

第7章 擁壁

第7章 擁 壁

7.1 分類	1-7-1
7.2 設計計画	1-7-2
7.2.1 基本方針	1-7-2
7.2.2 調査および検討事項	1-7-3
7.2.3 構造形式の選定	1-7-4
7.3 設計に関する一般事項	1-7-5
7.3.1 設計の基本	1-7-5
7.3.2 擁壁の要求性能	1-7-6
7.4 荷 重	1-7-8
7.4.1 荷重の種類	1-7-8
7.4.2 自重	1-7-8
7.4.3 載荷重	1-7-8
7.4.4 土圧	1-7-9
7.4.5 地震の影響	1-7-13
7.4.6 水圧	1-7-15
7.4.7 浮力	1-7-15
7.4.8 雪荷重	1-7-15
7.4.9 風荷重	1-7-16
7.4.10 衝突荷重	1-7-17
7.4.11 荷重の組み合わせと許容応力度の割り増し	1-7-18
7.5 安定に対する検討	1-7-19
7.6 ブロック積(石積)擁壁	1-7-20
7.7 片持ちばり式擁壁	1-7-21
7.8 基礎工	1-7-22
7.9 擁壁背面排水工	1-7-23
7.10 擁壁の構造細目	1-7-24
7.11 塩害に対する検討	1-7-27
7.12 U型擁壁	1-7-28
7.12.1 分類	1-7-28
7.12.2 設計計画	1-7-28
7.12.3 荷重	1-7-31
7.12.4 基礎工の設計	1-7-32
7.12.5 構造解析	1-7-33
7.12.6 構造細目	1-7-34
7.13 補強土擁壁	1-7-36
7.13.1 設計一般	1-7-36
7.13.2 構造細目	1-7-39
7.13.3 補強土施工・適用上の留意点	1-7-41
7.14 海岸擁壁	1-7-43
7.14.1 全般	1-7-43
7.14.2 荷重	1-7-43
7.14.3 波返し工	1-7-45
7.14.4 躯体形状	1-7-46
7.14.5 構造細目	1-7-47
7.15 維持管理	1-7-48

第7章 擁 壁

7.1 分 類

擁壁は、主要部材の材料や形状、力学的な安定のメカニズム、設計方法の相違などにより、コンクリート擁壁、補強土擁壁、軽量材を用いた擁壁、その他の特殊な擁壁に大別される。

【解 説】

擁壁としては、重力式擁壁、片持ちばり式擁壁などの形式が広く用いられている。また、最近では裏込め土中に鋼材や高分子製の補強材を敷き込み、土留め壁の安定確保する補強土擁壁をはじめ新しい擁壁が開発され、一定の条件下においては、経済性、景観あるいは施工性の面で優れた特性を示し、計画、設計、施工を的確に行えば信頼性の面からも十分に道路擁壁として用いることができる。

擁壁の分類を図7.1.1に示す。新しい形式の擁壁の採用に当たっては、現場の条件を十分考慮し、使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、施工品質の確保、維持管理の確実性及び容易さ、環境との調和並びに経済性などについて吟味することが必要である。

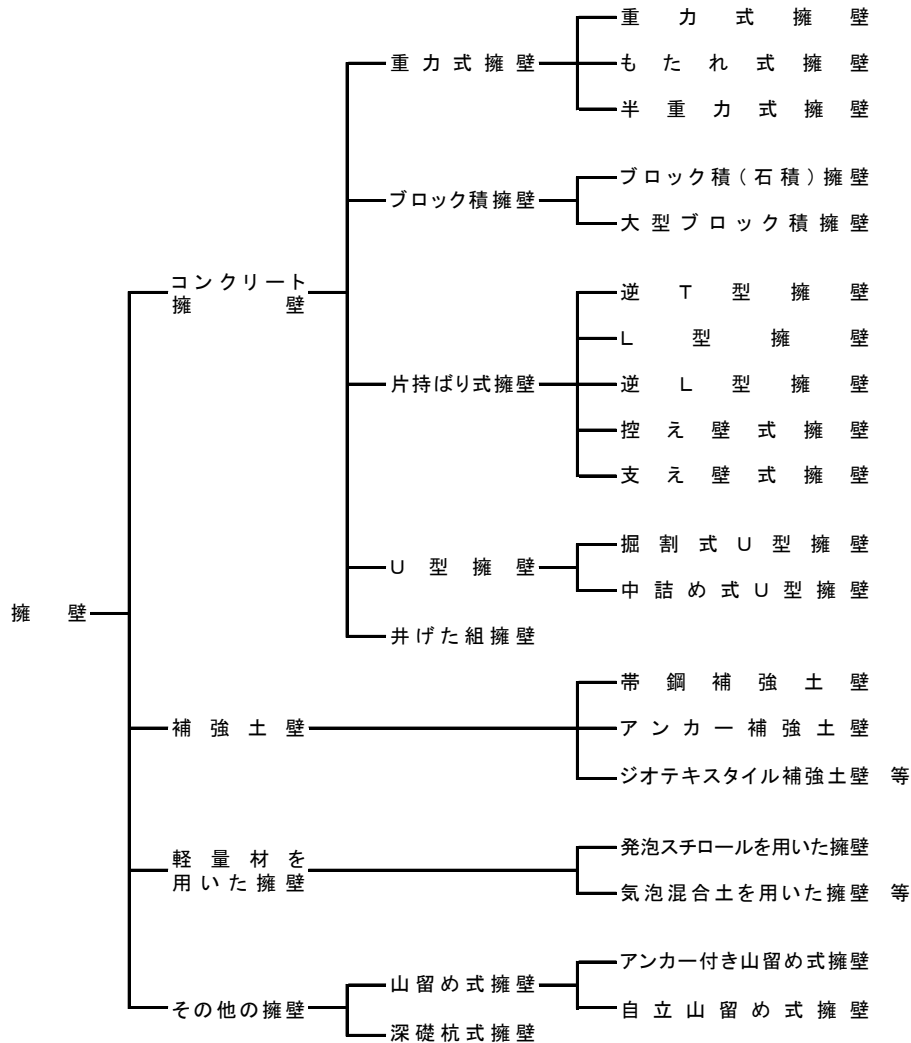


図7.1.1 擁壁の分類

7.2 設計計画

7.2.1 基本方針

擁壁の計画は、擁壁の必要性を明確にした上で、道路の全体計画、道路設計とあわせて検討し、設計・施工・維持管理に適し、十分な安定性・防災性を有し、また良好な景観を保ち、かつ経済性に有利となるよう行う。

【解 説】

擁壁の構造形式や基礎形式は、設置高、地形あるいは地盤条件などにより異なるため、次の事項について調査、検討を行い計画・設計を進める。

設置の必要性

設置箇所の地形、地質、土質

周辺構造物との相互影響

施工条件

要求性能（安定性・防災性・耐久性）

景観への配慮

経済性

擁壁を計画する場合の一般的な手順を図7.2.1に示す。

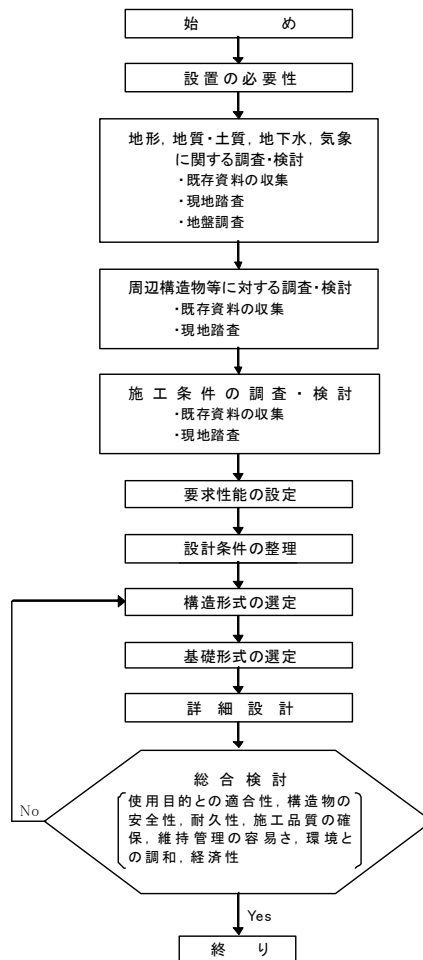


図7.2.1 擁壁計画・調査・設計の一般的な流れ

7.2.2 調査および検討事項

擁壁の構造形式の選定に当たっては、各構造形式の特徴を十分理解した上で、設置箇所の地形、地質、土質、施工条件、周辺構造物や地震・豪雨などの自然災害による影響、維持管理の方法を総合的に検討し、適切な構造形式を選定する。

【解説】

- (1) 擁壁の構造形式や基礎形式は、設置される位置の地形、地質、および土質の影響を大きく受けるので、下記の事項について検討する。
 - 1) 表層の性状および傾斜
 - 2) 支持地盤の位置や傾斜、支持力および背面の盛土荷重による地盤の安定
 - 3) 盛土、裏込め土の性質(土の分類、単位体積重量、せん断抵抗角など)
 - 4) 地盤の変形特性(圧密沈下、地震時の液状化など)
 - 5) 地下水の有無、水位、湧水の位置と水量及び凍上の有無
 - 6) 降雨強度、気温(凍上の有無)等の気象条件

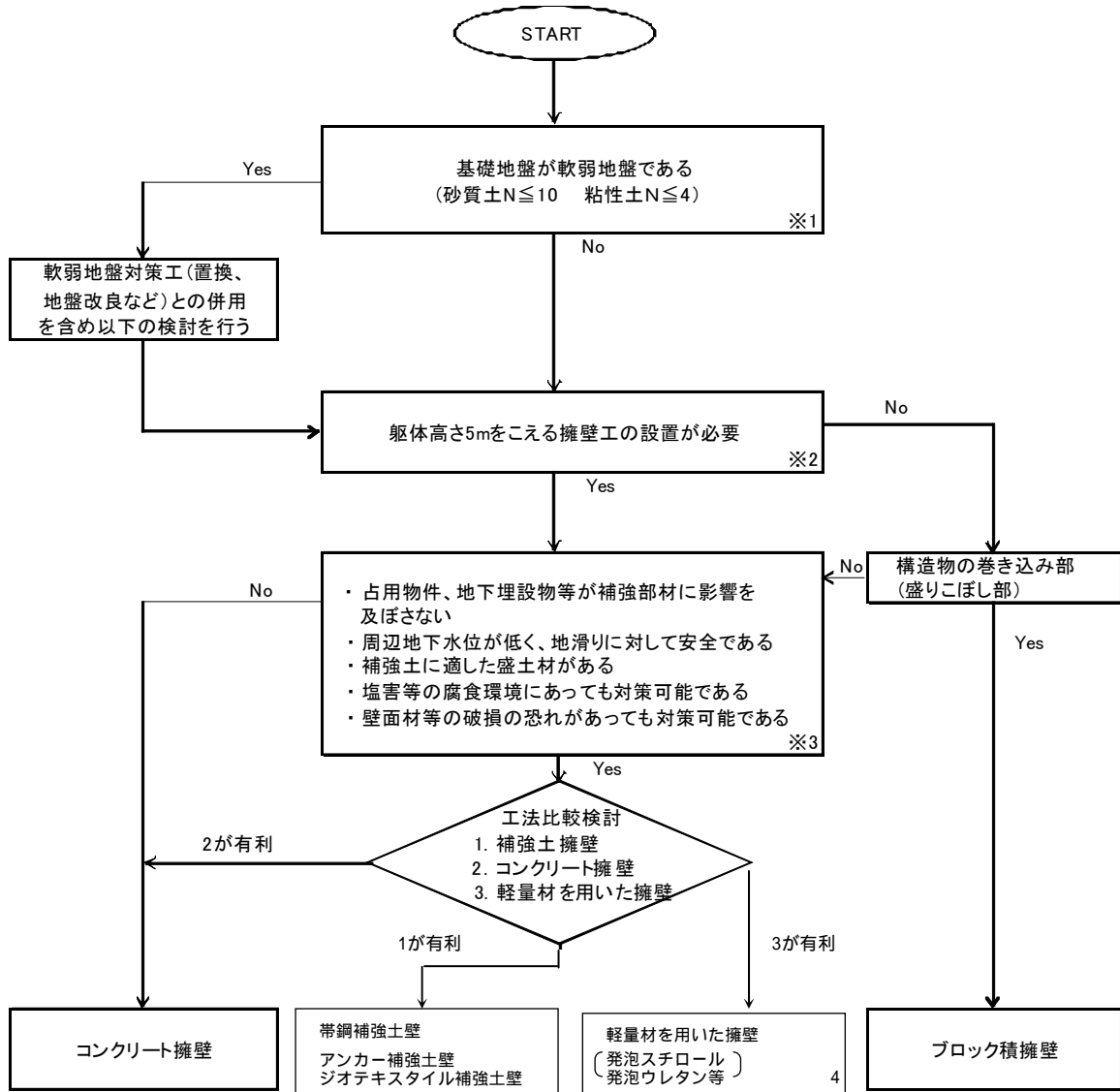
- (2) 既設あるいは同時施工の構造物に隣接して擁壁を設置する場合は、相互影響調査として、下記の事項について検討する。
 - 1) 基礎の根入れ長
 - 2) 基礎形式
 - 3) 荷重の相互影響
 - 4) 景観への配慮
 - 5) 特性並びに維持管理の方法

- (3) 施工の安全性、確実性などに十分配慮した設計を行うには、下記の事項について検討する。
 - 1) 既設構造物の調査および埋設物の調査と施工上の制約条件
 - 2) 施工中ののり面の安定
 - 3) 施工中の仮排水
 - 4) 作業空間
 - 5) 資材の搬入、輸送、仮置き方法
 - 6) 騒音、振動などの規制状況
 - 7) 施工時期、工程、使用機械

- (4) 土質調査は、想定される擁壁の形式に応じて、土圧、基礎の支持力計算、安定の検討、圧密沈下の検討に必要な設計定数を求める調査および液状化判定の調査などを行う。土質調査の試験項目と求める諸定数は、「道路土工 擁壁工指針」を参照のこと。

7.2.3 構造形式の選定

構造形式の選定は、図7.2.2擁壁工選定フローを参考に現地条件を総合的に判断し決定する。



1 N値に関しては基礎地盤としての可否の限界を示したのではなく、軟弱地盤としての目安を示している。設計では、擁壁の形式、重要度、規模に応じて軟弱地盤の判定、支持層の選定について十分な検討を行うこと。

2 巻き込み部については、法勾配1:1.5、構造物のウイング長は最大8m(橋台でパラレルウイングの場合は6m)とし、腰止め擁壁の検討も行うこと。

3 盛土材については、マニュアルに定める調査・試験を行い、現地材料を適用することの可否の判断、鋼の腐食に対する安全性の確認を行う。

また、盛土体内外の排水対策を慎重に考慮するとともに、集水地形などで盛土材の強度低下の生ずる恐れがある場合は、採用の可否を十分検討する。

4 地すべり頭部や軟弱地盤で荷重の軽減が必要な場合に採用を検討する。

図7.2.2 擁壁工選定フロー

7.3 設計に関する一般事項

7.3.1 設計の基本

- (1) 擁壁の設計に当たっては、使用目的との適合性、構造物の安全性、耐久性、施工品質の確保、維持管理の容易さ、環境との調和、経済性を考慮する。
- (2) 擁壁の設計に当たっては、原則として想定する作用及びこれらの組合せに対して要求性能を設定し、それを満足することを照査する。
- (3) 擁壁の設計は、論理的な妥当性を有する方法や実験等による検証がなされた手法、これまでの経験・実績から妥当とみなせる手法等、適切な知見に基づいて行うものとする。

