

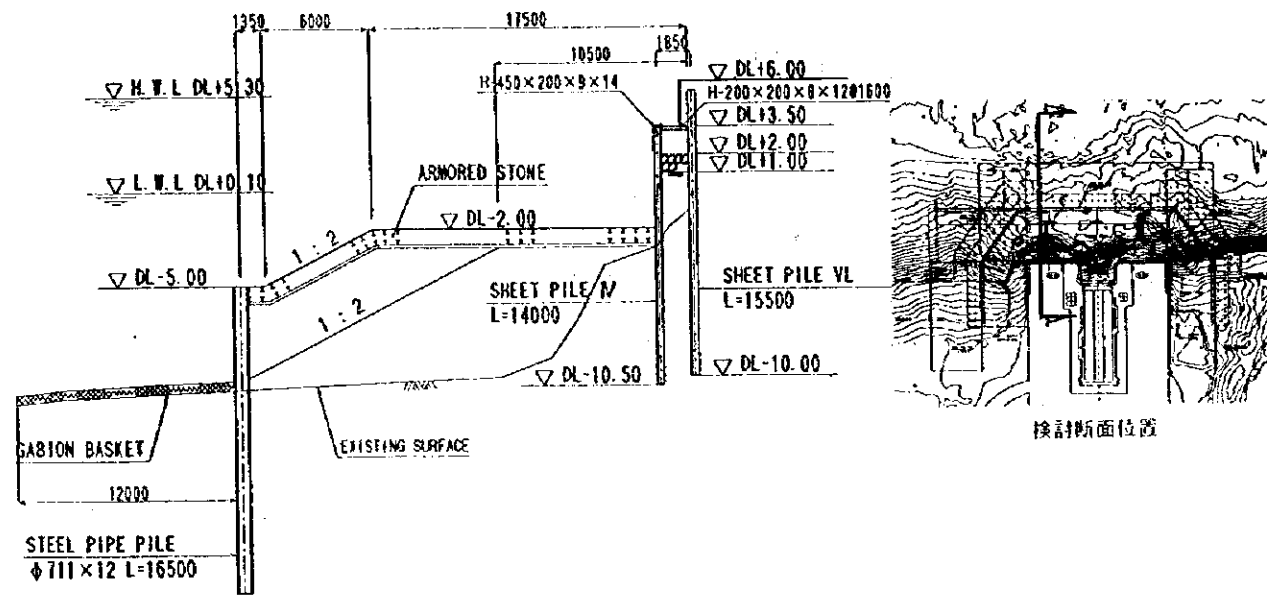
浸食対策工の設計

1. 対策工の基本的考え方

既設護岸前面の浸食保護工は、既に浸食された河床を護岸の安定が保たれる高さまで盛土により回復し、法尻の基盤面の浸食に対する保護および盛土量の低減のため、鋼管矢板を打設する。

2. 検討断面

検討の結果得られた浸食対策工の設計標準断面を下図に示す。

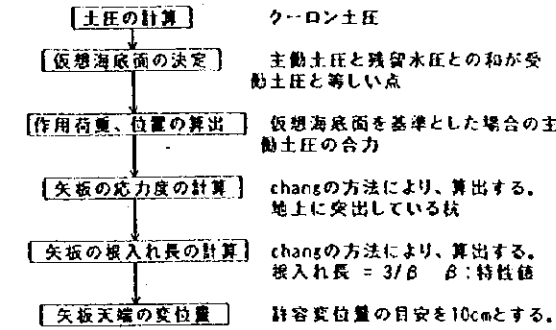


3. 設計条件

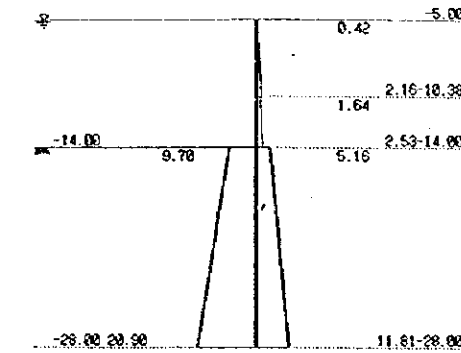
- (1) 潮位 H.H.W.L. C.D.L.+5.30 m
L.L.W.L. C.D.L.+0.10 m
R.W.L. C.D.L.+4.00 m (残留水位)
- (2) 設計震度 地震は考慮しない。
- (3) 耐用年数 本設のドックの耐用年数に合わせ、鋼材の腐食年数は25年とする。
- (4) 鋼管矢板の許容応力度 $\sigma_{sa} = 1,400 \text{ kgf/cm}^2$
- (5) 土質条件
 - D.L.+6.0m~+2.5m [盛土] $\gamma = 1.8 \text{ tf/m}^3, \gamma' = 0.9 \text{ tf/m}^3, \phi = 30^\circ$
 - D.L.+2.5m~-5.5m [粘性土] $\gamma = 1.6 \text{ tf/m}^3, \gamma' = 0.6 \text{ tf/m}^3, c = 0.7 \text{ tf/m}^2$
 - D.L.-5.5m~-7.5m [砂質土] $\gamma = 1.8 \text{ tf/m}^3, \gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3, \phi = 28^\circ$
 - D.L.-7.5m~-14.0m [砂質土] $\gamma = 1.8 \text{ tf/m}^3, \gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3, \phi = 34^\circ$
 - D.L.-14.0m~-28.0m [粘性土] $\gamma = 1.8 \text{ tf/m}^3, \gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3, c = 4.85 \text{ tf/m}^2, N=20$
 - 押え盛土 $\gamma = 1.8 \text{ tf/m}^3, \gamma' = 1.0 \text{ tf/m}^3, \phi = 27.5^\circ, N=5$

4. 前面自立鋼管矢板の設計

(1) 設計フロー



(2) 作用土圧強度分布図



(3) 自立鋼管矢板の解析結果

項目	常時		
計算条件	φ 600 x 14t	φ 700 x 12t	φ 711 x 12t
断面慣性 I (全体1m当り)	392.8cm ⁴ /m	348.3cm ⁴ /m	348.4cm ⁴ /m
断面二次モーメント I (腐食前)	141,917cm ⁴ /m	174,444cm ⁴ /m	180,600cm ⁴ /m
断面二次モーメント I (腐食後)	136,493cm ⁴ /m	156,807cm ⁴ /m	172,891cm ⁴ /m
断面係数 Z (全体1m当り)	4,557cm ³ /m	4,773cm ³ /m	4,869cm ³ /m
仮想海底レベル(m)	-14.00		
土部工天端レベル(m)	-5.00		
矢板幅 B (cm)	100		
抗の曲げ剛性 EI (kgf-cm ²)	2.980 x 10 ¹¹		
腐食前(埋入れ長検討)	2.980 x 10 ¹¹	3.663 x 10 ¹¹	3.797 x 10 ¹¹
腐食後(断面計算)	2.866 x 10 ¹¹	3.503 x 10 ¹¹	3.631 x 10 ¹¹
水平力の作用位置 (m)	3.61		
抗傾条件	自由		
水平力 H (t)	14.49		
地盤の横断定数 KH (kg/cm ²)	4.00		
特性値 β = 0.3·B/4EI ^{0.5} (1/m)	4.280 x 10 ⁻³		
腐食前(埋入れ長検討)	4.280 x 10 ⁻³	4.065 x 10 ⁻³	4.029 x 10 ⁻³
腐食後(断面計算)	4.322 x 10 ⁻³	4.110 x 10 ⁻³	4.074 x 10 ⁻³
計算結果			
埋入れ長さ (cm)	0.80	0.74	0.73
地盤面たわみ角 (rad)	0.00558	0.00486	0.00474
地中最大曲げモーメント (t·m)	56.02	56.34	56.40
曲げモーメント第1極点 (m, cm)	6.00	6.33	6.39

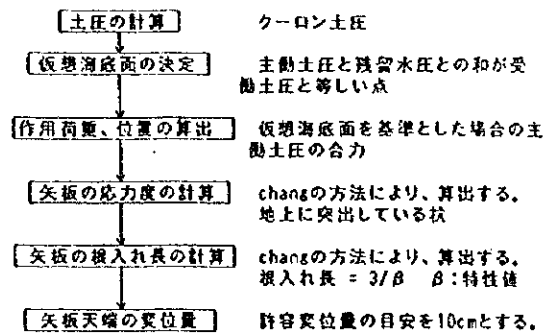
(4) 計算結果の要約

	φ 600 x 14t	φ 700 x 12t	φ 711 x 12t
鋼材応力 $\sigma = M/Z$	$56.02 \times 10^4 / 4,557 = 1,229 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_{sa} = 1,400 \text{ kgf/cm}^2$	$56.34 \times 10^4 / 4,773 = 1,180 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_{sa} = 1,400 \text{ kgf/cm}^2$	$56.40 \times 10^4 / 4,869 = 1,158 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_{sa} = 1,400 \text{ kgf/cm}^2$
埋入れ長	$L = 3/\beta = 3/0.4280 = 7.01 \text{ m}$ 深さ -14.0m - 7.01m = -21.01m → -21.5m	$L = 3/\beta = 3/0.4065 = 7.38 \text{ m}$ 深さ -14.0m - 7.38m = -21.38m → -21.5m	$L = 3/\beta = 3/0.4029 = 7.45 \text{ m}$ 深さ -14.0m - 7.45m = -21.45m → -21.5m
仮埋め位置	δ = 9.20cm < 10.0cm	δ = 7.60cm < 10.0cm	δ = 7.20cm < 10.0cm
抗重量	5.24t/m	4.670t/m	4.216t/m
抗ピッチ	1.282 本/m	1.136 本/m	1.122 本/m

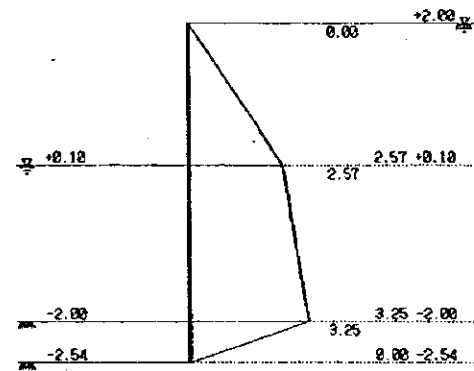
[注] 抗の必要埋入長は、抗の曲げ剛性が大きく、埋入長が大きくなる腐食前の断面断面積で算出した特性値βにより求める。

5. 前面自立鋼矢板の設計

(1) 設計フロー



(2) 作用土圧強度分布図



(3) 自立鋼矢板の解析結果

項目	常時
計算条件	鋼矢板U-IV型(SY295)
前面積 A(標準1m当り)	242.5 cm ² /m
前面二次モーメント I (標準1m当り)	36,091 cm ⁴ /m
前面係数 Z(標準1m当り)	2,122 cm ³ /m
仮想海底レベル(m)	-2.54
上端工天端レベル(m)	+2.00
板幅 B(cm)	100
鋼の曲げ剛性 EI(kgf/cm ²)	
鋼矢板埋入長係数 K _B	7.579 x 10 ⁻⁸
水平力の作用位置 (m)	1.88
板端条件	自由
水平力 αθ	9.43
地盤の横断定数 Kh(kgf/cm ²)	1.00
特性値 β=0.048/4EI ^{3/4} (cm ^{-3/4})	
鋼矢板埋入長係数 K _B	4.262 x 10 ⁻³
計算結果	
地表面変位 (cm)	1.45
地表面たわみ角 (rad)	0.00891
地中最大変位係数 (f/m)	21.37
鋼板モーメント第1位の値 (kg/m)	6.39
鋼材応力 σ = M/Z	21.37 x 10 ³ / 2,122 = 1,007 kgf/cm ² < σ _u = 1,400 kgf/cm ²
埋入長	L = 3/β = 3/0.4262 = 7.03m, 深さ = 2.54m - 7.03m = -9.57m → -10.0m
板幅変位	δ = 6.50cm < 10.0cm

(4) 計算結果の要約

6. マウンド工の設計

マウンド工の範囲は既設護岸矢板の受働土圧が十分に期待できる範囲までとする。その範囲は既設の前面矢板の必要埋入位置からの受働崩壊面とマウンド天端C.D.L+2.00mが交差した位置となる。

マウンド工天端には浸食防止のために被覆石を設置する。

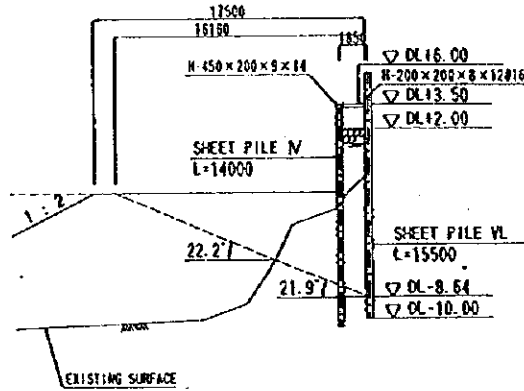
(1) 算出図

検討の結果得られたマウンド工の設計標準断面を下図に示す。

この算出図より、被覆石張りの天端幅を17.50mとする。

【受働崩壊角の算出】

本検討における受働崩壊角は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」に示された算出式に基づき、下表の係数を用いて算出する。



受働崩壊角算出の定数

土質定数	記号	海底地盤(°)	盛土砂層(°)
内部摩擦角	φ	28	27.5
壁面摩擦角	δ	-14	-13.8
壁面の角度	ψ	0	0
地盤面角度	β	0	0

$$\cot \zeta_u = \tan(\phi - \delta) + \sec(\phi - \delta) \times \left\{ \frac{\cos \delta \cdot \sin(\phi - \delta)}{\sin \phi} \right\}^{1/2}$$

・海底地盤(φ=28°、δ=φ/2=14°)

$$\cot \zeta_u = \tan 14^\circ + \sec 14^\circ \times \left\{ \frac{\cos 14^\circ \cdot \sin 14^\circ}{\sin 28^\circ} \right\}^{1/2}$$

$$= 0.9004 + 1.3456 \times 1.1760 = 2.4828$$

$$\zeta_u = \tan^{-1}(1/2.4828) = 21.94^\circ$$

・盛土砂層(φ=27.5°、δ=φ/2=13.8°)

$$\cot \zeta_u = \tan 13.8^\circ + \sec 13.8^\circ \times \left\{ \frac{\cos 13.8^\circ \cdot \sin 13.8^\circ}{\sin 27.5^\circ} \right\}^{1/2}$$

$$= 0.8785 + 1.3311 \times 1.1782 = 2.4468$$

$$\zeta_u = \tan^{-1}(1/2.4468) = 22.23^\circ$$

(2) 被覆石の検討

- 設計条件: 流速: V = 1.5 m/sec, 法勾配: 1 : 2
- 被覆石の安定重量は、米国海岸浸食局の港湾基準に示された下式により決定する。

$$dg = \frac{v^2}{2 g \gamma^2 (S_r - 1) (\cos \alpha - \sin \alpha)}$$

- ここに、
- dg: 捨石寸法(m)
 - S_r: 捨石の比重(γ/1.03)=[2.65]
 - v: 捨石上面における流れの速度(m/sec)=[1.5 m/sec]
 - g: 重力加速度(m/sec²)=[9.8 m/sec²]
 - α: 斜面の勾配(°)=[26.565°]
 - γ: イスパッシュの定数=[0.86~1.20]

上式により被覆石として必要となる被覆石重量は下記のとおりとなる。
 $dg = 0.11 \sim 0.21m / \text{個以上} \rightarrow 25 \text{ cm 以上(立方体とした場合の容積}=15,625\text{cm}^3)$
 これを石材重量に換算すると $W = 15,625\text{cm}^3 \times 2.65 = 41.4 \text{ kg / 個以上}$ となる。

設 計 目 次

	PAGE
1. 設計条件	1- 1
1-1 準拠指針	1- 1
1-2 潮位及び残留水位	1- 1
1-3 設計震度	1- 1
1-4 腐食代	1- 1
1-5 許容応力度	1- 2
1-6 材 料	1- 3
1-7 土質条件	1- 4
2. 構造計算	2- 1
2-1 換算上載荷重	2- 1
2-2 矢板の断面係数	2- 1
2-3 計算方法	2- 2
2-4 計算結果	2- 3
2-5 自立鋼管矢板の設計	2- 5
(1)検討断面①	2- 5
1. 設計条件	2- 6
2. 検討結果一覧	2- 9
3. 外力の算定	2- 10
4. 矢板の設計	2- 17
(2)検討断面②	2- 31
1. 設計条件	2- 32
2. 検討結果一覧	2- 35
3. 外力の算定	2- 36
4. 矢板の設計	2- 43
(3)検討断面③	2- 57
1. 設計条件	2- 58

2. 検討結果一覧	2- 61
3. 外力の算定	2- 62
4. 矢板の設計	2- 69
2-6 護岸前面矢板の設計	2- 83
1. 設計条件	2- 84
2. 検討結果一覧	2- 87
3. 外力の算定	2- 88
4. 矢板の設計	2- 95
2-7 円形スベリ安全率	2-111
3. 係船柱基礎の安定計算	3- 1
3-1 形状寸法	3- 1
3-2 安定計算結果	3- 2
4. 被覆石の計算	4- 1
4-1 検討条件	4- 1
4-2 仕様計算結果	4- 1
4-3 被覆石範囲の検討	4- 2
5. 仮設時の計算	5- 1
5-1 設計条件	5- 1
5-2 構造計算	5- 1
5-3 盛土天端幅の検討	5- 21
6. 根固工の検討	6- 1

1. 設計条件

1-1 準拠指針

「港湾の施設の技術上の基準・同解説 上、下巻」

平成元年2月 (社)日本港湾協会

「漁港構造物標準設計法」 (社)全国漁港協会

ただし、上記基準に示されていない部分は既存の「モザンビーク漁船修繕施設・土木施設設計計算書」(以下既存計算書と呼ぶ)に準ずるものとする。

1-2 潮位及び残留水位

1) 潮位

H.W.L. DL.+5.30m

M.W.L. DL.+2.60m

L.W.L. DL.+0.10m

2) 残留水位

R.W.L. DL.+4.00m (本体漁船修繕施設検討時)

1-3 設計震度

地震は考慮しない。

1-4 腐食代

防食工は行わず、矢板は全て腐食代を考慮する。ただし、既存護岸を直接補強する矢板に関しては、重防食を行うこととした。

1) 腐食速度

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.-1.0m	0.1~0.3
	L.W.L.-1.0m~海底部まで	0.1~0.2
	海底泥層中	0.03
陸側	陸上大気中	0.1
	土中(残留水位上)	0.03
	土中(残留水位下)	0.02

2) 耐用年数

耐用年数は25年とする。

1-5 許容応力度

1) 構造用鋼材

構造用鋼材の許容応力度

応力度の種類	鋼 種		
	SS400 SM400 SMA400	SM490	SM490Y SM520 SMA490
軸方向引張応力度(純断面積につき)	1,400	1,900	2,100
軸方向圧縮応力度(総断面積につき)	1,400	1,900	2,100
曲げ引張応力度(純断面積につき)	1,400	1,900	2,100
曲げ圧縮応力度(総断面積につき)	1,400	1,900	2,100
せん断応力度(総断面積につき)	800	1,100	1,200
支圧応力度(鋼板と鋼板)	2,100	2,800	3,100

2) 鋼ぐい及び鋼管矢板

鋼ぐい及び鋼管矢板の許容応力度

	SKK400 , SHK400 SHK400M , SKY400	SKK490 , SHK490M SKY490
軸方向引張応力度 (純断面積につき)	1,400	1,900
軸方向圧縮応力度 (総断面積につき)	$\begin{array}{l} l/r \leq 20 \quad 1,400 \\ 20 < l/r < 93 \\ \quad 1,400 - 8.4(l/r - 20) \\ l/r \geq 93 \\ \quad \frac{12,000,000}{6,700 + (l/r)^2} \end{array}$	$\begin{array}{l} l/r \leq 15 \quad 1,900 \\ 15 < l/r < 80 \\ \quad 1,900 - 13(l/r - 15) \\ l/r \geq 80 \\ \quad \frac{12,000,000}{5,000 + (l/r)^2} \end{array}$
曲げ引張応力度 (純断面積につき)	1,400	1,900
曲げ圧縮応力度 (総断面積につき)	1,400	1,900
軸方向力及び曲げモーメントを受ける部材	(1) 軸方向力が引張の場合 $\sigma_{t1} + \sigma_{bc} \leq \sigma_{ta} \quad \text{かつ} \quad -\sigma_{t1} + \sigma_{bc} \leq \sigma_{ba}$ (2) 軸方向力が圧縮の場合 $\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_{bc}}{\sigma_{ba}} \leq 1.0$	
せん断応力度 (総断面積につき)	800	1,100

- l : 部材の有効座屈長 (cm)
- r : 部材の総断面の断面二次半径 (cm)
- σ_{t1}, σ_c : 断面に作用する軸方向引張応力度及び軸方向圧縮力による圧縮応力度 (kgf/cm²)
- σ_{bt}, σ_{bc} : 断面に作用する曲げモーメントによる最大引張応力度及び最大圧縮応力度 (kgf/cm²)
- σ_{ta}, σ_{ca} : 許容引張応力度及び総軸に関する許容軸方向圧縮応力度 (kgf/cm²)
- σ_{ba} : 許容曲げ圧縮応力度 (kgf/cm²)

3) 鋼 矢 板

鋼矢板の許容応力度

応力度の種別	鋼 種	SY290	SY390
曲げ引張応力度 (純断面積につき)		1,800	2,400
曲げ圧縮応力度 (総断面積につき)		1,800	2,400
せん断応力度 (総断面積につき)		1,000	1,300

1-6 材 料

裏込め材の設計標準値

	内部摩擦角 (度)	単位体積重量		のり勾配
		残留水位上 (tf/m ³)	残留水位上 (tf/m ³)	
割 石 一 般 の も の もろい材質のもの	40	1.8	1.0	1:1.2
	35	1.6	0.9	1:1.2
切り込み砂利	30	1.8	1.0	1:2~1:3
玉 石	35	1.8	1.0	1:2~1:3
鉋 さ い 高 炉 さ い 転 炉 さ い 平 炉 さ い	35	1.4	0.8	1:1.5
	35	2.0	1.5	1:1.5
	35	2.0	1.5	1:1.5

1-7 土質条件

土質定数は、基本的に「既存計算書」に準ずる。

深 度 DL.-(m)			平均 N値	単位体積重量 (tf/m ³)		粘着力 (tf/m ²)	内部 摩擦角 (°)
A	B	C		湿 潤	飽 和		
~+2.50	~+4.50	~+2.50	18	1.80	1.90	0.00	30
+2.50~ -5.50	+4.50~ -3.50	+2.50~ -5.50	1	1.60	1.60	0.70	0
-5.50~ -7.50	-3.50~ -5.50	-5.50~ -7.50	14	1.80	2.00	0.00	28
-7.50~ -13.00	-5.50~ -11.00	-7.50~ -14.00	30	1.80	2.00	0.00	34
-13.00~ -27.00	-11.00~ -25.00	-14.00~ -28.00	20	1.80	1.80	4.85	0
-27.00~	-25.00~	-28.00~	40	1.80	2.00	0.00	40

※適用範囲

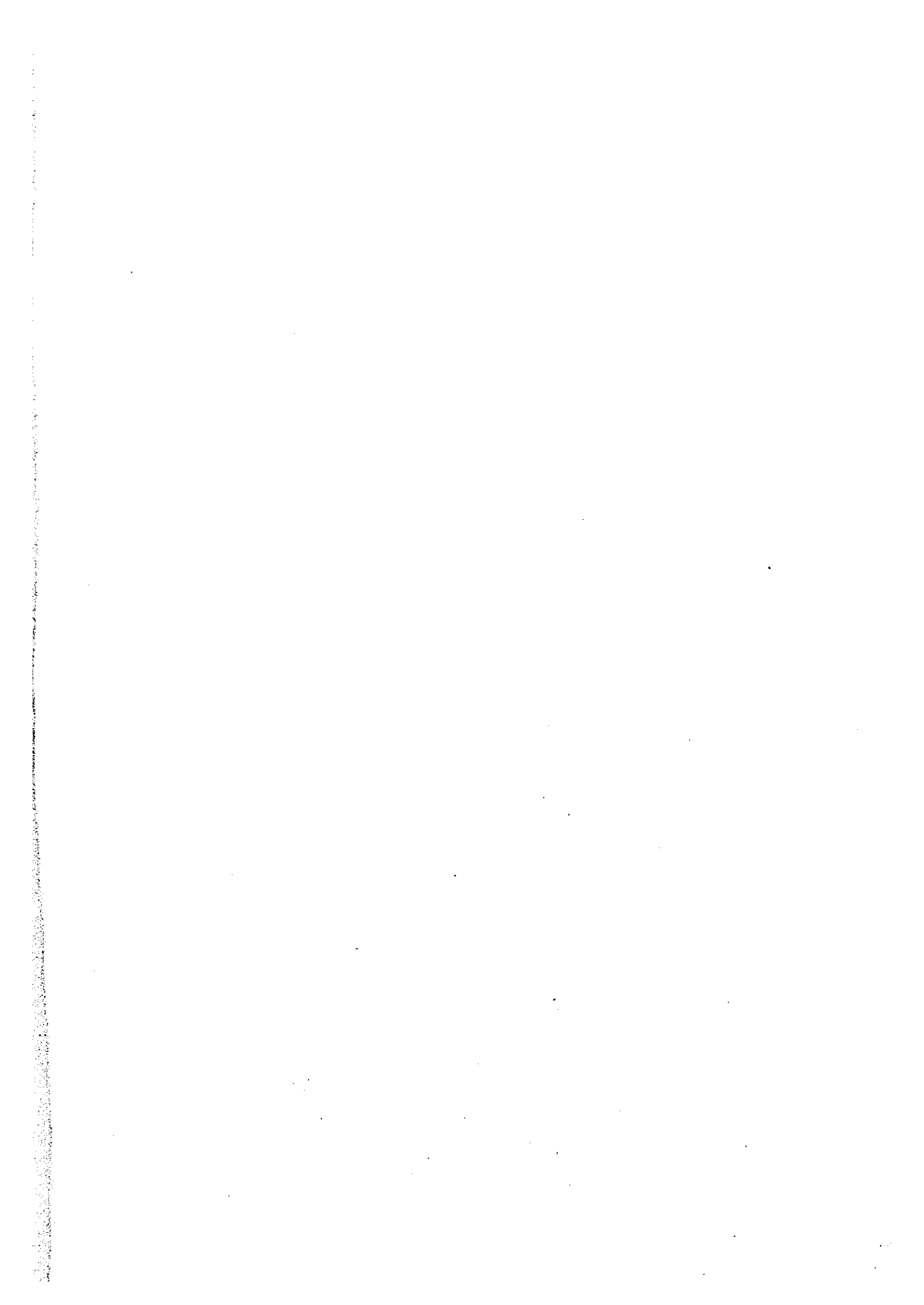
A: 検討断面② (検討断面参照)

B: 検討断面③ (")

C: 検討断面①, 既設護岸前面矢板検討断面 (")

