第２回 技術検討会　資料２

普天間飛行場代替施設建設事業に係る技術検討会

第 ２ 回

資　料　目　次

1.　設計条件 ····· 1
1.1　設計条件（総括） ····· 1
1.1.1 設計潮位 ····· 1
1.1.2 残留水位（R.W.L.） ····· 1
1.1.3 許容越波流量 ····· 1
1.1.4 上載荷重 ····· 1
1.1.5 設計対象地震動（レベル 1 地震動） ····· 1
1.1.6 土質条件 ····· 1
1.1.7 設計波高 ····· 1
1.1.8 設計供用期間 ····· 1
1.2　地盤条件 ····· 2
1.2.1 一次圧密沈下量（e-logp 曲線） ····· 2
1.2.2 二次圧密沈下量（二次圧縮指数 Cα） ····· 2
1.3　波浪条件 ····· 3
1.3.1 設計波高の算出方法 ····· 3
1.4　地盤の液状化特性 ····· 5
2.　護岸設計（C-1～C-3 護岸及び護岸（係船機能付）） ····· 8
2.1　設計手順 ····· 8
2.2　設計工区の設定 ····· 8
2.2.1 設計工区の設定の考え方 ····· 8
2.2.2 設計工区及び検討断面位置 ····· 9
2.3　護岸構造の選定 ····· 11
2.4　設計フロー ····· 12
2.4.1 設計フロー ····· 12

2.5　各工区の設計 ……14
2.5.1 地盤改良諸元 ……14
2.5.2 設計条件 ……16
2.5.3 断面諸元の設定 ……18
2.5.4 作用の評価・壁体の安定性能照査 ……21
2.5.5 地盤の安定性能照査 ……25
2.6　全工区の検討結果 ……30
2.6.1 スリットケーソンの割付と標準断面位置の決定 ……30
2.6.2 検討結果の一覧 ……32
2.7　C-1～C-3 護岸及び護岸（係船機能付）の標準断面 ……33
3. 護岸設計（Ａ護岸） …… 44
3.1　設計手順 ……44
3.2　設計工区の設定 ……44
3.2.1 設計工区の設定の考え方 ……44
3.2.2 設計工区及び検討断面位置 ……45
3.3　護岸構造の選定 ……46
3.4　設計フロー ……47
3.4.1 設計フロー ……47
3.5　各工区の設計 ……48
3.5.1 設計条件の設定、断面諸元の設定 ……48
3.5.2 施工時の検討 ……51
3.5.3 完成時（控え矢板式構造）の検討 ……52
3.5.4 完成時（セル式及び重力式構造）の検討 ……54
3.5.5 断面、根入れ長の決定 ……56
3.5.6 地盤の安定性能照査 ……57
3.6　全工区の検討結果 ……58
3.7　Ａ護岸の標準断面 ……59
4. 注釈説明集 …… 65

1. 設計条件

1.1 設計条件（総括）

1.1.1 設計潮位

「普天間飛行場代替施設建設事業に係る技術検討会（第１回)」（以下「第１回技術検討会」という。）において提示。

1.1.2 残留水位（R.W.L.）

第１回技術検討会において提示。

1.1.3 許容越波流量

第１回技術検討会において提示。

1.1.4 上載荷重

第１回技術検討会において提示。

1.1.5 設計対象地震動（レベル1地震動）

第１回技術検討会において提示。

1.1.6 土質条件

第１回技術検討会において提示。
なお、第１回技術検討会において検討された圧密特性を 1.2 において提示。

1.1.7 設計波高

護岸構造より設定される護岸前面水深を考慮した設計波高を 1.3 において提示。

1.1.8 設計供用期間

第１回技術検討会において提示。

1.2　地盤条件

設計に用いる地盤条件のうち、圧密特性を設定した。

1.2.1　一次圧密沈下量（e-logp 曲線）

第 1 回技術検討会において提示した、「地盤特性のバラツキにより沈下量は±30%程度増減する可能性がある」及び「設計に用いる値（圧密係数 Cv）は、感度分析も考慮し設定する」に関する検討結果を以下に示す。

■沈下量

地盤特性のバラツキが実際の沈下量に与える影響（増減）※1.2-1 について、感度分析を行った結果※1.2-2～5、平均的な地盤の特性を用いて算出する沈下量にバラツキを考慮することとした。バラツキは Avf-s 層、Avf-c 層、Avf-c2 層は±20%、Aco-c 層は±30%とした。

■圧密係数(Cv)

圧密係数(Cv)は埋立地の増加応力Δp によって変動する。増加応力Δp に応じて設定した圧密係数(Cv)が沈下時間に与える感度（表 1.2-1）を考慮し、最も沈下速度が遅くなる圧密係数を設定することとした。

表 1.2-1　圧密係数 Cv の変化が沈下速度に及ぼす感度の分析結果

地層区分	増加荷重 Δp (kN/m^2)	圧密係数 Cv (cm^2/day)	$t_{90}/t_{90(\Delta p=200)}$ (%)※1
Aco-c	200	**9900**	100
	400	10000	99
	600	16800	59
Avf-s	200	1003100	100
	400	714100	140
	600	**587800**	171
Avf-c	200	1300	100
	400	1200	108
	600	**1200**	108
Avf-c2	200	600	100
	400	400	150
	600	**300**	200

※1：t_{90}は90圧密時間到達時間で、$t_{90}/t_{90(\Delta p=200)}$はΔp=200のCv適用時に対する比率を示す。

赤字：設計に用いる値（特性値）

■透水係数

圧密計算（沈下促進対策でのウェルレジスタンス）に用いる基礎地盤の透水係数は表 1.2-2 に示す通り設定した。

表 1.2-2　基礎地盤の透水係数 k

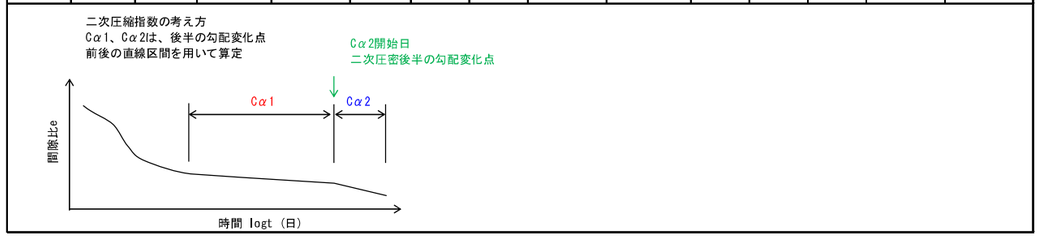
地層区分	平均値 (cm/s)	決定根拠	データ数 n	変動係数 CV	補正値 b1	補正値 b2	特性値 (cm/s)
Aco-g	6.E-03	現場透水試験	8	0.35	－	－	6.E-03
Aco-c	2.E-05	室内透水試験	10	0.18	1.10	1.00	7.E-06
Aco-s	4.E-03	現場透水試験	5	0.29	－	－	4.E-03
Avf-s	6.E-05	室内透水試験	12	0.16	1.10	1.00	2.E-05
Avf-c	3.E-06	室内透水試験	39	0.16	1.10	1.00	1.E-06
Avf-c2	1.E-06	室内透水試験	5	0.06	1.00	1.10	4.E-07
Ag	1.E-02	粒度からの推定値	44	0.50	－	－	1.E-02
As	9.E-04	現場透水試験	1	－	－	－	9.E-04
DR	5.E-03	現場透水試験	3	0.17	－	－	5.E-03
DK	2.E-03	現場透水試験	4	0.22	－	－	2.E-03

1.2.2　二次圧密沈下量（二次圧縮指数 Cα）

二次圧密沈下量の計算に用いる二次圧縮指数 Cα については、第 1 回技術検討会での検討結果を踏まえ、二次圧密の前半、後半に分けて評価するものとし、表 1.2-3 に示すように二次圧縮指数 Cα を設定した。一次圧密沈下量と同様に、地盤特性のバラツキが実際の沈下量に与える影響を同様に検討した結果※1.2-2～5から、平均的な地盤の特性を用いて算出する沈下量にバラツキを考慮することとした。バラツキは二次圧密前半について、Avf-s 層、Avf-c 層、Avf-c2 層で±30%、Aco-c 層で±50%とした。二次圧密の後半については、Avf-s 層、Avf-c 層で±40%、Avf-c2 層は±20%、Aco-c 層は±30%とした。

表 1.2-3　二次圧縮指数 Cα

	データ数	圧縮指数 Cc	Cα 推定値 (0.04Cc)	Cα1 平均値	Cα1 CV	Cα1 b1	Cα1 b2	Cα1 特性値	Cα2 平均値	Cα2 CV	Cα2 b1	Cα2 b2	Cα2 特性値	Cα2 開始日※1
Aco-c	5	0.24	0.010	**0.005**	**0.44**	**1.25**	**1.10**	**0.006**	**0.028**	**0.18**	**1.10**	**1.10**	**0.034**	**6.0**
Avf-s	5	0.31	0.012	**0.005**	**0.20**	**1.10**	**1.10**	**0.007**	**0.020**	**0.43**	**1.25**	**1.10**	**0.028**	**5.3**
Avf-c	25	0.33	0.013	**0.011**	**0.28**	**1.15**	**1.00**	**0.012**	**0.029**	**0.39**	**1.15**	**1.00**	**0.033**	**6.6**
Avf-c2	5	0.53	0.021	**0.015**	**0.29**	**1.15**	**1.10**	**0.019**	**0.030**	**0.23**	**1.10**	**1.10**	**0.036**	**3.5**



※1：Cα2開始日は厚さ2cmの供試体を用いた圧密試験結果での値を示す。実地盤の計算においては、層厚に応じて補正（開始日×実地盤の層厚/試験供試体の厚さ(2cm)）を行う方針とする。

（　白　紙　）

1.3　波浪条件

1.3.1　設計波高の算出方法

第 1 回技術検討会において提示された現況水深における波高（有義波高）から、護岸構造より設定される護岸前面水深を考慮した設計波高を算出する。

算出方法は、現況水深における波高を現況水深で換算沖波波高へ変換した後、護岸前面水深に応じた設計波高を算出する。

図 1.3-1 に算出フローを示す。

以降では、第 1 回技術検討会に提示した図 1.3-2 に示す St.1 の有義波高を算出例として検討する。

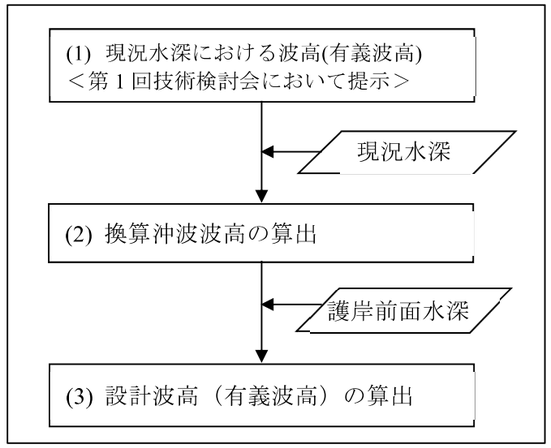


図 1.3-1 設計波の算出フロー

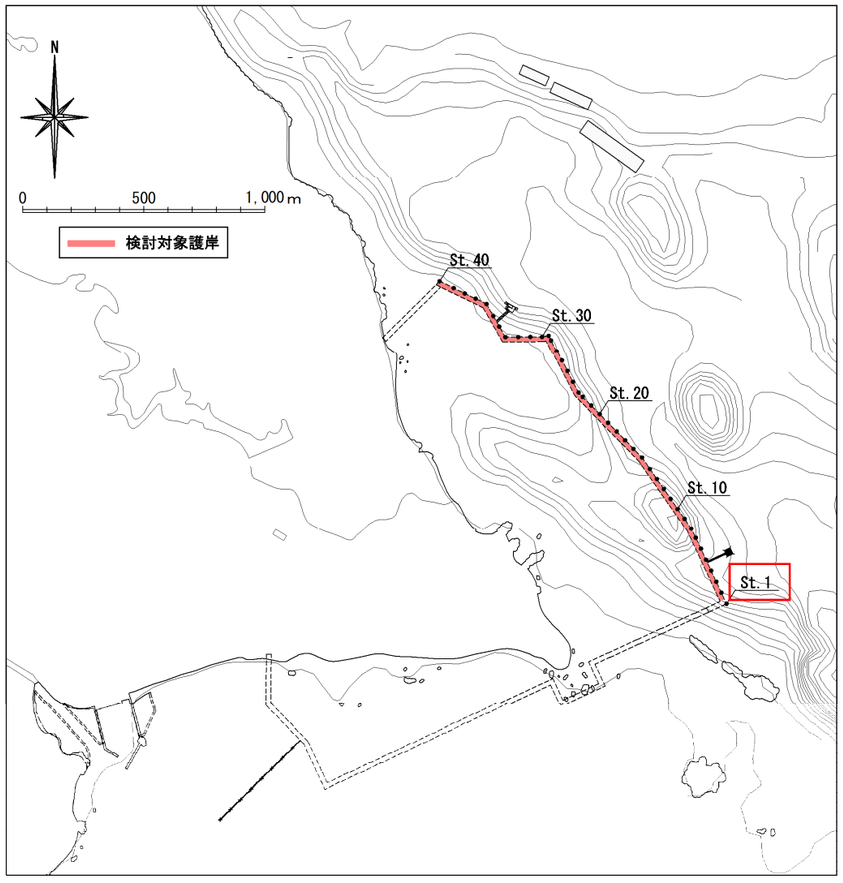


図 1.3-2 波高算出ポイント

(1) 現況水深における波高（有義波高）

第 1 回技術検討会において提示

【算出例の波高】St.1：有義波高 $H_{1/3}$=2.28m（50 年確率波、H.W.L 時、波向 SE、周期 T=17.0s）

(2) 換算沖波波高(H_0')の算出

現況水深（第 1 回技術検討会に提示したブシネスク方程式により有義波高の算出に使用した計算水深）から換算沖波波高 H_0'を算出する。

換算沖波波高 H_0'の算出は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」p.158[※1.3-1] に準拠し、浅水係数の算定図より行う。

算出手順は表 1.3-1 のとおり。

(3) 設計波高の算出

換算沖波波高（H_0'）及び護岸構造より設定される護岸前面水深（設計水深）から、設計波高を算出する。

設計波高(有義波高)の算出は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.158[※1.3-1] に準拠し、浅水係数の算定図より行う。

また、設計波高（最大波高）の算出もあわせて行う。最大波高の算出は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」p.215[※1.3-2] に準拠し、H_{max} の算定式を用いて行う。

算出手順は表 1.3-1 のとおり。

表 1.3-1 換算沖波波高の算出手順

現況水深における波高	①	検討地点	St.1	第１回技術検討会で提示。
	②	発生確率	50年	第１回技術検討会で提示。
	③	潮位	H.W.L：C.D.L+2.20m	第１回技術検討会で提示。
	④	有義波高($H_{1/3}$)	2.28m	第１回技術検討会で提示。
	⑤	周期(T)	17.0s	第１回技術検討会で提示。
	⑥	沖波波向	SE	第１回技術検討会で提示。
	⑦	現況水深	C.D.L-25.3m	第１回技術検討会で提示。
換算沖波波高	⑧	潮位を考慮した現況水深(h)	27.5m	h=③－⑦
	⑨	波長(L_0)	450.8m	「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成30年5月)」P.131※1.3-3に準拠し算定。 $L_0=1.56\times⑤^2$
	⑩	水深波長比(h/L_0)	0.061	h/L_0=⑧÷⑨
	⑪	波形勾配(H_0'/L_0)	0.005	「港湾の施設の技術上の基準・同解説(平成30年5月)」P.158※1.3-1に準拠し、図1.3-3よりh/L_0、H_0'/L_0の交点からKsを算出。 ここで、$Ks=H/H_0'$のHは$H_{1/3}$=④(2.28m)
	⑫	浅水係数($K_s=H/H_0'$)	0.99	
	⑬	換算沖波波高(H_0')	2.30	H_0'=④÷⑫
設計波高	⑭	設計水深	C.D.L-11.5m	後述する設計断面より設定。
	⑮	潮位を考慮した設計水深(h)	13.7m	h=③－⑭
	⑯	水深波長比(h/L_0)	0.030	h/L_0=⑮÷⑨
	⑰	波形勾配(H_0'/L_0)	0.005	H_0'/L_0=⑪
	⑱	浅水係数($K_s=H/H_0'$)	1.14	「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.158※1.3-1に準拠し、図1.3-4に示すh/L0、Ho'/L0の交点からKsを算出。
	⑲	砕波・非砕波の判定	非砕波	「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.159※1.3-4に準拠し、砕波・非砕波（図中の2%減衰線の左側or右側）を判定。 h/Ho'=⑮÷⑬=6.0となり砕波帯外。
	⑳	有義波高($H_{1/3}$)	2.7m	$H_{1/3}$=⑱×⑬
	㉑	最大波高(H_{max})	4.9m	「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.215※1.3-2に準拠し算定。 $H_{max}=1.8\times⑳$

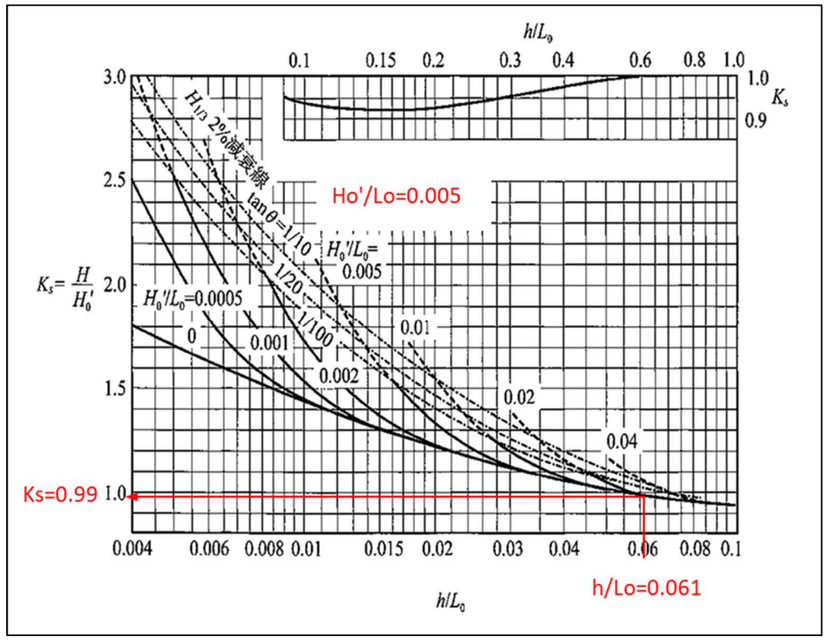


図 1.3-3 浅水係数の算定図（換算沖波波高の算出）

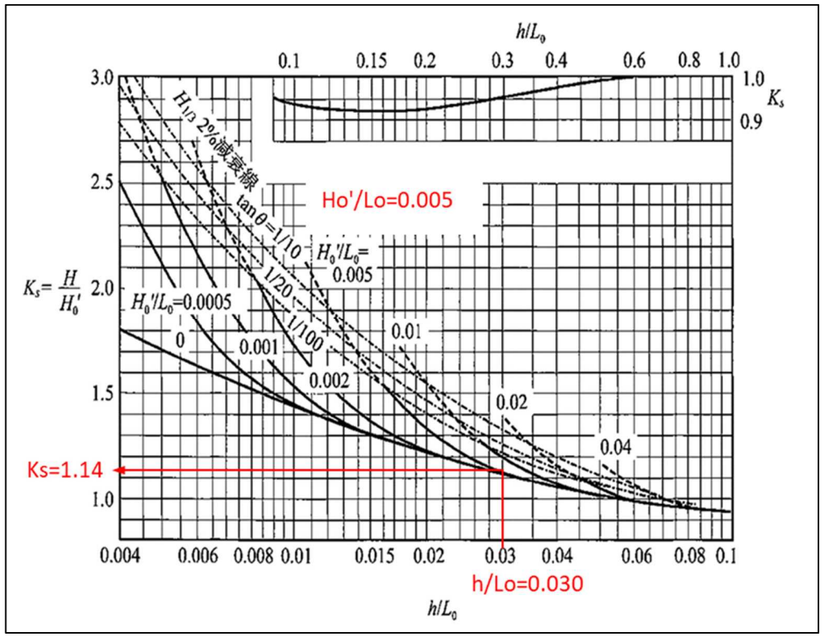


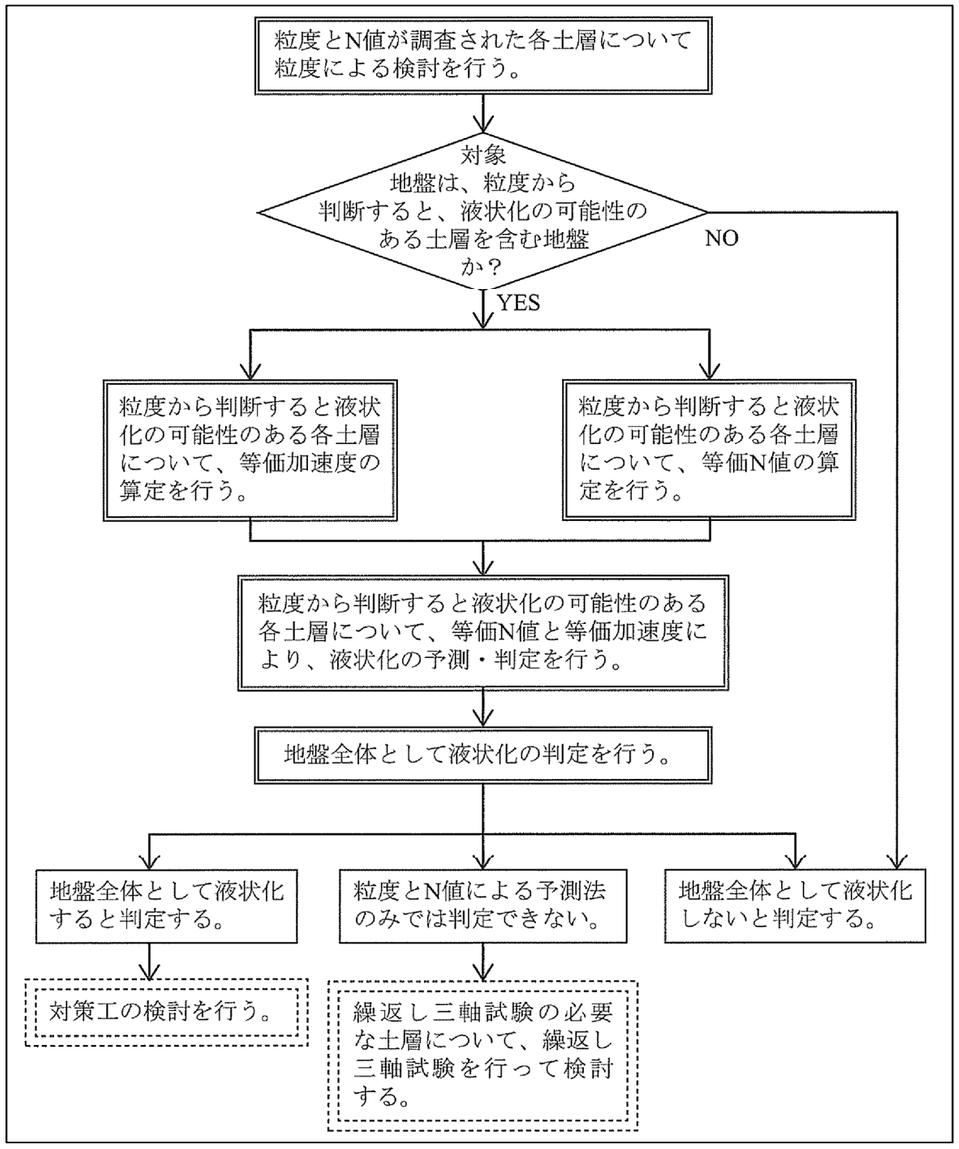
図 1.3-4 浅水係数の算定図（設計波高）

1.4　地盤の液状化特性

■地盤の液状化の予測・判定手順

レベル 1 地震動の作用に対し、現地盤の液状化の予測・判定を行った。

予測・判定は「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.410 に準拠し、図 1.4-1 に示される手順により行った。



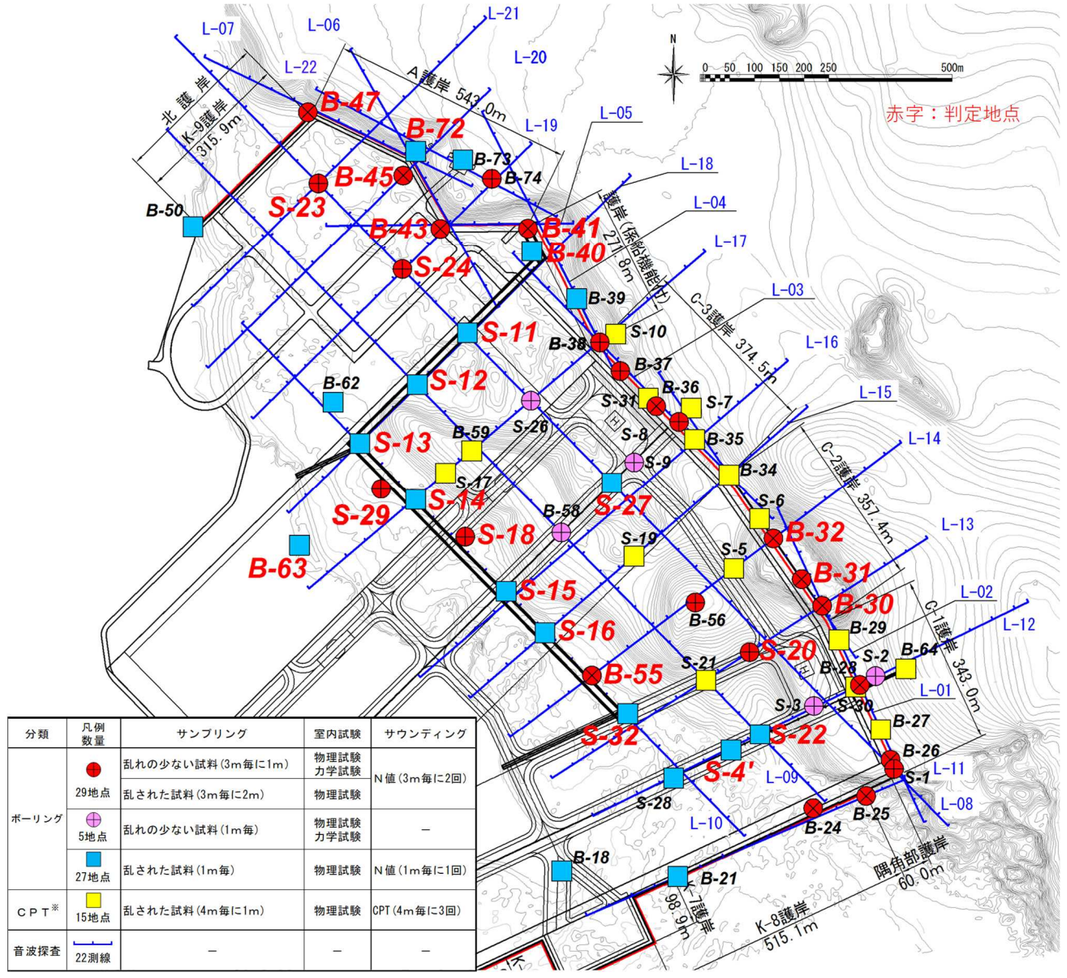
出典：「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.410

図 1.4-1 液状化の予測･判定手順

■地盤の液状化の予測・判定地点

対象地点は、①大浦湾側の埋立地内、②地盤改良（サンドコンパクションパイル（SCP）工法）を行わない護岸部のうち、全層を通じて液状化の予測・判定が可能な試験を行っている地点として、計 26 地点を選定した（図 1.4-2）。

液状化の予測・判定を行う土層は、「道路橋示方書-同解説-Ⅴ耐震設計編（平成 29 年 11 月）」P.161～162、P.166[※1.4-1] を参考に沖積層を対象とした。



分類	凡例 数量	サンプリング	室内試験	サウンディング
ボーリング	29地点	乱れの少ない試料（3m毎に1m）	物理試験 力学試験	N値（3m毎に2回）
		乱された試料（3m毎に2m）	物理試験	
	5地点	乱れの少ない試料（1m毎）	物理試験 力学試験	－
	27地点	乱された試料（1m毎）	物理試験	N値（1m毎に1回）
CPT※	15地点	乱された試料（4m毎に1m）	物理試験	CPT（4m毎に3回）
音波探査	22測線	－	－	－

図 1.4-2 予測･判定地点

■地盤の液状化の予測・判定結果

代表例として、S-14 地点の予測・判定結果を以下に示す。S-14 地点以外の予測・判定結果は注釈説明集※1.4-2、1.4-3 に示すとおりであり、地盤の液状化の予測・判定を行った全ての箇所（全 26 地点）において、液状化しないと判定した。

(1) 粒度による検討

粒度試験による粒径加積曲線と液状化の可能性のある範囲※1.4-4 を比較した結果、図 1.4-3 に示すとおり、粒径加積曲線が液状化の可能性のある範囲に一部含まれることから、「粒度から判断すると、液状化の可能性のある土層を含む地盤」と判定した。

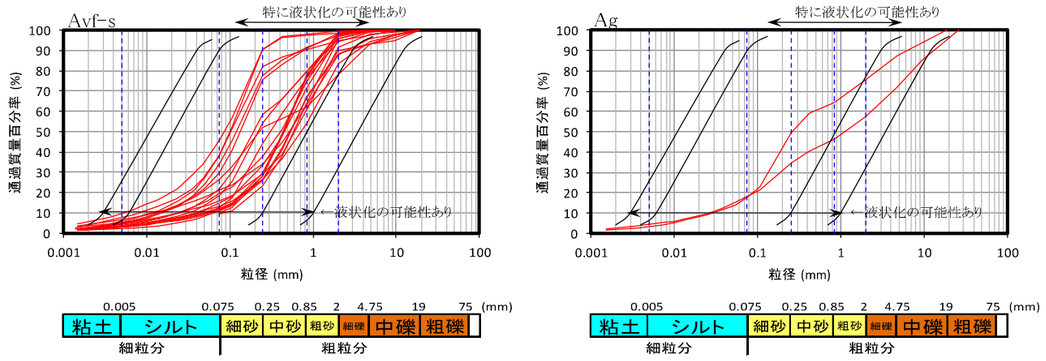


図 1.4-3 粒度による検討結果（S-14）

(2) 等価 N 値と等価加速度による予測・判定

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.412～413※1.4-5 に準拠し算定した等価 N 値と等価加速度から、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.414※1.4-6 に示される「等価 N 値と等価加速度による土層の区分」により判定を行った（表 1.4-1）。

結果、Avf-s 層は、「液状化すると判定する。」、「液状化すると判定するか、繰返し三軸試験により判定する。」に該当する部分が確認されたことから、後述の液状化の判定方法のとおり、「粒度と N 値による予測法のみでは判定できない。」とした。Ag 層は、「液状化しないと判定する。」に該当することから、液状化しないと判定した。よって、地盤全体として「粒度と N 値による予測法のみでは判定できない。」とし、(3)繰返し三軸試験による予測・判定を実施した。

表 1.4-1 等価 N 値と等価加速度による予測・判定結果（S-14）

No.	土層名	判定深度 (G.L. -m)	塑性指数 Ip ※1	等価N値算出時有効上載圧 (kN/m²)	等価N値	等価加速度算出時有効上載圧 (kN/m²)	等価加速度 (gal)	判定
1	Avf-s	15.2	-	10.92	6.7	214.98	19	Ⅳ
2	Avf-s	16.2	-	19.32	6.9	223.38	20	Ⅳ
3	Avf-s	17.2	-	27.72	6.1	231.78	20	Ⅳ
4	Avf-s	18.3	-	36.96	4.6	241.02	21	Ⅳ
5	Avf-s	19.2	-	44.94	3.5	249.00	21	Ⅳ
6	Avf-s	20.2	-	52.92	6.6	256.98	23	Ⅳ
7	Avf-s	21.2	-	61.32	1.9	265.38	22	Ⅲ
8	Avf-s	22.2	-	69.72	2.2	273.78	22	Ⅲ
9	Avf-s	23.2	-	78.12	7.0	282.18	23	Ⅳ
10	Avf-s	24.2	-	86.52	2.8	290.58	22	Ⅳ
11	Avf-s	25.2	-	94.92	4.6	298.98	21	Ⅳ
12	Avf-s	26.2	-	103.32	4.5	307.38	21	Ⅳ
13	Avf-s	27.2	-	111.72	0.0	315.78	20	Ⅰ
14	Avf-s	28.3	-	121.17	1.4	325.23	20	Ⅱ
15	Avf-s	29.3	-	129.36	1.2	333.42	19	Ⅱ
16	Avf-s	30.2	-	136.92	0.0	340.98	19	Ⅰ
17	Avf-s	31.2	-	145.32	0.0	349.38	18	Ⅰ
18	Avf-s	32.2	-	154.14	0.4	358.20	18	Ⅰ
19	Avf-s	33.2	-	162.12	0.0	366.18	18	Ⅰ
20	Avf-s	34.2	-	170.52	0.0	374.58	17	Ⅰ
21	Ag	35.2	-	180.68	7.8	384.74	18	Ⅳ
22	Ag	36.2	-	191.28	3.4	395.34	18	Ⅳ

※1:"-"は土の液性塑性限界試験がなく、NPとして液状化の予測・判定を実施

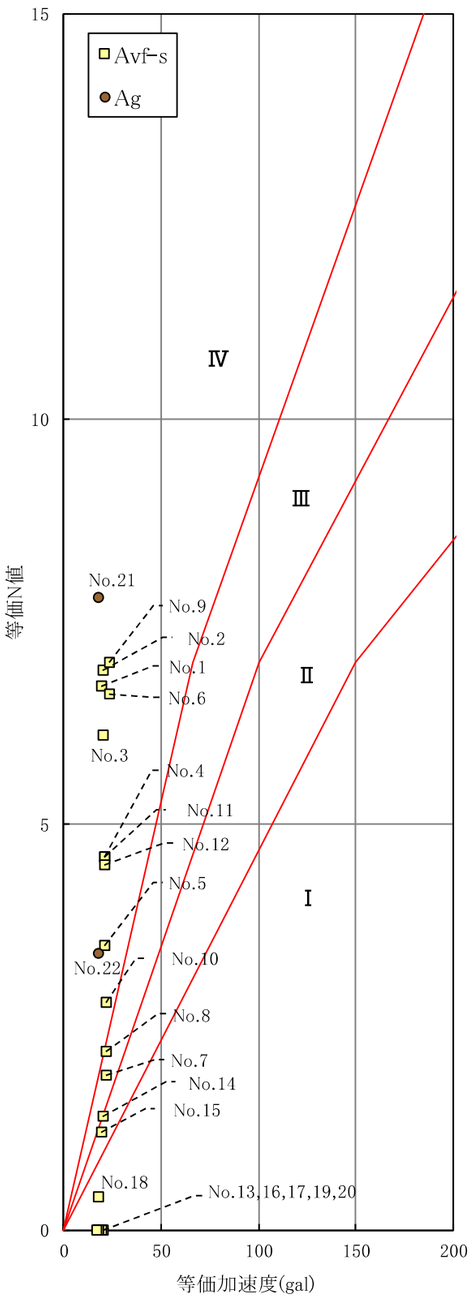
凡例：等価 N 値と等価加速度による液状化判定

Ⅰ：液状化すると判定する。

Ⅱ：液状化すると判定するか、繰返し三軸試験により判定する。

Ⅲ：液状化しないと判定するか、繰返し三軸試験により判定する。施設に特に安全を見込む場合には、液状化すると判定するか、繰返し三軸試験により判定する。

Ⅳ：液状化しないと判定する。



(3) 繰返し三軸試験による予測・判定

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.416※1.4-7 及び「埋立地の液状化対策ハンドブック（平成 9 年 8 月）」P.126※1.4-8 により繰返し三軸試験による予測・判定を行った（表 1.4-2）。

結果、Avf-s 層は、「液状化する」に該当する部分がないことから液状化しないと判定した。

よって、S-14 地点は、地盤全体として液状化しないと判定した。

表 1.4-2　繰返し三軸試験による予測・判定結果（S-14）

No.	土層名	判定深度 (G.L.-m)	有効上載圧 (kN/m^2)	最大せん断応力 (kN/m^2)	最大せん断応力比 Lmax	液状化強度比 Rmax	F_L	判定※
1	Avf-s	15.2	214.98	5.78	0.027	0.16	6.09	液状化しない
2	Avf-s	16.2	223.38	6.22	0.028	0.13	4.62	〃
3	Avf-s	17.2	231.78	6.67	0.029	0.13	4.47	〃
4	Avf-s	18.3	241.02	7.10	0.029	0.13	4.37	〃
5	Avf-s	19.2	249.00	7.55	0.030	0.13	4.24	〃
6	Avf-s	20.2	256.98	7.98	0.031	0.13	4.14	〃
7	Avf-s	21.2	265.38	8.36	0.031	0.16	5.20	〃
8	Avf-s	22.2	273.78	8.63	0.032	0.16	5.19	〃
9	Avf-s	23.2	282.18	8.79	0.031	0.16	5.25	〃
10	Avf-s	24.2	290.58	8.90	0.031	0.16	5.34	〃
11	Avf-s	25.2	298.98	9.01	0.030	0.16	5.43	〃
12	Avf-s	26.2	307.38	9.06	0.029	0.16	5.55	〃
13	Avf-s	27.2	315.78	9.06	0.029	0.16	5.70	〃
14	Avf-s	28.3	325.23	9.14	0.028	0.16	5.83	〃
15	Avf-s	29.3	333.42	9.13	0.027	0.16	5.98	〃
16	Avf-s	30.2	340.98	9.07	0.027	0.16	6.15	〃
17	Avf-s	31.2	349.38	9.04	0.026	0.16	6.32	〃
18	Avf-s	32.2	358.20	9.00	0.025	0.16	6.51	〃
19	Avf-s	33.2	366.18	9.12	0.025	0.16	6.57	〃
20	Avf-s	34.2	374.58	9.23	0.025	0.16	6.64	〃

※$F_L \geqq 1.0$ の時　液状化しないと予測・判定する

$F_L < 1.0$ の時　液状化すると予測・判定する

■液状化の判定方法

液状化の判定方法は「埋立地の液状化対策ハンドブック(平成 9 年 8 月)」P.123～124※1.4-9 を参考とし、以下のとおりとした。

・埋立地：等価 N 値と等価加速度による予測・判定において、ⅠまたはⅡの判定がない、もしくは、ⅠまたはⅡの判定が 1 または 2 点の場合、液状化しないと判定する。ⅠまたはⅡが 2 点を超える場合は、粒度と N 値による予測法のみでは液状化判定ができないとして、繰返し三軸試験による予測・判定を実施する。

・護岸部：等価 N 値と等価加速度による予測・判定において、Ⅰ、ⅡまたはⅢの判定がない場合は、液状化しないと判定する。Ⅰ、ⅡまたはⅢの判定が 1 点以上の場合は、粒度と N 値による予測法のみでは液状化判定ができないとして、繰返し三軸試験による予測・判定を実施する。

2. 護岸設計（C-1～C-3 護岸及び護岸（係船機能付））

第１回技術検討会において提示した候補のうち、重力式護岸構造のスリットケーソン式及び直立消波ブロック式について検討した。

2.1 設計手順

■設計工区の設定

C-1～C-3 護岸及び護岸（係船機能付）の護岸法線の形状、護岸法線位置における海底地形及び地層構成を基に設計工区を設定するとともに、設計工区毎に護岸の安定の検討を行う断面の位置を設定。

■護岸構造の選定

スリットケーソン式及び直立消波ブロック式の護岸構造及び施工方法の検討を行い、施工性等を比較検討のうえ、C-1～C-3 護岸及び護岸（係船機能付）の護岸構造を選定。

■標準断面の決定

C-1～C-3 護岸及び護岸（係船機能付）における設計条件及び断面諸元を設定し、壁体の安定に関する性能照査、地盤の安定性に関する性能照査を経て、設計工区毎の標準断面を決定。

■設計工区の決定

決定された標準断面の諸元により、施工方法等を考慮した具体的な設計工区を決定。

2.2 設計工区の設定

2.2.1 設計工区の設定の考え方

設計工区の設定の考え方及び設計工区毎に検討を行う断面の位置の設定の考え方は以下のとおり。

■設計工区の設定の考え方

STEP-1：護岸法線の形状による区分
護岸法線の向きに応じて、波の入射角が変化し護岸に作用する波力が変化するため、護岸法線の向きにより設計工区を区分。

⇩

STEP-2：海底地形による区分
海底地形（水深等）に応じて、外力の作用高が変化し護岸に作用する波力、土圧等が変化するため、海底地形により設計工区を区分。

⇩

STEP-3：地層構成による区分
地層構成に応じて、地盤改良の要否、地盤の沈下量が変化するため、地層構成により設計工区を区分。

■検討断面位置の考え方

設計工区毎に護岸法線の形状、海底地形、地層構成を考慮し、壁体の安定に関する性能照査、地盤の安定に関する性能照査に関する検討において、最も安全な設計を担保し得る護岸法線上の位置（設計工区の中で壁体や地盤の安定上最も危険となる位置）を検討断面の位置として設定。

検討断面の方向は、護岸法線直角方向を基本とする。

2.2.2　設計工区及び検討断面位置

設計工区及び検討断面位置の検討結果を表 2.2-1 及び 図 2.2-1 に示す。

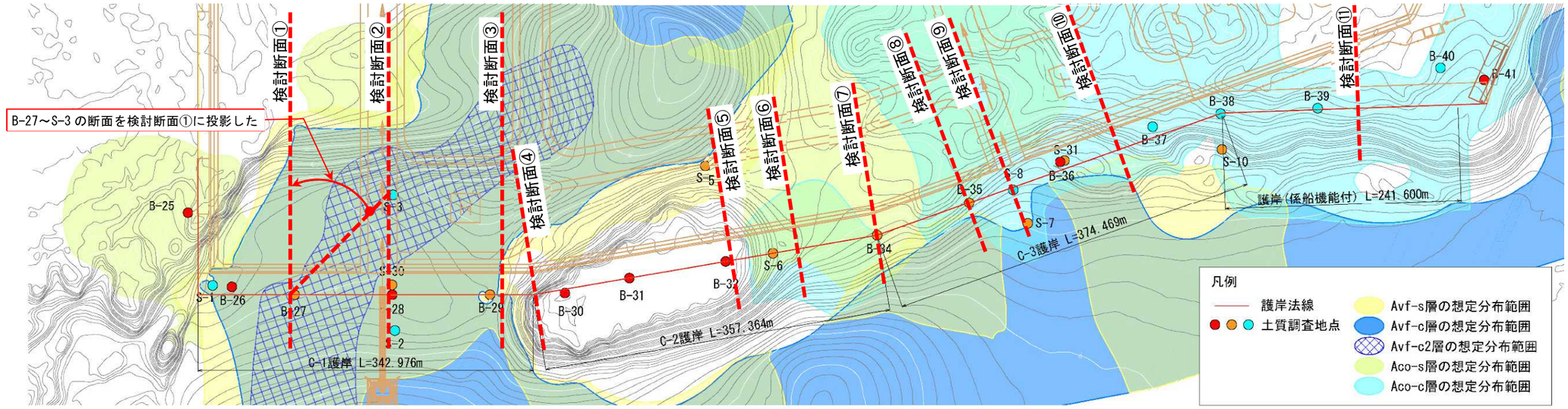
表 2.2-1　設計工区及び検討断面位置の検討結果

STEP-1：護岸法線の形状による区分	C-1 護岸	
STEP-2：海底地形による区分	C-1-1 工区	C-1-2 工区
	海底面が平坦な区間。	海底面が変化する区間。
STEP-3：地層構成による区分	**C-1-1-1 工区**	**C-1-1-2 工区**	**C-1-2-1 工区**
	深い谷地形に粘性土及び中間土が厚く堆積している区間。	C-1-1-1 工区に比べ、堆積する粘性土及び中間土が薄く、粘性土の Avf-c2 層が堆積していない区間。	粘性土及び中間土が堆積していない区間。
検討断面の位置	**【検討断面①】** 粘性土及び中間土が堆積する最深箇所を検討断面の位置として設定。検討断面の方向は護岸法線直角方向であるが、この最深箇所を検討に反映させて安全側の設計とするため、図 2.2-1 の平面図のとおり、B-27～S-3 の断面の谷地形が法線直角方向に埋立地背後に続くと仮定して設定。	**【検討断面②】** 粘性土及び中間土が堆積する最深箇所を検討断面の位置として設定。検討断面の方向は、護岸法線直角方向を設定。	**【検討断面③】** 設計上の工学的基盤面の最深部を検討断面の位置として設定。検討断面の方向は、護岸法線直角方向を設定。

STEP-1：護岸法線の形状による区分	C-2 護岸			
STEP-2：海底地形による区分	C-2-1 工区	C-2-2 工区	C-2-3 工区	C-2-4 工区
	護岸法線における海底面は平坦であるが、背後海底面が変化する区間。	護岸法線における海底面が平坦で背後の海底面の変化も少ない区間。	海底面が変化する区間。	海底面は平坦な区間。
STEP-3：地層構成による区分	**C-2-1-1 工区**	**C-2-2-1 工区**	**C-2-3-1 工区**	**C-2-4-1 工区**
	粘性土及び中間土が堆積していない区間。	粘性土及び中間土が堆積していない区間。	中間土が堆積している区間。	中間土が堆積している区間。
検討断面の位置	**【検討断面④】** 地盤の円弧すべりに対する起動力が大きくなる（海底面と埋立地盤の高低差が大きくなる）海底面の深い箇所を検討断面の位置として設定。検討断面の方向は、護岸法線直角方向を設定。	**【検討断面⑤】** 地盤の円弧すべりに対する抵抗力が小さくなる護岸前面の海底面の深い箇所を検討断面の位置として設定。検討断面の方向は、護岸法線直角方向を設定。	**【検討断面⑥】** 地盤の円弧すべりに対する起動力が大きくなる（海底面と埋立地盤の高低差が大きくなる）海底面の深い箇所を検討断面の位置として設定。検討断面の方向は、護岸法線直角方向を設定。	**【検討断面⑦】** 地盤の円弧すべりに対する起動力が大きくなる（海底面と埋立地盤の高低差が大きくなる）海底面の深い箇所を検討断面の位置として設定。検討断面の方向は、護岸法線直角方向を設定。

STEP-1：護岸法線の形状による区分	C-3 護岸			護岸（係船機能付）
STEP-2：海底地形による区分	C-3-1 工区		C-3-2 工区	護岸（係船機能付）工区
	海底面が平坦な区間。		海底面が変化する区間。	海底面が平坦な区間。
STEP-3：地層構成による区分	**C-3-1-1 工区**	**C-3-1-2 工区**	**C-3-2-1 工区**	**護岸（係船機能付）工区**
	中間土が一部堆積している区間。	中間土が厚く堆積している区間。	中間土が堆積している区間。	中間土が一様に堆積している区間。
検討断面の位置	**【検討断面⑧】** 中間土が厚く堆積する箇所を検討断面の位置として設定。検討断面の方向は、護岸法線直角方向を設定。	**【検討断面⑨】** 中間土が堆積する最深箇所を検討断面の位置として設定。検討断面の方向は、護岸法線直角方向を設定。	**【検討断面⑩】** 地盤の円弧すべりに対する起動力が大きくなる（海底面と埋立地盤の高低差が大きくなる）海底面の深い箇所を検討断面の位置として設定。検討断面の方向は、護岸法線直角方向を設定。	**【検討断面⑪】** 地盤の円弧すべりに対する抵抗力が小さくなる護岸前面の海底面の深い箇所を検討断面の位置として設定。検討断面の方向は、護岸法線直角方向を設定。

C-1～C-3 護岸及び護岸（係船機能付）平面図



C-1～C-3 護岸及び護岸（係船機能付）縦断図

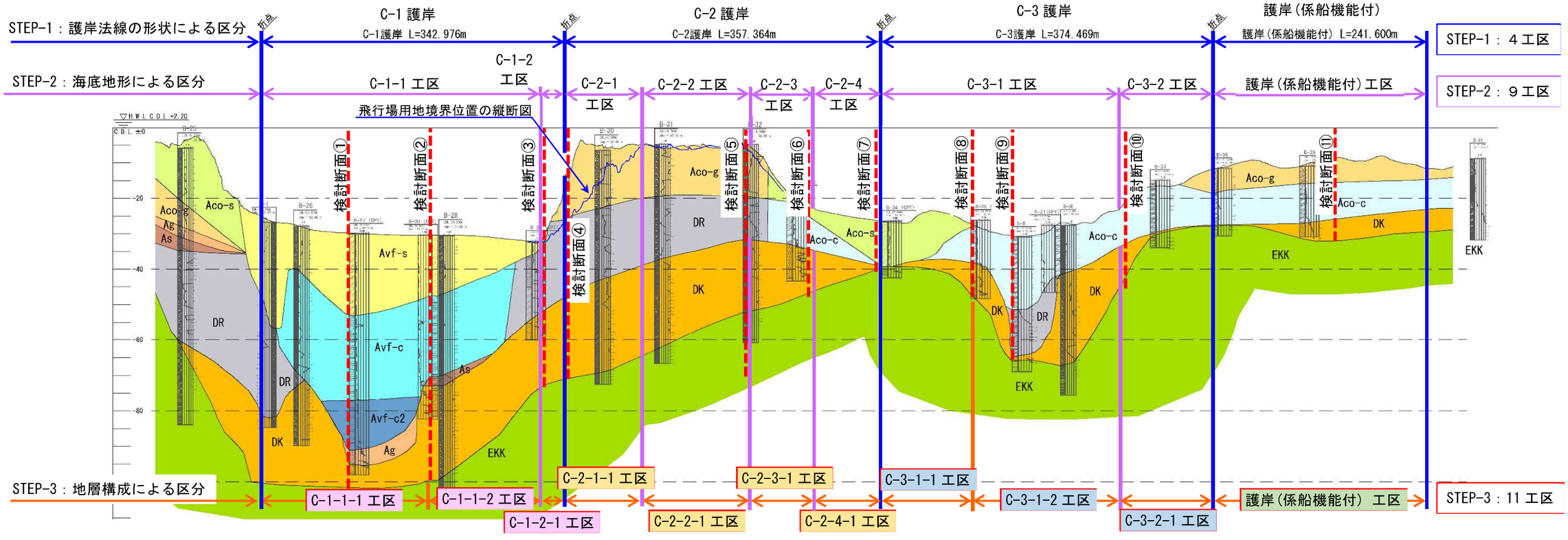


図 2.2-1 設計工区及び検討断面位置の検討結果

2.3　護岸構造の選定

構造形式の最終的な選定は、第１回技術検討会において提示した候補のうち、スリットケーソン式と直立消波ブロック式を比較した上で行う。比較においては、各構造形式の設置水深、海底改変範囲、施工性、施工日数を考慮し行う。

C-1～C-3 護岸及び護岸（係船機能付）の本体工据付水深は、C.D.L.-6.0m～-14.5m である。スリットケーソン式は比較的浅い水深から大水深まで対応できるため全工区に適用可能であるのに対し、直立消波ブロック式の係船岸及び護岸の施工事例は図 2.3-1 のとおり、比較的水深の浅い箇所に適用されることが多く（直立消波ブロックの下部がケーソン式または高マウンドの場合を除く）、C-2-1-1～C-2-2-1 工区において適用可能である。このことから、C-2-2-1 工区を代表として構造形式の比較を行う。

海底改変範囲、施工性、施工日数による比較及び結果を表 2.3-1 に示す。

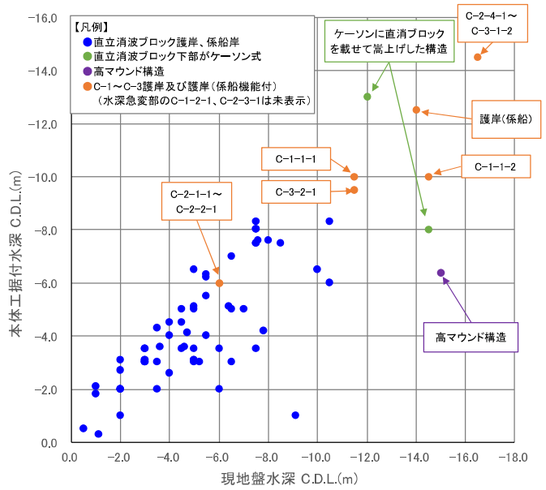


図 2.3-1　直立消波ブロック式の護岸及び係船岸施工事例の現地盤水深及び本体工据付水深※2.3-1

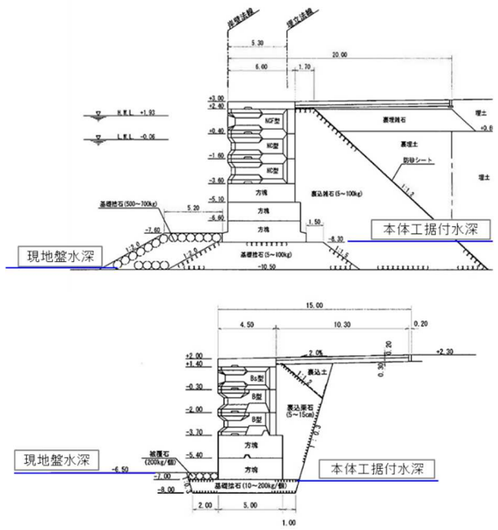
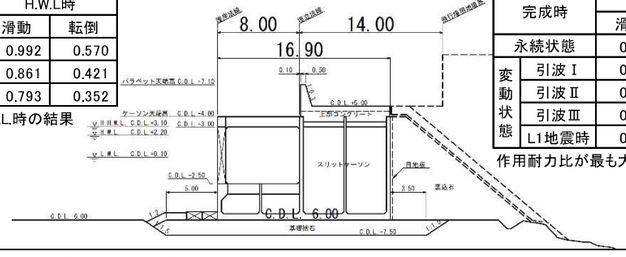
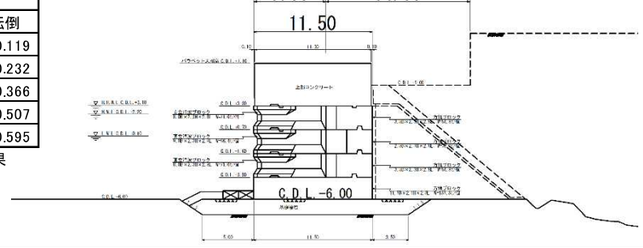
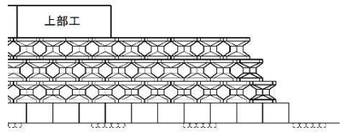


図 2.3-2　現地盤水深と本体工据付水深の説明図

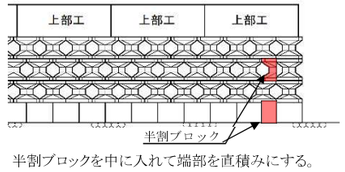
表 2.3-1 構造形式の比較（C-2-2-1 工区）

	スリットケーソン式		直立消波ブロック式	
断面図	作用耐力比≦1.0 施工時 H.W.L時：押波Ⅰ 滑動0.992 転倒0.570／押波Ⅱa 滑動0.861 転倒0.421／押波Ⅱb 滑動0.793 転倒0.352（波力の大きいH.W.L.時の結果） 作用耐力比≦1.0 完成時 L.W.L時：永続状態 滑動0.329 転倒0.085／変動状態 引波Ⅰ 0.295 0.078／引波Ⅱ 0.341 0.085／引波Ⅲ 0.289 0.078／L1地震時 0.576 0.165（作用耐力比が最も大きい結果） 	作用耐力比≦1.0 施工時 H.W.L時：上部工 滑動0.617 転倒0.119／4段目 0.797 0.232／3段目 0.918 0.366／2段目 0.994 0.507／1段目 0.826 0.595（波力の大きいH.W.L.時の結果） 作用耐力比≦1.0 完成時（L1地震時） L.W.L時：上部工 滑動0.210 転倒0.038／4段目 0.247 0.067／3段目 0.335 0.113／2段目 0.416 0.169／1段目 0.398 0.224（作用耐力比が最も大きい結果） 
構造概要	・　ケーソンに消波機能を付加したスリットケーソン。 ・　一定延長を有するプレキャストの函体であり一体性に優れる。		・　消波機能を有した直立消波ブロックとコンクリート方塊を組み合わせた構造。 ・　ブロック相互を千鳥状に積み重ねて全体の安定を図る。	
海底改変範囲	・　現埋立承認申請（※）と同様 ※埋立承認に変更承認（第１回）の内容を反映させたもの	○	・　直立消波ブロックの遊水部幅がスリットケーソンより狭いため、現埋立承認申請より改変範囲が 1m 狭くなる。	○
施工性	・　施工時波浪に対して蓋コンクリート打設後の状態で安定断面が成立する。 ・　一体性に優れたスリットケーソンを順次据え付け、安定断面を構築できるため、スリットケーソン本体の荒天時の対策手間は特に必要ない。	○	・　施工時波浪に対して上部工打設まで行って安定断面が成立する。 ・　上部工打設が完了してブロック積構造としての一体性が確保されるため、施工中の荒天時の安定性を確保するためには、右図のように半割ブロックを用いて端部を垂直面にして上部工を打設する必要がある。	△
施工日数	・　施工日数は、スリットケーソン 1 函相当の施工延長 30m あたり 12.7 日であり、C-2-2-1 工区の延長 120m（スリットケーソン 4 函）では 50.8 日となる。 1函(延長30m)あたり施工日数：基礎工 7.6日／本体工 4.0日／被覆・根固工 1.1日／計 12.7日	◎	・　一定延長の安定断面を構築するために必要な施工日数は、30m あたり 20.7 日であり、C-2-2-1 工区の延長 120m では 82.8 日となる。 延長30mあたり施工日数：基礎工 6.2日／本体工 3.4日／上部工 10.0日／被覆・根固工 1.1日／計 20.7日	△
評価	改変範囲は直立消波ブロック式より若干広いが、一定延長を有するスリットケーソン毎に施工効率よく安定断面を順次構築していくことができ、施工途中の荒天対策の手間等の懸念が小さいこと、施工日数が直立消波ブロック式の 6 割程度で済む等、施工性の面で有利であることからスリットケーソン式を採用とする。			
	○		△	

通常の施工途中の端部の状態



荒天時の安定に必要な端部の状態



半割ブロックを中に入れて端部を直積みにする。

（　白　紙　）

2.4　設計フロー

C-1～C-3 護岸及び護岸（係船機能付）の設計フローを図 2.4-1 に示す。

2.4.1　設計フロー

① 設計条件の設定
現況水深を基に、設計水深、設計波及びスリットケーソンの設置水深を設定し、材料条件を設定する。

② 断面諸元の設定
設置水深及び設計波を基に、スリット形状、スリットケーソンの諸元（高さ・幅）、上部工の諸元（高さ・幅）を設定する。

③ 作用の評価
自重、波力、土圧、上載荷重等の設計外力を算出する。

④ 壁体の安定性能照査
作用の評価結果を基に、施工時及び完成時における壁体の滑動、転倒及び基礎の支持力に関する照査並びにスリットケーソンの浮遊時の安定性能照査を行う。

⑤ 地盤の安定性能照査
施工時及び完成時における円弧すべりの照査を行う。
照査の結果、照査基準を満足しない場合は、中間土及び粘性土を対象として地盤改良を行う。

⑥ 地盤改良諸元の設定
第１回技術検討会において提示したＳＣＰ工法による地盤改良の改良幅、置換率、改良深度を設定するとともに、ＳＣＰ工法による地盤改良に伴う現地盤の盛上り高さを設定する。

⑦ 設計条件の設定
ＳＣＰ工法による地盤改良に伴う現地盤の盛上り高さを基に、設計水深、設計波及びスリットケーソンの設置水深を設定し、材料条件を設定する。

⑧ 断面諸元の設定
設置水深及び設計波を基に、スリット形状、スリットケーソンの諸元（高さ・幅）、上部工の諸元（高さ・幅）を設定する。

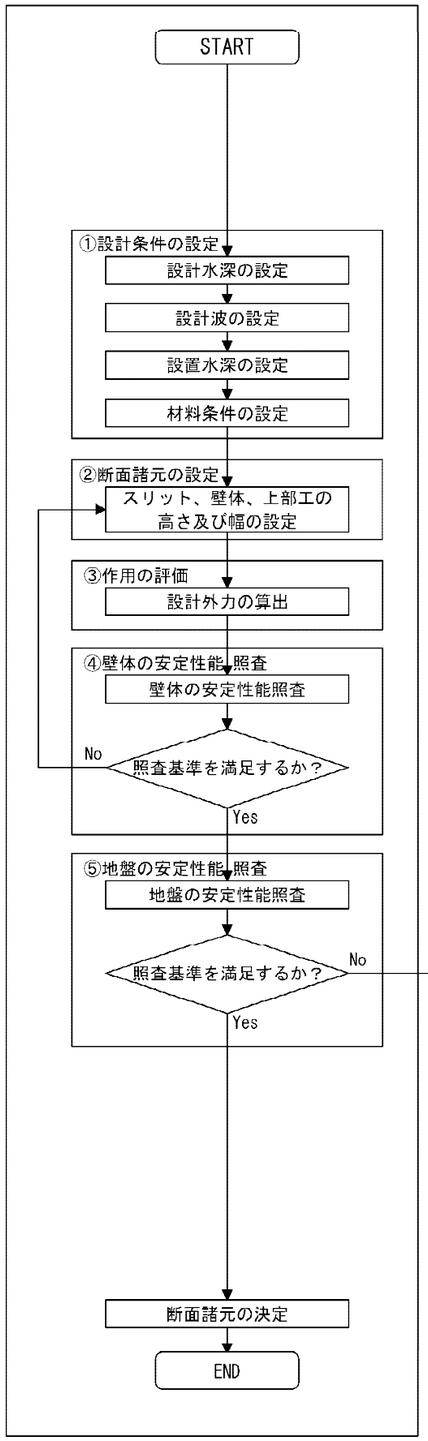
⑨ 作用の評価
自重、波力、土圧、上載荷重等の設計外力を算出する。

⑩ 壁体の安定性能照査
作用の評価結果を基に、施工時及び完成時における壁体の滑動、転倒及び基礎の支持力に関する照査並びにスリットケーソンの浮遊時の安定性能照査を行う。

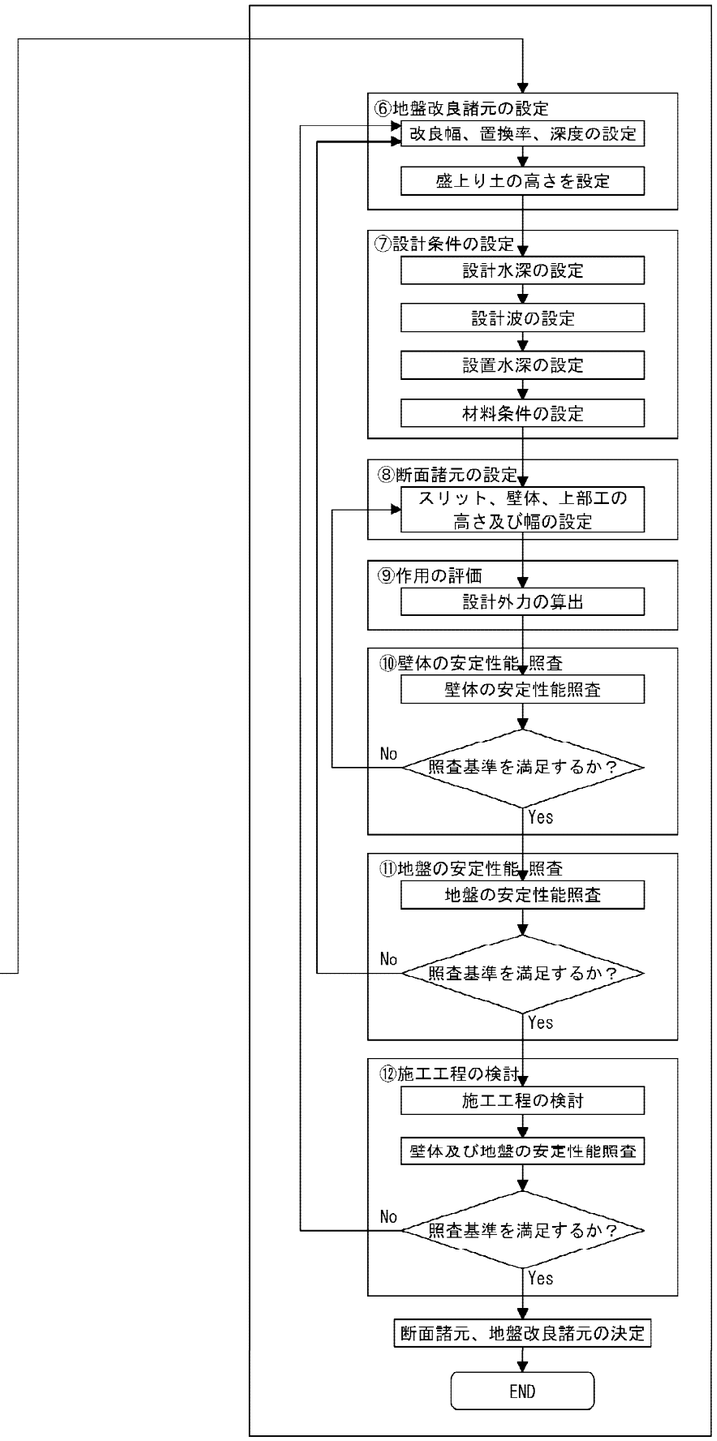
⑪ 地盤の安定性能照査
改良地盤に対し、施工時及び完成時における円弧すべりの照査を行う。
また、地盤改良範囲を縮小すること等を目的として、必要に応じ軽量盛土の使用を検討する。

⑫ 施工工程の検討【次回以降の技術検討会にて検討】
施工工程から地盤の沈下を検討し、壁体及び地盤の安定性能照査を行う。

護岸設計の基本フロー



地盤改良が追加となった場合の設計フロー



第２回技術検討会

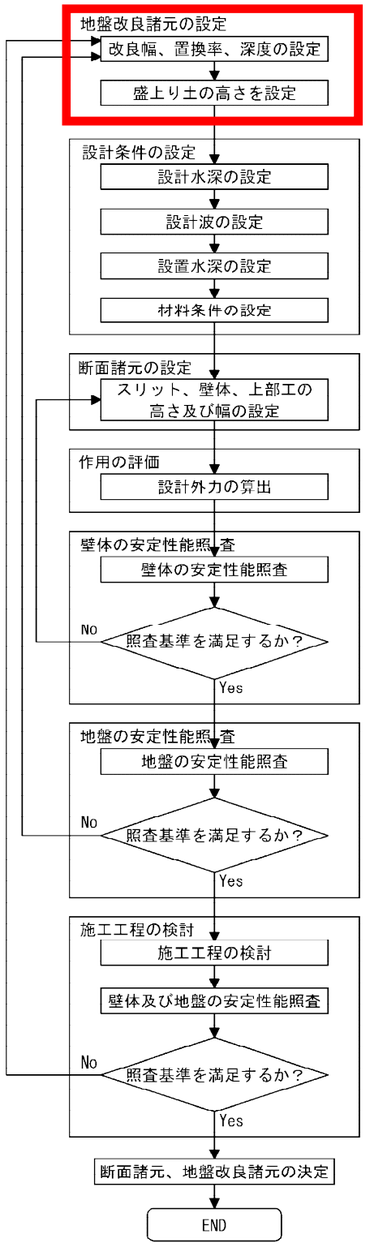
次回以降の技術検討会

図 2.4-1 C-1～C-3 護岸及び護岸（係船機能付）の設計フロー

2.5　各工区の設計

C-1～C-3 護岸及び護岸（係船機能付）の各工区のうち、粘性土及び中間土が厚く堆積し地盤改良が必要となる C-1-1-1 工区の検討過程・結果を、図 2.4.1 設計フローの「地盤改良が追加となった場合の設計フロー」に準じて以下に示す。C-1-1-1 工区以外の工区の検討結果は、P.32 に一覧表として示す。

2.5.1　地盤改良諸元

フロー	考え方
	・地盤改良工法 地盤改良工法は、第 1 回技術検討会において提示されたＳＣＰ工法とした。 ・地盤改良層 地盤改良層については、地盤の安定及び沈下に影響する粘性土及び中間土について検討した。 ・最小地盤改良幅 改良幅は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 （平成 30 年 5 月）」P.772 の置換基礎の荷重分散を考慮した置換幅等※2.5.1-1 を参考に、スリットケーソン底板から下方に 30 度分散を考慮した範囲とした。 ・置換率 本工区には、沈下が想定される粘性土や中間土が堆積している。このため、ＳＣＰ工法による置換率は、「打戻し施工によるサンドコンパクションパイル工法 設計・施工マニュアル (社)地盤工学会（平成 21 年 3 月）」P.15～16※2.5.1-2 を参考に、スリットケーソン設置時の沈下を低減させる高置換率（70%以上）※2.5.1-3 を採用した。 ・深度 改良深度は、地盤の安定性能照査において照査基準を満足する深度とした。ただし、施工業者へのヒアリングから、ＳＣＰ工法の改良径(拡径)を、C.D.L.-50m 以浅はφ2,000mm、C.D.L.-50m 以深はφ1,600mm とした。 ・ＳＣＰ工法の改良に伴う盛上り土 ＳＣＰ工法による地盤改良に伴う現地盤の平均盛上り高さは、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 （平成 30 年 5 月）」P.819～821 等※2.5.1-4 を参考に設定した。 盛上り土の物理特性は「港湾の施設の技術上の基準・同解説 （平成 30 年 5 月）」P.821～822 等※2.5.1-5~7 より現地盤と同等とし、盛上り土も含めてＳＣＰ工法により地盤改良を行い、その上にスリットケーソン等を設置することとした。 ・砂杭の材料 ＳＣＰ工法に用いる砂は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 （平成 30 年 5 月）」P.818 等※2.5.1-8 の一般的な施工実績の範囲内にある材料を用いることとした。 ・敷砂 ＳＣＰ工法の改良範囲には、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 （平成 30 年 5 月）」P.764※2.5.1-9 を参考に敷砂を行うものとし、厚さは海上工事における実績（1.0～2.0ｍが多い※2.5.1-9）から、平均的な 1.5ｍとした。 ・照査方法 「港湾の施設の技術上の基準・同解説 （平成 30 年 5 月）」P.824～825 等※2.5.1-10 に準拠し、円弧すべり計算（修正フェレニウス法）により安定性を照査した。地中応力については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 （平成 30 年 5 月）」P.825～826※2.5.1-10 に準拠し、ブシネスクの解を用いて求めた。砂杭の内部摩擦角φと応力分担比 n についても、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 （平成 30 年 5 月）」P.822～823※2.5.1-10 に準拠し、置換率 a_s に応じた下記の値を用いた。 $a_s \leq 0.4$　$n=3$　$\phi_s=30°$ $0.4 \leq a_s \leq 0.7$　$n=2$　$\phi_s=30°$から$35°$ $a_s \geq 0.7$　$n=1$　$\phi_s=35°$

結果

・盛上り土の高さの算出結果

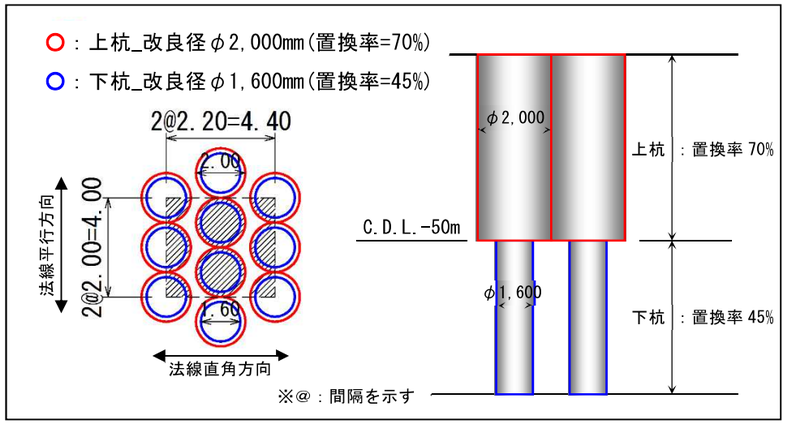
・前提条件

ＳＣＰ工法の砂杭径は、C.D.L.-50ｍ以浅を拡径φ2,000mm、C.D.L.-50 から C.D.L.-70ｍまでを拡径φ1,600mm とし、置換率は 70％（φ2,000mm）、45%(φ1,600mm)とした。（図 2.5-1）

改良深度は後述する地盤の安定性能照査から C.D.L.-70m とした。改良幅はスリットケーソン底板から 30 度分散を考慮した範囲とした。（図 2.5-1）

・算出結果

表 2.5-1 のとおり。



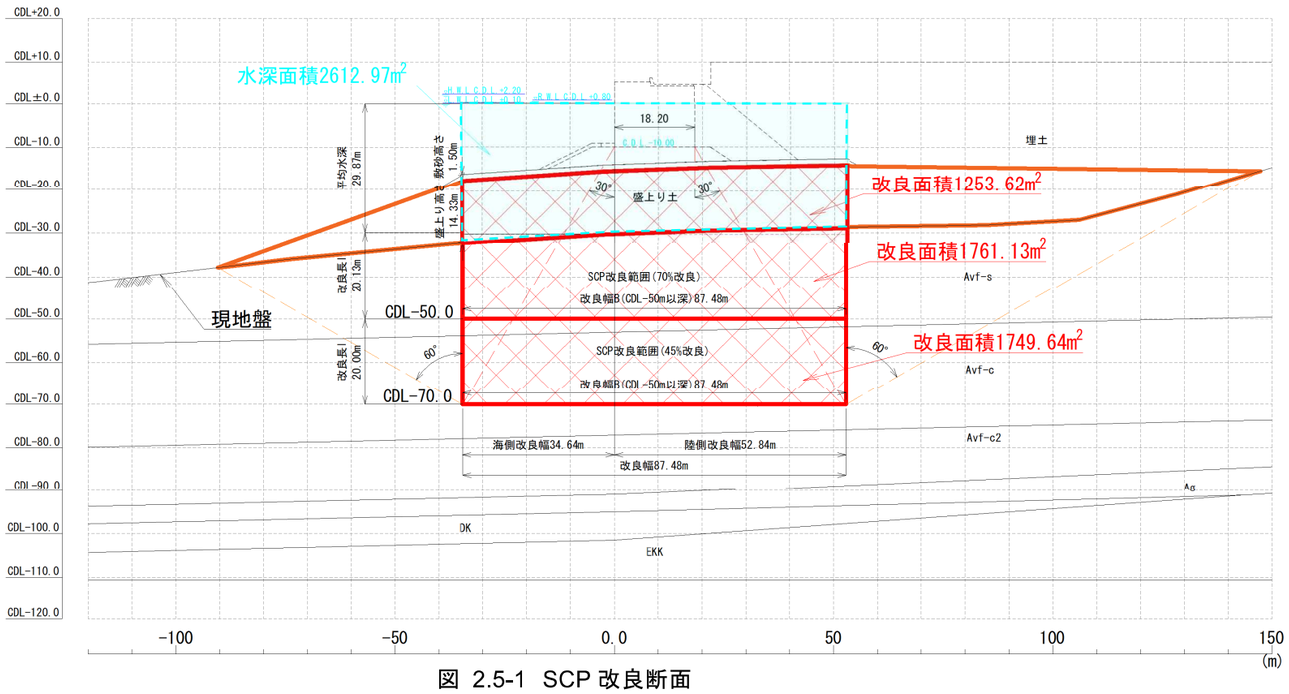


図 2.5-1 SCP 改良断面

表 2.5-1 盛上り土の高さの算出結果

項目			単位	C.D.L.-50m 以浅（A）	C.D.L.-50m 以深（B）	備考
地盤改良諸元（ＳＣＰ）	①	改良径φ	mm	2,000	1,600	図面より
	②	改良面積	㎡	1761.13	1749.64	図面より
	③	水深面積	㎡	2612.97	－	図面より
	④	改良幅B	m	87.48	87.48	図面より
	⑤	改良長L	m	20.13	20.00	②/④
	⑥	平均水深	m	-29.87	－	③/④
	⑦	置換率as		0.70	0.45	
現地盤の盛上り	⑧	盛上り率μ		0.66	0.46	(A)は式ⅰ、(B)は式ⅱ （※１）
	⑨	改良下端	m	-50.00	-70.00	図面より
	⑩	平均砂杭長Lo	m	20.13	40.13	⑥-⑨
	⑪	影響角度θ	°	60	60	「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.820※2.5.1-4より
	⑫	tanθ		1.73	1.73	
	盛上高Ⅰ			6.69	2.30	式ⅲ （※１）
上記の盛上り土の改良に伴う盛上り	⑬	改良長L	m	8.99	－	盛上高Ⅰの(A)+盛上高Ⅰの(B)
	⑭	盛上り率μ		1.00		式ⅰ （※１）
	⑮	平均砂杭長Lo	m	8.99		⑬
	⑯	影響角度θ	°	60		「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.820※2.5.1-4より
	⑰	tanθ		1.73		
	盛上高Ⅱ			5.34		式ⅲ （※１）
盛上高合計			m	14.33		盛上高Ⅰの(A)+盛上高Ⅰの(B)+盛上高Ⅱ

※1:隆起率μ、盛上り高Ｈの算定式

$\mu = 0.718\,as + 2.117 \times L^{-1} + 0.056$　（拡径φ2.0m の場合）…… 式i

$\mu = 0.678\,as + 1.999 \times L^{-1} + 0.053$　（拡径φ1.6m の場合）…… 式ii

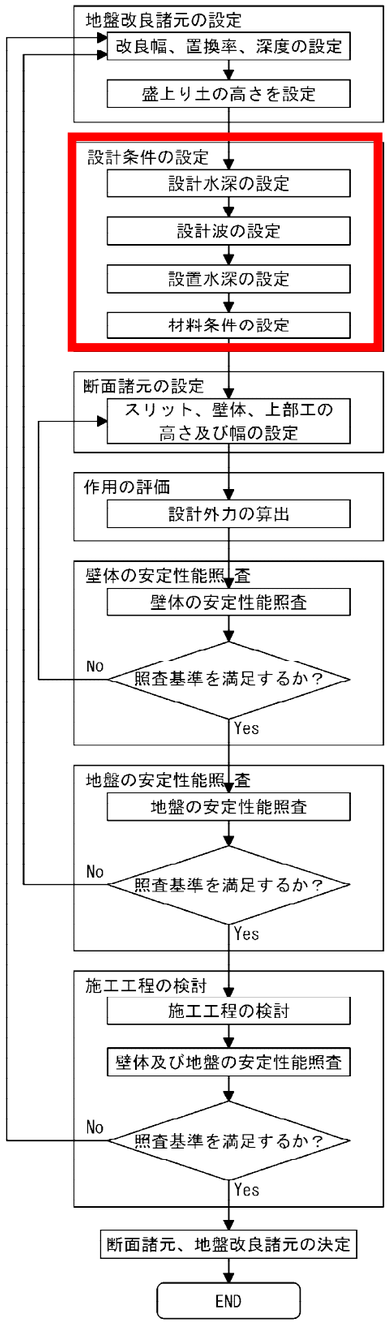
$H = (\mu \cdot as \cdot B \cdot \ell)/(B + Lo \cdot \tan\theta)$ …… 式iii

算定式の出典は下記の通り。

式 i、ii　：「サンドコンパクションパイル打設に伴う粘性土地盤の隆起形状の予測　第 31 回地盤工学研究発表会」P.83～84

式 iii　：「打戻し施工によるサンドコンパクションパイル工法設計・施工マニュアル」P.32～33

2.5.2　設計条件



考え方

・設計水深

設計水深は、ＳＣＰ工法による地盤改良に伴う現地盤の盛上り高さから、浚渫を最小限とするよう、工区内で最も水深が浅くなる箇所の水深を設定（0.5m単位で切り上げ）した。

・設計波

設計波は、「1.3　波浪条件」に示した St のうち、工区内において最も大きな波高を採用した[※2.5.2-1]。検討に使用する検討潮位、対象波浪は「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.118、P.123[※2.5.2-2]、P.133[※2.5.2-3] に準拠し、表 2.5-2 に示すとおり設定した。

表 2.5-2　対象波浪及び検討潮位

照査項目	検討潮位	対象波浪
天端高の照査	・H.H.W.L.	50 年確率波
壁体の安定性能照査	・H.W.L. ・L.W.L.	施工時：10 年確率波 完成時：50 年確率波

・設置水深

スリットケーソンを設置する水深は、設計水深上に「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.925[※2.5.2-4] に示される最小マウンド厚 1.5m 以上を確保した高さとした。

結果

設計水深は、C.D.L.－11.5m。

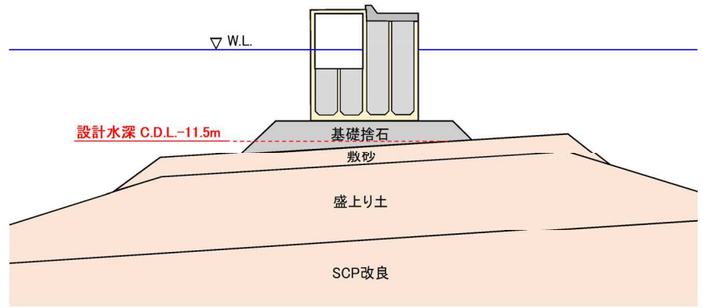


図 2.5-2　設計水深設定のイメージ

表 2.5-3　天端高の照査に使用した設計波

			換算沖波波高 H_0' (m)	入射角 (°)	周期 T(s)	海底勾配
50 年確率波	H.H.W.L.	SE	2.4	3	17.0	1/10

表 2.5-4　壁体の安定性能照査に使用した設計波

			波高		周期 T(s)	補正後入射角 (°)
			有義波高 $H_{1/3}$(m)	最高波高 H_{max}(m)		
10 年確率波	H.W.L.	SE	2.4	4.4	14.9	0
	L.W.L.	SE	2.4	4.4	14.9	0
50 年確率波	H.W.L.	SE	2.7	4.9	17.0	0
	L.W.L.	SE	2.6	4.7	17.0	0

設置水深は、C.D.L.－10.0m。

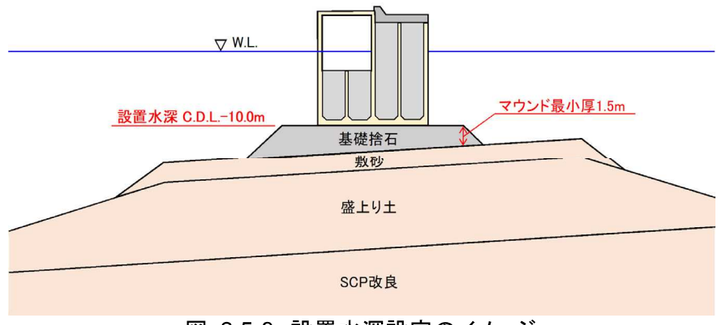
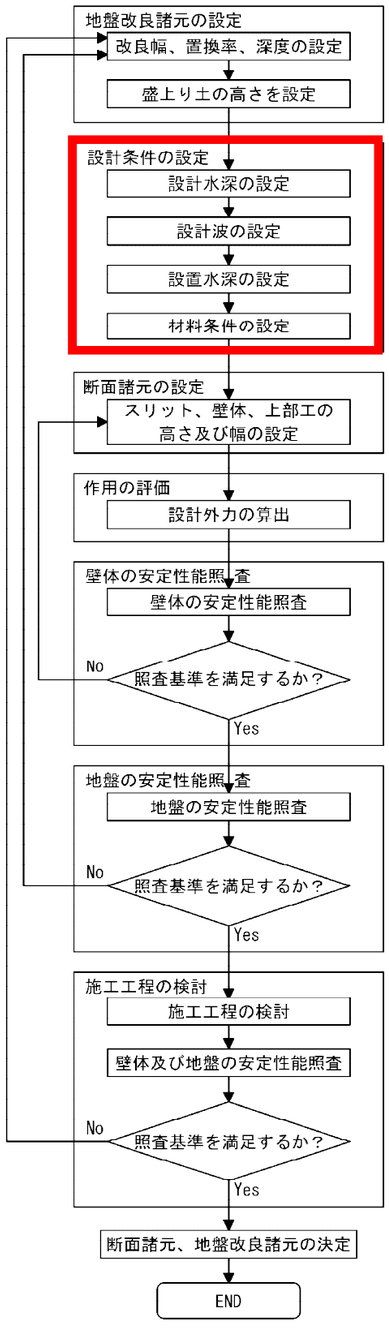


図 2.5-3　設置水深設定のイメージ

フロー	考え方	結果



・材料条件

使用する材料の特性値は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.447[※2.5.2-5]、P.498[※2.5.2-6]、P.522[※2.5.2-7]及び「港湾構造物設計事例集（平成 30 年 改訂版）（平成 30 年 12 月）」P.1-40[※2.5.2-8]に準拠し設定した。

表 2.5-5 単位体積重量の特性値

材　　料	単位体積重量 γ (kN/m³)
鉄筋コンクリート	24.0
無筋コンクリート	22.6
鋼	77.0
海水	10.1

出典：「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.447
「港湾構造物設計事例集（平成 30 年改訂版）（平成 30 年 12 月）」P.1-40

表 2.5-6 石材等の特性値

材　　料	せん断抵抗角 φ(°)	単位体積重量	
		水面上 γt (kN/m³)	水　中 γ' (kN/m³)
基礎捨石	40	18.0	10.0
裏込石	40	18.0	10.0
砂（中詰砂、敷砂など）	30	18.0	10.0

出典：「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.447,498

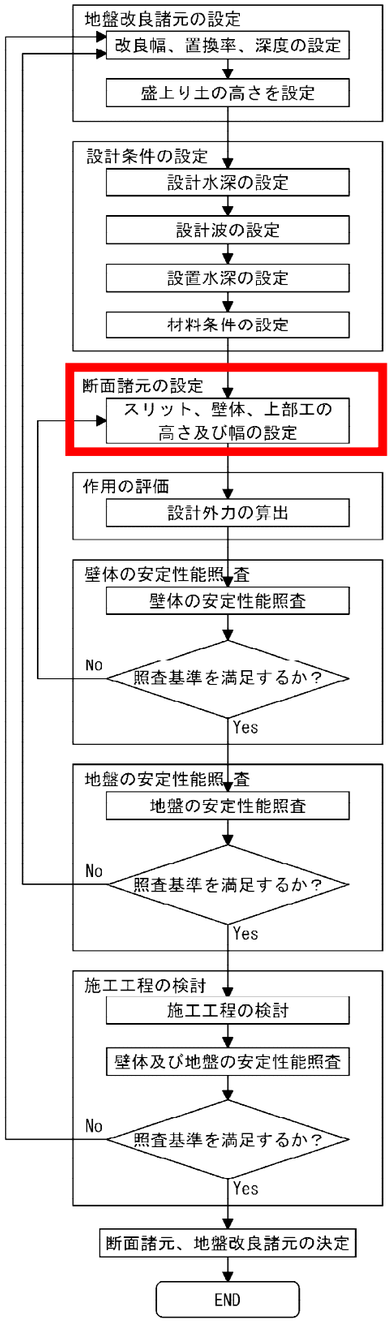
表 2.5-7 静止摩擦係数の特性値

組合せ	静止摩擦係数の特性値
コンクリートと捨石	0.6

出典：「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.522

2.5.3　断面諸元の設定

フロー	考え方	結果



スリットケーソンの断面諸元の設定結果を図 2.5-4 に、設定フローを図 2.5-5 に示す。

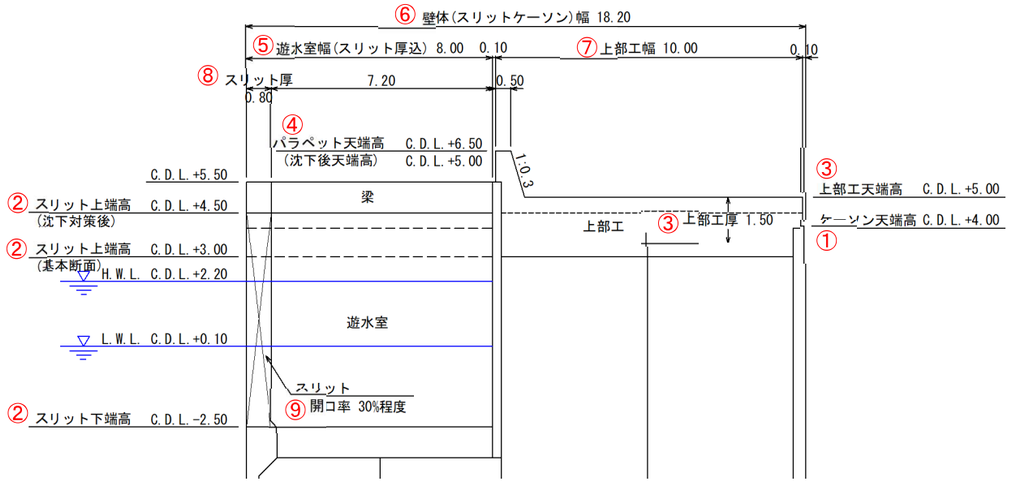
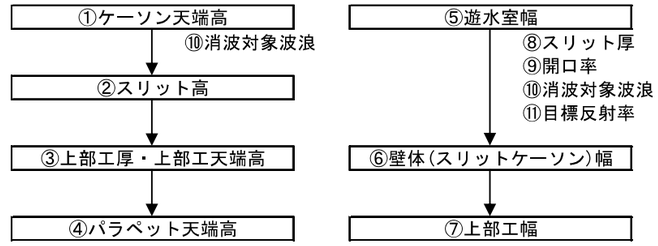


図 2.5-4 断面諸元



(a)高さ　　(b)幅

図 2.5-5 断面諸元設定のフロー

・壁体、スリット、上部工の高さ

① 壁体（スリットケーソン）の天端高

スリットケーソンの天端高は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1179[※2.5.3-1] より求められるスリットの上端高（朔望平均満潮面 H.W.L.に後述する消波対象の有義波高の 0.5 倍の高さを加えた高さ（0.5m 単位で切り上げ））に、「港湾構造物設計事例集（平成 30 年 改訂版）（平成 30 年 12 月）」P.15-14[※2.5.3-2] を参考とした梁厚 1.0mを加えた高さとした。

＜壁体（スリットケーソン）の天端高＞　＝　C.D.L.＋4.00m
・スリットの上端高
　H.W.L.＋0.5×消波対象の有義波高　＝　C.D.L.＋2.20m　＋　0.5×1.07m
　　≒　C.D.L.＋3.00m
・梁厚　＝　1.0m

② スリット高

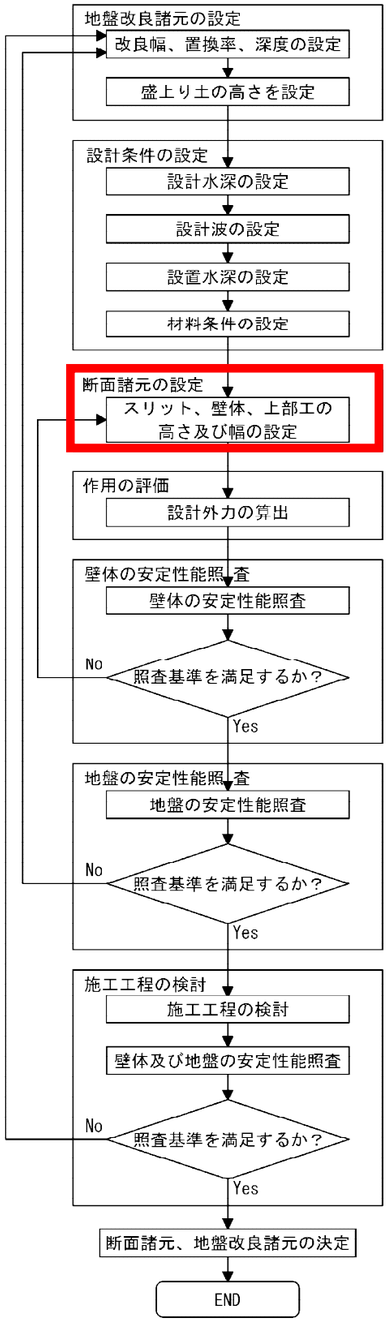
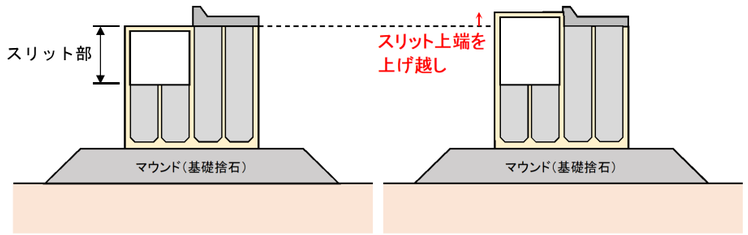
スリットの上端高は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1179[※2.5.3-1] より、朔望平均満潮面 H.W.L.に有義波高の 0.5 倍の高さを加えた高さ(0.5m単位で切り上げ)に、後述する沈下量 1.5mを考慮した高さ(0.5m単位で切り上げ）を加えた高さとした。

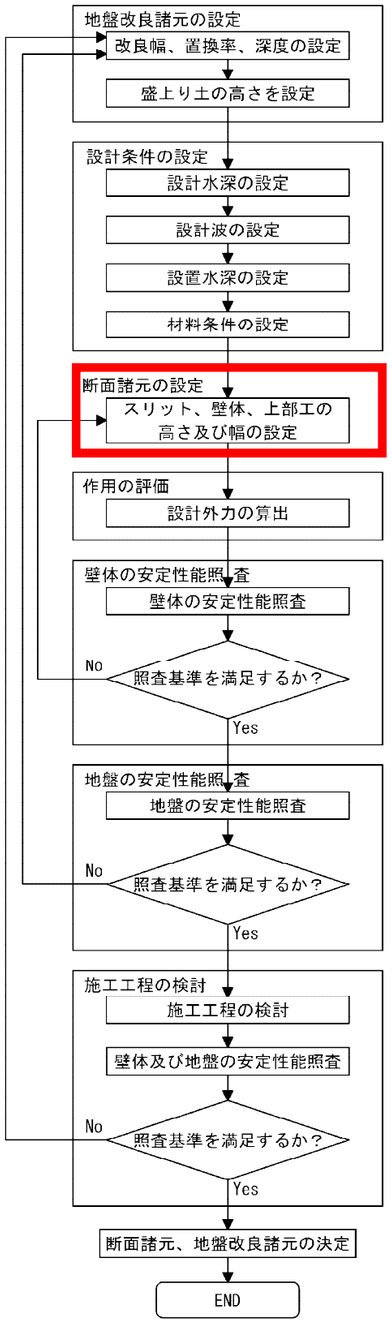
下端高は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1179[※2.5.3-1] より、朔望平均干潮面 L.W.L.から有義波高の 2 倍の高さを差し引いた高さ（0.5m単位で切り下げ）とした。

なお、沈下を考慮した場合、スリット高がスリットケーソンの天端高を超えることとなるため、スリットケーソンのうちスリット部（遊水室部分）のみ所要のスリット高を確保するよう上げ越しする構造とした。

＜スリットの上端高＞　＝　C.D.L.＋4.50m
・スリットの上端高
　H.W.L.+0.5×消波対象の有義波高　＝　C.D.L.＋2.20m　＋　0.5×1.07m
　　≒　C.D.L.＋3.00m
・沈下量　＝　1.5m

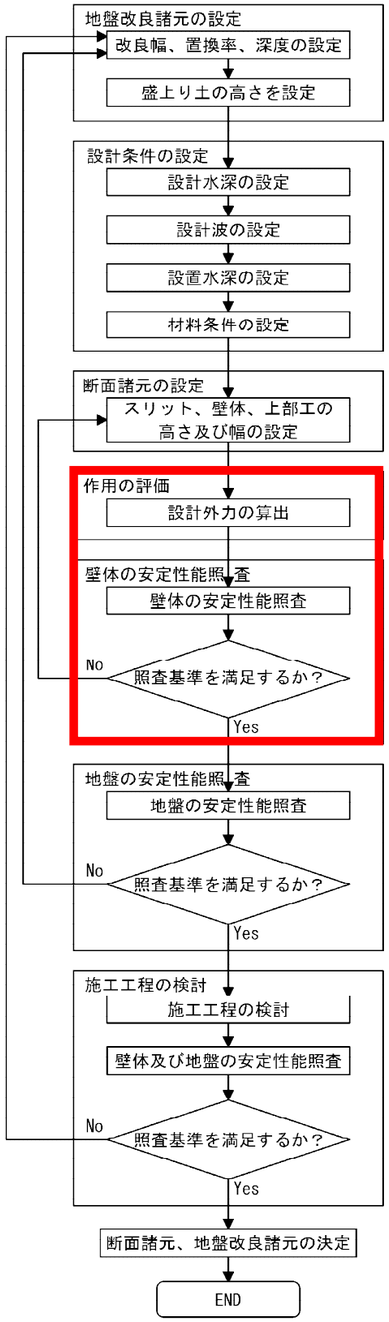
＜スリットの下端高＞　＝　C.D.L.－2.50m
・L.W.L.－2×消波対象の有義波高　＝　C.D.L.＋0.10m－2×1.07m
　　≒　C.D.L.－2.50m

フロー	考え方	結果
	※沈下の考慮方法[※2.5.3-3] 沈下の考慮方法は、以下の２方法が考えられるが、C-1-1-1 工区は、沈下を想定する土層厚の変化が大きいことからＢ方法を採用した。 ・Ａ方法：スリットケーソンを設置するマウンドの天端高を沈下量分上げ越しする方法（沈下を想定する土層厚の変化が護岸法線方向に少なく沈下量の変化が少ない区間に適用） ・Ｂ方法：スリットケーソンのうちスリット部のみを沈下量分上げ越しする方法（沈下を想定する土層厚の変化が護岸法線方向に大きく沈下量の変化が大きい区間に適用）	【基本断面】　【沈下対策後】  図 2.5-6 沈下対策のイメージ
	③ 上部工の厚さ・上部工の天端高 上部工の厚さは、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.923[※2.5.3-4] より、前面の有義波高が 2.0m以上となることから 1m以上とするとともに、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.940～941[※2.5.3-5] を参考に、上部工をスリットケーソンに食い込ませ一体化を図ることとした。 上部工の天端高は、スリットケーソン天端高に上部工の厚さを考慮した高さとした。	＜上部工の厚さ＞ 前面の有義波高の最大値は 2.6m と 2.0m以上であることから 1.0m。 スリットケーソンとの一体化を図るため 0.5mをスリットケーソンに食い込ませる。 ＜上部工の天端高＞ スリットケーソン天端高＋上部工の厚さ ＝C.D.L.＋4.00m ＋ 1.0m ＝ C.D.L.＋5.00m
	④ パラペット天端高 パラペットの天端高は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.169～171、P.174[※2.5.3-6] より算出した越波量から、a）許容越波流量（q＝0.02m^3/ｓ/m以下）を満足するよう設定した天端高に後述する沈下量を加えた高さと、b）上部工の天端高に「防護柵の設置基準・同解説（平成 28 年 12 月）」P.25[※2.5.3-7] の車両用防護柵としての所要高さ（0.6m 以上 1.0m以下）を加えた高さの高い方とした[※2.5.3-8]。	＜パラペット天端高＞ a)と b)の内、高い a) C.D.L.＋6.50mを採用。 a) 許容越波流量を満足する天端高 C.D.L.＋5.00m ＋ 沈下量 1.50m ＝C.D.L.＋6.50m b) 上部工の天端高 C.D.L.＋5.00m ＋ 車両用防護柵の所要高さ 1.0m ＝C.D.L.＋6.00m
	・スリット、壁体、上部工の幅 ⑤ スリット幅（遊水室幅） 遊水室幅（スリット厚を含む幅）は、スリット高、後述する消波対象波浪、開口率及びスリット厚を基に算定した反射率が目標反射率を満足する幅を設定した。反射率は、「直立消波ケーソンの反射率に関する理論及び実験的研究（港湾技術研究所報告 第 21 号 3 号）」に示される反射率算定式[※2.5.3-9] を用いて算定した。	＜スリット幅（遊水室幅）＞ 目標反射率を満足する 8.0mを採用[※2.5.3-9]。

フロー	考え方	結果
	⑥ 壁体（スリットケーソン）幅 スリットケーソン幅は、後述する施工時及び完成時の安定性能照査基準を満足する幅とした。	＜壁体（スリットケーソン）幅＞ 後述する安定性能照査の内、施工時（浮遊時）の安定性能照査結果より 18.2ｍを採用。
	⑦ 上部工幅 上部工幅は、スリットケーソン幅から遊水室幅及び施工時の型枠設置幅（両端 0.1ｍ）を除く幅とした。	＜上部工幅＞ スリットケーソン幅 18.2ｍ－遊水室幅 8.0ｍ－型枠設置幅 0.1ｍ×2 ＝10.0ｍ
	⑧ スリット厚 スリット厚は、「港湾構造物設計事例集（平成 30 年 改訂版）（平成 30 年 12 月）」P.15-15[※2.5.3-10]に準拠し設定した。	＜スリット厚＞ 0.8ｍ
	⑨ 開口率 「港湾構造物設計事例集（平成 30 年 改訂版）（平成 30 年 12 月）」P.15-14[※2.5.3-11]を参考に、最小反射率となる開口率 25%程度に、貝殻などが付着することを考慮して設定した。	＜開口率＞ 貝殻などが付着することを考慮し、開口率を 25%程度[※2.5.3-11]ではなく 30%とした。
	⑩ 消波対象波浪 消波対象波浪は、現地観測データを踏まえ、静穏度を確保する観点から、未超過確率 97.5%（現埋立承認申請と同様）の波高とした。	＜消波対象波浪＞（現埋立承認申請と同様） 波高 H=1.07ｍ、周期 T＝6ｓ～10ｓ
	⑪ 目標反射率 目標反射率は、消波対象波浪がスリットケーソンで反射した場合においても、入射波と反射波の合成波高が漁船等の出漁限界波高（＝1.2ｍ）[※2.5.3-12]以下（現埋立承認申請と同様）になるように設定した。 入射波と反射波の合成波高は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.153[※2.5.3-13]に準拠し算定した。	＜目標反射率＞ 反射率を 50%とすると、合成波高＝$\sqrt{}$（$1.07^2+0.54^2$）＝1.2ｍとなることから、目標とする反射率は 50%とした。

2.5.4　作用の評価･壁体の安定性能照査

フロー



考え方①

・壁体の安定性能照査の項目と作用の組合せ

各検討状態、各設計状態における安定性能照査の項目と作用の組合せを表 2.5-8 に、各設計状態のイメージを図 2.5-7 に示す。壁体の安定性能照査の項目は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.615～616[※2.5.4-1]、P.920[※2.5.4-2]、P.1000、P.1021、P.1023[※2.5.4-3]、及び P.1062[※2.5.4-4] に準拠し設定した。

施工時の主たる作用がレベル 1 地震動である変動状態に対する安定性能照査は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.925[※2.5.4-5] に準拠し、堤体幅と水深の比と工学的基盤最大加速度の関係から省略した。

表 2.5-8 各検討状態、各設計状態における安定性能照査の項目と作用の組合せ

検討状態	設計状態	照査項目	潮位	作用（設計外力）の組合せ								沈下状態（次頁参照）
				自重	波力・揚圧力		土圧	上載荷重	残留水圧	動水圧	慣性力	浮力	
					押波	引波							
施工時	主たる作用が浮遊時の水圧である変動状態	・余裕水深 ・浮体の転覆	L.W.L.	○								○	－
	主たる作用が変動波浪である変動状態（押波時・引波時）	・壁体の滑動・転倒 ・基礎地盤の支持力	H.W.L. L.W.L.	○	○	○						○	・沈下前 ・沈下後
完成時	主たる作用が土圧である永続状態	・壁体の滑動・転倒 ・基礎地盤の支持力	H.W.L. L.W.L.	○			○	○	○			○	・沈下前 ・沈下後
	主たる作用がレベル 1 地震動である変動状態			○			○	○	○	○	○	○	
	主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）			○		○	○	○	○			○	

・施工時　：スリットケーソンを海上ヤードへ仮置きする時、海上ヤードから護岸基礎捨石上へ曳航及び据付する時は、スリットケーソンを浮遊させる。

浮遊しているスリットケーソンの安定性、据付時の基礎捨石面からの余裕水深について照査した。

また、スリットケーソン背後の埋立が行われていない状態として、変動波浪に対する安定性を照査した。

・完成時　：スリットケーソン背後の埋立が行われた状態として、永続状態、変動状態のレベル 1 地震動及び変動波浪に対する安定性を照査した。

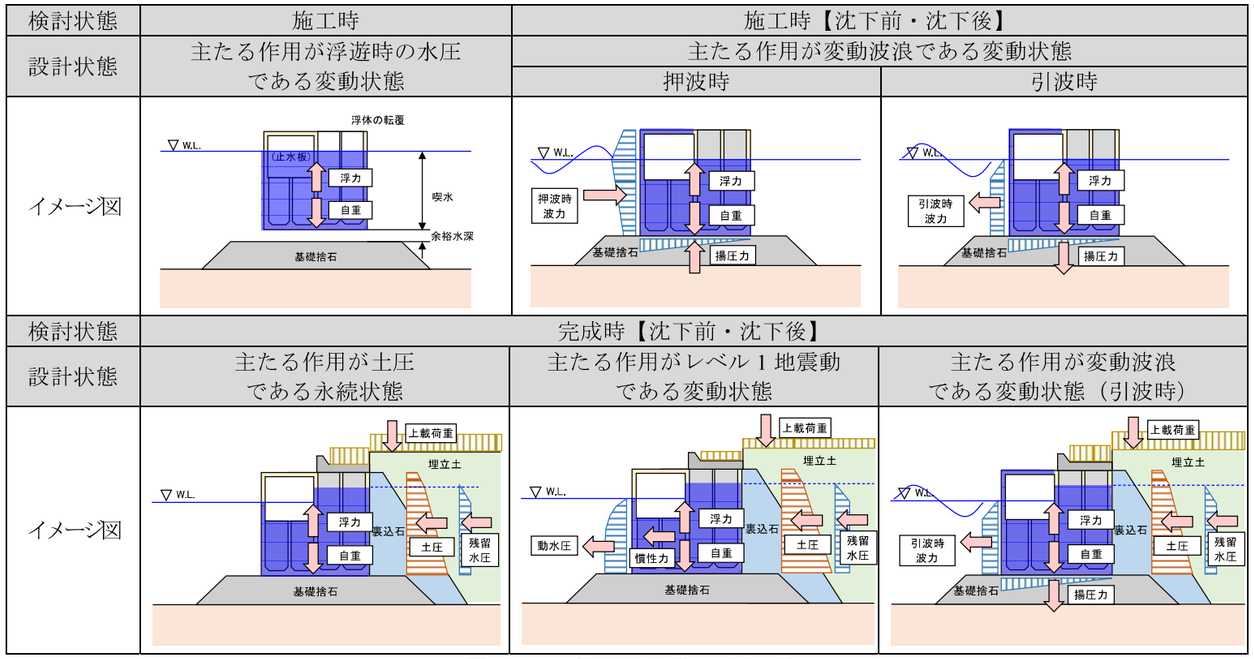
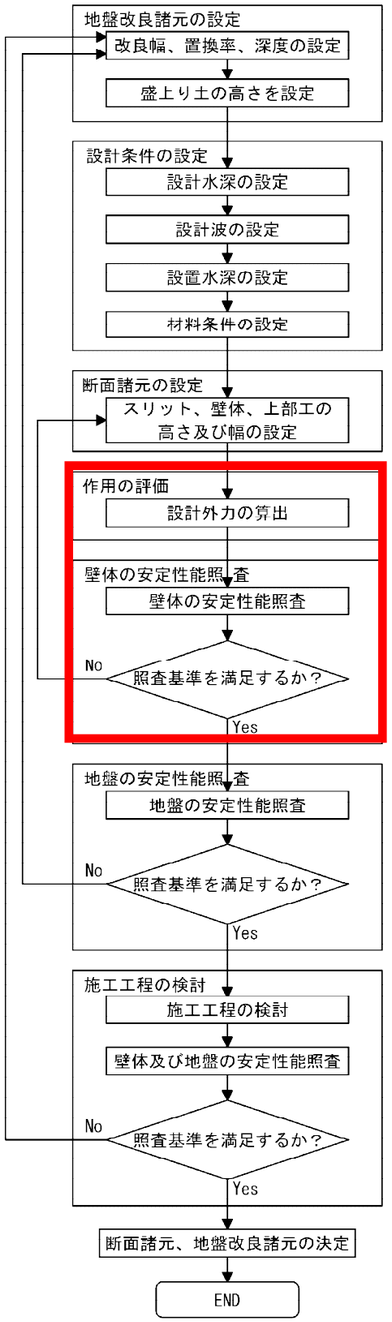


図 2.5-7 各設計状態のイメージ

フロー



考え方②

・安定性能照査における沈下の考え方

安定性能照査は、図 2.5-8 に示すとおり、地盤の圧密沈下に伴うスリットケーソンの沈下前、沈下後の状態を想定し行った。

施工時は、沈下前の検討及びスリットケーソン据付後から裏込石投入前までの沈下量を 0.5m として検討を行った。

完成時は、スリットケーソン据付後から 50 年後までの沈下量 1.5m を考慮して検討を行った。また、沈下量が生じない場合の検討も併せて行った。

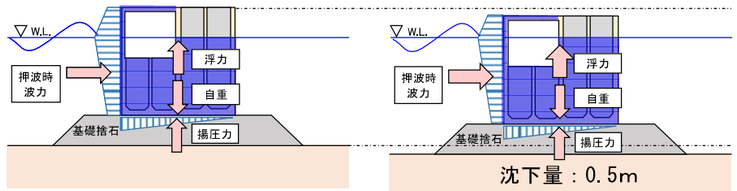
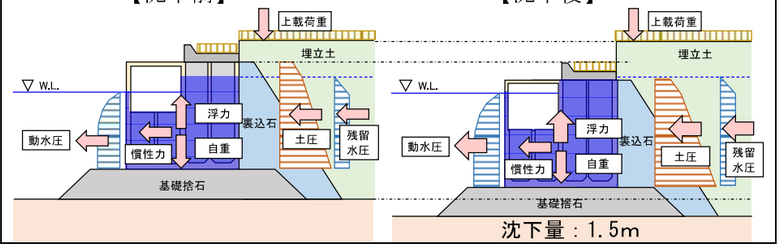
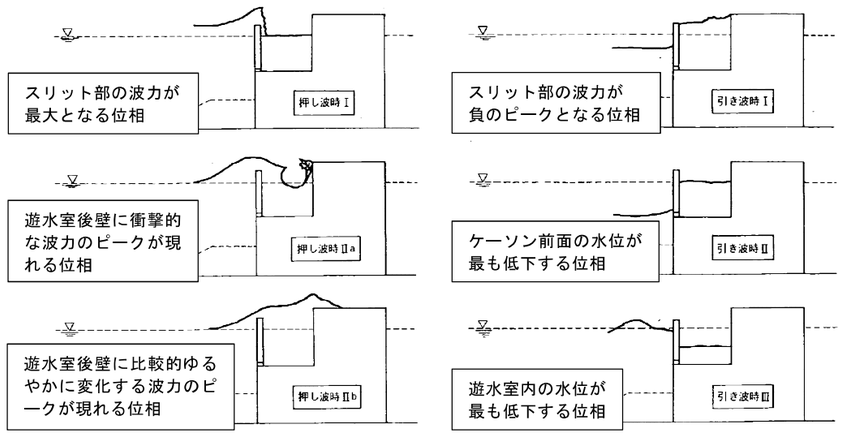
検討状態	施工時　－主たる作用が変動波浪である変動状態（押波時）の場合－		完成時　－主たる作用がレベル 1 地震動である変動状態の場合－	
	【沈下前】	【沈下後】	【沈下前】	【沈下後】
イメージ図				

図 2.5-8 スリットケーソンの沈下状態のイメージ

・設計外力の算出

① 波力・揚圧力（施工時及び完成時）

上床版の無いスリットケーソンに作用する波力及び揚圧力は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.227[※2.5.4-6] に示される高橋・下迫らの「直立消波ケーソンの部材波力特性と耐波設計法（港湾技術研究所報告 1991 年 12 月、第 30 巻第 4 号）」[※2.5.4-7] の算定法から図 2.5-9 に示すとおり、押波時Ⅰ、Ⅱa、Ⅱb、引波時Ⅰ、Ⅱ、Ⅲの各位相の波力及び揚圧力をスリットケーソンの沈下前、沈下後で算出した。



出典：「直立消波ケーソンの部材波力特性と耐波設計法（港湾技術研究所報告 第 30 号 4 号）」P.13 に一部加筆

図 2.5-9 各位相における波の作用状況

② 土圧（完成時）

壁体に作用する土圧は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.350～355[※2.5.4-8] に準拠し算出した。永続状態及び変動状態において、スリットケーソンの沈下前、沈下後で、埋立土及び裏込石による土圧を算出した。

③ 上載荷重（完成時）

上載荷重は、「1.1 設計条件」に示したとおりである。壁体上に作用する上載荷重は、パラペットを除く上部工に作用するものとして、永続状態及び変動状態において、上載荷重有りの場合と、無しの場合の両方を算出した。

④ 残留水圧（完成時）

壁体に作用する残留水圧は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.358[※2.5.4-9] に準拠し算出した。永続状態及び変動状態において、スリットケーソンの沈下前、沈下後で、壁体前面と背面の水位差に応じて算出した。

⑤ 動水圧（完成時）

水中にある壁体に作用する地震時の動水圧は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.359[※2.5.4-10] に準拠し、主たる作用がレベル 1 地震動である変動状態において、スリットケーソンの沈下前、沈下後で算出した。

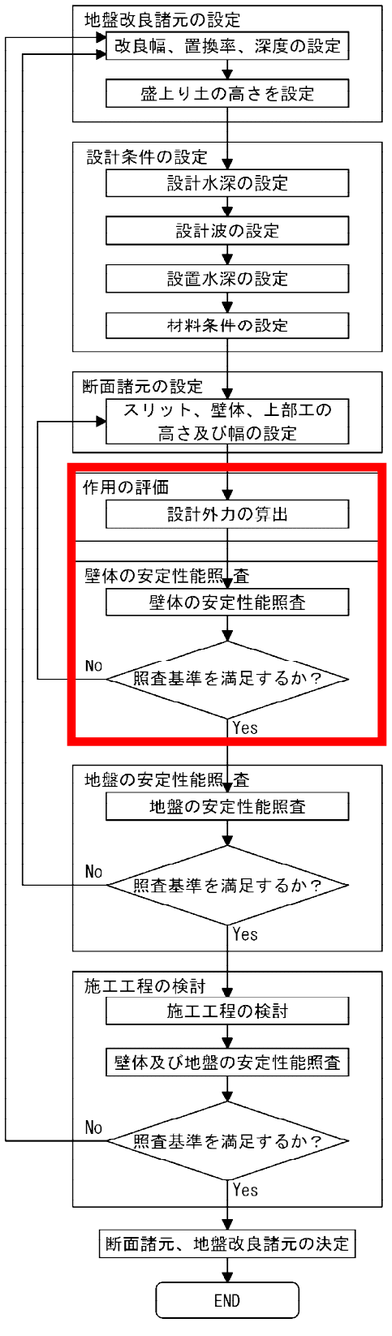
⑥ 慣性力（完成時）

壁体に作用する地震動による慣性力は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.404[※2.5.4-11] に準拠し、スリットケーソンの沈下前、沈下後で、壁体の重量に照査用震度を乗じることにより算出した。

照査用震度は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1904～1911[※2.5.4-12] 及び P.824[※2.5.4-13] に準拠し、当該地のレベル 1 地震動及び土層構成・土質条件等を基に一次元地震応答解析（FLIP）を行い設定した[※2.5.4-14]。

⑦ 浮力（施工時及び完成時）

壁体に作用する浮力は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.227、P.926、P.1067～1068[※2.5.4-15] に準拠し、スリットケーソンの沈下前、沈下後で算出した。

フロー	考え方③
	・安定性能照査の考え方 ① スリットケーソン浮遊時の余裕水深の考え方 スリットケーソンの据付時やスリットケーソン運搬用台船（半潜水式台船）への積込時及び積み下ろし時に余裕水深を確保されていることを照査した。余裕水深の考え方は以下のとおり。 ｉ）据付時 据付時の余裕水深は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 （平成 30 年 5 月）」P.617※2.5.4-16 に準拠し、設置高に対し 0.5ｍとした。据付時の検討潮位は、据付が潮位により制限されないよう L.W.L.とした。 ⅱ）スリットケーソン運搬用台船（半潜水式台船）積込時・積み下ろし時 半潜水式台船への積込及び積み下ろし時の余裕水深は、スリットケーソン及び半潜水式台船が互いに近づく方向に傾斜した状態において 0.5m とした。動揺による傾斜角は、半潜水式台船の作業限界波高 1.0ｍ（周期は現地観測データより 10s）の波の峰と谷の傾斜角を参考に 1° ※2.5.4-17 とした。 ② 浮体の転覆に関する安定性能照査方法 浮体の転覆に関する安定性能照査は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.617～618※2.5.4-18 に準拠し行った。 ③ 施工時及び完成時のスリットケーソンの安定性能照査方法 施工時のスリットケーソンの滑動、転倒、及び基礎地盤の支持力照査は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 （平成 30 年 5 月）」P.682、P.928～930※2.5.4-19 に準拠し、完成時のスリットケーソンの滑動、転倒、及び基礎地盤の支持力照査は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 （平成 30 年 5 月）」P.682、P.1070～1074※2.5.4-20 に準拠し行った。 ④ 施工時及び完成時の部分係数・調整係数 施工時の安定性能照査における部分係数及び調整係数は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 （平成 30 年 5 月）」P.931、P.955※2.5.4-21 に準拠拠し、完成時の安定性能照査における部分係数及び調整係数は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 （平成 30 年 5 月）」P.1071、P.1073～1074※2.5.4-22 に準拠し設定した。 ⑤ 施工時及び完成時の基礎地盤の支持力照査における強度定数 施工時及び完成時の基礎地盤の支持力照査における基礎捨石及び基礎地盤の強度定数は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 （平成 30 年 5 月）」P.684～685※2.5.4-23 に準拠し、表 2.5-9 に示すとおりとした。SCP 工法による地盤改良範囲の強度定数については、「港湾構造物設計事例集（平成 30 年 改訂版）（平成 30 年 12 月）」P.1-46※2.5.4-24 に準拠し、現地盤と砂杭の複合地盤として評価した。評価に使用する砂杭のせん断抵抗角は最小値を使用した。 **表 2.5-9 基礎地盤の支持力照査における強度定数** せん断抵抗角 φ(°) / 粘着力 C(kN/m²) 基礎捨石：35 / 20 基礎地盤（砂杭）：40 / 0

結果

施工時及び完成時の安定性能照査結果と決定したスリットケーソンの断面図を以下に示す。

＜施工時＞

検討ケース			照査項目		
			喫水 d(m)	余裕水深(m)	浮体の転覆　GM(m)
L.W.L.	主たる作用が浮遊時の水圧である変動状態	半潜水式台船積込・積み下ろし時	7.50 ＜ 8.00	0.50 ≧ 0.50	2.38 ＞ 0.05d=0.38
		据付時	6.27 ＜ 10.10	3.83 ≧ 0.50	2.38 ＞ 0.05d=0.31

検討ケース				壁体上の上載荷重	照査項目		
					滑動	転倒	基礎地盤の支持力
沈下前	H.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.460 ＜ 1.0	0.252 ＜ 1.0	0.650 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.420 ＜ 1.0	0.251 ＜ 1.0	0.633 ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.441 ＜ 1.0	0.275 ＜ 1.0	0.646 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.105 ＜ 1.0	0.030 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.171 ＜ 1.0	0.055 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.013 ＜ 1.0	0.007 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.402 ＜ 1.0	0.208 ＜ 1.0	0.644 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.363 ＜ 1.0	0.206 ＜ 1.0	0.624 ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.367 ＜ 1.0	0.216 ＜ 1.0	0.623 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.086 ＜ 1.0	0.021 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.133 ＜ 1.0	0.035 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.004 ＜ 1.0	0.002 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
沈下後	H.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.472 ＜ 1.0	0.260 ＜ 1.0	0.650 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.433 ＜ 1.0	0.261 ＜ 1.0	0.634 ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.457 ＜ 1.0	0.286 ＜ 1.0	0.649 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.110 ＜ 1.0	0.033 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.180 ＜ 1.0	0.061 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.017 ＜ 1.0	0.009 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.417 ＜ 1.0	0.220 ＜ 1.0	0.646 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.376 ＜ 1.0	0.217 ＜ 1.0	0.627 ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.386 ＜ 1.0	0.232 ＜ 1.0	0.631 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.090 ＜ 1.0	0.023 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.142 ＜ 1.0	0.039 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.005 ＜ 1.0	0.003 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0