【解説】

(1) 設計における留意事項

擁壁の設計に当たっては「7.2.1 基本方針」に示した擁壁工における留意事項を十分に考慮するものとする。

(2) 要求性能と照査

擁壁の設計に当たっては、使用目的との適合性、構造物の安全性について、「想定する作用」に対して安全性、供用性、修復性の観点から要求性能を設定し、擁壁がそれらの要求性能を満足することを照査する。要求性能は、擁壁工指針を参考に、適切に設定する。

(3) 設計手法

性能設計は、要求する事項を満足する範囲で、従来の方法によらない解析手法、設計方法、材料、構造等を採用する際の基本的な考え方を示すものであり、要求する事項を満足するか否かの判断が必要となる。その判断は、論理的な妥当性を有する方法や実験等による検証がなされた手法、これまでの経験・実績から妥当とみなせる手法等、適切な知見に基づいて行うことを基本とする。

従来から多数構築されてきた構造形式の擁壁については、慣用的に使用されてきた設計方法・施工方法があり、長年の経験の蓄積により、所定の規模の範囲内であれば一定の性能を確保するとみなすことができる。性能照査を行う場合の想定する作用・要求性能ならびに限界状態等については擁壁工指針を参考とする。

7.3.2 擁壁の要求性能

- (1) 擁壁の設計に当たっては、使用目的との適合性、構造物の安全性について、安全性、供用性、修復性の観点から、次の(2)～(4)に従って要求性能を設定することを基本とする。
- (2) 擁壁の要求性能は、以下を基本とする。
- 性能1：擁壁が健全である、又は、擁壁は損傷するが、当該擁壁の存する区間の道路としての機能に支障を及ぼさない性能
- 性能2：擁壁の損傷が限定的なものにとどまり、当該擁壁の存する区間の道路の機能の一部に支障を及ぼすが、すみやかに回復できる性能
- 性能3：擁壁の損傷が、当該擁壁の存する区間の道路の機能に支障を及ぼすが、当該支障が致命的なものとならない性能
- (3) 擁壁の重要度の区分は、以下を基本とする。
- 重要度1：下記(ア)、(イ)に示す擁壁
- (ア) 下記に掲げる道路に存する擁壁のうち、当該道路の機能への影響が著しいもの
- ・ 高速自動車国道、都市高速道路、指定都市高速道路、本州四国連絡高速道路及び一般国道
 - ・ 都道府県道及び市町村道のうち、地域の防災計画上の位置づけや利用状況等に鑑みて、特に重要な道路
- (イ) 損傷すると隣接する施設に著しい影響を与える擁壁
- 重要度2：(ア)及び(イ)以外の擁壁
- (4) 擁壁の要求性能は、想定する作用及びこれらの組合せと擁壁の重要度に応じて、上記(2)に示す要求性能の水準から適切に選定する。

【解 説】

擁壁の要求性能

擁壁の設計で考慮する要求性能は、「想定する作用及びこれらの組合せ」と擁壁の重要度に応じて、表7.3.1を目安にして設定する。

なお、本設計要領に準じて設計を行えば、常時・降雨の作用（性能1）を満たすものとする。

また、北海道開発局管内の国道については「重要度1」の区分とする。

表7.3.1 国道における擁壁の要求性能の例

作用		要求性能
常時の作用		性能1
降雨の作用		性能1
地震動の作用	レベル1地震動	性能1
	レベル2地震動	性能2

表7.3.2 擁壁の要求性能イメージ

性能	損傷イメージ
<p>性能1</p> <p>擁壁が健全である、又は、擁壁は損傷するが、当該擁壁の存する区間の道路としての機能に支障を及ぼさない性能</p>	<p>損傷イメージは、第8章カルバートを参照</p>
<p>性能2</p> <p>擁壁の損傷が限定的なものにとどまり、当該擁壁の存する区間の道路の機能の一部に支障を及ぼすが、すみやかに回復できる性能</p>	<p>損傷イメージは、第8章カルバートを参照</p>
<p>性能3（参考）</p> <p>擁壁の損傷が、当該擁壁の存する区間の道路の機能に支障を及ぼすが、当該支障が致命的なものとならない性能</p>	<p>損傷イメージは、第8章カルバートを参照</p>

7.4 荷重

7.4.1 荷重の種類

擁壁の設計には、自重、載荷重、土圧、地震の影響、水圧(浮力)、雪荷重、風荷重、衝突荷重などのうち、設置箇所の諸条件や構造形式により適宜考慮する。

7.4.2 自重

設計に用いる自重は、躯体重量の他、逆T型、L型擁壁などの場合はかかと版の載荷土を躯体の一部と見なし考慮する。

逆T型擁壁などのつま先版上の土砂は、有無の影響について検討する。

【解 説】

つま先版上の土砂は、通常、転倒および支持に対して不利となり、滑動に対しては無視するのが不利となる。

表7.4.1 コンクリートの単位体積重量 (kN/m³)

鉄筋コンクリート	24.5
コンクリート	23.0

土の単位体積重量は、土質試験結果によるのが望ましいが、高さ8m以下の擁壁では、表7.4.2の値を用いてもよい。

表7.4.2 土の単位体積重量(kN/m³)

地 盤	土 質	緩いもの	密なもの
自然地盤	砂および砂礫	18	20
	砂 質 土	17	19
	粘 性 土	14	18
盛 土	砂および砂礫	20	
	砂 質 土	19	
	粘性土(ただしWL<50%)	18	

注) 地下水位以下にある土の単位体積重量は、それぞれ表中の値から9kN/m³を差し引いた値としてよい。

7.4.3 載荷重

活荷重が作用する場合には、一般に、 $q = 10\text{kN/m}^2$ を最も不利な状態となるように載荷する。

7.4.4 土 圧

土圧には、擁壁の変位に応じて主動土圧、静止土圧、受動土圧の状態があり、構造形式に応じ適切な土圧を用いる。

土圧の算定は、「道路土工 擁壁工指針」による。

【解 説】

(1) 土のせん断定数

一軸圧縮試験によるせん断定数

粘性土の場合、一軸圧縮試験によって粘着力を求める。

$$c = \frac{1}{2}q_u$$

ここに、 c : 粘着力 (kN/m²)

q_u : 一軸圧縮強さ (kN/m²)

三軸圧縮試験によるせん断定数

粘性土、砂質土については、乱さない試料、突き固めた試料をもとに三軸圧縮試験を行い、 c 、 s を求める。

$$s = c + \sigma'_v \tan \phi$$

ここに、 s : せん断強さ (kN/m²)

σ'_v : せん断面に作用する全垂直応力 (kN/m²)

c : 土の粘着力 (kN/m²)

ϕ : 土のせん断抵抗角 (°)

標準貫入試験によるN値から推定するせん断定数

標準貫入試験によるN値から下記の式によって、経験的に推定した値を用いてもよい。

粘性土の粘着力 c

$$c = 6N \sim 10N \quad (\text{kN/m}^2)$$

砂質土のせん断抵抗角

$$= 4.8 \log N_1 + 21 \quad \text{ただし } N_1 > 5$$

$$N_1 = 170N / (\sigma'_v + 70)$$

$$\sigma'_v = \gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2} (x - h_w)$$

ここに c : 粘着力 (kN/m²)

s : せん断抵抗角 (°)

σ'_v : 標準貫入試験を実施した地点の有効上載圧 (kN/m²)

N_1 : 有効上載圧100kN/m²相当に換算したN値。ただし、原位置の σ'_v が $\sigma'_v < 50 \text{ kN/m}^2$ である場合には、 $\sigma'_v = 50 \text{ kN/m}^2$ とする。

N : 標準貫入試験から得られるN値

γ_{t1} : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)

γ_{t2} : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量 (kN/m³)

x : 標準貫入試験を実施した地点の原地盤面からの深さ (m)

h_w : 地下水位の深さ

土質分類別に推定したせん断定数
 高さ 8 m 以下の擁壁で土質試験を行うことが困難な場合は、経験的に推定した表 7.4.3 の値を用いてもよい。

表 7.4.3 裏込め土のせん断定数

裏込め土の種類	せん断抵抗角(°)	粘着力(c)注2)
礫質土注1)	35°	
砂質土	30°	
粘性土(ただしWL < 50%)	25°	

注1)きれいな砂は礫質土の値を用いてもよい。

注2)土質定数をこの表から推定する場合、粘着力cを無視する。

(2) 土圧作用面と壁面摩擦角

表 7.4.4 主動土圧の算定壁面摩擦係数

擁壁の種類	検討項目	土圧作用面の状態	壁面摩擦角	
			常時(°)	地震時(°)
重力式擁壁等	擁壁自体の安定性 部材の安全性	土とコンクリート	2/3	/2
片持ばり式擁壁等	擁壁自体の安定性	土と土	注1)	$\tan \epsilon = \frac{\sin \delta \cdot \sin(\alpha - \delta)}{1 - \sin \delta \cdot \cos(\alpha + \delta)}$ 注2
	部材の安全性	土とコンクリート	2/3	/2

注1) 土圧作用面の状態が土と土の場合は、壁面摩擦角に代って仮想のり面傾斜角 δ' (土圧作用方向)を用いるものとする。ただし $\delta' > \delta$ のときは $\delta' = \delta$ とする。

注2) (7)参照

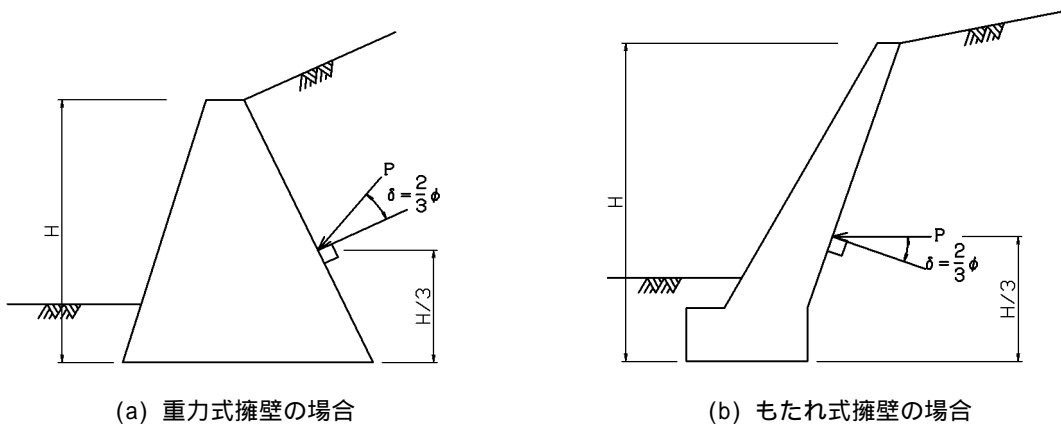


図 7.4.1 重力式擁壁などの土圧作用面と壁面摩擦角

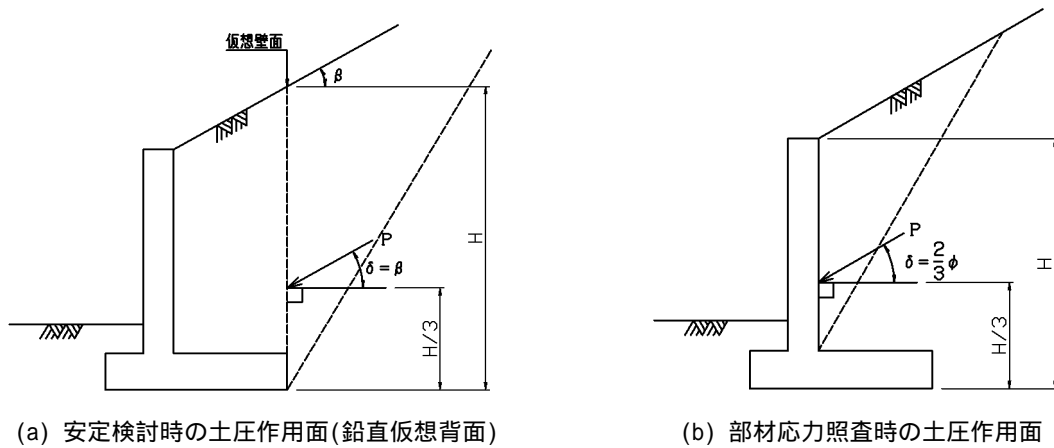


図7.4.2 片持ち式擁壁の土圧作用面と想定すべり線

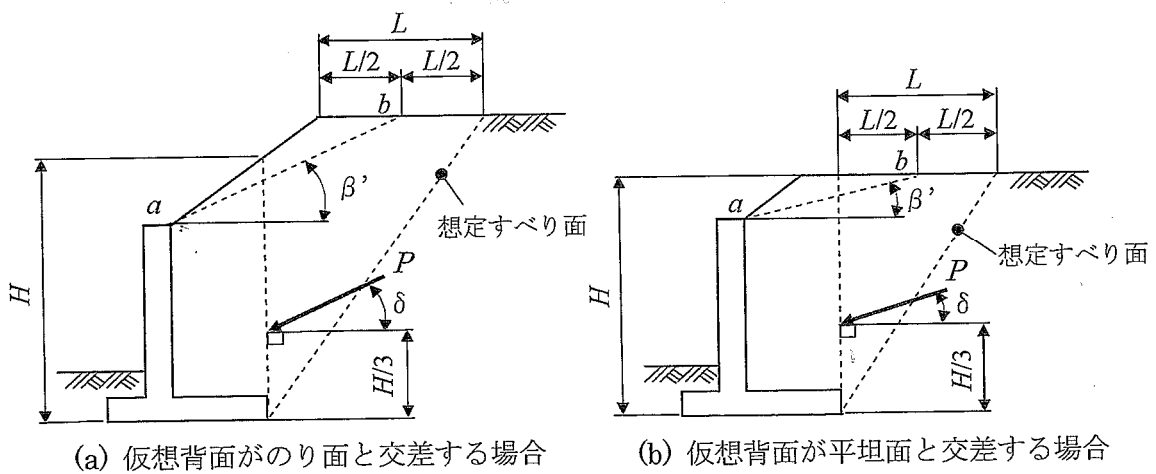


図7.4.3 嵩上げ盛土形状が変化する場合の δ の設定方法

(3) 盛土部擁壁に作用する土圧

試行くさび法により算定する。

作用位置は、土圧分布を三角形と仮定し、分布高さHの1/3とする。

(4) 長大のり面を有する擁壁に作用する土圧

土のせん断抵抗角とのり面勾配が近い場合は、試行くさび法により算出すると過大となる場合がある。

かさ上げ盛土高比(H_1 / H)が1を越える場合でも土圧は、盛土高($H + H_1$)が15mまではかさ上げ盛土高比を1として算出してもよい。

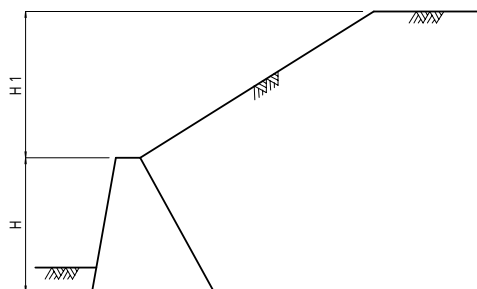


図7.4.4 かさ上げ盛土高

(5) 切土部擁壁に作用する土圧

擁壁の背後に切土面など裏込め土とは異質の境界面が接近している場合は境界面を考慮した切土部擁壁として設計する。

なお、切土面の長期的な安定が確保できない場合は切土面を含んだ全体について土圧を算出する。

(6) 静止土圧

静止土圧係数は、通常の砂質土や粘性土($W L < 50\%$)に対して、 $K_0 = 0.5$ とする。

(7) 地震時土圧

地震時土圧の算定は、試行くさび法において土くさびに水平方向の地震時慣性力を作用させる方法を用いる。

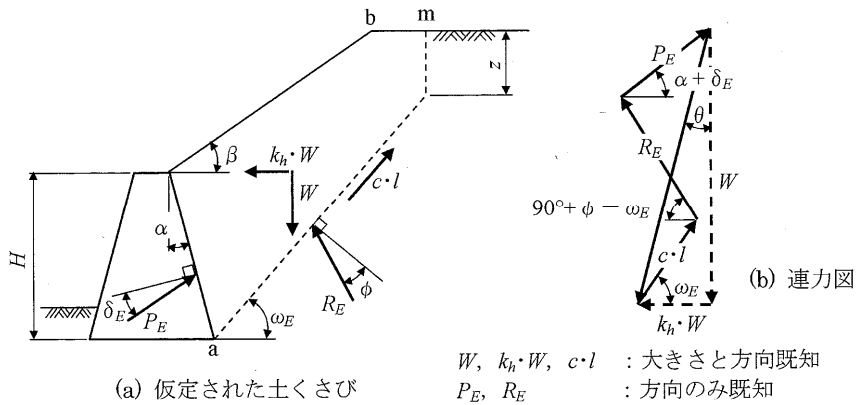


図7.4.5 地震時土圧の算定方法

(8) 地震時の静止土圧

常時土圧として静止土圧を用いる場合の地震時の土圧は、静止土圧からの地震時土圧の増分が主動土圧の地震時の増加分に等しいと考え、次式より算出する。

$$P_{OE} = P_o + (P_{HE} - P_H)$$

ここに、 P_{OE} : 地震時の静止土圧合力 (水平成分)