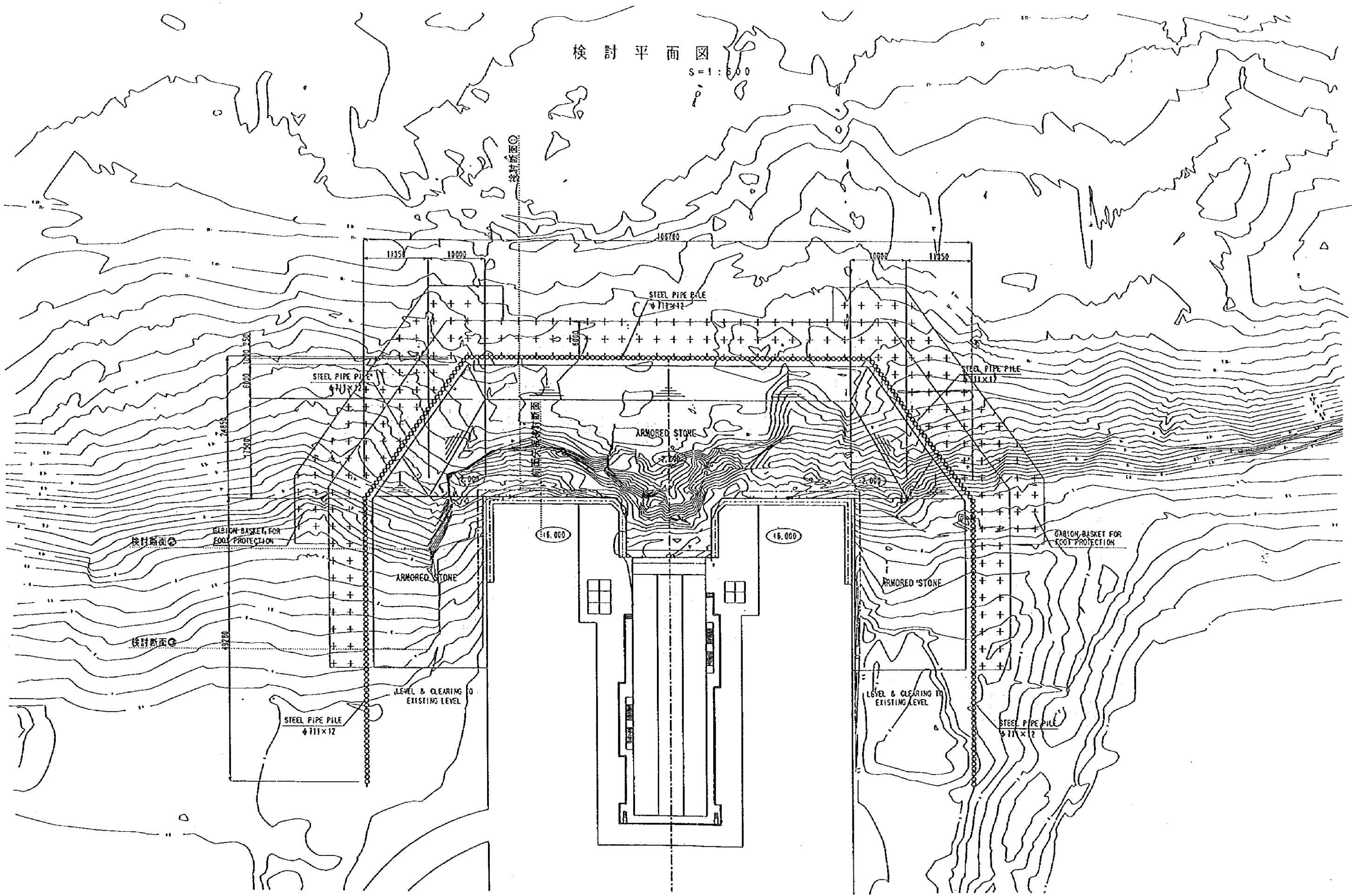
また、埋戻し土の土質定数は、以下のとおりとする。

材 料	平 均 N 値	単位体積重量 (tf/m ³)		粘 着 力 (tf/m ²)	内部摩擦角 (°)
		湿 潤	飽 和		
川 砂	5	1.80	2.00	0.00	27.5

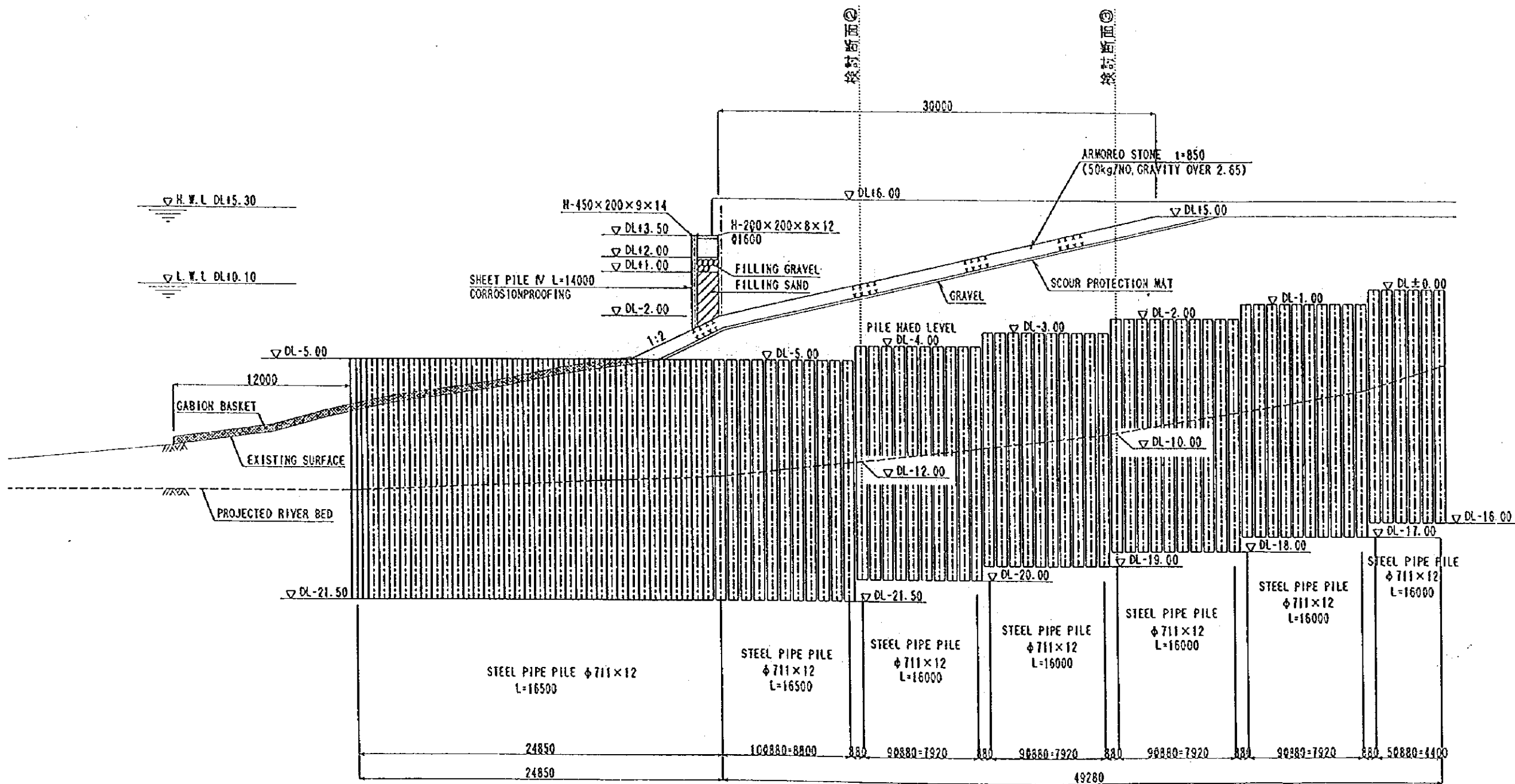


検討平面図

S=1:500



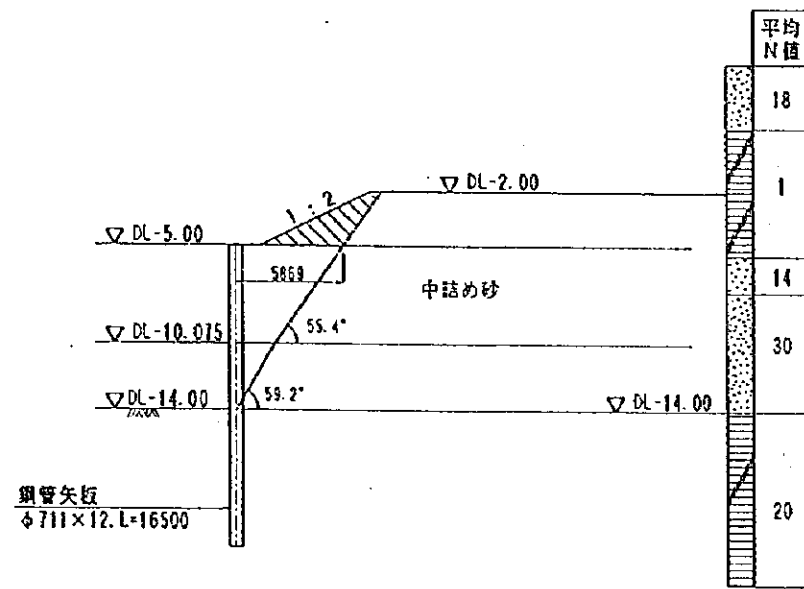
検討断面図 S=1:300



換算上載荷重算出図

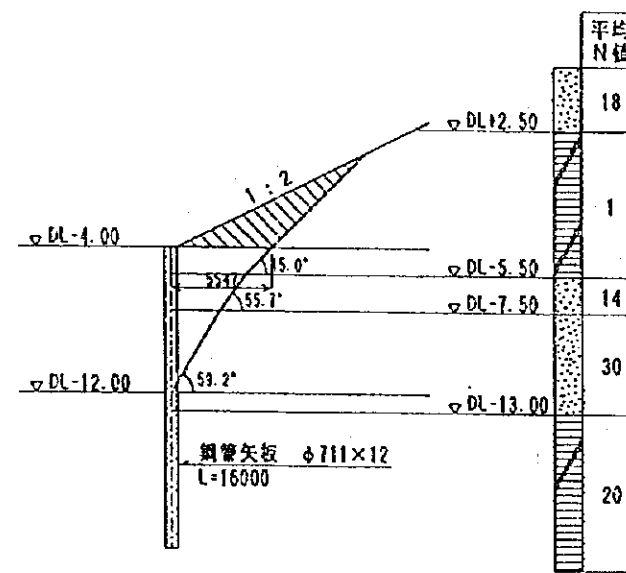
S=1:400

検討断面①



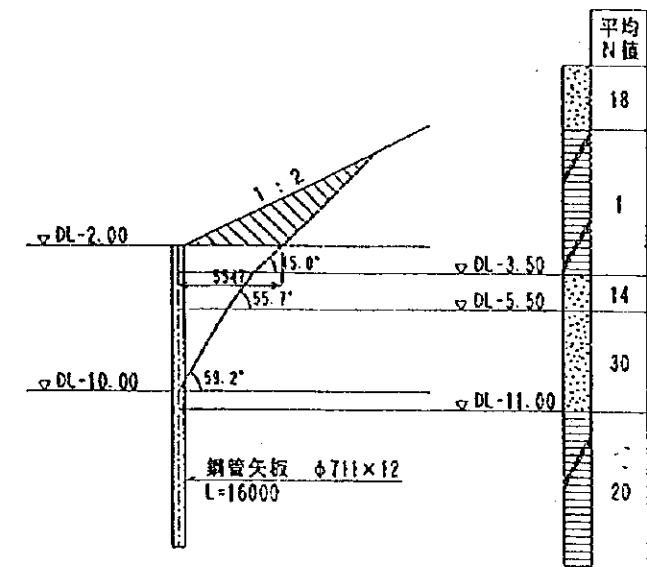
$$7.663\text{m}^2 \times 1.00\text{tf/m}^3 / 5.869\text{m} = 1.31\text{tf/m}^2$$

検討断面②



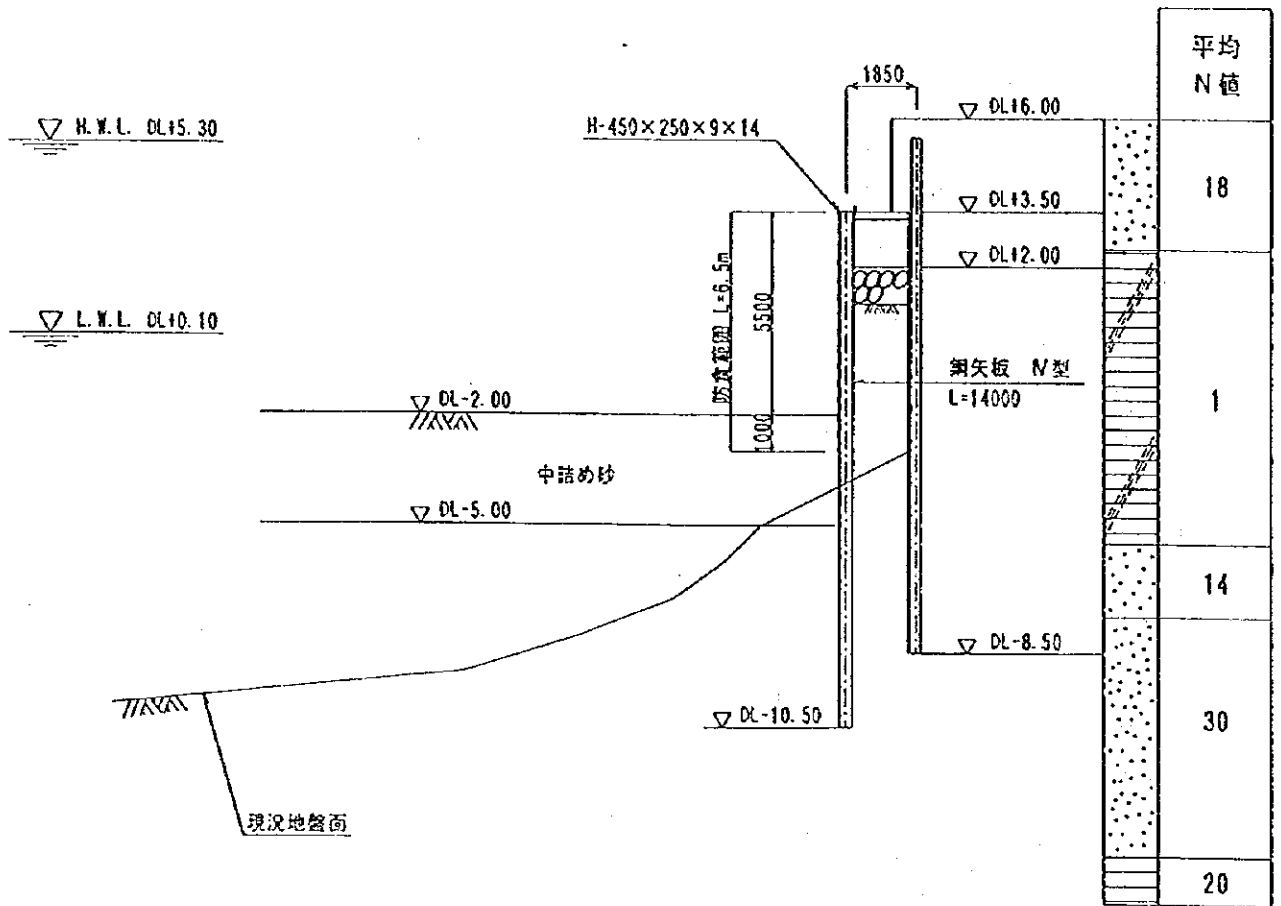
$$13.504\text{m}^2 \times 0.6\text{tf/m}^3 / 5.547\text{m} = 1.46\text{tf/m}^2$$

検討断面③



$$13.504\text{m}^2 \times 0.6\text{tf/m}^3 / 5.547\text{m} = 1.46\text{tf/m}^2$$

既設護岸前面矢板検討断面図 S=1:200



2. 構造計算

2-1 換算上載荷重

背面地盤の傾斜を上載荷重に換算した換算上載荷重は、以下のとおりである。
 (検討断面および換算上載荷重算出図については前頁参照)

検討断面における換算上載荷重

断面	換算上載荷重 tf/m ²	備考
検討断面①	1.31	矢板天端以上の崩壊角内の土の重量は、水中重量を用いた。
検討断面②	1.46	
検討断面③	1.46	

2-2 矢板の断面係数

防食工有りの場合の矢板の断面係数

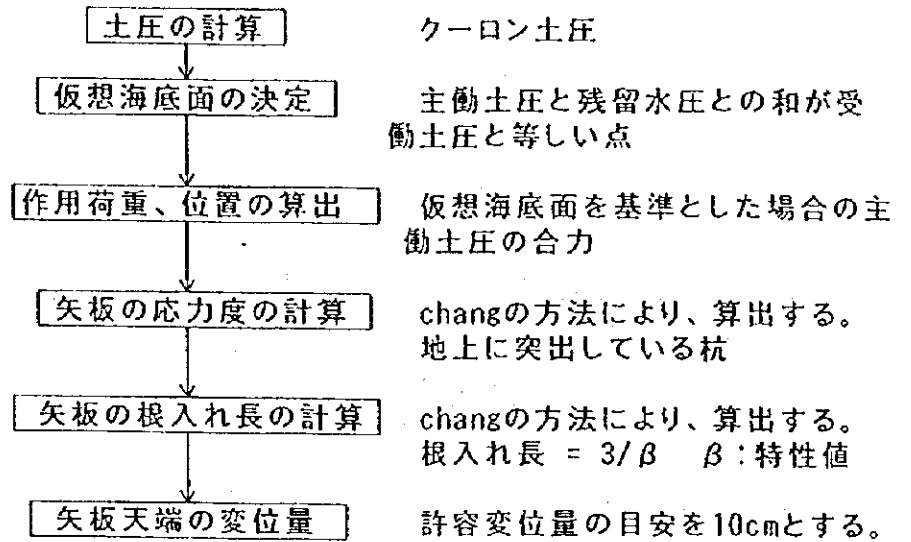
種別	区分	腐食しろ mm		α t_2/t_1	腐食前 Z_0 cm ³ /m	Z_0/Z %	腐食後 Z cm ³ /m
		海側 t_1	陸側 t_2				
Ⅲ型	海底面以上	0.0	0.5	0.000	1,340	96.5	1,290
	海底面以深	0.5	0.5	1.000		92.5	1,240
Ⅲ,型	海底面以上	0.0	0.5	0.000	1,520	95.4	1,450
	海底面以深	0.5	0.5	1.000		91.4	1,390
Ⅳ型	海底面以上	0.0	0.5	0.000	2,270	96.3	2,190
	海底面以深	0.5	0.5	1.000		93.5	2,120
Ⅳ,型	海底面以上	0.0	0.5	0.000	2,250	96.8	2,180
	海底面以深	0.5	0.5	1.000		93.3	2,100

鋼管矢板の断面係数については、電算リストにより計算しているため、ここでは明記しない。

2-3 計算方法

今回の自立矢板根固め工の計算は、changの方法による。以下に計算フローを示す。

計算フロー図



2-4 計算結果

16.4

矢板の計算結果集計表

断面	天端 (m)	河床 (m)	自立高さ (m)	部材	矢板長 (m)	最大応力度	変位 (cm)	備考
検討断面①	DL-5.00	DL-14.00	9.00	φ700(12mm)	16.50	1180	7.8	防食工無し
検討断面②	DL-4.00	DL-12.00	8.00	φ700(12mm)	16.00	911	5.6	防食工無し
検討断面③	DL-2.00	DL-10.00	8.00	φ700(12mm)	16.00	911	5.6	防食工無し
既設護岸前面矢板	DL+3.50	DL-2.00	4.00	SP-IV型	14.00	1007	6.5	防食工有り

2-5 自立鋼管矢板の設計

(1) 検討断面 ①

1. 設計条件

1. 1 形状条件

(1) 施工延長	10 m
(2) 天端高	
上部工天端高	-5.00 m
杭天端高	-5.00 m
(3) 計画水深	-14.00 m
(4) 設計水深 (= 計画水深 - 余掘厚)	
施工時	-14.00 m
完成時	-14.00 m
(5) エプロンの幅及び勾配	10.00 m
(6) 係船柱	
配置間隔	0.10 m
高さ	-5.00 m

1. 2 自然条件

(1) 潮位

L.W.L. -5.00 m

(2) 残留水位

R.W.L. -5.00 m

(3) 土質条件

a. 陸側の土質条件

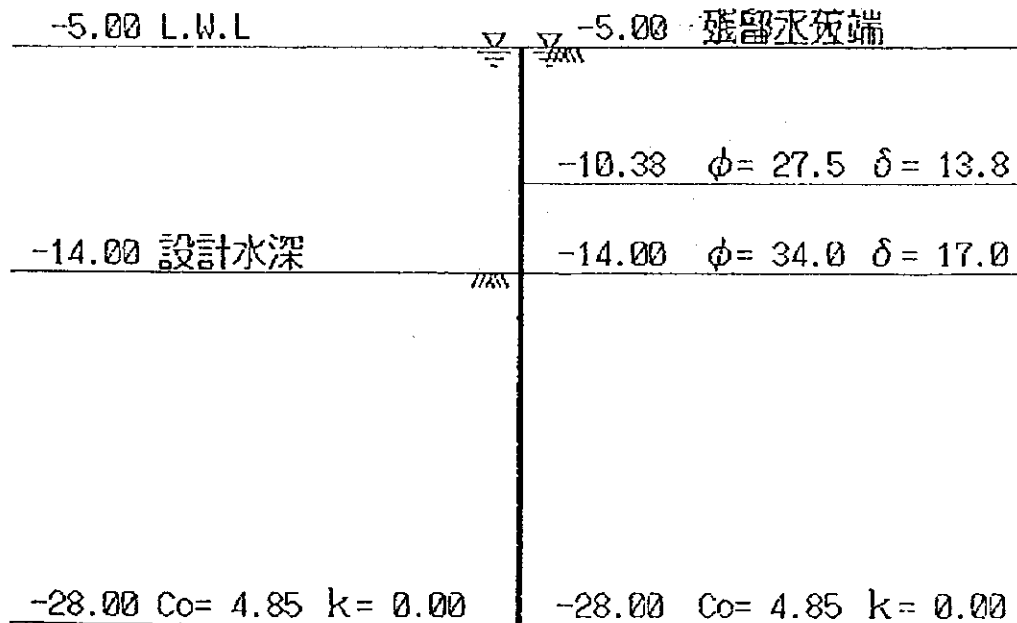
土質	レベル (m)		層厚 (m)	単位体積重量		内部摩擦角 ϕ	壁面摩擦角 δ	粘着力	
	上面	下面		湿潤	飽和			c o	k
砂質土	-5.00	-10.38	5.38	1.80	2.00	27.5	13.8	0.00	0.00
砂質土	-10.38	-14.00	3.62	1.80	2.00	34.0	17.0	0.00	0.00
粘性土	-14.00	-28.00	14.00	1.80	1.80	0.0	0.0	4.85	0.00

粘着力基準面 -5.00 m

b. 海側の土質条件

土質	レベル (m)		層厚 (m)	単位体積重量		内部摩擦角 ϕ	壁面摩擦角 δ	粘着力	
	上面	下面		湿潤	飽和			c o	k
粘性土	-14.00	-28.00	14.00	1.80	1.80	0.0	0.0	4.85	0.00

粘着力基準面 +0.00 m



(4) 設計震度

$$k_h = 0.00$$

$$k_v = 0.00$$

見掛けの震度 k' は次式により求める。

$$k' = \frac{\gamma}{\gamma - 1} k$$

ここに

k ; 空気中における震度

k' ; 水中における見掛けの震度

γ ; 水で飽和した土の空気中における単位体積重量 (tf/m³)

2. 検討結果一覧

検討結果一覧表を下表に示す。下表より、全て所定の安全率及び許容値を満足している。

検討結果一覧表

検討対象	鋼管矢板 ϕ 700.0 t=12 L= 16.50			矢板壁天端
許容に対する指標	矢板先端高 D.L. (m)	応力度 (kgf/cm ²)		変位量 (cm)
		地中部	地上部	
完成時				
常時		1180 < 1400	1095 < 1400	7.8 < 10

注) 表中の左側の数字は計算値、右側の数字は許容値を示すが、根入長においては左側の数字は必要矢板先端高を、右側の数字は設計矢板先端高を示す。

3. 外力の算定

3. 1 完成時における外力の算定

(1) 土圧及び残留水圧の算定

完成時の土圧及び残留水圧を算定する。

a. 常時

1) 砂質土の土圧強度

砂質土の土圧強度の水平成分は、次式により求める。

$$p_a = K_a \cdot \cos \delta (\Sigma \gamma \cdot h + w_a)$$

$$p_p = K_p \cdot \cos \delta (\Sigma \gamma \cdot h + w_p)$$

ここに

p_a ; 主働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

p_p ; 受働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

K_a ; 主働土圧係数

K_p ; 受働土圧係数

γ ; 土の単位体積重量 (tf/m³)

h ; 各土層の厚さ (m)

w_a ; 主働側地表面単位面積当りの上載荷重の大きさ (tf/m²)

w_p ; 受働側地表面単位面積当りの上載荷重の大きさ (tf/m²)

また、土圧係数は、次式により求める。

$$K_a \cdot \cos \delta = \frac{\cos^2 \phi}{[1 + \sqrt{\{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin \phi / \cos \delta\}}]^2}$$

$$K_p \cdot \cos \delta = \frac{\cos^2 \phi}{[1 - \sqrt{\{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin \phi / \cos \delta\}}]^2}$$

ここに

ϕ ; 内部摩擦角 (度)

δ ; 壁面摩擦角 (度)

ii) 粘性土の土圧強度

粘性土の土圧強度の水平成分は、次式により求める。ただし、主働土圧は、 p_{a1} と p_{a2} のうち、構造物に危険となる土圧分布を用いる。

$$p_{a1} = \Sigma \gamma \cdot h + w_a - 2 \cdot c \quad (\text{ただし, } \geq 0)$$

$$p_{a2} = K_c \cdot (\Sigma \gamma \cdot h + w_a)$$

$$p_p = \Sigma \gamma \cdot h + w_p + 2 \cdot c$$

ここに

p_{a1} ; 主働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

p_{a2} ; 受働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

K_c ; 圧密平衡係数

γ ; 土の単位体積重量 (tf/m³)

h ; 各土層の厚さ (m)

c ; 粘着力 (tf/m²)

w_a ; 主働側地表面単位面積当りの上載荷重の大きさ (tf/m²)

w_p ; 受働側地表面単位面積当りの上載荷重の大きさ (tf/m²)

iii) 残留水圧強度

残留水圧は、次式により求める。

$$p_w = \gamma_w \times h_w$$

ここに

p_w ; 残留水圧 (tf/m²)

γ_w ; 海水の単位体積重量 (tf/m³)

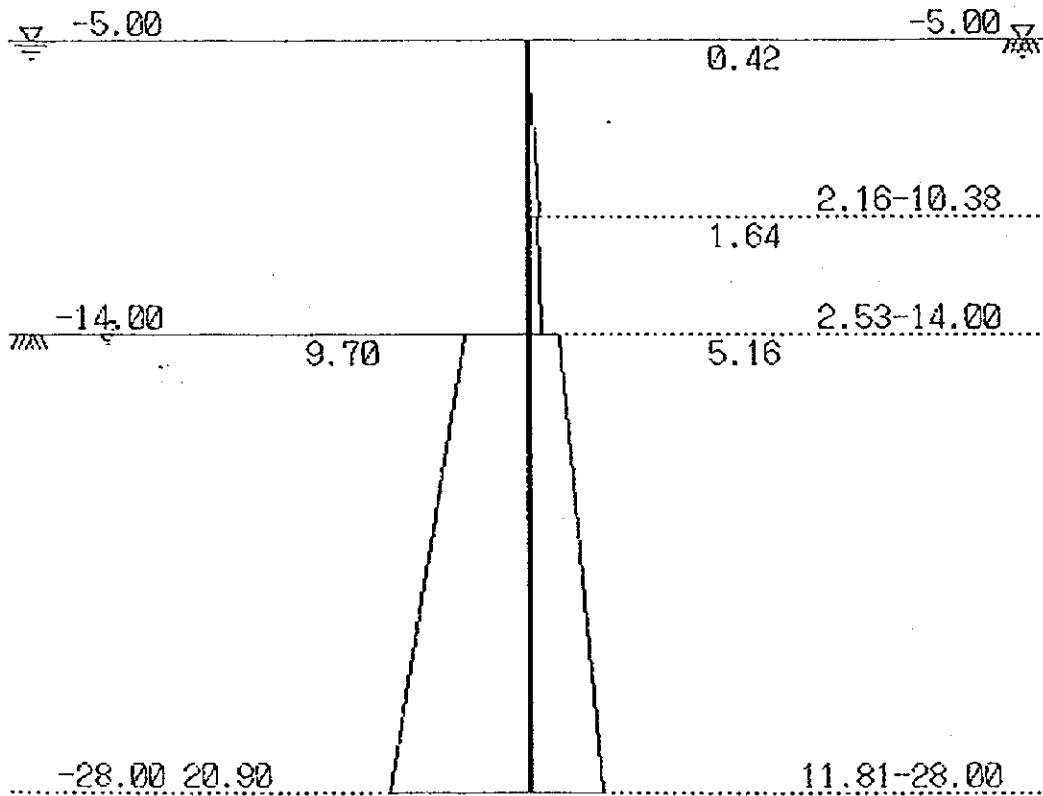
h_w ; 残留水位差 (m)

iv) 計算結果

以上より、土圧強度は下表のようになる。

また、残留水圧強度 p_w は次のようになる。

$$\begin{aligned} p_w &= 1.03 \times 0.00 \\ &= 0.00 \text{ (tf/m}^2\text{)} \end{aligned}$$