注）基礎地盤の支持力中の"－"は、作用の傾斜率が0.1未満のため、計算を省略。

＜完成時＞

検討ケース				壁体上の上載荷重	照査項目		
					滑動	転倒	基礎地盤の支持力
沈下前	H.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.335 ＜ 1.0	0.122 ＜ 1.0	0.700 ＜ 1.0
				無	0.346 ＜ 1.0	0.127 ＜ 1.0	0.698 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.649 ＜ 1.0	0.254 ＜ 1.0	0.654 ＜ 1.0
				無	0.656 ＜ 1.0	0.257 ＜ 1.0	0.657 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.334 ＜ 1.0	0.127 ＜ 1.0	0.592 ＜ 1.0
				無	0.343 ＜ 1.0	0.132 ＜ 1.0	0.590 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.387 ＜ 1.0	0.146 ＜ 1.0	0.593 ＜ 1.0
				無	0.398 ＜ 1.0	0.151 ＜ 1.0	0.592 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.298 ＜ 1.0	0.115 ＜ 1.0	0.581 ＜ 1.0
				無	0.308 ＜ 1.0	0.120 ＜ 1.0	0.580 ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.380 ＜ 1.0	0.134 ＜ 1.0	0.707 ＜ 1.0
				無	0.392 ＜ 1.0	0.139 ＜ 1.0	0.705 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.646 ＜ 1.0	0.246 ＜ 1.0	0.657 ＜ 1.0
				無	0.653 ＜ 1.0	0.249 ＜ 1.0	0.661 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.356 ＜ 1.0	0.130 ＜ 1.0	0.596 ＜ 1.0
				無	0.366 ＜ 1.0	0.135 ＜ 1.0	0.594 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.396 ＜ 1.0	0.141 ＜ 1.0	0.597 ＜ 1.0
				無	0.407 ＜ 1.0	0.146 ＜ 1.0	0.596 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.326 ＜ 1.0	0.121 ＜ 1.0	0.587 ＜ 1.0
				無	0.336 ＜ 1.0	0.126 ＜ 1.0	0.586 ＜ 1.0
沈下後	H.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.388 ＜ 1.0	0.146 ＜ 1.0	0.698 ＜ 1.0
				無	0.400 ＜ 1.0	0.152 ＜ 1.0	0.696 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.740 ＜ 1.0	0.297 ＜ 1.0	0.719 ＜ 1.0
				無	0.749 ＜ 1.0	0.301 ＜ 1.0	0.725 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.382 ＜ 1.0	0.153 ＜ 1.0	0.592 ＜ 1.0
				無	0.393 ＜ 1.0	0.159 ＜ 1.0	0.591 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.446 ＜ 1.0	0.179 ＜ 1.0	0.594 ＜ 1.0
				無	0.460 ＜ 1.0	0.186 ＜ 1.0	0.594 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.356 ＜ 1.0	0.142 ＜ 1.0	0.580 ＜ 1.0
				無	0.368 ＜ 1.0	0.148 ＜ 1.0	0.578 ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.441 ＜ 1.0	0.163 ＜ 1.0	0.705 ＜ 1.0
				無	0.455 ＜ 1.0	0.169 ＜ 1.0	0.703 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.739 ＜ 1.0	0.291 ＜ 1.0	0.726 ＜ 1.0
				無	0.748 ＜ 1.0	0.294 ＜ 1.0	0.731 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.410 ＜ 1.0	0.159 ＜ 1.0	0.596 ＜ 1.0
				無	0.422 ＜ 1.0	0.165 ＜ 1.0	0.595 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.460 ＜ 1.0	0.175 ＜ 1.0	0.598 ＜ 1.0
				無	0.473 ＜ 1.0	0.182 ＜ 1.0	0.597 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.386 ＜ 1.0	0.150 ＜ 1.0	0.600 ＜ 1.0
				無	0.398 ＜ 1.0	0.156 ＜ 1.0	0.599 ＜ 1.0

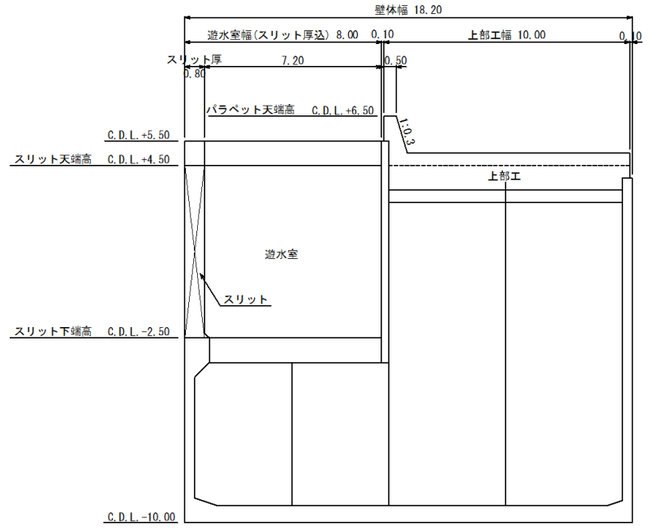
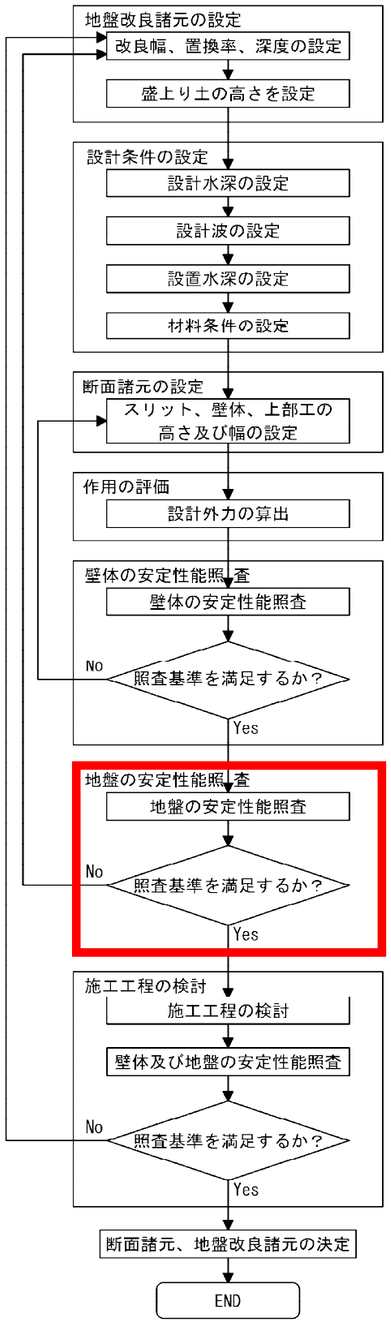


図 2.5-10 決定断面図

2.5.5　地盤の安定性能照査

フロー



考え方①

・地盤の安定性能の照査方法

・地盤の安定性能は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.1069～1070[※2.5.5-1] に準拠し、円弧すべり計算（修正フェレニウス法）によって作用耐力比を計算し、照査した。

・完成時の安定計算に用いる部分係数は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.1069～1070[※2.5.5-1] に準拠し、下表の値を用いた。SCP 工法の置換率が 50%未満に対する部分係数は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.826[※2.5.5-1] に設定がされていないため、「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.749[※2.5.5-2] の部分係数が設定されていない場合に準じ、表 2.5-10 の値を用いた。

表－2.2.1　基礎地盤の円弧すべりの性能照査に用いる部分係数

照査対象	代表層に関する粘性土の変動係数 CV	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
基礎地盤の円弧すべり（永続状態）	円弧通過層に粘性土が存在しない場合	0.83	1.01	－（1.00）
	0.10未満	0.86	1.05	－（1.00）
	0.10以上0.15未満	0.85	1.04	－（1.00）
	0.15以上0.25未満	0.80	1.02	－（1.00）
	0.25以上	－（1.00）	－（1.00）	1.30

表－5.10.2　標準的な部分係数

破壊モード	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
基礎地盤の円弧すべり（護岸及び岸壁）	0.82	1.01	－（1.00）
基礎地盤の円弧すべり（防波堤）	0.87	1.02	－（1.00）

※適用範囲（SCP 工法の置換率が 50%から 80%の場合）

表 2.5-10　SCP 工法の置換率が 50%未満の場合に適用する部分係数

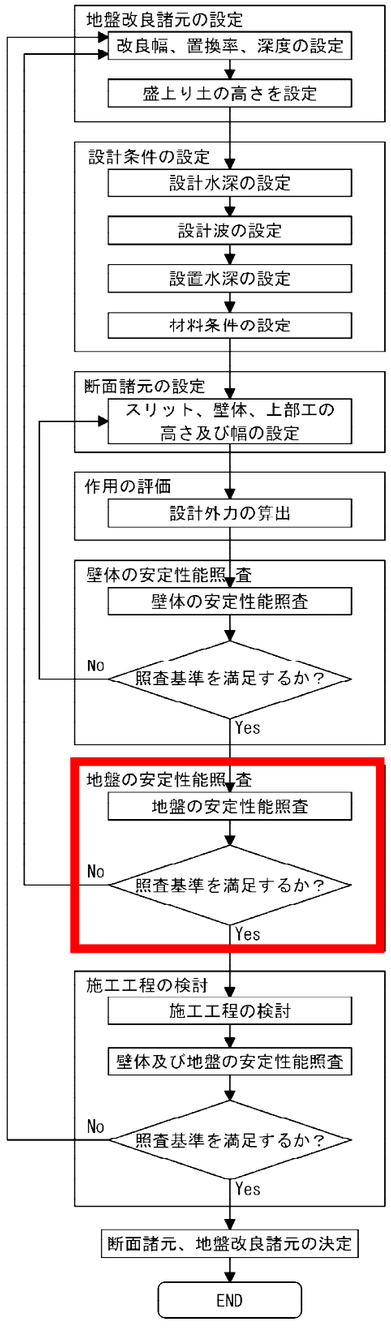
照査対象	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m※
SCP 改良地盤（置換率 50%未満に適用）	1.00	1.00	1.20

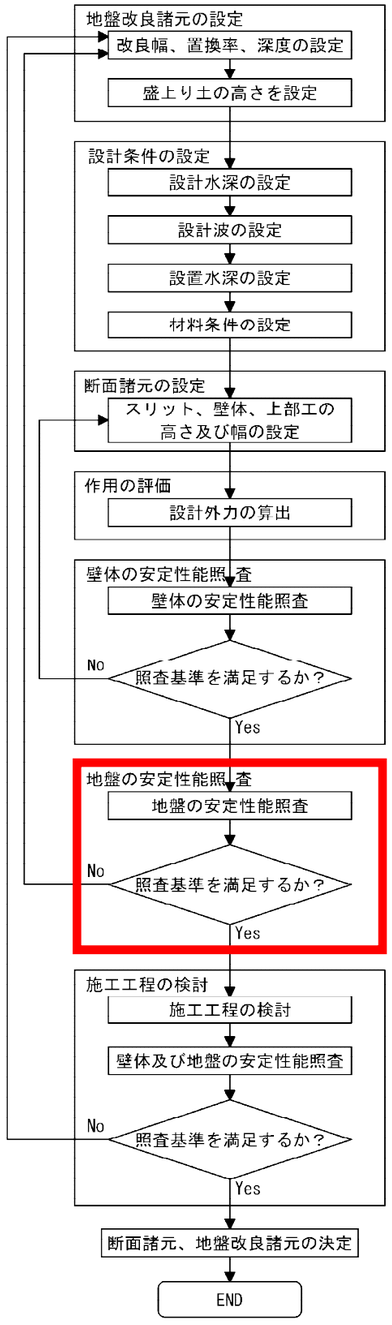
※調整係数 m は SCP 工法による改良地盤での従来の安全率相当の値[※2.5.5-3] として設定した。

・施工時の安定計算に用いる部分係数は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.749[※2.5.5-2] を参考とし、施工中に計測施工を行う前提で、γ_S=1.00、γ_R=1.00、m=1.10 とした。

・圧密による地盤の強度増加

完成時の安定性能照査においては、「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.328[※2.5.5-4] を参考とし、埋立荷重による基礎地盤の強度増加を考慮した。

フロー	考え方②（軽量盛土併用）
	・軽量盛土工法 SCP 工法の改良範囲が最小改良幅（構造物から荷重分散角 30° を考慮した幅）を超えて必要となる場合には、軽量盛土の併用を検討した。 軽量盛土工法は、設計法が確立（「港湾・空港における軽量混合処理土工法技術マニュアル（改訂版）平成 20 年 7 月」（（財）沿岸技術研究センター））されている SGM 軽量土を想定し検討した。 ・軽量盛土の仕様 ・SGM の単位体積重量：「港湾・空港における軽量混合処理土工法技術マニュアル（改訂版）平成 20 年 7 月」P.17※2.5.5-5 及び施工実績※2.5.5-6 に準拠し、水中部は単位体積重量が 11.5(kN/m^3)、気中部は 10.0(kN/m^3)として設定した。 ・SGM の圧縮強度　：「港湾・空港における軽量混合処理土工法技術マニュアル（改訂版）平成 20 年 7 月」P.18～19※2.5.5-7 及び施工実績※2.5.5-6 を考慮して設定した。 ・軽量盛土の範囲 軽量盛土は護岸背後に用い、範囲（護岸法線直角方向）は円弧すべり計算の照査基準値を満足するように厚さ及び幅を変えて試行計算を行って設定した。 ・SGM の厚さ　：SGM の厚さは、「港湾・空港における軽量混合処理土工法技術マニュアル（改訂版）平成 20 年 7 月」P.90※2.5.5-8 を参考に、最大深度の 12ｍから H.W.L.(C.D.L.+2.2m)を考慮し、C.D.L.-9.8m を最低面とした。天端高は、裏込め石高を最高面とした範囲とした。 ・SGM の幅　：SGM の幅は、護岸の裏込めの背後から埋立側とし、端部ののり面勾配は、陸上部については「道路土工－盛土工指針（平成 22 年 4 月）」P.106※2.5.5-9 に準拠し、1：1.5 以上、水中投入部についても 1：1.5 以上とした。

フロー	考え方③
	・地盤の沈下に対する照査（一次圧密沈下量） 地盤の一次圧密沈下量は「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.318～319、P.740[※2.5.5-10] に準拠し、適用に制約条件がなく、幅広い条件に適用可能な「①圧縮曲線（e-logp 曲線）を用いる場合」の方法によって計算した。 ・地盤の沈下に対する照査（沈下時間） 地盤の一次圧密沈下に要する時間は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.320～321[※2.5.5-11] に準拠し計算した。SCP 改良部の圧密沈下時間は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.780～781 等[※2.5.5-12] に準拠し計算した。また、砂杭の透水性が有限であることによる圧密遅れを考慮するためにウェルレジスタンスを考慮した。 改良深度下の未貫通部については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.781[※2.5.5-13] に参考文献として示される簡易計算法により計算した。 排水層は、透水係数 k が $k>1.0\times10^{-4}$(cm/s)である層とした[※2.5.5-14]。排水層は第 1 回技術検討会で「砂質土」との評価を提示した、Aco-g 層、Aco-s 層、Ag 層、As 層、DR 層、DK 層が該当する。また、EKK 層に亀裂があることや、EKK 層上部を覆う洪積層、沖積層の基底部（As 層、Ag 層）が砂質土評価であるため排水層とみなした。 ・地盤の沈下に対する照査（二次圧密沈下量） 二次圧密沈下量は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.742[※2.5.5-15] に示される方法によって計算した。さらに、二次圧密の後半の沈下量は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.742[※2.5.5-15] を参考に層厚に応じて計算[※2.5.5-16] した。 ・SCP 改良部の考え方 SCP 改良部の沈下量は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.827 等[※2.5.5-17] に示される方法により沈下低減係数を考慮して計算した。SCP 改良部の沈下時間は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」等 P.827～828[※2.5.5-18] に示される圧密の遅れを考慮して計算した。SCP 改良部の二次圧密については文献[※2.5.5-19] を参考に、一次圧密と同じ沈下低減係数を考慮した方法で計算した。 ・圧密による強度増加の検討に用いる圧密度 地盤の安定計算に用いる強度増加を考慮する圧密度は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.775～776 等[※2.5.5-20～2.5.5-21] を参考に応力の圧密度に変換した。また土層内の圧密度は「道路土工－軟弱地盤対策工指針（平成 24 年 8 月）」P.135[※2.5.5-22] により計算した。

結果①

護岸のスリットケーソン据付から 50 年間に生じると予測される沈下量を表 2.5-11 に示す。同表より、2 次圧密も含めて 106cm の沈下が予想される。1.2 地盤条件のとおり、地盤特性のバラツキを考慮すると、護岸部の沈下量は 131cm と予測される。

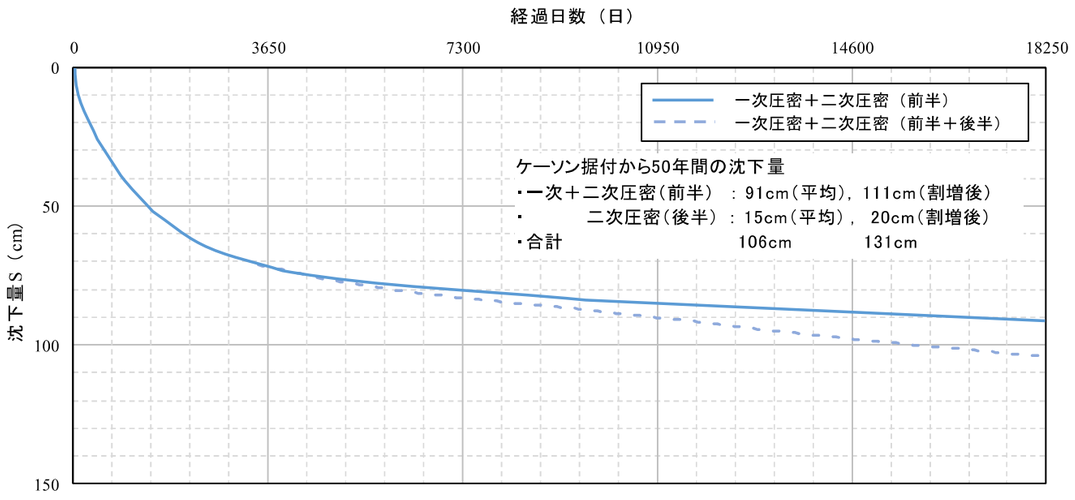


図 2.5-11 護岸部（埋立法線）の予測沈下曲線

表 2.5-11 護岸部の予測沈下量（スリットケーソン据付から 50 年間）

土層		埋立法線			
		1次圧密	2次圧密		計
			（前半）	（後半）	
改良部	盛上り土	5	2	1	8
	Avf-s	6	3	2	11
	Avf-c	15	5	3	23
未改良部	Avf-c（未貫通SCP）	12	4	2	18
	Avf-c2（未貫通SCP）	29	10	7	46
沈下量計（平均）		67	24	15	106
沈下量計（割増後）		80	31	20	131

※割増率：一次圧密（Avf-c：20%、Avf-c2：20%、Avf-s：20%）
二次圧密前半（Avf-c：30%、Avf-c2：30%、Avf-s：30%）
二次圧密後半（Avf-c：40%、Avf-c2：20%、Avf-s：40%）

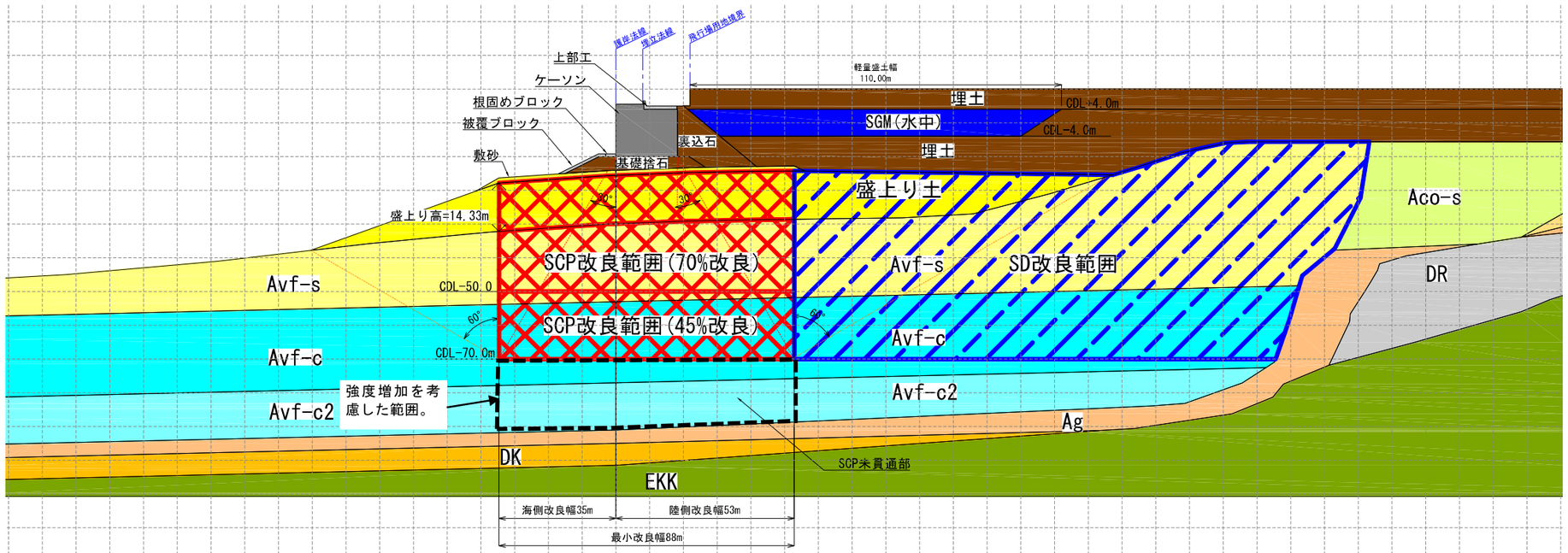
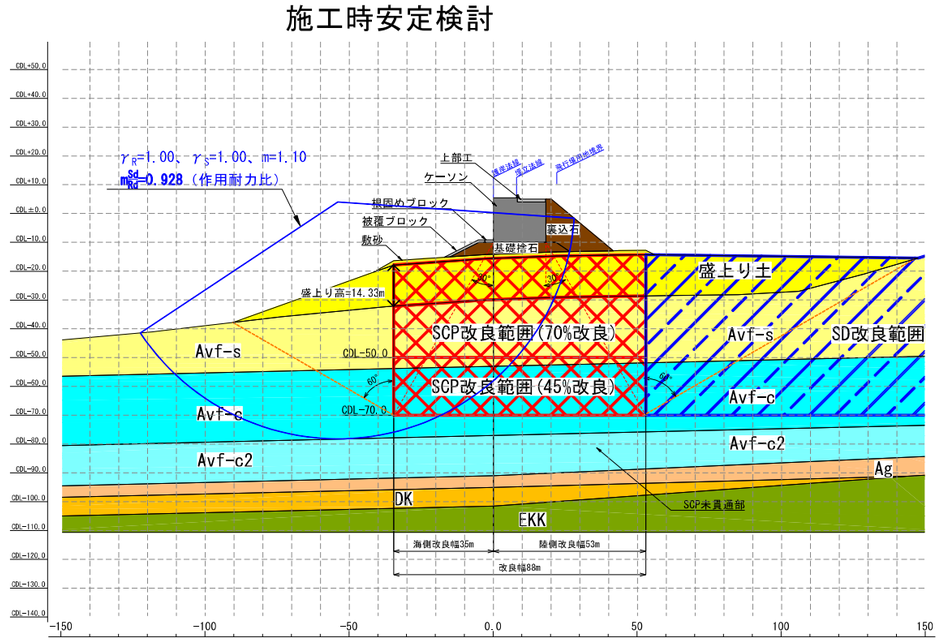
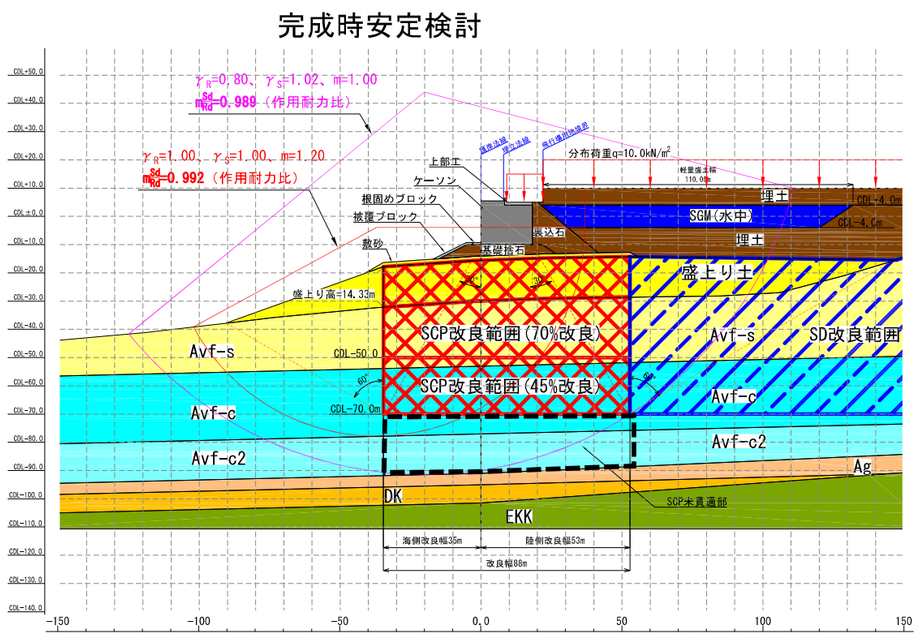


図 2.5-12 沈下計算モデル断面

結果②

施工時及び完成時において最も作用耐力比が大きくなる照査結果を図 2.5-13 に示す。





土質区分	施工時検討					完成時検討				
	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)
埋土	20.0	18.0	0.0	—	30.0	20.0	18.0	0.0	—	30.0
SGM(水中)	11.5	11.5	100.0	—	0.0	11.5	11.5	100.0	—	0.0
根固め・被覆・上部工	22.6	22.6	—	—	—	22.6	22.6	—	—	—
裏込石	20.0	18.0	0.0	—	40.0	20.0	18.0	0.0	—	40.0
ケーソン	17.1	17.1	—	—	—	17.5	17.5	—	—	—
基礎捨石	20.0	18.0	0.0	—	40.0	20.0	18.0	0.0	—	40.0
SCP砂杭、置換率=70%	20.0	18.0	0.0	—	35.0※2	20.0	18.0	0.0	—	35.0※2
SCP砂杭、置換率=45%	20.0	18.0	0.0	—	30.0※2	20.0	18.0	0.0	—	30.0※2
敷砂	20.0	18.0	0.0	—	30.0	20.0	18.0	0.0	—	30.0
盛上り土	18.5	17.6	14.4+3.07Z	0.28	0.0	18.5	17.6	0.0	—	37.0
Avf-s	18.5	17.6	14.4+3.07Z	0.28	0.0	18.5	17.6	0.0	—	37.0
Avf-c	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0
Avf-c2	17.5	17.0	53.0+1.58Z	0.18	0.0	17.5	17.0	53.0+1.58Z	0.18	0.0
Ag	20.7	20.2	0.0	—	34.0	20.7	20.2	0.0	—	34.0
DK	20.5	19.9	0.0	—	30.0	20.5	19.9	0.0	—	30.0

※1：Zの基準値：深度±0.0m
※2：SCP砂杭の応力分担比nは、置換率=70%ではn=1、置換率=45%ではn=2とした。

図 2.5-13　安定性能照査結果(C-1-1-1 工区)

2.6　全工区の検討結果

2.6.1　スリットケーソンの割付と標準断面位置の決定

(1)　スリットケーソンの割付

スリットケーソンの構造としては、鉄筋コンクリート構造の RC ケーソン又は鋼板とコンクリートとの合成構造のハイブリッド（HB）ケーソンが考えられる。

HB ケーソンは、乾式ドックでの製作が必要であるものの、1 函当たりの長さを長くできるため据付回数を減らすことが可能である。

本検討では、現埋立承認申請と同様に、据付回数を少なくし施工工程の短縮を図るため、HB ケーソンの導入を検討した。

HB ケーソンの 1 函当たりの長さは、施工実績※2.6.1-1 から、本検討においても 50ｍを基本とした。

また、HB ケーソンは、断面が大きくなる箇所に適用するものとした。

以上の前提を基に、割付を行った結果、HB ケーソンの函数は 13 函とした。

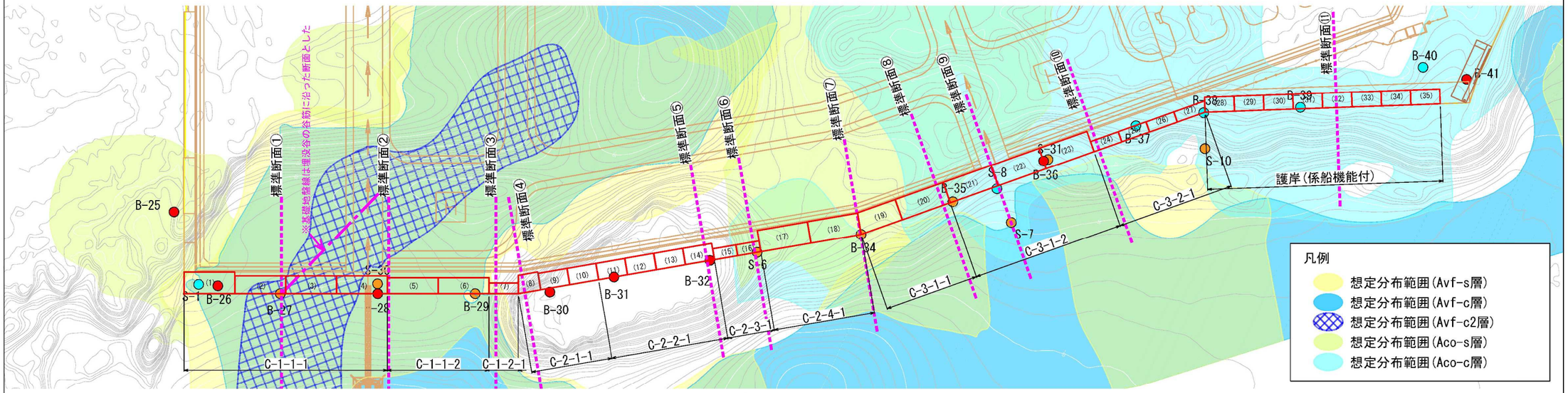
(2)　標準断面位置の決定

「2.2.2　設計工区及び検討断面位置」において設定した検討断面位置を、スリットケーソンの割付にあわせ標準断面を決定した。

決定した標準断面位置を図 2.6-1 に示す。

（　白　紙　）

C-1～C-3護岸及び護岸（係船機能付）平面図



C-1～C-3護岸及び護岸（係船機能付）縦断図

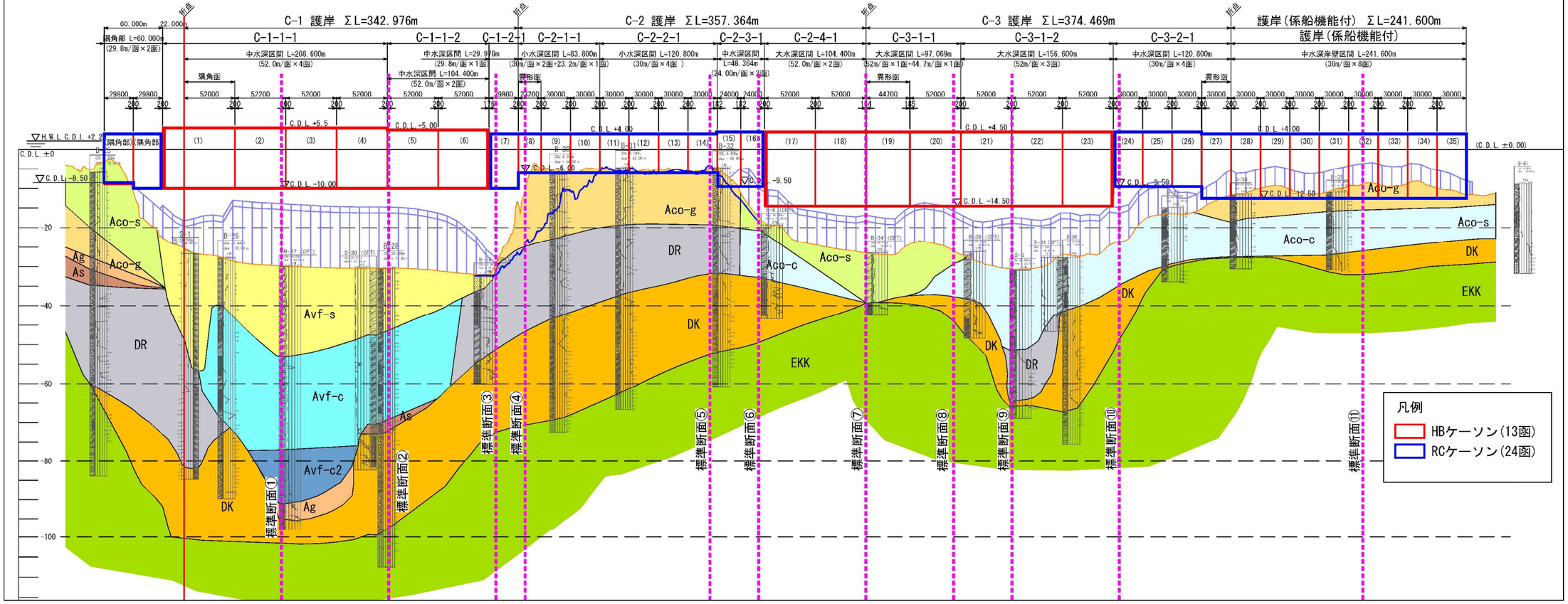


図 2.6-1 C-1～C-3 護岸及び護岸（係船機能付）におけるスリットケーソンの割付及び標準断面位置

2.6.2　検討結果の一覧

「2.5 各工区の設計」に示した考え方に基づき、代表工区とした C-1-1-1 工区以外の、全工区に対し検討を行った結果を表 2.6-1 に示す。工区別に、設計条件、断面諸元、作用の評価及び性能照査結果を示した。また、スリットケーソンの沈下対策、パラペット天端高の決定要因、地盤改良諸元の決定要因、軽量盛土の有無、安定性能照査の支配的状態等を示した。検討結果の詳細は、注釈説明集[※2.6.2]に示す。

表 2.6-1　C-1～C-3 護岸及び護岸（係船機能付）の検討結果の概要一覧

護岸	設計工区	ケーソン No.	ケーソン type	主な設計条件				主な断面諸元															主な作用の評価	性能照査		
								スリット及び遊水室						壁体		上部工		主な地盤改良諸元				軽量盛土諸元		壁体の安定性能照査		地盤の安定性能照査
				設計沈下量[注1] (m)	設置水深 (m) 上段：沈下前 下段：沈下後	設計水深 (m) 上段：沈下前 下段：沈下後	設計波 (m)	沈下の考慮	上端高[注3] (m) 上段：沈下前 下段：沈下後	下端高[注3] (m) 上段：沈下前 下段：沈下後	開口率 (%)	スリット厚 (m)	遊水室幅 (m)	天端高[注3] (m) 上段：沈下前 下段：沈下後	幅 (m)	パラペット天端高[注3] (m) 上段：沈下前 下段：沈下後	決定要因	改良幅 (m)	置換率 (%)	改良深度	決定要因	盛土天端面の幅 (m)	照査用震度	照査結果	支配的状態	照査結果
C-1	C-1-1-1	1-4	HB	1.5	-10.0 (-11.5)	-11.5 (-13.0)	詳細な設計波設定結果は、注釈説明集 2.5.2-1 参照	スリット上げ越し	4.5 (3.0)	-2.5 (-4.0)	30	0.8	8	4.0 (2.5)	18.2	6.5 (5.0)	許容越波流量	88	70 45	地盤改良対象層上面～-50m -50m～-70m	完成時	111	0.09	安定性能照査基準を満足 詳細な安定性能照査結果は、注釈説明集 2.6.2-1 参照	浮遊時	安定性能照査基準を満足 詳細な安定性能照査結果は、注釈説明集 2.6.2-2 参照
	C-1-1-2	5-6	HB	1.0	-10.0 (-11.0)	-14.5 (-15.5)			4.0 (3.0)	-2.5 (-3.5)				4.0 (3.0)	16.3	6.0 (5.0)	車両用防護柵としてのパラペットの必要高さ	88	70 45	地盤改良対象層上面～-50m -50m～地盤改良対象層下面	完成時	23	0.08		浮遊時	
	C-1-2-1	7	RC	0.0	-10.0 (-10.0)	-10.0 (-10.0)		–	3.0 (3.0)	-2.5 (-2.5)				4.0 (4.0)	10.8	6.0 (6.0)		88	70	地盤改良対象層上面 ～ 地盤改良対象層下面	完成時	–	0.08		浮遊時	
C-2	C-2-1-1	8-10	RC		-6.0 (-6.0)	-6.0 (-6.0)			3.0 (3.0)	-2.5 (-2.5)				4.0 (4.0)	18.4	6.9 (6.9)	許容越波流量	–	–	–	–	–	0.11		施工時	
	C-2-2-1	11-14	RC		-6.0 (-6.0)	-6.0 (-6.0)			3.0 (3.0)	-2.5 (-2.5)				4.0 (4.0)	16.9	7.1 (7.1)		–	–	–	–	–	0.09		施工時	
	C-2-3-1	15-16	RC		-9.5 (-10.0)	-9.5 (-10.0)		マウンド上げ越し	3.5 (3.0)	-2.5 (-3.0)				4.5 (4.0)	11.2	6.5 (6.0)	車両用防護柵としてのパラペットの必要高さ	72	70	地盤改良対象層上面 ～ 地盤改良対象層下面	施工時	–	0.07		浮遊時	
	C-2-4-1	17-18	HB		-14.5 (-15.0)	-16.5 (-17.0)			3.5 (3.0)	-2.5 (-3.0)				4.5 (4.0)	22.0	6.5 (6.0)		72	70	地盤改良対象層上面 ～ 地盤改良対象層下面	施工時	17	0.07		浮遊時	
C-3	C-3-1-1	19-20	HB	0.5	-14.5 (-15.0)	-16.5 (-17.0)			3.5 (3.0)	-2.5 (-3.0)				4.5 (4.0)	22.0	6.5 (6.0)		81	70 45	地盤改良対象層上面～-50m -50m～地盤改良対象層下面	完成時	17	0.08		浮遊時	
	C-3-1-2	21-23	HB		-14.5 (-15.0)	-16.5 (-17.0)			3.5 (3.0)	-2.5 (-3.0)				4.5 (4.0)	22.0	6.5 (6.0)		72	70 45	地盤改良対象層上面～-50m -50m～地盤改良対象層下面	施工時	–	0.09		浮遊時	
	C-3-2-1	24-27	RC		-9.5 (-10.0)	-11.5 (-12.0)			3.5 (3.0)	-2.5 (-3.0)				4.5 (4.0)	11.0	6.5 (6.0)		52	70	地盤改良対象層上面 ～ 地盤改良対象層下面	施工時	18	0.07		浮遊時	
護岸（係船機能付）		28-35	RC	0.1[注2]	-12.5 (-12.6)	-11.0 (-11.0)		–	3.0 (2.9)	-2.5 (-2.6)				4.0 (3.9)	15.3	–	–	32	70	地盤改良対象層上面 ～ 地盤改良対象層下面	完成時	–	0.05		浮遊時	

注1）設計沈下量は、沈下量を0.5m単位で切り上げた値。　　注2）護岸（係船機能付）は、利用上、計画天端高及び計画水深が決定されていることから、0.1m単位とした。

注3）上段に示す高さは沈下量がゼロの状態、下段（　）内に示す高さは設計沈下量分沈下した状態を示す。

2.7　C-1～C-3 護岸及び護岸（係船機能付）の標準断面

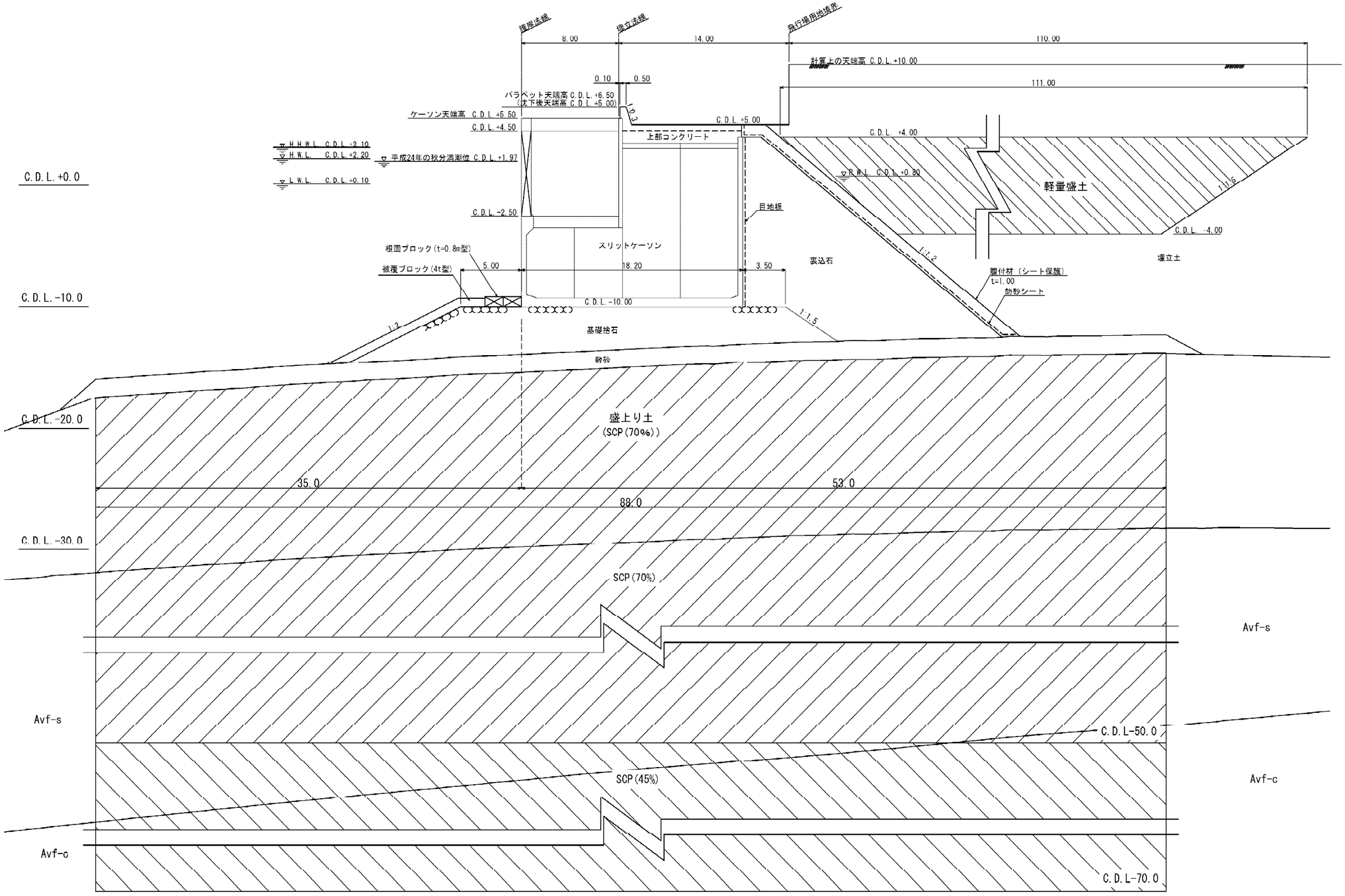


図 2.7-1　標準断面図（C-1-1-1 工区）

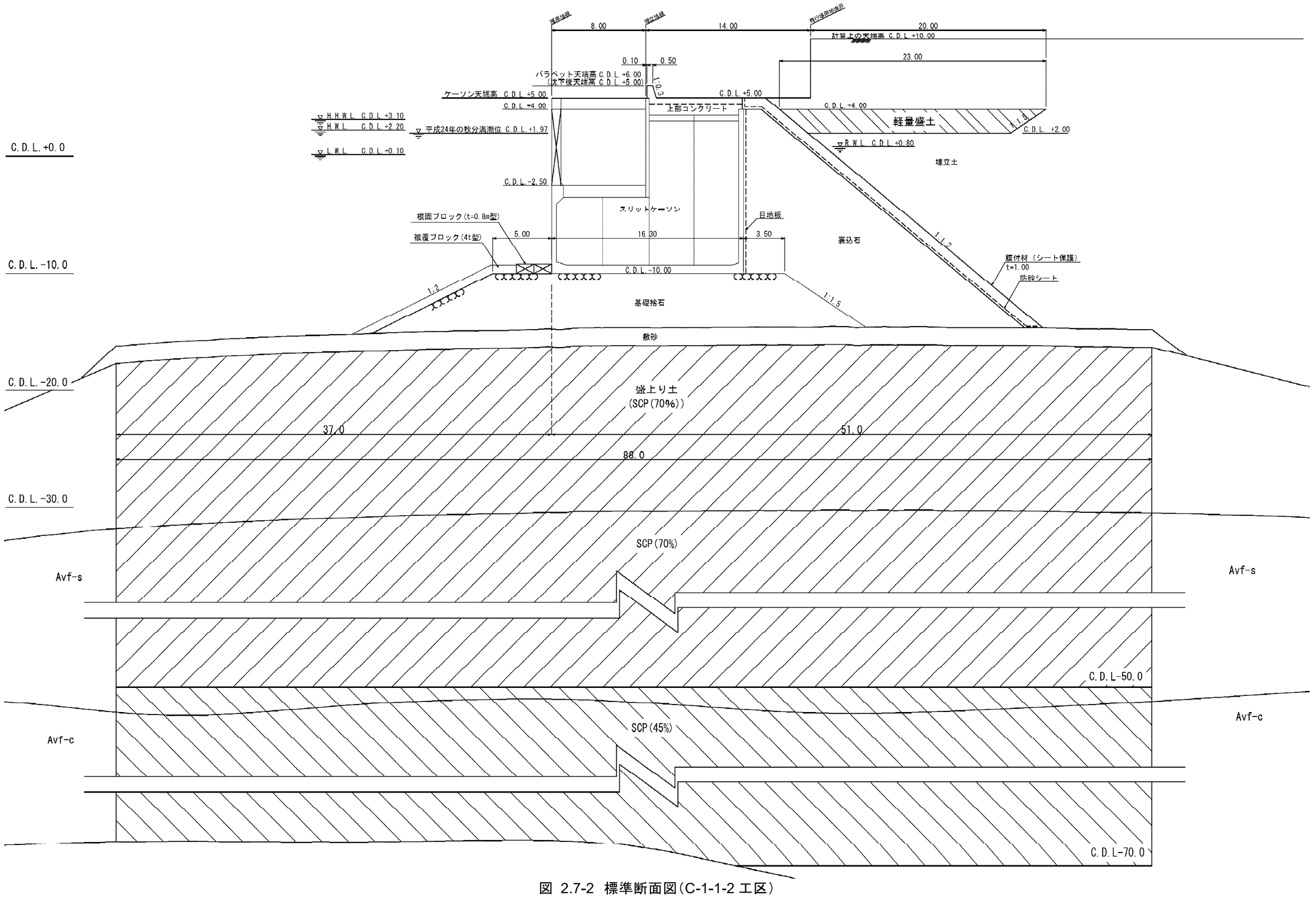


図 2.7-2 標準断面図(C-1-1-2 工区)

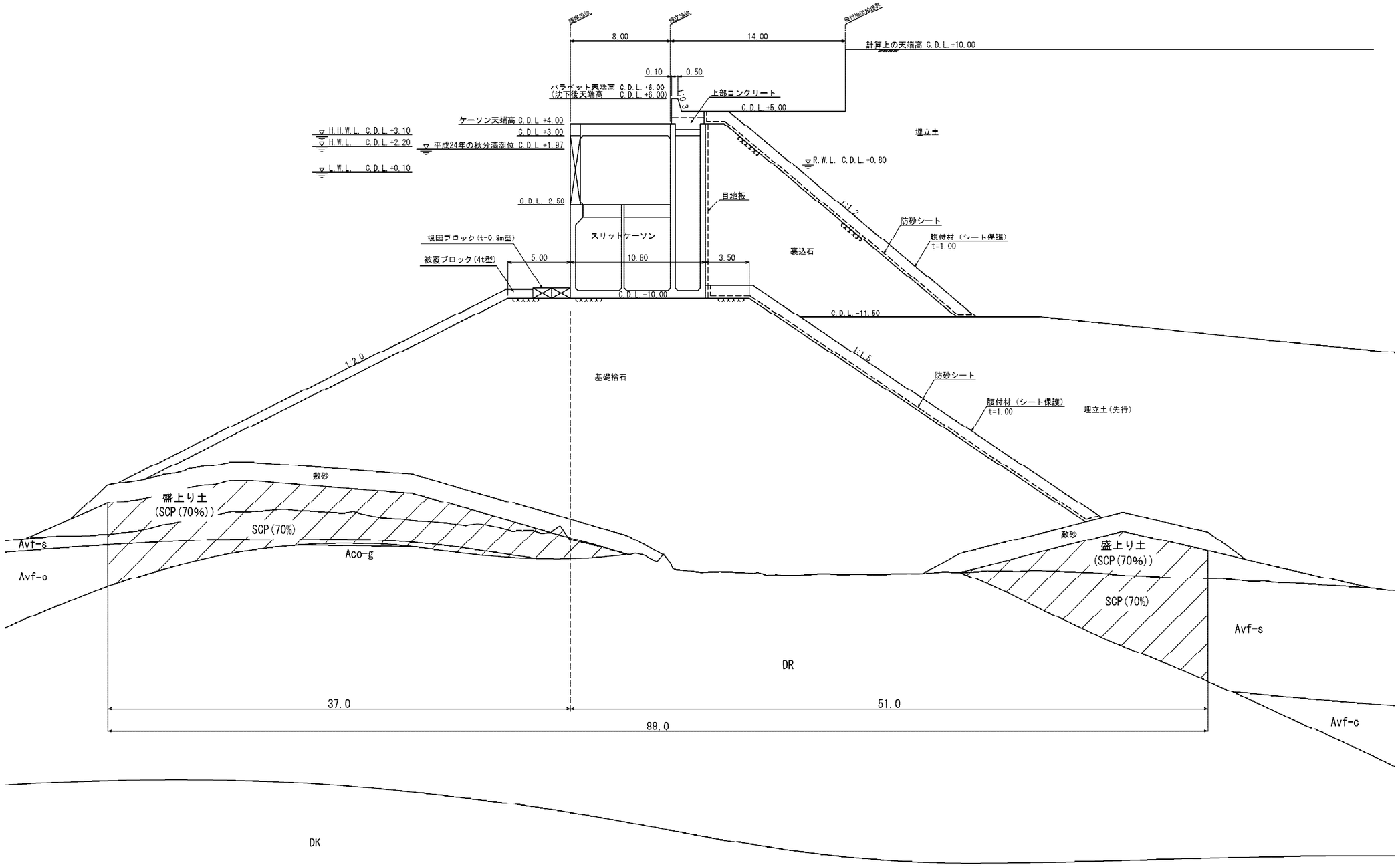


図 2.7-3 標準断面図(C-1-2-1 工区)

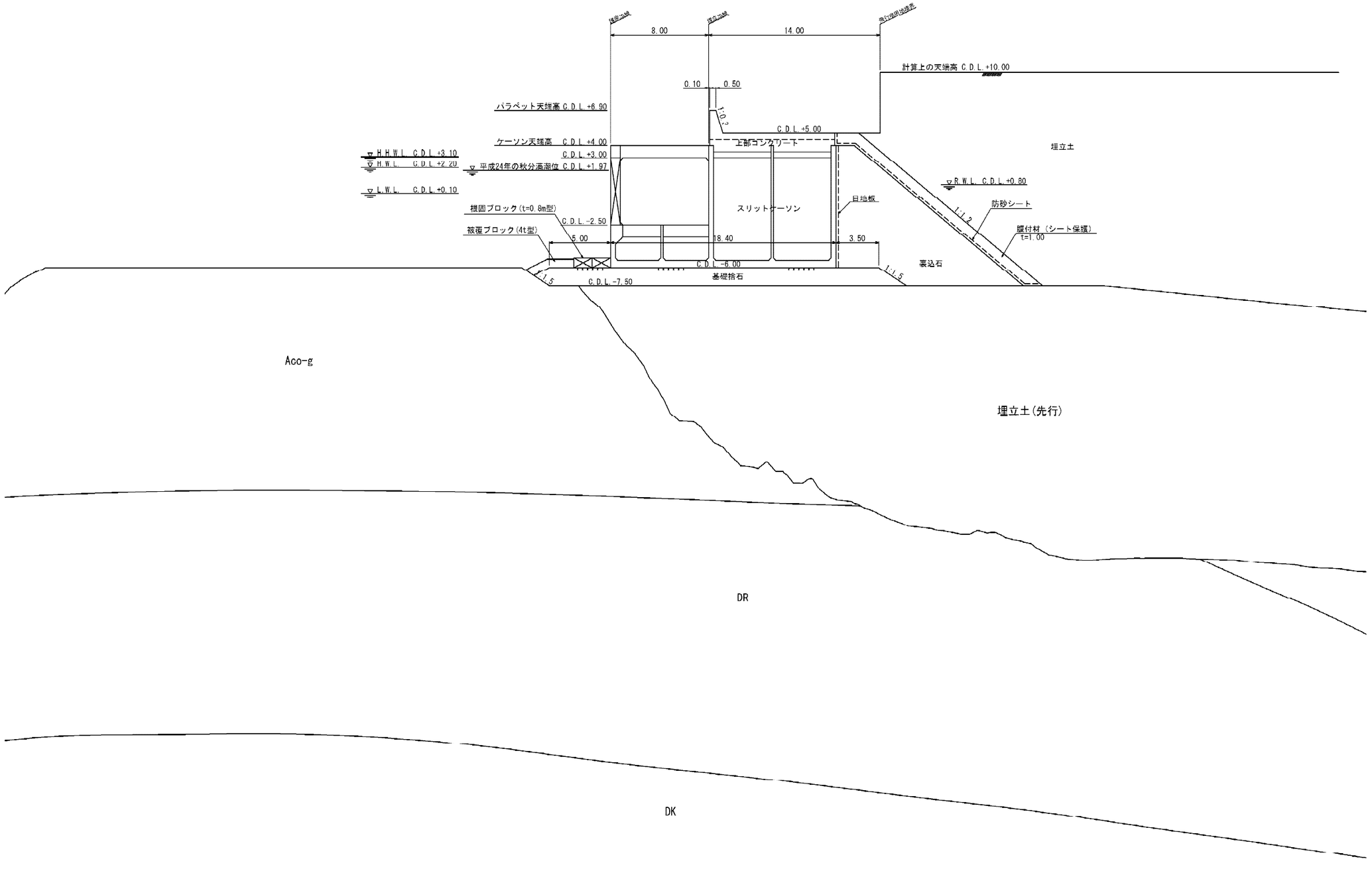


図 2.7-4 標準断面図(C-2-1-1 工区)

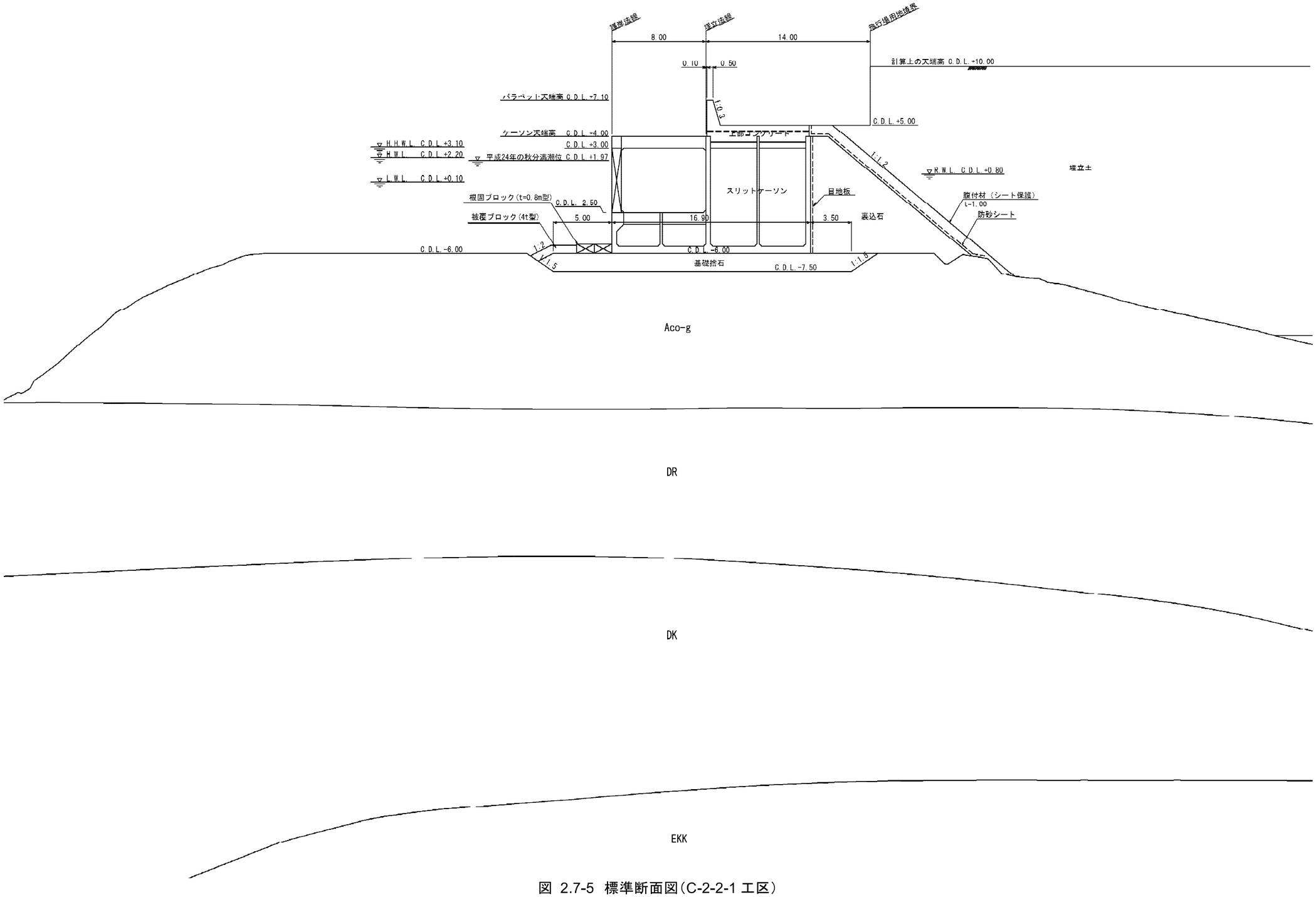


図 2.7-5 標準断面図(C-2-2-1 工区)

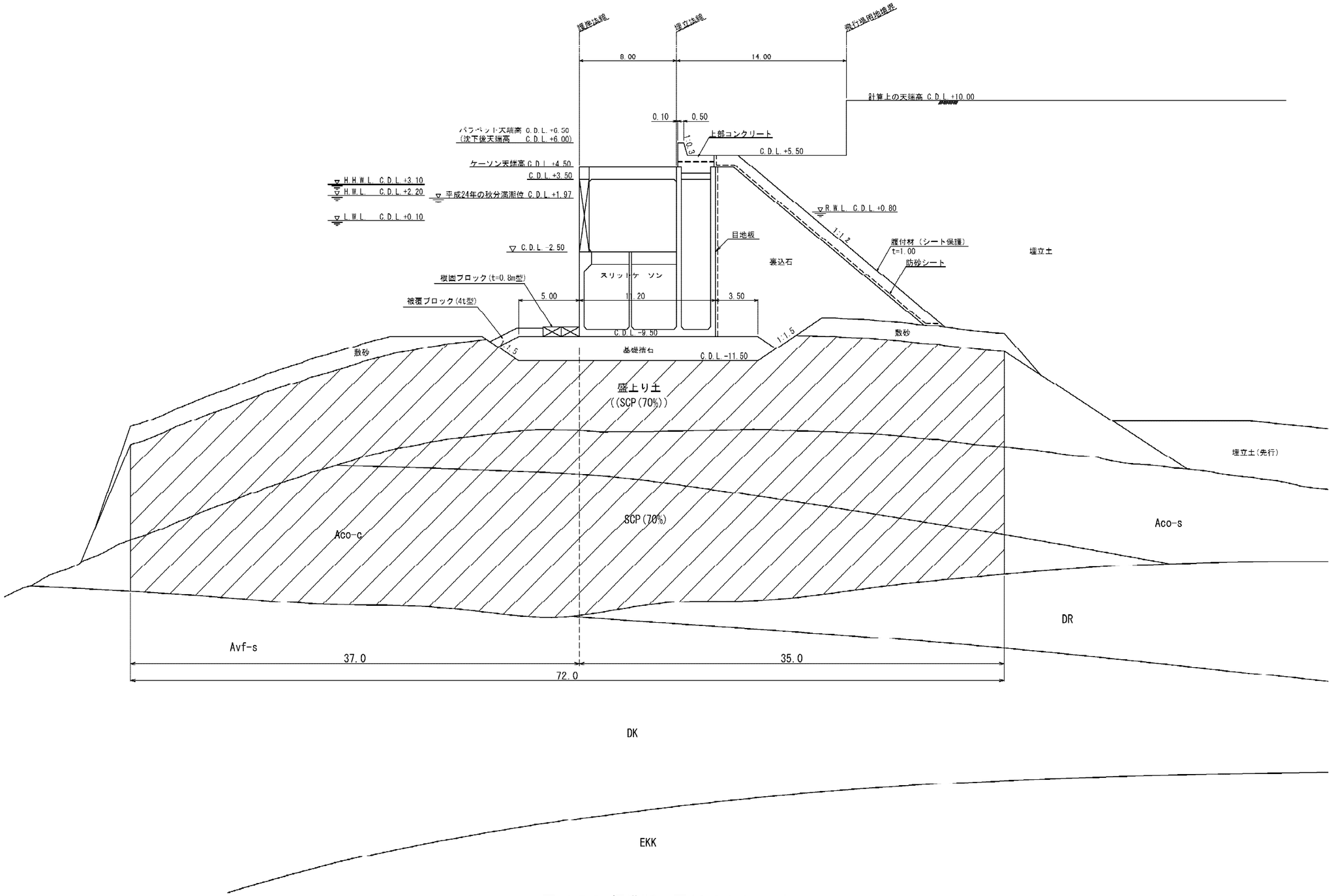


図 2.7-6 標準断面図(C-2-3-1 工区)

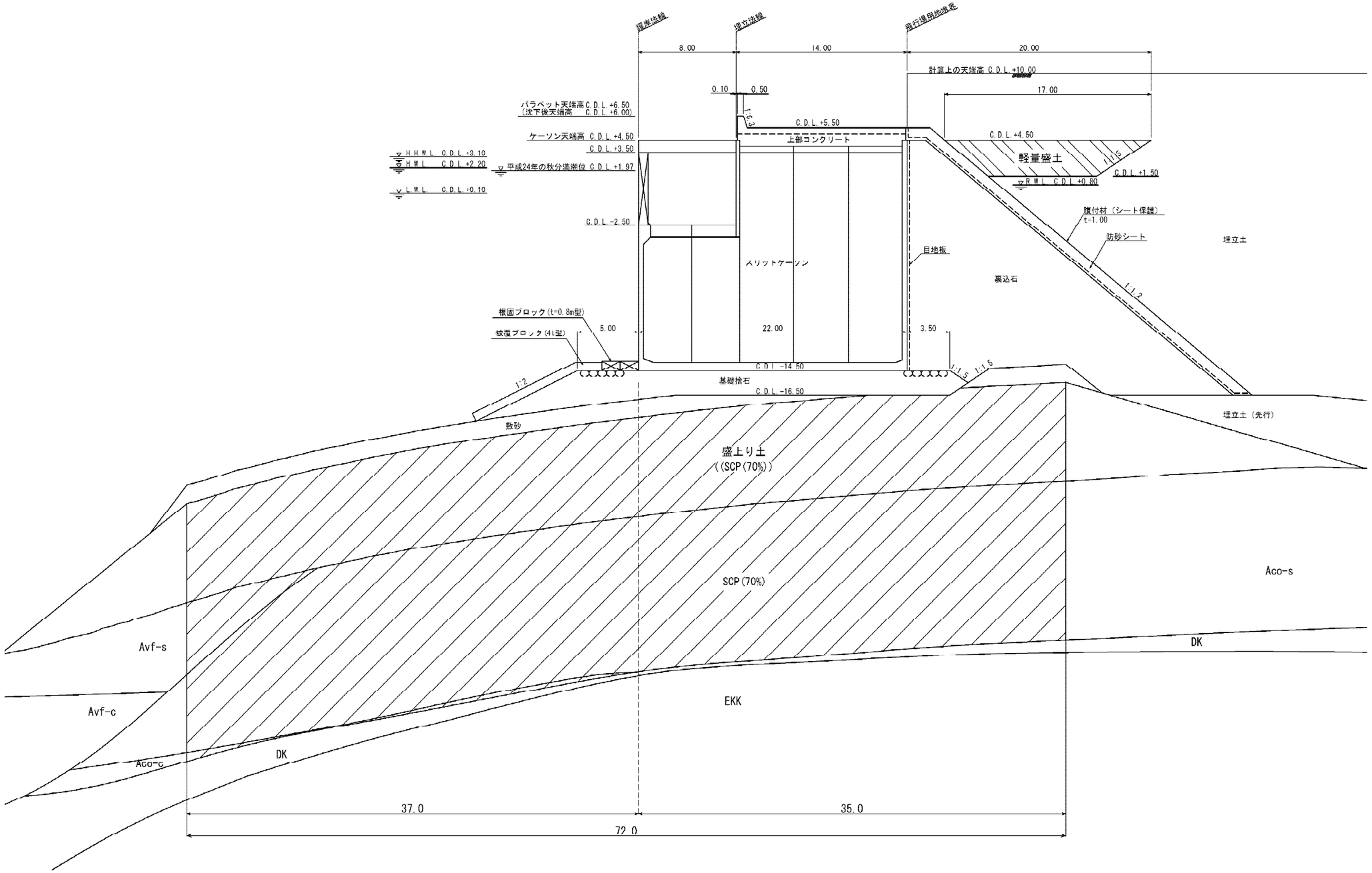


図 2.7-7 標準断面図(C-2-4-1 工区)

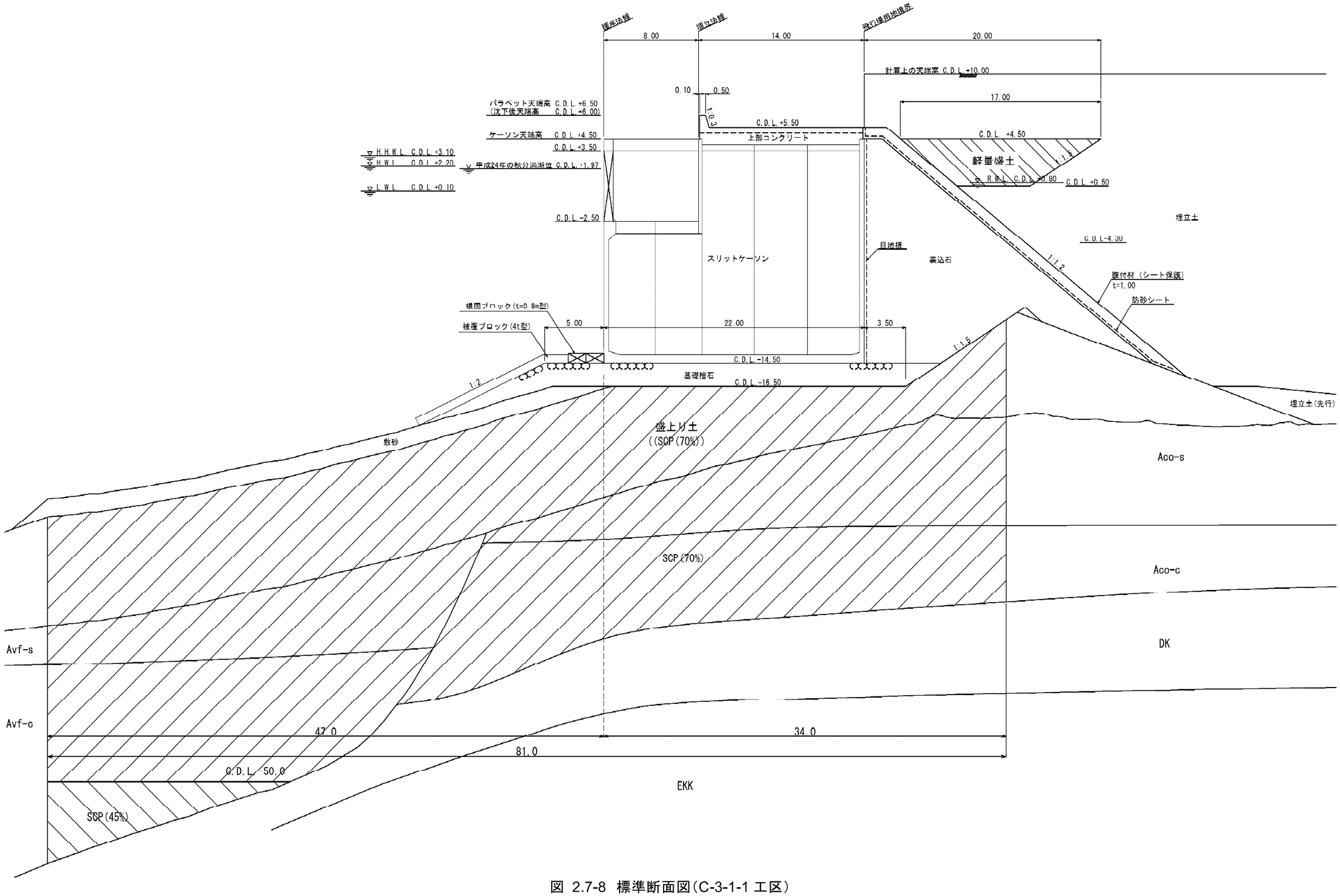


図 2.7-8 標準断面図(C-3-1-1 工区)

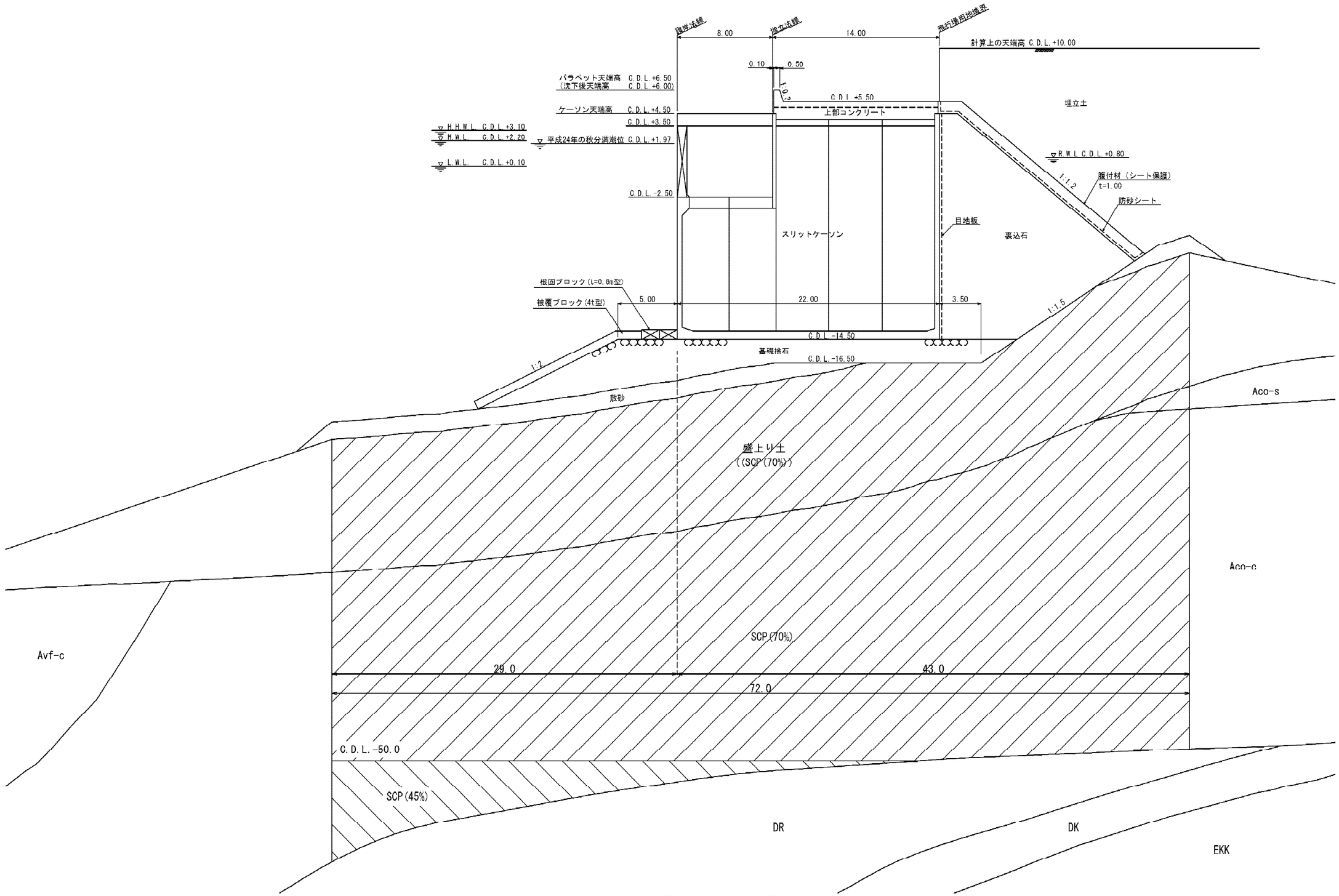


図 2.7-9 標準断面図(C-3-1-2 工区)

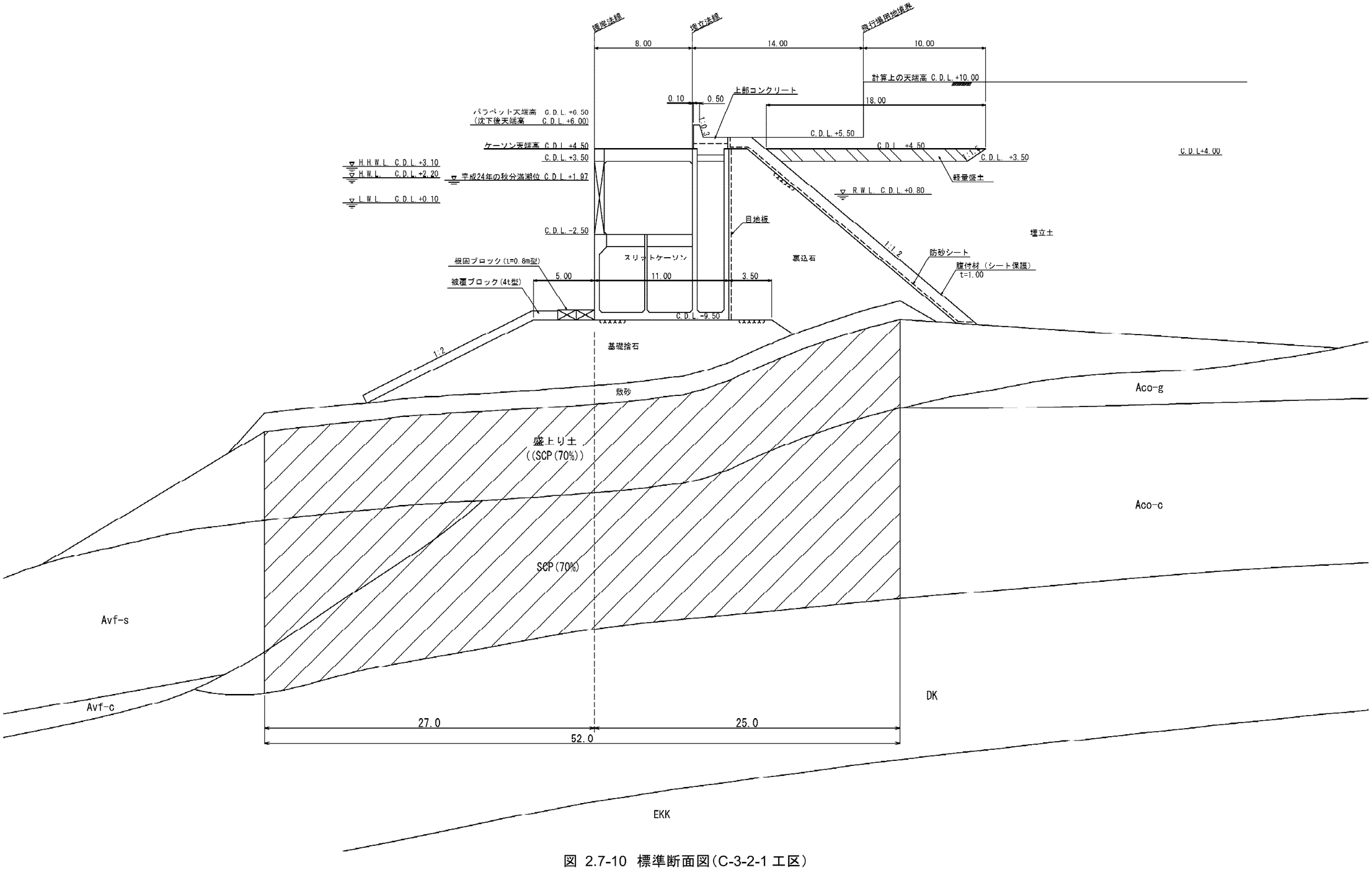


図 2.7-10 標準断面図(C-3-2-1 工区)

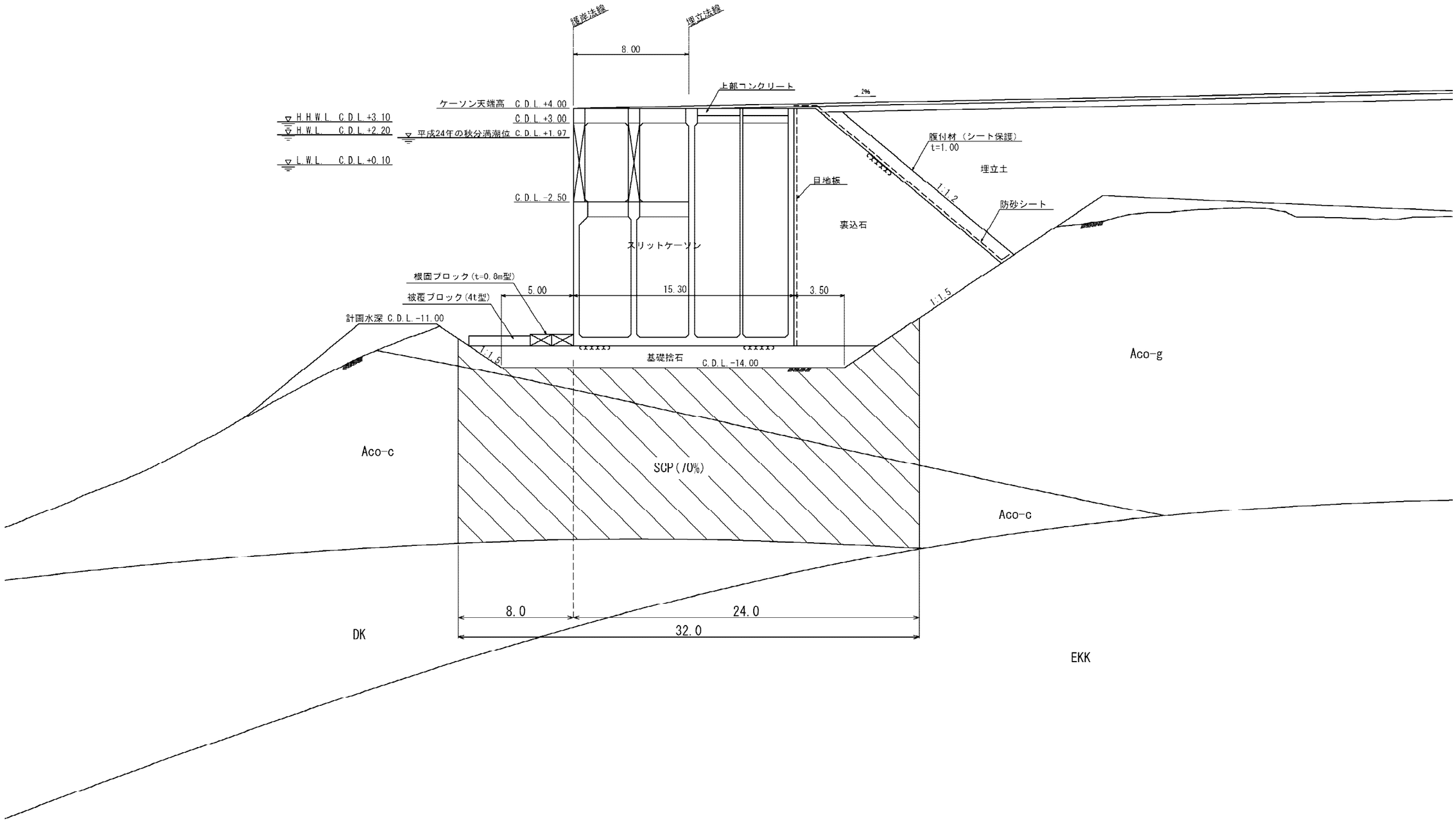


図 2.7-11 標準断面図(護岸(係船機能付)工区)

（　白　紙　）

3. 護岸設計（A護岸）

第１回技術検討会において提示した候補のうち、自立鋼管矢板式、斜め控え鋼管矢板式及び二重鋼管矢板式について検討した。

3.1 設計手順

■設計工区の設定

A 護岸の護岸法線の形状、護岸法線位置における海底地形及び地層構成を基に設計工区を設定するとともに、設計工区毎に安定の検討を行う断面の位置を設定。

■護岸構造の選定

自立鋼管矢板式、斜め控え鋼管矢板及び二重鋼管矢板式の護岸構造及び施工方法の検討を行い、施工性等を比較検討のうえ、A 護岸の護岸構造を選定。

■標準断面の決定

A 護岸における設計条件及び断面諸元を設定し、壁体の安定に関する性能照査及び地盤の安定性に関する性能照査を経て、設計工区毎の標準断面を決定。

3.2 設計工区の設定

3.2.1 設計工区の設定の考え方

設計工区の設定の考え方及び設計工区毎に検討を行う断面の位置の設定の考え方は以下のとおり。

■設計工区の設定の考え方

STEP-1：護岸法線の形状による区分
護岸法線の向きに応じて、波の入射角が変化し護岸に作用する波力が変化するため、護岸法線の向きにより設計工区を区分。

⇩

STEP-2：海底地形による区分
海底地形（水深等）に応じて、外力の作用高が変化し護岸に作用する波力、土圧等が変化するため、海底地形により設計工区を区分。

⇩

STEP-3：地層構成による区分
地層構成に応じて、地盤の横抵抗（横方向地盤反力係数）等が変化し、鋼管矢板の断面・根入れ長が変化するため、地層構成により設計工区を区分。

■検討断面位置の考え方

設計工区毎に護岸法線の形状、海底地形、地層構成を考慮し、壁体の安定に関する性能照査、地盤の安定に関する性能照査の検討において、最も安全な設計を担保し得る護岸法線上の位置（設計工区の中で壁体や地盤の安定上最も危険となる位置）を検討断面の位置として設定。

検討断面の方向は、護岸法線直角方向を基本とする。

3.2.2 設計工区及び検討断面位置

設計工区及び検討断面位置の検討結果を表 3.2-1 及び図 3.2-1 に示す。

表 3.2-1 設計工区及び検討断面位置の検討結果

STEP-1 護岸法線による区分	A-1 工区	
STEP-2 海底地形による区分	A-1-1 工区	A-1-2 工区
	C.D.L.-11.0m を最深部とする区間。	C.D.L.-9.0m を最深部とする区間。
STEP-3 地層による区分	**A-1-1-1 工区**	**A-1-2-1 工区**
	中間土が堆積している区間。	中間土の堆積が変化する区間。
検討断面位置 及び選定理由	**【検討断面①】** 中間土が厚く堆積する箇所を検討断面の位置として設定。	**【検討断面②】** 中間土が厚く堆積する箇所を検討断面の位置として設定。

STEP-1 護岸法線による区分	A-2 工区	
STEP-2 海底地形による区分	A-2-1 工区	
	C.D.L.-11.5m を最深部とする区間。	
STEP-3 地層による区分	**A-2-1-1 工区**	**A-2-1-2 工区**
	砂質土（Aco-s）が堆積していない区間。	砂質土（Aco-s）が堆積する区間。
検討断面位置 及び選定理由	**【検討断面③】** 砂質土（Aco-g：工区内の土層では最も横方向地盤反力係数が小さい）が深く堆積する箇所を検討断面の位置として設定。	**【検討断面④】** 砂質土（Aco-s：Aco-g と比較してせん断抵抗角が小さい）が厚く堆積する箇所を検討断面の位置として設定。

STEP-1 護岸法線による区分	A-3 工区	
STEP-2 海底地形による区分	A-3-1 工区	A-3-2 工区
	C.D.L.-12.5m を最深部とする区間。	C.D.L.-9.0m を最深部とする区間。
STEP-3 地層による区分	**A-3-1-1 工区**	**A-3-2-1 工区**
	砂質土（Aco-s）が堆積する区間。	砂質土（Aco-s）が堆積していない区間。
検討断面位置 及び選定理由	**【検討断面⑤】** 砂質土（Aco-s：Aco-g と比較してせん断抵抗角が小さい）が厚く堆積する箇所を検討断面の位置として設定。	**【検討断面⑥】** 砂質土（Aco-g：工区内の土層では最も横方向地盤反力係数が小さい）が深く堆積する箇所を検討断面の位置として設定。

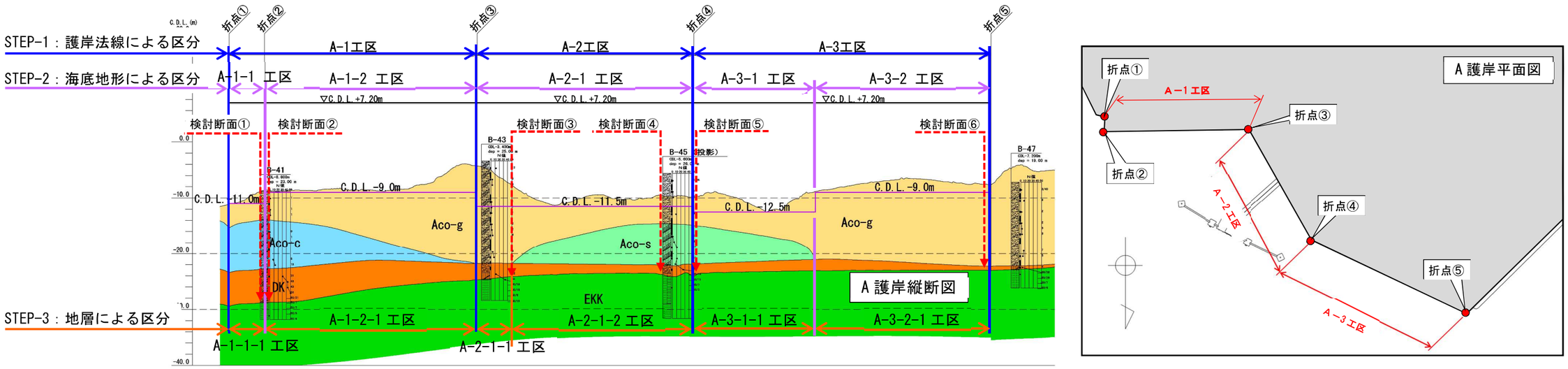
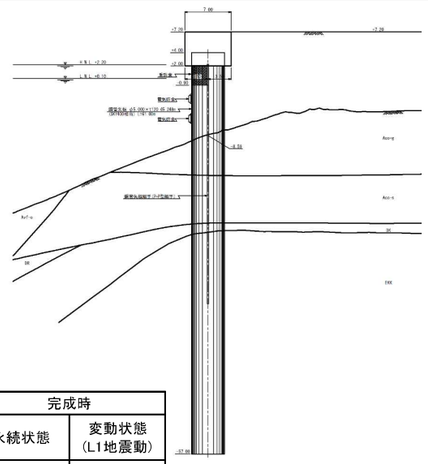
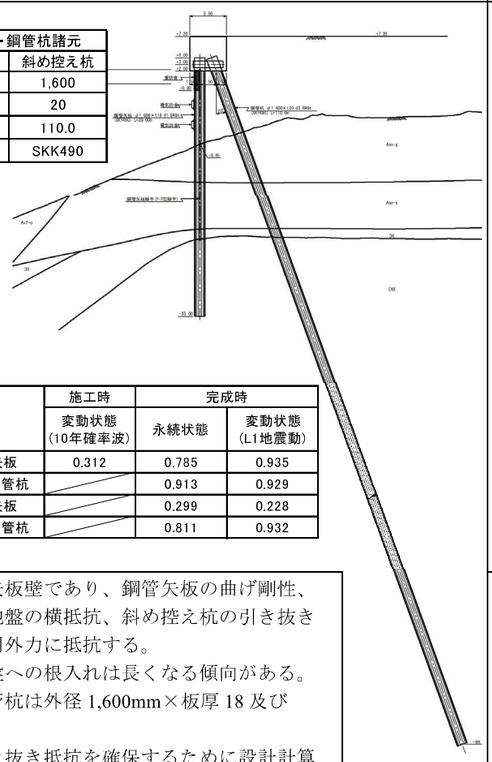
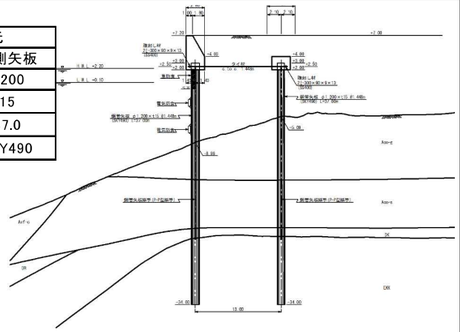


図 3.2-1　設計工区及び検討断面位置の検討結果

3.3　護岸構造の選定

構造形式の最終的な選定は、第 1 回技術検討会において提示した候補のうち、自立鋼管矢板式、斜め控え鋼管矢板式及び二重鋼管矢板式を比較した上で行う。比較対象とする工区は、A 護岸全体の中央に位置し、設計水深も各工区の中で中間的な C.D.L.-11.5m である A-2-1-2 工区とする。護岸の構造形式の比較検討結果を表 3.3-1 に示す。

表 3.3-1　A 護岸の構造形式の比較（A-2-1-2 工区）

	自立鋼管矢板式	斜め控え鋼管矢板式	二重鋼管矢板式
断面図	 鋼管矢板諸元 外径(mm) 5,000 厚さ(mm) 120 長さ(m) 61.0 材質 SKY400相当 安定照査結果 施工時：変動状態（10年確率波） 完成時：永続状態／変動状態（L1地震動） 応力度に関する作用耐力比：0.018／0.261／0.284 頭部変位量(cm)：4.861＜5.0／8.148＜10.0	 鋼管矢板・鋼管杭諸元 前面矢板：外径(mm) 1,600／厚さ(mm) 18／長さ(m) 39.0／材質 SKY490 斜め控え杭：外径(mm) 1,600／厚さ(mm) 20／長さ(m) 110.0／材質 SKK490 安定照査結果 施工時：変動状態（10年確率波） 完成時：永続状態／変動状態（L1地震動） 応力度に関する作用耐力比 前面鋼管矢板：0.312／0.785／0.935 応力度に関する作用耐力比 斜め控え鋼管杭：0.913／0.929 支持力に関する作用耐力比 前面鋼管矢板：0.299／0.228 支持力に関する作用耐力比 斜め控え鋼管杭：0.811／0.932	 鋼管矢板諸元 海側矢板：外径(mm) 1,200／厚さ(mm) 15／長さ(m) 37.0／材質 SKY490 陸側矢板：外径(mm) 1,200／厚さ(mm) 15／長さ(m) 37.0／材質 SKY490 安定照査結果 施工時：変動状態（10年確率波） 完成時：永続状態／変動状態（L1地震動） 応力度に関する作用耐力比 海側鋼管矢板：0.888／0.706／0.701 応力度に関する作用耐力比 陸側鋼管矢板：／／ 中詰のせん断変形：／0.685／ 滑動：／0.361／0.444
構造概要	・ 自立した矢板壁であり、鋼管矢板の曲げ剛性と矢板根入れ部の地盤の横抵抗によって作用外力に抵抗する。 ・ 控え工を有する構造に比べて、矢板壁天端の変位量が大きく矢板断面及び根入れが大きくなる傾向がある。 ・ 矢板壁前面の地盤が大きく傾斜しており、埋立材による主働土圧に対して抵抗する受働土圧が大きく取れないことから、設計計算上の鋼管矢板は外径 5,000mm×板厚 120mm となる。	・ 控え工を有する矢板壁であり、鋼管矢板の曲げ剛性、矢板根入れ部の地盤の横抵抗、斜め控え杭の引き抜き抵抗によって作用外力に抵抗する。 ・ 斜め控え杭は地盤への根入れは長くなる傾向がある。 ・ 鋼管矢板及び鋼管杭は外径 1,600mm×板厚 18 及び 20mm となる。 ・ 斜め控え杭の引き抜き抵抗を確保するために設計計算上、非常に長い根入れ長（約 100m）となる。	・ タイ材などで結合した矢板壁間に中詰材を投入し、矢板の曲げ剛性、矢板根入れ部の地盤の横抵抗のほか、壁体全体の重量で作用外力に抵抗する。 ・ 完成後の壁体は自立性に優れ、重力式のような安定した状態になる。 ・ 鋼管矢板は海側陸側ともに外径 1,200mm×板厚 15mm となる。
施工性	・ 外径 5,000mm という寸法の鋼管矢板の製造実績はない。 ・ 鋼材メーカーによれば、鋼管矢板の最大製造実績は外径では 2,000mm、板厚では 25mm とのことで、このような大径・大重量の鋼管矢板は製造範囲外であること、工場内の運搬・加工設備の能力を超えていることから対応は不可能とのことである。	・ 施工業者によるヒアリングの結果、斜め控え杭は根入れ長が長すぎるため、ウォータージェット併用バイブロ工法、先行掘削など補助工法を用いても打設は不可能とのことである。	・ 鋼管矢板の打設日数はウォータージェット併用バイブロ工法によるものであり、延長 10m あたり 6.8 日である。 延長10mあたり打設日数 海側鋼管矢板：数量（本）6.9／打設能力（本/日）2.10／打設日数（日）3.3 陸側鋼管矢板：6.9／2.00／3.5 計：／／6.8
評価	このような大径の鋼管矢板の製造実績はなく、製造範囲外である。 ×	斜め控え杭の岩盤層への根入れが長く、打設不可となる。 ×	比較案の中で唯一施工可能な断面となることから採用とする。 ○

3.4　設計フロー

Ａ護岸の設計フローを図 3.4-1 に示す。

3.4.1　設計フロー

① 設計条件の設定

現況水深を基に、設計水深及び設計波を設定し、鋼管矢板の設計において必要となる横方向地盤反力係数を設定し、材料条件を設定する。

② 断面諸元の設定

鋼管矢板の外径、肉厚、規格を設定する。

③ 施工時の検討【自立式構造としての検討】

壁体の背面が埋め立てられる前の状態（鋼管矢板の間の中詰砂の施工前の状態）で、壁体が自立して設計外力（波力）に対して安定となる断面を検討する。

自立式構造として安定性能照査を行い、鋼管矢板の断面及び根入れ長①を算定する。

④ 完成時の検討【控え矢板式構造としての検討】

前面鋼管矢板と背面鋼管矢板の間の中詰砂が投入された後の状態で、壁体が控え矢板式構造として設計外力（中詰砂の土圧力等）に対して安定となる断面を検討する。

控え矢板式構造として安定性能照査を行い、鋼管矢板、腹起し材及びタイ材の断面並びに鋼管矢板の根入れ長②を算定する。

⑤ 完成時の検討【セル式及び重力式構造としての検討】

壁体の背面が埋め立てられた後の状態で、壁体がセル式及び重力式構造として設計外力（埋立土の土圧力等）に対して安定となる断面を検討する。

セル式構造として、壁体幅の妥当性を中詰砂のせん断抵抗の検討により照査し、また、重力式構造として壁体の滑動及び壁体天端の変位量を照査することにより、鋼管矢板の根入れ長③を算定する。

⑥ 断面、根入れ長の決定

上記③～⑤の検討により、最大となる鋼管矢板の断面、根入れ長を決定する。

⑦ 地盤の安定性能照査

完成時における円弧すべりの照査を行う。

⑧ 施工工程の検討【次回以降の技術検討会にて検討】

施工工程から地盤の沈下を検討し、必要に応じ中詰材の沈下対策を検討する。

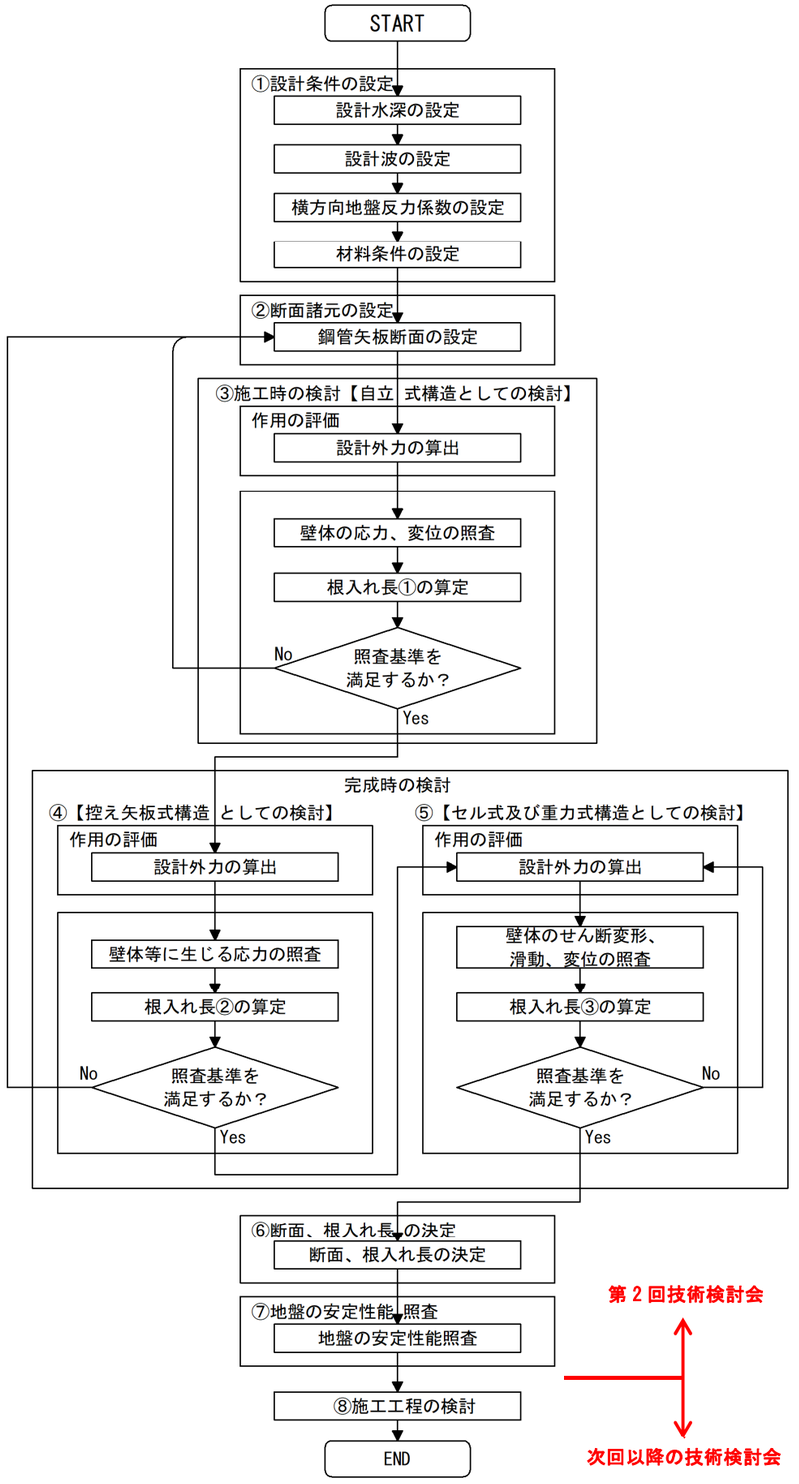
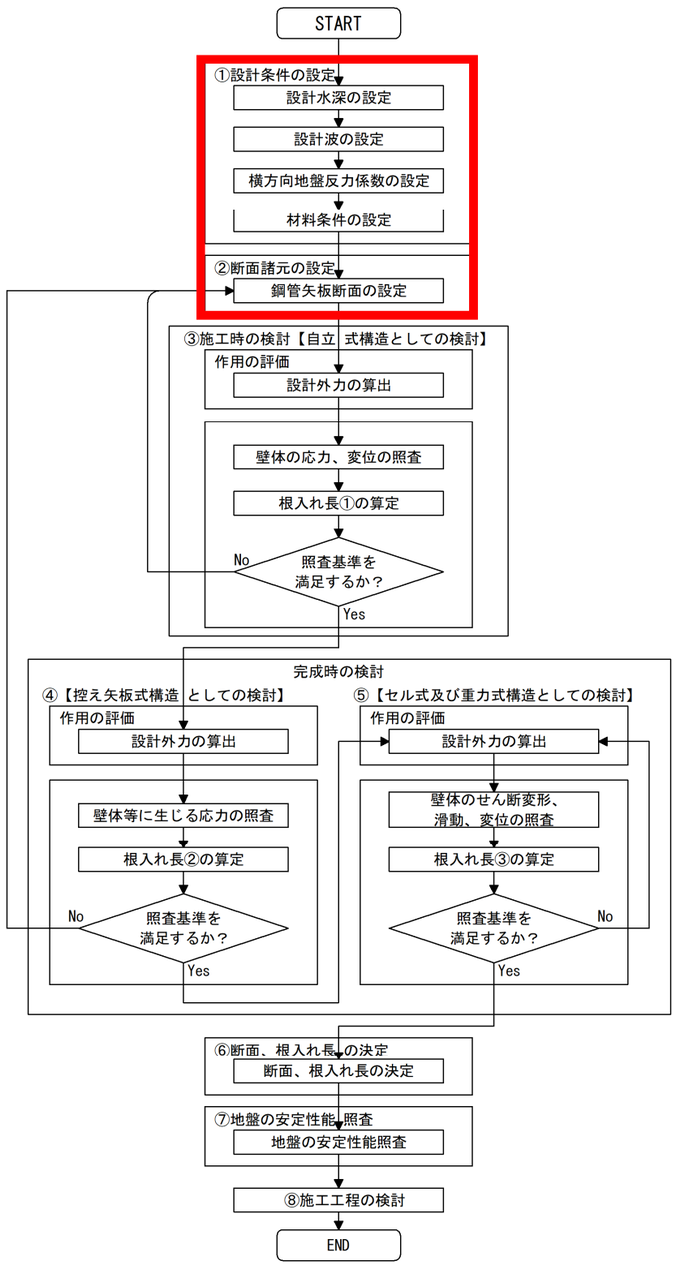


図 3.4-1 Ａ護岸の設計フロー

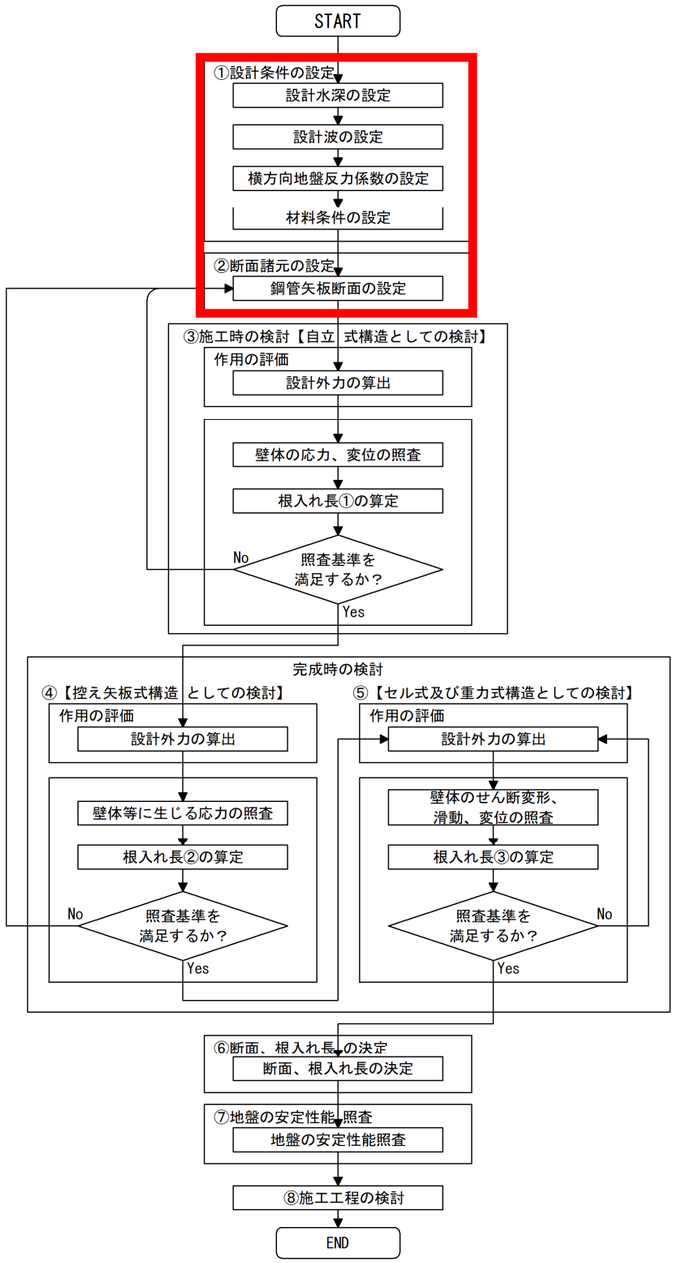
3.5　各工区の設計

A 護岸の各工区のうち、中間土が最も厚い A-1-1-1 工区の検討過程・結果を、図 3.4-1 設計フローに準じて以下に示す。A-1-1-1 工区以外の工区の検討結果は、P.58 に一覧表として示す。

3.5.1　設計条件の設定、断面諸元の設定

フロー	考え方	結果
	・設計水深 設計水深は、鋼管矢板に作用する横方向地盤反力が小さくなる工区内で最も水深が深くなる箇所を設定（0.5m単位で切り上げ）した。	設計水深は、C.D.L.－11.0m。
	・設計波 設計波は、「1.3　波浪条件」に示した St のうち、工区内において最も大きな波高を採用した※2.5.2-1。 各検討に使用する対象波浪、検討潮位は「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.123※2.5.2-2、P.133※2.5.2-3 に準拠し、表 3.5-1 に示すとおり設定した。 表 3.5-1　対象波浪及び検討潮位 照査項目：壁体の安定性能照査／検討潮位：・H.W.L. ・L.W.L.／対象波浪：・10 年確率波 ・50 年確率波	表 3.5-2　壁体の安定性能照査に使用した設計波 10年確率波：H.W.L. SE 波高 1.9 最高波高 3.5 周期 14.9 補正後入射角 44／L.W.L. SSE 1.3 2.4 15.4 30 50年確率波：H.W.L. SE 2.1 3.8 17.0 56／L.W.L. SSE 1.5 2.7 17.3 12
	・横方向地盤反力係数 A 護岸特有の条件である横方向地盤反力係数は、土質調査の結果を基に、地表面付近の Aco-g 層、Aco-s 層、Aco-c 層は、孔内水平載荷試験により得られた変形係数※3.5.1-1 から、「道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編（平成 29 年 11 月）」P.187～188※3.5.1-2 に示される方法により、また、基部付近の DK 層、EKK 層は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1161※3.5.1-3 に示される方法により、それぞれ設定した。	横方向地盤反力係数は、以下のとおり設定。 表 3.5-3　A 護岸の横方向地盤反力係数 Aco-g：N値 - 変形係数 3,023 単位体積重量 飽和 19.3 湿潤 18.4 φ 40 c - 横方向地盤反力係数 2,906 Aco-s：N値 - 変形係数 3,023 飽和 19.2 湿潤 18.3 φ 33 c - 2,906 Aco-c：N値 - 変形係数 1,564 飽和 19.0 湿潤 18.4 φ - c 12.0+2.07z z=0 at GL±0 1,503 DK：N値 50 - 飽和 20.5 湿潤 19.9 φ 30 c - 100,000 EKK：N値 50 - 飽和 22.3 湿潤 22.1 φ 38 c - 100,000

フロー	考え方	結果



・材料条件

各材料条件は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.447※2.5.2-5、P.498※2.5.2-6、P.471※3.5.1-4、P.1106※3.5.1-5、P.470※3.5.1-6 及び「港湾構造物設計事例集（平成 30 年 改訂版）（平成 30 年 12 月）」P.1-40※2.5.2-8 に準拠し設定した。

表 3.5-4 単位体積重量の特性値

材　　料	単位体積重量 γ (kN/m³)
鉄筋コンクリート	24.0
無筋コンクリート	22.6
鋼	77.0
海水	10.1

出典：「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.447
「港湾構造物設計事例集（平成 30 年改訂版）（平成 30 年 12 月）」P.1-40

表 3.5-5 砂（中詰砂）の特性値

材料	せん断抵抗角 φ(°)	単位体積重量	
		水面上 γ t(kN/m³)	水面下 γ '(kN/m³)
砂（中詰砂）	30	18.0	10.0

出典：「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.447,P.498

表 3.5-6 鋼管杭及び鋼管矢板の降伏応力度の特性値

応力度の種類 ＼ 鋼種	SKK400 SKY400 (N/mm²)	SKK490 SKY490 (N/mm²)
軸方向引張応力度（純断面積につき）	235	315
曲げ引張応力度（純断面積につき）	235	315
曲げ圧縮応力度（純断面積につき）	235	315

出典：「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.471

表 3.5-7 タイ材（タイロッド）の特性

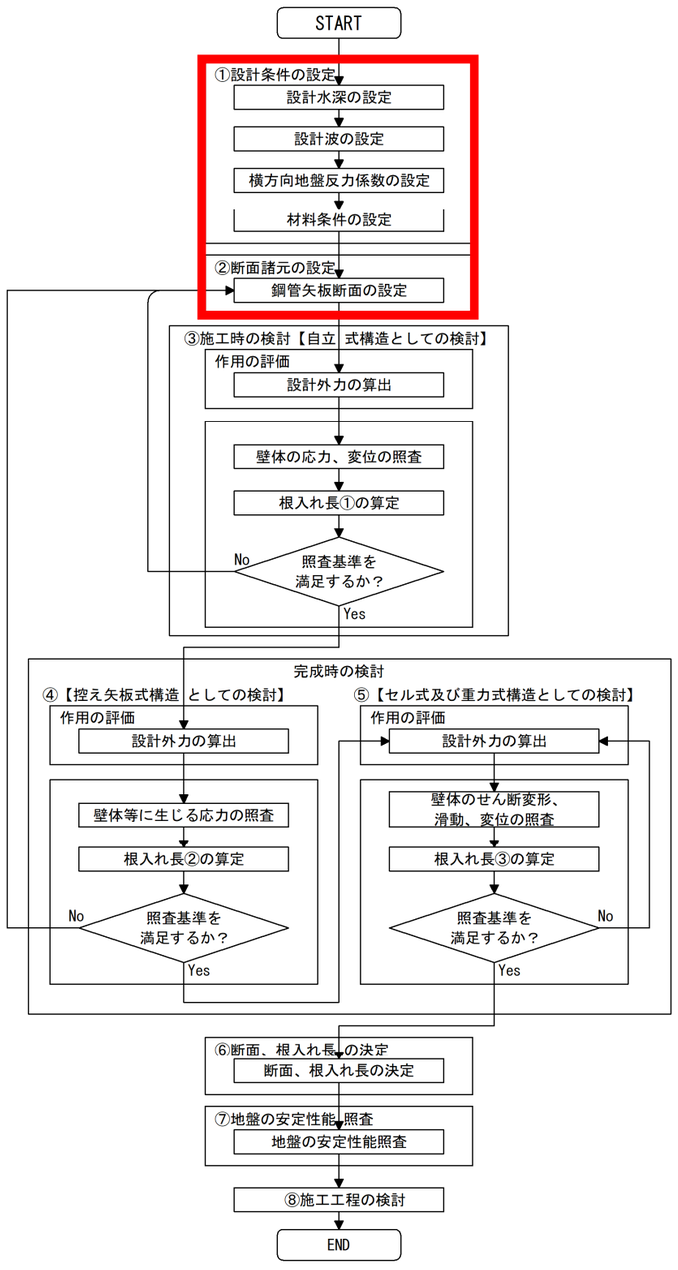
種類	破断強度 (N/mm²)	降伏応力度 (N/mm²)	伸び (%)	降伏応力度／破断強度
SS400	402 以上	(径 40mm 以下) 235 以上	24 以上	0.58
		(径 40mm を超えるもの)215 以上	24 以上	0.53
SS490	490 以上	(径 40mm 以下) 275 以上	24 以上	0.56
		(径 40mm を超えるもの)255 以上	21 以上	0.52
高張力鋼 490	490 以上	325 以上	24 以上	0.66
高張力鋼 590	590 以上	390 以上	22 以上	0.66
高張力鋼 690	690 以上	440 以上	20 以上	0.64
高張力鋼 740	740 以上	540 以上	18 以上	0.73

出典：「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1106

表 3.5-8 腹起しの降伏応力度の特性値

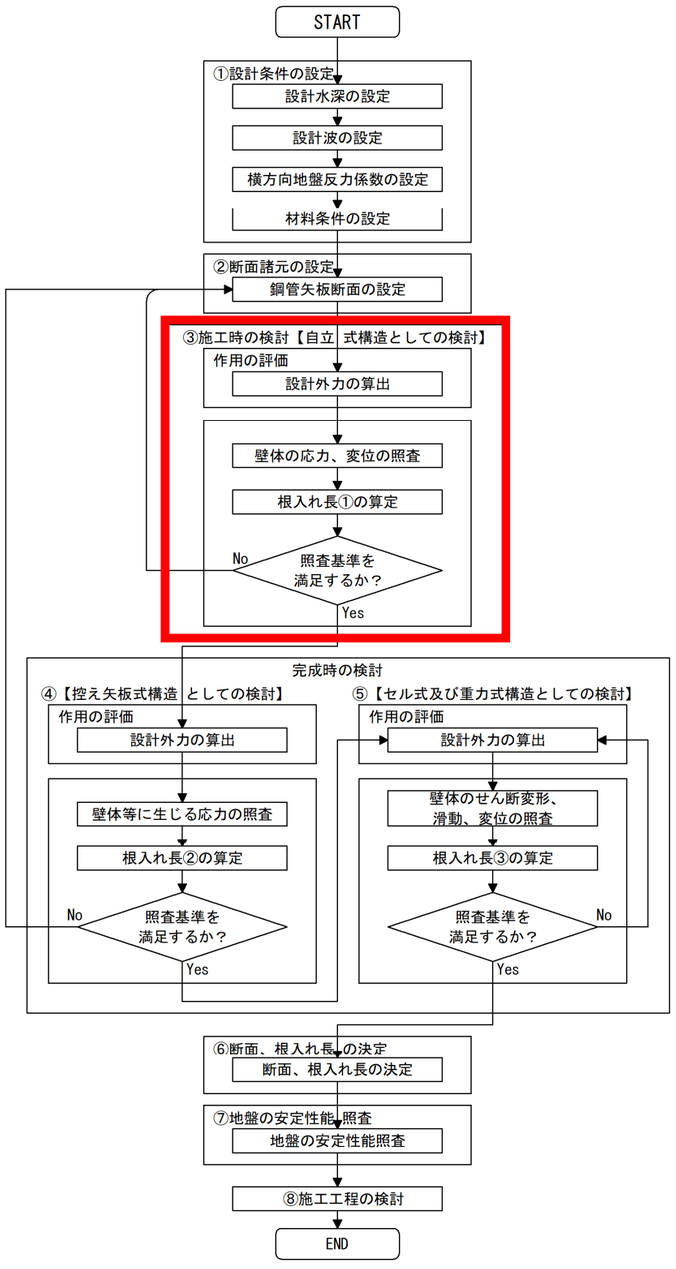
鋼種	板厚 (mm)	引張降伏応力度 (N/mm²)	圧縮降伏応力度 N/mm²	せん断降伏応力度 N/mm²	支圧降伏応力度（鋼板と鋼板） N/mm²	引張強さ N/mm²
SS400	～ 16	245 以上	245 以上	141	368	400～510
	16 ～ 40	235 以上	235 以上	136	353	
	40 ～100	215 以上	215 以上	124	323	
	100 ～	205 以上	205 以上	118	308	

出典：「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.470

<table>
<tr><th>フロー</th><th>考え方</th><th>結果</th></tr>
<tr>
<td rowspan="3"> 
</td>
<td>・材料条件
各材料条件は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.475※3.5.1-7 に準拠し設定した。</td>
<td>表 3.5-9 鋼材の腐食速度
<table>
<tr><th colspan="2">腐食環境</th><th>腐食速度
(mm/年)</th><th>摘　要</th></tr>
<tr><td rowspan="4">海側</td><td>H.W.L.以上</td><td>0.3</td><td></td></tr>
<tr><td>H.W.L.～L.W.L.－1m</td><td>0.3</td><td>港湾基準の標準値(0.1～0.3mm/年)の最大値を設定</td></tr>
<tr><td>海水中</td><td>0.2</td><td>港湾基準の標準値(0.1～0.2mm/年)の最大値を設定</td></tr>
<tr><td>海底土中部</td><td>0.03</td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="4">陸側</td><td>陸上大気中</td><td>0.1</td><td rowspan="3">※鋼矢板などの背面も含む</td></tr>
<tr><td>土中部※</td><td></td></tr>
<tr><td>a)残留水位より上</td><td>0.03</td></tr>
<tr><td>b)残留水位より下</td><td>0.02</td><td></td></tr>
</table>
出典：「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.475
➢ 鋼材の腐食期間
鋼材の腐食期間は 50 年（設計供用期間）とした。
➢ 鋼材の防食
鋼材の防食対策は「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（平成 21 年 11 月）」P.52～53 及び P.80※3.5.1-8 に準拠し以下のとおり設定した。
・L.W.L.-1.0m以上 ：被覆防食工
・M.L.W.L.以下　　：電気防食工（防食率 90%）</td>
</tr>
<tr>
<td>・断面諸元の設定
① 鋼管矢板及び継手の天端高
鋼管矢板の天端高は、タイ材の設置を考慮し、タイ材取付点高さよりも高い位置とした。また、継手の天端高は、打設作業が潮位により制限されないよう H.W.L.以上とし、下端高さは、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1118※3.5.1-9 に準拠し、主働土圧強度と受働土圧強度が等しくなる深度、または仮想固定点（1/β）のいずれか深い方とした。</td>
<td>・鋼管矢板の天端高は、C.D.L.+3.0m。（タイ材取付点高さ以上）
・継手の天端高は、　C.D.L.+2.3m。（H.W.L.=C.D.L.+2.2m 以上）
・継手の下端高さは、　C.D.L.-19.1m。（仮想固定点（1/β））</td>
</tr>
<tr>
<td>② タイ材取付点高さ
タイ材の設置作業が潮位により制限されないよう H.W.L.以上とした。</td>
<td>・タイ材取付点高さは、C.D.L.+2.5m。（H.W.L.=C.D.L.+2.2m 以上）</td>
</tr>
<tr>
<td>③ 鋼管矢板断面
鋼管矢板に作用する外力により生じる曲げモーメント及び変位に抵抗できる断面として設定した。</td>
<td>・鋼管矢板断面は、φ1,400×t16mm（SKY490）。</td>
</tr>
</table>

3.5.2 施工時の検討

フロー



考え方

・壁体の安定性能照査項目と作用の組合せ

検討状態、設計状態における安定性能照査の項目と作用の組合せを表 3.5-10 に、設計状態のイメージを図 3.5-1 に示す。壁体の安定性能照査の項目は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1120、P.1083[※3.5.2-1] に準拠し設定した。潮位は、H.W.L.時の方が、設計外力（波力）が大きくなることから、H.W.L.を採用した。

表 3.5-10 検討状態、設計状態における安定性能照査の項目と作用の組合せ

検討状態	設計状態	照査項目	潮位	作用（設計外力）の組合せ								
				自重	波力		土圧	上載荷重	残留水圧	動水圧	慣性力	浮力
					押波	引波						
施工時	主たる作用が変動波浪である変動状態	・鋼管矢板の応力 ・鋼管矢板の根入れ長 ・鋼管矢板天端の変位量	H.W.L.		○							

・設計外力の算出

壁体に作用する波力は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.213～219[※3.5.2-2] に準拠し算出した。

引波時の波力は、押波時の波力に比して明らかに小さいため検討を省略した。

・鋼管矢板の応力、根入れ長及び天端の変位量

① 壁体の応力度の算定及び照査

壁体の応力度の算定及び照査は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.704～709、P.1124[※3.5.2-3] に準拠し行った。

② 壁体天端の変位量の算定及び照査

壁体天端の変位量の算定及び照査は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1125～1126[※3.5.2-4] に準拠し行った。

