

3. 堤防

3. 堤防

3.1 総則

3.1.1 総説

本章は、東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震・津波対策として整備する宮城県内全域の河川・海岸堤防の設計を実施するために必要な技術的事項として、東北地方太平洋沖地震発生後に示されたレベル1津波堤防（河川・海岸）の設計方針を整理し、取りまとめたものである。

レベル1津波堤防は、海岸保全区域から河川の河口部に設置され、津波や高潮などの波浪の影響を受ける施設であることから、海岸保全施設技術研究会での検討を経て取りまとめられた「海岸保全施設技術上の基準・同解説 平成16年6月 海岸保全施設技術研究会」に準拠することを基本とし、この基準や本マニュアルに記載がない事項については、関連基準や参考資料に従うものとする。

3.1.2 機能と構造

堤防には、主に計画高水位（あるいは計画高潮位）以下の水位の流水の通常的作用に対し安全な構造とする河川管理施設と、海岸堤防の背後にある人命・資産を高潮、津波及び波浪から防護するとともに、陸域の侵食を防止することを目的とした海岸保全施設がある。

津波対策として新規に設計する堤防（河川管理施設・海岸保全施設）は、設計津波を対象として天端高等を設定し、仮に設計津波を上回る規模の津波が来襲した場合でも、施設が破壊・倒壊するまでの時間を少しでも長くする、あるいは全壊に至る可能性を少しでも減らす構造上の工夫（「粘り強い構造」）を施すものとする。

解説

堤防には、土構造を主とした傾斜堤とコンクリート構造を主体とした直立堤、特殊堤等の形式がある。

適用基準からは、「河川管理施設」と「海岸保全施設」に分けられ、主として、前者は「改定解説・河川管理施設等構造令 平成 12 年 1 月」、後者は「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成 16 年 6 月」に準拠する構造である。

宮城県のレベル 1 津波対策区間に設置される河川堤防ならびに海岸堤防（海岸保全施設）は、東北地方太平洋沖地震を踏まえた地震・津波対策として、連続性に配慮した施設として整備されるものであることから、河川管理施設と海岸保全施設を区分せずに取りまとめた。

また、「平成 23 年東北地方太平洋沖地震及び津波により被災した海岸堤防等の復旧に関する基本的な考え方 平成 23 年 11 月 16 日 海岸における津波対策検討委員会」では、設計対象津波以上の津波が来襲し、河川や海岸堤防の天端を越流した場合でも、施設が破壊・倒壊するまでの時間を少しでも長くする、あるいは、施設が完全に流出した状態である全壊に至る可能性を少しでも減らすといった減災効果を目指した構造上の工夫（粘り強い構造）を施すこととしている。したがって、堤防設計においては、今次津波の被災実態から得られた知見を基に、構造上の配慮を行うものとした。

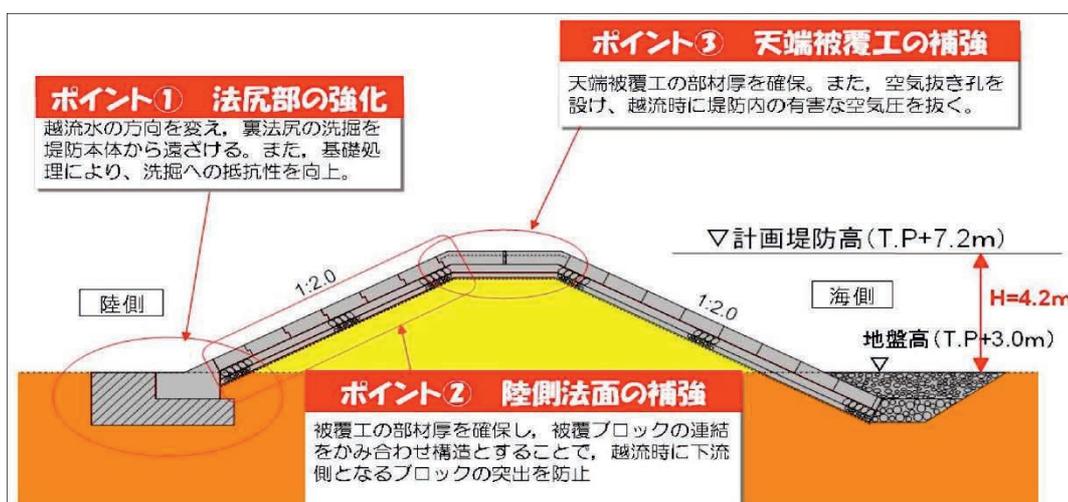


図 3.1.1 堤防における粘り強い構造の例

出典：「粘り強い構造の海岸堤防について 国土交通省」

3.1.3 適用の範囲

国土交通省 水管理国土保全局所管の所管する河川堤防と海岸堤防のうち、今回の災害で復旧するレベル1津波対策区間の施設に適用する。

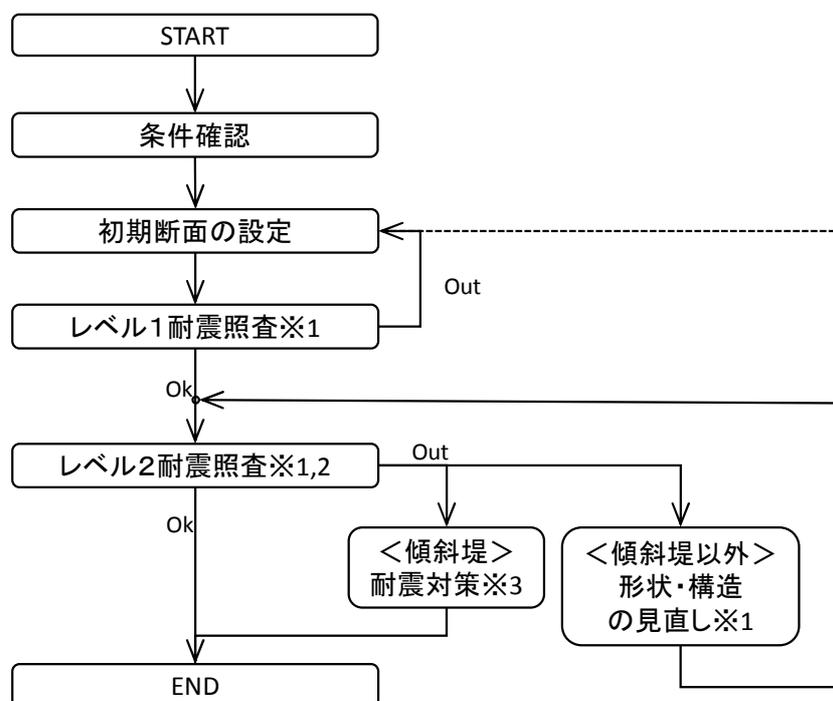
解説

本マニュアルは、今回の災害で復旧するレベル1津波対策区間の堤防（水管理国土保全局所管）に適用する。

原形復旧堤防や津波の影響を受けない堤防は、現行基準に従うものとする。

設計基準に係る通達等が発出された場合や、新たな知見により関連する基準が改訂された場合には、適宜それらに準拠するものとする。

3.1.4 設計フローチャート



※1: 河川構造物の耐震性能照査指針/同解説 H24.2

※2: 静的解析に用いる震度は※1による。

静的解析が適用できない場合には、動的解析を行うことができる。

・動的解析に用いる地震動は、以下のとおり。

L2-1が想定宮城県沖連動型

L2-2が道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 H14.3の波形

※3: 河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案) H9.10

(液状化の検討・対策工の検討に用いる震度もこれによる。)

図 3.1.2 堤防設計フローチャート

3.2 設計条件

3.2.1 使用材料

構造設計に使用する代表的な材料の規格、単位体積重量、弾性係数、許容応力度、許容応力度の割増し係数について示す。

なお、本マニュアルに記載されていない材料（例えば、PHC 杭、SC 杭、鋼管ソイルセメント杭等）を使用する場合には、「杭基礎設計便覧 平成 19 年 1 月」、「道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編 平成 24 年 3 月」等を用いて設定する。

(1) 規格

1) コンクリート

コンクリートの設計基準強度は、以下の使用を基本とする。

- ・ 無筋コンクリート 18N/mm²
- ・ 鉄筋コンクリート 24N/mm²
- ・ 水中コンクリート 30N/mm²

解説

使用するコンクリートの設計基準強度は、「宮城県共通仕様書 土木工事編 I 平成 25 年 10 月」及び、「土木構造物設計マニュアル（案） 樋門編 平成 13 年 12 月」、「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） 樋門編 平成 13 年 12 月」、「土木構造物設計マニュアル（案） 土工構造物・橋梁編 平成 11 年 11 月」、「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 平成 11 年 11 月」、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 上下 平成 19 年 7 月」などを参考に設定した。

水セメント比の規定は、「宮城県共通仕様書 土木工事編 I 平成 25 年 10 月」を参照するものとする。

表 3.2.1 コンクリート規格

(1) 河川・海岸のレベル1津波堤防区間及び感潮区間に使用する鉄筋コンクリート

コンクリート仕様（鉄筋コンクリート）				
呼び強度	スランプ	粗骨材の最大寸法	最大水セメント比	最小セメント量
24N	8cm	25(20)mm	45%	300kg/m ³ 又は 330kg/m ³
適用施設				
<p>○レベル1津波堤防区間及び海岸堤防（原形復旧）</p> <ul style="list-style-type: none"> ・レベル1津波堤防および海岸堤防（原形復旧）の鉄筋構造物（構造計算上、鉄筋が必要となる構造物）については全て適用。（例、特殊堤、樋門・樋管等） ・その他類似構造物。 <p>○感潮区間</p> <ul style="list-style-type: none"> ・海水の影響を受ける鉄筋構造物（構造計算上、鉄筋が必要となる構造物）については全て適用。 ・その他類似構造物。 				

(2) 河川・海岸のレベル1津波堤防区間及び感潮区間に使用する無筋コンクリート

コンクリート仕様（無筋コンクリート）				
呼び強度	スランプ	粗骨材の最大寸法	最大水セメント比	最小セメント量
18N	8cm	40mm	55%	—
適用施設				
<p>○レベル1津波堤防区間</p> <ul style="list-style-type: none"> ・海側（川側）の被覆工。 ・海側（川側）の基礎工。（直接基礎、矢板基礎コーピング） ・海側（川側）の階段工。 ・天端工。 ・隔壁工。 ・直立堤、混成堤の重力式擁壁等。 ・現地状況により、海水の影響を考慮すべき構造物。 ※陸側が水中又は潮位の影響を受ける場合の陸側基礎工など。 ・その他類似構造物。 <p>○海岸堤防</p> <ul style="list-style-type: none"> ・海岸堤防（原形復旧）の無筋構造物については全て適用。 ・その他類似構造物。 <p>○感潮区間</p> <ul style="list-style-type: none"> ・海水の影響を受ける無筋構造物については全て適用。 ・その他類似構造物。 				

表 3.2.2 東北地方整備局 土木工事共通仕様書（参考資料）

レディーミクストコンクリート標準仕様基準

無筋 及 鉄筋別	区 別 番 号	コン ク リ ー ト 種 類 別	呼び強度 (N/mm ²)	スラン プ (cm)	粗骨材 最大寸法 (mm)	最小セメン ト使用量 (kg/m ³)	水 セメント比 (%)	セメントの 種 類 (参 考)	構 造 物 の 種 類	備 考
無筋 コン ク リ ー ト	②	普通	18	8	40	—	60以下	高炉セメント(B種)	均しコンクリート、基礎コンクリート、側溝(U、L型)、管渠巻立、集水桝、石積(張)・ブロック積(張)の胴込・裏込、ガードケーブル基礎(端末支柱)、トンネル覆工(インバート)、擁壁、水路、重力式構造物(橋台)、護岸(法留、平張)、根固ブロック	
	③		18	8	40	—	55以下	〃	海岸構造物、消波ブロック	
	④-1		18	15	40	270	60以下	〃	トンネル覆工(NATM、小断面、矢板工法アーチ、側壁)	
	⑤		18	5	40	—	60以下	〃	砂防堰堤(堤体、側壁、水叩)	
	⑥		21	5	40	—	60以下	〃	同 上(堤冠部)	
	⑦		設計基準強度 16	3	25	265	60以下	〃	コンクリート張	
	鉄筋 コン ク リ ー ト		⑧	普通	21	8	40	—	55以下	〃
⑨		21	8		25	—	55以下	〃	同 上	
⑩		21	8		40	300	45以下	〃	同 上(海水の影響を受ける構造物)	
⑪		21	8		25	330	45以下	〃	同 上(同 上)	
⑫		24	8		25	—	55以下	高炉セメント(B種)又は普通ポルトランドセメント	ラーメン構造物($\delta_{ca}=80\text{kg/cm}^2$)、RCスラブ、RCT桁、RCホロースラブ、地覆、橋梁下部、剛性防護柵、擁壁、函渠、樋門(管)	橋梁下部、擁壁、函渠、樋門(管)については高炉セメント(B種)を原則とする。
⑬		24	8		40	—	55以下	高炉セメント(B種)	深礎	
⑭		24	8		25	300	55以下	普通ポルトランドセメント	非合成桁床版	
⑮-1		30	18		40	350	55以下	高炉セメント(B種)	リバース杭、ベント杭	
⑮-2		30	18		25	350	55以下	〃	同 上	
⑯		30	8		25	—	55以下	普通ポルトランドセメント又は早強ポルトランドセメント	PC橋(横桁、床版)、合成桁床版、プレテンI桁中詰、PCホロースラブ中詰	
⑰		36	8		25	—	55以下	〃	PCラーメン橋、オールステーピングによる場所打ちポステン桁	
⑱		40	8	25	—	55以下	〃	ポステン主桁		
⑲-1		舗装	曲げ4.5	2.5	40	—	55以下	高炉セメント(B種)	コンクリート舗装	
⑲-2	曲げ4.5		6.5	40	—	55以下	〃	同 上		

(A4版)

※本基準は、標準的な使用目安を定めたものである。設計条件等による上表以外のコンクリートの使用を妨げるものではない。

※粗骨材最大寸法は、JIS A 5308による最大寸法の規定である。(ex. 最大寸法25mmの場合、25mm、20mmのいずれも使用可能)

※セメントの種類は参考である。なお、特定調達品目の高炉セメントを標準とするが、供給能力、気象・現場条件、緊急性等を勘案のうえ決定すること。

2) 鋼材等

使用する鋼材の規格は、以下を基本とする。

鉄筋	: SD345
鋼矢板	: SY295 (SY390、SYW295、SYW390) ※
H 鋼	: SS400
鋼管杭	: SKK400、SKK490

出典：「改訂新版 河川砂防技術基準（案）同解説・設計編 I 平成 9 年 10 月」 p80,81

※「鋼矢板設計から施工まで 鋼管杭協会」 p3

(2) 単位体積重量

1) コンクリートの単位体積重量

無筋コンクリート	: 23.0kN/m ³
鉄筋コンクリート	: 24.5kN/m ³

出典：「道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV下部構造編 平成 24 年 3 月」 p17

2) 鋼材等の単位体積重量

鋼材	: 76.98kN/m ³
----	--------------------------

出典：「改訂新版 河川砂防技術基準（案）同解説・設計編 I 平成 9 年 10 月」 p82

3) 土の単位体積重量

礫質土	γ (湿潤) = 20kN/m ³ 、 γ' (水中) = 11kN/m ³
砂質土	γ (湿潤) = 19kN/m ³ 、 γ' (水中) = 10kN/m ³

出典：「道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV下部構造編 平成 24 年 3 月」 p47

解説

単位体積重量は、上記を標準として使用することができるが、土質調査結果がある場合はそれに基づいて設定することができるものとする。

飽和重量は、水中重量に淡水、海水の単位体積重量を加える。

4) 海水の単位体積重量

10.1kN/m³

出典：「港湾の施設の技術上の基準・同解説 上下 平成 19 年 7 月」 p203

$$1.03\text{t/m}^3 \rightarrow 1.03 \times 9.8 = 10.1\text{kN/m}^3$$

(3) 弾性係数

表 3.2.3 弾性係数

		弾性係数	摘要
コンクリート	$E_c(N/mm^2)$	2.50×10^4	$\sigma_{ck}=24N/mm^2$
鉄筋 (鋼材)	$E_s(N/mm^2)$	2.06×10^5	

出典：「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編」p157,158、「改訂新版 河川砂防技術基準 (案) 同解説・設計編 I 平成9年10月」p79

解説

鉄筋とコンクリートのヤング係数比は、 $n=E_s/E_c=15$ とする。

コンクリートの弾性係数は、「改訂新版 河川砂防技術基準 (案) 同解説・設計編 I 平成9年10月 (p79)」と表 3.2.3 とでは異なっているが、主要な外力の一つである土圧の計算の考え方を「道路橋示方書・同解説」に準拠することを踏まえ、「道路橋示方書・同解説」や「コンクリート標準仕様書」を採用した。

(4) 許容応力度

許容応力度は、「改訂新版 河川砂防技術基準 (案) 同解説・設計編 I 平成9年10月 (p80,81)」に準拠する。

1) コンクリート

表 3.2.4 コンクリートの許容応力度

単位 (上段 kgf/cm^2 、下段 N/mm^2)

コンクリートの設計基準強度(σ_{ck})		210	240	270	300
応力度の種類		{20.6}	{23.5}	{26.5}	{29.4}
圧縮 応力度	曲げ圧縮応力度	70 {6.86}	80 {7.85}	90 {8.83}	100 {9.81}
	軸圧縮応力度	55 {5.39}	65 {6.37}	75 {7.35}	85 {8.34}
せん断 応力度	コンクリートのみでせん断力を 負担する場合 ($\tau_{\sigma 1}$)	3.6 {0.353}	3.9 {0.382}	4.2 {0.412}	4.5 {0.441}
	斜引張鉄筋と協同して負担する場合 ($\tau_{\sigma 2}$)	16 {1.57}	17 {1.67}	18 {1.77}	19 {1.86}

2) 鋼材等

			(一般の部材)	(水に接する部材)
普通丸型	SR235	引張	137 N/mm^2	137 N/mm^2
異形丸型	SD235	"	137 "	137 "
"	SD295	"	177 "	157 "
"	SD345	"	196 "	157 "
鋼管杭	SKK400	"	137 "	"
鋼矢板	(SY295)	"	177 "	"
既製杭				
タイロット	SS400	16 mm < 径 ≤ 40 mm	88 N/mm^2	"
"	"	40 mm < 径	78 "	"
"	SS490	16 mm < 径 ≤ 40 mm	108 N/mm^2	"
"	"	40 mm < 径	98 "	"
"	高張力鋼	70	177 "	"
"	高張力鋼	75	216 "	"
鋼材	SS400	引張	137 "	"

(5) 許容応力度の割増し係数

許容値の割増係数は、「改訂 新版 河川砂防技術基準（案）同解説・設計編Ⅰ 平成9年10月（p81）」、「柔構造樋門設計の手引き 平成10年11月（p75）」に準拠する。
整理すると、以下のとおりである。

表 3.2.5 許容応力度の割増係数

状態	割増係数	備考
常時	1.00	
地震時	1.50	
風荷重	1.25	
施工時	1.50	
温度変化の影響	1.15	
温度変化の影響+風荷重	1.35	
温度変化の影響+地震	1.65	
津波時	1.50	

3.2.2 安全率と許容変位量

(1) 直接基礎

直接基礎の安定条件は、以下のとおりとする。

表 3.2.6 直接基礎の構造物の安全率

項目	常時	地震時（津波時）
支持力	3	2
転倒	合力の作用点が中央 1/3 以内	合力の作用点が中央 2/3 以内
滑動	1.5	1.2

出典：「改訂新版 河川砂防技術基準（案）同解説 設計編 I 平成 9 年 10 月」 p82

(2) 杭基礎

杭基礎の安定条件は、「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 平成 24 年 3 月」による。

表 3.2.7 杭基礎の構造物の安全率

項目		常時	地震時（津波時）
支持力	軸方向押込支持力	支持杭 3 摩擦杭 4	支持杭 2 摩擦杭 3
	軸方向引抜力	6	3
	軸直角方向支持力	杭体内の許容応力度及び杭頭変位量が規定値を超えないこと	

出典：「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 平成 24 年 3 月」 p383,395

解説

- 杭基礎の許容変位量は、「改訂新版 河川砂防技術基準（案）同解説 設計編 I 平成 9 年 10 月」、「河川構造物の耐震性能照査指針（案）一問一答 平成 24 年 2 月」を参考に以下のとおりとする。

表 3.2.8 杭基礎の変位量

項目	水平変位量
常時	10mm
地震時・津波時	15mm

- 杭の配置は、「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 平成 24 年 3 月」に従う。
- 既製杭の最大間隔は、10D 又は 4m 以下としている例が多い。

出典：「河川構造物設計要領 平成 15 年 4 月 国土交通省中部地方整備局」 p2-11-5

「土木工事設計マニュアル 平成 24 年 4 月 国土交通省中国地方整備局」 p2-4-1

3.2.3 荷重

設計に用いる荷重は、必要に応じて以下を考慮するものとする。

- ・ 活荷重
- ・ 土圧・見かけの震度
- ・ 水圧
- ・ 揚圧力
- ・ 波圧（高潮時、津波時）
- ・ 風荷重
- ・ 雪荷重
- ・ 温度変化の影響
- ・ 地震の影響
- ・ 摩擦係数
- ・ 施工時荷重
- ・ 津波時における衝突荷重

解説

その他、必要と想定される荷重は、適宜考慮できるものとする。

堤防を対象にした場合の設計荷重の代表的な組み合わせを表 3.2.9 に示す。

表 3.2.9 堤防形式と考慮する荷重の関係

項目	傾斜堤	直立堤 特殊堤	備考
活荷重	○	○	
土圧・見かけの震度	○	○	
水圧	△	○	
揚圧力	—	○	
波圧（高潮時、津波時）	—	△	パラペットは特殊堤と見なす。
風荷重	—	△	
雪荷重	—	△	
温度変化の影響	—	△	
地震の影響	○	○	
摩擦係数	—	○	
施工時荷重	△	△	
津波時における衝突荷重	—	△	
その他	△	△	

○：考慮する、 △：条件によって考慮する。

堤防形式は、「3.3 堤防形式の選定」に示す。

(1) 活荷重

活荷重は、下記を標準とする。

- ・常時 $q=10\text{kN/m}^2$
- ・地震時 $q=5\text{kN/m}^2$ (矢板及び法面安定計算の場合)
 0kN/m^2 (重力式の場合)

解説

常時・地震時に天端や管理用通路に活荷重を考慮する。

道路兼用施設となる場合は、衝突荷重(車両)を別途考慮することができる。

なお、直立堤等の重力式構造物の安定計算においては、「道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編 平成 24 年 3 月」に基づき、地震時の活荷重を 0kN/m^2 としても良い。

(2) 土圧

1) 常時土圧

常時土圧は、クーロン式による。

i) 砂質土

$$P_A = K_A \cdot \gamma \cdot X + K_A \cdot q$$

$$P_P = K_P \cdot \gamma \cdot X + K_P \cdot q$$

ii) 粘性土

$$P_A = K_A \cdot \gamma \cdot X - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_A} + K_A \cdot q$$

ただし、 $P_A \geq 0$

$$P_P = K_P \cdot \gamma \cdot X + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_P} + K_P \cdot q$$

$$\text{ただし、} \quad K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta) \cdot \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \alpha)}{\cos(\theta + \delta) \cdot \cos(\theta - \alpha)}} \right\}^2}$$

なお、 $\phi \pm \alpha < 0$ の場合には、 $\sin(\phi \pm \alpha) = 0$ とする。

- ここに、 γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)
 P_A : 深さ X における主動土圧強度 (kN/m²)
 P_P : 深さ X における受働土圧強度 (kN/m²)
 K_A : クーロン土圧による主動土圧係数
 K_P : クーロン土圧による受働土圧係数
 X : 土圧 P_A 、 P_P が壁面に作用する深さ (m)
 C : 土の粘着力 (m)
 q : 地表面載荷荷重 (kN/m²)
 ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)
 α : 地表面と水平面とのなす角 (度)
 θ : 壁背面と鉛直面とのなす角 (度)
 δ : 壁背面と土との間の壁面摩擦角 (度)

用いている角度は、反時計回りを正とする。

出典：「道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編 平成 24 年 3 月」p45、「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成 16 年 6 月」p2-105～109 など。

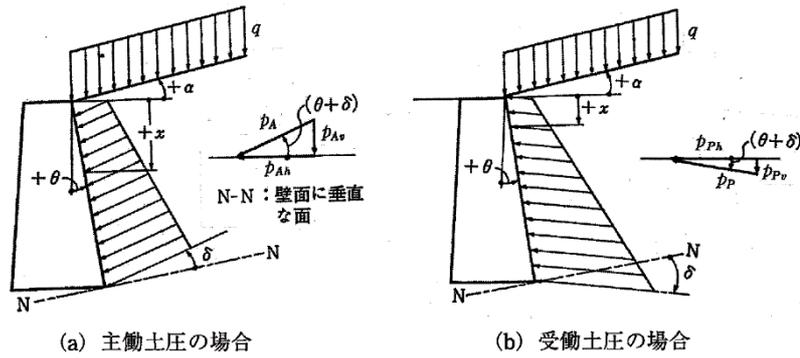


図 3.2.1 土圧

解説

土圧計算においては、背後地盤を堤防天端高で水平として扱う。

これは、背後地盤を水平とした場合のクーロン土圧と、堤防形状を考慮した試行くさび法による土圧の差が数パーセントであり、計算上の支配条件にならないためである。

2) 地震時土圧

礫質土・砂質土の地震時の土圧は、修正物部・岡部式による。

解説

地震時の土圧は、「河川構造物の耐震性能照査指針・解説 I 共通編 平成 24 年 2 月」に示されているように、修正物部・岡部式を用いるものとする。これに記載されている修正物部・岡部式（解 5.4.2）は、背後の地表面勾配が水平（ $\alpha = 0^\circ$ ）で、壁背面と鉛直面のなす角が鉛直（ $\theta = 0^\circ$ ）の場合に適用されるものである。直立堤の背面勾配に応じて、適宜計算する必要がある。

これ以外は、物部・岡部式を用いることができる。

傾斜式矢板併用（鋼矢板基礎護岸）の形式のように、矢板を用いた自立式の構造物は、主動土圧と受働土圧のつり合いにより構成されることから、主動土圧、受働土圧とも、物部・岡部式を採用する。

修正物部・岡部式の考え方は、「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成 14 年 3 月」等を参照するものとする。

(1) 地震時土圧は、構造物の種類、土質条件、設計地震動のレベル、地盤の動的挙動等を考慮して、適切に設定するものとする。

(2) 地震時土圧は分布荷重とし、その主働状態における土圧強度は、式(6.2.4)により算出してよい。

$$p_{EA} = \gamma x K_{EA} + q' K_{EA} \dots\dots\dots (6.2.4)$$

ここに、

p_{EA} : 深さ x (m) における地震時主働土圧強度 (kN/m²)

K_{EA} : 地震時主働土圧係数で、式(6.2.5)により算出してよい。

- | | |
|-----------------------------------|-----------------|
| 1) 背面が土とコンクリートの場合 | } (6.2.5) |
| 砂及び砂れき $K_{EA} = 0.21 + 0.90 k_h$ | |
| 砂質土 $K_{EA} = 0.24 + 1.08 k_h$ | |
| 2) 背面が土と土の場合 | |
| 砂及び砂れき $K_{EA} = 0.22 + 0.81 k_h$ | |
| 砂質土 $K_{EA} = 0.26 + 0.97 k_h$ | |

k_h : 地震時土圧の算出に用いる設計水平震度

γ : 土の単位体積重量 (kN/m³)

q' : 地震時の地表載荷荷重 (kN/m²)

また、 q' は地震時に確実に作用するもののみとし、活荷重は含まないものとする。

(2) 従来、レベル1地震動に対する耐震性能の照査に用いる地震時主働土圧係数は式(解6.2.16)の物部・岡部の方法により算出していた(図-解6.2.9参照)。物部・岡部の方法は、クーロン土圧に地震の影響を考慮したもので、ある震度が作用した時にすべり面が生じ、そのすべり面上で同一のせん断強度が発揮されている状態の土圧を算出するものである。

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta_0 - \theta)}{\cos \theta_0 \cos^2 \theta \cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_E) \sin(\phi - \alpha - \theta_0)}{\cos(\theta + \theta_0 + \delta_E) \cos(\theta - \alpha)}} \right)^2} \dots\dots\dots (解6.2.16)$$

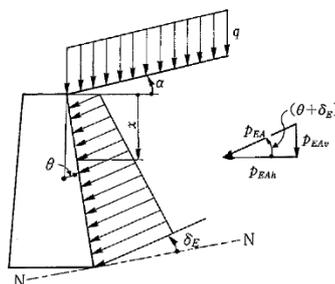


図-解6.2.9 地震時主働土圧

図 3.2.2 地震時土圧の算定

出典：「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 平成14年3月」p65～68

ここに、

K_{EA} ：地震時主働土圧係数

ϕ ：土のせん断抵抗角（°）

α ：地表面と水平面とのなす角（°）

θ ：壁背面と鉛直面とのなす角（°）

δ_E ：壁背面と土との間の壁面摩擦角（°）であり、共通編表-解 2.2.5 による。

θ_0 ： $\tan^{-1} k_h$ （°）

k_h ：地震時土圧の算出に用いる設計水平震度

ただし、 $\phi - \alpha - \theta_0 < 0$ のときは $\sin(\phi - \alpha - \theta_0) = 0$ とする。また、 α 、 θ 、 δ_E は、反時計回りを正とする。

しかし、6.4.3 に規定するレベル 2 地震動において地盤に作用すると考えられる震度、たとえば 6.4.3 に規定する耐震設計上の地盤面における水平震度に対して式（解 6.2.16）を適用すると、想定されるすべり土塊領域が非常に大きくなり、実際の現象と異なるといった問題点が生じる。これに対し、物部・岡部の方法をレベル 2 地震動で想定している震度まで適用する手法として、近年、古関らにより修正物部・岡部法が提案されている。修正物部・岡部法は、物部・岡部法に比べて、レベル 2 地震動を想定した模型実験結果を説明できることが明らかになっており、また兵庫県南部地震における土圧に抗する構造物の被災事例についても、構造物背後に生じたすべり面の角度を合理的に説明できるものである。そこで、今回の改訂では、レベル 1 地震動ならびにレベル 2 地震動のいずれに対しても適用可能な修正物部・岡部法に基づいて地震時主働土圧を算出することとした。式（6.2.5）は、一般的な橋台背面土の材料、施工状況、橋台の形状、設計への適用性等を考慮し、修正物部・岡部法に基づいて算出される地震時主働土圧係数を簡易な近似式により与えたものである。式（6.2.5）を算出した手順及び条件を以下に示す。

- 1) 背面土は、良質な材料で密に締固めるため、地盤のせん断抵抗は、ピーク強度を発現した後、残留強度へと低下する。したがって、ここでは橋台の背面土は共通編の表-解 2.2.4 に示す程度の単位体積重量が確保できる砂、砂れき、砂質土で入念に施工されることを前提に、土質に応じた背面土のせん断抵抗角のピーク強度 ϕ_{peak} と残留強度 ϕ_{res} を表-解 6.2.3 のように仮定した。表-解 6.2.3 に示すせん断抵抗角の値は、密な砂質材料に対して、すべり破壊が生じる際の状態に近いと考えられる平面ひずみ状態でのせん断抵抗角に粘着力の影響も反映させて想定したものである。
- 2) 地震時において、いずれの水平震度に達した時点で主働破壊面が生じるかは、橋台に生じる変位にも影響されるために予測することが困難である。しかし、水平震度が 0 の時に主働破壊面が発生するものとして以下の 4) で地震時主働土圧係数と水平震度の関係式を算出した結果は、水平震度が 0.4 程度以下の範囲内においておのおの震度で最初の主働破壊が発生したとした瞬間の主働土圧係数に近い係数を与える。このことも考慮した上で、ここでは背面土には常時のわずかな変位により潜在的なすべり面が生じていると仮定し、すべり面と水平面のなす角 θ_s を物部・岡部の方法により求める式（解 6.2.17）により算出した。以下、最初に発生するすべり面を一次主働破壊面という。

$$\cot(\theta_s - \alpha) = -\tan(\phi_{peak} + \delta_E + \theta - \alpha) + \sec(\phi_{peak} + \delta_E + \theta - \alpha) \sqrt{\frac{\cos(\theta + \delta_E + \theta_0) \sin(\phi_{peak} + \delta_E)}{\cos(\theta - \alpha) \sin(\phi_{peak} - \alpha - \theta_0)}} \dots\dots\dots \text{(解 6.2.17)}$$

ここで、一次主働破壊面の算出において、背面土のせん断強度としては ϕ_{peak} を用いるものとし、 δ_E は ϕ_{peak} を用いて共通編の表-解 2.2.5 により算出した。また、式 (6.2.5) の算出にあたっては、最も一般的な橋台形状を想定し、 $\theta = 0^\circ$ 、 $\alpha = 0^\circ$ と仮定した。

図 3.2.2 地震時土圧の算定

出典：「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成 14 年 3 月」 p65～68

3) 水平震度を増加させながら、求められた一次主働破壊面を持つ土塊に作用する力の釣り合いを考えたときの地震時主働土圧係数 K_{EA1} を式 (解 6.2.18) により、また、 $\phi = \phi_{peak}$ として式 (解 6.2.16) より求まる地震時主働土圧係数 K_{EA2} を算出する。 $K_{EA1} > K_{EA2}$ となる場合は、一次主働破壊面を有する土塊が橋台に影響を与えると判定する。また、 $K_{EA1} \leq K_{EA2}$ となる場合は、新たに2つ目のすべり面が発生し、これより大きい水平震度に対しては、この2つ目のすべり面を有する土塊が橋台に影響を与えると判定する。この2つ目のすべり面を二次主働破壊面と呼ぶ。

$$K_{EA1} = \frac{\cos(\theta_s - \phi_{res})(1 + \tan \theta \tan \theta_s)(1 + \tan \theta \tan \alpha)(\tan(\theta_s - \phi_{res}) + \tan \theta_0)}{\cos(\theta_s - \phi_{res} - \theta - \delta_E)(\tan \theta_s - \tan \alpha)} \quad \dots\dots\dots (解 6.2.18)$$

ここに、 K_{EA1} 、 K_{EA2} の算出に用いる δ_E は、既に一次主働破壊が発生していることから、 ϕ_{res} を用いて共通編の表-解 2.2.5 により算出した。また、ここでも式 (6.2.5) の算出に当たっては、 $\theta = 0^\circ$ 、 $\alpha = 0^\circ$ と仮定した。

4) 計算上、レベル 2 地震動を受ける場合に、背面土に生じる可能性があるすべり面は二次主働破壊面であると考えられる。また、さらに三次主働破壊が発生する場合には、盛土は既に過大な残留変位が生じているものと考えられ、修正物部・岡部式の適用が困難と考えられる。そこで、設計水平震度に係わらず、二次主働破壊面と水平面がなす角度を θ_s として、任意の震度における主働土圧係数を式 (解 6.2.18) により算出するものとし、地震時主働土圧係数と水平震度の関係式を算出した。

背面土の土質定数、橋台形状及び地表面と水平面のなす角度が式 (6.2.5) の算出に用いた条件に当てはまらない場合には、以上の 1) から 4) までの手順により地震時主働土圧係数を算出してよい。参考として、表-解 6.2.3 に示す背面土において、いくつかの θ に対して地震時主働土圧係数を算出した結果を表-解 6.2.4 に示す。