土圧強度分布図 (常時)

主働土圧強度の水平成分 (常時)

	震度	位置 (m)	ξ_a ($^\circ$)	$\Sigma rh+w$ tf/m 2	$Ka \cdot \cos \delta$	c tf/m 2	pca1 tf/m 2	pca2 tf/m 2	pa tf/m 2
$\gamma = 1.00$ $\phi = 27.5^\circ$ $\delta = 13.8^\circ$	0.00	-5.00	55.4	1.31	0.323	-----	-----	-----	0.42
	0.00	-10.38	55.4	6.69	0.323	-----	-----	-----	2.16
$\gamma = 1.00$ $\phi = 34.0^\circ$ $\delta = 17.0^\circ$	0.00	-10.38	59.2	6.69	0.245	-----	-----	-----	1.64
	0.00	-14.00	59.2	10.31	0.245	-----	-----	-----	2.53
$\gamma = 0.80$ C = 4.9 + 0.0z	0.00	-14.00	45.0	10.31	-----	4.85	0.61	5.16	5.16
	0.00	-28.00	45.0	21.51	-----	4.85	11.81	10.76	11.81

受働土圧強度の水平成分 (常時)

	震度	位置 (m)	ξ_p ($^\circ$)	$\Sigma rh+w$ tf/m 2	$Kp \cdot \cos \delta$	c tf/m 2	pp tf/m 2
$\gamma = 0.80$	0.00	-14.00	45.0	0.00	----	4.85	9.70
C = 4.9 + 0.0z	0.00	-28.00	45.0	11.20	----	4.85	20.90

(2) 矢板に作用する外力

a. 仮想海底面の算定

i) 常時

完成時の検討では、(主働土圧+残留水圧=受働土圧)の位置を仮想海底面とする。

各レベルと(主働土圧+残留水圧-受働土圧)の関係を下表に示す。

水平方向強度(常時)

土層番号	位置 (m)	主働土圧強度 p_a (tf/m ²)	残留水圧強度 p_w (tf/m ²)	受働土圧強度 p_p (tf/m ²)	$p_a + p_w - p_p$ (tf/m ²)
1	-5.00	0.42	-----	-----	0.42
	-10.38	2.16	-----	-----	2.16
2	-10.38	1.64	-----	-----	1.64
	-14.00	2.53	-----	-----	2.53
3	-14.00	5.16	0.00	9.70	-4.54
	-28.00	11.81	0.00	20.90	-9.09

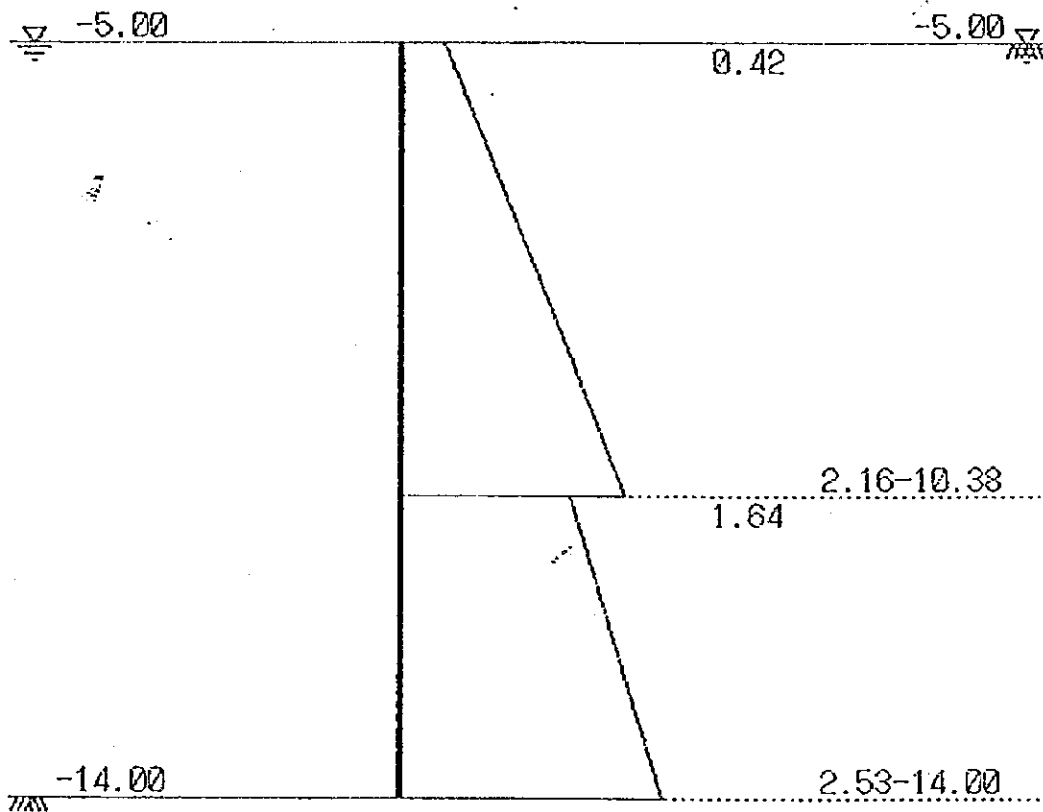
上表より、 $p_a + p_w - p_p = 0$ となる位置に代え、土圧合力の符号が反転する
D.L. -14.00 を仮想海底面とする。

b. 仮想海底面より上に作用する水平力及びモーメント

i) 常時

下表に仮想海底面より上に作用する水平力及びその水平力による仮想海底面での曲げモーメントを示す。

設計水深以上に作用する外力は、(主働土圧+残留水圧+船舶けん引力)とし、また、設計水深以下に作用する外力は、(主働土圧+残留水圧-受働土圧)とする。



仮想海底面より上に作用する水平力 (常時)

仮想海底面より上に作用するモーメント (常時)

区分	水平力 P (tf/m)		作用高 y (m)		モーメント M (tf·m/m)
①	$1/2 \times 0.42 \times 5.38$	1.13	$3.62 + 2/3 \times 5.38$	7.21	8.15
②	$1/2 \times 2.16 \times 5.38$	5.81	$3.62 + 1/3 \times 5.38$	5.41	31.43
③	$1/2 \times 1.64 \times 3.62$	2.97	$0.00 + 2/3 \times 3.62$	2.41	7.16
④	$1/2 \times 2.53 \times 3.62$	4.58	$0.00 + 1/3 \times 3.62$	1.21	5.54
計		14.49			52.28

$$\text{水平力合力 } P = 14.49 \text{ (tf/m)}$$

$$\text{モーメント } M = 52.28 \text{ (tf·m/m)}$$

$$\text{作用高 } y = M/P = 52.28 / 14.49 = 3.61 \text{ (m)}$$

4. 矢板の設計

4. 1 断面諸量の算定

(1) 腐食前の矢板断面諸量

使用鋼管矢板は下記の通りとし、断面諸量を下表に示す。

鋼管本体 ; ϕ 700.0 \times t 12

継手部 ; A' 17'-T型

継手形状 ; ϕ 165.2 \times 9. CI型鋼 85 \times 76 \times 9 \times 9

継手部断面積 ; 58.1 (cm²)

継手有効間隔 ; 180.0 (mm)

鋼管矢板の断面諸量

外径 (mm)	厚さ (mm)	断面積 A0		断面2次モーメント I0		断面係数 Z0	
		鋼管1本 当り (cm ²)	壁幅1m 当り (cm ² /m)	鋼管1本 当り (cm ⁴)	壁幅1m 当り (cm ⁴ /m)	鋼管1本 当り (cm ³)	壁幅1m 当り (cm ³ /m)
700.0	12	259.4	360.8	153511	174444	4386	4984

(2) 施工時

施工時の検討では、通常の断面2次モーメント I0 および断面係数 Z0 の 100 % を使用する。

よって、検討に用いる断面2次モーメント I1 および断面係数 Z1 は次のようになる。

$$\begin{aligned} I1 &= I0 \times 1.00 \\ &= 174444 \text{ (cm}^4\text{/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z1 &= Z0 \times 1.00 \\ &= 4984 \text{ (cm}^3\text{/m)} \end{aligned}$$

(3) 完成時

a. 地中部

特に防食は行なわず腐食しろで対応する。

腐食厚の算定には、腐食速度の大きい海側の値を用いる。

腐食速度 0.02 (mm/年/片面)

腐食期間 25 (年)

∴ 腐食厚 $0.02 \times 25 = 0.50$ (mm)

地中部における腐食後の断面積 A_2 、断面2次モーメント I_2 および断面係数 Z_2 は、下表のようになる。

腐食後の断面諸量 (地中部)

区分	断面積 A_2 (cm ² /m)	断面2次モーメント I_2 (cm ⁴ /m)	断面係数 Z_2 (cm ³ /m)
腐食前	360.8	174444	4984
腐食後	348.3	166807	4773

b. 地上部

特に防食は行なわず腐食しろで対応する。

腐食厚の算定には、腐食速度の大きい海側の値を用いる。

腐食速度 0.02 (mm/年/片面)

腐食期間 25 (年)

∴ 腐食厚 $0.02 \times 25 = 0.50$ (mm)

地上部における腐食後の断面積 A_3 、断面2次モーメント I_3 および断面係数 Z_3 は、下表のようになる。

腐食後の断面諸量 (地上部)

区分	断面積 A_3 (cm ² /m)	断面2次モーメント I_3 (cm ⁴ /m)	断面係数 Z_3 (cm ³ /m)
腐食前	360.8	174444	4984
腐食後	348.3	166807	4773

(3) 検討に用いる断面諸量

検討に用いる断面諸量は、次の表のようになる。

断面二次モーメント

	断面の検討	根入れ長の検討	変位量の検討	
			$\delta 1, \delta 3$	$\delta 2$
完成時	166807 (I2)	174444 (I0)	166807 (I2)	166807 (I3)

断面係数

		断面の検討
完成時	地中部	4773 (Z2)
	地上部	4773 (Z3)

4. 2 矢板断面の検討

(1) 完成時

完成時の矢板断面の検討では、地中部最大曲げモーメントに対する応力度の検討と地上部（仮想海底面）最大曲げモーメントに対する応力度の検討を行うものとする。

a. 地上部最大曲げモーメントの算定

矢板壁を無限長の長杭とみなし、杭の横抵抗に関するチャンの方法に基づいて電算により算定する。

i) 土質条件

① N値

平均N値は 20.0 とする。

② 横抵抗係数 K_h

横抵抗係数 K_h は $0.20 \times N$ から、 $K_h = 4.00$ (kgf/cm²) とする。

ii) 外力条件

矢板壁に作用する分布荷重を作用力の重心位置に働く集中荷重に置き換えて計算する。

「完成時の外力の算定」より、外力の作用状況は下表のようになる。

区分	作用位置 (m)	水平力 (tf/m)
常時	3.61	14.49

iii) 解析結果

電算による解析結果を下表に示す。

チャンの式に基づく、電算による解析結果（完成時）

項目	常時
計算条件	
仮想海底面レベル (m)	-14.00
上部工天端レベル (m)	-5.00
杭幅 B (cm)	100
杭の曲げ剛性 EI (kgf・cm ²)	3.503e+011
水平力の作用位置 (m)	3.61
杭頭条件	自由
水平力 (tf)	14.49
地盤の横抵抗定数 Kh (kgf/cm ²)	4.00
特性値 $\beta = (Kh \cdot B / 4 EI)^{1/4}$ (cm ⁻¹)	4.110e-003
計算結果	
地表面変位 (cm)	0.74
地表面たわみ角 (rad)	0.00486
地中部最大曲げモーメント (kgf・m)	5634000
曲げモーメント第1ゼロ点 l_{m1} (m)	6.33

b. 地上部最大曲げモーメントの算定

矢板壁に生じる地上部最大曲げモーメントは、仮想海底面を支点とする片持ち梁として計算する。よって地上部最大曲げモーメントは、「完成時の外力の算定」で得られた仮想海底面から上に作用する水平力による仮想海底面でのモーメントの総和に等しい。

従って、地上部最大曲げモーメント $M_{\max, u}$ は、「完成時の外力の算定」より以下のようになる。

i) 常時

$$M_{\max, u} = 5228000 \text{ (kgf}\cdot\text{cm/m)}$$

c. 応力度の検討

完成時における矢板の応力度は、次式により求める。

i) 常時

①地中部最大曲げモーメントによる応力度の検討

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M_{\max}}{Z_1} = \frac{5634000}{4773} \\ &= 1180 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} < \sigma_{ba} = 1400 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

∴ Ok

②地上部最大曲げモーメントによる応力度の検討

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M_{\max, u}}{Z_1} = \frac{5228000}{4773} \\ &= 1095 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} < \sigma_{ba} = 1400 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

∴ Ok

4. 3 矢板根入長の検討

矢板根入長の検討は、矢板壁を無限長の長杭とみなし、杭の横抵抗に関するチャンの方法に基づいて行なうものとする。

チャンの方法では、矢板を無限長の長杭とみなし得るためには、地表面より l_{m1} (最大曲げモーメントの第1ゼロ点の深さ) 以上の根入れ長が必要であるとしている。

(1) 有効長の算定

「矢板断面の検討」で示した土質条件と外力条件より、頭部自由杭の有効長を電算により算定する。

a. 完成時

電算による解析結果を下表に示す。

チャンの式に基づく、電算による解析結果 (完成時)

項目	常時
計算条件	
仮想海底面レベル (m)	-14.00
上部工天端レベル (m)	-5.00
杭幅 B (cm)	100
杭の曲げ剛性 EI (kgf・cm ²)	3.663e+011
水平力の作用位置 (m)	3.61
杭頭条件	自由
水平力 (tf)	14.49
地盤の横抵抗定数 Kh (kgf/cm ²)	4.00
特性値 $\beta = (Kh \cdot B / 4 EI)^{1/4}$ (cm ⁻¹)	4.065e-003
計算結果	
地表面変位 (cm)	0.73
地表面たわみ角 (rad)	0.00471
地中部最大曲げ $t_{-1/2}$ (kgf・m)	5642000
曲げ $t_{-1/2}$ 第1ゼロ点 l_{m1} (m)	6.41

(2) 根入長の検討

前項で示した「有効長の算定」の計算結果を下表に示す。

各検討ケースにおける有効長の計算結果

検討ケース	有効長 $3/\beta$ (m)	仮想海底面レベル (m)	必要矢板先端高 (m)
完成時			
常時	7.38	-14.00	-21.38

上表より、矢板先端高は次のようになる。

矢板先端高 D.L. \leq -21.38 (m) より

D.L. -21.50 (m) とする。

矢板先端高が D.L. -5.00 であるので

矢板の全長Lは

L = 16.50 (m) となる。

4. 4 矢板壁天端における変位量の検討

矢板壁天端の変位量 δ は、次の3つの量の和として表わされる。

- ① 仮想海底面での矢板のたわみ量 δ_1
- ② 仮想海底面から上の矢板のたわみ量 δ_2
- ③ 仮想海底面での矢板のたわみ角による仮想海底面から上の矢板の回転のため生じる矢板天端のたわみ量 δ_3

(1) δ_1 および δ_3 の算定

仮想海底面での矢板のたわみ量 δ_1 および仮想海底面での矢板のたわみ角による仮想海底面から上の矢板の回転の生じる矢板のたわみ量 δ_3 は、矢板壁を長杭とみなし、杭の横抵抗に関するチャンの方法に基づいて、「矢板断面の検討」で示した土質条件と外力条件より、電算にて算定するものとする。

δ_1 および δ_3 は、チャンの方法により得られた解析値を用いて次の形で表わされる。

$$\delta_1 = y_0$$

$$\delta_3 = i_0 \cdot hL$$

ここに

y_0 ; 地表面変位 (cm)

i_0 ; 地表面におけるたわみ角 (rad)

hL ; 仮想海底面から矢板天端までの高さ (cm)

a. 完成時

電算による解析結果を下表に示す。

チャンの式に基づく、電算による解析結果（完成時）

項目	常時
計算条件	
仮想海底面レベル (m)	-14.00
上部工天端レベル (m)	-5.00
杭幅 B (cm)	100
杭の曲げ剛性 EI (kgf・cm ²)	3.503e+011
水平力の作用位置 (m)	3.61
杭頭条件	自由
水平力 (tf)	14.49
地盤の横抵抗定数 Kh (kgf/cm ³)	4.00
特性値 $\beta = (Kh \cdot B / 4 EI)^{1/4}$ (cm ⁻¹)	4.110e-003
計算結果	
地表面変位 (cm)	0.74
地表面たわみ角 (rad)	0.00486
地中部最大曲げ モーメント (kgf・m)	5634000
曲げ モーメント 第1ゼロ点 距離 (m)	6.33

よって、 $\delta 1$ および $\delta 3$ は以下のようになる。

1) 常時

$$\delta 1 = 0.74 \text{ (cm)}$$

$$\begin{aligned} \delta 3 &= 0.00486 \times 900 \\ &= 4.37 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

(2) δ_2 の算定

δ_2 は、矢板を分布荷重および集中荷重（船舶のけん引力）が載荷された片持ち梁として、電算にて算定する。

a. 完成時

外力の作用状況は「完成時の外力の算定」に示したとおりである。

電算結果より、 δ_2 は以下のようになる。

i) 常時

$$\delta_2 = 2.69 \text{ (cm)}$$

(3) 変位量の検討

a. 完成時

i) 常時

$$\begin{aligned}\delta &= \delta 1 + \delta 2 + \delta 3 = 0.74 + 2.69 + 4.37 \\ &= 7.80 \text{ (cm)} \approx 7.8 \text{ (cm)} < 10 \text{ (cm)}\end{aligned}$$

∴ Ok

(2) 検討断面②

1. 設計条件

1. 1 形状条件

(1) 施工延長	10 m
(2) 天端高	
上部工天端高	-4.00 m
杭天端高	-4.00 m
(3) 計画水深	-12.00 m
(4) 設計水深 (= 計画水深 - 余掘厚)	
施工時	-12.00 m
完成時	-12.00 m
(5) エプロンの幅及び勾配	10.00 m
(6) 係船柱	
配置間隔	0.10 m
高さ	-4.00 m

1. 2 自然条件

(1) 潮位

L.W.L. -4.00 m

(2) 残留水位

R.W.L. -4.00 m

(3) 土質条件

a. 陸側の土質条件

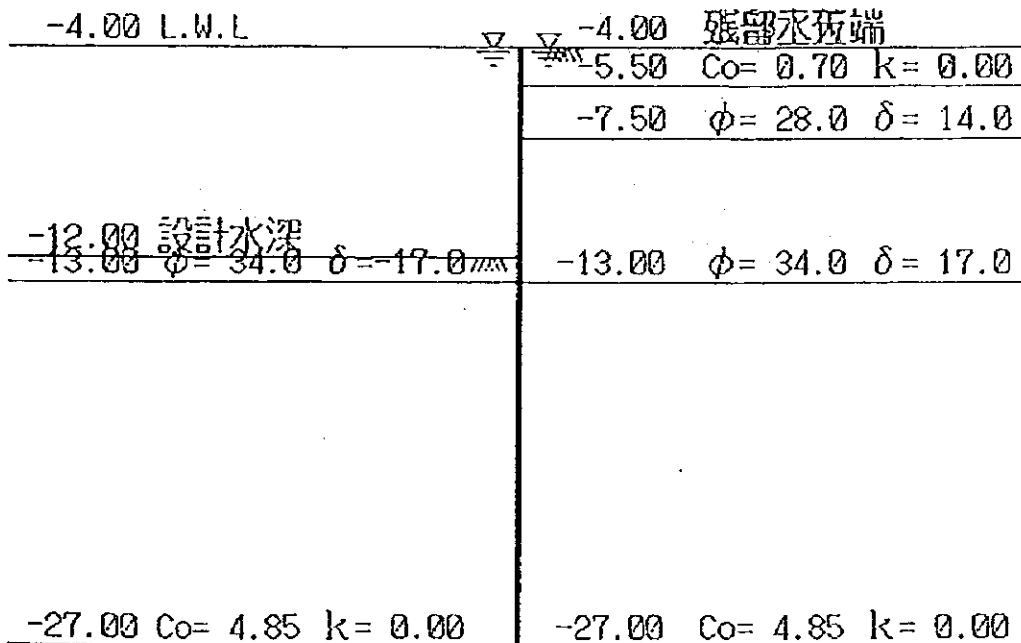
土質	レベル (m)		層厚 (m)	単位体積重量		内部摩擦角 ϕ	壁面摩擦角 δ	粘着力	
	上面	下面		湿潤	飽和			c _o	k
粘性土	-4.00	-5.50	1.50	1.60	1.60	0.0	0.0	0.70	0.00
砂質土	-5.50	-7.50	2.00	1.80	2.00	28.0	14.0	0.00	0.00
砂質土	-7.50	-13.00	5.50	1.80	2.00	34.0	17.0	0.00	0.00
粘性土	-13.00	-27.00	14.00	1.80	1.80	0.0	0.0	4.85	0.00

粘着力基準面 -4.00 m

b. 海側の土質条件

土質	レベル (m)		層厚 (m)	単位体積重量		内部摩擦角 ϕ	壁面摩擦角 δ	粘着力	
	上面	下面		湿潤	飽和			c _o	k
砂質土	-12.00	-13.00	1.00	1.80	2.00	34.0	17.0	0.00	0.00
粘性土	-13.00	-27.00	14.00	1.80	1.80	0.0	0.0	4.85	0.00

粘着力基準面 +0.00 m



(4) 設計震度

$$k_h = 0.00$$

$$k_v = 0.00$$

見掛けの震度 k' は次式により求める。

$$k' = \frac{\gamma}{\gamma - 1} k$$

ここに

k ; 空気中における震度

k' ; 水中における見掛けの震度

γ ; 水で飽和した土の空気中における単位体積重量 (tf/m³)

2. 検討結果一覧

検討結果一覧表を下表に示す。下表より、全て所定の安全率及び許容値を満足している。

検討結果一覧表

検討対象	鋼管矢板 ϕ 700.0 t=12 L= 16.00			矢板壁天端
許容に対する指標	矢板先端高 D.L. (m)	応力度 (kgf/cm ²)		変位量 (cm)
		地中部	地上部	
完成時				
常時		911 < 1400	845 < 1400	5.6 < 10

注) 表中の左側の数字は計算値、右側の数字は許容値を示すが、根入長においては左側の数字は必要矢板先端高を、右側の数字は設計矢板先端高を示す。

3. 外力の算定

3. 1 完成時における外力の算定

(1) 土圧及び残留水圧の算定

完成時の土圧及び残留水圧を算定する。

a. 常時

i) 砂質土の土圧強度

砂質土の土圧強度の水平成分は、次式により求める。

$$p_a = K_a \cdot \cos \delta (\Sigma \gamma \cdot h + w_a)$$

$$p_p = K_p \cdot \cos \delta (\Sigma \gamma \cdot h + w_p)$$

ここに

p_a ; 主働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

p_p ; 受働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

K_a ; 主働土圧係数

K_p ; 受働土圧係数

γ ; 土の単位体積重量 (tf/m³)

h ; 各土層の厚さ (m)

w_a ; 主働側地表面単位面積当りの上載荷重の大きさ (tf/m²)

w_p ; 受働側地表面単位面積当りの上載荷重の大きさ (tf/m²)

また、土圧係数は、次式により求める。

$$K_a \cdot \cos \delta = \frac{\cos^2 \phi}{[1 + \sqrt{\{ \sin(\phi + \delta) \cdot \sin \phi / \cos \delta \}]^2}$$

$$K_p \cdot \cos \delta = \frac{\cos^2 \phi}{[1 - \sqrt{\{ \sin(\phi - \delta) \cdot \sin \phi / \cos \delta \}]^2}$$

ここに

ϕ ; 内部摩擦角 (度)

δ ; 壁面摩擦角 (度)

ii) 粘性土の土圧強度

粘性土の土圧強度の水平成分は、次式により求める。ただし、主働土圧は、 p_{a1} と p_{a2} のうち、構造物に危険となる土圧分布を用いる。

$$p_{a1} = \Sigma \gamma \cdot h + w_a - 2 \cdot c \quad (\text{ただし, } \geq 0)$$

$$p_{a2} = Kc \cdot (\Sigma \gamma \cdot h + w_a)$$

$$p_p = \Sigma \gamma \cdot h + w_p + 2 \cdot c$$

ここに

p_a ; 主働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

p_p ; 受働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

Kc ; 圧密平衡係数

γ ; 土の単位体積重量 (tf/m³)

h ; 各土層の厚さ (m)

c ; 粘着力 (tf/m²)

w_a ; 主働側地表面単位面積当りの上載荷重の大きさ (tf/m²)

w_p ; 受働側地表面単位面積当りの上載荷重の大きさ (tf/m²)

iii) 残留水圧強度

残留水圧は、次式により求める。

$$p_w = \gamma_w \times h_w$$

ここに

p_w ; 残留水圧 (tf/m²)

γ_w ; 海水の単位体積重量 (tf/m³)

h_w ; 残留水位差 (m)

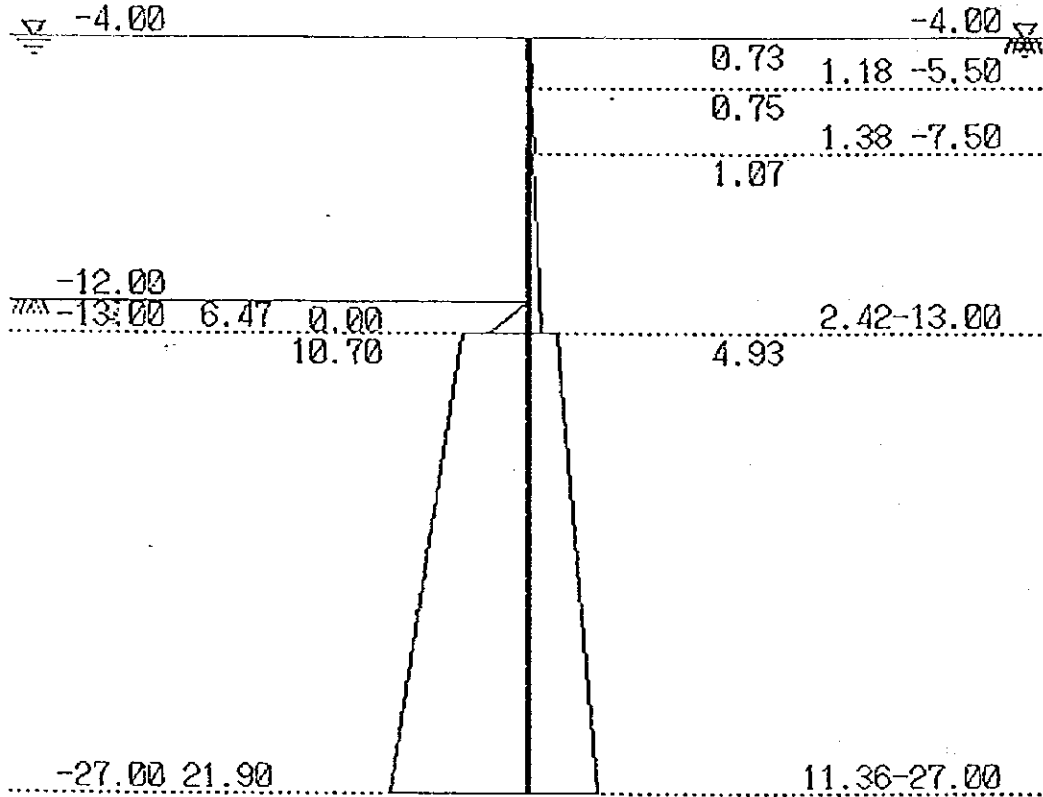
iv) 計算結果

以上より、土圧強度は下表のようになる。

また、残留水圧強度 p_w は次のようになる。

$$p_w = 1.03 \times 0.00$$

$$= 0.00 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$



土圧強度分布図 (常時)