P_o : 常時の静止土圧合力 (水平成分)

P_{HE} : 地震時の主動土圧合力 (水平成分)

P_H : 常時の主動土圧合力 (水平成分)

7.4.5 地震の影響

地震の影響として、次のものを考慮するものとする。

- (1) 擁壁の自重に起因する地震時慣性力（以下、「慣性力」という）
- (2) 地震時土圧
- (3) 地盤の液状化の影響

擁壁の照査で考慮すべき地震の影響の種類を示したものである。

地盤の液状化の影響は、基礎地盤が砂質土質の場合、地震時に液状化が生じ沈下や変形が生じることがあり、また、U型擁壁等では地盤の液状化に伴う揚圧力が作用することがあるため、考慮する事項として示している。

地震動の作用に対する照査方法としては、静的照査法と動的照査法とがあるが、照査法の特性に応じて地震の影響を適切に考慮する。以下に、地震時の影響の種類についての考え方を示す。

(1) 慣性力

慣性力は水平方向のみ考慮し、一般に鉛直方向の慣性力の影響は考慮しなくてよい。

静的照査法により照査する場合の擁壁の慣性力は、図7.4.6 に示すように擁壁の自重 W に設計水平震度 k_h を乗じたものとし、躯体断面の重心位置 G を通して水平方向に作用させるものとする。設計水平震度の値については、地震動レベル、構造形式、構造物の立地条件に応じて適切に設定する。

動的解析により照査を行う場合には、時刻歴で与えられる入力地震動が必要となり、この場合には、「道路橋示方書・同解析 耐震設計編（平成14年3月）」を参考に、目標とする加速度応答スペクトルに近似したスペクトル特性を有する加速度波形を用いるのがよい。なお、地震動の入力位置を耐震設計上の基盤面とする場合には、地盤の影響を適切に考慮して設計地震動波形を設定する。

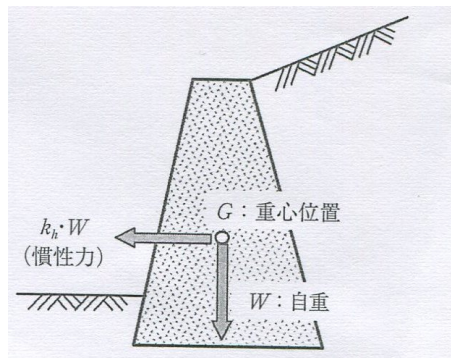


図7.4.6 擁壁の慣性力の考え方

(2) 地震時土圧

地震動の作用に対しては、震度法等の静的照査法に基づき照査を行えばよい。この際、擁壁の自重に起因する慣性力、及び地震時土圧の算定には、式により算出される設計水平震度を用いてよい。

ここに、地域別補正係数の値及び耐震設計上の地盤種別の算出方法については、「道路土工要綱 巻末資料 資料-1」によるものとする。

$$k_h = C_z \cdot k_{ho}$$

ここに、

k_h : 設計水平震度 (小数点以下2けたに丸める)

k_{ho} : 設計水平震度の標準値で、式を求めてよい

C_z : 「道路土工要綱 巻末資料 資料-1」に示す地域別補正係数 (ただし、擁壁の設置地点が地域の境界線上にある場合は、係数の大きい方をとるものとする。)

表7.4.5 設計水平震度の標準値 k_{ho}

	地盤種別		
	種	種	種
レベル1地震動	0.12	0.15	0.18
レベル2地震動	0.16	0.20	0.24

表7.4.6 コンクリート擁壁において静的照査 (震度法) により確保できると見なせる地震時の性能

照査方法 \ 作用する地震動	レベル1	レベル2
) レベル1地震動に対する設計水平震度に対して擁壁工指針 5-3, 5-4に従い擁壁の安定性と部材の安全性を満足する場合	性能1	性能3
) レベル2地震動に対する設計水平震度に対して、5-3及び5-4に従い擁壁の安定性と部材の安全性を満足する場合		性能2
) 高さ8m以下の擁壁で常時の作用に対して、5-3及び5-4に従い擁壁の安定性と部材の安全性を満足する場合	性能2	性能3

(3) 地盤の液状化の影響

基礎地盤で液状化すると判定された砂質土層は、地震時に不安定となる地盤であり、土の強度及び支持力が低下する可能性があると考えられる。液状化が生じると判定された砂質土層については、土質定数を低減させるなど適切に考慮する必要がある。

U型擁壁が地下水位以下に埋設される場合で、U型擁壁が設置される周辺地盤が液状化した場合には、過剰間隙水圧が作用するとともに側壁の土との摩擦抵抗力が低下する可能性がある。したがって、U型擁壁が地下水位以下に埋設される場合で、周辺地盤が液状化する可能性がある場合には、その影響を考慮する必要がある。地盤の液状化の可能性の判定及び土質定数の低減については、「道路土工 - 軟弱地盤対策工指針」によるものとする。

また、軟弱地盤上で地下水位が高い場合には、基礎地盤の置換え土に砂質土を用いると、砂質土が液状化し、擁壁に沈下や変状が生じる場合がある。このため、軟弱地盤で地下水位が高い場合には、置換え砂の安定処理を行うなどの置換え砂に液状化が生じないような処理を施す必要がある。

7.4.6 水圧

水圧は地盤条件や水位の変動等を考慮して適切に設計する。

【解 説】

擁壁の一部または全部に水圧が作用しないことが明らかな場合は、低減あるいは考慮しないことができる。地下水位以下のU型擁壁や河川の水際に設置される擁壁のように壁の前後で水位差を生じるような場合には考慮する。

$$P_w = \gamma_w \cdot h$$

ここに、 P_w : 水面より深さ h における静水圧 (kN/m²)

γ_w : 水の単位体積重量 (9.8kN/m³)

h : 水面からの深さ (m)

7.4.7 浮力

擁壁が河川の水際や地下水以下などに設置される場合は、浮力を考慮する。浮力は、水位変動の著しい箇所においては擁壁に最も不利になるように載荷する。

【解 説】

河川の水際に設置される場合は、浮力の作用面を常時H.W.L、地震時M.W.Lとし、海面に面して設置される場合は、残留水位(R.W.L)とする。

擁壁底面の地盤が粘性土や亀裂の少ない岩盤などの不透水位層の場合でも、経年的な水の浸透などにより浮力が作用する場合がある。このような場合には浮力を考慮するのがよい。

詳細は、「北海道開発局道路設計要領 第3集 橋梁」及び「港湾の施設の技術上の基準・同解説(上巻)」を参照のこと。

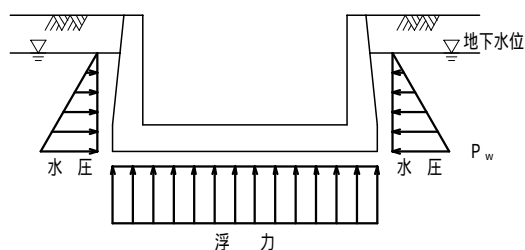


図7.4.7 U型擁壁に作用する水圧および浮力

7.4.8 雪荷重

雪だけが荷重としてかかる場合は、再現期間10年に相当する年最大積雪深による荷重を考慮する。雪の平均単位体積重量は、一般に3.5kN/m³とする。

【解 説】

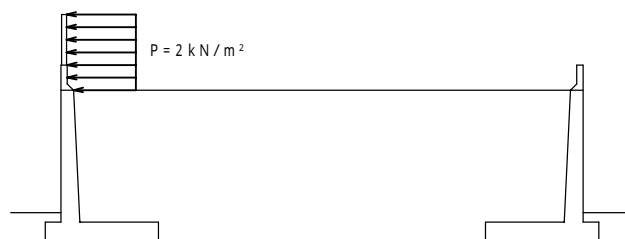
地震との組み合わせを行う場合の雪荷重は、積雪深を1/2とする。

7.4.9 風荷重

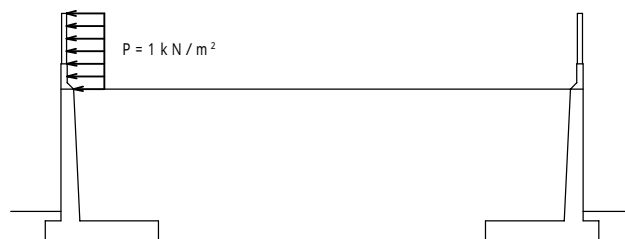
- (1) 擁壁の頂部に高さ5m以下の遮音壁を直接設ける場合は、たて壁の部材設計には遮音壁に作用する風荷重を考慮し、安定計算には考慮しなくてよい。
- (2) 風荷重は、遮音壁の側面に直角に作用する水平荷重とし、載荷方法は図7.4.8による。
- (3) 風荷重は、風上側 2kN/m^2 、風下側 1kN/m^2 とする。

【解 説】

- (1) 高さが2m以下の重力式擁壁などに直接設置する場合や遮音壁の高さが5m以上となる場合は、風荷重により擁壁の安定が左右されることがあるので、安定計算にも考慮する。
- (2) 風上側とは、図7.4.8(a)に示すように遮音壁が道路の片側にのみ設置される場合で、土圧方向と同じ方向に直接作用する場合である。
図7.4.8(b)に示すように遮音壁が道路の両側に設定される場合には風下側の風荷重とする。



(a) 遮音壁が道路の片側に設置される場合



(b) 遮音壁が道路の両側に設置される場合

図7.4.8 風荷重の載荷方法

- (3) 遮音壁以外に作用する風荷重は、形状に応じた適切な値を用いる。

7.4.10 衝突荷重

擁壁の頂部に車両用保護柵などを直接設ける場合は、安定計算およびたて壁の部材設計に衝突荷重を考慮する。

【解 説】

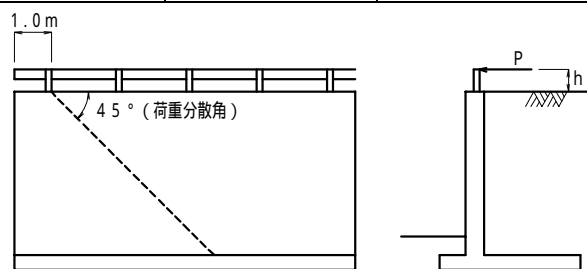
- (1) 衝突荷重は、防護柵の側面に直角に作用する水平荷重とし、擁壁1ブロック当たり1箇所に作用するものとする。
- (2) 衝突荷重の大きさは、防護柵の形式に応じて表7.4.7および表7.4.8のとおりとする。
 安定計算は、衝突荷重を1ブロック全体で受けもつものとして計算を行う。
 たて壁の部材設計における有効幅の考え方は、図7.4.9のとおりとする。
 鉄筋量は全断面にわたって同一としてよい。

表7.4.7 たわみ性防護柵の衝突荷重 (kN)

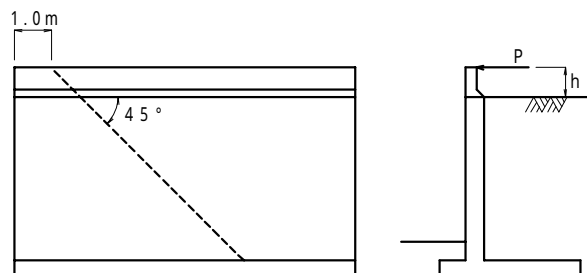
防護柵の種別	衝突荷重P(kN)		擁壁天端からの作用高さH(m)
	砂詰め固定	モルタル固定	
SS, SA, SB	55	60	0.76
SC	50	60	0.6
A	50	60	0.6
B, C	30	40	0.6

表7.4.8 剛性防護柵の衝突荷重 (kN)

防護柵の種別	衝突荷重 P (kN)			路面からの作用高さ h(m)
	単スロープ型	フロリダ型	直壁型	
SS	135	138	170	1.0
SA	86	88	109	1.0
SB	57	58	72	0.9
SC	34	35	43	0.8



(a) 支柱式防護柵



(b) 剛性防護柵

図7.4.9 擁壁に作用する衝突荷重

7.4.11 荷重の組み合わせと許容応力度の割り増し

荷重の組み合わせと許容応力度の割り増しは、表7.4.9による。荷重は、最も不利となる状態に載荷する。

表7.4.9

荷重状態	荷重組み合わせ								割り増し係数
	自重	載荷重	土圧	水圧 (浮力)	雪荷重	風荷重	衝突荷重	地震の影響	
常時									1.00
風荷重時									1.25
衝突荷重時									1.50
地震時					1/2				1.50

7.5 安定に対する検討

(1) 滑動に対する安定

滑動安全率 常時 1.5以上 地震時 1.2以上
尚、風荷重時、衝突荷重時の安定を行う場合は、地震時に準ずる。

(2) 転倒に対する安定

底版中心から作用荷重の合力作用点までの偏心距離(e)は、下記とする。

常時 | e | B/6 B:底版幅

地震時 | e | B/3

尚、風荷重時、衝突荷重時の安定を行う場合は、地震時に準ずる。

(3) 支持地盤の支持力に対する安定

安全率 常時 3以上 地震時 2以上
尚、風荷重時、衝突荷重時の安定を行う場合は、地震時に準ずる。

(4) 全体の安定

軟弱地盤を含む地盤上の擁壁や斜面上の擁壁および長大のり面を有する擁壁などを設ける場合は、個々の擁壁の安定を検討するとともに、地盤の変位や斜面全体の安定についても検討する。

(5) 浮き上がりに対する安定

地下水位の高い箇所に掘割式U型擁壁を有する場合は、浮き上がりに対する安定を確保する。
安全率 常時 1.1以上(側面の摩擦抵抗は無視する)
地震時 1.0以上(液状化しない場合は、側面の摩擦抵抗を考慮してよい)