せん断抵抗角を土質試験により算出する場合には、使用する背面土材料に関して、施工時を想定して設定した密度、含水比下における室内試験等により ϕ_{peak} 、 ϕ_{res} を求めることが原則である。このとき、大地震時における地震時土圧に粘着力が与える効果に関しては十分明らかになっていないが、たとえば三軸圧縮試験からのせん断抵抗角の評価では、粘着力が零であるときの ϕ_{peak} 、 ϕ_{res} を用いてよい。背面土に粘性土を用いる場合にも、土質試験により同様に ϕ_{peak} 、 ϕ_{res} を設定し、上の 1) から 4) までの手順により地震時主働土圧係数 K_{EA} を算出してよい。ただし、土質調査よりせん断抵抗角を決定する場合には、背面土の地震時主働土圧特性については明確となっていないことから、 $\phi_{peak} = 50^\circ$ を上限とする。

表-解 6.2.3 地震時土圧算定のための土質定数

	ϕ_{peak}	ϕ_{res}
砂及び砂れき	50°	35°
砂質土	45°	30°

表-解 6.2.4 橋台形状に応じた地震時主働土圧係数 $K_{EA} = a_0 + a_1 k_h$ ($\alpha = 0^\circ$)

θ	(a) 砂及び砂れきの場合				(b) 砂質土の場合			
	$\delta_E = 0^\circ$		$\delta_E = \phi/2$		$\delta_E = 0^\circ$		$\delta_E = \phi/2$	
	a_0	a_1	a_0	a_1	a_0	a_1	a_0	a_1
1°	0.21	0.91	0.22	0.82	0.25	1.09	0.26	0.98
2°	0.22	0.91	0.23	0.83	0.26	1.09	0.27	0.98
3°	0.23	0.91	0.24	0.84	0.26	1.09	0.28	0.99
5°	0.24	0.92	0.25	0.85	0.28	1.09	0.29	1.00
10°	0.28	0.94	0.29	0.90	0.32	1.10	0.33	1.04

図 3.2.2 地震時土圧の算定

出典：「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成 14 年 3 月」p65～68

3) 壁面摩擦角

壁面摩擦角は、「道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV下部構造編 平成 24 年 3 月」に準拠する。

解説

壁面摩擦角は、地震時土圧として修正物部・岡部式を適用するため、表 3.2.10 に示すように「道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV下部構造編 平成 24 年 3 月 (p49)」に準拠する。なお、「道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV下部構造編 平成 14 年 3 月 (p43)」と同じである。

表 3.2.10 土圧作用面の壁面摩擦角

橋台の種類	検討種類	摩擦角の種類	壁面摩擦角 δ	
			常時 δ	地震時 δ_E
重力式橋台	安定計算 壁の断面計算	土とコンクリート	$\phi/3$	0
逆T式橋台	安定計算	土と土	ϕ	$\phi/2$
控え壁式橋台	壁の断面計算	土とコンクリート	$\phi/3$	0

4) 水中の見かけの水平震度

地下水位以深の土による地震時土圧を算定する際には、以下に示す水中の見かけの水平震度を用いる。

$$k_{hg'} = \frac{\gamma \cdot h_1 + \gamma' \cdot h_2 + \gamma_w \cdot h_2 + q'}{\gamma \cdot h_1 + \gamma' \cdot h_2 + q'} \times k_{hg}$$

- ここに、
- $k_{hg'}$: 水中の見かけの水平震度
 - γ : 地下水位以浅の土に単位体積重量 (kN/m³)
 - γ' : 地下水位以深の土の水中の見かけの単位体積重量 (kN/m³)
 - γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)
 - h_1 : 地下水位以浅の土層厚(m)
 - h_2 : 地下水位以深の土層厚(m)
 - q' : 地震時の地表載荷荷重 (kN/m²)
 - k_{hg} : レベル1地震動の地盤面における水平震度 k_{hg} 又はレベル2地震動の地盤面における水平震度 k_{h1g} もしくは k_{h2g}

出典：「河川構造物の耐震性能照査指針・解説 I 共通編 平成 24 年 2 月」 p16

(3) 水圧（静水圧、残留水圧、地震時動水圧）

1) 静水圧

水面からの深さに応じて求める。

$$Ph = \gamma_w \cdot h$$

ここに、 Ph : 水面より h の深さの静水圧強度 (kN/m²)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

h : 水面よりの深さ(m)

出典：「改訂新版 河川砂防技術基準（案）同解説・設計編Ⅰ 平成9年10月」 p162

解説

水の単位体積重量は、淡水の場合 9.8kN/m³、海水の場合 10.1kN/m³を使用する。

2) 残留水圧

残留水圧としては、以下に示す残留水位による水圧を考慮することを基本とする。

岩着基礎の重力式は矢板式に準ずる。

重力式 : $\frac{1}{3}(HWL - LWL) \dots \dots$ 水の通りの良いもの

矢板式 : $\frac{2}{3}(HWL - LWL) \dots \dots$ 水の通りの悪いもの

出典：「改訂新版 河川砂防技術基準（案）同解説・設計編Ⅱ 平成9年10月」 p130

解説

残留水圧の算定における水位設定は、海岸・河川において下記のとおり使い分ける。

海岸 HWL : 朔望平均満潮位、 LWL : 朔望平均干潮位

河川 HWL : 計画高水位、 LWL : 平水位

残留水圧（水位）は、堤防形式、裏込材料や基礎材料の透水性、矢板や水抜工の有無と位置等を考慮して設定する。また、水門や堰等によって湛水域となる場合など、上記によりがたい場合は、状況に応じて設定するものとする。

補足

直立堤等の重力式構造の施設は、HWL 時と LWL 時で検討を行う。

LWL 時 : 水圧としては残留水圧を考慮する。浮力は残留水位以下に作用する。

HWL 時 : 残留水位を HWL とすれば、残留水圧は考慮しないが、浮力は残留水位以下に作用する。

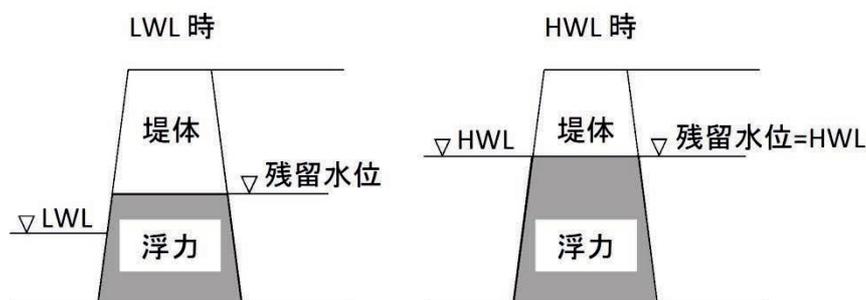


図 3.2.3 模式図

直立堤が岩着基礎の場合には、堤体の透水性や背後の地形を踏まえて、堤内の水位上昇による水圧の増加を防止するために HWL 以上の箇所に水抜き孔を設置する。捨石混成堤となる場合には、水抜き孔は設置しない。

3) 地震時動水圧

地震時動水圧は、Westergaard 式により算出する。

$$p_d = \frac{7}{8} \cdot \gamma_w \cdot k_{hs} \cdot \sqrt{H \cdot h}$$

ここに、 p_d : 地震時動水圧 (kN/m²)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

k_{hs} : 地震時に構造物に生じる応答に相当する水平震度

H : 水深 (m)

h : 水面から地震時動水圧が作用する点までの水深 (m)

出典：「河川構造物の耐震性能照査指針・解説 I 共通編 平成 24 年 2 月」 p18

解説

地震時動水圧の計算方法は、「河川構造物の耐震性能照査指針・解説 平成 24 年 2 月」を適用した。

(4) 揚圧力

揚圧力は、以下により算出する。

$$U_{px} = \left(h_2 + \Delta h \cdot \frac{\sum 1 - lx}{\sum 1} + dl \right) \cdot W_0$$

- ここに、
 U_{px} : 任意点における揚圧力 (kN/m²)
 W_0 : 水の単位体積重量 (kN/m³)
 Δh : 上下流の水位差 ($h_2 - h_1$) (m)
 $\sum 1$: 全浸透路長 (m)
 lx : 上流端から任意の点までの浸透経路長 (m)
 dl : 任意の点における床版もしくは水叩きの厚さ (m)
 h_2 : 下流水深 (m)

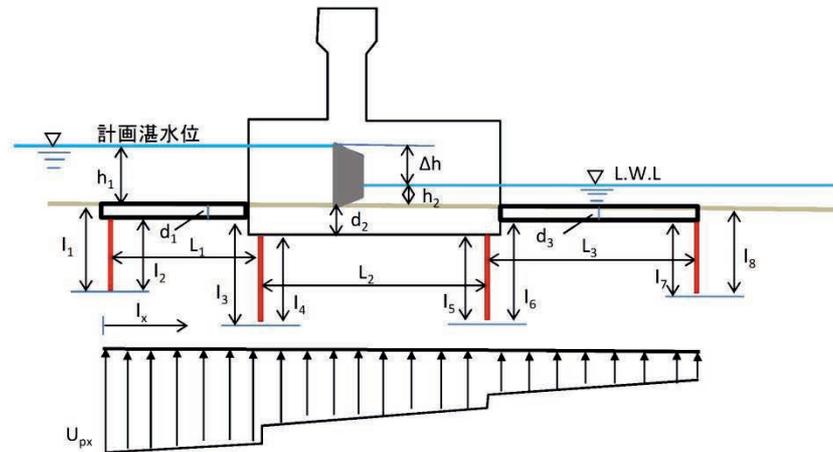


図 3.2.4 模式図

出典：「改訂新版 河川砂防技術基準（案）同解説・設計編 I
平成 9 年 10 月」 p90

解説

揚圧力は、構造物と基礎地盤との接触面に垂直に作用するものとし、対象構造物の上下流、あるいは前面・背後の水位により求める。

揚圧力の作用が明らかでない場合にはこれを考慮しなければならないが、その作用が明らかにできない場合にも、経年的な水の浸透あるいは構造物設置状況によってこれらが作用することが予測されるため、設計は安全側になるようにその作用を考えることとする。

例えば、安定計算のうち、転倒や滑動などの計算には考慮し、支持の計算には無視する方法などが考えられる。

- ・ 「改訂新版 河川砂防技術基準（案）同解説 設計編 I 平成 9 年 10 月」、「柔構造樋門設計の手引き 平成 10 年 11 月」による。

(5) 高潮時・津波時の水位と波圧

高潮時・津波時の水位と波圧は、対象とする施設、地域、水象に応じて設定する。

なお、原形復旧施設に対しては、津波波圧を作用させない。

解説

波圧の与え方は、「2.6 高さの基準、設計波及び広域地盤沈下量」に準拠して施設、地域、水象ごとに設定するものとする。

高潮時には、現地状況に合わせて合田式あるいは、富永・久津見式から算出した波圧を考慮し、津波時には地域等に応じて、静水圧もしくは衝撃段波波圧（分裂考慮、朝倉らの式（ICE2002）による水深係数を採用）を適切に選択するものとする。

表 3.2.11 水位と波圧の設定

施設	地域	水象	
		高潮	津波
パラペット 胸壁 これに準ずる構造のものも含む。	①仙台湾沿岸以外の海岸 ②仙台湾沿岸のうち、防波堤の内側、松島湾内、リアス式海岸	水位：計画高潮位 波圧：合田式または富永・久津見式	水位：設計津波水位+1.0m 波圧：上記水位の静水圧
	・仙台湾沿岸（石巻市長浜海岸から山元海岸までの砂浜海岸、ただし上記②は除く）	水位：計画高潮位 波圧：合田式または、富永・久津見式	水位：津波水位（せり上がりなし） 波圧：衝撃段波波圧（分裂考慮、朝倉らの式（ICE2002）による水深係数を採用）を基本とする。
傾斜堤	・全域	波圧：考慮しない	波圧：考慮しない。

(6) 風荷重

風荷重は、 $W=2.94\text{kN/m}^2$ とし、地域特性に応じてこの値以上とする。

出典：「改訂新版 河川砂防技術基準（案）同解説・設計編 I 平成 9 年 10 月」 p79

解説

- ・「改訂新版 河川砂防技術基準（案）同解説 設計編 I 平成 9 年 10 月」、「柔構造樋門設計の手引き 平成 10 年 11 月」による。

(7) 雪荷重

雪荷重は、 $W=0.98\text{kN/m}^2$ とする。

出典：「宮城県土木設計マニュアル 平成 21 年 7 月」 p9～11

解説

「宮城県土木設計マニュアル 平成 21 年 7 月」によると、宮城県の沿岸域は、寒冷地域に指定されていることから、「改訂新版 河川砂防技術基準（案）同解説・設計編 I 平成 9 年 10 月」の標準値を用いる。

(8) 温度変化の影響

構造物（一般に、大気中にある構造物について考慮）に応じて、温度変化の影響を考慮する。

出典：「改訂新版 河川砂防技術基準（案）同解説・設計編 I 平成 9 年 10 月」 p77

解説

門型やボックス型の構造となる場合には、必要に応じて温度変化の影響を考慮する。

温度荷重は、温度の上昇によって物体の長さ・体積が膨張する割合を、1K（℃）当たりで示したもので、単位は 1/K である。コンクリート構造物は $10 \times 10^{-6} / (^\circ\text{C})$ 、鋼構造物は $12 \times 10^{-6} / (^\circ\text{C})$ である。

気候寒冷地方を適用して、基準温度は $+10^\circ\text{C}$ とし、温度変化は $\pm 15^\circ\text{C}$ とする。

- ・ 「改訂新版 河川砂防技術基準（案）同解説・設計編 I 平成 9 年 10 月」、「柔構造樋門設計の手引き 平成 10 年 11 月」による。

(9) 地震の影響

堤防に作用する地震の影響は、レベル1地震動及びレベル2地震動について考慮することを基本とする。

耐震検討においては、レベル1地震動による照査を行ったうえで形状や断面等を決定し、その条件に対してレベル2地震動による照査を実施するものとする。レベル2地震動の照査は、「河川構造物の耐震性能照査指針・解説 平成24年2月」によるものとする。

解説

「河川構造物の耐震性能照査指針・解説 平成24年2月」ではレベル1地震動の照査を省略しているが、海岸保全施設と同一の安全度を確保する観点から、「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成16年6月」に基づき、レベル1地震動及びレベル2地震動の照査を行うことを基本とした。

(10) 摩擦係数

基礎底面のせん断抵抗力を求める際の摩擦角と付着力は、以下のとおりとする。

表 3.2.12 摩擦角と付着力

条件	摩擦角 ϕ_B (摩擦係数 $\tan\phi_B$)	付着力 C_B
土とコンクリート	$\phi_B = \frac{2}{3}\phi$	$C_B=0$
土とコンクリートの間に栗石を敷く場合	$\tan\phi_B = 0.6$ $\phi_B = \phi$ } の小さい方	$C_B=0$
岩とコンクリート	$\tan\phi_B = 0.6$	$C_B=0$
土と土又は岩と岩	$\phi_B = \phi$	$C_B=C$

ただし、 ϕ ：支持層のせん断抵抗角（°） C ：支持層の粘着力（kN/m²）

出典：「道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV下部構造編 平成24年3月」p309

解説

土圧の算定に、「道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV下部構造編 平成24年3月」を用いることから、摩擦係数もこれによることとした。

ただし、土質試験を行うことが困難で、十分に締め固められた砕石を敷設する場合には、 $\tan\phi_B = 0.6$ とすることができるものとする。

- ・ 「道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV下部構造編 平成24年3月」による。

(11) 施工時荷重

施工時に重機等の影響を考える必要がある場合には、これを考慮して設計する。

解説

施工場所が狭小で施工時に重機が近接するなど、重機の影響を考慮する必要がある場合には、これを考慮することとする。

(12) 津波時における衝突荷重

施設天端までの水圧を見込むため、衝突荷重は考慮しないことを基本とする。

ただし、漂流物等が想定される場合、現場状況に応じて考慮できるものとする。

解説

・ 波圧については、「3.2.3 (5) 高潮時・津波時の水位と波圧」を参照のこと。

3.3 堤防形式の選定

堤防形式は、海岸保全施設においては、砂浜海岸の場合は傾斜型（傾斜堤）、岩礁海岸の場合は直立型（直立堤）を基本とする。河川管理施設においては、傾斜型（傾斜堤）を基本とする。

地盤条件、土地利用の制約等でやむを得ない場合には、特殊堤を採用できるものとする。

解説

堤防設置箇所の地盤条件により、傾斜型と直立型に大別する。選定条件は、図 3.3.1 のとおりである。

河川堤防においては、土堤構造が原則であることから、傾斜型を基本としている。

①傾斜式（不透過）

法先水深が浅く、仮締切りによる施工が可能な場合に採用する。

②傾斜式（透過）

前浜があり、陸上施工によってドライ施工が可能な場合に採用する。

③傾斜式矢板併用（不透過）

法先水深が深く、仮締切りによる施工が困難もしくは不経済な場合に採用する。

④直立式

砂浜が無く、地盤が良好な場合に採用し、岩着基礎を基本とする。

設置水深が-1.0m 未満で水中施工が可能な場合に採用する。

⑤混成式

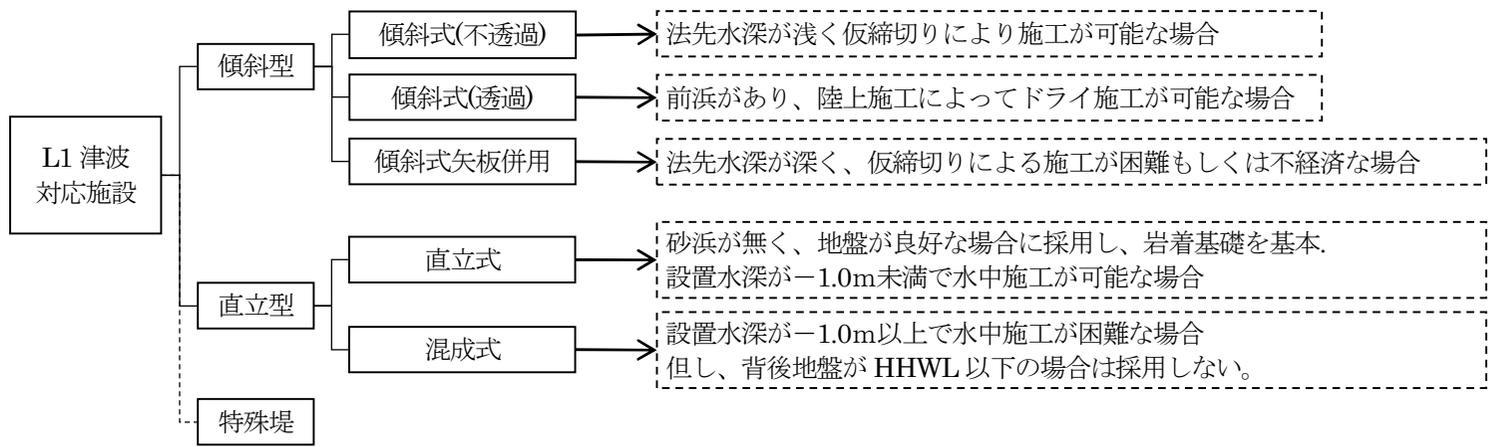
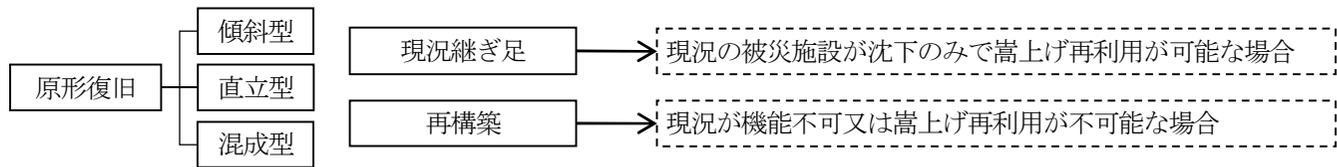
設置水深が-1.0m 以上で水中施工が困難な場合に採用する。

但し、背後地盤が HHWL 以下の場合は採用しない。

⑥特殊堤

用地等の制約がある場合で移転補償が困難な場合に採用できるものとする。

仙台湾の外洋に面した海岸では、津波波圧が大きいため採用しない。



- ※1 傾斜型については、陸上への設置を基本とする。矢板併用式とする場合は、矢板の腐食対策を行い、長期的な安定性に十分配慮すること
- ※2 直立型については、岩着を基本とする。混成式とする場合は、背面盛土の吸出し対策を行い、長期的な安定性に十分配慮すること

図 3.3.1 堤防形式の選定

3.4 堤防の天端高など

3.4.1 海岸保全施設

海岸保全施設の天端高は、設計津波の水位又は高潮時の打ち上げ高などにそれぞれ余裕高（1m）を加えた値の高い方を標準とする。

解説

海岸保全施設の天端高は、津波計画堤防高と高潮計画堤防高のいずれか高い方から設定される。

津波計画堤防高は、設計津波の水位に余裕高を見込んで設定される。設計津波の水位は、頻度の高い津波を対象に痕跡もしくは津波解析により求めたものであり、「設計津波の水位の設定方法等について 平成 23 年 7 月 8 日 農林水産省、国土交通省 通知」に基づいて算定されている。この水位には、堤防によるせり上がりも考慮されている。

高潮計画堤防高は、計画高潮位と 30 年確率波の打ち上げ高及び越波量を満足する高さに余裕高を考慮して設定される。なお、許容越波量は各海岸での背後の土地利用を考慮して決定する。

3.4.2 河川管理施設

河川管理施設の天端高は、河川津波水位又は高潮の打ち上げ高に 1.0m を加えた高さ以上とすることを原則とする。

海岸堤防と同一の安全度を確保するため、河口部においては海岸保全施設の天端高と同一として第一の山付部等までをレベルとし、山付部等を境に水位縦断分布に応じて階段状（レベル）に堤防高を上げていくものとする。なお、自己流として必要な堤防高は確保するものとする。

解説

河川区間の堤防高の設定方法は、以下の通りとする。

- ①河口部における堤防の高さは、海岸保全施設の天端高と同一とする。
- ②レベル1津波対策区間の津波対策の堤防の高さは、津波水位に「必要と認められる値」1.0m を加えた値を基本とする。
- ③堤防高の縦断変化点の考え方は、以下のとおり。
 - ・ 河口から第1の山付部までは、隣接する海岸堤防と同一の高さとするを基本とする。
 - ・ 海岸堤防と同一の高さとする区間から上流は、河川津波遡上計算水位に「1.0m」を加えた高さで水平に（レベルで）設定することを基本とする。
 - ・ 堤防高の変化は山付部で行い、河川津波遡上シミュレーションによる計算水位の減衰に従って、区間毎に上流に向かって階段状に（レベルで）高さを下げていくことを基本とする。
 - ・ 異なる堤防高間のすりつけ勾配は、6%を標準とする。
- ④補足事項
 - ・ 運河等、海岸線に近接し平行に流れる河川は、津波来襲時に低部から越流することがないよう一定の高さで設定する。
 - ・ 第1の山付部より上流で、高さの変化点が概ね 1.0km 以上離れており、その区間の高さが計算水位に対して著しく過大となる場合には、計算水位に「1.0m」を加えた高さを包含するように上流に向かって一定勾配で高さを下げていく。
 - ・ 河口から第1の山付部までの間に計算水位波形が減衰傾向とならない場合は、減衰傾向が表れる距離より上流の山付部まで、隣接する海岸堤防と同一の高さとする。
 - ・ JR や国道、主要道路など二線堤として評価できる盛土を山付部とみなすことができる。
 - ・ レベル1津波対策区間とは、「施設設計上の津波水位」に「必要な高さ」を加えた「津波対策の堤防高さ」が、自己流の計画高水位に流量に応じた余裕高を加えた堤防高よりも高い区間をいう。

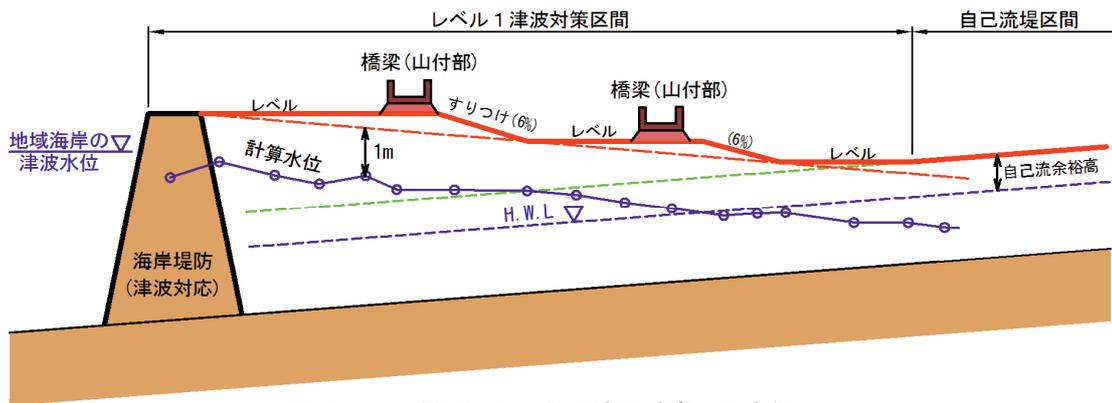


図 3.4.1 河川における堤防天端高の設定例

特別な考え方（県独自）

- ・ 運河等、海岸線に近接しこれと平行に流れる河川は、河床勾配がレベルに近く、河口から進入した津波が奥深くまで到達することが想定される。津波来襲時に低部から越流することが無いよう、堤防高さを一定の高さで設定する。
- ・ 第一山付け箇所を超えても津波水位が減衰しない場合は、次の山付け箇所まで一定の高さとする。

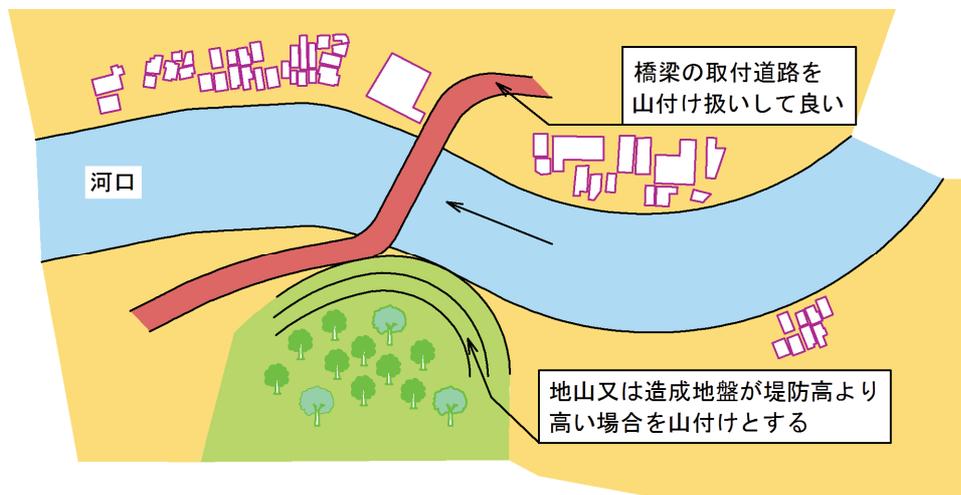


図 3.4.2 山付けの考え方

3.4.3 海岸堤防との取付け方法

海岸堤防と河川堤防の取付け部については、海岸堤防の法線に対して直角となるよう配置し、取付け部の曲率半径は $R=15\text{m}$ 以上とする。

解説

河川堤防と海岸堤防との取付け形状は、河口幅を広くすると津波が入りやすくなることや鋭角に取り付けると端部が弱部になる恐れがあることから、直角交差を基本とし、管理用道路として天端を使用するため、設計速度 20km/h の曲率半径を採用し、 $R=15\text{m}$ 以上とした。なお、管理用道路としての走行が困難な場合は、必要に応じて拡幅できるものとする。

堤防の曲線部については、場所打ちコンクリートとするものとし、隔壁工で構造を分離する。

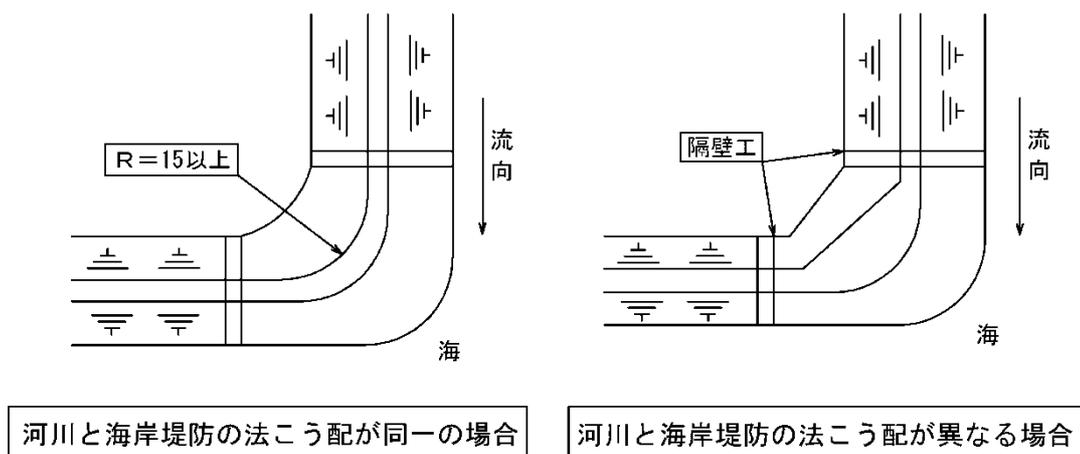


図 3.4.3 海岸堤防との取付け方法

3.5 傾斜堤

3.5.1 基本形状

傾斜堤の形状は、次を標準とする。

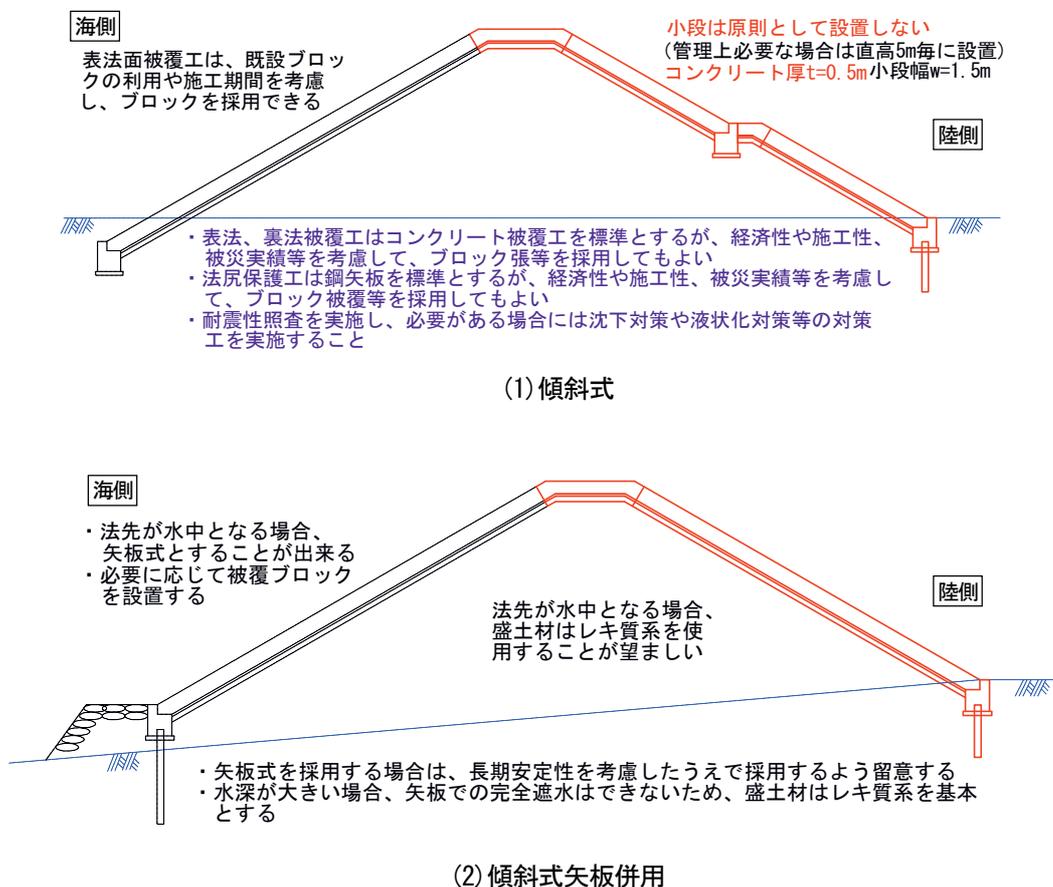


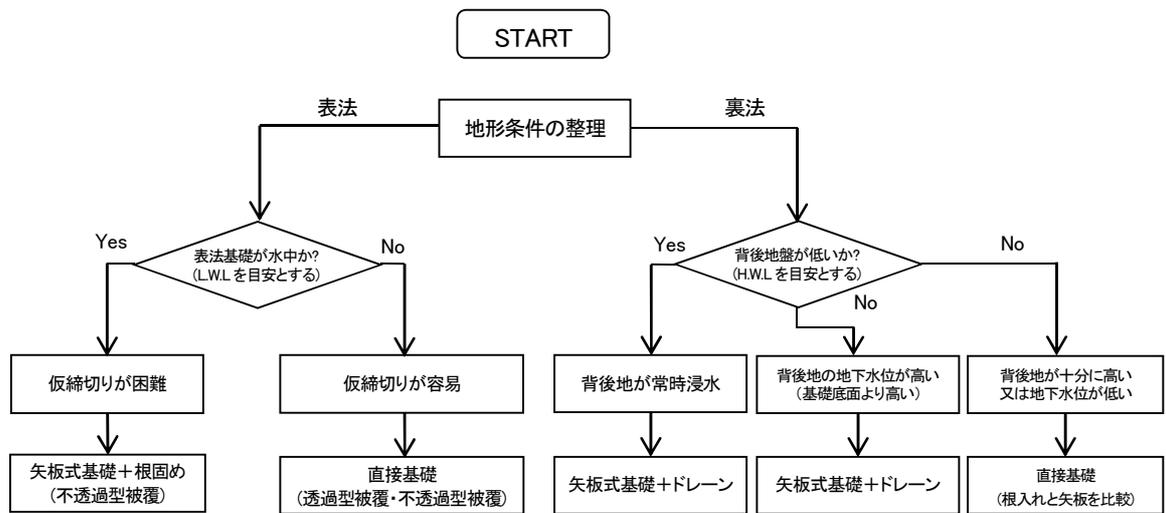
図 3.5.1 傾斜型堤防（傾斜堤）の形状

解説

傾斜堤の形式は、「図 3.5.2 傾斜型堤防の形式選定フロー」により設定することができる。

海側（川表側）は、表法基礎の設置高（前浜の高さ、河岸の地盤高又は河床高）と LWL（朔望平均干潮位）の高さ関係などから、被覆構造（透過型、不透過型）と基礎形式（直接基礎、矢板基礎）が設定される。

陸側（川裏側）は、背後地盤高と水位（地下水位）の関係から、基礎形式（直接基礎、矢板基礎）とドレーンの設置が設定される。ドレーン工は、水位が上昇した際に津波越流時のアップリフトによる堤防破壊が想定される場合や、堤体内の液状化が想定される場合などに設置するため、主に陸側（川裏側）が矢板基礎となる場合に配置することになる。



※HWLは朔望平均満潮位、LWLは朔望平均干潮位とする。

図 3.5.2 傾斜型堤防の形式選定フロー

3.5.2 天端高

天端高は、「3.4 堤防の天端高など」による。

3.5.3 天端幅

天端幅は、土堤部分で幅員 3m 以上とする。現況幅員が規定幅以上の場合は、その幅員まで復旧できるものとする。

解説

天端幅については「改定 解説・河川管理施設等構造令 平成 12 年 2 月 (p120)」に、堤防の最小天端幅として 3.0m とされていることや、「海岸施設設計便覧 2000 年版 平成 12 年 11 月 土木学会 (p410)」にも、原則として傾斜堤の堤防では 3m 以上とるとされていることから、これを基本とする。