照査時の壁体天端の許容変位量は、「道路土工 仮設構造物工指針（平成 11 年 3 月）」P.151[※3.5.2-5] に準拠し、壁高の 3%とした。

③ 壁体の根入れ長の算定

壁体の根入れ長は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1214[※3.5.2-6] に準拠し、3/β以上とした。

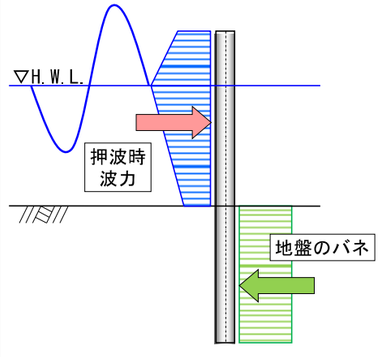
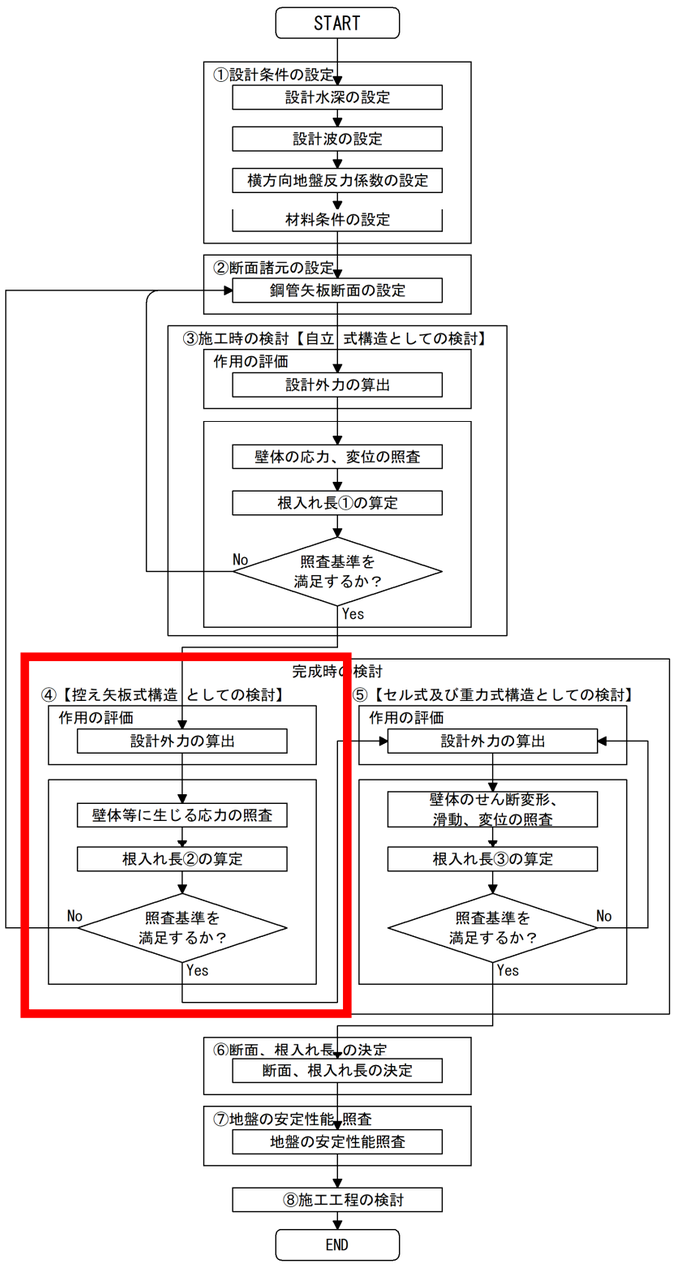
検討状態	施工時
設計状態	主たる作用が変動波浪である変動状態（押波時）
イメージ図	

図 3.5-1 設計状態のイメージ

3.5.3 完成時（控え矢板式構造）の検討

フロー



考え方①

・壁体の安定性能照査項目と作用の組合せ

検討状態、各設計状態における安定性能照査の項目と作用の組合せを表 3.5-11 に、各設計状態のイメージを図 3.5-2 に示す。壁体の安定性能照査の項目は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1083、P.1084[※3.5.3-1] に準拠し設定した。潮位は、残留水圧が設計外力として大きく作用することとなる L.W.L.とした。

表 3.5-11 検討状態、各設計状態における安定性能照査の項目と作用の組合せ

検討状態	設計状態	照査項目	潮位	作用（設計外力）の組合せ								
				自重	波力		土圧	上載荷重	残留水圧	動水圧	慣性力	浮力
					押波	引波						
完成時	主たる作用が土圧である永続状態	・鋼管矢板の応力 ・鋼管矢板の根入れ長 ・腹起しの応力 ・タイ材の応力	L.W.L.				○	○	○			
	主たる作用がレベル 1 地震動である変動状態						○	○	○	○		
	主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）					○	○	○	○			

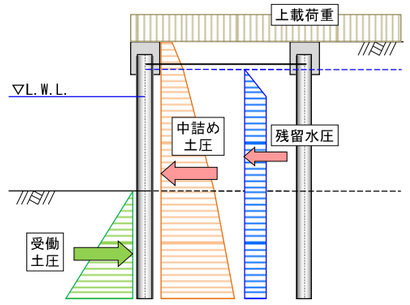
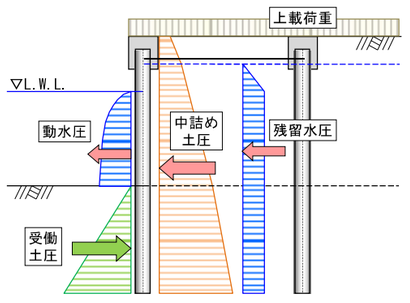
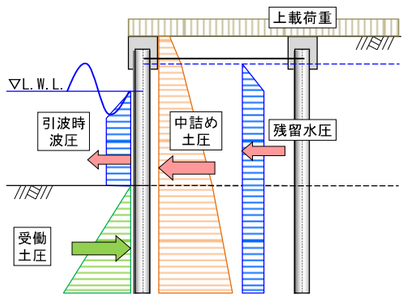
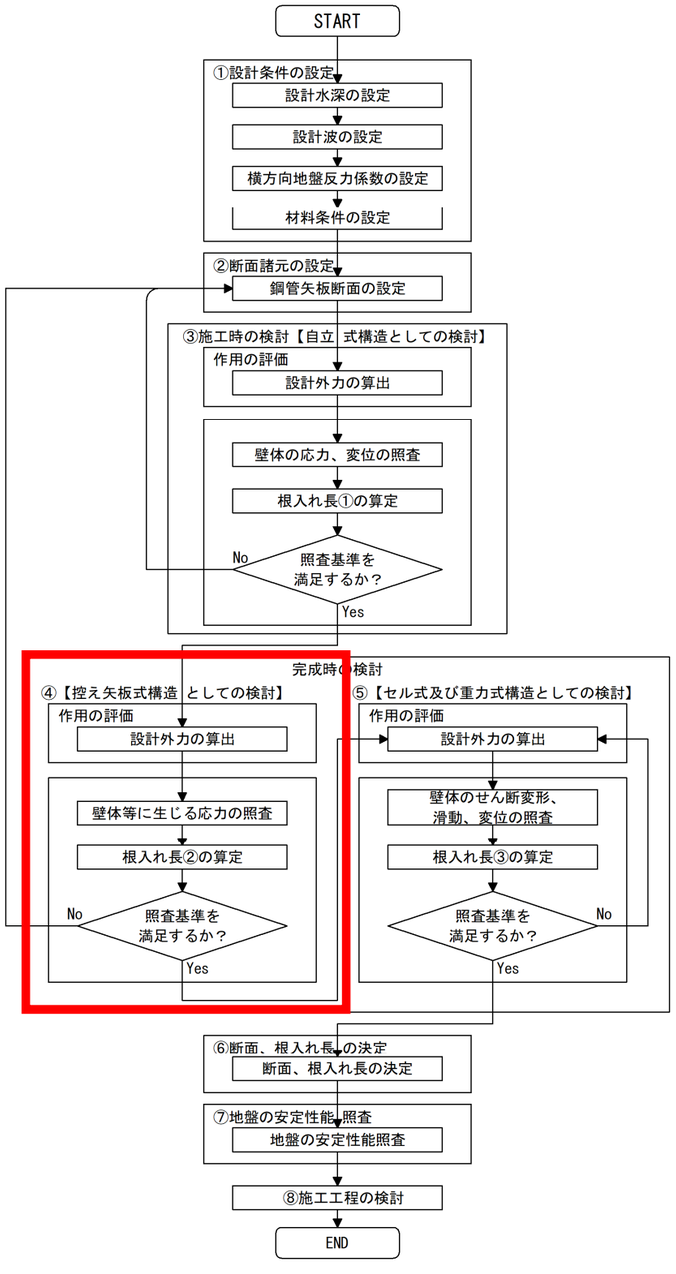
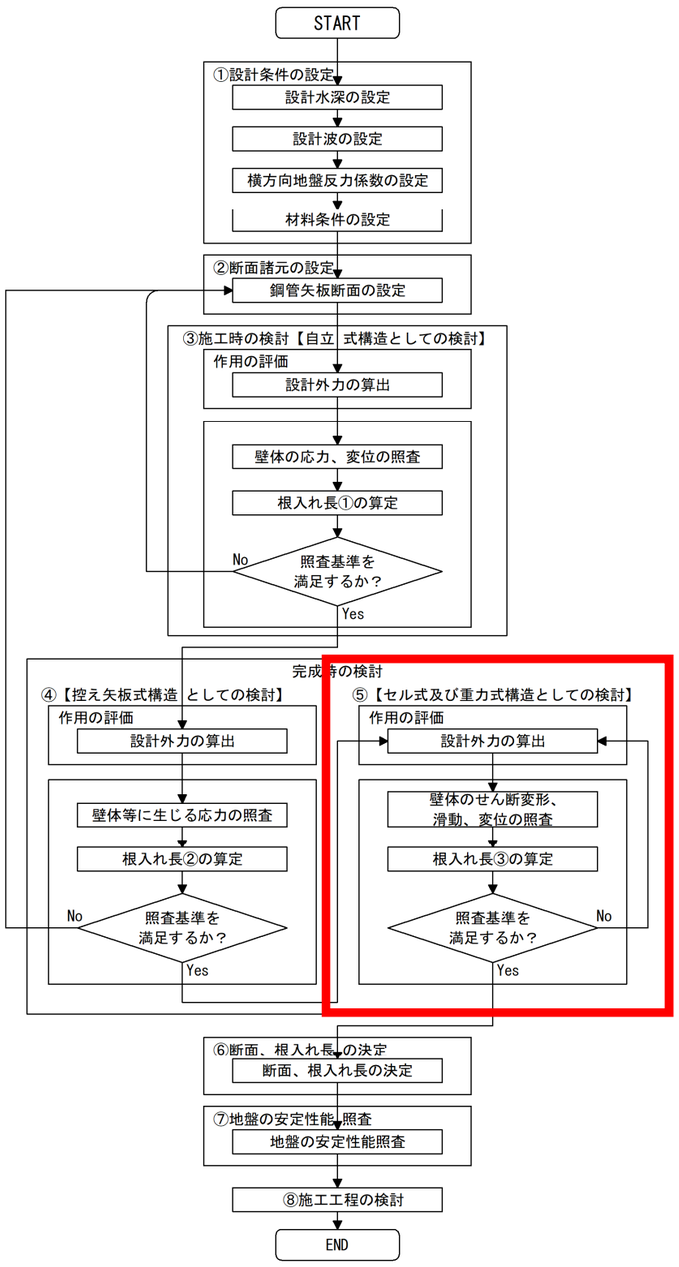
検討状態	完成時		
設計状態	主たる作用が土圧である永続状態	主たる作用がレベル 1 地震動である変動状態	主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）
イメージ図			

図 3.5-2 各設計状態のイメージ

フロー	考え方②
	・設計外力の算出 ① 波力（完成時） 壁体に作用する波力は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.213～219[※3.5.2-2] に準拠し算出した。 ② 土圧（完成時） 壁体に作用する土圧は、永続状態及び変動状態において、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.350～355[※2.5.4-8] に準拠し算出した。 ③ 上載荷重（完成時） 上載荷重は、「1.1 設計条件」に示したとおりとし、永続状態及び変動状態において算出した。 上載荷重は、壁体に作用する中詰砂による土圧力が大きくなるよう壁体上にも作用することとした。 ④ 残留水圧（完成時） 壁体に作用する残留水圧は、永続状態及び変動状態において「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.358[※2.5.4-9] に準拠し算出した。 ⑤ 動水圧（完成時） 水中にある壁体に作用する地震時の動水圧は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.359[※2.5.4-10] に準拠し、主たる作用がレベル 1 地震動である変動状態において算出した。 ⑥ 照査用震度 変動状態の土圧力及び動水圧を算定する場合の照査用震度は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1136[※3.5.3-2] 及び P.1904～1911[※2.5.4-12] に準拠し、当該地のレベル 1 地震動及び土層構成・土質条件等を基に一次元地震応答解析（FLIP）を行い、設定した[※3.5.3-3]。 ・壁体の応力及び根入れ長 ① 壁体の応力度の算定及び照査 壁体の応力度の算定及び照査は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1103～1104[※3.5.3-4] に準拠し行った。 ② 壁体の根入れ長の算定及び照査 壁体の根入れ長の算定及び照査は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1098～1101[※3.5.3-5] に準拠し行った。 なお、ロウの方法による場合の鋼管矢板の地盤反力係数は、室内試験により地盤のせん断強度を確認していることから、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1097[※3.5.3-6] に示される「せん断抵抗角（φ）と地盤反力係数（θh）の関係」より設定することとした。 ・腹起し材 腹起し材の応力の算出及び照査は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1107[※3.5.3-7] に準拠し行った。 ・タイ材 タイ材の応力の算出及び照査は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1104～1105[※3.5.3-8] に準拠し行った。

3.5.4 完成時（セル式及び重力式構造）の検討

フロー



考え方①

・壁体の安定性能照査項目と作用の組合せ

検討状態、各設計状態における安定性能照査の項目と作用の組合せを表 3.5-12 に、各設計状態のイメージを図 3.5-3 に示す。壁体の安定性能照査の項目は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1133[※3.5.4-1] に準拠し設定した。潮位は、残留水圧が設計外力として大きく作用することとなる L.W.L.とした。

表 3.5-12 検討状態、各設計状態における安定性能照査の項目と作用の組合せ

検討状態	設計状態	照査項目	潮位	作用（設計外力）の組合せ								
				自重	波力		土圧	上載荷重	残留水圧	動水圧	慣性力	浮力
					押波	引波						
完成時	主たる作用が土圧である永続状態	・壁体のせん断変形（壁体幅） ・壁体の滑動 ・壁体天端の変位量及び根入れ長	L.W.L.	○			○	○	○			○
	主たる作用がレベル 1 地震動である変動状態			○			○	○	○	○	○	○
	主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）			○		○	○	○	○			○

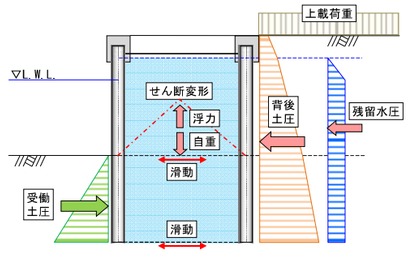
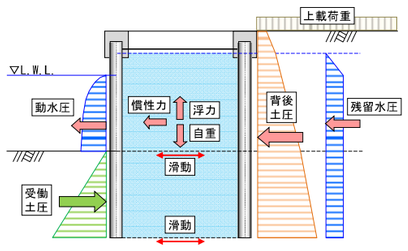
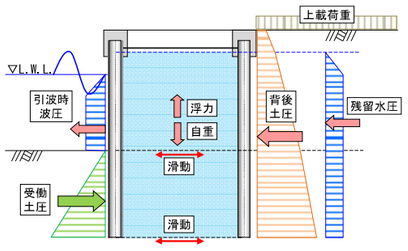
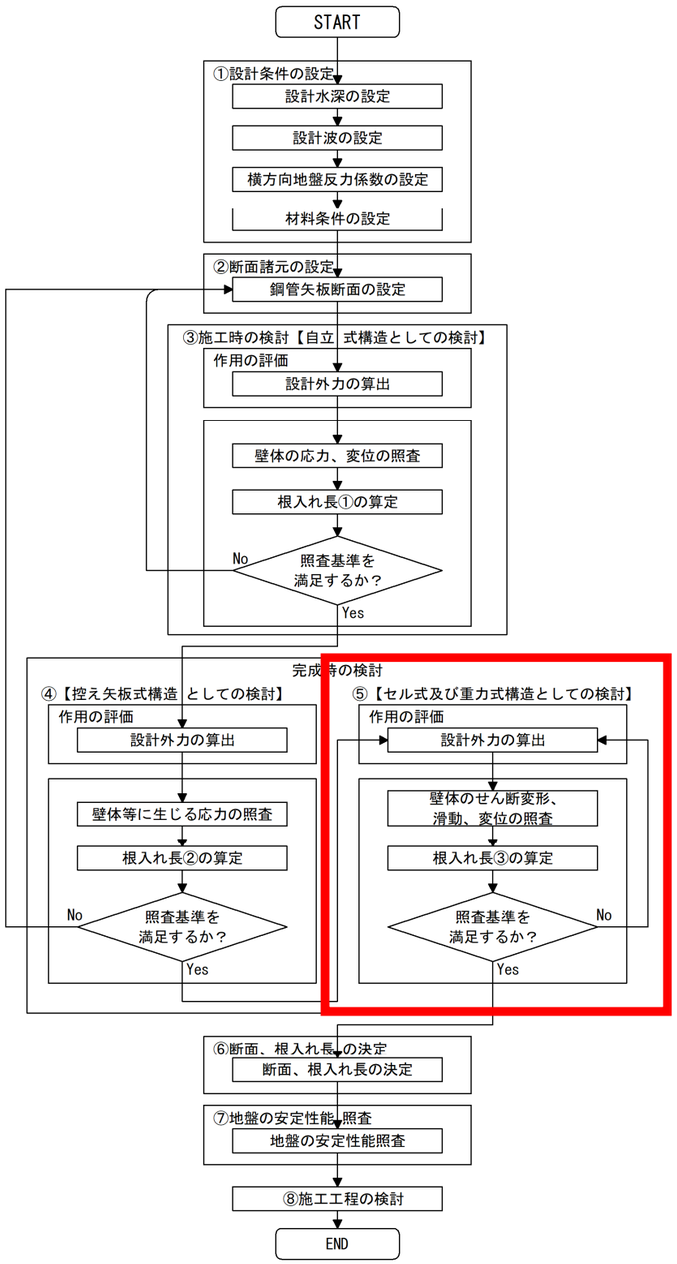
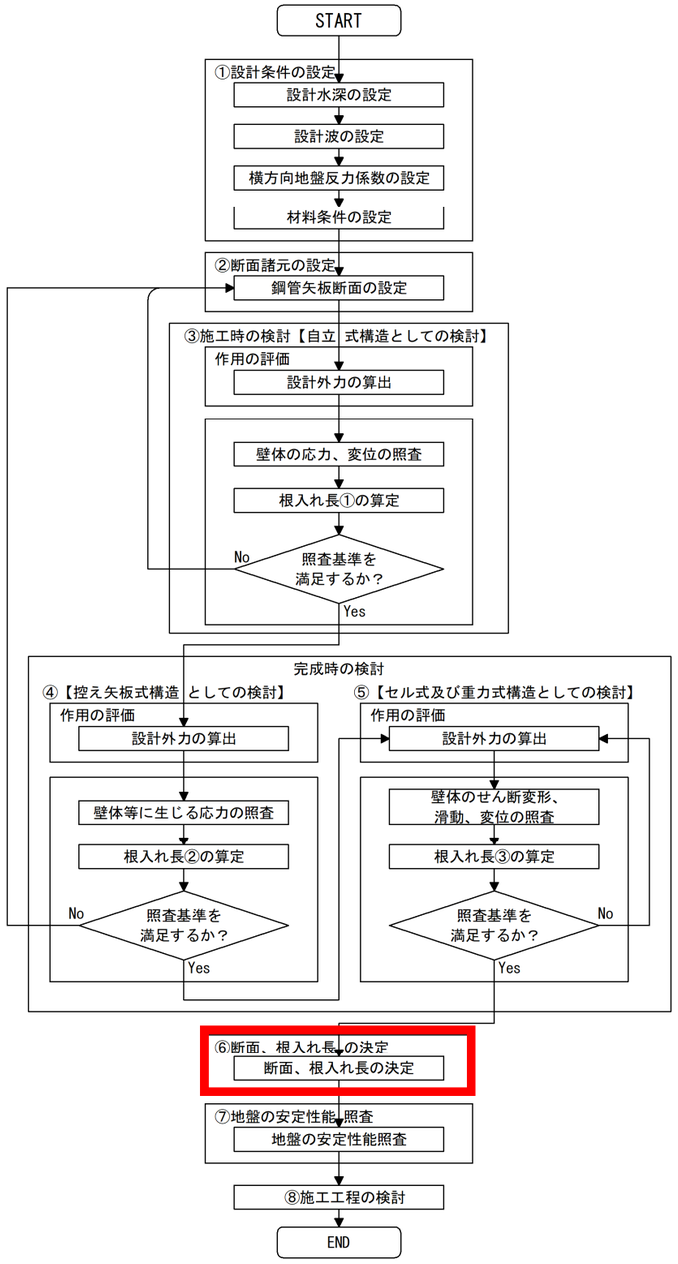
検討状態	完成時		
設計状態	主たる作用が土圧である永続状態	主たる作用がレベル 1 地震動である変動状態	主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）
イメージ図			

図 3.5-3 各設計状態のイメージ

フロー	考え方②
	・設計外力の算出 ① 波力（完成時） 壁体に作用する波力は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.213～219※3.5.2-2 に準拠し算出した。 ② 土圧（完成時） 壁体に作用する土圧は、永続状態及び変動状態において、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.350～355※2.5.4-8 に準拠し算出した。 ③ 上載荷重（完成時） 上載荷重は、「1.1 設計条件」に示したとおりとし、永続状態及び変動状態において算出した。 また、壁体上の上載荷重は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P. 1155※3.5.4-2 に準拠し、考慮しないこととした。 ④ 残留水圧（完成時） 壁体に作用する残留水圧は、永続状態及び変動状態において「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.358※2.5.4-9 に準拠し算出した。 ⑤ 動水圧（完成時） 水中にある壁体に作用する地震時の動水圧は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.359※2.5.4-10 に準拠し、主たる作用がレベル 1 地震動である変動状態において算出した。 ⑥ 慣性力（完成時） 壁体に作用する地震動による慣性力は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.404※2.5.4-11 に準拠し算出した。 ⑦ 照査用震度 変動状態の土圧力、慣性力及び動水圧を算定する場合の照査用震度は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1136※3.5.3-2、P.1904～1911※2.5.4-12 に準拠し、当該地のレベル 1 地震動及び土層構成・土質条件等を基に一次元地震応答解析（FLIP）を行い、設定した※3.5.3-3。 ・壁体のせん断変形・滑動及び天端の変位量 ① 壁体のせん断変形の照査 壁体のせん断変形の照査は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P. 1154～1160※3.5.4-3 に準拠し行った。 ② 壁体の滑動の照査 二重鋼管矢板式壁体は、地盤に支持された一種の重力式壁体としてみなされるため、滑動の検討を行う。壁体の滑動の照査は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P. 1166～1167※3.5.4-4 に準拠し行った。 ③ 壁体天端の変位量の算定及び照査 壁体天端の変位量の照査は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1163～1166※3.5.4-5 に準拠し行った。照査時の壁体天端の許容変位量は、「港湾構造物の耐震性能照査型設計体系について（港湾空港技術研究所資料 No.1018, 平成 14 年 6 月）」P.26※3.5.4-6 に準拠し、壁高の 1.5%とした。

3.5.5 断面、根入れ長の決定

フロー



結果

断面、根入れ長の検討結果を表 3.5-13 及び図 3.5-4 に示す。

表 3.5-13　安定性能照査結果（A-1-1-1）

＜施工時の検討＞

項目		主たる作用が変動波浪である変動状態
鋼管矢板	規格	φ1400×t16、SKY490、P-P型継手
	応力（作用耐力比）	0.791 ≦ 1.0
	根入れ長①(m)	24.5
	矢板壁天端の変位量(cm)注1)	39.25 ≦ 42.0

注1）許容値は壁高の3%

＜完成時の検討【控え矢板式構造の検討】＞

項目		主たる作用が土圧である永続状態	主たる作用がレベル1地震動である変動状態	主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）
鋼管矢板	規格	φ1400×t16、SKY490、P-P型継手		
	応力（作用耐力比）	0.549 ≦ 1.0	0.549 ≦ 1.0	0.571 ≦ 1.0
	根入れ長②(m)	21.5	23.5	20.5
タイ材	設置間隔	1.648m		
	張力(kN/本)	791.091	927.748	889.342
腹起し	規格	2[-300×90×10×15.5、SS400		
	応力（作用耐力比）	0.938 ≦ 1.0	0.738 ≦ 1.0	0.707 ≦ 1.0

＜完成時の検討【セル式及び重力式構造の検討】＞

項目			主たる作用が土圧である永続状態	主たる作用がレベル1地震動である変動状態	主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）
全体	壁体隔(m)		13.5		
	根入れ長③(m)		根入れ長①,②の最大 24.5		
	根入れ深度(C.D.L.m)		-35.5		
	壁体のせん断変形(作用耐力比)	海底地盤面	0.834 ≦ 1.0	—	—
		矢板下端面	0.753 ≦ 1.0	—	—
	壁体の滑動(作用耐力比)	海底地盤面	0.402 ≦ 1.0	0.480 ≦ 1.0	0.382 ≦ 1.0
		矢板下端面	— 注2)	0.088 ≦ 1.0	— 注2)
	壁体天端の変位量(cm)注3)		6.08 ≦ 27.30	21.40 ≦ 27.30	7.65 ≦ 27.30

注2）荷重が負のため、滑動に対して安定している。

注3）許容値は壁高の1.5%

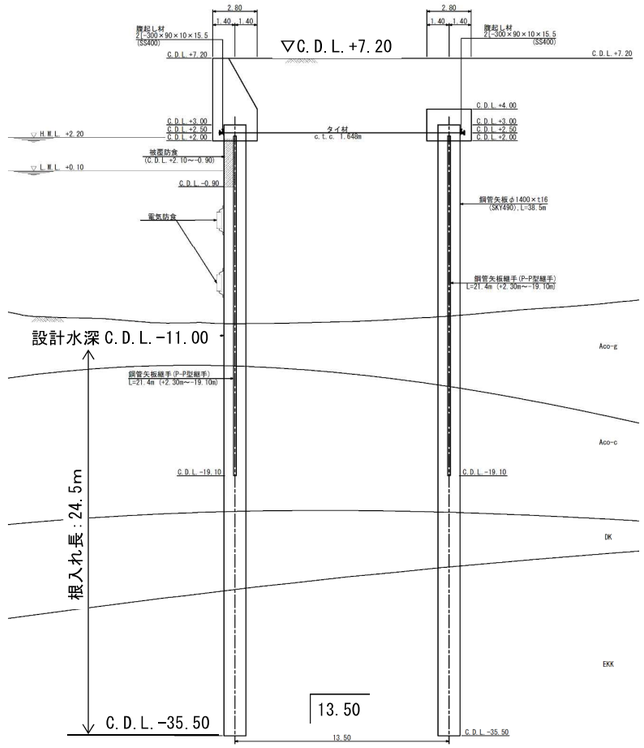
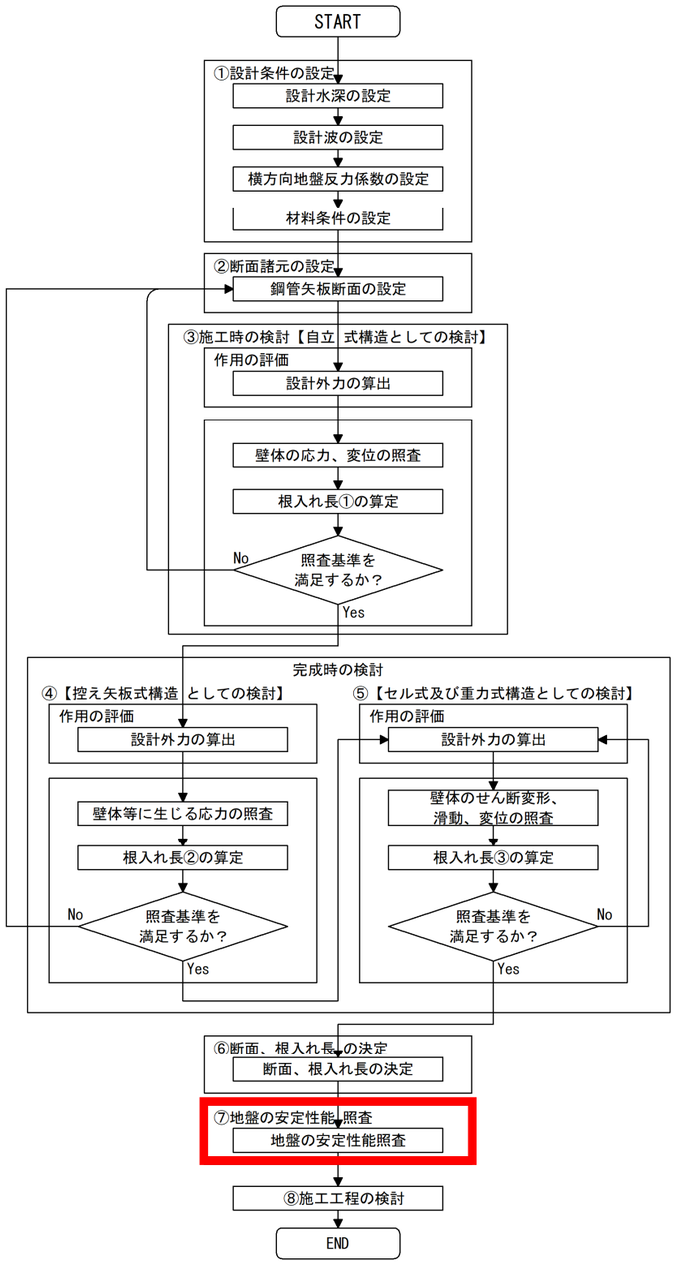


図 3.5-4　決定断面図(A-1-1-1)

3.5.6 地盤の安定性能照査

フロー



考え方

・安定性能の照査方法

・地盤の安定性能は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 （平成 30 年 5 月）」P.1069～1070[※2.5.5-1] に準拠し、円弧すべり計算（修正フェレニウス法）によって作用耐力比を計算し、照査した。

・完成時の安定計算に用いる部分係数は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説 （平成 30 年 5 月）」P.1069～1070[※2.5.5-1] に準拠し、下表の値を用いた。

表－2.2.1 基礎地盤の円弧すべりの性能照査に用いる部分係数

照査対象	代表層に関する粘性土の変動係数 CV	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
基礎地盤の円弧すべり（永続状態）	円弧通過層に粘性土が存在しない場合	0.83	1.01	－（1.00）
	0.10未満	0.86	1.05	－（1.00）
	0.10以上0.15未満	0.85	1.04	－（1.00）
	0.15以上0.25未満	0.80	1.02	－（1.00）
	0.25以上	－（1.00）	－（1.00）	1.30

結果

照査結果を図 3.5-5 に示す。

土質区分	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)
埋土	20.0	18.0	0.0	—	30.0
Avf-s	18.5	17.6	0.0	—	37.0
Avf-c	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0
Aco-c	19.0	18.4	0.0	—	36.0
Aco-s	19.2	18.3	0.0	—	33.0
Aco-g	19.3	18.4	0.0	—	40.0
DR	20.2	19.7	0.0	—	32.0
DK	20.5	19.9	0.0	—	30.0
EKK	22.3	22.1	0.0	—	38.0

※1：Zの基準値：深度±0.0m

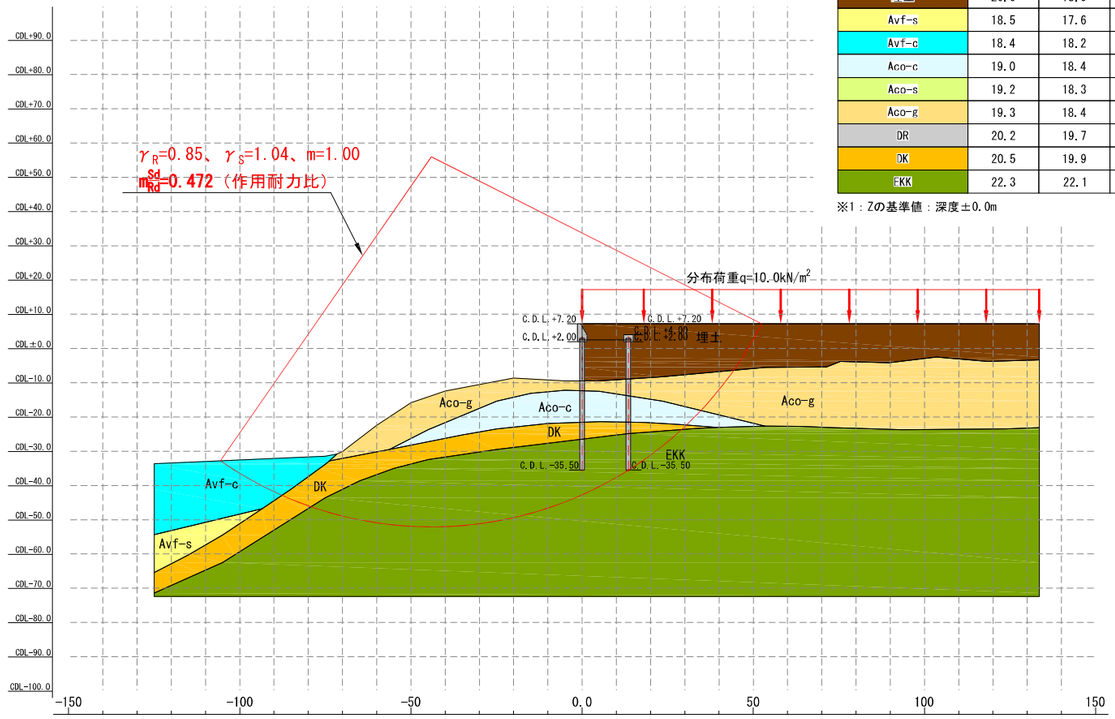


図 3.5-5 安定性能照査結果(A-1-1-1)

3.6　全工区の検討結果

「3.5 各工区の設計」に示した考え方に基づき、代表工区とした A-1-1-1 工区以外の、全工区に対し検討を行った結果を表 3.6-1 に示す。
工区別に、主な設計条件及び断面諸元を示した。検討結果の詳細は、注釈説明集[※3.6]に示す。

表 3.6-1　A護岸の検討結果の概要一覧

護岸	設計工区	主な設計条件			主な断面諸元				
		設計水深 C.D.L.(m)	護岸天端高 C.D.L.(m)	設計波 (m)	鋼管矢板	根入れ長(m) 【根入れ深度 C.D.L.(m)】	控え幅 (m)	腹起し	タイ材張力(kN/本) 上段：永続状態 (下段)：変動状態
A護岸	A-1-1-1	-11.00	7.20	詳細な設計波設定結果は、注釈説明集※2.5.2-1参照	φ1400×t16 [SKY490]	24.50 【-35.50】	13.50	2[-300×90×10×15.5 [SS400]	791.091 (927.748)
	A-1-2-1	-9.00	7.20		φ1200×t14 [SKY490]	26.50 【-35.50】	13.50	2[-250×90×9×13.0 [SS400]	599.721 (697.297)
	A-2-1-1	-11.50	7.20		φ1200×t15 [SKY490]	21.00 【-32.50】	14.50	2[-300×90×9×13.0 [SS400]	690.487 (804.002)
	A-2-1-2	-11.50	7.20		φ1200×t15 [SKY490]	22.50 【-34.00】	15.50	2[-300×90×9×13.0 [SS400]	690.487 (804.002)
	A-3-1-1	-12.50	7.20		φ1300×t15 [SKY490]	23.00 【-35.50】	16.50	2[-300×90×10×15.5 [SS400]	788.680 (953.169)
	A-3-2-1	-9.00	7.20		φ1000×t14 [SKY490]	18.00 【-27.00】	12.50	2[-200×90×8×13.5 [SS400]	499.425 (576.487)

3.7　A護岸の標準断面

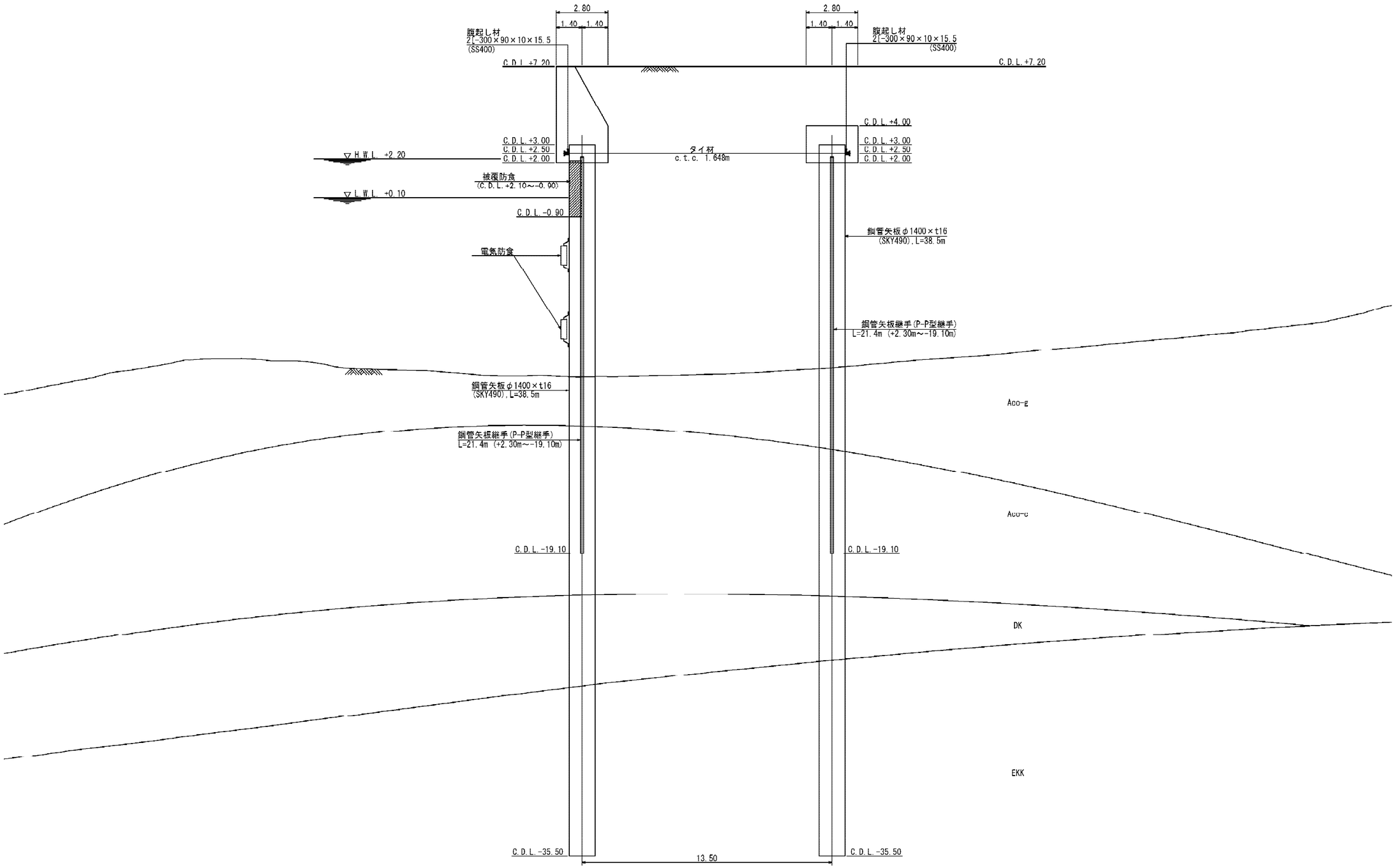


図 3.7-1 標準断面図(A-1-1-1 工区)

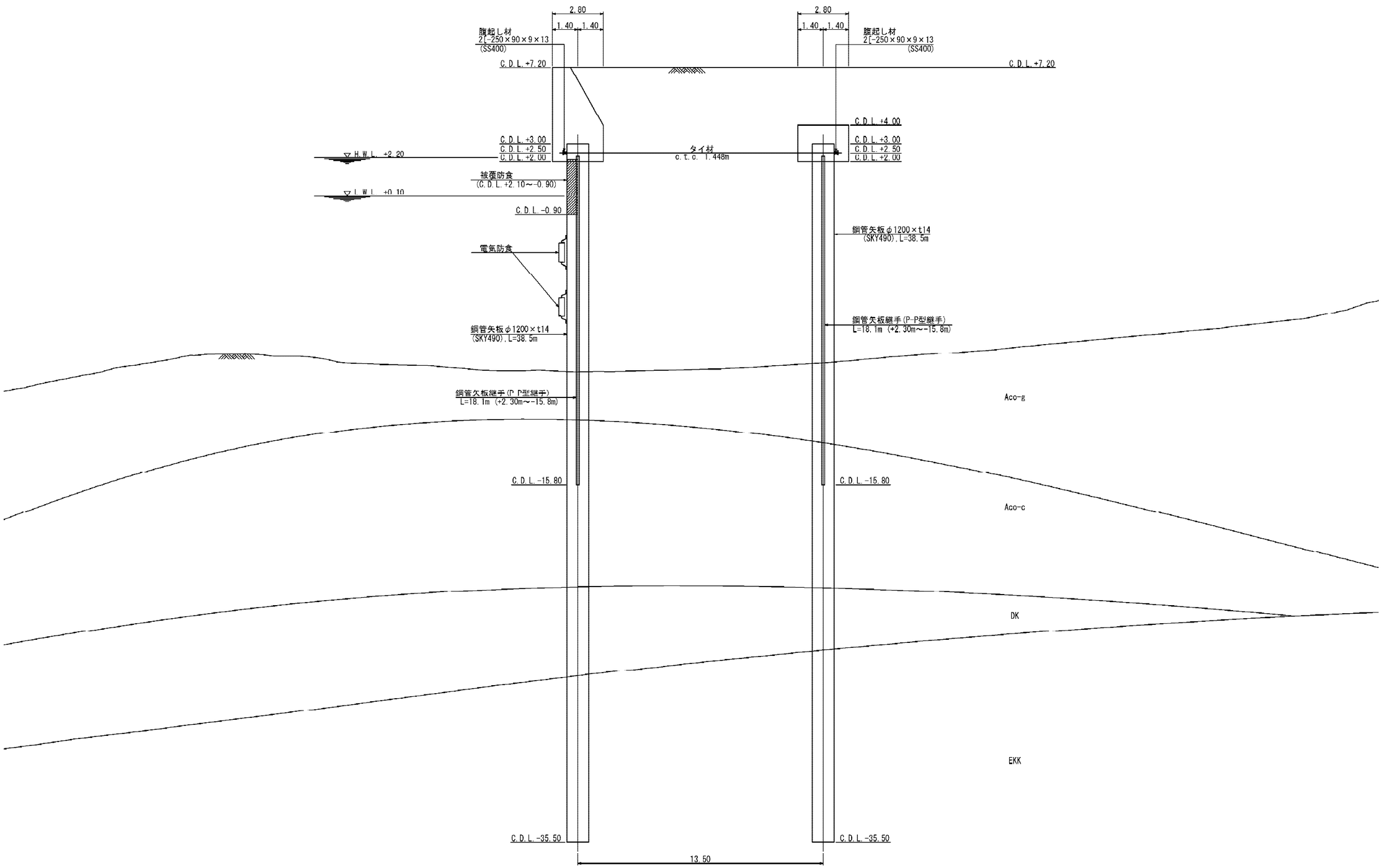


図 3.7-2 標準断面図(A-1-2-1 工区)

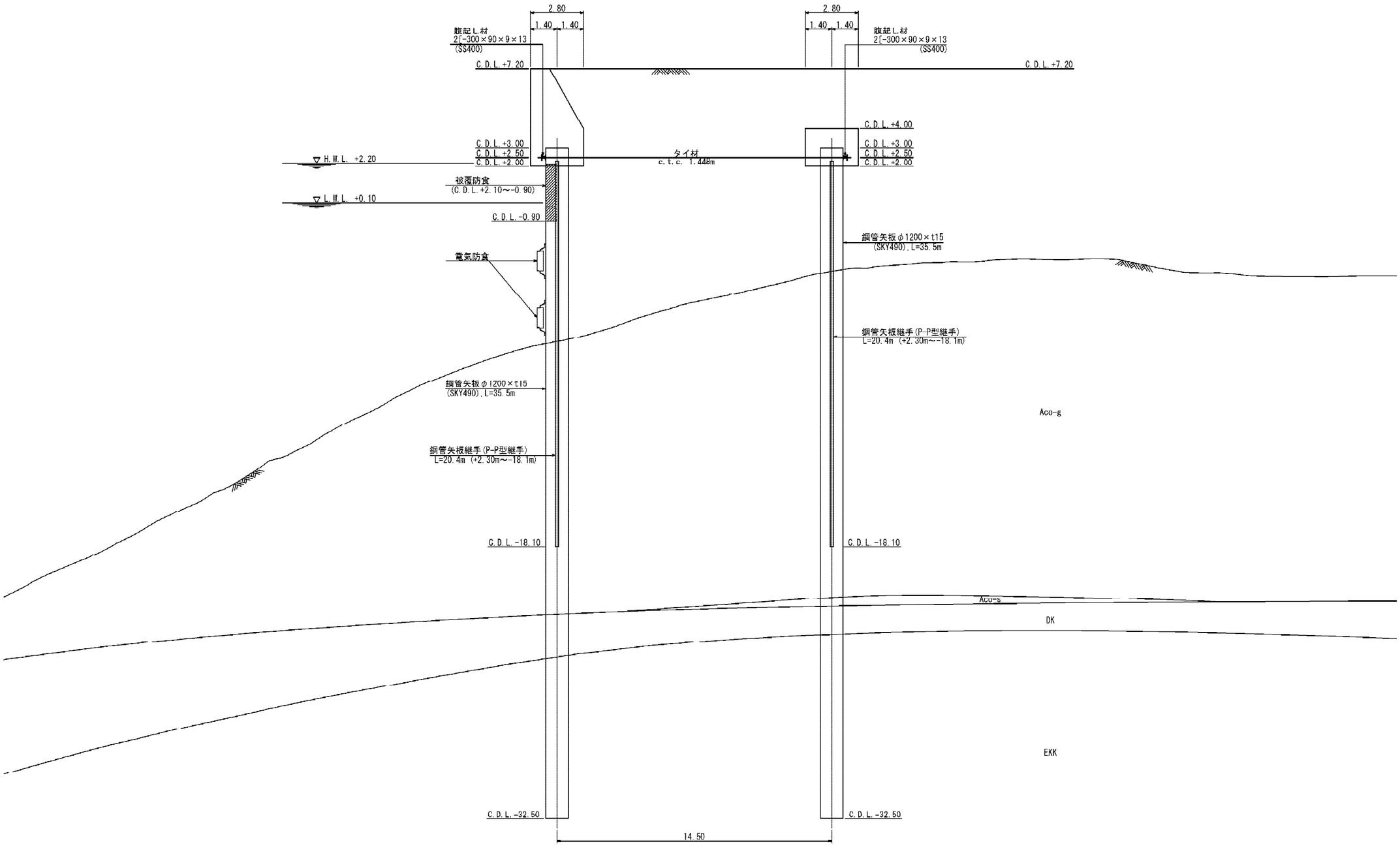


図 3.7-3 標準断面図(A-2-1-1 工区)

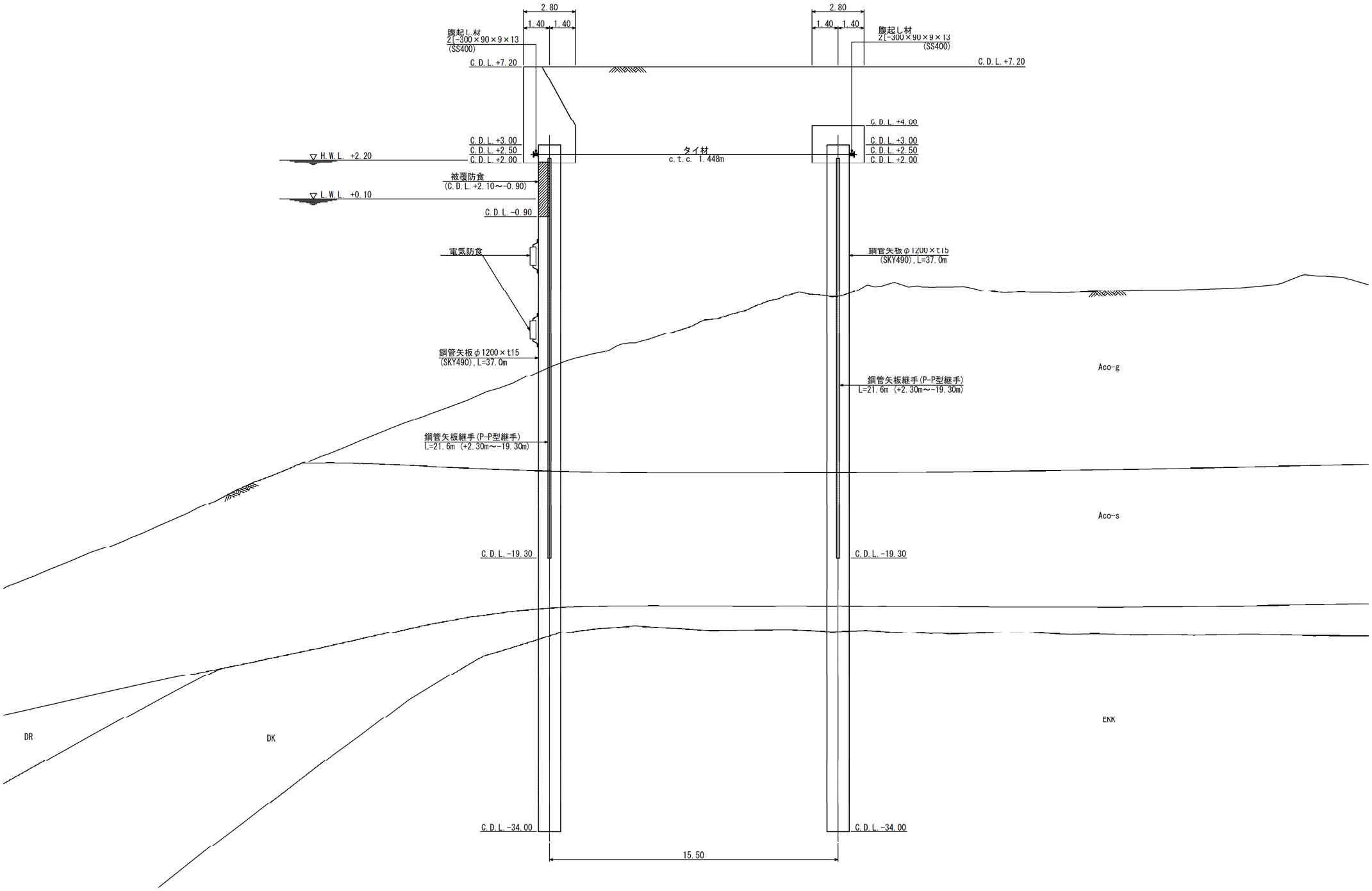


図 3.7-4 標準断面図(A-2-1-2 工区)

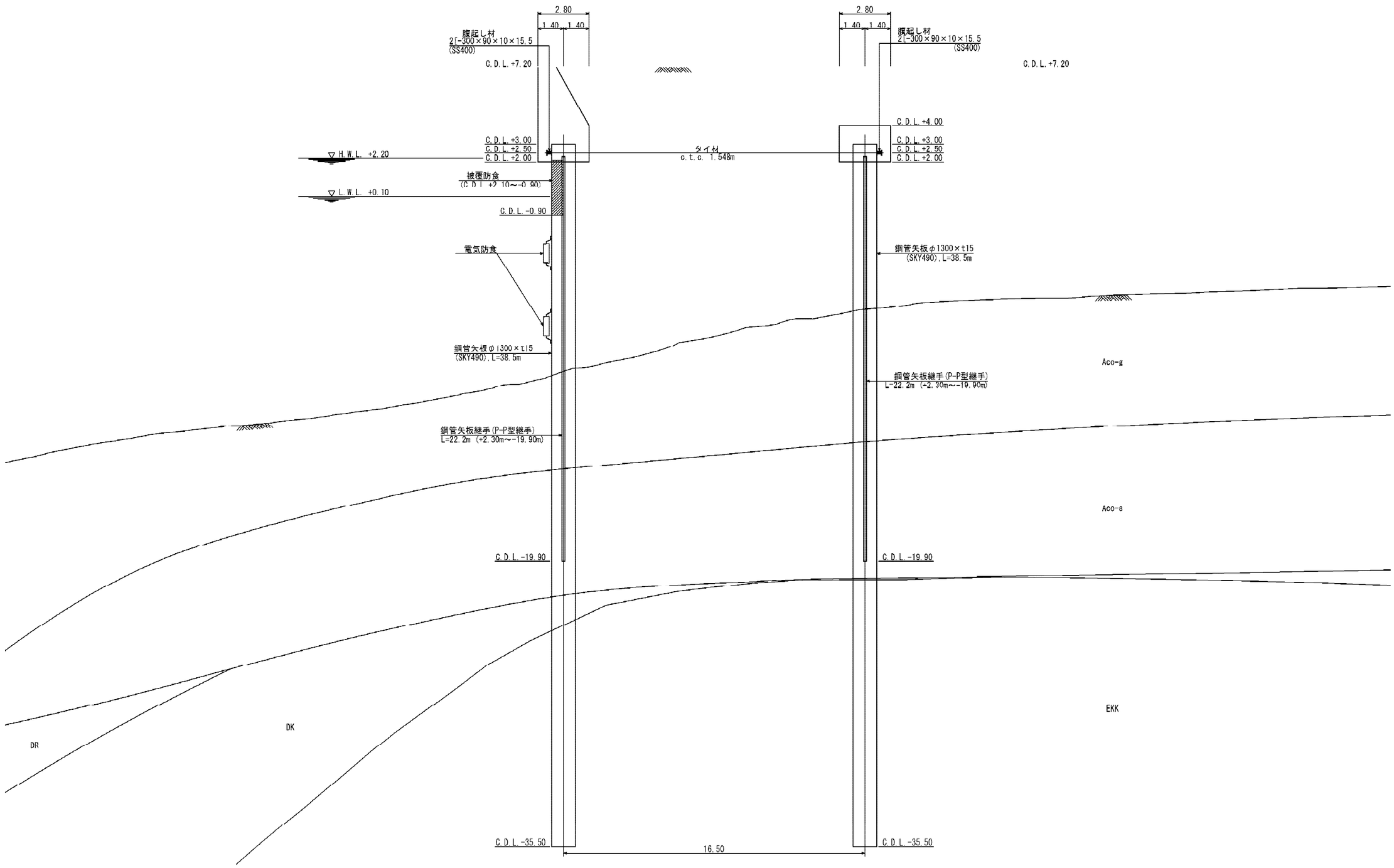


図 3.7-5 標準断面図(A-3-1-1 工区)

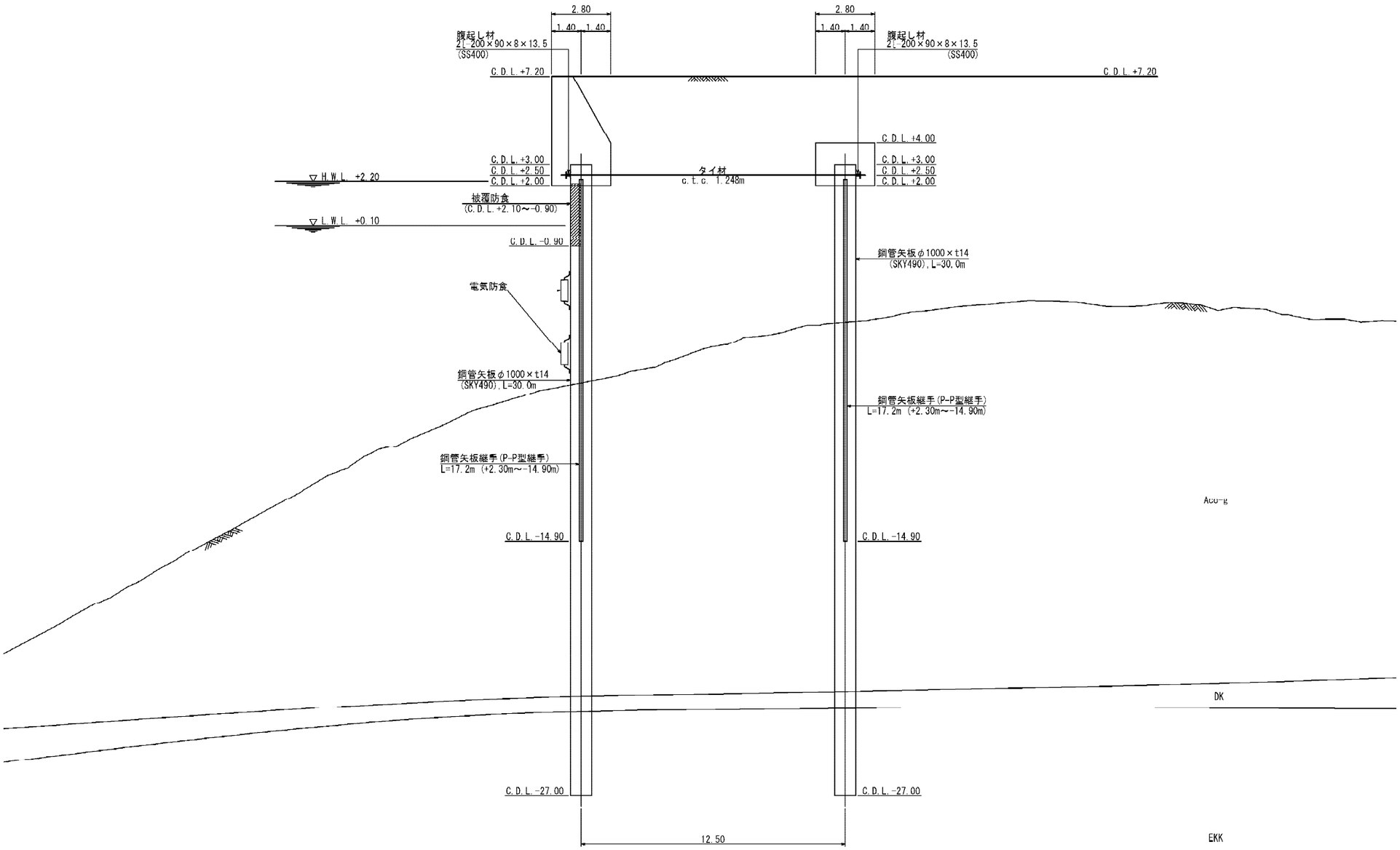


図 3.7-6 標準断面図(A-3-2-1 工区)

4. 注釈説明集

1. 設計条件

1.2 地盤条件

※1.2-1

「土質基礎の信頼性設計 土質工学会（昭和60年8月）」P.218～221より抜粋

（2） 沈下量のばらつきの実態調査　不同沈下の統計的性質を調べるため，16か所の地点で護岸，防波堤，防潮堤，建築基礎などや埋立地盤の沈下実測データーを収集した。データーの収集および整理は次のような方針で行っている。

① できるだけ多地点，多種類の構造物における沈下データーを収集し，同時に地盤の土質条件，施工記録，荷重履歴なども詳しく集める。

② 工学的にほぼ同一の地盤でかつ等分布荷重とみなしうる地点のデーターを一グループとし沈下量の比較を行う。

ところで，沈下の実測データーを比較するに当たっては，沈下の始まる初期値をどこにとるかが問題である。厳密にいえば沈下は施工が始まった時点からその荷重履歴に応じて進行しているので，同一地盤で同一構造物を造る場合でも時間的に施工時期がずれていれば当然沈下は場所的にも異なってくるはずである。これらの違いを無視して時間をセットし，沈下量の実測値をまとめて沈下の面的な性状を議論してもあまり意味がないといえる。

そこでこの調査では，沈下量を比較するための沈下の原点を決めるに当たってできるだけ荷重履歴を調べ，その考察の結果ほぼ同一の圧密度に達していると思われる時点を探してそこを基準としている。したがって，沈下データーの時間原点は同一の構造物であっても観測点によって若干異なっている場合がある。例えば，護岸や堤防の場合には，上部工を設置した時期をそれぞれ時間原点としてそこからの沈下量を整理しているし，また埋立地の場合には，全体的にみてほぼ同様の荷重履歴を経て所定の高さに達した時間を時間原点として各測定点の沈下量を整理している。

図-5.58は，防潮堤の沈下量のあるグループ内のばらつきをヒストグラムにしたものである。ここではχ^2検定を用いて確率分布の適合度を調べている。図中に，正規分布について計算したχ^2値と危険率5％のときのχ^2の値を示してあるが，$\chi^2<\chi_a^2$であれば適合しているといえる。図のように，沈下量のばらつきは危険率5％で正規分布に適合した。図-5.59は，埋立地における沈下の例であるが防潮堤の場合と同様にほぼ正規分布に当てはめられる。次に図-5.60は防波堤の沈下量の例であるが，この場合は正規分布よりも対数正規分布が適合しているようである。

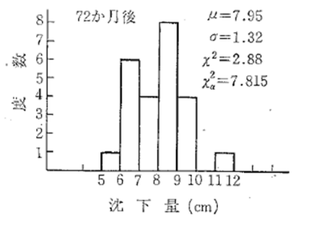


図-5.58 防潮堤の沈下量分布

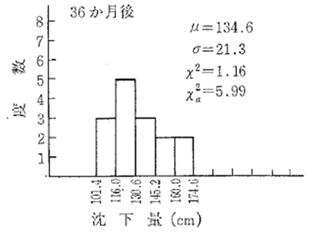


図-5.59 埋立地における沈下量分布

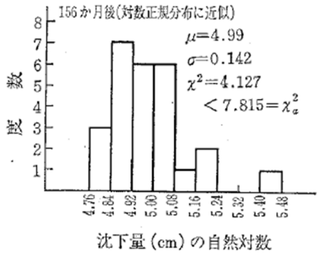


図-5.60 防波堤の沈下量分布

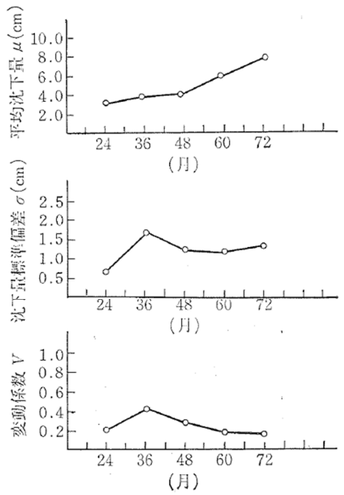


図-5.62 平均沈下量，沈下量標準偏差，沈下量変動係数の時間による変化（防潮堤）

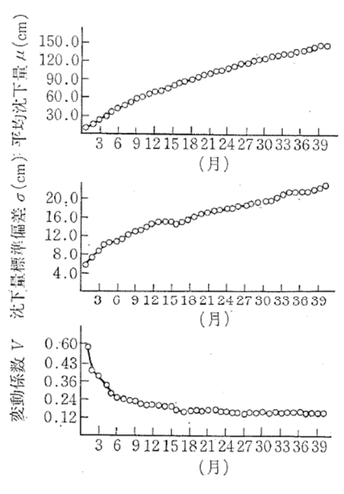


図-5.63 平均沈下量，沈下量標準偏差，沈下量変動係数の時間による変化（埋立地）

今回調べた範囲では，他の構造物や埋立地の沈下例でも，地盤や荷重の条件が同一のグループ内では沈下量の直線的あるいは平面的な出現の仕方がほぼ正規分布ないしは対数正規分布に近似できた。

図-5.61は，防波堤，護岸，岸壁など各種構造物の平均沈下量と変動係数との関係を示したものである。図を見ると，平均沈下量が30 cm以下の場合には変動係数は0～0.6の範囲で非常に大きくばらついている。一方，構造物の平均沈下量が30 cmを越えると変動係数は0～0.3の範囲になり，さらに平均沈下量が1 m以上の場合の変動係数は0.2以下になっている。これらの結果から沈下量が大きいほど変動係数が小さくなる傾向が明らかであり，また図-5.61を用いれば沈下量のばらつきのおおよその目安を知ることができる。

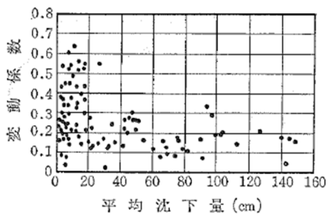


図-5.61 平均沈下量～変動係数関係

次に沈下量のばらつきの時間的な変化について注目してみる。図-5.62，5.63は，図-5.58，5.59で示した防潮堤と埋立地の沈下量について，平均値，標準偏差および変動係数の時間的な変化を示したものである。これを見ると，時間とともに平均沈下量が増加するのは当然であるが，沈下量の標準偏差も時間とともに増加し，一方変動係数はしだいに低下してほぼ一定値に近づく傾向がみられる。言いかえると，沈下の進行に伴って沈下量のばらつきも大きくなるが，平均沈下量に対するばらつきの度合はしだいに小さくなりほぼ一定になるようである。

図-5.64は均一な沖積粘土地盤上に建設された埋立地の沈下データーを荷重履歴の違いによって四つのグループに分けて，それぞれについて沈下量と時間の関係をまとめたものである。図を見ると，沈下量の平均値や標準偏差がそれぞれのグループで異なった増加傾向を示しているにもかかわらず，変動係数は時間とともに減少し一定値に近づく傾向がみられる。

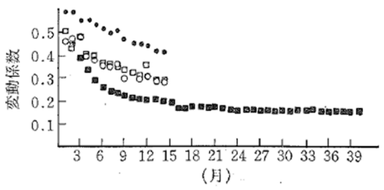


図-5.64 時間～沈下量変動係数の関係（埋立地）

以上，これまで見てきた実態調査の結果をまとめると次のようになる。

① 工学的にほぼ同一の地盤および荷重条件では構造物，埋立地盤の沈下量の出現の仕方は確率的であり，ほぼ正規分布または対数正規分布に従う。

② 各種港湾構造物の沈下量に関する変動係数は，平均沈下量が30 cm以下のときにほぼ0～0.6の範囲にあり，平均沈下量が30 cmをこえると0.3以下になる。

③ 沈下量の平均値が時間とともに増加するにつれて標準偏差値も増加するが，変動係数でみると減少ないしは一定値に近づく傾向がある。

※1.2-2 地盤物性の変動が沈下量に及ぼす感度分析結果

表１　一次圧密沈下量に及ぼす設計定数の感度

土層	採用値区分	圧縮比		沈下計算に及ぼす影響（%）	備考
		mc	感度※1		
Avf-c	平均値+1σ	0.19	1.16	-20 ～ +20	
	平均値	0.162	1.00		
	平均値-1σ	0.14	0.84		
	標準偏差	0.026			
Avf-c2	平均値+1σ	0.27	1.14	-20 ～ +20	
	平均値	0.238	1.00		
	平均値-1σ	0.20	0.86		
	標準偏差	0.034			
Avf-s	平均値+1σ	0.18	1.16	-20 ～ +20	
	平均値	0.155	1.00		
	平均値-1σ	0.13	0.84		
	標準偏差	0.025			
Aco-c	平均値+1σ	0.15	1.27	-30 ～ +30	
	平均値	0.121	1.00		
	平均値-1σ	0.09	0.73		
	標準偏差	0.033			

②C_cから求める場合：

この方法の適用は、主に正規圧密領域の圧密が対象となる場合に限られる。

$$S = h\frac{C_c}{1+e_0}\log_{10}\frac{\sigma'_{v0}+\Delta p}{\sigma'_{v0}}$$

ここに、

S　：圧力増分 Δp による最終圧密沈下量 (m)

h　：層厚 (m)

C_c　：圧縮指数

e_0　：初期間隙比

σ'_{v0}　：載荷前の有効土被り圧 (kN/m^2)

Δp　：圧力増分 (kN/m^2)

※1：感度は、h、σ'v0、Δpが固定で、地盤のバラツキにより圧縮比mc=Cc/(1+e0)が変動するとして、上記のCc法の計算式を基に、mcが平均値の時の沈下量を1とした場合に対して、平均値±1σとした場合の沈下量の比を示す。

表２　二次圧密沈下量(前半)に及ぼす設計定数の感度

土層	採用値区分	圧縮比		沈下計算に及ぼす影響（%）	備考
		mc	感度※1		
Avf-c	平均値+1σ	0.0068	1.26	-30 ～ +30	
	平均値	0.0054	1.00		
	平均値-1σ	0.0040	0.74		
	標準偏差	0.0014			
Avf-c2	平均値+1σ	0.0091	1.21	-30 ～ +30	
	平均値	0.0075	1.00		
	平均値-1σ	0.0059	0.79		
	標準偏差	0.0016			
Avf-s	平均値+1σ	0.0036	1.24	-30 ～ +30	
	平均値	0.0029	1.00		
	平均値-1σ	0.0022	0.76		
	標準偏差	0.0007			
Aco-c	平均値+1σ	0.0037	1.42	-50 ～ +50	
	平均値	0.0026	1.00		
	平均値-1σ	0.0015	0.58		
	標準偏差	0.0011			

$$S_s = \frac{C_\alpha}{1+e_0}h\log_{10}\left(\frac{t}{t_0}\right)$$

ここに、

S_s　：二次圧密による沈下量 (m)

C_α　：二次圧縮指数（二次圧密係数ともいう）

t　：時間 (d)（d はday すなわち日を表す）

t_0　：二次圧密の開始時間 (d)

h　：粘性土層厚 (m)

e_0　：初期間隙比

※1：感度は、h、t、t0が固定で、地盤のバラツキにより圧縮比mc=Cα/(1+e0)が変動するとして、上記の計算式を基に、mcが平均値の時の沈下量を1とした場合に対して、平均値±1σとした場合の沈下量の比を示す。

表３　二次圧密沈下量(後半)に及ぼす設計定数の感度

土層	採用値区分	圧縮比		沈下計算に及ぼす影響（%）	備考
		mc	感度※1		
Avf-c	平均値+1σ	0.0210	1.39	-40 ～ +40	
	平均値	0.0151	1.00		
	平均値-1σ	0.0092	0.61		
	標準偏差	0.0059			
Avf-c2	平均値+1σ	0.0171	1.19	-20 ～ +20	
	平均値	0.0144	1.00		
	平均値-1σ	0.0117	0.81		
	標準偏差	0.0027			
Avf-s	平均値+1σ	0.0146	1.40	-40 ～ +40	
	平均値	0.0104	1.00		
	平均値-1σ	0.0062	0.60		
	標準偏差	0.0042			
Aco-c	平均値+1σ	0.0198	1.23	-30 ～ +30	
	平均値	0.0161	1.00		
	平均値-1σ	0.0124	0.77		
	標準偏差	0.0037			

$$S_{s2} = \frac{C\alpha_2 - C\alpha_1}{1+e_0}h\ log_{10}\left(\frac{t}{t_0'}\right)$$

ここに、

Ss2　：後半の二次圧密沈下量

$C_{\alpha 1}$　：二次圧縮指数(前半)

$C_{\alpha 2}$　：二次圧縮指数(後半)

e_0　：初期間隙比

t　：後半の二次圧密の沈下量計算日

t0’　：　後半の二次圧密の開始日(日)

※1：感度は、h、t、t0が固定で、地盤のバラツキにより、二次圧密後半分の沈下に関わる圧縮比mc=(Cα2)/(1+e0)が変動するとして、上記の計算式を基に、mcが平均値の時の沈下量を1とした場合に対して、平均値±1σとした場合の沈下量の比を示す。

※1.2-3

「土質基礎の信頼性設計 土質工学会（昭和 60 年 8 月）」P.74 より抜粋

布すること，また C_c の分散および変動係数をみると港湾関係が陸側の鉄道，道路よりも小さくなっていることを示している[17]（表-3.8）。

C_c を用いて沈下量 ρ を計算するときは次式を用いる。

$$\rho = \frac{C_c H}{1.0+e_0} \log \frac{p}{p_c}$$

ここに，H は粘土層の厚さである。そこで $C_c/(1.0+e_0)$ を圧縮比 m_c と定義して，m_c のばらつきを調べれば，C_c と e_0 のばらつきを同時に考慮したことになる。このような観点から松尾・浅岡[18]，Foloyan[22]，Vanmarcke[23] は，m_c の統計的性質を調べている。これらの結果

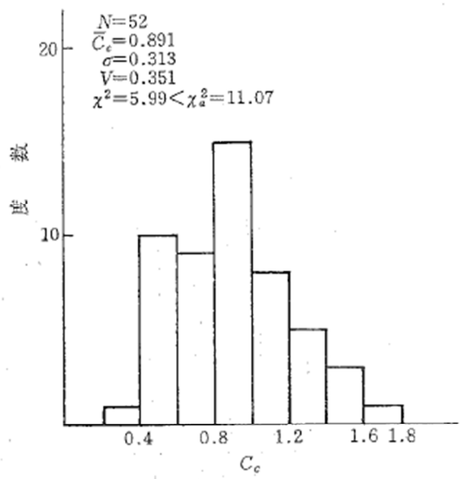


図-3.21 c_u の度数分布（大井埠頭粘土）[21]

※1.2-4 地盤特性のバラツキが沈下量に及ぼす感度分析結果（モンテカルロシミュレーション）

要素のバラツキに対し、実際の地盤の深度方向全体での平均的な圧縮比をモンテカルロシミュレーションにより試算した。

モデルは、深度方向に 5、10、20 分割した各要素に正規乱数での圧縮比 mc を割り当てて深度方向全体の圧縮比 mc の平均値を求め、100 回繰り返し計算を行った。

モンテカルロシミュレーション結果より、最もバラツキが大きくなる 5 分割の時の深度方向全体の平均 mc＋2σ は、要素の平均 mc+1σ と概ね同等となる。

これを踏まえ、要素の平均 mc+1σ のバラツキを考慮することとした。

表 1　圧縮比 mc の深度方向全体平均値のモンテカルロシミュレーション結果

		Avf-c		Avf-c2		Avf-s		Aco-c		適用する層厚※2
			比率		比率		比率		比率	
試験結果の平均mc		0.162	1.000	0.238	1.000	0.155	1.000	0.121	1.000	－
試験結果の平均mc+1σ		0.188	1.159	0.272	1.141	0.180	1.162	0.155	1.276	－
モンテカルロシミュレーションによる深度方向平均の平均+2σ※1	20分割	0.175	1.080	0.253	1.060	0.167	1.076	0.137	1.134	層厚40～80ｍに相当
	10分割	0.180	1.107	0.258	1.081	0.172	1.108	0.140	1.157	層厚20～40ｍに相当
	5分割	0.187	1.156	0.270	1.131	0.178	1.150	0.156	1.291	層厚10～20ｍに相当

※1：深度方向に定数を割り当てる分割数を5～20分割で変化させて検討。各分割要素に圧縮比mcを正規乱数で割り当てた。
深度方向全体平均の圧縮比mcは、深度方向の各要素のmcを合計して分割数で割って求めた。

※2：適用する層厚は、圧縮比mcの深度方向の自己相関距離（2～4ｍ）から要素厚さを2～4ｍと設定し、要素厚さ×分割数として求めたもの。

※1.2-5
「D 滑走路　埋立部の圧密沈下　～感度分析を踏まえた沈下予測～」P.2-3 より抜粋

3. 土質のばらつきを考慮した圧密沈下の感度分析

3-1 検討方法

計算は、試行計算毎に各層の深度方向に異なる土質定数のばらつきを与えて解析を行うモンテカルロシミュレーションを用いた。この際、深度方向の自己相関性[1)]を考慮して深度方向に 2m ピッチで土質定数のばらつきを考慮した。土質定数のばらつきは平均値、標準偏差、分布形状を考慮し、表-2-3 に示される土質定数について、乱数を発生させ計算に用いた。なお、計算の試行回数は事前検討により 50 回以上で収束することを確認の上で 100 回と設定した。

【参考文献】

1）土質工学会編：土質基礎の信頼性設計、pp. 60-87、1985.

「土質基礎の信頼性設計 土質工学会」P.60～61 より抜粋

（1） 土質調査の範囲　土構造物や基礎に対する土質調査の範囲としては，少なくとも地層構成を明確にできる程度が必要である。土質諸係数の不確実性評価の観点からみると，空間的な相関性が調査範囲を決めるための一つの指針となるであろう。そこで，3.1 に示した分散関数による土質諸係数のばらつきの評価に従って，水平方向と鉛直方向の調査規模について考えよう。

図-3.1 水平方向の c_u の $\Gamma(\Delta h)$ と距離の関係

地形が急変するような箇所は例外として，一般に沖積層の土質諸係数は，水平方向の相関性が強いことが知られている。いま，式 (3.4) で自己相関係数が表され，相関距離 l=100(m)（沖積層の c_u における代表的な値[13)]）としたときの分散関数 $\Gamma(\Delta h)$ を示したのが 図-3.1 である。ここで Δh は水平距離を表す。図より，Δh=100 m でも $\Gamma(\Delta h)$ の値は 0.86 と，高い値であることが分かる。すなわち，土質係数をこの区間で平均化しても，その標準偏差は 0.86 倍しか低下しないことになる。また，図中の曲線の形状より，Δh=100 m 以内では空間的な平均化によってばらつきはあまり低下しないが，Δh>500 m では

かなりの低下が考えられる。したがって，これらの結果を目安にして，水平方向の調査範囲（ブロック）の選定を行えばよい。一般に水平方向の調査範囲としては Δh=100～150m 以内にすることが望ましいとされている。

水平方向に比べて鉛直方向の自己相関性は低いので，土質諸係数の統計的性質を知るためにはより多くの調査が必要となる。沖積層の c_u の相関距離 l は 1.43～0.63(m) の範囲にあるとされているので[2)]，その範囲での $\Gamma(\Delta z)$ を調べたのが，図-3.2 である。図より，数 m の範囲では $\Gamma(\Delta z)$ の値が高いが，5 m を越えると $\Gamma(\Delta z)$ の値が低下し相関性が低くなることが分かる。図-3.2 に示す自己相関係数の変化からみても，Δz=2～4 m を越えると相関がないという結果になっている。したがって，鉛直方向の調査範囲は，2～4m 以内を 1 ブロックとするのが望ましいといえよう。

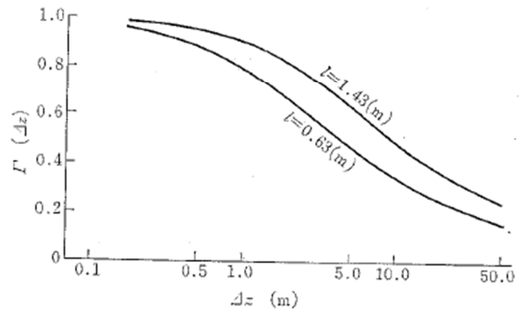


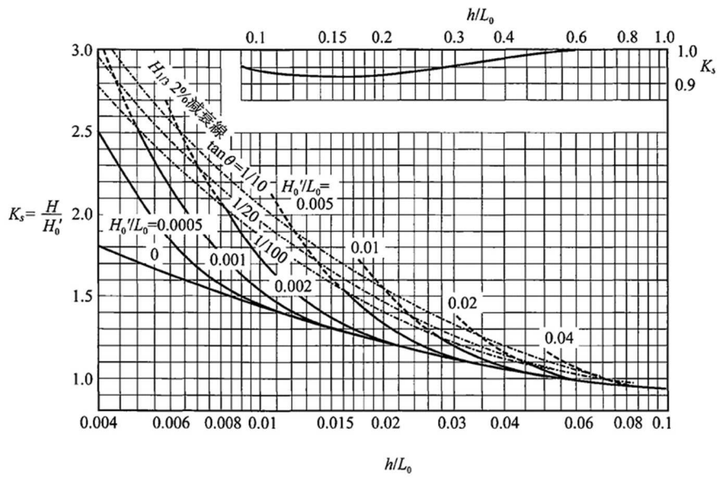
図-3.2 鉛直方向の c_u の $\Gamma(\Delta z)$ と距離の関係

1.3 波浪条件

※1.3-1

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.158 より抜粋

図において、K_s：浅水係数、H_0'：換算沖波波高、H：水深hにおける波高、L_0：沖波の波長である。



図－4.4.12　浅水係数の算定図

※1.3-2

「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.215 より抜粋

(4) 波圧の計算に用いる波高及び波長

合田式における波高H_D及び波長Lは、それぞれ最高波の波高及び波長で、波高は次に掲げる波高であり、波長は有義波周期に対応する波長である。

①最高波が砕波の影響を受けない場合

$$H_D = H_{\max} = 1.8H_{1/3} \qquad (6.2.9)$$

この式において、$H_{\max}$及び$H_{1/3}$は、次の数値を表すものとする。

$H_{\max}$：直立壁の前面水深における進行波としての最高波高（m）

$H_{1/3}$：直立壁の前面水深における進行波としての有義波高（m）

②最高波が砕波の影響を受ける場合

H_D　：不規則波の砕波変形を勘案した最高波高（m）

※1.3-3

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.131 より抜粋

(3) 沖波（深海波）と浅海波

波長に対する水深の比：h/Lを相対水深と呼ぶことがある。相対水深が1/2程度以上の水域では、波は海底の影響をほとんど受けず、変形することなく進行する。しかし、相対水深が1/2程度未満の水域に進入すると次第に海底の影響を受けて、波速は遅くなり、波長が縮まり、波高も変化する。このことから相対水深が1/2程度以上の海域を伝播する波を深海波といい、これよりも浅い海域を伝播する波を浅海波という。

ここで、相対水深がh/L=1/2程度以上のとき、**式（4.2.2）**においてtanh（ハイパボリックタンジェント）関数の値はほぼ1とみなせる。そこで、右側の等式の両辺を2乗して整理すると、深海波の波長及び周期を特にL_0, T_0と書くことにより、深海波の波長は次式のように算定される。

$$L_0 \approx \frac{g}{2\pi} T_0^{\,2} \approx 1.56 T_0^{\,2} \qquad (4.2.3)$$

※1.3-4

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.159 より抜粋

(4) 砕波による波高変化

砕波による波高変化は**図－4.4.14 (a) ～ (e)** あるいは**図－4.4.15 (a) ～ (e)** によって求めることができる。これらの図は、合田[93]が砕波の理論モデルによって計算した不規則波の波高変化を示したものである。これらの図中の一点鎖線より右の領域における波高変化は、**本章4.4.5 浅水変形**における浅水係数を用いて計算することができる。一点鎖線より左の領域では砕波による波高変化が卓越するので、これらの図を用いて波高を決めなければならない。海底勾配としては、水深換算沖波波高比h/H_0'が1.5～2.5の範囲における平均海底勾配を用いるのが適当である。

なお、合田[93]による砕波の理論モデルに用いた砕波指標は**式（4.4.8）**のように修正されたが、文献94）に従えば、これによる**図－4.4.14 (a) ～ (e)** 及び**図－4.4.15 (a) ～ (e)** の修正は必要ない。

1.4 地盤の液状化特性

※1.4-1

「道路橋示方書-同解説-Ⅴ耐震設計編（平成 29 年 11 月）」P.161～162、P.166 より抜粋

7.2　橋に影響を与える液状化の判定

(1)　橋に影響を与える液状化の判定は，(2)に該当する土層を対象として，(3)により行う。

(2)　沖積層の土層で以下の 1)から 3)の条件全てに該当する場合には，地震時に橋に影響を与える液状化が生じる可能性があるため，液状化の判定を行わなければならない。

1)　地下水位が地表面から 10m 以内にあり，かつ，地表面から 20m 以内の深さに存在する飽和土層

2)　細粒分含有率 FC が 35%以下の土層又は FC が 35%を超えても塑性指数 I_P が 15 以下の土層

3)　50%粒径 D_{50} が 10mm 以下で，かつ，10%粒径 D_{10} が 1mm 以下である土層

なお，洪積層は，東北地方太平洋沖地震や兵庫県南部地震を含む既往の地震においても液状化したという事例は確認されていない。洪積層は一般に N 値が高く，続成作用により液状化に対する抵抗が高いこと，さらに，地震による繰返しせん断に対して著しい剛性低下を生じにくいことから，橋に影響を与える液状化が発生する可能性は低い。このため，洪積層は液状化の判定の対象とはされていない。なお，ここでいう洪積層とは，第四紀のうち古い地質時代（更新世）における堆積物による土層に概ね対応すると考えることができる。

※1.4-2 粒度による判定結果

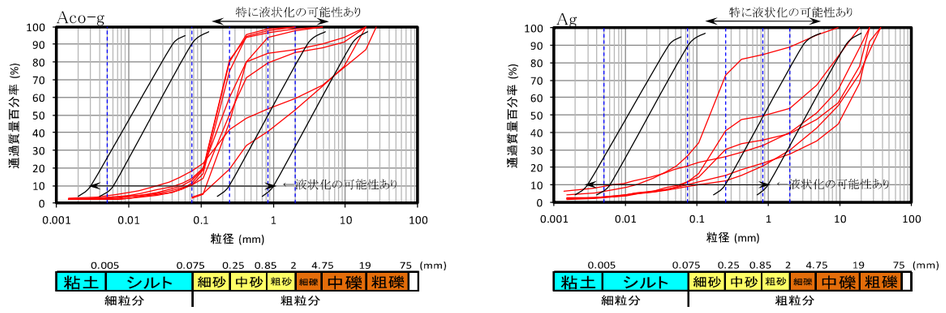


図 1　粒度による判定結果（B-55）

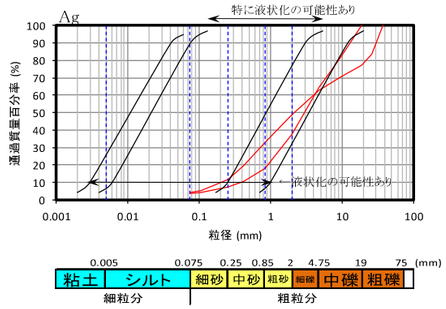


図 2　粒度による判定結果（B-63）

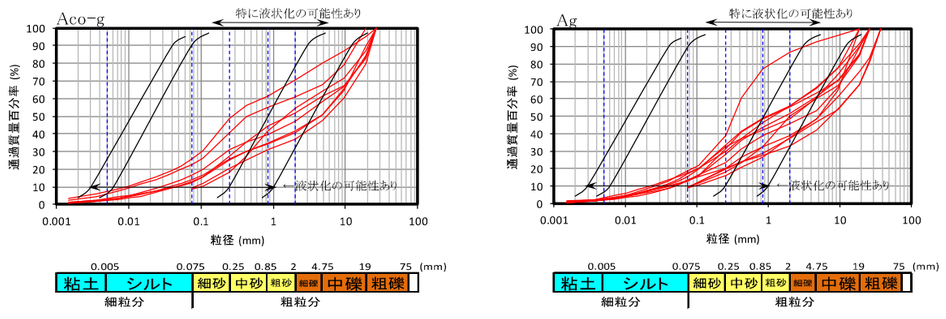


図 3　粒度による判定結果（S-4'）

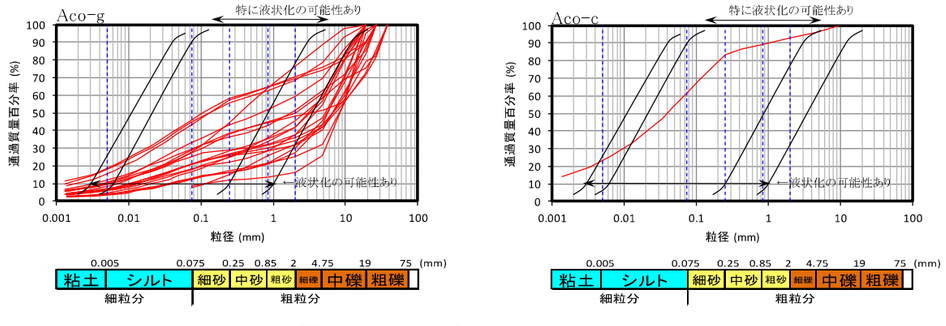


図 4　粒度による判定結果（S-11）

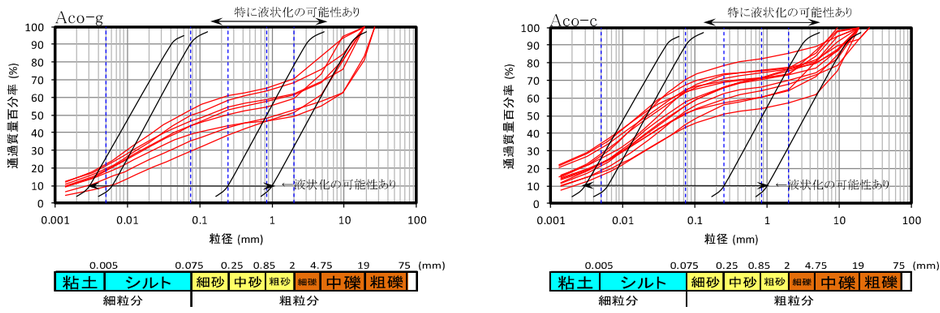
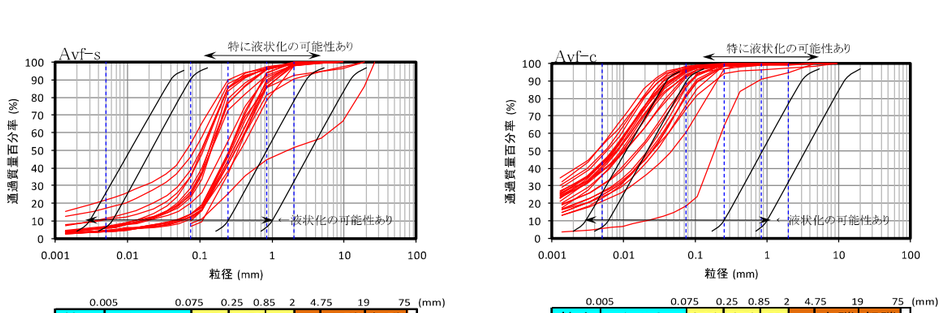


図 5　粒度による判定結果（S-12）



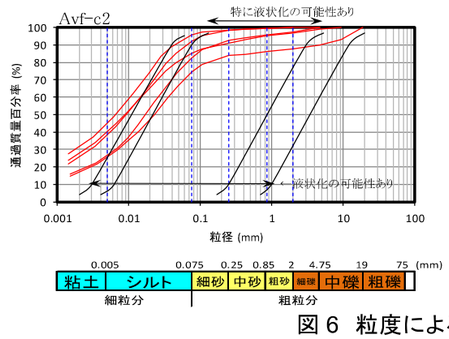


図 6　粒度による判定結果（S-13）

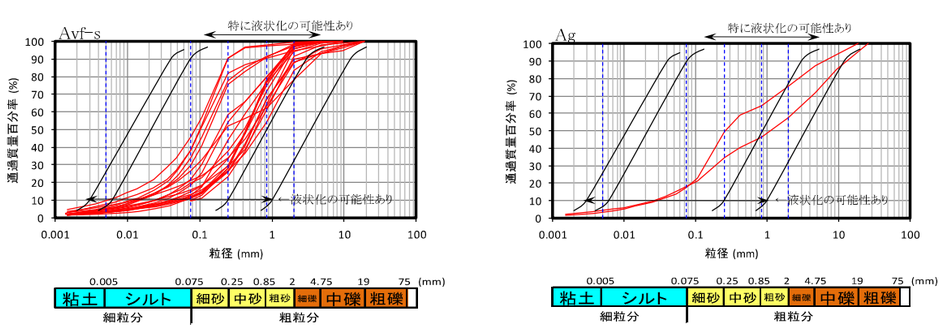


図 7　粒度による判定結果（S-14）

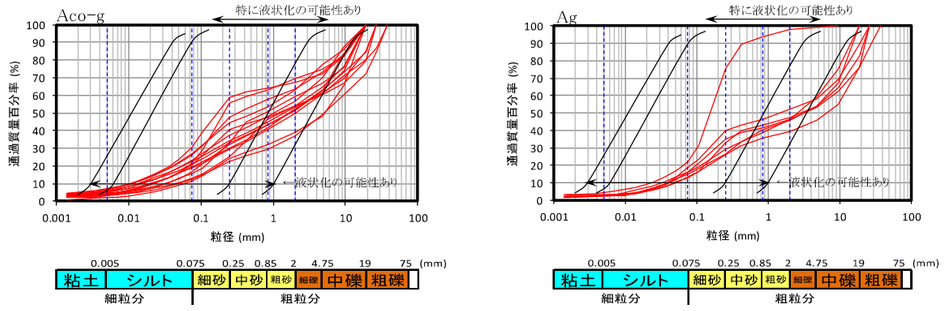


図 8　粒度による判定結果（S-15）

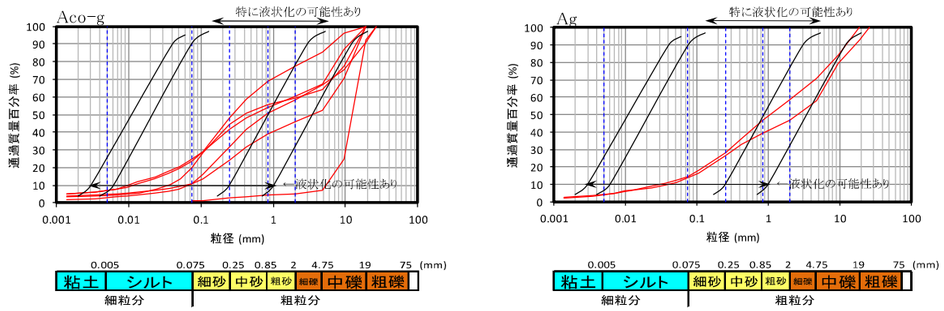


図 9　粒度による判定結果（S-16）

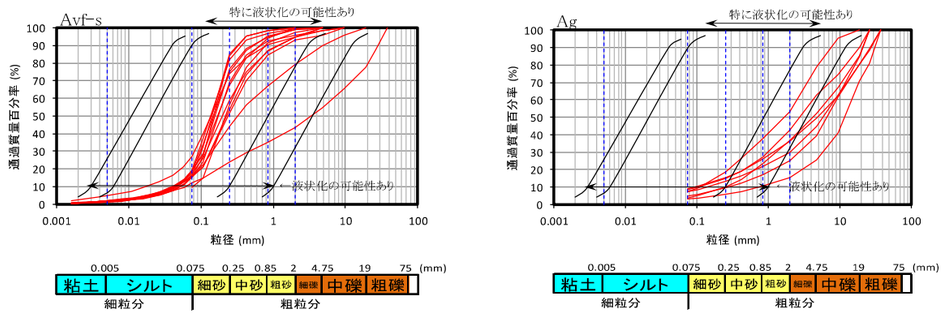
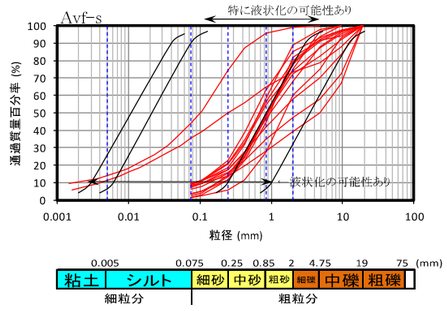
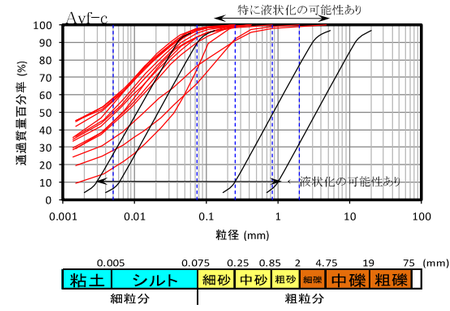


図 10　粒度による判定結果（S-18）





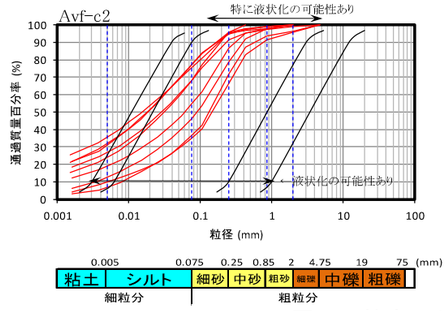


図 11　粒度による判定結果（S-20）

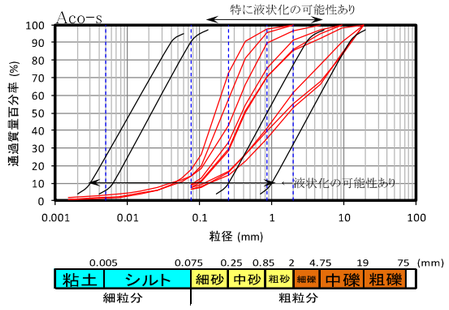


図 12　粒度による判定結果（S-22）

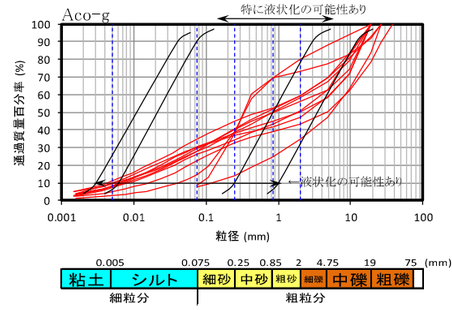


図 13　粒度による判定結果（S-23）

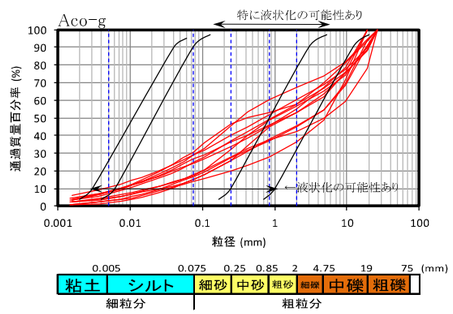


図 14　粒度による判定結果（S-24）

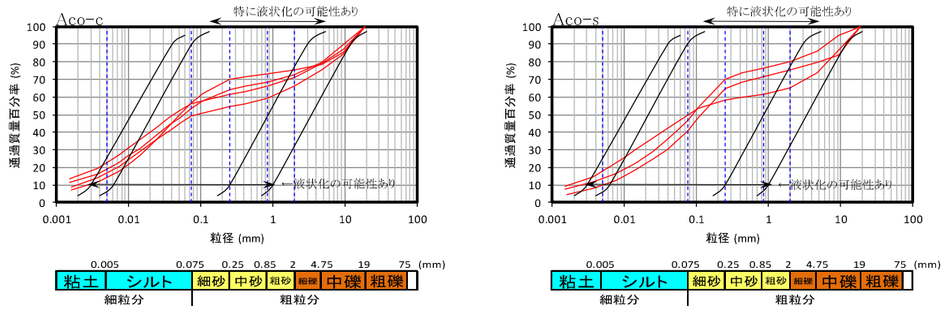


図 15　粒度による判定結果（S-27）

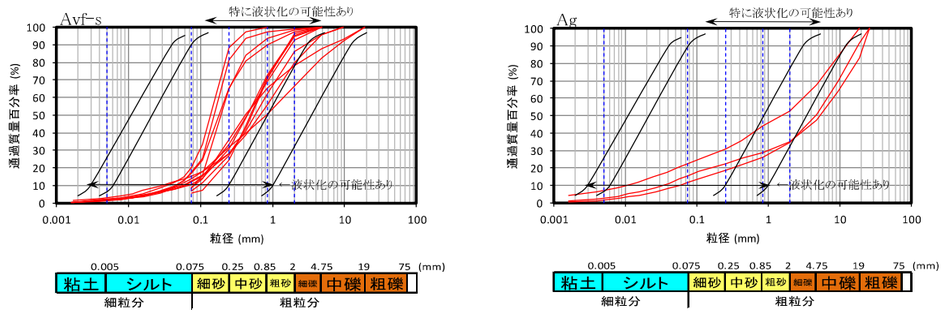


図 16　粒度による判定結果（S-29）

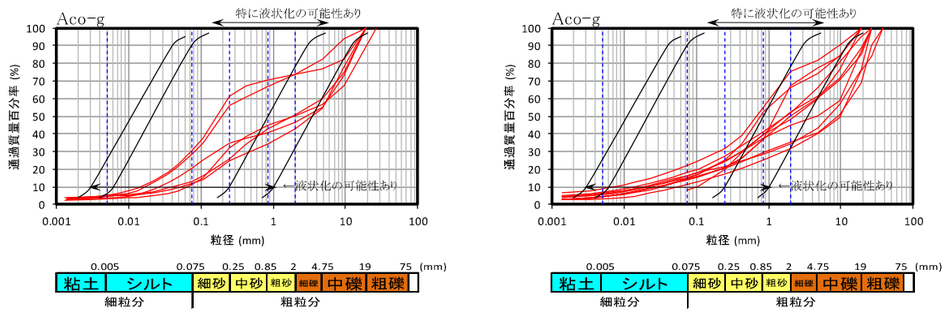


図 17　粒度による判定結果（S-32）

図 18　粒度による判定結果（B-30）

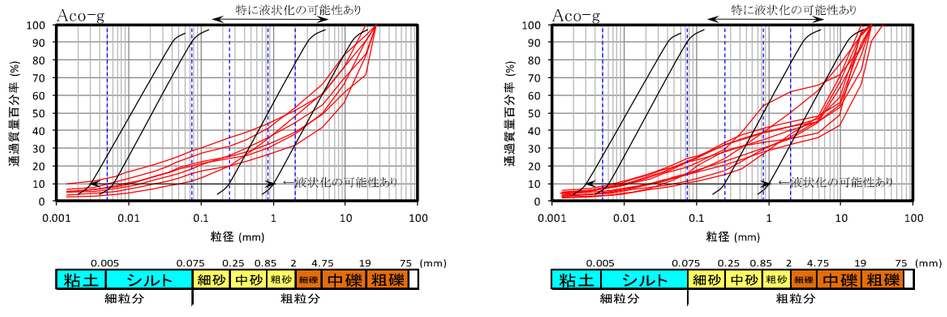


図 19　粒度による判定結果（B-31）

図 20　粒度による判定結果（B-32）

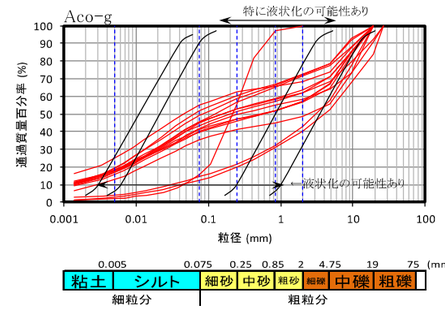
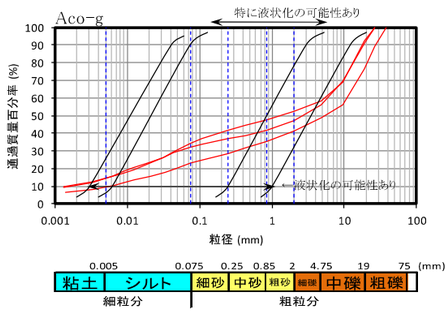


図 21　粒度による判定結果（B-40）



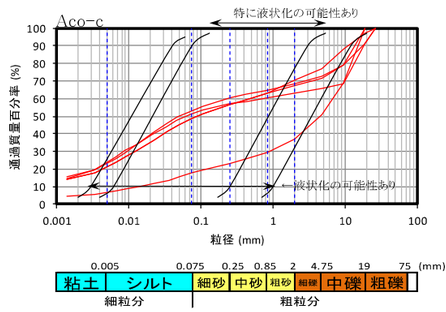


図 22　粒度による判定結果（B-41）

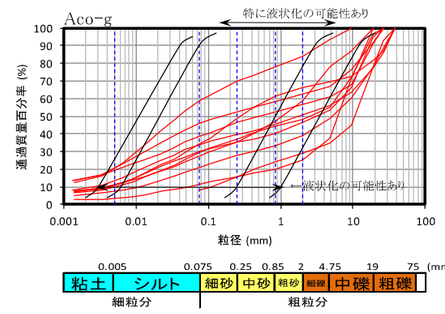
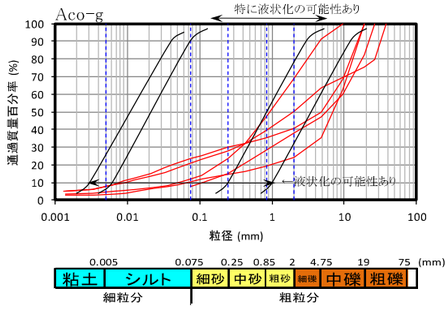


図 23　粒度による判定結果（B-43）



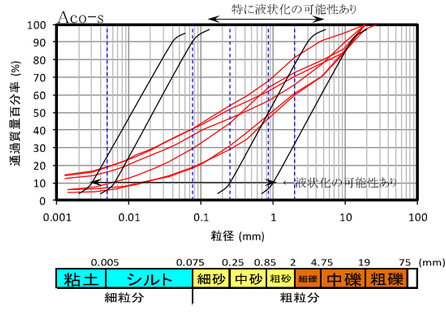


図 24　粒度による判定結果（B-45）

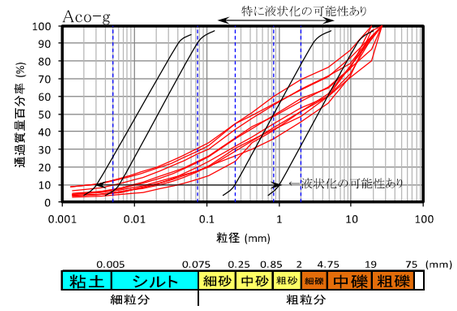


図 25　粒度による判定結果（B-47）

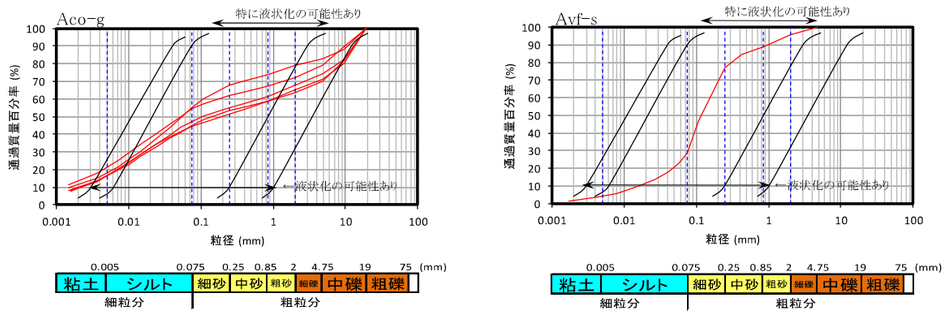


図 26　粒度による判定結果（B-72）

※1.4-3 等価 N 値と等価加速度による予測・判定、繰返し三軸試験による予測・判定

等価 N 値は、標準貫入試験による N 値、粒度試験による細粒分含有率 Fc、土の液性塑性限界試験による塑性指数 Ip を用いて設定した。なお、粒度試験と土の液性塑性限界試験がない場合は、同一地層の上下深度の細粒分含有率 Fc、塑性指数 Ip の試験値を採用した。等価 N 値は、現地盤の土層構成で算定し、等価加速度は、埋立部および A 護岸背後部では、埋立後の土層構成で算定し、C-2 護岸ケーソン部では、現地盤の土層構成で算定した。

等価加速度は、レベル 1 地震動を入力地震動とした一次元等価線形解析を実施し、算定したせん断応力を用いて算定した。

繰返し三軸試験による予測・判定に用いる液状化強度比は、繰返し非排水三軸試験結果から各層の最低値を使用した。

表 1 地盤の液状化強度比（繰返し非排水三軸試験結果）

地層区分	液状化強度比 RL
Avf-s	0.150
Aco-c	0.363
Aco-g	0.275
Aco-s	0.279

表２液状化の予測・判定結果（B-55（埋立地））

No	地層区分	判定深度 (G.L.-m)	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip	等価N値算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価N値	等価加速度算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価加速度 (gal)	判定	土層の判定	有効上載圧 (kN/m^2)	最大せん断応力 (kN/m^2)	最大せん断応力比 Lmax	液状化強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Aco-g	13.1	NP	11.96	10.2	183.56	19	Ⅳ	Ⅰ またはⅡの判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
2	Aco-g	15.1	NP	30.36	14.9	201.96	21	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
3	Aco-g	17.1	NP	48.76	16.5	220.36	23	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
4	Aco-g	19.1	NP	67.16	2.5	238.76	23	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
5	Aco-g	20.1	NP	76.36	6.0	247.96	22	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
6	Aco-g	21.1	NP	85.56	13.5	257.16	21	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
7	Aco-g	23.1	NP	103.96	6.5	275.56	21	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
8	Aco-g	24.1	NP	113.16	3.0	284.76	21	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
9	Aco-g	25.1	NP	122.36	3.0	293.96	20	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
10	Ag	27.1	NP	142.58	18.0	314.18	20	Ⅳ	Ⅰ またはⅡの判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
11	Ag	28.1	NP	153.18	45.3	324.78	20	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
12	Ag	29.1	NP	163.78	26.6	335.38	19	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
13	Ag	31.1	NP	184.98	23.6	356.58	19	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
14	Ag	32.1	NP	195.58	18.2	367.18	18	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
15	Ag	33.1	NP	206.18	8.1	377.78	18	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	

表３液状化の予測・判定結果（B-63（埋立地））

No	地層区分	判定深度 (G.L.-m)	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip	等価N値算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価N値	等価加速度算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価加速度 (gal)	判定	土層の判定	有効上載圧 (kN/m^2)	最大せん断応力 (kN/m^2)	最大せん断応力比 Lmax	液状化強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Ag	8.0	NP	24.34	12.9	145.96	19	Ⅳ	Ⅰ またはⅡの判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
2	Ag	9.0	NP	34.94	10.9	162.32	20	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	

表４液状化の予測・判定結果（S-4'（埋立地））

No	地層区分	判定深度 (G.L.-m)	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip ※1	等価N値算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価N値	等価加速度算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価加速度 (gal)	判定	土層の判定	有効上載圧 (kN/m^2)	最大せん断応力 (kN/m^2)	最大せん断応力比 Lmax	液状化強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Aco-g	17.3	-	11.96	20.4	245.56	14	Ⅳ	Ⅰ またはⅡの判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
2	Aco-g	18.3	-	21.16	11.4	254.76	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
3	Aco-g	19.3	-	30.36	8.3	263.96	17	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
4	Aco-g	20.3	-	39.56	23.4	273.16	17	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
5	Aco-g	21.3	-	48.76	7.0	282.36	18	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
6	Aco-g	22.3	-	57.96	4.2	291.56	18	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
7	Aco-g	23.3	-	67.16	7.0	300.76	17	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
8	Aco-g	24.3	-	76.36	6.0	309.96	17	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
9	Ag	25.3	-	86.40	24.2	320.00	16	Ⅳ	Ⅰ またはⅡの判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
10	Ag	26.3	-	97.00	15.1	330.60	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
11	Ag	27.3	-	107.60	19.0	341.20	15	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
12	Ag	28.3	-	118.20	17.5	351.80	15	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
13	Ag	29.3	-	128.80	7.4	362.40	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
14	Ag	30.3	-	139.40	20.8	373.00	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
15	Ag	31.3	-	150.00	23.8	383.60	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
16	Ag	32.2	-	160.01	57.6	393.61	15	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
17	Ag	33.3	-	171.20	22.6	404.80	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
18	Ag	34.2	-	180.74	64.8	414.34	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
19	Ag	35.1	-	189.96	40.2	423.56	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
20	Ag	36.3	-	203.00	35.5	436.60	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
21	Ag	37.2	-	212.97	58.6	446.57	15	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	

※1:"-"は土の液性塑性限界試験がなく、NPとして液状化の予測・判定を実施

表５液状化の予測・判定結果（S-11（埋立地））

No	地層区分	判定深度（G.L.-m）	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip ※1	等価N値算出時有効上載圧（kN/m^2）	等価N値	等価加速度算出時有効上載圧（kN/m^2）	等価加速度（gal）	判定	土層の判定	有効上載圧（kN/m^2）	最大せん断応力（kN/m^2）	最大せん断応力比 Lmax	液状化強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Aco-g	13.2	-	11.96	14.5	191.68	18	Ⅳ	Ⅰ またはⅡが2点を超え、粒度とN値による予測法のみでは液状化判定ができないことから繰返し三軸試験による予測・判定を実施する	191.68	5.24	0.0274	0.300	10.96	液状化しない	液状化しないと判定する
2	Aco-g	14.2	-	21.16	84.8	200.88	18	Ⅳ		200.88	5.59	0.0278	0.300	10.77	液状化しない	
3	Aco-g	15.2	-	30.36	36.4	210.08	20	Ⅳ		210.08	6.08	0.0290	0.300	10.36	液状化しない	
4	Aco-g	16.2	-	39.56	24.1	219.28	21	Ⅳ		219.28	6.50	0.0296	0.300	10.12	液状化しない	
5	Aco-g	17.2	-	48.76	17.8	228.48	21	Ⅳ		228.48	6.92	0.0303	0.300	9.91	液状化しない	
6	Aco-g	18.2	-	57.96	1.8	237.68	22	Ⅲ		237.68	7.29	0.0307	0.300	9.78	液状化しない	
7	Aco-g	19.2	-	67.16	1.1	246.88	21	Ⅱ		246.88	7.53	0.0305	0.300	9.84	液状化しない	
8	Aco-g	20.2	-	76.36	1.4	256.08	21	Ⅱ		256.08	7.62	0.0298	0.300	10.08	液状化しない	
9	Aco-g	21.2	-	85.56	1.0	265.28	21	Ⅱ		265.28	7.78	0.0293	0.300	10.23	液状化しない	
10	Aco-g	22.2	-	94.76	0.6	274.48	20	Ⅰ		274.48	7.89	0.0287	0.300	10.44	液状化しない	
11	Aco-g	23.2	9.0	103.96	0.0	283.68	20	Ⅰ		283.68	8.00	0.0282	0.300	10.64	液状化しない	
12	Aco-g	24.2	10.4	113.16	8.1	292.88	18	Ⅲ		292.88	8.11	0.0277	0.300	10.83	液状化しない	
13	Aco-g	25.2	-	122.36	0.0	302.08	19	Ⅰ		302.08	8.13	0.0269	0.300	11.15	液状化しない	
14	Aco-g	26.2	13.7	131.56	9.4	311.28	18	Ⅲ		311.28	8.22	0.0264	0.300	11.36	液状化しない	
15	Aco-g	27.2	12.5	140.76	11.0	320.48	18	Ⅲ		320.48	8.26	0.0258	0.300	11.64	液状化しない	
16	Aco-g	28.2	8.1	149.96	2.0	329.68	18	Ⅳ		329.68	8.39	0.0255	0.300	11.78	液状化しない	
17	Aco-g	29.2	11.7	159.16	9.6	338.88	18	Ⅲ		338.88	8.40	0.0248	0.300	12.10	液状化しない	
18	Aco-g	30.2	11.5	168.36	10.6	348.08	18	Ⅲ		348.08	8.40	0.0241	0.300	12.43	液状化しない	
19	Aco-g	31.2	13.5	177.56	11.4	357.28	19	Ⅲ		357.28	8.49	0.0238	0.300	12.63	液状化しない	
20	Aco-g	32.2	11.5	186.76	18.6	366.48	18	Ⅳ		366.48	8.65	0.0236	0.300	12.71	液状化しない	
21	Aco-g	33.2	12.2	195.96	10.8	375.68	17	Ⅲ		375.68	8.75	0.0233	0.300	12.88	液状化しない	
22	Aco-c	34.2	12.8	205.06	11.1	384.78	17	Ⅲ	Ⅰ またはⅡの判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-

※1:"-"は土の液性塑性限界試験がなく、NPとして液状化の予測・判定を実施

表６液状化の予測・判定結果（S-12（埋立地））

No	地層区分	判定深度（G.L.-m）	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip	等価N値算出時有効上載圧（kN/m^2）	等価N値	等価加速度算出時有効上載圧（kN/m^2）	等価加速度（gal）	判定	土層の判定	有効上載圧（kN/m^2）	最大せん断応力（kN/m^2）	最大せん断応力比 Lmax	液状化強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Aco-g	14.7	7.2	11.96	5.0	207.56	19	Ⅳ	Ⅰ またはⅡの判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
2	Aco-g	15.7	9.2	21.16	4.4	216.76	20	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
3	Aco-g	16.7	7.9	30.36	3.8	225.96	20	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
4	Aco-g	17.7	6.7	39.56	3.2	235.16	19	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
5	Aco-g	18.7	11.2	48.76	9.4	244.36	20	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
6	Aco-g	19.7	6.4	57.96	2.2	253.56	19	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
7	Aco-g	20.7	9.4	67.16	1.8	262.76	19	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
8	Aco-g	21.7	6.9	76.36	1.4	271.96	19	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
9	Aco-c	22.7	7.6	85.47	1.0	281.07	18	Ⅱ	Ⅰ またはⅡが2点を超え、粒度とN値による予測法のみでは液状化判定ができないことから繰返し三軸試験による予測・判定を実施する	281.07	7.07	0.0251	0.396	15.75	液状化しない	液状化しないと判定する
10	Aco-c	23.7	6.3	94.37	0.6	289.97	17	Ⅰ		289.97	6.96	0.0240	0.396	16.50	液状化しない	
11	Aco-c	24.7	9.1	103.27	0.4	298.87	16	Ⅰ		298.87	6.95	0.0232	0.396	17.04	液状化しない	
12	Aco-c	25.7	9.8	112.17	0.0	307.77	16	Ⅰ		307.77	6.85	0.0223	0.396	17.79	液状化しない	
13	Aco-c	26.7	9.2	121.07	0.0	316.67	15	Ⅰ		316.67	6.80	0.0215	0.311	14.48	液状化しない	
14	Aco-c	27.7	6.5	129.97	0.0	325.57	16	Ⅰ		325.57	7.21	0.0221	0.311	14.05	液状化しない	
15	Aco-c	28.7	14.0	138.87	10.6	334.47	18	Ⅲ		334.47	7.51	0.0225	0.311	13.85	液状化しない	
16	Aco-c	29.7	14.0	147.77	10.6	343.37	17	Ⅲ		343.37	7.84	0.0228	0.311	13.62	液状化しない	
17	Aco-c	30.7	11.9	156.67	9.7	352.27	17	Ⅲ		352.27	8.10	0.0230	0.311	13.53	液状化しない	
18	Aco-c	31.7	12.1	165.57	9.8	361.17	17	Ⅲ		361.17	8.35	0.0231	0.396	17.12	液状化しない	
19	Aco-c	32.7	13.6	174.47	10.4	370.07	18	Ⅲ		370.07	8.66	0.0234	0.396	16.93	液状化しない	
20	Aco-c	33.7	14.1	183.37	10.6	378.97	16	Ⅲ		378.97	8.76	0.0231	0.396	17.13	液状化しない	
21	Aco-c	34.7	14.3	192.27	9.7	387.87	16	Ⅲ		387.87	8.95	0.0231	0.396	17.17	液状化しない	
22	Aco-c	35.7	14.1	201.17	10.6	396.77	16	Ⅲ		396.77	8.98	0.0226	0.396	17.50	液状化しない	