【解説】

- (1) 擁壁底面と地盤との間の摩擦角 ϕ_B 、付着力 C_B は、「第2集 第4章 構造物基礎工」による。滑動抵抗力 F は、以下の算式で算定する。

$$F = V_0 \cdot \mu + C_B / B'$$

V_0 : 擁壁底面における全鉛直荷重 (kN/m)

μ : 擁壁底面と地盤との間の摩擦係数 ($\mu = \tan \phi_B$ または表7.5.1の値)

ϕ_B : 擁壁底面と地盤との摩擦係数 ($^\circ$)

C_B : 擁壁底面と地盤との付着力 (kN/m²)

B' : 荷重の偏心を考慮した擁壁底面の有効載荷幅 (m) ($B' = B - 2e$)

B : 擁壁底面幅 (m)

E : 擁壁底面の中央から荷重の合力の作用位置までの偏心距離 (m)

表7.5.1 擁壁底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

せん断面の条件	支持地盤の種類	摩擦係数 $\mu = \tan \phi_B$	付着力 C_B
岩または礫とコンクリート	岩盤	0.7	考慮しない
	礫層	0.6	考慮しない
土と基礎のコンクリートの間に 割栗石または砕石を敷く場合	砂質土	0.6	考慮しない
	粘性土	0.5	考慮しない

注) プレキャストコンクリートでは、基礎底面が岩盤であっても摩擦係数は0.6を超えないものとする。

- (2) 地盤の許容支持力は、原位置試験などを行って決定することを原則とする。地盤の許容支持力は、標準貫入試験による N 値、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験などの結果からせん断抵抗角、粘着力 C を用いて「道路橋示方書・同解説 下部構造編」により求めるか平板載荷試験により求める。
- (3) 擁壁背面の盛土の重量により地盤の圧密沈下や地盤の破壊により変位する場合がある。その場合は、擁壁を含む全体のすべりに対する安定の検討を行う。また、擁壁が杭で支持されている場合は、側方流動による影響や地盤の沈下に伴う負の周面摩擦力による影響を「道路橋示方書・同解説 下部構造編」により検討する。

7.6 ブロック積（石積）擁壁

- (1) 通常のブロック積み擁壁は、背面の地山が締っている切土部や比較的良質な裏込め材で十分な締め固めがされる盛り土部等、背面からの土圧が小さい場合に適用できる。復旧がしやすくてもレベル2地震動において、隣接する施設に被害の影響が考えられる場所への適用は避けるべきである。ブロックの控長を35cmのまま大型化した大型ブロック積擁壁は、直高に応じて表7.6.1により定める。基礎部を斜面上に設ける場合ややわらかい粘土に設ける場合には、擁壁底面幅を用いて下記の算式により算定して良い。
- (2) 大型ブロック積擁壁は、表7.6.2を参考に定める。擁壁高さは8m以下を原則とするが、8mを超える場合は地震時の安定性を含め、検討する。
- (3) 多段ブロック積（石積）擁壁は、全体の安定性に問題があるので用いないのを原則とする。
- (4) 構造細目
- 1) コンクリートの設計基準強度は18N/mm²とする。
 - 2) 基礎材厚は、20cmとする。
 - 3) 天端コンクリート厚さは、10cmとする。

$$qv2 = 1.2 \quad V/B \quad qa$$

qv2：基礎コンクリート底面の工法に発生する鉛直地盤反力度(kN/m²)

qa：基礎地盤の許容鉛直支持力度(kN/m²)

V：基礎コンクリート底面における全鉛直荷重(kN/m)

B：基礎コンクリート幅(m)

表7.6.1 直高とのり面勾配の関係(控長35cm以上)

直高(m)		~1.5	1.5~3.0	3.0~5.0	5.0~7.0
のり面 勾配	盛土	1:0.3	1:0.4	1:0.5	/
	切土	1:0.3	1:0.3	1:0.4	
裏込めコンクリート厚(cm)		5	10	15	20

表7.6.2 控長に応じた背面勾配と直高の関係(m)

背面勾配		1:0.3	1:0.4	1:0.5
控長	50cm以上		~3.0	~5.0
	75cm以上	~4.0	~5.0	~7.0
	100cm以上	~5.0	~7.0	~8.0

注) 上表は、嵩上げ盛土高が直高の1/2程度以下まで適用できる。

7.7 片持ちばり式擁壁

- (1) 躯体の形状は、施工性を考慮し、以下のようにするのが望ましい。
 - 1) たて壁は等厚とする。ただし、歩道に面する場合は、2%程度以上の勾配をつけるのが望ましい。
 - 2) 底版上面は水平とする。
 - 3) たて壁および底版の最小厚は、40cmとする。部材厚・擁壁高は、10cm単位、底版幅は50cm単位とする。
- (2) たて壁の設計は、底版との結合部を固定端とする片持ちばりとして行う。主動土圧の鉛直成分およびたて壁自重は無視してよい。
- (3) つま先版の設計は、たて壁との結合部を固定端とする片持ちばりとして行う。部材力は、つま先版上部の土の重量は無視してよい。部材設計の照査位置は、曲げモーメントに対してはたて壁の基部、せん断力に対しては図7.7.1のとおり、たて壁前面から底版厚さの1/2離れた位置とする。
- (4) かかと版の設計は、たて壁との結合部を固定端とする片持ちばりとして行う。かかと版つけ根の曲げモーメントがたて壁付け根の曲げモーメントより大きくなる場合は、かかと版の設計にはたて壁つけ根の曲げモーメントを用いる。
- (5) せん断力が作用するコンクリート部材では、部材の有効高を考慮したせん断力が許容値以下であることを照査する。底版のせん断力に対する照査は、せん断スパン比の影響を考慮して照査する。
- (6) 構造細目
 - 1) 引張鉄筋は、最小D13ピッチ250mm、最大D32ピッチ125mmを標準とする。
 - 2) 圧縮鉄筋は、引張鉄筋の1/6以上とする。(最小D13ピッチ 250mm)
 - 3) たて壁主筋の断面変化は行わない。
 - 4) 配力鉄筋は、主鉄筋の1/6以上とし、主筋の外側に配置する。
 - 5) 底版の下側鉄筋は応力度に特に必要がない限り、つま先版とかかと版の鉄筋を統一し、原則として断面変化は行わない。
 - 6) たて壁前面には、乾燥収縮および温度変化によるひび割れを防ぐため、たて壁1mあたり 5cm^2 以上の鉄筋を中心間隔30cm以下に水平方向に配置する。

【解説】

擁壁の設計にあたっては、土木構造物設計ガイドライン 土木構造物設計マニュアル(案)[土木構造物・橋梁編] 土木構造物設計マニュアル(案)に係わる設計・施工の手引き(案)[ボックスカルバート・擁壁編](全日本建設技術協会 平成11年11月)、[道路土工 擁壁工指針](日本道路協会 平成24年7月)を参照のこと。

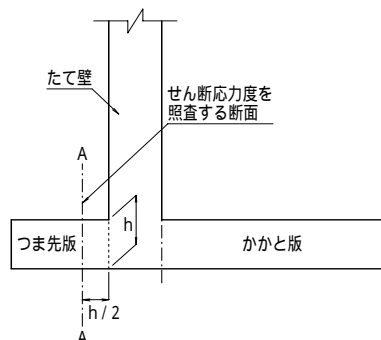


図7.7.1 底版のせん断照査位置

表7.7.1 せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の割増し係数

a/d	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5
c_{dc}	6.4	4.0	2.5	1.6	1.0

(1) 主鉄筋の鉄筋径と配筋間隔は、表7.7.2の組合せを標準とする。

表7.7.2 主鉄筋の鉄筋径と配筋間隔の組合せ

配筋間隔 \ 径	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32
125mm							
250mm							

鉄筋本数の低減を目的とし、応力度や鉄筋の定着などに支障のない限り配筋間隔を250mmとすることが望ましい。

D29、D32の鉄筋を部材厚400mm・500mmに対して使用した場合、定着部での配筋に不都合が発生し、部材厚を必要以上に厚くしなければならないため、部材厚400mm、500mmに対しては使用しない。

(2) 主鉄筋と配力鉄筋の関係は、表7.7.3の組合せを標準とする。

表7.7.3 主鉄筋の配力鉄筋の組合せ

配筋間隔 \ 径	D13	D16	D19	D22	D25	D29	D32	D22	D25	D29	D32
	250mm						125mm				
D13ctc250mm											
D16ctc250mm											
D19ctc250mm											

圧縮鉄筋および配力鉄筋などの部材設計から算出できない鉄筋については、引張側主鉄筋または軸方向鉄筋の1/6以上の鉄筋量を配置するものとして標準化したものである。

7.8 基礎工

(1) 基礎の根入れ深さ

- 1) 直接基礎の根入れ深さは、原則として0.5m以上とし、基礎下面は凍結の影響を受けない深さとして設計期間10年の置換厚以上とする。
- 2) 底版を有する形式の擁壁は、底版厚さ+0.5m以上とする。
- 3) 重力式擁壁で中位の砂質地盤の場合は、0.5m以上かつ擁壁高の0.2倍以上とする。
- 4) ブロック積擁壁は、ブロック1個程度以上とする。ただし、大型ブロック積擁壁は、原則として0.5m以上とする。

【解説】

- (1) 凍上被害を防止するためには、基礎下面を凍結の影響を受けない深さまで根入れする必要がある。凍結の影響を受けない深さは、実測値や経験的にわかっている値あるいは気温のデータから得られる凍結指数を参考に求めるが、道内の標準値としては0.5～1.1m程度である。
- (2) 河川護岸として用いる場合の根入れ深さは、計画河床あるいは最深河床より1.0m以上の適正な深さを原則とする。なお、現地状況、土質などによりこれによりがたい場合は別途考慮することができる。

7.9 擁壁背面排水工

水の浸透による背面土の性質変化が、擁壁変状の原因となるため、十分な背面排水を考慮しなければならない。背面排水の方法としては、切込砂利、切込碎石、栗石、透水マット等が考えられるが、一般的には透水マットによる排水を標準とする。

【解説】

(1) コンクリート擁壁

1) 擁壁前面がフラットな場合

擁壁天端が路面と同一面の場合には1,000mmとする。

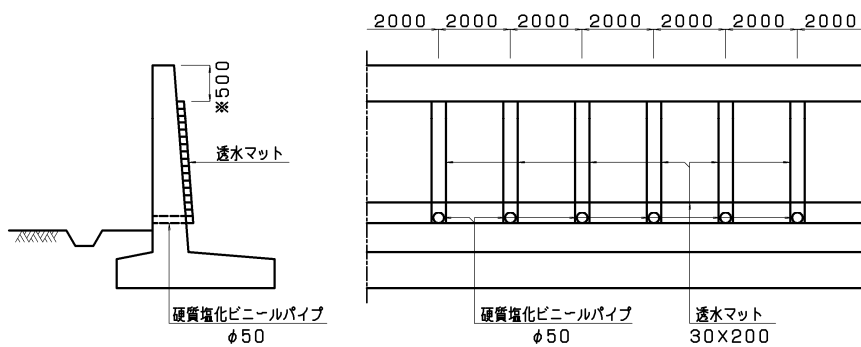
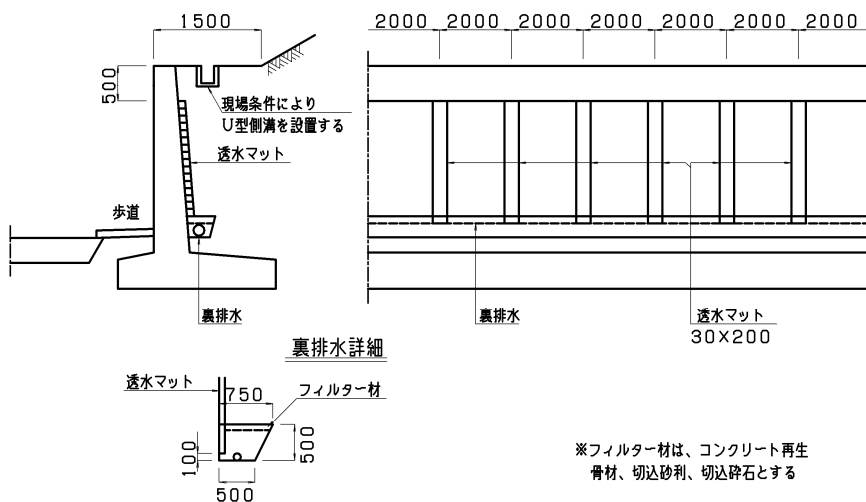


図7.9.1

2) 歩道端に擁壁が設置される場合



※フィルター材は、コンクリート再生骨材、切込砂利、切込碎石とする

図7.9.2

7.10 擁壁の構造細目

(1) 伸縮目地

擁壁には、コンクリートの乾燥収縮による有害なクラックがはいらぬよう伸縮目地を設ける。一般に重力式擁壁およびもたれ式擁壁では10m以下、逆T式擁壁およびL型擁壁では、15～20m間隔に設けるものとし、この面では鉄筋を切断するものとする。

(2) ひび割れ誘発目地

水和熱や外気温などの温度変化、乾燥収縮および外力などによる変形が拘束されることにより発生する表面のひび割れを防ぐため、V型などのひび割れ誘発目地を設ける。ひび割れ誘発目地は、重力式擁壁およびもたれ式擁壁では5m以下、逆T式擁壁およびL型擁壁では10m以下とし、その位置では鉄筋を切断してはいけない。

ひび割れ誘発目地に発生したひび割れが耐久性等から有害と判断される場合は、補修を行わなければならない。

(3) 水平打継目

1日の打設量の関係から水平打継目を設ける場合は、旧コンクリートの表面のレイタンス、品質の悪いコンクリート、ゆるんだ骨材粒、雑物などを完全に除き、十分吸水させる。打設の際には、旧コンクリートに密着するように締め固める。

(4) 防護柵

擁壁天端に防護柵を直接設置する場合は、機能、経済性、施工性、美観、維持管理などを十分考慮したうえで、設置目的や設置箇所に応じて種類などを選定する。

(5) 遮音壁

遮音壁を計画するにあたり、目的、経済性、美観、維持管理などを十分考慮したうえで、所定の機能が確保できるように設置方法、設置高さ、設置範囲を検討しなければならない。

(6) 付属物設置に伴う断面減少

擁壁のたて壁に水抜き工などの設置により断面が減少する場合は、断面減少率(減少断面幅/ブロック長)が6%以下であれば特に補強の必要はない。6%を超える場合は応力計算し、必要に応じ適切な補強を行う。

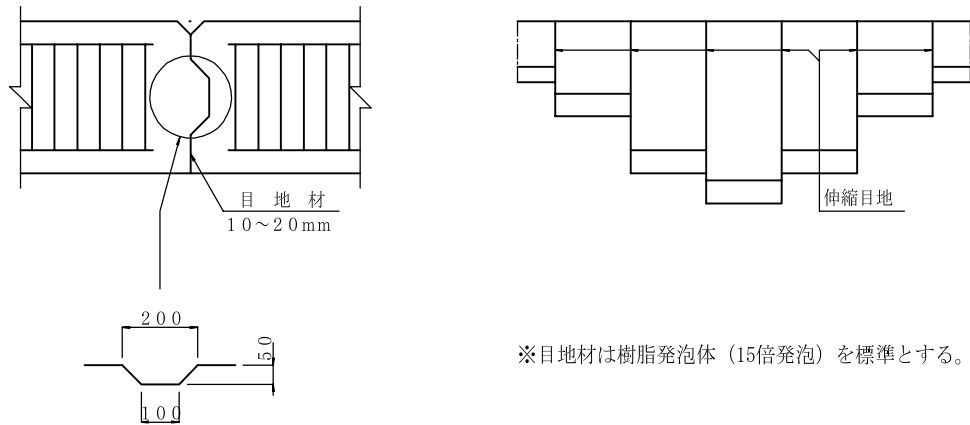
【解説】

(1) 伸縮目地の構造は、一般に図7.10.1とする。

また、基礎地盤の位置が変化している場合にも伸縮目地を設けるのが望ましい。(図7.10.1)