主働土圧強度の水平成分 (常時)

	震度	位置 (m)	ξ_a ($^\circ$)	$\Sigma rh+w$ tf/m ²	$K_a \cdot \cos \delta$	c tf/m ²	pca1 tf/m ²	pca2 tf/m ²	pa tf/m ²
$\gamma = 0.60$ C = 0.7 + 0.0z	0.00	-4.00	45.0	1.46	-----	0.70	0.06	0.73	0.73
	0.00	-5.50	45.0	2.36	-----	0.70	0.96	1.18	1.18
$\gamma = 1.00$ $\phi = 28.0^\circ$ $\delta = 14.0^\circ$	0.00	-5.50	55.7	2.36	0.317	-----	-----	-----	0.75
	0.00	-7.50	55.7	4.36	0.317	-----	-----	-----	1.38
$\gamma = 1.00$ $\phi = 34.0^\circ$ $\delta = 17.0^\circ$	0.00	-7.50	59.2	4.36	0.245	-----	-----	-----	1.07
	0.00	-13.00	59.2	9.86	0.245	-----	-----	-----	2.42
$\gamma = 0.80$ C = 4.9 + 0.0z	0.00	-13.00	45.0	9.86	-----	4.85	0.16	4.93	4.93
	0.00	-27.00	45.0	21.06	-----	4.85	11.36	10.53	11.36

受働土圧強度の水平成分 (常時)

	震度	位置 (m)	ξ_p ($^\circ$)	$\Sigma rh+w$ tf/m ²	$K_p \cdot \cos \delta$	c tf/m ²	pp tf/m ²
$\gamma = 1.00$ $\phi = 34.0^\circ$ $\delta = -17.0^\circ$	0.00	-12.00	18.1	0.00	6.472	----	0.00
	0.00	-13.00	18.1	1.00	6.472	----	6.47
$\gamma = 0.80$ C = 4.9 + 0.0z	0.00	-13.00	45.0	1.00	----	4.85	10.70
	0.00	-27.00	45.0	12.20	----	4.85	21.90

(2) 矢板に作用する外力

a. 仮想海底面の算定

i) 常時

完成時の検討では、(主働土圧+残留水圧=受働土圧)の位置を仮想海底面とする。

各レベルと(主働土圧+残留水圧-受働土圧)の関係を下表に示す。

水平方向強度(常時)

土層番号	位置 (m)	主働土圧強度 p_a (tf/m ²)	残留水圧強度 p_w (tf/m ²)	受働土圧強度 p_p (tf/m ²)	$p_a + p_w - p_p$ (tf/m ²)
1	-4.00	0.73	-----	-----	0.73
	-5.50	1.18	-----	-----	1.18
2	-5.50	0.75	-----	-----	0.75
	-7.50	1.38	-----	-----	1.38
3	-7.50	1.07	-----	-----	1.07
	-12.00	2.17 ※	-----	-----	2.17
4	-12.00	2.17 ※	0.00	0.00	2.17
	-13.00	2.42	0.00	6.47	-4.05

※ 強度を比例配分により、算定したことをしめす。

上表より、 $p_a + p_w - p_p = 0$ となる位置は、D.L. -12.00 (m) ~ D.L. -13.00 (m)の間にある。仮想海底面レベルをxとすると

$$\frac{2.17 - (-4.05)}{-12.00 - (-13.00)} \times \{x - (-12.00)\} + 2.17 = 0.00$$

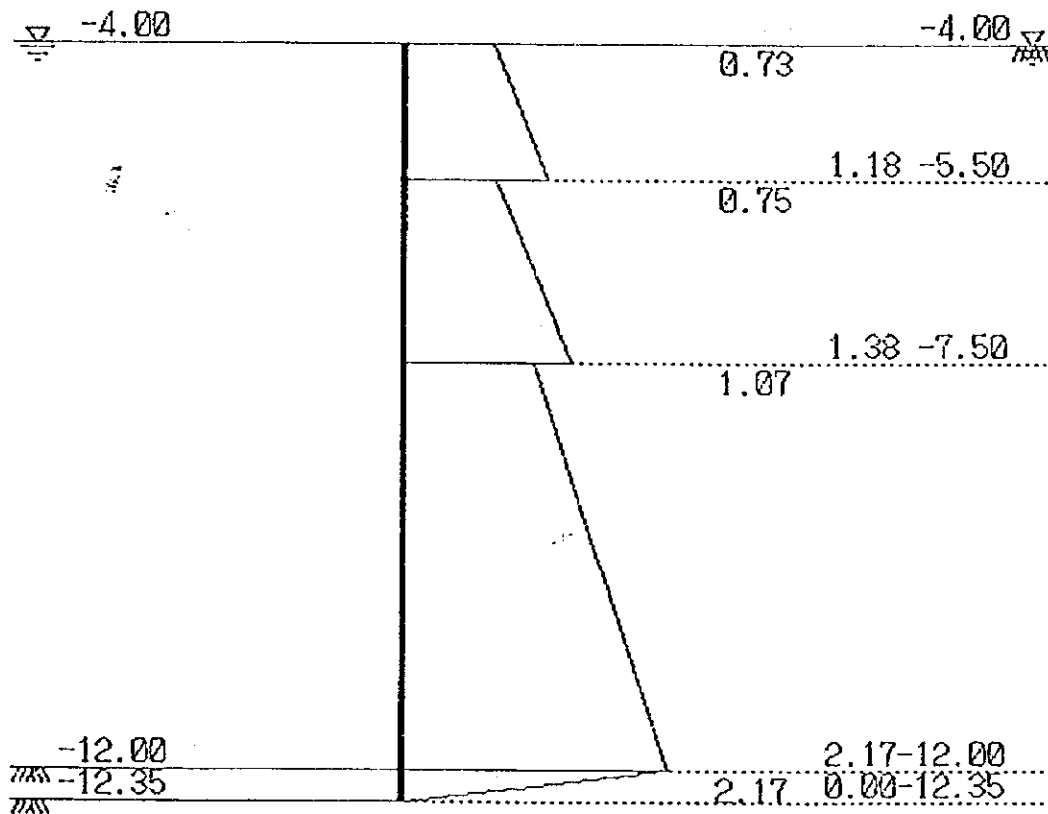
これより、仮想海底面レベルは、D.L. -12.35 (m)となる。

b. 仮想海底面より上に作用する水平力及びモーメント

1) 常時

下表に仮想海底面より上に作用する水平力及びその水平力による仮想海底面での曲げモーメントを示す。

設計水深以上に作用する外力は、(主働土圧+残留水圧+船舶けん引力)とし、また、設計水深以下に作用する外力は、(主働土圧+残留水圧-受働土圧)とする。



仮想海底面より上に作用する水平力 (常時)

仮想海底面より上に作用するモーメント (常時)

区分	水平力 P (tf/m)		作用高 y (m)		モーメント M (tf·m/m)
①	$1/2 \times 0.73 \times 1.50$	0.55	$6.85 + 2/3 \times 1.50$	7.85	4.32
②	$1/2 \times 1.18 \times 1.50$	0.89	$6.85 + 1/3 \times 1.50$	7.35	6.54
③	$1/2 \times 0.75 \times 2.00$	0.75	$4.85 + 2/3 \times 2.00$	6.18	4.64
④	$1/2 \times 1.38 \times 2.00$	1.38	$4.85 + 1/3 \times 2.00$	5.52	7.62
⑤	$1/2 \times 1.07 \times 4.50$	2.41	$0.35 + 2/3 \times 4.50$	3.35	8.07
⑥	$1/2 \times 2.17 \times 4.50$	4.88	$0.35 + 1/3 \times 4.50$	1.85	9.03
⑦	$1/2 \times 2.17 \times 0.35$	0.38	$0.00 + 2/3 \times 0.35$	0.23	0.09
計		11.24			40.31

$$\text{水平力合力 } P = 11.24 \text{ (tf/m)}$$

$$\text{モーメント } M = 40.31 \text{ (tf·m/m)}$$

$$\text{作用高 } y = M/P = 40.31 / 11.24 = 3.59 \text{ (m)}$$

4. 矢板の設計

4. 1 断面諸量の算定

(1) 腐食前の矢板断面諸量

使用鋼管矢板は下記の通りとし、断面諸量を下表に示す。

鋼管本体； ϕ 700.0 \times t 12

継手部； N^o17-T型

継手形状； ϕ 165.2 \times 9, CT型鋼85 \times 76 \times 9 \times 9

継手部断面積； 58.1 (cm²)

継手有効間隔； 180.0 (mm)

鋼管矢板の断面諸量

外径 (mm)	厚さ (mm)	断面積 A0		断面2次モーメント I0		断面係数 Z0	
		鋼管1本 当り (cm ²)	壁幅1m 当り (cm ² /m)	鋼管1本 当り (cm ⁴)	壁幅1m 当り (cm ⁴ /m)	鋼管1本 当り (cm ³)	壁幅1m 当り (cm ³ /m)
700.0	12	259.4	360.8	153511	174444	4386	4984

(2) 施工時

施工時の検討では、通常の断面2次モーメント I0 および断面係数 Z0 の 100 % を使用する。

よって、検討に用いる断面2次モーメント I1 および断面係数 Z1 は次のようになる。

$$\begin{aligned} I1 &= I0 \times 1.00 \\ &= 174444 \text{ (cm}^4\text{/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z1 &= Z0 \times 1.00 \\ &= 4984 \text{ (cm}^3\text{/m)} \end{aligned}$$

(3) 完成時

a. 地中部

特に防食は行なわず腐食しろで対応する。

腐食厚の算定には、腐食速度の大きい海側の値を用いる。

腐食速度 0.02 (mm/年/片面)

腐食期間 25 (年)

$$\therefore \text{腐食厚 } 0.02 \times 25 = 0.50 \text{ (mm)}$$

地中部における腐食後の断面積 A_2 、断面2次モーメント I_2 および断面係数 Z_2 は、下表のようになる。

腐食後の断面諸量 (地中部)

区分	断面積 A_2 (cm^2/m)	断面2次モーメント I_2 (cm^4/m)	断面係数 Z_2 (cm^3/m)
腐食前	360.8	174444	4984
腐食後	348.3	166807	4773

b. 地上部

特に防食は行なわず腐食しろで対応する。

腐食厚の算定には、腐食速度の大きい海側の値を用いる。

腐食速度 0.02 (mm/年/片面)

腐食期間 25 (年)

$$\therefore \text{腐食厚 } 0.02 \times 25 = 0.50 \text{ (mm)}$$

地上部における腐食後の断面積 A_3 、断面2次モーメント I_3 および断面係数 Z_3 は、下表のようになる。

腐食後の断面諸量 (地上部)

区分	断面積 A_3 (cm^2/m)	断面2次モーメント I_3 (cm^4/m)	断面係数 Z_3 (cm^3/m)
腐食前	360.8	174444	4984
腐食後	348.3	166807	4773

(3) 検討に用いる断面諸量

検討に用いる断面諸量は、次の表のようになる。

断面二次モーメント

	断面の検討	根入れ長の検討	変位量の検討	
			$\delta 1, \delta 3$	$\delta 2$
完成時	166807 (12)	174444 (10)	166807 (12)	166807 (13)

断面係数

		断面の検討
完成時	地中部	4773 (22)
	地上部	4773 (23)

4. 2 矢板断面の検討

(1) 完成時

完成時の矢板断面の検討では、地中部最大曲げモーメントに対する応力度の検討と地上部（仮想海底面）最大曲げモーメントに対する応力度の検討を行うものとする。

a. 地上部最大曲げモーメントの算定

矢板壁を無限長の長杭とみなし、杭の横抵抗に関するチャンの方法に基づいて計算により算定する。

i) 土質条件

① N値

平均N値は 20.0 とする。

② 横抵抗係数 Kh

横抵抗係数Khは $0.20 \times N$ から、 $Kh = 4.00 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ とする。

ii) 外力条件

矢板壁に作用する分布荷重を作用力の重心位置に働く集中荷重に置き換えて計算する。

「完成時の外力の算定」より、外力の作用状況は下表のようになる。

区分	作用位置 (m)	水平力 (tf/m)
常時	3.59	11.24

iii) 解析結果

電算による解析結果を下表に示す。

チャンの式に基づく、電算による解析結果 (完成時)

項目	常時
計算条件	
仮想海底面レベル (m)	-12.35
上部工天端レベル (m)	-4.00
杭幅 B (cm)	100
杭の曲げ剛性 EI (kgf·cm ²)	3.503e+011
水平力の作用位置 (m)	3.59
杭頭条件	
杭頭条件	自由
水平力 (tf)	11.24
地盤の横抵抗定数 Kh (kgf/cm ²)	4.00
特性値 $\beta = (Kh \cdot B / 4EI)^{1/4}$ (cm ⁻¹)	4.110e-003
計算結果	
地表面変位 (cm)	0.57
地表面たわみ角 (rad)	0.00375
地中部最大曲げモーメント (kgf·m)	4349000
曲げモーメント第1ゼロ点 l_{m1} (m)	6.34

b. 地上部最大曲げモーメントの算定

矢板壁に生じる地上部最大曲げモーメントは、仮想海底面を支点とする片持ち梁として計算する。よって地上部最大曲げモーメントは、「完成時の外力の算定」で得られた仮想海底面から上に作用する水平力による仮想海底面でのモーメントの総和に等しい。

従って、地上部最大曲げモーメント $M_{\max, u}$ は、「完成時の外力の算定」より以下ようになる。

i) 常時

$$M_{\max, u} = 4031000 \text{ (kgf}\cdot\text{cm/m)}$$

c. 応力度の検討

完成時における矢板の応力度は、次式により求める。

i) 常時

①地中部最大曲げモーメントによる応力度の検討

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M_{\max}}{Z_1} = \frac{4349000}{4773} \\ &= 911 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} < \sigma_{ba} = 1400 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

∴ OK

②地上部最大曲げモーメントによる応力度の検討

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M_{\max, u}}{Z_1} = \frac{4031000}{4773} \\ &= 845 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} < \sigma_{ba} = 1400 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

∴ OK

4. 3 矢板根入長の検討

矢板根入長の検討は、矢板壁を無限長の長杭とみなし、杭の横抵抗に関するチャンの方法に基づいて行なうものとする。

チャンの方法では、矢板を無限長の長杭とみなし得るためには、地表面より l_{m1} (最大曲げモーメントの第1ゼロ点の深さ) 以上の根入れ長が必要であるとしている。

(1) 有効長の算定

「矢板断面の検討」で示した土質条件と外力条件より、頭部自由杭の有効長を電算により算定する。

a. 完成時

電算による解析結果を下表に示す。

チャンの式に基づく、電算による解析結果 (完成時)

項目	常時
計算条件	
仮想海底面レベル (m)	-12.35
上部工天端レベル (m)	-4.00
杭幅 B (cm)	100
杭の曲げ剛性 EI (kgf・cm ²)	3.663e+011
水平力の作用位置 (m)	3.59
杭頭条件	自由
水平力 (tf)	11.24
地盤の横抵抗定数 Kh (kgf/cm ²)	4.00
特性値 $\beta = (Kh \cdot B / 4 EI)^{1/4}$ (cm ⁻¹)	4.065e-003
計算結果	
地表面変位 (cm)	0.56
地表面たわみ角 (rad)	0.00364
地中部最大曲げ t - M (kgf・m)	4355000
曲げ t - M 第1ゼロ点 l_{m1} (m)	6.41

(2) 根入長の検討

前項で示した「有効長の算定」の計算結果を下表に示す。

各検討ケースにおける有効長の計算結果

検討ケース	有効長 $3/\beta$ (m)	仮想海底面レベル (m)	必要矢板先端高 (m)
完成時			
常時	7.38	-12.35	-19.73

上表より、矢板先端高は次のようになる。

矢板先端高 D.L. \leq -19.73 (m) より

D.L. -20.00 (m) とする。

矢板先端高が D.L. -4.00 であるので

矢板の全長 L は

$L = 16.00$ (m) となる。

4. 4 矢板壁天端における変位量の検討

矢板壁天端の変位量 δ は、次の3つの量の和として表わされる。

- ① 仮想海底面での矢板のたわみ量 δ_1
- ② 仮想海底面から上の矢板のたわみ量 δ_2
- ③ 仮想海底面での矢板のたわみ角による仮想海底面から上の矢板の回転のため生じる矢板天端のたわみ量 δ_3

(1) δ_1 および δ_3 の算定

仮想海底面での矢板のたわみ量 δ_1 および仮想海底面での矢板のたわみ角による仮想海底面から上の矢板の回転の生じる矢板のたわみ量 δ_3 は、矢板壁を長杭とみなし、杭の横抵抗に関するチャンの方法に基づいて、「矢板断面の検討」で示した土質条件と外力条件より、電算にて算定するものとする。

δ_1 および δ_3 は、チャンの方法により得られた解析値を用いて次の形で表わされる。

$$\delta_1 = y_0$$

$$\delta_3 = i_0 \cdot h_L$$

ここに

y_0 ; 地表面変位 (cm)

i_0 ; 地表面におけるたわみ角 (rad)

h_L ; 仮想海底面から矢板天端までの高さ (cm)

a. 完成時

電算による解析結果を下表に示す。

チャンの式に基づき、電算による解析結果（完成時）

項目	常時
計算条件	
仮想海底面レベル (m)	-12.35
上部工天端レベル (m)	-4.00
杭幅 B (cm)	100
杭の曲げ剛性 EI (kgf·cm ²)	3.503e+011
水平力の作用位置 (m)	3.59
杭頭条件	
杭頭条件	自由
水平力 (tf)	11.24
地盤の横抵抗定数 Kh (kgf/cm ²)	4.00
特性値 $\beta = (Kh \cdot B / 4EI)^{1/4}$ (cm ⁻¹)	4.110e-003
計算結果	
地表面変位 (cm)	0.57
地表面たわみ角 (rad)	0.00375
地中部最大曲げモーメント (kgf·m)	4349000
曲げモーメント第1ゼロ点 Q_{m1} (m)	6.34

よって、 $\delta 1$ および $\delta 3$ は以下のようになる。

i) 常時

$$\delta 1 = 0.57 \text{ (cm)}$$

$$\begin{aligned} \delta 3 &= 0.00375 \times 835 \\ &= 3.13 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

(2) $\delta 2$ の算定

$\delta 2$ は、矢板を分布荷重および集中荷重（船舶のけん引力）が載荷された片持ち梁として、電算にて算定する。

a. 完成時

外力の作用状況は「完成時の外力の算定」に示したとおりである。

電算結果より、 $\delta 2$ は以下のようになる。

i) 常時

$$\delta 2 = 1.86 \text{ (cm)}$$

(3) 変位量の検討

a. 完成時

i) 常時

$$\begin{aligned}\delta &= \delta 1 + \delta 2 + \delta 3 = 0.57 + 1.86 + 3.13 \\ &= 5.56 \text{ (cm)} \approx 5.6 \text{ (cm)} < 10 \text{ (cm)}\end{aligned}$$

∴ Ok

(3) 検討断面③

1. 設計条件

1. 1 形状条件

(1) 施工延長	10 m
(2) 天端高	
上部工天端高	-2.00 m
杭天端高	-2.00 m
(3) 計画水深	-10.00 m
(4) 設計水深 (= 計画水深 - 余掘厚)	
施工時	-10.00 m
完成時	-10.00 m
(5) エプロンの幅及び勾配	10.00 m
(6) 係船柱	
配置間隔	0.10 m
高さ	-2.00 m

1. 2 自然条件

(1) 潮位

L.W.L. -2.00 m

(2) 残留水位

R.W.L. -2.00 m

(3) 土質条件

a. 陸側の土質条件

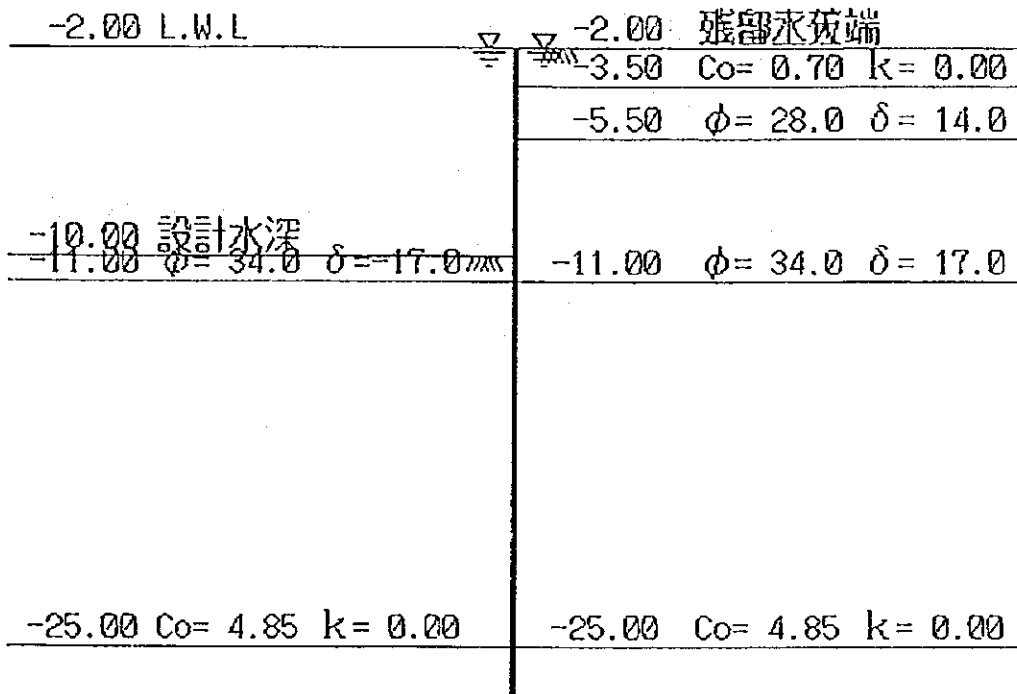
土質	レベル (m)		層厚 (m)	単位体積重量		内部摩擦角 ϕ	壁面摩擦角 δ	粘着力	
	上面	下面		湿润	飽和			c _o	k
粘性土	-2.00	-3.50	1.50	1.60	1.60	0.0	0.0	0.70	0.00
砂質土	-3.50	-5.50	2.00	1.80	2.00	28.0	14.0	0.00	0.00
砂質土	-5.50	-11.00	5.50	1.80	2.00	34.0	17.0	0.00	0.00
粘性土	-11.00	-25.00	14.00	1.80	1.80	0.0	0.0	4.85	0.00

粘着力基準面 -2.00 m

b. 海側の土質条件

土質	レベル (m)		層厚 (m)	単位体積重量		内部摩擦角 ϕ	壁面摩擦角 δ	粘着力	
	上面	下面		湿润	飽和			c _o	k
砂質土	-10.00	-11.00	1.00	1.80	2.00	34.0	-17.0	0.00	0.00
粘性土	-11.00	-25.00	14.00	1.80	1.80	0.0	0.0	4.85	0.00

粘着力基準面 +0.00 m



(4) 設計震度

$$k_h = 0.00$$

$$k_v = 0.00$$

見掛けの震度 k' は次式により求める。

$$k' = \frac{\gamma}{\gamma - 1} k$$

ここに

k ; 空気中における震度

k' ; 水中における見掛けの震度

γ ; 水で飽和した土の空気中における単位体積重量 (tf/m³)

2. 検討結果一覧

検討結果一覧表を下表に示す。下表より、全て所定の安全率及び許容値を満足している。

検討結果一覧表

検討対象	鋼管矢板 ϕ 700.0 t=12 L= 16.00			矢板壁天端
許容に対する指標	矢板先端高 D.L. (m)	応力度 (kgf/cm ²)		変位量 (cm)
		地中部	地上部	
完成時				
常時		911 < 1400	845 < 1400	5.6 < 10

注) 表中の左側の数字は計算値、右側の数字は許容値を示すが、根入長においては左側の数字は必要矢板先端高を、右側の数字は設計矢板先端高を示す。

3. 外力の算定

3. 1 完成時における外力の算定

(1) 土圧及び残留水圧の算定

完成時の土圧及び残留水圧を算定する。

a. 常時

i) 砂質土の土圧強度

砂質土の土圧強度の水平成分は、次式により求める。

$$p_a = K_a \cdot \cos \delta (\Sigma \gamma \cdot h + w_a)$$

$$p_p = K_p \cdot \cos \delta (\Sigma \gamma \cdot h + w_p)$$

ここに

p_a ; 主働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

p_p ; 受働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

K_a ; 主働土圧係数

K_p ; 受働土圧係数

γ ; 土の単位体積重量 (tf/m³)

h ; 各土層の厚さ (m)

w_a ; 主働側地表面単位面積当りの上載荷重の大きさ (tf/m²)

w_p ; 受働側地表面単位面積当りの上載荷重の大きさ (tf/m²)

また、土圧係数は、次式により求める。

$$K_a \cdot \cos \delta = \frac{\cos^2 \phi}{[1 + \sqrt{\{ \sin(\phi + \delta) \cdot \sin \phi / \cos \delta \}]^2}$$

$$K_p \cdot \cos \delta = \frac{\cos^2 \phi}{[1 - \sqrt{\{ \sin(\phi - \delta) \cdot \sin \phi / \cos \delta \}]^2}$$

ここに

ϕ ; 内部摩擦角 (度)

δ ; 壁面摩擦角 (度)

ii) 粘性土の土圧強度

粘性土の土圧強度の水平成分は、次式により求める。ただし、主働土圧は、 p_{a1} と p_{a2} のうち、構造物に危険となる土圧分布を用いる。

$$p_{a1} = \Sigma \gamma \cdot h + w_a - 2 \cdot c \quad (\text{ただし, } \geq 0)$$

$$p_{a2} = K_c \cdot (\Sigma \gamma \cdot h + w_a)$$

$$p_p = \Sigma \gamma \cdot h + w_p + 2 \cdot c$$

ここに

p_a ; 主働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

p_p ; 受働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

K_c ; 圧密平衡係数

γ ; 土の単位体積重量 (tf/m³)

h ; 各土層の厚さ (m)

c ; 粘着力 (tf/m²)

w_a ; 主働側地表面単位面積当りの上載荷重の大きさ (tf/m²)

w_p ; 受働側地表面単位面積当りの上載荷重の大きさ (tf/m²)

iii) 残留水圧強度

残留水圧は、次式により求める。

$$p_w = \gamma_w \times h_w$$

ここに

p_w ; 残留水圧 (tf/m²)

γ_w ; 海水の単位体積重量 (tf/m³)