表７液状化の予測・判定結果（S-13（埋立地））

No	地層区分	判定深度（G.L.-m）	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip ※1	等価N値算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価N値	等価加速度算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価加速度 (gal)	判定	土層の判定	有効上載圧 (kN/m^2)	最大せん断応力 (kN/m^2)	最大せん断応力比 Lmax	液状化強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Avf-s	12.5	-	10.92	10.9	185.94	19	Ⅳ	Ⅰ またはⅡが2点を超え、粒度とN値による予測法のみでは液状化判定ができないことから繰返し三軸試験による予測・判定を実施する	185.94	5.62	0.0302	0.164	5.41	液状化しない	液状化しないと判定する
2	Avf-s	13.5	-	19.32	9.1	194.34	20	Ⅳ		194.34	5.84	0.0301	0.164	5.44	液状化しない	
3	Avf-s	14.5	-	27.72	10.3	202.74	19	Ⅳ		202.74	6.10	0.0301	0.164	5.44	液状化しない	
4	Avf-s	15.5	-	36.12	9.5	211.14	20	Ⅳ		211.14	6.34	0.0300	0.164	5.45	液状化しない	
5	Avf-s	16.5	-	44.52	10.1	219.54	20	Ⅳ		219.54	6.59	0.0300	0.164	5.45	液状化しない	
6	Avf-s	17.5	-	52.92	8.8	227.94	20	Ⅳ		227.94	6.84	0.0300	0.164	5.46	液状化しない	
7	Avf-s	18.5	-	61.32	5.3	236.34	21	Ⅳ		236.34	7.13	0.0301	0.164	5.43	液状化しない	
8	Avf-s	19.5	-	69.72	6.7	244.74	20	Ⅳ		244.74	7.44	0.0304	0.164	5.39	液状化しない	
9	Avf-s	20.5	-	78.12	4.5	253.14	21	Ⅳ		253.14	7.73	0.0306	0.164	5.36	液状化しない	
10	Avf-s	21.5	-	86.52	7.8	261.54	21	Ⅳ		261.54	8.02	0.0306	0.164	5.34	液状化しない	
11	Avf-s	22.5	-	94.92	8.4	269.94	20	Ⅳ		269.94	8.26	0.0306	0.164	5.35	液状化しない	
12	Avf-s	23.5	-	103.32	3.8	278.34	21	Ⅳ		278.34	8.45	0.0304	0.164	5.39	液状化しない	
13	Avf-s	24.5	-	111.72	5.2	286.74	21	Ⅳ		286.74	8.59	0.0300	0.164	5.46	液状化しない	
14	Avf-s	25.5	-	120.12	3.0	295.14	21	Ⅳ		295.14	8.68	0.0294	0.164	5.56	液状化しない	
15	Avf-s	26.5	-	128.52	1.2	303.54	20	Ⅱ		303.54	8.75	0.0288	0.164	5.68	液状化しない	
16	Avf-s	27.5	-	136.92	10.2	311.94	20	Ⅳ		311.94	8.86	0.0284	0.164	5.76	液状化しない	
17	Avf-s	28.5	-	145.32	0.6	320.34	20	Ⅰ		320.34	9.21	0.0287	0.164	5.69	液状化しない	
18	Avf-s	29.5	-	153.72	0.0	328.74	21	Ⅰ		328.74	9.59	0.0292	0.164	5.61	液状化しない	
19	Avf-s	30.5	-	162.12	0.2	337.14	21	Ⅰ		337.14	9.93	0.0295	0.164	5.56	液状化しない	
20	Avf-s	31.5	-	170.52	0.0	345.54	21	Ⅰ		345.54	10.24	0.0296	0.164	5.52	液状化しない	
21	Avf-s	32.5	22.2	178.92	14.8	353.94	16	Ⅳ		353.94	10.53	0.0297	0.164	5.50	液状化しない	
22	Avf-s	33.5	11.4	187.32	10.5	362.34	16	Ⅲ		362.34	10.79	0.0298	0.164	5.49	液状化しない	
23	Avf-c	34.5	12.0	195.68	9.8	370.70	16	Ⅲ	Ⅰ またはⅡの判定が1点であり、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
24	Avf-c	35.5	11.1	203.98	10.4	379.00	16	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
25	Avf-c	36.5	11.0	212.28	10.4	387.30	16	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
26	Avf-c	37.5	9.1	220.58	0.0	395.60	21	Ⅰ		-	-	-	-	-	-	
27	Avf-c	38.5	-	228.88	10.6	403.90	19	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
28	Avf-c	39.5	11.3	237.18	11.5	412.20	17	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
29	Avf-c	40.5	11.4	245.48	10.5	420.50	17	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
30	Avf-c	41.5	11.1	253.78	8.4	428.80	17	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
31	Avf-c	42.5	12.3	262.08	8.9	437.10	17	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
32	Avf-c	43.5	16.9	270.39	15.7	445.41	15	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
33	Avf-c	44.5	12.7	278.69	17.0	453.71	15	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
34	Avf-c	45.5	17.4	286.99	16.9	462.01	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
35	Avf-c	46.5	19.4	295.29	17.7	470.31	16	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
36	Avf-c	47.5	17.6	303.59	17.0	478.61	16	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	-
37	Avf-c	48.5	15.5	311.89	16.2	486.91	16	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
38	Avf-c	49.5	17.0	320.19	15.8	495.21	16	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
39	Avf-c	50.5	19.4	328.49	17.7	503.51	16	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
40	Avf-c	51.5	19.4	336.79	16.7	511.81	15	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
41	Avf-c	52.5	17.2	345.09	16.8	520.11	15	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
42	Avf-c	53.5	23.2	353.39	19.2	528.41	15	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
43	Avf-c	54.5	20.6	361.69	17.2	536.71	15	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
44	Avf-c	55.5	16.3	369.99	16.5	545.01	16	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
45	Avf-c	56.5	19.5	378.29	17.8	553.31	15	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
46	Avf-c	57.5	17.8	386.59	17.1	561.61	15	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
47	Avf-c	58.5	21.6	394.89	17.6	569.91	15	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
48	Avf-c	59.5	25.5	403.19	20.2	578.21	15	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
49	Avf-c	60.5	31.6	411.49	22.6	586.51	15	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
50	Avf-c2	61.5	38.3	419.52	27.3	594.54	14	Ⅳ	Ⅰ またはⅡの判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
51	Avf-c2	62.5	41.9	426.92	31.7	601.94	14	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
52	Avf-c2	63.5	40.2	434.32	31.0	609.34	14	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
53	Avf-c2	64.5	44.6	441.72	32.8	616.74	14	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
54	Avf-c2	65.5	46.8	449.31	33.7	624.33	13	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	

※1:"-"は土の液性塑性限界試験がなく、NPとして液状化の予測・判定を実施

表 8 液状化の予測・判定結果（S-14（埋立地））

No	地層区分	判定深度 (G.L.-m)	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip ※1	等価N値 算出時 有効上載圧 (kN/m^2)	等価 N値	等価加速度 算出時 有効上載圧 (kN/m^2)	等価 加速度 (gal)	判定	土層の判定	有効 上載圧 (kN/m^2)	最大 せん断 応力 (kN/m^2)	最大 せん断 応力比 Lmax	液状化 強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Avf-s	15.2	-	10.92	6.7	214.98	19	Ⅳ	Ⅰ または Ⅱ が2点を超え、粒度とN値による予測法のみでは液状化判定ができないことから繰返し三軸試験による予測・判定を実施する	214.98	5.78	0.0269	0.164	6.09	液状化しない	液状化しないと判定する
2	Avf-s	16.2	-	19.32	6.9	223.38	20	Ⅳ		223.38	6.22	0.0278	0.129	4.62	液状化しない	
3	Avf-s	17.2	-	27.72	6.1	231.78	20	Ⅳ		231.78	6.67	0.0288	0.129	4.47	液状化しない	
4	Avf-s	18.3	-	36.96	4.6	241.02	21	Ⅳ		241.02	7.10	0.0294	0.129	4.37	液状化しない	
5	Avf-s	19.2	-	44.94	3.5	249.00	21	Ⅳ		249.00	7.55	0.0303	0.129	4.24	液状化しない	
6	Avf-s	20.2	-	52.92	6.6	256.98	23	Ⅳ		256.98	7.98	0.0311	0.129	4.14	液状化しない	
7	Avf-s	21.2	-	61.32	1.9	265.38	22	Ⅲ		265.38	8.36	0.0315	0.164	5.20	液状化しない	
8	Avf-s	22.2	-	69.72	2.2	273.78	22	Ⅲ		273.78	8.63	0.0315	0.164	5.19	液状化しない	
9	Avf-s	23.2	-	78.12	7.0	282.18	23	Ⅳ		282.18	8.79	0.0312	0.164	5.25	液状化しない	
10	Avf-s	24.2	-	86.52	2.8	290.58	22	Ⅳ		290.58	8.90	0.0306	0.164	5.34	液状化しない	
11	Avf-s	25.2	-	94.92	4.6	298.98	21	Ⅳ		298.98	9.01	0.0301	0.164	5.43	液状化しない	
12	Avf-s	26.2	-	103.32	4.5	307.38	21	Ⅳ		307.38	9.06	0.0295	0.164	5.55	液状化しない	
13	Avf-s	27.2	-	111.72	0.0	315.78	20	Ⅰ		315.78	9.06	0.0287	0.164	5.70	液状化しない	
14	Avf-s	28.3	-	121.17	1.4	325.23	20	Ⅱ		325.23	9.14	0.0281	0.164	5.83	液状化しない	
15	Avf-s	29.3	-	129.36	1.2	333.42	19	Ⅱ		333.42	9.13	0.0274	0.164	5.98	液状化しない	
16	Avf-s	30.2	-	136.92	0.0	340.98	19	Ⅰ		340.98	9.07	0.0266	0.164	6.15	液状化しない	
17	Avf-s	31.2	-	145.32	0.0	349.38	18	Ⅰ		349.38	9.04	0.0259	0.164	6.32	液状化しない	
18	Avf-s	32.2	-	154.14	0.4	358.20	18	Ⅰ		358.20	9.00	0.0251	0.164	6.51	液状化しない	
19	Avf-s	33.2	-	162.12	0.0	366.18	18	Ⅰ		366.18	9.12	0.0249	0.164	6.57	液状化しない	
20	Avf-s	34.2	-	170.52	0.0	374.58	17	Ⅰ		374.58	9.23	0.0246	0.164	6.64	液状化しない	
21	Ag	35.2	-	180.68	7.8	384.74	18	Ⅳ	Ⅰ または Ⅱ の判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
22	Ag	36.2	-	191.28	3.4	395.34	18	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	

※1:"-"は土の液性塑性限界試験がなく、NPとして液状化の予測・判定を実施

表 9 液状化の予測・判定結果（S-15（埋立地））

No	地層区分	判定深度 (G.L.-m)	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip ※1	等価N値 算出時 有効上載圧 (kN/m^2)	等価 N値	等価加速度 算出時 有効上載圧 (kN/m^2)	等価 加速度 (gal)	判定	土層の判定	有効 上載圧 (kN/m^2)	最大 せん断 応力 (kN/m^2)	最大 せん断 応力比 Lmax	液状化 強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Aco-g	15.0	-	11.96	5.0	222.56	18	Ⅳ	Ⅰ または Ⅱ が2点を超え、粒度とN値による予測法のみでは液状化判定ができないことから繰返し三軸試験による予測・判定を実施する	222.56	5.48	0.0246	0.300	12.18	液状化しない	液状化しないと判定する
2	Aco-g	15.9	-	20.24	16.1	230.84	16	Ⅳ		230.84	5.86	0.0254	0.300	11.82	液状化しない	
3	Aco-g	16.9	-	29.44	7.2	240.04	19	Ⅳ		240.04	6.18	0.0258	0.300	11.65	液状化しない	
4	Aco-g	18.0	-	39.56	3.2	250.16	19	Ⅳ		250.16	6.53	0.0261	0.300	11.50	液状化しない	
5	Aco-g	19.0	-	48.76	2.8	259.36	20	Ⅳ		259.36	6.84	0.0264	0.300	11.37	液状化しない	
6	Aco-g	19.9	-	57.27	4.4	267.87	20	Ⅳ		267.87	7.02	0.0262	0.300	11.45	液状化しない	
7	Aco-g	21.0	-	66.70	3.8	277.30	20	Ⅳ		277.30	7.10	0.0256	0.300	11.71	液状化しない	
8	Aco-g	21.9	-	75.44	4.1	286.04	19	Ⅳ		286.04	7.17	0.0251	0.300	11.97	液状化しない	
9	Aco-g	22.9	-	84.64	10.4	295.24	19	Ⅳ		295.24	7.15	0.0242	0.300	12.39	液状化しない	
10	Aco-g	24.0	-	94.76	0.6	305.36	19	Ⅰ		305.36	7.06	0.0231	0.300	12.98	液状化しない	
11	Aco-g	24.9	-	103.04	3.8	313.64	18	Ⅳ		313.64	7.05	0.0225	0.300	13.34	液状化しない	
12	Aco-g	26.0	-	112.70	1.8	323.30	18	Ⅲ		323.30	7.12	0.0220	0.300	13.63	液状化しない	
13	Aco-g	27.0	-	122.36	0.0	332.96	17	Ⅰ		332.96	7.55	0.0227	0.300	13.23	液状化しない	
14	Aco-g	28.0	-	131.56	0.0	342.16	17	Ⅰ		342.16	7.98	0.0233	0.300	12.86	液状化しない	
15	Aco-g	28.9	-	139.84	0.8	350.44	17	Ⅱ		350.44	8.27	0.0236	0.300	12.71	液状化しない	
16	Ag	29.9	-	149.32	2.0	359.92	16	Ⅳ	Ⅰ または Ⅱ の判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
17	Ag	30.9	-	159.92	4.8	370.52	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
18	Ag	31.9	-	170.52	5.4	381.12	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
19	Ag	32.9	-	181.12	5.0	391.72	17	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
20	Ag	33.9	-	191.72	8.3	402.32	17	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
21	Ag	34.9	-	202.32	40.0	412.92	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
22	Ag	35.9	-	212.92	22.1	423.52	15	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	

※1:"-"は土の液性塑性限界試験がなく、NPとして液状化の予測・判定を実施

表 10 液状化の予測・判定結果（S-16（埋立地））

No	地層区分	判定深度 (G.L.-m)	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip ※1	等価N値 算出時 有効上載圧 (kN/m^2)	等価 N値	等価加速度 算出時 有効上載圧 (kN/m^2)	等価 加速度 (gal)	判定	土層の判定	有効 上載圧 (kN/m^2)	最大 せん断 応力 (kN/m^2)	最大 せん断 応力比 Lmax	液状化 強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Aco-g	10.8	-	11.96	5.1	152.46	21	Ⅳ	Ⅰ または Ⅱ の判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
2	Aco-g	11.8	-	21.16	4.4	161.66	21	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
3	Aco-g	12.8	-	30.36	6.0	170.86	23	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
4	Aco-g	13.8	-	39.56	3.2	180.06	24	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
5	Aco-g	14.8	-	48.76	7.0	189.26	25	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
6	Aco-g	15.8	-	57.96	11.8	198.46	26	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
7	Ag	16.8	-	68.28	3.4	208.78	24	Ⅳ	Ⅰ または Ⅱ の判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
8	Ag	17.8	-	78.88	72.1	219.38	28	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
9	Ag	18.6	-	88.16	86.9	228.66	26	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	

※1:"-"は土の液性塑性限界試験がなく、NPとして液状化の予測・判定を実施

表 11 液状化の予測・判定結果（S-18（埋立地））

No	地層区分	判定深度 (G.L.-m)	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip ※1	等価N値 算出時 有効上載圧 (kN/m^2)	等価 N値	等価加速度 算出時 有効上載圧 (kN/m^2)	等価 加速度 (gal)	判定	土層の判定	有効 上載圧 (kN/m^2)	最大 せん断 応力 (kN/m^2)	最大 せん断 応力比 Lmax	液状化 強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Avf-s	15.0	-	10.92	15.4	207.12	17	Ⅳ	Ⅰ または Ⅱ の判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
2	Avf-s	16.0	-	19.32	11.8	215.52	19	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
3	Avf-s	18.0	-	36.12	14.8	232.32	20	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
4	Avf-s	19.0	-	44.52	13.8	240.72	20	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
5	Avf-s	21.0	-	61.32	6.2	257.52	20	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
6	Avf-s	22.0	-	69.72	7.6	265.92	20	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
7	Avf-s	24.0	-	86.52	10.2	282.72	20	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
8	Avf-s	25.0	-	94.92	11.4	291.12	19	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
9	Avf-s	27.0	-	111.72	6.8	307.92	18	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
10	Avf-s	28.0	-	120.12	11.2	316.32	17	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
11	Avf-s	30.0	-	136.92	10.2	333.12	17	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
12	Avf-s	31.0	-	145.32	9.6	341.52	17	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
13	Avf-s	33.0	-	162.12	4.4	358.32	17	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
14	Avf-s	34.0	-	170.52	4.0	366.72	18	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
15	Ag	36.0	-	190.18	11.8	386.38	18	Ⅳ	Ⅰ または Ⅱ の判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
16	Ag	37.0	-	200.78	4.7	396.98	18	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
17	Ag	39.0	-	221.98	2.9	418.18	18	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
18	Ag	40.0	-	232.58	3.4	428.78	18	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
19	Ag	42.0	-	253.78	3.7	449.98	17	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
20	Ag	43.0	-	264.38	4.2	460.58	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
21	Ag	44.0	-	274.98	3.2	471.18	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
22	Ag	45.0	-	285.58	4.1	481.78	17	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
23	Ag	46.0	-	296.18	9.5	492.38	17	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
24	Ag	47.0	-	306.78	6.7	502.98	17	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
25	Ag	48.0	-	317.38	2.0	513.58	17	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	

※1:"-"は土の液性塑性限界試験がなく、NPとして液状化の予測・判定を実施

表 12 液状化の予測・判定結果（S-20（埋立地））

No	地層区分	判定深度 (G.L.-m)	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip ※1	等価N値算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価N値	等価加速度算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価加速度 (gal)	判定	土層の判定	有効上載圧 (kN/m^2)	最大せん断応力 (kN/m^2)	最大せん断応力比 Lmax	液状化強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Avf-s	34.6	-	19.32	0.0	402.62	16	I		-	-	-	-	-	-	
2	Avf-s	36.6	-	36.12	17.3	419.42	12	IV		-	-	-	-	-	-	
3	Avf-s	37.6	-	44.52	15.3	427.82	13	IV		-	-	-	-	-	-	
4	Avf-s	39.6	-	61.32	17.9	444.62	12	IV		-	-	-	-	-	-	
5	Avf-s	40.6	-	69.72	17.2	453.02	12	IV		-	-	-	-	-	-	
6	Avf-s	42.6	-	86.52	23.9	469.82	11	IV		-	-	-	-	-	-	
7	Avf-s	43.6	-	94.92	18.4	478.22	11	IV		-	-	-	-	-	-	
8	Avf-s	45.6	-	111.72	15.5	495.02	13	IV	IまたはIIの判定が1点であり、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
9	Avf-s	46.6	-	120.12	12.9	503.42	13	IV		-	-	-	-	-	-	
10	Avf-s	48.6	-	136.92	17.0	520.22	12	IV		-	-	-	-	-	-	
11	Avf-s	49.6	-	145.32	17.2	528.62	11	IV		-	-	-	-	-	-	
12	Avf-s	51.6	-	162.12	14.5	545.42	12	IV		-	-	-	-	-	-	
13	Avf-s	52.6	-	170.52	9.6	553.82	12	IV		-	-	-	-	-	-	
14	Avf-s	55.6	NP	195.72	1.8	579.02	13	IV		-	-	-	-	-	-	
15	Avf-c	57.6	21.5	212.38	12.6	595.68	12	IV		-	-	-	-	-	-	
16	Avf-c	58.6	21.5	220.68	12.6	603.98	12	IV		-	-	-	-	-	-	
17	Avf-c	60.6	21.5	237.28	12.6	620.58	12	IV		-	-	-	-	-	-	
18	Avf-c	61.6	21.5	245.58	12.6	628.88	12	IV		-	-	-	-	-	-	
19	Avf-c	62.6	NP	253.88	11.6	637.18	13	IV		-	-	-	-	-	-	
20	Avf-c	65.6	23.2	278.78	13.2	662.08	11	IV		-	-	-	-	-	-	
21	Avf-c	66.6	23.2	287.08	17.2	670.38	11	IV		-	-	-	-	-	-	
22	Avf-c	67.6	23.2	295.38	19.2	678.68	11	IV		-	-	-	-	-	-	
23	Avf-c	69.6	23.2	311.97	14.9	695.27	12	IV		-	-	-	-	-	-	
24	Avf-c	70.6	27.3	320.27	14.9	703.57	12	IV		-	-	-	-	-	-	
25	Avf-c	72.6	26.6	336.86	20.6	720.16	12	IV		-	-	-	-	-	-	
26	Avf-c	73.6	26.6	345.16	14.6	728.46	12	IV		-	-	-	-	-	-	
27	Avf-c	75.6	31.4	361.75	24.5	745.05	12	IV		-	-	-	-	-	-	
28	Avf-c	76.6	31.4	369.43	20.5	752.73	12	IV		-	-	-	-	-	-	
29	Avf-c	78.6	36.2	386.64	28.4	769.94	12	IV		-	-	-	-	-	-	
30	Avf-c	79.7	36.2	395.16	26.4	778.46	11	IV		-	-	-	-	-	-	
31	Avf-c2	81.6	19.6	409.93	28.8	793.23	11	IV		-	-	-	-	-	-	
32	Avf-c2	82.6	19.6	417.33	25.8	800.63	11	IV		-	-	-	-	-	-	
33	Avf-c2	84.6	28.2	432.13	34.2	815.43	11	IV		-	-	-	-	-	-	
34	Avf-c2	85.6	28.2	439.53	35.2	822.83	11	IV		-	-	-	-	-	-	
35	Avf-c2	87.6	25.1	454.33	33.0	837.63	11	IV	IまたはIIの判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
36	Avf-c2	88.6	25.1	461.73	31.0	845.03	10	IV		-	-	-	-	-	-	
37	Avf-c2	90.6	29.7	476.53	34.8	859.83	11	IV		-	-	-	-	-	-	
38	Avf-c2	91.6	29.7	483.93	39.8	867.23	11	IV		-	-	-	-	-	-	

※1:"-"は土の液性塑性限界試験がなく、NPとして液状化の予測・判定を実施

表 13 液状化の予測・判定結果（S-22（埋立地））

No	地層区分	判定深度（G.L.-m）	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip ※1	等価N値算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価N値	等価加速度算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価加速度 (gal)	判定	土層の判定	有効上載圧 (kN/m^2)	最大せん断応力 (kN/m^2)	最大せん断応力比 Lmax	液状化強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Aco-s	20.2	-	11.82	12.3	274.42	17	Ⅳ	Ⅰ または Ⅱ の判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
2	Aco-s	21.2	-	20.92	18.0	283.52	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
3	Aco-s	22.2	-	30.02	19.5	292.62	17	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
4	Aco-s	23.2	-	39.12	15.1	301.72	18	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
5	Aco-s	24.2	-	48.22	11.9	310.82	17	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
6	Aco-s	25.2	-	57.32	15.5	319.92	17	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
7	Aco-s	26.2	-	66.42	14.7	329.02	17	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
8	Aco-s	27.2	-	75.52	10.8	338.12	18	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
9	Aco-s	28.2	-	84.62	12.4	347.22	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
10	Aco-s	29.2	-	93.72	16.6	356.32	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
11	Aco-s	30.2	-	102.82	15.9	365.42	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
12	Aco-s	31.2	-	111.92	16.8	374.52	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
13	Aco-s	32.2	-	121.02	16.1	383.62	17	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
14	Aco-s	33.2	-	130.12	16.5	392.72	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
15	Aco-s	34.2	-	139.22	24.8	401.82	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
16	Aco-s	35.2	-	148.33	23.8	410.93	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
17	Aco-s	36.2	-	157.43	25.7	420.03	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
18	Aco-s	37.2	-	166.53	27.4	429.13	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
19	Aco-s	38.2	-	175.63	17.5	438.23	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
20	Aco-s	39.2	-	184.73	28.1	447.33	15	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
21	Aco-s	40.2	-	193.83	24.2	456.43	15	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
22	Aco-s	41.2	-	202.93	49.0	465.53	14	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
23	Aco-s	42.2	-	212.03	25.2	474.63	15	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
24	Aco-s	43.2	-	221.13	12.2	483.73	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	

※1:"-"は土の液性塑性限界試験がなく、NPとして液状化の予測・判定を実施

表 14 液状化の予測・判定結果（S-23（埋立地））

No	地層区分	判定深度（G.L.-m）	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip ※1	等価N値算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価N値	等価加速度算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価加速度 (gal)	判定	土層の判定	有効上載圧 (kN/m^2)	最大せん断応力 (kN/m^2)	最大せん断応力比 Lmax	液状化強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Aco-g	12.1	-	11.96	17.7	171.16	20	Ⅳ	Ⅰ または Ⅱ の判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
2	Aco-g	13.1	-	21.16	6.7	180.36	22	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
3	Aco-g	15.1	-	39.56	3.2	198.76	24	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
4	Aco-g	16.1	-	48.76	4.8	207.96	25	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
5	Aco-g	19.2	15.5	77.28	11.2	236.48	22	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
6	Aco-g	21.1	-	94.76	20.2	253.96	21	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
7	Aco-g	22.1	-	103.96	3.8	263.16	22	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
8	Aco-g	25.1	-	131.56	2.6	290.76	21	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
9	Aco-g	27.1	-	149.96	10.3	309.16	20	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	

※1:"-"は土の液性塑性限界試験がなく、NPとして液状化の予測・判定を実施

表 15 液状化の予測・判定結果（S-24（埋立地））

No	地層区分	判定深度 (G.L.-m)	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip ※1	等価N値 算出時 有効上載圧 (kN/m^2)	等価 N値	等価加速度 算出時 有効上載圧 (kN/m^2)	等価 加速度 (gal)	判定	土層の判定	有効 上載圧 (kN/m^2)	最大 せん断 応力 (kN/m^2)	最大 せん断 応力比 Lmax	液状化 強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Aco-g	13.1	-	21.15	23.8	176.35	21	Ⅳ	Ⅰ または Ⅱ が2点を超え、粒度とN値による予測法のみでは液状化判定ができないことから繰返し三軸試験による予測・判定を実施する	176.35	5.80	0.0329	0.300	9.12	液状化しない	液状化しないと判定する
2	Aco-g	15.1	-	39.55	7.0	194.75	25	Ⅳ		194.75	6.94	0.0357	0.236	6.61	液状化しない	
3	Aco-g	16.1	-	48.75	12.4	203.95	25	Ⅳ		203.95	7.34	0.0360	0.236	6.55	液状化しない	
4	Aco-g	18.1	-	67.15	15.6	222.35	25	Ⅳ		222.35	7.96	0.0358	0.236	6.58	液状化しない	
5	Aco-g	19.1	-	76.35	9.0	231.55	24	Ⅳ		231.55	7.94	0.0343	0.236	6.87	液状化しない	
6	Aco-g	21.1	-	94.75	4.2	249.95	23	Ⅳ		249.95	8.07	0.0323	0.300	9.29	液状化しない	
7	Aco-g	22.1	-	103.95	7.2	259.15	22	Ⅳ		259.15	8.21	0.0317	0.300	9.47	液状化しない	
8	Aco-g	24.2	-	122.81	0.0	278.01	21	Ⅰ		278.01	8.41	0.0303	0.300	9.92	液状化しない	
9	Aco-g	25.1	-	131.09	0.0	286.29	21	Ⅰ		286.29	8.48	0.0296	0.300	10.13	液状化しない	
10	Aco-g	27.1	-	149.49	0.0	304.69	20	Ⅰ		304.69	8.83	0.0290	0.300	10.35	液状化しない	
11	Aco-g	28.1	-	158.69	0.0	313.89	20	Ⅰ		313.89	9.02	0.0287	0.236	8.20	液状化しない	

※1:"-"は土の液性塑性限界試験がなく、NPとして液状化の予測・判定を実施

表 16 液状化の予測・判定結果（S-27（埋立地））

No	地層区分	判定深度 (G.L.-m)	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip	等価N値 算出時 有効上載圧 (kN/m^2)	等価 N値	等価加速度 算出時 有効上載圧 (kN/m^2)	等価 加速度 (gal)	判定	土層の判定	有効 上載圧 (kN/m^2)	最大 せん断 応力 (kN/m^2)	最大 せん断 応力比 Lmax	液状化 強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Aco-s	21.8	14.5	11.82	9.8	290.42	15	Ⅳ	Ⅰ または Ⅱ の判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
2	Aco-s	22.8	12.5	20.92	9.0	299.52	15	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
3	Aco-s	23.8	12.5	30.02	9.0	308.62	17	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
4	Aco-s	24.8	12.5	39.12	12.0	317.72	17	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
5	Aco-s	25.8	12.5	48.22	9.0	326.82	16	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
6	Aco-s	26.8	12.5	57.32	9.0	335.92	16	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
7	Aco-s	27.8	16.5	66.42	10.6	345.02	16	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
8	Aco-s	28.8	16.5	75.52	10.6	354.12	15	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
9	Aco-c	29.8	13.8	84.55	9.5	363.15	15	Ⅲ	Ⅰ または Ⅱ の判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
10	Aco-c	30.8	13.8	93.45	9.5	372.05	14	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
11	Aco-c	31.8	13.8	102.35	10.5	380.95	15	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
12	Aco-c	32.8	13.8	111.25	10.5	389.85	14	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
13	Aco-c	33.8	14.7	120.15	10.8	398.75	15	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
14	Aco-c	34.8	14.7	129.05	10.8	407.65	16	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
15	Aco-c	35.8	14.7	137.95	10.8	416.55	16	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
16	Aco-c	36.8	15.5	146.85	10.2	425.45	16	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
17	Aco-c	37.8	15.5	155.75	11.2	434.35	16	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
18	Aco-c	38.9	19.4	165.10	13.7	443.70	16	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
19	Aco-c	39.8	19.4	173.55	12.7	452.15	15	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	
20	Aco-c	40.8	19.4	182.45	11.7	461.05	15	Ⅲ		-	-	-	-	-	-	

表 17 液状化の予測・判定結果（S-29（埋立地））

No	地層区分	判定深度 (G.L.-m)	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip ※1	等価N値算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価N値	等価加速度算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価加速度 (gal)	判定	土層の判定	有効上載圧 (kN/m^2)	最大せん断応力 (kN/m^2)	最大せん断応力比 Lmax	液状化強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Avf-s	17.0	-	14.28	5.1	235.98	18	Ⅳ	Ⅰ またはⅡの判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
2	Avf-s	17.6	-	19.32	6.5	241.02	18	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
3	Avf-s	19.6	-	36.12	7.8	257.82	18	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
4	Avf-s	20.6	-	44.52	7.2	266.22	18	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
5	Avf-s	23.6	-	69.72	6.2	291.42	20	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
6	Avf-s	26.6	-	94.92	9.8	316.62	19	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
7	Avf-s	28.6	-	111.72	8.4	333.42	17	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
8	Avf-s	29.6	-	120.12	8.0	341.82	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
9	Avf-s	31.6	-	136.92	5.6	358.62	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
10	Avf-s	32.6	-	145.32	9.6	367.02	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
11	Ag	33.6	-	154.38	16.8	376.08	16	Ⅳ	Ⅰ またはⅡの判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
12	Ag	34.6	-	164.55	51.6	386.25	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
13	Ag	35.6	-	175.58	45.7	397.28	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
14	Ag	36.6	-	186.18	10.7	407.88	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
15	Ag	37.6	-	196.78	16.2	418.48	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
16	Ag	38.6	-	207.38	15.4	429.08	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
17	Ag	39.6	-	217.98	54.0	439.68	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
18	Ag	40.6	-	228.58	28.6	450.28	15	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
19	Ag	41.6	-	239.18	41.6	460.88	16	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	

※1:"-"は土の液性塑性限界試験がなく、NPとして液状化の予測・判定を実施

表 18 液状化の予測・判定結果（S-32（埋立地））

No	地層区分	判定深度 (G.L.-m)	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip ※1	等価N値算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価N値	等価加速度算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価加速度 (gal)	判定	土層の判定	有効上載圧 (kN/m^2)	最大せん断応力 (kN/m^2)	最大せん断応力比 Lmax	液状化強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Aco-g	13.7	-	11.96	40.3	209.86	16	Ⅳ	Ⅰ またはⅡの判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
2	Aco-g	14.7	-	21.16	15.7	219.06	18	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
3	Aco-g	15.7	-	30.36	8.4	228.26	19	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
4	Aco-g	16.7	-	39.56	15.9	237.46	20	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
5	Aco-g	17.7	-	48.76	4.8	246.66	20	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
6	Aco-g	18.7	-	57.96	10.4	255.86	21	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
7	Aco-g	19.7	-	66.47	99.2	264.37	24	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	

※1:"-"は土の液性塑性限界試験がなく、NPとして液状化の予測・判定を実施

表 19 液状化の予測・判定結果（B-30（護岸部））

No	地層区分	判定深度 (G.L.-m)	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip	等価N値算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価N値	等価加速度算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価加速度 (gal)	判定	土層の判定	有効上載圧 (kN/m^2)	最大せん断応力 (kN/m^2)	最大せん断応力比 Lmax	液状化強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Aco-g	1.30	NP	11.96	53.6	11.96	123	Ⅳ	Ⅰ、ⅡまたはⅢの判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
2	Aco-g	3.16	NP	29.07	69.8	29.07	170	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
3	Aco-g	4.30	NP	39.56	62.6	39.56	123	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
4	Aco-g	5.30	NP	48.76	11.2	48.76	61	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
5	Aco-g	7.30	NP	67.16	21.6	67.16	60	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
6	Aco-g	8.30	NP	76.36	12.7	76.36	54	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
7	Aco-g	9.30	NP	85.56	7.8	85.56	49	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
8	Aco-g	11.18	NP	102.81	77.4	102.81	47	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
9	Aco-g	12.01	NP	110.49	48.7	110.49	45	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
10	Aco-g	13.30	NP	122.36	48.4	122.36	38	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
11	Aco-g	15.30	NP	140.76	64.8	140.76	40	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
12	Aco-g	16.30	NP	149.96	5.0	149.96	37	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	

表 20 液状化の予測・判定結果(B-31(護岸部))

No	地層区分	判定深度 (G.L.-m)	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip	等価N値算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価N値	等価加速度算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価加速度 (gal)	判定	土層の判定	有効上載圧 (kN/m^2)	最大せん断応力 (kN/m^2)	最大せん断応力比 Lmax	液状化強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Aco-g	1.30	NP	11.96	37.2	11.96	118	Ⅳ	Ⅰ、ⅡまたはⅢの判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
2	Aco-g	2.30	NP	21.16	61.5	21.16	134	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
3	Aco-g	3.30	NP	30.36	27.0	30.36	87	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
4	Aco-g	4.24	NP	38.96	113.0	38.96	132	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
5	Aco-g	5.30	NP	48.76	90.6	48.76	110	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
6	Aco-g	6.25	NP	57.50	103.4	57.50	115	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
7	Aco-g	7.30	NP	67.16	93.0	67.16	95	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
8	Aco-g	8.30	NP	76.36	76.0	76.36	79	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
9	Aco-g	9.22	NP	84.78	91.8	84.78	74	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
10	Aco-g	10.30	NP	94.76	25.6	94.76	48	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
11	Aco-g	11.30	NP	103.96	31.4	103.96	45	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
12	Aco-g	12.30	NP	113.16	35.2	113.16	41	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
13	Aco-g	13.30	NP	122.36	11.0	122.36	37	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
14	Aco-g	14.30	NP	131.56	15.2	131.56	36	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	

表 21 液状化の予測・判定結果(B-32(護岸部))

No	地層区分	判定深度 (G.L.-m)	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip	等価N値算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価N値	等価加速度算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価加速度 (gal)	判定	土層の判定	有効上載圧 (kN/m^2)	最大せん断応力 (kN/m^2)	最大せん断応力比 Lmax	液状化強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Aco-g	1.33	NP	12.19	3.8	12.19	62	Ⅱ	Ⅰ、ⅡまたはⅢの判定が1点以上あり、粒度とN値による予測法のみでは液状化判定ができないことから繰返し三軸試験による予測・判定を行う	12.19	1.10	0.0901	0.236	2.61	液状化しない	液状化しないと判定する
2	Aco-g	3.30	NP	30.36	59.8	30.36	97	Ⅳ		30.36	2.55	0.0841	0.236	2.80	液状化しない	
3	Aco-g	4.30	NP	39.56	21.4	39.56	75	Ⅳ		39.56	3.25	0.0822	0.300	3.65	液状化しない	
4	Aco-g	5.30	NP	48.76	24.6	48.76	67	Ⅳ		48.76	3.93	0.0807	0.300	3.72	液状化しない	
5	Aco-g	6.30	NP	57.96	16.5	57.96	60	Ⅳ		57.96	4.53	0.0781	0.300	3.84	液状化しない	
6	Aco-g	7.30	NP	67.16	17.6	67.16	56	Ⅳ		67.16	5.02	0.0747	0.300	4.02	液状化しない	
7	Aco-g	8.30	NP	76.36	5.2	76.36	50	Ⅲ		76.36	5.38	0.0704	0.300	4.26	液状化しない	
8	Aco-g	9.30	NP	85.56	2.8	85.56	45	Ⅱ		85.56	5.58	0.0652	0.300	4.60	液状化しない	
9	Aco-g	10.30	NP	94.76	4.2	94.76	42	Ⅲ		94.76	5.72	0.0603	0.236	3.91	液状化しない	
10	Aco-g	11.30	NP	103.96	5.6	103.96	41	Ⅳ		103.96	5.95	0.0573	0.236	4.12	液状化しない	
11	Aco-g	12.30	NP	113.16	3.4	113.16	38	Ⅲ		113.16	6.18	0.0546	0.236	4.32	液状化しない	
12	Aco-g	13.30	NP	122.36	9.4	122.36	37	Ⅳ		122.36	6.35	0.0519	0.236	4.54	液状化しない	
13	Aco-g	14.23	NP	130.91	76.6	130.91	38	Ⅳ		130.91	6.44	0.0492	0.236	4.79	液状化しない	

表 22 液状化の予測・判定結果（B-40（護岸部））

No	地層区分	判定深度（G.L.-m）	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip ※1	等価N値算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価N値	等価加速度算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価加速度 (gal)	判定	土層の判定	有効上載圧 (kN/m^2)	最大せん断応力 (kN/m^2)	最大せん断応力比 Lmax	液状化強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Aco-g	15.95	10.9	11.50	8.3	209.70	20	Ⅳ	Ⅰ、ⅡまたはⅢの判定が1点以上あり、粒度とN値による予測法のみでは液状化判定ができないことから繰返し三軸試験による予測・判定を行う	209.70	1.10	0.0052	0.300	57.25	液状化しない	液状化しないと判定する
2	Aco-g	16.95	8.3	20.70	2.0	218.90	23	Ⅲ		218.90	2.55	0.0117	0.300	25.72	液状化しない	
3	Aco-g	18.00	14.2	30.36	10.6	228.56	21	Ⅳ		228.56	3.25	0.0142	0.300	21.09	液状化しない	
4	Aco-g	19.00	10.5	39.56	9.2	237.76	21	Ⅳ		237.76	3.93	0.0165	0.300	18.13	液状化しない	
5	Aco-g	20.00	7.7	48.76	4.8	246.96	23	Ⅳ		246.96	4.53	0.0183	0.300	16.37	液状化しない	
6	Aco-g	21.00	17.3	57.96	11.9	256.16	23	Ⅲ		256.16	5.02	0.0196	0.300	15.32	液状化しない	
7	Aco-g	22.00	10.8	67.16	9.3	265.36	21	Ⅲ		265.36	5.38	0.0203	0.300	14.80	液状化しない	
8	Aco-g	23.03	12.7	76.59	10.0	274.79	22	Ⅲ		274.79	5.58	0.0203	0.300	14.77	液状化しない	
9	Aco-g	24.05	11.8	86.02	10.7	284.22	20	Ⅳ		284.22	5.72	0.0201	0.300	14.91	液状化しない	
10	Aco-g	25.00	14.6	94.76	11.8	292.96	19	Ⅳ		292.96	5.95	0.0203	0.300	14.76	液状化しない	
11	Aco-g	26.00	10.8	103.96	11.3	302.16	19	Ⅳ		302.16	6.18	0.0204	0.300	14.68	液状化しない	
12	Aco-g	27.00	10.0	113.16	9.0	311.36	17	Ⅲ		311.36	6.35	0.0204	0.300	14.70	液状化しない	
13	Aco-g	28.00	-	122.36	10.7	320.56	21	Ⅳ		320.56	6.44	0.0201	0.300	14.93	液状化しない	
14	Aco-g	29.00	-	131.56	8.3	329.76	21	Ⅳ		329.76	7.44	0.0226	0.300	13.30	液状化しない	
15	Aco-g	30.00	-	140.76	11.4	338.96	22	Ⅳ		338.96	8.44	0.0249	0.300	12.05	液状化しない	

※1:"-"は土の液性塑性限界試験がなく、NPとして液状化の予測・判定を実施

表 23 液状化の予測・判定結果（B-41（護岸部））

No	地層区分	判定深度（G.L.-m）	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip	等価N値算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価N値	等価加速度算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価加速度 (gal)	判定	土層の判定	有効上載圧 (kN/m^2)	最大せん断応力 (kN/m^2)	最大せん断応力比 Lmax	液状化強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Aco-g	17.30	NP	11.96	5.0	223.16	22	Ⅳ	Ⅰ、ⅡまたはⅢの判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
2	Aco-g	19.30	NP	30.36	3.8	241.56	23	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
3	Aco-g	20.30	NP	39.56	3.2	250.76	24	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
4	Aco-c	23.30	NP	66.47	0.0	277.67	24	Ⅰ	Ⅰ、ⅡまたはⅢの判定が1点以上あり、粒度とN値による予測法のみでは液状化判定ができないことから繰返し三軸試験による予測・判定を行う	277.67	9.53	0.0343	0.396	11.54	液状化しない	液状化しないと判定する
5	Aco-c	24.30	NP	75.37	1.4	286.57	24	Ⅱ		286.57	9.82	0.0343	0.396	11.55	液状化しない	
6	Aco-c	25.30	NP	84.27	1.0	295.47	24	Ⅰ		295.47	9.97	0.0338	0.396	11.73	液状化しない	
7	Aco-c	28.30	NP	110.97	11.8	322.17	20	Ⅳ		322.17	10.29	0.0319	0.396	12.40	液状化しない	
8	Aco-c	29.30	NP	119.87	19.4	331.07	20	Ⅳ		331.07	10.40	0.0314	0.396	12.61	液状化しない	

表 24 液状化の予測・判定結果（B-43（護岸部））

No	地層区分	判定深度（G.L.-m）	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip	等価N値算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価N値	等価加速度算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価加速度 (gal)	判定	土層の判定	有効上載圧 (kN/m^2)	最大せん断応力 (kN/m^2)	最大せん断応力比 Lmax	液状化強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Aco-g	11.90	NP	11.96	19.5	169.16	19	Ⅳ	Ⅰ、ⅡまたはⅢの判定が1点以上あり、粒度とN値による予測法のみでは液状化判定ができないことから繰返し三軸試験による予測・判定を行う	189.96	5.22	0.0275	0.300	10.91	液状化しない	液状化しないと判定する
2	Aco-g	13.90	NP	30.36	6.0	187.56	24	Ⅳ		208.36	6.43	0.0308	0.300	9.73	液状化しない	
3	Aco-g	14.90	NP	39.56	5.4	196.76	25	Ⅳ		217.56	6.95	0.0319	0.300	9.39	液状化しない	
4	Aco-g	17.90	NP	67.16	1.8	224.36	25	Ⅲ		245.16	7.99	0.0326	0.300	9.20	液状化しない	
5	Aco-g	18.90	NP	76.36	1.4	233.56	24	Ⅱ		254.36	7.98	0.0314	0.300	9.56	液状化しない	
6	Aco-g	19.90	NP	85.56	1.0	242.76	23	Ⅰ		263.56	7.81	0.0296	0.236	7.95	液状化しない	
7	Aco-g	21.90	NP	103.96	2.0	261.16	22	Ⅲ		281.96	8.02	0.0284	0.236	8.29	液状化しない	
8	Aco-g	22.90	NP	113.16	1.8	270.36	21	Ⅲ		291.16	8.15	0.0280	0.236	8.42	液状化しない	
9	Aco-g	23.90	NP	122.36	4.6	279.56	22	Ⅳ		300.36	8.26	0.0275	0.236	8.57	液状化しない	
10	Aco-g	26.90	NP	149.96	3.4	307.16	20	Ⅳ		327.96	8.71	0.0265	0.236	8.88	液状化しない	
11	Aco-g	27.90	NP	159.16	7.4	316.36	21	Ⅳ		337.16	9.04	0.0268	0.236	8.79	液状化しない	

表 25 液状化の予測・判定結果(B-45(護岸部))

No	地層区分	判定深度(G.L.-m)	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip	等価N値算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価N値	等価加速度算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価加速度 (gal)	判定	土層の判定	有効上載圧 (kN/m^2)	最大せん断応力 (kN/m^2)	最大せん断応力比 Lmax	液状化強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Aco-g	14.13	NP	12.19	3.5	191.39	20	Ⅳ	Ⅰ、ⅡまたはⅢの判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
2	Aco-g	16.10	NP	30.36	3.8	209.56	22	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
3	Aco-g	17.10	NP	39.56	5.4	218.76	22	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
4	Aco-g	20.10	NP	67.16	9.7	246.36	23	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
5	Aco-s	24.10	NP	103.73	0.4	282.93	21	Ⅰ	Ⅰ、ⅡまたはⅢの判定が1点以上あり、粒度とN値による予測法のみでは液状化判定ができないことから繰返し三軸試験による予測・判定を行う	282.93	8.52	0.0301	0.304	10.10	液状化しない	液状化しないと判定する
6	Aco-s	25.10	NP	112.83	5.0	292.03	21	Ⅳ		292.03	8.56	0.0293	0.304	10.39	液状化しない	
7	Aco-s	26.10	NP	121.93	16.0	301.13	19	Ⅳ		301.13	8.50	0.0282	0.304	10.78	液状化しない	
8	Aco-s	28.10	NP	140.14	14.6	319.34	19	Ⅳ		319.34	8.54	0.0267	0.304	11.38	液状化しない	
9	Aco-s	29.08	NP	149.01	8.0	328.21	18	Ⅳ		328.21	8.56	0.0261	0.304	11.67	液状化しない	

表 26 液状化の予測・判定結果(B-47(護岸部))

No	地層区分	判定深度(G.L.-m)	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip	等価N値算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価N値	等価加速度算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価加速度 (gal)	判定	土層の判定	有効上載圧 (kN/m^2)	最大せん断応力 (kN/m^2)	最大せん断応力比 Lmax	液状化強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Aco-g	15.75	NP	12.42	7.6	207.62	23	Ⅳ	Ⅰ、ⅡまたはⅢの判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-
2	Aco-g	17.70	NP	30.36	20.0	225.56	22	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
3	Aco-g	19.70	NP	48.76	4.8	243.96	23	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
4	Aco-g	21.70	NP	67.16	3.1	262.36	23	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
5	Aco-g	22.70	NP	76.36	5.2	271.56	23	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
6	Aco-g	23.70	NP	85.56	4.8	280.76	23	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
7	Aco-g	26.70	NP	113.16	10.0	308.36	21	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	
8	Aco-g	27.70	NP	122.36	6.2	317.56	22	Ⅳ		-	-	-	-	-	-	

表 27 液状化の予測・判定結果(B-72(護岸部))

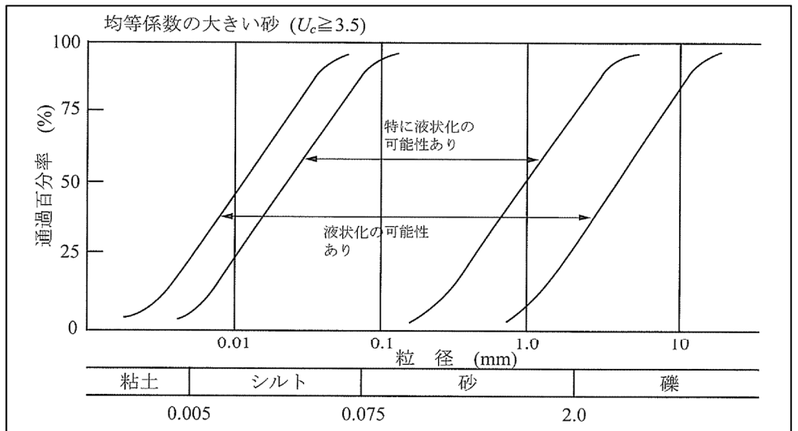
液状化の予測・判定　B-72(護岸部)

No	地層区分	判定深度(G.L.-m)	等価N値と等価加速度による予測・判定							繰返し三軸試験による予測・判定						
			塑性指数 Ip ※1	等価N値算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価N値	等価加速度算出時有効上載圧 (kN/m^2)	等価加速度 (gal)	判定	土層の判定	有効上載圧 (kN/m^2)	最大せん断応力 (kN/m^2)	最大せん断応力比 Lmax	液状化強度比 Rmax	F_L	判定	土層の判定
1	Aco-g	1.30	11.1	11.96	9.4	11.96	127	Ⅲ	Ⅰ、ⅡまたはⅢの判定が1点以上あり、粒度とN値による予測法のみでは液状化判定ができないことから繰返し三軸試験による予測・判定を行う	11.96	1.48	0.1240	0.236	1.90	液状化しない	液状化しないと判定する
2	Aco-g	2.30	11.1	21.16	8.4	21.16	121	Ⅲ		21.16	2.53	0.1194	0.236	1.97	液状化しない	
3	Aco-g	3.30	11.1	30.36	8.4	30.36	103	Ⅲ		30.36	3.53	0.1164	0.236	2.02	液状化しない	
4	Aco-g	4.30	11.8	39.56	8.7	39.56	97	Ⅲ		39.56	4.34	0.1098	0.236	2.15	液状化しない	
5	Aco-g	5.30	11.8	48.76	9.7	48.76	85	Ⅲ		48.76	4.91	0.1006	0.236	2.34	液状化しない	
6	Aco-g	6.30	14.1	57.96	9.6	57.96	79	Ⅲ		57.96	5.50	0.0948	0.300	3.16	液状化しない	
7	Aco-g	7.30	14.1	67.16	9.6	67.16	73	Ⅲ		67.16	5.98	0.0890	0.300	3.37	液状化しない	
8	Aco-g	8.30	14.1	76.36	9.6	76.36	64	Ⅲ		76.36	6.26	0.0819	0.300	3.66	液状化しない	
9	Aco-g	9.30	11.0	85.56	8.4	85.56	53	Ⅲ		85.56	6.36	0.0743	0.300	4.04	液状化しない	
10	Aco-g	10.30	11.0	94.76	9.4	94.76	46	Ⅲ		94.76	6.31	0.0666	0.300	4.50	液状化しない	
11	Aco-g	11.30	11.0	103.96	9.4	103.96	44	Ⅲ		103.96	6.14	0.0590	0.300	5.08	液状化しない	
12	Aco-g	12.30	9.5	113.16	0.0	113.16	39	Ⅰ		113.16	6.31	0.0557	0.300	5.38	液状化しない	
13	Aco-g	13.30	9.5	122.36	0.0	122.36	37	Ⅰ		122.36	6.45	0.0527	0.300	5.69	液状化しない	
14	Aco-g	14.30	9.5	131.56	0.0	131.56	35	Ⅰ		131.56	6.62	0.0503	0.300	5.97	液状化しない	
15	Aco-g	15.30	9.5	140.76	0.8	140.76	35	Ⅰ		140.76	7.07	0.0502	0.300	5.97	液状化しない	
16	Avf-s	16.30	-	149.64	5.0	149.64	37	Ⅳ	Ⅰ、ⅡまたはⅢの判定がなく、液状化しないと判定する	-	-	-	-	-	-	-

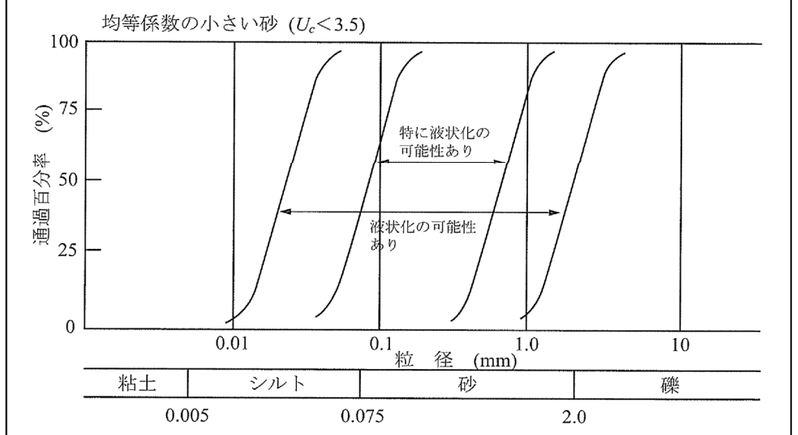
※1:"-"は土の液性塑性限界試験がなく、NPとして液状化の予測・判定を実施

※1.4-4

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.411 より抜粋



図－2.1.3 (a)　液状化の可能性のある範囲（$U_c \geq 3.5$）



図－2.1.3 (b)　液状化の可能性のある範囲（U_c<3.5）

※1.4-5

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.412～413 より抜粋

②等価N値、等価加速度による液状化の予測・判定

図－2.1.3の「液状化の可能性あり」の範囲に含まれる粒度の土層については以下の検討を行う。

(a) 等価N値

式 (2.1.1) により等価N値の算定を行う。

$$(N)_{65} = \frac{N - 0.019(\sigma_v' - 65)}{0.0041(\sigma_v' - 65) + 1.0} \qquad \textbf{(2.1.1)}$$

ここに、

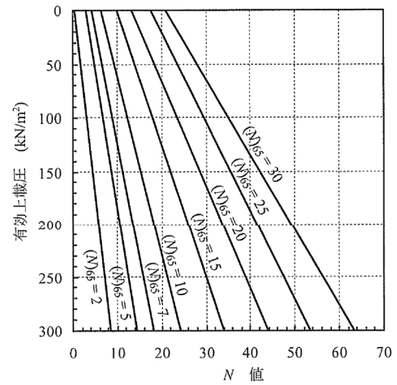
$(N)_{65}$：等価N値

N　：土層のN値

σ_v'　：土層の有効上載圧 (kN/m^2)

（等価N値の算定における有効上載圧は、標準貫入試験を行った時点での地盤高に基づいて求めることに注意する。）

図－2.1.4に**式 (2.1.1)** の関係を図示した。なお、後述の**式 (2.1.7)** を用いる場合には、その土層のN値そのものを等価N値とする。



図－2.1.4　等価N値算定用チャート

（直線は、相対密度等が一定の場合のN値と有効上載圧の関係を表す）

(b) 等価加速度

式 (2.1.2) ～**式 (2.1.6)** により等価加速度の算定を行う。これは、地盤の等価線形解析[5)]に基づく地震応答計算により求まる最大せん断応力の時刻歴を用いて、各土層について算定する。

$$\alpha_{eq} = 0.7 \cdot \frac{\tau_{max}}{\sigma_v'} \cdot g \cdot \frac{1}{c_\alpha} \qquad \textbf{(2.1.2)}$$

$$c_\alpha = 5^{-d_1} \cdot n_{ef}{}^{d_1} \qquad \textbf{(2.1.3)}$$

$$d_1 = 0.2 - 0.7 \cdot D_r \quad :\left(D_r \geq \frac{0.2}{0.7}\right) \tag{2.1.4}$$

$$d_1 = 0 \quad :\left(D_r < \frac{0.2}{0.7}\right) \tag{2.1.5}$$

$$D_r = 0.16 \cdot \sqrt{\frac{170 \cdot N}{70 + \sigma_v'}} \tag{2.1.6}$$

ここに、

α_{eq} ：等価加速度（Gal）

τ_{max} ：最大せん断応力（kN/m^2）

g ：重力加速度（980 Gal）

c_α ：波補正係数[6)-8)]。後述の塑性指数によるN値の補正を行い液状化の予測・判定を行う場合には、**式（2.1.3）**にd_1＝－0.3を代入してc_αを求める。

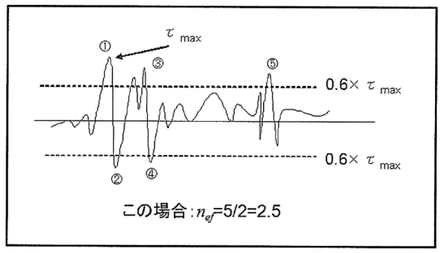
d_1 ：**式（2.1.3）**のべき指数

N_{ef} ：有効波数[6)-8)]。**図－2.1.5**に示すように、せん断応力の時刻歴において最大せん断応力の6割以上の波頭の数の半分。

N ：N値

D_r ：相対密度。**式（2.1.6）**を用いてN値とN値計測時の有効上載圧から求めてよい。ただし、$D_r \leqq 1.0$とする。

σ_v' ：有効上載圧（kN/m^2）（等価加速度の算定における有効上載圧は地震時の地盤高に基づいて求め、相対密度の算定における有効上載圧はN値計測時の地盤高に基づいて求めることに注意する必要がある。）



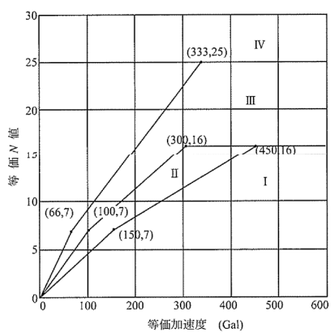
図－2.1.5　有効波数N_{ef}の定義

※1.4-6

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.414 より抜粋

(c) 等価N値と等価加速度による予測・判定

対象土層の等価N値と等価加速度が、**図－2.1.6**に示したⅠ～Ⅳのどの範囲にあるかを判断する。



図－2.1.6　等価N値と等価加速度による土層の区分

※1.4-7

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.416 より抜粋

(5) 繰返し三軸試験結果による予測・判定

①粒度とN値により検討対象地盤が液状化するか否かを予測した結果、液状化の有無が予測・判定できない場合には、地盤の地震応答計算及び乱さない試料の繰返し三軸試験を実施し、地盤の液状化を予測・判定する必要がある。

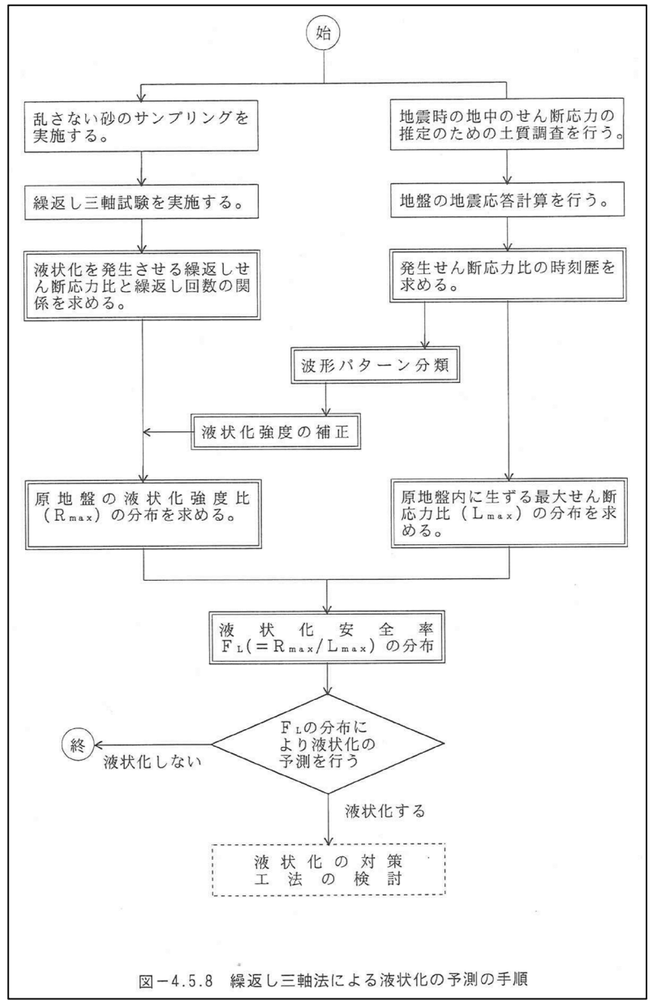
②地盤の地震応答計算結果及び繰返し三軸試験結果が実際の地盤内の現象を表すよう、地中の応力状態や地震動による作用の不規則性などを適切に考慮することが重要である。

(6) 地盤全体の液状化の判定

地盤全体としての液状化の判定にあたっては、各土層についての判定に基づいて総合的に判断すべきである。

※1.4-8

「埋立地の液状化対策ハンドブック（平成 9 年 8 月）」P.126 より抜粋



図－4.5.8　繰返し三軸法による液状化の予測の手順

※1.4-9

「埋立地の液状化対策ハンドブック（平成９年８月）」P.123～124 より抜粋

c)　地盤全体の液状化の判定について

地盤全体としての液状化の判定を下すにあたっては、地震時の過去の被害事例などを参考とすることが望ましい。例えば、木造家屋などの小規模で軽量な構造物を対象とする場合であれば、「付録２　各種構造物に関する地盤改良範囲」における付図－2.1などが参考となる。これによる判定では、例えば、対象とする埋立地の地下水位が２ｍの深さにある場合には、地下水位以浅の層は特殊な場合を除いて液状化しない層であるものとみなすことができるので、もし最大加速度が200Galであれば、地下水位以深の地盤で液状化する層厚が２ｍ以下の場合には、地盤全体としての液状化は発生しないものと判定される。

この様な判定にあたって特に重要な点は、液状化によって発生する被害の原因とその形態を十分に理解しておかなければならないことである。例えば、水深10ｍ程度の大型重力式護岸の背後の地盤の液状化の検討において、ほぼすべての土層では液状化しないと判定されるが、１ｍ間隔の深度で得られたＮ値のうち１ないし２点の深度において液状化すると判定される結果となった場合においては、地盤全体として液状化しないと判定してもよいであろう。これに対して、重力式護岸の直下の地盤のように、その構造物の安定に支配的な影響を与える部分で液状化の恐れがある場合などでは、その液状化層厚が１ｍであったとしても、液状化による構造物の安定性について、特に慎重な検討が必要である。このような点について、第６章で述べる耐震性能照査を行うなど、あるいは、第５章の液状化対策範囲の考え方が参考となる。

2.3　護岸構造の選定

※2.3-1　直立消波ブロック式護岸及び係船岸の設置水深実施事例（ヒアリング集計）

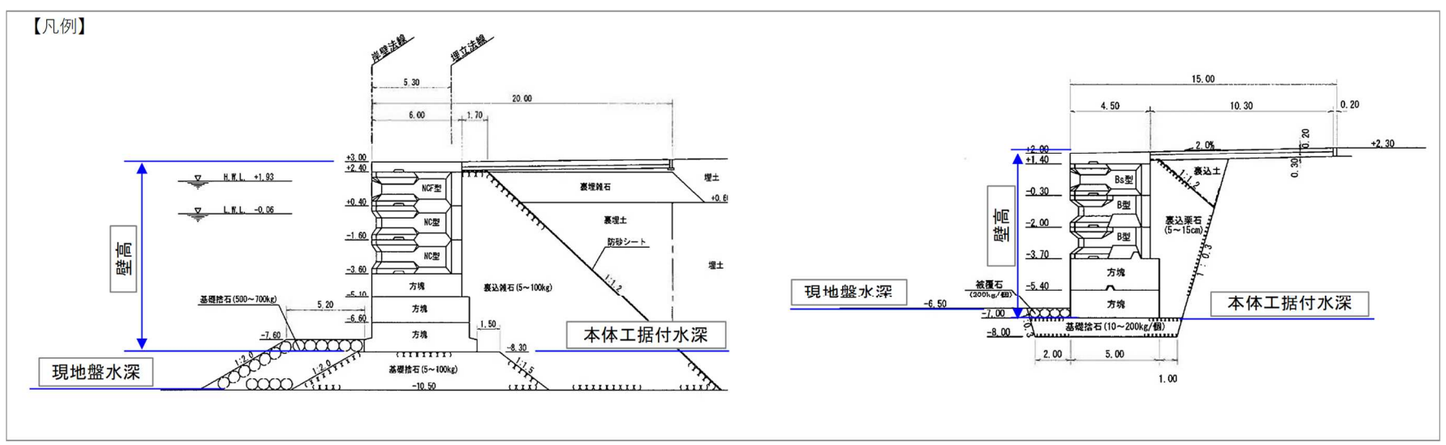
	場所	港名・海岸名	施設区分	現地盤水深 (m)	本体工 据付水深 (m)	壁高 (m)
1	北海道　函館市	函館港	道路護岸	-5.20	-3.00	6.60
2	北海道　紋別市	紋別港	物揚場(-3.0m)	-5.00	-3.10	5.10
3	北海道　稚内市	稚内港	岸壁(-5.0m)	-5.00	-6.50	8.20
4	茨城県　大洗町	大洗港	岸壁(-7.5m)	-8.00	-7.60	10.60
5	静岡県　下田市	下田港	護岸	-3.50	-2.00	5.50
6	愛知県　蒲郡市	ラグーナ蒲郡	護岸	-3.50	-3.00	9.00
7	香川県　観音寺市	観音寺港	護岸	-8.50	-7.50	15.00
8	兵庫県　明石市	西外港	護岸	-0.50	-0.50	3.50
9	島根県　江津市	江津港	岸壁(-6.5m)	-6.50	-7.00	9.00
10	山口県　下関市	下関漁港	岸壁(-5.5m)	-5.50	-6.20	8.70
11	福岡県　北九州市	北九州港	護岸	-5.50	-4.00	10.70
12	福岡県　福岡市	博多港	岸壁(-7.5m)	-7.50	-7.50	11.00
13	佐賀県　唐津市	駄竹漁港	物揚場(-2.5m)	-4.00	-2.60	5.60
14	大分県　大分市	大分港	護岸	-15.00	-6.40	12.10
15	長崎県　佐世保市	佐世保港	岸壁(-7.5m)	-7.60	-7.60	11.80
16	長崎県　長崎市	長崎漁港	岸壁(-7.5m)※)	-14.50	-8.00	12.30
17	長崎県　五島市	福江港	岸壁(-7.5m)	-7.50	-8.30	12.30
18	長崎県　対馬市	厳原港	岸壁(-7.5m)	-10.50	-8.30	11.30
19	沖縄県　南大東村	南大東漁港	岸壁(-4.5m)	-4.50	-4.50	7.60
20	鹿児島県　薩摩川内市	川内港	岸壁(-7.5m)	-7.50	-8.00	12.00
21	鹿児島県　薩摩川内市	川内港	岸壁(-12.0m)※)	-12.00	-13.00	17.00
22	鹿児島県　奄美市	名瀬港	岸壁(-7.5m)	-7.50	-8.00	11.50
23	沖縄県　宮古島市	平良港	護岸	-1.00	-1.80	6.90
	壁高：上部工を含む壁体高さ		最小(m)	-0.50	-0.50	3.50
	※)：直立消波ブロック下部にケーソンで嵩上げした構造		最大(m)	-15.00	-13.00	17.00
			平均(m)	-6.80	-5.80	9.70

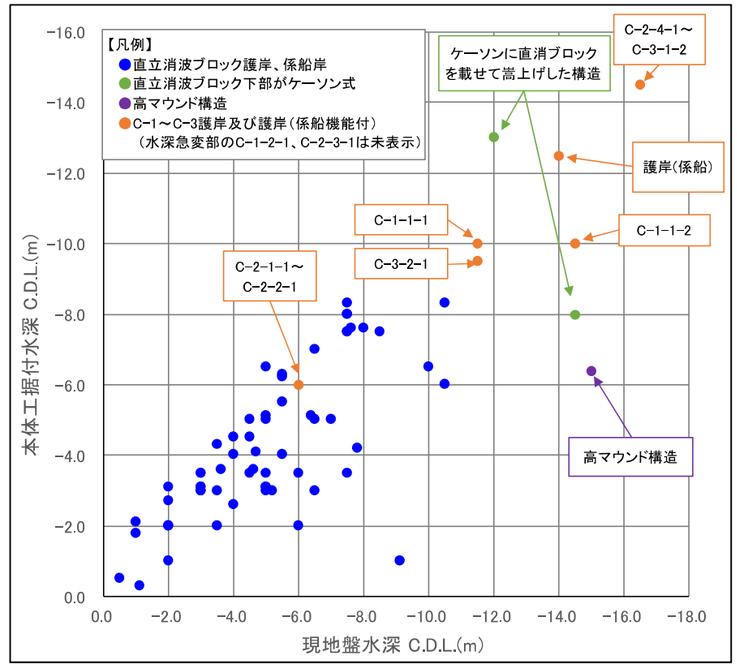
	場所	港名・海岸名	施設区分	現地盤水深 (m)	本体工 据付水深 (m)	壁高 (m)
1	北海道　福島町	吉岡漁港	護岸	-3.00	-3.00	5.70
2	北海道　厚岸郡	霧多布港	物揚場	-5.00	-5.10	7.10
3	青森県　深浦町	深浦港	岸壁	-7.80	-4.20	5.60
4	岩手県　大船渡市	崎浜漁港	物揚場(-3.0m)	-4.50	-3.50	5.70
5	宮城県　石巻市	石巻港	護岸	-7.50	-3.50	6.50
6	秋田県　にかほ市	金浦漁港	岸壁(-4.0m)	-4.00	-4.50	6.50
7	新潟県　長岡市	寺泊港	物揚場(-3.5m)	-3.50	-4.30	5.80
8	新潟県　村上市	岩船港	護岸	-5.50	-5.50	8.00
9	茨城県　日立市	河原子港	物揚場	-2.00	-2.00	5.05
10	神奈川県　横浜市	横浜港	護岸	-3.00	-3.50	7.90
11	石川県　能登町	小木港	物揚場(-3.5m)	-3.60	-3.60	5.60
12	石川県　能登町	小木港	岸壁(-4.5m)	-4.50	-5.00	7.00
13	福井県　越前町	左右漁港	護岸	-4.70	-4.10	6.90
14	愛知県　四日市市	四日市港	護岸	-6.00	-3.50	8.10
15	三重県　尾鷲市	尾鷲港	岸壁	-7.00	-5.00	7.50
16	三重県　尾鷲市	尾鷲港	岸壁	-6.50	-5.00	7.50
17	三重県　紀宝町	鵜殿港	岸壁	-5.50	-6.30	9.70
18	三重県　熊野市	二木島港	岸壁	-2.00	-2.00	4.50
19	三重県　津市	津松坂港	護岸	-3.00	-3.00	6.00
20	三重県　鳥羽市	鳥羽港	護岸	-6.50	-3.00	5.90
21	京都府　久美浜町	久美浜港	護岸	-2.00	-1.00	3.00
22	大阪府　大阪市	大阪南港	護岸	-10.50	-6.00	10.00
23	福岡県　福岡市	博多港	護岸	-5.00	-3.50	6.90
24	長崎県　郷ノ浦町	大島漁港	護岸	-3.00	-3.10	6.30
25	長崎県　五島市	玉之浦港	護岸	-3.00	-3.10	6.80
26	長崎県　西海市	瀬川港	物揚場	-1.00	-2.10	5.80
27	長崎県　長崎市	長崎港	護岸	-2.00	-3.10	6.70
28	長崎県　松浦市	調川港	護岸	-1.13	-0.30	4.84
29	熊本県　水俣市	湯の児海岸	護岸	-4.60	-3.60	6.74
30	沖縄県　宜野湾市	宜野湾港	物揚場	-3.00	-3.50	6.30
	壁高：上部工を含む壁体高さ		最小(m)	-1.00	-0.30	3.00
			最大(m)	-10.50	-6.30	10.00
			平均(m)	-4.30	-3.60	6.50

	場所	港名・海岸名	施設区分	現地盤水深 (m)	本体工 据付水深 (m)	壁高 (m)
1	大分県　佐伯市	佐伯港	護岸	-4.00	-4.00	8.25
2	愛媛県　新居浜市	東予港	護岸	-5.00	-3.00	7.50
3	長崎県　長崎市	長崎漁港	岸壁(-6m)	-10.00	-6.50	10.80
4	鹿児島県　出水郡	葛輪漁港	護岸	-5.00	-5.00	12.40
5	沖縄県　那覇市	那覇港	護岸	-9.10	-1.00	7.70
6	沖縄県　伊江村	伊江港	岸壁(-6m)	-6.40	-5.10	9.10
	壁高：上部工を含む壁体高さ		最小(m)	-4.00	-1.00	7.50
			最大(m)	-10.00	-6.50	12.40
			平均(m)	-6.60	-4.10	9.30

	場所	港名・海岸名	施設区分	現地盤水深 (m)	本体工 据付水深 (m)	壁高 (m)
1	三重県　志摩市	浜島港	護岸	-5.00	-3.10	5.60
2	和歌山県　田辺市	芳養漁港	護岸	-6.00	-2.00	8.00
3	福井県　三方町	神子漁港	岸壁	-2.00	-2.70	4.00
4	福井県　坂井市	梶漁港	物揚場	-2.00	-2.00	3.20
5	千葉県　銚子市	銚子漁港	岸壁(-7.5m)	-7.50	-7.50	10.20
	壁高：上部工を含む壁体高さ		最小(m)	-2.00	-2.00	3.20
			最大(m)	-7.50	+0.00	10.20
			平均(m)	-4.50	-3.50	6.20

	場所	港名・海岸名	施設区分	現地盤水深 (m)	本体工 据付水深 (m)	壁高 (m)
1	沖縄県　南大東村	南大東漁港	岸壁(-3.0m)	-3.00	-3.00	5.60
	壁高：上部工を含む壁体高さ		最小(m)	-3.00	-3.00	5.60
			最大(m)	-3.00	-3.00	5.60
			平均(m)	-3.00	-3.00	5.60





2.5.1　地盤改良諸元

※2.5.1-1

最小地盤改良幅は、構造物からの荷重分散を考慮した幅として決定した。荷重の分散角度は、置換工の実績及び文献等から 30 度とした。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.772 より抜粋

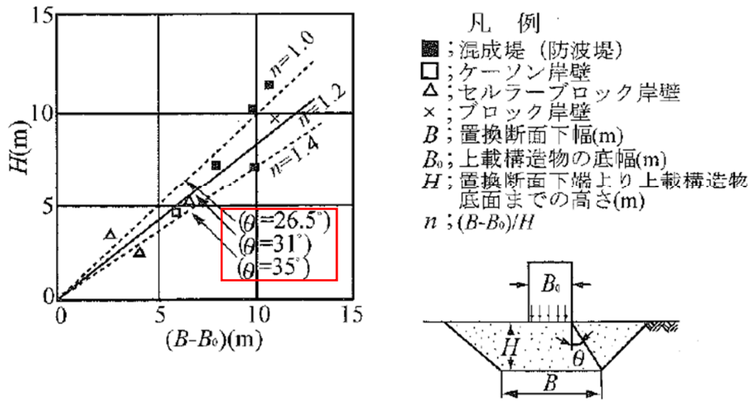
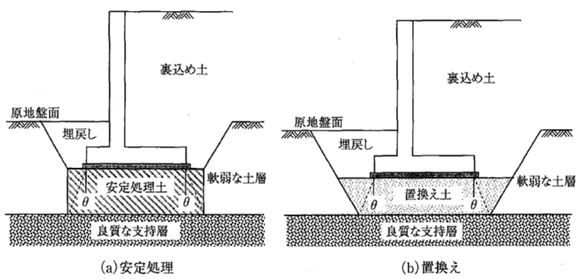


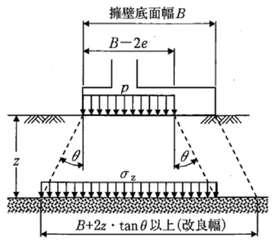
図 1　置換工の実績

「道路土工－擁壁工指針　（平成 24 年 7 月）」P.133～136 より抜粋



解図5－18　改良地盤上の直接基礎

④　地中での鉛直地盤反力度は，直線的な分散を仮定した慣用計算法（式（参5－12））によって求めてもよい。擁壁底面での鉛直地盤反力度pは，式（参5－13）より求め有効載荷幅$B-2e$に均等に分布させる。一般に，**参図5－8**に示す荷重の分散角θは，改良地盤に使用する材料から判断し，30～35°とみなしてよい。



参図5－8　地中での地盤反力度と改良幅

図 2 置換基礎の考え方

※2.5.1-2

「打戻し施工によるサンドコンパクションパイル工法 設計・施工マニュアル （社）地盤工学会（平成 21 年 3 月）」P.15～16 より抜粋

SCP 工法の一般的な適用パターン

(2) 具体的な要求性能と SCP 工法の適用パターン

我が国においては，前述したように構造物によって多くの基準や指針などが存在する。これは構造物の特性と，建設される位置の地盤条件による面が大きい。粘性土地盤上の構造物の要求性能は安定および沈下が主である。例えば，海上構造物の沈下量は施工時から含めると数 m に及ぶことが少なくないが，陸上構造物の沈下量は数 10 cm のオーダーの場合もあり，それぞれの特性に応じて要求性能が定められている。

各構造物の具体的な要求性能（安定および沈下の許容値の事例）と SCP 工法の適用パターンを**図-2.2** に示す。海上構造物の事例を同図（a）に，陸上構造物の事例を同図（b）に示す。SCP 工法の置換率は海上が a_s=0.3～0.8 と高いのに対して，陸上では a_s=0.1～0.3 程度と低い。

(a) 海上構造物

海上構造物においては，防波堤，護岸，岸壁などの用途によって上部構造物の形状や様式が異なり，それに応じて SCP 改良地盤のパターンも異なる。例えば，直立式の防波堤や岸壁などでは高置換率の SCP 工法が適用されることが多いのに対して，緩傾斜式の護岸などでは低置換率の SCP 工法が適用されることが多い。

海上構造物では，一般に沈下量が数 m のオーダーで発生することから，緩傾斜式の護岸では，捨石などの構造物築造過程で放置期間をとり，その期間内で沈下を収束させる考え方をとることが多い。また，重力式護岸や岸壁では高置換率の SCP 工法を適用することでケーソンなどの構造物設置時の沈下を低減させるようにしている。安定の面から見ると，緩傾斜式の護岸では低置換率の SCP 工法で対応できるが，重力式護岸や岸壁では高置換率の SCP 工法が必要となり，沈下と安定の両面から置換率が定まることが多い。

※2.5.1-3

①「港湾の施設の技術上の基準・同解説 （平成 30 年 5 月）」P.823 より抜粋、一部加筆（赤字部）

②「港湾空港技術研究所資料 砂杭・粘性土複合地盤の破壊過程に関する基礎的研究, No.1811, 2008.9」P.12 より抜粋

高置換率、中置換率、低置換率の定義に関する参考資料①

(2) 性能照査に用いる定数

既往の性能照査事例で、**式 (5.10.3)** に対して用いられてきた定数には幅がある。性能照査に用いる定数の値は、原地盤の強度、適用安全性の余裕度、適用する性能照査方法（**本章 5.10.6 性能照査**参照）、施工速度を勘案して決定すべきものである。既往の事例から**式 (5.10.3)** を用いて逆解析を行って得られた標準的な応力分担比、せん断抵抗角は以下のとおりである[194]。

$a_s \leq 0.4$	$n=3$	$\phi_s=30°$	→低置換率
$0.4 \leq a_s \leq 0.7$	$n=2$	$\phi_s=30°$から$35°$	→中置換率
$a_s \geq 0.7$	$n=1$	$\phi_s=35°$	→高置換率

高置換率、中置換率、低置換率の定義に関する参考資料②

a) 上部構造物の種別と改良率の関係

神田と寺師（1990）が調べた港湾地域での既往の施工

～中略～

が分かる．これは，我が国の防波堤の建設においては，ケーソン式混成堤が好まれるためである．また，護岸・岸壁タイプにおいても約半数近くがケーソン式を採用している．このように，ケーソン式の構造物が全体の施工事例に占める割合は大きい．図(b)には各上部構造物における改良率の頻度を示しており，高改良率（置換率 70 %以上），中改良率（置換率 40～70 %），低改良率（置換率 40 %未満）としている．この区分は，現行設計法においてせん断強度表示式の選択に用いられているものであり，境界の数字に物理的な意味はない．また，各事例では必

※2.5.1-4

「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.819～821 より抜粋

5.10.3 粘性土地盤

(1) 盛上り土量の推定

①砂杭の打設に伴う盛上り土量は、原地盤条件、置換率、施工条件等多くの要因に影響されるため、既往の実測データを統計処理したいくつかの推定法が提案されている[184) 185) 186)]。ただし、これらの推定式の適用にあたっては予測精度に留意する必要がある。

②塩見と河本[184)]は盛上り土量と砂杭の設計投入砂量の比を盛上り率 μ と定義し、**式(5.10.1)**を提案している。推定値と実測値の関係を**図－5.10.2**[184)]に示す。

式 (5.10.1) は、6 m≦L≦20 m の 28 施工事例に砂杭長 21 m の 2 例及び 25.5 m の 1 例を含む 6 現場のデータを追加して重回帰分析を行って求めたものである。解析の結果、μ に対する寄与率は 1/L、a_s、q_u の順で、q_u（原地盤の一軸圧縮強さ）の寄与率は低く、**式 (5.10.1)** では棄却されている。

$$\mu = \frac{v}{v_s} = 0.356a_s + 2.803L^{-1} + 0.112 \qquad (5.10.1)$$

ここに、

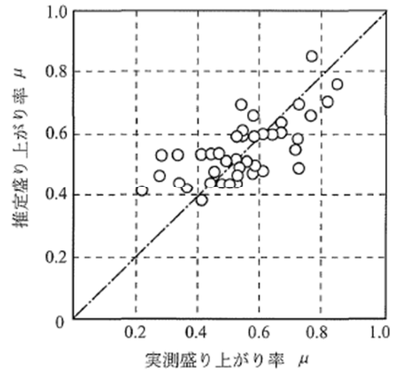
a_s　：置換率

L　：平均砂杭長 (m)

v　：盛上り土量 (m^3)

v_s　：設計投入砂量 (m^3)

μ　：盛上り率



図－5.10.2　式 (5.10.1) による盛上り高さの予測と実測の対比[184)]

③近年の大径化した砂杭径 ϕ2.0 m の場合に用いる式として平尾らにより**式 (5.10.2)** が提案されている[185)]。**式 (5.10.2)** による推定結果が実測と比較的良い相関を示すことが示されており[185) 187)]、砂杭径 ϕ2.0 m の場合の盛上り率の推定には**式 (5.10.2)** を用いるのが望ましい。

$$\mu = 0.718a_s + 2.117L^{-1} + 0.056 \qquad (5.10.2)$$

ここに、

a_s　：置換率

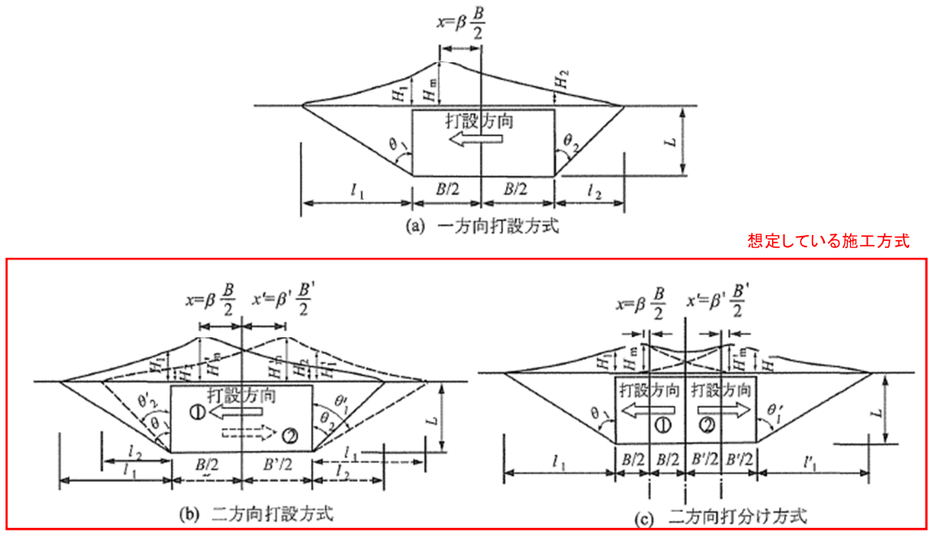
L　：平均砂杭長 (m)

μ　：盛上り率

(2) 盛上り形状の目安

①盛上り土の形状は、砂杭の施工条件（打設方向、隣接する改良区域の有無等）によって著しく影響を受ける。打設方向による影響として、砂杭を一方向に打設する場合には、最大盛上り高さを示す位置は改良範囲の中央よりも打設方向にずれるのが一般的である。砂杭を一方向に打設した場合の盛上り土の形状は、**図－5.10.3 (a)** に示すように、最大盛上り高さ H_{max}、改良範囲前端の盛上り高さ H_1、後端の盛上り高さ H_2、最大盛上りの生じる地点と改良中心の距離 x、前方盛上り範囲 l_1、及び後方盛上り範囲 l_2 で表すことができる。ここで、H_1 または H_2 と H_{max} の比である α_1 または α_2、x と $B/2$ の比 β 並びに盛上り範囲の発生角度 θ_1 及び θ_2 を用いると、盛上り形状を無次元化して表現できる。既往の施工結果や現地実験結果から判断すると、この形状に関しては、θ_1=60°、θ_2=45°、α_1=0.85、α_2=0.4 及び β=0.7 程度が目安となる。

②通常の施工では、横断面の一方向から片押しで施工するパターン（**図－5.10.3 (a)**）、片押しを二方向に交互に繰返すパターン（**図－5.10.3(b)**）及び横断面の中央から二方向に打分けて施工するパターン（**図－5.10.3 (c)**）のいずれかである。二方向交互打設または二方向打分けも、一方向打設の重ね合わせであると仮定すれば、上述の形状に関する係数及び後述する最大盛上り高さ H_{max} の予測結果と併せて盛上り形状を予測できる。なお、隣接する既改良範囲の有無が盛上り形状に及ぼす影響については調査結果[186)]が参考となる。



図－5.10.3　打設方式と盛上り土の形状

(3) 盛上り高さ

盛上り高さの予測には2つの方法が考えられる。1つは、(1) で述べた盛上り率の推定式と (2) で述べた盛上り土の形状とを組み合わせて、各部の盛上り高さまたは平均盛上り高さを推定する方法である。他の1つは、盛上り率の予測と同様に事例から直接的に統計的な推定式を導いて利用する方法である。

「サンドコンパクションパイル打設に伴う海底粘性土地盤の隆起形状の予測」第 31 回地盤工学研究発表会を基に、本検討におけるモデルの考え方を整理

μ =0.678 a s+1.999×L^{-1}+0.053　（拡径 ϕ 1.6m の場合）..... ①

μ =0.718 a s+2.117×L^{-1}+0.056　（拡径 ϕ 2.0m の場合）..... ②

H=(μ・a s・B・ℓ)/(B+Lo・tan θ) ..... ③

ここに、

μ　：　盛上り率

L　：　平均砂杭長（m）

a s　：　改良率

H　：　盛上り高さ（m）

ℓ　：　実改良長さ（m）

B　：　改良幅（m）

θ　：　改良下端からの影響角度（°）（=60° とする）

Lo　：　地表面から改良下端までの長さ（m）

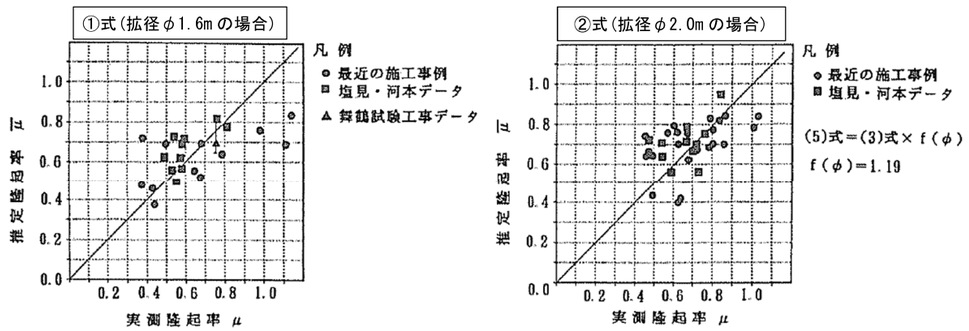


図１　盛上り土の推定式による予測値と実測値の関係

盛上り土の隆起率は、「打戻し施工によるサンドコンパクションパイル工法 設計・施工マニュアル（社）地盤工学会（平成 21 年 3 月）」P.33 より μ ＝1.0 とした。

盛り上り土中に SCP を打設する場合には，盛り上りがさらに増加するので留意する必要がある。盛り上り土中を SCP にて改良した場合の盛り上り率 μ は，関西国際空港建設工事での実測例[58]では，μ ≒1.0 が測定されている。

※2.5.1-5

「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.821～822 より抜粋

(5) 盛上り土の物性及び強度評価

盛上り土は従来撤去することが多かったが、最近では基礎地盤の一部として有効利用を図る事例が増えている。その場合、床掘残土が減少し経済的になることがあるが、盛上り土の物性及び強度を調査する必要がある。

砂杭打設による盛上り土の物性に関しては、原地盤を置換率70％で改良し、盛上り土部分は同一の施工機械で締め固めずに（大口径サンドドレーンとして）改良することで40％改良（ϕ1.2m、1.7m正方形配置）した事例[192]がある。盛上り土中の砂杭N値の平均値は3.6で緩い砂杭が形成され、盛上りの高さは改良範囲内で3mから4mであった。この盛上り土の砂杭打設直後の試験から、盛上り土の物理特性（単位体積重量、含水比及び粒度組成）は、盛上り土の高さに相当する深さまでの原地盤の物理特性とほぼ変化していないことが判明した。盛上り土の一軸圧縮強さq_uに関して、盛上り高さに等しい深さまでの原地盤における改良前一軸圧縮強さの平均値をq_{u0}とし、前述のq_uと比較した結果を**表－5.10.1**[193]に示す。表では改良範囲外の盛上り土については、サンドコンパクションパイル下端から45°または60°の範囲内をとった場合を分けて示している。改良範囲内の盛上り土の強度は、砂杭打設によって約50％の強度低下を示すが1.5ケ月から3.5ケ月で回復している。改良範囲外の盛上り土の強度低下は30％から40％であるが強度回復は遅く、打設8ケ月でようやく原地盤強度に回復したと報告されている。

盛上り土中を締固める場合の盛上り土の最終形状及び物性については、福手らの報告[186]が参考となる。

表－5.10.1　盛上り土の強度の低下と回復[193]

		施工前	砂杭打設直後	打設後1.5ケ月から3.5ケ月
q_u/q_{u0}	改良範囲内	1.00	0.46	0.93
	改良範囲外（45°）	1.00	0.62	0.65
	改良範囲外（60°）	1.00	0.72	0.72

※2.5.1-6

「打戻し施工によるサンドコンパクションパイル工法 設計・施工マニュアル （社）地盤工学会（平成 21 年 3 月）」P.34～35 より抜粋

(c) 盛り上り部分の土性

盛り上り部分の特性を詳細に調査した事例として，舞鶴港（京都府）前島地区にて 1982 年から 1983 年にかけて実施された現場実験がある[60]。実験の断面図を**図-2.18** に示す。実験では，層厚 12 m の軟弱粘性土に直径 1.6 m の SCP を置換率 0.7 で打設し，打設時の挙動と盛り上り部の土性を調査した後，コルゲートセルの載荷を行い，盛り上り部を含めた SCP 改良地盤の挙動を総合的に調査したものである。

原地盤の土質調査は 1979 年と敷砂施工前（STEP-Ⅰ）に実施され，盛り上り部分の調査は砂杭打設直後（STEP-Ⅲ）と載荷後（STEP-Ⅴ）に実施されている。この調査結果から得られた SCP 打設直後の盛り上り部分の単位体積重量，含水比，一軸圧縮強さを**図-2.19** (a)～(c) に示す。

盛り上り部分の土性は，土質調査結果によれば地表部強度の小さい場合は地表部（正確には盛り上り高さの 1/2 の深度）の原地盤土性とほぼ同じことが分かっている。したがって，設計上は盛り上り土を地盤の一部として取り扱えばよい。しかし，原地盤の地表部の強度が相対的に大きくなると（q_u>20 kN/m^2），盛り上り部分の強度は原地盤に比べてやや弱くなるので，安定に対して注意が必要である。

また，盛り上り部分の圧密特性を**図-2.19**(d), (e) に示す。原地盤と盛り上り部分において圧密係数および体積圧縮係数には顕著な差異は認められない。これより，盛り上り土中の圧密特性は原地盤とほぼ同程度であるといえる。

※2.5.1-7

「打戻し施工によるサンドコンパクションパイル工法 設計・施工マニュアル （社）地盤工学会（平成 21 年 3 月）」P.35～36 より抜粋

(d) 盛り上り土中の砂杭の強度

盛り上り土中に砂杭を打設する場合には，排水を期待するサンドドレーンとする場合と，締固めも期待する SCP の場合がある。この二つの場合について，杭芯における標準貫入試験の調査結果を**図-2.20** に示す[61]。サンドドレーンの杭芯の N 値は比較的小さい。また，盛り上り土中の SCP の N 値は平均 12 程度であるが，**図-2.11** に示している原地盤中の SCP の杭芯 N 値と比べて小さい。

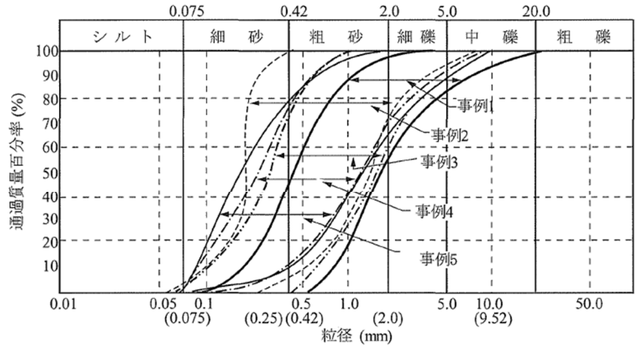
図-2.21 に，既往の施工事例における SCP の杭芯 N 値（原地盤中および盛り上り土中を含む）と拘束圧との関係を示す[61]。SCP の杭芯 N 値は，拘束圧が大きくなるにつれて増加する傾向が見られる。盛り上り土中の SCP の杭芯 N 値が小さいのは，それが地盤の表層部に位置することによるものと考えられる。

一般的な砂の相対密度と N 値の関係において，砂の相対密度が同じでも拘束圧が小さい場合には N 値は小さい。これより，設計上は盛り上り地盤中でも原地盤と同等のせん断抵抗角を用いている。

※2.5.1-8

「港湾の施設の技術上の基準・同解説 （平成 30 年 5 月）」P.818 より抜粋

(2) 砂杭の材料に関して確立された規定は特になく、施工地域において経済的に利用できる材料の中から上に述べた観点を満足する材料を選定する必要がある。**図－5.10.1** に既往の事例を示すが、近年、これらより多少細粒分の多い砂が用いられている事例もある。



図－5.10.1 SCP砂杭に用いられた粒度分布範囲の実績

「軟弱地盤対策工法 （社）地盤工学会（昭和 63 年 11 月）」P.121 より抜粋

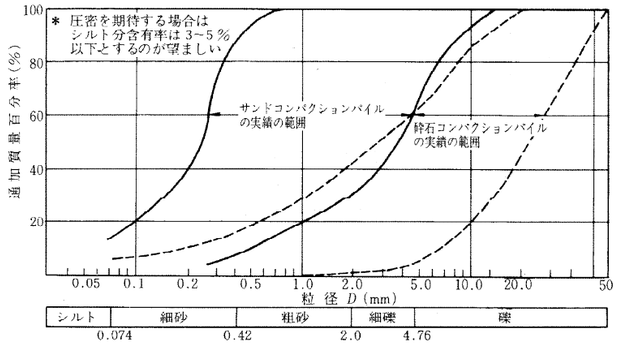


図-3.2 SCP 砂杭材料の粒径実績範囲

※2.5.1-9

「港湾の施設の技術上の基準・同解説 （平成 30 年 5 月）」P.764 より抜粋

(3) サンドコンパクションパイル及び敷砂の材料の品質

サンドコンパクションパイルの打設に先立って敷砂を敷設する。敷砂には水平排水層としての機能のほか、陸上工事では施工機械のトラフィカビリティー確保、海上工事では原地盤の乱れや側方変位低減のための土被り圧増加、砂杭打設時の汚濁防止の機能も期待している。敷砂の層厚は海上工事で1.0mから2.0m、陸上工事で1.0mとする事例が多い。サンドコンパクションパイルに用いる砂は砂杭材としての強度及び排水層として適切な透水性が期待される。サンドコンパクションパイルに用いる砂の品質について、**本章5.10 サンドコンパクションパイル工法（粘性土地盤を対象とする場合）**に既往の施工事例で用いられた砂の粒径加積曲線を示している。敷砂の砂も同様な品質が望まれる。工事着手前に採取地ごとに粒度試験を実施すること、一定量施工ごとに粒度試験（必要に応じて透水試験）を実施して品質を確保することが重要である。粒度試験の頻度は、施工量2,000m^{3}に一回程度が望ましい。

また、スラグ等をリサイクル材料として砂杭の材料に用いる場合には、関連法令の規定に基づき、環境安全に問題が生じないように十分検討して取扱う必要がある。その際の基本的な考え方は**港湾・空港整備等におけるリサイクルガイドライン（改訂）**[5]が参考になる。

※2.5.1-10
「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.824～825 より抜粋

5.10.6 性能照査

(1) 円弧すべりに対する検討

①SCP 工法による改良地盤の性能照査では、修正フェレニウス（Fellenius）法による円弧すべり計算が用いられることが多い。修正フェレニウス法による円弧すべり計算では、地盤及び上部構造物をいくつかに分割し、分割片間の不静定力を無視してすべり面上の垂直応力を計算する。すなわち、分割片に含まれる原地盤への作用のみがある分割片を通るすべり面の垂直応力に寄与する（以下、この通常の計算法をここでは特にスライス法と呼ぶ）。一方、現実の地盤では、荷重はある程度地盤中に分散する。この応力分散の効果をすべり計算に反映させるため、ブシネスク（Boussinesq）の解を用いてすべり面上の任意の位置での鉛直応力増分 $\Delta\sigma_z$ を求め、修正フェレニウス法に適用する方法がある（以下、これを応力分散法と呼ぶ）。

②SCP 工法による改良地盤の性能照査では、スライス法または応力分散法が用いられる。永続状態における円弧すべりに対する検討は、**式 (5.10.8)** により照査することができる。なお、式中の添字 k は特性値を表している。

$$m\cdot\frac{S_d}{R_d}\le 1.0 \qquad R_d=\gamma_R\sum_i M_{R_i} \qquad S_d=\gamma_S\sum_i M_{D_i} \tag{5.10.8}$$

ここに、

γ_R　：抵抗項に乗じる部分係数

γ_S　：荷重項に乗じる部分係数

m　：調整係数

$\sum_i M_{R_i}$　：抵抗モーメントの和（kN･m/m）

$$\sum_i M_{R_i}=\sum rs\bar{\tau}_k\sec\theta$$

r　：すべり円の半径（m）

s　：分割片の幅（m）

θ　：すべり面と水平面のなす角（°）

$\bar{\tau}$　：地盤のせん断強さ（kN/m²）

$\sum_i M_{D_i}$　：起動モーメントの和（kN･m/m）

岸壁の場合：$\sum_i M_{D_i}=\sum\left\{\left(w'_k+q_k+q_{RWL_k}\right)x\right\}$

w'　：分割細片の水中重量（kN/m）

q　：分割細片に作用する上載荷重（kN/m）

q_{RWL_k}：施設の背面の残留水位（RWL）が施設前面の潮位（LWL）よりも高い場合、これらの水位差により分割細片に作用する浮力 $\rho_w g\,(RWL-LWL)\,s$（kN/m）

x　：分割片の重心と円弧すべりのすべり円中心の間の水平距離（m）

防波堤の場合：$\sum_i M_{D_i}=\sum\left\{\left(w'_k+q_k\right)x\right\}$

w'　：分割細片の有効重量（kN/m）

q　：堤体の有効重量を堤体幅で除した分割細片に作用する分布荷重（kN/m）

θ　：分割細片底面が水平面となす角（°）

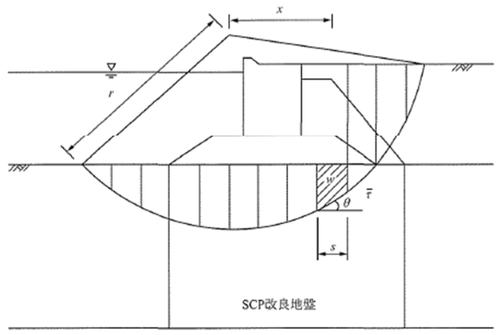
「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.825～826 より抜粋

なお、式中の特性値の算定にあたっては、岸壁の場合については、**[施] 第5章2.2.3 (2) 自重に関する永続状態における構造物の全体安定性に関する性能照査**、また、防波堤の場合には、**[施] 第4章3.1.4 (2) 永続状態における堤体の全体安定性に対する性能照査**を参照することができる。

また、改良地盤のせん断強さは、設計条件に応じて**式 (5.10.3)** から **(5.10.6)** より算出することができる。例えば、**式 (5.10.3)** の場合、改良地盤のせん断強さの特性値は以下の式により算定される。なお、$\Delta\sigma_z$ はブシネスクの解を用いて求めることができる。なお、添字 k は、特性値を表しており、記号等については、**式 (5.10.3)** を参照することができる。

$$\bar{\tau}_k=(1-a_s)\left\{c'_k+kz+\Delta\sigma_Z\mu_c(\Delta c/\Delta p)U\right\}+\left(w_{s_k}z+\mu_s\Delta\sigma_z\right)a_s\tan\phi_{s_k}\cos^2\theta \tag{5.10.9}$$

③**図－5.10.6** に円弧すべりの概念図を示す。



図－5.10.6　円弧すべりの概念図

④**式 (5.10.9)** を用いて置換率50％から80％のSCP工法により地盤改良を行う場合の改良地盤の円弧すべりの検討に用いる部分係数については、**表－5.10.2** に示す数値を参照することができる。**表－5.10.2** において「－」と示された部分に関する値は、便宜上、（　）内の数値を用いて照査できることを示す。**表－5.10.2** に示す部分係数は、過去の基準類における安全性水準を参考として設定した係数[4]である。なお、以下に示す部分係数は、**[作] 第3章2.1 地盤物性値の推定**における手法に基づく地盤物性値の特性値を用いることを前提として設定したものである。

なお、**式 (5.10.9)** を用いずに検討を行う場合には、**本章4.2.1 円弧すべり面による安定解析**に示されるすべり破壊に関する部分係数を参照することができる。また、**表－5.10.2** の部分係数の設定にあたっては、円弧のすべり面が改良地盤以深の砂質土地盤等を通るような場合については検討していないため、このような場合には、適切な手法により別途検討する必要がある。

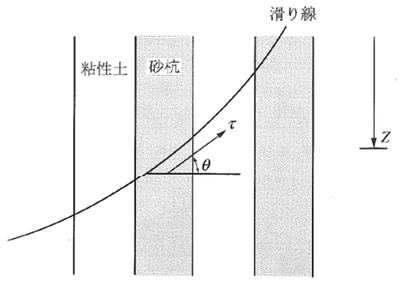
表－5.10.2　標準的な部分係数

破壊モード	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
基礎地盤の円弧すべり（護岸及び岸壁）	0.82	1.01	－（1.00）
基礎地盤の円弧すべり（防波堤）	0.87	1.02	－（1.00）

「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.822～823 より抜粋

5.10.4 改良地盤のせん断強さの算定式

(1) 改良地盤（砂杭及び軟弱粘性土地盤よりなる複合地盤）のせん断強さの算定式はいくつか提案されているが[171]、置換率の高低にかかわらず、**式 (5.10.3)** が適用された実績が最も多い（**図－5.10.5** 参照）。なお、$a_s \geq 0.7$ では、**式 (5.10.3)** の第 1 項を無視すること、及び**式 (5.10.3)** によらず改良範囲を $\phi=30°$ の一様な砂質土と評価することも多い。



図－5.10.5　複合地盤のせん断強さ

$$\tau = (1-a_s)(c_0 + kz + \Delta\sigma_z \mu_c (\Delta c/\Delta p)U) + (w_s z + \mu_s \Delta\sigma_z) a_s \tan\phi_s \cos^2\theta \qquad (5.10.3)$$

ここに、

a_s　：砂杭の置換率（一本の砂杭の断面積/一本の砂杭の支配する有効断面積）
c_0　：$z=0$ における原地盤の非排水せん断強さ（kN/m^2）
c_0+kz ：原地盤の非排水せん断強さ（kN/m^2）
k　：原地盤の深さ方向への強度増加率（kN/m^3）
n　：応力分担比（$n = \Delta\sigma_s/\Delta\sigma_c$）
U　：平均圧密度
z　：鉛直座標（m）
τ　：すべり線の位置で発揮する平均せん断強さ（kN/m^2）
μ_s　：砂杭への応力集中係数（$\mu_s = \Delta\sigma_s/\Delta\sigma_z = n/\{1+(n-1)a_s\}$）
μ_c　：粘性土部分の応力低減係数（$\mu_c = \Delta\sigma_c/\Delta\sigma_z = 1/\{1+(n-1)a_s\}$）
w_s　：砂杭の単位体積重量（地下水面以下では水中単位体積重量）（kN/m^3）
ϕ_s　：砂杭のせん断抵抗角（°）
θ　：すべり線が水平面となす角度（°）
$\Delta\sigma_z$：対象とするすべり線位置での作用による鉛直応力増分の平均値（kN/m^2）
$\Delta\sigma_s$：対象とするすべり線位置の砂杭部分での作用による鉛直応力増分（kN/m^2）
$\Delta\sigma_c$：対象とするすべり線位置の砂杭間粘性土部分での作用による鉛直応力増分（kN/m^2）
$\Delta c/\Delta p$：原地盤の強度増加率

(2) 性能照査に用いる定数

既往の性能照査事例で、**式 (5.10.3)** に対して用いられてきた定数には幅がある。性能照査に用いる定数の値は、原地盤の強度、適用安全性の余裕度、適用する性能照査方法（**本章 5.10.6 性能照査**参照）、施工速度を勘案して決定すべきものである。既往の事例から**式 (5.10.3)** を用いて逆解析を行って得られた標準的な応力分担比、せん断抵抗角は以下のとおりである[194]。

$a_s \leq 0.4$	$n=3$	$\phi_s=30°$
$0.4 \leq a_s \leq 0.7$	$n=2$	$\phi_s=30°$ から 35°
$a_s \geq 0.7$	$n=1$	$\phi_s=35°$

近年、スラグ等を砂杭材料として適用する事例が増えている。スラグ等の中には比較的高いせん断抵抗角が期待できる材料もあり、このような材料を用いる場合には、応力分担比等の設定にも充分注意の上、実測に近いせん断抵抗角を用いて性能照査をしてもよい。

「打戻し施工によるサンドコンパクションパイル工法 設計・施工マニュアル （社）地盤工学会（平成 21 年 3 月）」P.29～30 より抜粋

(2)　SCP の設計定数と応力分担比の設定

複合地盤の設計を実施するためには，SCP の設計定数と置換率に見合った応力分担比を設定する必要がある。ここで示す設計定数および応力分担比は，粘性土地盤に打戻し方式で SCP が打設された改良地盤に関する経験値であり，他の施工法で砂杭を打設する場合には，現場での確認が必要である。

SCP の設計定数には，SCP の単位体積重量，せん断抵抗角などがある。SCP の飽和単位体積重量は，よく締まった砂地盤として設計上 $\gamma_{sat}=20\,kN/m^3$ とし，水中での単位体積重量を $\gamma'=10\,kN/m^3$ と設定する。

SCP のせん断抵抗角は，過去に打戻し方式で実施された SCP の杭芯 N 値の調査データに基づいている。**図-2.11** に SCP の杭芯 N 値の分布を示す[52]。置換率により差はあるが，SCP の杭芯 N 値は 10～30 が多く，平均では 20 程度である。設計においては N 値を 10～15 として，ダナムの式 $\phi=\sqrt{12N}+20$（粒度分布がよく丸い粒子あるいは粒度が一様で角ばった粒子の場合）から，せん断抵抗角を $\phi_s=30\sim35°$ と設定する。逆にいえば，所定のせん断抵抗角を設定すると，その値を満足するために必要な杭芯 N 値が求められる。

	n	N	σ_n
合計	1 252	22.1	8.26
$a_s \leqq 0.3$	202	19.0	4.25
$0.3 < a_s < 0.6$	227	20.9	7.40
$a_s \geqq 0.6$	823	23.0	8.89

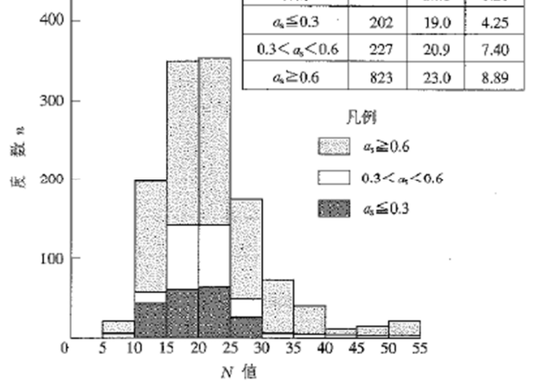


図-2.11　SCP の杭芯 N 値と置換率との関係[52]

2.5.2　設計条件

※2.5.2-1　設計波

天端高の照査に使用した設計波

		工区	C-1-1-1					C-1-1-2			C-1-2-1		C-2-1-1			C-2-2-1			C-2-3-1		C-2-4-1			C-3-1-1			C-3-1-2				C-3-2-1				
		ケーソンNo	No.1～4					No.5～6			No.7		No.8～9			No.10～14			No.15～16		No.17～18			No.19～20			No.21～23				No.24～26			No.27	
		解析地点	st.1	st.2	st.3	st.4	st.5	st.5	st.6	st.7	st.7	st.8	st.8	st.9	st.10	st.10	st.11	st.12	st.12	st.13	st.13	st.14	st.15	st.15	st.16	st.17	st.17	st.18	st.19	st.20	st.20	st.21	st.22	st.22	st.23
SE	50年確率波 HWL 17s	H_0'(m)	**2.4**	1.6	2.0	2.2	2.2	**2.2**	2.1	2.1	**2.1**	2.0	2.0	2.3	**2.8**	**2.8**	2.5	2.0	2.0	**2.2**	2.2	**2.2**	2.1	**2.1**	2.0	1.9	1.9	1.9	1.9	**2.0**	**2.0**	1.9	1.9	1.9	**2.0**
		θ(°)	56	**3**	34	35	37	**37**	39	49	**49**	52	62	**14**	62	62	54	**0**	**0**	4	**4**	51	44	54	49	**43**	43	42	38	**38**	**38**	39	40	**40**	42
SSE	50年確率波 HWL 17.3s	H_0'(m)	1.8	1.5	1.7	1.8	**1.9**	1.9	1.9	**1.9**	**1.9**	1.9	1.9	2.3	**2.6**	**2.6**	2.3	1.8	1.8	**1.9**	**1.9**	1.8	1.8	**1.8**	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	**1.7**	1.7	1.7	**1.8**	1.8	**1.8**
		θ(°)	91	**12**	26	29	33	**33**	35	45	**45**	52	**62**	65	65	65	**4**	25	**25**	47	47	36	**31**	40	35	**34**	34	26	**26**	27	**27**	29	34	**34**	39

壁体の安定性照査に使用した設計波

		工区	C-1-1-1					C-1-1-2			C-1-2-1		C-2-1-1			C-2-2-1			C-2-3-1		C-2-4-1			C-3-1-1			C-3-1-2				C-3-2-1				C-3-2-1				係船機能付							A-1-1-1	A-1-2-1				A-2				A-3				
		ケーソンNo	No.1～4					No.5～6			No.7		No.8～9			No.10～14			No.15～16		No.17～18			No.19～20			No.21～23				No.24～26			No.27		係船機能付No.28～36																								
		解析地点	st.1	st.2	st.3	st.4	st.5	st.5	st.6	st.7	st.7	st.8	st.8	st.9	st.10	st.10	st.11	st.12	st.12	st.13	st.13	st.14	st.15	st.15	st.16	st.17	st.17	st.18	st.19	st.20	st.20	st.21	st.22	st.22	st.23	st.23	st.24	st.25	st.26	st.27	st.28	st.29	st.30	st.30	st.31	st.32	st.33	st.33	st.34	st.35	st.36	st.36	st.37	st.38	st.39	st.40
SE	10年確率波 HWL～LWL 14.9s	$H_{1/3}$(m)	**2.4**	1.7	1.9	2.2	2.3	**2.2**	2.2	2.1	**2.2**	2.0	2.3	2.7	**3.5**	**3.5**	2.8	2.3	2.0	**2.2**	**2.0**	1.9	1.8	**1.8**	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	**1.7**	**1.8**	1.8	1.8	**1.9**	1.9	1.8	1.7	1.6	1.8	**1.9**	1.9	**1.9**	**1.9**	1.6	1.4	1.0	1.0	1.1	1.2	**1.4**	1.4	**1.4**	1.4	1.3	1.2
		H_{max}(m)	**4.4**	3.1	3.5	4.0	4.2	**4.0**	4.0	3.8	**4.0**	3.6	4.2	4.9	**6.3**	**6.3**	5.1	4.2	3.6	**4.0**	**3.6**	3.5	3.3	**3.3**	3.1	3.1	3.1	3.1	3.1	**3.1**	**3.3**	3.3	3.3	3.3	**3.5**	3.5	3.3	3.1	2.9	3.3	**3.5**	3.5	**3.5**	**3.5**	2.9	2.6	1.8	1.8	2.0	2.2	**2.6**	2.6	**2.6**	2.6	2.4	2.2
		θ(°)	48	**0**	37	40	35	**35**	35	38	**38**	41	51	**14**	49	49	**9**	10	10	**9**	**9**	19	24	34	33	**24**	24	**17**	19	24	**24**	28	30	**30**	35	17	13	10	6	5	**4**	5	64	64	**59**	61	68	7	3	**1**	10	44	**36**	41	39	42
		$H_{1/3}$(m)	**2.4**	1.6	2.0	2.3	2.3	**2.2**	2.2	2.0	**2.2**	2.0	2.5	2.6	**3.1**	**3.1**	2.0	1.7	1.5	**1.5**	**1.4**	1.3	1.3	**1.3**	1.3	1.3	**1.3**	1.2	1.2	1.2	**1.3**	1.2	1.2	**1.2**	1.2	1.2	1.2	1.1	1.0	1.1	**1.2**	1.3	1.2	1.3	1.0	0.9	0.7	0.6	0.8	0.8	0.9	0.9	1.0	1.0	0.9	0.9
		H_{max}(m)	**4.4**	2.9	3.6	4.2	4.2	**4.0**	4.0	3.6	**4.0**	3.6	4.5	4.7	**5.6**	**5.6**	3.6	3.1	2.7	**2.7**	**2.6**	2.4	2.4	**2.4**	2.4	2.4	**2.4**	2.2	2.2	2.2	**2.4**	2.2	2.2	**2.2**	2.2	2.2	2.2	2.0	1.8	2.0	**2.2**	2.4	2.2	2.4	1.8	1.7	1.3	1.1	1.5	1.5	1.7	1.7	1.8	1.8	1.7	1.7
		θ(°)	47	**5**	44	45	43	43	40	**29**	**29**	29	39	**24**	71	71	84	**29**	**29**	44	**44**	55	48	58	49	**49**	49	44	44	**24**	**24**	42	42	**42**	43	25	21	**18**	21	24	20	14	67	67	55	56	73	12	5	13	4	38	36	40	36	35
	50年確率波 HWL～LWL 17s	$H_{1/3}$(m)	**2.7**	1.9	2.2	2.4	2.5	2.3	**2.3**	2.3	**2.5**	2.3	2.7	3.1	**4.0**	**4.0**	3.3	2.5	2.2	**2.4**	**2.1**	2.1	2.0	**2.0**	2.0	2.0	2.0	**2.0**	1.9	2.0	**2.1**	2.0	2.0	2.0	**2.1**	2.1	2.0	2.0	1.9	2.0	**2.2**	2.2	**2.1**	**2.2**	1.9	1.5	1.1	1.0	1.3	1.4	**1.6**	1.6	**1.6**	1.6	1.4	1.3
		H_{max}(m)	**4.9**	3.5	4.0	4.4	4.5	4.2	**4.2**	4.2	**4.5**	4.2	4.9	5.6	**7.2**	**7.2**	6.0	4.5	4.0	**4.4**	**3.8**	3.8	3.6	**3.6**	3.6	3.6	3.6	**3.6**	3.5	3.6	**3.8**	3.6	3.6	3.6	**3.8**	3.8	3.6	3.6	3.5	3.6	**4.0**	4.0	**3.8**	**4.0**	3.5	2.7	2.0	1.8	2.4	2.6	**2.9**	2.9	**2.9**	2.9	2.6	2.4
		θ(°)	52	4	24	30	31	31	32	39	39	46	56	14	64	64	19	5	5	4	4	19	19	29	34	40	40	32	33	34	34	37	38	38	41	23	20	19	20	21	20	20	81	81	73	71	73	12	17	17	13	47	43	47	47	47
	10年確率波 HWL～LWL 15.4s	$H_{1/3}$(m)	**2.6**	1.8	2.1	2.3	2.3	**2.2**	2.2	2.1	**2.3**	2.1	2.7	2.8	**3.2**	**3.2**	2.2	1.9	1.5	**1.7**	**1.5**	1.4	1.4	**1.4**	1.4	1.4	1.4	1.5	1.5	**1.5**	**1.6**	1.5	1.4	1.4	**1.5**	1.5	1.4	1.3	1.4	**1.5**	1.5	**1.4**	**1.5**	1.2	1.0	0.8	0.7	1.0	1.1	**1.3**	1.3	**1.3**	1.3	1.1	1.1
		H_{max}(m)	**4.7**	3.3	3.8	4.2	4.2	**4.0**	4.0	3.8	**4.2**	3.8	4.9	5.1	**5.8**	**5.8**	4.0	3.5	2.7	**3.1**	**2.7**	2.6	2.6	**2.6**	2.6	2.6	2.6	2.7	2.7	**2.7**	**2.9**	2.7	2.6	2.6	**2.7**	2.7	2.6	2.6	2.4	2.6	**2.7**	2.7	**2.6**	**2.7**	2.2	1.8	1.5	1.3	1.8	2.0	**2.4**	2.4	**2.4**	2.4	2.0	2.0
		θ(°)	47	2	34	37	36	36	41	44	44	38	48	14	75	75	88	24	24	0	0	14	19	29	29	24	24	19	40	40	40	38	37	37	40	22	19	18	19	19	15	9	66	66	56	54	63	2	3	3	7	41	36	42	39	35
SSE	10年確率波 HWL～LWL 15.4s	$H_{1/3}$(m)	1.6	1.4	1.6	1.8	**1.8**	**1.8**	1.7	1.7	**1.9**	1.8	1.9	2.4	**3.1**	**3.1**	2.5	**2.1**	1.9	**2.0**	**1.8**	1.7	1.6	**1.6**	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	**1.6**	**1.6**	1.6	1.6	1.6	**1.7**	**1.7**	1.6	1.5	1.5	1.5	1.6	1.6	**1.5**	**1.6**	1.4	1.2	0.9	0.9	1.1	1.1	**1.2**	**1.2**	1.1	1.1	1.1	1.0
		H_{max}(m)	2.9	2.6	2.9	3.3	**3.3**	**3.3**	3.1	3.1	**3.5**	3.3	3.5	4.4	**5.6**	**5.6**	4.5	3.8	3.5	**3.6**	**3.3**	3.1	2.9	**2.9**	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	**2.9**	**2.9**	2.9	2.9	2.9	**3.1**	**3.1**	2.9	2.7	2.7	2.7	2.9	2.9	**2.7**	**2.9**	2.6	2.2	1.7	1.7	2.0	2.0	**2.2**	**2.2**	2.0	2.0	2.0	1.8
		θ(°)	33	**2**	49	43	47	47	**43**	59	**59**	66	75	**20**	71	71	**10**	30	30	**20**	20	5	**0**	**9**	19	25	25	15	**14**	30	**30**	30	41	41	**39**	21	18	15	**8**	12	14	7	63	63	49	**36**	41	41	28	23	**5**	**28**	**28**	34	41	38
		$H_{1/3}$(m)	1.5	1.2	1.4	1.5	**1.5**	**1.4**	1.4	1.3	**1.4**	1.3	1.6	2.0	**2.5**	**2.5**	1.7	1.7	1.5	**1.5**	**1.3**	1.2	1.2	**1.2**	1.2	1.2	**1.2**	1.1	1.1	1.1	**1.2**	1.2	1.2	1.2	**1.2**	1.2	1.3	1.3	1.2	1.3	**1.4**	1.4	1.3	1.3	1.2	0.9	0.7	0.7	0.9	1.0	1.1	1.1	1.1	1.0	1.0	0.9
		H_{max}(m)	2.7	2.2	2.6	2.7	**2.7**	**2.6**	2.6	2.4	**2.6**	2.4	2.9	3.6	**4.5**	**4.5**	3.1	3.1	2.7	**2.7**	**2.4**	2.2	2.2	**2.2**	2.2	2.2	**2.2**	2.0	2.0	2.0	**2.2**	2.2	2.2	2.2	**2.2**	2.2	2.4	2.4	2.2	2.4	**2.6**	2.6	2.4	2.4	2.2	1.7	1.3	1.3	1.7	1.8	2.0	2.0	2.0	1.8	1.8	1.7
		θ(°)	40	**4**	33	26	28	**28**	36	58	**58**	63	73	**25**	78	78	**20**	24	**24**	25	25	30	**21**	20	15	**5**	**5**	10	15	5	**5**	28	27	27	**16**	**1**	6	7	5	4	3	6	52	52	49	45	59	1	19	7	11	45	37	37	30	23
	50年確率波 HWL～LWL 17.3s	$H_{1/3}$(m)	**2.0**	1.5	1.7	1.9	2.0	**1.9**	1.9	1.8	**1.9**	1.8	2.1	2.6	**3.3**	**3.3**	2.7	2.2	2.0	**2.1**	**1.9**	1.8	1.7	**1.7**	1.6	1.6	1.6	1.6	1.7	**1.7**	**1.8**	1.7	1.7	**1.8**	1.8	1.8	1.8	1.8	1.7	1.8	**1.9**	1.8	**1.7**	**1.8**	1.6	1.3	1.0	1.0	1.2	1.2	**1.4**	**1.4**	1.3	1.3	1.2	1.2
		H_{max}(m)	**3.6**	2.7	3.1	3.5	3.6	**3.5**	3.5	3.3	**3.5**	3.3	3.8	4.7	**6.0**	**6.0**	4.9	4.0	3.6	**3.8**	**3.5**	3.3	3.1	**3.1**	2.9	2.9	2.9	2.9	3.1	**3.1**	**3.3**	3.1	3.1	**3.3**	3.3	3.3	3.3	3.3	3.1	3.3	**3.5**	3.3	**3.1**	**3.3**	2.9	2.4	1.8	1.8	2.2	2.2	**2.6**	**2.6**	2.4	2.4	2.2	2.2
		θ(°)	48	3	39	27	14	14	26	55	55	54	64	15	68	68	10	25	25	20	20	10	5	4	0	29	29	23	22	25	25	23	30	30	30	13	16	15	15	13	11	8	70	70	64	68	64	3	1	1	1	35	35	32	36	34
		$H_{1/3}$(m)	**1.7**	1.4	1.5	1.6	1.6	**1.5**	1.5	1.4	**1.6**	1.4	1.7	2.2	**2.6**	**2.6**	2.1	2.0	1.5	**1.6**	**1.4**	1.3	1.3	**1.3**	1.3	1.3	1.3	1.3	**1.3**	1.3	**1.5**	1.4	1.4	1.5	**1.5**	1.5	1.5	1.5	1.4	1.5	**1.6**	1.6	**1.5**	**1.5**	1.3	1.1	0.8	0.8	1.1	1.2	**1.3**	1.3	**1.3**	1.2	1.1	1.0
		H_{max}(m)	**3.1**	2.6	2.7	2.9	2.9	**2.7**	2.7	2.6	**2.9**	2.6	3.1	4.0	**4.7**	**4.7**	3.8	3.6	2.7	**2.9**	**2.6**	2.4	2.4	**2.4**	2.4	2.4	2.4	2.4	**2.4**	2.4	**2.7**	2.6	2.6	2.7	**2.7**	2.7	2.7	2.7	2.6	2.7	**2.9**	2.9	**2.7**	**2.7**	2.4	2.0	1.5	1.5	2.0	2.2	**2.4**	2.4	**2.4**	2.2	2.0	1.8
		θ(°)	40	1	19	22	21	21	38	88	88	68	78	10	74	74	82	24	24	29	29	25	16	20	5	5	5	4	14	28	28	24	26	26	29	11	15	5	7	5	1	5	53	53	41	27	32	28	18	6	0	34	31	26	27	24