形式の異なる擁壁では、せん断キーを設けると段差により本体の破損が生じることがあるので設けないものとする。

(2) 擁壁の屈曲部に伸縮目地を設ける場合、土圧方向が異なることにより開口や角の欠け落ちが生じる
ことがあるので、この位置では伸縮目地を設けないのがよい。(図7.10.2)



※目地材は樹脂発泡体（15倍発泡）を標準とする。

図7.10.1 伸縮目地

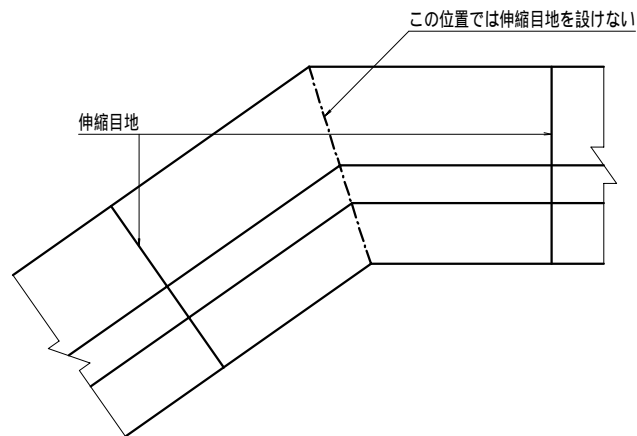


図7.10.2 屈曲部の伸縮目地

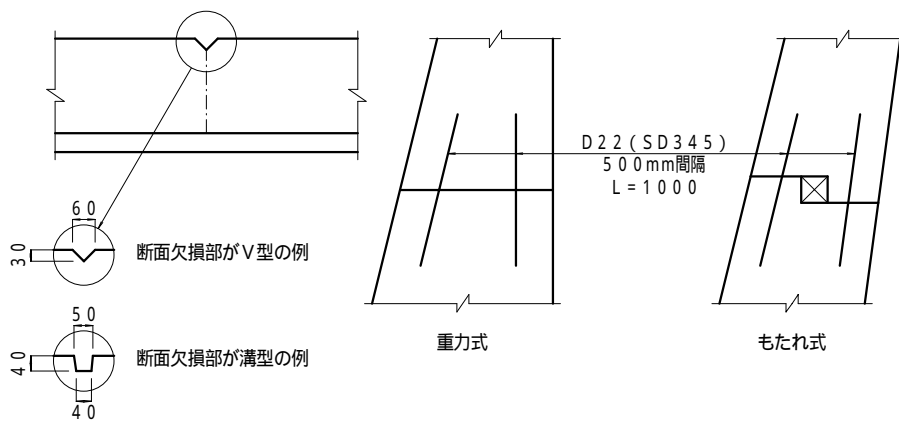


図7.10.3 施工目地

(3) ひび割れ誘発目地を設ける場合は、構造物の強度および機能を害さない構造および位置とする。目地部は、鉄筋の腐食防止、かぶりの確保、充てん材の選定など十分配慮する。その際、土中部に位置するひび割れ誘発目地には弾性被覆防水材を設置するのが望ましい。目地の間隔は、コンクリート部高さの1~2倍程度とし、その断面欠損率は30%~50%とし、50%程度が望ましい。水密構造物に目地を設ける場合は適切な止水対策を行う。ひび割れ誘発目地は、その位置では鉄筋を切断してはいけない。施工性を考慮して製品化されたひび割れ誘発目地もあるので性能を満足出来れば採用しても良い。

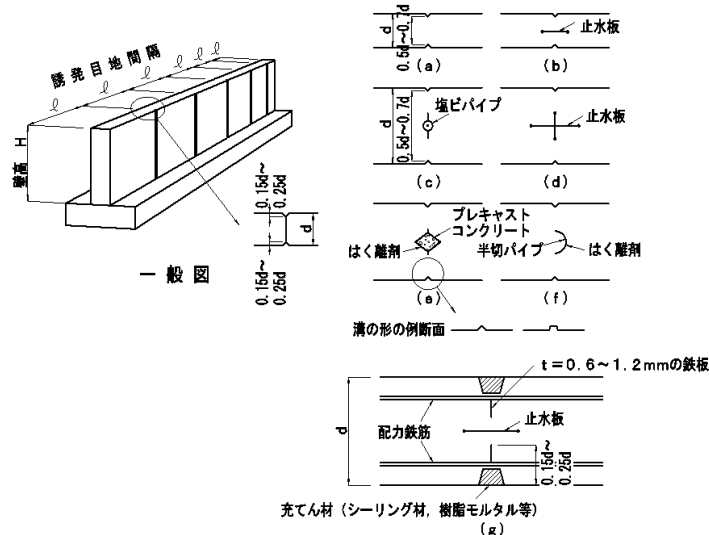
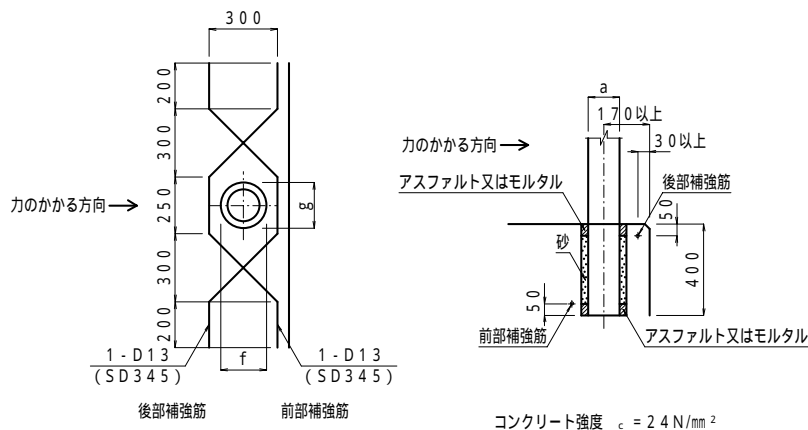


図7.10.4 ひびわれ誘発目地の例

表7.10.1 各仕様における補強鉄筋の形状(埋込み深さ400mmの場合)

仕様記号	Gr - A - 2B	Gr - B - 2B	Gp - Ap - 2B2
	Gc - A - 4B	Gr - C - 2B	Gp - Bp - 2B2
	Gr - Ap - 1B	Gr - Am - 2B	Gp - Cp - 2B2
	Gc - Ap - 2B	Gc - B - 4B	
	Gc - C - 4B		
	Gp - Bp - 1B		
	Gp - Bp - 2B		
	Gp - Cp - 1B		
	Gp - Cp - 1B		
a	- 139.8 × 4.5	114.3 × 4.5	2 - 75 × 75
f	200	180	150
g			250



注) 分離帯の場合は左右対称に配筋する

図7.10.5 補強鉄筋の形状

7.11 塩害に対する検討

- (1) コンクリート擁壁の鉄筋コンクリート部材は、塩害により所要の耐久性が損われないように配慮する。
- (2) 表7.11.1に示す地域の擁壁の鉄筋コンクリート部材においては、十分なかぶりを確保する事などにより、(1)を満足するとみなしてよい。その考え方は「道路橋示方書・同解説 コンクリート橋編」の「5.2塩害に対する検討」に準じてよい。

表7.11.1 塩害の影響地域

地域区分	地 域	海岸線からの距離	塩害の影響度合いと対策区分	
			対策区分	影響度合い
B	下表に示す地域	海上部及び海岸線から100mまで	S	影響を受ける
		100mをこえて300mまで		
		300mをこえて500mまで		
		500mをこえて700mまで		
C	下表以外の地域	海上部及び海岸線から20mまで	S	影響が激しい
		20mをこえて50mまで		影響を受ける
		50mをこえて100mまで		
		100mをこえて200mまで		

表7.11.2 地域区分Bとする地域

北海道のうち、宗谷総合振興局の稚内市・猿払村・豊富町・礼文町・利尻町・利尻富士町・幌延町・留萌振興局、石狩振興局、後志総合振興局、檜山振興局、渡島総合振興局の松前町・八雲町（旧熊石町の地区に限る。）



塩害の影響の度合いの地域区分

図7.11.1 塩害の影響の度合いの地域区分

7.12 U型擁壁

7.12.1 分類

U型擁壁の形式には、掘割式と中詰め式がある。掘割式のU型擁壁は、側壁と底版が一体となりU字型またはそれに類似した形状を有する半地下式の擁壁で、掘割道路や立体交差点の取付部などで地下水位以下に路面を設ける場合など用いる。

中詰め式のU型擁壁は、側壁と底版が一体となりU字型またはそれに類似した形状を有する擁壁の内部に中詰め土を入れた擁壁で橋梁などへの取付部で用いられる。

7.12.2 設計計画

(1) 基本方針

U型擁壁の設計計画にあたっては、道路の全体計画とあわせて検討し、設計・施工条件等に適合し、かつ経済的な計画を立てるものとする。

【解説】

U型擁壁の設計計画においては、特に下記の事項を総合的に勘案のうえ、設計計画を進めることが必要である。

(1) 設置場所の地盤条件

基礎地盤の支持力、地下水位、圧密沈下特性、土圧に関連する土の性質など。

(2) 接続する構造物との相互の関連性

地下水位(U型擁壁区間の最浅部)との関係、トンネル坑口位置(U型擁壁区間の最深部)、橋梁との関係など。

(3) 施工条件

交通処理方法、仮設方法、地下水処理、施工用地など。

(4) 構造形式と施工性、安全性、経済性との関連

壁面の高さの範囲(すなわちU型擁壁区間)、浮力に対する安定化対策と構造形式の関係、およびこれらと経済性との関連など。

(5) 擁壁の美観的配慮

壁体の美観上の配慮(圧迫感の減少、安定感)、トンネルエントランスとしてデザインなど。

(2) U型の擁壁の適用区間

U型擁壁の適用区間は、開渠の深さ(壁高)、地下水位、および前後に接続する構造物との関連性を考慮して定めるものとする。

【解説】

(1) 壁高について

U型擁壁の壁高は、片持ばり式壁体の場合、逆T型擁壁、L型擁壁と同様に、一般に擁壁高さ3～8m程度の範囲で用いられる。擁壁高さがこれより高くなる場合は、控え壁式、またはストラット付U型擁壁が用いられる。

ストラット付U型擁壁は、擁壁高さ8m以上13m程度の範囲で用いられることが多い。

U型擁壁を上記の壁高の範囲で適用すれば、一般に経済性が得られるものであるが、それぞれ地盤条件、施工条件などを考慮して適用区間を検討し、定めることが望ましい。

(2) U型擁壁の打切り位置について

U型擁壁は、開渠部のように道路の左右に相対して擁壁が必要となる場合、両側の壁体を底版で連結し、一体とすることにより、転倒、滑動に対して安定な構造とするとともに路面が地下水以下にある場合、U型に囲むことにより、内部に水が浸水しない構造とするものである。

路面が地下水位以下にある場合のU型擁壁の打切り位置の決め方には、次の案が考えられる。

- 1) 道路路面が満潮位(H.W.L)をこえる位置。
- 2) 道路の路床上面(舗装下面)が満潮位(H.W.L)をこえる位置。
- 3) U型擁壁に接続する擁壁のほぼ底版下面が満潮位(H.W.L)をこえる位置。
- 4) U型擁壁の底版下面が満潮位(H.W.L)をこえる位置。

上記4案のうち経済性および舗装、路床に対する地下水の影響を考慮すると ④が妥当と考えられる。

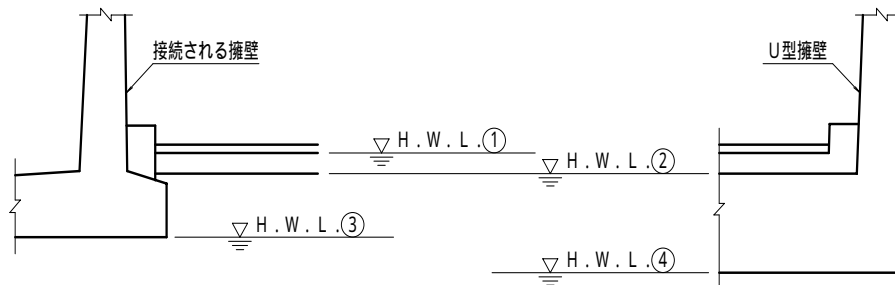


図7.12.1 U型擁壁の打切り位置と地下水位の関係

(3) 構造形式の選定

U型擁壁の構造形式の選定にあたっては、地盤条件、施工条件、擁壁高、浮力の大きさ、開口部としての換気・照明への影響などを考慮し、経済的かつ合理的な構造形式を選定しなければならない。

【解 説】

U型擁壁の構造形式には、擁壁高さより、壁に底版からなるU型擁壁、ストラット付U型擁壁、控え壁式U型擁壁などがある。U型擁壁とストラット付U型擁壁は、一般に擁壁高さ8m程度が構造区分点となる。

地下水位以下に設置されるU型擁壁は、浮力の作用に対して安定な構造とする必要がある。その対処方法としては、次のようなものがある。

- (1) 自重を大きくする(底版厚を増す方法、または底版中詰めコンクリートによる方法。)
- (2) 底版を張り出し、その上の土により重量づけをする。
- (3) 壁体を(道路側へ)傾斜させたり、中央部に土を載せるスペースを設け重量づけをする。
- (4) 杭の引き抜き抵抗を考慮する。