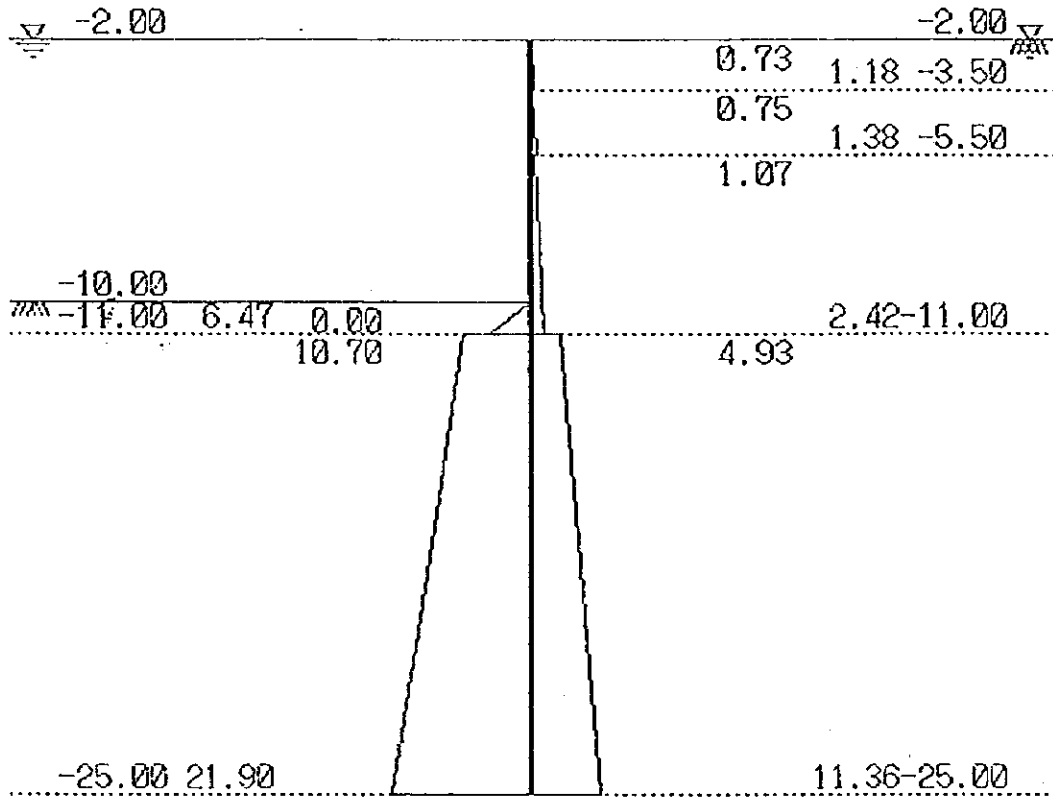
h_w ; 残留水位差 (m)

iv) 計算結果

以上より、土圧強度は下表のようになる。

また、残留水圧強度 p_w は次のようになる。

$$\begin{aligned} p_w &= 1.03 \times 0.00 \\ &= 0.00 \text{ (tf/m}^2\text{)} \end{aligned}$$



土圧強度分布図 (常時)

主働土圧強度の水平成分 (常時)

	震度	位置 (m)	ξ_a ($^\circ$)	$\Sigma rh+w$ tf/m 2	$Ka \cdot \cos \delta$	c tf/m 2	p_{ca1} tf/m 2	p_{ca2} tf/m 2	p_a tf/m 2
$\gamma = 0.60$ $C = 0.7$ $+ 0.0z$	0.00	-2.00	45.0	1.46	-----	0.70	0.06	0.73	0.73
	0.00	-3.50	45.0	2.36	-----	0.70	0.96	1.18	1.18
$\gamma = 1.00$ $\phi = 28.0^\circ$ $\delta = 14.0^\circ$	0.00	-3.50	55.7	2.36	0.317	-----	-----	-----	0.75
	0.00	-5.50	55.7	4.36	0.317	-----	-----	-----	1.38
$\gamma = 1.00$ $\phi = 34.0^\circ$ $\delta = 17.0^\circ$	0.00	-5.50	59.2	4.36	0.245	-----	-----	-----	1.07
	0.00	-11.00	59.2	9.86	0.245	-----	-----	-----	2.42
$\gamma = 0.80$ $C = 4.9$ $+ 0.0z$	0.00	-11.00	45.0	9.86	-----	4.85	0.16	4.93	4.93
	0.00	-25.00	45.0	21.06	-----	4.85	11.36	10.53	11.36

受働土圧強度の水平成分 (常時)

	震度	位置 (m)	ξ_p ($^\circ$)	$\Sigma rh+w$ tf/m 2	$Kp \cdot \cos \delta$	c tf/m 2	p_p tf/m 2
$\gamma = 1.00$ $\phi = 34.0^\circ$ $\delta = 17.0^\circ$	0.00	-10.00	18.1	0.00	6.472	-----	0.00
	0.00	-11.00	18.1	1.00	6.472	-----	6.47
$\gamma = 0.80$ $C = 4.9 + 0.0z$	0.00	-11.00	45.0	1.00	-----	4.85	10.70
	0.00	-25.00	45.0	12.20	-----	4.85	21.90

(2) 矢板に作用する外力

a. 仮想海底面の算定

i) 常時

完成時の検討では、(主働土圧+残留水圧=受働土圧)の位置を仮想海底面とする。

各レベルと(主働土圧+残留水圧-受働土圧)の関係を下表に示す。

水平方向強度(常時)

土層番号	位置 (m)	主働土圧強度 p_a (tf/m ²)	残留水圧強度 p_w (tf/m ²)	受働土圧強度 p_p (tf/m ²)	$p_a + p_w - p_p$ (tf/m ²)
1	-2.00	0.73	-----	-----	0.73
	-3.50	1.18	-----	-----	1.18
2	-3.50	0.75	-----	-----	0.75
	-5.50	1.38	-----	-----	1.38
3	-5.50	1.07	-----	-----	1.07
	-10.00	2.17 ※	-----	-----	2.17
4	-10.00	2.17 ※	0.00	0.00	2.17
	-11.00	2.42	0.00	6.47	-4.05

※ 強度を比例配分により、算定したことをしめす。

上表より、 $p_a + p_w - p_p = 0$ となる位置は、D.L. -10.00 (m) ~ D.L. -11.00 (m) の間にある。仮想海底面レベルをxとすると

$$\frac{2.17 - (-4.05)}{-10.00 - (-11.00)} \times \{ x - (-10.00) \} + 2.17 = 0.00$$

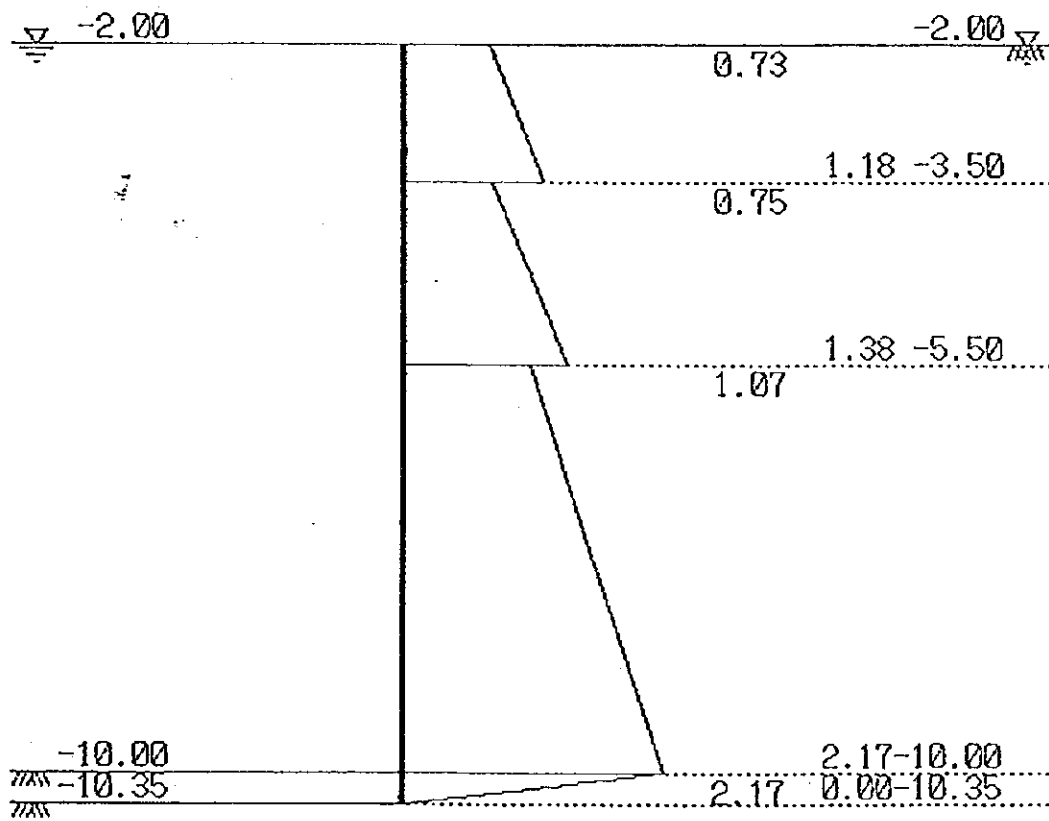
これより、仮想海底面レベルは、D.L. -10.35 (m) となる。

b. 仮想海底面より上に作用する水平力及びモーメント

i) 常時

下表に仮想海底面より上に作用する水平力及びその水平力による仮想海底面での曲げモーメントを示す。

設計水深以上に作用する外力は、(主働土圧+残留水圧+船舶けん引力)とし、また、設計水深以下に作用する外力は、(主働土圧+残留水圧-受働土圧)とする。



仮想海底面より上に作用する水平力 (常時)

仮想海底面より上に作用するモーメント (常時)

区分	水平力 P (tf/m)		作用高 y (m)		モーメント M (tf·m/m)
①	$1/2 \times 0.73 \times 1.50$	0.55	$6.85 + 2/3 \times 1.50$	7.85	4.32
②	$1/2 \times 1.18 \times 1.50$	0.89	$6.85 + 1/3 \times 1.50$	7.35	6.54
③	$1/2 \times 0.75 \times 2.00$	0.75	$4.85 + 2/3 \times 2.00$	6.18	4.64
④	$1/2 \times 1.38 \times 2.00$	1.38	$4.85 + 1/3 \times 2.00$	5.52	7.62
⑤	$1/2 \times 1.07 \times 4.50$	2.41	$0.35 + 2/3 \times 4.50$	3.35	8.07
⑥	$1/2 \times 2.17 \times 4.50$	4.88	$0.35 + 1/3 \times 4.50$	1.85	9.03
⑦	$1/2 \times 2.17 \times 0.35$	0.38	$0.00 + 2/3 \times 0.35$	0.23	0.09
計		11.24			40.31

$$\text{水平力合力 } P = 11.24 \text{ (tf/m)}$$

$$\text{モーメント } M = 40.31 \text{ (tf·m/m)}$$

$$\text{作用高 } y = M/P = 40.31 / 11.24 = 3.59 \text{ (m)}$$

4. 矢板の設計

4. 1 断面諸量の算定

(1) 腐食前の矢板断面諸量

使用鋼管矢板は下記の通りとし、断面諸量を下表に示す。

鋼管本体 ; $\phi 700.0 \times t 12$

継手部 ; N'イ'-T型

継手形状 ; $\phi 165.2 \times 9$, CT型鋼 $85 \times 76 \times 9 \times 9$

継手部断面積 ; 58.1 (cm²)

継手有効間隔 ; 180.0 (mm)

鋼管矢板の断面諸量

外径 (mm)	厚さ (mm)	断面積 A0		断面2次モーメント I0		断面係数 Z0	
		鋼管1本 当り (cm ²)	壁幅1m 当り (cm ² /m)	鋼管1本 当り (cm ⁴)	壁幅1m 当り (cm ⁴ /m)	鋼管1本 当り (cm ³)	壁幅1m 当り (cm ³ /m)
700.0	12	259.4	360.8	153511	174444	4386	4984

(2) 施工時

施工時の検討では、通常の断面2次モーメント I0 および断面係数 Z0 の 100 % を使用する。

よって、検討に用いる断面2次モーメント I1 および断面係数 Z1 は次のようになる。

$$\begin{aligned} I1 &= I0 \times 1.00 \\ &= 174444 \text{ (cm}^4\text{/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z1 &= Z0 \times 1.00 \\ &= 4984 \text{ (cm}^3\text{/m)} \end{aligned}$$

(3) 完成時

a. 地中部

特に防食は行なわず腐食しろで対応する。

腐食厚の算定には、腐食速度の大きい海側の値を用いる。

腐食速度 0.02 (mm/年/片面)

腐食期間 25 (年)

$$\therefore \text{腐食厚 } 0.02 \times 25 = 0.50 \text{ (mm)}$$

地中部における腐食後の断面積 A_2 、断面2次モーメント I_2 および断面係数 Z_2 は、下表のようになる。

腐食後の断面諸量 (地中部)

区分	断面積 A_2 (cm^2/m)	断面2次モーメント I_2 (cm^4/m)	断面係数 Z_2 (cm^3/m)
腐食前	360.8	174444	4984
腐食後	348.3	166807	4773

b. 地上部

特に防食は行なわず腐食しろで対応する。

腐食厚の算定には、腐食速度の大きい海側の値を用いる。

腐食速度 0.02 (mm/年/片面)

腐食期間 25 (年)

$$\therefore \text{腐食厚 } 0.02 \times 25 = 0.50 \text{ (mm)}$$

地上部における腐食後の断面積 A_3 、断面2次モーメント I_3 および断面係数 Z_3 は、下表のようになる。

腐食後の断面諸量 (地上部)

区分	断面積 A_3 (cm^2/m)	断面2次モーメント I_3 (cm^4/m)	断面係数 Z_3 (cm^3/m)
腐食前	360.8	174444	4984
腐食後	348.3	166807	4773

(3) 検討に用いる断面諸量

検討に用いる断面諸量は、次の表のようになる。

断面二次モーメント

	断面の検討	根入れ長の検討	変位量の検討	
			$\delta 1, \delta 3$	$\delta 2$
完成時	166807 (I2)	174444 (I0)	166807 (I2)	166807 (I3)

断面係数

		断面の検討
完成時	地中部	4773 (Z2)
	地上部	4773 (Z3)

4. 2 矢板断面の検討

(1) 完成時

完成時の矢板断面の検討では、地中部最大曲げモーメントに対する応力度の検討と地上部（仮想海底面）最大曲げモーメントに対する応力度の検討を行うものとする。

a. 地上部最大曲げモーメントの算定

矢板壁を無限長の長杭とみなし、杭の横抵抗に関するチャンの方法に基づいて電算により算定する。

i) 土質条件

① N値

平均N値は 20.0 とする。

② 横抵抗係数 Kh

横抵抗係数 Kh は $0.20 \times N$ から、 $Kh = 4.00 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ とする。

ii) 外力条件

矢板壁に作用する分布荷重を作用力の重心位置に働く集中荷重に置き換えて計算する。

「完成時の外力の算定」より、外力の作用状況は下表のようになる。

区分	作用位置 (m)	水平力 (tf/m)
常時	3.59	11.24

iii) 解析結果

電算による解析結果を下表に示す。

チャンの式に基づく、電算による解析結果（完成時）

項目	常時
計算条件	
仮想海底面レベル (m)	-10.35
上部工天端レベル (m)	-2.00
杭幅 B (cm)	100
杭の曲げ剛性 EI (kgf·cm ²)	3.503e+011
水平力の作用位置 (m)	3.59
杭頭条件	
水平力 (tf)	11.24
地盤の横抵抗定数 Kh (kgf/cm ³)	4.00
特性値 $\beta = (Kh \cdot B / 4EI)^{1/4}$ (cm ⁻¹)	4.110e-003
計算結果	
地表面変位 (cm)	0.57
地表面たわみ角 (rad)	0.00375
地中部最大曲げモーメント (kgf·m)	4349000
曲げモーメント第1ゼロ点 l_{m1} (m)	6.34

b. 地上部最大曲げモーメントの算定

矢板壁に生じる地上部最大曲げモーメントは、仮想海底面を支点とする片持ち梁として計算する。よって地上部最大曲げモーメントは、「完成時の外力の算定」で得られた仮想海底面から上に作用する水平力による仮想海底面でのモーメントの総和に等しい。

従って、地上部最大曲げモーメント $M_{max,u}$ は、「完成時の外力の算定」より以下ようになる。

i) 常時

$$M_{max,u} = 4031000 \text{ (kgf}\cdot\text{cm/m)}$$

c. 応力度の検討

完成時における矢板の応力度は、次式により求める。

1) 常時

①地中部最大曲げモーメントによる応力度の検討

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M_{\max}}{Z_1} = \frac{4349000}{4773} \\ &= 911 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} < \sigma_{ba} = 1400 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

∴ OK

②地上部最大曲げモーメントによる応力度の検討

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M_{\max, u}}{Z_1} = \frac{4031000}{4773} \\ &= 845 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} < \sigma_{ba} = 1400 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

∴ OK

4.3 矢板根入長の検討

矢板根入長の検討は、矢板壁を無限長の長杭とみなし、杭の横抵抗に関するチャンの方法に基づいて行なうものとする。

チャンの方法では、矢板を無限長の長杭とみなし得るためには、地表面より l_{m1} （最大曲げモーメントの第1ゼロ点の深さ）以上の根入れ長が必要であるとしている。

(1) 有効長の算定

「矢板断面の検討」で示した土質条件と外力条件より、頭部自由杭の有効長を電算により算定する。

a. 完成時

電算による解析結果を下表に示す。

チャンの式に基づき、電算による解析結果（完成時）

項目	常時
計算条件	
仮想海底面レベル (m)	-10.35
上部工天端レベル (m)	-2.00
杭幅 B (cm)	100
杭の曲げ剛性 EI (kgf·cm ²)	3.663e+011
水平力の作用位置 (m)	3.59
杭頭条件	自由
水平力 (tf)	11.24
地盤の横抵抗定数 Kh (kgf/cm ²)	4.00
特性値 $\beta = (Kh \cdot B / 4 EI)^{1/4}$ (cm ⁻¹)	4.065e-003
計算結果	
地表面変位 (cm)	0.56
地表面たわみ角 (rad)	0.00364
地中部最大曲げ モーメント (kgf·m)	4355000
曲げ モーメント 第1ゼロ点 l_{m1} (m)	6.41

(2) 根入長の検討

前項で示した「有効長の算定」の計算結果を下表に示す。

各検討ケースにおける有効長の計算結果

検討ケース	有効長 $3/\beta$ (m)	仮想海底面レベル (m)	必要矢板先端高 (m)
完成時			
常時	7.38	-10.35	-17.73

上表より、矢板先端高は次のようになる。

矢板先端高 D.L. \leq -17.73 (m) より

D.L. -18.00 (m) とする。

矢板先端高が D.L. -2.00 であるので

矢板の全長 L は

$L = 16.00$ (m) となる。

4. 4 矢板壁天端における変位量の検討

矢板壁天端の変位量 δ は、次の3つの量の和として表わされる。

- ① 仮想海底面での矢板のたわみ量 δ_1
- ② 仮想海底面から上の矢板のたわみ量 δ_2
- ③ 仮想海底面での矢板のたわみ角による仮想海底面から上の矢板の回転のため生じる矢板天端のたわみ量 δ_3

(1) δ_1 および δ_3 の算定

仮想海底面での矢板のたわみ量 δ_1 および仮想海底面での矢板のたわみ角による仮想海底面から上の矢板の回転の生じる矢板のたわみ量 δ_3 は、矢板壁を長杭とみなし、杭の横抵抗に関するチャンの方法に基づいて、「矢板断面の検討」で示した土質条件と外力条件より、電算にて算定するものとする。

δ_1 および δ_3 は、チャンの方法により得られた解析値を用いて次の形で表わされる。

$$\delta_1 = y_0$$

$$\delta_3 = i_0 \cdot h_L$$

ここに

y_0 ; 地表面変位 (cm)

i_0 ; 地表面におけるたわみ角 (rad)

h_L ; 仮想海底面から矢板天端までの高さ (cm)

a. 完成時

電算による解析結果を下表に示す。

チャンの式に基づく、電算による解析結果（完成時）

項目	常時
計算条件	
仮想海底面レベル (m)	-10.35
上部工天端レベル (m)	-2.00
杭幅 B (cm)	100
杭の曲げ剛性 EI (kgf・cm ²)	3.503e+011
水平力の作用位置 (m)	3.59
杭頭条件	
杭頭条件	自由
水平力 (tf)	11.24
地盤の横抵抗定数 Kh (kgf/cm ²)	4.00
特性値 $\beta = (Kh \cdot B / 4 EI)^{1/4}$ (cm ⁻¹)	4.110e-003
計算結果	
地表面変位 (cm)	0.57
地表面たわみ角 (rad)	0.00375
地中部最大曲げモーメント (kgf・m)	4349000
曲げモーメント第1ゼロ点 l_{m1} (m)	6.34

よって、 $\delta 1$ および $\delta 3$ は以下のようになる。

i) 常時

$$\delta 1 = 0.57 \text{ (cm)}$$

$$\begin{aligned} \delta 3 &= 0.00375 \times 835 \\ &= 3.13 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

(2) $\delta 2$ の算定

$\delta 2$ は、矢板を分布荷重および集中荷重（船舶のけん引力）が載荷された片持ち梁として、電算にて算定する。

a. 完成時

外力の作用状況は「完成時の外力の算定」に示したとおりである。

電算結果より、 $\delta 2$ は以下のようになる。

i) 常時

$$\delta 2 = 1.86 \text{ (cm)}$$

(3) 変位量の検討

a. 完成時

i) 常時

$$\begin{aligned}\delta &= \delta 1 + \delta 2 + \delta 3 = 0.57 + 1.86 + 3.13 \\ &= 5.56 \text{ (cm)} \approx 5.6 \text{ (cm)} < 10 \text{ (cm)}\end{aligned}$$

∴ Ok

2-6 護岸前面矢板の設計

1. 設計条件

1.1 形状条件

(1)施工延長	10m
(2)天端高	
上部工天端高	+2.00m
杭天端高	+2.00m
(3)計画水深	-2.00m
(4)設計水深(=計画水深-余掘厚)	
施工時	-2.00m
完成時	-2.00m
(5)エプロンの幅及び勾配	
(6)係船柱	
配置間隔	0.10m
高さ	+2.00m

1.2 自然条件

(1)潮位	L.W.L	+0.10m
(2)残留水位	R.W.L	+2.00m

1.3 設計方針

当初設計の護岸端部の設計海底面高(DL+1.0m)に対し、今回補強する押え盛土天端高はD.L.-2.0mであり、設計海底面が3.0m低下するため、既設鋼矢板に対する補強が必要となる。

設計海底面の低下に対し検討すべき事項として以下の二項目が挙げられる。

- ①既設鋼矢板の根入に対する安定性の照査。
- ②既設鋼矢板の応力度に対する照査。

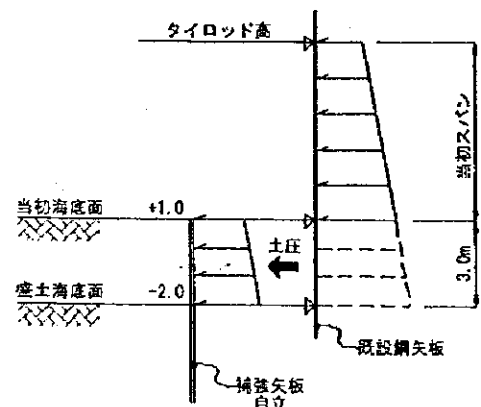
(1)鋼矢板の根入の安定性

盛土による既設鋼矢板の根入安全率を照査した結果、 $F=1.69 > 1.5$ で許容値を満足し安定性が確保されるため、既設の矢板の安定性については問題ない。

(2)鋼矢板の応力度

鋼矢板の応力度は、タイ材と設計海底面を支点とする仮想ばり法で計算され、海底面が下がることによりスパン長が3.0m長くなり矢板応力が増加することとなる。

従ってこのスパン長の増加分の土圧を自立の補強鋼矢板に分担させるものとして設計するものとする。



(3) 土質条件

a. 陸側の土質条件

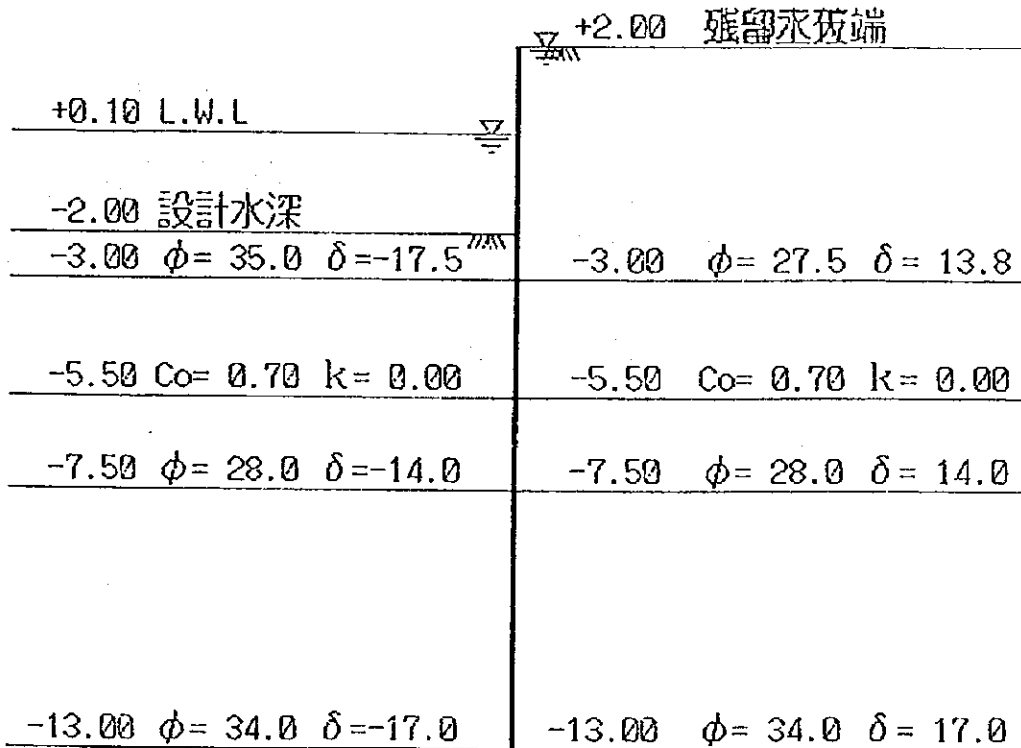
土質	レベル (m)		層厚 (m)	単位体積重量		内部摩擦角 ϕ	壁面摩擦角 δ	粘着力	
	上面	下面		湿潤	飽和			c _o	k
砂質土	+2.00	-3.00	5.00	1.80	2.00	27.5	13.8	0.00	0.00
粘性土	-3.00	-5.50	2.50	1.60	1.60	0.0	0.0	0.70	0.00
砂質土	-5.50	-7.50	2.00	1.80	2.00	28.0	14.0	0.00	0.00
砂質土	-7.50	-13.00	5.50	1.80	2.00	34.0	17.0	0.00	0.00

粘着力基準面 +2.00 m

b. 海側の土質条件

土質	レベル (m)		層厚 (m)	単位体積重量		内部摩擦角 ϕ	壁面摩擦角 δ	粘着力	
	上面	下面		湿潤	飽和			c _o	k
砂質土	-2.00	-3.00	1.00	1.60	1.90	35.0	-17.5	0.00	0.00
粘性土	-3.00	-5.50	2.50	1.60	1.60	0.0	0.0	0.70	0.00
砂質土	-5.50	-7.50	2.00	1.80	2.00	28.0	-14.0	0.00	0.00
砂質土	-7.50	-13.00	5.50	1.80	2.00	34.0	-17.0	0.00	0.00

粘着力基準面 +0.00 m



(4) 設計震度

$$k_h = 0.00$$

$$k_v = 0.00$$

見掛けの震度 k' は次式により求める。

$$k' = \frac{\gamma}{\gamma - 1} k$$

ここに

k ; 空気中における震度

k' ; 水中における見掛けの震度

γ ; 水で飽和した土の空気中における単位体積重量 (tf/m³)

2. 検討結果一覧

検討結果一覧表を下表に示す。下表より、全て所定の安全率及び許容値を満足している。

検討結果一覧表

検討対象	鋼矢板		IV型 L = 14.00		矢板壁天端
	矢板先端高 D.L. (m)	応力度 (kgf/cm ²)		変位量 (cm)	
地中部		地上部			
完成時					
常時		1007 < 1800	813 < 1800	6.5 < 10	