※設計波は波向SE, SSEの波高が大きく支配的となるため、2方向で比較した。

※天端高や壁体の安定性の照査検討は、安全側となる入射角θの小さい値を採用した。

※50年確率波については、引波の照査を行うため、入射角θは設定しない。

※2.5.2-2

「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.118 より抜粋

(1) 設計潮位の基本的考え方

施設の目的により、また、同じ目的の施設においても性能照査の目的により異なる設計潮位を用いる場合がある。例えば、高潮対策施設においては、天端高は越波量により決定されるので越波量が最大となる潮位を設計潮位とするが、性能照査にあたってはより低い潮位でより危険となる場合があり、このときにはその潮位を設計潮位としなければならない。防波堤の性能照査の場合は、その施設が最も不安定となる潮位で計算する。これらの検討を行う潮位の中で最も高いものを計画高潮位という。

(2) 高潮対策施設の設計潮位

高潮対策施設に対しては、高潮の発生も考慮した設計高潮位を定める。その決め方には次の4つの方法がある。

①既往最高潮面、あるいはこれに若干の余裕を見込んだ潮位を用いる。

②朔望平均満潮面に既往の最大潮位偏差、あるいはモデル高潮により推算された潮位偏差を加算した潮位を用いる。

③既往の異常高潮位の生起確率曲線を求め、ある再現期間の間にそれより高い潮位の発生回数が 1 以下であるような潮位を用いる。

④異常高潮位の生起確率と各潮位に対する背後地の被害額及び高潮対策施設の建設費を勘案して経済的に決定する。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.123 より抜粋

一方、設計潮位は、天文潮位のうち、当該施設の安定性及び構造部材の終局限界状態にとって最も厳しい作用を生じさせる潮位を用いることを標準とする。ただし、近年の被災例では、満潮位を波力計算の設計潮位としている施設が高潮時に被災していることが多い[7]。したがって、越波に対する性能照査と同様に、波力算定時の設計潮位についても、満潮位に適切な高潮偏差を加えた潮位として設定するなど、波浪との同時生起性を考慮して施設に対して最も厳しい潮位としてもよい。

※2.5.2-3

「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.133 より抜粋

(6) 沖波の確率年

設計波は、施設が完成した場合と、施工途中における安全性を照査する場合のそれぞれで設定することが望ましい。港湾の施設の供用時及び施工時の安全性の照査にあたっては、施設の重要度に応じて適切な再現期間を有する沖波を用いなければならない。一般的な港湾の施設は、設計供用期間が50年の場合には、50年確率波としてよい。ただし、施工時（未完成断面で、ある程度の期間、放置されるような場合）に作用する波浪としては、施設の施工期間や当該地点の自然状況等を考慮して適切に定める必要があるが、便宜的に、10年確率波程度のものを用いることができる。

※2.5.2-4

「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.925 より抜粋

(14) 捨石部には、直立部から伝達される荷重を広く分布させる、直立部の据付け地盤を水平にする、波による洗掘を防ぐなどの効果があるので、1.5m以上の厚さであることが望ましい。

※2.5.2-5

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.447 より抜粋

表－2.1.1　材料の単位体積重量の特性値[1)]

材　料	単位体積重量の特性値 (kN/m^3)
鋼及び鋳鋼	77.0
鋳　鉄	71.0
アルミニウム	27.5
鉄筋コンクリート	24.0
無筋コンクリート	22.6
木　材	7.8
アスファルトコンクリート	22.6
石材（花こう岩）	26.0
石材（砂岩）	25.0
砂、砂利及び割ぐり石（乾燥状態）	16.0
砂、砂利及び割ぐり石（湿潤状態）	18.0
砂、砂利及び割ぐり石（飽和状態）	20.0

※2.5.2-6

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.498 より抜粋

表－5.3.1　裏込材の特性値

		せん断抵抗角 (°)	単位体積重量		法勾配
			残留水位上 (kN/m^3)	残留水位下水中有効重量 (kN/m^3)	
割石	一般のもの	40	18	10	1:1.2
	もろい材質のもの	35	16	9	1:1.2
切込砂利		30	18	10	1:2～1:3
玉石		35	18	10	1:2～1:3

※2.5.2-7

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.522 より抜粋

表－9.1.1　静止摩擦係数の特性値

コンクリートとコンクリート	0.5
コンクリートと岩盤	0.5
水中コンクリートと岩盤	0.7～0.8[注1)]
コンクリートと捨石	0.6
捨石と捨石	0.8
木材と木材	0.2（湿）～0.5（乾）
摩擦増大マットと捨石	0.75

注1) 水中コンクリートと岩盤の場合、標準的な条件のもとでは、0.8とすることができる。ただし、基岩がぜい弱若しくは亀裂が多い場合、基岩を覆っている砂の移動が激しい場所等では、それらの条件に応じて0.7程度まで低減させる。

注2) セルラーブロックの性能照査における摩擦係数は、[施] 第5章2.2重力式係船岸を参照することができる。

※2.5.2-8

「港湾構造物設計事例集（平成 30 年 改訂版）（平成 30 年 12 月）」P.1-40 より抜粋

表－1.31　浮力およびモーメントの特性値

名　称	計算式（m）	個数	体積 V (m³/m)	水の単位重量 $\rho_w g$(kN/m³)	浮力 P_{Bk}（kN）	重心位置	モーメント
						x(m)	$P_{Bk}\cdot x$(kN·m/m)
ケーソン	12.00×15.60	1	187.20	10.10	1,890.72	7.50	14,180.40
フーチング	1.50×1.00	1	1.50	10.10	15.15	0.75	11.36
ﾌｰﾁﾝｸﾞﾊﾝﾁ	1/2×0.20²	1	0.02	10.10	0.20	1.43	0.29
合　計			188.72		1,906.07	7.45	14,192.10

2.5.3　断面諸元の設定

※2.5.3-1

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1179 より抜粋

⑥直立消波ブロック式係船岸の消波工の天端高さは、朔望平均満潮面上有義波高の 0.5 倍以上、消波工の下端高さは、朔望平均干潮面下有義波高の 2 倍以上とするのが望ましい。
⑦直立消波ケーソン式係船岸の消波工の範囲については、直立消波ブロック式係船岸に準じてよいが、上床版及び空気孔が反射率に及ぼす影響については、水理模型実験により検討することが望ましい。

※2.5.3-2

「港湾構造物設計事例集（平成 30 年 改訂版）（平成 30 年 12 月）」P.15-14 より抜粋

c） ケーソン中詰め部の天端高

中詰部の天端高さは，中詰砂投入や，蓋コンクリート，上部コンクリートの打設作業の施工性や曳航時の乾舷を考慮して，H.W.L.以上とし，D.L.＋4.50m とする．

なお，遊水室前壁の天端高は別途仮定したスリット上端高さ（D.L.＋4.10m）にスリット上部梁の断面高さを 1.0m に仮定し，D.L.＋5.1m に設定する．

※2.5.3-3　沈下の考慮方法

表 1 沈下の考慮方法

護岸	設計工区	設計沈下量[注 1)]（m）	法線方向の沈下量の変化	沈下の考慮方法
C-1	C-1-1-1	1.5	沈下を想定する土層厚の変化が護岸法線方向に大きく沈下量の変化が大きい。	B 方法： スリットケーソンのうちスリット部のみを沈下量分上げ越しする[注 3)]。
	C-1-1-2	1.0		
	C-1-2-1	0.0	沈下を想定する土層は堆積していない。	対策不要。
C-2	C-2-1-1			
	C-2-2-1			
	C-2-3-1	0.5	沈下を想定する土層厚の変化が護岸法線方向に少なく沈下量の変化が小さい。	A 方法： スリットケーソンを設置するマウンドの天端高を設計沈下量分上げ越しする。
	C-2-4-1			
C-3	C-3-1-1			
	C-3-1-2			
	C-3-2-1			
護岸（係船機能付）		0.1 [注 2)]		―

注 1）設計沈下量は、沈下量を 0.5m 単位で切り上げた値。

注 2）護岸（係船機能付）は、利用上、計画天端高及び計画水深が決定されていることから、0.1m 単位とした。

注 3）スリットケーソンの据付順序の制限

C-1-1-1～C-1-1-2 工区において、マウンドの天端高を設計沈下量分上げ越しする A 方法を採用した場合、図 1 に示すとおり、ケーソンの函ごとに基礎マウンドの天端高に差をつけることになるが、ケーソンを据え付ける前にマウンドの天端高に差をつけて施工すると、マウンドに法がつき、ケーソンを据え付けることができなくなるため、図 1 の①～③の番号順にケーソンを据え付けつつマウンドを施工しなければならなくなり、施工手順に制約が生じる。そのため、C-1-1-1～C-1-1-2 工区では、スリットケーソンのスリット部の上げ越しで対応することとした。

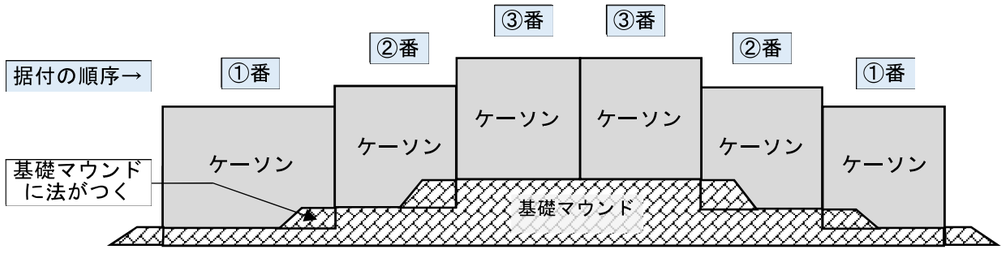


図 1 マウンドの天端高を設計沈下量分上げ越しする場合のイメージ

※2.5.3-4

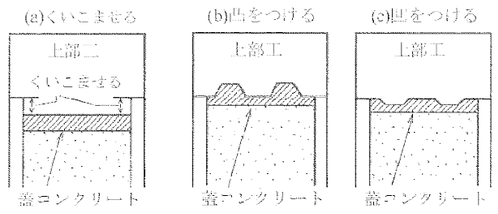
「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.923 より抜粋

(8)直立堤体の上部工の厚さは被災防止の観点から、防波堤前面の有義波の波高2m以上の場合は1m以上とし、有義波の波高2m未満の場合でも最小厚さは50cm以上とすることが望ましい。また、堤体がブロック積の場合、上部コンクリートは堤体全体の押えになり、ブロックの滑動を止めるのに有効であるため、十分な質量とすることが望ましい。実施例における上部工の厚さと設計波高の関係は、**図－3.1.3**のとおりである。

※2.5.3-5

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.940～941 より抜粋

⑥上部コンクリートに作用する波力については不明な点が多いので堤体と一体となるように施工すべきである。打継目の施工は土木学会コンクリート標準示方書[23]によることができる。さらに一体化を増すために、ケーソンに上部コンクリートをくいこませて打つ方法、蓋コンクリートに凹凸をつける方法（プレキャストの場合が多い）、鉄筋や形鋼を入れる方法等がある（**図－3.1.12**参照）。また、パラペットと上部コンクリートは一体となるように、打継目には、ほぞを設けたり、鉄筋や形鋼を入れたりするなどの方法をとるのが望ましい。



図－3.1.12　上部コンクリート打設面

※2.5.3-6

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.169～171 より抜粋

④越波流量算定図表[115)]

根固めマウンド、頂部波返し工などを持たない単純な形状の直立及び消波護岸に対しては、**図－4.4.23～図－4.4.26**を用いて越波流量を推定してもよい。これらの図は不規則波実験に基づいて作成されたもので、越波流量曲線の精度は実験及び現地観測との対比結果から**表－4.4.4**に示されている範囲と想定される。消波護岸の場合の越波流量は天端上層2列並びの条件に対して求められたものである。

表－4.4.4　越波流量の推定値に対する真値の想定範囲

$q/\sqrt{2g(H_0')^3}$	直立護岸	消波護岸
10^{-2}	0.7～1.5 倍	0.5～2 倍
10^{-3}	0.4～2 倍	0.2～3 倍
10^{-4}	0.2～3 倍	0.1～5 倍
10^{-5}	0.1～5 倍	0.05～10 倍

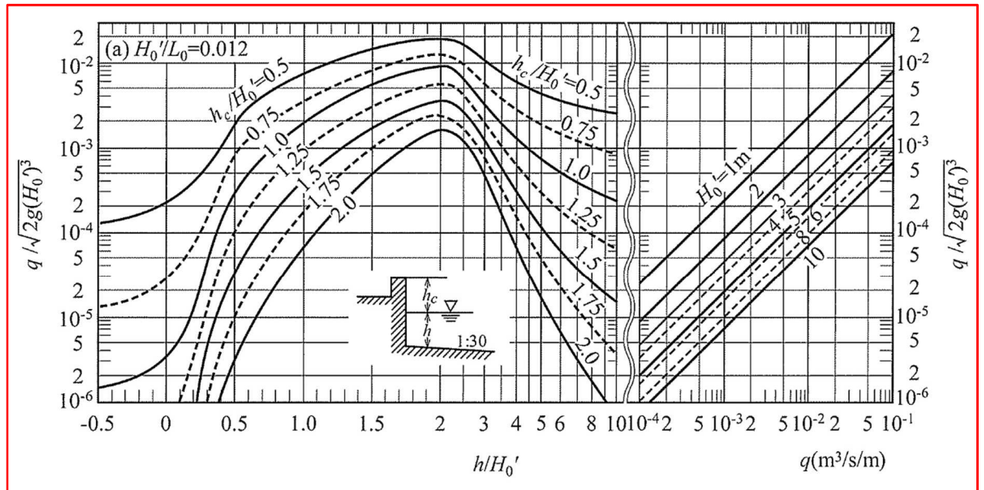
なお、**図－4.4.23～図－4.4.26**を参考にして不規則波の越波流量の目安を得る場合、次のことを考慮する。

(a) 海底勾配または沖波波形勾配がこれらの図中のものと一致しない場合は、最も近いものを用いるか、または内挿して求める。

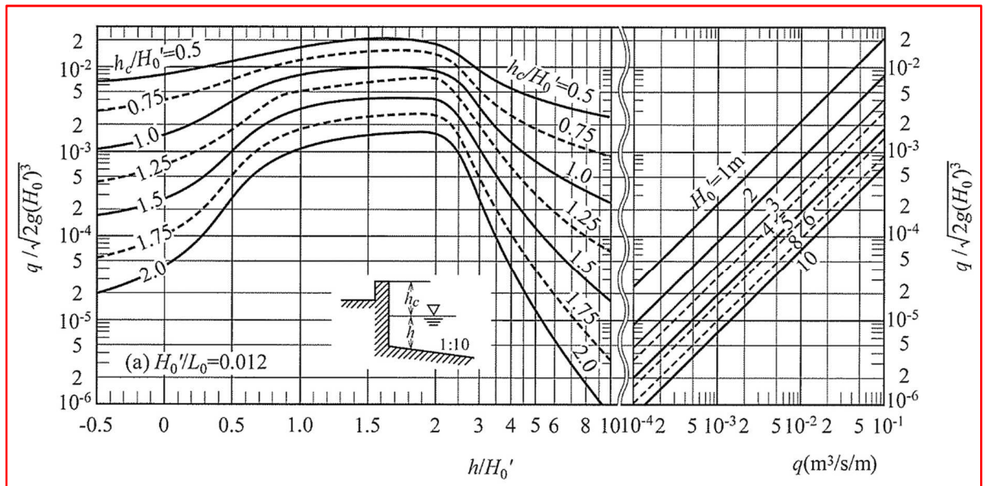
(b) 図中の消波ブロックとしては、2層積みのテトラポッド（天端部上層2列並び）を用いているが、これと同じ消波ブロックを用いても、天端幅、積み方、法先形状などが異なる場合や他の消波ブロックを使用する場合には、越波流量が図の値と大きくくい違う恐れがある。

(c) 天端上の消波ブロックの列数が増加すると越波量は減少する傾向を有する[116)]。

(d) 越波流量算定図を適用するのが困難な場合には、高山ら[117)]により、越波流量算定近似式が提案されており、参考にできる。



図－4.4.23　直立護岸の越波流量推定図（海底勾配1/30）



図－4.4.24　直立護岸の越波流量推定図（海底勾配1/10）

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.174 より抜粋

⑤換算天端高係数

消波ブロック積み護岸や縦スリット型消波護岸の越波量を設定する目安として換算天端高係数を用いることができる。換算天端高係数は、同一の波と海底形状の条件において直立護岸を設置した場合を仮定して、同一の越波量となるときの対象護岸高さと直立護岸高さの比である。換算天端高係数が1より小さい場合には、直立護岸に比較して低い護岸天端であっても同一の越波量となることを表し、その護岸形状が越波量低減に有効であることを示す。代表的な護岸形状の換算天端高係数 β の参考値を以下に示す。

消波ブロック積み護岸[117]：β=0.9～0.7
縦スリット型消波護岸[117]：β=0.6
パラペット後退型護岸[116]：β=1.0～0.5
階段護岸[116]　　：β=1.7～1.0
波が斜めから入射する場合[118) 119)]：$\beta=\begin{cases}1-\sin^2\theta & |\theta|\leq 30° \\ 1-\sin^2 30°=0.75 & |\theta|>30°\end{cases}$
（θは波の入射角で、護岸に直角入射する場合を0°とする。）

※2.5.3-7

「防護柵の設置基準・同解説（平成 28 年 12 月）」P.25 より抜粋

(1)　防護柵高さ

車両用防護柵の路面から防護柵上端までの高さは，原則として，0.6 m 以上 1.0 m 以下とする。

所要の性能を満たすためにやむを得ず 1.0 m を超える高さとする場合は，車両衝突時における乗員頭部の安全性を確保できる構造としなければならない。

※2.5.3-8　パラペット天端高

パラペット天端高の検討結果を表 2 に示す。

表 2 パラペット天端高の検討結果

護岸			C-1護岸					C-2護岸					
工区			C-1-1-1		C-1-1-2		C-1-2-1	C-2-1-1	C-2-2-1	C-2-3-1		C-2-4-1	
ケーソンNo.			No.1～No.4		No.5～No.6		No.7	No.8～No.10	No.11～No.14	No.15～No.16		No.17～No.18	
			沈下前	沈下後	沈下前	沈下後	沈下無し	沈下無し	沈下無し	沈下前	沈下後	沈下前	沈下後
波浪解析地点			st.1～st.5		st.5～st.7		st.7～st.8	st.8～st.10	st.10～st.12	st.12～st.13		st.13～st.15	
検討条件	潮位（D.L.） H.H.W.L	(m)	+3.10	+3.10	+3.10	+3.10	+3.10	+3.10	+3.10	+3.10	+3.10	+3.10	+3.10
	換算沖波波高	H_0'(m)	2.40	2.40	2.20	2.20	2.10	2.80	2.80	2.20	2.20	2.20	2.20
	周期	T(s)	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0
	入射角	θ(°)	3.0	3.0	37.0	37.0	49.0	14.0	0.0	0.0	0.0	4.0	4.0
	沖波波長	L_0(m)	450.8	450.8	450.8	450.8	450.8	450.8	450.8	450.8	450.8	450.8	450.8
	海底勾配	i	1/10	1/10	1/30	1/30	1/10	1/30	1/30	1/10	1/10	1/10	1/10
	天端高(D.L.)	(m)	+5.00	+5.00	+4.30	+4.20	+4.30	+6.90	+7.10	+4.90	+4.80	+4.60	+4.60
	設計沈下量	(m)	1.50		1.00		0.00	0.00	0.00	0.50		0.50	
	設計水深（D.L.）	(m)	-11.50	-13.00	-14.50	-15.50	-10.00	-6.00	-6.00	-9.50	-10.00	-16.50	-17.00
	水深	h(m)	14.60	16.10	17.60	18.60	13.10	9.10	9.10	12.60	13.10	19.60	20.10
越波流量算定結果	天端高～潮位までの高さ	h_c(m)	1.9	1.9	1.2	1.1	1.20	3.80	4.00	1.80	1.70	1.50	1.50
	換算天端高係数※1	β	1.00	1.00	0.75	0.75	0.75	0.94	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
	補正後天端高	h_c'(m)	1.90	1.90	1.60	1.47	1.60	4.04	4.00	1.80	1.70	1.50	1.50
		D.L.(m)	+5.00	+5.00	+4.70	+4.57	+4.70	+7.14	+7.10	+4.90	+4.80	+4.60	+4.60
	H_0'/L_0		0.005	0.005	0.005	0.005	0.005	0.006	0.006	0.005	0.005	0.005	0.005
	h_c'/H_0'		0.79	0.79	0.73	0.67	0.76	1.44	1.43	0.82	0.77	0.68	0.68
	h/H_0'		6.08	6.71	8.00	8.45	6.24	3.25	3.25	5.73	5.95	8.91	9.14
	$q/\sqrt{(2gH_0'^3)}$		1.168E-03	1.029E-03	1.132E-03	1.384E-03	1.269E-03	8.948E-04	9.252E-04	1.158E-03	1.300E-03	1.230E-03	1.209E-03
	越波流量	q	1.924E-02	1.694E-02	1.636E-02	2.000E-02	1.710E-02	1.857E-02	1.920E-02	1.674E-02	1.879E-02	1.778E-02	1.748E-02
天端高	①許容越波流量を満足する天端高(m)		+5.00	+5.00	+4.30	+4.20	+4.30	+6.90	+7.10	+4.90	+4.80	+4.60	+4.60
	②上部工の天端高(m)		+5.00	+3.50	+5.00	+4.00	+5.00	+5.00	+5.00	+5.50	+5.00	+5.50	+5.00
	③車輌用防護柵の所要高さから求まる天端高(m)		+6.00	+4.50	+6.00	+5.00	+6.00	+6.00	+6.00	+6.50	+6.00	+6.50	+6.00
	④天端高(採用値)		+6.00	+5.00	+6.00	+5.00	+6.00	+6.90	+7.10	+6.50	+6.00	+6.50	+6.00
	⑤天端高（改め）		+6.50	ー	+6.00	ー							
	⑥天端高(採用値)		+6.50	ー	+6.00	ー							

護岸			C-3護岸					
工区			C-3-1-1		C-3-1-2		C-3-2-1	
ケーソンNo.			No.19～No.20		No.21～No.23		No.24～No.26	
			沈下前	沈下後	沈下前	沈下後	沈下前	沈下後
波浪解析地点			st.15～st.17		st.17～st.20		st.20～st.22	
検討条件	潮位（D.L.） H.H.W.L	(m)	+3.10	+3.10	+3.10	+3.10	+3.10	+3.10
	換算沖波波高	H_0'(m)	2.10	2.10	2.00	2.00	2.00	2.00
	周期	T(s)	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0	17.0
	入射角	θ(°)	43.0	43.0	38.0	38.0	38.0	38.0
	沖波波長	L_0(m)	450.8	450.8	450.8	450.8	450.8	450.8
	海底勾配	i	1/10	1/10	1/10	1/10	1/10	1/10
	天端高(D.L.)	(m)	+4.20	+4.10	+4.10	+4.10	+4.20	+4.20
	設計沈下量	(m)	0.50		0.50		0.50	
	設計水深（D.L.）	(m)	-16.50	-17.00	-16.50	-17.00	-9.50	-10.00
	水深	h(m)	19.60	20.10	19.60	20.10	12.60	13.10
越波流量算定結果	天端高～潮位までの高さ	h_c(m)	1.10	1.00	1.00	1.00	1.10	1.10
	換算天端高係数※1	β	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
	補正後天端高	h_c'(m)	1.47	1.33	1.33	1.33	1.47	1.47
		D.L.(m)	+4.57	+4.43	+4.43	+4.43	+4.57	+4.57
	H_0'/L_0		0.005	0.005	0.004	0.004	0.004	0.004
	h_c'/H_0'		0.70	0.63	0.67	0.67	0.73	0.73
	h/H_0'		9.33	9.57	9.80	10.05	6.30	6.55
	$q/\sqrt{(2gH_0'^3)}$		1.102E-03	1.447E-03	1.248E-03	1.248E-03	1.395E-03	1.331E-03
	越波流量	q	1.485E-02	1.951E-02	1.564E-02	1.564E-02	1.748E-02	1.668E-02
天端高	①許容越波流量を満足する天端高(m)		+4.20	+4.10	+4.10	+4.10	+4.20	+4.20
	②上部工の天端高(m)		+5.50	+5.00	+5.50	+5.00	+5.50	+5.00
	③車輌用防護柵の所要高さから求まる天端高(m)		+6.50	+6.00	+6.50	+6.00	+6.50	+6.00
	④天端高(採用値)		+6.50	+6.00	+6.50	+6.00	+6.50	+6.00

※1；換算天端高係数 $\beta=1-\sin 2\theta$ （$\theta>30°$ の場合、$\theta=30°$）
③＝②＋1.0m
④＝max(①,③)
⑤＝沈下後の④＋設計沈下量
⑥＝max(④,⑤)

※2.5.3-9　遊水室幅

遊水室幅は、各種諸元から反射率を計算し、目標とする反射率を満足する値を設定した。

① 遊水室幅の設定

ケーソンの各設置水深に対し、遊水室幅を 6m～10m と変化させ、各波浪条件の基で反射率の計算を行った。

次頁に示す検討結果より、遊水室幅 8m以上の場合、全ての設置水深・対象周期で目標反射率 50%を満足する。したがって、遊水室幅として最小必要幅「8m」を採用した。

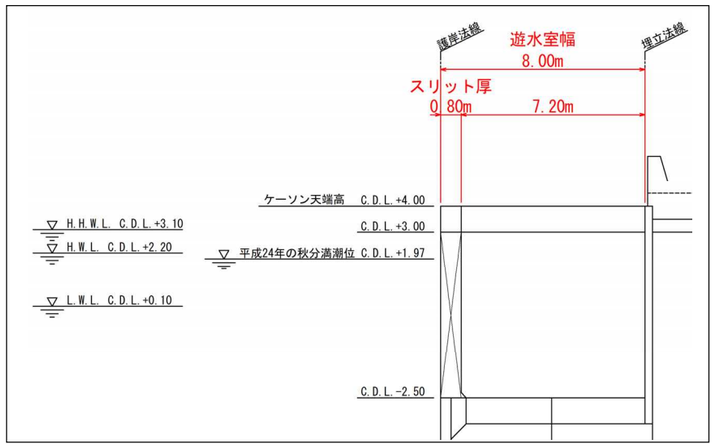


図 2 遊水室幅の設定値

② 反射率の算定方法

反射率は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.955 より、縦スリットケーソンの反射特性に関する谷本・吉本の研究を準用し、算定を行った。算定式は以下に示すとおりである。

$$K_R = \sqrt{1-\alpha\gamma K_C{}^3} \quad \cdots①式 \quad (K_R:反射率)$$

$$\gamma^2 K_C{}^4 + 2\alpha\gamma K_C{}^3 + \left(\alpha^2+\beta^2\right)K_C{}^2 - 4 = 0 \cdots②式 \quad (本式より K_C を求め①式に代入)$$

$$\alpha = \frac{f(kh,k'qh)}{n_1}\sin(k'\ell_2)$$

$$\beta = \frac{n_2}{f(kh,k'qh)}\left\{\frac{k}{k'}\cos(k'\ell_2) - \frac{k\delta}{\varepsilon}\sin(k'\ell_2)\right\}$$

$$\gamma = \frac{1}{\varepsilon^2}\cdot\frac{4f}{3\pi}\cdot\frac{1}{f(kh,k'qh)}\cdot\frac{\sinh^2(k'qh)+3}{3\sinh(k'qh)\cosh(k'qh)}\cdot k\cdot\frac{a_1}{2}\left|\sin(k'\ell_2)\right|\sin(k'\ell_2)$$

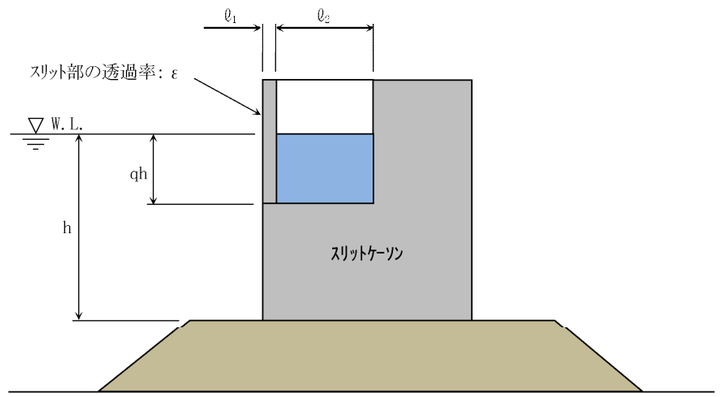
$$f = \varepsilon^2(1-\varepsilon)\left\{2.0+39.0(1-\varepsilon)^2\right\}$$

$$\delta = 12.4\left(0.5-\frac{\ell_2}{L_2}\right)^2\cdot\ell_1 \quad , \quad 0 \le \frac{\ell_2}{L_2} < 0.5$$

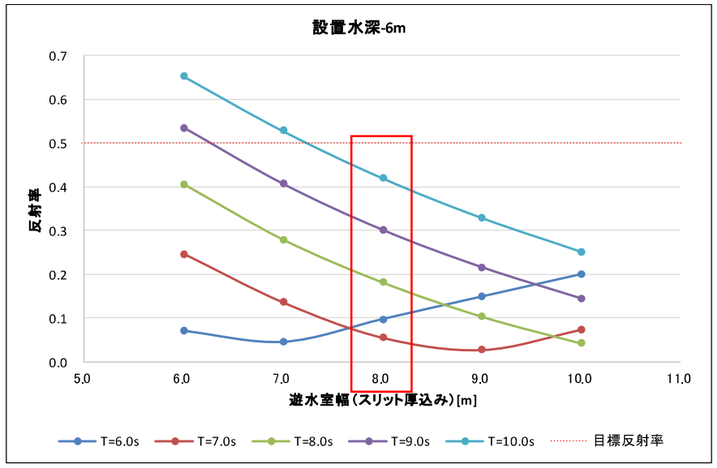
$$f(kh,k'qh) = \frac{kk'}{k'^2-k^2}\cdot\frac{\sinh\{kh(1-q)\}}{\sinh(kh)\cosh(k'qh)}$$

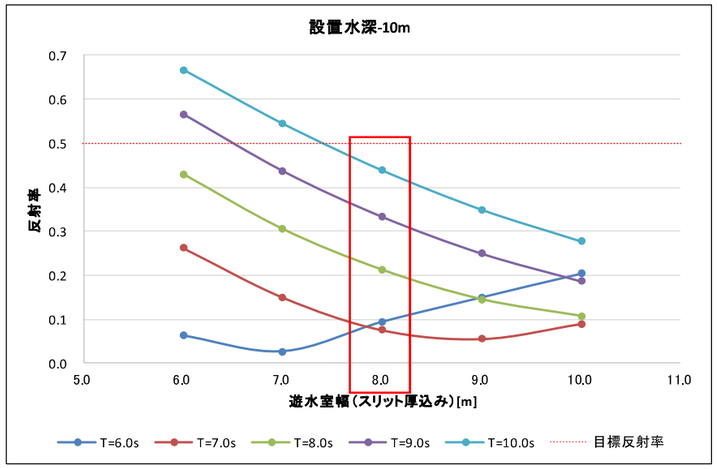
$$n_1 = \frac{1}{2}\left\{1+\frac{2kh}{\sinh(2kh)}\right\} \quad , \quad n_2 = \frac{1}{2}\left\{1+\frac{2k'qh}{\sinh(2k'qh)}\right\}$$

ここに、
- α，β，γ：設置水深、遊水室諸元等により設定される係数
- f：スリット開口部での流速に対する損失係数
- δ：スリット開口部での流速に対する有効慣性長あるいは見かけオリフィス長さ
- n_1：領域Ⅰ（スリット前面）での群速度と波速の比
- n_2：領域Ⅱ（遊水室内）での群速度と波速の比



出典：「直立消波ケーソンの反射率に関する理論及び実験的研究
（港湾技術研究所報告 第 21 号 3 号）」
「スリットケーソンの反射率に及ぼす諸要因の影響（第 29 回海岸工学講演会論文集）」





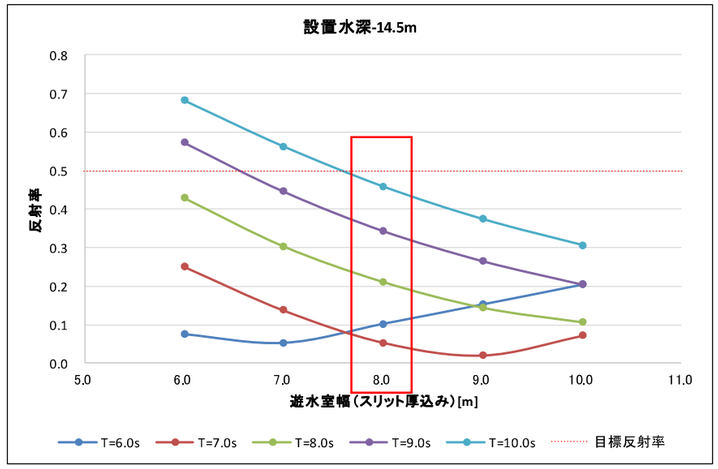
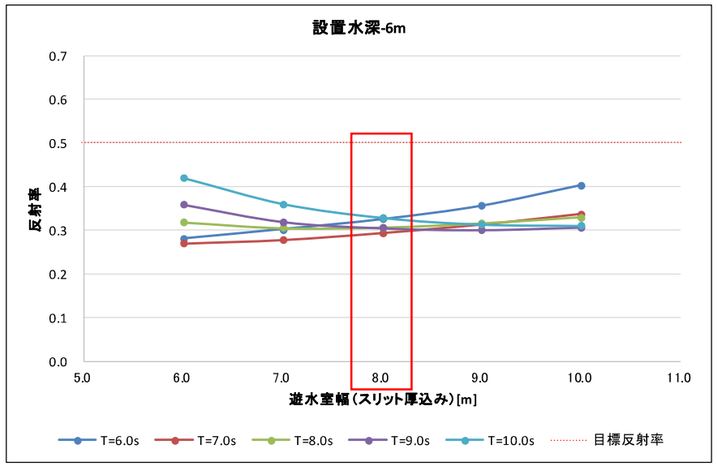
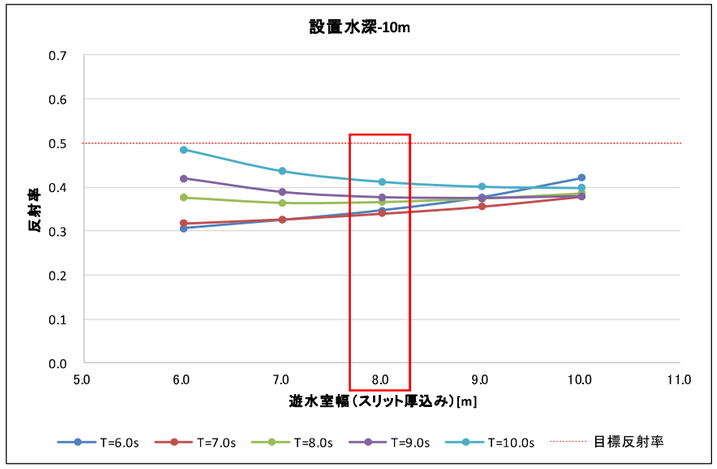


図 3 遊水室幅と反射率の関係（H.W.L.時）





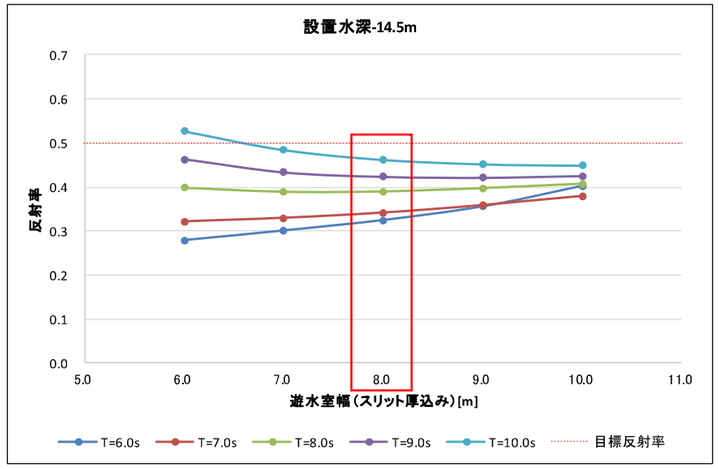
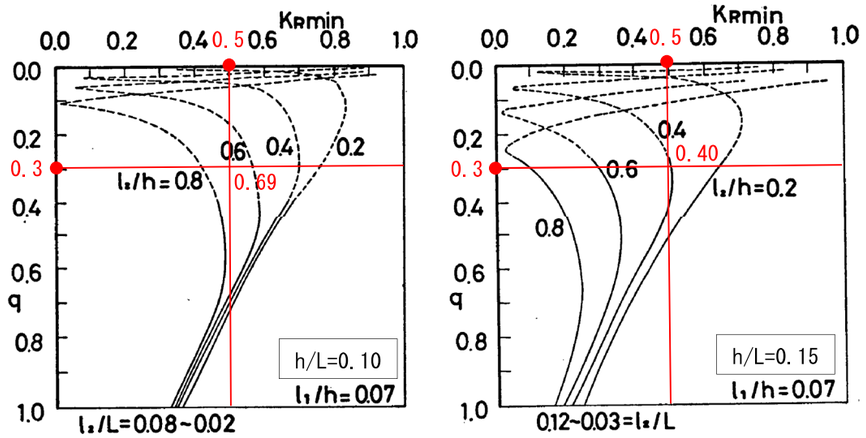


図 4 遊水室幅と反射率の関係（L.W.L.時）

＜遊水室幅の妥当性の検討＞

遊水室幅 8mの妥当性の検討は、「直立消波ケーソンの反射率に関する理論及び実験的研究（港湾技術研究所報告 第 21 号 3 号)」P.70 に示される計算図表を用いて実施する。

以下に示す図表から、目標反射率 K_R=0.5、及び遊水室内水深 h'と前面水深 h の比 q から、遊水室幅（スリット厚 l_1＝0.8mを除く）と水深の比 l_2/h を求め、遊水室幅 l（＝l_1＋l_2）を算定する。なお、下図は h/L＝0.10 と 0.15 の条件下の結果であることから、その間の条件の場合は両図から内挿する。



出典：「直立消波ケーソンの反射率に関する理論及び実験的研究
（港湾技術研究所報告 第 21 号 3 号)」P.70 に一部加筆

図 5 遊水室幅と各種諸元の関係（赤字は、下表の沈下前・H.W.L.時の読み取り例）

① 検討条件

遊水室幅は、図 5 からわかるように、波長 L（周期）が長く、前面水深 h が深い場合に必要幅が拡がる傾向にある。そのため、以下の条件で妥当性の検討を行う。

・周期　　：10 s （消波対象周期 6～10 s のうち最長）
・ケーソン設置水深　：C.D.L.-14.5m（ケーソン設置水深 C.D.L.-6.0m～-14.5mのうち最深）

② 検討結果

表 3 に、上記条件で計算図表から算定した遊水室幅を示す。

計算図表から算定した遊水室幅は 7.7m～8.1mであり、先に設定した遊水室幅 8mと同程度である。したがって、この設定値 8mは妥当と判断する。

表 3 計算図表から算定した遊水室幅

検討ケース		潮位 (C.D.L. m)	波高 H(m)	周期 T(s)	根固工天端 (C.D.L. m)	前面部水深 h(m)	遊水室下端 (C.D.L. m)	遊水室内水深 h'(m)	水深hでの波長 L(m)	波形勾配 H/L	図読み取り条件 水深波長比 h/L	図読み取り条件 目標反射率 K_{Rmin}	図読み取り条件 q (=h'/h)	読み取り図 h/L	読み取り値 l_2/h	内挿値 l_2/h	l_2(m)	スリット厚 l_1(m)	遊水室幅l (=l_1+l_2) (m)
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)=(1)-(4)	(6)	(7)=(1)-(6)	(8)	(9)=(2)/(8)	(10)=(5)/(8)	(11)	(12)=(7)/(5)	(13)	(14)	(15)	(16)=(15)×(5)	(17)	(18)=(16)+(17)
設置水深 C.D.L.-14.5m (No.17～No.23)	沈下前	H.W.L. +2.20	1.07	10.0	-13.70	15.90	-2.50	4.70	111.4	0.010	0.14	0.5	0.30	0.10	0.69	0.46	7.3	0.8	8.1
														0.15	0.40				
		L.W.L. +0.10				13.80		2.60	105.5	0.010	0.13		0.19	0.10	0.63	0.47	6.5		7.3
														0.15	0.36				
	沈下後 (-0.5m)	H.W.L. +2.20			-14.20	16.40	-3.00	5.20	112.8	0.009	0.15		0.32	0.10	—	0.40	6.6		7.4
														0.15	0.40				
		L.W.L. +0.10				14.30		3.10	107.0	0.010	0.13		0.22	0.10	0.65	0.48	6.9		7.7
														0.15	0.37				

※2.5.3-10

「港湾構造物設計事例集（平成 30 年 改訂版）（平成 30 年 12 月）」P.15-15 より抜粋

ｖ）ケーソン各部の部材厚	
スリット前壁厚	80cm
スリット隔壁厚	40cm
隔壁厚	20cm
側壁厚	40cm
底版厚	60cm

※2.5.3-11　開口率

「港湾構造物設計事例集（平成 30 年 改訂版）（平成 30 年 12 月）」P.15-14 に示されている図 6 より、最小反射率を与える縦スリットに対する開口率はε＝25%程度であるが、貝殻などが付着することを考慮して開口率を「ε＝30%程度」と設定した。

表 4 スリット開口率

ケーソン種別	開口幅	貝殻などの付着	スリット開口率[注2)]
ハイブリッド（HB）ケーソン	0.80m	付着前	ε ＝ 0.80×20 / 52.0 ＝ **0.31**
		付着後[注1)]	ε ＝（0.80－0.1）×20 / 52.0 ＝ **0.27**
RC ケーソン	0.75m	付着前	ε ＝ 0.75×12 / 29.8 ＝ **0.30**
		付着後[注1)]	ε ＝（0.75－0.1）×12 / 29.8 ＝ **0.26**

注1)　貝殻などの付着厚は、「港湾構造物設計事例集（平成 30 年 改訂版）（平成 30 年 12 月）」P.15-14 より、0.1m（片側 5cm）とする。

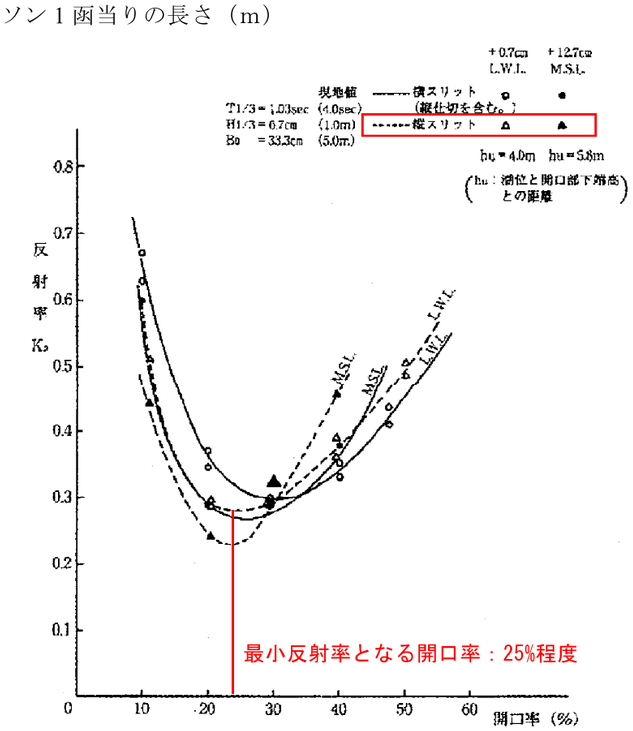
注2)　スリット開口率ε の算定方法

$$\varepsilon = \Sigma l / L$$

ここに、

l：1 個所当りの開口幅（m）

L：ケーソン 1 函当りの長さ（m）



出典：「港湾構造物設計事例集（平成 30 年 改訂版）（平成 30 年 12 月）」P.15-14

図 6 開口率と反射率

＜開口率の妥当性の検討＞

前述の反射率の算定方法を基に、開口率 30%の妥当性の検討を行う。

ケーソンの各設置水深に対し、遊水室幅を 8mとし、開口率を 10%～50%と変化させ、各波浪条件の基で反射率の計算を行った。

以下に示す検討結果より、開口率 10%の場合、各設置水深において、目標反射率 50%を満足しない周期がある。開口率 20%の場合は、H.W.L.時に全設置水深において目標反射率を満足するが、L.W.L.時の設置水深-14.5mの場合に目標反射率を満足しない周期がある。開口率 30%の場合は、全ての設置水深・対象周期で目標反射率を満足する。開口率 40%及び 50%の場合は、H.W.L.時に目標反射率を満足しない周期があるが、L.W.L.時には全設置水深において目標反射率を満足する。

以上のように、開口率 30%の場合のみ、全ての設置水深・対象周期で目標反射率 50％を満足する。したがって、開口率 30%は妥当と判断される。

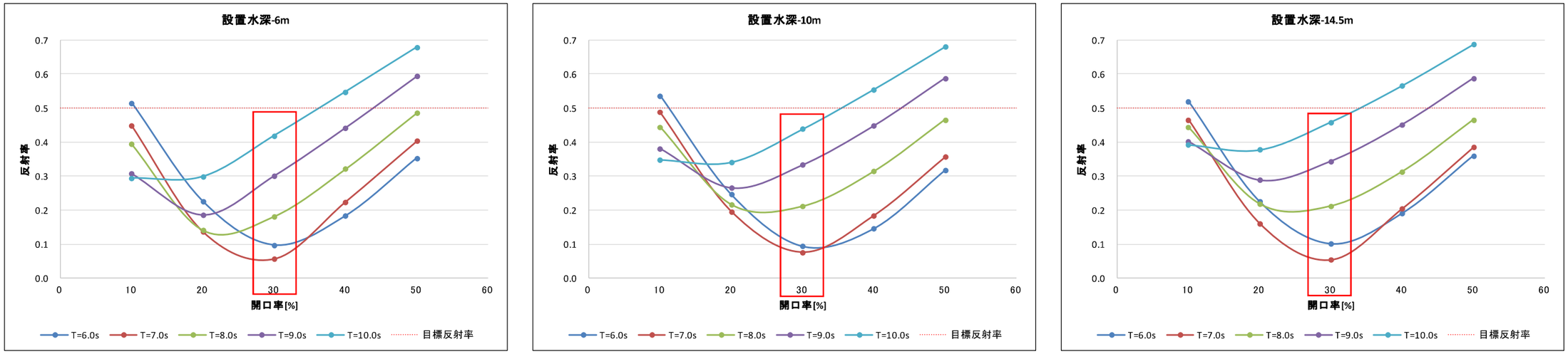


図 7 開口率と反射率の関係（H.W.L.時）

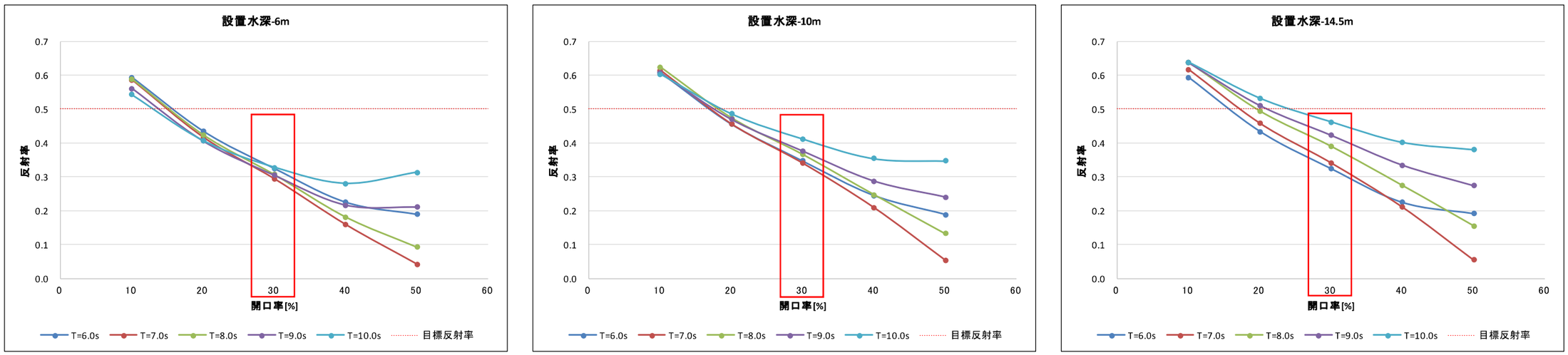


図 8 開口率と反射率の関係（L.W.L.時）

※2.5.3-12

「漁港・漁場の施設の設計参考図書（2015 年版）」P.629 より抜粋

表 7-1-1　係留施設・水域施設の使用可能な最大波高

係船岸、泊地の水深	-3.0 m 未満	-3.0 m 以上	対象来襲波浪
航路が使用可能な最大波高	0.90 m	1.20 m	出漁限界波高
陸揚げ、準備が可能な最大波高	0.30 m	0.40 m	
休けい岸壁の使用が可能な最大波高	0.40 m	0.50 m	30 年確率波

注）休けい岸壁の使用を検討する場合、基本的に 30 年確率波を用いることを原則とするが、荒天時に漁船を陸揚げしたり、他漁港等へ避難させるなどの対応が想定される漁港の場合はこの限りではなく、利用実態等を踏まえ適切に対象来襲波浪の設定を行ってもよい。

※2.5.3-13

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.153 より抜粋

③反射波と入射波の合成

入射波と複数面からの反射波が共存する場合の波高H_s（入射波、各面からの反射波を波群と呼ぶ）は、式(4.4.6)で算定することができる。

$$H_s=\sqrt{(H_1^2+H_2^2+\cdots+H_n^2)} \qquad (4.4.6)$$

ここに、

H_s：波群全体としての有義波高

$H_1, H_2, \cdots, H_n$：各波群の有義波高

2.5.4　作用の評価・壁体の安定性能照査

※2.5.4-1

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.615 より、主たる作用が浮遊時の水圧である変動状態に対し、浮体の転覆について照査を行った。主たる作用である浮遊時の水圧は浮力とし、従たる作用である自重はスリットケーソンの自重として照査を行った。

また「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.616 より、ケーソンの喫水と据付け場所の水深との余裕水深の照査を行った。この時、主たる作用と従たる作用は、浮体の転覆と同様とした。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.615 より抜粋

別表8-9　浮遊させる必要があるケーソンに対する照査項目と限界値を定める標準的な指標

省令			告示			要求性能	設計状態			照査項目	限界値を定める標準的な指標
条	項	号	条	項	号		状態	主たる作用	従たる作用		
7	1	－	23	－	4	使用性	変動状態	浮遊時の水圧	自重	浮体の転覆	－

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.616 より抜粋

2.2.2 基本断面及び特性値の設定

(1) ケーソン各部材の形状寸法は、次の事項を考慮して設定する。

①ケーソンを製作する施設の能力

②ケーソンの喫水と据付け場所の水深（マウンド天端の水深）

③自力で浮遊するケーソンの場合は、浮遊時の安定

④曳航及び据付け時の作業条件（波浪、風及び水の流れなど）

⑤ケーソン据付け後の作業条件（中詰及び上部工の施工）

⑥ケーソンが受ける曲げ及びねじれ

※2.5.4-2

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.920 より、主たる作用が変動波浪である変動状態に対し、スリットケーソンの滑動、転倒、及び基礎地盤の支持力について照査を行った。主たる作用である変動波浪は 10 年確立波による波力及び揚圧力とし、従たる作用である自重はスリットケーソンの自重、水圧は浮力として照査を行った。なお、施工時はスリットケーソン背後の埋立が行われていない状態であることから、押波時と引波時の波力及び揚圧力を用いて照査を行った。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.920 より抜粋

別表10-3　重力式防波堤（傾斜堤を除く）の性能照査項目及び限界値を定める標準的な指標

省令			告示			要求性能	設計状態			照査項目	限界値を定める標準的な指標
条	項	号	条	項	号		状態	主たる作用	従たる作用		
14	1	2	35	－	1	使用性	永続状態	自重	水圧	地盤の円弧すべり	円弧すべりに関する作用耐力比
					2		変動状態	変動波浪 〔レベル1地震動〕	自重、水圧	堤体の滑動、転倒、 基礎地盤の支持力	滑動に関する作用耐力比 転倒に関する作用耐力比 支持力に関する作用耐力比

※〔 〕は設計状態について、主たる作用を置き換えていることを示す。

※2.5.4-3

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1000、P.1021、P.1023 より、主たる作用が変動波浪である変動状態に対し、スリットケーソンの滑動、転倒、及び基礎地盤の支持力について照査を行った。主たる作用である変動波浪は 50 年確率波による波力及び揚圧力とし、従たる作用である自重はスリットケーソンの自重、土圧はスリットケーソン背後の埋立材による土圧、水圧は浮力及び残留水圧として照査を行った。なお、完成時はスリットケーソン背後の埋立が行われた状態であることから、引波時の波力及び揚圧力を用いて照査を行った。なお、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1062 に示される設計状態を参考に、載荷重として上載荷重を考慮した。またスリットケーソン上の上載荷重は、有る場合と、無い場合の両方について照査した。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1000 より抜粋

別表 10-7　防潮堤の性能照査項目及び限界値を定める標準的な指標（偶発状態を除く）

省令			告示			要求性能	設計状態			照査項目	限界値を定める標準的な指標
条	項	号	条	項	号		状態	主たる作用	従たる作用		
16	1	2	39	2	2	使用性	変動状態	水圧	自重	地盤の浸透破壊	－
					3			変動波浪【レベル1地震動】	自重、土圧、水圧	パラペットの滑動・転倒*1)	滑動に関する作用耐力比 転倒に関する作用耐力比

※（ ）は設計状態について、主たる作用を置き換えていることを示す。
*1)：パラペットを有する構造の場合に限る。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1021 より抜粋

14.6 性能照査

14.6.1 共通

(1) 護岸の性能照査については、防潮堤に関する記述（**本章 10 防潮堤**）を参照することができる。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1023 より抜粋

14.6.2 重力式護岸の性能照査

(1)重力式護岸の構造形式には、ケーソン、L 型ブロック、セルラーブロック、方塊などのプレキャストコンクリート部材を用いたものと、場所打ちコンクリートによるものがある。

(2) 護岸には、全ての護岸に共通する事項として定められる規定及び構造形式毎に定められる規定がある。前者の性能照査にあたっては、**本章 14.6 性能照査**を、また、後者の性能照査にあたっては、**[施] 第 5 章 2.2 重力式係船岸**及び、**[施] 第 5 章 2.11 直立消波式係船岸**に準じることができる。

※2.5.4-4

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1062 より、主たる作用が土圧である変動状態に対し、スリットケーソンの滑動、転倒、及び基礎地盤の支持力について照査を行った。主たる作用である土圧はスリットケーソン背後の埋立材による土圧とし、従たる作用である自重はスリットケーソンの自重、水圧は浮力及び残留水圧、載荷重はスリットケーソン上と背後地盤上の上載荷重として照査を行った。なお、スリットケーソン上の上載荷重は有る場合と無い場合の両方について照査を行った。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1062 より抜粋

別表 11-5　重力式係船岸の偶発状態を除く各設計状態における照査項目及び限界値を定める標準的な指標

省令			告示			要求性能	設計状態			照査項目	限界値を定める標準的な指標
条	項	号	条	項	号		状態	主たる作用	従たる作用		
26	1	2	49	－	1	使用性	永続状態	自重	水圧、載荷重	地盤の円弧すべり	円弧すべりに関する作用耐力比
					2			土圧	自重、水圧、載荷重	壁体の滑動・転倒、基礎地盤の支持力	滑動、転倒、支持力に関する作用耐力比
							変動状態	レベル1地震動	自重、土圧、水圧、載荷重	壁体の滑動・転倒、基礎地盤の支持力	滑動、転倒、支持力に関する作用耐力比

※2.5.4-5　主たる作用がレベル 1 地震動である変動状態の安定性能照査の必要性

主たる作用がレベル 1 地震動である変動状態の安定性能照査は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.925 に準拠し、堤体幅と堤体設置水深の比と工学的基盤最大加速度の関係より、省略した。

3.1.3 作用

(1) 各設計状態に対して考慮すべき作用の種類

混成堤の安定性照査においては、各設計状態について以下に示す作用を考慮する。なお、設計対象とする防波堤が偶発対応施設の防波堤でない場合は、偶発状態に対する性能照査は省略することができる。

①永続状態

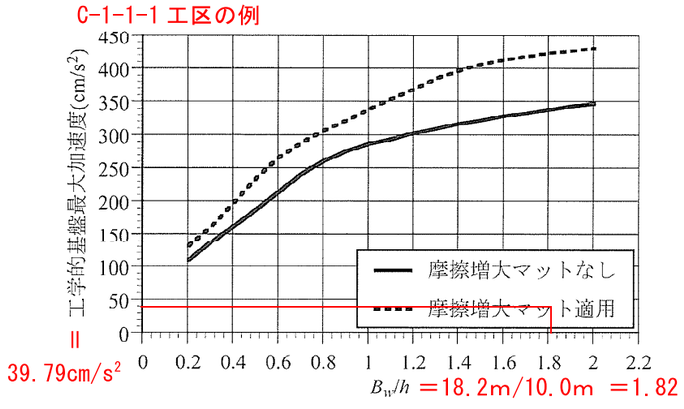
主たる作用として堤体の自重を考慮する。自重の設定に関しては、[作]第10章2 自重を参照することができる。

②変動状態

(a) 主たる作用として変動波浪及びレベル1地震動を考慮する。変動波浪の設定に関しては、[作] 第2章4.1 波浪条件の設定を、レベル1地震動の設定に関しては [作] 第6章1.2 施設の性能照査に用いるレベル1地震動を参照することができる。

(b) レベル1地震動による滑動及び転倒に関しては、変動波浪に関する変動状態において定まる堤体の断面諸元とレベル1地震動の関係により、耐震性能照査の必要性を判定することができる[2) 3)]。

(c) 耐震性能照査の必要性の判定は、フーチングを含まない堤体幅 B_w と堤体設置水深 h の比 B_w/h と工学的基盤最大加速度の関係より、図－3.1.4 に基づいて行うことができる。図示した曲線より下に位置する場合は耐震性能照査を省略することができる。なお、この図はレベル1地震動に対する防波堤直立部の残留変形量の許容値を30cmとして作成されたものであり、それ以外の許容値を採用する場合には、具体的に変形量の検討を実施することが望ましい。



図－3.1.4　耐震性能照査の必要性判定図

出典：「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.925 に一部加筆

工学的基盤面におけるレベル 1 地震動の加速度時刻歴は、第 1 回技術検討会において提示された図 1 を用いた。

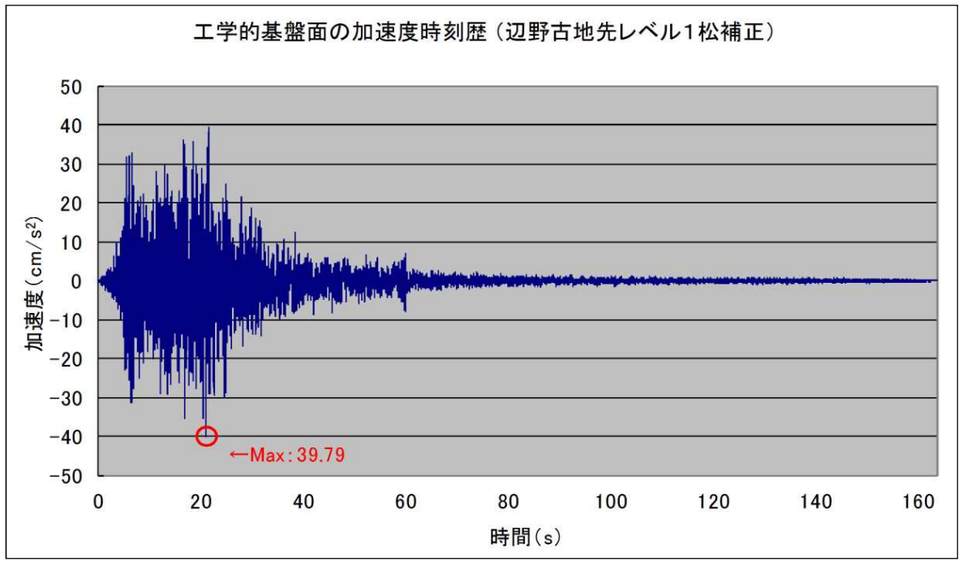


図 1 レベル1地震動の加速度時刻歴（辺野古地先）

※2.5.4-6

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.227 より抜粋

(2) 遊水室に上床版がない場合に作用する波力

通常の遊水室に上床版がない場合の波力については、合田式を補正して準用してもよい。高橋・下迫ら[50]は、縦スリットケーソンについて実験を行い、代表的な4つの位相に対して、それぞれの壁面に作用する波圧を、合田式による波圧に補正係数 λ を乗じる形で与える方法を示しており、縦スリットケーソンに対しては、具体的なそれぞれの壁面におけるそれぞれの位相での補正係数を与えている。この方法によれば、全体の滑動や転倒に対して最も厳しい波力だけでなく、それぞれの壁面の構造部材の性能照査に対しても、最も厳しい波力を与えることができる。ただし、この算定法のもととなった実験は、ある程度限られた構造条件についてのみ行われており、この方法の適用範囲に注意する必要がある[32]。

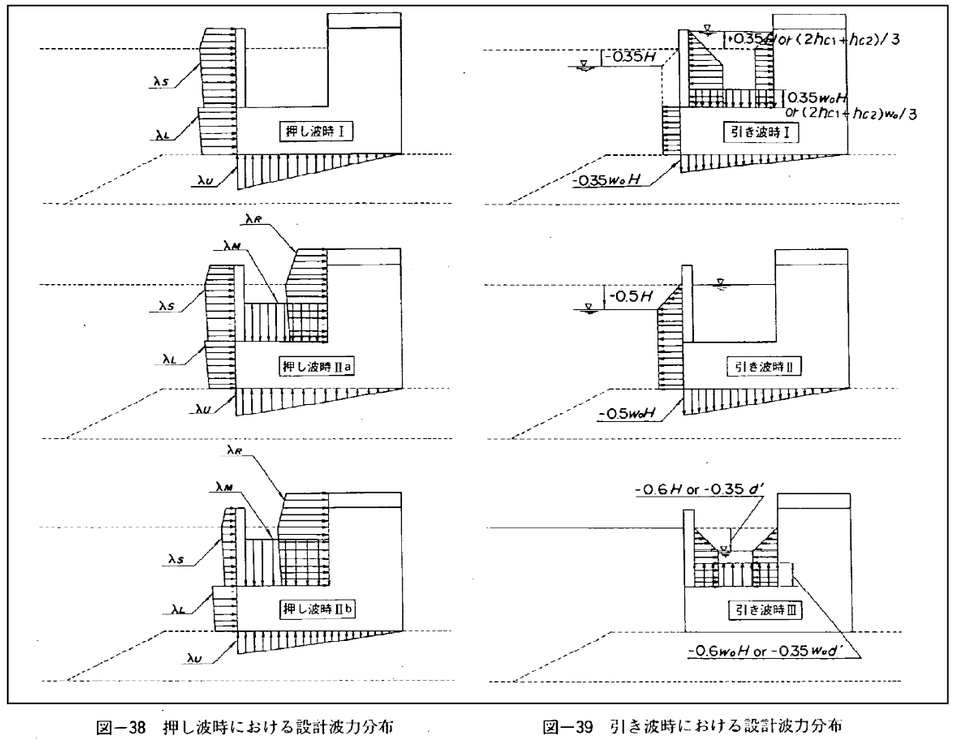
(4) 遊水室に上床版がある場合の安定性の検討に用いる波力

遊水室頂部が上床版によって閉じられている場合には、波の作用によって上部に空気層が閉じ込められた瞬間に衝撃圧が発生するので、特に部材の性能照査に用いる波力にこれを考慮すべきである。この衝撃圧は適当な空気孔を設けることによって低減できるが、開口部が大きすぎると波面が直接作用するようになるため、波力がかえって大きくなることがあるので注意を要する[52) 53)]。

※2.5.4-7

■上床版がない場合

「直立消波ケーソンの部材波力特性と耐波設計法（港湾技術研究所報告 1991 年 12 月、第 30 巻 第 4 号）」P.26～27 より抜粋



図－38　押し波時における設計波力分布　　図－39　引き波時における設計波力分布

表－3　押し波時における波力補正係数

		押し波時 I	押し波時 II a	押し波時 II b
スリット	λ_{S1}	0.85	0.7	0.3
	λ_{S2}	0.4/ ($\alpha^* \leqq 0.75$) 0.3/α^* ($\alpha^* > 0.75$)	0	0
前面	λ_{L1}	1.0	0.75	0.65
	λ_{L2}	0.4/ ($\alpha^* \leqq 0.5$) 0.2/α^* ($\alpha^* > 0.5$)	0	0
後壁	λ_{R1}	0	$\frac{20\ell}{3L'}$ ($\ell/L' \leqq 0.15$) 1.0 ($\ell/L' > 0.15$)	1.4 ($H_D/h \leqq 0.1$) $1.6-2H_D/h$ ($0.1 < H_D/h < 0.3$) 1.0 ($H_D/h \geqq 0.3$)
	λ_{R2}	0	* 0.56 ($\alpha^* \leqq 25/28$) 0.5/α^* ($\alpha^* > 25/28$)	0
下床版	λ_{M1}	0	$\frac{20\ell}{3L'}$ ($\ell/L' \leqq 0.15$) 1.0 ($\ell/L' > 0.15$)	1.4 ($H_D/h \leqq 0.1$) $1.6-2H_D/h$ ($0.1 < H_D/h < 0.3$) 1.0 ($H_D/h \geqq 0.3$)
	λ_{M2}	0	0	0
揚圧力	λ_{U2}	1.0	0.75	0.65
	λ_{U1}	0	0	0

* λ_{R2} に対する α^* の計算では，α_1 のかわりに α_1' を用いる。すなわち，$d \to d'$, $L \to L'$, $B_M \to B_M'$ に置き換えて計算する。ここに，d'：遊水室下端深さ，L'：前面水深 d における波長，$B_M' = \ell - (d - d')$ である。

表－4　引き波時におけるケーソン前面および遊水室内の水位

	引き波時 I	引き波時 II	引き波時 III
前　面	$-0.35H$	$-0.5H$	0
遊水室内	*min {$0.35H$, $(2h_{c1}+h_{c2})/3$}	0	$-$min {$0.6H$, $0.35d'$}

*h_{c1}：スリットの天端高、h_{c2}：遊水室後壁の天端高

■上床版がある場合

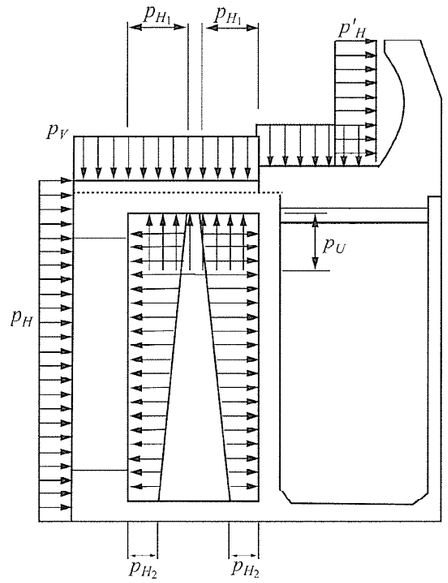
護岸（係船機能付）は、護岸上において荷役作業を行うことから上床版を有する構造としている。そのため、スリットケーソンに作用する波力として以下の式を適用した。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」 P.658～659 より抜粋

(2) 直立消波ケーソンの部材に働く波力は、遊水室上床版の有無、構造によって著しく異なる。したがって、実際の性能照査においては過去の実施例を参考にして検討を行うほか、必要に応じて個々の条件に適応した模型実験を行って検討することが望ましい。

(3) 部材に作用する波力については、[作] **第2章6.2.7 直立消波ケーソンに作用する波力及び文献15)** を参照することができる。

(4) 直立消波ケーソンの部材に働く波力を模型実験[16),17)]に基づいて定めた例を**図－2.5.2**及び**式(2.5.1)**に示す。



図－2.5.2　部材に作用する波力分布の例

$$\left.\begin{aligned} p_H &= 1.0 w_0 H_{\max} \\ p'_H &= 1.5 w_0 H_{\max} \\ p_V &= 1.5 w_0 H_{\max} \\ p_U &= 2.0 w_0 H_{\max} \\ p_{H_1} &= 2.0 w_0 H_{\max} \\ p_{H_2} &= 1.0 w_0 H_{\max} \end{aligned}\right\} \qquad (2.5.1)$$

ここに、

p_H　：前壁に作用する波圧強度 (kN/m^2)

p'_H　：上部パラペット作用する波圧強度 (kN/m^2)

p_V　：上床版に上方から作用する波圧強度 (kN/m^2)

p_U　：上床版に下方から作用する波圧強度 (kN/m^2)

p_{H_1}　：遊水室上部に作用する波圧強度 (kN/m^2)

p_{H_2}　：遊水室下部に作用する波圧強度 (kN/m^2)

$H_{\max}$　：最高波高 (m)

w_0　：海水の単位体積重量 (kN/m^3)

※2.5.4-8

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.350～355 より抜粋

2.2 永続状態における土圧

2.2.1 砂質土の土圧

(1) 構造物の壁面に作用する土圧及び崩壊面が水平面となす角度は、次に掲げるところにより算定することができる。（**図－2.2.1** 参照）

①主働土圧及び崩壊面が水平面となす角度

$$p_{ai}=K_{ai}\left[\sum_{j=1}^{i}\gamma_j h_j+\frac{\omega\cos\psi}{\cos(\psi-\beta)}\right]\cos\psi \qquad (2.2.1)$$

$$\cot(\zeta_i-\beta)=-\tan(\phi_i+\delta+\psi-\beta)+\sec(\phi_i+\delta+\psi-\beta)\sqrt{\frac{\cos(\psi+\delta)\sin(\phi_i+\delta)}{\cos(\psi-\beta)\sin(\phi_i-\beta)}} \qquad (2.2.2)$$

ここに、

$$K_{ai}=\frac{\cos^2(\phi_i-\psi)}{\cos^2\psi\cos(\delta+\psi)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi_i+\delta)\sin(\phi_i-\beta)}{\cos(\delta+\psi)\cos(\psi-\beta)}}\right]^2}$$

②受働土圧及び崩壊面が水平面となす角度

$$p_{pi}=K_{pi}\left[\sum_{j=1}^{i}\gamma_j h_j+\frac{\omega\cos\psi}{\cos(\psi-\beta)}\right]\cos\psi \qquad (2.2.3)$$

$$\cot(\zeta_i-\beta)=\tan(\phi_i-\delta-\psi+\beta)+\sec(\phi_i-\delta-\psi+\beta)\sqrt{\frac{\cos(\psi+\delta)\sin(\phi_i-\delta)}{\cos(\psi-\beta)\sin(\phi_i+\beta)}} \qquad (2.2.4)$$

ここに、

$$K_{pi}=\frac{\cos^2(\phi_i+\psi)}{\cos^2\psi\cos(\delta+\psi)\left[1-\sqrt{\dfrac{\sin(\phi_i-\delta)\sin(\phi_i+\beta)}{\cos(\delta+\psi)\cos(\psi-\beta)}}\right]^2}$$

ここに、

p_{ai}及びp_{pi}：それぞれi層の壁面に作用する主働土圧及び受働土圧（kN/m^2）

ϕ_i　：i層の土のせん断抵抗角（°）

γ_j　：各層の土の単位体積重量（kN/m^3）

h_j　：各層の厚さ，土圧を算定する層（i層）においてはその層上端から算定位置までの深さ（m）

K_{ai}及びK_{pi}：それぞれi層の主働土圧係数及び受働土圧係数

ψ　：壁面が鉛直となす角（°）

β　：地表面が水平となす角（°）

δ　：壁面摩擦角（°）

ζ_i　：i層の崩壊面が水平となす角（°）

ω　：地表面の単位面積当たりの載荷重（kN/m^2）

(2) 永続状態における土圧はクーロン（Coulomb）の土圧理論に基づいたものである。

(3) 壁面が拘束され、変位が小さい場合には、**式 (2.2.5)** で表される静止土圧を用いることができる。

$$p=K_0\left(\sum_{j=1}^{i}\gamma_j h_j+\omega\right) \qquad (2.2.5)$$

ここに、

K_0　：静止土圧係数

(4) 土のせん断抵抗角

土質試験結果を用いる事や、信頼性のある推定式を用いて推定することができる。裏込材料のせん断抵抗角は、**[作] 第11章5.3 裏込め**を参照することができる。

(5) 壁面摩擦角

通常、±15～20°の値を用いることができる。裏込材のせん断抵抗角の1/2程度を目安として用いることができる。

(6) 土の単位体積重量

残留水位以上では湿潤単位体積重量 γ_t、残留水位以下では水中単位体積重量 γ' を用いる。裏込材料の単位体積重量は、**[作] 第11章5.3 裏込め**を参照することができる。

(7) 土圧合力の算定式

土圧合力は各層ごとに求める。i層については**式 (2.2.6)** によって求めることができる。

$$P_i=\frac{p_{iu}+p_{il}}{2}\frac{h_i}{\cos\psi} \qquad (2.2.6)$$

ここに

P_i　：i層の壁面に作用する土圧合力（kN/m）

p_{iu}　：i層上面の壁面に作用する土圧（kN/m^2）

p_{il}　：i層下面の壁面に作用する土圧（kN/m^2）

h_i　：i層の厚さ（m）

また、土圧合力の水平及び垂直成分は**式 (2.2.7)** 及び**式 (2.2.8)** によって求めることができる。

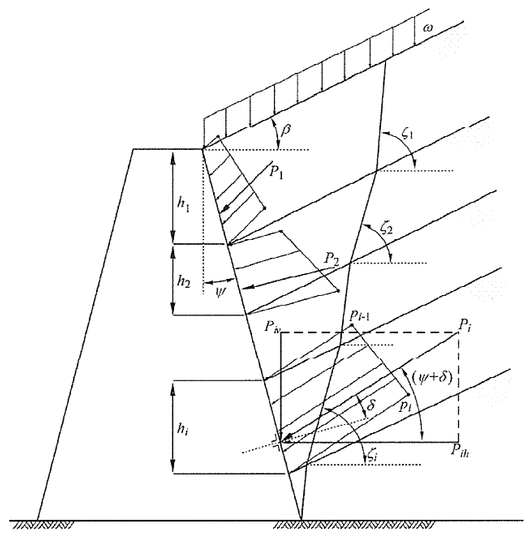
$$P_{ih}=P_i\cos(\psi+\delta) \qquad (2.2.7)$$

$$P_{iv}=P_i\sin(\psi+\delta) \qquad (2.2.8)$$

ここに

P_{ih}　：土圧合力の水平成分

P_{iv}　：土圧合力の鉛直成分



図－2.2.1　土圧

2.3 地震時土圧

2.3.1 砂質土の土圧

構造物の壁面に作用する地震時土圧及び崩壊面が水平面となす角度は、次に掲げるところによって算定することができる。

(1) 主働土圧及び崩壊面が水平面となす角度

$$p_{ai} = K_{ai}\left[\sum_{j=1}^{i}\gamma_j h_j + \frac{\omega\cos\psi}{\cos(\psi-\beta)}\right]\cos\psi \qquad (2.3.1)$$

$$\cot(\zeta_i-\beta) = -\tan(\phi_i+\delta+\psi-\beta)+\sec(\phi_i+\delta+\psi-\beta)\sqrt{\frac{\cos(\psi+\delta+\theta)\sin(\phi_i+\delta)}{\cos(\psi-\beta)\sin(\phi_i-\beta-\theta)}} \qquad (2.3.2)$$

この場合において、

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i-\psi-\theta)}{\cos\theta\cos^2\psi\cos(\delta+\psi+\theta)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi_i+\delta)\sin(\phi_i-\beta-\theta)}{\cos(\delta+\psi+\theta)\cos(\psi-\beta)}}\right]^2}$$

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面となす角度

$$p_{pi} = K_{pi}\left[\sum_{j=1}^{i}\gamma_j h_j + \frac{\omega\cos\psi}{\cos(\psi-\beta)}\right]\cos\psi \qquad (2.3.3)$$

$$\cot(\zeta_i-\beta) = \tan(\phi_i-\delta-\psi+\beta)+\sec(\phi_i-\delta-\psi+\beta)\sqrt{\frac{\cos(\psi+\delta-\theta)\sin(\phi_i-\delta)}{\cos(\psi-\beta)\sin(\phi_i+\beta-\theta)}} \qquad (2.3.4)$$

この場合において、

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i+\psi-\theta)}{\cos\theta\cos^2\psi\cos(\delta+\psi-\theta)\left[1-\sqrt{\dfrac{\sin(\phi_i-\delta)\sin(\phi_i+\beta-\theta)}{\cos(\delta+\psi-\theta)\cos(\psi-\beta)}}\right]^2}$$

ここに、p_{ai}, p_{pi}, K_{ai}, K_{pi}, ζ_i, ω, γ_i, h_i, ψ, β, δ 及び ϕ_i は、**本章2.2 永続状態における土圧**に準じて、**本章2.2.1 砂質土の土圧の式 (2.2.1) ～ (2.2.4)** と同じものとする。また、地震合成角 θ は次の数値を表すものとする。

θ：次の (a) または (b) で表される地震合成角 (°)

(a) $\theta=\tan^{-1}k$

(b) $\theta=\tan^{-1}k'$

ここで、k 及び k' は、それぞれ次の数値を表すものとする。

k　：震度

k'　：見掛けの震度

(3) 見掛けの震度は、**本章2.3.3 見掛けの震度**による。

(4) 地震時土圧は、物部[1]・岡部[2]が提案した理論に基づいたものである。

(5) 壁面摩擦角

壁面摩擦角は±15°以下とすることを標準とし、裏込材のせん断抵抗角 φ の1/2程度を目安として用いることができる。

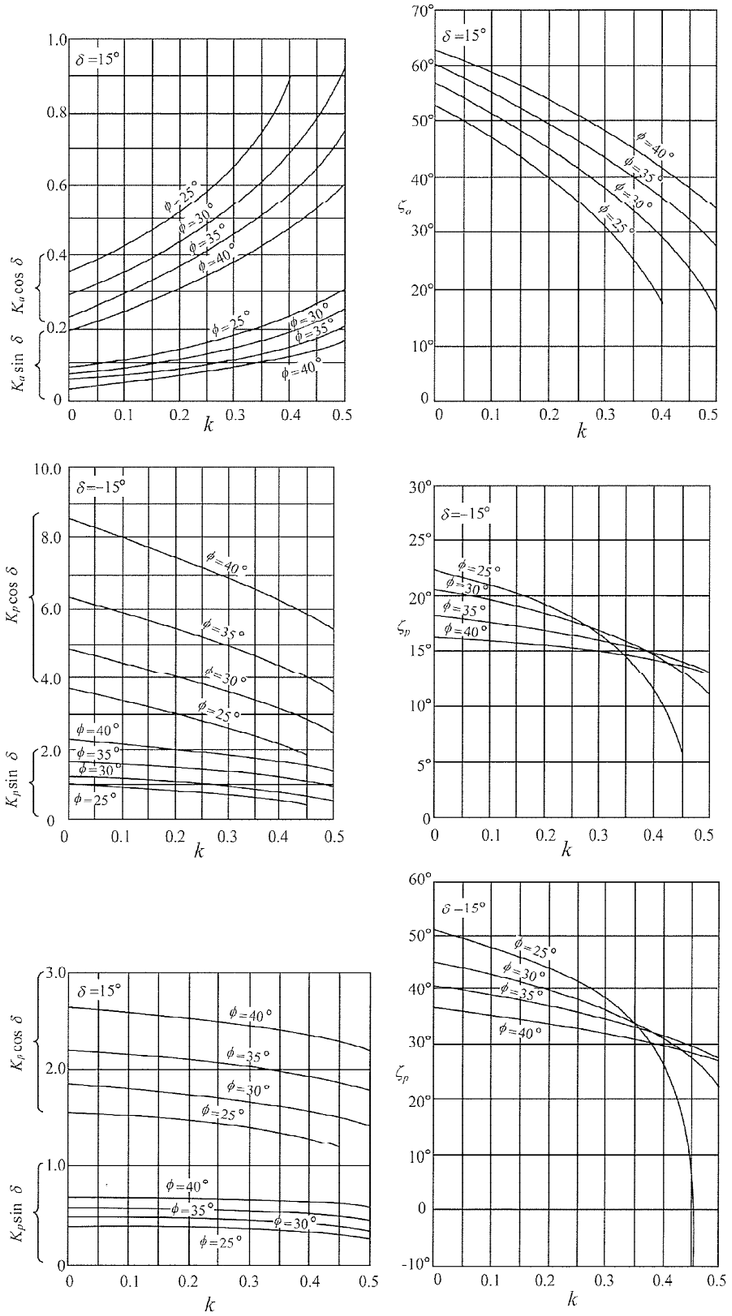
(6) 残留水位以下の土圧

残留水位以上においては空気中における震度を用いて土圧分布を求めることができ、残留水位以下においては各境界面において**本章2.3.3 見掛けの震度**を用いて土圧分布を求めることができる。

(7) 土圧係数等

土圧係数と崩壊角の算定図を**図－2.3.1**に示す。

(8) 上記土圧式は、土と間隙水が一体となって運動すると仮定しており、液状化した土には適用できない。その場合には別途、動的有効応力解析または模型実験などで、地盤と構造物の地震時安定性を評価すべきである。



図－2.3.1　土圧係数と崩壊角

※2.5.4-9

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.358 より抜粋

(2) 施設の背面の水位と施設の前面の水位の間に水位差が生じる場合の残留水圧の特性値は、次式によって算定することができる。(図－3.1.1参照)

①yがh_w未満の場合

$$p_{w_k} = \rho_w g y \qquad (3.1.1)$$

②yがh_w以上の場合

$$p_{w_k} = \rho_w g h_w \qquad (3.1.2)$$

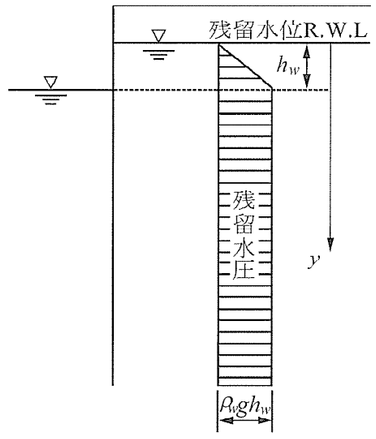
ここに、

p_w　：残留水圧 (kN/m^2)

$\rho_w g$：水の単位体積重量 (kN/m^3)

y　：施設の背面の残留水位から残留水圧を算定する面までの土層の深さ (m)

h_w　：施設の背面の残留水位が施設の前面の水位よりも高い場合のこれら水位の水位差 (m)



図－3.1.1　残留水圧

※2.5.4-10

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.359 より抜粋

(3) 水中にある構造物の鉛直壁に地震時に作用する動水圧は次式によって算定することができる。

$$p_{dw} = \pm\frac{7}{8} k_h \rho_w g \sqrt{Hy} \qquad (3.2.1)$$

ここに、

p_{dw}　：動水圧 (kN/m^2)

k_h　：震度

$\rho_w g$：水の単位体積重量 (kN/m^3)

y　：水面から動水圧を求める点までの深さ (m)

H　：水深 (m)

また、動水圧の合力及び作用点の位置は次式によって算定することができる。

$$P_{dw} = \pm\frac{7}{12} k_h \rho_w g H^2$$
$$h_{dw} = \frac{3}{5} H \qquad (3.2.2)$$

ここに、P_{dw}及びh_{dw}は、それぞれ次の数値であり、k_h，ρ_w及びHは、それぞれ式 (3.2.1) における、k_h，ρ_w及びHと同じ数値を表すものである。

P_{dw}：動水圧の合力 (kN/m)

h_{dw}：水面から動水圧の合力の作用点までの距離 (m)

※2.5.4-11

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.404 より抜粋

図－3.2.1に示すように、剛な地盤上に剛体状の物体がある場合を考える。物体の質量をm、重量を$W(=mg)$とする。ここにgは重力加速度である。いま、地盤が加速度αで右向きに運動するとき、物体には左向きに$m\alpha$なる慣性力が作用する。このとき、物体に滑動が生じないためには、底面に$m\alpha$なる摩擦力が作用しなければならない。もしも底面の静止摩擦係数が十分大きくなければ、物体には滑動が生じ、多くの場合（加速度のその後の変化にもよるが）残留変位が生じる。このとき、滑動が生じるかどうかの検討は、物体に$m\alpha$なる静的な力を作用させることにより行うことができる。これが震度法の基本的考え方である。

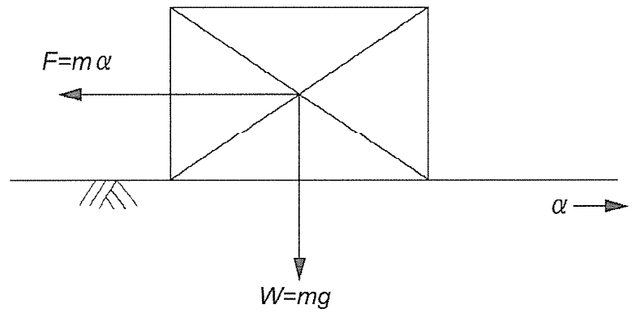
震度法で作用させる慣性力の大きさFを式で書くと次のようになる。

$$F=(\alpha/g)W \tag{3.2.1}$$

α/gの代わりにk_hと書くと次式を得る。

$$F=k_hW \tag{3.2.2}$$

すなわち、施設の重量に係数k_hを乗じると地震動による慣性力が求まる。このk_hを震度と呼ぶ。性能照査のために設定する震度を照査用震度と呼ぶ。ここでいう震度は、気象庁の発表する震度とは全く別物である。



図－3.2.1　震度法の概念

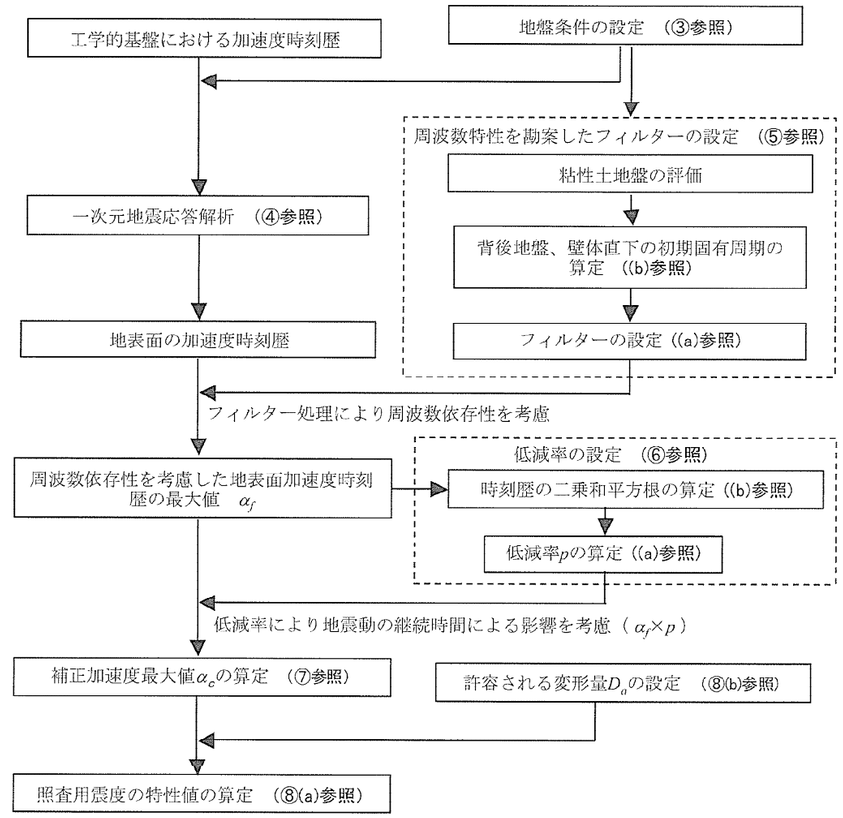
※2.5.4-12

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1904～1911 より抜粋

1.2.1 グループ1の照査用震度の算出の手順

重力式係船岸（水深−7.5ｍ以深）を例に、レベル1地震動に関する変動状態において壁体の滑動、転倒及び基礎地盤の支持力不足による破壊の照査に用いる照査用震度[2)]の算出の手続きについて示す。

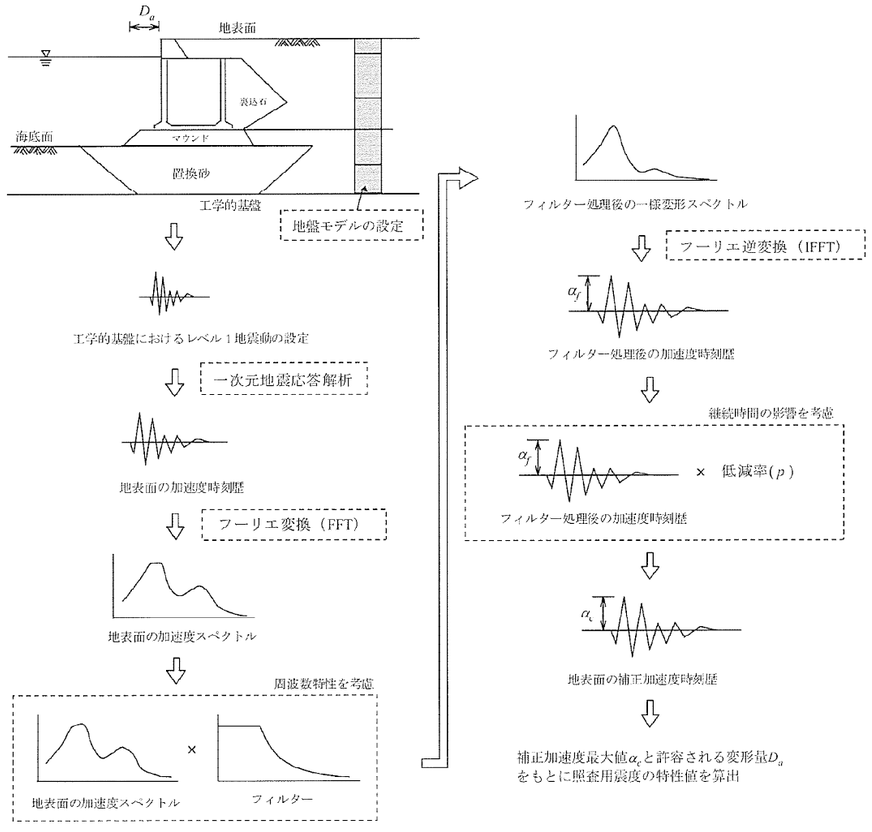
(1) レベル1地震動に関する変動状態において壁体の滑動、転倒及び基礎地盤の支持力不足による破壊に関する性能照査にあたっては、非線形有効応力解析等の詳細法により変形量等を直接評価することが可能であるが、震度法等の簡易法によることもできる。この場合、性能照査に用いる照査用震度は、地震動の周波数特性や継続時間の影響等を考慮して、当該施設の変形量に対応した適切な震度とする必要がある。なお、一般的な照査用震度の算定方法の手順は、**図－1.2.1**に示すとおりである。



図－1.2.1　照査震度の算定手順の例

(2) 照査用震度の算定方法の概要を、**図－1.2.2**に示す。まず、工学的基盤におけるレベル1地震動を設定し、これを入力地震動として一次元地震応答解析により、背後地盤における地表面の加速度時刻歴を算定する。

得られた加速度時刻歴を離散時間フーリエ（Fourier）変換し、地表面における加速度スペクトルを求め、これに対して重力式係船岸の変形に対応した周波数特性を勘案したフィルター処理を行う。ここで用いるフィルターは、周波数の異なる複数の正弦波に対して実施した地震応答解析の結果より、重力式係船岸の天端の水平残留変位が目標値となるような自由地盤地表面における加速度最大値を求めたものであり、地震動を構成する各周波数成分の波の岸壁の変形への寄与を評価したものである。よって、フィルター処理後のスペクトルは、一様変形スペクトルになるので、離散時間フーリエ逆変換後に得られる加速度最大値が周波数に関係なく一定の変形量と対応づけられる。次に、フィルター処理後の加速度時刻歴より加速度最大値 α_f を求め、地震動の継続時間を勘案した低減率 p を乗じ、地表面における補正加速度最大値 α_c を算出する。この補正加速度最大値 α_c と係船岸の天端において許容される変形量 D_d を用いて照査用震度の特性値を算出する。なお、深層混合処理工法及び置換率70％以上のサンドコンパクション（SCP）を用いて地盤改良を行う場合には、照査用震度の特性値の算出方法が異なるので、**[施] 第2章5.5 深層混合処理工法**及び、**[施] 第2章5.10 サンドコンパクションパイル工法（粘性土地盤を対象とする場合）**を参照する必要がある。



図－1.2.2　照査用震度の算定方法の概要

(3) 照査用震度の算定にあたっては、当該地点の地盤特性を適切に評価できるように地盤条件を設定する必要がある。なお、地盤条件の設定にあたっては、**[作] 第3章 地盤条件**、**[作] 第6章1.2.3 表層地盤の地震応答計算**及び**[参（施）] 第1章2.3.5 地盤物性の設定**を参照することができる。なお、一次元の地震応答解析にあたっては、**図－1.2.2**に示す地盤モデルのように、マウンドや裏込石、砂置換等の局部的な地盤の影響を考慮せず、成層地盤を対象とする。

(4) 一次元地震応答解析

背後地盤における地表面の加速度時刻歴は、工学的基盤において設定されるレベル1地震動を入力地震動として、当該地点の地盤特性を適切に考慮できる一次元の地震応答解析により算定する。なお、一次元の地震応答解析については、**[作] 第6章1.2.3 表層地盤の地震応答計算**及び、**[施] 第5章2.2.2 作用（2）(j)** を参考に、適切な手法及び解析条件の設定に基づいて行うものとする。

(5) 周波数特性を勘案したフィルターの設定

①フィルターの設定

重力式係船岸の照査に用いる地震動の周波数特性を勘案したフィルターとしては、**式（1.2.1）**により与えられるものを用いることができる。これは、地盤条件及び水深の異なる岸壁モデルを用いて、複数の正弦波に対して実施した地震応答解析の結果より、重力式係船岸の天端の水平残留変位が目標値となるような自由地盤地表面における加速度最大値を求めたものであり、地震動を構成する各周波数成分の波の岸壁の変形への寄与を評価したものである。これによれば、周波数が大きくなると、壁体に変形を生じさせるためには非常に大きな入力地震動が必要となり、周波数が小さくなると、同程度の入力地震動により等量の変形が発生する。すなわち、大きい周波数帯では変形しにくく、小さい周波数帯では変形し易いので、フィルターは、**図－1.2.3**のとおり、1.0Hz以下の大きさ b のフラットな領域と、1.0Hz以上の値が急激に減衰する領域により構成されている。

$$a(f)=\begin{cases} b & (0<f\le 1.0) \\ \dfrac{b}{1-\left[0.34(f-1.0)\right]^2+i6.8\left[0.34(f-1.0)\right]} & (1.0<f) \end{cases} \qquad (1.2.1)$$

$$b=1.05\frac{H}{H_R}-0.88\frac{T_b}{T_{b_R}}+0.96\frac{T_u}{T_{u_R}}-0.23$$

ここに、

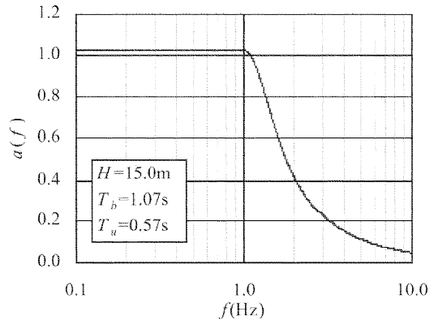
a　：地震動の周波数特性を勘案したフィルター
f　：周波数（Hz）
H　：壁高（m）
H_R　：基準壁高（=15.0m）
T_b　：背後地盤の初期固有周期（s）
T_{b_R}　：背後地盤の基準初期固有周期（=0.8s）
T_u　：壁体下の地盤の初期固有周期（s）
T_{u_R}　：壁体下の地盤の基準初期固有周期（=0.4s）
i　：虚数単位

なお、b の値については、壁体の壁高 H を用いて、**式（1.2.2）**に示される範囲の値として設定すること。ただし、**式（1.2.2）**において設定される範囲によらず、いかなる場合であっても下限値は0.28とする。

$$0.04H+0.08\le b\le 0.04H+0.44 \qquad (1.2.2)$$
ただし、$b\ge 0.28$

ここに、

H　：壁高（m）



図－1.2.3　フィルターの一例

グループ1に分類されるその他の構造形式のbの値に関する関数やフィルターの式として、**式(1.2.3)**, **(1.2.4)**に**表－1.2.1**の係数を代入して用いることができる。なお、本項で照査用震度の算出例と示した重力式係船岸は水深−7.5m以深のものを想定しており、水深−7.5m未満の重力式係船岸については、**表－1.2.1**のうち、重力式係船岸（水産庁）の係数を参考にすることができる。

$$a(f)=\begin{cases} b & (0<f\le f_c) \\ \dfrac{b}{1-\left[\xi_1\left(f-f_c\right)\right]^2+i\xi_2\xi_1\left(f-f_c\right)} & (f_c<f) \end{cases} \qquad \textbf{(1.2.3)}$$

$$b=\xi_3\frac{H}{H_R}+\xi_4\frac{T_b}{T_{bR}}+\xi_5\frac{T_u}{T_{uR}}+\xi_6\frac{k}{k_R}+\xi_7$$

$$\xi_8 H+\xi_9\le b\le\xi_8 H+\xi_{10} \qquad \textbf{(1.2.4)}$$

ただし、$b\ge\xi_{11}$

ここに、

・自立矢板式係船岸

k　：地盤の横抵抗定数（C型地盤：kN/m$^{2.5}$, S型地盤：kN/m$^{3.5}$）

k_R　：地盤の横抵抗定数の基準値（C型地盤：kN/m$^{2.5}$, S型地盤：kN/m$^{3.5}$）

・根入れを有するセル式係船岸

k　：横方向地盤反力係数（MN/m^3）

k_R　：横方向地盤反力係数の基準値（MN/m^3）

表－1.2.1　フィルターに関する係数一覧

項目	重力式係船岸	重力式係船岸（水産庁）	控え直杭式矢板式係船岸	控え組杭式矢板式係船岸	自立矢板式係船岸	二重矢板式係船岸	根入れを有するセル式係船岸
根拠資料	国総研資料 No. 310[2)]	漁港・漁場の施設の設計参考図書[3)]	国総研資料 No. 310[2)]		国総研資料 No. 454[1)]		国総研資料 No. 562[5)]
対象水深 [m]	−7.5以深	−7.5未満	−		−		
対象壁高 [m]	−				4.0以上	−	
f_c [Hz]	1.0	1.2	1.0		1.5	1.0	
ξ_1	0.34	0.099	0.34				
ξ_2	6.8	18.5	11.0		4.5	11.0	8.8
ξ_3	1.05	0.43	2.25		2.97	2.4	1.09
ξ_4	−0.88	1.33	−0.88				
ξ_5	0.96	−0.66	0.96				
ξ_6	−		0.32			−	−0.03
ξ_7	−0.23	0.32	−0.96	−0.76	−1.18	−0.97	−0.34
ξ_8	0.04	−	0.12		0.35	0.12	0.04
ξ_9	0.08	−	−0.78		−0.47	−0.66	−0.13
ξ_{10}	0.44	−	−0.24	−0.04	0.59	−0.17	0.39
ξ_{11}	0.28		0.41		−	0.41	0.30
H_R [m]	15.0				8.0	15.0	
T_{bR} [s]	0.8						
T_{uR} [s]	0.4						
k_R	−				C型地盤 1000 [kN/m$^{2.5}$]	−	S型地盤 550 [kN/m$^{3.5}$] 12.65 [MN/m^3]

※「−」は、関連する項が存在しないことを意味する。

②背後地盤及び壁体直下の固有周期の算定

式(1.2.1)における固有周期の算定にあたっては、一次元地震応答解析で設定した工学的基盤上の各土層の層厚とせん断波速度を用いて、**式(1.2.5)**により算定することができる。また、地盤の固有周期は、線形の重複反射理論を用いて得られる周波数応答関数の1次固有周期としてもよい。この場合、せん断波速度が得られていない場合には、**[作] 第3章2.4 動的解析**を参考に地盤のN値などから推定することができる。ただし、背後地盤の初期固有周期T_b、壁体下の地盤の初期固有周期T_uの算定に当たり、裏込石及び壁体直下の捨石の部分については、そのままの物性値としてではなく、原地盤の物性値に置き換えて評価するものとする。また、正規圧密粘土層等を重力式係船岸の壁体のみ置換砂などで改良するような場合には、T_bとT_uは、地盤改良前の状態で評価する必要がある。すなわち、**図－1.2.4**に示す位置におけるT_b及び、T_uを算定すればよい。なお、有効上載圧が異なるため、海底面下の地盤を対象とした固有周期を用いることはできない。

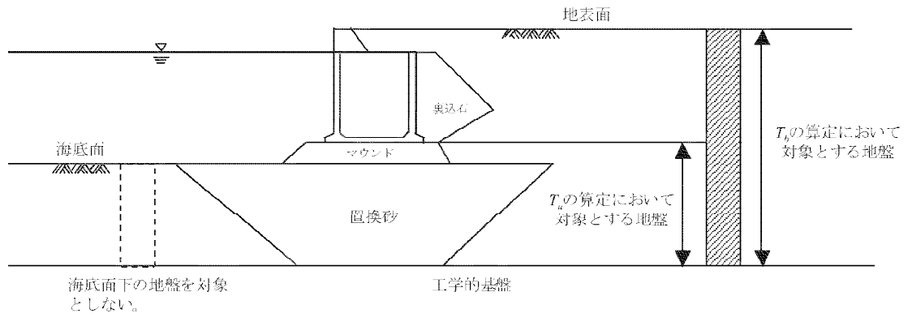
$$T=4\sum_i\frac{H_i}{V_{S_i}} \qquad \textbf{(1.2.5)}$$

ここに、

T　：地盤の固有周期（s）

H_i　：i層の層厚（m）

V_{S_i}　：i層のせん断波速度（m/s）



図－1.2.4　固有周期の算定において対象とする地盤

③低減率の設定

(a) 低減率の算定

地震動の加速度最大値が同じであっても地震動の継続時間によって施設に与える影響が異なる。地震動の継続時間の影響を考慮する低減率pは、フィルター処理を行った地表面の加速度時刻歴の二乗和平方根S及び加速度最大値α_fを用いて、**式 (1.2.6)** より設定することができる。これは、上述の数値解析をもとに統計的に得られたものである。なお、低減率の上限値は、1.0とする。

$$p = 0.36 \ln\left(\frac{S}{\alpha_f}\right) - 0.29 \qquad (1.2.6)$$

ここに、

p　：低減率 ($p \leq 1.0$)

S　：フィルター処理後の加速度時刻歴の二乗和平方根 (cm/s^2)

α_f　：フィルター処理後の加速度最大値 (cm/s^2)

グループ1に分類されるその他の構造形式の低減率の式として、**式 (1.2.7)** に**表－1.2.2**の係数を代入して用いることができる。なお、水深−7.5m未満の重力式係船岸については、**表－1.2.2**の重力式係船岸（水産庁）に示すとおり、水深−7.5m以深の重力式係船岸の係数と同じ値を参考にすることができる。

$$p = \eta_1 \ln\left(\frac{S}{\alpha_f}\right) + \eta_2 \qquad (1.2.7)$$

表－1.2.2　低減率の算定式に関する係数一覧

項目	重力式係船岸	重力式係船岸（水産庁）	控え直杭式矢板式係船岸	控え組杭式矢板式係船岸	自立矢板式係船岸	二重矢板式係船岸	根入れを有するセル式係船岸
根拠資料	国総研資料 No. 310[2]	漁港・漁場の施設の設計参考図書[3]	国総研資料 No. 310[2]		国総研資料 No. 454[4]		国総研資料 No. 562[5]
対象水深 [m]	−7.5以深	−7.5未満	−				
対象壁高 [m]	−				4.0以上	−	
η_1	0.36			0.31	0.39	0.35	0.31
η_2	−0.29		−0.20	−0.10	−0.42	−0.20	−0.08

※「−」は、関連する項が存在しないことを意味する。

(b) 時刻歴の二乗和平方根の算定

低減率の算定に用いる加速度時刻歴の二乗和平方根Sは、フィルター処理を行った地表面の加速度時刻歴を用いて、**式 (1.2.8)** により算定する。なお、二乗和平方根の算定は、地震動の全継続時間に対して行うものとし、地震動のサンプリング周波数は100Hzとする。

$$S = \sqrt{\sum acc^2} \qquad (1.2.8)$$

ここに、

S　：加速度時刻歴の二乗和平方根 (cm/s^2)

acc　：各時刻におけるフィルター処理後の加速度 (cm/s^2)

(c) 補正加速度最大値の算定

補正加速度最大値α_cは、地震動の周波数特性を考慮したフィルター処理後の地表面の加速度最大値α_fと継続時間の影響を考慮して算定された低減率pを用いて、**式 (1.2.9)** により算定することができる。

$$\alpha_c = p\,\alpha_f \qquad (1.2.9)$$

ここに、

α_c　：補正加速度最大値 (cm/s^2)

α_f　：フィルター処理後の加速度最大値 (cm/s^2)

p　：低減率

④照査用震度の特性値の算定

(a) 照査用震度の特性値

重力式係船岸の性能照査に用いる照査用震度の特性値k_{h_k}は、③ (c) において設定される補正加速度最大値α_c及び係船岸天端の許容される変形量D_aを用いて、**式 (1.2.10)** により算定することができる。なお、照査用震度は、小数点以下3けた目を四捨五入し、小数点以下2けたの数値で表すものとする。ただし、深層混合処理工法、置換率70％以上のサンドコンパクション (SCP) を用いて地盤改良を行う場合の照査用震度の算定にあたっては、それぞれ**[施] 第2章5.5.3 改良体への作用条件 (6)**、**[施] 第2章5.10.5 地盤改良を行った場合の重力式係船岸の照査用震度の特性値 (1)** を参照することができる。

$$k_{h_k} = 1.78\left(\frac{D_a}{D_r}\right)^{-0.55}\frac{\alpha_c}{g} + 0.04 \qquad (1.2.10)$$

ここに、

k_{h_k}　：照査用震度の特性値

α_c　：補正加速度最大値 (cm/s^2)

g　：重力加速度 (=980cm/s^2)

D_a　：許容される係船岸天端における変形量 (=10cm)

D_r　：基準変形量 (=10cm)

グループ1に分類されるその他の構造形式の照査用震度の式として、**式 (1.2.11)** に**表－1.2.3**の係数を代入して用いることができる。なお、水深−7.5m未満の重力式係船岸については、**表－1.2.3**の重力式係船岸（水産庁）に示すとおり、水深−7.5m以深の重力式係船岸の係数と同じ値を参考にすることができる。

$$k_{h_k} = \zeta_1\left(\frac{D_a}{D_r}\right)^{\zeta_2}\frac{\alpha_c}{g} + \zeta_3 \qquad (1.2.11)$$

表－1.2.3　照査用震度の算定式に関する係数一覧

項目	重力式係船岸	重力式係船岸（水産庁）	控え直杭式矢板式係船岸	控え組杭式矢板式係船岸	自立矢板式係船岸	二重矢板式係船岸	根入れを有するセル式係船岸
根拠資料	国総研資料 No. 310[2]	漁港・漁場の施設の設計参考図書[3]	国総研資料 No. 310[2]		国総研資料 No. 454[4]		国総研資料 No. 562[5]
対象水深 [m]	−7.5以深	−7.5未満	−				
対象壁高 [m]	−				4.0以上	−	
D_aの標準値 [cm]	10		15		20	15	10
D_r [cm]	10						
ζ_1	1.78		1.91	1.32	1.40	1.91	1.62
ζ_2	−0.55		−0.69	−0.74	−0.86	−0.69	−0.58
ζ_3	0.04		0.03	0.05	0.06	0.03	0.04

※「−」は、関連する項が存在しないことを意味する。

※2.5.4-13

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.824 より抜粋

5.10.5 地盤改良を行った場合の重力式係船岸の照査用震度の特性値

(1) SCP工法により地盤改良することで地震動作用時の本体工の変位は低減される傾向がある。このため、SCP工法により地盤改良を行った場合の本体工の照査用震度の設定に際しては、この低減効果を適切に評価した上で合理的な照査用震度を設定することが可能である。なお、照査用震度の算定にあたっての基本的な流れ及び留意事項等については、**[参（施）] 第１章１ 照査用震度に関する詳細事項**を参照することができる。

置換率70％以上のSCP工法により地盤改良を行う場合の重力式係船岸の照査用震度の特性値は、未改良地盤に対して求められた補正加速度最大値に低減係数を乗じることで、**式（5.10.7）**により算定することができる。未改良地盤に対する補正加速度最大値の算定にあたっては、**[参（施）] 第１章１ 照査用震度に関する詳細事項**を参照することができる。なお、この低減率は、重力式係船岸を対象に、未改良地盤と置換率70％の改良地盤に関する二次元の非線形有効応力解析の結果に基づいて求められたものである。

$$k_{h_k}'=1.78\left(\frac{D_a}{D_r}\right)^{-0.55}\frac{\alpha_c c}{g}+0.04 \qquad (5.10.7)$$

ここに、

k_{h_k}' ：照査用震度の特性値

α_c ：補正加速度最大値（cm/s^2）

g ：重力加速度（=980 cm/s^2）

D_a ：許容される変形量（cm）（=10 cm）

D_r ：基準変形量（cm）（=10 cm）

c ：改良地盤による震動特性の低減係数（c=0.75）

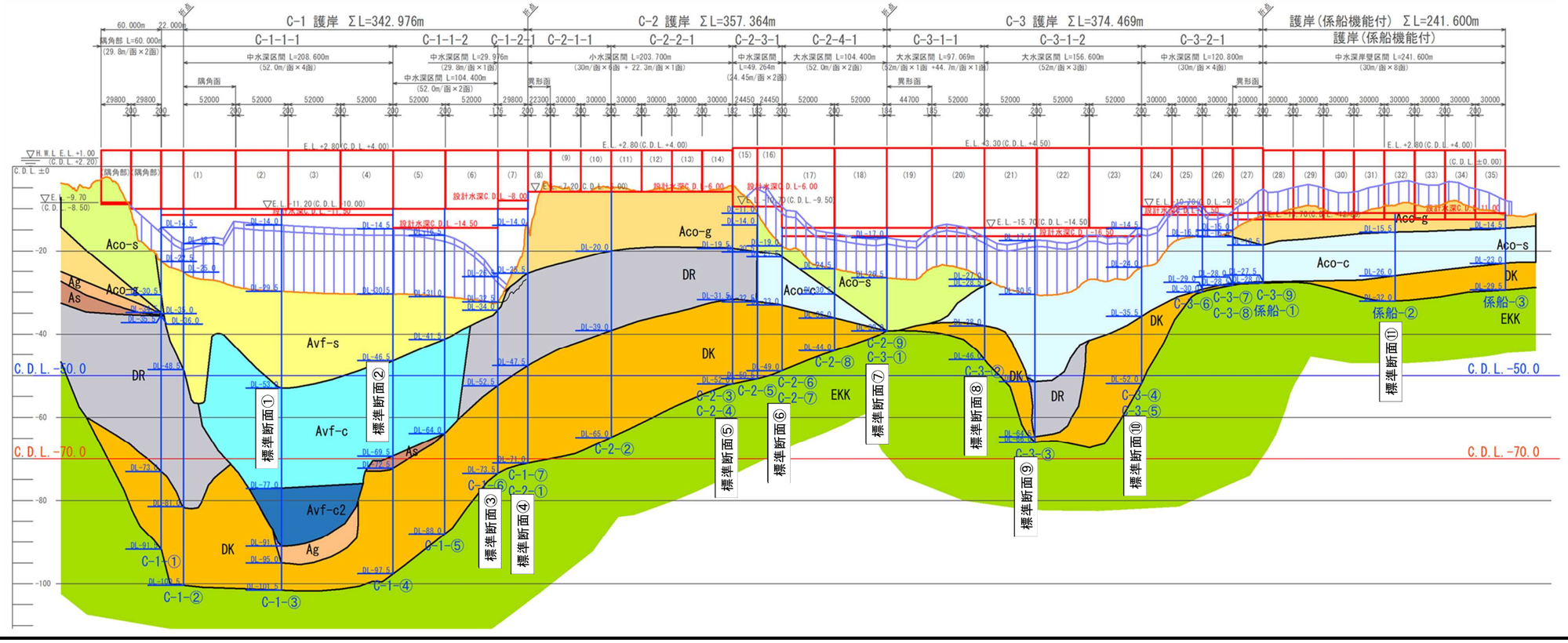
※2.5.4-14　各工区における照査用震度設定結果

照査用震度は、P.31 に示したスリットケーソンの割付け結果を基に、各工区において最大となる震度を算定した。

各標高：C.D.L.（m）			C護岸																															
			C-1護岸									C-2護岸										C-3護岸										護岸（係船機能付）		
			HBケーソン							RCケーソン		RCケーソン							HBケーソン			HBケーソン				RCケーソン						RCケーソン		
			C-1-①	C-1-②	C-1-③	C-1-④-1	C-1-④-2	C-1-⑤	C-1-⑥-1	C-1-⑥-2	C-1-⑦	C-2-①	C-2-②-1	C-2-②-2	C-2-③	C-2-④	C-2-⑤	C-2-⑥	C-2-⑦	C-2-⑧	C-2-⑨	C-3-①	C-3-②-1	C-3-②-2	C-3-③	C-3-④	C-3-⑤	C-3-⑥	C-3-⑦	C-3-⑧	C-3-⑨	係船-①	係船-②	係船-③
背後地盤高			10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	10.0	4.0	4.0	4.0
設置水深			-10.0	-10.0	-10.0	-10.0	-10.0	-10.0	-10.0	-10.0	-10.0	-6.0	-6.0	-6.0	-6.0	-9.5	-9.5	-9.5	-14.5	-14.5	-14.5	-14.5	-14.5	-14.5	-14.5	-14.5	-9.5	-9.5	-9.5	-12.5	-12.5	-12.5	-12.5	-12.5	-12.5
照査用震度	H	m	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	16.0	16.0	16.0	16.0	19.5	19.5	19.5	24.5	24.5	24.5	24.5	24.5	24.5	24.5	24.5	19.5	19.5	19.5	22.5	22.5	16.5	16.5	16.5
	Tb	s	1.841	1.949	2.037	1.882	1.882	1.793	1.891	1.891	1.428	1.428	1.179	1.179	1.011	1.082	1.076	1.201	1.218	1.287	1.302	1.302	1.331	1.331	1.651	1.334	1.321	0.952	0.910	0.912	0.864	0.660	0.687	0.655
	Tu	s	1.170	1.249	1.370	1.211	1.211	1.108	1.117	1.117	0.760	0.881	0.687	0.687	0.519	0.458	0.452	0.577	0.394	0.464	0.475	0.475	0.508	0.508	0.619	0.511	0.666	0.316	0.274	0.180	0.132	0.151	0.177	0.145
	b[注1)]	—	1.240	1.240	1.240	1.240	1.240	1.240	1.240	1.240	1.240	1.699	1.605	1.605	1.603	1.044	1.036	1.119	1.091	1.183	1.193	1.193	1.240	1.240	1.420	1.244	1.220	0.860	0.860	0.980	0.980	0.740	0.740	0.740
	PGA	cm/s²	32.00	31.70	30.10	32.74	32.74	34.58	37.27	37.27	41.67	41.67	44.02	44.02	54.53	47.63	50.57	46.27	45.15	42.51	42.31	42.31	40.97	40.97	35.95	41.14	40.89	52.12	54.22	54.98	63.21	61.22	60.28	61.21
	αf	cm/s²	34.28	36.90	34.99	35.61	35.61	35.85	35.21	35.21	35.78	50.68	45.74	45.74	41.21	26.38	27.06	37.88	35.36	37.95	38.15	38.15	39.30	39.30	40.20	39.89	38.53	25.96	24.72	28.21	24.83	14.96	14.94	15.02
	S	cm/s²	530.03	547.68	508.73	518.35	518.35	526.55	537.51	537.51	550.07	822.75	630.64	630.64	642.99	421.12	439.01	547.83	529.02	534.28	534.21	534.21	552.94	552.94	606.14	563.97	545.15	407.43	395.18	452.54	428.22	226.19	224.79	220.46
	p[注1)]	—	0.70	0.68	0.67	0.67	0.67	0.68	0.69	0.69	0.69	0.71	0.65	0.65	0.70	0.71	0.71	0.67	0.68	0.66	0.66	0.66	0.66	0.66	0.69	0.66	0.66	0.70	0.71	0.71	0.74	0.69	0.69	0.68
	αc	cm/s²	24.00	25.09	23.44	23.86	23.86	24.38	24.29	24.29	24.69	35.98	29.73	29.73	28.85	18.73	19.21	25.38	24.04	25.05	25.18	25.18	25.94	25.94	27.74	26.33	25.43	18.17	17.55	20.03	18.37	10.32	10.31	10.21
	kh[注1)]		0.08	0.09	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.08	0.11	0.09	0.09	0.09	0.07	0.07	0.09	0.08	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.09	0.07	0.07	0.08	0.07	0.06	0.06	0.06
	SCP70%[注2)]		—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.07	0.08	—	—	—	0.07	0.06	0.06	0.07	0.07	0.05	0.05	0.05
工区毎の照査用震度（設定値）[注2)]			C-1-1-1				C-1-1-2			C-1-2-1		C-2-1-1		C-2-2-1		C-2-3-1			C-2-4-1			C-3-1-1		C-3-1-2			C-3-2-1				護岸（係船機能付）		
			No.1～No.4				No.5～No.6			No.7		No.8～No.10		No.11～No.14		No.15～No.16			No.17～No.18			No.19～No.20		No.21～No.23			No.24～No.27				No.28～No.35		
			0.09				0.08			0.08		0.11		0.09		0.07			0.07			0.08		0.09			0.07				0.05		

注1）設置水深-7.5m未満であるC-2-1-1、C-2-2-1工区におけるフィルターb、低減率p及び照査用震度khの算定式に関する諸係数は、「港湾の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.1907～1911より、重力式係船岸(水産庁)の値を使用した。

注2）改良率70%以上のＳＣＰ工法により地盤改良を行う場合、「港湾の技術上の基準・同解説（平成30年5月）」P.824より、未改良地盤に対して求められた補正加速度最大値αcに低減係数(0.75)を乗じた。
ただし、C-1-1-1、C-1-1-2、C-3-1-2工区は、一部改良率が70%未満であることから、地盤改良に伴う照査用震度の低減(補正加速度最大値αcの低減)は行わない。