図7.12.2にU型擁壁の構造形式の事例を示す。

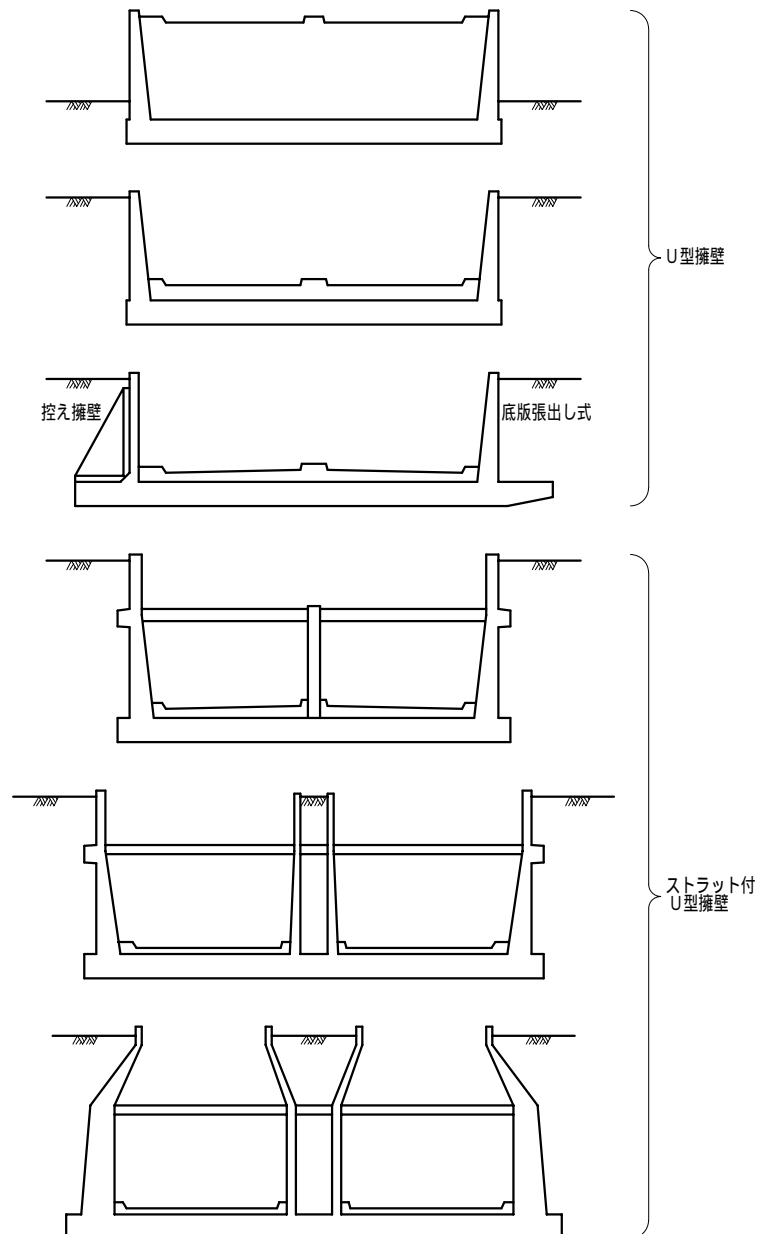


図7.12.2 U型擁壁の構造形式の例

7.12.3 荷重

(1) 自重

擁壁の安定計算に用いる自重は、擁壁躯体の重量のほか、底板全幅の上側にある載土の重量を含めたものとする。

【解 説】

自重の計算に用いる土の単位重量は、原則として土質試験による。
なお、概略設計に用いる場合は、表7.4.2によってよい。

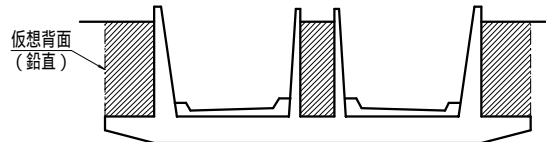


図7.12.3 載土重量のとり方

(2) 載荷重

U型擁壁背面の地盤面には、載荷重として活荷重を考慮するものとし、その値は $q = 10\text{kN/m}^2$ とする。

【解 説】

U型擁壁内の道路面には、一般に活荷重を載荷しない状態で設計するものとする。これは、擁壁の安定および構造部材の応力が安全側となる状態になるためである。

(3) 土圧

U型擁壁の壁体に作用する常時の土圧は、一般に静止土圧を用いるのがよい。

(4) 水圧(浮力)

U型擁壁に作用する水圧は静水圧とし、理論水圧を考慮する。

水圧を算出する場合の水面高は、地下水位面とすることを原則とするが、海岸線に近い埋立地などでは満潮位(H.W.L)とする。

【解 説】

U型擁壁に作用する水圧は、壁面に対しては水平荷重として、底板下面に対しては浮力として作用することになる。

U型擁壁は、一般に地下水位以下の位置に設置され、開削工法で施工された後は、地下水位は一般には施工前の状態に回復するものと考えられる。

したがって水位は理論水圧とし、次式で求めるものとする。

$$P = W_0 h$$

P : 作用する面に直交する方向の水圧(kN/m^2)

W_0 : 水の単位重量で、一般には $W_0 = 9.8 (\text{kN/m}^3)$ としてよい。

h : 水深(m)水圧を算出する場合の水面高は、ボーリング孔、周辺井戸等での観測結果から、地下水位が明らかなき場合は実測によるものとする。また、海岸線から地下水位が明らかなき場合は実測によるものとする。また、海岸線に近い埋立地などでは満潮位(H.W.L)を基準に水圧を算出するものとする。

なお、施工中においては、水圧が作用しない状態があるので、一時的状態として水圧を無視した状態で、支持力および沈下に対する照査を行う必要がある。

(5) 温度変化、コンクリートの乾燥収縮

ストラット付U型擁壁などの内的不静定構造物に対しては、温度変化およびコンクリートの乾燥収縮の影響を考慮する。

【解 説】

温度変化量およびコンクリートの乾燥収縮度は、道路橋示方書 共通編によるものとする。ただし、2連以上の場合に考慮する。

7.12.4 基礎工の設計

U型擁壁の基礎は、有害な沈下や変位が生じないように、適切な基礎としなければならない。

【解 説】

浮力の作用をうけるU型擁壁は、一般に地盤反力が小さく、構造物施工前の地中応力と同程度か、むしろ小さくなり、支持力が問題となることは少ない。しかし、圧密沈下が進行している地盤などに施工される場合においては、不等沈下による影響などを検討し、適切な基礎形成を選定する必要がある。

地盤沈下が予想される場合の基礎構造としては、沈下量や構造物の性格により、地盤沈下に追従させる構造を選択する場合と、構造物は沈下しないようにする場合は考えられる。前者は、一般には構造物間の目地のずれで沈下に追従させるものであり、後者では、杭支持をすることにより構造物の沈下を防止するのが一般的な方法である。これらの中間的な考え方として、摩擦杭を用いることにより、不等沈下を防止する対策が講じられていることもある。

また、施工中には、浮力が作用しないため、基礎の地盤反力は完成後よりも大きくなる。したがって、施工時における地盤支持力、沈下量、不等沈下の影響などを検討しておかなければならない。

7.12.5 構造解析

U型擁壁の構造解析は、横断面に対して、弾性床上の骨組構造として行うものとする。弾性床としての地盤反力係数は、道路橋示方書・下部構造編により算定するものとする。

【解 説】

U型擁壁の横断面の構造解析における底版の断面力の算定方法は、地盤反力が等分布するものと仮定し求めた地盤反力度を荷重として作用させて断面力を算出する方法、弾性床に支持された構造系として、地盤反力分布と断面力を算定する方法が考えられる。ここでは、実情に近いの方法によるものとした。

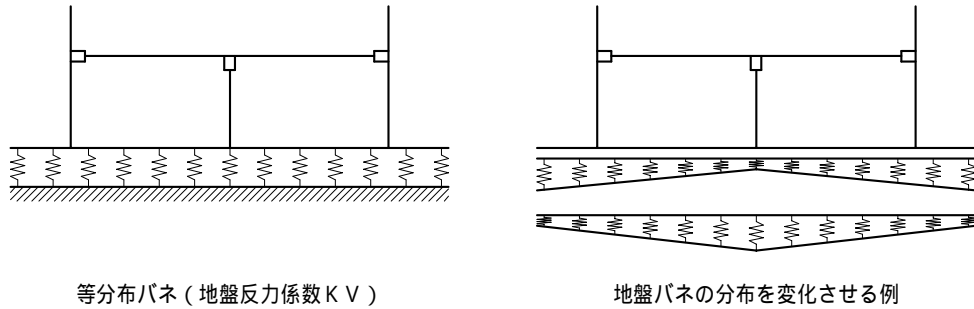


図7.12.4 構造解析モデル

地盤条件が位置により異なる場合や、不等沈下の影響が考えられる場合には、の方法を用い、地盤反力係数を想定される幅の範囲で種々変化させて検討することにより(図7.12.4参照)、これらの影響の度合を確認することができる。

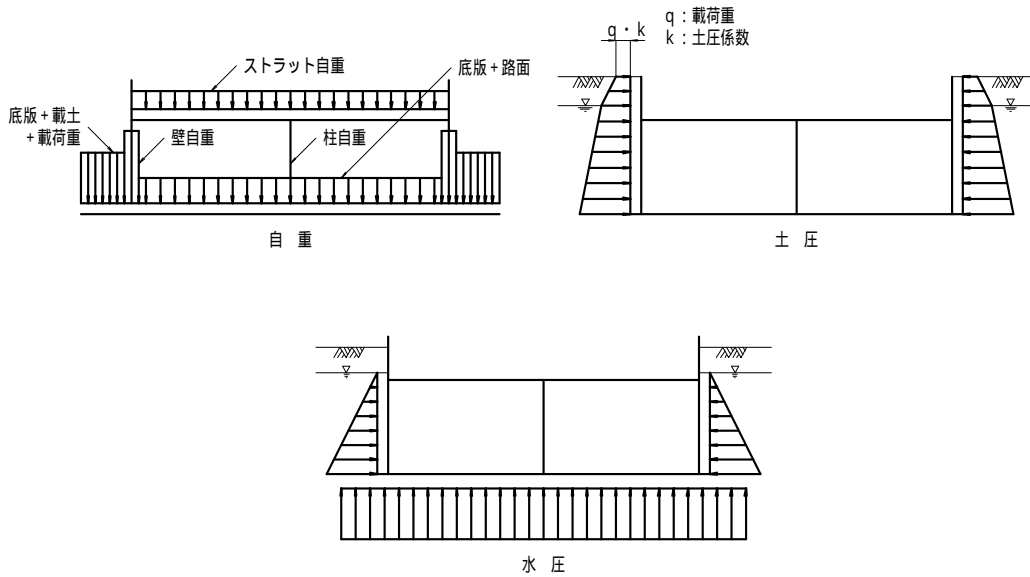


図7.12.5 荷重図

7.12.6 構造細目

(1) 伸縮目地間隔および構造

U型擁壁の伸縮目地は、適切な間隔で設けるものとし、不等沈下等の影響が予想される場合は、目地部で段差が生じないような構造上の配慮を行わねばならない。

(2) 防水工

U型擁壁においては、壁背面および伸縮目地部の周囲に防水工を施すものとする。

【解説】

(1) U型擁壁の伸縮目地間隔は、一般に20m程度とすることが多い。伸縮目地の構造は、伸縮が可能で、かつ止水が確実な構造としなければならない。

また不等沈下などの不測の外力により段差が生じないように、ジョイントバー、せん断キーなどを設けるものとする。伸縮目地の構造には、図7.12.6に示すような事例がある。目地材は樹脂発泡体（15倍発泡）を標準とする。

(2) 地下水位以下に設置されるU型擁壁は、防水性に配慮しなければならない。特に、伸縮目地部では止水板を設置する。

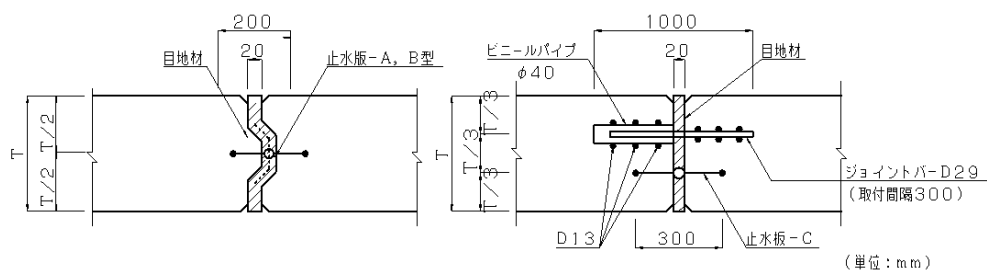


図7.12.6 伸縮目地の構造

(3) 美観上の配慮

U型擁壁の壁面、およびトンネル坑口付近の形状は美観等を考慮して設計するものとする。

【解説】

掘割式擁壁は、側方が壁面により閉鎖されているため、走行上圧迫感を受けやすい。したがって、擁壁の壁面には、外開きの適度な勾配をつけたり、化粧目地を設けるなど、極力開放感の得られる構造とするのがよい。また、トンネル坑口付近では、開渠部からのトンネルへの移行区間として、構造の連続性を持たせた形態とすることが望ましい。

(4) 路面排水処理

U型擁壁部の路面排水工は、施工性および維持管理を考慮した構造とする。

【解説】

U型擁壁部の路面排水工は、図7.12.7(a)(b)(c)に示すような方法がある。これらの処理方法は、擁壁部の幅員、施工用地、維持管理などを考慮して選定するものとする。

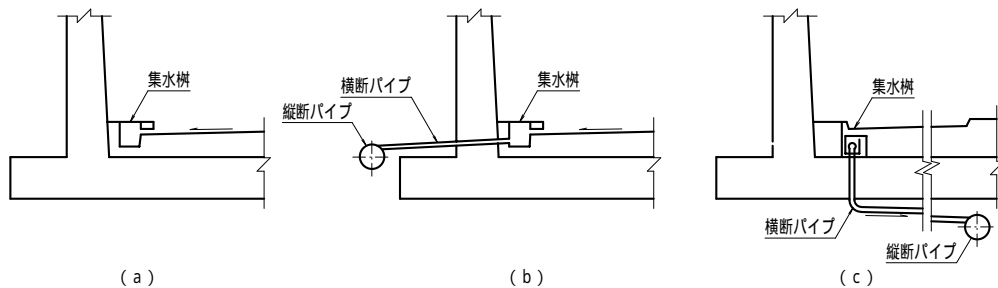


図7.12.7 路面排水処理の例

(5) 舗装構成

掘割式擁壁部の舗装構成は、舗装厚80mmとし、中詰部には貧配合コンクリートを用いることを原則とする。

【解説】

掘割式擁壁部構成は、舗装構成は、図7.12.8に示すものを標準とする。中詰コンクリートは、路面排水処理が可能な範囲で薄くするのがよい。

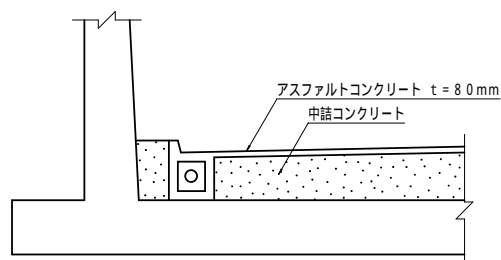


図7.12.8 掘割式擁壁部の舗装構成

7.13 補強土擁壁

7.13.1 設計一般

(1) 設計の考え方

補強土壁の設計は、「道路土工 擁壁工指針」により行う。

(2) 設計方針

次の事項について検討し、所定の設計値および安全率を確保する。

1) 補強材の配置検討

補強材の引き抜けに関する検討

補強材の破断に関する検討

壁面材と補強材の破断に関する検討

2) 補強領域の安定に関する検討

滑動の検討

転倒の検討

支持力の検討

円弧すべりによる検討

軟弱粘性土地盤の沈下に関する検討

軟弱な砂質土地盤の液状化に関する検討など

【解説】

- (1) 補強土壁は各工法によりそれぞれ設計・施工法の考え方が必ずしも統一されていない。そのため「道路土工 擁壁工指針」は、基本的には各工法のマニュアルによるものとして、共通して準拠すべき基本事項および留意事項が示されている。補強土壁のマニュアルには下記があるが、検討項目や安全率等、表7.13.1に示すような相違点があるので、各工法を十分理解した上で、適切な設計を行う。

補強土(テールアルメ)壁工法設計・施工マニュアル第4回改訂版

(平成26年8月 (一財)土木研究センター)

多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル第4版 (平成26年8月 (一財)土木研究センター)

ジオテキスタイルを用いた補強土壁の設計・施工マニュアル第2回改訂版

(平成25年12月 (一財)土木研究センター)

アダムウォール(補強土壁)工法 設計・施工マニュアル(平成26年9月 (一財)土木研究センター)