天端を管理用道路として使用する場合には、車両での管理を基本とすることから全幅員を 4.0m とする。ただし、被災前の幅員がこれよりも広い場合には、その幅員を限度として復旧できるものとする。

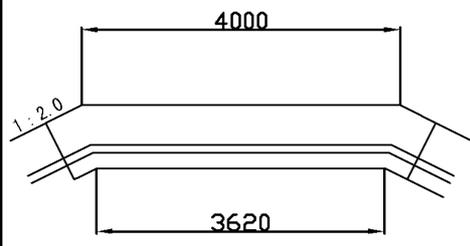
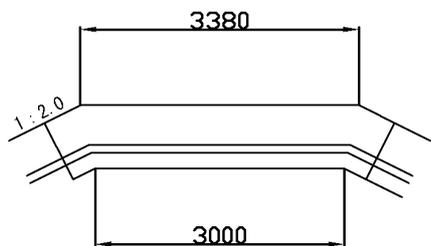
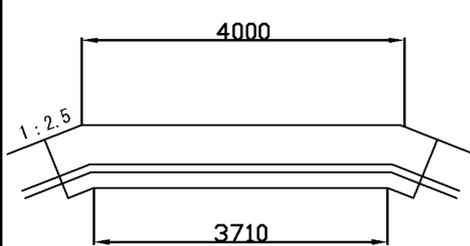
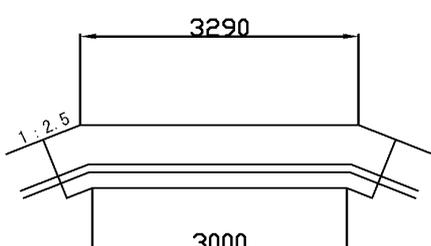
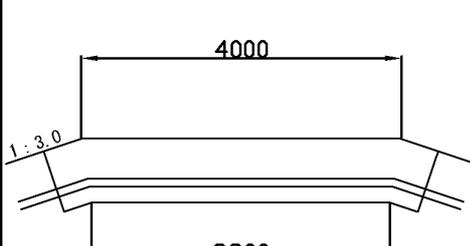
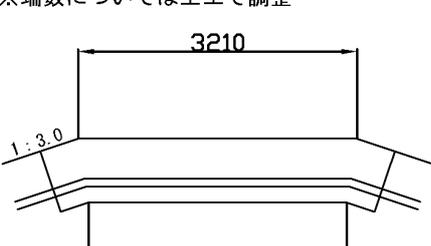
天端が兼用道路として利用されている場合には、道路としての必要幅とする。

天端を管理用道路として使用しない場合は、堤防延長が短く、起終点が山付けの場合等で車両による管理を要しない箇所のことをいう。

河川堤防においては、計画高水流量に応じ、河川管理施設構造令第 21 条に定められた天端幅を確保するものとする。

なお、天端には水勾配を設けるものとし、中心からそれぞれ 2%を目安とする。

表 3.5.1 傾斜堤の天端幅

法勾配	管理用道路として利用する	管理用道路として利用しない
1:2.0	<p>※天端幅は被覆工で4.0m</p> 	<p>※天端幅は被覆工で3.4mにラウンド ※端数については土工で調整</p> 
1:2.5	<p>※天端幅は被覆工で4.0m</p> 	<p>※天端幅は被覆工で3.3mにラウンド ※端数については土工で調整</p> 
1:3.0	<p>※天端幅は被覆工で4.0m</p> 	<p>※天端幅は被覆工で3.3mにラウンド ※端数については土工で調整</p> 

3.5.4 法勾配

堤防の法勾配は、今次地震・津波での被災実態と復旧堤防の高盛土化を踏まえて堤防高に応じて設定するものとし、法面には小段を設けないことを原則とする。

既存施設が海浜利用等の観点より緩傾斜化されている場合については、原形の勾配で復旧ができるものとする。

解説

河川堤防については、浸透・侵食・地震などの安全性を考慮し、法面勾配2割以上とし、堤高に応じて小段を設けた構造とされてきたが、「改定解説・河川管理施設等構造令 平成12年1月(p138)」には、浸透面からみると緩やかな勾配の1枚法とした方が有利であり、維持管理目や利用面からも緩やかな勾配が望まれる場合が多いことから、原則として緩やかな1枚法とすることになっている。

一方、海岸堤防については、「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成16年6月」によると、小段は、堤防の維持・管理及び水防などに役立つほか、軟弱地盤上に堤防を建設する場合に、重量を分散し安全性を向上させる機能を持っており、コンクリート被覆式の場合、堤防の法勾配は1～3割を標準とし、堤高5m以上の場合に裏小段が設ることとされている。

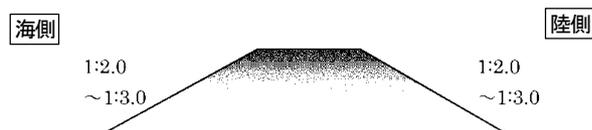
今回の東北地方太平洋沖地震では、広域的な地盤沈下によって、地盤高が朔望平均満潮位を下回る箇所が増加したため、海岸堤防においても河川堤防と同様に浸透に対する安定性を考慮する必要があることや、河川・海岸堤防とも高盛土化されることから、自重安全率の低下を防ぎ、堤体荷重の分散による安全性を向上させるという観点から、堤防高に応じて法勾配を設定するものとした。

法勾配については、堤防高(H=3～15m)と堤防法面を一枚法とした場合の合成勾配の設定及び円弧すべり(kh法)による安定性の試算結果に基づき、表3.5.2に示す初期値を基本に設定を行うものとしている。なお、Hは被覆厚を除く盛土高さとし、盛土高さの定義は海側(川表側)と陸側(川裏側)の地盤高の平均値から天端高(被覆を除く)までの高さとする。

小段については、越流時に弱部となるため、維持管理上必要な場合を除き原則として設置しないものとした。

表 3.5.2 堤防法面勾配の初期設定値

堤防高(盛土高)	法面勾配	備考
$H < 5$	1 : 2.0	
$5 \leq H < 8$	1 : 2.5	
$8 \leq H$	1 : 3.0	

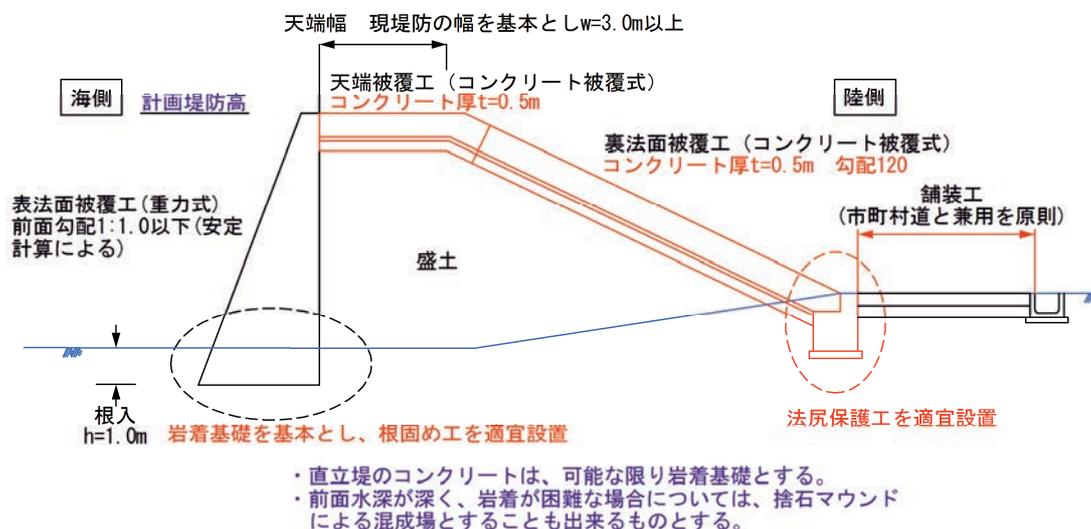


被災前の原形が緩傾斜化されている場合には、緩傾斜化した経緯や理由などを説明できるよう整理したうえで、原形勾配に復旧できるものとした。なお、原形が緩傾斜化されていても海浜利用と整合しない場合については、基本の法勾配を採用するものとする。

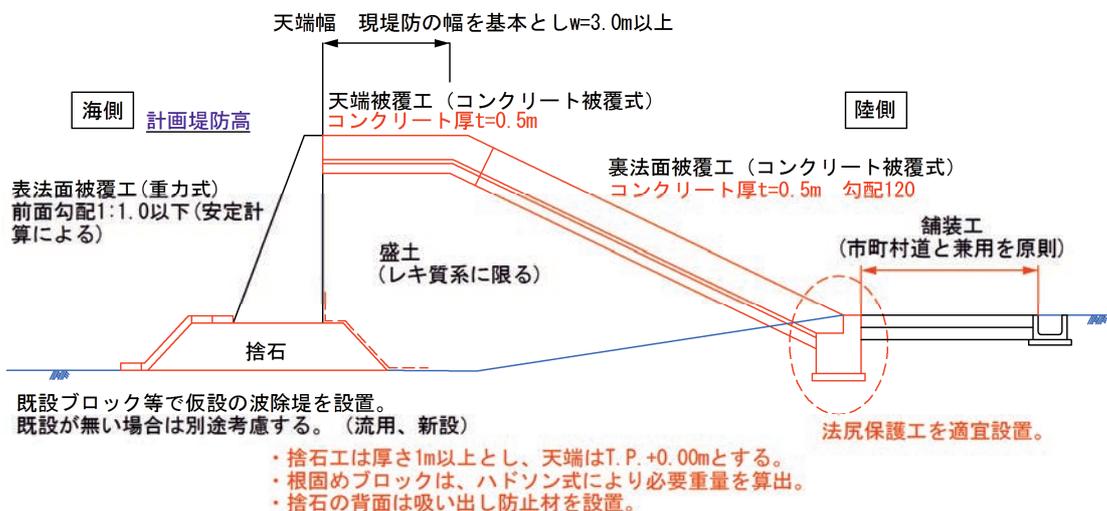
3.6 直立堤

3.6.1 基本形状

直立堤の形状は、次を標準とする。



(1) 直立式 (岩着)



(2) 混成式

図 3.6.1 直立型堤防 (直立堤) の標準形

解説

直立堤は、岩礁海岸など、地盤条件が良好な場合に用いることができる重力式構造の自立堤防である。水深が-1.0m未満を目安として、現地盤上に設ける直立式と、設置水深が-1.0m以上で水中施工が困難となる場合に捨石を配置する混成式に区別される。

3.6.2 天端高

天端高は、「3.4 堤防の天端高」による。

3.6.3 天端幅

天端幅は、被覆天端幅で 3.5m とする。現況幅員が規定幅以上の場合は、その幅員まで復旧できるものとする。

解説

天端幅は、土堤部分で幅員 3m 以上とすることとなっているが、裏法勾配により被覆天端幅に端数が生じるため、被覆天端幅で 3.5m とした。この時、重力式擁壁の天端幅は含まない。

ただし、被災前に特別の事情により天端幅を広く設けている場合は、被災前の幅員で全幅を設定することができる。

天端には水勾配を設けるものとし、その勾配は 2% を目安とする。

表 3.6.1 直立堤の天端幅

法勾配	直立堤の天端幅
1 : 2.0	
1 : 2.5	
1 : 3.0	

3.6.4 法勾配

表法勾配は1:0.5を標準とする。

裏法勾配（法面被覆工部分）は傾斜堤に準拠する。

解説

直立堤は、安定計算によって寸法を決める。表法勾配を1:0.5と設定したうえで、裏法勾配を5厘刻みで調整して、安定性が確保できる形状とする。

直立堤の安定計算に用いる盛土材料は、砂質土を標準とする。

使用する盛土材料が未確定の場合には、 $\gamma_t=19.0\text{kN/m}^3$ 、 $\phi=30$ 度（ $C=0\text{kN/m}^2$ ）と想定することとし、施工の際には使用材の物性値を用いて再計算し安定性を確認すること。

法面被覆工部の勾配は、「3.5.4 法勾配」に準じて設定する。

3.7 特殊堤

3.7.1 基本形状

特殊堤は、傾斜堤や直立堤以外の形状で、重力式、L型、逆T型、杭式・鋼矢板式などの自立式構造となる堤防とする。

解説

- ・ 傾斜堤、直立堤以外の自立式構造の堤防をいう。

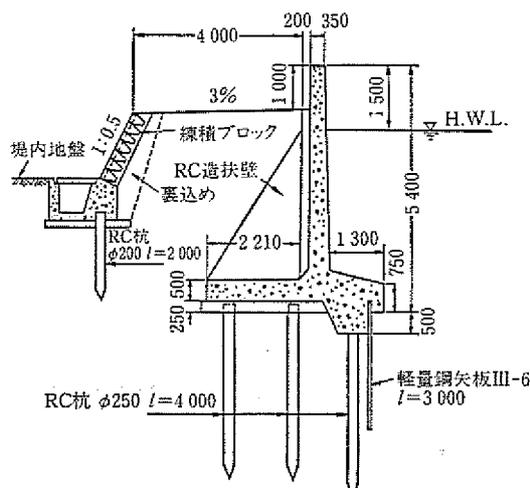


図 3.7.1 特殊堤の例

3.7.2 天端高

天端高は、「3.4 堤防の天端高」による。

解説

海岸保全施設や河川管理施設は、相互に関連する長大構造物である。

天端高は、「3.4 堤防の天端高」による。

3.7.3 天端幅

背後地の土地利用状況等により、やむを得ず自立式構造の特殊堤とする場合においても、最小限の管理用通路を確保することが望ましい。

解説

天端幅は、「改定 解説・河川管理施設等構造令 平成 12 年 1 月」の第 31 条 第 1 項に準拠し、原則として 3m 以上、少なくとも 1m 以上の盛土部分（三面張りを含む）を設けることが望ましい。

3.8 傾斜堤の安定に関する検討

3.8.1 円弧すべりに対する検討

傾斜堤の地盤破壊（すべり）に対する安定性は、供用中、施工中の荷重に対し、盛土及び基礎地盤がすべりに対して安定であることを照査する。照査は、円弧すべり法により行うものとする。

解説

常時・地震時（レベル1地震動）などに対する安全性は、供用時・施工時に作用する盛土自重や載荷重等の組合せに対して、盛土及び基礎地盤が安定することを照査する。照査にあたっては、盛土材料、盛土の基礎地盤の土質、地形、法面被覆構造の取扱いについて十分に考慮する必要がある。

円弧すべりの計算方法は、「河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）平成24年2月（財）国土技術研究センター（p107）」のkh法によるものとする。設計水平震度は、「河川構造物の耐震性能照査指針・解説 I 共通編 平成24年2月（p19）」による。

慣性力を考慮した安定計算（ k_h 法）

慣性力による安定計算は次式により行い、地震時の最小安全率 $F_{sd}(k_h)$ を算定する。

$$F_{sd}(k_h) = \frac{\sum [c \cdot l + \{(W - u \cdot b) \cdot \cos \alpha - K_h \cdot W \sin \alpha\} \cdot \tan \phi]}{\sum [W \cdot \sin \alpha + K_h \cdot W \cdot (y/r)]}$$

ここに、	c	: 土の粘着力 (tf/m ²)
	ϕ	: 土の内部摩擦角 (°)
	W	: 分細片の全重量 (tf)
	l	: 細片の底面の長さ (m)
	b	: 細片の幅 (m)
	u	: 常時地下水によって発生する間隙水圧 (tf/m ²)
	K_h	: 慣性力による設計震度
	y	: 細片の重心からすべり円の中心までの高さ (m)
	r	: すべり円の半径 (m)
	α	: 円弧の中心における法線と鉛直線のなす角 (°)

表 3.8.1 円弧すべりの安全率

項目	常時	地震時
安全率	1.2	1.0

出典：「改訂新版 河川砂防技術基準（案）設計編 I 平成9年10月」p16、

「道路土工盛土工指針 平成22年4月」p108～115 など

- ・ 盛土材料が明確でない場合には、以下の 2 材料を標準として検討する。
 - $\gamma=19.0\text{kN/m}^3$ 、 $C=1.0\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=30$ 度
 - $\gamma=19.0\text{kN/m}^3$ 、 $C=10.0\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=25$ 度
- ・ 盛土材料として礫質土が調達可能な場合には、以下を使用することができる。
 - $\gamma=20.0\text{kN/m}^3$ 、 $C=1.0\text{kN/m}^2$ 、 $\phi=35$ 度
- ・ 施工の際には、使用材の物性値を用いて再計算し、安定性を確認すること。

3.8.2 圧密沈下に対する検討

圧密沈下の恐れがある地盤が確認された場合には、築堤に伴う圧密沈下の検討を行い、必要に応じて対策を実施する。

解説

築堤に伴う圧密沈下の許容沈下量は、“圧密度 90%かつ残留沈下量 10cm 未満”とする。

被覆内部に沈下が生じて被覆と築堤部に空洞が発生した場合には、水压等が作用することによって被覆工が破壊し、堤防の機能が発揮できなことが想定される。また、空洞化した場合の維持管理の対応にも多額な費用がかかることが想定される。したがって、できる限り圧密促進を行い、許容残留沈下量以下とすることを原則とした。

表 3.8.2 盛土の圧密沈下の許容値

項目	設定値	参考
圧密度	90% ・圧密度は80～90%を目標とされていることが多い。堤防は、沈下後に被覆することを考慮し、90%を採用する。	「河川土工マニュアル 平成21年4月 (p112)」 ・ <u>緩速載荷工法の段階施工において、「目標の圧密度としてはU=80%が多く採用されている。」</u> という記述がある。
		「道路土工 軟弱地盤対策工指針 平成24年8月 (p249)」 ・ <u>サンドドレーン工法において、「目標となる圧密度は通常は80～90%程度と設定することが多い。」</u> と記述がある。
残留沈下量	10cm ・残留沈下量は、10cmを目標とされていることから、これを採用した。	「高規格堤防盛土設計・施工マニュアル 平成12年3月 (p17)」 ・マニュアルでは、①実際の地盤の複雑さ、②盛土材料の多種多様性、③施工時における締固度のバラツキなどの不確定要素を勘案し、 <u>「設計時の残留沈下量は10cmを目標とした。」</u> とされている。
		「道路土工 軟弱地盤対策工指針 平成24年8月 (p119)」 ・ <u>「軟弱地盤上の土構造物の設計における”沈下における照査”で、「設計で目標とする残留沈下量の許容値としては、構造物取付部において、盛土中央部で舗装完了後あるいは供用開始後3年間で10cm～30cmとしてきた事例が多い。」</u> と示されている。

圧密沈下量 S_C は、層区分された圧密層（粘性土層）ごとに求めた合計とし、次式を用いることができる。

$$S_C = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H$$

ただし、正規圧密状態にある軟弱層（粘性土）の場合は、次式を用いても良い。

$$S_C = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log_{10} \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \cdot H$$

体積圧縮係数を用いる場合は、次式による。

$$S_C = m_v \cdot \Delta p \cdot H$$

- ここに、
- S_c : 圧密沈下量 (m)
 - e_0 : 圧密層の盛土前の鉛直応力 p_0 での初期間隙比
 - e_1 : 圧密層の盛土荷重による圧密後の間隙比で、 $e - \log p$ 曲線に
圧密層中央深度の盛土後の鉛直応力 $p_0 + \Delta p$ に対応する間隙比。
 - C_c : 圧縮指数
 - H : 圧密層の層厚 (m)
 - p_0 : 圧密層の中央部深度の盛土前の鉛直有効応力 (kN/m²)
 - Δp : 圧密層の中央部深度の盛土荷重による鉛直有効応力の増分 (kN/m²)
 - m_v : 体積圧縮係数 (m²/kN)

出典：「道路土工 軟弱地盤対策工指針 平成 24 年 8 月」p125～126、「河川土工マニュアル 平成 21 年 4 月 (財)国土技術研究センター」(p107)

3.8.3 浸透に対する検討

(1) 基礎地盤の浸透

基礎地盤の浸透に対する安定性は、内外水位によるパイピング破壊に対し、必要となる浸透経路長が確保されていることを照査する。

解説

パイピングは、堤体とその地盤の結合部、構造物とその地盤の接合部及びそれらの付近における浸透現象である。傾斜堤のパイピングの評価にあたっては、「改訂新版 河川砂防技術基準(案) 同解説 設計編 I 平成 10 年 9 月」で示されているレインの式により評価を行う。

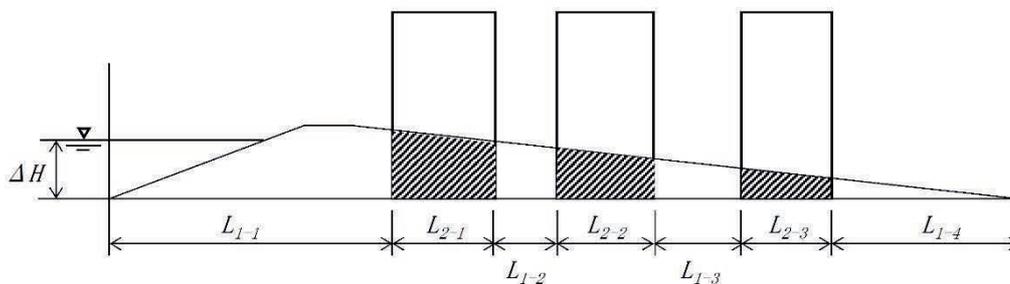
構造物との接触長については、上記基準に準拠し 1/3 の重みを考慮する。

$$C = (L_e + \sum l) / \Delta H = \{L_1 + L_2 / 3 + \sum l\} / \Delta H$$

- ここに、**C** : レインの加重クリープ比 (表 3.8.2 による)
L_e : 水平方向の有効浸透路長 (m)
L₁ : 水平方向の堤防と堤防の地盤の接触長さ (m)
L₂ : 水平方向の堤防の地盤と地下構造物の接触長さ (m)
∑l : 鉛直方向の地盤と構造物の接触長さ (通常 0 とする) (m)
ΔH : 水位差 (m)

表 3.8.3 レインの加重クリープ比

地盤の土質区分	C
極めて細かい砂またシルト	8.5
細砂	7.0
中砂	6.0
粗砂	5.0
粗砂利	4.0
中砂利	3.5
栗石を含む粗砂利	3.0
栗石と砂利を含む	2.5



上図においては、 $L_1 = L_{1-1} + L_{1-2} + L_{1-3} + L_{1-4}$ 、 $L_2 = L_{2-1} + L_{2-2} + L_{2-3}$ となる。

出典：「改訂新版 河川砂防技術基準(案) 同解説 設計編 I 平成 9 年 10 月」p27~28、
「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成 16 年 6 月」p3-33

(2) 堤体の浸透

堤体浸透に対するパイピング破壊は考慮しなくても良いものとする。

解説

津波は短期的な現象で継続時間が短いため、堤体内を浸透しパイピング破壊を引き起こす可能性は小さいと考えられる。パイピング破壊は常時における内外水位差を対象とし、堤体浸透によるパイピング破壊は考慮しなくても良いものとした。

ただし、河川堤防（バック堤区間）では、洪水時における堤体の浸透に対する安定性を照査することが必要となる場合もある。この時には、「河川構造の検討の手引き 平成 24 年 2 月」に準じて照査を行うことができるものとする。

3.8.4 軟弱地盤対策

軟弱地盤上に構造物を構築するにあたっては、すべり破壊、沈下、周辺地盤の変形、地震時の地盤の液状化などの問題に対し、適切な対策を行うものとする。

解説

軟弱地盤上に構造物を構築した場合、自重あるいは施工機械・交通荷重の与える振動など、様々な原因によって、すべり破壊や沈下、周辺の地盤や施設の変形、地震時の液状化に伴う問題が発生する可能性がある。

これらを考慮し、堤防ならびに周辺施設に対して必要な安全性が確保できない場合には、軟弱地盤対策を行うものとする。

- ・ 圧密沈下に対する対策は、「道路土工 軟弱地盤対策工指針 平成 24 年 8 月」、「河川土工マニュアル 平成 21 年 4 月」などに準じて検討する。
- ・ 液状化に対する対策は、「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案) 平成 9 年 10 月」などに準じて検討する。
- ・ 沈下に対する安定性と液状化対策など、複数の目的から軟弱地盤対策を実施する場合には、併用が可能となるような工法を選定するなど総合的に判断を行うものとする。
- ・ 傾斜堤は、復旧延長が長大になることなどを勘案し、経済的なプレロード工法を基本として、圧密沈下終了後に被覆工を施工することを原則とする。

(1) 堤防における軟弱地盤対策

軟弱な粘性土地盤において生じる圧密沈下及びすべり破壊に対する代表的な軟弱地盤対策を、「河川土工マニュアル 平成 21 年 4 月 (p107,108)」から抜粋し、表 3.8.4 に示す。

表 3.8.4 軟弱地盤対策工の種類と効果

(道路土工：軟弱地盤対策工指針 1986 を一部改変)

工法		工法の説明	主効果	二次効果	
表層処理工法	敷設材工法 表層混合処理工法 表層排水工法 サンドマット工法	基礎地盤の表面にジオテキスタイル(化学製品の布や網)あるいは鉄鋼などを敷広げたり、基礎地盤の表面や石灰やセメントで処理したり、排水溝を設けて改良したりして、軟弱地盤処理工や盛土工の機械施工を容易にする。 サンドマットの場合、圧密排水層を形成することが上記の工法と違って、パーチカルドレーン工法など、圧密排水に関する工法が採用される場合は併用されるのが普通である。	C	D E	
	置換工法	掘削置換工法	軟弱層の一部または全部を除去し、良質材で置き換える工法である。置き換えによってせん断抵抗が付与されて安全率が増加し、沈下も置き換えた分だけ小さくなる。	E	B C
	押え盛土工法	押さえ盛土工法 緩斜面工法	盛土の側方に押え盛土をしたり、のり面勾配をゆるくしたりして、すべりに抵抗するモーメントを増加させて盛土のすべり崩壊を防止する。 盛土の側面が急に高くはならないので、側方流動も小さくなる。 圧密によって強度が増加した後、押え盛土を除去することもある。	E	C
	盛土補強工法	盛土補強工法	盛土中に鋼製ネット、帯鋼またはジオテキスタイルなどを設置し、すべり破壊を抑制する。 ただし、水平布設では堤体に浸透路を作るので好ましくない。	E	C
ドレーン工法	パーチカルドレーン工法	サンドドレーン工法 カードボードドレーン工法	地盤中に適当な間隔で鉛直方向に砂柱やカードボードなどを設置し、水平方向の圧密排水距離を短縮し、圧密沈下を促進し、併せて強度増加を図る。 工法としては、砂柱を袋やケーシングで包むもの、カードボードのかわりにローブを使うものなど各種のものがあり、施工法も鋼管を打込んだり、振動で押込んだ後、砂柱を造るものや、ウォータージェットでせん孔して砂柱を造るものなど各種のものがある。	A	C D
サンドコンパクション工法	サンドコンパクションパイル工法	地盤に締固めた砂ぐいを造り、軟弱層を締固めるとともに砂ぐいの支持力によって安定を増し、沈下量を減ずる。施工法として打込みによるもの、振動によるもの、また砂の代りに碎石を使用するものなど各種のものがある。	B E	A C	
固結工法	深層混合処理工法	軟弱地盤の地表から、かなりの深さまでの区間を、セメントまたは石灰などの安定剤と原地盤の土とを混合し、柱体または全面的に地盤を改良して強度を増し、沈下およびすべり破壊を阻止する工法である。施工機械には、かくはん翼式と噴射式のものがある。	B E	C	
	石灰パイル工法	生石灰で地盤中に柱を造り、その吸水による脱水や化学的結合によって地盤を固結させ、地盤の強度を上げることによって安定を増すと同時に、沈下を減少させる工法である。	B E	C	
	薬液注入工法	地盤中に薬液を注入して透水性の減少、あるいは原地盤強度を増大させる工法である。	B E	C	
	凍結工法	土中に凍結管と呼ばれる鋼管を設置し、地盤中の間隙水を人工的に凍結させるものである。 仮設工法として用いられることがある。	B E	C	

表 3.8.4 軟弱地盤対策工の種類と効果（続き）

工法		工法の説明	主効果	二次効果
緩速 載荷 工法	漸増載荷工法 段階載荷工法	盛土の施工に時間をかけてゆっくり立ち上げる。圧密による強度増加が期待できるので、短時間に盛土した場合に安定が保たれない場合でも、安全に盛土できることとなる。盛土の立ち上りを漸増していくか、一次盛土を休止して地盤の強度が増加してからまた立ち上げるなどといった載荷のやり方で、名称が分れる。 パーテカルドレーンなどの他の工法と併用されることが多い。	C	—
載荷 重工 法	掘削置換工法	盛土や構造物の計画されている地盤にあらかじめ荷重をかけて沈下を促進した後、あらためて計画された構造物を造り、構造物の沈下を軽減させる。積荷重としては盛土が一般的であるが水あるいはウェルポイントで地下水を低下させることによって増加した有効応力を利用する工法などもある。	A	D
構 造 物 工 法	矢板工法	盛土側方の地盤に矢板を打設して地盤の側方変位を減じて安定性を高める。それによって周辺地盤の膨れあがりや沈下の影響も少なくなる。	C E	
	くい工法	木ぐいや既製ぐいを利用して沈下、せん断変形の抑制を図るもので、通常はくい頭交互を連結して効果を高める。	B C	

A: 圧密沈下の促進: 地盤の沈下を促進して、有害な残留沈下量を少なくする。

B: 全沈下量の減少: 地盤の沈下そのものを少なくする。

C: せん断変形の抑制: 盛土によって周辺の地盤が膨れ上がったり、側方移動したりすることを抑制する。

D: 強度増加の促進: 地盤の強度を増加させることによって、安定を図る。

E: すべり抵抗の増加: 盛土形状を変えたり地盤の一部を置き換えることによって、すべり抵抗を増加し安定を図る。

(2) 液状化対策

液状化に対する対策については、「3.10.5 耐震対策」による。

3.9 直立堤（特殊堤）の検討

3.9.1 躯体設計

(1) 躯体設計の基本

常時、レベル1地震時、津波時において、躯体が支持、転倒及び滑動に対して安定であるとともに、部材に発生する応力が許容応力度以下となるよう設計する。

また、レベル2地震時には「河川構造物の耐震性能照査指針・解説 平成24年2月 国土交通省」の「Ⅲ. 自立式構造の特殊堤編」に基づく照査を行うことを原則とする。

解説

直立堤（特殊堤）の躯体の設計にあたり、躯体形状は直接基礎を想定した場合において安定性を満足する形状とすることを基本とするものの、杭基礎やその他の基礎形式を採用する場合は下記基準を基に必要なとなる照査項目において照査を行うものとする。

躯体の設計の詳細な手法については、「改訂新版 河川砂防技術基準（案）同解説 設計編 I 平成9年10月」、「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 平成24年3月」、「道路土工（各指針）」などを参考にすることができる。

(2) 津波時の外力設定

1) 作用範囲

津波の設計波圧は、津波水位設定高から地盤面まで作用させるものとする。

解説

設計波圧は、表 3.2.11 に従い、設置場所に応じて設定する。

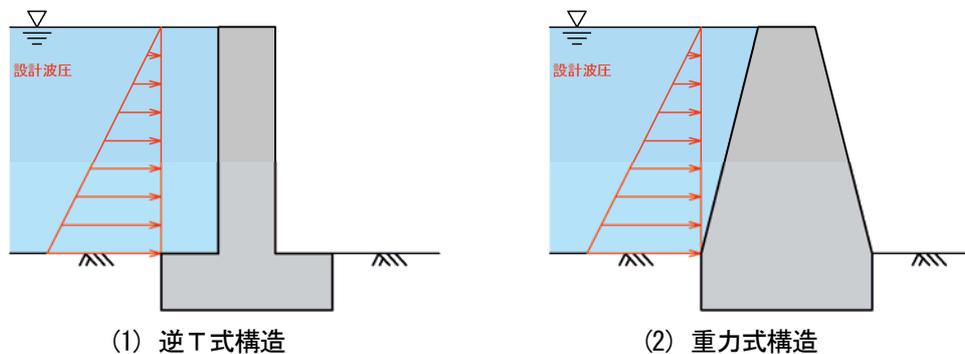


図 3.9.1 津波荷重の作用範囲

2) 揚圧力

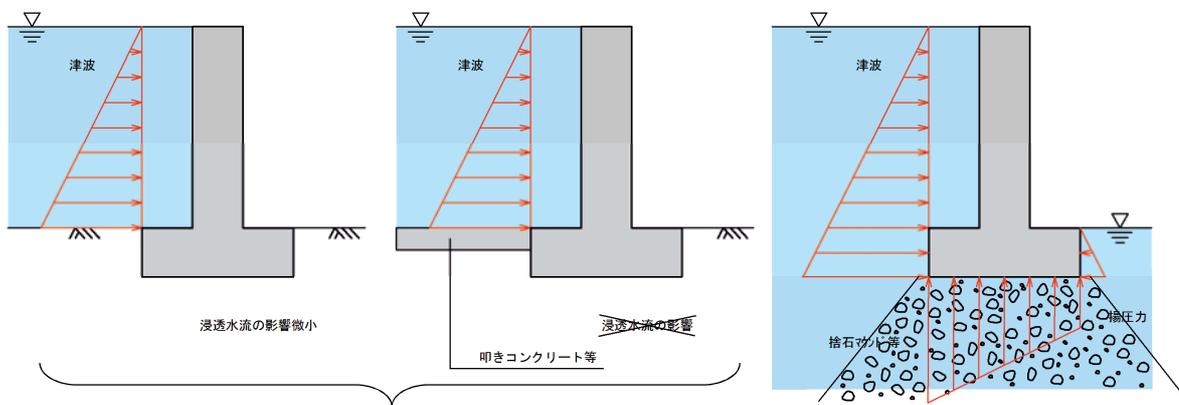
陸上部に設けられる直立堤（特殊堤）は、津波時における揚圧力を考慮しなくてもよい。

解説

陸上部に設けられる直立堤（特殊堤）に作用する津波は、平常時には浸水していない陸上部を遡上して施設に到達するが、高潮等と比較して極めて短時間の水位上昇である津波により、施設下部に浸透水流が発生して作用する揚圧力による影響は微小であると考えられる。

地盤内の条件としても、陸上部の施設は地下水位が常時地表面付近には存在しないため、津波の発生により短時間で地盤内が飽和状態となることは考え難い。したがって、当該条件下の直立堤（特殊堤）には、津波発生時の揚圧力を考慮しないものとする。

ただし、堤防が汀線際に設置されている場合、常時から地盤内が潮位の影響を大きく受けており、津波による短時間の水位上昇でも浸透水流が発生すると考えられる場合等は、揚圧力を考慮する。