注) 表中の左側の数字は計算値、右側の数字は許容値を示すが、根入長においては左側の数字は必要矢板先端高を、右側の数字は設計矢板先端高を示す。

3. 外力の算定

3. 1 完成時における外力の算定

(1) 土圧及び残留水圧の算定

完成時の土圧及び残留水圧を算定する。

a. 常時

1) 砂質土の土圧強度

砂質土の土圧強度の水平成分は、次式により求める。

$$p_a = K_a \cdot \cos \delta (\Sigma \gamma \cdot h + w_a)$$

$$p_p = K_p \cdot \cos \delta (\Sigma \gamma \cdot h + w_p)$$

ここに

p_a ; 主働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

p_p ; 受働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

K_a ; 主働土圧係数

K_p ; 受働土圧係数

γ ; 土の単位体積重量 (tf/m³)

h ; 各土層の厚さ (m)

w_a ; 主働側地表面単位面積当りの上載荷重の大きさ (tf/m²)

w_p ; 受働側地表面単位面積当りの上載荷重の大きさ (tf/m²)

また、土圧係数は、次式により求める。

$$K_a \cdot \cos \delta = \frac{\cos^2 \phi}{[1 + \sqrt{(\sin(\phi + \delta) \cdot \sin \phi / \cos \delta)}]^2}$$

$$K_p \cdot \cos \delta = \frac{\cos^2 \phi}{[1 - \sqrt{(\sin(\phi - \delta) \cdot \sin \phi / \cos \delta)}]^2}$$

ここに

ϕ ; 内部摩擦角 (度)

δ ; 壁面摩擦角 (度)

ii) 粘性土の土圧強度

粘性土の土圧強度の水平成分は、次式により求める。ただし、主働土圧は、 p_{a1} と p_{a2} のうち、構造物に危険となる土圧分布を用いる。

$$p_{a1} = \Sigma \gamma \cdot h + w_a - 2 \cdot c \quad (\text{ただし, } \geq 0)$$

$$p_{a2} = K_c \cdot (\Sigma \gamma \cdot h + w_a)$$

$$p_p = \Sigma \gamma \cdot h + w_p + 2 \cdot c$$

ここに

p_a ; 主働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

p_p ; 受働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

K_c ; 圧密平衡係数

γ ; 土の単位体積重量 (tf/m³)

h ; 各土層の厚さ (m)

c ; 粘着力 (tf/m²)

w_a ; 主働側地表面単位面積当りの上載荷重の大きさ (tf/m²)

w_p ; 受働側地表面単位面積当りの上載荷重の大きさ (tf/m²)

iii) 残留水圧強度

残留水圧は、次式により求める。

$$p_w = \gamma_w \times h_w$$

ここに

p_w ; 残留水圧 (tf/m²)

γ_w ; 海水の単位体積重量 (tf/m³)

h_w ; 残留水位差 (m)

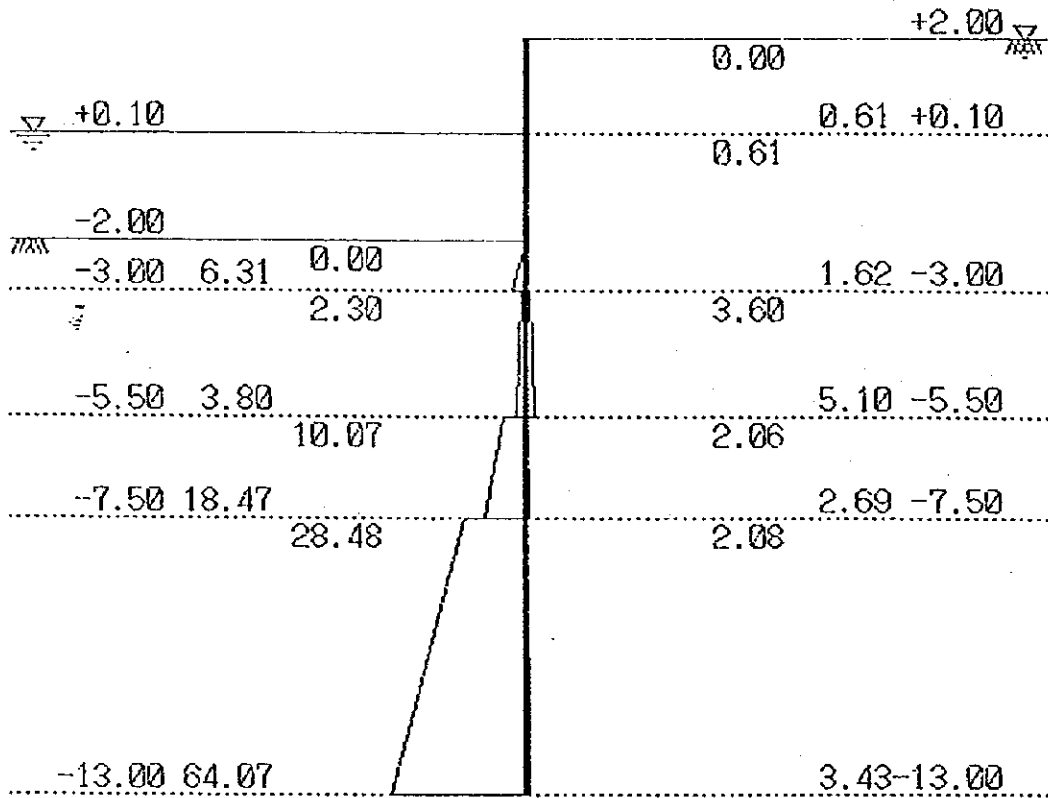
iv) 計算結果

以上より、土圧強度は下表のようになる。

また、残留水圧強度 p_w は次のようになる。

$$p_w = 1.03 \times 1.90$$

$$= 1.96 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$



土圧強度分布図 (常時)

主働土圧強度の水平成分 (常時)

	震度	位置 (m)	ξ_a ($^\circ$)	$\Sigma rh+w$ tf/m ²	$Ka \cdot \cos \delta$	c tf/m ²	pca1 tf/m ²	pca2 tf/m ²	pa tf/m ²
$\gamma = 1.00$ $\phi = 27.5^\circ$ $\delta = 13.8^\circ$	0.00	+2.00	55.4	0.00	0.323	-----	-----	-----	0.00
	0.00	+0.10	55.4	1.90	0.323	-----	-----	-----	0.61
$\gamma = 1.00$ $\phi = 27.5^\circ$ $\delta = 13.8^\circ$	0.00	+0.10	55.4	1.90	0.323	-----	-----	-----	0.61
	0.00	-3.00	55.4	5.00	0.323	-----	-----	-----	1.62
$\gamma = 0.60$ C = 0.7 + 0.0z	0.00	-3.00	45.0	5.00	-----	0.70	3.60	2.50	3.60
	0.00	-5.50	45.0	6.50	-----	0.70	5.10	3.25	5.10
$\gamma = 1.00$ $\phi = 28.0^\circ$ $\delta = 14.0^\circ$	0.00	-5.50	55.7	6.50	0.317	-----	-----	-----	2.06
	0.00	-7.50	55.7	8.50	0.317	-----	-----	-----	2.69
$\gamma = 1.00$ $\phi = 34.0^\circ$ $\delta = 17.0^\circ$	0.00	-7.50	59.2	8.50	0.245	-----	-----	-----	2.08
	0.00	-13.00	59.2	14.00	0.245	-----	-----	-----	3.43

受働土圧強度の水平成分 (常時)

	震度	位置 (m)	ξ_p ($^\circ$)	$\Sigma rh+w$ tf/m ²	$Kp \cdot \cos \delta$	c tf/m ²	pp tf/m ²
$\gamma = 0.90$ $\phi = 35.0^\circ$ $\delta = -17.5^\circ$	0.00	-2.00	17.4	0.00	7.016	----	0.00
	0.00	-3.00	17.4	0.90	7.016	----	6.31
$\gamma = 0.60$ C = 0.7 + 0.0z	0.00	-3.00	45.0	0.90	----	0.70	2.30
	0.00	-5.50	45.0	2.40	----	0.70	3.80
$\gamma = 1.00$ $\phi = 28.0^\circ$ $\delta = -14.0^\circ$	0.00	-5.50	21.9	2.40	4.197	----	10.07
	0.00	-7.50	21.9	4.40	4.197	----	18.47
$\gamma = 1.00$ $\phi = 34.0^\circ$ $\delta = -17.0^\circ$	0.00	-7.50	18.1	4.40	6.472	----	28.48
	0.00	-13.00	18.1	9.90	6.472	----	64.07

(2) 矢板に作用する外力

a. 仮想海底面の算定

i) 常時

完成時の検討では、(主働土圧+残留水圧=受働土圧)の位置を仮想海底面とする。

各レベルと(主働土圧+残留水圧-受働土圧)の関係を下表に示す。

水平方向強度(常時)

土層番号	位置 (m)	主働土圧強度 p_a (tf/m ²)	残留水圧強度 p_w (tf/m ²)	受働土圧強度 p_p (tf/m ²)	$p_a + p_w - p_p$ (tf/m ²)
1	+2.00	0.00	0.00	-----	0.00
	+0.10	0.61	1.96	-----	2.57
2	+0.10	0.61	1.96	-----	2.57
	-2.00	1.29 ※	1.96	-----	3.25
3	-2.00	1.29 ※	1.96	0.00	3.25
	-3.00	1.62	1.96	6.31	-2.73

※ 強度を比例配分により、算定したことをしめす。

上表より、 $p_a + p_w - p_p = 0$ となる位置は、D.L. -2.00 (m) ~ D.L. -3.00 (m)の間にある。仮想海底面レベルをxとすると

$$\frac{3.25 - (-2.73)}{-2.00 - (-3.00)} \times \{ x - (-2.00) \} + 3.25 = 0.00$$

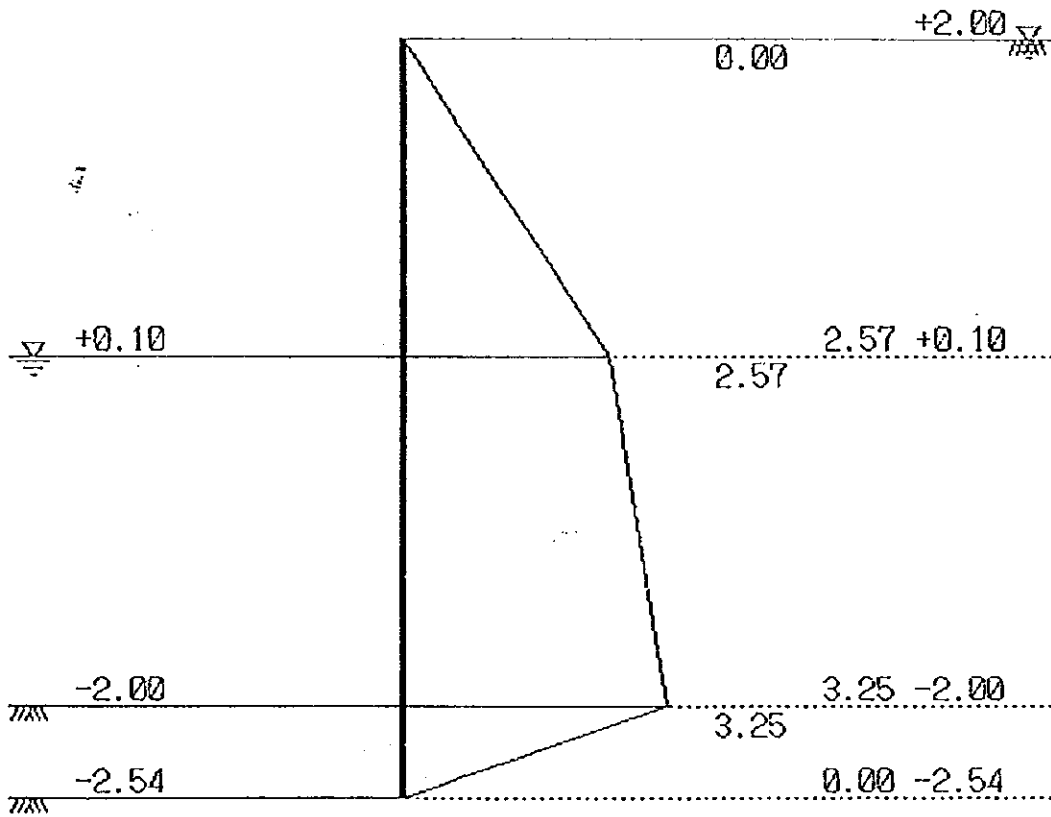
これより、仮想海底面レベルは、D.L. -2.54 (m)となる。

b. 仮想海底面より上に作用する水平力及びモーメント

i) 常時

下表に仮想海底面より上に作用する水平力及びその水平力による仮想海底面での曲げモーメントを示す。

設計水深以上に作用する外力は、(主働土圧+残留水圧+船舶けん引力)とし、また、設計水深以下に作用する外力は、(主働土圧+残留水圧-受働土圧)とする。



仮想海底面より上に作用する水平力 (常時)

仮想海底面より上に作用するモーメント (常時)

区分	水平力 P (tf/m)		作用高 y (m)		モーメント M (tf·m/m)
①	$1/2 \times 2.57 \times 1.90$	2.44	$2.64 + 1/3 \times 1.90$	3.27	7.98
②	$1/2 \times 2.57 \times 2.10$	2.70	$0.54 + 2/3 \times 2.10$	1.94	5.24
③	$1/2 \times 3.25 \times 2.10$	3.41	$0.54 + 1/3 \times 2.10$	1.24	4.23
④	$1/2 \times 3.25 \times 0.54$	0.88	$0.00 + 2/3 \times 0.54$	0.36	0.32
計		9.43			17.77

$$\text{水平力合力 } P = 9.43 \text{ (tf/m)}$$

$$\text{モーメント } M = 17.77 \text{ (tf·m/m)}$$

$$\text{作用高 } y = M/P = 17.77 / 9.43 = 1.88 \text{ (m)}$$

4. 矢板の設計

4. 1 断面諸量の算定

使用鋼矢板を IV型 とし、断面諸量を下表に示す。

鋼矢板の断面諸量 (IV型)

形状寸法			断面積 A0	断面2次モーメント I0		断面係数 Z0	
w	h	t	壁幅1m当り	1枚当り	壁幅1m当り	1枚当り	壁幅1m当り
(mm)	(mm)	(mm)	(cm ² /m)	(cm ⁴)	(cm ⁴ /m)	(cm ³)	(cm ³ /m)
400	170	15.5	242.5	4670	38600	362	2270

(1) 施工時

施工時の検討では、通常の断面2次モーメント I0 および断面係数 Z0 の 100 % を使用する。

よって、検討に用いる断面2次モーメント I1 および断面係数 Z1 は次のようになる。

$$\begin{aligned} I1 &= I0 \times 1.00 \\ &= 38600 \text{ (cm}^4\text{/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Z1 &= Z0 \times 1.00 \\ &= 2270 \text{ (cm}^3\text{/m)} \end{aligned}$$

(2) 完成時

a. 地中部における矢板断面諸量

特に防食は行なわず腐食しろで対応する。腐食厚は下表のようになる。

腐食厚の算定 (地中部)

位置	腐食速度 (mm/年/片面)	腐食期間 (年)	腐食厚 (mm)
海側	0.02	25	$t_1 = 0.50$
陸側	0.02	25	$t_2 = 0.50$

地中部における腐食後の断面2次モーメント I_2 および断面係数 Z_2 は、
 $\alpha = t_2 / t_1$ より、下表のようになる。

腐食後の断面諸量 (地中部)

区分	位置	腐食厚 (mm)	腐食厚比 $\alpha = t_2/t_1$	Z_2/Z_0 (%)	断面2次モーメント I_2 (cm ⁴ /m)	断面係数 Z_2 (cm ³ /m)
腐食前				100	38600	2270
腐食後 (地中部)	海側	$t_1 = 0.50$	1.00	94	36091	2122
	陸側	$t_2 = 0.50$				

b. 地上部における矢板断面諸量

特に防食は行なわず腐食しろで対応する。腐食厚は下表のようになる。

腐食厚の算定 (地上部)

位置	腐食速度 (mm/年/片面)	腐食期間 (年)	腐食厚 (mm)
海側	0.20	25	$t_1 = 5.00$
陸側	0.02	25	$t_2 = 0.50$

地上部における腐食後の断面2次モーメント I_3 および断面係数 Z_3 は、 $\alpha = t_2 / t_1$ より、下表のようになる。

腐食後の断面諸量 (地上部)

区分	位置	腐食厚 (mm)	腐食厚比 $\alpha = t_2/t_1$	Z_3/Z_0 (%)	断面2次モーメント I_3 (cm ⁴ /m)	断面係数 Z_3 (cm ³ /m)
腐食前				100	38600	2270
腐食後 (地中部)	海側	$t_1 = 5.00$	0.10	96	37172	2186
	陸側	$t_2 = 0.50$				

(3) 検討に用いる断面諸量

検討に用いる断面諸量は、次の表のようになる。

断面二次モーメント

	断面の検討	根入れ長の検討	変位量の検討	
			$\delta 1, \delta 3$	$\delta 2$
完成時	36091 (I2)	38600 (I0)	36091 (I2)	37172 (I3)

断面係数

		断面の検討
完成時	地中部	2122 (Z2)
	地上部	2186 (Z3)

4. 2 矢板断面の検討

(1) 完成時

完成時の矢板断面の検討では、地中部最大曲げモーメントに対する応力度の検討と地上部（仮想海底面）最大曲げモーメントに対する応力度の検討を行うものとする。

a. 地上部最大曲げモーメントの算定

矢板壁を無限長の長杭とみなし、杭の横抵抗に関するチャンの方法に基づいて電算により算定する。

i) 土質条件

① N値

平均N値は 5.0 とする。

② 横抵抗係数 K_h

横抵抗係数 K_h は $0.20 \times N$ から、 $K_h = 1.00 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$ とする。

ii) 外力条件

矢板壁に作用する分布荷重を作用力の重心位置に働く集中荷重に置き換えて計算する。

「完成時の外力の算定」より、外力の作用状況は下表のようになる。

区分	作用位置 (m)	水平力 (tf/m)
常時	1.88	9.43

iii) 解析結果

電算による解析結果を下表に示す。

チャンの式に基づき、電算による解析結果（完成時）

項目	常時
計算条件	
仮想海底面レベル (m)	-2.54
上部工天端レベル (m)	+2.00
杭幅 B (cm)	100
杭の曲げ剛性 EI (kgf·cm ²)	7.579e+010
水平力の作用位置 (m)	1.88
杭頭条件	自由
水平力 (tf)	9.43
地盤の横抵抗定数 Kh (kgf/cm ²)	1.00
特性値 $\beta = (Kh \cdot B / 4 EI)^{1/4}$ (cm ⁻¹)	4.262e-003
計算結果	
地表面変位 (cm)	1.45
地表面たわみ角 (rad)	0.00891
地中部最大曲げ t-ノット (kgf·m)	2137000
曲げ t-ノット 第1ゼロ点 l_{m1} (m)	6.39

b. 地上部最大曲げモーメントの算定

矢板壁に生じる地上部最大曲げモーメントは、仮想海底面を支点とする片持ち梁として計算する。よって地上部最大曲げモーメントは、「完成時の外力の算定」で得られた仮想海底面から上に作用する水平力による仮想海底面でのモーメントの総和に等しい。

従って、地上部最大曲げモーメント $M_{\max,u}$ は、「完成時の外力の算定」より以下ようになる。

1) 常時

$$M_{\max,u} = 1777000 \text{ (kgf}\cdot\text{cm/m)}$$

c. 応力度の検討

完成時における矢板の応力度は、次式により求める。

i) 常時

①地中部最大曲げモーメントによる応力度の検討

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M_{\max}}{Z_1} = \frac{2137000}{2122} \\ &= 1007 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} < \sigma_{ba} = 1800 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

∴ Ok

②地上部最大曲げモーメントによる応力度の検討

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M_{\max, u}}{Z_1} = \frac{1777000}{2186} \\ &= 813 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} < \sigma_{ba} = 1800 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

∴ Ok

4.3 矢板根入長の検討

矢板根入長の検討は、矢板壁を無限長の長杭とみなし、杭の横抵抗に関するチャンの方法に基づいて行なうものとする。

チャンの方法では、矢板を無限長の長杭とみなし得るためには、地表面より $2m_1$ (最大曲げモーメントの第1ゼロ点の深さ) 以上の根入れ長が必要であるとしている。

(1) 有効長の算定

「矢板断面の検討」で示した土質条件と外力条件より、頭部自由杭の有効長を電算により算定する。

a. 完成時

電算による解析結果を下表に示す。

チャンの式に基づく、電算による解析結果 (完成時)

項目	常時
計算条件	
仮想海底面レベル (m)	-2.54
上部工天端レベル (m)	+2.00
杭幅 B (cm)	100
杭の曲げ剛性 EI (kgf・cm ²)	8.106e+010
水平力の作用位置 (m)	1.88
杭頭条件	自由
水平力 (tf)	9.43
地盤の横抵抗定数 Kh (kgf/cm ²)	1.00
特性値 $\beta = (Kh \cdot B / 4EI)^{1/4}$ (cm ⁻¹)	4.191e-003
計算結果	
地表面変位 (cm)	1.41
地表面たわみ角 (rad)	0.00853
地中部最大曲げ $t\text{-}M/t$ (kgf・m)	2147000
曲げ $t\text{-}M/t$ 第1ゼロ点 $2m_1$ (m)	6.51

(2) 根入長の検討

前項で示した「有効長の算定」の計算結果を下表に示す。

各検討ケースにおける有効長の計算結果

検討ケース	有効長 $3/\beta$ (m)	仮想海底面レベル (m)	必要矢板先端高 (m)
完成時			
常時	7.16	-2.54	-9.70

上表より、矢板先端高は次のようになる。

矢板先端高 D.L. \leq -9.70 (m) より

D.L. -10.50 (m) とする。

矢板先端高が D.L. +3.50 であるので

矢板の全長 L は

$L = 14.00$ (m) となる。

4. 4 矢板壁天端における変位量の検討

矢板壁天端の変位量 δ は、次の3つの量の和として表わされる。

- ① 仮想海底面での矢板のたわみ量 δ_1
- ② 仮想海底面から上の矢板のたわみ量 δ_2
- ③ 仮想海底面での矢板のたわみ角による仮想海底面から上の矢板の回転のため生じる矢板天端のたわみ量 δ_3

(1) δ_1 および δ_3 の算定

仮想海底面での矢板のたわみ量 δ_1 および仮想海底面での矢板のたわみ角による仮想海底面から上の矢板の回転の生じる矢板のたわみ量 δ_3 は、矢板壁を長杭とみなし、杭の横抵抗に関するチャンの方法に基づいて、「矢板断面の検討」で示した土質条件と外力条件より、電算にて算定するものとする。

δ_1 および δ_3 は、チャンの方法により得られた解析値を用いて次の形で表わされる。

$$\delta_1 = y_0$$

$$\delta_3 = i_0 \cdot hL$$

ここに

y_0 ; 地表面変位 (cm)

i_0 ; 地表面におけるたわみ角 (rad)

hL ; 仮想海底面から矢板天端までの高さ (cm)

a. 完成時

電算による解析結果を下表に示す。

チャンの式に基づく、電算による解析結果（完成時）

項目	常時
計算条件	
仮想海底面レベル (m)	-2.54
上部工天端レベル (m)	+2.00
杭幅 B (cm)	100
杭の曲げ剛性 EI (kgf・cm ²)	7.579e+010
水平力の作用位置 (m)	1.88
杭頭条件	自由
水平力 (tf)	9.43
地盤の横抵抗定数 Kh (kgf/cm ²)	1.00
特性値 $\beta = (Kh \cdot B / 4EI)^{1/4}$ (cm ⁻¹)	4.262e-003
計算結果	
地表面変位 (cm)	1.45
地表面たわみ角 (rad)	0.00891
地中部最大曲げ t-ノット (kgf・m)	2137000
曲げ t-ノット 第1ゼロ点 l_{m1} (m)	6.39

よって、 $\delta 1$ および $\delta 3$ は以下のようなになる。

i) 常時

$$\delta 1 = 1.45 \text{ (cm)}$$

$$\begin{aligned} \delta 3 &= 0.00891 \times 454 \\ &= 4.05 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

(2) δ_2 の算定

δ_2 は、矢板を分布荷重および集中荷重（船舶のけん引力）が載荷された片持ち梁として、電算にて算定する。

a. 完成時

外力の作用状況は「完成時の外力の算定」に示したとおりである。

電算結果より、 δ_2 は以下のようになる。

i) 常時

$$\delta_2 = 1.00 \text{ (cm)}$$

(3) 変位量の検討

a. 完成時

i) 常時

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 = 1.45 + 1.00 + 4.05 \\ &= 6.50 \text{ (cm)} \approx 6.5 \text{ (cm)} < 10 \text{ (cm)}\end{aligned}$$