※2.5.4-15

■遊水室内の浮力

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.227 より抜粋

(3) 遊水室に上床版がない場合の安定性を検討する簡便な方法

ケーソンの安定性について検討する場合には、合田式を準用して更に簡便な方法も適用することができる。すなわち、消波部を無視したケーソン本体に波圧が働くものとし（**図－6.2.10**）、**本章6.2.2 壁面に波の峰がある時の重複波及び砕波の波力**の合田式において、**式（6.2.1）**で与えられる η^*、**式（6.2.2）**で与えられる p_1、及び**式（6.2.8）**で与えられる p_u を用いて波力の算定を行う。このときの浮力は消波部については全体、ケーソン本体部については静水時の排除体積に対してのみ考慮する。ただし、波圧の補正係 $\lambda_1,\lambda_2,\lambda_3$ を構造条件などによって適切に与えるべきである。この補正係数 λ_1,λ_2 については、曲面スリットケーソン[51]、多孔ケーソン、縦スリットケーソンに対する検討例[24]がある。

■施工時の浮力

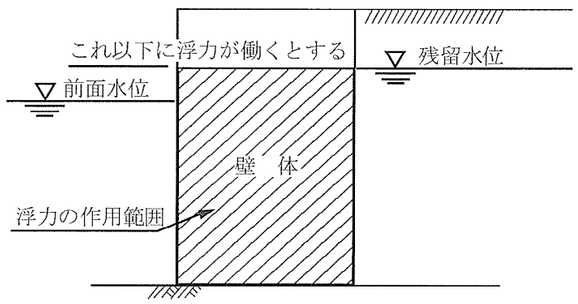
「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.926 より抜粋

⑦静水面以下の堤体には、浮力を考慮する必要がある。また、堤内外の静水面に差がある場合は、その両側の水位を結んだ水面以下の堤体について浮力を考慮することができる。

■完成時の浮力

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1067～1068 より抜粋

⑥浮力については、未確定な要因が多いため、当該施設にとって最も危険となるように設定することが望ましい。例えば、**図－2.2.6**に示すように、壁体のうち残留水位以下が水中に没しているものとして算定してよい。ただし、これによることができるのは、前面水位と残留水位の差が一般的な場合であって、水位差が著しい場合には、当該施設のおかれる自然状況等に応じて、適切に設定する必要がある。



図－2.2.6　浮力のとり方

※2.5.4-16

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.617 より抜粋

(4) 据付け時の余裕水深については、ケーソンの喫水とマウンド天端との差を 0.5m 以上とすることが一般的である。これは、ケーソンの傾き、揺れ及び喫水計算の誤差等を見込んだものである。また、据付け時の潮位は、M.S.L. 程度とするのが一般的である。

※2.5.4-17　半潜水式台船積込時及び積み下ろし時の余裕水深の考え方

1. 半潜水式台船の積込み積み下ろし時の休止基準

半潜水式台船所有業者にヒアリングした結果、通常の休止基準として以下を規定している。

・波高：1.0m 以上

2. ＨＢケーソン積み下ろし時の余裕水深の考え方

ＨＢケーソンの積込み・積み下ろし時の、半潜水式台船のデッキ水深とＨＢケーソン函下面の余裕水深を 50cm [注 1)]とした。

【注 1)「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.617 ケーソンの据付時の余裕水深 0.5m を参考として設定】

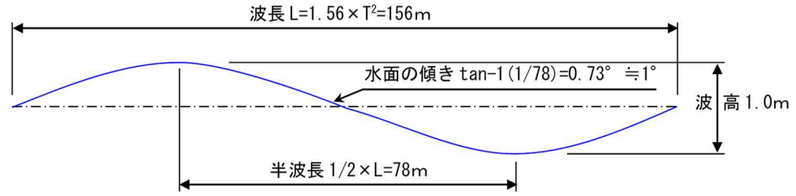
また、ＨＢケーソンの積込み・積み下ろし時の台船及びケーソン函の波浪による動揺も考慮することとした。

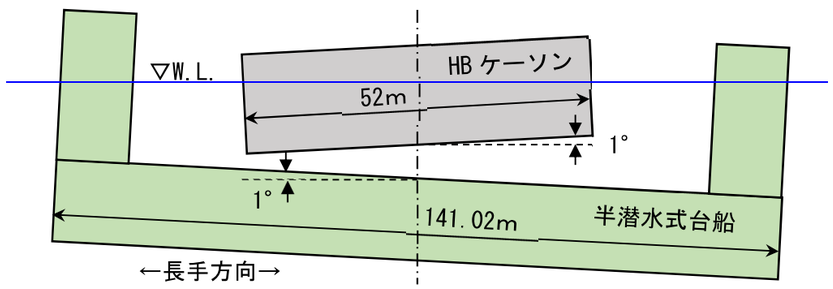
・積み下ろし時の半潜水式台船のデッキ水深　：8.0m

・積み下ろし時の作業限界波高　：1.0m（周期は現地観測データより 10s 程度）

・半潜水式台船及びケーソン函の動揺　：縦横断方向に相対的に 2° 傾くと想定[注 2)]

【注 2）波高 1.0m、周期 10s の波の峰と谷を結ぶ水面の傾きが約 1° であり、半潜水式台船と HB ケーソン函がお互いに 1° ずつ反対向きに傾いた状態（逆位相）を想定】





※2.5.4-18

■浮体の転覆に対する検討

浮体の転覆は、傾心と重心の距離 GM により照査を実施した。「港湾構造物設計事例集（平成 30 年改訂版）（平成 30 年 12 月）」P.15-17 を参考に、GM は喫水の 5%以上になるようにした。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.617～618 より抜粋

(5) 自力で浮遊するケーソンについては、浮遊時の安定が確保できる断面を設定する。

①ケーソンの浮遊時の安定の検討は、**式 (2.2.1)** により行うことができる（**図－2.2.2**参照）。ただし、この式は、ケーソン断面がほぼ左右対称で、ケーソンの傾きが比較的小さい場合に適用できる。

$$\frac{I}{V}-\overline{CG}=\overline{GM}>0 \qquad (2.2.1)$$

ここに、

V　：排水容積（m^3）

I　：喫水面の長軸に対する断面2次モーメント（m^4）

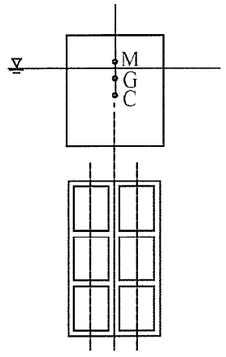
C　：浮心

G　：重心

M　：傾心（メタセンター）

$\overline{CG}$　：重心と浮心の距離（m）

$\overline{GM}$　：傾心と重心の距離（m）



図－2.2.2　ケーソンの安定

②カウンターバラストを用いて曳航する場合の安定の検討は、**式 (2.2.2)** または**式 (2.2.3)** によることができる。

(a) カウンターバラストに水を用いるとき

$$\frac{1}{V'}\left(I'-\sum i\right)-\overline{C'G'}>0 \qquad (2.2.2)$$

(b) カウンターバラストに砂、石、コンクリートなどを用いるとき

$$\frac{I'}{V'}-\overline{C'G'}>0 \qquad (2.2.3)$$

ここに、

V'　：カウンターバラストを用いた場合の排水容積（m^3）

I'　：カウンターバラストを用いた場合の喫水面の長軸に対する断面2次モーメント（m^4）

C'　：カウンターバラストを用いた場合の浮心

G'　：カウンターバラストを用いた場合の重心

$\overline{C'G'}$：カウンターバラストを用いた場合の重心と浮心の距離（m）

i　：各隔室内の水面の、ケーソンの回転軸に平行な中心線に関する断面2次モーメント（m^4）

③片方だけにフーチングがあり、バラストを入れて平衡を保たせる場合は、**式 (2.2.4)** による（**図－2.2.3**参照）。

$$W_1 l_1+Wl_w=Fl_f \qquad (2.2.4)$$

ここに、

W_1　：バラスト重量（kN）

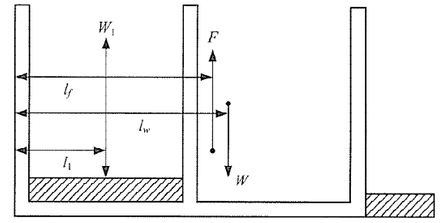
W　：ケーソン重量（フーチング重量を含む）（kN）

F　：ケーソン（フーチングを含む）に作用する浮力（kN）

l_1　：ケーソン側壁外側から W_1 の作用点までの距離（m）

l_w　：ケーソン側壁外側から W の作用点までの距離（m）

l_f　：ケーソン側壁外側から F の作用点までの距離（m）



図－2.2.3　カウンターバラストを入れた場合の安定

「港湾構造物設計事例集（平成 30 年 改訂版）（平成 30 年 12 月）」P.15-17 より抜粋

(f)　浮遊時安定性の照査

本ケーソンは，製作場所より現地まで曳航運搬した後に据付けを行うため，転覆あるいは傾斜しないように浮遊時安定性の照査を行う．

ケーソンの安定のためには式 (15. 25) を満足するものとする．なお，スリットケーソン断面は，左右非対称なので，バラストを用い，かつスリットの開口部に止水工を設けて曳航するものとする．

$$I/V-\overline{CG}-\overline{GM}>0 \qquad (15.25)$$

ここに

V　；排水容量（m^3）

I　；喫水面の長軸に対する断面二次モーメント（m^4）

C　；浮心

G　；重心

M　；傾心

I　；各隔室内の水面の，ケーソンの回転軸に平行な中心線に関する断面二次モーメント（m^4）

なお，安全のため GM は喫水の 5%以上にすることが望ましい．

※2.5.4-19

■スリットケーソンの滑動に対する検討

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.928 より抜粋

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = \{f_k (W_k - P_{B_k} - P_{U_k})\} \qquad (3.1.2)$$

$$S_k - P_{Hk}$$

ここに、

f　：壁体底面と基礎との摩擦係数
W　：堤体の重量（kN/m）
P_B　：浮力（kN/m）
P_U　：揚圧力（kN/m）
P_H　：水平波力（kN/m）
R　：抵抗項（kN/m）
S　：荷重項（kN/m）
γ_R　：抵抗項に乗じる部分係数
γ_S　：荷重項に乗じる部分係数
m　：調整係数

■スリットケーソンの転倒に対する検討

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.929 より抜粋

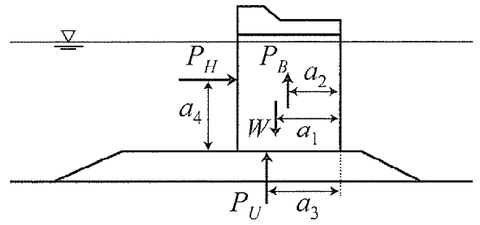
$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = (a_1 W_k - a_2 P_{B_k} - a_3 P_{U_k}) \qquad (3.1.4)$$

$$S_k = a_4 P_{H_k}$$

ここに、

W　：堤体の重量（kN/m）
P_B　：浮力（kN/m）
P_U　：揚圧力（kN/m）
P_H　：水平波力（kN/m）
a_1～a_4：各作用のアーム長（m）（**図－3.1.5**参照）
R_k　：抵抗項（kN・m/m）
S_k　：荷重項（kN・m/m）
γ_R　：抵抗項に乗じる部分係数
γ_S　：荷重項に乗じる部分係数
m　：調整係数



図－3.1.5　モーメント算出時のアーム長

■基礎地盤の支持力に対する検討

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.682 より抜粋

(2) 重力式係船岸及び重力式防波堤には、自重、土圧、波力、地震動による作用等を考慮するが、これらの合力は通常偏心しかつ傾斜している。このため基礎の支持力の検討においては偏心傾斜した作用に対する検討を行う必要がある。ここで、偏心傾斜した作用とは作用の傾斜率が0.1以上のものをいう。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.930 より抜粋

$$m\cdot\frac{S_d}{R_d}\le 1.0 \quad R_d=\gamma_R R_k \quad S_d=\gamma_S S_k$$

$$F_f=\frac{R_k(F_f)}{S_k} \qquad (3.1.5)$$

$$R_k=\sum\left[\frac{\{c'_k\,s+(w'_k+q_k)\tan\phi'_k\}\sec\theta}{1+\tan\theta\tan\phi'_k/F_f}\right]$$

$$S_k=\sum\{(w'_k+q_k)\sin\theta\}+\frac{dP_{H_k}}{r}$$

ここに、

P_H　：水平波力（kN/m）

c'　：粘性土地盤の場合においては、非排水せん断強さ、砂質土地盤の場合においては、排水条件における見掛けの粘着力（kN/m^2）

s　：分割細片の幅（m）

w'　：分割細片の有効重量（kN/m）（水面上で気中重量、水面下で水中重量）

q　：分割細片に作用する上載荷重（kN/m）

ϕ'　：有効応力に基づく見かけのせん断抵抗角（°）

θ　：分割細片の底面となす角（°）

F_f　：抵抗項と作用項の比を示す補助パラメータ

d　：水平波力P_Hのアーム長（円弧中心点から作用力ベクトルへの垂線の長さ）

r　：すべり円弧の半径（m）

R　：抵抗項（kN/m）

S　：荷重項（kN/m）

γ_R　：抵抗項に乗じる部分係数

γ_S　：荷重項に乗じる部分係数

m　：調整係数

※2.5.4-20

■スリットケーソンの滑動に対する検討

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1070～1071 より抜粋

$$m\cdot\frac{S_d}{R_d}\le 1.0 \quad R_d=\gamma_R R_k \quad S_d=\gamma_S S_k$$

$$R_k=f_k(W_k+P_{Vk}-P_{Bk}) \qquad (2.2.3)$$

$$S_k=P_{Hk}+P_{wk}+P_{dwk}+P_{Fk}$$

f　：壁体底面と基礎との摩擦係数

W　：壁体を構成する材料の重量（kN/m）

P_V　：壁体に作用する鉛直土圧合力（kN/m）

P_B　：壁体に作用する浮力（kN/m）

P_H　：壁体に作用する水平土圧合力（kN/m）

P_w　：壁体に作用する残留水圧合力（kN/m）

P_{dw}　：壁体に作用する動水圧合力（kN/m）（地震動作用時の場合のみ）

P_F　：壁体に作用する慣性力（kN/m）（地震動作用時の場合のみ）

R　：抵抗項（kN/m）

S　：荷重項（kN/m）

γ_R　：抵抗項に乗じる部分係数

γ_S　：荷重項に乗じる部分係数

m　：調整係数

なお、主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）においては、上式の抵抗項 R に負の揚圧力を、荷重項 S に引波波力を考慮して検討を行った。

■スリットケーソンの転倒に対する検討

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1072～1073 より抜粋

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = (aW_k - bP_{B_k} + cP_{V_k}) \qquad (2.2.7)$$

$$S_k = dP_{H_k} + eP_{w_k} + hP_{dw_k} + iP_{F_k}$$

ここに、

W　：壁体を構成する材料の重量（kN/m）
P_B　：壁体に作用する浮力（kN/m）
P_V　：壁体に作用する鉛直土圧合力（kN/m）
P_H　：壁体に作用する水平土圧合力（kN/m）
P_w　：壁体に作用する残留水圧合力（kN/m）
P_{dw}　：壁体に作用する動水圧合力（kN/m）（地震動作用時の場合のみ）
P_F　：壁体に作用する慣性力（kN/m）（地震動作用時の場合のみ）
a　：壁体重量合力の作用線から壁体前趾までの距離（m）
b　：浮力の作用線から壁体前趾までの距離（m）
c　：鉛直土圧合力の作用線から壁体前趾までの距離（m）
d　：水平土圧合力の作用線から壁体底面までの距離（m）
e　：残留水圧合力の作用線から壁体底面までの距離（m）
h　：動水圧合力の作用線から壁体底面までの距離（m）（地震動作用時の場合のみ）
i　：慣性力の作用線から壁体底面までの距離（m）（地震動作用時の場合のみ）

R　：抵抗項（kN・m/m）
S　：荷重項（kN・m/m）
γ_R　：抵抗項に乗じる部分係数
γ_S　：荷重項に乗じる部分係数
m　：調整係数

■基礎地盤の支持力に対する検討

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.682 より抜粋

(2) 重力式係船岸及び重力式防波堤には、自重、土圧、波力、地震動による作用等を考慮するが、これらの合力は通常偏心しかつ傾斜している。このため基礎の支持力の検討においては偏心傾斜した作用に対する検討を行う必要がある。ここで、偏心傾斜した作用とは作用の傾斜率が0.1以上のものをいう。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1073～1074 より抜粋

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$F_f = \frac{R_k(F_f)}{S_k}$$

$$R_k = \sum \left[\frac{\{c'_k \, s + (w'_k + q_k) \tan \phi'_k\} \sec \theta}{1 + \tan \theta \tan \phi'_k / F_f} \right] \qquad (2.2.8)$$

$$S_k = \sum \{(w'_k + q_k) \sin \theta\} + \frac{aP_{H_k}}{r}$$

ここに、

P_H　：円弧滑りの滑り円内の土塊への水平作用の値（kN/m）
a　：P_Hの作用位置の円弧滑りの滑り円中心からの腕の長さ（m）
c'　：粘性土地盤の場合においては、非排水せん断強さ、砂質土地盤の場合においては、排水条件における見掛けの粘着力（kN/m^2）
s　：分割細片の幅（m）
w'　：分割細片の有効重量（kN/m）（水面上で気中重量、水面下で水中重量）
q　：分割細片に作用する上載荷重（kN/m）
ϕ'　：有効応力に基づく見かけのせん断抵抗角（°）

θ　：分割細片底面が水平面となす角（°）
F_f　：抵抗項と作用項の比を示す補助パラメータ
r　：すべり円弧の半径（m）
R　：抵抗項（kN/m）
S　：荷重項（kN/m）
γ_R　：抵抗項に乗じる部分係数
γ_S　：荷重項に乗じる部分係数
m　：調整係数

※2.5.4-21

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.955 より抜粋

表－3.6.1　堤体の滑動照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
堤体の滑動 （変動波浪による変動状態）	— （1.00）	— （1.00）	1.20

表－3.6.2　堤体の転倒照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
堤体の転倒 （変動波浪による変動状態）	— （1.00）	— （1.00）	1.20

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.931 より抜粋

表－3.1.4　堤体の支持力照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
基礎地盤の支持力 （変動波浪による変動状態）	— （1.00）	— （1.00）	1.00

※2.5.4-22

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1071、P.1073～1074 より抜粋

表－2.2.2　壁体の滑動の性能照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
壁体の滑動 （永続状態）	0.87	1.06	— （1.00）
壁体の滑動 （レベル 1 地震動に対する変動状態）	— （1.00）	— （1.00）	1.00

表－2.2.3　壁体の転倒の性能照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
壁体の転倒 （永続状態）	0.99	1.23	— （1.00）
壁体の転倒 （レベル 1 地震動に関する変動状態）	— （1.00）	— （1.00）	1.10

表－2.2.4　基礎地盤の支持力破壊の性能照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
基礎地盤の支持力破壊 （永続状態）	— （1.00）	— （1.00）	1.20
基礎地盤の支持力破壊 （レベル 1 地震動に対する変動状態）	— （1.00）	— （1.00）	1.00

なお、主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）においては、部分係数が設定されていない為、レベル 1 地震動に関する変動状態の部分係数及び調整係数を用いるものとした。

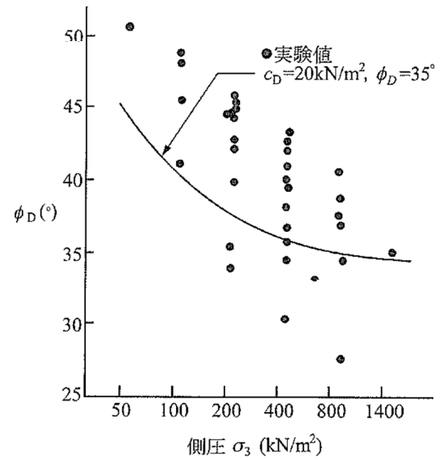
※2.5.4-23

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.684～685 より抜粋

①マウンド材

偏心傾斜した作用を受ける支持力の模型実験及び現地実験の結果によれば、三軸圧縮試験から求められた強度定数を用いて簡易ビショップ法による円弧すべり解析を行えば精度の高い結果が得られることが明らかになっている[5]。また、砕石の大型三軸圧縮試験から、粒径の大きい粒状体の強度定数は、均等係数の等しい相似粒度の材料から求められる値にほぼ等しいことが確認されている[6]。したがって、捨石の強度定数を正確に推定するには相似粒度の試料を用いた三軸圧縮試験を実施することが望ましいが、強度試験を行わない場合には、一般に用いられている通常の捨石に対する標準的な強度定数として粘着力 $c_D = 20\,kN/m^2$、せん断抵抗角 $\phi_D = 35^\circ$ の値が特性値として用いられている。実際の捨石においては現地での捨石の充填密度に対応して強度に相違が生じることが予想されるが、現地での捨石の状態を把握することは非常に困難であるので、標準的な強度定数の値を用いることができる。

標準値は砕石の大型三軸圧縮試験の結果からやや安全側に求めた値であり、既存防波堤及び係留施設の解析結果からも妥当な値である。なお、強度定数として粘着力 $c_D = 20\,kN/m^2$ としているが、これは砕石のせん断抵抗角 ϕ_D の拘束圧による変化（拘束圧の増加に伴うせん断抵抗角の低下傾向）を考慮するための見掛けの粘着力である。**図－3.2.8** は、各種の砕石に関する三軸試験結果について $c_D = 0$ を仮定して求めた ϕ_D をまとめたもの[5]であり、拘束圧が大きくなるとともに粒子破砕によって ϕ_D は減少している。図中に実線で示された値は見掛けの粘着力 $c_D = 20\,kN/m^2$、$\phi_D = 35^\circ$ とした計算値であるが、見掛けの粘着力を考慮することによって ϕ_D の拘束圧依存性が反映されている。母岩の一軸圧縮強さと強度定数の関連を調べた結果によると、これらの標準値が適用できるのは母岩の一軸圧縮強さが $30\,MN/m^2$ 以上の石材である。母岩の強度が $30\,MN/m^2$ 以下である弱い石材をマウンドの一部として用いる場合、強度定数はほぼ $c_D = 20kN/m^2$、$\phi_D = 30^\circ$ となる[7]。



図－3.2.8　ϕ_D と側方拘束圧 σ_3 の関係と見掛けの粘着力

②基礎地盤

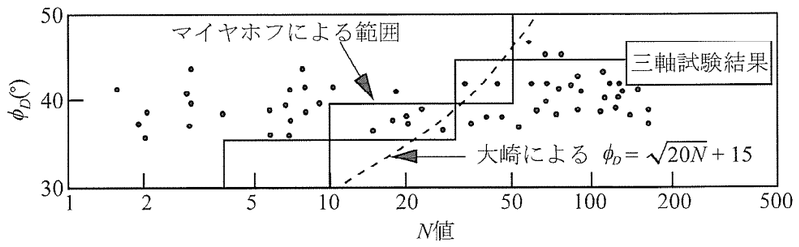
偏心傾斜した作用を受ける基礎の場合にはすべり面が浅い場合が多いので、基礎地盤の表面付近の強度が問題となる。基礎地盤が砂地盤の場合、通常はN値から強度定数ϕ_Dを推定するが、これまでの推定式では原位置の有効上載圧に関する補正が行われていないため、深度が浅い砂地盤においてN値からϕ_Dを求めると過小評価する傾向があった。

図－3.2.9は我が国における乱さない砂の三軸圧縮試験結果をまとめて従来の提案式と比較検討したものであるが、N値10以下の場合でもϕ_Dの値としては40°程度が得られている。また、これまでの被災例の逆解析結果や、多くの場合偏心傾斜した作用の支持力が永続状態ではなく、波浪や地震動などの動的な作用に対して性能照査上問題となることを考慮して、一般に、基礎地盤のϕ_Dについては以下の値が特性値として用いられている。

N値が10未満の砂質土地盤　　$\phi_D=40°$

N値が10以上の砂質土地盤　　$\phi_D=45°$

地盤が粘性土の場合には、**[作]第3章2.3.3 せん断特性**に述べられている方法で強度を設定することができる。



図－3.2.9　乱さない砂試料の三軸試験によるϕ_DとN値の関係

※2.5.4-24

「港湾構造物設計事例集（平成 30 年 改訂版）（平成 30 年 12 月）」P.1-46 より抜粋

※SCP 砂杭については，N値 10 以上相当とみなしてせん断抵抗角の特性値を$\phi'=45°$とする．よって，

SCP 改良地盤（80%改良）のせん断抵抗角ϕ'_k

$\phi'_k=\tan^{-1}(0.8\times\tan45°)=38.66°$

SCP 改良地盤（20%未改良）の粘着力 c'_k

$c'_k=0.2\ (27.3+1.6Z)\ =5.46+0.32Z$

（Z=0at-10.0m）

2.5.5　地盤の安定性能照査

※2.5.5-1

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1069～1070 より抜粋

(2) 自重に関する永続状態における構造物の全体安定性に関する性能照査

①地盤のすべり破壊に対する検討

(a) 基礎地盤が軟弱な場合は、壁体後趾を通る鉛直な面と捨石下面の交点より背後の任意の点を通る円弧すべりについても検討する。

(b) 自重に関する永続状態における基礎地盤の円弧すべりの照査については、**式 (2.2.2)** に示す式によって行うことができる。なお、次式において、添字k及びdはそれぞれ特性値及び設計用値を示す。また、当該式中における部分係数は**表－2.2.1**に示す値を用いることができる。**表－2.2.1**において「－」と示された部分に関する値は、便宜上、( ) 内の数値を用いて照査できることを示す。

$$m\cdot\frac{S_d}{R_d}\le 1.0 \quad R_d=\gamma_R R_k \quad S_d=\gamma_S S_k$$

$$R_k=\sum\left[\{c'_k\, s+(w'_k+q_k)\cos^2\theta\tan\phi'_k\}\sec\theta\right] \qquad (2.2.2)$$

$$S_k=\sum\left\{(w'_k+q_k+q_{RWL_k})\sin\theta\right\}$$

ここに、

c'　：粘性土地盤の場合においては、非排水せん断強さ、砂質土地盤の場合においては、排水条件における見掛けの粘着力 (kN/m^2)

s　：分割細片の幅 (m)

w'　：分割細片の有効重量 (kN/m) (水面上で気中重量、水面下で水中重量)

q　：分割細片に作用する上載荷重 (kN/m)

q_{RWL}：施設の背面の残留水位 (RWL) が施設の前面の潮位 (LWL) よりも高い場合、これらの水位差分の分割細片の水の重量 $\rho_w g$ (RWL−LWL) s (kN/m)

ϕ'　：有効応力に基づく見かけのせん断抵抗角 (°)

θ　：分割細片底面が水平面となす角 (°) (**[施] 第２章４ 斜面の安定**参照)

R　：抵抗項 (kN/m)

S　：作用項 (kN/m)

γ_R　：抵抗項に乗じる部分係数

γ_S　：荷重項に乗じる部分係数

m　：調整係数

表－2.2.1　基礎地盤の円弧すべりの性能照査に用いる部分係数

照査対象	代表層に関する粘性土の変動係数CV	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
基礎地盤の円弧すべり（永続状態）	円弧通過層に粘性土が存在しない場合	0.83	1.01	－(1.00)
	0.10未満	0.86	1.05	－(1.00)
	0.10以上0.15未満	0.85	1.04	－(1.00)
	0.15以上0.25未満	0.80	1.02	－(1.00)
	0.25以上	－(1.00)	－(1.00)	1.30

(c) **表－2.2.1**に示す部分係数は、過去の基準類における安全性水準を参考として設定した係数[18]である。また、同表中の粘性土に関する変動係数CVは、**[作] 第3章2.1 地盤物性値の推定**において、粘着力の特性値における算出過程で得られる補正係数b_1に対応する変動係数CVを用いて判断してよい。この際、円弧が通過する土層のうち（薄層を除く）、最大の変動係数CVを有する土層を代表層とすることができる。

(d) 円弧すべりに関する部分係数について、壁体下部を置換率30～80％のサンドコンパクション（SCP）を用いて地盤改良を行う場合は、**[施] 第2章5.10 サンドコンパクションパイル工法（粘性土地盤を対象とする場合）**に示される部分係数を用いることができる。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.826 より抜粋

④式 **(5.10.9)** を用いて置換率50％から80％のSCP工法により地盤改良を行う場合の改良地盤の円弧すべりの検討に用いる部分係数については、**表－5.10.2**に示す数値を参照することができる。**表－5.10.2**において「－」と示された部分に関する値は、便宜上、( )内の数値を用いて照査できることを示す。**表－5.10.2**に示す部分係数は、過去の基準類における安全性水準を参考として設定した係数[4]である。なお、以下に示す部分係数は、**[作] 第3章2.1 地盤物性値の推定**における手法に基づく地盤物性値の特性値を用いることを前提として設定したものである。

なお、式 **(5.10.9)** を用いずに検討を行う場合には、**本章4.2.1 円弧すべり面による安定解析**に示されるすべり破壊に関する部分係数を参照することができる。また、**表－5.10.2**の部分係数の設定にあたっては、円弧のすべり面が改良地盤以深の砂質土地盤等を通るような場合については検討していないため、このような場合には、適切な手法により別途検討する必要がある。

表－5.10.2　標準的な部分係数

破壊モード	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
基礎地盤の円弧すべり（護岸及び岸壁）	0.82	1.01	－(1.00)
基礎地盤の円弧すべり（防波堤）	0.87	1.02	－(1.00)

※2.5.5-2

置換率 50％未満の SCP 改良地盤、施工時のすべり破壊に対する性能照査に適用する部分係数

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.749 より抜粋

4.2 安定性の検討

4.2.1 円弧すべり面による安定解析

(1) 斜面の安定の検討は、地盤の特性に応じて、次式の修正フェレニウス (Fellenius) 法による円弧すべり解析または**本章3.2.5 偏心傾斜した作用に対する支持力**に準じた適切な方法によって行うことができる。**式 (4.2.1)** において、作用項に乗じる部分係数 γ_S、抵抗項に乗じる部分係数 γ_R、並びに調整係数mは、施設の構造形式または改良地盤毎に提示されている部分係数を用いるものとする。なお、従来の安全率法による設計は γ_S=1.00、γ_R=1.00 と設定することに相当し、安全率に相当するmについて、永続状態に対しては1.30以上、同一の地盤における実績等から照査に用いる定数の信頼性が高いと考えられる場合や、施工中に地盤の変位及び応力を観測する計測施工を実施する場合には、1.10以上の値を用いることができるとしていた[1]。これに倣って、部分係数 γ_S と γ_R が設定されていない場合には、従来法に準じて γ_S=1.00、γ_R=1.00 と設定し、調整係数mを従来の安全率相当の値に設定して安定性を照査することができる。

※2.5.5-3

置換率 50%未満の SCP 改良地盤、施工時のすべり破壊に対する性能照査に適用する安全率

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 11 年 4 月）」P.563 より抜粋

7.10.4　安定解析法

安定解析は，既往の施工事例を参考に適切な円弧滑り解析法により行う。

〔解説〕

サンドコンパクションパイル工法による改良地盤の安定計算では，円弧滑り計算は修正フェレニウス法が用いられることが多い。修正フェレニウス法による円弧滑り計算では，地盤及び上部構造物をいくつかに分割し，分割片間の不静定力を無視して滑り面上の垂直応力を計算する。すなわち，分割片に含まれる原地盤の上に作用する外力のみがある分割片を通る滑り面の垂直応力に寄与する（以下，この通常の計算法を本節では特にスライス法と呼ぶ）。一方，現実の地盤中では外力はある程度分散する。この応力分散の効果を滑り計算に反映させるため，地中応力を計算するブシネスクの解を用いて滑り面上の任意の位置の鉛直応力増分$\Delta\sigma_z$を求め，修正フェレニウス法に適用する方法がある（以下，これを応力分散法と呼ぶ）。

サンドコンパクションパイル工法による改良地盤の安定計算では，スライス法又は応力分散法が用いられる。

〔参考〕

(1)　安定解析に際する留意事項

式（7.10.2）は，一般に応力分散法と組み合わせて用いられる。**式（7.10.2）**を用いた適用事例では，施工中の安定性の検討も含めて安全率として1.2～1.4が採用されている。

せん断強度の式中の定数の選定，又は式の相違によって，計算安全率には大きな差が生じることがある。式及び設計諸定数の選定に当たっては，それぞれの組合せに対する既往の設計施工実績に配慮する必要がある。各種せん断強度式，設計定数の選定及び安定計算法の組合せが計算安全率に及ぼす感度，既往の海上施工例の逆解析による安全率の評価などに関しては文献89）を参考のこと。

89）神田勝己，寺師昌明：粘性土地盤を対象とするSCP工法の実用設計法ー感度分析と実態調査ー，港湾技研資料 No.669，1990，pp.1～52

「基礎地盤を改良した港湾構造物の安定性に関する信頼性解析　土木学会論文集 B3（海洋開発）、2019 年 75 巻 2 号 P.Ⅰ-391-Ⅰ-396」P.Ⅰ-394 より抜粋

(5)　目標破壊確率 P_{FT} および部分係数の提案

MCS の結果，各目標安全率 F_{ST} に対して得られた目標破壊確率 P_{FT} を**表-3** に示す．**図-4** を見ると，旧港湾基準の安全率の下限値1.20近傍にデータが多く分布している．平成 30 年度の港湾基準の改定における荷重抵抗係数の導入は，安全上の余裕の見直しではなく，将来的にその見直しが可能な枠組みを整備することにある．このため，これまでと同様の安全性を確保できると考えられる目標安全率 F_{ST}=1.20，目標破壊確率 P_{FT}=3.9×10^{-3} を防波堤と岸壁・護岸に対して同一の値として採用し，これに対応する部分係数（**表-4**）を提案することとした．

表-4　部分係数（SCP 改良の場合）

構造形式	抵抗項 R_k に乗ずる部分係数 γ_R	荷重項 S_k に乗ずる部分係数 γ_S
防波堤	0.87	1.02
岸壁・護岸	0.82	1.01

「粘性土地盤を対象とする SCP 工法の実用設計法－感度分析と実態調査－（平成 2 年 3 月）」P.39～40 より抜粋

4.4　既往の事例の標準的設計法による逆解析

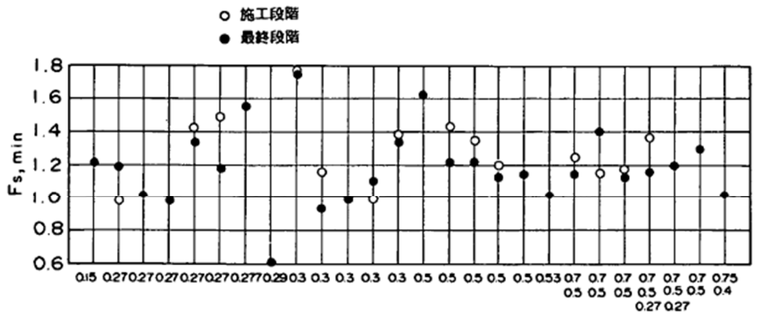
(1)　逆解析の目的

表－11に収集した事例の多くは既に完成し，かつ変状は報じられていないため，真実の安全率は不明であるものの少なくとも現地で安全であることが実証された事例である。しかし，4.2 に述べたように，これらの事例で用いられた安定計算方法はまちまちであり，採用された定数や設定された安全率も統一はとれていない。

遠心模型実験や現地試験で低置換率改良地盤の支持力に関してその妥当性が認められており，かつ，既往の事例で低置換率改良に対して最も実績の多い式(1)による標準的な安定計算方法で，既往の事例を再度解析してその安全率を求めてみることとした。これは，将来の設計方法統一時点の安全率設定のための手がかりが得られることを期待して実施したものである。

～中略～

逆解析結果の施工途上の安全率の平均値は 1.30（最大値 1.79，最小値 0.98），最終安全率の平均値は 1.20（最大値 1.78，最小値 0.61）である。極端に低い最終安全率 0.61 を示した事例を除外すると，最終安全率の平均値は 1.22 となる。



図－ 29　既往の事例の逆解析の結果

※2.5.5-4

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.328 より抜粋

(a) 粘性土地盤上に急速に載荷を行う場合：

時間の経過とともに圧密が進みせん断強さが増加するので、ほとんど排水が起こっていない載荷直後が最も危険である（これを短期安定問題という）。このときのせん断強さ τ_fは、非圧密非排水（UU）試験によって求められる非排水せん断強さ c_uである。c_uは見掛けの粘着力ともいい、c_uを用いた解析は ϕ_u=0 法とも称される。軟弱粘性土地盤上での護岸、防波堤（掘削が無い場合）の建設、埋立て、盛土などが該当する。

(b) 地盤の透水性が高いかあるいは載荷が非常にゆっくりと行われるため、圧密による排水が施工中にほとんど終了する場合：

載荷と同時に地盤の排水が行われ載荷に伴う地盤の強度増加を期待できるので、圧密排水（CD）条件によって求めた c_D, ϕ_Dを用いて性能照査を行う。砂質地盤における護岸、防波堤の建設、埋立て、盛土などが該当する。

(c) 段階施工により強度増加を見込む場合：

段階施工では、安定性を十分に確保できる程度の小さな荷重増分を作用させた後に、十分な圧密時間を確保して強度増加を期待し、その後、安定性を確保できる荷重増分を次の載荷段階として作用させることにより施工を進める。段階施工を実施する場合、荷重増分の作用は短時間で実施するために排水条件とはならないが、圧密期間中に強度増加を見込むことができる。このような状況に対応するのが圧密非排水（CU）条件であり，強度増加を期待した非排水せん断強さ c_uを使った設計を行う。

（増加強度計算式は後述の※2.5.5-20 に示す）

※2.5.5-5

「港湾・空港における軽量混合処理土工法技術マニュアル（改訂版）　（平成 20 年 7 月）」P.17 より抜粋

(1)単位体積重量

軽量混合処理土の単位体積重量は，軽量化材の混合量及び加水量を増減することにより，おおむね γ_{tk}＝8～13kN/m³ の範囲で調整することができる。しかし，海水の単位体積重量よりも軽すぎると水面が上昇した場合に浮き上がりが生じる恐れがある一方，重すぎると軽量化材としての利点が活かされない。したがって，港湾及び空港で使用する場合の軽量混合処理土の単位体積重量の特性値は，次の値とすることが多い。

（水中に使用するもの）　γ_{tk}＝11.5～12.0kN/m³　(3.1)

（ただし，水中単位体積重量 γ'_k＝1.5～2.0 kN/m³）

（気中に使用するもの）　γ_{tk}＝10.0 kN/m³　(3.2)

なお，軽量混合処理土の単位体積重量は打込み時及びその後の環境条件，特に水圧の大きさによって変化するので，配合設計では以下の項目に留意する必要がある。

※2.5.5-6

「羽田空港 D 滑走路の設計 土木学会論文集 C(地圏工学)、Vol.68、No.1、150-162、2012」P.158 より抜粋

(3) 気泡混合処理土の断面設定

気泡混合処理土は，長期耐久性や地盤の変形を考慮して設計した．具体的には，乾燥による劣化が最も弱点となる[9]ことから，これを防止するために，気泡混合処理土の天端高さを地表面下2mの深さまでとし，覆土による保湿効果を確保した．

気泡混合処理土の単位体積重量は，原料土の物性にもよるが，原泥への加水量や軽量化材（気泡）の混合量を調整することで，8～13kN/m³の範囲に設定することができる．気泡混合処理土が用いられたのは，接続部の鋼管矢板井筒護岸という大規模な抗土圧構造物の裏込めであることから，本工事における気泡混合処理土は，できるだけ単位体積重量を小さくすることが望まれた．

しかしながら，長期的な品質確保のために，気泡内部への長期的な水の浸入による密度増加が生じないように，気泡同士が独立するような単位体積重量を設定する必要があり[10),11)]，このことを考慮して，気中打設部の単位体積重量は10.0kN/m³，水中打設部の単位体積重量は11.5kN/m³と設定した．水中打設の場合，一般に行われるように長期の密度増加分0.5kN/m³を余裕しろとして考慮し[12)]，実際の現場打設時の目標単位体積重量は11.0kN/m³と設定した．気中打設した部分のうち，圧密沈下により埋立地の計画残留水位（A.P.+2.1m）以下に没する範囲については，水中打設部の単位体積重量を適用した．なお，気泡混合処理土による軽量な裏込め土を利用しても大規模構造物であるが故に応力増分は大きく，圧密沈下量をゼロにすることはできない．鋼管矢板井筒護岸の背面では，施工中の沈下に加えて，供用開始後100年間に約1mの残留沈下が予測されている．

東京港第一航路の切替工事で発生した浚渫土を主な原料土として利用した．気泡混合処理土の一軸圧縮強さの設定は，有効上載荷重に対し破壊を生じない強度として，200kN/m²と設定した．これに対応する室内配合強度q_{ul}は，技術マニュアル[12)]に従って割増率α=2.2を乗じることにより，440kN/m²と設定した．なお，管理材令は管中混合処理土と同様に91日とした．気泡混合処理土の配合設定例を**表-2**に示す．

※2.5.5-7

「港湾・空港における軽量混合処理土工法技術マニュアル（改訂版）　（平成 20 年 7 月）」P.18～19 より抜粋

(2)強度

1)圧縮強度（設計基準強度）

軽量混合処理土の静的強度は，主にセメント系固化材による固結強度であり，一軸圧縮強さ q_u で評価できる。

軽量混合処理土の設計基準強度は，材齢 28 日における一軸圧縮強さの特性値 q_{uk} であり，所定の品質が確保でき，「土」としての扱いが可能な範囲として，おおむね q_{uk}＝100～500kN/m²（材齢 28 日）の範囲で設定する。q_{uk} は，設計・配合・施工において基準となる強度であり，設計基準強度ともいう。土圧軽減を目的として構造物の裏埋めに用いる場合，既往の実績では，水中，気中にかかわらず，q_{uk} を以下の値とすることが多い。

$$q_{uk}=200\text{kN/m}^2\text{（材齢 28 日）} \qquad (3.4)$$

なお，構造物基礎に用いるなど，軽量混合処理土への繰り返し作用が懸念される場合，その影響を考慮して適切に圧縮強度を設定する必要がある。**付属資料－１　軽量混合処理土の性質**に示すとおり，一般に，気泡混合処理土の場合は載荷重が q_u の 60～70%以下，発泡ビーズ混合処理土の場合は載荷重が q_u の 60%以下であれば，100,000 回以上の繰り返し作用に耐え得るものと推定される。

2)せん断強度

軽量混合処理土は粘着力 c＝一定（$\phi=0$）の材料として取り扱うことができ，せん断強度の特性値としては以下に示す非排水せん断強度 c_{uk} を用いてよい。

$$c_{uk}=q_{uk}/2 \qquad (3.5)$$

※2.5.5-8

「港湾・空港における軽量混合処理土工法技術マニュアル（改訂版）　（平成 20 年 7 月）」P.90 より抜粋

e. 打込み水深

軽量混合処理土は大水深施工が可能である。打込み水深が深い場合は，長いトレミー管を使用するだけでなく水圧を考慮した打込みを行う。特に気泡混合処理土の場合は，水圧により処理土内の気泡の体積が収縮するため，処理土の密度が増加する。この密度増加を見込んで，軽量混合処理土を製造する。

軽量混合処理土の打ち込み水深は，最深で－12m の実績がある。

※2.5.5-9

「道路土工－盛土工指針　（平成 22 年 4 月）」P.106 より抜粋

解表 4－3－2　盛土材料及び盛土高に対する標準のり面勾配の目安

盛土材料	盛土高（m）	勾　配	摘　要
粒度の良い砂(S)，礫及び細粒分混じり礫(G)	５m以下	1:1.5～1:1.8	基礎地盤の支持力が十分にあり，浸水の影響がなく，５章に示す締固め管理基準値を満足する盛土に適用する。 (　)の統一分類は代表的なものを参考に示したものである。 標準のり面勾配の範囲外の場合は安定計算を行う。
	５～15m	1:1.8～1:2.0	
粒度の悪い砂(SG)	10m以下	1:1.8～1:2.0	
岩塊(ずりを含む)	10m以下	1:1.5～1:1.8	
	10～20m	1:1.8～1:2.0	
砂質土(SF)，硬い粘質土，硬い粘土(洪積層の硬い粘質土，粘土，関東ローム等)	５m以下	1:1.5～1:1.8	
	５～10m	1:1.8～1:2.0	
火山灰質粘性土(V)	５m以下	1:1.8～1:2.0	

注）盛土高は，のり肩とのり尻の高低差をいう（解図 4－3－2 参照）。

※2.5.5-10

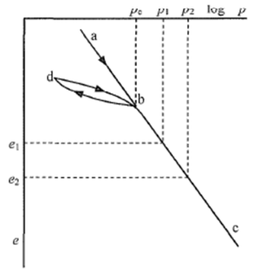
沈下計算方法は、適用に制約条件がなく、幅広い条件に適用可能な「①圧縮曲線（e-logp 曲線）を用いる場合」の方法を用いた。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.318～319 より抜粋

(3) 圧密による最終沈下量の算定

圧密試験における圧密圧力とその圧力で圧密を終了したとき（24時間後）の間隙比を片対数グラフ紙にプロットすると**図－2.3.2**に模式的に示すような、圧縮曲線（e–log$p$ 曲線）が得られる。e–log$p$ 曲線のabc部分は載荷の過程を示しほぼ直線となる。このabc部分で示される圧密の状態を正規圧密の状態と呼ぶ。一方、b点の状態から除荷を行い、減少した圧力のもとで平衡状態に達したときの間隙比と応力との関係はbdの経路をたどり、再び圧力を増加すると、dbの経路をたどる。bd及びdbで表される状態を過圧密状態と呼ぶ。圧密試験を実施すると初期状態は過圧密になっているため経路d→b→cをたどり、弾性変形を示すd→bと、塑性変形を示すb→cの境界となるb点が得られ、これに相当する圧力を圧密降伏応力p_cという。

図－2.3.2におけるabc部分（正規圧密領域）の間隙比eと圧力pとの関係は**式 (2.3.3)** で表される。



図－2.3.2　圧密におけるe–log$p$関係

$$e_2 = e_1 - C_c \log_{10} \frac{p_2}{p_1} \qquad (2.3.3)$$

ここに、C_cはabc部分の傾きを示す無次元数で圧縮指数と呼ばれ、対数（log）1サイクル当たりの間隙比の減少量として定義される。

圧密荷重によって最終的に発生する沈下量を計算するには、e–log$p$ 曲線から求める方法、C_cを用いる方法、体積圧縮係数m_vを用いる方法がある。

圧力が原位置における地盤の有効土被り圧 σ'_{v0}から（$\sigma'_{v0}+\Delta p$）に増加する際の間隙比の減少 Δeは、圧密試験によって得られたe–log$p$関係から直接読みとることによって得られる。あるいは、沈下量が過大評価になる（過圧密部分の沈下を正規圧密と同等の大きな値として評価するので安全側の評価になる）ことを期待する場合には、**式 (2.3.3)** に基づいた**式 (2.3.4)** によって評価することもできる。

$$\Delta e = e_{\sigma'_{v0}} - e_{\sigma'_{v0}+\Delta p} = C_c \log_{10} \frac{\sigma'_{v0}+\Delta p}{\sigma'_{v0}} \qquad (2.3.4)$$

e–log$p$曲線を用いて沈下量Sを求める場合は、直接読みとった Δeあるいは**式 (2.3.4)** で求められる Δeより、沈下量Sは次式で計算される。

$$S = h \frac{\Delta e}{1+e_0} \qquad (2.3.5)$$

ここに、

h　：層厚

「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.740 より抜粋

①圧縮曲線（e-log p曲線）を用いる場合：

$$S = h \frac{\Delta e}{1+e_0} \qquad (3.5.13)$$

ここに、

S　：圧力増分Δpによる最終圧密沈下量（m）

h　：層厚（m）

Δe　：圧力増分Δpに対する間隙比の変化量（圧縮曲線から読み取る）

e_0　：初期間隙比

②C_cから求める場合：

この方法の適用は、主に正規圧密領域の圧密が対象となる場合に限られる。

$$S = h \frac{C_c}{1+e_0} \log_{10} \frac{\sigma'_{v0}+\Delta p}{\sigma'_{v0}} \qquad (3.5.14)$$

ここに、

S　：圧力増分 Δpによる最終圧密沈下量（m）

h　：層厚（m）

C_c　：圧縮指数

e_0　：初期間隙比

σ'_{v0}　：載荷前の有効土被り圧（kN/m^2）

Δp　：圧力増分（kN/m^2）

③m_vから求める場合：

この方法の適用は、m_vが一定であると見なせる程度の小さな圧密圧力増分の場合に限られる。

$$S = m_v \Delta p h \qquad (3.5.15)$$

ここに、

S　：圧力増分Δpによる最終圧密沈下量（m）

m_v　：圧密荷重が $\sqrt{\sigma'_{v0}(\sigma'_{v0}+\Delta p)}$ のときの体積圧縮係数（m^2/kN）

σ'_{v0}　：載荷前の有効土被り圧（kN/m^2）

Δp　：圧力増分（kN/m^2）

h　：層厚（m）

※2.5.5-11

「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.320～321 より抜粋

粘性土層全体の圧密の進行の程度は平均圧密度Uの大きさで示され、時間を示す尺度としては無次元量である時間係数T_vが用いられる。時間係数T_vと実際の時間tとの関係は式 (2.3.9) で示される。

$$T_v = \frac{c_v t}{H^{*2}} \qquad (2.3.9)$$

ここに、

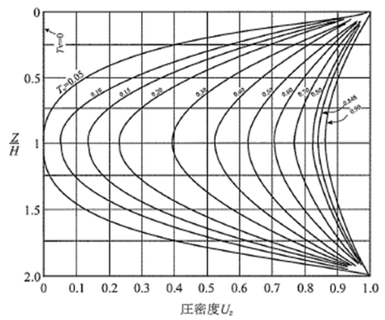
T_v　：時間係数

c_v　：圧密係数 (cm^2/day) または (m^2/s)

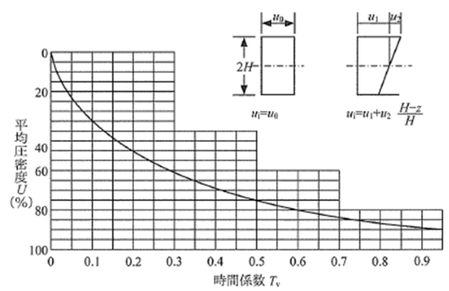
t　：圧密開始後の時間 (day) または (s)

H^*　：間隙水の流れる最大距離 (最大排水距離) (cm) または (m)

圧密係数c_vは、圧密の進行速さを示すもので、その値が大きいほど圧密の進行が速い。厚さ$2H$の粘性土層では、上下両面に排水層がある場合 (両面排水という) は$H^*=H$であり、もし排水層が一方にしかないとき (片面排水という) は$H^*=2H$とする。それぞれの深さにおける圧密度は、**図－2.3.4**の圧密等時曲線に示すように、時間係数とともに推移する。**図－2.3.5**は平均圧密度と時間係数の関係である。



図－2.3.4　圧密等時曲線



図－2.3.5　平均圧密度と時間係数の関係

※2.5.5-12

「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.780～781 より抜粋

(d) ドレーンの有効径

ドレーンの有効径 (D_e) は、1本のドレーンの影響範囲を等面積の円で置換えた時の円の直径で、ドレーンの打設間隔 (D) との関係は次のようになる。

正方形配置の場合　：$D_e=1.128D$　(5.4.4)

正三角形配置の場合　：$D_e=1.050D$　(5.4.5)

(e) 鉛直方向の水の流れ

パーチカルドレーン工法は水平方向の水の流れによる圧密を期待するものであるが、圧密層厚がドレーンの間隔に比べて比較的小さい時は、鉛直方向の水の流れによる圧密の進行も無視できない。鉛直方向の水の流れによる圧密も考慮したパイル間隔の性能照査については文献102) を参照することができる。

(f) 水平方向の圧密係数

粘性土層の水平方向の水の流れに関する圧密係数 (c_h) については適切な試験法は確立されていない。一般に水平方向の圧密係数は鉛直方向の5倍から10倍といわれているが、同程度とする報告[109] もある。また、スミアーの影響、ドレーンの圧力損失の影響等を考慮すれば、必ずしも水平方向の水の流れを再現した圧密試験での結果を用いて良いとは限らない。これまでの施工例によれば、鉛直方向の圧密係数 (c_v) を代用しても実用上は差し支えない。

(g) 圧密度の算定

ドレーン間隔の決定後、圧密度と経過時間との関係は、式 (5.4.6)、式 (5.4.7) 及び図－5.4.6 より求めることができる。

$$T_h = \frac{c_h t}{D_e^2} \qquad (5.4.6)$$

$$n = \frac{D_e}{D_w} \qquad (5.4.7)$$

ここに、

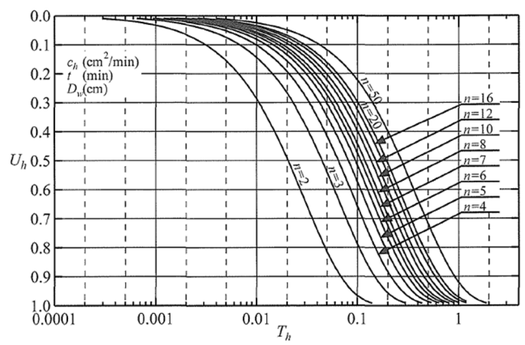
T_h　：水平方向の水の流れに関する圧密の時間係数

c_v　：水平方向の水の流れに関する圧密係数 (cm^2/min)

t　：圧密開始後の経過時間 (min)

D_e　：ドレーンの有効径 (cm)

D_w　：ドレーンの直径 (cm)



図－5.4.6　圧密度の算定図表

「バーチカルドレーン工法の設計と施工管理　（昭和 54 年 9 月）」P.43 より抜粋

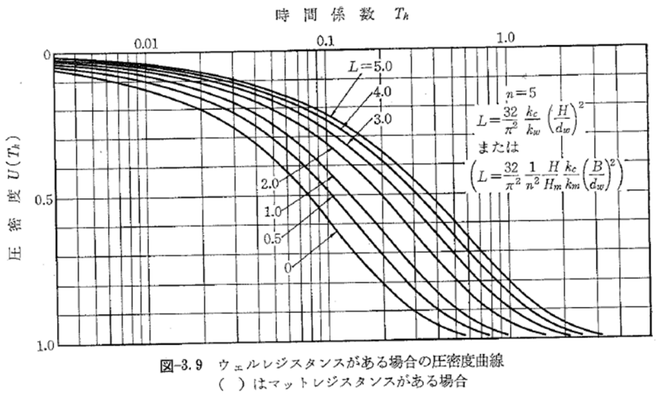


図-3.9　ウェルレジスタンスがある場合の圧密度曲線
（ ）はマットレジスタンスがある場合

ウェルレジスタンスを考慮した圧密沈下速度の計算方法

※2.5.5-13

未貫通ドレーンの場合の計算は、簡易設計法によることとし、割増後の層厚と沈下日数が同等となるように圧密係数の補正を行った。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.781 より抜粋

(j) 未貫通ドレーンの場合

粘性土層厚が大きい場合または施工機械に制約がある場合には、ドレーンが改良対象層深部まで到達せず未貫通の状態になり、圧密が大きく遅れる。未貫通ドレーンの場合の圧密過程に関して簡易計算法[110]が提案されており参考にすることができる。

110) 常陸壮介, 山本浩, 池田直太, 及川研, 中ノ堂裕文：未貫通バーチカルドレーンによる圧密, 第29回土質工学研究発表会, pp.2107～2110, 1994.

「地盤改良効果の予測と実際（社）地盤工学会（平成 12 年 2 月）」P.80～81 より抜粋

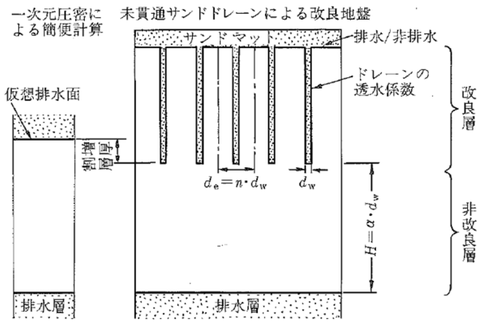


図-2.16　未貫通地盤の圧密過程に及ぼす影響因子

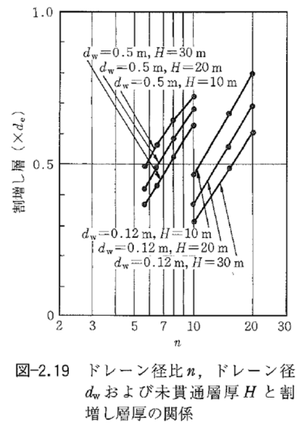


図-2.19　ドレーン径比 n，ドレーン径 d_w および未貫通層厚 H と割増し層厚の関係

図 1　未貫通ドレーンの簡易設計法

※Cv の補正係数は、下記式より沈下日数 t が同等となる Cv' として Cv'/Cv により算定
- 計算沈下日数(設計層厚)　：$t=(H/2)^2/Cv'\times Tv$
- 計算沈下日数(割増層厚 d 考慮)　：$t=((H+d)/2)^2/Cv\times Tv$

ここに、
de：ドレーン間隔　(m)
dw：ドレーン径　(m)
n　：ドレーン系比 (de/dw)
H　：未貫通層厚 (m)
α：未貫通層厚比 (H/dw)
H'：割増厚(×de) (m)
d　：割増層厚(H'×de) (m)

図 2　未貫通ドレーンの簡易設計法を基にした圧密係数 Cv の補正

※2.5.5-14

排水層は、第 1 回検討会で設計上の土質区分として「砂質土」評価とした、Aco-g、Aco-s、Ag、As、DR、DK が該当する。EKK 層は亀裂の存在や、EKK 層上部を覆う洪積層、沖積層の基底部（As、Ag）が砂質土評価であるため、水平方向の連続性等も考慮し、排水層とみなした。

「ジオテクノート 2 中間土－砂か粘土かー（社）地盤工学会（平成 10 年 4 月）」P.86 より抜粋

（4）透水係数 $k>10^{-4}$ cm/s ならば排水層と考えてよく，これは砂分 80%以上とほぼ対応している。

※2.5.5-15

「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.742 より抜粋

(9) 二次圧密による沈下

粘性土の長期圧密試験における沈下－時間曲線の形は、圧密度約80％付近まではテルツァーギの圧密理論によるものとよく一致しているが、圧密度がそれ以上となると沈下量は時間の対数に対して直線的に増大するようになる。これは、圧密荷重によって粘性土層内に発生した過剰間隙水圧の消散を伴う一次圧密といわれる沈下に加えて、土骨格の圧縮特性自体が時間依存性を有する（粘性をイメージするとわかりやすい）ことによる二次圧密が起こっているためである。

二次圧密による沈下は、ピートなど有機質土で特に大きい。一般の沖積粘性土地盤では、載荷による圧密圧力が地盤の圧密降伏圧力の数倍になることが多いが、このような条件では二次圧密による沈下は一次圧密沈下量に比べ小さく、性能照査においてはさほど重要でない。しかし、載荷によって地盤に作用する圧力が圧密降伏応力を大きく越えない場合、一次圧密による沈下が小さいにもかかわらず、二次圧密による沈下が長期間継続する傾向があるので、性能照査を行う際には十分な考慮が必要である。深部に堆積する厚い洪積粘土層を含む海底地盤の上に大規模な埋立地が造成されるとき、埋立荷重による洪積粘土層の圧密沈下などで二次圧密の割合が大きくなる。

二次圧密による沈下量は、次式で計算できる。しかし、一般に二次圧密開始時間は不明確であり、適用に当たっては総合的な判断が必要である。

$$S_s = \frac{C_\alpha}{1+e_0} h \log_{10}\left(\frac{t}{t_0}\right) \qquad (3.5.18)$$

ここに、

S_s　：二次圧密による沈下量（m）

C_α　：二次圧縮指数（二次圧密係数ともいう）

t　：時間（d）（dはdayすなわち日を表す）

t_0　：二次圧密の開始時間（d）

h　：粘性土層厚（m）

二次圧縮指数C_αは圧密試験より求めることができるが、試験室で実施する長期圧密試験では、C_αと圧縮指数C_cには経験的に次式のような関係があるので、C_cから推定することもできる[92)]。

$$C_\alpha = (0.03 \sim 0.05) C_c \qquad (3.5.19)$$

※2.5.5-16　二次圧密沈下量（長期圧密試験結果の後半の傾き増加区間）の計算方法

二次圧密沈下量の後半部の沈下量の計算式は、二次圧密沈下量の計算に用いられる式を参考として、次式の通りとした。

$$S_{s2} = \frac{C\alpha_2 - C\alpha_1}{1+e_0} h \, log_{10}\left(\frac{t}{t_0'}\right)$$

ここに、

Ss2　：後半の二次圧密沈下量（m）

$C_{\alpha 1}$　：二次圧縮指数(前半)

$C_{\alpha 2}$　：二次圧縮指数(後半)

e_0　：初期間隙比

t　：後半の二次圧密の沈下量計算日（d）

t_0’　：後半の二次圧密の開始日（d）

h　：粘性土層厚（m）

※t_0’は、試験供試体の厚さ(2cm)と実際の地盤の層厚の違いから、長期圧密試験の折れ点開始日が、層厚に比例した H 則で生じると仮定し、試験結果の折れ点開始日に（対象層の層厚(cm)/試験供試体の厚さ 2cm）を乗じた日数として設定する。漸増載荷の場合には荷重一定後になった日数以降に上記の開始日までの日数を加えた日数相当から粒子破砕による二次圧密が生じると仮定する。

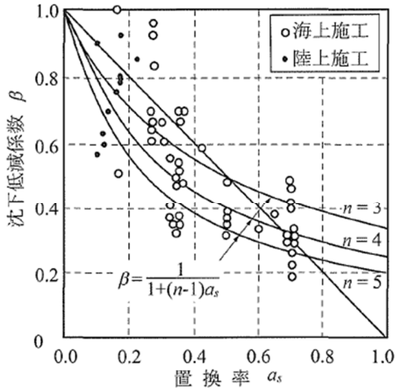
粒子破砕によると想定される二次圧密沈下量の計算方法

※2.5.5-17

「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.827 より抜粋

②沈下量の計算値と実測値の対比

改良地盤の設計残留沈下量は、**式（5.10.10）**に示したように無改良地盤の予測沈下量に沈下低減係数 β を乗じて求められる。沈下低減係数 β は一般に応力低減係数 μ_c と同じ形で表現される。この沈下低減係数の計算値と実測値の比較例を**図－5.10.7**[189] に示す。なお、縦軸の β の値は、実測沈下量の時間経過を双曲線近似して改良地盤の最終沈下量を推定し、原地盤の最終沈下量の計算値との比として求められたものである。図には、応力分担比 n が3、4、5の場合の沈下低減係数と高置換率の場合に経験的に用いられる沈下低減係数（β=1-a_s）もあわせて示してある。同図より、改良による沈下低減の効果が大きいこと、その効果は置換率によって影響されること、実測値の変動は大きいが応力分担比 n は4程度として計算されたものに近いことが分かる。



図－5.10.7　沈下低減係数と置換率の関係[189]

「打戻し施工によるサンドコンパクションパイル工法 設計・施工マニュアル （社）地盤工学会（平成 21 年 3 月）」P.41～42 より抜粋、一部加筆（赤字部）

(5)　圧密沈下に対する設計法

改良地盤の沈下量 S は，土質試験結果に基づいて求めた無改良地盤の沈下量 S_0 に沈下低減係数 β を乗じて求める。

$$S=\beta\cdot S_0 \tag{2.21}$$

ここで，β は低置換改良では応力集中効果，高置換改良では置換効果を主に考えた次式で表される。

低置換改良の場合　$\beta=\dfrac{1}{1+(n-1)\cdot a_s}$ (2.22)

高置換改良の場合　$\beta=1-a_s$ (2.23)

現場データに基づく β の実績を**図-2.25**（a）に示す[64]。なお，**図-2.25**（a）は改良地盤の沈下量 S を実測の沈下量から，無改良地盤の沈下量 S_0 を土質試験結果に基づいた沈下計算により求め，$\beta=S/S_0$ として a_s に対して整理したものである。

これより，$a_s<0.5$ の場合は $n=3$ として式（2.22）を，$a_s\geqq0.5$ の場合は式（2.23）を用いるのがよいといえる。**図-2.25**（b）には，**図-2.23**（a）に示したデータの予測精度を示しているが，ばらつきが大きく，計算値を鵜呑みにするのではなく，上部工施工時の沈下管理が重要である。

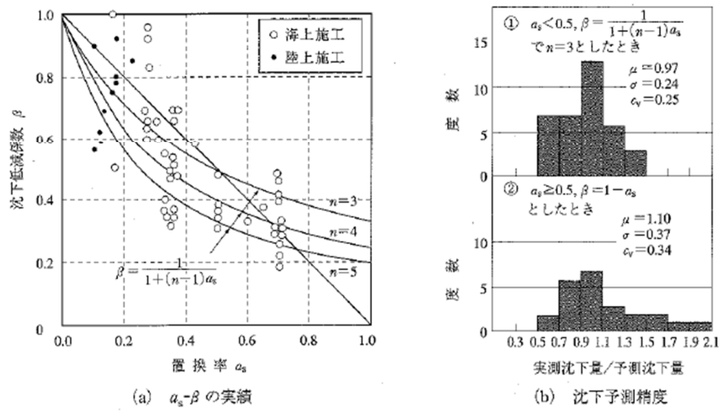


図-2.25　SCP 改良地盤の沈下低減効果[64]

本検討で適用した沈下低減係数 β

①置換率 as=0.7

β =1-as=1-0.7=0.3

②置換率 as=0.45

β =1/(1+(n-1)×as)= 1/(1+(3-1)×0.45)=0.53

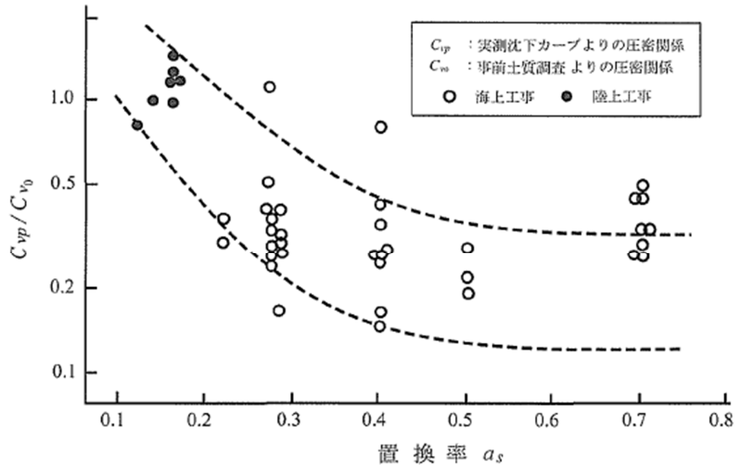
※2.5.5-18

SCP 改良地盤の圧密係数の補正は、Cvp/Cv0＝1/2～1/10 より、平均 0.3 とした。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.827～828 より抜粋

③圧密経過時間の計算値と実測値の対比

SCP 工法による改良地盤の圧密速度は、バロン（Barron）の解による予測値より遅れる傾向にある。過去の施工実績を基にして、沈下速度の遅れの要因を圧密係数に代表させて整理した結果が**図－5.10.8**[195]である。ここに、c_{vp} は時間－沈下関係の実測値から逆算された圧密係数であり、c_{v0} は土質試験で求められた圧密係数である。置換率が大きくなるほど、圧密時間が予測値よりも遅れる傾向が顕著になる。



図－5.10.8　SCP改良地盤の圧密の遅れ[195]

「打戻し施工によるサンドコンパクションパイル工法 設計・施工マニュアル　（社）地盤工学会（平成 21 年 3 月）」P.42～43 より抜粋

(6)　圧密速度に対する設計法

SCP により改良された地盤の圧密速度は，砂杭径，間隔，配置（正方形，三角形配置）をもとに，圧密度 U と経過時間の関係をサンドドレーンと同様に Barron の式で算出する。**図-2.26** は実測の沈下-時間曲線から逆算した圧密係数（c_{vp}）と圧密試験で求められた圧密係数（c_{v0}）の比を置換率に対してプロットしたものである[65]。**図-2.26** に示すように，置換率が大きくなると実測結果に基づいた圧密速度は Barron の式で算出した圧密速度よりも遅くなる。したがって，SCP により改良された地盤の圧密速度の計算では**図-2.26** に基づいて圧密係数の補正を行う必要がある。

陸上工事の例では置換率が小さいこともあり，実際の圧密速度は圧密試験で求められた圧密係数を用いて計算される圧密速度と同程度である。一方，海上工事においては，$a_s \geqq 0.3$ では $c_{vp}/c_{v0}=1/2\sim1/10$ であり，実際の圧密速度は圧密試験結果を用いて計算される圧密速度より 2～10 倍遅れることになる。ただし，置換率の大きい砂杭において圧密度 $U=80\%$ を満足する時間は，計算では数日であり，それが 10 数日になる程度であるので，実用上はあまり影響しない。

なお，実施工においては打設に伴う粘土の乱れの回復なども考慮し，工程の許す範囲で 1～3 か月は放置することが望ましい。

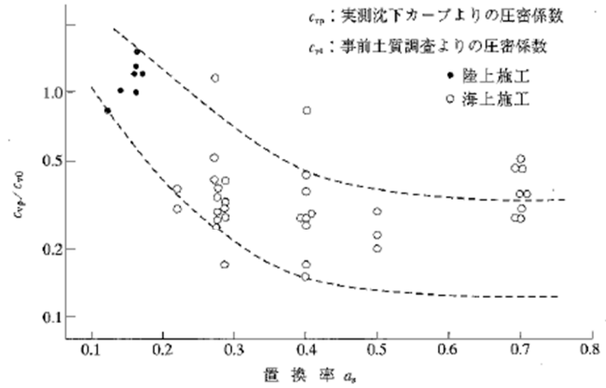


図-2.26　置換率 a_s と c_{vp}/c_{v0} の関係[65]

※2.5.5-19
「広島湾における観測値に基づいた埋立地の長期沈下特性に関する研究　地盤工学ジャーナル、Vol.12、No.1」P.76～77 より抜粋

5.3　広島港粘土の C_c と C_aの関係より推定した原地盤の二次圧密係数と沈下量から求めた値との比較

商工センター埋立地の検討で用いた式(8)を用いて，海底地盤の二次圧密係数について検討する。図 22 から外周護岸の大部分は CDL−8～−9m に位置しているので，図 24 を用いて CDL−8.5m から−22m の間の圧縮指数 C_c の平均を求めると約 1.35 である。これを式(8)に代入すると当該地区の二次圧密係数が次式のように求められる。

$$C_a = 0.0388C_c = 0.0388\times1.35 = 0.0524 \quad (11)$$

一方，低置換 SCP 工法で改良された地盤の設計では，圧密沈下に対する沈下低減は以下の式で定義される沈下低減係数 b が用いられている[20]。

$$b = \frac{1}{1+(n-1)a_s} \quad (12)$$

ここに，　a_s は改良率，n は応力分担比である。低置換 SCP に対して適用されている応力分担比 $n=3$ 及び当地区の改良率27%を用いて沈下低減率を算出すると b=0.649 となる。これを上記 0.0524 に乗じると

$$C_a = 0.0524\times0.649 = 0.0340 \quad (13)$$

を得る。この値は計測値から得た外周護岸下の低置換 SCP 打設地盤の二次圧密係数 0.034～0.037 に近い。以上，今回の事例から判断すると，低置換 SCP 打設地盤の二次圧密係数は，打設前の地盤から採取した試料を用いた圧密試験から求めた二次圧密係数に式(12)による沈下低減係数を乗じることで推定できると考えられる。

※2.5.5-20

「港湾の施設の技術上の基準・同解説　（平成 30 年 5 月）」P.775～776 より抜粋、一部加筆（赤字部）

(c) 原地盤の強度増加量（Δc）及び沈下量（ΔS）の検討にあたっては、**式 (5.4.1)** 及び**式 (5.4.2)** を用いることができる。

$$C_a \leq \Delta c$$
$$\Delta c = \Delta c/\Delta p\left(p_0'+\alpha\gamma' h - p_c'\right)U$$

強度増加算定式の OCR を用いた表現への変形
$\Delta c = \Delta c/\Delta p(P_0' + \alpha\gamma' h - P_c')U$
$= m(\Delta P-(OCR-1)P_0')U$
ここに、
Δp：増加応力（$\Delta p = \alpha\gamma' h$）
m：強度増加率（$m = \Delta c/\Delta p$）
OCR：過圧密比（$OCR = P_0'/P_c'$）

ここに、
C_a　：目標強度増加量 (kN/m²)
h　：盛土高 (m)
p_0'　：初期圧力（施工前鉛直圧力）(kN/m²)
p_c'　：先行圧密圧力 (kN/m²)
U　：圧密度
α　：応力分布係数（地盤内の分布応力と圧密荷重（盛土荷重）との比）
γ'　：盛土の単位体積重量 (kN/m³)
（海面より上は湿潤単位体積重量、海面より下は水中単位体積重量）
Δc　：強度増加量 (kN/m²)
$\Delta c/\Delta p$　：強度増加率

$$S_a \geq \Delta S$$
$$\Delta S = m_v\left(p_0'+\alpha\gamma' h - p_c'\right)H\left(1-U\right)$$
$$\Delta S = \frac{\Delta e}{1+e_0}H\left(1-U\right) \qquad (5.4.2)$$
$$\Delta S = \frac{Cc}{1+e_0}H\log_{10}\frac{p_0'+p'}{p_0'}\left(1-U\right)$$

ここに、
C_c　：圧縮係数
h　：盛土高 (m)
H　：圧密層厚 (m)
m_v　：体積圧縮係数 (m²/kN)
p'　：圧密圧力 (kN/m²)
p_0'　：初期圧力（施工前鉛直圧力）(kN/m²)
p_c'　：先行圧密圧力 (kN/m²)
S_a　：許容残留沈下量 (m)
U　：圧密度
e_0　：原地盤の初期間隙比
α　：応力分布係数（地盤内の分布応力と圧密荷重（盛土荷重）との比）
γ'　：盛土の単位体積重量 (kN/m³)
（海面より上は湿潤単位体積重量、海面より下は水中単位体積重量）
Δe　：原地盤の間隙比の減少量
ΔS　：残留沈下量 (m)

応力分布係数はブシネスク（Boussinesq）の弾性解により推定する（**本章3.5.1 地中応力**参照）。しかし、改良幅が大きくしかも盛土の天端幅が改良幅以上ある場合にはボストン・コード（Boston Code）法を適用してもよい。この場合、盛土幅にはその平均幅（**図－5.4.2**参照）を用い、深度方向に分布応力は一様であるとして圧密対象層中央深さにおける値を用いるのが普通である。ボストン・コード法による応力分布係数は、**本章3.5.1 地中応力**を参照することができる。盛土の単位体積重量が一様でない場合や、荷重段階ごとの盛土幅若しくは圧密度が著しく異なる場合または圧密対象層が均一でない場合には、**式 (5.4.1)** 及び**式 (5.4.2)** を各荷重段階または各層ごとに適用する。

また、**式 (5.4.1)** のUは応力に関する圧密度、**式 (5.4.2)** のUはひずみに関する圧密度である。応力に関する圧密度はひずみに関する圧密度よりも小さくなるので、沈下量から粘土の強度増加を予測する場合は注意を要する。

※2.5.5-21

「地盤工学用語辞典（社）地盤工学会」P.148 より抜粋

任意の場所におけるひずみの圧密度は，ある時点における圧密量の**最終圧密量**に対する**比**（あるいはその百分率表示）で定義され，圧縮ひずみ ε，**間隙比***e，**体積比***fを用いてそれぞれ次式で表される。

$$U_\varepsilon = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_f},\quad U_e = \frac{e_0-e}{e_0-e_f},\quad U_\varepsilon = \frac{f_0-f}{f_0-f_f}$$

ここに，ε：ある時点のひずみ，ε_f：最終ひずみ，e_0：初期間隙比，e：ある時点の間隙比，e_f：最終間隙比，$f=1+e$である。

応力の圧密度は，有効応力p'，過剰間隙水圧u_eを用いてそれぞれ次式で表される。

$$U_p = \frac{p'-p_0'}{p_f'-p_0'},\quad U_p = \frac{u_{e0}-u_e}{u_{e0}}$$

ここに，p_0'：初期有効応力，p'：ある時点の有効応力，p_f'：最終有効応力，u_{e0}：初期過剰間隙水圧，u_e：ある時点の過剰間隙水圧である。

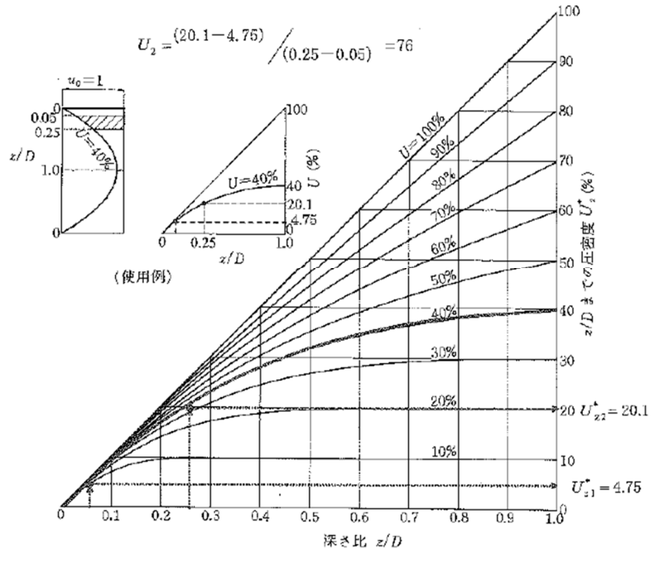
圧密中の粘土層内では，ある時間における圧密度は排水面からの距離によって異なるので，位置zの関数として，ひずみの圧密度に対してはU_{ez}で，応力の圧密度に対してはU_{pz}で表す。経過時間をパラメーターとしたU_{ez}，U_{pz}の深度分布を**等時曲線***という。応力の圧密度は粘土の応力－ひずみ関係が線形な場合（***テルツァーギの圧密理論***で仮定）はひずみの圧密度と一致するが，一般に$e\sim\log p$，$f\sim\log p$の**圧縮曲線***が直線，すなわち応力－ひずみ関係が非線形（***三笠の圧密理論***では考慮される）となるため，応力の圧密度はひずみの圧密度よりも遅れる。この場合の両者の関係は次式で表される。

$$U_p = \frac{\left(p_f'/p_0'\right)^{U_\varepsilon}-1}{p_f'/p_0'-1}$$

応力に関する圧密度の計算方法

※2.5.5-22

「道路土工－軟弱地盤対策工指針（平成 24 年 8 月）」P.135 より抜粋



土層別の圧密度の計算方法

2.6　全工区の検討結果

2.6.1　スリットケーソンの割付と標準断面位置の決定

※2.6.1-1　HB ケーソンの 1 函当たりの長さ（施工実績）

HB ケーソン製作業者にヒアリングを行った結果を**表　1** に示す。1 函当たりの延長は、50m 程度の実績が多い。

表 1　HB ケーソンの 1 函当たりの長さ（施工実績）

No.	寸法諸元			製作函数	備考
	幅（m）	高さ（m）	長さ（m）		
1	9.5～13.5	9.0～14.0	40.0～48.0	6	
2	22.5	17.5	63.0，69.0	2	
3	15.0	15.5～17.5	90.0	9	
4	14.7	13.5	50.0	2	
5	14.7	13.5	50.0	3	
6	20.3	19.5	50.0	2	半潜水式台船にて運搬

No.6 以外の事例は、運搬途中に避難港があり HB ケーソンを直接曳航したもの。

2.6.2　検討結果の一覧

※2.6.2-1　全工区の壁体の安定性能照査

以降に全工区の壁体の安定性能照査結果を示す。

C-1-1-1 工区の検討結果より、完成時においては、沈下前の状態よりも沈下後の方が、ケーソンが沈下し浮力が大きくなることに加え、飛行場用地の高さは一定の高さを保持する必要があり、壁体に作用する外力が大きくなることから、作用耐力比が大きくなることが確認された。そのため、その他の工区の完成時の検討では、沈下前の検討を省略した。

■C-1-1-1 工区（施工時沈下量 0.5m、完成時沈下量 1.5m）

＜施工時＞

検討ケース			照査項目		
			喫水 d(m)	余裕水深(m)	浮体の転覆 GM(m)
L.W.L.	主たる作用が浮遊時の水圧である変動状態	半潜水式台船 積込・積み下ろし時	7.50 ＜ 8.00	0.50 ≧ 0.50	2.38 ＞ 0.05d=0.38
		据付時	6.27 ＜ 10.10	3.83 ≧ 0.50	2.38 ＞ 0.05d=0.31

検討ケース				壁体上の上載荷重	照査項目		
					滑動	転倒	基礎地盤の支持力
沈下前	H.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.460 ＜ 1.0	0.252 ＜ 1.0	0.650 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.420 ＜ 1.0	0.251 ＜ 1.0	0.633 ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.441 ＜ 1.0	0.275 ＜ 1.0	0.646 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.105 ＜ 1.0	0.030 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.171 ＜ 1.0	0.055 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.013 ＜ 1.0	0.007 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.402 ＜ 1.0	0.208 ＜ 1.0	0.644 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.363 ＜ 1.0	0.206 ＜ 1.0	0.624 ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.367 ＜ 1.0	0.216 ＜ 1.0	0.623 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.086 ＜ 1.0	0.021 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.133 ＜ 1.0	0.035 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.004 ＜ 1.0	0.002 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
沈下後	H.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.472 ＜ 1.0	0.260 ＜ 1.0	0.650 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.433 ＜ 1.0	0.261 ＜ 1.0	0.634 ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.457 ＜ 1.0	0.286 ＜ 1.0	0.649 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.110 ＜ 1.0	0.033 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.180 ＜ 1.0	0.061 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.017 ＜ 1.0	0.009 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.417 ＜ 1.0	0.220 ＜ 1.0	0.646 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.376 ＜ 1.0	0.217 ＜ 1.0	0.627 ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.386 ＜ 1.0	0.232 ＜ 1.0	0.631 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.090 ＜ 1.0	0.023 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.142 ＜ 1.0	0.039 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.005 ＜ 1.0	0.003 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0

注）基礎地盤の支持力中の"－"は、作用の傾斜率が0.1未満のため、計算を省略。

＜完成時＞

検討ケース				壁体上の上載荷重	照査項目		
					滑動	転倒	基礎地盤の支持力
沈下前	H.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.335 ＜ 1.0	0.122 ＜ 1.0	0.700 ＜ 1.0
				無	0.346 ＜ 1.0	0.127 ＜ 1.0	0.698 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.649 ＜ 1.0	0.254 ＜ 1.0	0.654 ＜ 1.0
				無	0.656 ＜ 1.0	0.257 ＜ 1.0	0.657 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.334 ＜ 1.0	0.127 ＜ 1.0	0.592 ＜ 1.0
				無	0.343 ＜ 1.0	0.132 ＜ 1.0	0.590 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.387 ＜ 1.0	0.146 ＜ 1.0	0.593 ＜ 1.0
				無	0.398 ＜ 1.0	0.151 ＜ 1.0	0.592 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.298 ＜ 1.0	0.115 ＜ 1.0	0.581 ＜ 1.0
				無	0.308 ＜ 1.0	0.120 ＜ 1.0	0.580 ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.380 ＜ 1.0	0.134 ＜ 1.0	0.707 ＜ 1.0
				無	0.392 ＜ 1.0	0.139 ＜ 1.0	0.705 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.646 ＜ 1.0	0.246 ＜ 1.0	0.657 ＜ 1.0
				無	0.653 ＜ 1.0	0.249 ＜ 1.0	0.661 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.356 ＜ 1.0	0.130 ＜ 1.0	0.596 ＜ 1.0
				無	0.366 ＜ 1.0	0.135 ＜ 1.0	0.594 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.396 ＜ 1.0	0.141 ＜ 1.0	0.597 ＜ 1.0
				無	0.407 ＜ 1.0	0.146 ＜ 1.0	0.596 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.326 ＜ 1.0	0.121 ＜ 1.0	0.587 ＜ 1.0
				無	0.336 ＜ 1.0	0.126 ＜ 1.0	0.586 ＜ 1.0
沈下後	H.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.388 ＜ 1.0	0.146 ＜ 1.0	0.698 ＜ 1.0
				無	0.400 ＜ 1.0	0.152 ＜ 1.0	0.696 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.740 ＜ 1.0	0.297 ＜ 1.0	0.719 ＜ 1.0
				無	0.749 ＜ 1.0	0.301 ＜ 1.0	0.725 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.382 ＜ 1.0	0.153 ＜ 1.0	0.592 ＜ 1.0
				無	0.393 ＜ 1.0	0.159 ＜ 1.0	0.591 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.446 ＜ 1.0	0.179 ＜ 1.0	0.594 ＜ 1.0
				無	0.460 ＜ 1.0	0.186 ＜ 1.0	0.594 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.356 ＜ 1.0	0.142 ＜ 1.0	0.580 ＜ 1.0
				無	0.368 ＜ 1.0	0.148 ＜ 1.0	0.578 ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.441 ＜ 1.0	0.163 ＜ 1.0	0.705 ＜ 1.0
				無	0.455 ＜ 1.0	0.169 ＜ 1.0	0.703 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.739 ＜ 1.0	0.291 ＜ 1.0	0.726 ＜ 1.0
				無	0.748 ＜ 1.0	0.294 ＜ 1.0	0.731 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.410 ＜ 1.0	0.159 ＜ 1.0	0.596 ＜ 1.0
				無	0.422 ＜ 1.0	0.165 ＜ 1.0	0.595 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.460 ＜ 1.0	0.175 ＜ 1.0	0.598 ＜ 1.0
				無	0.473 ＜ 1.0	0.182 ＜ 1.0	0.597 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.386 ＜ 1.0	0.150 ＜ 1.0	0.600 ＜ 1.0
				無	0.398 ＜ 1.0	0.156 ＜ 1.0	0.599 ＜ 1.0

■C-1-1-2（施工時沈下量 0.5m、完成時沈下量 1.0m）

＜施工時＞

検討ケース			照査項目		
			喫水 d(m)	余裕水深(m)	浮体の転覆 GM(m)
L.W.L.	主たる作用が浮遊時の水圧である変動状態	半潜水式台船 積込・積み下ろし時	7.50 ＜ 8.00	0.50 ≧ 0.50	1.35 ＞ 0.05d=0.38
		据付時	6.31 ＜ 10.10	3.79 ≧ 0.50	1.35 ＞ 0.05d=0.32

検討ケース				壁体上の上載荷重	照査項目		
					滑動	転倒	基礎地盤の支持力
沈下前	H.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.438 ＜ 1.0	0.261 ＜ 1.0	0.687 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.399 ＜ 1.0	0.262 ＜ 1.0	0.675 ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.436 ＜ 1.0	0.302 ＜ 1.0	0.703 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.111 ＜ 1.0	0.037 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.180 ＜ 1.0	0.065 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.015 ＜ 1.0	0.009 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.394 ＜ 1.0	0.223 ＜ 1.0	0.690 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.353 ＜ 1.0	0.221 ＜ 1.0	0.675 ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.359 ＜ 1.0	0.233 ＜ 1.0	0.678 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.091 ＜ 1.0	0.025 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.141 ＜ 1.0	0.041 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.004 ＜ 1.0	0.002 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
沈下後	H.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.449 ＜ 1.0	0.269 ＜ 1.0	0.683 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.410 ＜ 1.0	0.271 ＜ 1.0	0.673 ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.452 ＜ 1.0	0.315 ＜ 1.0	0.707 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.117 ＜ 1.0	0.040 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.190 ＜ 1.0	0.072 ＜ 1.0	0.301 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.018 ＜ 1.0	0.011 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.407 ＜ 1.0	0.235 ＜ 1.0	0.692 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.366 ＜ 1.0	0.233 ＜ 1.0	0.675 ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.381 ＜ 1.0	0.253 ＜ 1.0	0.688 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.096 ＜ 1.0	0.027 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.150 ＜ 1.0	0.046 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.006 ＜ 1.0	0.003 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0

注）基礎地盤の支持力中の"－"は、作用の傾斜率が0.1未満のため、計算を省略。

＜完成時＞

検討ケース				壁体上の上載荷重	照査項目		
					滑動	転倒	基礎地盤の支持力
沈下前	H.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.341 ＜ 1.0	0.134 ＜ 1.0	0.818 ＜ 1.0
				無	0.350 ＜ 1.0	0.139 ＜ 1.0	0.816 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.629 ＜ 1.0	0.267 ＜ 1.0	0.714 ＜ 1.0
				無	0.636 ＜ 1.0	0.270 ＜ 1.0	0.713 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.341 ＜ 1.0	0.153 ＜ 1.0	0.692 ＜ 1.0
				無	0.350 ＜ 1.0	0.159 ＜ 1.0	0.690 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.395 ＜ 1.0	0.162 ＜ 1.0	0.694 ＜ 1.0
				無	0.406 ＜ 1.0	0.168 ＜ 1.0	0.693 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.306 ＜ 1.0	0.127 ＜ 1.0	0.680 ＜ 1.0
				無	0.315 ＜ 1.0	0.132 ＜ 1.0	0.678 ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.396 ＜ 1.0	0.150 ＜ 1.0	0.827 ＜ 1.0
				無	0.406 ＜ 1.0	0.155 ＜ 1.0	0.825 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.637 ＜ 1.0	0.262 ＜ 1.0	0.719 ＜ 1.0
				無	0.644 ＜ 1.0	0.265 ＜ 1.0	0.718 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.371 ＜ 1.0	0.147 ＜ 1.0	0.698 ＜ 1.0
				無	0.380 ＜ 1.0	0.151 ＜ 1.0	0.696 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.412 ＜ 1.0	0.159 ＜ 1.0	0.699 ＜ 1.0
				無	0.423 ＜ 1.0	0.165 ＜ 1.0	0.697 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.341 ＜ 1.0	0.136 ＜ 1.0	0.687 ＜ 1.0
				無	0.350 ＜ 1.0	0.141 ＜ 1.0	0.685 ＜ 1.0
沈下後	H.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.368 ＜ 1.0	0.148 ＜ 1.0	0.817 ＜ 1.0
				無	0.379 ＜ 1.0	0.154 ＜ 1.0	0.815 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.683 ＜ 1.0	0.295 ＜ 1.0	0.717 ＜ 1.0
				無	0.691 ＜ 1.0	0.299 ＜ 1.0	0.717 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.367 ＜ 1.0	0.157 ＜ 1.0	0.692 ＜ 1.0
				無	0.377 ＜ 1.0	0.163 ＜ 1.0	0.691 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.429 ＜ 1.0	0.184 ＜ 1.0	0.696 ＜ 1.0
				無	0.441 ＜ 1.0	0.190 ＜ 1.0	0.696 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.338 ＜ 1.0	0.144 ＜ 1.0	0.678 ＜ 1.0
				無	0.349 ＜ 1.0	0.150 ＜ 1.0	0.676 ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.430 ＜ 1.0	0.169 ＜ 1.0	0.826 ＜ 1.0
				無	0.442 ＜ 1.0	0.175 ＜ 1.0	0.824 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.693 ＜ 1.0	0.292 ＜ 1.0	0.723 ＜ 1.0
				無	0.701 ＜ 1.0	0.295 ＜ 1.0	0.723 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.402 ＜ 1.0	0.166 ＜ 1.0	0.697 ＜ 1.0
				無	0.413 ＜ 1.0	0.171 ＜ 1.0	0.697 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.450 ＜ 1.0	0.182 ＜ 1.0	0.700 ＜ 1.0
				無	0.462 ＜ 1.0	0.188 ＜ 1.0	0.700 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.376 ＜ 1.0	0.155 ＜ 1.0	0.705 ＜ 1.0
				無	0.387 ＜ 1.0	0.161 ＜ 1.0	0.705 ＜ 1.0

■C-1-2-1（沈下なし）

＜施工時＞

検討ケース			照査項目		
			喫水 d(m)	余裕水深(m)	浮体の転覆　GM(m)
L.W.L.	主たる作用が浮遊時の水圧である変動状態	半潜水式台船 積込・積み下ろし時	－	－	－
		据付時	9.28 ＜ 10.10	0.82 ≧ 0.50	0.58 ＞ 0.05d=0.46

検討ケース				壁体上の上載荷重	照査項目		
					滑動	転倒	基礎地盤の支持力
沈下なし	H.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.780 ＜ 1.0	0.661 ＜ 1.0	0.844 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.672 ＜ 1.0	0.624 ＜ 1.0	0.786 ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.655 ＜ 1.0	0.640 ＜ 1.0	0.815 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.188 ＜ 1.0	0.096 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.311 ＜ 1.0	0.173 ＜ 1.0	0.604 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.026 ＜ 1.0	0.024 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.750 ＜ 1.0	0.621 ＜ 1.0	0.830 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.634 ＜ 1.0	0.574 ＜ 1.0	0.762 ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.596 ＜ 1.0	0.561 ＜ 1.0	0.758 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.158 ＜ 1.0	0.067 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.251 ＜ 1.0	0.113 ＜ 1.0	0.596 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.008 ＜ 1.0	0.006 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0

注）基礎地盤の支持力中の"－"は、作用の傾斜率が0.1未満のため、計算を省略。

＜完成時＞

検討ケース				壁体上の上載荷重	照査項目		
					滑動	転倒	基礎地盤の支持力
沈下なし	H.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.428 ＜ 1.0	0.231 ＜ 1.0	0.647 ＜ 1.0
				無	0.434 ＜ 1.0	0.236 ＜ 1.0	0.648 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.752 ＜ 1.0	0.428 ＜ 1.0	0.719 ＜ 1.0
				無	0.756 ＜ 1.0	0.431 ＜ 1.0	0.738 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.465 ＜ 1.0	0.266 ＜ 1.0	0.631 ＜ 1.0
				無	0.471 ＜ 1.0	0.271 ＜ 1.0	0.633 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.579 ＜ 1.0	0.335 ＜ 1.0	0.669 ＜ 1.0
				無	0.586 ＜ 1.0	0.342 ＜ 1.0	0.672 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.408 ＜ 1.0	0.235 ＜ 1.0	0.544 ＜ 1.0
				無	0.414 ＜ 1.0	0.240 ＜ 1.0	0.544 ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.543 ＜ 1.0	0.287 ＜ 1.0	0.721 ＜ 1.0
				無	0.550 ＜ 1.0	0.292 ＜ 1.0	0.722 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.784 ＜ 1.0	0.434 ＜ 1.0	0.769 ＜ 1.0
				無	0.788 ＜ 1.0	0.437 ＜ 1.0	0.771 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.528 ＜ 1.0	0.290 ＜ 1.0	0.658 ＜ 1.0
				無	0.534 ＜ 1.0	0.295 ＜ 1.0	0.660 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.617 ＜ 1.0	0.333 ＜ 1.0	0.692 ＜ 1.0
				無	0.624 ＜ 1.0	0.339 ＜ 1.0	0.694 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.484 ＜ 1.0	0.268 ＜ 1.0	0.575 ＜ 1.0
				無	0.490 ＜ 1.0	0.273 ＜ 1.0	0.577 ＜ 1.0

■C-2-1-1（沈下なし）

＜施工時＞

検討ケース			照査項目		
			喫水 d(m)	余裕水深(m)	浮体の転覆　GM(m)
L.W.L.	主たる作用が浮遊時の水圧である変動状態	半潜水式台船 積込・積み下ろし時	－	－	－
		据付時	5.54 ＜ 6.10	0.56 ≧ 0.50	4.00 ＞ 0.05d=0.28

検討ケース				壁体上の上載荷重	照査項目		
					滑動	転倒	基礎地盤の支持力
沈下なし	H.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.991 ＜ 1.0	0.501 ＜ 1.0	0.846 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.853 ＜ 1.0	0.374 ＜ 1.0	0.660 ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.783 ＜ 1.0	0.315 ＜ 1.0	0.594 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.130 ＜ 1.0	0.023 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.209 ＜ 1.0	0.041 ＜ 1.0	0.363 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.020 ＜ 1.0	0.006 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.689 ＜ 1.0	0.313 ＜ 1.0	0.645 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.639 ＜ 1.0	0.271 ＜ 1.0	0.564 ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.582 ＜ 1.0	0.232 ＜ 1.0	0.516 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.078 ＜ 1.0	0.009 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.127 ＜ 1.0	0.018 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.005 ＜ 1.0	0.002 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0

注）基礎地盤の支持力中の"－"は、作用の傾斜率が0.1未満のため、計算を省略。

＜完成時＞

検討ケース				壁体上の上載荷重	照査項目		
					滑動	転倒	基礎地盤の支持力
沈下なし	H.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.314 ＜ 1.0	0.083 ＜ 1.0	0.434 ＜ 1.0
				無	0.329 ＜ 1.0	0.088 ＜ 1.0	0.433 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.691 ＜ 1.0	0.194 ＜ 1.0	0.417 ＜ 1.0
				無	0.702 ＜ 1.0	0.197 ＜ 1.0	0.416 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.301 ＜ 1.0	0.080 ＜ 1.0	0.376 ＜ 1.0
				無	0.313 ＜ 1.0	0.084 ＜ 1.0	0.375 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.373 ＜ 1.0	0.096 ＜ 1.0	0.382 ＜ 1.0
				無	0.388 ＜ 1.0	0.101 ＜ 1.0	0.381 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.289 ＜ 1.0	0.079 ＜ 1.0	0.361 ＜ 1.0
				無	0.304 ＜ 1.0	0.084 ＜ 1.0	0.360 ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.350 ＜ 1.0	0.087 ＜ 1.0	0.442 ＜ 1.0
				無	0.365 ＜ 1.0	0.092 ＜ 1.0	0.441 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.660 ＜ 1.0	0.180 ＜ 1.0	0.420 ＜ 1.0
				無	0.670 ＜ 1.0	0.183 ＜ 1.0	0.419 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.307 ＜ 1.0	0.079 ＜ 1.0	0.378 ＜ 1.0
				無	0.319 ＜ 1.0	0.083 ＜ 1.0	0.377 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.348 ＜ 1.0	0.085 ＜ 1.0	0.380 ＜ 1.0
				無	0.362 ＜ 1.0	0.089 ＜ 1.0	0.381 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.305 ＜ 1.0	0.079 ＜ 1.0	0.367 ＜ 1.0
				無	0.319 ＜ 1.0	0.084 ＜ 1.0	0.367 ＜ 1.0

■C-2-2-1（沈下なし）

＜施工時＞

検討ケース			照査項目		
			喫水 d(m)	余裕水深(m)	浮体の転覆　GM(m)
L.W.L.	主たる作用が浮遊時の水圧である変動状態	半潜水式台船 積込・積み下ろし時	－	－	－
		据付時	5.29 ＜ 6.10	0.81 ≧ 0.50	3.33 ＞ 0.05d=0.26

検討ケース				壁体上の上載荷重	照査項目		
					滑動	転倒	基礎地盤の支持力
沈下なし	H.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.992 ＜ 1.0	0.570 ＜ 1.0	0.876 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.861 ＜ 1.0	0.421 ＜ 1.0	0.670 ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.793 ＜ 1.0	0.352 ＜ 1.0	0.603 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.132 ＜ 1.0	0.025 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.217 ＜ 1.0	0.045 ＜ 1.0	0.426 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.021 ＜ 1.0	0.007 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.687 ＜ 1.0	0.354 ＜ 1.0	0.639 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.642 ＜ 1.0	0.304 ＜ 1.0	0.563 ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.587 ＜ 1.0	0.259 ＜ 1.0	0.512 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.080 ＜ 1.0	0.010 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.132 ＜ 1.0	0.019 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.006 ＜ 1.0	0.002 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0

注）基礎地盤の支持力中の"－"は、作用の傾斜率が0.1未満のため、計算を省略。

＜完成時＞

検討ケース				壁体上の上載荷重	照査項目		
					滑動	転倒	基礎地盤の支持力
沈下なし	H.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.276 ＜ 1.0	0.075 ＜ 1.0	0.519 ＜ 1.0
				無	0.287 ＜ 1.0	0.079 ＜ 1.0	0.518 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.586 ＜ 1.0	0.173 ＜ 1.0	0.473 ＜ 1.0
				無	0.595 ＜ 1.0	0.176 ＜ 1.0	0.473 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.278 ＜ 1.0	0.075 ＜ 1.0	0.447 ＜ 1.0
				無	0.287 ＜ 1.0	0.078 ＜ 1.0	0.446 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.354 ＜ 1.0	0.094 ＜ 1.0	0.453 ＜ 1.0
				無	0.366 ＜ 1.0	0.098 ＜ 1.0	0.452 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.258 ＜ 1.0	0.073 ＜ 1.0	0.431 ＜ 1.0
				無	0.269 ＜ 1.0	0.077 ＜ 1.0	0.430 ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.317 ＜ 1.0	0.081 ＜ 1.0	0.527 ＜ 1.0
				無	0.329 ＜ 1.0	0.085 ＜ 1.0	0.526 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.568 ＜ 1.0	0.163 ＜ 1.0	0.477 ＜ 1.0
				無	0.576 ＜ 1.0	0.165 ＜ 1.0	0.476 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.286 ＜ 1.0	0.074 ＜ 1.0	0.449 ＜ 1.0
				無	0.295 ＜ 1.0	0.078 ＜ 1.0	0.449 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.329 ＜ 1.0	0.082 ＜ 1.0	0.453 ＜ 1.0
				無	0.341 ＜ 1.0	0.085 ＜ 1.0	0.452 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.277 ＜ 1.0	0.074 ＜ 1.0	0.439 ＜ 1.0
				無	0.289 ＜ 1.0	0.078 ＜ 1.0	0.438 ＜ 1.0

■C-2-3-1（施工時沈下は数 cm のため省略、完成時沈下量 0.5m）

＜施工時＞

検討ケース			照査項目		
			喫水 d(m)	余裕水深(m)	浮体の転覆　GM(m)
L.W.L.	主たる作用が浮遊時の水圧である変動状態	半潜水式台船 積込・積み下ろし時	－	－	－
		据付時	9.08 ＜ 9.60	0.52 ≧ 0.50	0.50 ＞ 0.05d=0.45

検討ケース				壁体上の上載荷重	照査項目		
					滑動	転倒	基礎地盤の支持力
沈下前	H.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.776 ＜ 1.0	0.649 ＜ 1.0	0.631 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.690 ＜ 1.0	0.633 ＜ 1.0	0.639 ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.670 ＜ 1.0	0.635 ＜ 1.0	0.671 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.171 ＜ 1.0	0.078 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.285 ＜ 1.0	0.143 ＜ 1.0	0.656 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.026 ＜ 1.0	0.022 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.423 ＜ 1.0	0.306 ＜ 1.0	0.534 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.388 ＜ 1.0	0.319 ＜ 1.0	0.541 ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.370 ＜ 1.0	0.316 ＜ 1.0	0.553 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.104 ＜ 1.0	0.040 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.162 ＜ 1.0	0.067 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.008 ＜ 1.0	0.006 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0

注）基礎地盤の支持力中の"－"は、作用の傾斜率が0.1未満のため、計算を省略。

＜完成時＞

検討ケース				壁体上の上載荷重	照査項目		
					滑動	転倒	基礎地盤の支持力
沈下後	H.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.415 ＜ 1.0	0.213 ＜ 1.0	0.669 ＜ 1.0
				無	0.422 ＜ 1.0	0.218 ＜ 1.0	0.670 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.682 ＜ 1.0	0.373 ＜ 1.0	0.649 ＜ 1.0
				無	0.686 ＜ 1.0	0.376 ＜ 1.0	0.650 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.445 ＜ 1.0	0.242 ＜ 1.0	0.584 ＜ 1.0
				無	0.451 ＜ 1.0	0.247 ＜ 1.0	0.599 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.554 ＜ 1.0	0.305 ＜ 1.0	0.622 ＜ 1.0
				無	0.562 ＜ 1.0	0.312 ＜ 1.0	0.624 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.403 ＜ 1.0	0.221 ＜ 1.0	0.557 ＜ 1.0
				無	0.410 ＜ 1.0	0.226 ＜ 1.0	0.558 ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.525 ＜ 1.0	0.264 ＜ 1.0	0.698 ＜ 1.0
				無	0.533 ＜ 1.0	0.270 ＜ 1.0	0.699 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.725 ＜ 1.0	0.385 ＜ 1.0	0.668 ＜ 1.0
				無	0.730 ＜ 1.0	0.388 ＜ 1.0	0.669 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.494 ＜ 1.0	0.260 ＜ 1.0	0.606 ＜ 1.0
				無	0.501 ＜ 1.0	0.265 ＜ 1.0	0.607 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.560 ＜ 1.0	0.291 ＜ 1.0	0.619 ＜ 1.0
				無	0.568 ＜ 1.0	0.297 ＜ 1.0	0.620 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.474 ＜ 1.0	0.250 ＜ 1.0	0.578 ＜ 1.0
				無	0.481 ＜ 1.0	0.255 ＜ 1.0	0.580 ＜ 1.0

■C-2-4-1（施工時沈下は数 cm のため省略、完成時沈下量 0.5m）

＜施工時＞

検討ケース			照査項目		
			喫水 d(m)	余裕水深(m)	浮体の転覆 GM(m)
L.W.L.	主たる作用が浮遊時の水圧である変動状態	半潜水式台船 積込・積み下ろし時	7.46 ＜ 8.00	0.54 ≧ 0.50	2.62 ＞ 0.05d=0.37
		据付時	6.17 ＜ 14.60	8.43 ≧ 0.50	2.62 ＞ 0.05d=0.31

検討ケース				壁体上の上載荷重	照査項目		
					滑動	転倒	基礎地盤の支持力
沈下前	H.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.253 ＜ 1.0	0.137 ＜ 1.0	0.683 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.219 ＜ 1.0	0.130 ＜ 1.0	0.668 ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.249 ＜ 1.0	0.165 ＜ 1.0	0.689 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.079 ＜ 1.0	0.029 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.122 ＜ 1.0	0.047 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.007 ＜ 1.0	0.005 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.147 ＜ 1.0	0.072 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.125 ＜ 1.0	0.067 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.138 ＜ 1.0	0.083 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.051 ＜ 1.0	0.016 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.076 ＜ 1.0	0.026 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.002 ＜ 1.0	0.001 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0

注）基礎地盤の支持力中の"－"は、作用の傾斜率が0.1未満のため、計算を省略。

＜完成時＞

検討ケース				壁体上の上載荷重	照査項目		
					滑動	転倒	基礎地盤の支持力
沈下後	H.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.370 ＜ 1.0	0.154 ＜ 1.0	0.726 ＜ 1.0
				無	0.380 ＜ 1.0	0.159 ＜ 1.0	0.724 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.602 ＜ 1.0	0.269 ＜ 1.0	0.724 ＜ 1.0
				無	0.609 ＜ 1.0	0.272 ＜ 1.0	0.724 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.351 ＜ 1.0	0.156 ＜ 1.0	0.630 ＜ 1.0
				無	0.360 ＜ 1.0	0.161 ＜ 1.0	0.631 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.386 ＜ 1.0	0.171 ＜ 1.0	0.641 ＜ 1.0
				無	0.396 ＜ 1.0	0.176 ＜ 1.0	0.643 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.320 ＜ 1.0	0.142 ＜ 1.0	0.606 ＜ 1.0
				無	0.329 ＜ 1.0	0.147 ＜ 1.0	0.604 ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.411 ＜ 1.0	0.167 ＜ 1.0	0.744 ＜ 1.0
				無	0.421 ＜ 1.0	0.173 ＜ 1.0	0.742 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.611 ＜ 1.0	0.268 ＜ 1.0	0.733 ＜ 1.0
				無	0.617 ＜ 1.0	0.271 ＜ 1.0	0.734 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.368 ＜ 1.0	0.160 ＜ 1.0	0.635 ＜ 1.0
				無	0.377 ＜ 1.0	0.164 ＜ 1.0	0.637 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.389 ＜ 1.0	0.167 ＜ 1.0	0.642 ＜ 1.0
				無	0.398 ＜ 1.0	0.172 ＜ 1.0	0.644 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.347 ＜ 1.0	0.151 ＜ 1.0	0.621 ＜ 1.0
				無	0.356 ＜ 1.0	0.155 ＜ 1.0	0.619 ＜ 1.0

■C-3-1-1（施工時沈下は数 cm のため省略、完成時沈下量 0.5m）

＜施工時＞

検討ケース			照査項目		
			喫水 d(m)	余裕水深(m)	浮体の転覆 GM(m)
L.W.L.	主たる作用が浮遊時の水圧である変動状態	半潜水式台船 積込・積み下ろし時	7.46 ＜ 8.00	0.54 ≧ 0.50	2.62 ＞ 0.05d=0.37
		据付時	6.17 ＜ 14.60	8.43 ≧ 0.50	2.62 ＞ 0.05d=0.31

検討ケース				壁体上の上載荷重	照査項目		
					滑動	転倒	基礎地盤の支持力
沈下前	H.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.228 ＜ 1.0	0.123 ＜ 1.0	0.578 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.198 ＜ 1.0	0.118 ＜ 1.0	0.568 ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.230 ＜ 1.0	0.153 ＜ 1.0	0.589 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.073 ＜ 1.0	0.027 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.113 ＜ 1.0	0.043 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.007 ＜ 1.0	0.005 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.133 ＜ 1.0	0.065 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.112 ＜ 1.0	0.059 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.125 ＜ 1.0	0.075 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.043 ＜ 1.0	0.014 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.065 ＜ 1.0	0.022 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.002 ＜ 1.0	0.001 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0

注）基礎地盤の支持力中の"－"は、作用の傾斜率が0.1未満のため、計算を省略。

＜完成時＞

検討ケース				壁体上の上載荷重	照査項目		
					滑動	転倒	基礎地盤の支持力
沈下後	H.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.370 ＜ 1.0	0.154 ＜ 1.0	0.713 ＜ 1.0
				無	0.380 ＜ 1.0	0.159 ＜ 1.0	0.711 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.645 ＜ 1.0	0.288 ＜ 1.0	0.717 ＜ 1.0
				無	0.652 ＜ 1.0	0.291 ＜ 1.0	0.721 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.349 ＜ 1.0	0.155 ＜ 1.0	0.614 ＜ 1.0
				無	0.358 ＜ 1.0	0.160 ＜ 1.0	0.614 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.383 ＜ 1.0	0.169 ＜ 1.0	0.622 ＜ 1.0
				無	0.392 ＜ 1.0	0.175 ＜ 1.0	0.622 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.320 ＜ 1.0	0.142 ＜ 1.0	0.594 ＜ 1.0
				無	0.329 ＜ 1.0	0.147 ＜ 1.0	0.592 ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.411 ＜ 1.0	0.167 ＜ 1.0	0.729 ＜ 1.0
				無	0.421 ＜ 1.0	0.173 ＜ 1.0	0.726 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.651 ＜ 1.0	0.285 ＜ 1.0	0.726 ＜ 1.0
				無	0.657 ＜ 1.0	0.288 ＜ 1.0	0.729 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.366 ＜ 1.0	0.159 ＜ 1.0	0.620 ＜ 1.0
				無	0.376 ＜ 1.0	0.164 ＜ 1.0	0.620 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.387 ＜ 1.0	0.167 ＜ 1.0	0.624 ＜ 1.0
				無	0.397 ＜ 1.0	0.172 ＜ 1.0	0.625 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.347 ＜ 1.0	0.151 ＜ 1.0	0.607 ＜ 1.0
				無	0.356 ＜ 1.0	0.155 ＜ 1.0	0.604 ＜ 1.0

■C-3-1-2（施工時沈下は数 cm のため省略、完成時沈下量 0.5m）

＜施工時＞

検討ケース			照査項目		
			喫水 d(m)	余裕水深(m)	浮体の転覆　GM(m)
L.W.L.	主たる作用が浮遊時の水圧である変動状態	半潜水式台船 積込・積み下ろし時	7.46 ＜ 8.00	0.54 ≧ 0.50	2.62 ＞ 0.05d=0.37
		据付時	6.17 ＜ 14.60	8.43 ≧ 0.50	2.62 ＞ 0.05d=0.31

検討ケース				壁体上の上載荷重	照査項目		
					滑動	転倒	基礎地盤の支持力
沈下前	H.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.215 ＜ 1.0	0.115 ＜ 1.0	0.391 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.187 ＜ 1.0	0.110 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.218 ＜ 1.0	0.145 ＜ 1.0	0.403 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.069 ＜ 1.0	0.025 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.107 ＜ 1.0	0.041 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.007 ＜ 1.0	0.005 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.144 ＜ 1.0	0.070 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.121 ＜ 1.0	0.065 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.135 ＜ 1.0	0.082 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.047 ＜ 1.0	0.015 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.070 ＜ 1.0	0.024 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.002 ＜ 1.0	0.001 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0

注）基礎地盤の支持力中の"－"は、作用の傾斜率が0.1未満のため、計算を省略。

＜完成時＞

検討ケース				壁体上の上載荷重	照査項目		
					滑動	転倒	基礎地盤の支持力
沈下後	H.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.370 ＜ 1.0	0.154 ＜ 1.0	0.649 ＜ 1.0
				無	0.380 ＜ 1.0	0.159 ＜ 1.0	0.647 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.689 ＜ 1.0	0.308 ＜ 1.0	0.742 ＜ 1.0
				無	0.696 ＜ 1.0	0.310 ＜ 1.0	0.746 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.349 ＜ 1.0	0.155 ＜ 1.0	0.566 ＜ 1.0
				無	0.358 ＜ 1.0	0.160 ＜ 1.0	0.568 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.383 ＜ 1.0	0.169 ＜ 1.0	0.579 ＜ 1.0
				無	0.392 ＜ 1.0	0.175 ＜ 1.0	0.581 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.320 ＜ 1.0	0.142 ＜ 1.0	0.542 ＜ 1.0
				無	0.329 ＜ 1.0	0.147 ＜ 1.0	0.541 ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.411 ＜ 1.0	0.167 ＜ 1.0	0.669 ＜ 1.0
				無	0.421 ＜ 1.0	0.173 ＜ 1.0	0.667 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.690 ＜ 1.0	0.303 ＜ 1.0	0.747 ＜ 1.0
				無	0.697 ＜ 1.0	0.305 ＜ 1.0	0.751 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.368 ＜ 1.0	0.160 ＜ 1.0	0.574 ＜ 1.0
				無	0.377 ＜ 1.0	0.164 ＜ 1.0	0.576 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.389 ＜ 1.0	0.167 ＜ 1.0	0.582 ＜ 1.0
				無	0.398 ＜ 1.0	0.172 ＜ 1.0	0.584 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.347 ＜ 1.0	0.151 ＜ 1.0	0.558 ＜ 1.0
				無	0.356 ＜ 1.0	0.155 ＜ 1.0	0.557 ＜ 1.0

■C-3-2-1（施工時沈下は数 cm のため省略、完成時沈下量 0.5m）

＜施工時＞

検討ケース			照査項目		
			喫水 d(m)	余裕水深(m)	浮体の転覆　GM(m)
L.W.L.	主たる作用が浮遊時の水圧である変動状態	半潜水式台船 積込・積み下ろし時	－	－	－
		据付時	9.00 ＜ 9.60	0.60 ≧ 0.50	0.49 ＞ 0.05d=0.45

検討ケース				壁体上の上載荷重	照査項目		
					滑動	転倒	基礎地盤の支持力
沈下前	H.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.621 ＜ 1.0	0.513 ＜ 1.0	0.736 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.557 ＜ 1.0	0.509 ＜ 1.0	0.711 ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.583 ＜ 1.0	0.566 ＜ 1.0	0.768 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.152 ＜ 1.0	0.073 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.250 ＜ 1.0	0.129 ＜ 1.0	0.698 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.026 ＜ 1.0	0.022 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.375 ＜ 1.0	0.269 ＜ 1.0	0.550 ＜ 1.0
			押波Ⅱa	無	0.338 ＜ 1.0	0.274 ＜ 1.0	0.541 ＜ 1.0
			押波Ⅱb	無	0.345 ＜ 1.0	0.299 ＜ 1.0	0.578 ＜ 1.0
			引波Ⅰ	無	0.097 ＜ 1.0	0.039 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅱ	無	0.151 ＜ 1.0	0.064 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0
			引波Ⅲ	無	0.007 ＜ 1.0	0.006 ＜ 1.0	－ ＜ 1.0

注）基礎地盤の支持力中の"－"は、作用の傾斜率が0.1未満のため、計算を省略。

＜完成時＞

検討ケース				壁体上の上載荷重	照査項目		
					滑動	転倒	基礎地盤の支持力
沈下後	H.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.428 ＜ 1.0	0.224 ＜ 1.0	0.716 ＜ 1.0
				無	0.434 ＜ 1.0	0.229 ＜ 1.0	0.717 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.697 ＜ 1.0	0.388 ＜ 1.0	0.789 ＜ 1.0
				無	0.701 ＜ 1.0	0.391 ＜ 1.0	0.791 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.448 ＜ 1.0	0.250 ＜ 1.0	0.656 ＜ 1.0
				無	0.454 ＜ 1.0	0.255 ＜ 1.0	0.660 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.546 ＜ 1.0	0.308 ＜ 1.0	0.708 ＜ 1.0
				無	0.554 ＜ 1.0	0.315 ＜ 1.0	0.713 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.416 ＜ 1.0	0.232 ＜ 1.0	0.594 ＜ 1.0
				無	0.422 ＜ 1.0	0.238 ＜ 1.0	0.596 ＜ 1.0
	L.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.542 ＜ 1.0	0.278 ＜ 1.0	0.763 ＜ 1.0
				無	0.549 ＜ 1.0	0.284 ＜ 1.0	0.765 ＜ 1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.742 ＜ 1.0	0.401 ＜ 1.0	0.829 ＜ 1.0
				無	0.746 ＜ 1.0	0.404 ＜ 1.0	0.831 ＜ 1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.507 ＜ 1.0	0.272 ＜ 1.0	0.675 ＜ 1.0
				無	0.513 ＜ 1.0	0.278 ＜ 1.0	0.677 ＜ 1.0
			引波Ⅱ	有	0.570 ＜ 1.0	0.303 ＜ 1.0	0.694 ＜ 1.0
				無	0.578 ＜ 1.0	0.309 ＜ 1.0	0.697 ＜ 1.0
			引波Ⅲ	有	0.489 ＜ 1.0	0.263 ＜ 1.0	0.631 ＜ 1.0
				無	0.497 ＜ 1.0	0.269 ＜ 1.0	0.633 ＜ 1.0

■護岸（係船機能付）（施工時沈下は数 cm のため省略、完成時沈下量 0.1m）

＜施工時＞

検討ケース			照査項目		
			喫水 d(m)	余裕水深(m)	浮体の転覆　GM(m)
L.W.L.	主たる作用が浮遊時の水圧である変動状態	半潜水式台船積込・積み下ろし時	－	－	－
		据付時	10.58　＜　11.10	0.52　≧　0.50	0.55　＞　0.05d=0.53

検討ケース				壁体上の上載荷重	照査項目		
					滑動	転倒	基礎地盤の支持力
沈下前	H.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.405　＜　1.0	0.276　＜　1.0	0.429　＜　1.0
			押波Ⅱa	無	0.449　＜　1.0	0.376　＜　1.0	0.477　＜　1.0
			押波Ⅱb	無	0.409　＜　1.0	0.343　＜　1.0	0.444　＜　1.0
			引波Ⅰ	無	0.114　＜　1.0	0.052　＜　1.0	－　＜　1.0
			引波Ⅱ	無	0.179　＜　1.0	0.087　＜　1.0	－　＜　1.0
			引波Ⅲ	無	0.013　＜　1.0	0.011　＜　1.0	－　＜　1.0
	L.W.L.	主たる作用が変動波浪である変動状態	押波Ⅰ	無	0.216　＜　1.0	0.133　＜　1.0	0.339　＜　1.0
			押波Ⅱa	無	0.226　＜　1.0	0.171　＜　1.0	0.350　＜　1.0
			押波Ⅱb	無	0.213　＜　1.0	0.165　＜　1.0	0.341　＜　1.0
			引波Ⅰ	無	0.064　＜　1.0	0.026　＜　1.0	－　＜　1.0
			引波Ⅱ	無	0.097　＜　1.0	0.041　＜　1.0	－　＜　1.0
			引波Ⅲ	無	0.004　＜　1.0	0.003　＜　1.0	－　＜　1.0