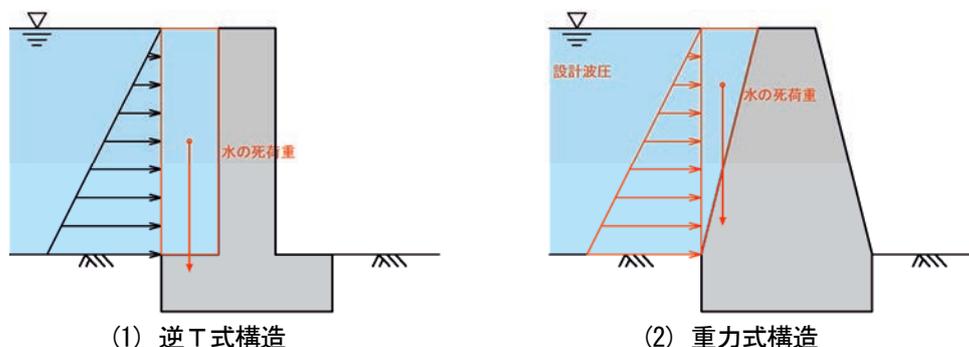
(1) 浸透水流の影響が少ない場合

(2) 浸透水流の影響を受ける場合

図 3.9.2 揚圧力の考え方

3) フーチングのつま先等に作用する津波による水の死荷重

津波時における逆T式構造のフーチングつま先等に載荷する津波による水の死荷重は考慮する。



(1) 逆T式構造

(2) 重力式構造

図 3.9.3 津波による水の死荷重

4) 基礎（フーチング）根入れ部の水平抵抗

津波時における基礎（フーチング）根入れ部の水平抵抗は、安定した支持層を表層近くに確保できる場合には、根入れ部分に水平荷重を作用させてもよい。

解説

下記の記載を参考に、津波時における基礎の水平抵抗を考慮できるものとした。

・「道路橋示方書・同解説 IV下部構造編 平成24年3月」

直接基礎：安定した支持層表層近くに確保できる場合は、根入れ部分に水平荷重を分担させてもよい。(p297)

杭基礎：水平荷重に対して杭のみで抵抗することを原則とするが、フーチング周辺の地盤が良質で設計上の地盤面がフーチング上面位置に設定できる場合は、フーチング根入れ部分の抵抗を考慮して照査を行うのがよい。(p416)

5) 津波時における衝突荷重

津波に伴う衝突荷重は、考慮しないことを基本とする。

解説

「3.2.3 (12) 津波時における衝突荷重」に示したように、津波水位を天端まで見込むことから衝突荷重は考慮しないことを基本とした。

ただし、必要に応じて見込むことが出来るものとする。

(3) 風荷重の外力設定

水面以上又は地表面以上の投影面すべてに、風圧を考慮する。

解説

風荷重は 2.94kN/m^2 (300kgf/cm^2) とする。(「3.2.3 (6) 風荷重」)

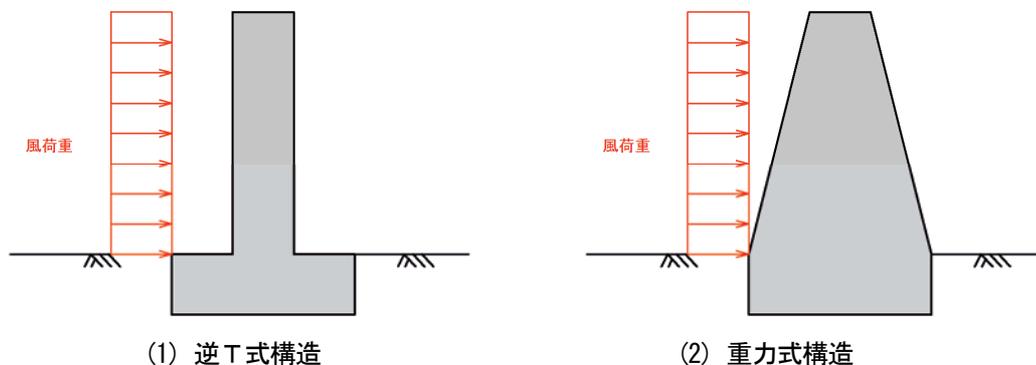


図 3.9.4 風荷重の作用範囲

(4) 雪荷重の外力設定

雪荷重は、直立堤（特殊堤）の水平面全面（堤防天端、フーチングつま先等）に載荷するものとする。なお、水位がある部分には考慮しないものとする。

解説

雪荷重は、 $W=0.98\text{kN/m}^2$ とする。（「3.2.3 (7) 雪荷重」）

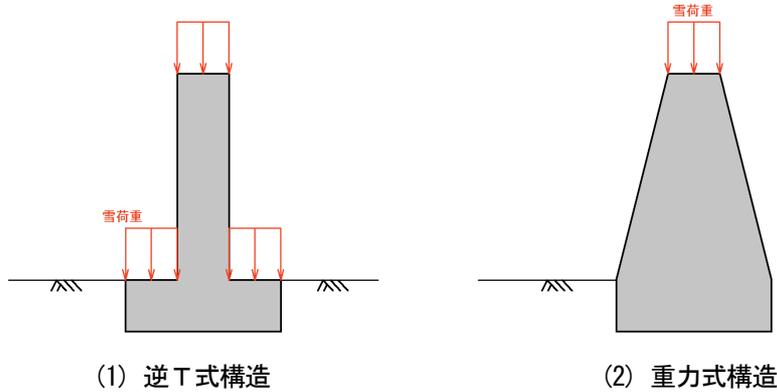


図 3.9.5 雪荷重の作用範囲

(5) 上載荷重の外力設定

直立堤（特殊堤）のフーチング上に載荷される上載荷重は、現場条件にあわせて適切に設定するものとする。

解説

上載荷重は、荷重載荷位置の管理区分を考慮し適切に設定する。

地震時の上載荷重は、港湾施設・漁港施設については港湾・漁港基準の考え方に、道路上については、道路橋示方書や道路土工の考え方にに基づき設定する。

(6) 水位

検討に用いる水位は、ボーリング調査結果の孔内水位を基本とする。

解説

地下水位は、基本、ボーリング調査結果の孔内水位を用いるものとする。ボーリング調査結果がない箇所については、海からの残留水位を地盤内地下水位としてよいものとする。

(7) 検討ケースと組合せ

荷重ケース及び荷重の組合せは同時に作用する可能性が高い荷重の組合せのうち、直立堤（特殊堤）に不利な影響を与える組合せを採用し、検討を実施しなければならない。

解説

荷重ケース及び荷重の組合せは、設計対象地点の直立堤（特殊堤）の形式・形状、外力条件、地形や地質条件、施工条件、環境条件等を考慮して選定しなければならないものとする。

3.9.2 基礎に関する検討

直立堤・特殊堤の基礎は、土質調査結果に基づき、軟弱地盤や液状化、支持力等に対して、必要な検討を行う。

解説

基礎は、構造物に作用する荷重を確実に支持地盤に伝達するものであり、力学的に安定しているとともに、有害な変位を生じないようにする必要がある。

基礎形式としては、直接基礎、捨石基礎、杭基礎、地盤改良基礎などが挙げられ、堤防形式、外力条件、地形や地質条件、施工条件、環境条件等を考慮して選定する。

設計の詳細については、「改訂新版 建設省河川砂防技術基準（案）同解説・設計編Ⅰ 平成 9 年 10 月」、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編 平成 24 年 3 月」や「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成 16 年 6 月」、「河川構造物の耐震性能照査指針（案）一問一答」などを参考にすることができるが、構造物ごとに主管課と協議するものとする。

3.9.3 安定に関する検討

直立堤・特殊堤は、転倒・滑動に対して、所定の安全率を確保できる構造とする。

解説

・ 直立堤の安定計算は、「3.6.4 法勾配」の解説に示す事項についても考慮すること。

(1) 直接基礎の場合

安全率は、「3.2.2 (1) 直接基礎」による。

(2) 杭基礎の場合

安全率等は、「3.2.2 (2) 杭基礎」による。

(3) 耐震設計上の土質定数の低減について

耐震設計上、軟弱な土層と判定された土層、又は、液状化が生じると判定された砂質土層については、「河川構造物の耐震性能照査指針・解説 平成 24 年 2 月」に準じて、土層の物性の変化を適切に考慮するものとする。

解説

基礎形式を杭式とする構造物の耐震設計において、杭周辺地盤が液状化すると判定された場合、杭周辺の土質定数は「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成 14 年 3 月」に準じて低減させることとした。

液状化対策として地盤改良等を行う場合は、土質定数の低減は不要であり、耐震設計と併せて検討を行う必要がある。

耐震上の軟弱層と耐震上の扱いは次のとおりである。

- ・ 現地盤面から 3m 以内にある粘性土層及びシルト質土層で、一軸圧縮試験又は現位置試験により推定される一軸圧縮強度が 20kN/m²以下の土層は、耐震設計上ごく軟弱な土層と見なし、耐震設計上その土質定数をゼロとする。

液状化が生じると判定された土層の扱いは次のとおりである。

- ・ 液状化が生じると判定された砂質土層は、液状化に対する抵抗率 F_L の値に応じて、耐震設計上土質定数を低減させる。低減させる土質定数は、地盤反力係数、地盤反力度の上限値及び最大周面摩擦力度である。

表 3.9.1 土質定数の低減係数 D_E

F_L の 範囲	現地盤面から の深度 x (m)	動的せん断強度比 R			
		$R \leq 0.3$		$0.3 < R$	
		レベル1 地震 動に対する 照査	レベル2 地震 動に対する 照査	レベル1 地震 動に対する 照査	レベル2 地震 動に対する 照査
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq x \leq 10$	1/6	0	1/3	1/6
	$10 < x \leq 20$	2/3	1/3	2/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq x \leq 10$	2/3	1/3	1	2/3
	$10 < x \leq 20$	1	2/3	1	2/3
$2/3 < F_L \leq 1$	$0 \leq x \leq 10$	1	2/3	1	1
	$10 < x \leq 20$	1	1	1	1

出典：「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 平成 14 年 3 月」 p125

- ・ 「河川構造物の耐震性能照査指針・解説 平成 24 年 2 月」による。

3.9.4 浸透に対する検討

直立堤・特殊堤における基礎地盤の浸透に対する安定性は、内外水位によるパイピング破壊に対し、必要となる浸透経路長が確保されていることを照査する。

解説

パイピングは、堤体とその地盤の結合部、構造物とその地盤の接合部及びそれらの付近における浸透現象である。直立堤・特殊堤のパイピングの評価にあたっては、「改訂新版 河川砂防技術基準（案）同解説 設計編 I 平成 9 年 10 月」で示されているレインの式により評価を行う。

構造物との接触長については、上記基準に準拠し 1/3 の重みを考慮する。

算定式は、「3.8.3 浸透に対する検討」による。

3.9.5 軟弱地盤対策

軟弱地盤上に構造物を構築するにあたっては、すべり破壊、沈下、周辺地盤の変形、地震時の地盤の液状化などの問題に対し、適切な対策を行うものとする。

解説

軟弱地盤上に構造物を構築した場合、自重あるいは施工機械・交通荷重の与える振動など、様々な原因によって、すべり破壊や沈下、周辺の地盤や施設の変形、地震時の液状化に伴う問題が発生する可能性がある。

特に直立堤（特殊堤）は、自立構造が原則であることから、地震後に来襲する津波などに対して、十分な機能が発揮できない状況に陥ることも想定される。これらを考慮し、堤防ならびに周辺施設に対して必要な安全性が確保出来ない場合には、軟弱地盤対策を行うものとする。

- ・ 直立堤は岩着を基本とすることから、通常、軟弱地盤対策は必要ないが、自立構造という観点から記載している。
- ・ 圧密沈下に対する対策は、「道路土工 軟弱地盤対策工指針 平成 24 年 8 月」、「河川土工マニュアル 平成 21 年 4 月」などに準じて検討する。
- ・ 液状化に対する対策は、「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）平成 9 年 10 月」を参考にすることができる。
- ・ 沈下に対する安定性と液状化対策など、複数の目的から軟弱地盤対策を実施する場合には、併用が可能となるような工法を選定するなど、総合的に判断を行うものとする。
- ・ 特殊堤の場合、圧密沈下や液状化に対する検討を行ったうえで、基礎をケーソン基礎や杭基礎とすることもある。その場合には、隣接する区間の堤防断面にも配慮するものとする。
- ・ 基礎地盤に対する軟弱地盤対策工の種類と効果は、「3.8.4 軟弱地盤対策」を参考にされたい。

3.10 耐震性能照査

3.10.1 適用基準

耐震性能照査は、「河川構造物の耐震性能照査指針 平成 24 年 2 月（国土交通省）」に基づき行うものとする。

解説

「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成 16 年 6 月」では、堤防の耐震解析法について「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル 平成 9 年 10 月(財)国土技術研究センター」、「河川堤防の地震時変形量の解析手法 2002 年（財)国土技術研究センター」などが参考になるとの記述があるが、明確には示されていない。このことから、河川堤防の照査指針である「河川構造物の耐震性能照査指針 平成 24 年 2 月」に準拠し、海岸堤防も河川堤防と同様の照査手法で照査するものとした。

【参考】

「河川構造物の耐震性能照査指針」の改訂後に「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編平成 24 年 3 月」が改訂され、レベル 2 地震動の設計水平震度の標準値は、以下のとおり見直されている。

表 3.10.1 地盤面における設計水平震度の標準値

地震動	訂年月	地盤種別		
		I 種	II 種	III 種
レベル 2 地震動 タイプ 1	平成 14 年 3 月	0.30	0.35	0.40
	平成 24 年 3 月	0.50	0.45	0.40
レベル 2 地震動 タイプ 2	平成 14 年 3 月	0.80	0.70	0.60
	平成 24 年 3 月	0.80	0.70	0.60

「河川構造物の耐震性能照査指針 平成 24 年 2 月」の記述では、改訂前の「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 平成 14 年 3 月」に準拠することとなっているため、耐震性能照査は「河川構造物の耐震性能照査指針」に準じるものとし、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編 平成 14 年 3 月」に準拠することとした。

3.10.2 耐震性能

耐震設計は、施設の供用期間中に1～2度発生する確率を有する地震動（レベル1地震動）に対して所要の構造の安全を確保し、かつ、施設の機能を損なわないものとする。

施設背後の重要度が高いレベル1津波の対応範囲については、現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さを持つ地震動（レベル2地震動）を想定し、これに対して生じる被害が軽微であり、かつ、地震後の速やかな機能の回復が可能なものとする。

解説

堤防の耐震性能の照査に用いる地震動は、レベル1地震動及びレベル2地震動を対象とする。

「河川構造物の耐震性能照査指針」ではレベル1地震動とレベル2地震動のうち、厳しい結果を与えるレベル2地震動のみを考慮すればよいことになっている。これは、レベル1地震動とレベル2地震動の2種類の地震動に対して、堤防に異なる耐震性能を付与することは、現状、十分なデータの蓄積もなく、合理性が認められないこと、また、レベル1地震動とレベル2地震動を受けた場合の堤防の変形、沈下等の損傷状況は異なるものの、修復性には顕著な差異が認められないことによるものである。一方、「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成16年6月」では、施設の供用期間中に1～2度発生する確率を有する地震動（レベル1地震動）に対して所用の構造の安全を確保し、かつ、海岸保全施設の機能を損なわないものとする」と記載されている。

このことから、河川と海岸で連続した堤防の安全度を同一のものとするため、レベル1地震動の照査を規定した。

傾斜堤は、一般に、津波・高潮による浸水被害の防止、河川の流水が河川外に流出することを防止するために設けられるものであり、治水上重要な機能を有している。特に、堤内地盤高が外水位よりも低い地域では、地震により被災した堤防を、津波・高潮・河川水が越流した場合、二次的に浸水被害を引き起こす可能性もある。また、盛土による堤防（土堤）については、その構造上、地震に対して損傷をまったく許容しないことは不合理であるとともに、一般に、地震による損傷を受けても短期間での修復が可能である。

このような特性を踏まえて、堤防の種々の機能のうち、地震によりある程度の損傷が生じた場合においても、耐震性能の照査において考慮する外水位に対して越流を防止するという耐震性能照査上の堤防の機能を保持することを堤防の耐震性能とした。この堤防の耐震性能は、他の河川構造物では、地震後においても河川構造物としての機能を保持するという耐震性能2に相当するものである。

直立堤や特殊堤、傾斜堤（傾斜式板併用）は、傾斜堤と同等の機能を有するが、損傷の程度によっては速やかな修復が困難になる。このような自立式構造の特性を踏まえて、耐震性能を規定した。

レベル1地震動は、河川構造物の供用期間中に発生する確率が高い地震動であり、震度法による従来の耐震設計で考慮されていた地震動のレベルを踏襲するように定めたものである。レベル1地震動に対しては、従来の耐震設計と同様に、地震後においても機能回復のための修復をすることなく、地震前と同じ機能を保持することができるように、地震によって自立式構造の特殊堤としての健全性を損なわない性能を確保することとした。

レベル2地震動に対しては、堤内地盤高が耐震性能の照査において考慮する外水位よりも低い地域の自立式構造の特殊堤については、浸水による二次災害を防止するため、地震によりある程度の損傷が生じた場合においても、耐震性能の照査において考慮する外水位に対して自立式構造の特殊堤としての機能（止水性）を保持できることを必要な耐震性能として規定した。また、それ以外の地域の自立式構造の特殊堤については、地震後に自立式構造の特殊堤としての機能が応急復旧等により速やかに回復できることを必要な耐震性能として規定した。

レベル1津波対策区間では、原則として、レベル2地震動に対しては、耐震性能2を確保することとする。

3.10.3 照査手順

傾斜堤の耐震性能照査の手順は、「レベル2地震動に対する河川堤防の耐震点検マニュアル 平成24年2月」によるものとする。

直立堤・特殊堤の耐震性能照査は、「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 平成24年2月」によるものとする。ただし、直立堤（重力式など、無筋コンクリート構造）については、「道路土工擁壁工指針 平成24年7月」の震度法による静的照査法を用いることとする。

解説

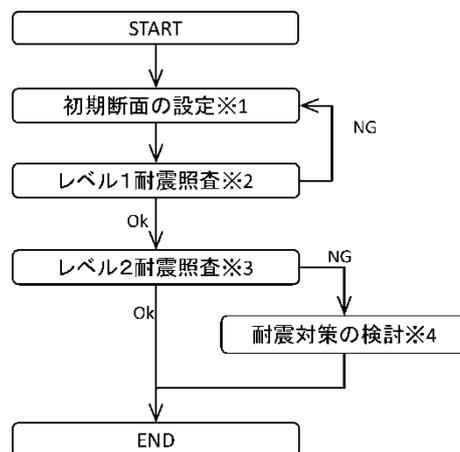
(1) 傾斜堤

「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成16年6月」に基づき、レベル1地震動及びレベル2地震動の照査を行うことを基本とした。

静的照査法（静的解析）の沈下量が75%を超え、解析の再現性が疑わしい場合や照査外水位を下回る場合は、動的解析によって照査するものとした。代表的な変形解析方法と必要な試験結果を表3.10.2、表3.10.3に示す。予測精度や汎用性等から、静的解析はALID、動的解析はFLIPを用いることとした。

動的解析に用いる地震動波形は、L2-1地震動は「想定宮城県連動型地震」、L2-2地震動は「平成7年兵庫県南部地震」を用いることとした。

なお、堤高の75%値が照査外水位より高い場合、背後地盤が照査外水位より高い場合には、レベル2地震動の耐震性能照査を省略しても良い。（「レベル2地震動に対する河川堤防の耐震点検マニュアル 平成24年2月」による。）



※1: 盛土高に応じて設定

※2: 河川構造物の耐震性能照査指針/同解説 H24.2 (レベル1地震動)

※3: 河川構造物の耐震性能照査指針/同解説 H24.2 (レベル2地震動)

※4: 河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案) H9.10
(液状化の検討・対策工の検討に用いる震度もこれによる。)

図 3.10.1 耐震照査の手順フロー

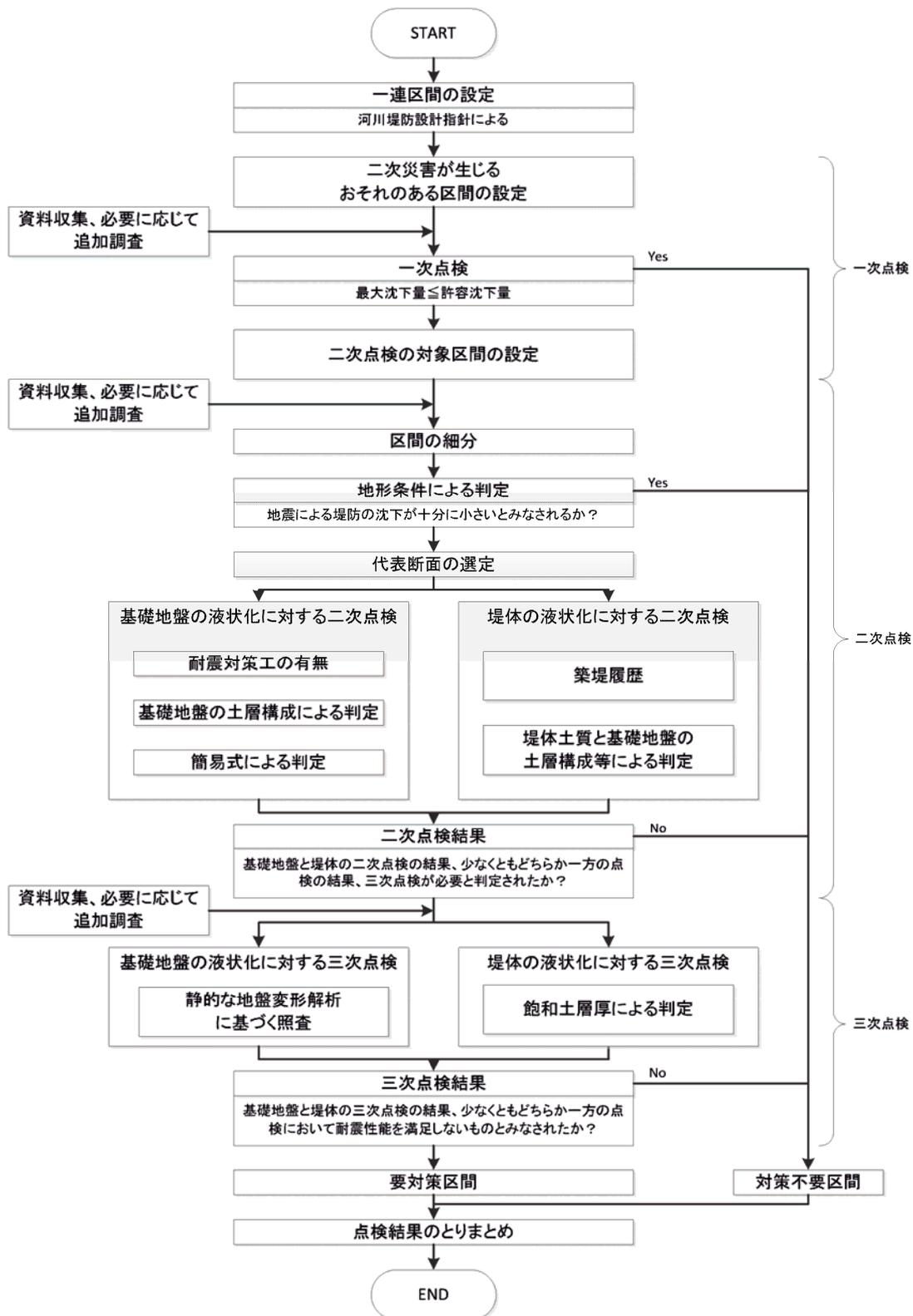


図 3.10.2 堤防の耐震点検に関する標準的な手法

出典：「レベル2地震動に対する河川堤防の耐震点検マニュアル
平成24年2月 国土交通省」 p4

表 3.10.2 地震時変形解析手法の比較

項目	有限要素法			最小エネルギー原理 東畑モデル	極限平衡法 円弧すべり法 (Δu 法)
	動的解析		静的解析		
	LIQCA	FLIP	ALID		
パラメータ設定の難易度	一般に難しいが、パラメータ設定用の支援ソフトが用意されている(簡易な設定法も可能だが解析精度落ちる)	一般に難しいが、パラメータ設定用の支援ソフトが用意されている(簡易な設定法も可能だが解析精度落ちる)	簡便	簡便であるが、液状化層の減衰定数、液状化継続時間の設定に課題が残る	非常に簡便
モデル化の難易度	有限要素法のため、地盤構成や対策工が複雑な場合には、モデル化がやや煩雑となる場合がある	有限要素法のため、地盤構成や対策工が複雑な場合には、モデル化がやや煩雑となる場合がある	有限要素法のため、地盤構成や対策工が複雑な場合には、モデル化がやや煩雑となる場合がある	有限要素法よりもモデル化は単純。ただし、対策工を含む場合には工夫の余地あり	非常に容易
計算時間	非線形動的解析のため、一般にある程度の時間を要する	非線形動的解析のため、一般にある程度の時間を要する	早い	早い	非常に早い
プログラム上、大変形を考慮可能	現在、研究用に開発されている	不可	一般には不可(使用するFEM解析プログラムが大変形を考慮可能であれば可能)	可能	不可
応答値(変形量等)が時刻歴で算定可能	時刻歴応答解析のため、可能	時刻歴応答解析のため、可能	静的解析のため、不可	近似的に可能(変形モード一定)	静的解析のため、不可
地震波の特性が考慮可能	時刻歴応答解析のため、完全に考慮可能	時刻歴応答解析のため、完全に考慮可能	液状化層の判定の際にのみ考慮可能	液状化層の判定の際にのみ考慮可能	液状化層の判定の際にのみ考慮可能
残留変形量が算定可能	可能	可能	可能	可能	経験式により算定可能
解析の安定性	安定性低い場合もある	安定性低い場合もある	安定性よい	一般に安定	完全に安定
解析の適用範囲	動的FEMのため、適用範囲広い	動的FEMのため、適用範囲広い	静的FEMのため、適用範囲比較的広い	地盤・対策工のモデル化の仮定が単純なため、複雑な断面・構造の場合、モデル化の割切りが必要	複雑な対策工の場合、モデル化の割切りが必要
予測の精度	比較的よい	比較的よい(事例によるばらつき少ない)	比較的よい	比較的よい(変形をやや過大評価気味だが、事例によるばらつき少ない)	一般に精度落ちる(過度に安全側の変形量を示す傾向)
プログラムの普及度	普及しつつある(現段階では、京都大学と相談する必要あり)	港湾構造物関係では、指針にも記載され、比較的普及している	汎用静的FEM解析プログラムで対応可能であるため、普及しているといえる	普及しつつある(東京大学から公開されている)	汎用計算法のため普及度非常に高い

出典：「河川堤防の地震時変形量の解析手法 平成 14 年 2 月 財団法人国土技術研究センター」に加筆

表 3.10.3 地震時変形解析に必要な試験結果

分類	項目	変形予測手法					
		LIQCA	FLIP	ALID	東畑モデル	円弧すべり	
原位置試験	標準貫入試験	○	○	○	○	○	
	P S 検層	○	○				
	現場透水試験	○					
	不攪乱試料採取	○	○				
室内土質試験	物理試験	粒度試験	○	○	○	○	○
		液性限界・塑性限界試験	○	○	○	○	○
		密度試験	○	○	○	○	○
	透水試験	室内透水試験	○				
	圧密試験	標準圧密試験	○				
	せん断試験	圧密非排水三軸圧縮試験	○	○			○
		繰返し非排水三軸試験	○	○			
動的変形特性繰返し試験		○	○				

出典：「河川堤防の地震時変形量の解析手法 平成 14 年 2 月 財団法人国土技術研究センター」に加筆

(2) 直立堤・特殊堤

直立堤・特殊堤は、「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 平成 24 年 2 月」に基づき、レベル 1 地震動については震度法、レベル 2 地震動については地震時保有水平耐力法により照査を行う。

ただし、直立堤（重力式などの無筋コンクリート構造）については、「道路土工擁壁工指針 平成 24 年 7 月」の震度法による静的照査法を用いることとする。

1) コンクリート擁壁式特殊堤（鉄筋コンクリート構造）

- ① レベル 1 地震動に対する躯体は、原則として、各部材の力学特性が弾性域を超えない範囲であること（コンクリートや鋼材に生じる応力度が、地震時の割増しを考慮した許容応力度以下であること）を照査する。基礎においては、基礎に生じる応力度が許容値以下であり、支持・転倒・滑動に対して安全であるとともに、基礎の変位量が許容変位量以下であることを照査する。
- ② レベル 2 地震動に対する耐震性能 2 の躯体の照査は、躯体の地震時保有水平耐力が躯体に作用する慣性力を下回らないこと、目地開きの位置が照査外水位を下回らないことを照査する。基礎においては、原則として、地震時に降伏に達しないことを確認する。液状化が発生する場合には、塑性化が生じることを考慮しても良い。

2) 矢板式特殊堤

- ① レベル 1 地震動に対する耐震性能 1 の照査は、部材に生じる応力度が許容応力度以下であること、転倒、滑動に対して安定であること、変位が許容値以下であることを照査する。
- ② レベル 2 地震動に対する耐震性能 2 の照査は、矢板の変形に伴う地震後の堤防高が照査外水位を下回らないとともに、原則として、矢板に生じる応力度が許容応力度以下であることを照査する。

3) 直立堤（無筋コンクリート構造の重力式直立堤）

- ① レベル 1 地震動に対する躯体は、震度法により、基礎に生じる応力度が許容値以下で、支持・転倒・滑動に対して安全であるとともに、基礎の変位量が許容変位量以下であることを照査する。
- ② レベル 2 地震動に対する照査は、「道路土工擁壁工指針 平成 24 年 7 月」に準拠する。
 - ・「河川構造物の耐震性能照査指針（案）一問一答」の Q&A III-4-3 に「躯体が無筋コンクリートの自立式特殊堤（重力式）の場合の照査方法」に対して「無筋コンクリートの終局水平耐力（曲げ引張強度から算出したひび割れ耐力）とせん断耐力を算定した上で、躯体の破壊形態を判定し、地震時保有水平耐力を算出する。これが慣性力を下回らないことを照査すればよい。」と回答されているが、せん断耐力の規定がなく、地震時保有水平耐力法が適用できないことから、「道路土工擁壁工指針 平成 24 年 7 月」に準拠することとした。
 - ・「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 平成 24 年 2 月」のレベル 1 設計水平震度と、「道路土工擁壁工指針 平成 24 年 7 月」のレベル 2 設計水平震度が同等であり、「道路土工擁壁工指針 平成 24 年 7 月 (p333)」によると、レベル 2 地震動における安定計算を満足すれば、天端の残留変形量は壁高の 5% 程度に抑えられることが確認されていることから、安定計算を満足することにより有害な変位は生じないものと判断した。

表 3.10.4 設計水平震度の標準値比較表

文献名	項目	地盤種別		
		I種	II種	III種
道路土工擁壁工指針 平成 24 年度版	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
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 平成 24 年 2 月	レベル 1 地震動	0.16	0.20	0.24

3.10.4 耐震照査において考慮する照査外水位

耐震性能照査において考慮する照査外水位は、以下のとおりとする。

- ・ レベル 2-1 地震動の照査外水位については、レベル 1 津波水位（津波遡上水位）と平常時の最高水位のいずれか高い方とする。
- ・ レベル 2-2 地震動の照査外水位については、平常時の最高水位とする。

解説

耐震設計上の照査外水位は、レベル 2-1、レベル 2-2 地震動それぞれで設定する。

レベル 2-1 地震動は、プレート境界型の地震であり津波の発生が想定されることから、レベル 1 津波水位（津波遡上水位）と平常時の最高水位のいずれか高い方を照査外水位とする。

レベル 2-2 地震動は、内陸直下型の地震動であり、津波の発生が予想されないことから、平常時の最高水位によるものとする。

海岸堤防における平常時の最高水位は、朔望平均満潮位を基本として、地震後 14 日間に発生する確率が 1/10 の波高を用いて算出した波の打ち上げ高とする。

河川堤防における平常時の最高水位は、地震後 14 日間に発生する確率が 1/10 の水位とする。

なお、水位の算定方法については、「津波の河川遡上解析の手引き（案）平成 19 年 5 月」、「河川構造物の耐震性能照査において考慮する河川における平常時の最高水位の算定の手引き（案）平成 19 年 5 月」等に基づき決定することとする。

表 3.10.5 照査外水位の一覧

	海岸堤防	河川堤防	備考
L2-1 地震	<ul style="list-style-type: none"> ・ L1 津波水位 ・ 朔望平均満潮位を基本として、地震後 14 日間に発生する確率が 1/10 の波高を用いて算出した打ち上げ高 上記のいずれか高い方	<ul style="list-style-type: none"> ・ L1 津波遡上水位 ・ 朔望平均満潮位を基本として、地震後 14 日間に発生する確率が 1/10 の波高を用いて算出した打ち上げ高 上記のいずれか高い方	
L2-2 地震	<ul style="list-style-type: none"> ・ 朔望平均満潮位を基本として、地震後 14 日間に発生する確率が 1/10 の波高を用いて算出した打ち上げ高 	<ul style="list-style-type: none"> ・ 平常時の最高水位で、地震後 14 日間に発生する確率が 1/10 の水位 	

3.10.5 耐震対策

堤防のレベル2地震動に対する耐震性能照査の結果、所要の耐震性能を満足できない場合は、必要な耐震対策を行うものとする。耐震対策工は、「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）平成9年10月」に準じて、目的、地盤条件、堤防条件、周辺環境条件ならびに経済性に配慮して設計するものとする。

解説

堤防のレベル2地震動に対する耐震性能照査の結果、所要の耐震性能を満足できない場合は、必要な耐震対策を行わなければならない。

耐震対策工は、「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）平成9年10月」に準じて行う。これは、今次の地震被害を踏まえて河川堤防の耐震対策に関する当面の考え方として作成された「河川堤防の耐震対策マニュアル（暫定版）平成24年2月」における「耐震対策の基本」に基づくものである。

「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）平成9年10月」によるこれまでの対策箇所（中規模地震動に対して堤防あるいは対策工自体の安定を確保するよう設計した箇所）が、今次の震災により実被害を生じていないことから、「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）平成9年10月」による設計が、レベル2地震動に対する対策となる可能性を示唆しているものと考えられるためである。したがって、すでに「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）平成9年10月」による対策が実施されている箇所については耐震対策済みとする。

以下に、「河川堤防の耐震対策マニュアル（暫定版）平成24年2月」の一部を抜粋して示す。

「液状化対策マニュアル」によるこれまでの対策は、中規模地震動に対する堤防あるいは対策工自体の安定を確保するよう設計されており、対策を実施した堤防の耐震安全性は高くなるものと見られていた。その意味で今次の震災により実被害を生じていないことは、これまでの「液状化対策マニュアル」による中規模地震動に対する安定検討に基づく設計が、レベル2地震動に対する対策になっている可能性を示唆するものであると考えられる。

現状の技術ではより妥当と考えられるレベル2地震動に対する適用可能な設計法が見いだせないこと、耐震対策は緊急性が高く設計法の確立を待てないことから、「液状化対策マニュアル」による対策がレベル2相当の地震動に対して被災しなかったことを踏まえ、当面の耐震対策にあたっては、レベル2地震動に対する耐震性の向上に寄与するものとして、これまでの中規模地震動に対する安定性を照査する設計法を適用することとする。ただしその適用にあたり、近年の研究成果を踏まえ、いくつか補足を加えている。

出典：「河川堤防の耐震対策マニュアル（暫定版）平成24年2月」p1

(1) 対策工の検討手法

対策工は、「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）平成9年10月」に基づき、レベル1地震動を対象とした震度法による円弧すべり計算により照査を行う。

すべり安全率は、地震によって発生する過剰間隙水圧の増分を考慮した円弧すべり計算によるものとし、堤防の慣性力による円弧すべり等のすべり破壊は考慮しない。

過剰間隙水圧の増分を考慮した円弧すべり計算による安全率が、所定の安全率を満足する場合は無対策とする。

1) 地震時の安全率算定式

地震時のすべり安全率の算定式は、過剰間隙水圧の増分 Δu を考慮した次式とする。

$$F_{sd} = \frac{\sum \{C' \cdot l + (W - u_o \cdot b - \Delta u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi'\}}{\sum W \sin \alpha}$$

