	100 以下
棒状	50 以下

注) 上表以外にも、階段工などを用いる場合は平場補強も併せて実施することが望ましい。

- f. のり面補強について、図 1-7-5 のように既設堤防断面内に埋め込み突起部を断面外とすることを基本とする。なお、基礎工についても埋め込むことを基本とする。

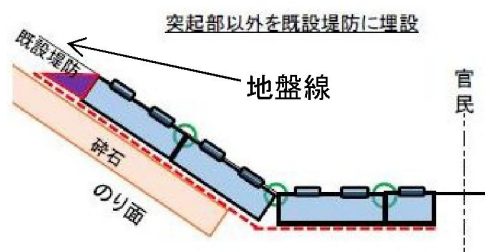


図 1-7-5 「斜め小口」設置イメージ図

- g. 平場の地盤高と補強材（基礎工を含む）との高低差は、越水した流水作用による鉛直方向の侵食を抑制する観点から、可能な限り小さくすることが望ましい。（図 1-7-6）

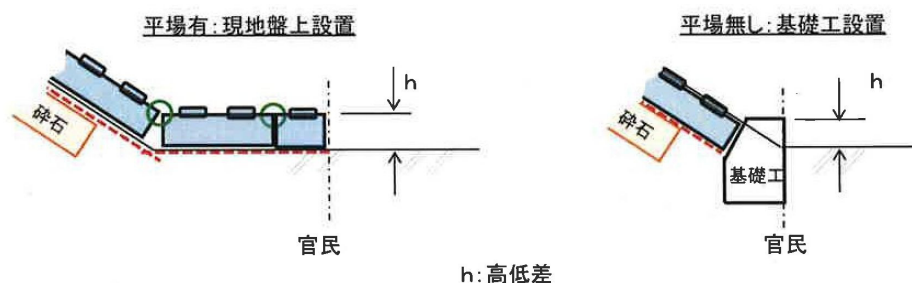


図 1-7-6 補強材と現地盤との高低差イメージ図

- h. のり尻部に設置する基礎工は、越水した流水の流向を確実に水平方向に変換するため、天端幅Bは30cm以上を基本とし、可能な限り広くすること。（図 1-7-7）
- i. のり尻部の洗掘が生じた場合においてものり尻部の耐力を高めるため、基礎工の設置深さHは30cm以上を基本とし、可能な限り深くすること。（図 1-7-7）

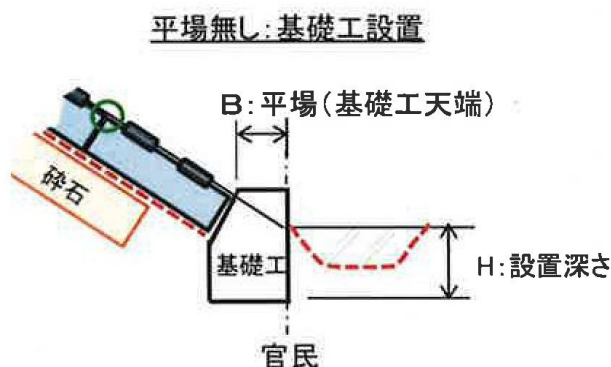


図 1-7-7 基礎工埋設イメージ図

- j. 碎石設置における床掘については、堤防を掘削するため段切りを行い設置後の堤防となじむようにする。特に、床掘の最上端部については堤防のり面の途中になるため、しっかり締め固めないとそこから雨水等が進入する恐れがあるので注意すること。

③施工（コンクリートブロック、張コンクリート、階段工等の遮水性が高い補強材）

- a. 補強工の施工によって、堤防の浸透に対する安全性に悪影響を与えないよう、連結部等に隙間が無いコンクリートブロック、張コンクリート、階段工等の遮水性の高い補強材をのり面に用いる場合は、砕石や吸出防止材、水抜きパイプ等を適切に敷設すること。
- b. 既設堤防に補強材を完全に埋設させて設置すること、及び、覆土を既設堤防に直接擦りつけることは、埋戻土（盛土・覆土）の洗掘が原因となって既設堤防の侵食が先行する可能性があるので実施してはならない。（図 1-7-8） また、出水時における漏水の確認をおこなうため覆土は行わない。（堤防除草も必要としない）

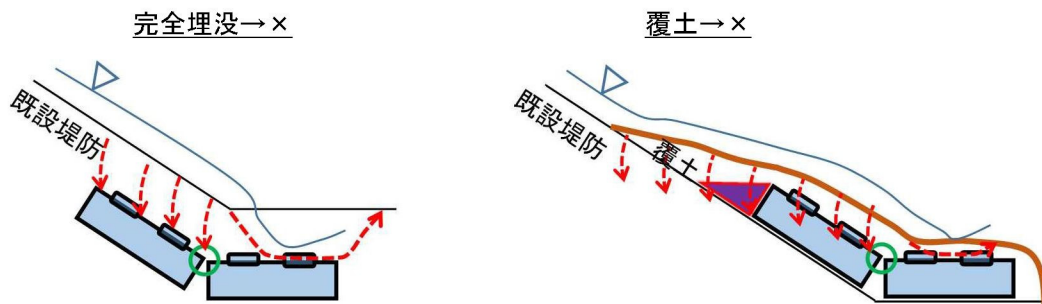


図 1-7-8 覆土による影響概念図

- c. ブロック連結部については、堤防内からの排水を考慮しているため無処理とするが、ドレーン等排水施設を設置する場合はかごマット等の選定も検討する。

④施工（かごマット）

- a. のり面と平行に斜め方向でかごマット等を敷設する場合は、勾配やかご構造（厚さ、中詰石の粒径）によっては、越流水により中詰石が移動する可能性があるため留意すること。
- b. 堤体とかごマットの接続端部においては、かご等の変形により堤体土にゆるみが生じないように留意すること。（図 1-7-9）

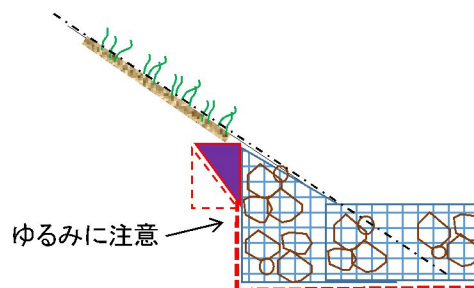


図 1-7-9 かごマット設置イメージ図

○参考文献

基準等の略称	参考文献	年月	監修・編集・発行等
耐震性能照査指針（Ⅲ）	河川構造物の耐震性能照査指針・解説 －Ⅲ. 自立式構造の特殊堤編－	H24.2	国土交通省
構造検討の手引き	河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）	H24.2	(財)国土技術研究センター
河川土工マニュアル 鋼矢板	河川土工マニュアル	H21.4	(財)国土技術研究センター
設計から施工まで	鋼矢板 設計から施工まで 2014	H26.10	(社)鋼管杭・鋼矢板技術協会
護岸・根固ガイドライン	護岸・根固工の設計ガイドライン	H6.12	(財)国土技術研究センター
土木工学ハンドブック	第四版 土木工学ハンドブック	H 1 .11	(社)土木学会
仮設工指針	道路土工 仮設構造物工指針	H11.3	(社)日本道路協会
土工要綱	道路土工要綱	H21.6	(社)日本道路協会
土質試験の方法と解説	土質試験の方法と解説 第一回改訂版	H16.8	(社)地盤工学会