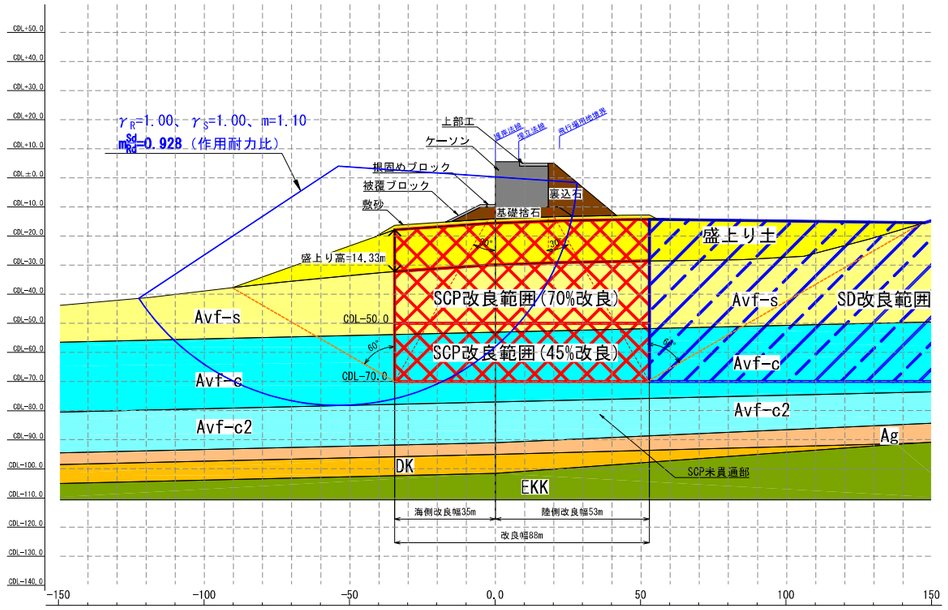
注）基礎地盤の支持力中の"－"は、作用の傾斜率が0.1未満のため、計算を省略。

＜完成時＞

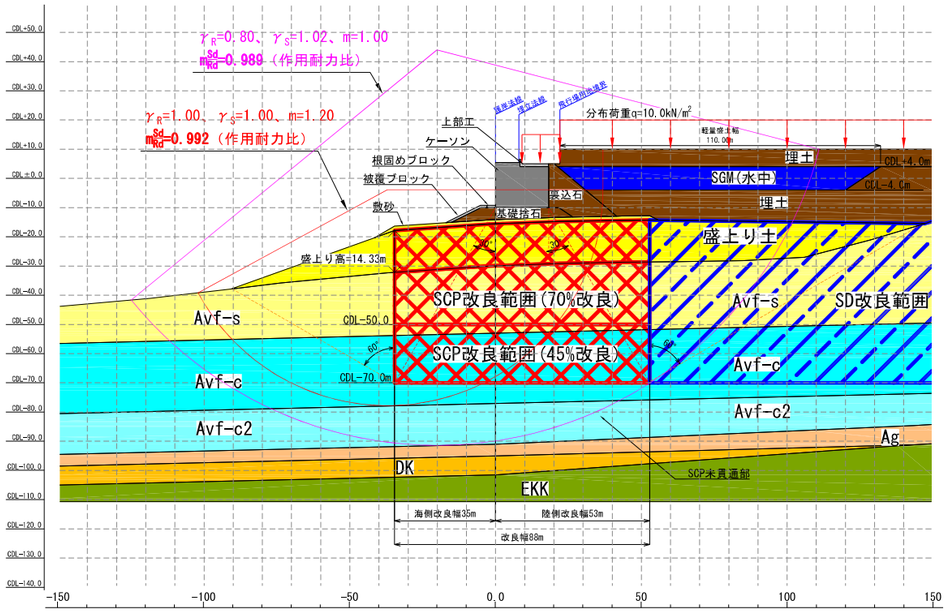
検討ケース				壁体上の上載荷重	照査項目		
					滑動	転倒	基礎地盤の支持力
沈下後	H.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.341　＜　1.0	0.180　＜　1.0	0.660　＜　1.0
				無	0.392　＜　1.0	0.205　＜　1.0	0.654　＜　1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.496　＜　1.0	0.291　＜　1.0	0.655　＜　1.0
				無	0.526　＜　1.0	0.302　＜　1.0	0.617　＜　1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.348　＜　1.0	0.197　＜　1.0	0.593　＜　1.0
				無	0.397　＜　1.0	0.223　＜　1.0	0.591　＜　1.0
			引波Ⅱ	有	0.392　＜　1.0	0.221　＜　1.0	0.610　＜　1.0
				無	0.448　＜　1.0	0.250　＜　1.0	0.611　＜　1.0
			引波Ⅲ	有	0.295　＜　1.0	0.164　＜　1.0	0.542　＜　1.0
				無	0.341　＜　1.0	0.187　＜　1.0	0.536　＜　1.0
	L.W.L.	主たる作用が土圧である永続状態		有	0.390　＜　1.0	0.204　＜　1.0	0.686　＜　1.0
				無	0.445　＜　1.0	0.230　＜　1.0	0.682　＜　1.0
		主たる作用がレベル1地震動である変動状態		有	0.515　＜　1.0	0.296　＜　1.0	0.677　＜　1.0
				無	0.545　＜　1.0	0.307　＜　1.0	0.677　＜　1.0
		主たる作用が変動波浪である変動状態	引波Ⅰ	有	0.366　＜　1.0	0.200　＜　1.0	0.597　＜　1.0
				無	0.417　＜　1.0	0.225　＜　1.0	0.596　＜　1.0
			引波Ⅱ	有	0.392　＜　1.0	0.211　＜　1.0	0.606　＜　1.0
				無	0.447　＜　1.0	0.238　＜　1.0	0.607　＜　1.0
			引波Ⅲ	有	0.336　＜　1.0	0.183　＜　1.0	0.567　＜　1.0
				無	0.386　＜　1.0	0.207　＜　1.0	0.563　＜　1.0

※2.6.2-2　全工区の地盤の安定性能照査

施工時安定検討



完成時安定検討

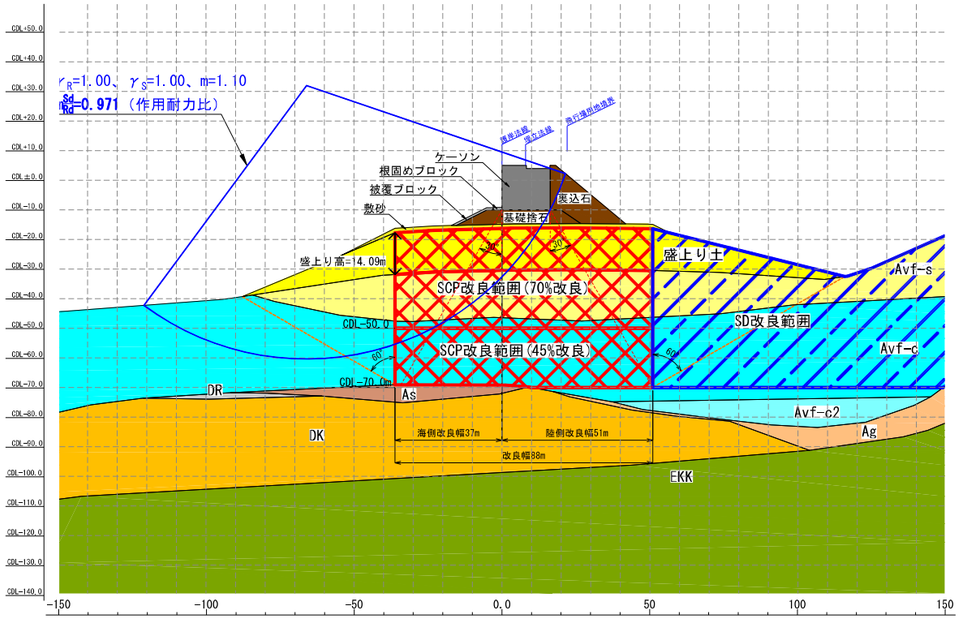


土質区分	施工時検討					完成時検討				
	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)
埋土	20.0	18.0	0.0	—	30.0	20.0	18.0	0.0	—	30.0
SGM(水中)	11.5	11.5	100.0	—	0.0	11.5	11.5	100.0	—	0.0
根固め・被覆・上部工	22.6	22.6	—	—	—	22.6	22.6	—	—	—
裏込石	20.0	18.0	0.0	—	40.0	20.0	18.0	0.0	—	40.0
ケーソン	17.1	17.1	—	—	—	17.5	17.5	—	—	—
基礎捨石	20.0	18.0	0.0	—	40.0	20.0	18.0	0.0	—	40.0
SCP砂杭、置換率=70%	20.0	18.0	0.0	—	35.0※2	20.0	18.0	0.0	—	35.0※2
SCP砂杭、置換率=45%	20.0	18.0	0.0	—	30.0※2	20.0	18.0	0.0	—	30.0※2
敷砂	20.0	18.0	0.0	—	30.0	20.0	18.0	0.0	—	30.0
盛上り土	18.5	17.6	14.4+3.07Z	0.28	0.0	18.5	17.6	0.0	—	37.0
Avf-s	18.5	17.6	14.4+3.07Z	0.28	0.0	18.5	17.6	0.0	—	37.0
Avf-c	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0
Avf-c2	17.5	17.0	53.0+1.58Z	0.18	0.0	17.5	17.0	53.0+1.58Z	0.18	0.0
Ag	20.7	20.2	0.0	—	34.0	20.7	20.2	0.0	—	34.0
DK	20.5	19.9	0.0	—	30.0	20.5	19.9	0.0	—	30.0

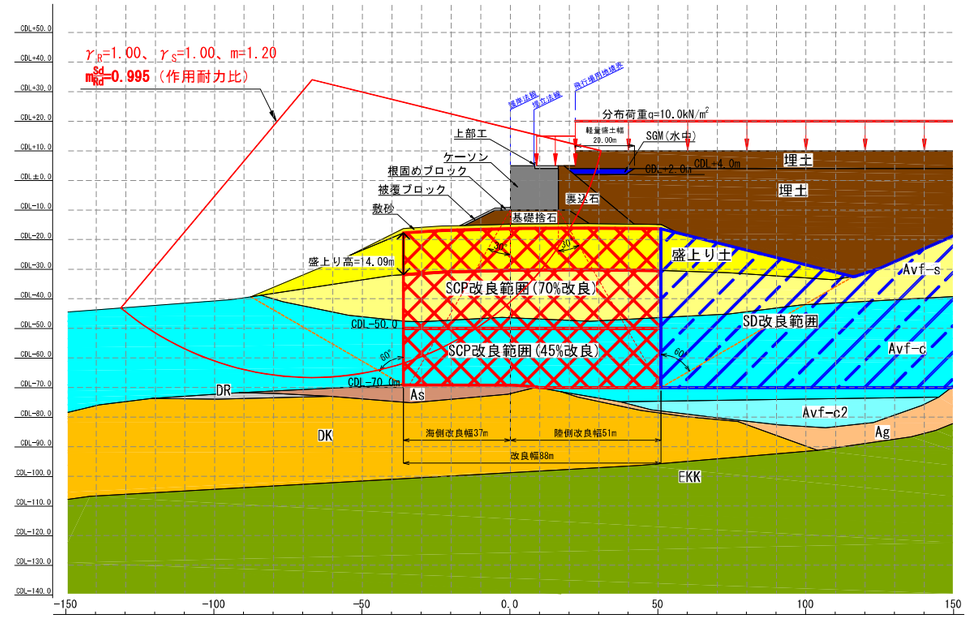
※1：Zの基準値：深度±0.0m
※2：SCP砂杭の応力分担比nは、置換率=70%ではn=1、置換率=45%ではn=2とした。

安定性能照査結果（C-1-1-1 工区：標準断面①）

施工時安定検討



完成時安定検討



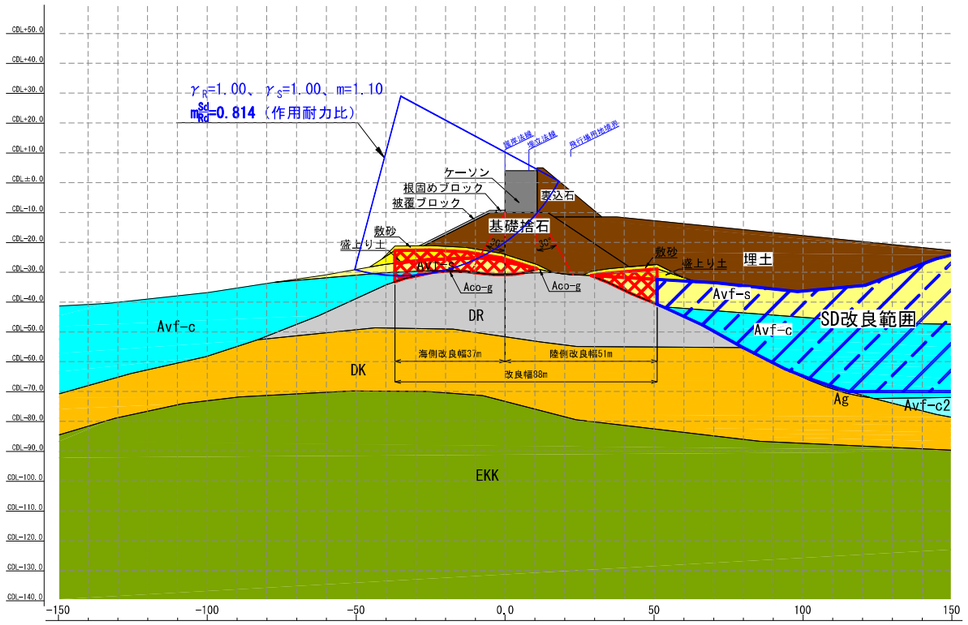
土質区分	施工時検討					完成時検討				
	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)
埋土	20.0	18.0	0.0	—	30.0	20.0	18.0	0.0	—	30.0
SGM(水中)	11.5	11.5	100.0	—	0.0	11.5	11.5	100.0	—	0.0
根固め・被覆・上部工	22.6	22.6	—	—	—	22.6	22.6	—	—	—
裏込石	20.0	18.0	0.0	—	40.0	20.0	18.0	0.0	—	40.0
ケーソン	17.1	17.1	—	—	—	17.4	17.4	—	—	—
基礎捨石	20.0	18.0	0.0	—	40.0	20.0	18.0	0.0	—	40.0
SCP砂杭、置換率=70%	20.0	18.0	0.0	—	35.0※2	20.0	18.0	0.0	—	35.0※2
SCP砂杭、置換率=45%	20.0	18.0	0.0	—	30.0※2	20.0	18.0	0.0	—	30.0※2
敷砂	20.0	18.0	0.0	—	30.0	20.0	18.0	0.0	—	30.0
盛上り土	18.5	17.6	14.4+3.07Z	0.28	0.0	18.5	17.6	0.0	—	37.0
Avf-s	18.5	17.6	14.4+3.07Z	0.28	0.0	18.5	17.6	0.0	—	37.0
Avf-c	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0
Avf-c2	17.5	17.0	53.0+1.58Z	0.18	0.0	17.5	17.0	53.0+1.58Z	0.18	0.0
Ag	20.7	20.2	0.0	—	34.0	20.7	20.2	0.0	—	34.0
DR	20.2	19.7	0.0	—	32.0	20.2	19.7	0.0	—	32.0
As	19.8	19.5	0.0	—	32.0	19.8	19.5	0.0	—	32.0
DK	20.5	19.9	0.0	—	30.0	20.5	19.9	0.0	—	30.0

※1：Zの基準値：深度±0.0m

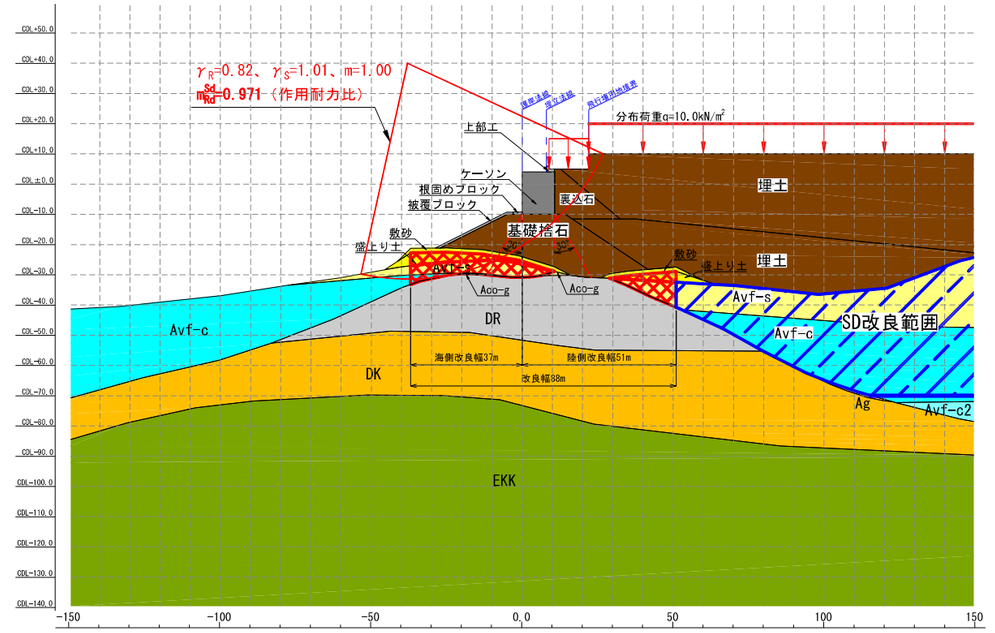
※2：SCP砂杭の応力分担比nは、置換率=70%ではn=1、置換率=45%ではn=2とした。

安定性能照査結果（C-1-1-2 工区：標準断面②）

施工時安定検討



完成時安定検討



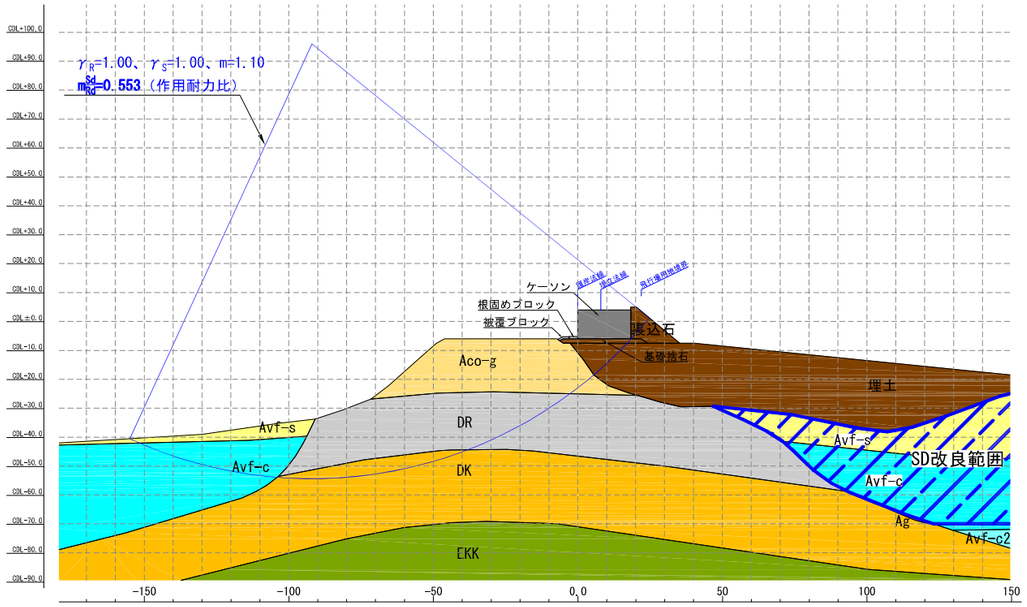
土質区分	施工時検討					完成時検討				
	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)
埋土	20.0	18.0	0.0	—	30.0	20.0	18.0	0.0	—	30.0
根固め・被覆・上部工	22.6	22.6	—	—	—	22.6	22.6	—	—	—
裏込石	20.0	18.0	0.0	—	40.0	20.0	18.0	0.0	—	40.0
ケーソン	16.2	16.2	—	—	—	16.3	16.3	—	—	—
基礎捨石	20.0	18.0	0.0	—	40.0	20.0	18.0	0.0	—	40.0
SCP砂杭、置換率=70%	20.0	18.0	0.0	—	35.0※2	20.0	18.0	0.0	—	35.0※2
敷砂	20.0	18.0	0.0	—	30.0	20.0	18.0	0.0	—	30.0
盛上り土	18.5	17.6	14.4+3.07Z	0.28	0.0	18.5	17.6	0.0	—	37.0
Avf-s	18.5	17.6	14.4+3.07Z	0.28	0.0	18.5	17.6	0.0	—	37.0
Avf-c	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0
Avf-c2	17.5	17.0	53.0+1.58Z	0.18	0.0	17.5	17.0	53.0+1.58Z	0.18	0.0
DR	20.2	19.7	0.0	—	32.0	20.2	19.7	0.0	—	32.0
Ag	20.7	20.2	0.0	—	34.0	20.7	20.2	0.0	—	34.0
DK	20.5	19.9	0.0	—	30.0	20.5	19.9	0.0	—	30.0

※1：Zの基準値：深度±0.0m

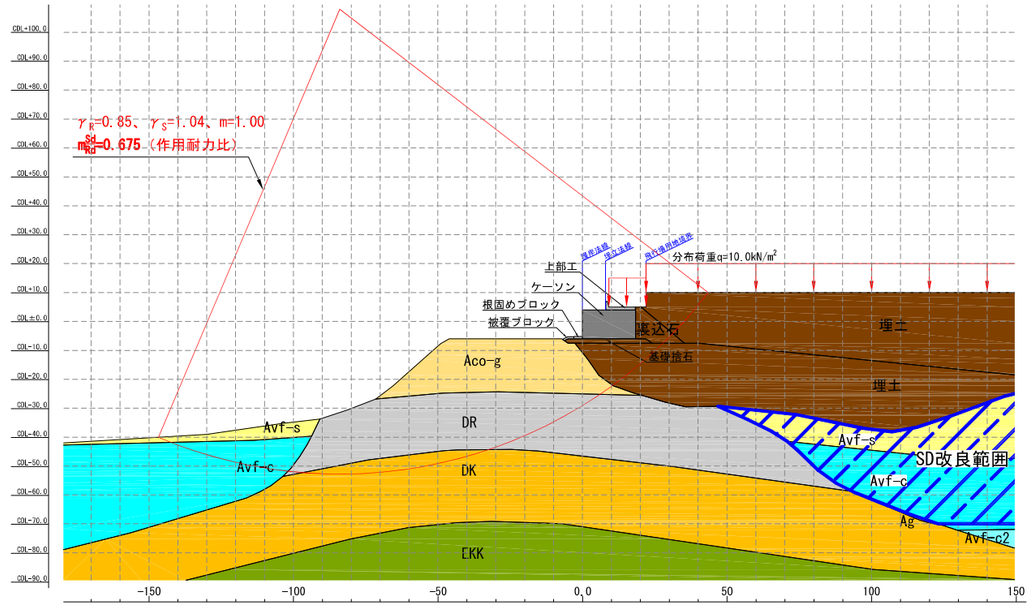
※2：SCP砂杭の応力分担比nは、置換率=70%ではn=1とした。

安定性能照査結果（C-1-2-1 工区：標準断面③）

施工時安定検討



完成時安定検討

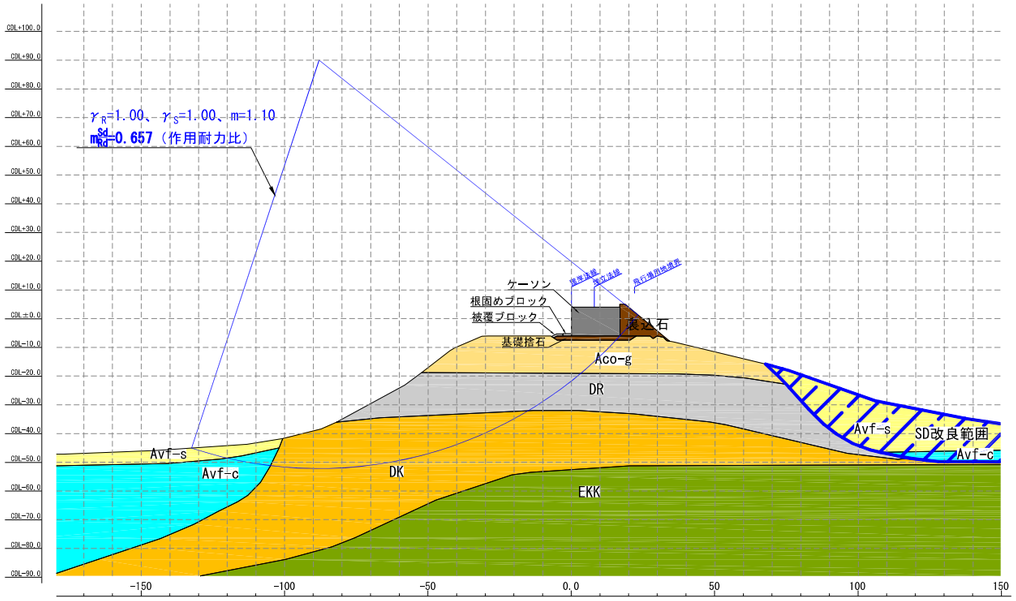


土質区分	施工時検討					完成時検討				
	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)
埋土	20.0	18.0	0.0	—	30.0	20.0	18.0	0.0	—	30.0
根固め・被覆・上部工	22.6	22.6	—	—	—	22.6	22.6	—	—	—
裏込石	20.0	18.0	0.0	—	40.0	20.0	18.0	0.0	—	40.0
ケーソン	16.5	16.5	—	—	—	17.0	17.0	—	—	—
基礎捨石	20.0	18.0	0.0	—	40.0	20.0	18.0	0.0	—	40.0
Avf-s	18.5	17.6	14.4+3.07Z	0.28	0.0	18.5	17.6	0.0	—	37.0
Avf-c	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0
Avf-c2	17.5	17.0	53.0+1.58Z	0.18	0.0	17.5	17.0	53.0+1.58Z	0.18	0.0
Aco-g	19.3	18.4	0.0	—	40.0	19.3	18.4	0.0	—	40.0
DR	20.2	19.7	0.0	—	32.0	20.2	19.7	0.0	—	32.0
Ag	20.7	20.2	0.0	—	34.0	20.7	20.2	0.0	—	34.0
DK	20.5	19.9	0.0	—	30.0	20.5	19.9	0.0	—	30.0

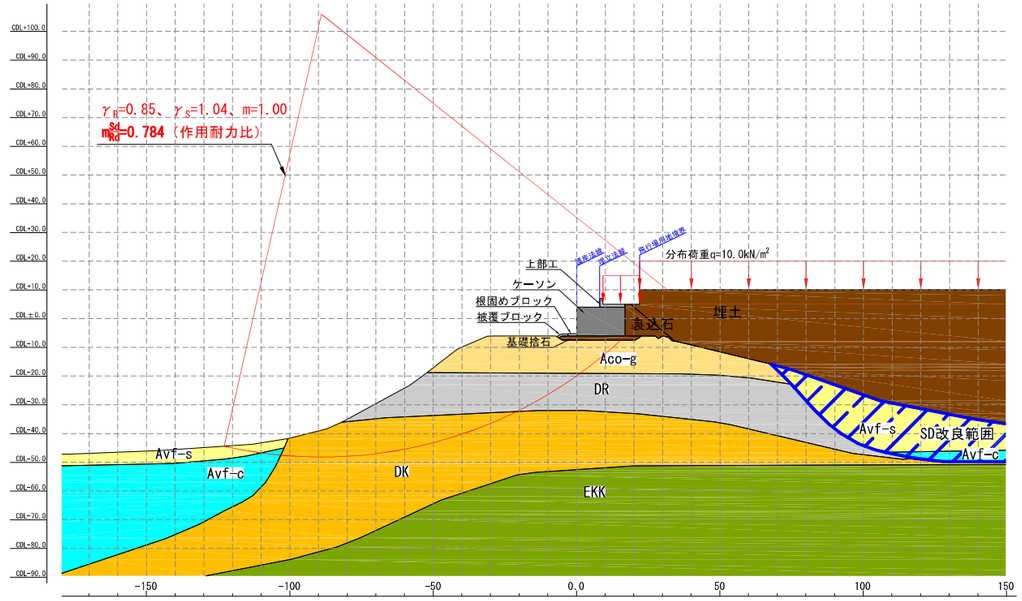
※1：Zの基準値：深度±0.0m

安定性能照査結果（C-2-1-1 工区：標準断面④）

施工時安定検討



完成時安定検討

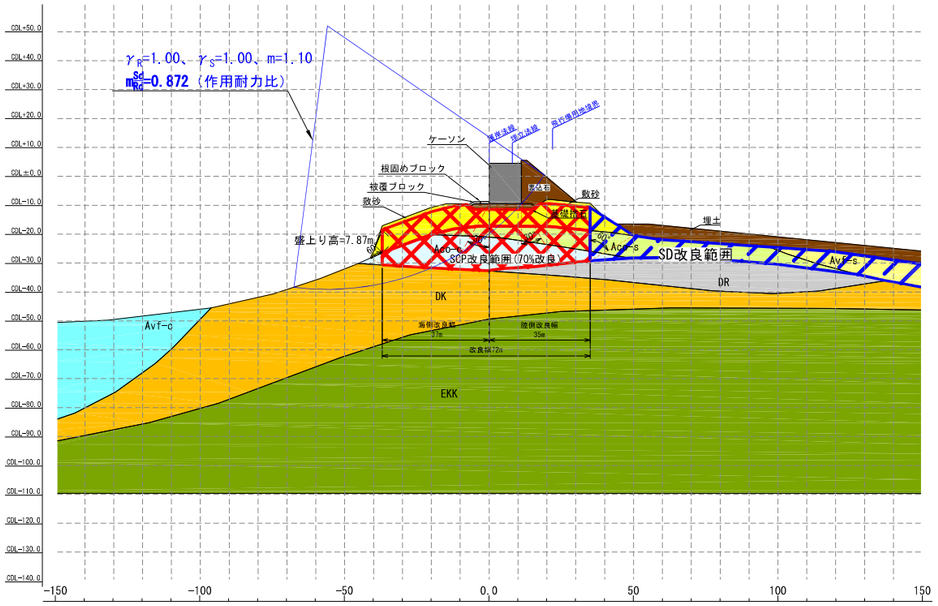


土質区分	施工時検討					完成時検討				
	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)
埋土	20.0	18.0	0.0	—	30.0	20.0	18.0	0.0	—	30.0
根固め・被覆・上部工	22.6	22.6	—	—	—	22.6	22.6	—	—	—
裏込石	20.0	18.0	0.0	—	40.0	20.0	18.0	0.0	—	40.0
ケーソン	16.2	16.2	—	—	—	16.7	16.7	—	—	—
基礎捨石	20.0	18.0	0.0	—	40.0	20.0	18.0	0.0	—	40.0
Avf-s	18.5	17.6	14.4+3.07Z	0.28	0.0	18.5	17.6	0.0	—	37.0
Avf-c	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0
Aco-g	19.3	18.4	0.0	—	40.0	19.3	18.4	0.0	—	40.0
DR	20.2	19.7	0.0	—	32.0	20.2	19.7	0.0	—	32.0
DK	20.5	19.9	0.0	—	30.0	20.5	19.9	0.0	—	30.0

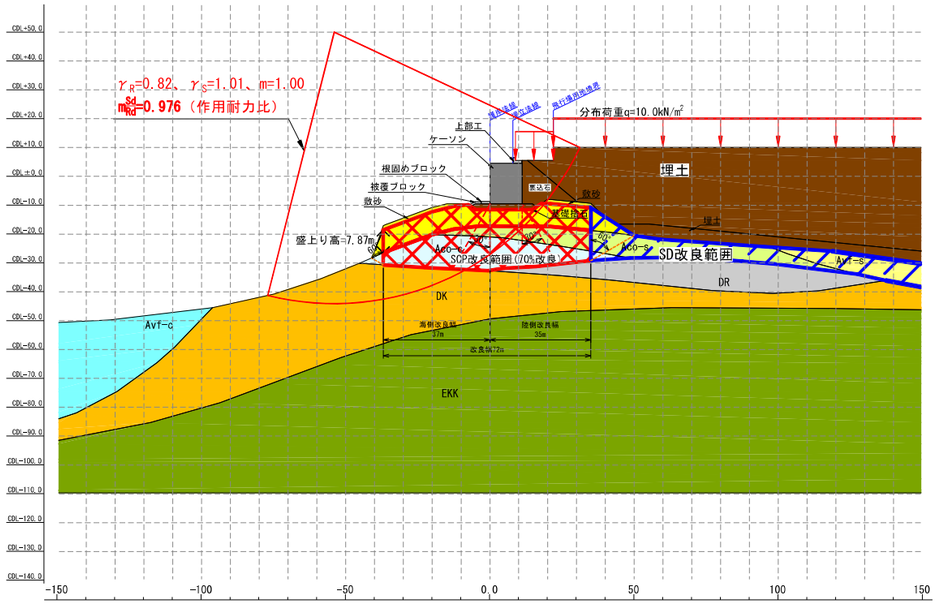
※1：Zの基準値：深度±0.0m

安定性能照査結果（C-2-2-1 工区：標準断面⑤）

施工時安定検討



完成時安定検討



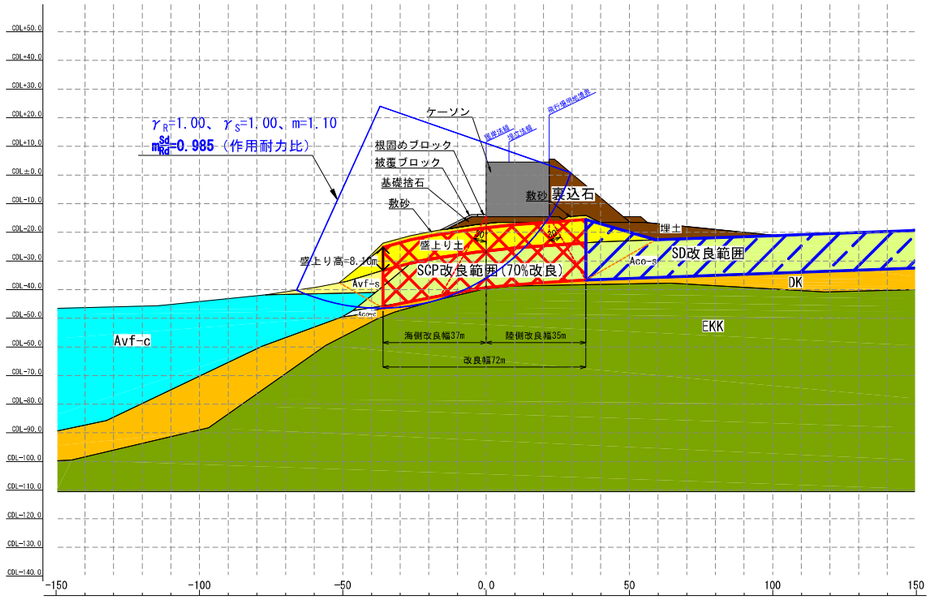
土質区分	施工時検討					完成時検討				
	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)
埋土	20.0	18.0	0.0	—	30.0	20.0	18.0	0.0	—	30.0
根固め・被覆・上部工	22.6	22.6	—	—	—	22.6	22.6	—	—	—
裏込石	20.0	18.0	0.0	—	40.0	20.0	18.0	0.0	—	40.0
ケーソン	15.8	15.8	—	—	—	16.0	16.0	—	—	—
基礎捨石	20.0	18.0	0.0	—	40.0	20.0	18.0	0.0	—	40.0
SCP砂杭、置換率=70%	20.0	18.0	0.0	—	35.0※2	20.0	18.0	0.0	—	35.0※2
敷砂	20.0	18.0	0.0	—	30.0	20.0	18.0	0.0	—	30.0
盛上り土	19.0	18.4	12.0+2.07Z	0.33	0.0	19.2	18.3	0.0	—	33.0
Avf-s	18.5	17.6	14.4+3.07Z	0.28	0.0	18.5	17.6	0.0	—	37.0
Avf-c	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0
Aco-s	19.0	18.4	12.0+2.07Z	0.33	0.0	19.2	18.3	0.0	—	33.0
Aco-c	19.0	18.4	12.0+2.07Z	0.33	0.0	19.2	18.3	0.0	—	33.0
DR	20.2	19.7	0.0	—	32.0	20.2	19.7	0.0	—	32.0
DK	20.5	19.9	0.0	—	30.0	20.5	19.9	0.0	—	30.0

※1：Zの基準値：深度±0.0m

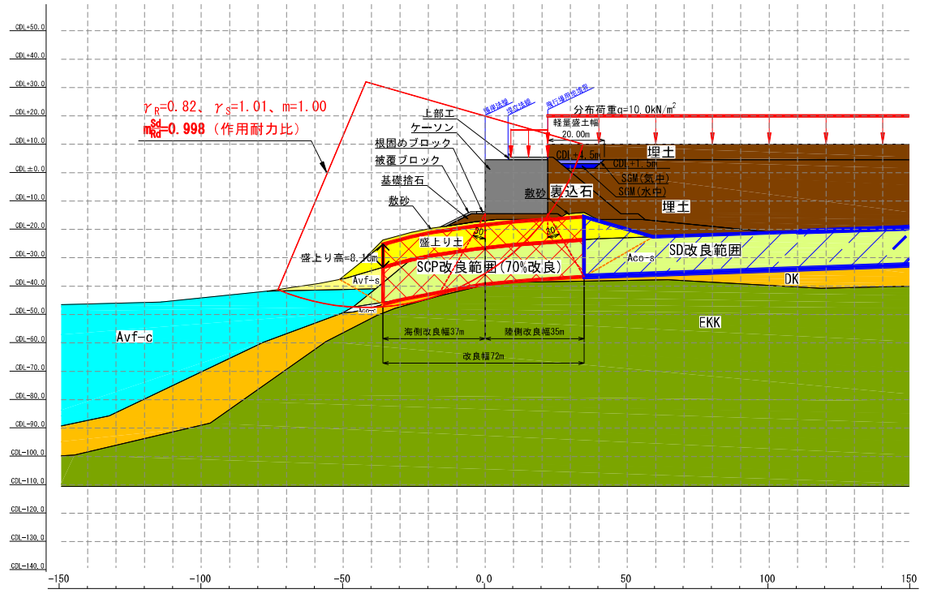
※2：SCP砂杭の応力分担比nは、置換率=70%ではn=1とした。

安定性能照査結果（C-2-3-1 工区：標準断面⑥）

施工時安定検討



完成時安定検討

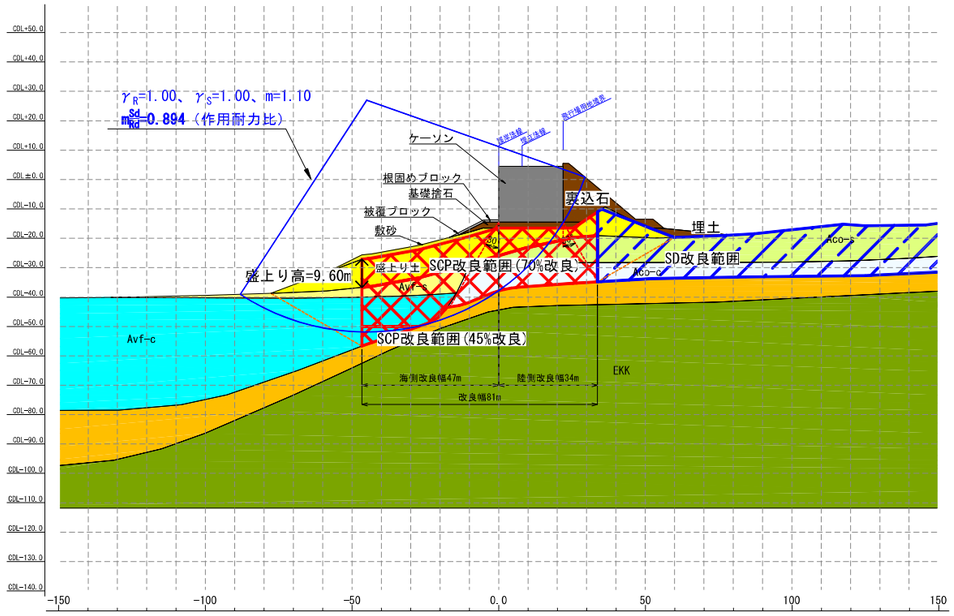


土質区分	施工時検討					完成時検討				
	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)
埋土	20.0	18.0	0.0	—	30.0	20.0	18.0	0.0	—	30.0
SGM(気中)	10.0	10.0	100.0	—	0.0	10.0	10.0	100.0	—	0.0
SGM(水中)	11.5	11.5	100.0	—	0.0	11.5	11.5	100.0	—	0.0
根固め・被覆・上部工	22.6	22.6	—	—	—	22.6	22.6	—	—	—
裏込石	20.0	18.0	0.0	—	40.0	20.0	18.0	0.0	—	40.0
ケーソン	18.7	18.7	—	—	—	19.1	19.1	—	—	—
基礎捨石	20.0	18.0	0.0	—	40.0	20.0	18.0	0.0	—	40.0
SCP砂杭、置換率=70%	20.0	18.0	0.0	—	35.0※2	20.0	18.0	0.0	—	35.0※2
敷砂	20.0	18.0	0.0	—	30.0	20.0	18.0	0.0	—	30.0
盛上り土	18.5	17.6	14.4+3.07Z	0.28	0.0	18.5	17.6	0.0	—	37.0
Avf-s	18.5	17.6	14.4+3.07Z	0.28	0.0	18.5	17.6	0.0	—	37.0
Avf-c	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0
Aco-s	19.0	18.4	12.0+2.07Z	0.33	0.0	19.2	18.3	0.0	—	33.0
Aco-c	19.0	18.4	12.0+2.07Z	0.33	0.0	19.2	18.3	0.0	—	33.0
DK	20.5	19.9	0.0	—	30.0	20.5	19.9	0.0	—	30.0

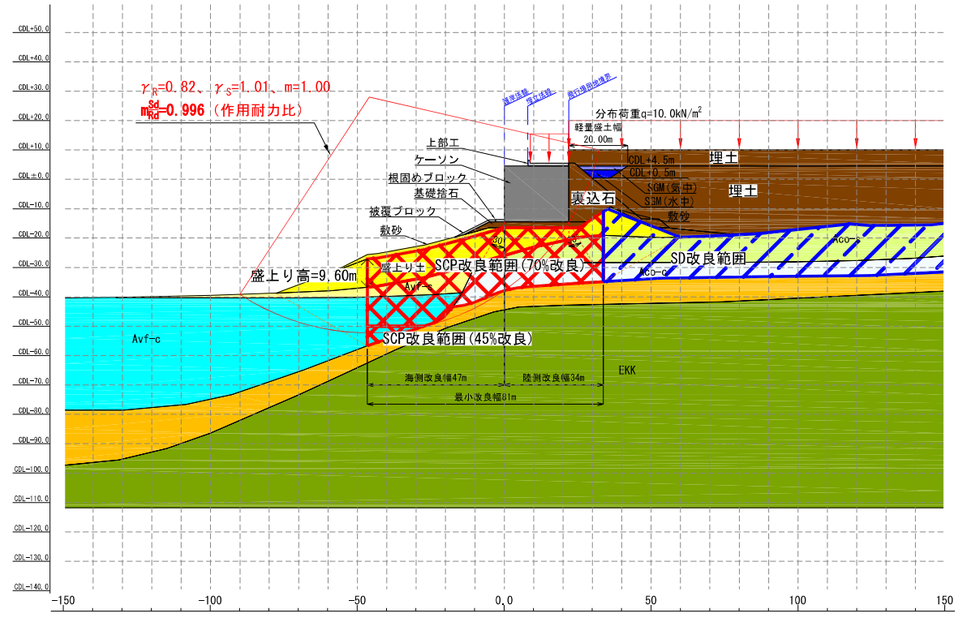
※1：Zの基準値：深度±0.0m
※2：SCP砂杭の応力分担比nは、置換率=70%ではn=1とした。

安定性能照査結果（C-2-4-1 工区：標準断面⑦）

施工時安定検討



完成時安定検討



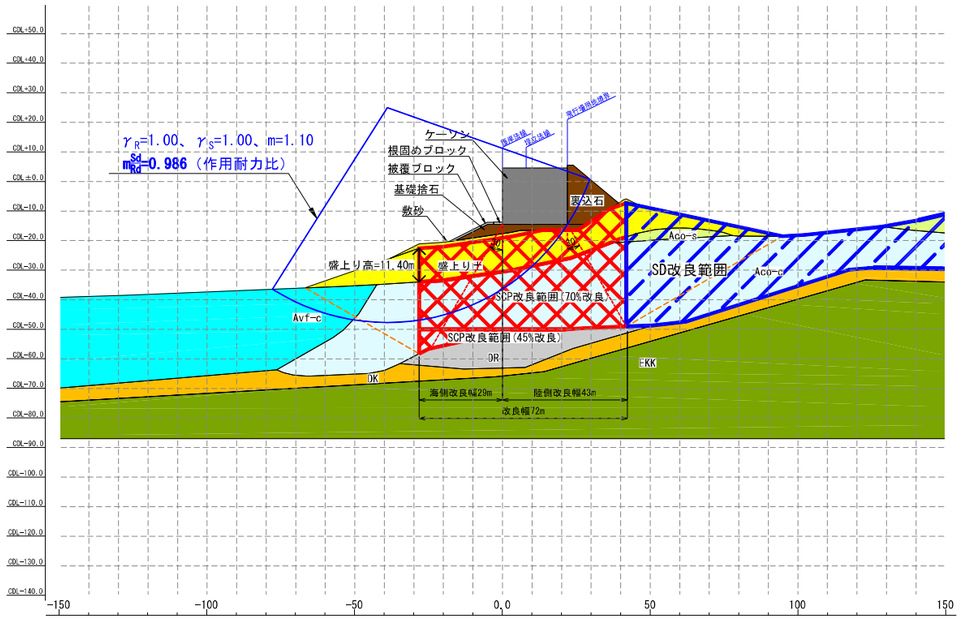
土質区分	施工時検討					完成時検討				
	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)
埋土	20.0	18.0	0.0	—	30.0	20.0	18.0	0.0	—	30.0
SGM(気中)	10.0	10.0	100.0	—	0.0	10.0	10.0	100.0	—	0.0
SGM(水中)	11.5	11.5	100.0	—	0.0	11.5	11.5	100.0	—	0.0
根固め・被覆・上部工	22.6	22.6	—	—	—	22.6	22.6	—	—	—
裏込石	20.0	18.0	0.0	—	40.0	20.0	18.0	0.0	—	40.0
ケーソン	18.7	18.7	—	—	—	19.1	19.1	—	—	—
基礎捨石	20.0	18.0	0.0	—	40.0	20.0	18.0	0.0	—	40.0
SCP砂杭、置換率=70%	20.0	18.0	0.0	—	35.0※2	20.0	18.0	0.0	—	35.0※2
SCP砂杭、置換率=45%	20.0	18.0	0.0	—	30.0※2	20.0	18.0	0.0	—	30.0※2
敷砂	20.0	18.0	0.0	—	30.0	20.0	18.0	0.0	—	30.0
盛上り土	19.0	18.4	12.0+2.07Z	0.33	0.0	19.2	18.3	0.0	—	33.0
Avf-s	18.5	17.6	14.4+3.07Z	0.28	0.0	18.5	17.6	0.0	—	37.0
Avf-c	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0
Aco-s	19.0	18.4	12.0+2.07Z	0.33	0.0	19.2	18.3	0.0	—	33.0
Aco-c	19.0	18.4	12.0+2.07Z	0.33	0.0	19.2	18.3	0.0	—	33.0
DK	20.5	19.9	0.0	—	30.0	20.5	19.9	0.0	—	30.0

※1：Zの基準値：深度±0.0m

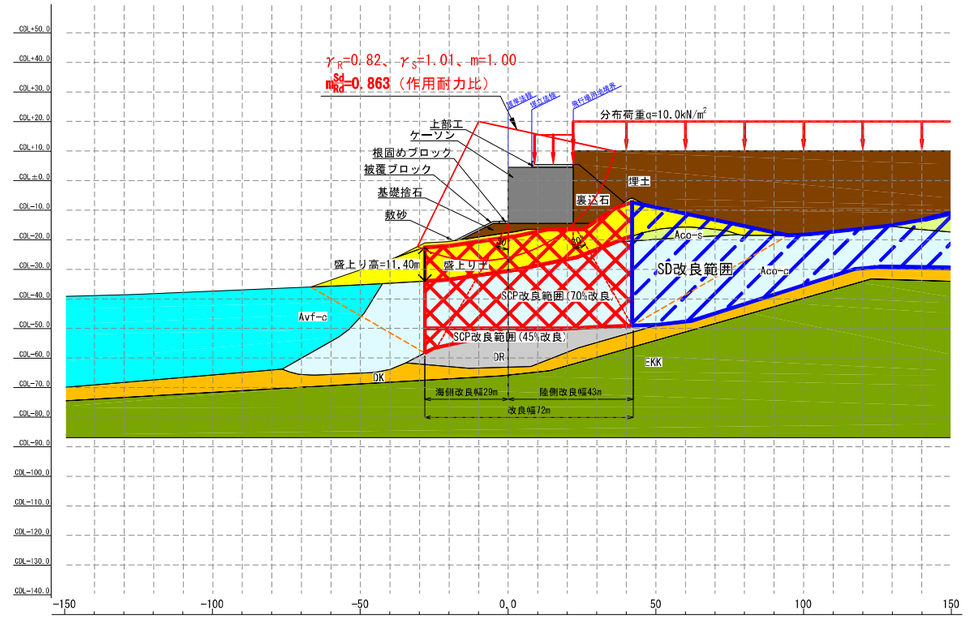
※2：SCP砂杭の応力分担比nは、置換率=70%ではn=1、置換率=45%ではn=2とした。

安定性能照査結果（C-3-1-1 工区：標準断面⑧）

施工時安定検討



完成時安定検討

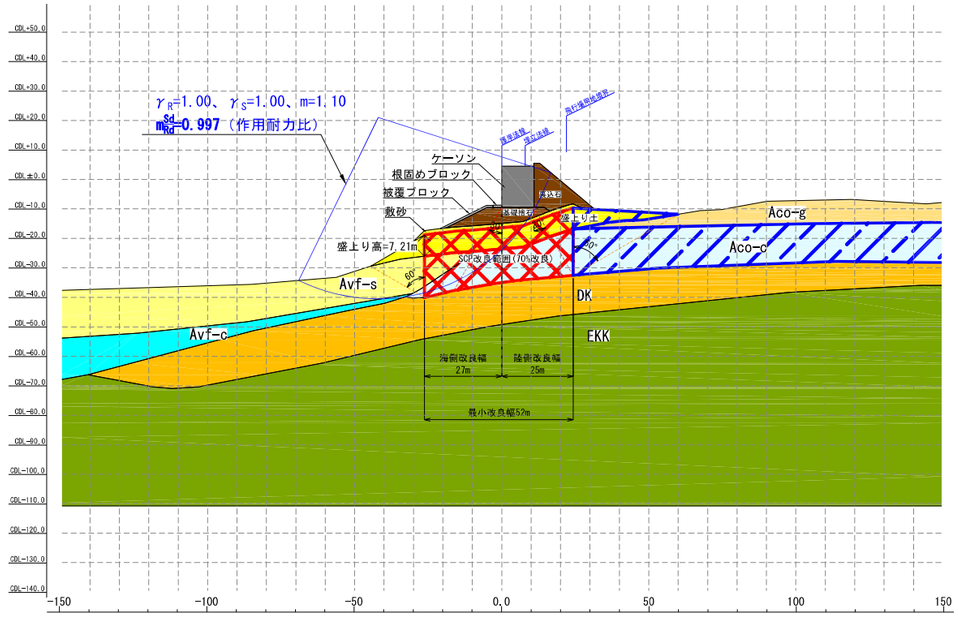


土質区分	施工時検討					完成時検討				
	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)
埋土	20.0	18.0	0.0	—	30.0	20.0	18.0	0.0	—	30.0
根固め・被覆・上部工	22.6	22.6	—	—	—	22.6	22.6	—	—	—
裏込石	20.0	18.0	0.0	—	40.0	20.0	18.0	0.0	—	40.0
ケーソン	18.7	18.7	—	—	—	19.1	19.1	—	—	—
基礎捨石	20.0	18.0	0.0	—	40.0	20.0	18.0	0.0	—	40.0
SCP砂杭、置換率=70%	20.0	18.0	0.0	—	35.0※2	20.0	18.0	0.0	—	35.0※2
SCP砂杭、置換率=45%	20.0	18.0	0.0	—	30.0※2	20.0	18.0	0.0	—	30.0※2
敷砂	20.0	18.0	0.0	—	30.0	20.0	18.0	0.0	—	30.0
盛上り土	19.0	18.4	12.0+2.07Z	0.33	0.0	19.0	18.4	0.0	—	36.0
Avf-c	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0
Aco-s	19.0	18.4	12.0+2.07Z	0.33	0.0	19.2	18.3	0.0	—	33.0
Aco-c	19.0	18.4	12.0+2.07Z	0.33	0.0	19.0	18.4	0.0	—	36.0
DR	20.2	19.7	0.0	—	32.0	20.2	19.7	0.0	—	32.0
DK	20.5	19.9	0.0	—	30.0	20.5	19.9	0.0	—	30.0

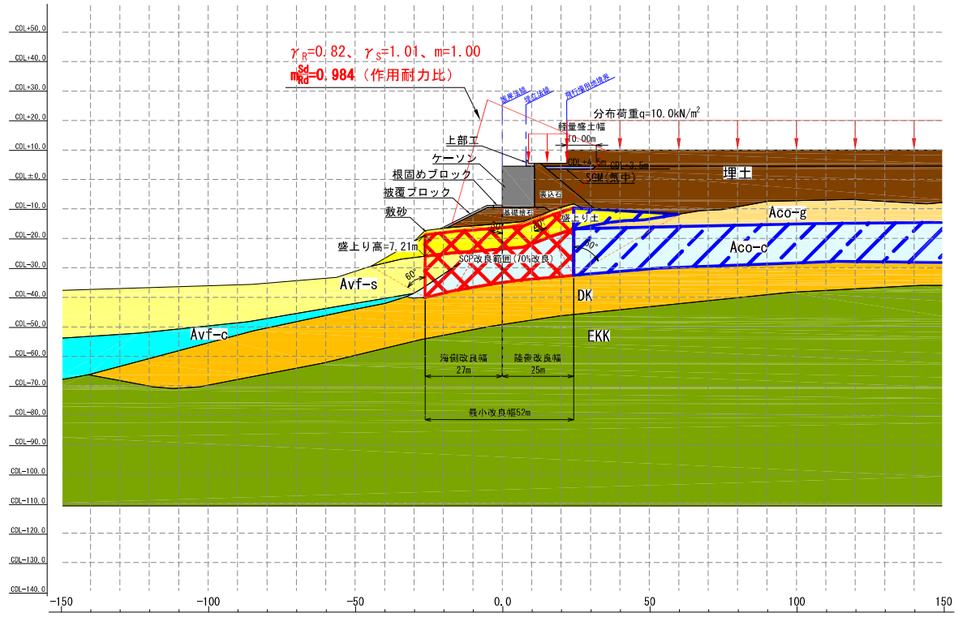
※1：Zの基準値：深度±0.0m
※2：SCP砂杭の応力分担比nは、置換率=70%ではn=1、置換率=45%ではn=2とした。

安定性能照査結果（C-3-1-2 工区：標準断面⑨）

施工時安定検討



完成時安定検討



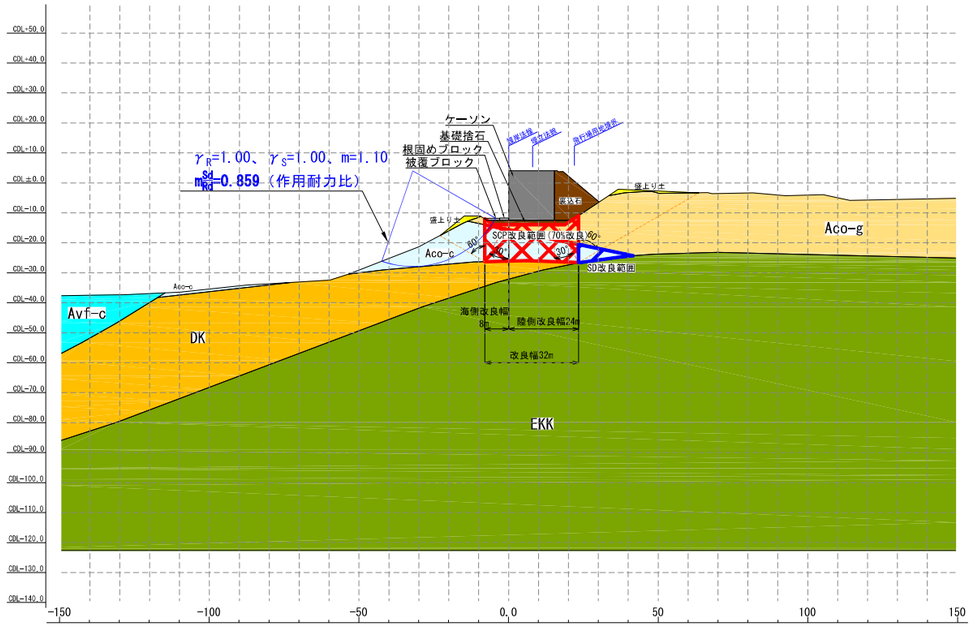
土質区分	施工時検討					完成時検討				
	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)
埋土	20.0	18.0	0.0	—	30.0	20.0	18.0	0.0	—	30.0
SGM(気中)	10.0	10.0	100.0	—	0.0	10.0	10.0	100.0	—	0.0
根固め・被覆・上部工	22.6	22.6	—	—	—	22.6	22.6	—	—	—
裏込石	20.0	18.0	0.0	—	40.0	20.0	18.0	0.0	—	40.0
ケーソン	15.8	15.8	—	—	—	15.9	15.9	—	—	—
基礎捨石	20.0	18.0	0.0	—	40.0	20.0	18.0	0.0	—	40.0
SCP砂杭、置換率=70%	20.0	18.0	0.0	—	35.0※2	20.0	18.0	0.0	—	35.0※2
敷砂	20.0	18.0	0.0	—	30.0	20.0	18.0	0.0	—	30.0
盛上り土	19.0	18.4	12.0+2.07Z	0.33	0.0	19.0	18.4	0.0	—	36.0
Avf-s	18.5	17.6	14.4+3.07Z	0.28	0.0	18.5	17.6	0.0	—	37.0
Avf-c	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0
Aco-c	19.0	18.4	12.0+2.07Z	0.33	0.0	19.0	18.4	0.0	—	36.0
Aco-g	19.3	18.4	0.0	—	40.0	19.3	18.4	0.0	—	40.0
DK	20.5	19.9	0.0	—	30.0	20.5	19.9	0.0	—	30.0

※1：Zの基準値：深度±0.0m

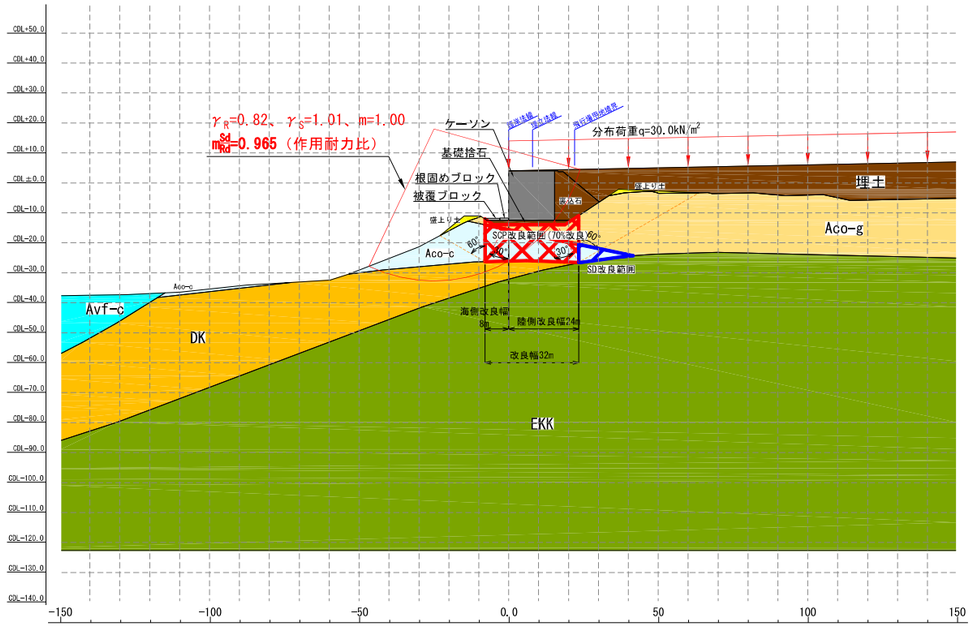
※2：SCP砂杭の応力分担比nは、置換率=70%ではn=1とした。

安定性能照査結果（C-3-2-1 工区：標準断面⑩）

施工時安定検討



完成時安定検討



土質区分	施工時検討					完成時検討				
	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)	γ_{sat} (kN/m³)	γ_t (kN/m³)	C※1 (kN/m²)	変動係数CV	ϕ (度)
埋土	20.0	18.0	0.0	—	30.0	20.0	18.0	0.0	—	30.0
根固め・被覆	22.6	22.6	—	—	—	22.6	22.6	—	—	—
裏込石	20.0	18.0	0.0	—	40.0	20.0	18.0	0.0	—	40.0
ケーソン	19.5	19.5	—	—	—	19.9	19.9	—	—	—
基礎捨石	20.0	18.0	0.0	—	40.0	20.0	18.0	0.0	—	40.0
SCP砂杭、置換率=70%	20.0	18.0	0.0	—	35.0※2	20.0	18.0	0.0	—	35.0※2
盛上り土	19.0	18.4	12.0+2.07Z	0.33	0.0	19.0	18.4	0.0	—	36.0
Avf-c	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0
Aco-c	19.0	18.4	12.0+2.07Z	0.33	0.0	19.0	18.4	0.0	—	36.0
Aco-g	19.3	18.4	0.0	—	40.0	19.3	18.4	0.0	—	40.0
DK	20.5	19.9	0.0	—	30.0	20.5	19.9	0.0	—	30.0

※1：Zの基準値：深度±0.0m
※2：SCP砂杭の応力分担比nは、置換率=70%ではn=1とした。

安定性能照査結果（護岸（係船機能付き）工区：標準断面⑪）

3.　護岸設計（Ａ護岸）

3.5　各工区の設計

3.5.1　設計条件の設定、断面諸元の設定

※3.5.1-1　孔内水平載荷試験による変形係数

大浦湾側において実施された孔内水平載荷試験の位置を図１に、孔内水平載荷試験により得られた変形係数を表１に示す。

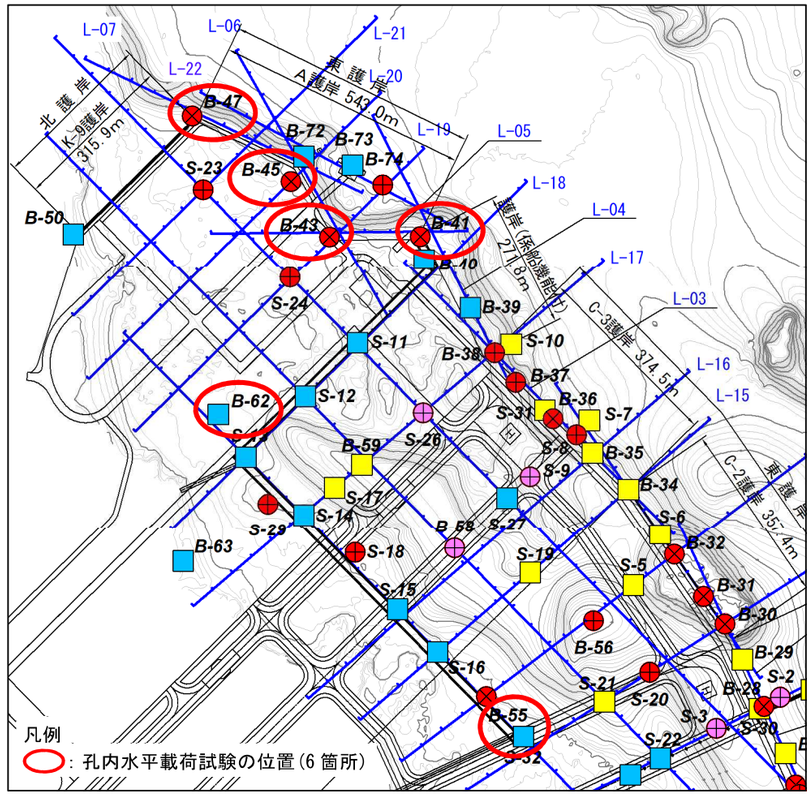


図１　大浦湾側において実施された孔内水平載荷試験の位置

表１　変形係数

Bor.No.	変形係数(MN/㎡)			
	Aco-g	Aco-s	Aco-c	Avf-s
B-41	-	-	1.564	-
B-43	4.268	-	-	-
B-45	2.921	-	-	-
B-47	1.237	-	-	-
B-55	3.665	-	-	-
B-62	-	-	-	1.621
平均値（設定値）	3.023	3.023	1.564	対象外

Aco-sの変形係数は、同じ砂質土系のAco-gを代用した。

※3.5.1-2

「道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編（平成 29 年 11 月）」P.187～188 より抜粋

(1)　地盤反力係数は，式（8.5.1）により定義する。

$k = p / \delta$ ……（8.5.1）

ここに，

k ：地盤反力係数（kN/m^3）

p ：地盤反力度（kN/m^2）

δ ：変位（m）

(2)　地盤反力係数は，地盤条件，基礎の載荷幅及び施工方法等の影響を適切に考慮して定めなければならない。

(3)　地盤反力係数を載荷試験による荷重と変位の関係から求める場合，又は式（8.5.2）により求める場合には，(2)を満足するとみなしてよい。

$k = \lambda k_0 (B'/0.3)^{-3/4}$ ……（8.5.2）

ここに，

k ：地盤反力係数（kN/m^3）

k_0 ：直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する地盤反力係数（kN/m^3）で，各種試験により求めた変形係数から推定する場合は，式（8.5.3）により求める。

$k_0 = \alpha E_0 / 0.3$ ……（8.5.3）

ここに，

E_0 ：表-8.5.1 に示す方法で推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数（kN/m^2）

α ：地盤反力係数の換算係数で，表-8.5.1 に示す値とする。

表-8.5.1　変形係数 E_0 と地盤反力係数の換算係数 α

変形係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の換算係数 α	
	作用の組合せに地震の影響を含まない場合	作用の組合せに地震の影響を含む場合
直径 0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	1	2
孔内水平載荷試験から求めた変形係数	4	8
供試体の一軸圧縮試験又は三軸圧縮試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 2{,}800N$ で推定した変形係数	1	2

B' ：地盤反力係数の推定に用いる基礎の換算載荷幅（m）

λ ：基礎の施工方法の影響を考慮する係数

※3.5.1-3

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1161 より抜粋

(c) 地盤反力係数は、一般に、地盤調査の結果に基づいて以下のように求めることができる。

1) 横方向地盤反力係数

横方向地盤反力係数は、[施] 第2章 3.4.7 チャンの方法による杭のたわみの計算に示される横山[76]の提案した図により算定することができる。

$$k_{CH} = 2000N \qquad (2.9.22)$$

ここに、

k_{CH} ：横方向地盤反力係数 (kN/m^3)

N ：N値

地盤が性質の異なる地層からなる場合、横方向地盤反力係数は、各層ごとに求めることとする。

※3.5.1-4

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.471 より抜粋

表－2.2.3　鋼杭及び鋼管矢板の降伏応力度の特性値[13]　(N/mm^2)

応力度の種類＼鋼種	SKK400 SHK400 SHK400M SKY400	SKK490 SHK490M SKY490
軸方向引張応力度（純断面積*1につき）	235	315
曲げ引張応力度（純断面積*1につき）	235	315
曲げ圧縮応力度（総断面積*2につき）	235	315
せん断応力度（総断面積*2につき）	136	182

*1：ボルト孔等の断面欠損部を考慮した面積、*2：断面欠損分を考慮しない全面積

※3.5.1-5

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1106 より抜粋

表－2.3.5　タイロッド材料の特性

種　類	破断強度 (N/mm^2)	降伏応力度 (N/mm^2)	伸び (%)	降伏応力度 ／破断強度
SS400	402以上	(径40mm以下) 235以上	24以上	0.58
		(径40mmを超えるもの) 215以上	24以上	0.53
SS490	490以上	(径40mm以下) 275以上	21以上	0.56
		(径40mmを超えるもの) 255以上	21以上	0.52
高張力鋼490	490以上	325以上	24以上	0.66
高張力鋼590	590以上	390以上	22以上	0.66
高張力鋼690	690以上	440以上	20以上	0.64
高張力鋼740	740以上	540以上	18以上	0.73

※3.5.1-6

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.470 より抜粋

表－2.2.2　構造用鋼材の降伏応力度の特性値[11]

鋼種	板厚 mm	引張降伏 応力度 N/mm^2	圧縮降伏 応力度 N/mm^2	せん断降伏 応力度*1 N/mm^2	支圧降伏応力度 (鋼板と鋼板) N/mm^2	引張強さ N/mm^2
SS400	～16	245以上	245以上	141	368	400～510
	16～40	235以上	235以上	136	353	
	40～100	215以上	215以上	124	323	
	100～	205以上	205以上	118	308	
SM400 SMA400	～16	245以上	245以上	141	368	400～510 (～540) *2
	16～40	235以上	235以上	136	353	
	40～75	215以上	215以上	124	323	
	75～100	215以上	215以上	124	323	
	100～160	205以上	205以上	118	308	
	160～200	195以上	195以上	113	293	
SM490	～16	325以上	325以上	188	488	490～610
	16～40	315以上	315以上	182	473	
	40～75	295以上	295以上	170	443	
	75～100	295以上	295以上	170	443	
	100～160	285以上	285以上	165	428	
	160～200	275以上	275以上	159	413	
SM490Y SMA490	～16	365以上	365以上	211	548	490～610
	16～40	355以上	355以上	205	533	
	40～75	335以上	335以上	193	503	
	75～100	325以上	325以上	188	488	
	100～160	305以上	305以上	176	458	
	160～200	295以上	295以上	170	443	
SM520	～16	365以上	365以上	211	548	520～640
	16～40	355以上	355以上	205	533	
	40～75	335以上	335以上	193	503	
	75～100	325以上	325以上	188	488	
SM570 SMA570	～16	460以上	460以上	266	690	570～720
	16～40	450以上	450以上	260	675	
	40～75	430以上	430以上	248	645	
	75～100	420以上	420以上	242	630	
SBHS400 SBHS400W	6～100	400以上	400以上	231	600	490～610
SBHS500 SBS500W	6～100	500以上	500以上	289	750	570～720
SBHS700 SBHS700W	6～75	700以上	700以上	404	1050	780～930

*1：せん断降伏応力度の算定にあたっては、フォン・ミーゼス (von Mises) の降伏条件を適用している。

*2：(　) 内は、SMA400材の値を示している。

※3.5.1-7

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.475 より抜粋

表－2.3.1　鋼材の腐食速度の標準値[25)]

腐食環境		腐食速度 (mm/年)
海側	H.W.L. 以上	0.3
	H.W.L. ～ L.W.L.-1ｍまで	0.1～0.3
	海水中	0.1～0.2
	海底土中部	0.03
陸側	陸上大気中	0.1
	土中部*1	
	a) 残留水位より上	0.03
	b) 残留水位より下	0.02

*1：鋼矢板などの背面も含む

※3.5.1-8

「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（平成 21 年 11 月）p.52～53 より抜粋

港湾鋼構造物は，一般の陸上鋼構造物に比較すると厳しい腐食環境にあるため，適切な腐食対策を講じる必要がある．

特に，M.L.W.L.直下付近に生じる集中腐食に対しては，適切な腐食対策が必要である[24)]．

港湾鋼構造物の背面土中部は，海側に比較して通常腐食速度が小さいことなどから，特に防食を行う必要がない．ただし，裏込め土に廃棄物などを使用し，腐食性が強いと推察される場合は，事前に調査を行い適切な防食を講じる必要がある．

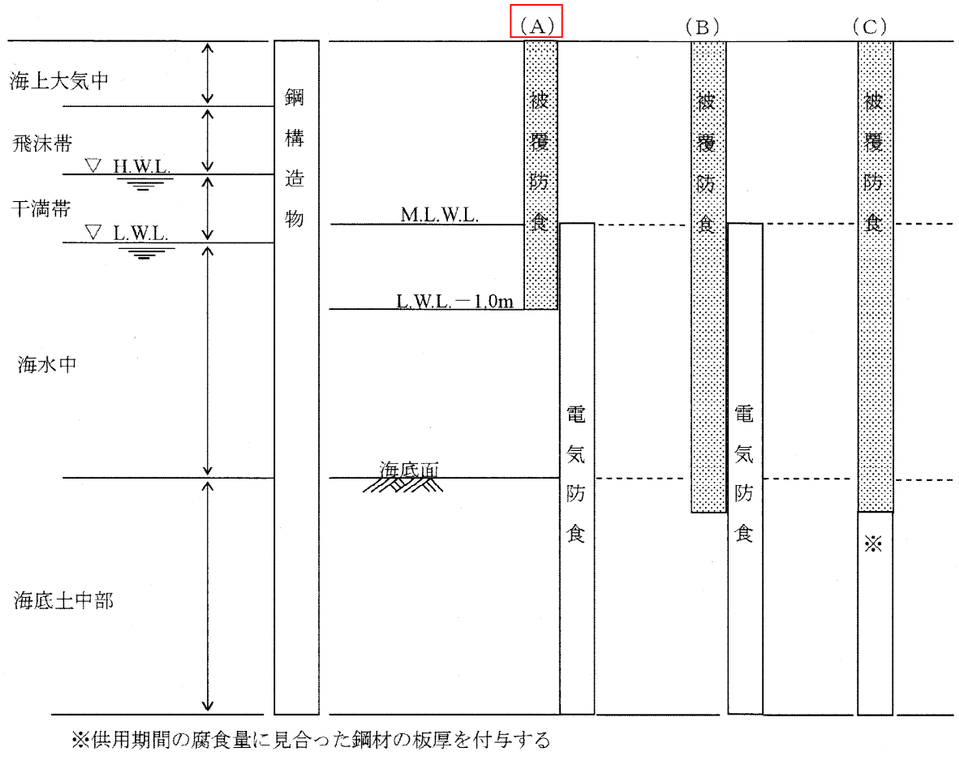
港湾鋼構造物に適用する防食法は，**図－1.3.1** に示す（A），（B），（C）の 3 つの方法がある．港湾の施設の技術上の基準・同解説[25)]では（A），（B）の方法を原則としており，（C）の方法をやむを得ず採用する場合には，耐久性などに関する検討が必要である．

（A）は，L.W.L.－1.0m 以上に被覆防食を M.L.W.L.以下に電気防食を適用する方法で，実績が多く，信頼性も確認されている方法である．M.L.W.L.～L.W.L.－1.0m の間は，集中腐食が最も発生しやすい部位であるため，被覆防食と電気防食を併用し，集中腐食を防止できるように配慮している[3)]．電気防食の適用範囲は M.L.W.L.以下であるが，高波浪環境で干満部に鋼材が露出している場合には大きな防食電流を要することや，河川水や多量の雨水（淡水）が混入する環境では，淡水は海水に比較して電気抵抗率が大きく，比重が小さいため，上層部に滞留し，電気防食の効果が低下することがある．したがって，被覆防食の適用範囲は L.W.L.－1.0m より上部が標準的であるが，海域によって，河川水の混入程度などが異なるため，水質調査を行い適切な深度を決定することが望ましい．

（B）は，（A）の方法の被覆防食を海底面まで行った方法である．外洋や高潮流海域などで，電気防食の防食電流密度が大きな値を必要とする場合や，季節により，海水の電気抵抗率が大きく変動する環境（河口付近の水門や護岸など）などで，経済的・効果的な場合が多い．なお，この方式では電気防食の陽極の取付けが被覆防食に損傷を与えないように，あらかじめ陽極の取付け台座を設けておくか，被覆前に陽極を取付けるなどの配慮が必要である．長大橋や水門などで実施例が多い．

（C）は，腐食の激しい飛沫帯，干満帯，海水中および海底土中部の一部に被覆防食を適用する方法である．この方法は一般に水深の浅い鋼矢板護岸などに用いられる．この場合の被覆防食は特に防食性，耐久性に優れたものでなければならない．被覆防食には新設構造物の場合はポリエチレン被覆やウレタンエラストマー被覆，既設構造物の場合はペトロラタム被覆やモルタル被覆などが用いられることが多い．被覆防食の下端深度は，海底面－1.0m 程度とすることが多い．これは，海底土としては

腐食性の強い泥土（ヘドロ）が推積している場合が多いことや，海底面の若干の変動などに配慮したものである．海底土中部の防食工が適用されない部位の鋼材は，その海域に合った肉厚の増加が必要である．



※供用期間の腐食量に見合った鋼材の板厚を付与する

図－1.3.1　港湾鋼構造物の腐食環境と適用防食法

鋼管杭，鋼矢板や鋼管矢板を使用した岸壁および桟橋構造の適用防食法は(A)の方法が一般的である．大規模構造物や河口付近の構造物の場合は，(B)の方法が効果的な場合があるので比較検討し，経済的な防食法を決定する必要がある．また，護岸など水深の浅い構造物で，重要度が低く設計供用期間が短い場合には（C)の方法を採用する場合もある．

供用期間の短い構造物（仮設構造物など）の副部材には防食法は適用せず，腐食しろ（鋼材の板厚の増加）によって，腐食対策を図ることもある．

「港湾鋼構造物防食・補修マニュアル（平成 21 年 11 月）p.80 より抜粋

平均干潮面以下の防食率としては，一般に 90%が用いられることが多い．

【解　説】

従来から設計の際に設定する防食率 90%は，鋼矢板や鋼管杭が打ち込まれた後，電気防食が適用されるまでの無防食期間の腐食を考慮し，安全側の値として用いられるものであるが，鋼製ジャケットや沈埋函などの陸上部で組み立てられる構造物には当初から陽極が取り付けられ，建設当初より電気防食が適用されるため防食効果は 100%とみなすことができる．

電気防食が適切に維持管理され，防食電位以下に保たれていれば，鋼材は腐食しない．M.L.W.L.以下に試験片を取り付けて試験を行なった結果，防食電位が維持されている状態での試験片の防食効果は，ほぼ 100%であった [22)]．しかし，現状では防食率を 90%として，鋼材の腐食しろを設定している場合が多い．

※3.5.1-9

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月)」P.1118 より抜粋

②鋼管矢板の継手長は矢板の一体性保持の面からは、なるべく長くするのがよいが、施工中の継手の破損を考えて矢板先端まではつけず、通常は継手の下端を主働土圧強度と受働土圧強度が等しくなる深度あるいは仮想固定点（$1/\beta$，**本章5.2.2基本断面の設定 (8) 仮想固定点**参照）まで連続的に設置し、海底面下2～3mまでとすることが多い。残留水位差が大きい場合にはパイピング現象を考慮して決定することもある。

3.5.2　施工時の検討

※3.5.2-1　壁体の安定性能照査項目

二重鋼管矢板式護岸は、施工時（鋼管矢板の間の中詰砂の施工前の状態）において、自立式構造となるため、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1120 に示される自立矢板式係船岸の性能照査項目に準拠した。施工時であることから設計状態は変動状態とし、主たる作用を変動波浪（10 年確率波）とし、従たる作用は考慮しないこととした。

また、照査項目は矢板式構造であることから、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1083 に示される矢板式係船岸の性能照査項目に準拠した。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1120 より抜粋

別表11-11　自立矢板式係船岸の各設計状態における性能照査項目及び限界値を定める標準的な指標

省令			告示			要求性能	設計状態			照査項目	限界値を定める標準的な指標
条	項	号	条	項	号		状態	主たる作用	従たる作用		
26	1	2	50	2	-	使用性	永続状態	土圧	水圧、載荷重	法線の変形	岸壁天端の残留変形量
							変動状態	レベル1地震動〔船舶の牽引〕	土圧、水圧、載荷重		

※〔 〕は設計状態について、主たる作用を置き換えていることを示す。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1083 より抜粋

別表11-6　矢板式係船岸の各設計状態における照査項目及び限界値を定める標準的な指標

省令			告示			要求性能	設計状態			照査項目	限界値を定める標準的な指標
条	項	号	条	項	号		状態	主たる作用	従たる作用		
26	1	2	50	-	1	使用性	永続状態	土圧	水圧、載荷重	必要根入れ長	構造の安定に必要な根入れ長
										矢板の降伏	矢板の設計降伏応力度
							変動状態	レベル1地震動	土圧、水圧、載荷重	必要根入れ長	構造の安定に必要な根入れ長
										矢板の降伏	矢板の設計降伏応力度

※3.5.2-2

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.213～219 より抜粋

6.2.2 壁面に波の峰がある時の重複波及び砕波の波力

(1) 合田式（一般）

直立壁に作用する最大波力及びそのときの揚圧力は、一般的に以下で表される合田式で算定する。合田式は、合田[8]が波圧実験結果及び現地防波堤に対する適用成果を勘案して提案した式に、波向きの効果などを修正したものである[9]。これによって、重複波圧、砕波圧を区別することなしに、直立壁に働く波力を連続的に求めることができる。しかしながら、急勾配海底面上の直立壁や、高マウンド上の直立壁にあって強大な衝撃砕波力が作用する条件に対しては、波力を過小に評価することがあり、衝撃砕波力の発生の危険性に留意して適用することが望ましい（**本章6.2.4 衝撃砕波力**参照）。本方式による波圧は静水時を基準とした波の作用による圧力を与えるものであり、波の作用以前の状態における静水圧については、必要に応じ別に考慮する。また、本方式による波力は直立壁体の安定性の検討のための波力を対象としたものであり、特に砕波が作用する場合には必ずしも各位置における最大波圧を表わすものではなく、部材としての検討などに際してはこうした点にも注意すべきである。

(2) 合田式による前面波圧

合田式における直立壁の前面に作用する波圧は、次の**式 (6.2.1)** によって表される η^* の高さで0、静水面の高さで次の**式 (6.2.2)** によって表される最大値 p_1、海底面で次の**式 (6.2.3)** によって表される p_2 となる直線的に変化する分布であり、直立壁底面から天端までの波圧を考慮する（**図－6.2.1**、**図－6.2.2**参照）。

$$\eta^* = 0.75(1+\cos\beta)\lambda_1 H_D \tag{6.2.1}$$

$$p_1 = 0.5(1+\cos\beta)\left(\alpha_1\lambda_1 + \alpha_2\lambda_2\cos^2\beta\right)\rho_0 g H_D \tag{6.2.2}$$

$$p_2 = \frac{p_1}{\cosh(2\pi h/L)} \tag{6.2.3}$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1 \tag{6.2.4}$$

この式において、$\eta^*, p_1, p_2, p_3, \rho_0 g, \beta, \lambda_1, \lambda_2, h, L, H_D, \alpha_1, \alpha_2$及び α_3は、それぞれ次の数値を表すものとする。

η^*　：静水面上で波圧強度が0となる高さ（m）
p_1　：静水面における波圧強度（kN/m^2）
p_2　：海底面における波圧強度（kN/m^2）
p_3　：直立壁の底面における波圧強度（kN/m^2）
$\rho_0 g$　：水の単位体積重量（kN/m^3）
β　：波の主方向から±15°の範囲内で最も危険な方向と直立壁の法線の垂線が成す角度（°）
λ_1, λ_2　：波圧の補正係数（標準は、1.0）
h　：直立壁の前面における水深（m）
L　：水深hにおいて計算に用いる次の（4）に示す波長（m）
H_D　：計算に用いる次の（4）に示す波高（m）
α_1　：次式によって表される数値

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2}\left\{\frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)}\right\}^2 \tag{6.2.5}$$

α_2　：次式によって表される数値

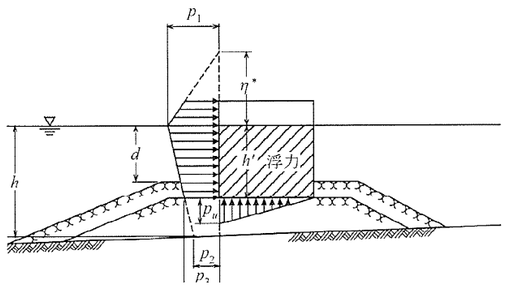
$$\alpha_2 = \min\left\{\frac{h_b - d}{3h_b}\left(\frac{H_D}{d}\right)^2, \frac{2d}{H_D}\right\} \tag{6.2.6}$$

α_3　：次式によって表される数値

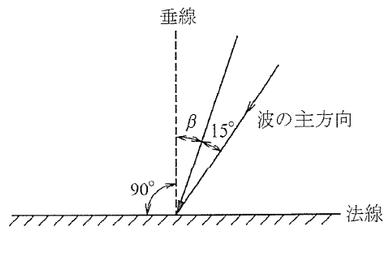
$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h}\left\{1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)}\right\} \tag{6.2.7}$$

この式において、h_b, d及びh'は、それぞれ次の数値を表すものとする。

h_b　：直立壁の前面から沖側へ有義波高の5倍の距離の地点における水深（m）
d　：マウンドの根固め工または被覆工の天端のうち、いずれか浅い水深（m）
h'　：直立壁の底面の水深（m）



図－6.2.1　計算に用いる波圧分布



図－6.2.2　波の入射角 β のとりかた

(3) 直立壁の底面の揚圧力

合田式における直立壁底面の揚圧力は、直立壁の前趾において次式で与えられる p_u、後趾において0となる三角形分布である。

$$p_u = 0.5(1+\cos\beta)\alpha_1\alpha_3\lambda_3\rho_0 g H_D \qquad (6.2.8)$$

この式において、p_u 及び λ_3 は、それぞれ次の数値を表すものとする。

p_u　：直立壁の底面に作用する揚圧力（kN/m^2）

λ_3　：揚圧力の補正係数（標準は、1.0）

(4) 波圧の計算に用いる波高及び波長

合田式における波高 H_D 及び波長 L は、それぞれ最高波の波高及び波長で、波高は次に掲げる波高であり、波長は有義波周期に対応する波長である。

①最高波が砕波の影響を受けない場合

$$H_D = H_{\max} = 1.8H_{1/3} \qquad (6.2.9)$$

この式において、$H_{\max}$ 及び $H_{1/3}$ は、次の数値を表すものとする。

$H_{\max}$：直立壁の前面水深における進行波としての最高波高（m）

$H_{1/3}$：直立壁の前面水深における進行波としての有義波高（m）

②最高波が砕波の影響を受ける場合

H_D　：不規則波の砕波変形を勘案した最高波高（m）

(5) 最高波

合田式は個々の波に対する波力を表すものであるため、一般に性能照査で対象とする波群のうち最も厳しい波力を与える波の諸元を用いることが必要であり、最高波を対象とする。不規則波群中の最高波の出現は確率的なものであるから、一概にその諸元を決めることはできないが、本方式の現地防波堤への適用成果などからみて、一般的に、波長については有義波周期に対応する波長、波高については砕波変形の生じないところでは有義波高の1.8倍に相当する最高波高を用いる。

最高波が砕波の影響を受けるかどうかは**本章4.4.6 砕波**の最高波高を求める**図－4.4.15 (a) ～ (e)** において、2%減衰線より岸側の領域内の波高変化におけるピークを境に、それ以深であれば砕波の影響を受けず、以浅であれば砕波の影響を受けると考えればよい。また、最高波高を簡略式によって求める場合には、**本章4.4.6 砕波**の式 **(4.4.11)** の右辺 { } 内第1項の h として、h_b を用いればよい。

なお、式 **(6.2.9)** の右辺の係数1.8の代わりにほかの値を用いる場合には、最高波の出現などについて十分な検討を行って、適切な値を用いるべきである（**本章4.2 設計に用いる波の取扱い**参照）。

(6) 波圧の補正係数 $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$

式 (6.2.1) ～式 (6.2.8) は、一般化された合田式であり、条件が異なる壁にも準用できるよう補正係数を含む式となっている。これらの補正係数は通常の直立壁の場合1.0であるが、消波ブロックで被覆されたケーソンや直立消波ケーソンなどの各種の壁面に作用する波圧は、これらの補正係数を適切に与えることによって表すことができる（**本章6.2.5 消波ブロックで被覆された直立壁に作用する波力**及び**本章6.2.7 直立消波ケーソンに作用する波力**参照）。

(7) 合田式の特徴と適用限界

合田式の第一の特徴は、重複波から砕波に至る波力を周期の影響を含めて連続的に算定できることである。**式 (6.2.5)** で与えられるパラメータ α_1 は周期（正確には h/L）の影響を表すもので、浅海波の極限では1.1、深海波では0.6の値となる。このほか周期の影響は、計算に用いる最高波高の決定に際して現われ、沖波波高が一定のとき、周期が長いほど大きな最高波高を採用することとなる。合田式はこうした周期の影響を取り入れたものである。

もう一つの特徴はマウンドの高さと海底勾配による波力の変化をパラメータ α_2 で取り入れていることである。**式 (6.2.6)** からも分かるように、H_D を一定としてマウンドの高さを海底面から徐々に高くしていけば、α_2 は0から徐々に増大し極大値に達する。それ以上になれば減少し、d=0では再び α_2=0となる。α_2 の極限値は1.1であり、これと α_1 の極限値の1.1と組み合せれば、静水面における波圧強度 p_1 は $2.2\rho_0 g H_D$ となる。

一方、海底勾配の影響は、α_2 の中における h_b を直立壁から設計有義波高の5倍の距離だけ沖側に離れた地点における水深とすることによって、急勾配であるほどマウンドが高い場合と同じ影響を与えるようになっている。また、砕波の影響を受ける領域において $5H_{1/3}$ だけ離れた地点での最高波高を計算に用いる波高としたのは、直立壁に最大の波力を及ぼす波が進行波としてやや沖側で砕波する波であることを考慮したものである。海底勾配の影響はこのほか計算に用いる最高波高の決定に際しても現われ、砕波の影響を受ける領域では海底勾配が急であるほど大きな波高となる。そのため、海底勾配の波力に及ぼす影響はかなり大きい。

以上のように本算定式はマウンドの高さや海底勾配の影響を考慮したものであるが、高マウンドや急勾配海底面上の直立壁には強大な衝撃砕波力が作用することがあり、こうした条件に対しては過小な値を与えるので、衝撃砕波力の発生の危険性に注意して適用することが望ましい。特に、高マウンドの場合には、**式 (6.2.6)** の α_2 だけでなく、**本章6.2.4 (6) 混成堤に作用する衝撃砕波力**に示す高橋ら[10]の衝撃砕波力係数 α_1 を考慮し、α_1 が α_2 より大きくなる場合は α_1 の値をとるべきである。

合田式のもう1つの問題点は例えば汀線付近などの極めて浅い水域への適用性である。合田式の適用範囲は、あくまでも直立壁のやや沖側で砕波する波が最大の波力を与える範囲である。この限界を明確に規定することは困難で、汀線近くの直立壁に作用する波力などについては他の算定式とあわせ適宜用いていくのがよい（**本章6.2.11 砕波線からかなり陸側にある直立壁に作用する波力**参照）。

(8) 合田式における波向の影響

波向の波力に及ぼす影響については、いくつかの実験結果があるものの、明らかでない点も多い。従来、重複波的波の作用については波向による補正は考えず、砕波的な波の作用についてのみ $\cos^2\beta$ を乗じることによって波向の影響を考慮してきた。しかしながら、砕波に対しては波向の増大とともに波力が減少し、β =90°の極限では0となるのに対し、重複波では完全反射の波との重合が直角の場合と同様に保持されているとするのは不合理な点がある。すなわち、実際の防波堤などではその延長が有限であるため、斜め入射の角度が大きい場合には、波高が2倍となるのは堤端からかなり離れた箇所になり、極限の β =90°の場合には無限遠点となる。この場合、直立壁には進行波の波圧が作用するものと考えるのが妥当である。また、防波堤が無限延長と考えられる場合においても、第2次近似の有限振幅波理論を用いると斜め入射波による波圧

は直角入射の場合よりも若干減少し、その度合が波形勾配に比例することが導かれる。これらの点及び現地防波堤に対する適用結果を考慮して、波高に対する補正は、**式 (6.2.2)** に示したようにマウンドの効果を表わす α_2 に対して $\cos^2\beta$ を乗じ、かつ全体に $0.5\,(1+\cos\beta)$ を乗じている。

(16) 円筒列からなる直立壁に作用する波力

鋼管防波堤のように円筒列から成る直立壁に作用する波力については、永井・久保ら[21]、林・狩野ら[22]の研究がある。これらの結果では平面直立壁に作用する波力と大差ないことが認められ、円筒列からなる直立壁についても平面の直立壁とみなし、合田式を準用して波力の算定を行うことができる。

6.2.3 壁面に波の谷がある時の負の波力

(1) 一般

壁面に波の谷があるときには、波面が静水面から下がった高さに対応する負の波力が作用する。負の波力は、適切な水理模型実験または適切な計算式によって算定される波力とする。負の波力は沖側に向かう波力であり、特に水深が大きく波長が短いときに、正の波力と同程度となる場合もある。

(2) 負の波圧分布

壁面に波の谷があるときの壁前面における負の波圧は、図　**6.2.4**に示すように静水面で0、静水面下 $0.5H_D$ で p_u、以下底面まで一様の直線分布の波圧が沖側に向かって作用するものとして算定することができる。すなわち、

$$p_u = 0.5\rho_0 g H_D \qquad \textbf{(6.2.10)}$$

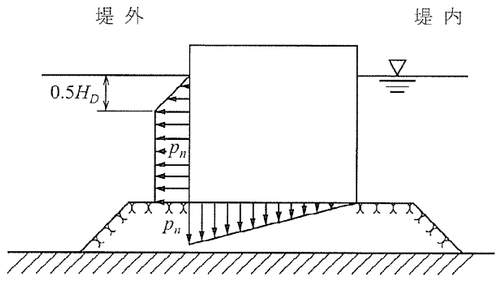
ここに、

p_u　：一様部における波圧強度 (kN/m^2)

$\rho_0 g$：海水の単位体積重量 (kN/m^3)

H_D　：性能照査に用いる波高 (m)

また、底面に作用する負の揚圧力は、**図－6.2.4**に示すように前趾で**式 (6.2.10)** で与えられる p_u、後趾で0となる三角形分布の揚圧力が下向きに作用するものとして算定することができる。なお、性能照査に用いる波高 H_D は最高波高を用いるべきである。



図－6.2.4　負の波圧分布

※3.5.2-3

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.704～709 より抜粋

3.4.7 チャンの方法による杭のたわみの計算

(1) チャンの方法[43]は、軸直角方向力を受ける杭を弾性床上の梁と考えてその挙動を解析する手法である。チャンの方法では、弾性床上の梁の挙動を表す**式 (3.4.14)** において、単位面積あたりの地盤反力が**式 (3.4.15)** で表わされると考える。

$$p = \frac{E_s}{B} y = k_{CH} y \qquad (3.4.15)$$

ここに、
E_s　：地盤の弾性係数（kN/m^2）
k_{CH}　：横方向地盤反力係数（kN/m^3）

杭が地上に突き出している場合に地上部では地盤反力が作用しないことを考慮すると、チャンの方法の基本式は、**式（3.4.16）**のように、地上部と地中部に分けて表現される。

$$\left.\begin{aligned} &\text{地上部}\quad EI\frac{d^4 y_z}{dz^4} = 0 \\ &\text{地中部}\quad EI\frac{d^4 y_x}{dx^4} + B k_{CH} y_x = 0 \end{aligned}\right\} \qquad (3.4.16)$$

ここに、
EI　：杭の曲げ剛性（kN･m^2）
z　：地上部における高さ（m）
　　杭頭を0とし地表面をhとする
h　：杭の突出長（m）
x　：地表面からの深さ（m）
y_z　：高さzにおける杭の変位（m）
y_x　：深さxにおける杭の変位（m）
k_{CH}　：横方向地盤反力係数（kN/m^3）
B　：杭幅（m）

地盤の弾性係数E_S=Bk_{CH}を一定と仮定すると、**式（3.4.16）**は解析的に解くことができる。
チャンの方法では杭が半無限長（根入れ長が無限大）であることを仮定しているが、**式（3.4.17）**が成立する場合は、有限長の杭と半無限長の杭とで挙動に大きな差は無いとされている[44]。

$$L \geq \frac{\pi}{\beta} \qquad (3.4.17)$$

ここに、
L　：杭の根入れ長（m）
β　：杭の特性値（m^{-1}）

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{B k_{CH}}{4EI}}$$

つまり、**式（3.4.17）**が成立する杭では、その挙動が根入れ長の影響を受けず、長杭と考えることができる。一方、**式（3.4.17）**が成立しない杭は有限長の杭として取り扱う必要があり、別途簡便な解法が示されている[45]。なお、**本章3.4.6 (4)**で述べたとおり、杭が短杭となる場合はその挙動を精度良く推定することが難しいため、軸直角方向力を受ける杭に短杭を用いるべきではない。

(2) 杭頭の回転を許す場合（頭部自由杭）、**式（3.4.16）**により求められる杭のたわみ曲線は**式（3.4.18）**により表わされる（**図-3.4.3**参照）。

$$\left.\begin{aligned} y_z &= y_t - \theta_t z + \frac{M_t}{2EI} z^2 + \frac{H_t}{6EI} z^3 \\ y_x &= \frac{H_t}{2EI\beta^3} e^{-\beta x}\left\{(1+\beta h_0)\cos\beta x - \beta h_0 \sin\beta x\right\} \end{aligned}\right\} \qquad (3.4.18)$$

ここに、
H_t　：杭頭に作用する軸直角方向力（kN）
M_t　：杭頭に作用するモーメント（kN･m）
h_0　：h_0=h+M_t/H_t
y_t　：杭頭変位（m）

$$y_t = \frac{2(1+\beta h)^3 + 1}{6EI\beta^3} H_t + \frac{(1+\beta h)^2}{2EI\beta^2} M_t$$

θ_t　：杭頭傾斜角（rad）

$$\theta_t = \frac{(1+\beta h)^2}{2EI\beta^2} H_t + \frac{1+\beta h}{EI\beta} M_t$$

このとき地表面における杭の変位は**式（3.4.19）**で表わされる。

$$y_0 = \frac{1+\beta h_0}{2EI\beta^3} H_t \qquad (3.4.19)$$

ここに、
y_0　：地表面における杭の変位（m）

また、杭体に生じる曲げモーメントとせん断力は**式（3.4.20）**及び**式（3.4.21）**で表わされる。

$$\left.\begin{aligned} M_z &= -M_t - H_t z \\ M_x &= -\frac{H_t}{\beta} e^{-\beta x}\left\{\beta h_0 \cos\beta x + (1+\beta h_0)\sin\beta x\right\} \end{aligned}\right\} \qquad (3.4.20)$$

$$\left.\begin{aligned} S_z &= -H_t \\ S_x &= -H_t e^{-\beta x}\left\{\cos\beta x - (1+2\beta h_0)\sin\beta x\right\} \end{aligned}\right\} \qquad (3.4.21)$$

ここに、
M_z　：高さzにおける曲げモーメント（kN･m）
M_x　：深さxにおける曲げモーメント（kN･m）
S_z　：高さzにおけるせん断力（kN）
S_x　：深さxにおけるせん断力（kN）

地中部において杭体に生じる最大曲げモーメントは**式（3.4.22）**で表わされる。

$$M_{\max} = -\frac{H_t}{2\beta}\sqrt{(1+2\beta h_0)^2 + 1}\, e^{-\beta l_{m,\max}} \qquad (3.4.22)$$

ここに、
$M_{\max}$：地中部最大曲げモーメント（kN･m）
$l_{m,\max}$：地中部最大曲げモーメントが生じる深さ（m）

$$l_{m,\max}=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{1}{1+2\beta h_0}\qquad\left(h=0、\ M_t=0\ のときは\ l_{m,\max}=\frac{\pi}{4\beta}\right)$$

杭の変位、たわみ角、曲げモーメントが0となる深さは、それぞれ、式 (3.4.23)、式 (3.4.24)、式 (3.4.25) により表わされる。

$$l_{y1}=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{1+\beta h_0}{\beta h_0}\qquad\left(h=0、\ M_t=0\ のときは\ l_{y1}=\frac{\pi}{2\beta}\right)\qquad(3.4.23)$$

$$l_{i1}=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\left\{-\left(1+2\beta h_0\right)\right\}\qquad\left(h=0、\ M_t=0\ のときは\ l_{i1}=\frac{3\pi}{4\beta}\right)\qquad(3.4.24)$$

$$l_{m1}=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{-\beta h_0}{1+\beta h_0}\qquad\left(h=0、\ M_t=0\ のときは\ l_{m1}=\frac{\pi}{\beta}\right)\qquad(3.4.25)$$

ここに、

l_{y1}　：変位の第一ゼロ点（第一不動点）の深さ（m）

l_{i1}　：頭部自由杭のたわみ角第一ゼロ点、または頭部固定杭のたわみ角第二ゼロ点の深さ（m）

l_{m1}　：頭部自由杭の曲げモーメント第一ゼロ点、または頭部固定杭の曲げモーメント第二ゼロ点の深さ（m）

杭頭が地表面と一致している場合には、上述のそれぞれの式においてh=0として計算すればよい（式 (3.4.18)、式 (3.4.20)、式 (3.4.21) については地中部の式を用いる）。

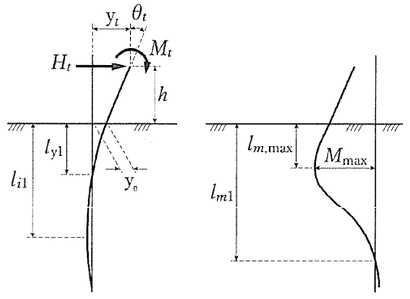


図-3.4.3　頭部自由杭のたわみ曲線及び曲げモーメント分布

(3) 杭頭が回転しない場合（頭部固定杭）、式 (3.4.16) により求められる杭のたわみ曲線は式 (3.4.26) により表わされる（図-3.4.4参照）。

$$\left.\begin{aligned}y_z&=y_t-\frac{\left(1+\beta h\right)H_t}{4EI\beta}z^2+\frac{H_t}{6EI}z^3\\ y_x&=\frac{H_t}{4EI\beta^3}e^{-\beta x}\left\{\left(1+\beta h\right)\cos\beta x+\left(1-\beta h\right)\sin\beta x\right\}\end{aligned}\right\}\qquad(3.4.26)$$

ここに、

y_t　：杭頭変位（m）

$$y_t=\frac{\left(1+\beta h\right)^3+2}{12EI\beta^3}H_t$$

このとき地表面における杭の変位は式 (3.4.27) で表わされる。

$$y_0=\frac{1+\beta h}{4EI\beta^3}H_t\qquad(3.4.27)$$

また、杭体に生じる曲げモーメントとせん断力は式 (3.4.28) 及び式 (3.4.29) で表わされる。

$$\left.\begin{aligned}M_z&=\frac{H_t}{2\beta}\left(1+\beta h-2\beta z\right)\\ M_x&=\frac{H_t}{2\beta}e^{-\beta x}\left\{\left(1-\beta h\right)\cos\beta x-\left(1+\beta h\right)\sin\beta x\right\}\end{aligned}\right\}\qquad(3.4.28)$$

$$\left.\begin{aligned}S_z&=-H_t\\ S_x&=-H_t e^{-\beta x}\left(\cos\beta x-\beta h\sin\beta x\right)\end{aligned}\right\}\qquad(3.4.29)$$

地中部において杭体に生じる最大曲げモーメントは式 (3.4.30) で表わされる。

$$M_{\max}=-\frac{H_t}{2\beta}\sqrt{1+\left(\beta h\right)^2}\ e^{\beta l_{m,\max}}\qquad(3.4.30)$$

ここに、

$l_{m,\max}$：地中部最大曲げモーメントが生じる深さ（m）

$$l_{m,\max}=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{1}{\beta h}\qquad\left(h=0\ のときは\ l_{m,\max}=\frac{\pi}{2\beta}\right)$$

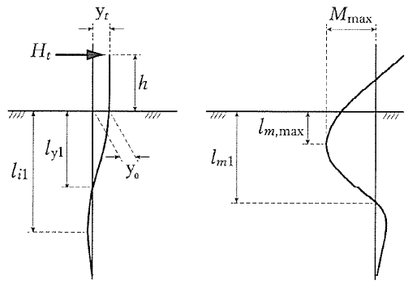
杭の変位、たわみ角、曲げモーメントが0となる深さは、それぞれ、式 (3.4.31)、式 (3.4.32)、式 (3.4.33) により表わされる。

$$l_{y1}=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\frac{\beta h+1}{\beta h-1}\qquad\left(h=0\ のときは\ l_{y1}=\frac{3\pi}{4\beta}\right)\qquad(3.4.31)$$

$$l_{i1}=\frac{1}{\beta}\tan^{-1}\left(-\beta h\right)\qquad\left(h=0\ のときは\ l_{i1}=\frac{\pi}{\beta}\right)\qquad(3.4.32)$$

$$l_{m1}=\frac{1}{\beta}\left(\tan^{-1}\frac{1-\beta h}{1+\beta h}+\pi\right)\qquad\left(h=0\ のときは\ l_{m1}=\frac{5\pi}{4\beta}\right)\qquad(3.4.33)$$

杭頭が地表面と一致している場合には、上述のそれぞれの式においてh=0として計算すればよい（式 (3.4.26)、式 (3.4.28)、式 (3.4.29) については地中部の式を用いる）。



たわみ曲線　　曲げモーメント分布

図-3.4.4　頭部固定杭のたわみ曲線及び曲げモーメント分布

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1124 より抜粋

②応力度の照査は、**本章5.2 直立式横桟橋**に準じて求めた杭の軸方向応力度 σ_l と**式 (2.4.2)** により求めた二次応力 σ_t により、以下の**式 (2.4.3)** により行うことができる。次式において、添字 k 及び d はそれぞれ特性値及び設計用値を示す。また、当該式中における部分係数は**表－2.4.1**に示す値を用いることができる。**表－2.4.1**において「－」と示された部分に関する値は、便宜上、( ) 内の数値を用いて照査できることを示す。ここで、曲げ降伏応力度が負の場合には、二次応力は正の値を用い、曲げ降伏応力度が正の場合には二次応力は負の値を用いる必要がある。

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \qquad R_d = \gamma_R R_k \qquad S_d = \gamma_s S_k$$

$$R_k = f_{yk} / \gamma_m \tag{2.4.3}$$

$$S_k = \gamma_b \sqrt{{\sigma_{lk}}^2 + {\sigma_{tk}}^2 - \sigma_{lk}\sigma_{tk}}$$

ここに、

σ_l　：杭の軸方向応力度 (N/mm^2)
σ_t　：杭の二次応力度 (N/mm^2)
f_{yk}　：杭の降伏応力度 (N/mm^2)
γ_m　：材料係数 (=1.05)
γ_b　：部材係数 (=1.1)
R　：抵抗項 (N/mm^2)
S　：作用項 (N/mm^2)
γ_R　：抵抗項に乗じる部分係数
γ_S　：作用項に乗じる部分係数
m　：調整係数

表－2.4.1　矢板壁の応力照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数m
矢板壁の応力（永続状態）	－（1.00）	－（1.00）	1.20
矢板壁の応力（レベル１地震動等に対する変動状態）	－（1.00）	－（1.00）	1.00

※3.5.2-4

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1125～1126 より抜粋

(3) 矢板壁天端の変位量に関する性能照査

①地震時の自立矢板壁の変形については不明な点が多い。特に精度の高い動的解析を行うと、本項に示す手法による結果と異なる結果が得られる場合がある。このため、地震時の検討については動的解析によることが望ましい。

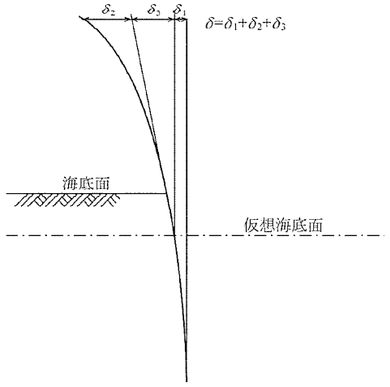
②矢板壁天端の変位量 δ は次の3つの量の和として表される（**図－2.4.5**参照）

(a) 仮想海底面での矢板壁のたわみ量 δ_1

(b) 仮想海底面から上の矢板壁のたわみ量 δ_2

(c) 仮想海底面での矢板壁のたわみ角による仮想海底面からの上の矢板壁の回転のために生じる矢板天端のたわみ量 δ_3

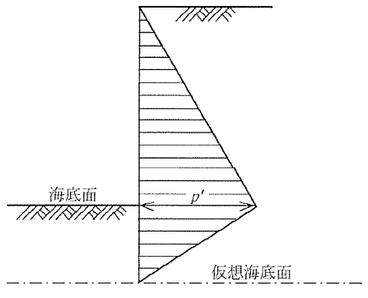
なお、δ_1，δ_3 は、一般に、**[施] 第2章3.4.8 港研方式による杭のたわみの計算**で述べた港研方式により算定することができる。また、δ_2 は背後の土圧等による片持梁として算定したたわみ量とすることが一般的である。



図－2.4.5　矢板壁天端の変位量

③矢板壁天端のたわみ量は無荷重状態のときからの変位量である。したがって、係船岸完成後の載荷重、地震時土圧による天端の変位量等の算定では、それらを含めた荷重として求めることが望ましい。

④矢板壁の片持梁としてのたわみ量 δ_2 を算定する際、便宜上、土圧分布を**図－2.4.6**のように土圧合力が等しい三角形荷重と仮定して算定を行ってもよい。



図－2.4.6　土圧分布の仮定

※3.5.2-5

「道路土工 仮設構造物指針（平成 11 年 3 月）」P.151 より抜粋

（3）土留め壁頭部の許容変位量

土留め壁頭部の許容変位量は，掘削深さの３％を目安とする。しかし，自立式土留めは頭部の変位が大きくなりやすい構造であり，既設構造物が隣接している場合，隣接構造物に与える影響を考慮し変位量を制御しなければならない。このような場合，部材断面を大きくし，変位量を抑える方法もあるが，構造形式の変更も含め，十分な検討を行わなければならない。

※3.5.2-6

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1214 より抜粋

(5) 横抵抗に対する根入れ長の検討

①各直杭の根入れ長は、杭の横抵抗の解析方法に応じて適切に定める。

②各直杭の根入れ長は、杭の横抵抗の解析結果から、仮想地表面下 $3/\beta$ とすることが一般的である。また、β については、**本章5.2.2 基本断面の設定**を参照することができる。

3.5.3　完成時（控え矢板式構造）の検討

※3.5.3-1

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1083 より抜粋

別表 11-6　矢板式係船岸の各設計状態における照査項目及び限界値を定める標準的な指標

省令			告示			要求性能	設計状態			照査項目	限界値を定める標準的な指標
条	項	号	条	項	号		状態	主たる作用	従たる作用		
26	1	2	50	－	1	使用性	永続状態	土圧	水圧、載荷重	必要根入れ長	構造の安定に必要な根入れ長
										矢板の降伏	矢板の設計降伏応力度
							変動状態	レベル1地震動	土圧、水圧、載荷重	必要根入れ長	構造の安定に必要な根入れ長
										矢板の降伏	矢板の設計降伏応力度

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1084 より抜粋

別表 11-8　矢板式係船岸の各設計状態におけるタイ材及び腹起しに関する性能照査項目及び限界値を定める標準的な指標

省令			告示			要求性能	設計状態			照査項目	限界値を定める標準的な指標
条	項	号	条	項	号		状態	主たる作用	従たる作用		
26	1	2	50	－	2 ロ	使用性	永続状態	土圧	水圧、載荷重	タイ材の降伏	設計降伏応力度
										腹起しの降伏	
							変動状態	レベル1地震動〔船舶の牽引〕	土圧、水圧、載荷重	タイ材の降伏	
										腹起しの降伏	

※〔 〕は設計状態について、主たる作用を置き換えていることを示す。

※〔 〕は設計状態について、主たる作用を置き換えていることを示す。

※3.5.3-2

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1136 より抜粋

(2) レベル 1 地震動に関する変動状態における二重矢板式係船岸の性能照査に用いる照査用震度の特性値は、以下の式 (2.7.1) を用いることができる[58]。次式において、添字 k は特性値を示す。式中の加速度最大値 α_c を算定する際に用いる周波数特性考慮のためのフィルター、低減係数等については [参 (施)] 第 1 章 1 照査用震度に関する詳細事項を参照することができる。

$$k_{h_k} = 1.91\left(\frac{D_a}{D_r}\right)^{-0.69} \cdot \frac{\alpha_c}{g} + 0.03 \qquad (2.7.1)$$

ここに,

k_h. ：照査用震度

D_a. ：変形量許容値（＝15 cm）

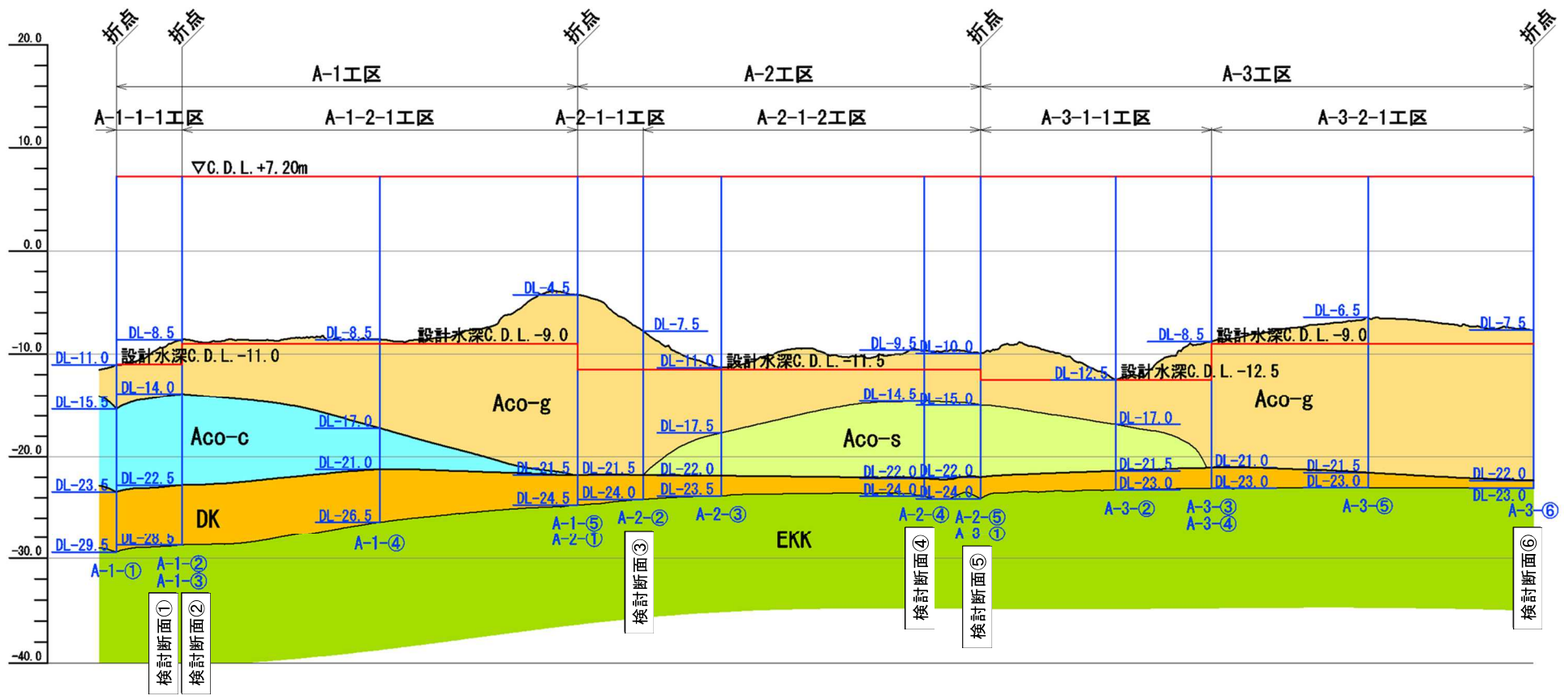
D_r. ：基準変形量（＝10 cm）

g. ：重力加速度（=980 cm/s^2）

※3.5.3-3　各工区における照査用震度設定結果

照査用震度は、P.45 に示した設計工区の検討結果を基に、各工区において最大となる震度を算定した。

各標高：C.D.L.（m）			A　護　岸															
			A-1工区					A-2工区						A-3工区					
			A-1-①	A-1-②	A-1-③	A-1-④	A-1-⑤	A-2-①	A-2-②-1	A-2-②-2	A-2-③	A-2-④	A-2-⑤	A-3-①	A-3-②	A-3-③	A-3-④	A-3-⑤	A-3-⑥
背後地盤高			7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2	7.2
現地盤水深			-11.0	-8.5	-8.5	-8.5	-4.5	-4.5	-7.5	-7.5	-11.0	-9.5	-10.0	-10.0	-12.5	-8.5	-8.5	-6.5	-7.5
設計水深			-11.0		-9.0			-11.5						-12.5			-9.0		
EKK層表面高			-29.5	-28.5	-28.5	-26.5	-24.5	-24.5	-24.0	-24.0	-23.5	-24.0	-24.0	-24.0	-23.0	-23.0	-23.0	-23.0	-23.0
照査用震度	H	m	18.2	18.2	16.2	16.2	16.2	18.7	18.7	18.7	18.7	18.7	18.7	19.7	19.7	19.7	16.2	16.2	16.2
	Tb	s	0.730	0.675	0.675	0.664	0.599	0.599	0.639	0.639	0.698	0.676	0.685	0.685	0.720	0.644	0.644	0.614	0.631
	Tu	s	0.164	0.165	0.184	0.173	0.183	0.153	0.139	0.139	0.126	0.140	0.137	0.128	0.104	0.113	0.152	0.161	0.160
	b	－	1.533	1.596	1.321	1.307	1.402	1.730	1.653	1.653	1.584	1.614	1.597	1.736	1.704	1.745	1.284	1.333	1.312
	PGA	cm/s^2	56.92	60.29	60.20	61.18	62.75	62.75	56.41	56.41	61.02	60.65	61.90	61.90	60.71	61.81	61.81	58.64	56.91
	αf	cm/s^2	27.19	29.80	24.66	24.32	26.27	32.42	31.05	31.05	28.31	29.48	28.92	31.42	31.88	32.26	23.74	25.38	24.65
	S	cm/s^2	429.84	400.24	331.37	328.75	318.62	393.14	406.32	406.32	451.89	432.90	437.25	475.14	522.02	442.22	325.43	316.32	322.59
	P	－	0.77	0.71	0.71	0.71	0.67	0.67	0.70	0.70	0.77	0.74	0.75	0.75	0.78	0.72	0.72	0.68	0.70
	αc	cm/s^2	20.94	21.16	17.51	17.27	17.60	21.72	21.74	21.74	21.80	21.82	21.69	23.57	24.87	23.23	17.09	17.26	17.26
	kh		0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.07	0.06	0.06	0.06	0.06
設計工区毎の照査用震度（設定値）			A-1-1-1工区		A-1-2-1工区			A-2-1-1工区		A-2-1-2工区				A-3-1-1工区			A-3-2-1工区		
			0.06		**0.06**			**0.06**		**0.06**				**0.07**			**0.06**		



※3.5.3-4

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1103～1104 より抜粋

(4) 永続状態、レベル 1 地震動に関する変動状態における矢板壁の応力に関する性能照査

①矢板壁の応力及びタイ材応力の照査に必要となる、矢板に作用する最大曲げモーメント及びタイ材取付点反力は、矢板の剛性、根入れ長、地盤特性等を考慮した適切な方法により算定する必要がある。

②矢板壁に生じる最大曲げモーメントとタイ材取付点反力の特性値は、一般に、**式 (2.3.10)** 及び**式 (2.3.11)** を用いて算定することができる。なお、以降の式において、添字kは特性値を示す。

(a) タイ材取付点反力

$$A_{p_k} = P_{a_k} + P_{w_k} + P_{dw_k} - \frac{(aP_{a_k} + bP_{w_k} + cP_{dw_k})}{L} \qquad (2.3.10)$$

ここに、

A_p　：タイ材取付点反力 (kN/m)

P_a　：矢板天端から海底面までの主働土圧合力 (kN/m)

P_w　：矢板天端から海底面までの残留水圧合力 (kN/m)

P_{dw}　：矢板壁に作用する動水圧合力 (kN/m) (地震時の場合のみ)

a～c：タイ材取付位置から合力の作用点までの距離 (m)

L　：タイ材取付点から海底面までの距離 (m)

(b) 最大曲げモーメント

$$M_{\max_k} = aA_{p_k} - bP'_{a_k} - cP'_{w_k} - dP'_{dw_k} \qquad (2.3.11)$$

ここに、

A_p　：タイ材取付点反力 (kN/m)

P'_a　：矢板天端からせん断力Sが0となる位置までの主働土圧合力 (kN/m)

P'_w　：矢板天端からせん断力Sが0となる位置までの残留水圧合力 (kN/m)

P'_{dw}　：矢板天端からせん断力Sが0となる位置までの動水圧合力 (kN/m) (地震時の場合のみ)

a　：せん断力Sが0となる位置からタイ材取付位置までの距離 (m)

b～d：せん断力Sが0となる位置から各合力の作用点までの距離 (m)

③矢板の最大曲げモーメント及びタイ材取付点反力は仮想ばり法またはロウの方法により求めてもよい。ただし、矢板の剛性が大きい場合は、曲げモーメントの反曲点位置が海底地盤より深くなるため、仮想ばり法では断面力を過小に見積もるおそれがあるので注意をする必要がある。

④矢板の剛性や地盤反力係数の影響を考慮して矢板の最大曲げモーメントを求めるには、**図－2.3.16**及び**図－2.3.17**を用いて補正係数を求め、あらかじめ仮想ばり法で求めたそれらの値に補正係数を乗じて修正することにより求めることができる。

なお、**図－2.3.16**及び**図－2.3.17**に示した地震動作用時の照査用震度の特性値は0.20としているが、レベル 1 地震動に関する変動状態における性能照査にはこれらの図から求めた値を用いてもよい。