(2) 設計上の留意点

- 1) 軟弱地盤においてN値などは、補強土壁の適用の可否のあくまでも目安であり、補強土壁を含む盛土全体の安定について、十分な検討を行う。
- 2) 盛土材の適用については、各工法のマニュアルに定める調査・試験を行い、十分な検討を行う。各工法による標準的な盛土材料を表7.13.3に示す。またpH試験及び比抵抗試験は、現場条件に応じて実施するのが望ましい。現地発生土を使用する設計では施工時の材料が設計と一致しないことのないように注意する。
- 3) 補強土壁は、掘り返しの難しい構造であるので、将来地下埋設物が入る可能性がある場合は事前に埋設物を検討するか、もしくは、最上部を盛土形状とする。
- 4) 集水地形などで盛土材の強度低下の生ずる恐れのある場合は、採用の可否を十分検討する。
- 5) 壁面材付近に防護柵を設置する場合は、車両の衝突により影響を受けない位置まで後退させるか、最上部を盛土形状とする。
- 6) 車両の衝突により壁面材に重大な損傷を与える可能性がある路側やT字路などの道路形状において、壁面材が破損しない対策工を講じることが困難な場合には補強土壁を採用しない。
- 7) 市街地等の設計では、維持補修を考慮した用地の余裕幅を取ること。
- 8) 表面水および地下水に対する盛土体内外の排水対策及び流末処理を慎重に考慮する。特に、切土を伴う急傾斜地における基盤排水層、集水地形での道路横断排水施設等については十分留意が必要である。なお、排水工図の作成を原則とする。

表7.13.1 各マニュアルによる検討項目と安全率等

検討項目	補強土（テールアルメ）壁工法設計・施工マニュアル	多数アンカー式補強土壁工法設計・施工マニュアル	ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル	アダムウォール(補強土壁)工法設計・施工マニュアル
補強材の引抜きの検討	常時 安全率 2.0 地震時 1.2	常時 安全率 3.0 地震時 2.0	常時 安全率 2.0 地震時 1.2	常時 安全率 2.0 地震時 1.2
補強材の破断の検討	部材の許容引張応力度（地震時1.5倍）	部材の許容引張応力度（地震時1.5倍）	部材の許容引張応力度（地震時1.0倍）	部材の設計引張強度（地震時1.5倍）
連結部の破断の検討	許容せん断応力度（地震時1.5倍）	許容せん断応力度（地震時1.5倍）		
円弧すべりによる検討	常時 安全率 1.2 地震時 1.0	常時 安全率 1.2 地震時 1.0	常時 安全率 1.2 地震時 1.0	常時 安全率 1.2 地震時 1.0
最小土かぶり	標準 60cm 最小 30cm		50cm	50cm
補強材の最小長さ	4m以上かつ 0.4～0.7Ha以上	2.5m以上かつ 0.4Ha以上	3m程度以上あるいは 0.4H(最小1.5m)以上 全て同じ長さ	3m程度以上あるいは 0.4H(最小1.5m) 以上
耐久性	溶融亜鉛めっき 腐食代1.0mm	溶融亜鉛めっき 腐食代1.0mm	耐損傷性 耐薬品性 耐候性	耐損傷性 耐薬品性 耐候性
仮想擁壁による検討	滑動	Fs 1.5(1.2)	Fs 1.5(1.2)	Fs 1.5(1.2)
	転倒	e L/6(L/3)	e L/6(L/3)	e L/6(L/3)
	支持力	Fs 3.0(2.0)	Fs 3.0(2.0)	Fs 3.0(2.0)
壁面基部の支持力	Fs 3.0(2.0)	Fs 3.0(2.0)		Fs 3.0(2.0)
根入れ深さ	0.5m以上	0.5m以上	0.5m以上	0.5m以上

Haは仮想壁高（土圧作用高）を表す。

Hは擁壁高を表す。

Lは補強領域の底面幅

- 1 通常の場合、施工による長さ与设计による長さの長い方とする。

表7.13.2 補強土壁において静的照査（震度法）により確保できると見なせる地震時の性能

照査方法	作用する地震動	レベル1	レベル2
)レベル1地震動に対する設計水平震度に対して擁壁工指針6-5に基づき部材の安全性、補強土壁の安定性を照査した場合	性能1	性能3
)レベル2地震動に対する設計水平震度に対して擁壁工指針6-5に基づき部材の安全性、補強土壁の安定性を照査した場合		性能2
)以下の補強土壁と常時の作用に対して擁壁工指針6-5に従い、部材の安定性と補強土の安定性を満足する場合	性能2	性能3

表7.13.3 各工法において標準的に使用する盛土材料

土質分類		補強土（テールアルメ）壁工法	多数アンカー式補強土壁工法	ジオテキスタイル補強土壁工法
粒度のよいれき	GW			
粒度のわるいれき	GP			
シルトまじりれき	G-M			
粘土まじりれき	G-C			
有機質土まじりれき	G-O			
火山灰質土まじりれき	G-V			
シルト質れき	GM			
粘土質れき	GC			
有機質れき	GO			
火山灰質れき	GV			
粒度のよい砂	SW			
粒度のわるい砂	SP			
シルトまじり砂	S-M			
粘土まじり砂	S-C			
有機質土まじり砂	S-O			
火山灰質土まじり砂	S-V			
シルト質砂	SM			
粘土質砂	SC			
有機質砂	SO			
火山灰質砂	SV			
シルト（低液性限界）	ML			
シルト（高液性限界）	MH			
粘質土	CL			
粘土	CH			
有機質粘質土	OL			
有機質粘土	OH			
有機質火山灰土	OV			
火山灰質粘性土（型）	VH1			
火山灰質粘性土（型）	VH2			
PEAT	Pt			
黒泥	Mk			
硬岩ずり				

：細粒分の含有量が25%以下のもの

：適用可能

：適用に注意

7.13.2 構造細目

- (1) 横断形状
補強土壁は、図7.13.1に示すように最上を盛土形状とするのを標準とする。
- (2) 基礎工
基礎の根入れ深さは、0.5m以上とする。
- (3) 壁面工
壁面材が既製のコンクリートパネルやブロックなどの場合は、図7.13.5に示す支持地盤の不同沈下を許容値以下とし、沈下に追従できるように縦目地を設ける。
- (4) 排水工
補強土壁内への水の浸透による補強効果の低下を防ぐため、排水対策を行う。

【解説】

(1) 盛土形式は、施工時や施工後に補強材が防護柵支柱により破損等の有害な影響を受けないこと、将来における地下埋設物の収容空間、舗装工の改修などを考慮し盛土形状を標準とする。これらの問題が生じない場合は、盛土形状以外とすることができる。また、用地の制約などがあり、盛土形状とすることができない場合で、防護柵を設置する場合には、図7.13.2に示すように歩道端に設置することができる。

柵の基礎の安定は、「7.5 安定に関する検討」による。荷重は、「7.4 荷重」による他、歩行者自転車用の荷重等、路側条件に適合した種別に応じ作用させる。また、基礎構造は独立基礎構造を標準とし、「補強土(テールアルメ)壁工法 設計・施工マニュアル 技術資料道路防護柵の設置例」を参考とする。

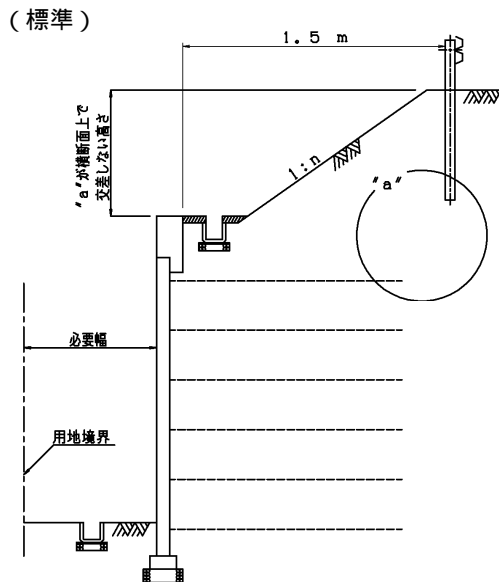


図7.13.1 標準断面図

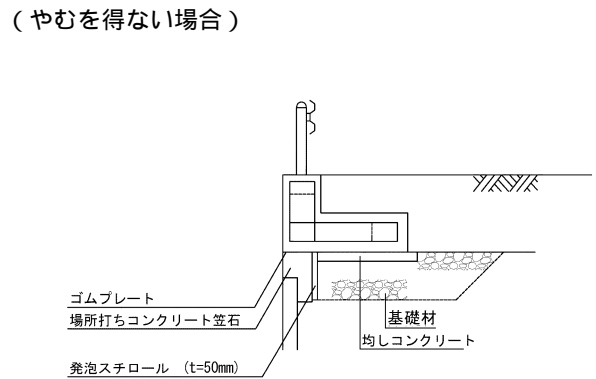
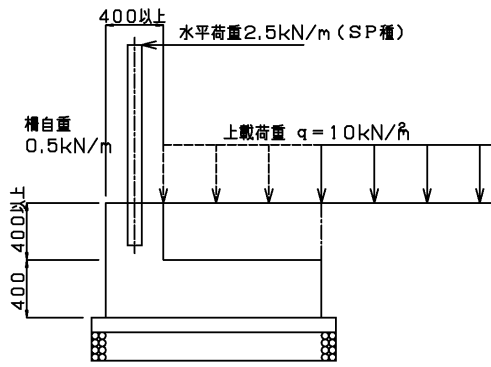
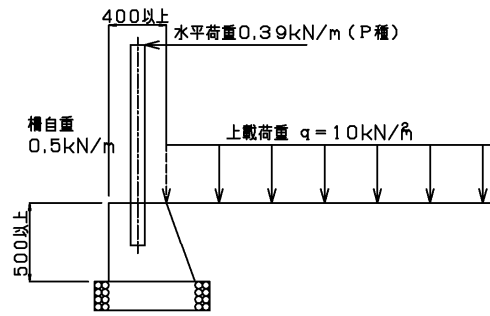


図7.13.2



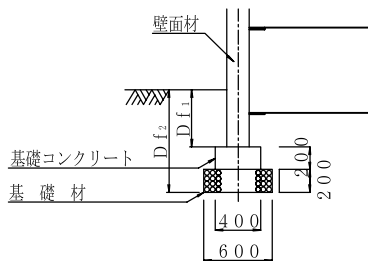
基礎底面の摩擦係数 $\tan B$



基礎底面の摩擦係数 $\tan B$

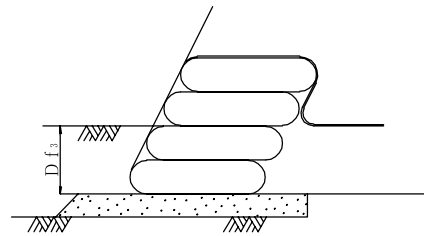
図7.13.3 柵基礎の設計条件

- (2) 基礎工の標準的な形状は、図7.13.4に示す。
基礎の根入れの深さは、各工法により Df_1 、 Df_2 、 Df_3 とする。



Df_1 : 0.5m以上かつ

Df_2 : 置換厚以上



Df_3 : 0.5m以上

図7.13.4 標準的な基礎工

注) 置換厚は、「第2集 道路附帯施設 参考資料4・舗装の設計期間10年・20年の置換厚図」の設計期間10年を参考とする。

- (3) 支持地盤の不同沈下によって、壁面材間に生じた開きにより裏込め材のこぼれだしを生じ、これにより補強材との摩擦抵抗力の低下や壁面材の隅角部に圧縮破壊を生じることがあるので、不同沈下は許容値以下とする。

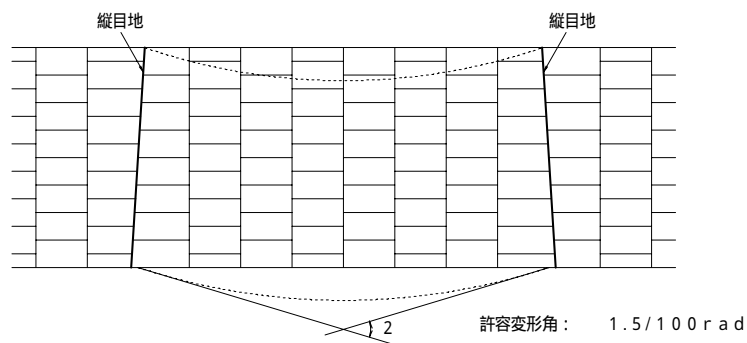


図7.13.5 支持地盤の不同沈下に関する許容値の考え方

(4) のり面部および表面水を排除するため、図7.13.6、図7.13.7に示す排水工を設けるのを標準とする。
盛土体に浸入した水の排水と凍結による壁面材の変状を防止するため、壁面材背面に、図7.13.7に示す置換厚以上のフィルター層（凍上抑制層）を設ける。

注1) ジオテキスタイルを用いた補強土壁および補強盛土の場合は、緑化工法について別途検討する必要があるので留意すること。

注2) 置換厚は、「第2集 道路附帯施設 参考資料4・舗装の設計期間10年・20年の置換厚図」の設計期間10年を参考とする。但し、非凍上性の盛土材料を使用する場合や高盛土区間などで凍上の恐れがない場合には、フィルター層（凍上抑制層）を省略することができる。

注3) フィルター材は、コンクリート再生骨材、切込砂利、切込砕石とする。

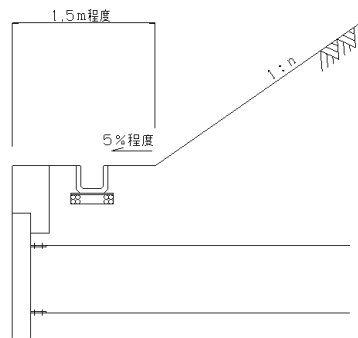


図7.13.6 頂部の排水工

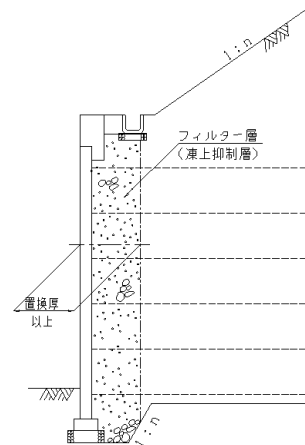


図7.13.7 壁面工背面の排水工

7.13.3 補強土施工・適用上の留意点

(1) 盛土材料

盛土材料は、設計時に想定した土質定数が一致していることを確認する。

(2) 盛土の施工

壁面材付近の締め固めは各工法に適合した機械を使用し、また、補強材の損傷が生じないように配慮する。

補強土壁先端まで十分な締め固めを行う。

(3) 補強材の敷設

補強材は、できるだけ水平にかつ弛みが生じないように施工する。

【解説】

(1) 盛土材料は、必ず調査を行い、設計時に想定した土質定数が一致していることを確認する。また、各マニュアルの基準に適合することを確認する。

盛土材料の調査としては、表7.13.4がある。

表7.13.4 盛土材料の調査

調査項目	調査内容
力学的性質	内部摩擦角、粘着力、締固め特性など
物理的性質	粒度特性、コンシステンシー特性、土の分類、土粒子の密度、自然含水比、湿潤密度など
化学的性質	土のpH値、電気比抵抗など

(2) 施工上の留意点

- ・補強土壁は補強材と盛土が一体化して成り立つ構造物であり、コンクリート擁壁と根本的に違う。このことを十分理解し、盛土の品質管理を心掛けること。
- ・盛土材の含水比には細心の注意を払い、雨天時には工事を中止し、盛土材にシート掛けするような配慮が必要である。
- ・冬期施工を行う場合、盛土材に雪や凍結土が混入しないよう努めなければならない。
- ・pH試験及び比抵抗試験は、現場条件に応じて実施する。