- ここに、
- c' : 有効応力に関する土の粘着力 (tf/m²)
 - ϕ' : 有効応力に関する土のせん断抵抗角 (°)
 - W : 分細片の全重量 (tf)
 - l : 各分割細片における円弧すべりの長さ (m)
 - b : 各分割細片の幅 (m)
 - u_o : 常時地下水によって発生する間隙水圧 (tf/m²)
 - Δu : 地震動によって発生する過剰間隙水圧 (tf/m²)
 - y : 細片の重心からすべり円の中心までの高さ (m)
 - α : 各分割細片のすべり円弧の接円方向と水平面のなす角 (°)

出典：「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）平成9年10月」p12

2) 液状化判定に用いる設計水平震度

耐震対策を行う場合の液状化判定用震度は、0.18（強震帯地域、宮城県）を使用する。

液状化判定用震度 (k_s) は表-3.2 に定めるように、地域区分による値とする。

表-3.2 液状化判定用震度 (k_s)

地域区分	強震帯地域	中震帯地域	弱震帯地域
液状化判定用震度	0.18	0.15	0.12

(解説)

液状化判定用の地震力は、標準とする震度 k_{so} に地域別補正係数、地盤別補正係数、および重要度別補正係数を乗じて求めることとし、式(3.2) により算出して設定した結果を表-3.2 に示している。

$$k_s = C_z \times C_G \times C_I \times k_{so} \quad (3.2)$$

ここに、 k_s : 震度 (小数点以下2桁に丸める)

- k_{so} : 標準震度 (0.15とする)
- C_z : 3.4 (1) に規定する地域別補正係数
- C_G : 3.4 (2) に規定する地盤別補正係数 ($C_G=1.2$ とする)
- C_I : 3.4 (3) に規定する重要度別補正係数

出典：「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）平成9年10月」p5

3) 地震動によって発生する過剰間隙水圧の算定方法

地震動によって発生する過剰間隙水圧は、次式により算定する。

$$r_u = \Delta u / \sigma'_v = \begin{cases} F_L^{-7} & (F_L \geq 1) \\ 1 & (F_L < 1) \end{cases}$$

ここに、
 F_L : 液状化抵抗率
 σ'_v : 有効上載圧 (kgf/cm²)
 r_u : 過剰間隙水圧比

出典：「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）平成9年10月」p13

4) 許容安全率

許容安全率は以下のとおりとする。

表 3.10.6 円弧すべりの安全率

計算方法	常時	地震時	備考
△u法	—	1.0	

出典：「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）平成9年10月」p16

5) 設計水位

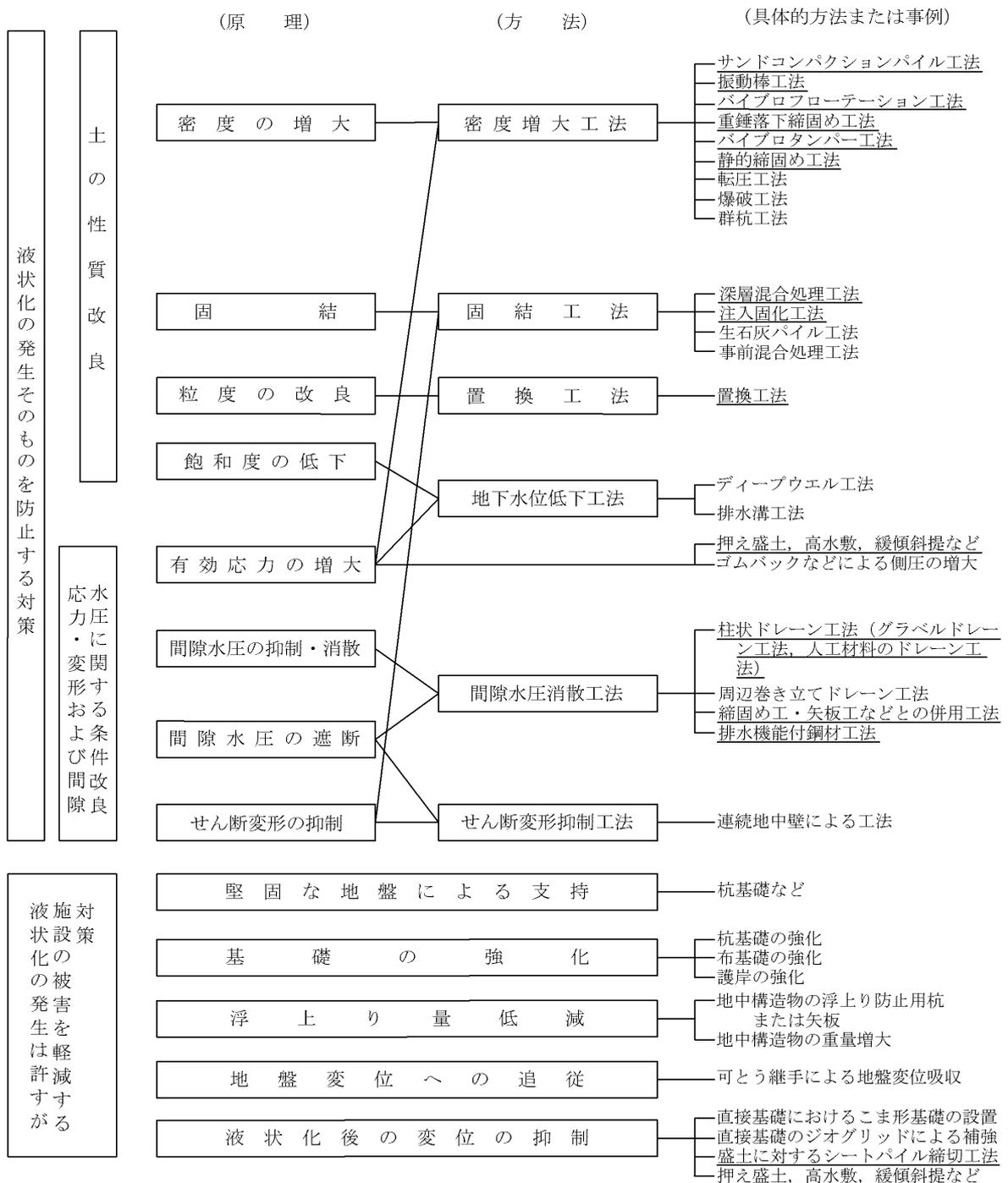
設計に用いる水位は、地震と津波は同時に発生しないこととし、平常時水位を使用する。

(2) 対策工法の分類と選定

液状化対策工には、“液状化の発生そのものを防止する対策”と“液状化の発生は許すが、堤防の被害を軽減する対策”に大別される。

対策工は、対策原理と施工方法、周辺環境への影響などを考慮して適切に選定するものとする。

「液状化対策の原理と方法」「代表的な液状化対策工法の特徴」を以下に示す。



注) _____ (アンダーライン) 部分が堤防の液状化対策に一般的に用いられ得ると考えられる工法
(土質工学会：液状化対策の調査・設計から施工まで、平成5年2月に加筆、修正)

図 3.10.3 液状化対策の原理と方法

出典：「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）
平成9年10月」p18

表 3.10.7 液状化対策工法の特徴

工 法	工法の原理と概要	工 法 の 特 徴	環 境 条 件			地 盤 条 件			経済性 A:高い B:普通 C:安い	留 意 事 項	参 考 事 項			
			振動・騒音	施工による地質変化	地下水遮断	粒径	液状化層厚	適用深度(m)			施工実績	破壊に至るまでのねばり		
押し盛土 (高水敷造成、緩傾斜堤を含む)	押し盛土の荷重により、地盤に働く土載圧を増し、液状化を抑制する。またすべりに対して盛土荷重が抵抗側に働き安定化する。	<ul style="list-style-type: none"> 河川改修事業のメニュー（腹付け敷盛砂利、高水敷等） 堤内地盤の嵩上げ 	小	無	なし	問題なし	浅層部に効果あり	3m程度の液状化層に適用	C	<ul style="list-style-type: none"> 効果としては浅層しか期待できない。 川裏側の場合、用地必要。 	やや多い	弱	い	
縮 固 め	振動締め (サンドコンパクション等)	鋼管ケーシングを先端閉塞の状態で地中に貫入させる。所定の深さに達したところで、ケーシング内の砂を地中に圧入しながらケーシングを引き抜き、締め固められた砂抗を形成する。このとき、周辺地盤を側方に圧縮するとともに、振動締めを行う。 (補給材：砂、碎石)	大	大	なし	細粒分に注意	厚くても効果あり	30	C	<ul style="list-style-type: none"> 対象地盤に細粒が多いと改良後のN値が上昇しにくい。 周辺地盤の変位や騒音・振動が大きい。 	多	い	強	い
	低振動締め (小口径サンドコンパクション、大容量パイプロット)	高周波パイロや高周波の大容量パイプロットを用いて周辺地盤や補給材を締め固め、地盤の密度を高める。 (補給材：砂、碎石、鉄さい)	中	小	なし	細粒分に注意	厚くても効果あり	20	C	<ul style="list-style-type: none"> 対象地盤に細粒が多いと改良後のN値が上昇しにくい。 	やや多い	強	い	
	静的締め (特殊石灰パイル)	特殊石灰とセメント、石膏、砂の混合材料を地盤中にパイル上に造成し、その時の圧力と材料の水反応による膨張圧によって、地盤を静的に締め固め、密度の増大、地盤の側方拘束の増加を図るものである。	小	小	なし	大礫不適	厚くても効果あり	15	C	<ul style="list-style-type: none"> 地下水汚染に注意 大礫があれば不適 	少	ない	強	い
ド レ ー ン	グランパルドレーン	ケーシングオーガーを所定の位置に回転費入させた後碎石を地中に排出させながらケーシングを引き上げ地中に碎石パイルを造成する。地震時に発生する過剰間隙水圧の上昇を抑制する。	小	小	なし	大礫不適	厚いと効果が落ちる	25	B	<ul style="list-style-type: none"> 地震後にある程度の沈下が生じる可能性がある。 	多	い	弱	い
	プラスチックドレーン	透水性の高い人工材料をドレーン材として用いる。打設方法にはオーガースクリューで埋設する方法と圧入する方法がある。	小	小	なし	大礫不適	厚いと効果が落ちる	25	B	<ul style="list-style-type: none"> 地震後にある程度の沈下が生じる可能性がある。 	やや多い	弱	い	
固 結	深層混合処理	セメントを主体として固化材と原地盤を攪拌混合し、地盤を固化させる。改良率を低減させるために格子状改良とする方法がある。	小	中	有り	大礫不適	厚くても効果あり	30	B	<ul style="list-style-type: none"> 周辺地盤に変位をきたすことがある。 大礫があれば不適 	やや多い	強	い	
	注入	ボーリング孔を利用し、セメントグラウトを注入し、地盤を固化する。	小	小	有り	細粒分に注意	厚くても効果あり	ボーリング可能深度	A	<ul style="list-style-type: none"> 無粒が多いと適用性は低い。 地下水汚染に注意 施工管理が難しい。 	少	ない	強	い
	高圧噴射攪拌	ボーリング孔を利用し、先端ノズルよりセメントグラウトなどを高圧噴射させ、地盤を固化する。	小	施工法による	有り	大礫不適	厚くても効果あり	ボーリング可能深度	A	<ul style="list-style-type: none"> 大礫があれば不適 地下水汚染が注意 	少	ない	強	い
鋼 材	自立（鋼管）矢板	矢板の剛性で液状化層の側方変位を抑制する効果が期待できる。排水機能付き鋼材を用いれば同時に鋼材周辺の過剰間隙水圧の上昇を抑制できる。	施工法による	無	有り 但し、 鋼材加工により 対応可能	礫注意	一般に、浅層対象	一般に、5m程度の液状化層に適用	B	<ul style="list-style-type: none"> 一般に、自立性の対策工では浅層を対象とするが、使用鋼材によっては、10m程度までは可能性あり。 	少	ない	弱	い

出典：「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）平成9年10月」p23

3.11 構造細目

3.11.1 基礎工

(1) 基礎工

基礎工は上部構造を安全に支えるとともに、波力や流水の洗堀に耐えられるような構造とする。また、被覆工と継目、基礎工の目地などからの土砂の吸出しを防止できる構造とするものとする。

基礎工は、基礎地盤や上部構造物によって、矢板、杭、捨石基礎工などを組み合わせて使用することもできるものとする。

解説

基礎工には、コンクリート基礎・捨石基礎や、矢板や杭を用いる基礎などが有り、地盤状況や地形、水位条件などにより適切に構造を選定する。

基礎地盤が比較的良好な場合に用いられる傾斜堤の基礎工は、①コンクリート基礎、②くい打（矢板）基礎、③捨石基礎の3つが代表的なものとして挙げられる。「海岸保全施設の技術上の基準 平成16年6月」では、それぞれの基礎の特徴について以下のとおり示されている。

①コンクリート基礎

基礎工は上部構造を安全に支えるため上部構造と一体となっている必要があり、伸縮目地は必ず上部構造の目地に一致した箇所に設け、基礎工の一体性を増すとともに、目地は堤体土砂の吸出しを防止できる構造としなければならない。本基礎工は、良好な地盤では最も多く用いられ、通常、現地盤より1m以上根入れすることが多い。地盤があまり良好でない場合は、状況に応じて、くい打ち基礎工等と併用されることが多い。

②くい打（矢板式）基礎

本工法は、矢板式のものを含んだ広い意味のくい基礎である。くいは、原則としてコンクリート構造のものもしくは鋼製を用いる。なお、本工法は地質構造を破壊し、支持力を減少させる場合があるので注意しなければならない。なお、くい基礎工は他の基礎工と併用することが多い。

③捨石基礎

水深が大きく、他の適当な方法がない場合には、施工法又は経済性の理由から、捨石又は捨ブロックにより基礎マウンドを作り、この上に堤体を建設する。なお、現地盤の不陸をなおす場合にも用いられることがある。

(2) 表法尻の形式

1) コンクリート基礎

コンクリート基礎の大きさは、「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成 16 年 6 月」に準じ、 $1.0\text{m} \times 1.0\text{m}$ を基本とし、根入れ深さ 1.0m 以上を確保する。

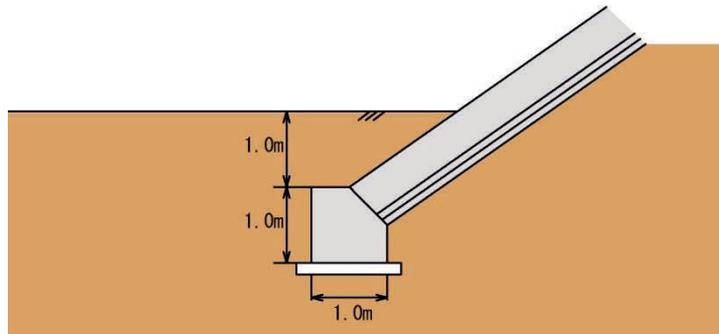


図 3.11.1 コンクリート基礎例

基礎マウント上に設けるコンクリート基礎の大きさは、 $1.0\text{m} \times 1.0\text{m}$ を基本とし、基礎前面に十分な捨石等を設置することにより、根入れを確保しなくても良いものとする。

被覆工の範囲は「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成 16 年 6 月」の根固工の記載に準じ、天端幅 $2 \sim 5\text{m}$ (捨石の場合 3 個以上、ブロックの場合 2 個以上が並ぶ幅)、高さ 2 層以上確保する。

対象とする波浪規模及び重量算定方法は、「7. 根固工・捨石工」を参照すること。なお、被覆材の流失や基礎マウントからの吸出しの可能性があるので、適用には注意が必要である。

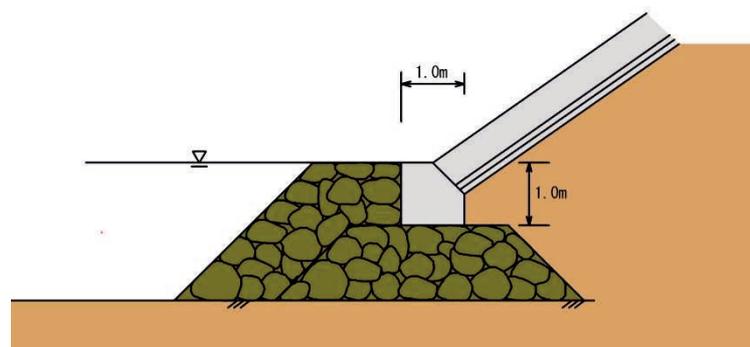


図 3.11.2 基礎マウントを設けたコンクリート基礎

2) くい打（矢板式）基礎

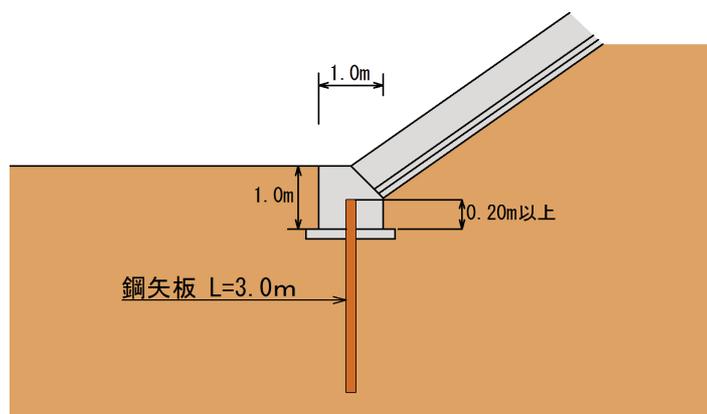
傾斜式矢板併用がこれに該当し、一般的に、平常時水位が高い場所で採用される。

くい（矢板）の長さや型式は、使用目的、パイピングや耐震設計に対する安全性、経済性などを考慮して総合的に検討する。

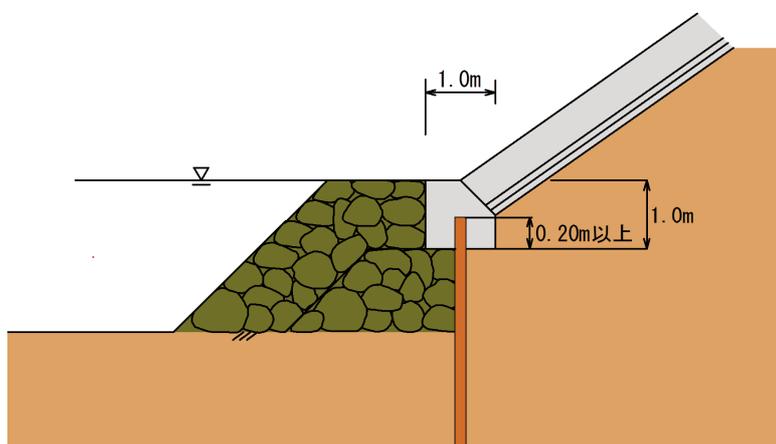
基礎の大きさは、 $1.0\text{m} \times 1.0\text{m}$ を基本として、根入れを確保しなくても良いものとする。

矢板の最低長は 3.0m とし、矢板の基礎への埋込長は 0.20m 以上を確保する。「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成 16 年 10 月 (p3-48)」

応力計算を必要としない図 3.11.3 (A 型) のような場合には、矢板長は 3m とする。B 型のように、矢板が地盤高から突出する場合には応力計算によって矢板長を設定する。「設計施工マニュアル (案) 平成 15 年 4 月 国土交通省東北地方整備局 (p1-2-10)」



(1) A型



(2) B型

図 3.11.3 矢板を用いる基礎

3) 捨石基礎

緩傾斜堤の表法被覆工の法先に設置されるもので、捨石等により被覆工が安定となるように配置する。

根入れの深さは、被災時の洗堀状況、近隣施設の実績などを考慮して決めるものとし、施工可能な範囲で十分下げることが基本とする。

根入れが困難な場合には、根固工などで前面を保護するものとする。

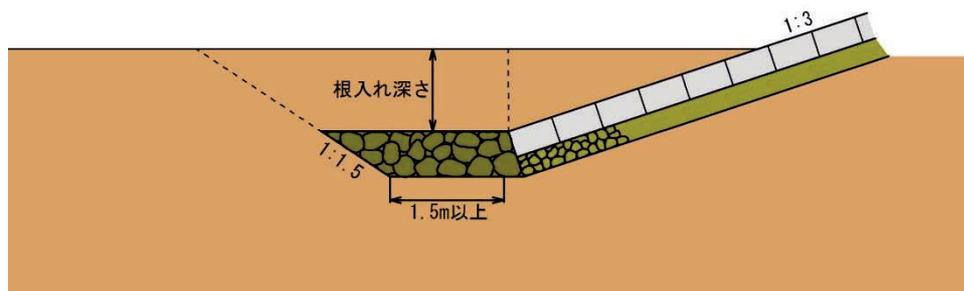


図 3.11.4 捨石基礎

出典：「平成 25 年災害手帳」 p357

(3) 裏法尻の形式

基礎の形状は、今次津波による落堀深や経済性などを考慮して総合的に検討するものとする。

基礎の大きさは 1.0m×1.0m を基本とし、コンクリート基礎の場合には、今回の津波における越流水による法尻の被災状況を勘案し、1.0m の根入れを確保する。

矢板式とする場合は、上記の被災状況と施工性を勘案し、矢板の最低長を 3.0m（矢板の基礎への埋込長は 0.20m 以上）とする。「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成 16 年 6 月 海岸保全施設技術研究会(p3-48)」

落堀深で矢板長を決定する場合は、落堀深+1.0m を基本とする。なお、矢板は、原則、構造計算を行わなくて良いものとする。

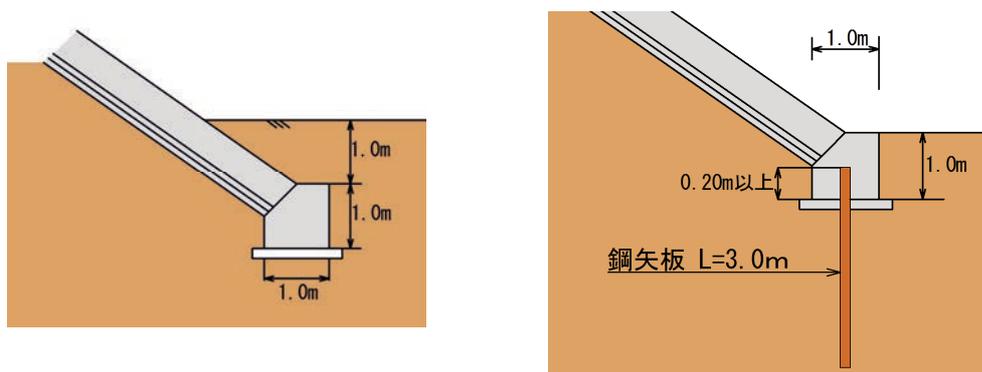


図 3.11.5 裏法尻の形式

【参考】：落堀

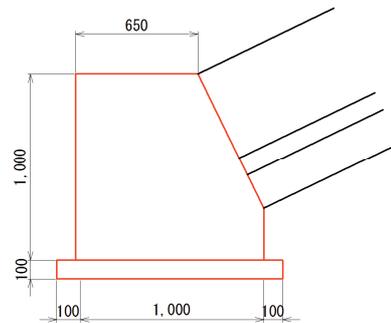
過去の破堤で出来た池あるいは池の跡。(図解 河川堤防 2003 年 9 月 中島秀雄)

ここでは、堤防背面に津波の越流浸食が作用することによって生じた侵食跡を説明しており、現地調査によって確認されたものをいう。

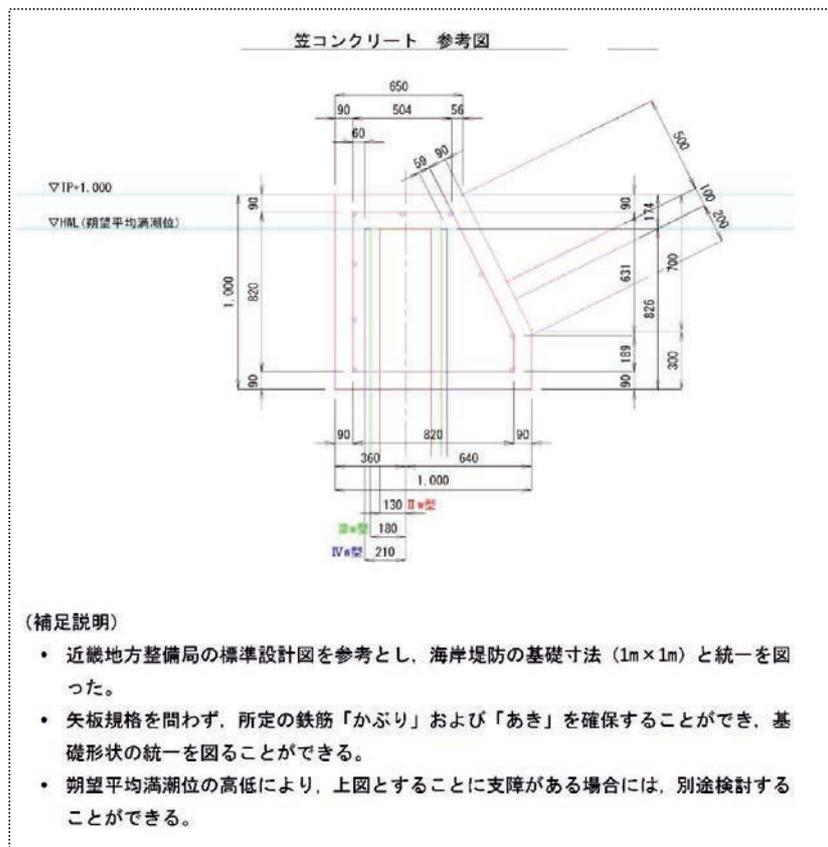
(4) コンクリート基礎の形状

1) コンクリートブロック被覆のコンクリート基礎

被覆の構造がコンクリートブロックの場合のコンクリート基礎形状は、以下のとおりとする。
鋼矢板を設置する場合に配筋する。



(1) 鋼矢板を設置しない場合



(2) 鋼矢板を設置する場合

図 3.11.6 コンクリートブロック被覆の基礎形状

2) 現場打ちコンクリート被覆のコンクリート基礎

被覆構造が現場打ちコンクリートの場合のコンクリート基礎形状は、以下を標準とする。

これは、「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成 16 年 6 月 (p3-48)」の最小値に基づいて設定したものであるが、地盤条件等の現場条件により採用が困難な場合には、基礎工の安定計算を行って形状を設定することができる。また、今次津波に耐えた近隣での施工実績により合理的に説明できる場合には、1m×1m よりも大きな規模を採用可能とする。

なお、現場条件等により、これによりがたい場合にはこの限りではない。

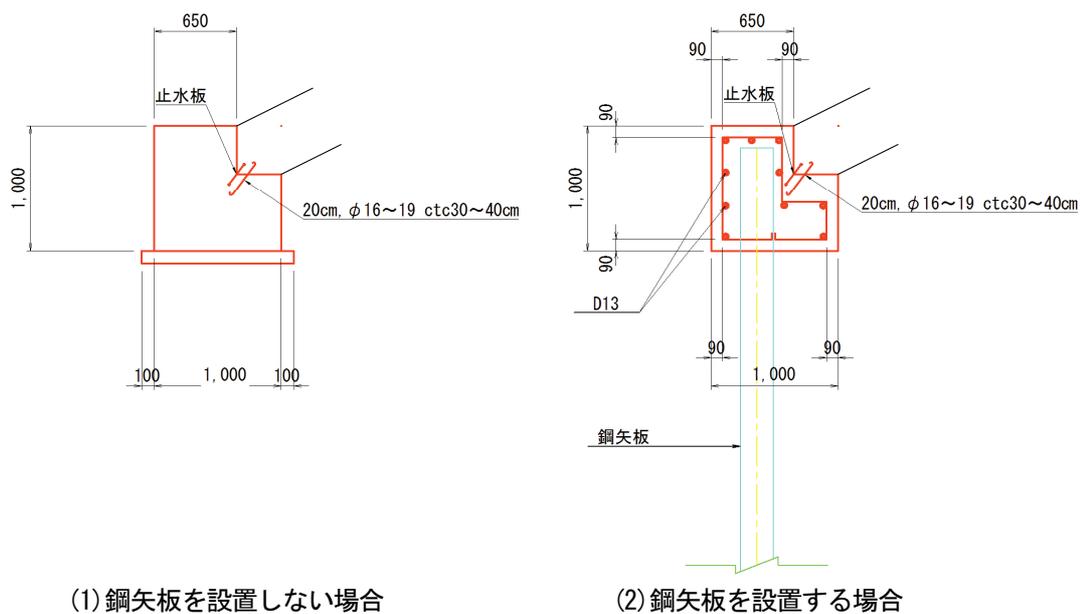


図 3.11.7 現場打ちコンクリート被覆の基礎形状

出典：「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成 16 年 6 月」 p3-48

(5) 傾斜型（傾斜式矢板併用）の構造検討

堤防形式として傾斜式矢板併用を採用する場合は、土圧、水圧、地震力等の外力による転倒、滑動等に対して十分安定した構造とする。

フローは以下のとおりである。また、代表的な構造は図 3.11.9 に示す。

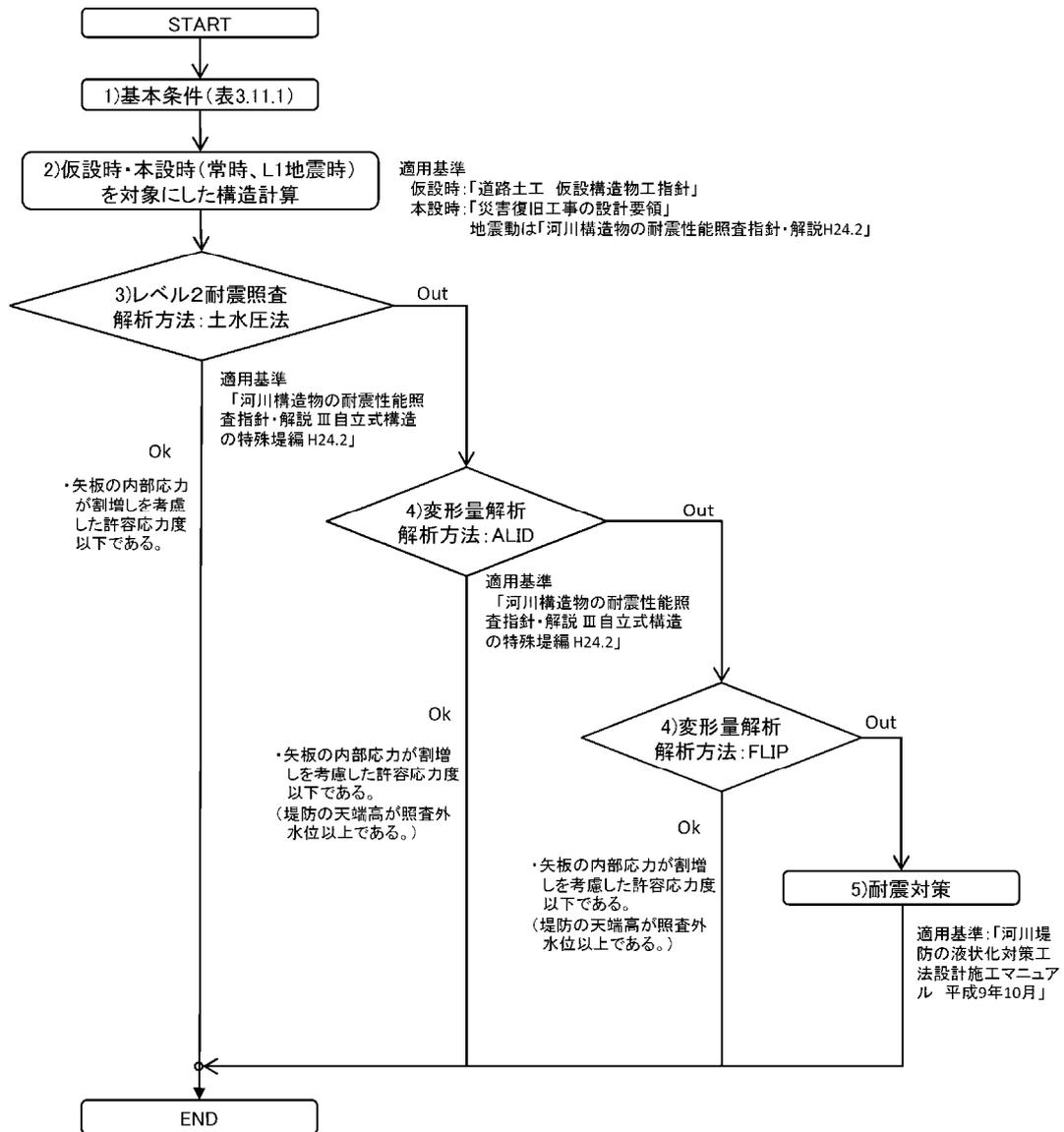


図 3.11.8 傾斜式矢板併用の検討フロー

1) 基本条件

傾斜型（傾斜式矢板併用）の計算に用いる基本条件は、表 3.11.1 のとおりである。

表 3.11.1 傾斜型（傾斜式矢板併用）における矢板式基礎の基本条件

項目	採用値	備考
上載荷重	常時 10kN/m ² 地震時 5kN/m ²	平成24年版 災害復旧工事の設計要領 p. 967
設計潮位	H. W. L (各地域で設定) L. W. L (各地域で設定) R. W. L	宮城県における計画波浪・ 計画潮位概要書を参照のこと ※R. W. L=L. W. L+2/3×(H. W. L-L. W. L)
設計震度	0.16~0.24	河川構造物の耐震性能照査指針による
水平方向地盤反力係数	根固(捨石)部：河床(海底)材料のφ からN値を逆算(仮定)して道示の算 定式で設定しても良い	ただし、捨石により河床(海底)を大きく埋め戻す場合や根固め幅が 大きい場合等、現場特有の状況がある場合については、捨石の材料 特性を考慮しkhを推定してもよい。また、捨石のkh=3~4N/cm ³ (港湾 の施設の技術上の基準・同解説 平成19年7月 p. 1112)を用いても良 い
	基礎地盤： 道示 N→kh (E ₀ =2800N) 道示 一軸E ₀ →kh	道路橋示方書 下部工編(平成24年3月)p. 285
許容変位量	常時 5.0cm 地震時 7.5cm 上記以外7.5cm	平成24年版 災害復旧工事の設計要領準拠 p. 972
盛土単位体積重量	19kN/m ³	道路土工 擁壁工指針 p. 20 …砂質土
盛土内部摩擦角	φ=30°	道路土工 擁壁工指針 p. 19 …砂質土
裏込石内部摩擦角	φ=40°	港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成19年7月 p. 458
壁面摩擦角	常時主働側 15° " 受働側 -15° 地震時主働側 15° " 受働側 0°	平成24年版 災害復旧工事の設計要領 p. 973
矢板の継手効率 (コーピング済の場合)	根入れ長計算時 I : 1.00 矢板断面計算時 I : 0.80 矢板断面計算時 Z : 1.00	平成24年版 災害復旧工事の設計要領 p. 952 ※ハット型では1.00(継手効率による断面性能の低減は不要)
矢板の継手効率 (施工時等の未コーピング時)	根入れ長計算時 I : 1.00 矢板断面計算時 I : 0.45 矢板断面計算時 Z : 0.60	道路土工 仮設構造物工指針 p. 107, 109 ※ハット型では1.00(継手効率による断面性能の低減は不要)
腐食量	海側 1.5mm 陸側 1.0mm	※重防食塗装するため、海中部海側腐食は0mm、海中部陸側腐食は 0.02mm/年×50年=1.0mm、海底地中部海側腐食は0.03mm/年×50年= 1.5mm、海底地中部陸側腐食は0.02mm/年×50年=1.0mm
鋼矢板許容応力度	σ _{ca} =180N/mm ² (常時) σ _{ca} =270N/mm ² (地震時) σ _{ca} =270N/mm ² (上記以外) 上記値はSYW295のもので あるが、SYW390も比較検討 する。	平成24年版 災害復旧工事の設計要領 p. 971 道路土工 仮設構造物工指針 p. 48 一般にSYW390の方が型数が低減できて経済的であるが、一 方変位量は大きくなることから、比較検討が必要。
鋼管矢板許容応力度	σ _{ca} =140N/mm ² (常時) σ _{ca} =210N/mm ² (地震時) σ _{ca} =210N/mm ² (上記以外)	道路橋示方書 下部工編(平成24年3月)p. 167
L2地震時	矢板に作用する応力が許容 応力度以内であることを確 認すること	河川構造物の耐震性能照査指針による
液状化検討	液状化が生じると判定され た砂質土層の土質定数は右 記指針の6.3の規定により 土層の物性の変化を適切に 考慮する。	河川構造物の耐震性能照査指針による