⑤曲げモーメントの算定に用いる海底面としては、余掘を考慮したものとすべきである。

⑥矢板前面の海底が水平でない場合は、海底面を支点として計算した曲げモーメントが過小である場合があるので、注意する。

⑦矢板壁の応力に関する検討は、**式 (2.3.12)** によって行うことができる。なお、次式において、添字k及びdはそれぞれ特性値及び設計用値を示す。また、当該式中における部分係数は**表－2.3.3**に示す数値を用いることができる。**表－2.3.3**において「－」と示された部分に関する値は、便宜上、( ) 内の数値を用いて照査できることを示す。

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \le 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_s S_k$$

$$R_k = \sigma_{y.k} \qquad (2.3.12)$$

$$S_k = \frac{M_{\max k}}{Z}$$

ここに、

σ_y　：鋼材の曲げ降伏応力度 (N/mm^2)

$M_{\max}$：矢板壁に生じる最大曲げモーメント (N・mm/m)

Z　：鋼材の断面係数 (mm^3/m)

R　：抵抗項 (N/mm^2)

S　：荷重項 (N/mm^2)

γ_R　：抵抗項に乗じる部分係数

γ_S　：荷重項に乗じる部分係数

m　：調整係数

表－2.3.3　矢板壁の応力照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
矢板壁の応力 (永続状態)	0.84	1.18	— (1.00)
矢板壁の応力 (レベル 1 地震動に対する変動状態)	— (1.00)	— (1.00)	1.12

※3.5.3-5

控え矢板式構造の検討の場合、フリーアースサポート法によりタイ材取付点に関するモーメントのつり合いで求めた根入れ長、ロウの方法による根入れ長のうち、長い方を採用する。

■フリーアースサポート法による矢板の根入れ長

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1098～1099 より抜粋

⑤矢板の根入れ長をフリーアースサポート法で求める場合、矢板壁の根入れ長に対する検討は、**図－2.3.9** に示す土圧及び残留水圧のタイ材取付け点に関するモーメントの釣り合いより、**式 (2.3.8)** によって行うことができる。なお、次式において、添字 k 及び d はそれぞれ特性値及び設計用値を示す。また、当該式中における部分係数は**表－2.3.2** に示す数値を用いることができる。**表－2.3.2** において「－」と示された部分に関する値は、便宜上、( ) 内の数値を用いて照査できることを示す。

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k$$

$$R_k = aP_{p_k} \qquad (2.3.8)$$

$$S_k = bP_{a_k} + cP_{w_k} + dP_{dw_k}$$

ここに、

P_p　：矢板壁に作用する受働土圧合力（kN/m）
P_a　：矢板壁に作用する主働土圧合力（kN/m）
P_w　：壁体に作用する残留水圧合力（kN/m）
P_{dw}　：壁体に作用する動水圧合力（kN/m）（地震時の場合のみ）
a～d：タイ材取付け位置から合力の作用点までの距離（m）
R　：抵抗項（kN・m/m）
S　：荷重項（kN・m/m）
γ_R　：抵抗項に乗じる部分係数
γ_S　：荷重項に乗じる部分係数
m　：調整係数

表－2.3.2　矢板壁の根入れ長照査に用いる部分係数

照査対象	土層構成	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
フリーアースサポート法による矢板の根入れ長（永続状態）	砂質土地盤	0.72	1.09	—（1.00）
	粘性土が含まれる場合	0.77	1.11	
フリーアースサポート法による矢板の根入れ長（レベル1地震動に対する変動状態）	すべての土層構成	—（1.00）	—（1.00）	1.20

⑥**表－2.3.2** において土層構成とは、地表面から根入れ下端までの層に対する土層構成を示し、すべての土層が砂質土地盤であれば「砂質土地盤」を、粘性土が一部でも存在する場合は「粘性土が含まれる場合」の部分係数を用いることができる。

⑦上記に示す永続状態に対する根入れ長を照査する場合の部分係数は、フリーアースサポート法で得られる根入れ長について、控え工が存在する矢板式係船岸を対象とした過去の設計事例に基づいて算定した係数である[50)]。

■ロウの方法による矢板の根入れ長

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1099～1101 より抜粋

⑧ロウの方法による根入れ長

(a) 矢板壁の根入れ長の特性値をロウの方法で求める場合は、**式 (2.3.9)** を満足するように求めればよい。なお、**式 (2.3.9)** は土圧を含まない矢板の剛度等を考慮した式であるため、既設鋼矢板岸壁を土圧軽減する等の改良工法を行う場合には、土圧の低減効果が必ずしも根入れ長の短縮につながらないことに留意すべきである。そのため、土圧の低減効果を考慮する際には、上記①～⑤の手法も併せて用いることが望ましい。

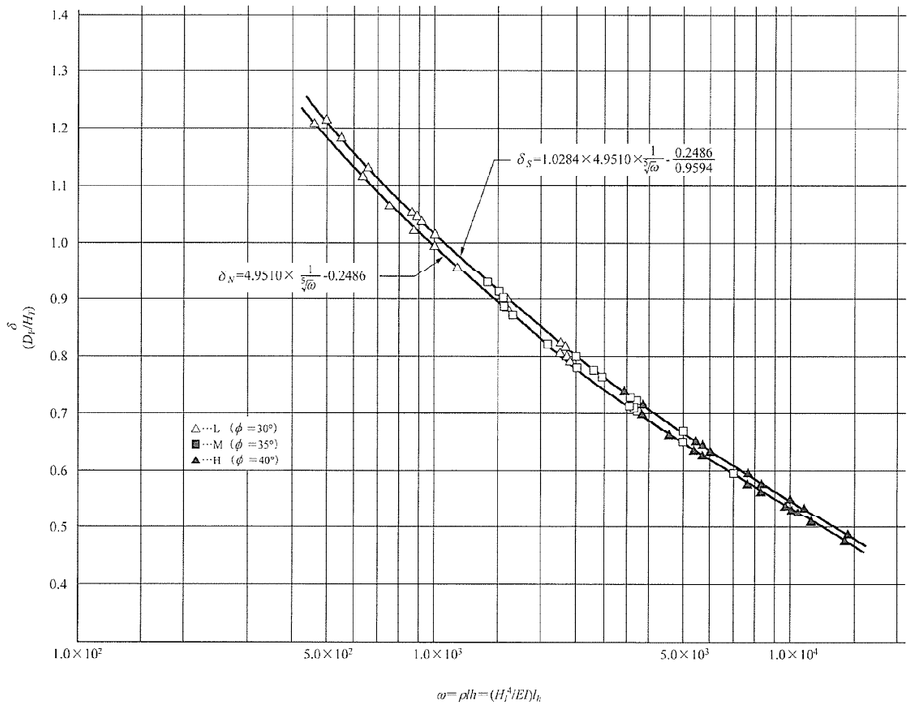
$$\delta_s = \frac{D_F}{H_T} \geq 5.0916\omega^{-0.2} - 0.2591 \qquad (2.3.9)$$

ここに、

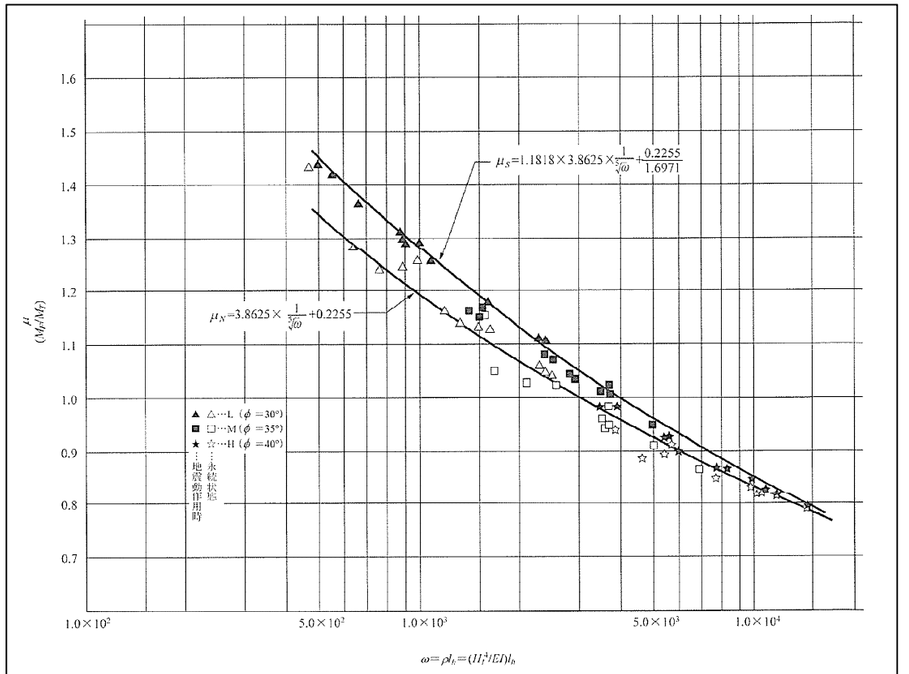
δ_s　：矢板壁の根入れ長とタイ材取付点から海底面までの高さの比
D_F　：矢板壁の根入れ長（m）

H_T：タイ材取付点から海底面までの高さ（m）
ω　：シミラリティナンバー（$=\rho\lambda_h$）
ρ　：フレキシビリティナンバー（$=H_T^4/EI$）（m^3/MN）
E　：矢板壁のヤング係数（MN/m^2）
I　：矢板壁の単位幅当たりの断面二次モーメント（m^4/m）
l_h　：矢板壁の地盤反力係数（MN/m^3）

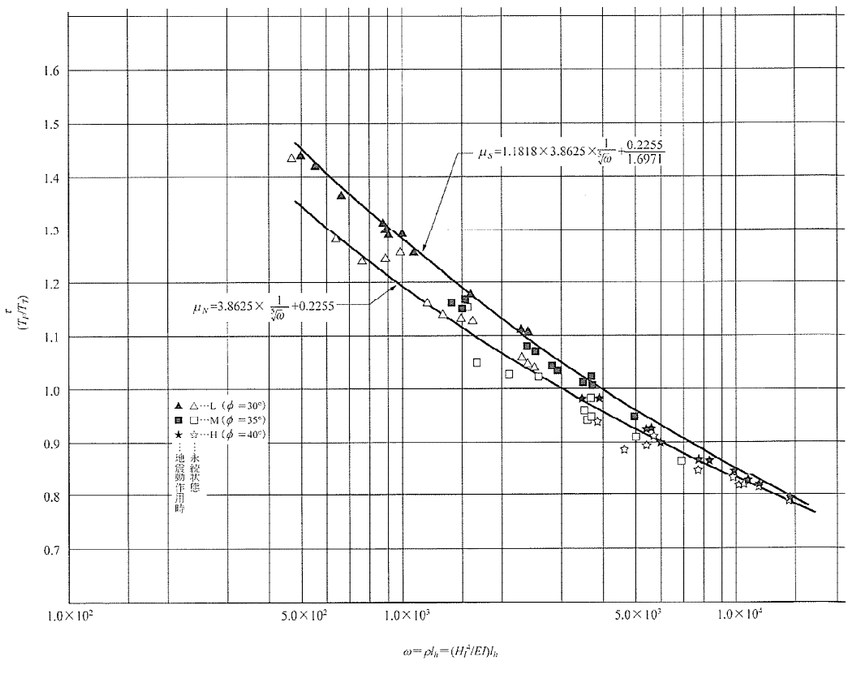
(b) **式（2.3.9）**で求めた根入れ長は、収束根入れ長であり、高橋、菊池らの研究によれば、根入れ長を収束根入れ長の70％としても、最大曲げモーメントの増加率は2％強であり、収束根入れ長を根入れ長として用いれば十分な安定性が確保されるものと考えられ、別途、安定性の余裕を考慮しなくてもよい。
(c) **式（2.3.9）**は、高橋、菊池らが岸壁の水深（-4～-14m）、土質条件、地震条件（k_h=0.20）、鋼矢板の材質の条件の組合せによる72ケースのシミュレーションモデルをもとに解析を行い、**図－2.3.15**に示すような収束根入れ長D_Fと仮想壁体高さH_Tとの比$\delta=(D_F/H_T)$とシミラリティナンバーωとの関係を定式化したものである。なお、**図－2.3.15**においては、永続状態と地震動作用時のδをそれぞれδ_Nとδ_Sとして求めているが、**式（2.3.9）**においては大きい値を示す地震動作用時のδ_Sを用いている。
(d) 高橋、菊池らによる解析では、たわみ曲線解析における収束根入れ長D_Fのときの最大曲げモーメントM_Fとタイ材取付点及び海底面を支点とした仮想ばり法により算定された最大曲げモーメントM_Tとの比$\mu(=M_F/M_T)$、及びたわみ曲線解析における収束根入れ長D_Fのときのタイ材張力T_Fと仮想ばり法により算定されたタイ材張力T_Tとの比$\tau(=T_F/T_T)$とシミラリティナンバーωとの関係についても示されており、これらを図－2.3.16及び図－2.3.17に示す。



図－2.3.15　ωとδの関連図



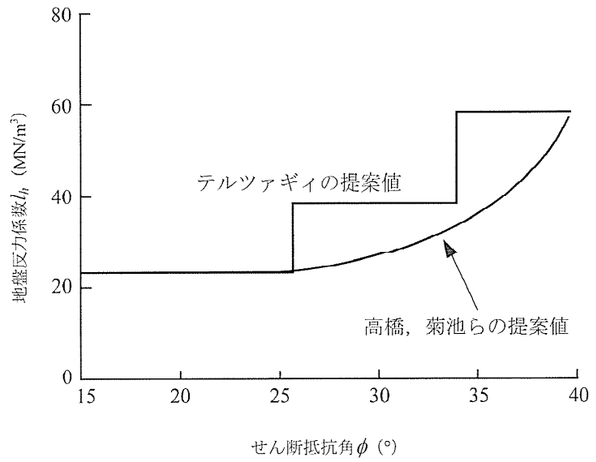
図－2.3.16　ωとμの関連図



図－2.3.17　ωとτの関連図

※3.5.3-6

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1097 より抜粋



図－2.3.14　せん断抵抗角（ϕ）と地盤反力係数（l_h）の関係

※3.5.3-7

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1107 より抜粋

2.3.8 腹起しの応力に関する性能照査

(1) 腹起しに関しては、永続状態及びレベル 1 地震動等による変動状態に対しての腹起しの応力に関する性能照査が必要である。

(2) 腹起しの応力に関する検討は、**式 (2.3.16)** によって行うことができる。なお、次式において、添字k及びdはそれぞれ特性値及び設計用値を示す。また、当該式中における部分係数は**表－2.3.6**に示す数値を用いることができる。**表－2.3.6**において「－」と示された部分に関する値は、便宜上、( ) 内の数値を用いて照査できることを示す。

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_S S_k \qquad \textbf{(2.3.16)}$$

$$R_k = \sigma_{y_k}$$

$$S_k = \frac{M_{\max_k}}{Z}$$

ここに、

σ_y　：腹起しの曲げ降伏応力度 (N/mm^2)

$M_{\max}$：腹起しに生じる最大曲げモーメント (N・mm/m)

Z　：腹起しの断面係数 (mm^3/m)

R　：抵抗項 (N/mm^2)

S　：荷重項 (N/mm^2)

γ_R　：抵抗項に乗じる部分係数

γ_S　：荷重項に乗じる部分係数

m　：調整係数

なお、腹起しに生じる最大曲げモーメントの算定にあっては、以下の (3) を参照することができる。

表－2.3.6　腹起しの応力照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数m
腹起しの応力（永続状態）	—（1.00）	—（1.00）	1.67
腹起しの応力（レベル 1 地震動等に対する変動状態）	—（1.00）	—（1.00）	1.12

(3) 腹起しの最大曲げモーメントを求める式は、一般に**式 (2.3.17)** によって算定することができる。なお、次式において、添字kは特性値を示す。

$$M_{\max_k} = \frac{T_k l}{10} \qquad \textbf{(2.3.17)}$$

ここに、

$M_{\max}$：腹起しの最大曲げモーメント (kN·m)

T　：**本章2.3.7 (5) ④タイ材の張力**によるタイ材の張力 (kN)

l　：タイ材取付間隔 (m)

※3.5.3-8

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1104～1105 より抜粋

(5) 永続状態、レベル1地震動及び船舶牽引力に関する変動状態におけるタイ材の応力に関する性能照査

①タイ材の応力に関する検討は、式 (2.3.13) によって行うことができる。なお、次式において、添字k及びdはそれぞれ特性値及び設計用値を示す。また、当該式中における部分係数は**表－2.3.4**に示す数値を用いることができる。**表－2.3.4**において「－」と示された部分に関する値は、便宜上、( ) 内の数値を用いて照査できることを示す。

$$m \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad R_d = \gamma_R R_k \quad S_d = \gamma_s S_k$$

$$R_k = \sigma_{yk} \qquad (2.3.13)$$

$$S_k = \frac{T_k}{A}$$

ここに、

σ_y　：タイ材の引張降伏応力度 (N/mm^2)

T　：タイ材の張力 (N)

A　：タイ材の断面積 (mm^2)

R　：抵抗項 (N/mm^2)

S　：荷重項 (N/mm^2)

γ_R　：抵抗項に乗じる部分係数

γ_S　：荷重項に乗じる部分係数

m　：調整係数

なお、タイ材の張力については、以下の**④タイ材の張力**を参照することができる。

②上記に示す永続状態に対するタイ材の応力照査をする場合の部分係数は、控え工が存在する矢板式係船岸を対象とした過去の設計事例に基づいて算定した係数である[50]。

③レベル1地震動に関する変動状態に対するタイ材の応力照査を行う場合の調整係数は、過去の設計法における、鋼材の降伏応力に対する実質的な安全率を参考として設定した数値である。

表－2.3.4　タイ材の応力照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
タイ材の応力（永続状態）	0.64	1.29	—（1.00）
タイ材の応力（レベル1地震動等に対する変動状態）	—（1.00）	—（1.00）	1.67

④タイ材の張力

(a) タイ材に作用する張力は、上記 **(4) 永続状態、レベル1地震動に関する変動状態における矢板壁の応力に関する性能照査**により算定されたタイ材取付点反力をもとに算定することができる。

この場合において、タイ材の取付点反力は、矢板壁の断面の剛性を勘案して算定されたものとする。なお、上記により算定されたタイ材取付点反力は、奥行き1m当たりのものであるので注意が必要である。タイ材は、一般に、一定間隔をもって施工され、また、背後に既設構造物があった場合、それを避けるため、矢板の垂線と傾斜角を持って施工されることもあるため、これら現場条件を加味して算定する必要がある。

(b) タイ材に作用する張力は、一般に、式 (2.3.14) によって求められる。次式において、添字kは設計用値を示す。

$$T_k = A_{p_k} l \sec\theta \qquad (2.3.14)$$

ここに、

T　：タイ材に作用する張力 (kN)

A_p　：タイ材取付け点反力 (kN/m)

l　：タイ材の取付け間隔 (m)

θ　：矢板壁に立てた垂線とタイ材の傾斜角度 (°)

3.5.4　完成時（セル式及び重力式構造）の検討

※3.5.4-1

セル式構造としての検討を行う場合の安定性能照査項目は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1133 に準拠した。また、防波護岸であることを踏まえ、主たる作用を変動波浪（10 年確率波、引波）とする変動状態を設計状態に追加し安定性能照査を行うこととした。

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1133 より抜粋

別表11-12　二重矢板式係船岸の各設計状態における性能照査項目及び限界値を定める標準的な指標

省令			告示			要求性能	設計状態			照査項目	限界値を定める標準的な指標
条	項	号	条	項	号		状態	主たる作用	従たる作用		
26	1	2	50	3	1	使用性	永続状態	土圧	自重、水圧、載荷重	壁体の滑動	壁体の滑動に関する作用耐力比
							変動状態	レベル1地震動	自重、土圧、水圧、載荷重		
			50	1	4		永続状態	自重	水圧、載荷重	地盤の円弧すべり	円弧すべりに関する作用耐力比
			50	3	2		永続状態	土圧	自重、水圧、載荷重	前面及び背面の矢板天端の変形	岸壁天端の残留変形量
							変動状態	レベル1地震動	自重、土圧、水圧、載荷重		
					3		永続状態	土圧	水圧、載荷重	壁体のせん断変形	壁体のせん断変形に関する作用耐力比

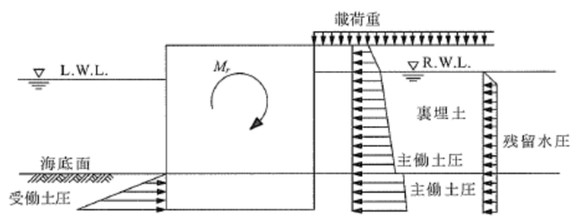
※3.5.4-2

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1155 より抜粋

③変形モーメントの算定

(a) 鋼矢板セル式係船岸の性能照査に用いる変形モーメントは、セル底面及び海底面より上に作用する主働土圧、残留水圧、受働土圧等のセル底面及び海底面に対するモーメントとすることができる。また、鋼板セル式係船岸の変形モーメントは、海底面より上に作用する主働土圧、残留水圧、受働土圧等の海底面に対するモーメントとすることができる。

(b) 変形モーメントの算定にあたっては、一般に、土圧についてはその水平のみを考慮し、鉛直分力は考慮しない。また、載荷重については、一般に、セル上面に作用する鉛直力は考慮しないが、主働土圧の算定においては、載荷重の効果を考慮する（**図－2.9.7**参照）。



図－2.9.7　せん断変形の検討に考慮する作用及び抵抗力

※3.5.4-3

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1154～1160 より抜粋

(1) 壁体のせん断変形に対する検討

①セル式係船岸は、中詰土がセル殻により拘束されている。このため、セル殻と中詰土が一体となり、一般に、セル壁体の変位に対しセル壁体自身の変形が無視でき、その全体の挙動を剛体とみなすことができる。模型実験においても、永続状態及びレベル1地震動に関する変動状態における作用を大幅に上回る作用を受けた場合にも、セル壁体に大きな変形は認められていない。しかし、セル径が極端に小さい場合や、中詰土の強度が著しく弱い場合には、セルを剛体とみなす仮定が満たされなくなることが考えられるため、セル壁体の変形を微小範囲に留めるために、永続状態においてせん断変形形の検討を行う必要がある。

②一般に、鋼矢板セル式係船岸にあっては、セル底面に関する抵抗モーメントと変形モーメント、及び海底面に関するセル内土の抵抗モーメントと変形モーメントを用いて、**式 (2.9.3)** 及び、**式 (2.9.4)** によりせん断変形に関する検討を行うことができる。また、鋼板セル式係船岸にあっては、**式 (2.9.4)** によりせん断変形に関する検討を行うことができる。なお、次式において、添字k及びdはそれぞれ特性値及び設計用値を示す。特性値の算定にあたっては、以下の**③変形モーメントの算定、④セル底面に関する抵抗モーメントの算定、⑤海底面に関する中詰土の抵抗モーメント**を参照することができる。なお、調整係数mについては、1.20以上の適切な値を、γ_R及びγ_Sについては便宜上1.00を用いて算定することができる。

$$\left.\begin{aligned} & m\cdot\frac{S_d}{R_d}\le 1.0 \quad R_d=\gamma_R R_k \quad S_d=\gamma_S S_k \\ & S_k=M_{d_k} \\ & R_k=M_{r_k} \end{aligned}\right\} \qquad (2.9.3)$$

$$\left.\begin{aligned} & m\cdot\frac{S_d}{R_d}\le 1.0 \quad R_d=\gamma_R R_k \quad S_d=\gamma_S S_k \\ & S_k=M'_{d_k} \\ & R_k=M'_{r_k} \end{aligned}\right\} \qquad (2.9.4)$$

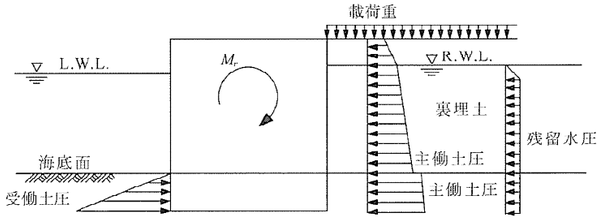
ここに、

M_r　：セル底面に関する抵抗モーメント（kN·m/m）
M_d　：セル底面に関する変形モーメント（kN·m/m）
M'_r　：海底面に関するセル内土の抵抗モーメント（kN·m/m）
M'_d　：海底面に関する変形モーメント（kN·m/m）
R　：抵抗項（kN·m/m）
S　：荷重項（kN·m/m）
γ_R　：抵抗項に乗じる部分係数
γ_S　：荷重項に乗じる部分係数
m　：調整係数

③変形モーメントの算定

(a) 鋼矢板セル式係船岸の性能照査に用いる変形モーメントは、セル底面及び海底面より上に作用する主働土圧、残留水圧、受働土圧等のセル底面及び海底面に対するモーメントとすることができる。また、鋼板セル式係船岸の変形モーメントは、海底面より上に作用する主働土圧、残留水圧、受働土圧等の海底面に対するモーメントとすることができる。

(b) 変形モーメントの算定にあたっては、一般に、上圧についてはその水平のみを考慮し、鉛直分力は考慮しない。また、載荷重については、一般に、セル上面に作用する鉛直力は考慮しないが、主働土圧の算定においては、載荷重の効果を考慮する（**図－2.9.7**参照）。

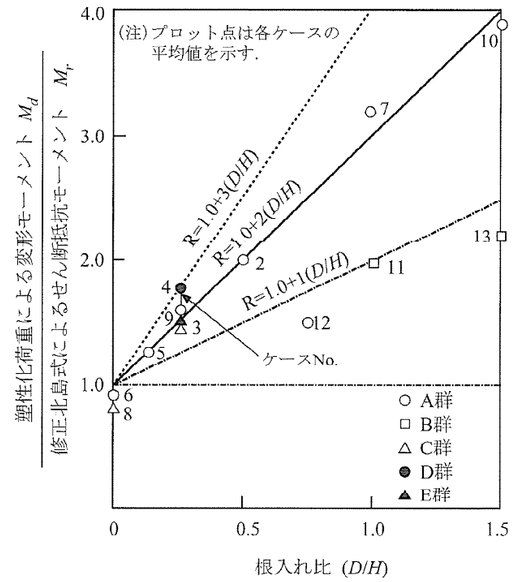


図－2.9.7　せん断変形の検討に考慮する作用及び抵抗力

④セル底面に関する抵抗モーメントの算定

(a) セル底面に関する抵抗モーメントは、セルの構造特性、壁体の変形を考慮して、適切に算定する必要がある。

(b) セル底面に関する抵抗モーメントは、模型実験[71]の結果より、根入れ比D/Hによって割増しできることが示されており（**図－2.9.8**参照）、式 **(2.9.5)** を用いて算定することができる。



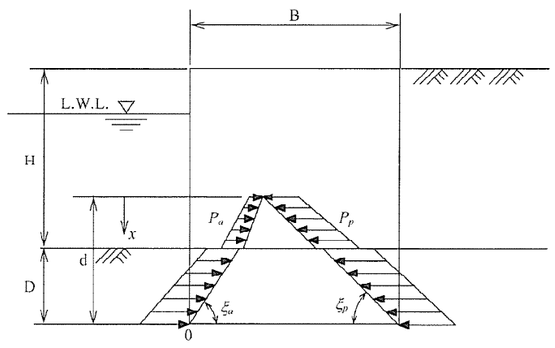
図－2.9.8　抵抗モーメントと根入れ比との関係

$$M_{r_k}=\left(M_{r0_k}+M_{rs_k}\right)\left(1+\alpha\frac{D}{H}\right) \tag{2.9.5}$$

ここに、

M_r　：セル底面に関する抵抗モーメント（kN·m/m）
M_{r0}　：セル底面に関する中詰土の抵抗モーメント（kN·m/m）
M_{rs}　：セル底面に関する継手摩擦力による抵抗モーメント（kN·m/m）
D　：根入れ長（m）
H　：セル壁高（m）（**図－2.9.9**参照）
α　：根入れ比（D/H）による割増係数

なお、割増係数αは、一般に、1.0とすることができる。これは、本式が実験結果に基づく実験式であり、理論的な解明は必ずしも十分ではないため、**図－2.9.8**の実験結果の下限値に近い$\alpha=1.0$としたものである。



図－2.9.9　中詰土のせん断面の仮定

(c) 中詰土の抵抗モーメントの計算式

セル底面における中詰土の抵抗モーメントを求める場合、一般に、中詰土のせん断破壊面は、図－2.9.9に示すようにセル底面前面側から主働崩壊面、背面より受働崩壊面が発生すると仮定し、また、これらの崩壊面上にそれぞれ主働土圧、受働土圧が作用するものとする。このとき、主働・受働崩壊角及び主働・受働土圧は以下のようなランキン（Rankine）式を用いることができる。なお、式中の添字kは特性値を示す。

$$\left.\begin{array}{ll} \text{主働崩壊面} & \zeta_{a_k}=\dfrac{\pi}{4}+\dfrac{\phi_k}{2} \\ \text{受働崩壊面} & \zeta_{p_k}=\dfrac{\pi}{4}-\dfrac{\phi_k}{2} \\ \text{主働土圧} & P_{a_k}=K_a w_k h\,,\quad K_a=\dfrac{1-\sin\phi_k}{1+\sin\phi_k} \\ \text{受働土圧} & P_{p_k}=K_p w_k h\,,\quad K_p=\dfrac{1+\sin\phi_k}{1-\sin\phi_k} \end{array}\right\} \qquad (2.9.6)$$

ここに、

ϕ　：中詰土のせん断抵抗角（°）

w　：土の単位体積重量（kN/m^3）

h　：土層厚（m）

このとき、せん断面上の土圧によるモーメントは、式（2.9.7）により算出することができる（図－2.9.9参照）。

$$M_{r0_k}=\int_0^d (P_{p_k}-P_{a_k})(d-x)\frac{2}{3}\tan\phi_k dx \qquad (2.9.7)$$

また、地盤と中詰の土質定数が異なる場合は、崩壊角及び土圧は土層が変わるごとにその大きさも変わるため式（2.9.7）も煩雑になるが、地盤と中詰のせん断抵抗角にあまり差がない場合や、根入れ比が大きく中詰まで崩壊面が到らない場合には以下の簡略式を用いることができる。なお、式中の添字kは特性値を示す。

$$M_{r0_k}=\frac{1}{6}w_{0_k}R_0 H_0{}^3 \qquad (2.9.8)$$

$$R_{0_k}=\frac{2}{3}{\nu_{0_k}}^2\left(3-\nu_{0_k}\cos\phi_k\right)\tan\phi_k\sin\phi_k \qquad (2.9.9)$$

ここに、

w_0　：中詰土の換算単位体積重量（中詰土の単位体積重量を一定とした場合の単位体積重量の特性値としては、一般に、$w_{0k}=10$（kN/m^3）を用いることができる。）

H_0　：中詰土の換算単位体積重量を用いた場合の中詰土による抵抗モーメントを計算するためのセル底面からの換算壁高で式（2.9.10）で計算する。

ϕ　：中詰土のせん断抵抗角（°）

$$H_{0_k}=\frac{1}{w_{0_k}}\sum_i w_{i_k}h_i \qquad (2.9.10)$$

w_i　：i層の中詰土の単位体積重量（kN/m^3）

h_i　：i層の層厚（セル底面から係船岸天端まで）（m）

$$\nu_{0_k}=\frac{B}{H_{0_k}} \qquad (2.9.11)$$

B　：　換算壁体幅（m）

(d) 継手摩擦力による抵抗モーメントの計算式

継手摩擦力による抵抗モーメントは以下のように計算することができる。なお、式中の添字kは特性値を示す。

$$M_{rs_k}=\frac{1}{6}w_{0_k}R_{s_k}H_{s_k}{}^3 \qquad (2.9.12)$$

$$R_{s_k}=\frac{3}{2}\nu_{sk}f\tan\phi_k \qquad (2.9.13)$$

ここに、

H_{sk}　：中詰土の換算単位体積重量を用いた場合の矢板継手間摩擦力による抵抗モーメントを計算するためのセル底面からの換算壁高で、図－2.9.10において土圧分布図（a）の合力と換算土圧分布図（b）の合力が等しくなるように式（2.9.14）で計算する。この場合、中詰土の土圧係数は、$0.5\tan\phi$を用いることができる。

$$H_{s_k}=2\sqrt{\frac{\sum P_{i_k}}{w_{0_k}\tan\phi_k}} \qquad (2.9.14)$$

P_i　：i層の中詰土の土圧合力（kN/m）この場合、上載圧は考慮しない。

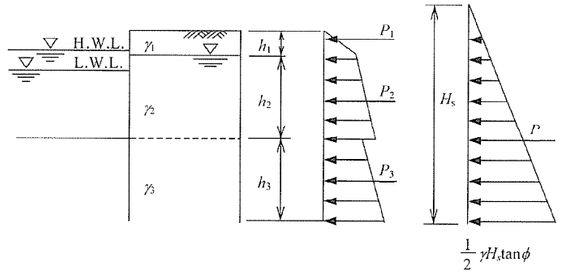
w_0　：中詰土の換算単位体積重量（kN/m^3）

ϕ　：中詰土のせん断抵抗角（°）

$$\nu_{s_k}=\frac{B}{H_{s_k}} \qquad (2.9.15)$$

B　：換算壁体幅（m）

f　：矢板継手間の摩擦係数で、一般に0.3を用いることができる。



図－2.9.10　換算壁高

⑤海底面に関する中詰土の抵抗モーメント

(a) 海底面に関する抵抗モーメントは、セルの構造特性、壁体の変形を考慮して、適切に算定する必要がある。

(b) 海底面に関する中詰土の抵抗モーメントの算定にあたっては、式（2.9.16）及び、式（2.9.17）を用いることができる。なお、式中の添字kは特性値を示す。

$$M_{r_k}' = \frac{1}{6} w_{0_k} R_{0_k} H_{0_k}'^{3} \qquad (2.9.16)$$

$$R_{0_k}' = v_{0_k}'^{2}(3 - v_{0_k}'\cos\phi')\sin\phi' \qquad (2.9.17)$$

ここに、

M_r'　：海底面に関する鋼矢板セルの抵抗モーメント（kN·m/m）

H_0'　：中詰土の換算単位体積重量を用いた場合の中詰土による抵抗モーメントを計算するための海底面からの換算壁高で式 (2.9.18) により算定することができる。

$$H_{0_k}' = \frac{1}{w_{0_k}'} \sum_i w_{i_k}' h_i' \qquad (2.9.18)$$

w_i'　：海底面上i層の中詰土の単位体積重量（kN/m^3）

h_i'　：海底面上i層の層厚（海底面から係船岸天端まで）（m）

$$v_{0_k}' = \frac{B}{H_{0_k}'} \qquad (2.9.19)$$

ϕ'　：海底面より上の中詰土のせん断抵抗角（°）

⑥中詰土の強度を増大することはセルの剛性を高める。したがって、中詰土を改良することは、セルの安定性の向上に有効である。

⑦中詰土に粘性土を用いたセルの挙動については不明な点が多く、また、粘性土は砂質土に比べて塑性が大きいため構造物として好ましくない。このため、中詰材に粘性土を用いることは極力避けるべきである。ただし、粘性土地盤に根入れされたセルについては、有限要素法解析例から推定すると、セル体の安定は前面地盤の変形で決まり、中詰のせん断変形で決まることはない。したがって、壁体内に粘性土が存在する場合の抵抗モーメントは、砂質土の場合の検討に準じて計算してもよい。

中詰土による抵抗モーメントM_{r0}及び矢板継手間の摩擦力による抵抗モーメントM_wは、式 (2.9.20) 及び、式 (2.9.21) で計算してもよい。なお、中詰土に粘性土を含むセルの抵抗モーメントは解明されていないため、せん断変形の検討面は、図－2.9.11 のように、海底面及びセル下端だけでなく、粘性土層下端等の危険と考えられる面で検討を行う必要がある。その場合の根入れ効果の算定にあたっては、検討面での根入れ比を用いる。この場合、式 (2.9.3)、式 (2.9.4) のせん断変形に関する照査において用いる調整係数mは1.20以上、その他の部分係数は1.00としてよい。

$$\left.\begin{aligned} M_{r0_k} &= \int_0^d (P_{p_k} - P_{a_k})(d - x)dx \\ P_{a_k} &= K_a w_k h - 2c_k\sqrt{K_a}, \quad K_a = \frac{1-\sin\phi_k}{1+\sin\phi_k} \\ P_{p_k} &= K_p w_k h + 2c_k\sqrt{K_p}, \quad K_p = \frac{1+\sin\phi_k}{1-\sin\phi_k} \end{aligned}\right\} \qquad (2.9.20)$$

ここに、

ϕ　：中詰土のせん断抵抗角（°）

c　：中詰土の粘着力（kN/m^2）

w　：土の単位体積重量（kN/m^3）

h　：対象とする土層厚（m）

$$M_{rs_k} = \frac{2}{3}(P_{1_k} + P_{2_k} + P_{3_k}) f_k B \qquad (2.9.21)$$

ここに、

P_1, P_2, P_3：図－2.9.12 において中詰土の各層の合力（kN/m）

w_1, w_2, w_c：図－2.9.12 において各層の中詰土の材料の単位体積重量（kN/m^3）

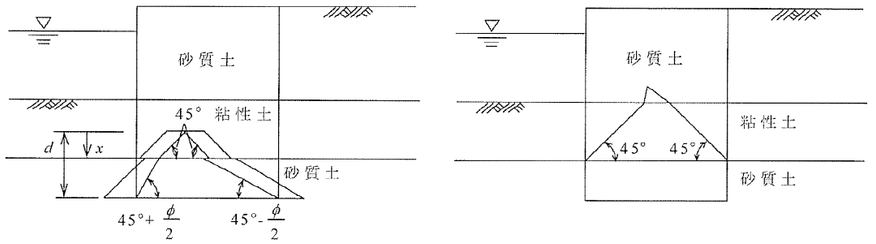
h_1, h_2, h_c：図－2.9.12 において各層の中詰土の層厚（m）

K_s　：中詰土の砂質土の土圧係数（一般に、K_s=0.6とすることができる。）

K_c　：中詰土の粘性土の土圧係数（一般に、K_c=0.5とすることができる。）

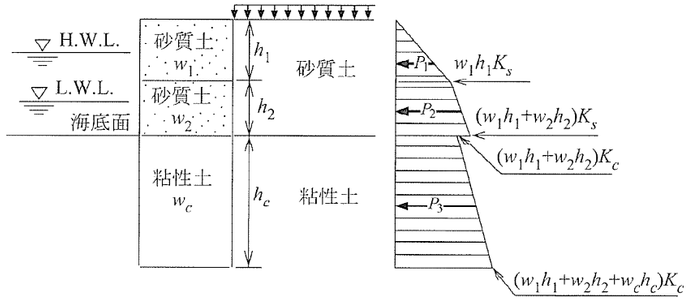
B　：換算壁体幅（m）

f　：矢板継手間の摩擦係数（一般に、f_k=0.3とすることができる。）



(a)セル底面の場合　(b)粘性土下端の場合

図－2.9.11　中詰土のせん断面の仮定



図－2.9.12　中詰土圧

※3.5.4-4

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1166～1167 より抜粋

(4) 壁体の滑動の検討

①壁体の滑動の検討にあたっては、**本章2.2 重力式係船岸**の壁体の滑動に対する検討を参考にすることができる。

②壁体の滑動の検討は、一般に、**式 (2.9.34)** により行うことができる。この式において、γはその添字に関する部分係数であり、添字k及びdはそれぞれの特性値及び設計用値を示す。また、次式における部分係数は**表－2.9.2**に示す値を用いることができる。**表－2.9.2**において「－」と示された部分に関する値は、便宜上、( ) 内の数値を用いて照査できることを示す。

$$\left.\begin{aligned} & m\cdot\frac{S_d}{R_d}\le 1.0 \quad R_d=\gamma_R R_k \quad S_d=\gamma_S S_k \\ & S_k=k_s\delta b \\ & R_k=\left(W_k+P_{v_k}\right)\tan\phi_k \end{aligned}\right\} \qquad (2.9.34)$$

ここに、

W　：壁体の重量 (kN/m)

P_v　：前壁及び後壁に作用する土圧の鉛直分力 (kN/m)

ϕ　：壁体底面における土のせん断抵抗角 (°)

k_s　：セル底面における水平方向せん断ばね定数 (kN/m^2)

δ　：セル底面変位 (m)

b　：鉛直地盤反力の分布幅 (m)

R　：抵抗項 (kN/m)

S　：荷重項 (kN/m)

γ_R　：抵抗項に乗じる部分係数

γ_S　：荷重項に乗じる部分係数

m　：調整係数

表－2.9.2　壁体の滑動の性能照査に用いる部分係数

照査対象	抵抗項に乗じる部分係数 γ_R	荷重項に乗じる部分係数 γ_S	調整係数 m
壁体の滑動（永続状態）	—（1.00）	—（1.00）	1.20
壁体の滑動（レベル1地震動に対する変動状態）	—（1.00）	—（1.00）	1.00

③壁体重量は、載荷重を含まない重量で、浮力を差し引いた値とすることができる。

④前壁及び後壁に作用する土圧の鉛直分力としては、主働土圧の鉛直分力、受働土圧の鉛直分力、地盤反力による鉛直分力などを考慮する必要がある。土圧の鉛直分力の作用方向は、壁体の重量のそれと同じ方向を正とする。

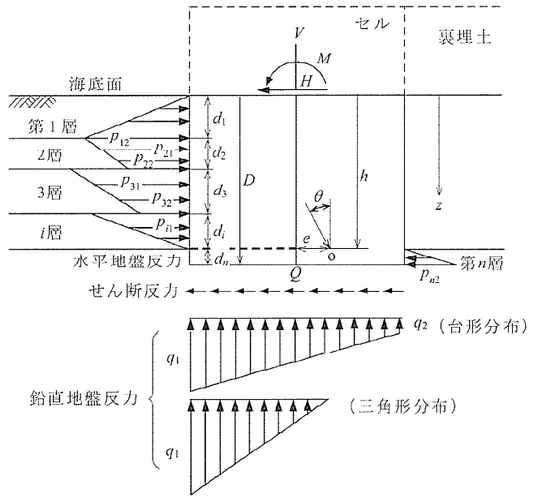
⑤壁体底面における土のせん断抵抗角は、壁体底面の上方と下方地盤で異なる場合には、そのうち小さい方の値とするのがよい。

※3.5.4-5

「港湾の施設の技術上の基準・同解説（平成 30 年 5 月）」P.1163～1166 より抜粋

(f) 地盤反力及び壁体の変位の計算式

壁体中央の地盤面位置に水平力、鉛直力及びモーメントが作用し、地盤がn層から成る場合の計算モデルを図－**2.9.16**に示す。図－**2.9.16**に示された計算モデルについて、地盤反力、壁体の変位などを求める計算式を以下に示す。この方法は地震時の変位を必ずしも精度よく算出するものとは言えないため、注意が必要である。すなわち、耐震性能を高めるために根入れ長を長くした場合、以下に述べる方法では変形を過大に評価する場合があることが地震応答解析により指摘されている。地震応答解析との整合性については文献79) 80) を参考とすることができる。



図－2.9.16　計算モデル

1) 鉛直地盤反力が台形分布となる場合

i. 水平地盤反力 (kN/m^2)

$$
\left.
\begin{aligned}
p_{12} &= k_{CH_1}\left(h-d_1\right)\theta \\
p_{21} &= k_{CH_2}\left(h-d_1\right)\theta \\
p_{22} &= k_{CH_2}\left(h-d_1-d_2\right)\theta \\
&\vdots \\
p_{i1} &= k_{CH_i}\left(h-\sum_{j=1}^{i-1}d_j\right)\theta \\
p_{i2} &= k_{CH_i}\left(h-\sum_{j=1}^{i}d_j\right)\theta \\
&\vdots \\
p_{n1} &= k_{CH_n}\left(h-\sum_{j=1}^{n-1}d_j\right)\theta \\
p_{n2} &= k_{CH_n}\left(h-\sum_{j=1}^{n}d_j\right)\theta
\end{aligned}
\right\} \qquad (2.9.24)
$$

ii. 鉛直地盤反力 (kN/m^2)

$$
\left.
\begin{aligned}
q_1 &= k_v\left(e+B/2\right)\theta \\
q_2 &= k_v\left(e-B/2\right)\theta
\end{aligned}
\right\} \qquad (2.9.25)
$$

iii. 壁体底面のせん断反力 (kN/m)

$$Q = k_s\left(h-D\right)\theta A \qquad (2.9.26)$$

iv. 壁体の水平変位 (m)

$$\delta = \left(h-z\right)\theta \qquad (2.9.27)$$

v. 壁体の回転角 (°)

$$\theta = \frac{MK_1 + HK_3}{K_1K_4 - K_2K_3} \qquad (2.9.28)$$

vi. 壁体の回転中心の深さ (m)

$$h = \frac{MK_2 + HK_4}{MK_1 + HK_3} \qquad (2.9.29)$$

vii. 壁体中心軸から壁体の回転中心までの距離 (m)

$$e = \frac{1}{k_vA}\left\{\frac{V}{\theta} - h\sum_{i=1}^{n}k_{CH_i}d_i\tan\left|\delta_i\right| + \sum_{i=1}^{n}k_{CH_i}d_i\left(\sum_{j=1}^{i-1}d + \frac{d_i}{2}\right)\tan\left|\delta_i\right|\right\} \qquad (2.9.30)$$

ここに、

$$K_1 = \sum_{i=1}^{n}k_{CH_i}d_i + k_sA$$

$$K_2 = \sum_{i=1}^{n}\left\{k_{CH_i}d_i\left(\sum_{j=1}^{i-1}d_j + \frac{d_i}{2}\right)\right\} + k_sAD$$

$$K_3 = \sum_{i=1}^{n}\left\{k_{CH_i}d_i\left(\sum_{j=1}^{i-1}d_j + \frac{d_i}{2} + \frac{B}{2}\tan\delta_i\right)\right\} + k_sAD$$

$$K_4 = \sum_{i=1}^{n}\left\{k_{CH_i}d_i\left(\frac{d_i^2}{3} + \sum_{j=1}^{i-1}d_j\sum_{j=1}^{i}d_j + \frac{B}{2}\left(\sum_{j=1}^{i-1}d_j + \frac{d_i}{2}\right)\tan\delta_i\right)\right\} + k_sAD^2 + \frac{1}{12}k_vA^3$$

ただし、壁面摩擦角 δ は、水平地盤反力が前壁に作用する地層では負とし、それが後壁に作用する地層では正とする。

2) 鉛直地盤反力が三角形分布となる場合

水平地盤反力、壁体の水平変位、回転角、回転中心の深さは1) と同一の形で表される。

i. 鉛直地盤反力 (kN/m^2)

$$q_{1k} = k_v\left(e+\frac{B}{2}\right)\theta \qquad (2.9.31)$$

ii. 壁体底面のせん断反力 (kN/m)

$$Q_k = k_s(h-D)\theta A' \qquad (2.9.32)$$

ここに、

$$A' = e + \frac{B}{2}$$

iii. 壁体中心軸からセルの回転中心までの距離 (m)

$$e = \sqrt{\frac{2}{k_v}\left\{\frac{V}{\theta} - h\sum k_{CH_i}d_i\tan\left|\delta_i\right| + \sum k_{CH_i}d_i\left(\sum d_j + \frac{d_i}{2}\right)\tan\left|\delta_i\right|\right\}} - \frac{B}{2} \qquad (2.9.33)$$

ここに、

$$K_1 = \sum_{i=1}^{n}k_{CH_i}d_i + k_sA'$$

$$K_2 = \sum_{i=1}^{n}\left\{k_{CH_i}d_i\left(\sum_{j=1}^{i-1}d_j + \frac{d_i}{2}\right)\right\} + k_sA'D$$

$$K_3 = \sum_{i=1}^{n}\left\{k_{CH_i}d_i\left(\sum_{j=1}^{i-1}d_j + \frac{d_i}{2} + \frac{B}{2}\tan\delta_i\right)\right\} + k_sA'D$$

$$K_4 = \sum_{i=1}^{n}\left\{k_{CH_i}d_i\left(\frac{d_i^2}{3} + \sum_{j=1}^{i-1}d_j\sum_{j=1}^{i}d_j + \frac{B}{2}\left(\sum_{j=1}^{i-1}d_j + \frac{d_i}{2}\right)\tan\delta_i\right)\right\} + k_sA'D^2 + \frac{1}{6}k_vA'^2\left(B-e\right)$$

ただし、壁面摩擦角 δ は、水平地盤反力が前壁に作用する地層では負とし、それが後壁に作用する地

層では正とする。

1)，2) の場合の式において

V　：壁体に作用する鉛直力 (kN/m)

H　：壁体に作用する水平力 (kN/m)

M　：壁体の地盤面中央点に作用するモーメント (kN·m/m)

ただし、壁体への作用は、法線方向単位長さ当たりのものとする。

D　：根入れ長 (m)

d_i　：根入れ部地盤の各層厚 (m)

B　：換算壁体幅 (m)

k_{CHi}　：根入れ部地盤の各層の横方向地盤反力係数 (kN/m^3)

k_v　：壁体底面における鉛直方向地盤反力係数 (kN/m^3)

k_s　：壁体底面における水平方向せん断ばね定数 (kN/m^3)

A　：壁体底面の法線方向単位長さ当たりの面積 (m^2/m)

A'　：鉛直地盤反力が正である壁体底面の法線方向単位長さ当たりの面積 (m^2/m)

④壁体の傾斜角の照査

以上に示す方法で算定された壁体の傾斜角について、過去の地震被害報告などから得られた天端はらみ出し量と被災度の関係[81]等を参考として壁体の傾斜角の許容値を設定し、許容値以下であることを照査することができる。

※3.5.4-6

壁体天端の許容変位量（壁体の傾斜角）は、過去の地震被害報告を参考に、壁高（完成時天端高－設計水深）の 1.5%とする。この変位量は、被害程度 I に相当するものであり、「根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究（港湾技術研究所報告 Vol.21, No.3, 1982 年 9 月)」において、設計上許容できる被災度と考えられている。

「港湾構造物の耐震性能照査型設計体系について（港湾空港技術研究所資料 No.1018, 2002 年 6 月)」P.26 より抜粋

表-7　セル式岸壁の被害程度規準の目安

許容被害程度			被害程度 I	被害程度 II	被害程度 III	被害程度 IV
残留変位	セル本体	法線変形率(d/H)*	1.5 %未満**	1.5～5 %	5～10 %	10%以上
		海側への残留傾斜角	3° 未満	3 ~5 °	5 ~8 °	8° 以上
	エプロン	エプロン上の段差	0.03～0.1 m 未満	N/A	N/A	N/A
		エプロンと背後地間の段差	0.3 ～ 0.7 m 未満	N/A	N/A	N/A
		海側への傾斜角	2～3° 未満	N/A	N/A	N/A
地震時発生最大応力・ひずみ	セル本体		弾性限界内	弾性限界内	塑性化（許容ひずみ未満）	塑性化（許容ひずみ以上）
	セル継手		弾性限界内	塑性化（セル継手に対する許容ひずみ未満）	塑性化（セル継手に対する許容ひずみ以上）	塑性化（セル継手に対する許容ひずみ以上）

* d: 壁体天端の残留水平変位; H: 海底面から天端までの高さ

** 代替規準に「法線の出入りが 30 cm 未満」もある

「根入れ鋼板セルの耐震性に関する実験的研究（港湾技術研究所報告 Vol.21, No.3, 1982 年 9 月)」p.147 より抜粋

表-6.1.1　被災度と被災状況

被災度	被　災　の　状　況
0	無被災。
I	本体に異状はないが，付属構造物に破壊や変状が認められるもの。
II	本体にかなり変状の起ったもの。
III	形はとどめているが，構造物本体に破壊が起ったと認められるもの。
IV	全壊して形をとどめていないもの。

3.6　全工区の検討結果

※3.6-1　全工区の安定性能照査結果

◆A-1-1-1工区

＜施工時の検討＞

項目		主たる作用が変動波浪である変動状態
鋼管矢板	規格	φ1400×t16、SKY490、P-P型継手
	応力（作用耐力比）	0.791　≦　1.0
	根入れ長①(m)	24.5
	矢板壁天端の変位量(cm)注1)	39.25　≦　42.0

注1）許容値は壁高の3%

＜完成時の検討【控え矢板式構造の検討】＞

項目		主たる作用が土圧である永続状態	主たる作用がレベル1地震動である変動状態	主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）
鋼管矢板	規格	φ1400×t16、SKY490、P-P型継手		
	応力（作用耐力比）	0.549　≦　1.0	0.549　≦　1.0	0.571　≦　1.0
	根入れ長②(m)	21.5	23.5	20.5
タイ材	設置間隔	1.648m		
	張力(kN/本)	791.091	927.748	889.342
腹起し	規格	2[-300×90×10×15.5、SS400		
	応力（作用耐力比）	0.938　≦　1.0	0.738　≦　1.0	0.707　≦　1.0

＜完成時の検討【セル式及び重力式構造の検討】＞

項目			主たる作用が土圧である永続状態	主たる作用がレベル1地震動である変動状態	主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）
全体	壁体隔(m)		13.5		
	根入れ長③(m)		根入れ長①,②の最大　24.5		
	根入れ深度(C.D.L.m)		-35.5		
	壁体のせん断変形(作用耐力比)	海底地盤面	0.834　≦　1.0	—	—
		矢板下端面	0.753　≦　1.0	—	—
	壁体の滑動(作用耐力比)	海底地盤面	0.402　≦　1.0	0.480　≦　1.0	0.382　≦　1.0
		矢板下端面	— 注2)	0.088　≦　1.0	— 注2)
	壁体天端の変位量(cm)注3)		6.08　≦　27.30	21.40　≦　27.30	7.65　≦　27.30

注2）荷重が負のため、滑動に対して安定している。

注3）許容値は壁高の1.5%

◆A-1-2-1工区

＜施工時の検討＞

項目		主たる作用が変動波浪である変動状態
鋼管矢板	規格	φ1200×t14、SKY490、P-P型継手
	応力（作用耐力比）	0.811　≦　1.0
	根入れ長①(m)	20.5
	矢板壁天端の変位量(cm)注1)	33.57　≦　36.0

注1）許容値は壁高の3%

＜完成時の検討【控え矢板式構造の検討】＞

項目		主たる作用が土圧である永続状態	主たる作用がレベル1地震動である変動状態	主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）
鋼管矢板	規格	φ1200×t14、SKY490、P-P型継手		
	応力（作用耐力比）	0.528　≦　1.0	0.526　≦　1.0	0.542　≦　1.0
	根入れ長②(m)	24.5	26.5	23.0
タイ材	設置間隔	1.448m		
	張力(kN/本)	599.721	697.297	666.968
腹起し	規格	2[-250×90×9×13、SS400		
	応力（作用耐力比）	0.924　≦　1.0	0.720　≦　1.0	0.689　≦　1.0

＜完成時の検討【セル式及び重力式構造の検討】＞

項目			主たる作用が土圧である永続状態	主たる作用がレベル1地震動である変動状態	主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）
全体	壁体隔(m)		13.50m		
	根入れ長③(m)		根入れ長①,②の最大　26.5		
	根入れ深度(C.D.L.m)		-35.5		
	壁体のせん断変形(作用耐力比)	海底地盤面	0.676　≦　1.0	—	—
		矢板下端面	0.594　≦　1.0	—	—
	壁体の滑動(作用耐力比)	海底地盤面	0.365　≦　1.0	0.439　≦　1.0	0.346　≦　1.0
		矢板下端面	— 注2)	0.216　≦　1.0	— 注2)
	壁体天端の変位量(cm)注3)		6.72　≦　24.30	21.03　≦　24.30	8.25　≦　24.30

注2）荷重が負のため、滑動に対して安定している。

注3）許容値は壁高の1.5%

◆A-2-1-1工区

＜施工時の検討＞

項目		主たる作用が変動波浪である変動状態
鋼管矢板	規格	φ1200×t15、SKY490、P-P型継手
	応力（作用耐力比）	0.888 ≦ 1.0
	根入れ長①(m)	20.0
	矢板壁天端の変位量(cm)注1)	42.03 ≦ 43.5

注1）許容値は壁高の3%

＜完成時の検討【控え矢板式構造の検討】＞

項目		主たる作用が土圧である永続状態	主たる作用がレベル1地震動である変動状態	主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）
鋼管矢板	規格	φ1200×t15、SKY490、P-P型継手		
	応力（作用耐力比）	0.706 ≦ 1.0	0.701 ≦ 1.0	0.717 ≦ 1.0
	根入れ長②(m)	17.5	21.0	15.5
タイ材	設置間隔	1.448m		
	張力(kN/本)	690.487	804.002	769.201
腹起し	規格	2[-300×90×9×13、SS400		
	応力（作用耐力比）	0.828 ≦ 1.0	0.647 ≦ 1.0	0.619 ≦ 1.0

＜完成時の検討【セル式及び重力式構造の検討】＞

項目			主たる作用が土圧である永続状態	主たる作用がレベル1地震動である変動状態	主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）
全体	壁体隔(m)		14.50m		
	根入れ長③(m)		根入れ長①,②の最大 21.0		
	根入れ深度(C.D.L.m)		-32.5		
	壁体のせん断変形(作用耐力比)	海底地盤面	0.771 ≦ 1.0	—	—
		矢板下端面	0.362 ≦ 1.0	—	—
	壁体の滑動(作用耐力比)	海底地盤面	0.384 ≦ 1.0	0.465 ≦ 1.0	0.360 ≦ 1.0
		矢板下端面	— 注2)	0.159 ≦ 1.0	— 注2)
	壁体天端の変位量(cm)注3)		4.70 ≦ 28.05	27.76 ≦ 28.05	5.74 ≦ 28.05

注2）荷重が負のため、滑動に対して安定している。

注3）許容値は壁高の1.5%

◆A-2-1-2工区

＜施工時の検討＞

項目		主たる作用が変動波浪である変動状態
鋼管矢板	規格	φ1200×t15、SKY490、P-P型継手
	応力（作用耐力比）	0.888 ≦ 1.0
	根入れ長①(m)	20.0
	矢板壁天端の変位量(cm)注1)	42.03 ≦ 43.5

注1）許容値は壁高の3%

＜完成時の検討【控え矢板式構造の検討】＞

項目		主たる作用が土圧である永続状態	主たる作用がレベル1地震動である変動状態	主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）
鋼管矢板	規格	φ1200×t15、SKY490、P-P型継手		
	応力（作用耐力比）	0.706 ≦ 1.0	0.701 ≦ 1.0	0.717 ≦ 1.0
	根入れ長②(m)	19.0	22.5	17.0
タイ材	設置間隔	1.448m		
	張力(kN/本)	690.487	804.002	769.201
腹起し	規格	2[-300×90×9×13、SS400		
	応力（作用耐力比）	0.828 ≦ 1.0	0.647 ≦ 1.0	0.619 ≦ 1.0

＜完成時の検討【セル式及び重力式構造の検討】＞

項目			主たる作用が土圧である永続状態	主たる作用がレベル1地震動である変動状態	主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）
全体	壁体隔(m)		15.50m		
	根入れ長③(m)		根入れ長①,②の最大 22.5		
	根入れ深度(C.D.L.m)		-34.0		
	壁体のせん断変形(作用耐力比)	海底地盤面	0.685 ≦ 1.0	—	—
		矢板下端面	0.365 ≦ 1.0	—	—
	壁体の滑動(作用耐力比)	海底地盤面	0.361 ≦ 1.0	0.444 ≦ 1.0	0.338 ≦ 1.0
		矢板下端面	— 注2)	0.170 ≦ 1.0	— 注2)
	壁体天端の変位量(cm)注3)		3.59 ≦ 28.05	20.96 ≦ 28.05	4.25 ≦ 28.05

注2）荷重が負のため、滑動に対して安定している。

注3）許容値は壁高の1.5%

◆A-3-1-1工区

＜施工時の検討＞

項目		主たる作用が変動波浪である変動状態
鋼管矢板	規格	φ1300×t15、SKY490、P-P型継手
	応力（作用耐力比）	0.875 ≦ 1.0
	根入れ長①(m)	21.0
	矢板壁天端の変位量(cm)注1)	42.49 ≦ 46.5

注1）許容値は壁高の3%

＜完成時の検討【控え矢板式構造の検討】＞

項目		主たる作用が土圧である永続状態	主たる作用がレベル1地震動である変動状態	主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）
鋼管矢板	規格	φ1300×t15、SKY490、P-P型継手		
	応力（作用耐力比）	0.746 ≦ 1.0	0.772 ≦ 1.0	0.759 ≦ 1.0
	根入れ長②(m)	18.5	23.0	16.0
タイ材	設置間隔	1.548m		
	張力(kN/本)	788.680	953.169	881.405
腹起し	規格	2[-300×90×10×15.5、SS400		
	応力（作用耐力比）	0.878 ≦ 1.0	0.712 ≦ 1.0	0.658 ≦ 1.0

＜完成時の検討【セル式及び重力式構造の検討】＞

項目			主たる作用が土圧である永続状態	主たる作用がレベル1地震動である変動状態	主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）
全体	壁体隔(m)		16.50m		
	根入れ長③(m)		根入れ長①,②の最大 23.0		
	根入れ深度(C.D.L.m)		-35.5		
	壁体のせん断変形(作用耐力比)	海底地盤面	0.672 ≦ 1.0	—	—
		矢板下端面	0.326 ≦ 1.0	—	—
	壁体の滑動(作用耐力比)	海底地盤面	0.355 ≦ 1.0	0.471 ≦ 1.0	0.332 ≦ 1.0
		矢板下端面	— 注2)	0.181 ≦ 1.0	— 注2)
	壁体天端の変位量(cm)注3)		2.89 ≦ 29.55	20.08 ≦ 29.55	3.35 ≦ 29.55

注2）荷重が負のため、滑動に対して安定している。

注3）許容値は壁高の1.5%

◆A-3-2-1工区

＜施工時の検討＞

項目		主たる作用が変動波浪である変動状態
鋼管矢板	規格	φ1000×t14、SKY490、P-P型継手
	応力（作用耐力比）	0.820 ≦ 1.0
	根入れ長①(m)	18.0
	矢板壁天端の変位量(cm)注1)	34.47 ≦ 36.0

注1）許容値は壁高の3%

＜完成時の検討【控え矢板式構造の検討】＞

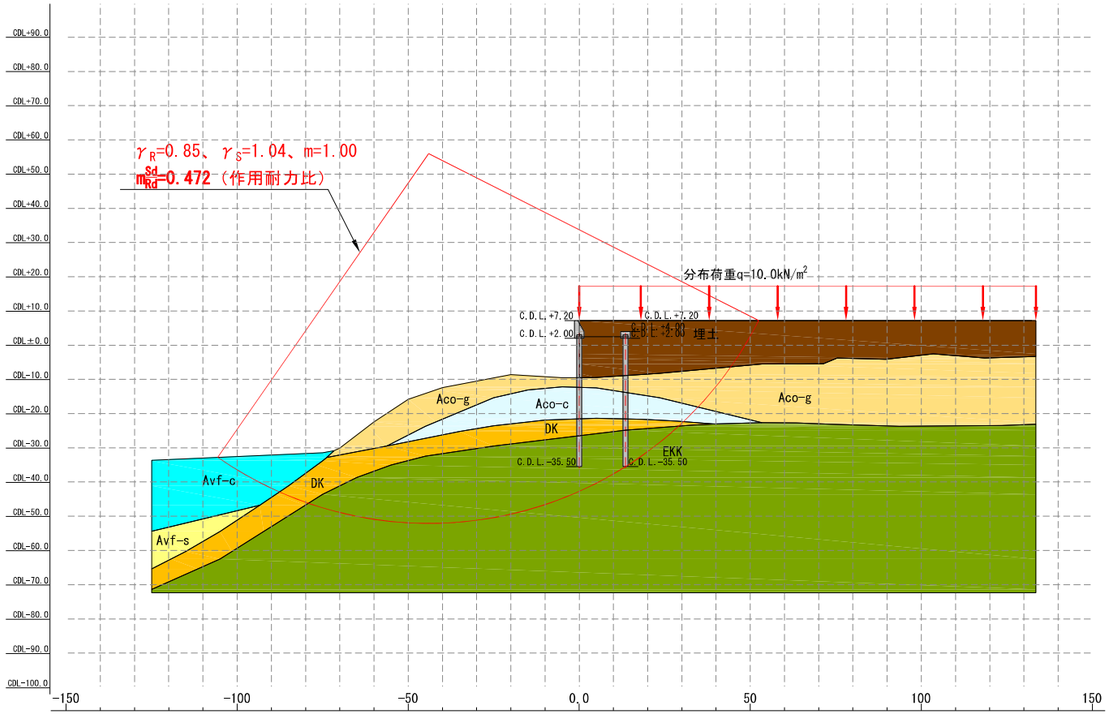
項目		主たる作用が土圧である永続状態	主たる作用がレベル1地震動である変動状態	主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）
鋼管矢板	規格	φ1000×t14、SKY490、P-P型継手		
	応力（作用耐力比）	0.618 ≦ 1.0	0.611 ≦ 1.0	0.624 ≦ 1.0
	根入れ長②(m)	12.5	16.0	11.0
タイ材	設置間隔	1.248m		
	張力(kN/本)	499.425	576.487	550.062
腹起し	規格	2[-200×90×8×13.5、SS400		
	応力（作用耐力比）	0.889 ≦ 1.0	0.689 ≦ 1.0	0.657 ≦ 1.0

＜完成時の検討【セル式及び重力式構造の検討】＞

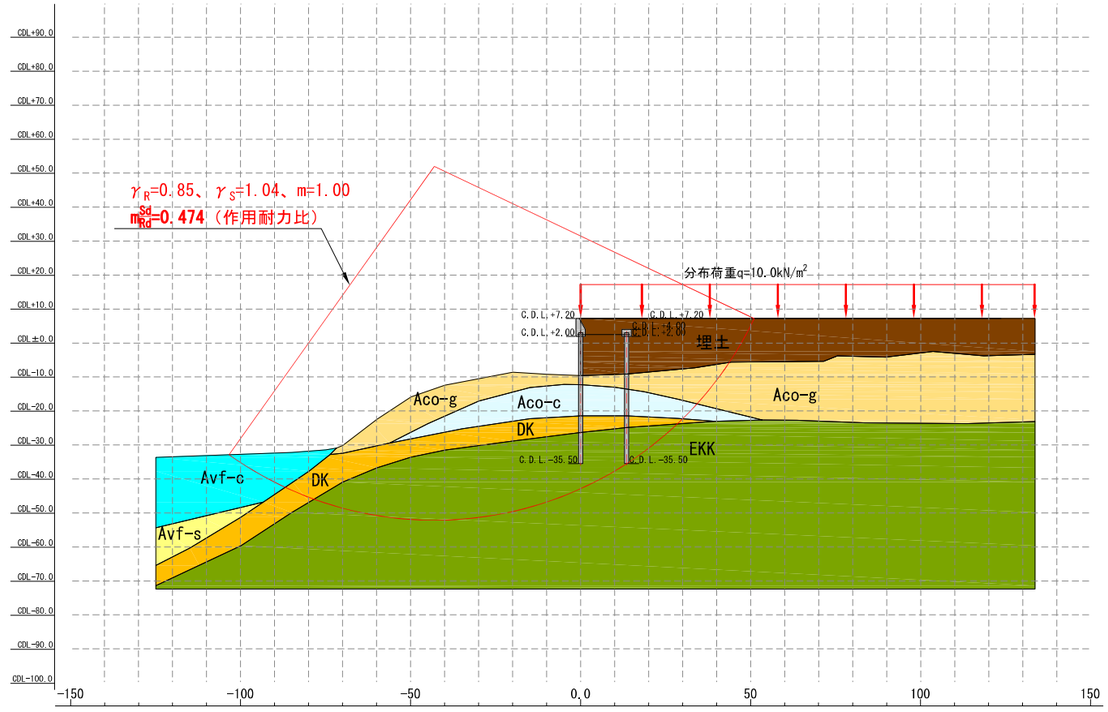
項目			主たる作用が土圧である永続状態	主たる作用がレベル1地震動である変動状態	主たる作用が変動波浪である変動状態（引波時）
全体	壁体隔(m)		12.50m		
	根入れ長③(m)		根入れ長①,②の最大 18.0		
	根入れ深度(C.D.L.m)		-27.0		
	壁体のせん断変形(作用耐力比)	海底地盤面	0.775 ≦ 1.0	—	—
		矢板下端面	0.324 ≦ 1.0	—	—
	壁体の滑動(作用耐力比)	海底地盤面	0.392 ≦ 1.0	0.464 ≦ 1.0	0.367 ≦ 1.0
		矢板下端面	— 注2)	0.095 ≦ 1.0	— 注2)
	壁体天端の変位量(cm)注3)		6.58 ≦ 24.30	22.72 ≦ 24.30	8.02 ≦ 24.30

注2）荷重が負のため、滑動に対して安定している。

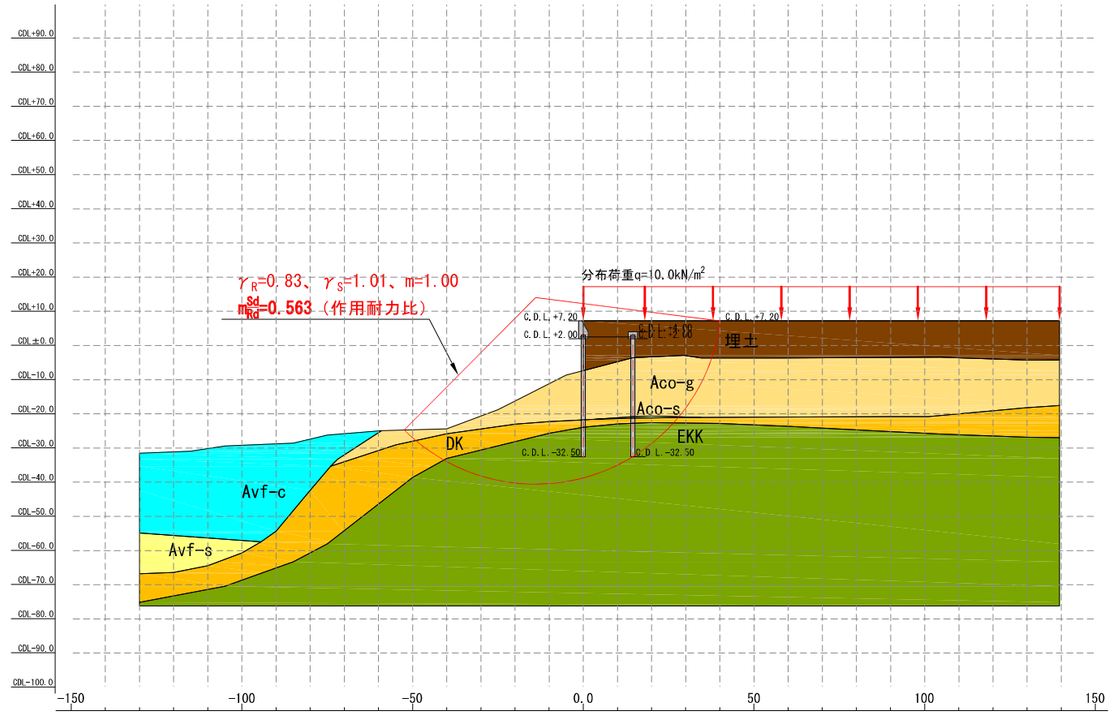
注3）許容値は壁高の1.5%



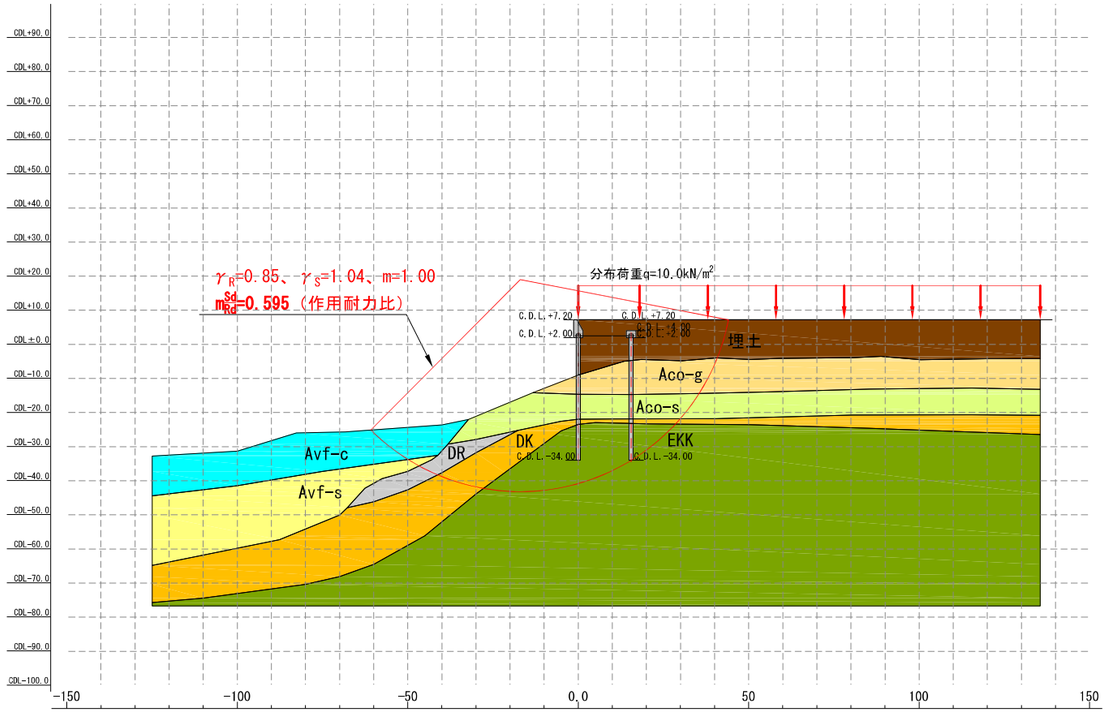
地盤の安定性能照査結果(A-1-1-1)



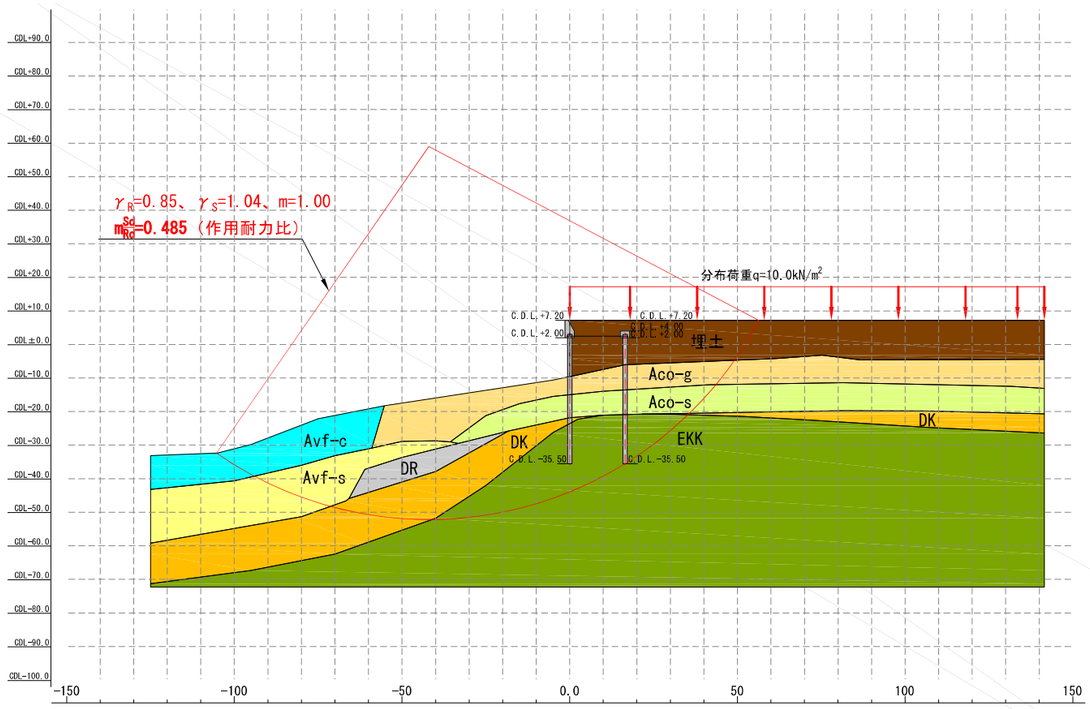
地盤の安定性能照査結果(A-1-2-1)



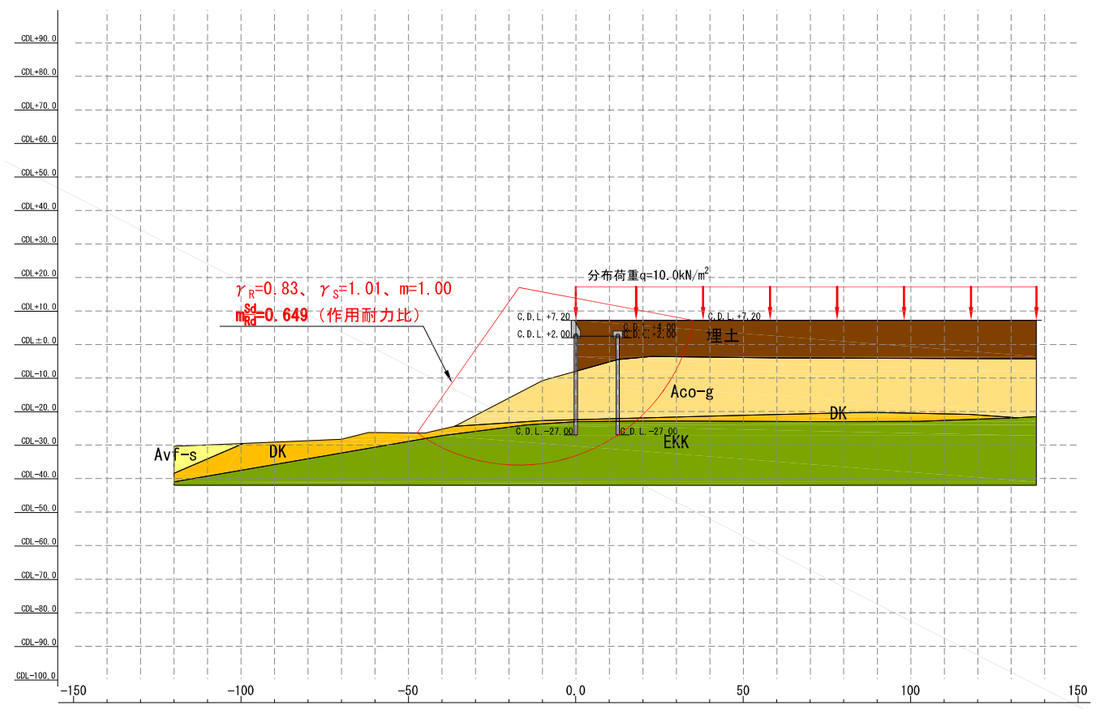
地盤の安定性能照査結果(A-2-1-1)



地盤の安定性能照査結果(A-2-1-2)



地盤の安定性能照査結果(A-3-1-1)



地盤の安定性能照査結果(A-3-2-1)

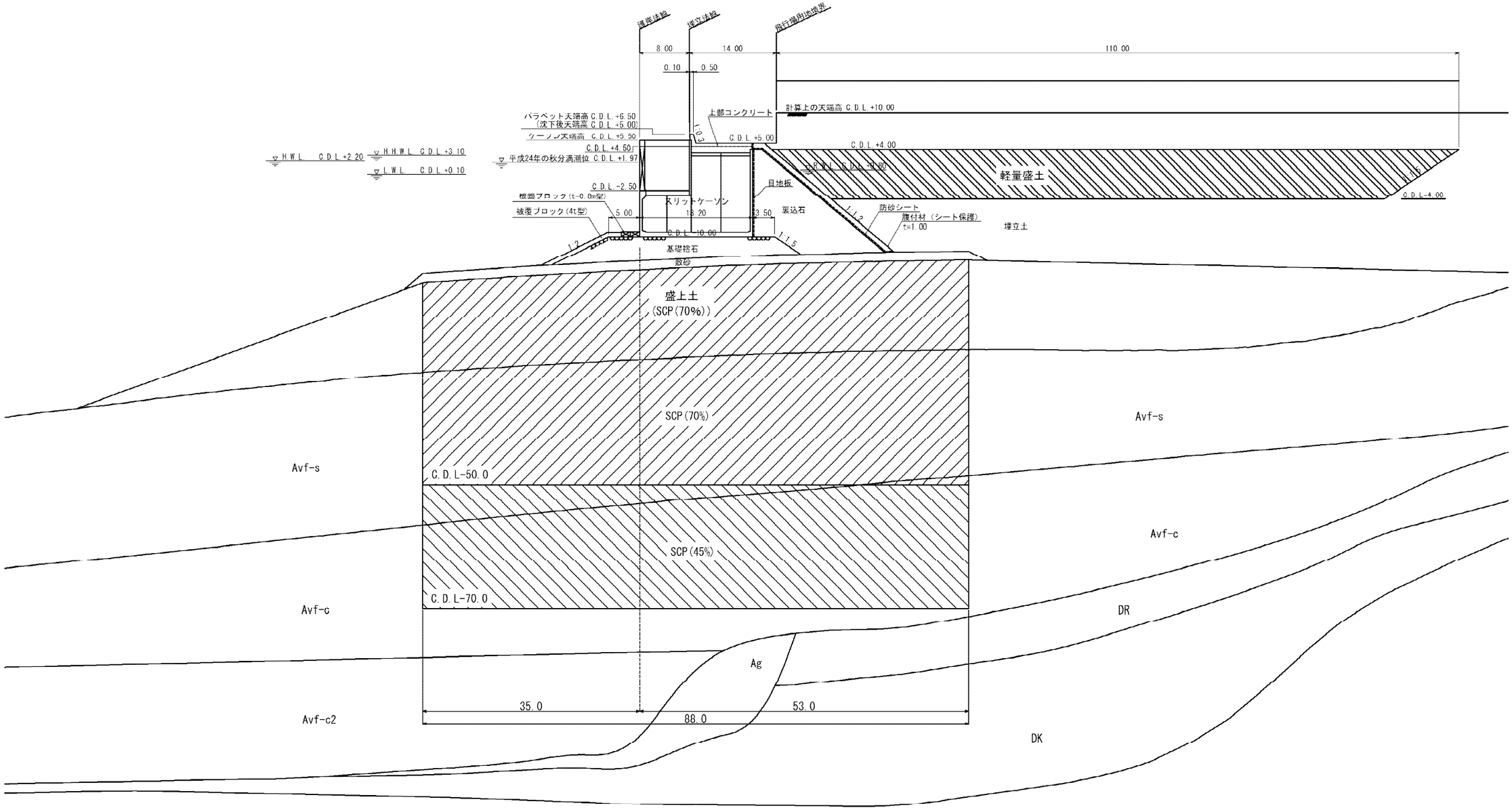
地盤の安定性能照査に用いた土質定数

土質区分	γ_{sat} (kN/m^3)	γ_t (kN/m^3)	C※1 (kN/m^2)	変動係数CV	ϕ (度)
埋土	20.0	18.0	0.0	—	30.0
Avf-s	18.5	17.6	0.0	—	37.0
Avf-c	18.4	18.2	11.4+1.62Z	0.11	0.0
Aco-c	19.0	18.4	0.0	—	36.0
Aco-s	19.2	18.3	0.0	—	33.0
Aco-g	19.3	18.4	0.0	—	40.0
DR	20.2	19.7	0.0	—	32.0
DK	20.5	19.9	0.0	—	30.0
EKK	22.3	22.1	0.0	—	38.0

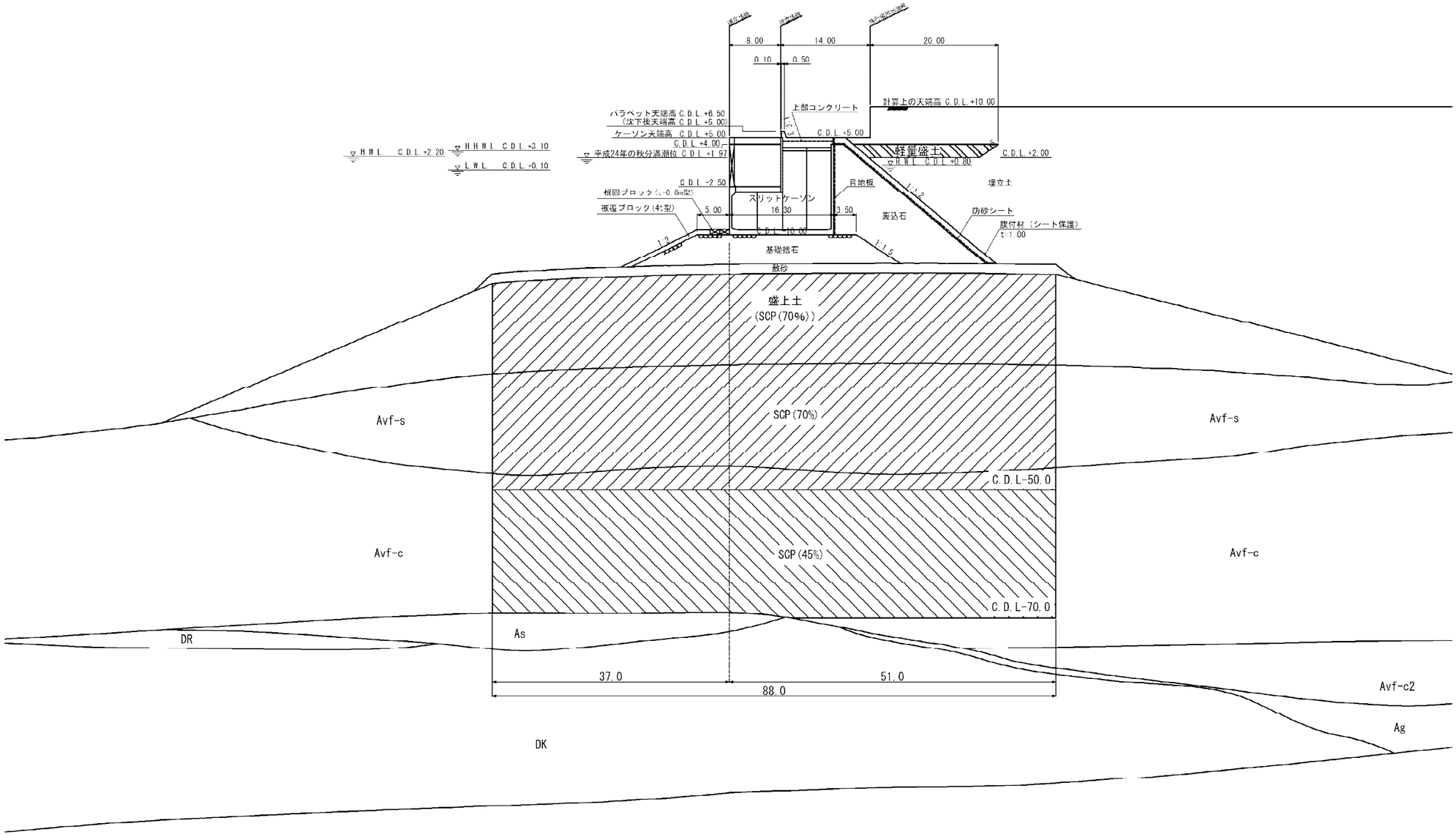
※1：Zの基準値：深度±0.0m

＜巻末資料＞

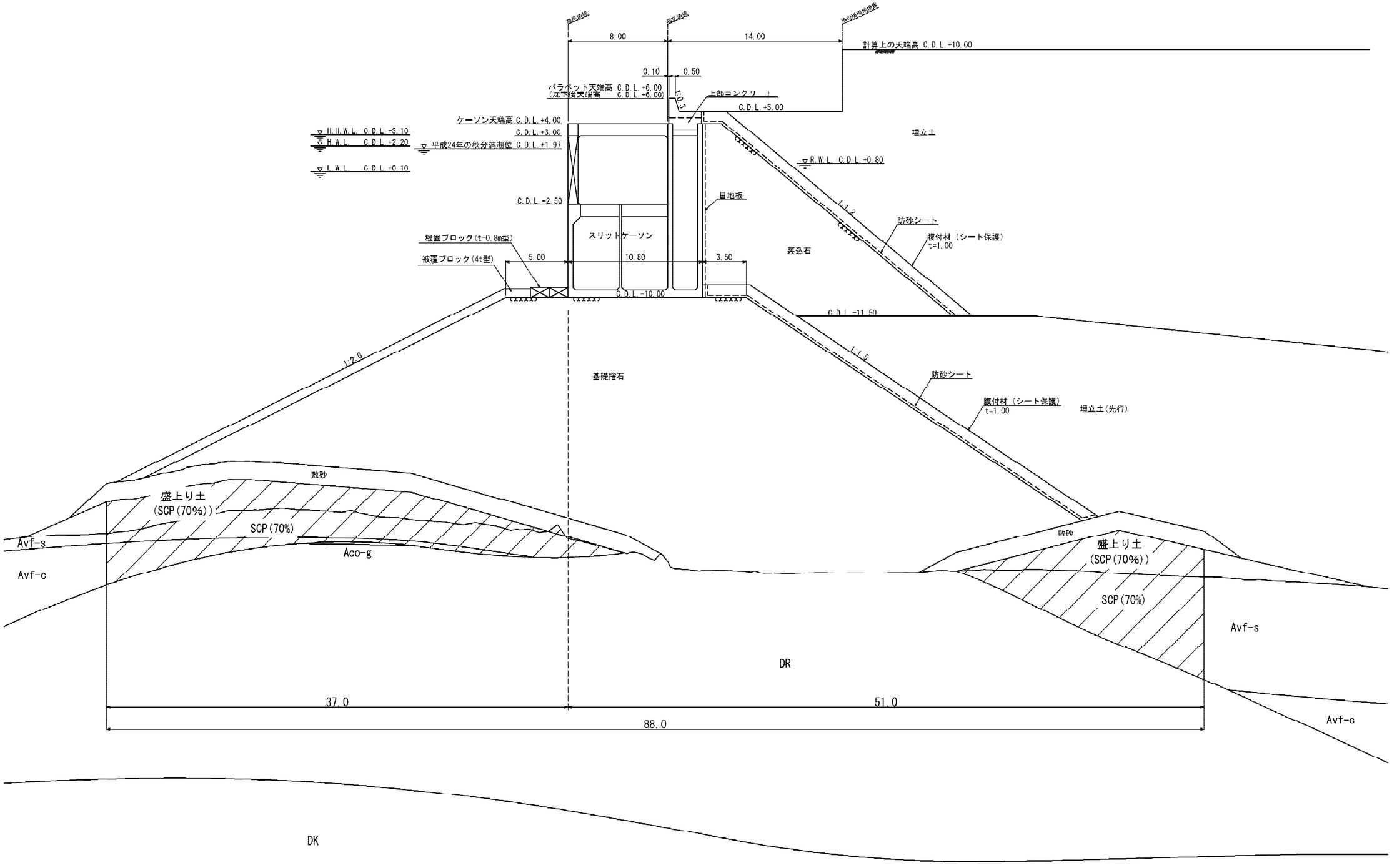
■C-1～C-3 護岸及び護岸（係船機能付）標準断面図【全体縮小版】



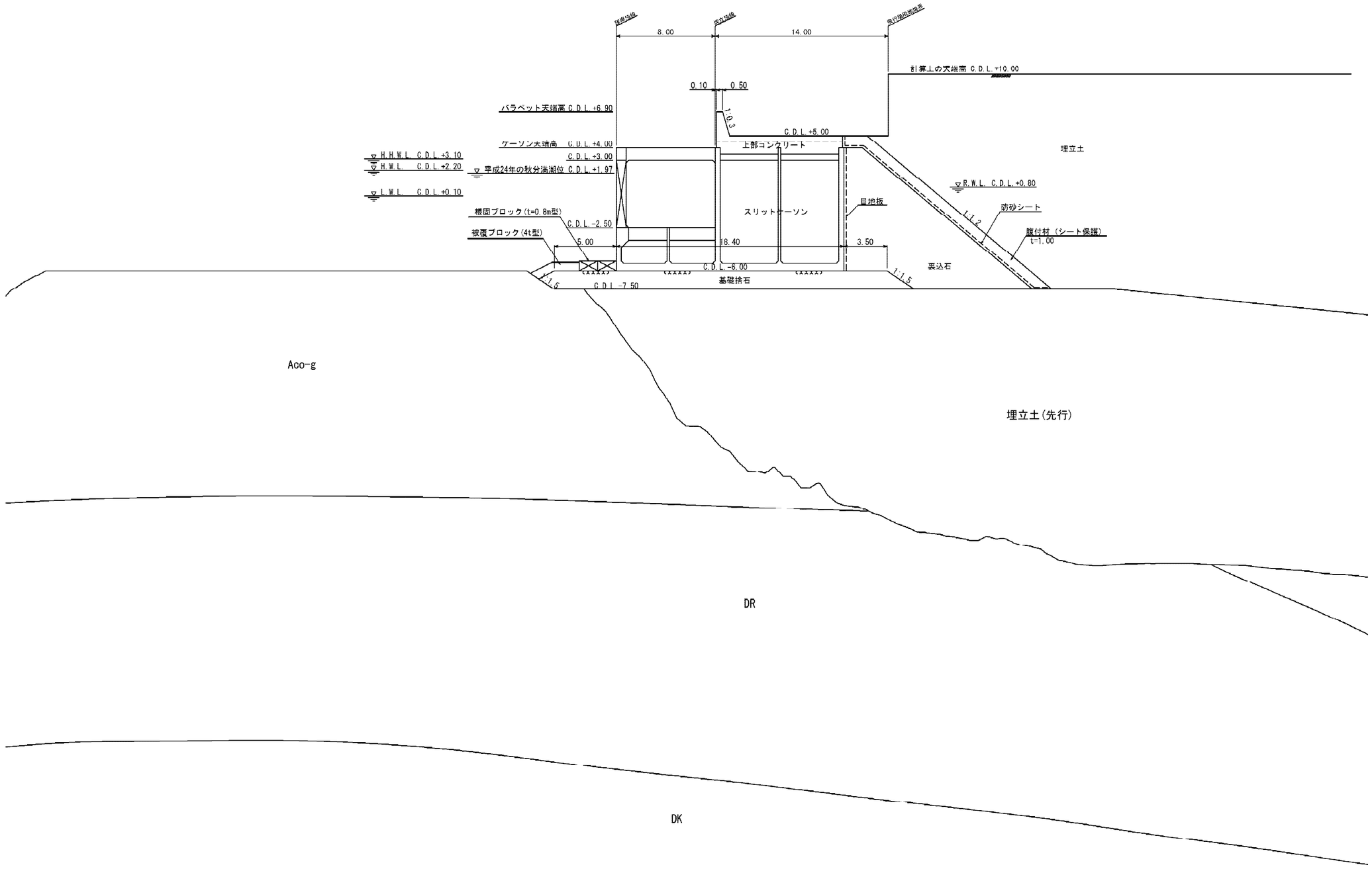
標準断面図（C-1-1-1 工区）【全体縮小版】



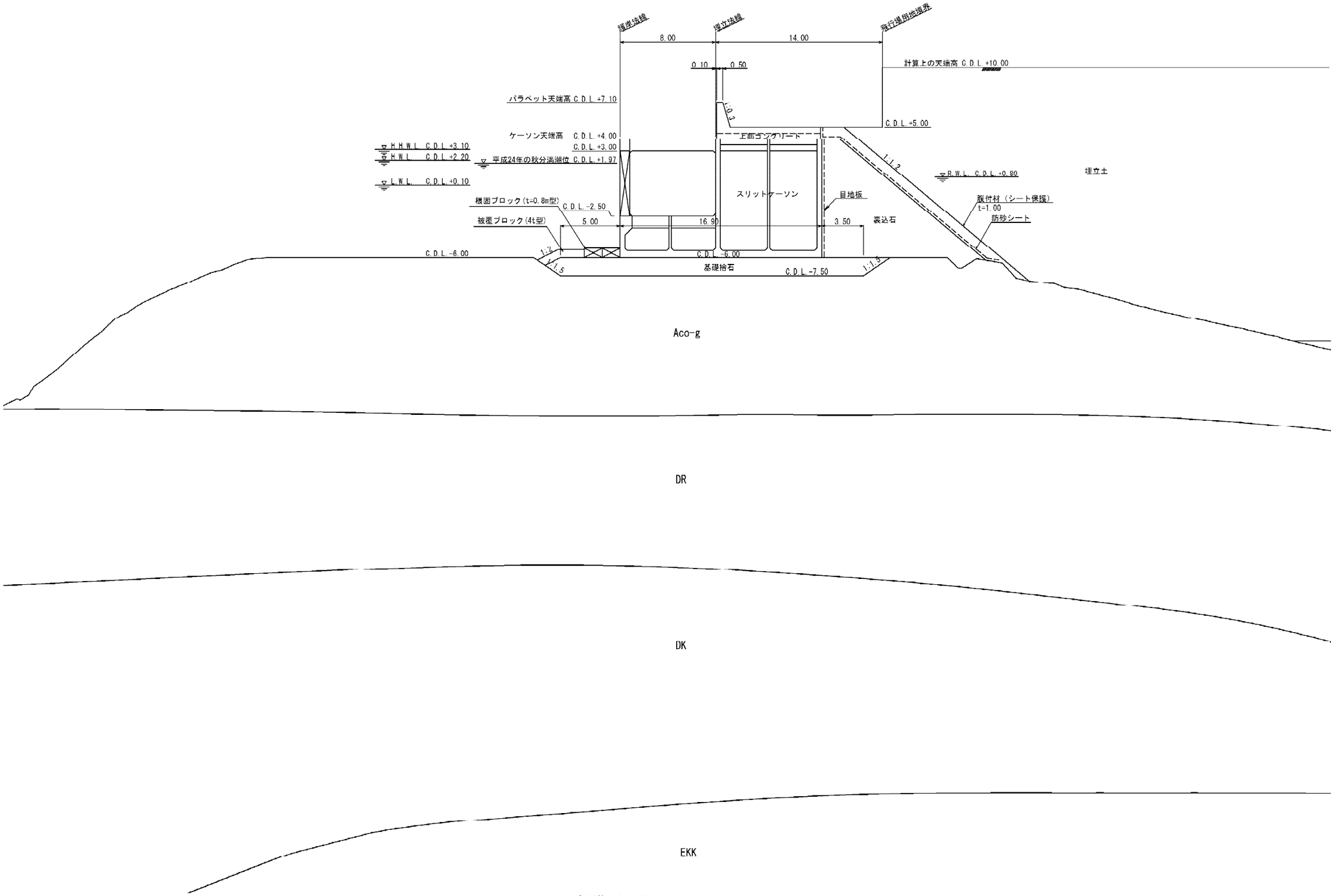
標準断面図(C-1-1-2 工区)【全体縮小版】



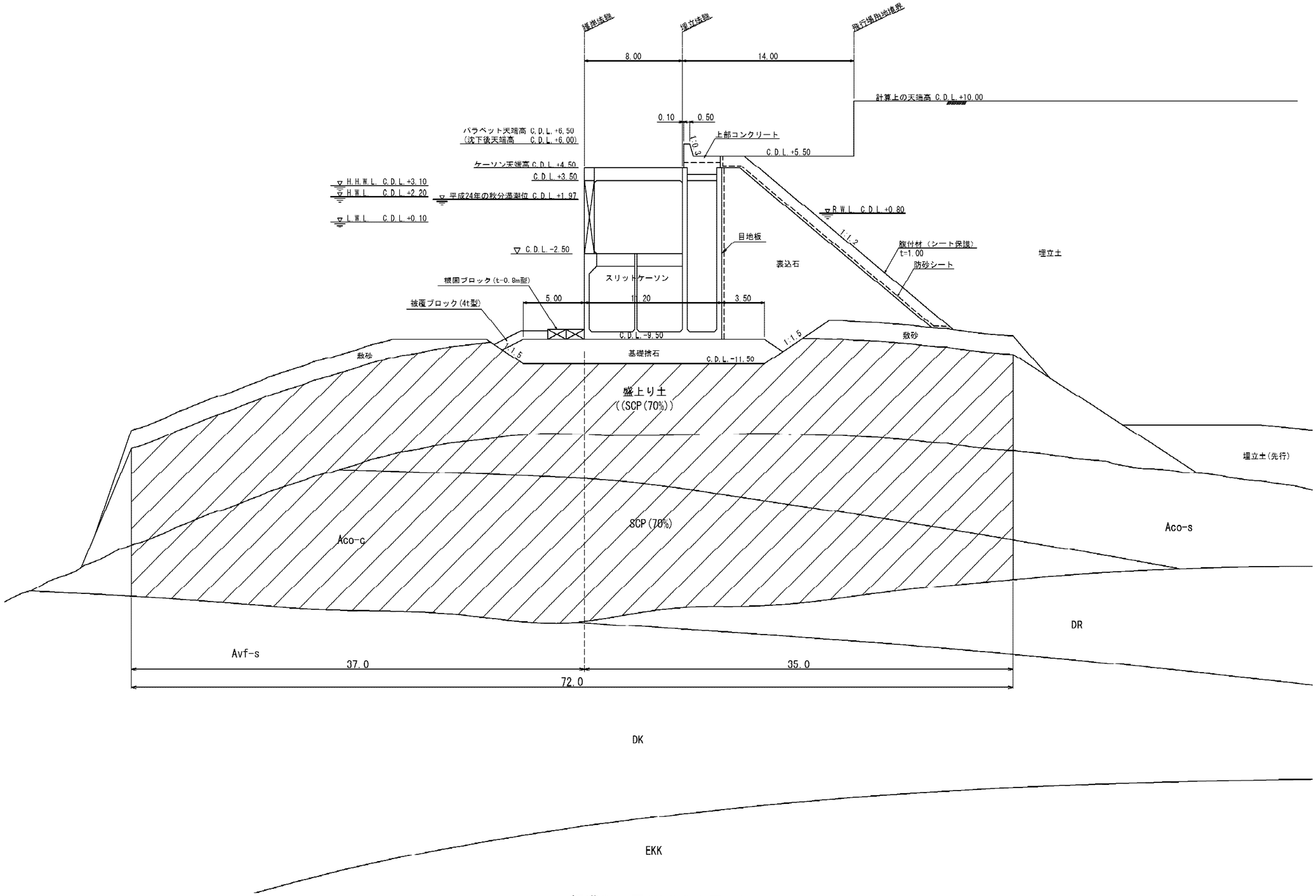
標準断面図(C-1-2-1 工区)



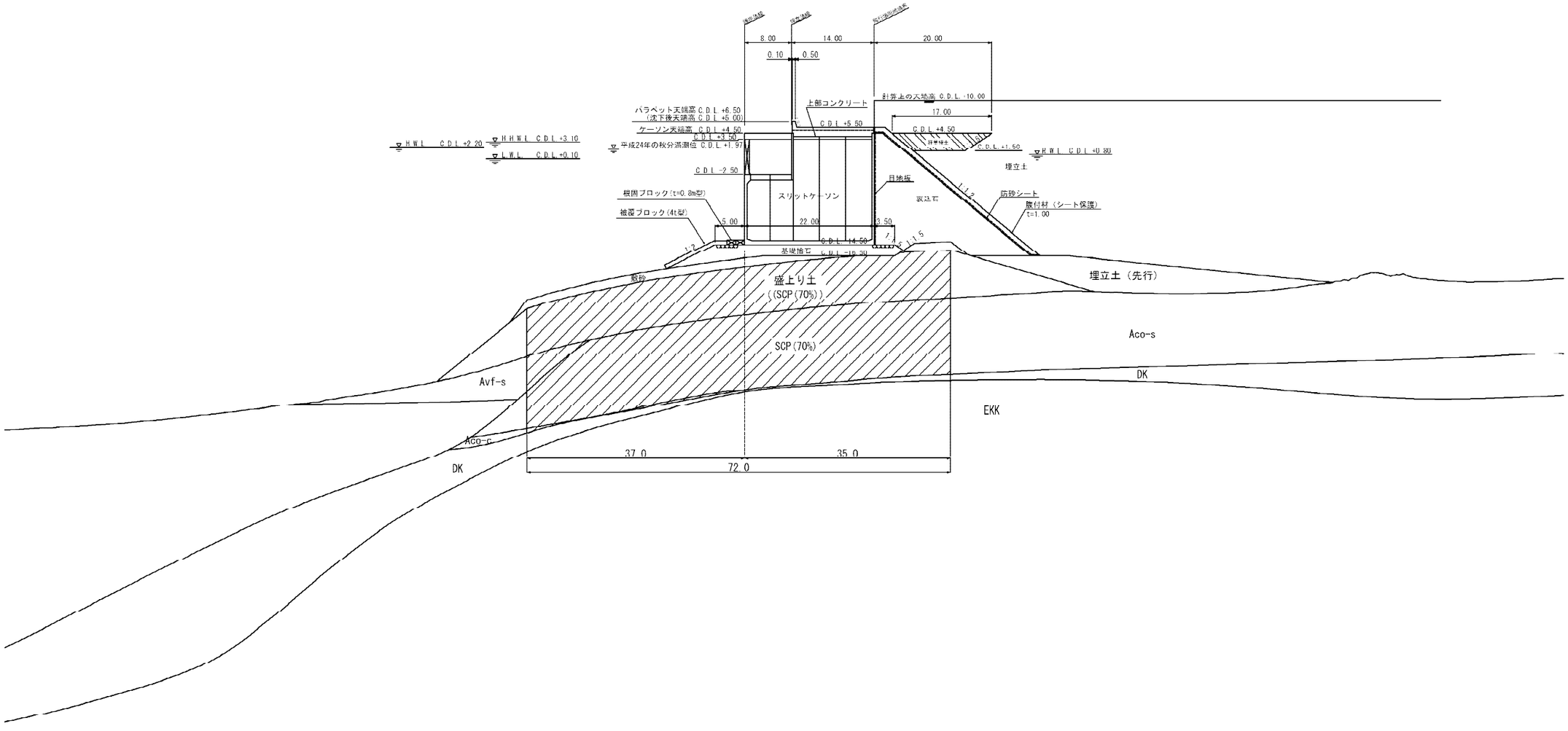
標準断面図（C-2-1-1 工区）



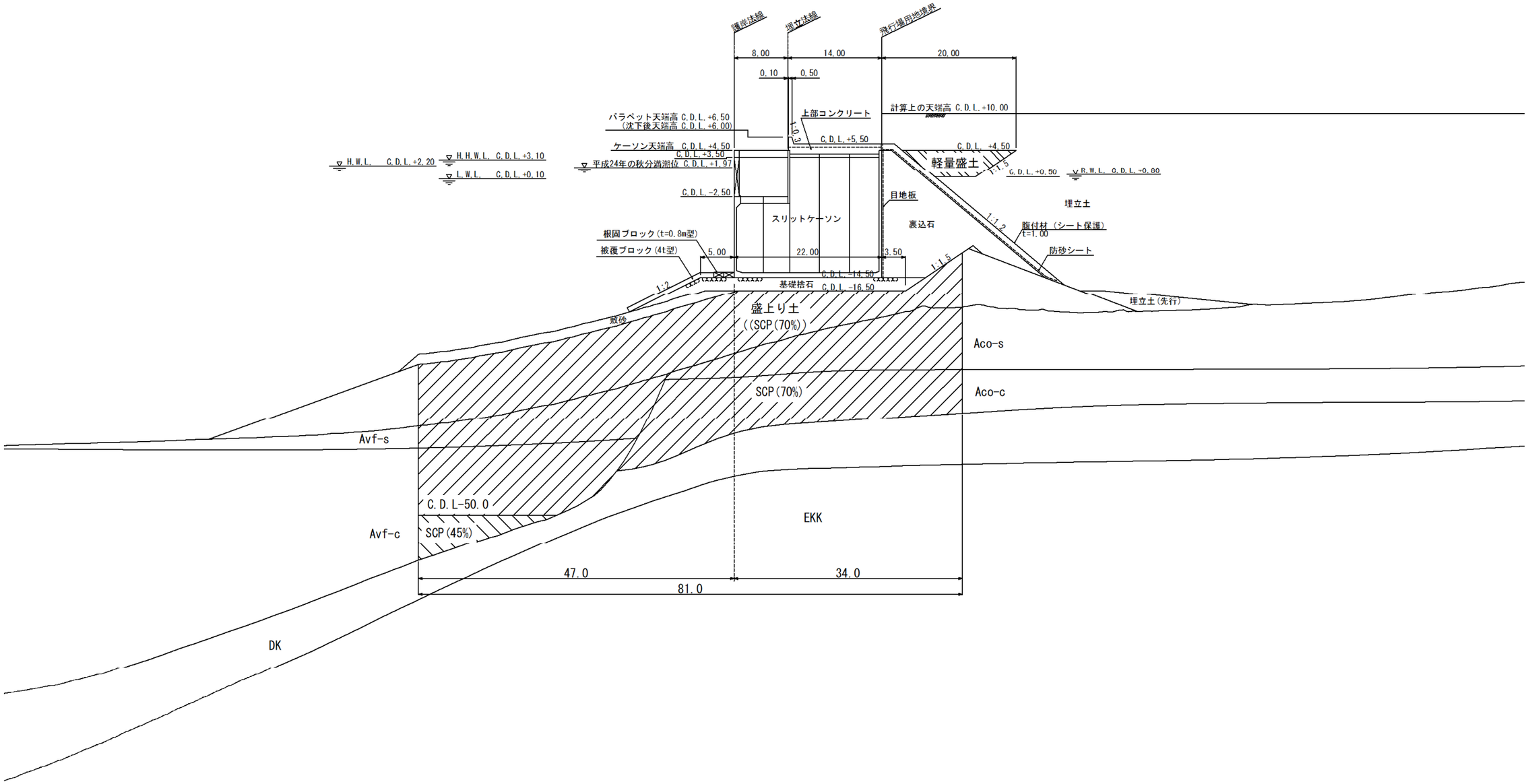
標準断面図（C-2-2-1 工区）



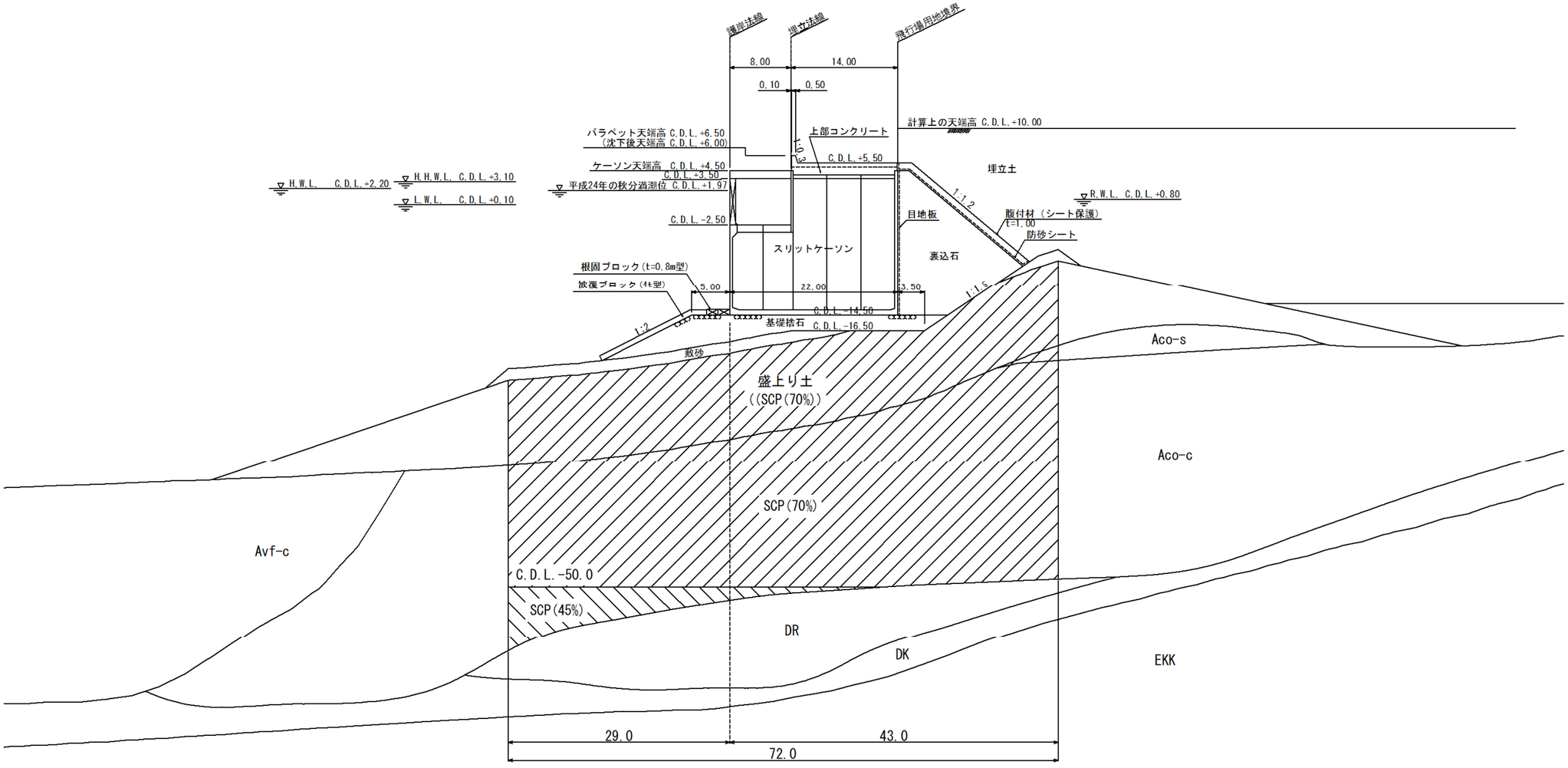
標準断面図（C-2-3-1 工区）



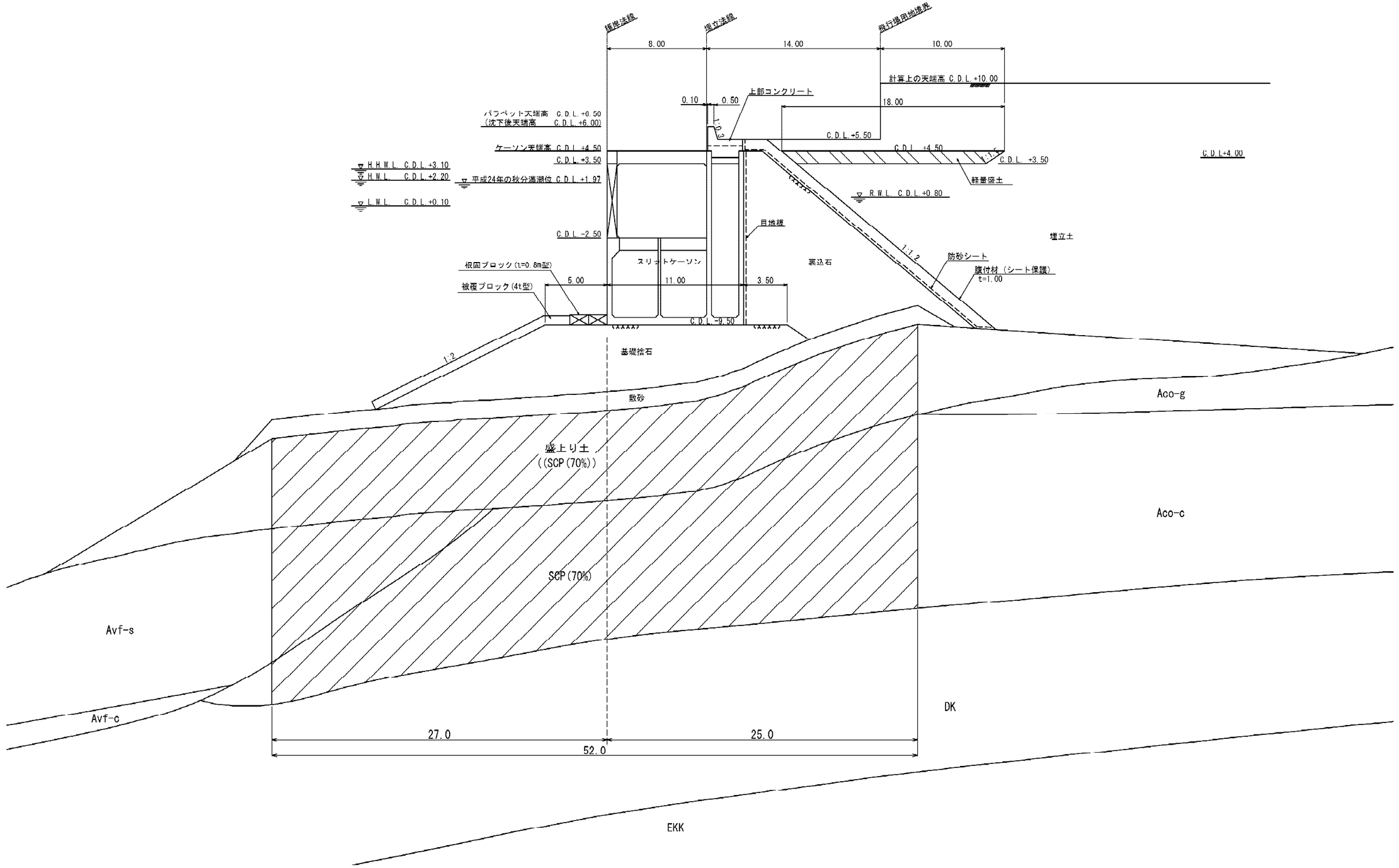
標準断面図（C-2-4-1 工区）【全体縮小版】



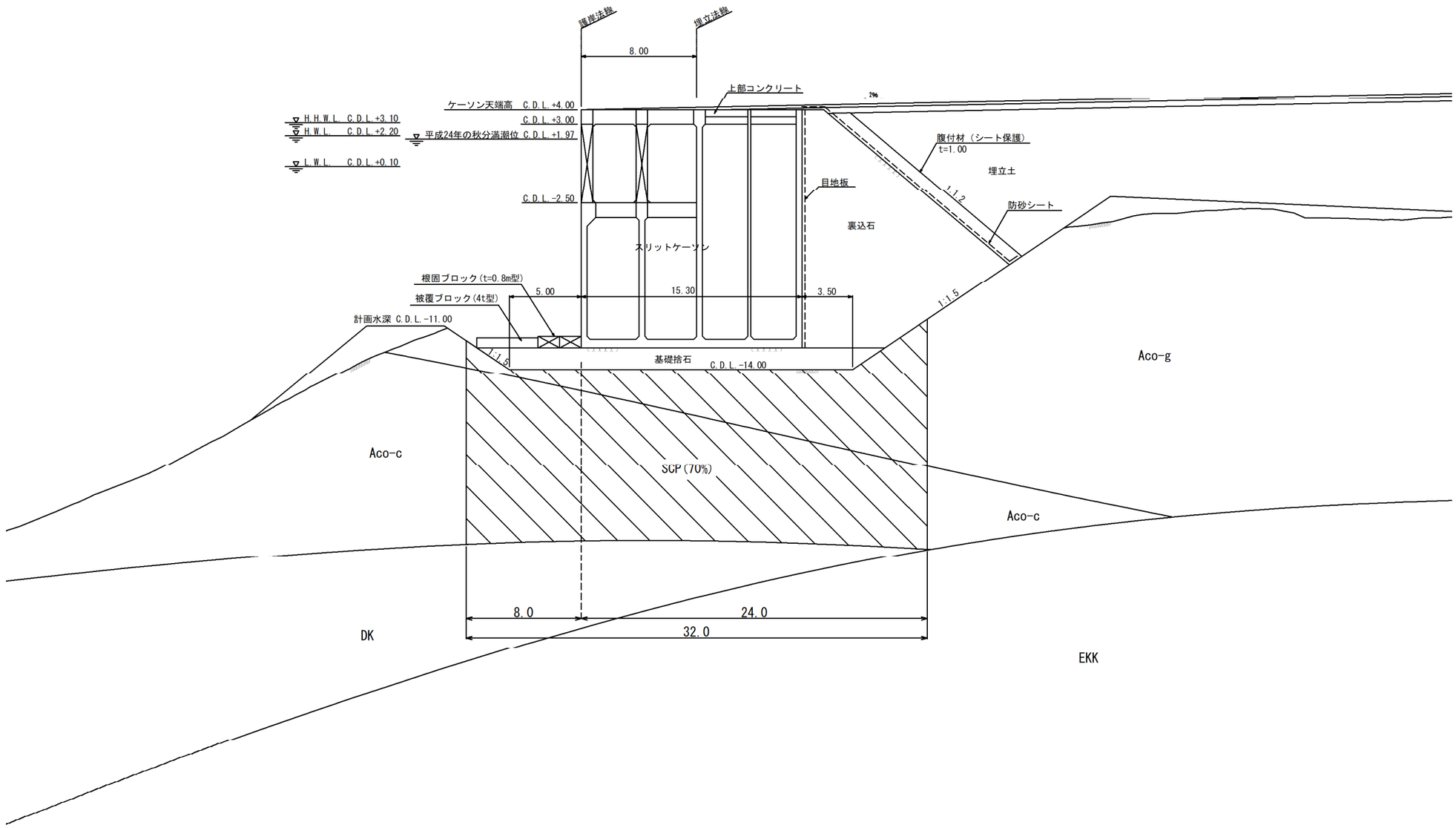
標準断面図（C-3-1-1 工区）【全体縮小版】



標準断面図（C-3-1-2 工区）【全体縮小版】



標準断面図（C-3-2-1 工区）



標準断面図（護岸（係船機能付）工区）