(3) 橋梁接続部への適用上の留意点

橋台背面のアプローチ部は、橋と背面側の盛土等との路面の連続性を確保できる構造とする。補強土壁は高い耐震性を有する構造物であるが、橋台と異なる挙動を示すこともあり、路面の連続性を確保するために、以下に示す適切な対処が必要となる。

- ・裏込材には良質な材料（締固めが容易で、非圧縮性、透水性があり、かつ、水の浸入によっても強度の低下が少ない安定したもの）を用いる。
- ・設計及び施工では、一般の盛土等以上に材料の選定や基礎地盤の安定性、橋台背面アプローチ部の安定性、排水対策等に配慮する。
- ・通行機能の確保が必要な橋では、踏掛版の設置等適切な対策を講じる。
- ・軟弱な地盤で用いるにあたっては、地盤改良等適切な対処を行うことにより、十分に安定した地盤であることを確認する。
- ・橋台ウイング部との境界部では、緩衝部を設け壁面材の局所的な損傷を防止し、背後の盛土材がこぼれ出さない適切な対策を行う。

表7.13.5 一般の橋台背面の仕様（例）

材 料 ¹	粒度の良い砂れきおよび細粒分混じりれき 砂質土、れき質土 (S), (G), (SF)
	最大粒径 100mm 4750 μm通過百分率 25～100% 75 μm通過百分率 0～5% Ip(475 μm通過分) 10以下
横断面ののり勾配	盛土高や接続する土工部の勾配等を 考慮して設定
締固め管理基準 ²	$D_c >$ 平均92%、最小90% ³
仕上り厚	200mm

1：細粒土が主に有基質土又は火山灰質土のものを除く。岩塊（ずりを含む）や安定処理土を適用する場合には、設計計算で考慮する土圧の大きさや分布について別途検討すること。

2：締固め度は、施工管理高ごとに9点測定し、その平均値および最小値で照査する。

3：突固め方法がC,D,E法の場合の管理基準値を示す。

「道路橋示方書・同解説 下部構造編」 (H24)参考資料-10. 橋台背面アプローチ部の仕様(案)

7.14 海岸擁壁

7.14.1 全般

- (1) 海岸擁壁は、海岸保全として設けられる直立型の構造物であり、地形、地質、潮位、接近構造物などを考慮し計画する。
- (2) 海岸擁壁の構造形式は、もたれ式、重力式、控え壁式がある。
- (3) 海岸擁壁の天端高は、高波や波浪などによる海水の進入を防止し、堤内が安全となるように隣接海岸および背後地盤高との相関性を考慮し決定する。

【解 説】

- (1) 海岸擁壁の設計にあたっては、潮位、波、土質、海底地形および海浜地形などの自然条件、背後地の状況、隣接する海岸保全施設と計画天端高との整合、海岸の利用状況など十分考慮する。
- (2) 海岸擁壁については、昭和63年度に「海岸擁壁標準設計・解説（北海道開発局）」、「海岸擁壁標準設計図集（北海道開発局）」が作成されているが、「道路土工 擁壁工指針（日本道路協会 平成24年7月）」の発行により、見直しが必要となる。しかしながら、使用頻度が少ないことから当面は標準図集を作成せず、個々に設計を行うこととした。
- (3) 海岸擁壁天端高の設定は「第9章 消波工」を参照のこと。

7.14.2 荷重

- (1) 土圧
海岸擁壁に用いる土圧は、試行くさび法による。
- (2) 浮力および水圧
水位以下となる場合は、浮力を考慮する。擁壁前後面に水位差（残留水位差）が生じる場合には、残留水圧を考慮する。

【解 説】

- (1) 土圧は、「道路土工 擁壁工指針」を適用し、試行くさび法とした。
- (2) 残留水圧は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（上巻）（社）日本港湾協会」および「海岸事業設計要領（社）北海道土木協会」を参照のこと。
裏込め排水や水抜きを設けた場合は、それより上の水圧は考慮しない。
- (3) 単位体積重量は下記とする。
 - ・海水の単位体積重量は、 $w = 10.1\text{kN/m}^3$ を標準とする。
 $w = 1.025\text{tf/m}^3 \times 9.807 = 10.1\text{kN/m}^3$
 - ・裏込め土の海水中の単位体積重量は、 9kN/m^3 を減じた値とする。

参 考

・土圧の算出

海岸擁壁のように壁背面に折線がある場合、土圧は土質力学（富山道三著・コロナ社）にしたがって算出した。

壁背面が図7.14.1に示すAA1Bのような折線があるとき、まず壁面A1B1に対する土圧P1を試行くさび法にて求める。（すべり面A1C1）

次にAA1に作用する土圧をP2とし、擁壁全体に対するすべり面をAC2と仮定すれば、土塊AA1BC2の重量Wは図7.14.2に示すようにAC2面の反力Q、面AA1、面A1B1に作用する土圧P2、P1とによってつり合い、力の四角形abcdを得る。

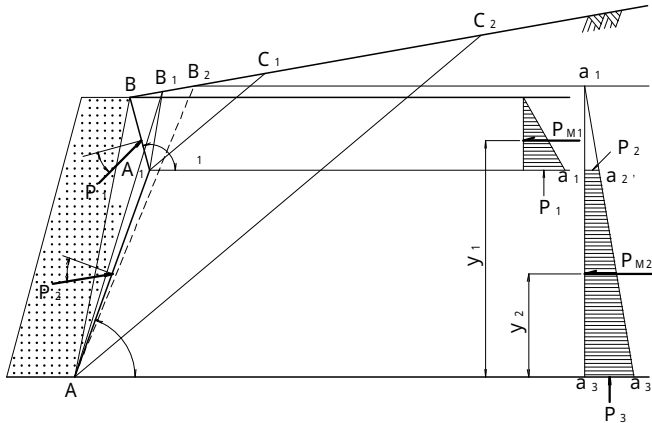


図7.14.1

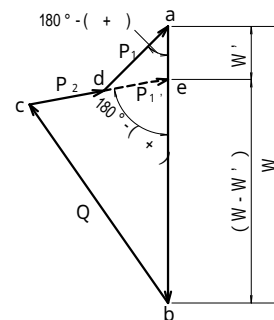


図7.14.2

cdを延長しWとの交点をeとすれば $de = P_1'$ 、 $ae = W'$ と置いて

$$\frac{P_1'}{\sin(\alpha + \beta)} = \frac{W'}{\sin(\alpha - \beta)} = \frac{P_1}{\sin(\alpha + \beta)}$$

ここに、 α 、 β : 折線A₁B、AA₁の傾斜角
 ϕ : 壁面摩擦角

前式より

$$P_1' = \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\alpha + \phi)} P_1$$

$$W_1 = \frac{\sin(\alpha - \beta)}{\sin(\alpha + \phi)} P_1$$

celは(W - W₁)を土塊の重量と考えたとき、壁背面AA₁とその延長上に作用する土圧である。

今、図7.14.1に示すようにA₁からABに平行A₁B₁を引き、地表との交点をB₁とする。AB₁を新しい壁背面と仮定すればAB₁は折線AA₁Bを直線に調整したことになる。土塊AA₁BC₂は AB₁C₂の面積に等しい。

次に AB₁B₂ = W' となるようにB₂を定める。

$$\begin{aligned} AB_2C_2 &= (\text{四辺形}AA_1BC_2) - AB_1B_2 \\ &= W - W' \end{aligned}$$

故に、 AB_2 を仮想壁背面とし試行くさび法にてすべり面 AC_2 及び土圧($P_2 + P_1'$)を得る。

図7.14.2より

$$a_1 a_2 a_2' = P_1'$$

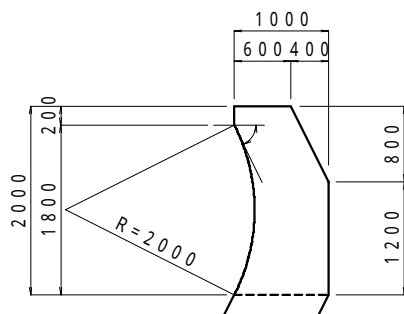
$$a_1 a_3 a_3' = P_2 + P_1'$$

故に、土圧 P_2 は四辺形 $a_2 a_3 a_3' a_2'$ より求める。

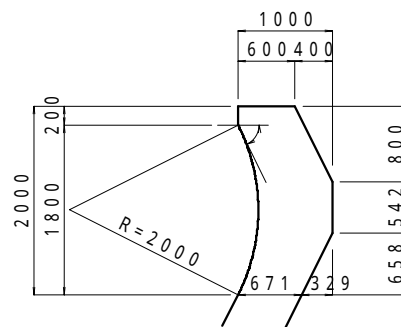
7.14.3 波返し工

(1) 波返し工断面形状

(重力式、もたれ式)



(控え壁式)

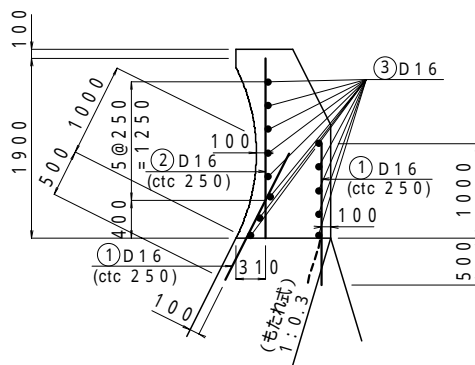


$$= 63.25632$$

$$(63^\circ 15' 23'')$$

図7.14.3 波返し工部形状

(2) 波返し工配筋図



注) a) 鉄筋、は刺筋とする。

b) 波返し部鉄筋は、波返し部の打継鉄筋を兼ねる。

c) もたれ式の擁壁背面に入る鉄筋は、図の点線のように折り曲げる。

図7.14.4 配筋図

7.14.4 躯体形状

躯体前面勾配は、1:0.5を標準とし、各形式により、表7.14.1～3を標準とする。

1) 重力式

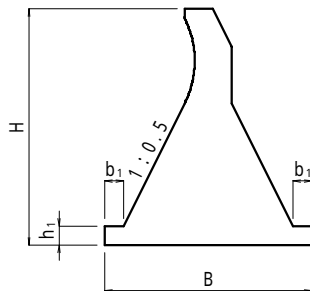


表7.14.1 寸法諸元（重力式）

各寸法	h1 (m)	b1 (m)	備考
擁壁高 (H)			
3,000 ~ 3,500	0.350	0.200	
4,000 ~ 4,500	0.350	0.300	
5,000	0.400	0.400	

フーチングを設けない場合はh1 = 0とする。

2) もたれ式

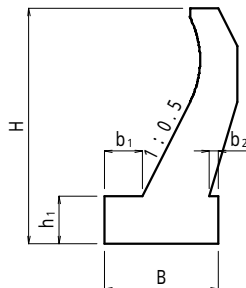
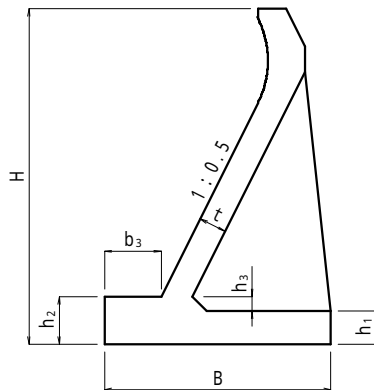


表7.14.2 寸法諸元（もたれ式）

各寸法	内容
b2	施工上（型枠設置）より0.200mとする。

フーチングを設けない場合はh1 = 0とする。

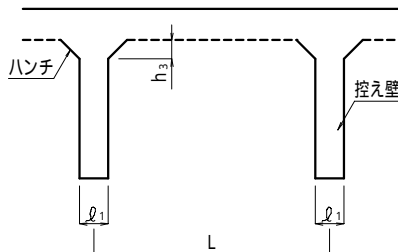
3) 控え壁式



(平面図)

表7.14.3 寸法諸元（控え壁式）

各寸法	内容
h3	ハンチ長h3は0.300mとする。
h2	底版高h2はh1 + 0.300mとする。
L	控え壁間隔Lは1.5 × H/3とする。
l1	控え壁厚l1は0.600mとする。
t	壁厚tは0.600mとする。



7.14.5 構造細目

(1) 伸縮目地

海岸擁壁には、コンクリートの乾燥収縮による有害なクラックが入らないよう伸縮目地を設ける。止水板は基礎下端から水叩き工または波返工天端まで設置する。

(2) 打継鉄筋

もたれ式および重力式擁壁の底版と躯体の打継部には、鉄筋を設ける。

(3) 水抜き

岩着する場合は、水抜きを設ける。取付位置は、壱望平均満潮面(H.W.L.)のすぐ上あたりがよい。

【解 説】

(1) 伸縮目地、施行目地の設置間隔は、「7.10 擁壁の構造細目」による。伸縮目地は、図7.14.5のとおりとする。波返工部および控え壁式擁壁は、ジョイントバー-D25×1000mm間隔で設置する。

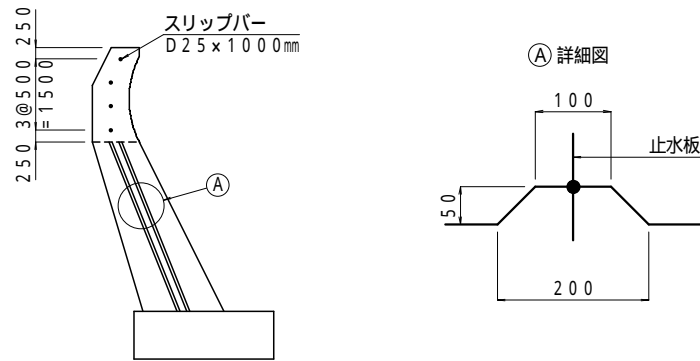


図7.14.5 伸縮目地

(2) 打継鉄筋は、表7.14.4を標準とし、前後面で千鳥に設置する。

表7.14.4 打継鉄筋諸元

擁壁高 (m)	打継鉄筋径	設置間隔 (cm)	鉄筋長 (cm)
H 4.50	D16	100	50
4.50 < H 8.00	D19	50	60
8.00 < H 10.00	D22	50	70

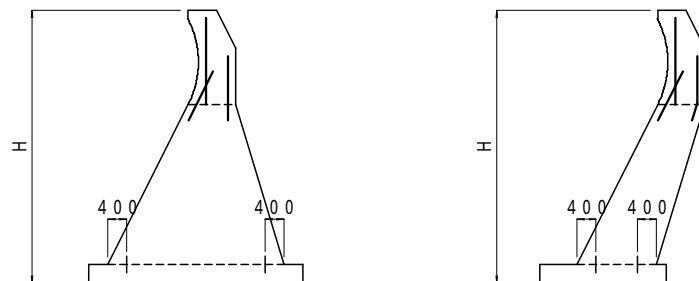


図7.14.6 打継鉄筋

7.15 維持管理

(1) 点検の種類と方法

壁面の点検には、防災点検、定期点検、異常時点検、日常点検がある。

点検の方法、点検項目、着目点は、「道路土工 擁壁工指針 第5章 維持管理」による。

(2) 補修・補強対策

擁壁の点検により変状が認められる場合は、道路交通や第三者の安全確保を第一に考え応急対策を講ずる。

応急対策後、原因把握などの調査を行い、恒久的な補修・補強の必要性を検討する。

(3) 将来の維持管理のため、設計図書は電子化(橋梁と同様とする)により保存する。

(4) 構造物には、構造物表示板を設置する。