その他：重防食塗装を施した前面に捨石を投入することとなるため、防食部の損傷が生じないよう
捨石投入を慎重に行う(矢板前面にシートを掛ける等の対策)旨を特記仕様書には記載する必要がある。

2) 仮設時・常時・地震時（レベル1耐震照査）

「災害復旧工事の設計要領」、「道路土工 仮設構造土工指針 平成 11 年 3 月」などを準拠して、仮設時・常時・地震時（レベル1耐震照査）における矢板の規格と長さを設定する。

- ・ 検討が必要なケース及び内容は、以下のとおりとする。

- | |
|--|
| <p>①仮設時：「道路土工 仮設構造土工指針 平成 11 年 3 月」に準拠</p> <ul style="list-style-type: none">・ 必要根入れ深さ算出・ 曲げ応力、せん断、水平変位の確認 <p>②本設時—常時：「災害復旧工事の設計要領」に準拠（Chang の式）</p> <ul style="list-style-type: none">・ 必要根入れ深さ算出・ 曲げ応力、水平変位の確認 <p>③本設時—地震時（=L1）：「災害復旧工事の設計要領」に準拠（Chang の式）</p> <ul style="list-style-type: none">・ 必要根入れ深さ算出・ 曲げ応力、水平変位の確認・ 地震動は「河川構造物の耐震性能照査指針・解説 平成 24 年 2 月」による |
|--|

- ・ 本設時の計算方法の詳細は、「災害復旧工事の設計要領」などに示されている。
- ・ 所定の幅（W=2.0m以上）の根固工が設置されている場合には根固工の高さの 1/2 程度を受動土圧として見込むことが出来る。

③根固工（捨石工）

鋼矢板の前面に根固工（捨石工）を施すことで、受動土圧を考慮した矢板の設計計算ができ、鋼矢板形式の低減や根入れ長の短縮が図られ、経済的となる場合がある。また、鋼矢板や笠コンクリートの露出を抑え、景観面にも配慮できる。

根固工の設置に対して、十分な流下能力が確保できる場合には、**笠コンクリートの天端高さに、所定の平場（W=2m 以上）を有した根固工を施すことを基本とする。**この場合、根固工の高さの 1/2 程度を受動土圧として有効と考え、設計河床と仮定して安定計算を行う。

（災害手帳 第 5 章復旧工法 第 1 河川 6.鋼矢板護岸工 を参照）

（最小天端幅の既定は、東北地方整備局 設計マニュアル を参照）

流下能力に余裕が無く、根固工が河積阻害となる場合であっても、被災前の景観を保全することが必要な区間においては、流下能力の支障とならない範囲（河川定規断面外）において、根固工（捨石工）を施すことを基本とする。この場合、根固工による受動土圧は考慮せずに安定計算を行う。

- ・ 堤防の法面勾配は、「3.5.4 法勾配」に準じて事前に設定しておく必要がある。

3) レベル2耐震照査

設定された矢板仕様を対象に、「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 平成24年2月」に準じ、液状化の影響による土水圧を考慮して、矢板の応力度と変形量を照査する。

- ・ 「仮設時・常時・地震時（レベル1耐震照査）」で設定された矢板仕様を対象に、「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 平成24年2月（p10～14）」に準じ、液状化の検討結果に基づいた土水圧（矢板の変形の算定には土水圧の漸増成分、断面力の算定には漸増成分と振動成分）を作用させ、矢板の応力度と変形を照査する。
- ・ 矢板の応力度等が規定値を満足しない場合には、使用する矢板を変えて試算する。
- ・ 採用可能な型式が複数ある場合には、施工費も含めた経済性によって決めることとする。

本設時—地震時（=L2）：「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 平成24年2月（p10～14）」

- ・ 「仮設時・常時・地震時（レベル1耐震照査）」で決まった諸元の矢板に対する照査を実施
- ・ 曲げ応力（矢板に生じる応力度が、原則として地震時の割増しを考慮した許容応力度以下であることを照査）
- ・ 矢板の変形に伴う堤防高（変形後の堤防高が、耐震性能の照査において考慮する外水位を下回らないことを照査）
- ・ 矢板に作用する土水圧を基に、矢板の地震時挙動を算定する方法を適用

4) 変形量解析

静的解析（ALID）により矢板を含めた堤防全体の解析を行い、矢板の応力度並びに地震後の堤防天端高を照査する。ALIDによる解析結果の再現性が疑わしい場合には、動的解析（FLIP）により照査する。

- ・ 矢板を含めた堤防全体の変形を静的解析（ALID）により実施することで、矢板の応力度並びに地震後の堤防高を評価する。
- ・ ALIDによる解析結果の再現性が疑わしい場合には、矢板を含めた堤防全体の変形を動的解析（FLIP）により実施することで、矢板の応力度並びに地震後の堤防高を評価する。動的解析に用いる地震動は、L2-1：想定宮城県沖連動型、L2-2：平成7年兵庫県南部地震を用いる。

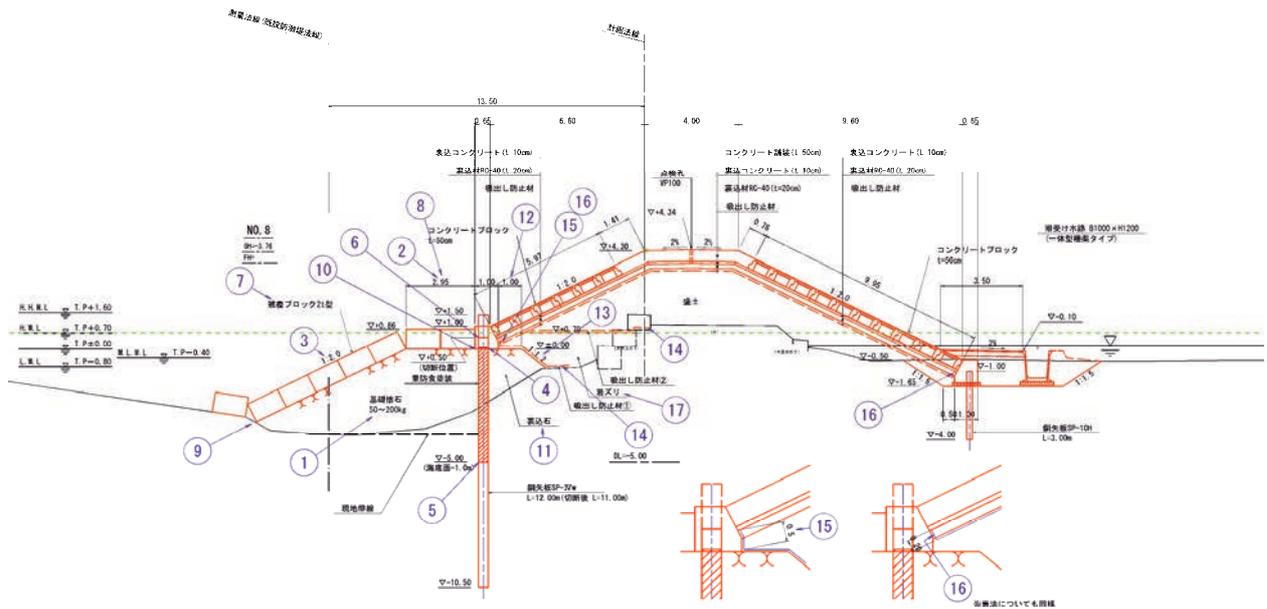
5) 耐震対策

「4) 変形量解析」までの照査を行っても、矢板の応力度や堤防高が規定値を満足しない場合には、堤防の耐震対策を行う。

耐震対策は、「3.10.5 耐震対策」による。

標準断面 対応番号	項目	決定諸元	決定根拠
1	基礎捨石規格	50~200kg	宮城県資材単価(宮城県土木部)
2	基礎捨石天端幅	使用ブロックによる	使用するブロックメーカーカタログによる。ただし、捨石天端幅は10cm丸めとする。
3	基礎捨て(被覆材)法勾配	1:2.0 (参考図の場合)	矢板前面に設置する根固高さの1/2の受動土圧を考慮できるように、傾斜堤部の表法勾配と交差しない勾配を設定(宮城県ルール)
4	重防食塗装上端の矢板上部工への埋込み	5cm	矢板上部工の配筋に際して9cmのかぶりが必要となっており(120830鋼矢板基礎護岸復旧の基本的な考え方、宮城県資料)、鉄筋と重防食が干渉しないよう配慮
5	重防食下端位置	海底面-1.0m (50cm丸め)	港湾卸構造物 防食・補修マニュアル(2009年版)(平成21年11月)p.52、53
6	矢板切断位置	T.P.+0.50m	海底面のとおりは矢板打設位置の現地盤高のみならず各横断における最深箇所も考慮して決定する必要がある
7	被覆材規格	被覆石or被覆ブロック	鋼矢板・設計から施工まで(鋼管杭協会)(H19年4月)p.352より、上部工仕様書の参考図に準拠 30年確率波を用いて必要重量算定のうえ、ブロックか石材かを経済比較で決定(その際、被覆石は2層厚を基本とする) ただし、既設ブロックの被災状況を鑑み、被覆ブロック2t型(傾斜堤部と同重量)としても良い。
8	被覆材天端幅	(石材の場合)天端幅2m以上 (ブロックの場合)天端2個並び以上	海岸保全施設の技術上の基準・同解説(平成16年6月)p.3-54 ※ブロック所要重量が小さい場合(例えば0.5t型)、天端2個並びで天端幅2m以下であれば3個並びが最低であり、その場合上位トン数との比較は必須である。
9	被覆材設置範囲	L.W.L.-1.5-H _{1/2}	海岸保全施設の技術上の基準・同解説(平成16年6月)p.2-52
10	矢板上部工下端高	T.P.±0.0	「120830鋼矢板基礎護岸復旧の基本的な考え方、宮城県資料」より、笠コンクリートの天端高は、T.P.+1.0mを基本とするとしており、笠コン高さは1mであるため。
11	裏込石規格	割栗石50~150mm (JIS A 5006相当品)	宮城県資材単価(宮城県土木部)、港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成19年7月)p.457、458
12	裏込石天端幅	1.0m	施工時の必要幅として設定。
13	裏込石勾配	1:1.2	港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成19年7月)p.458
14	裏込石上面の吸出防止材の余裕長(1)	1.0m	宮城県土木設計施工マニュアル(港湾編)p.2-5
15	裏込石上面の吸出防止材の余裕長(2)	0.5m	表法被覆工の裏込(RC-40)まで折り返すこと。
16	表法被覆、裏法被覆下面の吸出し防止材の巻込み	裏込材の厚さ分 (参考図の場合20cm)	
17	H.W.L以下に投入する埋体盛土材	岩ズリを使用	仮締切矢板(本設兼用)を打設したことにより完全なドライ施工が可能になるとは考えにくく、締固めができないと考えた結果の措置である。

標準断面図



注) H.W.L以下に投入する岩ズリの材料によって吸出し防止材①か②を敷設することとする。
 ・岩ズリに粒径が小さいものが含まれており、裏込石内に入り込むことが予想されるような場合には吸出し防止材①を敷設すること。
 ・岩ズリの粒径が比較的大きく、裏込石内に入り込まないと予想されるような場合には吸出し防止材②を敷設すること。

注) 捨石投入は、重防食塗装の損傷が生じないように慎重に行うこととする。

注) 本図は傾斜型(傾斜式矢板併用)の考え方を示したものである。形状については該当する構造細目を参考にする

図 3.11.9 傾斜型(傾斜式矢板併用)の標準断面図

3.11.2 被覆の構造（傾斜堤及び直立堤の陸側盛土部）

被覆厚については、海側（川表側）、陸側（川裏側）とも50cmとする。

被覆の材料は、場所打ちコンクリートを原則とするが、資材調達等の理由から迅速な復旧・復興の達成が困難である場合や、特別名勝松島等の景観への配慮が必要となる場合は、コンクリートブロック（2t型）とすることができるものとする。

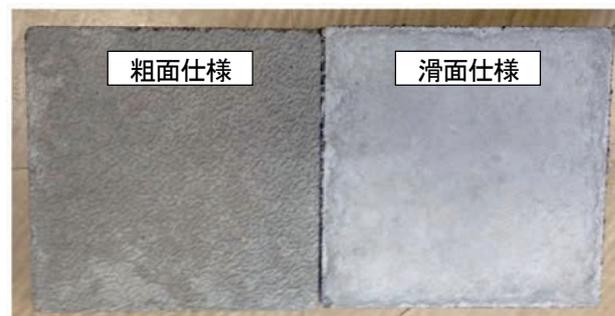
なお、ブロック表面は粗面処理を標準とし、現場打ちを使用する場合には、ほうき目仕上げとすることを原則とする。

解説

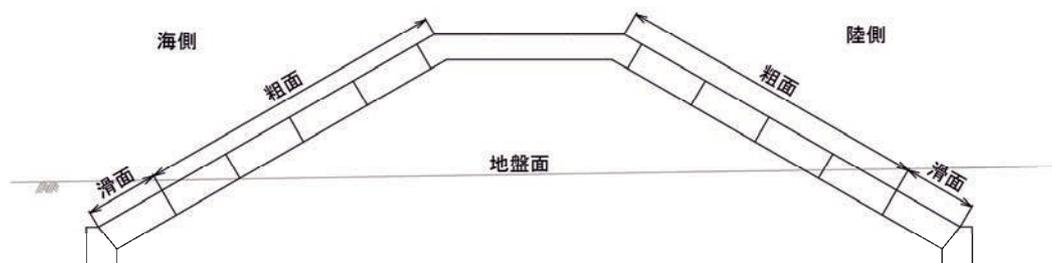
被覆の構造は、今次津浪の被災実態を踏まえ、海側・陸側ともに「海岸保全施設の技術上の基準 平成16年6月（p3-36）」の表法構造に準拠し50cmとする。

被覆材料については、経済比較で安価となる場所打ちコンクリートを原則としたが、工事の施工期間の制約や景観への配慮、既設材料の有効活用が考えられる場合は、必要性の整理や経済比較を行ったうえで、ブロックによる被覆を採用できるものとする。なお、厚さが異なるブロックを用いる場合は、捨てコンクリートにより総厚を調整すること。

維持管理や海岸利用上における安全性の確保や景観への配慮を目的に、ブロック表面は粗面処理仕様を標準とするが、不可視部は滑面ブロックを使用する。現場打ちを使用する場合には、ほうき目仕上げとすることを原則とする。



(1) 表面処理



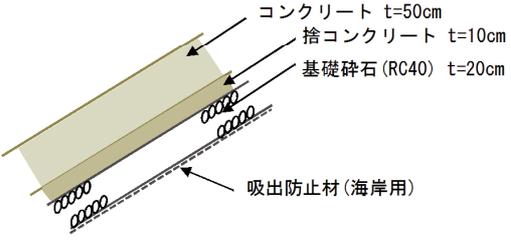
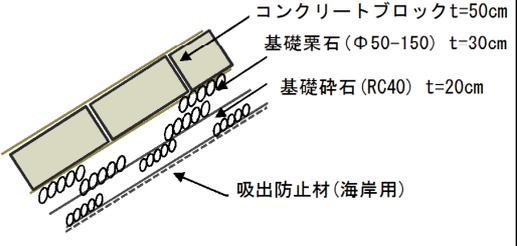
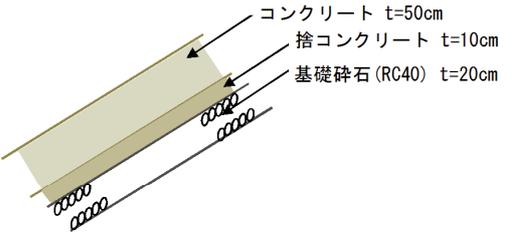
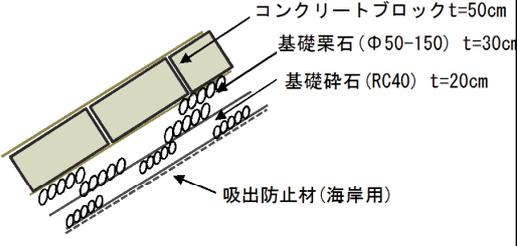
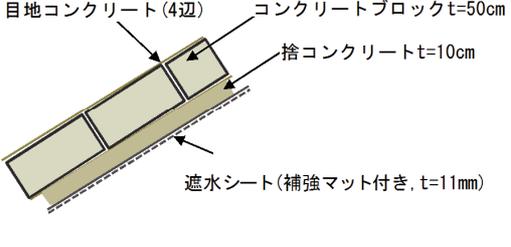
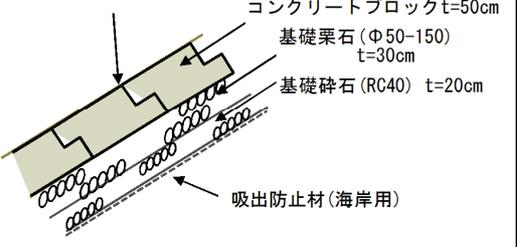
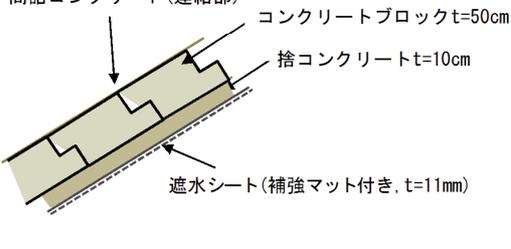
(2) 粗面仕様の範囲

図 3.11.10 表面の処理

(1) 法面被覆の構造

被覆構造の詳細は、以下のとおりとする。

表 3.11.2 被覆構造

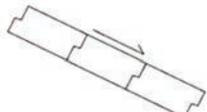
被覆の構造種別	<p>・堤防の被覆構造は、現場条件に合わせて適切な構造を採用すること。</p> <p>①場所打ちコンクリート(不透過型) ②コンクリートブロック被覆(透過型) ③コンクリートブロック被覆(不透過型)</p>	
査定時の構造	<p>不透過型</p>  <p>コンクリート t=50cm 捨コンクリート t=10cm 基礎砕石(RC40) t=20cm 吸出防止材(海岸用)</p>	<p>透過型</p>  <p>コンクリートブロック t=50cm 基礎栗石(Φ50-150) t=30cm 基礎砕石(RC40) t=20cm 吸出防止材(海岸用)</p>
被覆構造の修正	<p>不透過型(現場打ち、表・裏)</p>  <p>コンクリート t=50cm 捨コンクリート t=10cm 基礎砕石(RC40) t=20cm</p>	<p>透過型(ブロック、表)</p>  <p>コンクリートブロック t=50cm 基礎栗石(Φ50-150) t=30cm 基礎砕石(RC40) t=20cm 吸出防止材(海岸用)</p>
	<p>不透過型(ブロック、表)</p>  <p>目地コンクリート(4辺) コンクリートブロック t=50cm 捨コンクリート t=10cm 遮水シート(補強マット付き, t=11mm)</p>	<p>透過型(ブロック、裏)</p>  <p>間詰コンクリート(連結部) コンクリートブロック t=50cm 基礎栗石(Φ50-150) t=30cm 基礎砕石(RC40) t=20cm 吸出防止材(海岸用)</p>
	<p>不透過型(ブロック、裏)</p>  <p>間詰コンクリート(連結部) コンクリートブロック t=50cm 捨コンクリート t=10cm 遮水シート(補強マット付き, t=11mm)</p>	<p>既設ブロック使用時の特例</p> <ul style="list-style-type: none"> ・被覆構造について、表側の既設ブロックを使用する場合は既設構造を基本として設計して良いものとする。 ・ただし、透過構造となる場合は、波浪の戻り流れを安全に処理出来るよう設計すること。 ・なお、裏側の構造については、既設利用案は採用出来ない。 ・遮水シートは、止水・補強一体型とする。

※表：海側(川表側)、裏：陸側(川裏側)

(2) 被覆の護岸ブロック性能

被覆ブロックの性能は、以下のとおりとする。

表 3.11.3 護岸ブロックに求められる性能

ブロック		性能	備考
共通	海側 陸側	<ul style="list-style-type: none"> • 厚さは 500mm 以上。 • 重量は 2.0t/個以上。 • 連結金具を使用する場合には $\Phi 16\text{mm}$ 以上とする。 	
不透過型	海側	<ul style="list-style-type: none"> • ブロック厚さは、最小部材 500mm 以上。 • ブロック相互（上下左右）を連結金具で連結し、連結部の空隙は間詰めコンクリートで充填する。 • 二次コンクリート量は $0.05\text{m}^3/\text{m}^2$ 以下とする。 • ブロックは隙間無く配置し、二次コンクリートの打設により空隙を残さない形状とする。 	
	陸側	<ul style="list-style-type: none"> • ブロック厚さは、最小部材 500mm 以上。 • 横断方向にかみ合わせ構造とする。 • ブロック相互（上下左右）を連結金具で連結し、連結部の空隙は間詰めコンクリートで充填すること。 • 二次コンクリート量は $0.03\text{m}^3/\text{m}^2$ 以下とする。 • ブロックは隙間無く配置し、二次コンクリートの打設により空隙を残さない形状とする。 • 表面は凹凸のない平滑な仕上がりとする。（修景上、表面を粗面仕上げとすることもできるが、段差を設けてはならないものとする） 	<p>かみ合わせのイメージ</p> 
透過型	海側	<ul style="list-style-type: none"> • KD 値を有する。 • ブロックは、組列配置とする。 	<p>組列の例</p> 
	陸側	<ul style="list-style-type: none"> • ブロック厚さは、最小部材 500mm 以上。 • 不透過型（陸側）に準ずる。 	

(3) 被覆工と天端工等の連結方法

1) 被覆工がブロックの場合

被覆工と連結する天端工・基礎工、階段工は、以下のとおり一体化を図る。

- ・ 国土技術政策総合研究所の技術速報において、「津波が堤防を越流した際に生じる負圧対策として、天端工と被覆工の一体的な構造が考えられる」との発表がなされていることから、天端工と被覆工及びそれを兼ねている構造物については連結し、一体化を図る。
- ・ 連結金具はΦ16mm以上とし、連結位置や連結金具のコンクリートへの貫入量については、使用するブロックの連結仕様を参考に適宜決定するものとする。

不透過構造の連結の有無

- ①天端工と法面（表裏法の両方）は一体化を図る被覆構造とするため、被覆ブロックとの連結は必要。
- ②基礎工は被覆構造体ではないことから、被覆ブロックとの連結は不要。
- ③階段工は被覆構造体を兼ねていることから、被覆ブロックとの連結は必要。
- ④階段工は被覆構造体を兼ねていることから、天端工との連結は必要。
- ⑤基礎工は被覆構造体ではないことから、階段工との連結は不要。
- ⑥隔壁工と被覆ブロックは、構造分離を図る必要があることから連結は不要。

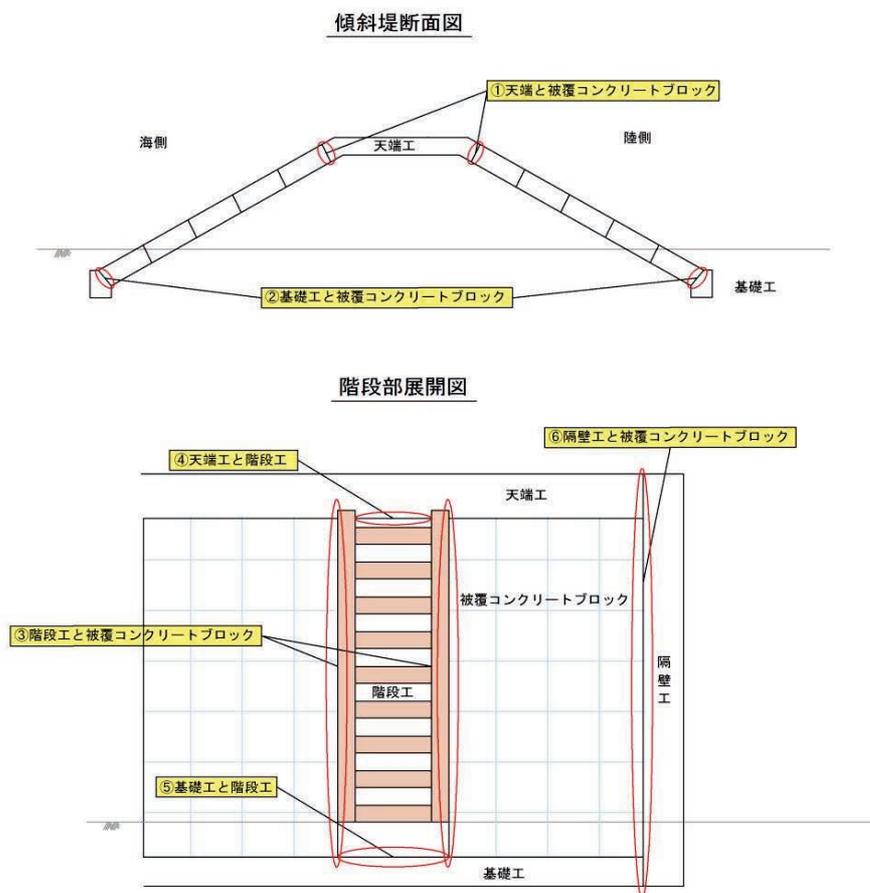


図 3.11.11 連結方法（不透過型 コンクリートブロック被覆）

透過構造の連結の有無

- ①天端工と裏法（陸側）被覆は一体化を図る被覆構造とするため、被覆ブロックとの連結は必要。
- ②表法（海側）被覆はブロック単体で安定する構造のため、被覆ブロックとの連結は不要。
- ③表法（海側）の階段工との連結は不要。

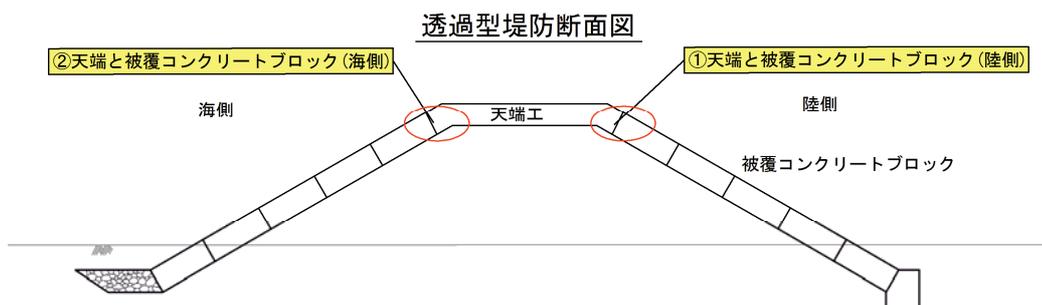


図 3.11.12 連結方法（透過型）

2) 被覆工が現場打ちの場合

被覆工と連結する天端工・基礎工、階段工は、以下のとおり一体化を図る。

- ・ 国土技術政策総合研究所の技術速報において、「津波が堤防を越流した際に生じる負圧対策として、天端工と被覆工の一体的な構造が考えられる」との発表がなされていることから、天端工と被覆工及びそれを兼ねている構造物については連結し、一体化を図る。
- ・ 連結方法は、「3.11.1 基礎工」、「3.11.9 伸縮目地」に準拠する。

- ①天端工と法面（表裏法の両方）は一体化を図る被覆構造とするため、被覆工との連結は必要。
- ②基礎工は被覆構造体ではないが、被覆工が現場打ちの場合には「3.11.1 基礎工」に準じて連結を行う。
- ③階段工は被覆構造体を兼ねていることから、被覆工との連結は必要。
- ④階段工は被覆構造体を兼ねていることから、天端工との連結は必要。
- ⑤隔壁工と被覆工は、構造分離を図る必要があることから連結は不要。

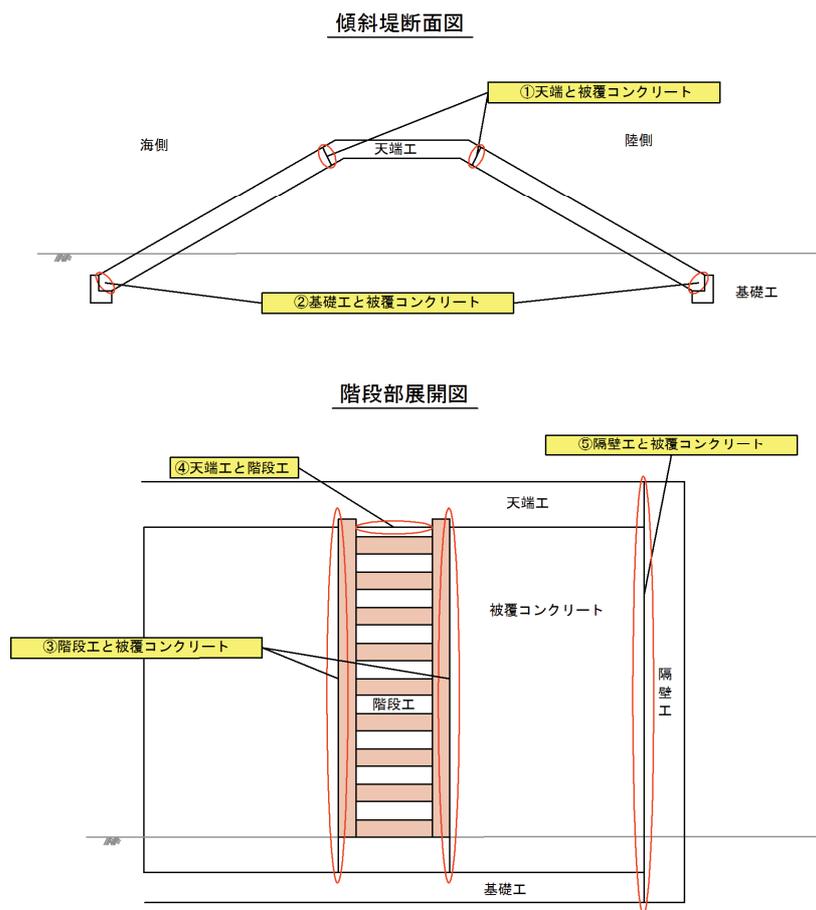
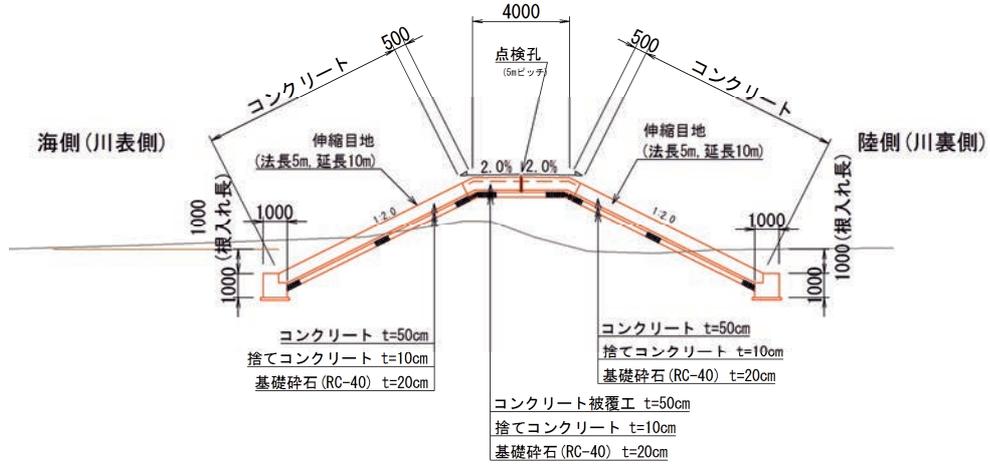
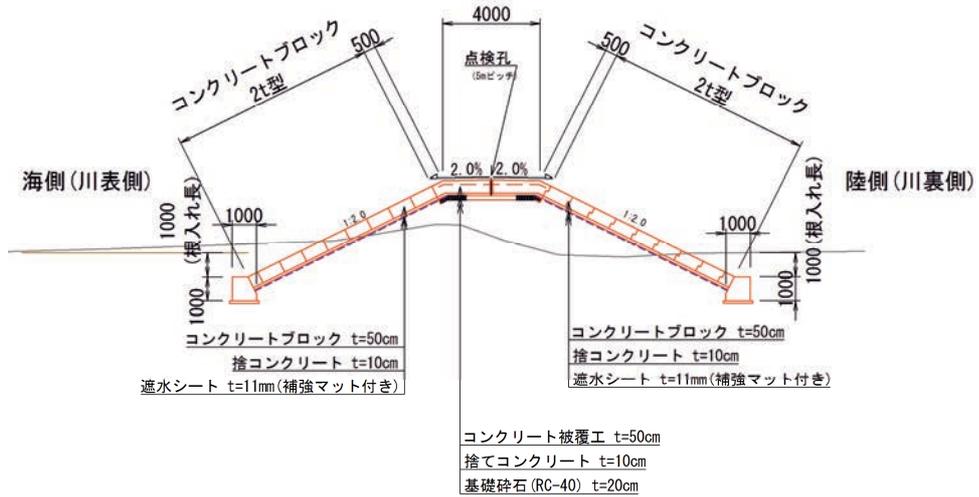


図 3.11.13 連結方法（不透過型 コンクリート被覆）

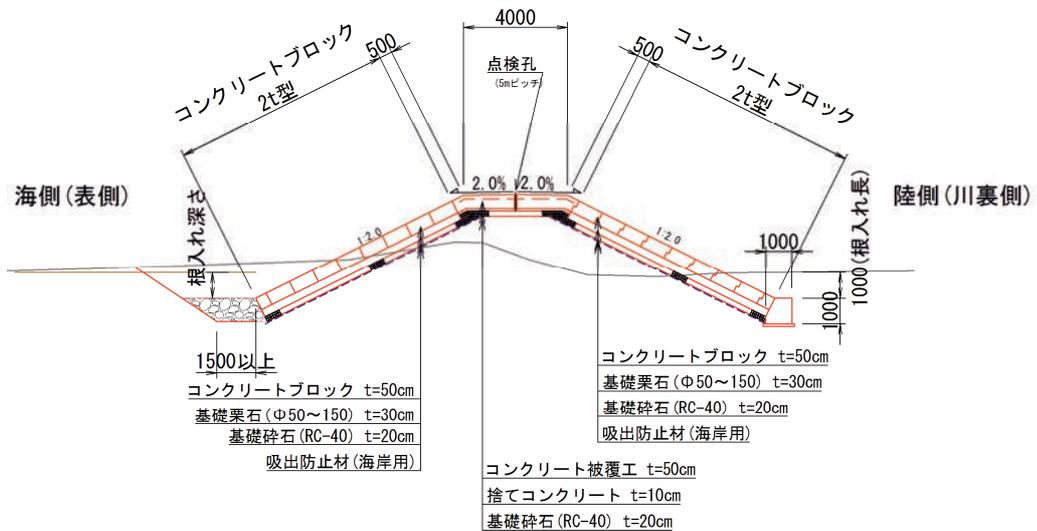
(4) 被覆構造の例



(1) 不透過型 (現場打ちコンクリート被覆工)