∴ Ok

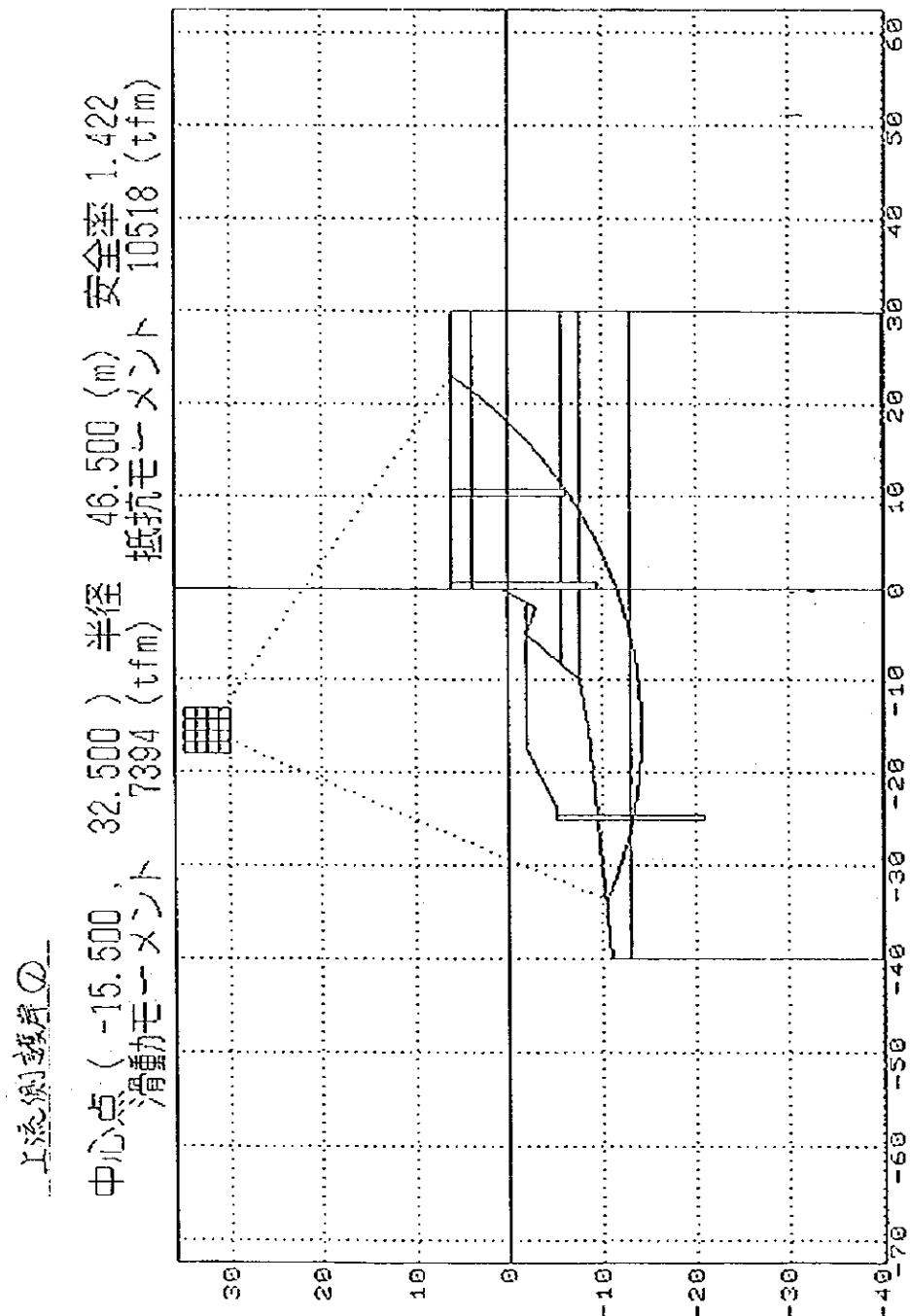
2 - 7 円形スベリ安全率

1. 前面マウンドの形状

浸食に伴う補強のための前面マウンドの形状(盛土高及び天端幅)は基本的には地盤の円形すべりに対する照査により決定される。

これについては設計計算書の p 2-112~115 に示す。

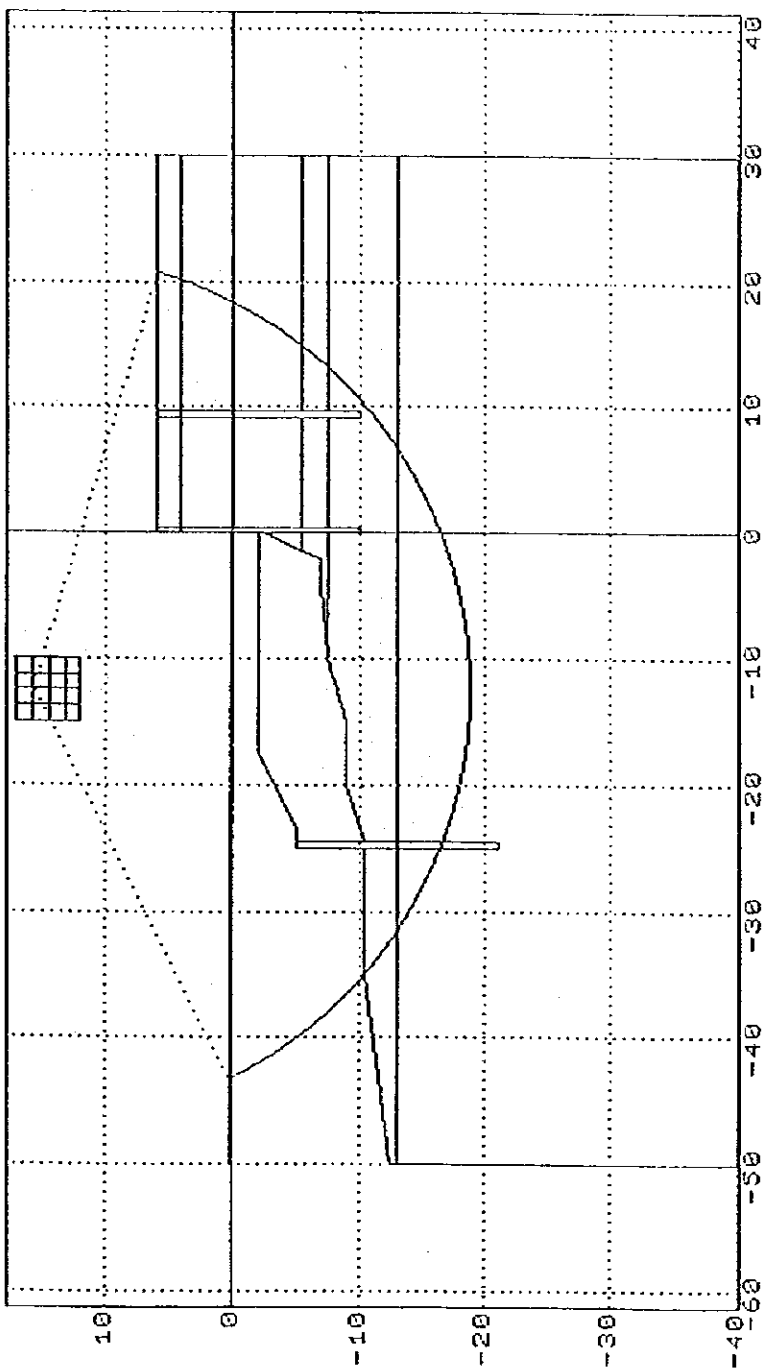
この結果、盛土天端高 D.L.-2.00m、天端幅 B=17.5m の場合、計算書 p 2-114 に示すようにすべりに対する最小安全率は 1.334 であり基準の安全率 $F_s=1.3$ を満足する。またこの天端幅は資料 9 (まとめ 2/2) でも検討したように、受働崩壊面が天端と交わるための長さを充分確保している。



6.1

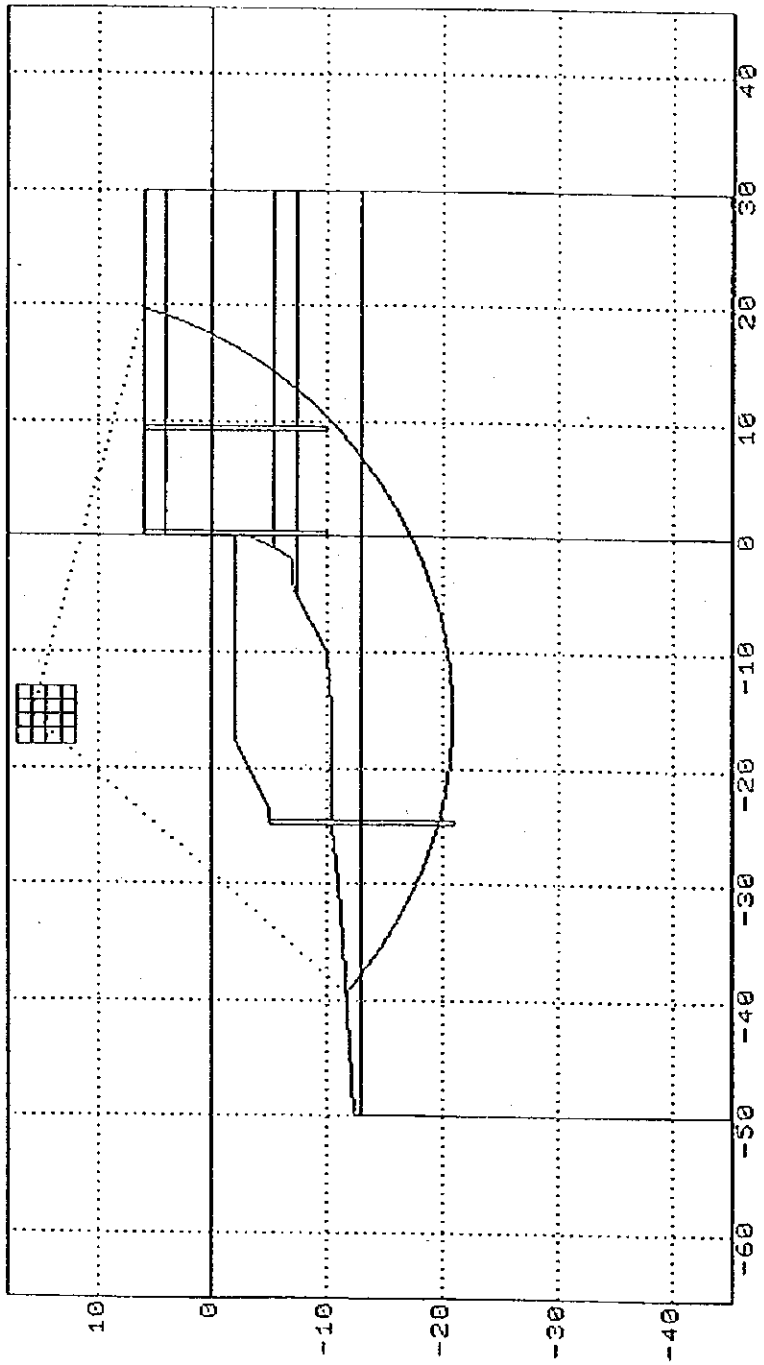
ゲリ前面護岸②

中心点 (-12.500, 15.750) 半径 34.500 (m) 安全率 1.361
 滑動モーメント 6545 (tfm) 抵抗モーメント 8909 (tfm)



ゲート前面護岸③

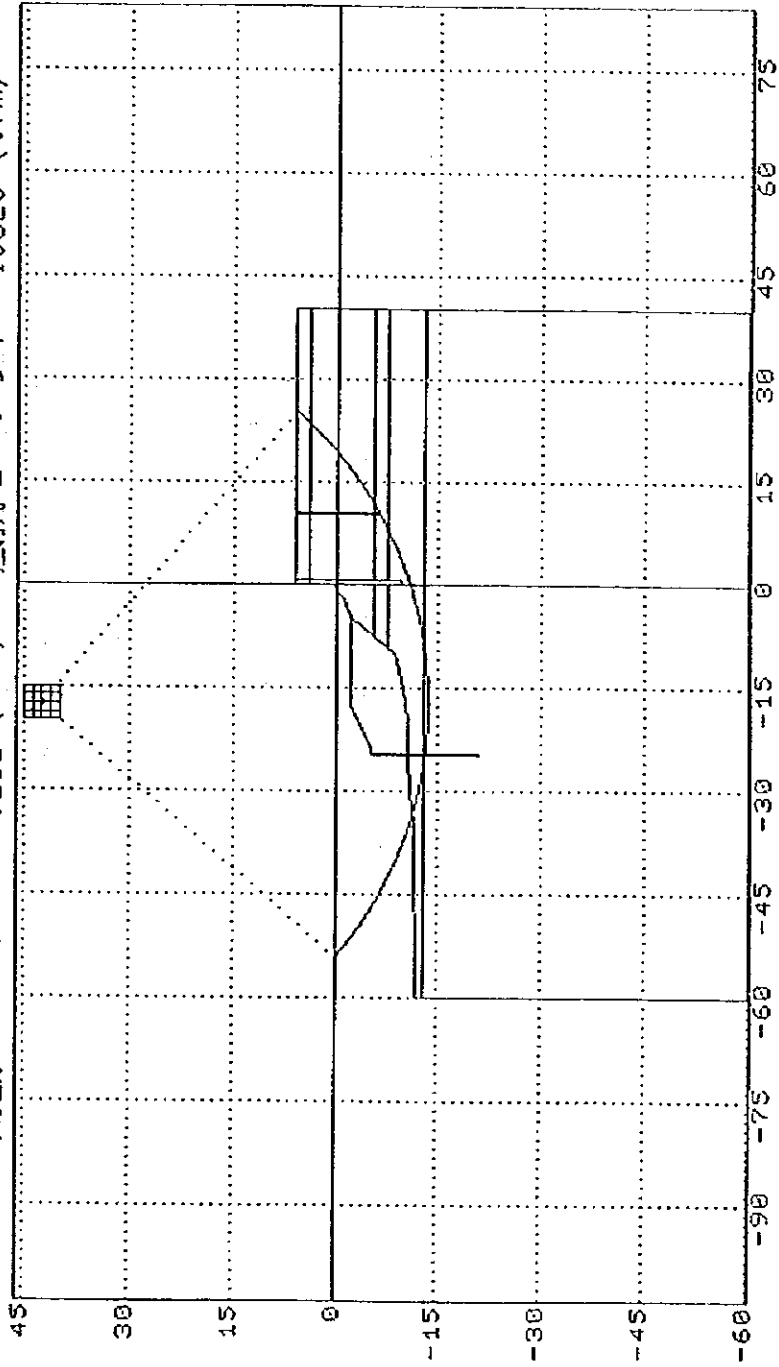
中心点 (-15.500, 15.750) 半径 36.500 (m) 安全率 1.334
滑動モーメント 7860 (tfm) 抵抗モーメント 10484 (tfm)



6.4

下流側護岸④

中心点 (-17.500, 42.500) 半径 56.100 (m) 安全率 1.416
滑動モーメント 9202 (tfm) 抵抗モーメント 13028 (tfm)

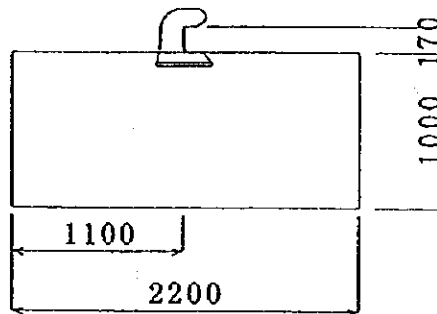
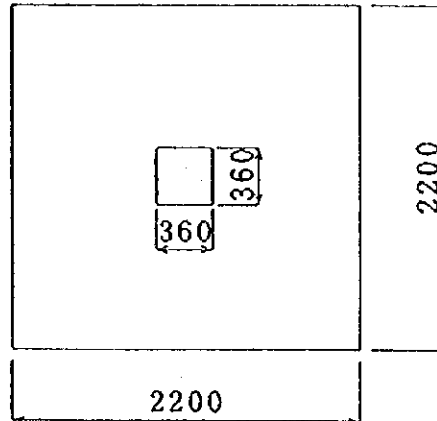


3. 係船柱基礎の安定計算

係船柱基礎の安定計算は、(1)滑動、(2)支持力、(3)転倒について行う。

3-1 形状寸法

使用係船柱：係船曲柱5t型



3-2 安定計算結果

1) 滑動の検討

滑動に対しては、以下の式を満足するものとする。

$$F \leq f \cdot W/P$$

ここに、W：壁体に作用する全鉛直力

P：壁体に作用する全水平力

f：壁体底面と基礎との摩擦係数（本検討では $f = \tan \delta$ とする。）

F：安全率（異常時1.0以上）

係船曲柱に作用する牽引力は、あらゆる方向に作用することから

$$F \leq (W - P \sin \theta) \tan \delta / P \cos \theta$$

$\theta = 0^\circ$ のとき

$$(12.41 - 5 \times \sin 0^\circ) \times \tan 30^\circ / 5.0 \times \cos 0^\circ = 1.33 \geq 1.0 \quad \text{— OK —}$$

$\theta = 15^\circ$ のとき

$$(12.41 - 5 \times \sin 15^\circ) \times \tan 30^\circ / 5.0 \times \cos 15^\circ = 1.33 \geq 1.0 \quad \text{— OK —}$$

$\theta = 45^\circ$ のとき

$$(12.41 - 5 \times \sin 45^\circ) \times \tan 30^\circ / 5.0 \times \cos 45^\circ = 1.45 \geq 1.0 \quad \text{— OK —}$$

$\theta = 75^\circ$ のとき

$$(12.41 - 5 \times \sin 75^\circ) \times \tan 30^\circ / 5.0 \times \cos 75^\circ = 3.38 \geq 1.0 \quad \text{— OK —}$$

よって、滑動に対して安全である。

2) 支持力に対する検討

許容支持力は以下の式によって算定するものとする。

$$q_a = 1/F \times (\beta \gamma_1 B N_r + \gamma_2 D N_q) + \gamma_3 D$$

ここに、 q_a ：許容支持力 (tf/m²)

B：基礎の最小幅 (m)

D：基礎の根入れ深さ (m)

γ_1 ：基礎底面から下の地盤の土の単位体積重量 (tf/m³)

γ_2 ：基礎底面から上の地盤の土の単位体積重量 (tf/m³)

F：安全率 $\left(\begin{array}{ll} \text{重要な構造物} & 2.5 \text{以上} \\ \text{その他の構造物} & 1.5 \text{以上} \end{array} \right)$

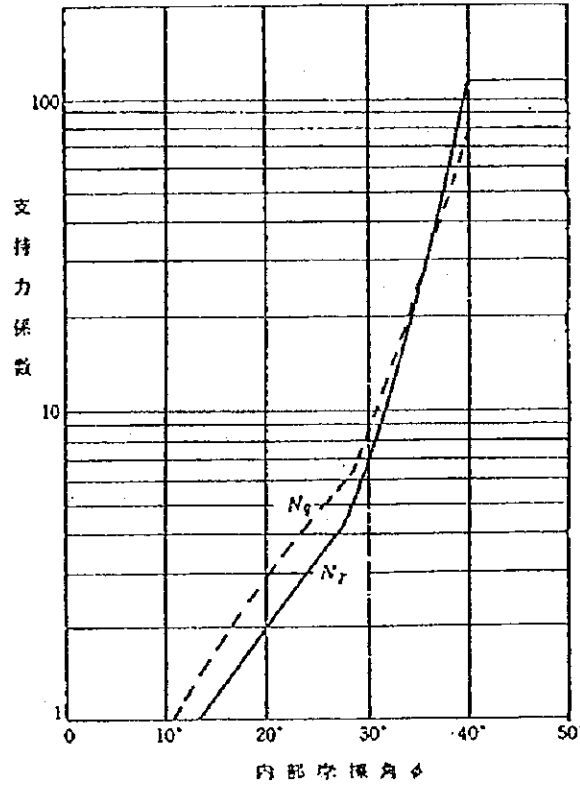
N_r, N_q ：支持力係数

β ：基礎の形状係数

形状係数

基礎面の形状	連続形	正方形	円形	長方形
β	0.5	0.4	0.3	$0.5 - 0.1\left(\frac{B}{L}\right)$

注) B:長方形の短辺長 (m)
L:長方形の長辺長 (m)



支持力係数

$$q_a = 1/2.5 \times (0.4 \times 1.90 \times 2.20 \times 7 + 1.90 \times 1.00 \times 9) + 1.90 \times 1.00 = 13.42 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

地盤反力の計算

地盤反力が最大になるのは、係船曲柱に水平に牽引力がかかったとき ($\theta = 0^\circ$ のとき) であることから

合力の作用位置

$$d = (12.41 \times 1.10 - 5.0 \times 1.17) / 12.41 = 0.629 \text{ (m)}$$

地盤反力の作用幅

$$x = 3 \times d = 3 \times 0.629 = 1.887 \text{ m} < B = 2.2 \text{ m} \quad \therefore \text{三角形分布}$$

$$Q = \frac{2 \times 12.41}{3 \times 0.629} \times \frac{1}{2.20}$$

$$= 5.98 \text{ (tf/m}^2\text{)} \leq 13.42 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

--OK--

3) 転倒の検討

転倒に対しては、以下の式を満足するものとする。

$$F \leq W \cdot t / P \cdot h$$

ここに、W：壁体に作用する全鉛直力

P：壁体に作用する全水平力

t：壁体に作用する全鉛直力の合力の作用線から壁体前しまでの距離

h：壁体に作用する全水平力の合力の作用線から壁体底面までの高さ

F：安全率（異常時1.1以上）

係船曲柱に作用する牽引力は、あらゆる方向に作用することから

$$F \leq t \times (W - P \sin \theta) / h \times P \cos \theta$$

$\theta = 0^\circ$ のとき

$$1.10 \times (12.41 - 5.0 \times \sin 0^\circ) / 1.17 \times 5.0 \times \cos 0^\circ = 2.33 \geq 1.1 \quad \text{—OK—}$$

$\theta = 15^\circ$ のとき

$$1.10 \times (12.41 - 5.0 \times \sin 15^\circ) / 1.17 \times 5.0 \times \cos 15^\circ = 2.16 \geq 1.0 \quad \text{—OK—}$$

$\theta = 45^\circ$ のとき

$$1.10 \times (12.41 - 5.0 \times \sin 45^\circ) / 1.17 \times 5.0 \times \cos 45^\circ = 2.36 \geq 1.0 \quad \text{—OK—}$$

$\theta = 75^\circ$ のとき

$$1.10 \times (12.41 - 5.0 \times \sin 75^\circ) / 1.17 \times 5.0 \times \cos 75^\circ = 5.51 \geq 1.0 \quad \text{—OK—}$$

よって、転倒に対して安全である。

4. 被服石の計算

4-1 検討条件

流速 $v = 1.5 \text{ m/S}$

法勾配 1:2

4-2 仕様計算結果

1) アメリカ工兵隊の基準

$$D_m = \frac{1}{E_i^2 \cdot 2g(\rho_s/\rho - 1)} V_o^3 \quad (\text{m})$$

 $E_i : 0.86 \sim 1.20$ $\rho_s/\rho : 2.65$ $g : 9.80 \text{ m/s}^2$

$$D_m = \frac{1}{(0.86 \sim 1.2)^2 \times 2 \times 9.8(2.65-1)} \times 1.5^3$$

$$= 0.09 \sim 0.05 \text{ m}$$

$$K = \frac{1}{\cos \theta \{1 - (\tan^2 \theta / \tan^2 \phi)\}^{1/2}}$$

勾配 1:2 $K = 1.96$ $\phi = 38^\circ$

$$D_m' = 0.09 \times 1.46 = 0.13 \text{ m} \rightarrow 15 \text{ cm}$$

2) 港湾基準 (米国防海岸浸食局)

$$d_g = \frac{V^3}{2g \gamma^2 (S_r - 1) (\cos \alpha - \sin \alpha)}$$

 $\gamma = 0.86 \sim 1.20$ $\alpha = 26.565^\circ (1:2)$

$$d_g = \frac{1.50^3}{2 \times 9.8 \times (0.86 \sim 1.20)^2 (2.65 - 1) (\cos 26.565^\circ - \sin 26.565^\circ)}$$

$$= 0.21 \sim 0.11 \text{ m}$$

捨て石として

$$d_g = 0.21 \text{ m} \rightarrow 25 \text{ cm}$$

以上より、本工事においては現在まで浸食状況、流速の設定方法の不確実性より安全側に港湾基準（米国海岸浸食局）により捨て石（中詰石）の形状、仕様を決定する。

比重 $\rho = 2.65$ 以上

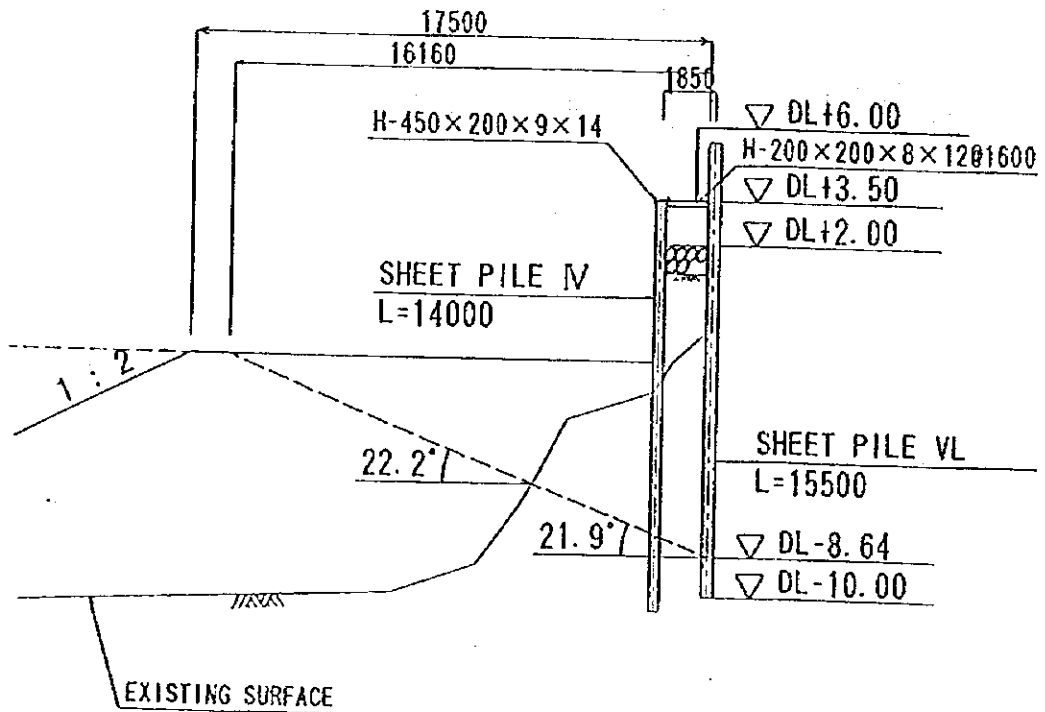
$\phi = 25 \text{ cm}$, $W = 50.0 \text{ kg/個}$ 以上（立方体とした場合）

4-3 被覆石 範囲の検討

被覆石貼は既設護岸矢板の受動土圧が十分期待できる範囲までとする。その範囲は、対象となる矢板の必要根入れ位置からの受動崩壊面と被覆石貼天端DL-2.00mが交差した位置とする。

また矢板の必要根入れ位置は、受動側の中詰め砂層の下端をDL-5.50mとして算出するものとする。（次頁以降電算リスト参照）

既設護岸矢板



上記の算出図より、被覆石貼の天端幅を17.50mとする。

1. 設計条件

1.1 形状条件

(1) 施工延長	12.00 m
(2) 天端高	+6.00 m
(3) 矢板天端高	+5.50 m
(4) 計画水深	-2.00 m
(5) 設計水深	-2.00 m
(6) エプロン幅	10.0 m
(7) エプロン勾配	.00 %
(8) タイ材取付位置	+4.00 m
(9) タイ材の傾き	.00 度

1.2 自然条件

(1) 潮位	H. W. L.	+5.30 m
	L. W. L.	+1.10 m
(2) 残留水位	R. W. L.	+4.00 m
(3) 土質条件		

a. 陸側の土質条件

土質	レベル (m)		層厚 (m)	単位体積重量		内部 摩擦角 ϕ	壁面 摩擦角 δ	粘着力	
	上面	下面		湿潤	飽和			c _o	k
砂質土	+6.00	+2.50	3.50	1.80	1.90	30.0	15.0	.00	.00
粘性土	+2.50	-5.50	8.00	1.60	1.60	.0	.0	.70	.00
砂質土	-5.50	-7.50	2.00	1.80	2.00	28.0	14.0	.00	.00
砂質土	-7.50	-13.00	5.50	1.80	2.00	34.0	17.0	.00	.00
粘性土	-13.00	-27.00	14.00	1.80	1.80	.0	.0	4.85	.00

粘着力基準面 +6.00 m

b. 海側の土質条件

土質	レベル (m)		層厚 (m)	単位体積重量		内部 摩擦角 ϕ	壁面 摩擦角 δ	粘着力	
	上面	下面		湿潤	飽和			c _o	k
砂質土	-2.00	-5.50	3.50	1.80	2.00	27.5	-13.8	.00	.00
砂質土	-5.50	-7.50	2.00	1.80	2.00	28.0	-14.0	.00	.00
砂質土	-7.50	-13.00	5.50	1.80	2.00	34.0	-17.0	.00	.00
粘性土	-13.00	-27.00	14.00	1.80	1.80	.0	.0	4.85	.00

粘着力基準面 +6.00 m

(海側)					(陸側)				
H.W.L. +5.30			天端高 +6.00		+0.0%				
			材位置 +4.00		R.W.L. +4.00				
					+2.50	30.0	15.0	8.00	0.00
L.W.L. +0.10									
計画水深 -2.00			設計水深 -2.00						
-5.50	27.5	-13.8	0.00	0.00	-5.50	0.0	0.0	0.70	0.00
-7.50	28.0	-14.0	0.00	0.00	-7.50	28.0	14.0	0.00	0.00
-13.00	34.0	-17.0	0.00	0.00	-13.00	34.0	17.0	0.00	0.00
-27.00	0.0	0.0	4.85	0.00	-27.00	0.0	0.0	4.85	0.00
	[φ]	[δ]	[Co]	[K]		[φ]	[δ]	[Co]	[K]

1.3 荷重条件

(1) 単位体積重量

名 称	単位体積重量(tf/m ³)
鉄筋コンクリート	2.45
無筋コンクリート	2.30
海水	1.03

(2) 上載荷重

常 時 (主働側) 1.00 (tf/m²) (受働側) .00 (tf/m²)

2. 矢板の設計

2.1 土圧及び残留水圧の算定

(1) 常時

a. 土圧強度及び残留水圧強度の算定

i) 砂質土の土圧強度

砂質土の土圧強度は、次式により求める。

$$p_a = K_a \cdot \cos \delta (\Sigma \gamma h + w)$$

$$p_p = K_p \cdot \cos \delta (\Sigma \gamma h + w)$$

ここに

p_a : 主働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

p_p : 受働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

K_a : 主働土圧係数

K_p : 受働土圧係数

ϕ : 内部摩擦角 (度)

δ : 壁面摩擦角 (度)