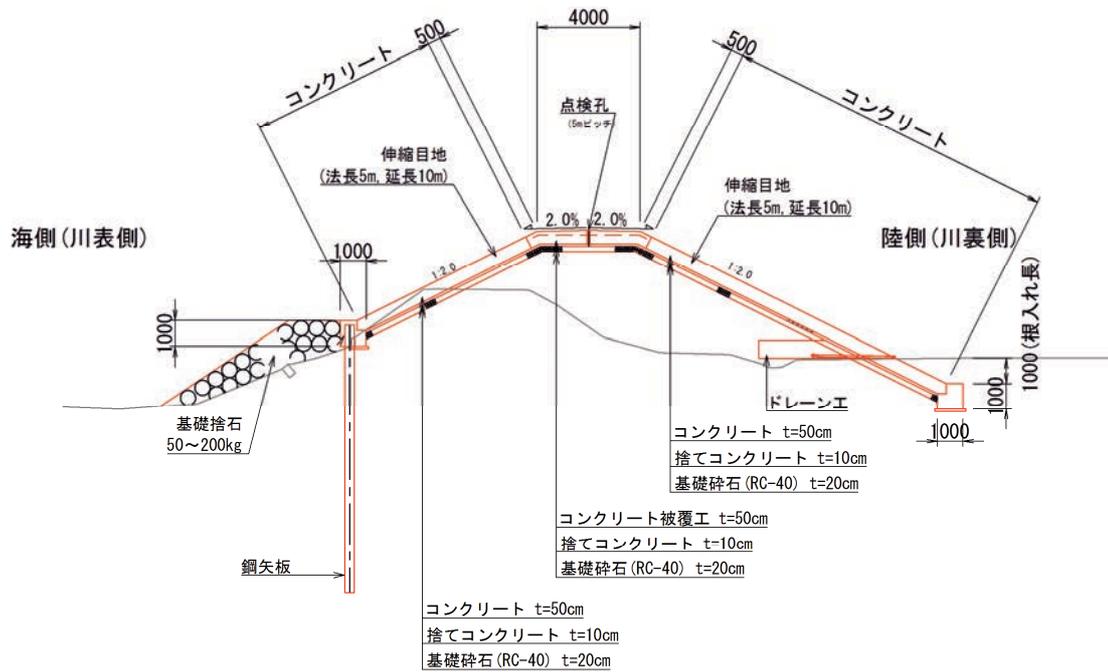


(2) 不透過型 (コンクリートブロック被覆工)

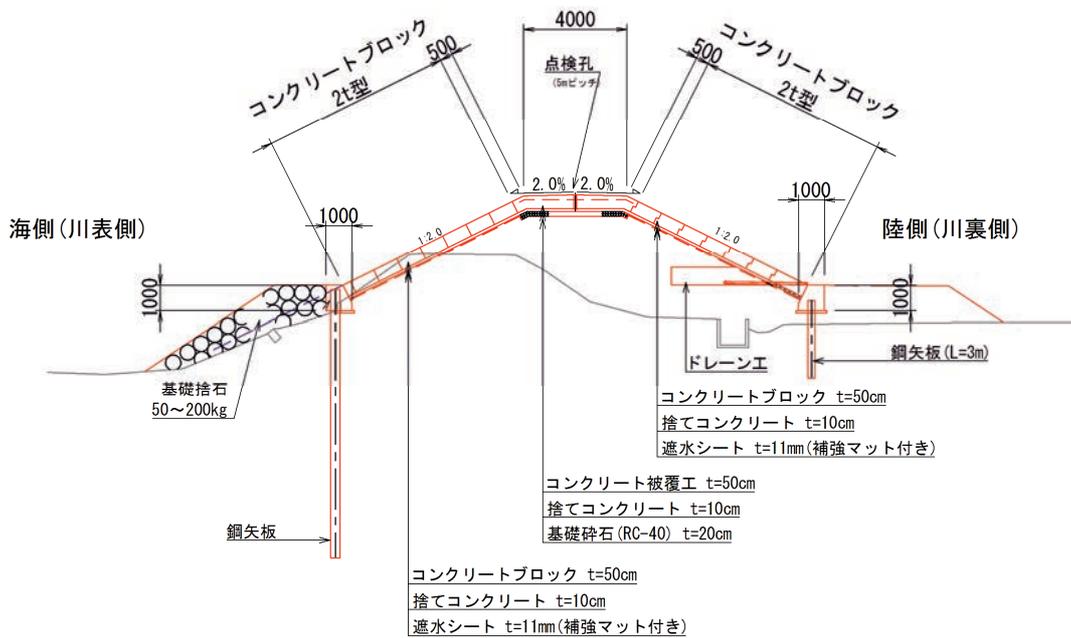


(3) 透過型 (捨石基礎、コンクリートブロック被覆工)

図 3.11.14 直接基礎の構造の例



(1) 不透過型 (現場打ちコンクリート被覆工)



(2) 不透過型 (コンクリートブロック被覆工)

※矢板長は参考

図 3.11.15 矢板基礎の構造の例

3.11.3 天端工

天端工のコンクリートの厚みは法面被覆部と同じく 50cm とする。表・裏法被覆工との打継ぎ目を勾配変化点としないよう配慮する。伸縮目地は 5m おきに配置し、被覆工が現場打ちの場合については、被覆工の伸縮目地（10m 間隔）と一つおきに一致させることを標準とする。

傾斜堤天端部の空洞化維持管理と津波越流時の揚圧力への対応として、点検孔は 5m ピッチとする。

解説

「平成 23 年東北地方太平洋沖地震及び津波により被災した海岸堤防等の復旧に関する基本的な考え方」では、越流時の施設の破壊、倒壊までの時間を少しでも長くする、あるいは全壊に至る可能性を少しでも減らすと記載されており、その対応として重量を増す（厚みを増す）ことが有効としている。これらを踏まえ、天端工の厚みは、法被覆工と同じ被覆厚 50cm を確保するものとした。

「国総研技術速報 No.1：粘り強く効果を発揮する海岸堤防の構造検討（第 1 報）」では、模型実験により、津波が堤防を越流する際、裏法肩付近で、越流水脈による静圧を大きく下回り、負圧が発生し、ブロックの流出を引き起こす恐れがあるものとしている。その対策として、天端工と法肩部分を一体化する構造を示しており、天端工の構造はこれに準じるものとした。

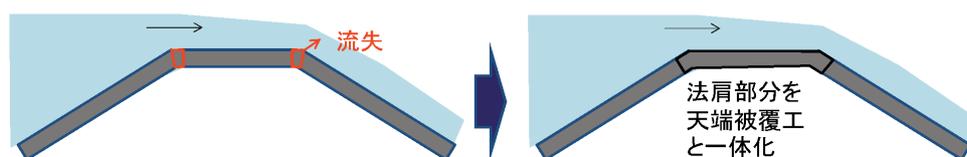


図 3.11.16 負圧に対する法肩部分の工夫案

隔壁工の設置なども勘案し、伸縮目地は 5m 間隔に配置して、被覆工の伸縮目地（10m 間隔）と一つおきに一致させることを標準とする。

天端工には、盛土の圧密に対する放置期間が十分確保できないことや空洞化による被覆の破損を防止することなどから、5m ピッチで点検孔を設けることとする。なお、この点検孔は、津波来襲時の堤体内水位上昇に伴う揚圧力対策として、堤体内空気の排気孔を兼ねる。

点検孔の材質は VU φ 100 とし、蓋は鋳鉄製キャップとする。

構造細目は以下のとおりとする。

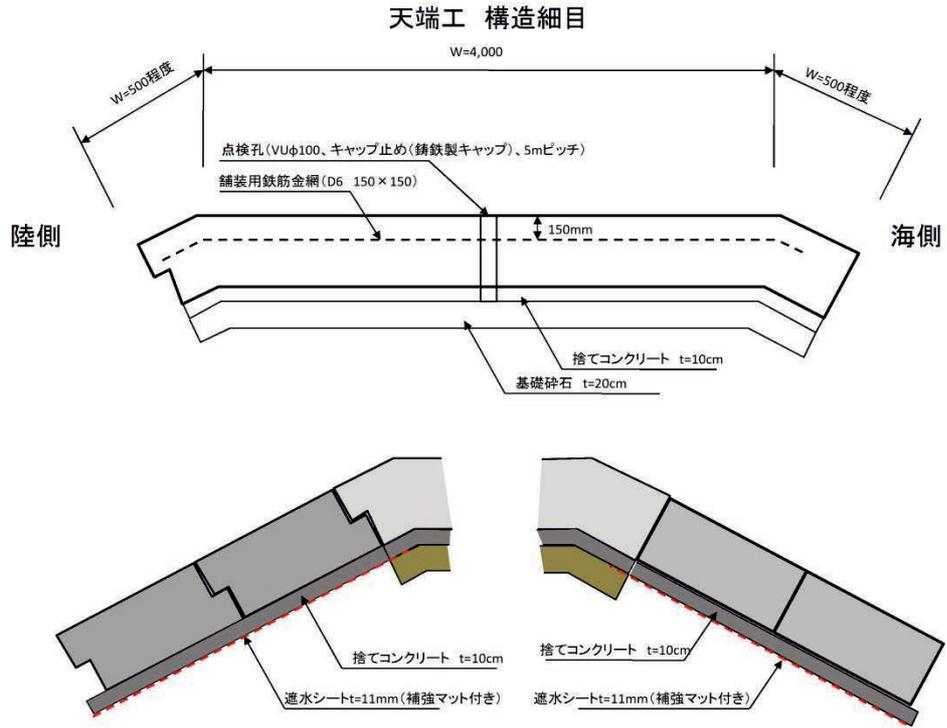


図 3.11.17 天端工の構造

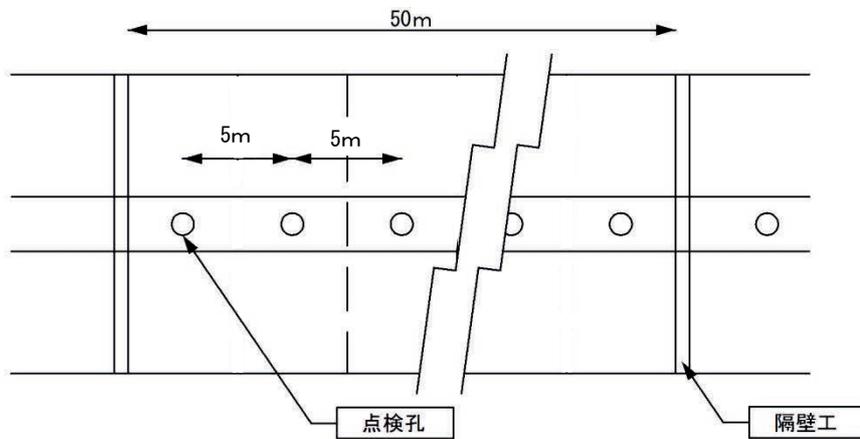


図 3.11.18 点検孔の平面配置

蓋

受 枠

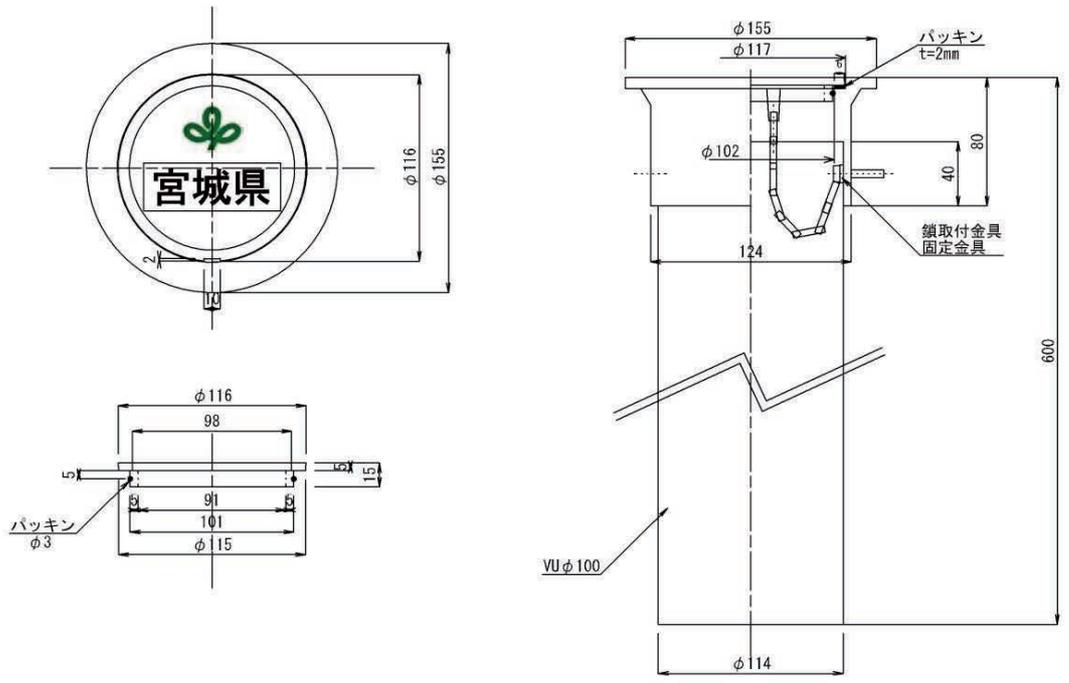


図 3.11.19 点検孔標準図

3.11.4 波返工

波返工は設置しないことを原則とする。

やむを得ず設置する場合は、直高 1m 以内とし、波力に対して安全となるよう配筋する。

解説

今次津波では、波返工（パラペット工）の多くが被災を受けたことを踏まえ、波返工は原則設置しないこととした。やむを得ず設置する場合については、直高を 1m 程度（「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成 16 年 6 月（p3-58）」）とし、波力に対して安定する構造とする。

配筋の方法は、「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成 16 年 6 月」によるものとするが、配筋ピッチ及び鉄筋径については、波圧算定式により求められる外力に耐えうる構造とする。

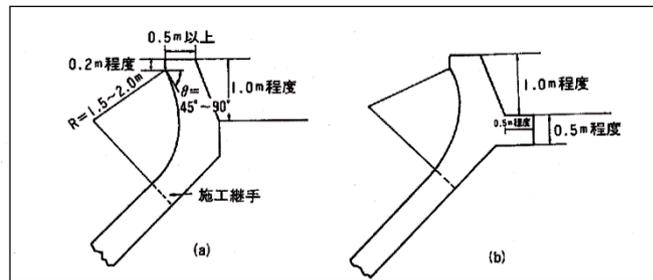


図 3.11.20 波返工の構造例

出典：「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成 16 年 6 月」 p3-59

③波返工の配筋

波返工は波力に対して安全でなければならない。

波返工は片持ばりとして抵抗する形となるため、その表側には引張力が働くことになる。したがって、配筋に当たっては、図 3.2.6.29 に示すように組み鉄筋として、鉄筋の正確な保持と適切なかぶり厚さの確保を行うとともに、波返工に作用する引張力に抵抗させるため三角の型の組み鉄筋とすることが望ましい。

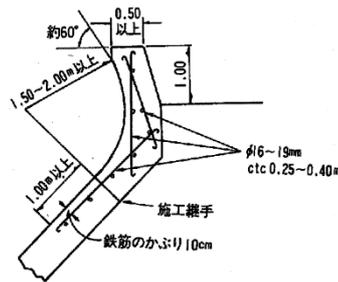


図 3.11.21 波返工の配筋例

出典：「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成 16 年 6 月」 p3-59

3.11.5 排水工

排水工は、裏法尻位置のみに配置することを基本とし、津波越流時に弱部とならないよう本体構造と絶縁する。

排水工の規模は、越波量や降雨量を排水できる断面とし、最小断面は300mm×300mmとする。

解説

天端高が津波により決定される場合の排水工は、降雨による流量（堤体面積に降雨強度をかけた排水量）から断面を設定する。

天端高が高潮により決定される場合の排水工は、越波量と降雨による流量のいずれか大きい方から、断面を設定する。

- ・ 堤体面積は、天端及び裏法の投影面積とする。
- ・ 降雨強度は「道路土工 排水工指針 昭和62年6月」を用いることを基本とした。
- ・ 排水工の最小断面は、維持管理を考慮し300mm×300mmとする。

3.11.6 ドレーン工

堤内地側の地下水位が高く、水位が上昇した際に津波越流時のアップリフトによる堤防破壊が想定される場合や、堤体内の液状化が想定される場合に、ドレーン工を設置する。

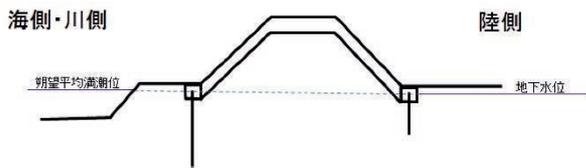
ドレーン工内には有孔管を配置し、法尻付近で排水管を設けるものとする。

解説

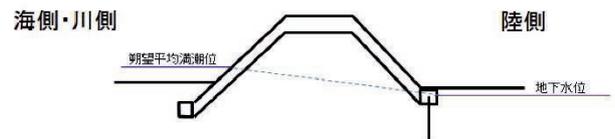
ドレーン工は、地下水位、地盤条件、堤防構造を総合的に勘案して、下記のいずれかに該当する場合に採用する。

- ・ 表法、裏法ともに矢板基礎であり、堤体内に地下水がたまりやすい構造の場合。
- ・ 堤体の設置地盤高が朔望平均満潮位以下の場合。
- ・ 堤防直下が粘性土で堤体内に残留水位が発生する場合。
- ・ 地下水位が高く自然浸透が困難な場合。

○表法、裏法ともに矢板基礎であり、堤体内に地下水が貯まりやすい構造の場合



○堤体の設置地盤高が朔望平均満潮位以下の場合



○堤防直下が粘性土で堤体内に残留水位が発生する場合

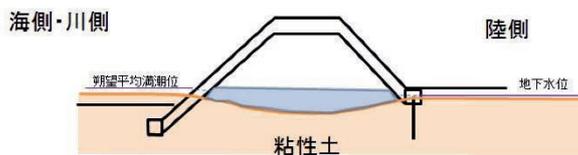


図 3.11.22 ドレーン工が必要なケース

○裏法基礎底面より地下水位が低い場合

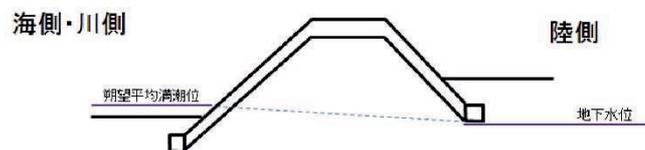


図 3.11.23 ドレーン工が不必要なケース

ドレーンの構造は、「河川堤防の耐震対策マニュアル（暫定版）平成 24 年 2 月」を参考にすることができる。また、ドレーン工の設置は、「図 3.5.2 傾斜型堤防の形式選定フロー」を参考にするものとする。

「河川堤防の耐震対策マニュアル（暫定版）平成24年2月（p11～12）」によるドレーン工の標準仕様は、以下のとおりである。

- ・ 平均的な法面勾配が4割未満の場合に設置する（実際の法面が、法尻付近で大きく欠損している場合には適用できない）。
- ・ 堤防への貫入量は、高さの0.6倍とする（洪水時に堤防機能に悪影響を及ぼす恐れがある場合には短くしても良い）。
- ・ 高さは、堤防高の0.2倍以上とする。ただし、上限は2m、下限は0.5mとする。
- ・ 対策工には、透水性が高く、内部摩擦角が得られる材料を用いるものとする。
- ・ 対策工の下に液状化が生じる堤体土がめり込んでいる場合は、これを除去し、上記材料などに置き換える。

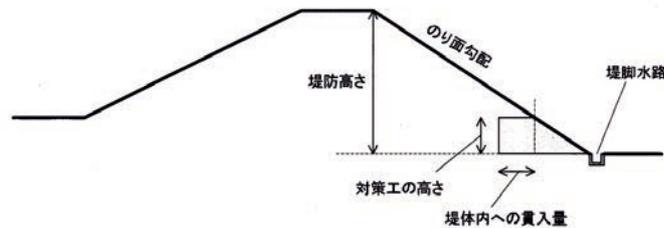
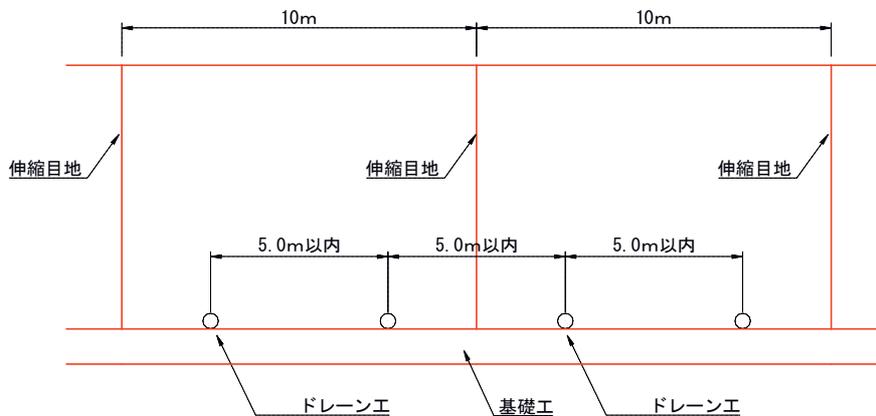


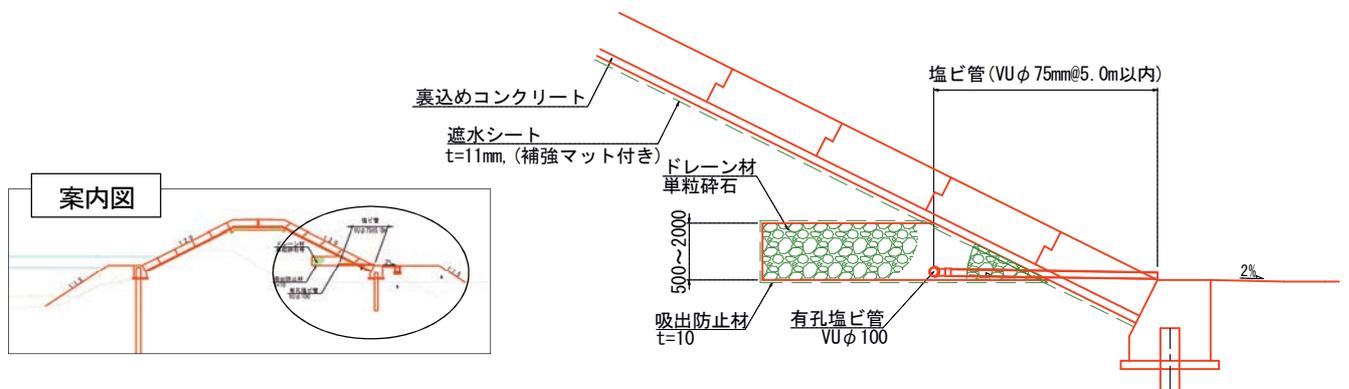
図 3.11.24 ドレーンの標準的な対策仕様

出典：「河川堤防の耐震対策マニュアル（暫定版）平成24年2月」p11,12

ドレーン工の一例を以下に示す。



(1) 正面配置図



(2) 詳細図

図 3.11.25 ドレーン工の例

3.11.7 堤防の余盛

堤防の余盛は、以下のとおりとし、普通土を標準とする。

表 3.11.4 堤防余盛高

堤体の土質 地盤の土質		普通土		砂質土	
		普通土	砂、礫質土	普通土	砂、礫質土
堤 高	3m 未満	20	15	15	10
	3m 以上～5m 未満	30	25	25	20
	5m 以上～7m 未満	40	35	35	30
	7m 以上	50	45	45	40

(単位：cm)

出典：「設計施工マニュアル（案）平成15年4月 東北地方整備局」p1-1-5

解説

余盛が必要な傾斜堤の被覆構造は、場所打ちコンクリート張やコンクリートブロック張である。

残留沈下が想定されない（圧密沈下対策が不要な）地盤条件の場合には、堤防高に応じた所定の余盛量を加えて施工し、一定の沈下収束後に被覆範囲の盛土を掘削・撤去し、被覆工を配置する。

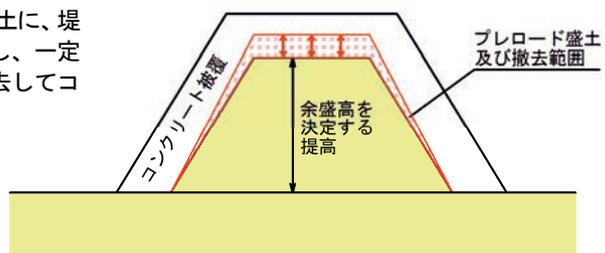
残留沈下が想定される地盤条件の場合には、被覆工と築堤部に空洞とこれに伴う破壊が想定されたり、施設計画高不足となったりするため、プレロード盛土により、残留沈下量が所定値（圧密度90%かつ残留沈下量10cm未満）となることを確認した後、被覆工を行う。圧密沈下が長期間にわたると予想される場合には、沈下時間等を勘案して、必要な規模の対策を設定することができる。

●圧密沈下対策が不要な地盤条件の場合

堤防盛土は、コンクリート被覆下面の堤防盛土に、堤防高に応じた標準的な余盛量^{※1}を加えて施工し、一定の沈下収束後^{※2}に被覆範囲の盛土を掘削・撤去してコンクリート被覆を行う。

※1：設計施工マニュアル（案）平成15年4月
東北地方整備局

※2：圧密沈下計算結果から、U=90%かつ残留沈下10cm未満となる日数を考慮のこと。



●プレロード盛土が必要な地盤条件の場合

プレロード盛土量は、コンクリート被覆を含めた完成堤防断面に対して算出した上で、完成堤防断面範囲が全て含まれるように盛土を施工し、圧密沈下収束後に被覆範囲の盛土を掘削・撤去し、コンクリート被覆を行う。

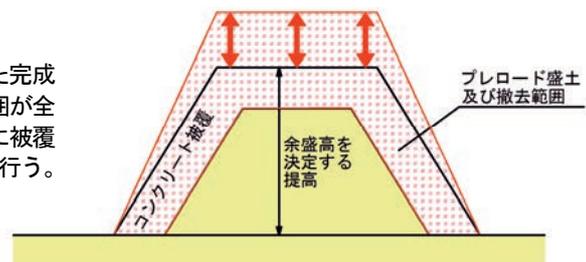


図 3.11.26 「津波対策堤防の余盛の考え方 平成25年3月1日」

3.11.8 隔壁工

隔壁工は、概ね 50m 毎に設置し、構造を絶縁する。

隔壁の構造は、矢板式とコンクリート式から適宜選定するものとする。

解説

隔壁工は、津波や流水などの流耐力などにより堤防が侵食された場合にでも、その被害が最低限度となって、他の区間に影響が波及しないようにする構造物である。

コンクリート方式を標準とするが、侵食による崩壊が予想される場合や透過型堤防と不透過型堤防を接続する場合などには、矢板方式を含めて検討するものとする。なお、矢板方式の場合は、水ミチ形成の要因となる場合もあるため留意する。

隔壁工の構造は、コンクリート方式は無筋コンクリート構造、矢板方式はひび割れ防止筋を配置した構造とする。

「宮城県沿岸域河口部・海岸施設復旧における景観配慮の手引き 平成 24 年 3 月 (p15)」では、隔壁工を 10~20cm 程突出した構造としているが、十分な前浜の幅が確保できない場合には、流水や通常波浪により構造に影響を及ぼす可能性があるため、表法・裏法共に堤防被覆の表面と合わせた構造とすることができるものとする。

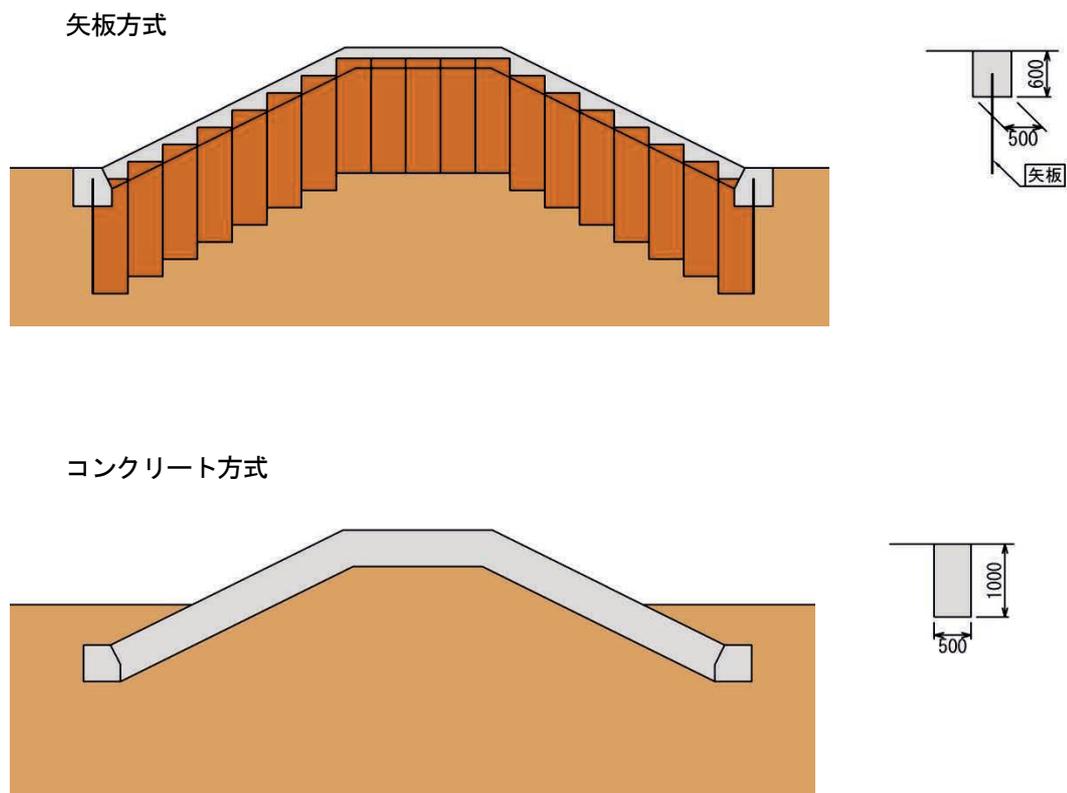


図 3.11.27 隔壁工

出典：「設計施工マニュアル（案）平成 15 年 4 月 東北地方整備局」
p1-2-28

3.11.9 伸縮目地

延長方向の伸縮目地の設置間隔は 10m 以内とし、横断方向の伸縮目地は 5m 以内とする。

目地位置には、目地板、止水板、スリップバー（L=600mm、SUS、φ19、ctc500mm）を配置する。

(1) 目地板

1) レベル 1 津波堤防及び海岸堤防の原形区間に使用する場合

樹脂発泡体（15 倍）、厚 20mm とし、下表による。

表 3.11.5 目地板の規格

復元率	90%以上	KDKS0607-1968 による
圧縮荷重	0.15N/mm ² 以上	// 50%圧縮時
硬度	40 度以上	SRIS0101-1968 スプリングかたさ試験 (加圧面接触時)
見かけ密度	0.06g/cm ³ 以上	

2) 河川の原形復旧区間に使用する場合

現況で使用されている材料と同等以上。

3) 樋門や樋管などの河川・海岸構造物に使用する場合

天然ゴム・スチレンゴム（一般合成ゴム）で、再生ゴム・ファクテクスその他不純物を含まない成型板とし、厚 20mm の下表による。

表 3.11.6 目地板の規格

復元率	90%以上	KDKS0607-1968 による
引張強度	2.0N/mm ² 以上	(20℃±10℃) JIS K 6301 加硫ゴム試験法に準拠する。縦横とも満足すること。
硬度	50 度以上	(20℃±10℃) JIS K 6301 JIS 硬度計 10sec 以内
見かけ密度	0.3g/cm ³ 以上	

(2) 止水板

1) レベル 1 津波堤防及び海岸堤防等の原形区間に使用する場合

塩化ビニル製止水板：CC300×7（センターバルブ型コルゲート）を標準とする。なお、配筋を有する特殊堤については、鉄筋の最小かぶり厚の関係から CC200×5 を採用することも可能とする。

2) 樋門や樋管などの河川・海岸構造物に使用する場合

「樋門設計の手引き 平成 15 年 3 月」、「柔構造樋門設計の手引き 平成 10 年 11 月」などの技術資料を参考に決定すること。

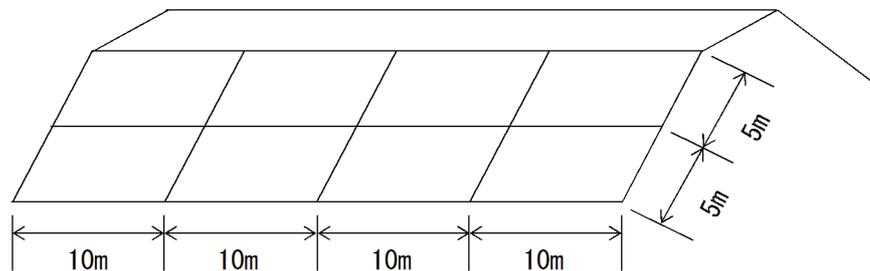
解説

コンクリートを現場打ちする場合、コンクリート収縮に伴う亀裂防止のために伸縮目地を設ける。

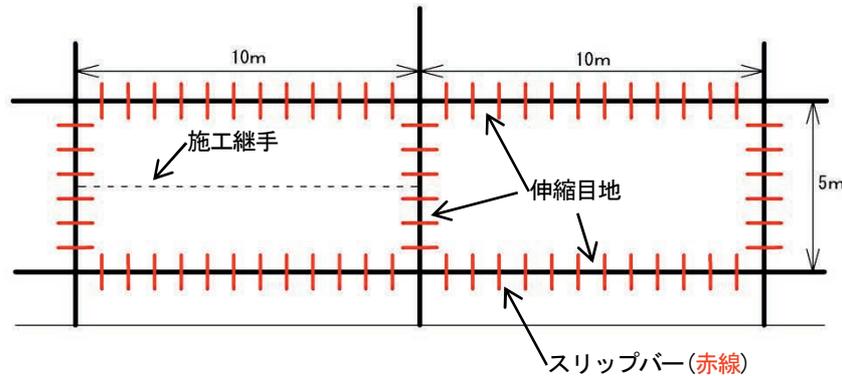
「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成 16 年 6 月」では、過去の実績から、その間隔は 6～10m が適当とされており、「設計施工マニュアル（案） 平成 15 年 4 月」では、延長方向の目地間隔は 10m 程度としている。

これらを踏まえ、延長方向の伸縮目地の配置間隔は 10m と設定した。なお、既設堤防が 10m よりも狭い間隔で目地が設置されている場合は、これを採用することができるものとする。横断方向については、施工上及び沈下への追従性を考慮し 5m 間隔とする。

目地構造は、地震時の離脱防止や津波越流時のめくれ防止対策としてスリップバーを設けることを原則とした。スリップバーの長さは $L=600\text{mm}$ (SUS、 $\phi 19$ 、 $\text{etc}500\text{mm}$) を基本とする。



(1) 伸縮目地の堤防への配置イメージ



※図はイメージであり、実際の本数を示すものではない。

(2) 伸縮目地、スリップバーなどの配置

図 3.11.28 目地の模式図

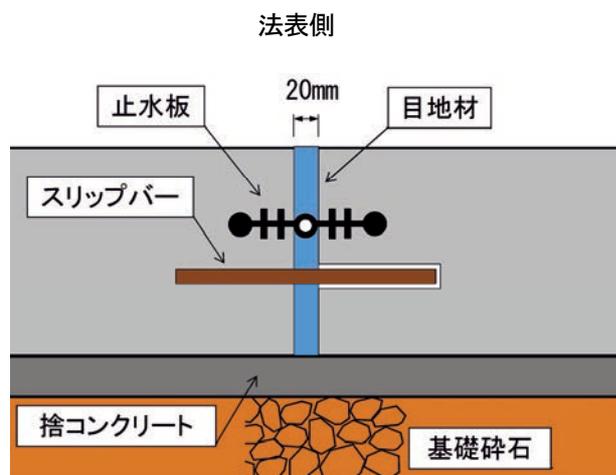


図 3.11.29 目地の構造

3.11.10 施工継手

施工条件により施工継手を設ける場合は、法面に直角になるように配慮し、継ぎ手鉄筋（D19、L=1.0m）を 50cm 間隔に設けるものとする。

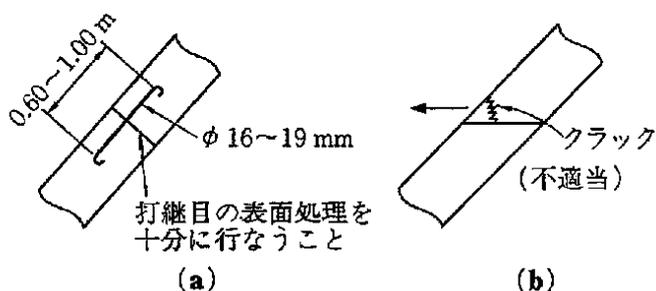
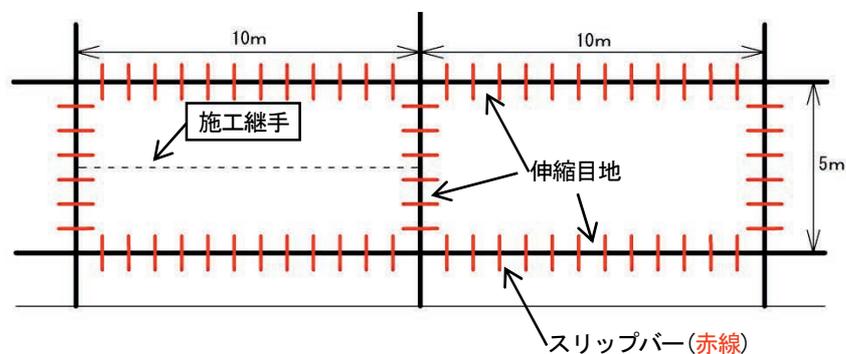


図 3.11.30 施工継手の構造

出典：「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成 16 年 6 月」p3-35



※図はイメージであり、本数や位置を示すものではない。

図 3.11.31 施工継手

解説

被覆工を現場打ちコンクリートとする場合、法面が長大になるため施工継手を設ける場合の細目を記載した。

引き抜き力やせん断力に対する抵抗を上げることを目的とし、脆弱部とならないよう、施工継手の長さは、「海岸保全施設の技術上の基準・同解説 平成16年6月」に示される最大値1.0mを採用する。鋼材の種類は、付着力及び経済性から、異型棒鋼とする。

設置間隔は、もたれ式擁壁の標準設計を参考に50cmを標準とした。

3.11.11 小段工

裏法に設置する小段については、設置しないことを原則とする。

解説

被災実績を踏まえ、裏小段は、津波越流時に弱部となるため、維持管理上必要となる場合を除き設置しないことを原則とした。

ただし、堤高が高く、維持管理上必要な場合は設置することができるものとする。

3.11.12 階段工

階段工の有効幅員は 2.0m を基本とし、河川や海岸の利用等を考慮する必要がある場合は必要幅を算定のうえ適切な幅を設定することとする。

解説

階段工の配置は、維持管理や河川・海岸の利用を考慮して 200m 毎に 1カ所とする。河川管理施設においては、左右岸で千鳥配置とし、100m 毎に設置されていることを基本とし、樋門・樋管などの管理用階段も考慮して計画するものとする。

傾斜堤の階段工は、以下を参考とすること。

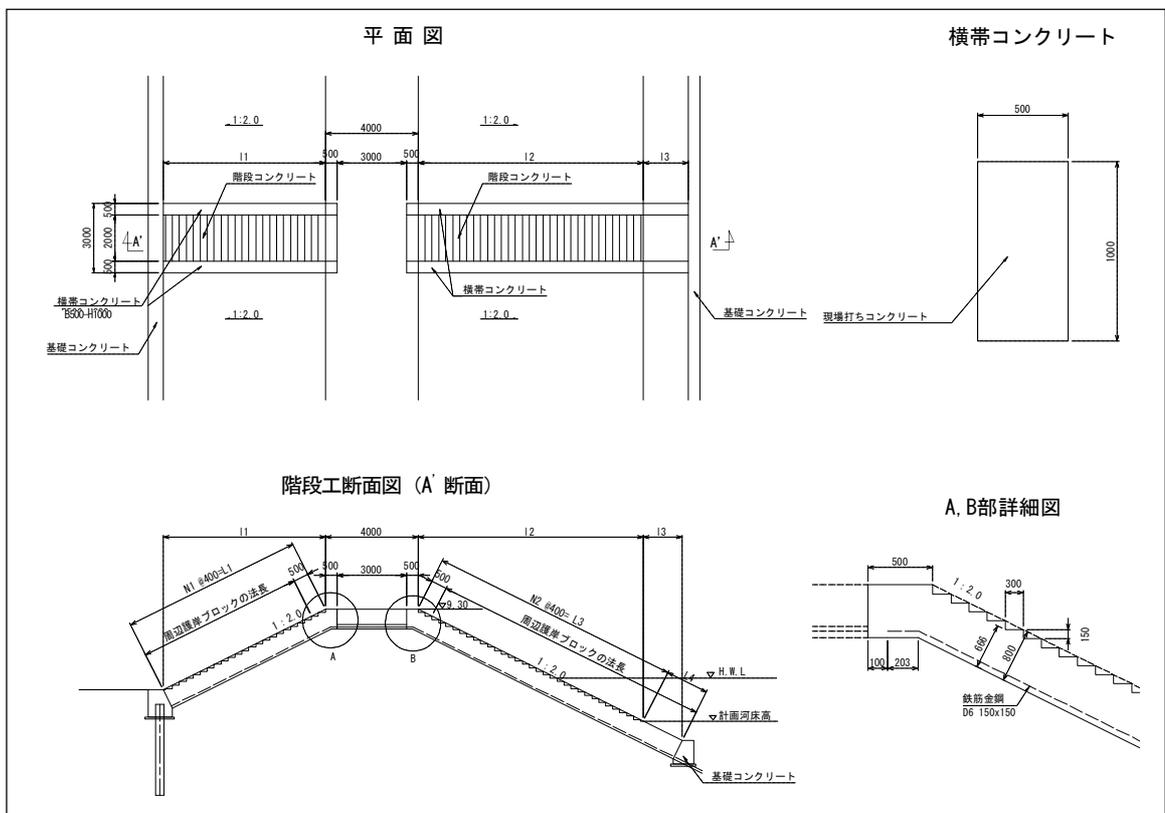


図 3.11.32 傾斜堤階段工参考図

直立堤の階段工は、以下を参考とすること。

- ・ 階段 : 踏面げ高 0.2m、踏み幅 0.3m
出典 : 「港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成 16 年 6 月 (p1366)」 参考
- ・ 踊場 : 高さ 4.0m 以内ごとに 1.5m 幅を設ける。
出典 : 「建築基準法施行令 第 24 条」
「港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成 16 年 6 月 (p1366)」 参考

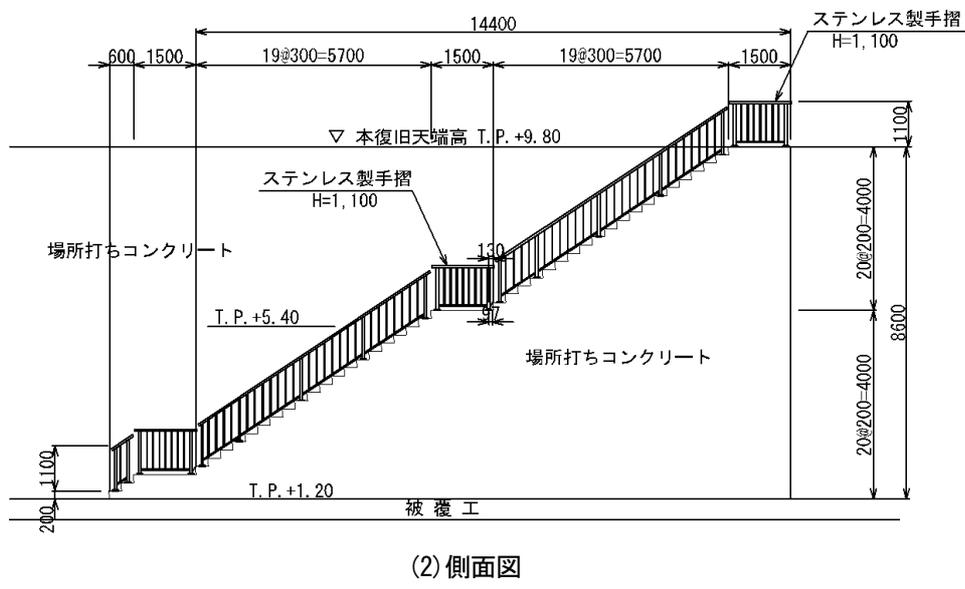
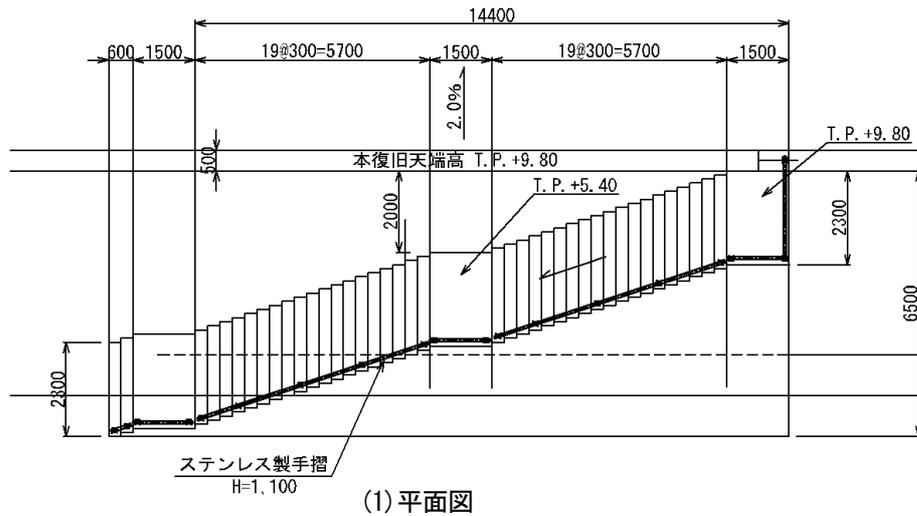


図 3.11.33 直立堤階段工参考図

3.11.13 坂路工・兼用道路

(1) 坂路工

坂路工の勾配・幅員・舗装構成は、その設置目的に応じて適宜設定するものとする。

解説

坂路工は、堤防天端の管理用通路へのアクセスのみで使われる場合のほか、堤防天端が兼用道路とされる場合など、その設置目的に応じて適宜設定する。

管理用として坂路を設ける場合は、「設計施工マニュアル（案）平成15年4月」を参考とすること。なお、坂路工の構造は、天端工を準拠するものとする。

管理用坂路工について（「設計施工マニュアル（案）平成15年4月（p1-1-11～1-1-12）」）

1) 幅員

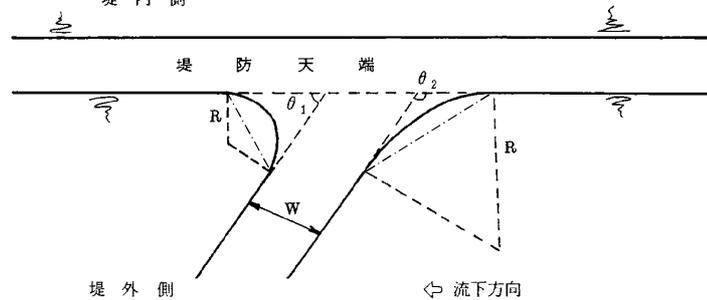
堤防の天端幅や坂路の利用を勘案して決定する。

2) 隅切

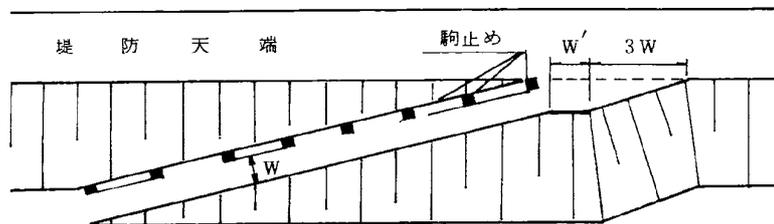
$W \leq 1.5\text{m}$ の坂路は、堤防天端の取り付け部に隅切を設ける。隅切の半径は、坂路中心線と堤防との交角 θ と坂路の幅員とにより下記を標準とする。

- ・ $30^\circ < \theta \leq 60^\circ$ $R=1.5W$
- ・ $60^\circ < \theta \leq 100^\circ$ $R=2.5W$
- ・ $100^\circ < \theta$ $R=4.0W$

※ $W < 2.5\text{m}$ の場合は、一点破線のように隅切を直線として良い。



(1) 坂路の取り付け



※自動車が行き通る場合は、 $W'=4.0\text{m}$ を標準とする。

(2) 車両が行き通る坂路

図 3.11.34 坂路の平面形状について

3) 堤防天端取り付け部における坂路の路面高

堤防天端取り付け部における坂路の路面高は、堤防施工断面の肩と同じ高さとする。

4) 縦断勾配

縦断勾配の標準は、次のとおりとする。

- ・ $1.0\text{m} \leq W < 1.5\text{m}$ の場合 $i \geq 10\%$
- ・ $2.5\text{m} \leq W$ の場合

隅切部分	$i \leq 3\%$
その他部分	$i \leq 6\%$

5) その他

坂路の法勾配は、堤防法勾配と同一とする。

(2) 兼用道路（堤防に併走する道路）

堤防に併走する道路の勾配・幅員・舗装構成は、その設置目的に応じて適宜設定するものとする。また、道路舗装や付属物は堤防定規断面外に設け、堤防構造に支障が生じないように配慮するものとする。

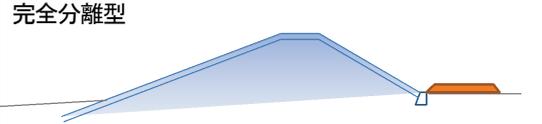
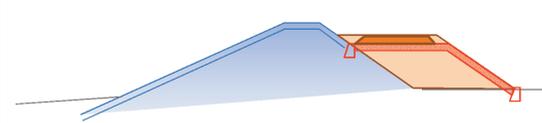
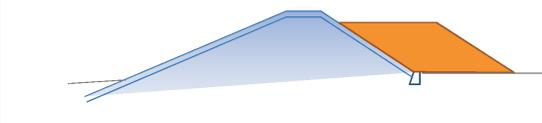
解説

堤防に併走する道路を整備する場合は、道路舗装や付属物は堤防定規断面外に設けるものとする。また、舗装構成は、道路管理者との協議により決定するものとする。

1) 形式

河川や海岸堤防に併走する道路は、堤防構造に支障を与えない構造とし、道路と堤防の相対的な高さに応じて、以下に示す被覆形式から選定できるものとする。

表 3.11.7 堤防に併走する道路の被覆形式

道路設置高	考え方	道路の被覆形式
道路が低位部に設置される場合	<ul style="list-style-type: none"> ・ 堤防被覆と道路構造は完全分離することを原則とする。 	完全分離型 
道路が比較的高い位置に設置される場合	<ul style="list-style-type: none"> ・ 避難や救助・救援に使用する道路については、堤防との一体被覆を原則とする。 	一体被覆型 
	<ul style="list-style-type: none"> ・ 上記以外については、地盤・施工条件や復旧期間を考慮した上、一体被覆と分離構造を選定できる。 	完全被覆型 

2) 留意点など

完全分離型と一体被覆型の考え方、条件や留意点は次のとおりである。

表 3.11.8 完全分離型の構造と留意点など

完全分離型	
基本事項	<ul style="list-style-type: none"> ・堤防は三面張り、道路は被覆工を設けない構造。 ・施工は、堤防が先行。 ・堤防上の道路は、占用物となる。
占用時の条件	<ul style="list-style-type: none"> ・残留沈下の影響により堤防本体に影響を与えないこと。(施工時も含む)
留意点	<ul style="list-style-type: none"> ・堤防被覆工と道路盛土境界において排水処理が必要。 ・道路盛土にサーチャージが必要な場合は、沈下が予想されるので採用出来ない。 ・現道が通行止め出来ない場合には、施工区域外に現道を切り廻す必要があり、用地の確保が容易であることが望ましい。

表 3.11.9 一体被覆型の構造と留意点など

一体被覆型	
基本事項	<ul style="list-style-type: none"> ・堤防は道路と一体で三面張り構造（堤防の被覆工・天端工に準拠する）。 ・施工は、堤防と道路で一体施工。 ・道路は、被覆の上に設置する。 ・堤防上の道路は、占用物となる。
占用時の条件	<ul style="list-style-type: none"> ・道路付属物が堤防構造に支障とならないように配慮すること。
留意点	<ul style="list-style-type: none"> ・大規模な道路付属物を入れる場合は、路床盛土が必要。 ・道路下部の空洞化確認が困難。

3.11.14 防護柵工

防護柵工は、「防護柵の設置基準・同解説 平成 20 年 1 月」に基づき設計するものとし、「改訂解説・工作物設置許可基準 平成 10 年 11 月」に準拠して、防護柵の基礎は堤防の被覆を侵さないよう分離構造とする。

解説

(1) 歩行者自転車用柵

堤防には、以下のいずれかを満足する場合に設けることができる。

- ・ 被災前より防護柵が設置されている場合。
- ・ 災害復旧に起因して設置が必要となる場合。

施設は、以下を標準とする。

- ・ 防護柵の基礎は、堤防の弱体化を防止する目的から、必要最小限とする。「改訂解説・工作物設置許可基準 平成 10 年 11 月 (P77~78)」。
- ・ 転落防止柵は、歩行者・自転車の通行を想定し P 種とする。「防護柵の設置許可基準・同解説 平成 20 年 1 月 (p60)」。
- ・ 高さ 1.1m は、「防護柵の設置許可基準・同解説 平成 20 年 1 月 (p62)」による。
- ・ 耐久性とメンテナンス性を考慮し、SUS 材を基本とする。

(2) 車両用防護柵

- ・ 堤防天端が兼用道路として利用され、交通安全上特に必要と認められる場合は、協議によって決定するものとする。「改訂解説・工作物設置許可基準 平成 10 年 11 月 (P77~78)」。
- ・ 設計にあたっては、「防護柵の設置許可基準・同解説 平成 20 年 1 月」を準拠するものとする。

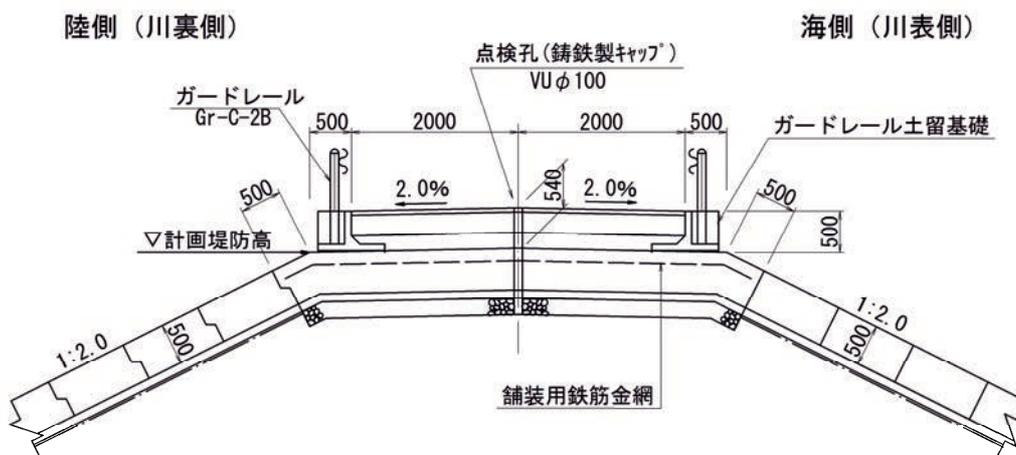


図 3.11.35 防護柵の基礎の例

3.12 原形復旧の特例

原形高さに復旧する箇所で、現況施設の被災が軽微である場合は、構造細目によらず被災前の形状で復旧できるものとする。

ただし、被災前が波返し付き構造の場合は、波返工の基準を参照すること。

解説

- ・ 被災が軽微な場合、これまでと同様の構造を採用できるものとした。
- ・ 波返工については、被災を受けやすいため、新たな基準によるものとした。

3.13 環境及び景観への配慮

3.13.1 景観・環境・利用に対する配慮

「宮城県沿岸域河口部・海岸施設復旧における環境等への配慮の手引き 平成24年3月」、「美しい山河を守る災害復旧基本方針 平成26年3月」等を参考に、景観・環境・利用に関する配慮を行う。

また、「環境アドバイザー制度」を活用し、自然環境（動植物）への配慮事項について、各分野の専門家・学識者より助言・指導に基づき、自然環境と共存した配慮を行うものとする。

解説

(1) 配慮にあたっての基本的な考え方

今回の震災に対する災害復旧は極めて緊急性が高く、事業を早期かつ着実に進めていく必要があり、復旧される堤防等の施設は、今後長期間にわたって供用され、地域の人々にとっては日常的に接する施設となる。

このため、視覚的な景観のみならず、生態系等地域の環境にも十分に配慮し、地域と海岸・河川との関係（利用性）や地域の個性、魅力が将来にわたり持続するよう努めるものとする。

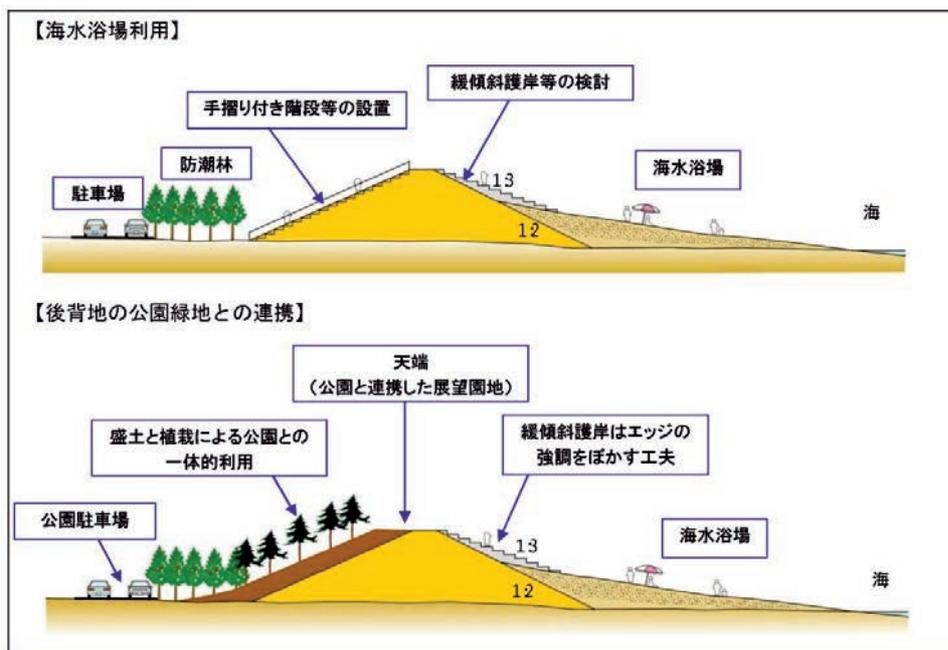


図 3.13.1 まちづくりと連携した堤防利活用断面図イメージ

出典:「宮城県沿岸域河口部・海岸施設復旧における環境等への配慮の手引き 平成24年3月」 p36

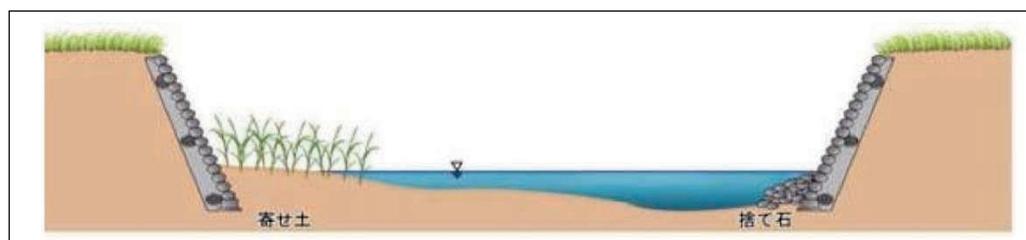


図 3.13.2 寄せ土、寄せ石の概念図

出典:「美しい山河を守る災害復旧基本方針 平成26年3月」 p85

(2) 海岸の覆土の考え方

海岸利用や環境への配慮、背後地のまちづくり計画等との調整により必要な場合に実施できるものとする。なお、覆土方法等は「宮城県沿岸域河口部・海岸施設復旧における環境等への配慮の手引き 平成24年3月」等を参考に決定する物とする。

(3) 河川の覆土の考え方

河川及び運河におけるレベル1津波堤防の堤防緑化は、「1) 堤防 L1 堤防の緑化の考え方」によるものとする。

覆土厚については目安を示しているが、コンクリート被覆上に覆土を行うことを基本としていることから、試験施工等を行いながら順応的に実施することとする。

1) 河川 L1 堤防の緑化の考え方

① 川表の覆土の考え方

【河 川】

- ・河川環境や景観、利用の観点から、覆土を行うことを原則とする。
- ・現河床から自己流 HWL を目安とし、覆土勾配は堤防勾配+0.5 を目安とする。
- ・水際部については、流水の作用で自然な水際に回復させるため、寄石や捨石等を施すこととする。

【運 河】

- ・「貞山運河再生・復興ビジョン」の「貞山運河の景観デザイン計画」等との調整を図り決定すること。
- ・上記により覆土方法に特に定めが無い場合は、堤防天端から捨石までを目安とし、覆土勾配は堤防勾配+0.5 を目安とする。

② 川裏の覆土の考え方

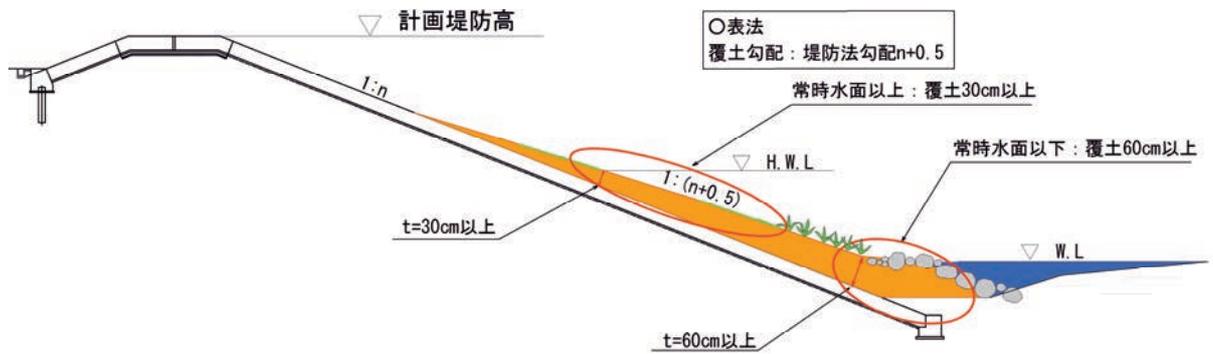
【河 川】

- ・原則として行わない。
- ・町づくり計画等により覆土が必要な場合については、利用目的等により覆土方法を検討することとし、工法については河川課と相談すること。

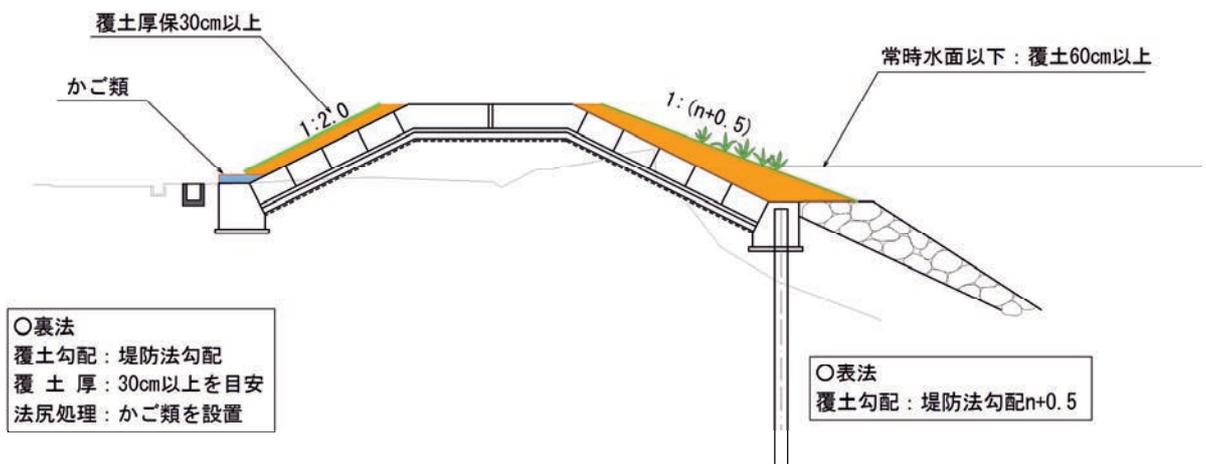
【運 河】

- ・「貞山運河再生・復興ビジョン」の「貞山運河の景観デザイン計画」等との調整を図り決定すること。
- ・上記により覆土方法に特に定めが無い場合は、堤防天端から堤脚部までを目安とし、覆土勾配は堤防勾配と同勾配で覆土厚 30 cm以上を目安をとする。
- ・ドレーン排水や法面の排水処理のため、かご等を設置すること。

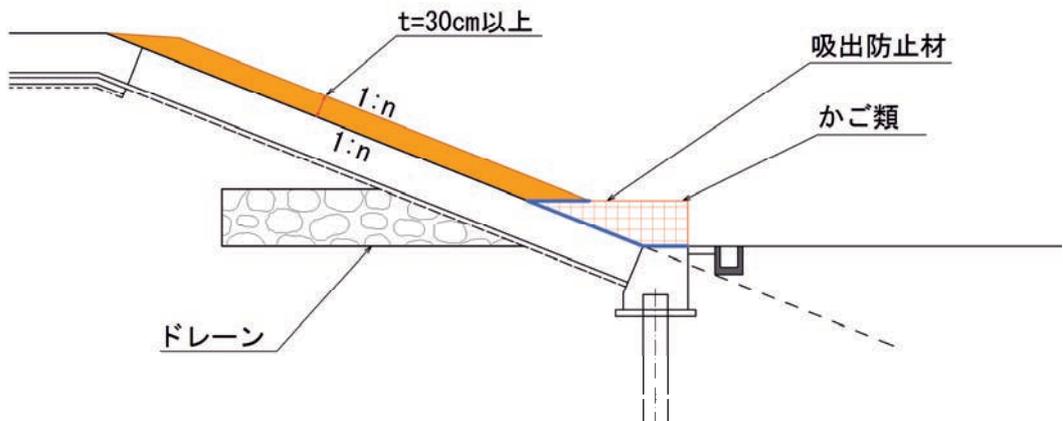
【参考】 河川の覆土例



【参考】 運河の覆土例



【参考】 川裏法尻の処理



2) 覆土材料について

① 川表の覆土材料について

【平水位以下の覆土材】

- ・使用する覆土は、原則として現地で発生した河床材料を流用し覆土材とする。
 なお、水際部には寄石（現地発生材）を配置し、水際に変化（アンジュレーション）を持たせること。

【平水位以上の覆土材】

- ・使用する覆土は現地発生材を基本とし、現地の表土等を利用して覆土することとする。
- ・現地発生材が砂主体の土質で植生の回復が期待できない場合は、購入土と混ぜる等の工夫を行うこと。
- ・塩害等で現地表土が使用できない場合は、購入土で施工することも可能とする。

② 川裏の覆土材料について

- ・使用する覆土は現地発生材を基本とし、現地の表土等を利用して覆土することとする。
- ・現地発生材が砂主体の土質で植生の回復が期待できない場合は、購入土と混ぜる等の工夫を行うこと。
- ・塩害等で現地表土が使用できない場合は、購入土で施工することも可能とする。

【参考】 平水位以下における覆土の最小厚

- ・平水位もしくは朔望平均干潮位以下となる箇所については、ヨシ等の抽水植物の活着性を高めるため、覆土厚 60cm 以上を確保する。

※覆土の厚さは近隣の既設区間の状況から判断することが望ましい。文献には「植えたヨシの苗がよく活着し、その後速やかに密生した群落を形成させるためには、植栽地の地表に細砂以下の細かい粒子を概ね 80%以上含む土が、少なくとも 50～60cm の厚さにあることが大切である。」（続・水辺の環境学）とある。

出典：「続・水辺の環境学」

【参考】 平水位以上における覆土の最小厚

- ・草本類の活着性を高めるため、覆土厚 30cm 以上を確保する。

(1)芝 草	△	C	C	C	C	C
(2)小 低 木	—	△	C	C	C	C
(3)大低木・中木	—	△	B	C	C	C
(4)浅根性高木	—	—	△	B	C	C
(5)深根性高木	—	—	—	△	B	C

—：植栽することが困難、生育不可能

△：灌木によって水分を補えば生育可能

B：若木の段階から植栽しておけば生育可能

C：通常の維持管理だけで十分生育可能

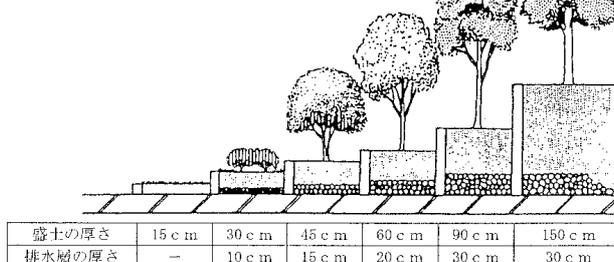


図 3.13.3 植物の大きさによる必要土量

出典：「河岸を守る工法ハンドブック 平成 14 年 10 月」 p200

3.13.2 特別名勝松島及び埋蔵文化財等への配慮

特別名勝松島の指定区域内における整備については、「特別名勝松島保存管理計画 平成 22 年 3 月 宮城県教育委員会」に基づき、必要な手続きを実施するものとし、経済性等を考慮しながら必要な配慮を行うものとする。

また、埋蔵文化財付近における整備については、「埋蔵文化財保護の手引き 平成 20 年 4 月 宮城県教育庁文化財保護課」に基づき、必要な手続きを実施するものとし、経済性等を考慮しながら必要な配慮を行うものとする。

解説

特別名勝松島は、大正 12 年 3 月 7 日に史蹟名勝天然記念物保存法（大正 8 年法律第 44 号）により名勝指定を受け、戦後の文化財保護法（昭和 25 年法律第 214 号）の施行により昭和 27 年 11 月 22 日付けで特別名勝指定を受けている。昭和 36 年のチリ地震津波によって大きな被害を受けたものの、昭和 40 年代前半までには概ねの海岸整備が完了している。なお、宮城県では、特別名勝松島の適切な管理を行うために、昭和 51 年 3 月に保存管理計画を策定し、景観に配慮した施設整備を進めている。

特別名勝松島の指定区域においては、文化庁等の協議により、景観に対する配慮を行うように求められていることを踏まえ、擬石ブロックや化粧型枠を使用する等の対策を講ずることとするが、対策工の採用にあたっては、必要性や経済性等を考慮し決定することとする。