γ : 土の単位体積重量 (tf/m³)

h : 各土層の厚さ (m)

w : 上載荷重の大きさ (tf/m²)

土圧係数は、次式により求める。

$$K_a \cdot \cos \delta = \frac{\cos^2 \phi}{[1 + \sqrt{(\sin(\phi + \delta) \cdot \sin \phi / \cos \delta)}]^2}$$

$$K_p \cdot \cos \delta = \frac{\cos^2 \phi}{[1 - \sqrt{(\sin(\phi + \delta) \cdot \sin \phi / \cos \delta)}]^2}$$

ii) 粘性土の土圧強度

壁面に作用する土圧強度は次式によって算定し、構造物に危険となる土圧分布をとるものとする。

$$p_a = \max \{ p_{a1} = \Sigma \gamma h + w - 2c, p_{a2} = Kc (\Sigma \gamma h + w) \}$$

$$p_p = \Sigma \gamma h + w + 2c$$

ここに

p_a ; 主動土圧強度の水平成分 (tf/m²)

p_{a1} ; 主動土圧強度の水平成分 (tf/m²)

p_{a2} ; 主動土圧強度の水平成分 (tf/m²)

p_p ; 受働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

Kc ; 圧密平衡係数 $Kc = 0.5$

γ ; 土の単位体積重量 (tf/m³)

h ; 各土層の厚さ (m)

w ; 上載荷重の大きさ (tf/m²)

c ; 粘着力 (tf/m²)

$\max(a, b)$; a または b のいずれか大きい値

iii) 残留水圧強度

$$p_w = \gamma_w \cdot h_w$$

ここに

p_w ; 残留水圧強度 (tf/m²)

γ_w ; 海水の単位体積重量 (tf/m³)

h_w ; 残留水位差 (m)

iv) 計算結果

計算結果を土圧強度表及び土圧分布図に示す。

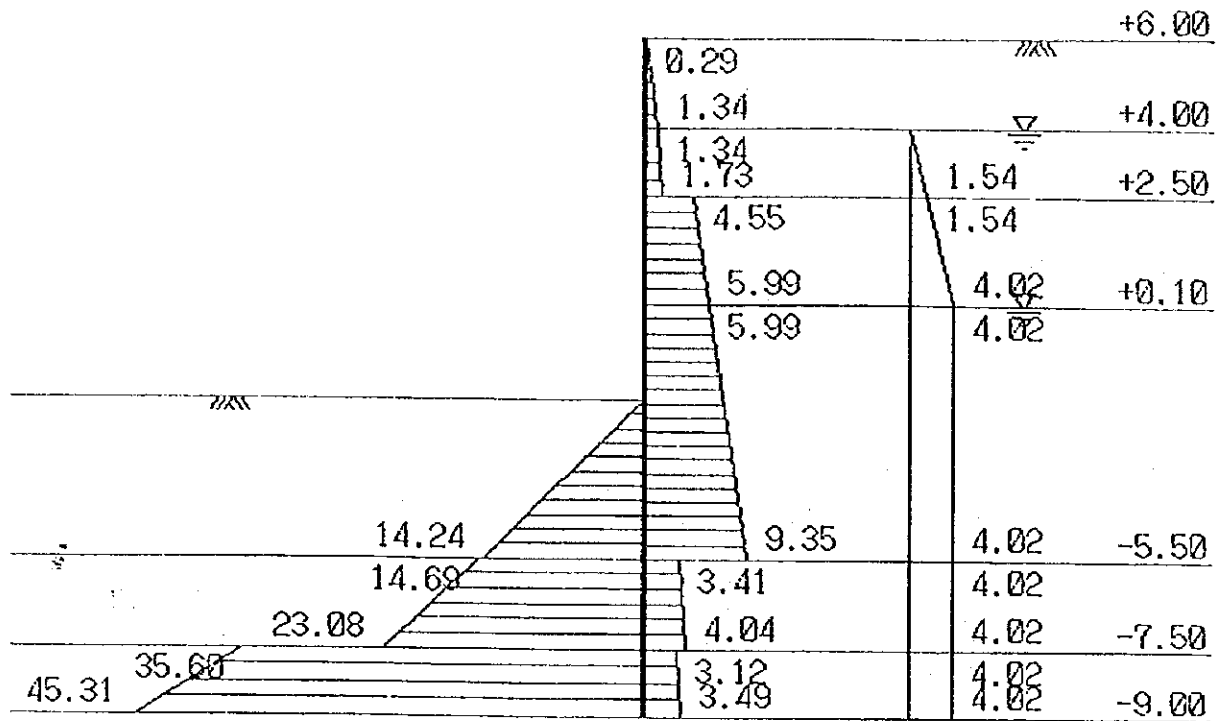
上載荷重 w は、次のとおりとする。

$$w = 1.00 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

残留水圧強度 p_w は次のようになる。

$$\begin{aligned} p_w &= 1.03 \times 3.90 \\ &= 4.02 \text{ (tf/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

【常時】 受働土圧 主働土圧 残留水圧



土圧強度分布図 (常時)

主働土圧強度 の水平成分	震度	位置 (m)	ξa (°)	$\Sigma rh+w$ tf/m ²	$Ka \cdot \cos \delta$	c tf/m ²	pa1 tf/m ²	pa2 tf/m ²	pa tf/m ²
$\gamma = 1.80$.00	+6.00	56.9	1.00	.291	----	----	----	.29
$\phi = 30.0^\circ \delta = 15.0^\circ$.00	+4.00	56.9	4.60	.291	----	----	----	1.34
$\gamma = .90$.00	+4.00	56.9	4.60	.291	----	----	----	1.34
$\phi = 30.0^\circ \delta = 15.0^\circ$.00	+2.50	56.9	5.95	.291	----	----	----	1.73
$\gamma = .60$.00	+2.50	45.0	5.95	----	.70	4.55	2.97	4.55
$C = .70 + .00Z$.00	+1.10	45.0	7.39	----	.70	5.99	3.69	5.99
$\gamma = .60$.00	+1.10	45.0	7.39	----	.70	5.99	3.69	5.99
$C = .70 + .00Z$.00	-5.50	45.0	10.75	----	.70	9.35	5.37	9.35
$\gamma = 1.00$.00	-5.50	55.7	10.75	.317	----	----	----	3.41
$\phi = 28.0^\circ \delta = 14.0^\circ$.00	-7.50	55.7	12.75	.317	----	----	----	4.04
$\gamma = 1.00$.00	-7.50	59.2	12.75	.245	----	----	----	3.12
$\phi = 34.0^\circ \delta = 17.0^\circ$.00	-13.00	59.2	18.25	.245	----	----	----	4.47

主働土圧強度 の水平成分	震度	位置 (m)	ξa (°)	$\Sigma rh+w$ tf/m ²	$Ka \cdot$ $\cos \delta$	c tf/m ²	pa1 tf/m ²	pa2 tf/m ²	pa tf/m ²
$\gamma = .80$.00	-13.00	45.0	18.25	----	4.85	8.55	9.12	9.12
$C = 4.85 + .00Z$.00	-27.00	45.0	29.45	----	4.85	19.75	14.72	19.75

受働土圧強度 の水平成分	震度	位置 (m)	ξp (°)	$\Sigma rh+w$ tf/m ²	$Kp \cdot$ $\cos \delta$	c tf/m ²	pp tf/m ²
$\gamma = 1.00$.00	-2.00	22.2	.00	4.068	----	.00
$\phi = 27.5^\circ \quad \delta = -13.8^\circ$.00	-5.50	22.2	3.50	4.068	----	14.24
$\gamma = 1.00$.00	-5.50	21.9	3.50	4.197	----	14.69
$\phi = 28.0^\circ \quad \delta = -14.0^\circ$.00	-7.50	21.9	5.50	4.197	----	23.08
$\gamma = 1.00$.00	-7.50	18.1	5.50	6.472	----	35.60
$\phi = 34.0^\circ \quad \delta = -17.0^\circ$.00	-13.00	18.1	11.00	6.472	----	71.19
$\gamma = .80$.00	-13.00	45.0	11.00	----	4.85	20.70
$C = 4.85 + .00Z$.00	-27.00	45.0	22.20	----	4.85	31.90

b. 土圧の水平成分と残留水圧の合力及びモーメントの算定

土圧及び残留水圧の合力とタイ材取付点回りのモーメントを次表に示す。

これらの表より、タイ材取付点回りのモーメントは次のようになる。

$$M_a = 471.14 \text{ (tf}\cdot\text{m/m)}$$

$$M_p = 1352.09 \text{ (tf}\cdot\text{m/m)}$$

$$M_w = 329.25 \text{ (tf}\cdot\text{m/m)}$$

ここで

M_a ; 主働土圧のタイ材取付点回りのモーメント (tf·m/m)

M_p ; 受働土圧の " (tf·m/m)

M_w ; 残留水圧の " (tf·m/m)

主働土圧の合力及びモーメント						
No.	P_a (tf/m)		アーム長 y (m)		M_a (tf·m/m)	
1	1/2×	.29× 2.00	.29	.00 - 2/3× 2.00	-1.33	-.39
2	1/2×	1.34× 2.00	1.34	.00 - 1/3× 2.00	-.67	-.90
3	1/2×	1.34× 1.50	1.01	.00 + 1/3× 1.50	.50	.51
4	1/2×	1.73× 1.50	1.30	.00 + 2/3× 1.50	1.00	1.30
5	1/2×	4.55× 2.40	5.46	1.50 + 1/3× 2.40	2.30	12.56
6	1/2×	5.99× 2.40	7.19	1.50 + 2/3× 2.40	3.10	22.29
7	1/2×	5.99× 5.60	16.77	3.90 + 1/3× 5.60	5.77	96.76
8	1/2×	9.35× 5.60	26.18	3.90 + 2/3× 5.60	7.63	199.75
9	1/2×	3.41× 2.00	3.41	9.50 + 1/3× 2.00	10.17	34.68
10	1/2×	4.04× 2.00	4.04	9.50 + 2/3× 2.00	10.83	43.75
11	1/2×	3.12× 1.50	2.34	11.50 + 1/3× 1.50	12.00	28.08
12	1/2×	3.49× 1.50	2.62	11.50 + 2/3× 1.50	12.50	32.75
合計			71.95			471.14

受働土圧の合力及びモーメント						
No.	P_p (tf/m)		アーム長 y (m)		M_p (tf·m/m)	
1	1/2×	.00× 3.50	.00	6.00 + 1/3× 3.50	7.17	.00
2	1/2×	14.24× 3.50	24.92	6.00 + 2/3× 3.50	8.33	207.58
3	1/2×	14.69× 2.00	14.69	9.50 + 1/3× 2.00	10.17	149.40
4	1/2×	23.08× 2.00	23.08	9.50 + 2/3× 2.00	10.83	249.96
5	1/2×	35.60× 1.50	26.70	11.50 + 1/3× 1.50	12.00	320.40
6	1/2×	45.31× 1.50	33.98	11.50 + 2/3× 1.50	12.50	424.75
合計			123.37			1352.09

2.2 根入れ長に対する検討

(1) フリーアースサポート法による根入れ長の検討

フリーアースサポート法による矢板の根入れ長に対する安全率は次式により求められる。

$$F = \frac{MP}{MA} = \frac{Mp}{Ma+Mw}$$

ここに

F ; 根入れ長に対する安全率

MP ; 受働側の外力によるタイ材取付点回りのモーメント (tf・m/m)

MA ; 主働側の外力によるタイ材取付点回りのモーメント (tf・m/m)

Mp ; 受働土圧によるタイ材取付点回りのモーメント (tf・m/m)

Ma ; 主働土圧によるタイ材取付点回りのモーメント (tf・m/m)

Mw ; 残留水圧によるタイ材取付点回りのモーメント (tf・m/m)

a. 矢板の根入れ長と安全率の関係

・常時

No	レベル	主働土圧によるモーメント	受働土圧によるモーメント	残留水圧によるモーメント	安全率
1	-5.50	331.92	207.66	171.08	.41
2	-7.50	410.35	607.04	255.44	.91
3	-13.00	711.15	4881.41	570.27	3.81
4	-27.00	5734.91	13901.21	1919.98	1.82

b. 決定長に対する安全率

電算処理により、必要根入れ長は次のとおりである。

常時 : D.L. -8.64 m

・常時

$$F = \frac{1352.09}{471.14 + 329.25} = 1.69 > 1.50 \quad \therefore \text{O.K}$$

5. 既設護岸矢板（前面鋼管矢板打設時）の検討

前面鋼管矢板を打設する際にドック前面をDL-3.00mまで埋め戻した場合の既設護岸矢板の検討、および埋め戻し天端幅の検討を行う。ただし、既設護岸矢板背面側の地盤はDL+4.00mまで掘り下げるものとする。

5-1 設計条件

- ・腐食年数：8年とする。
- ・許容応力度：仮設時の検討であることから1.5倍割増す。 $(\sigma_{\text{容}} = 2700\text{kgf/cm}^2)$
- ・安全率：フリーサポート法による矢板の根入れ長に対する安全率は、 $F = 1.20$ （異常時）とする。
- ・上載荷重：考慮しない。
- ・残留水位：DL+4.00m

5-2 構造計算

1) 矢板の断面係数

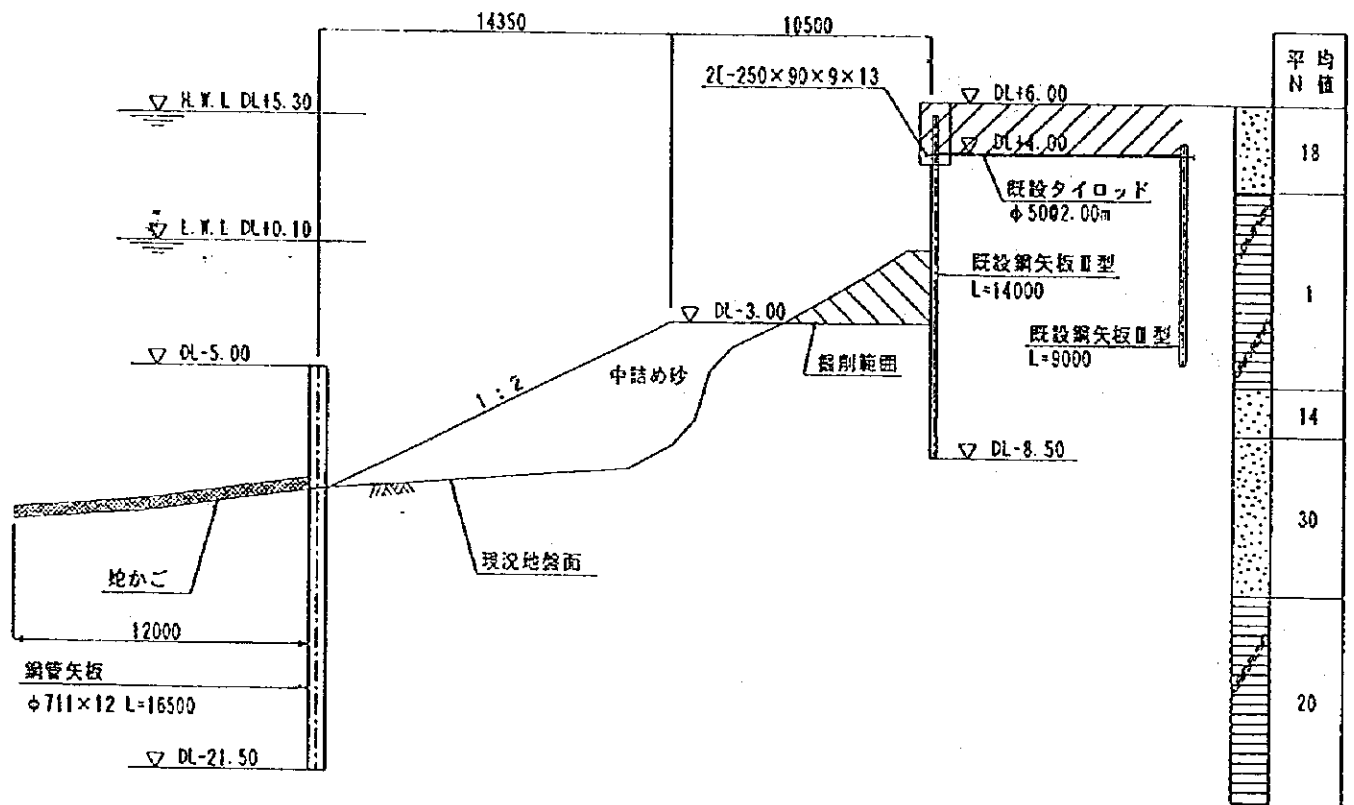
矢板の断面係数（腐食年数8年）

種別	区分	腐食しろ mm		α t_2/t_1	腐食前 Z_0 cm ³ /m	Z_0/Z %	腐食後 Z cm ³ /m
		海側 t_1	陸側 t_2				
Ⅲ型	海底面以上	1.60	0.16	0.100	1,340	87.3	1,170
	海底面以深	0.16	0.16	1.000		97.0	1,300

2) 検討断面及び計算結果

次頁以降参照。

既設護岸矢板検討断面図



計算結果

必要根入れ長 : DL-8.04 m

決定長に対する安全率 : 1.48 > 1.20

-OK-

応力度 : 2433 kgf/cm² < 2700 kgf/cm²

-OK-

1. 設計条件

1.1 形状条件

(1) 施工延長	15.00 m
(2) 天端高	+4.00 m
(3) 矢板天端高	+3.50 m
(4) 計画水深	-3.00 m
(5) 設計水深	-3.00 m
(6) エプロン幅	1.0 m
(7) エプロン勾配	.00 %
(8) タイ材取付位置	+4.00 m
(9) タイ材の傾き	.00 度

1.2 自然条件

(1) 潮位	H. W. L.	+5.30 m
	L. W. L.	+1.10 m
(2) 残留水位	R. W. L.	+4.00 m
(3) 土質条件		

a. 陸側の土質条件

土質	レベル (m)		層厚 (m)	単位体積重量		内部 摩擦角 ϕ	壁面 摩擦角 δ	粘着力	
	上面	下面		湿潤	飽和			c _o	k
砂質土	+4.00	+2.50	1.50	1.80	1.90	30.0	15.0	.00	.00
粘性土	+2.50	-5.50	8.00	1.60	1.60	.0	.0	.70	.00
砂質土	-5.50	-7.50	2.00	1.80	2.00	28.0	14.0	.00	.00
砂質土	-7.50	-13.00	5.50	1.80	2.00	34.0	17.0	.00	.00
粘性土	-13.00	-27.00	14.00	1.80	1.80	.0	.0	4.85	.00

粘着力基準面 +4.00 m

b. 海側の土質条件

土質	レベル (m)		層厚 (m)	単位体積重量		内部 摩擦角 ϕ	壁面 摩擦角 δ	粘着力	
	上面	下面		湿潤	飽和			c _o	k
砂質土	-3.00	-5.00	2.00	1.80	2.00	27.5	-13.8	.00	.00
粘性土	-5.00	-5.50	.50	1.60	1.60	.0	.0	.70	.00
砂質土	-5.50	-7.50	2.00	1.80	2.00	28.0	-14.0	.00	.00
砂質土	-7.50	-13.00	5.50	1.80	2.00	34.0	-17.0	.00	.00
粘性土	-13.00	-27.00	14.00	1.80	1.80	.0	.0	4.85	.00

粘着力基準面 +4.00 m

H. (海側) 5.30					R. H. (陸側) +4.00				
外材位置端高 0.00					R. H. (陸側) +4.00				
L.W.L. +0.10					R. H. (陸側) +4.00				
計画水深 -3.00					設計水深 -3.00				
-5.00	28.0	-10.0	0.00	0.00	-5.50	0.0	0.0	0.70	0.00
-7.50	28.0	-14.0	0.00	0.00	-7.50	28.0	14.0	0.00	0.00
-13.00	34.0	-17.0	0.00	0.00	-13.00	34.0	17.0	0.00	0.00
-27.00	0.0	0.0	4.85	0.00	-27.00	0.0	0.0	4.85	0.00
	[φ]	[δ]	[Co]	[K]		[φ]	[δ]	[Co]	[K]

1.3 荷重条件

(1) 単位体積重量

名 称	単位体積重量 (tf/m ³)
鉄筋コンクリート	2.45
無筋コンクリート	2.30
海 水	1.03

(2) 上載荷重

常 時 (主働側) .00 (tf/m²) (受働側) .00 (tf/m²)

1.4 使用材料

(1) 材質及び許容応力度

a. 前面銅矢板

材 質	SY295
許容曲げ引張応力度	$\sigma_{bta} = 2700. \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$
許容曲げ圧縮応力度	$\sigma_{bca} = 2700. \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

(2) 鋼材の腐食

a. 鋼矢板の防食方法

b. 腐食速度

防食しない場合の腐食速度は次のように設定する。

腐 食 環 境		腐 食 速 度 (mm/年)
海 側	H. W. L以上	.30
	H. W. L~L. W. L-1.0 m	.10 ~ .30
	L. W. L-1.0 m~海底部まで	.10 ~ .20
	海底泥層中	.03
陸 側	陸上大気中	.10
	土 中 (残留水位上)	.03
	土 中 (残留水位下)	.02

1.5 安全率

(1) 矢板根入れに対する安全率

常 時 1.20 以上

地震時 1.20 以上

1.6 適用基準

「港湾の施設の技術上の基準・同解説」改訂版

平成元年2月 日本港湾協会

2. 矢板の設計

2.1 土圧及び残留水圧の算定

(1) 常時

a. 土圧強度及び残留水圧強度の算定

i) 砂質土の土圧強度

砂質土の土圧強度は、次式により求める。

$$p_a = K_a \cdot \cos \delta (\Sigma \gamma h + w)$$

$$p_p = K_p \cdot \cos \delta (\Sigma \gamma h + w)$$

ここに

p_a ; 主働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

p_p ; 受働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

K_a ; 主働土圧係数

K_p ; 受働土圧係数

ϕ ; 内部摩擦角 (度)

δ ; 壁面摩擦角 (度)

γ ; 土の単位体積重量 (tf/m³)

h ; 各土層の厚さ (m)

w ; 上載荷重の大きさ (tf/m²)

土圧係数は、次式により求める。

$$K_a \cdot \cos \delta = \frac{\cos^2 \phi}{[1 + \sqrt{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin \phi / \cos \delta}]^2}$$

$$K_p \cdot \cos \delta = \frac{\cos^2 \phi}{[1 - \sqrt{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin \phi / \cos \delta}]^2}$$

ii) 粘性土の土圧強度

壁面に作用する土圧強度は次式によって算定し、構造物に危険となる土圧分布をとるものとする。

$$p_a = \max \{ p_{a1} = \Sigma \gamma h + w - 2c, p_{a2} = K_c (\Sigma \gamma h + w) \}$$

$$p_p = \Sigma \gamma h + w + 2c$$

ここに

p_a ; 主働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

p_{a1} ; 主働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

p_{a2} ; 主働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

p_p ; 受働土圧強度の水平成分 (tf/m²)

K_c ; 圧密平衡係数 $K_c = 0.5$

γ ; 土の単位体積重量 (tf/m³)

h ; 各土層の厚さ (m)

w ; 上載荷重の大きさ (tf/m²)

c ; 粘着力 (tf/m²)

$\max(a, b)$; a または b のいずれか大きい値

iii) 残留水圧強度

$$p_w = \gamma_w \cdot h_w$$

ここに

p_w ; 残留水圧強度 (tf/m²)

γ_w ; 海水の単位体積重量 (tf/m³)

h_w ; 残留水位差 (m)

iv) 計算結果

計算結果を土圧強度表及び土圧分布図に示す。

上載荷重 w は、次のとおりとする。

$$w = .00 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

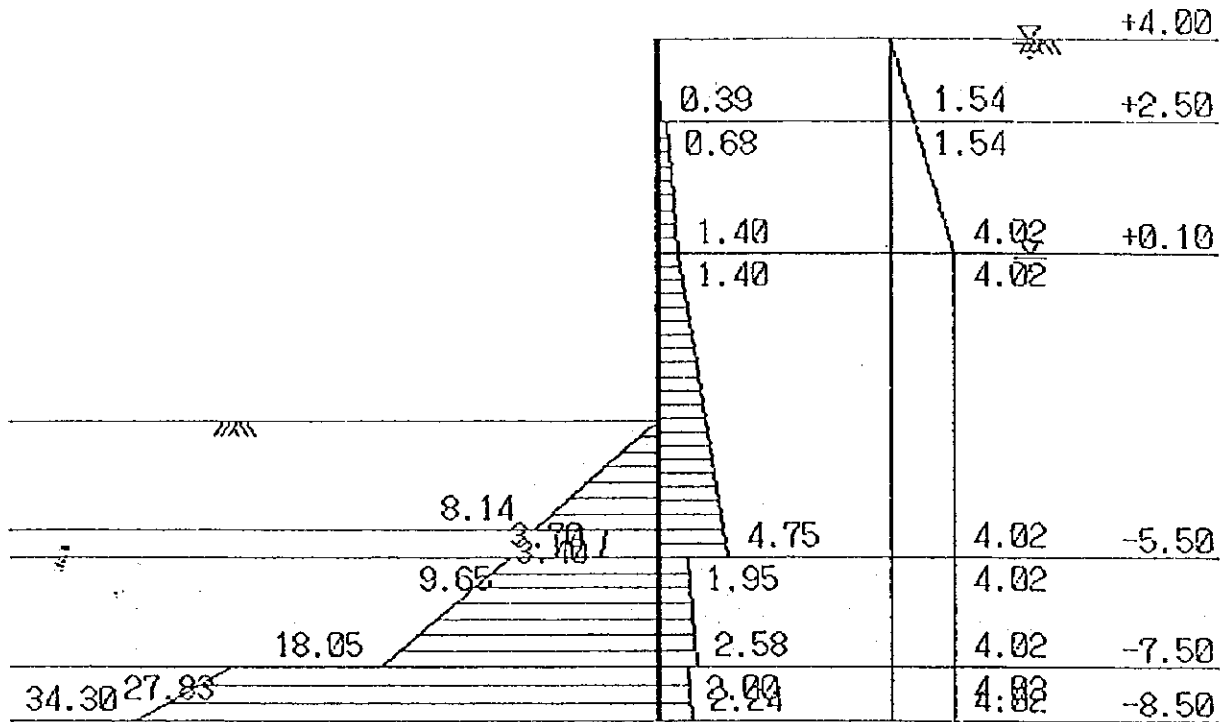
残留水圧強度 p_w は次のようになる。

$$\begin{aligned} p_w &= 1.03 \times 3.90 \\ &= 4.02 \text{ (tf/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

【常時】

受働土圧

主働土圧 残留水圧



土圧強度分布図 (常時)

主働土圧強度 の水平成分	震度	位置 (m)	ξa (°)	$\Sigma rhtw$ tf/m ²	$Ka \cdot$ $\cos \delta$	c tf/m ²	pa1 tf/m ²	pa2 tf/m ²	pa tf/m ²
$\gamma = .90$.00	+4.00	56.9	.00	.291	----	----	----	.00
$\phi = 30.0^\circ \delta = 15.0^\circ$.00	+2.50	56.9	1.35	.291	----	----	----	.39
$\gamma = .60$.00	+2.50	45.0	1.35	----	.70	.00	.68	.68
$C = .70 + .00Z$.00	+1.10	45.0	2.79	----	.70	1.39	1.40	1.40
$\gamma = .60$.00	+1.10	45.0	2.79	----	.70	1.39	1.40	1.40
$C = .70 + .00Z$.00	-5.50	45.0	6.15	----	.70	4.75	3.08	4.75
$\gamma = 1.00$.00	-5.50	55.7	6.15	.317	----	----	----	1.95
$\phi = 28.0^\circ \delta = 14.0^\circ$.00	-7.50	55.7	8.15	.317	----	----	----	2.58
$\gamma = 1.00$.00	-7.50	59.2	8.15	.245	----	----	----	2.00
$\phi = 34.0^\circ \delta = 17.0^\circ$.00	-13.00	59.2	13.65	.245	----	----	----	3.34
$\gamma = .80$.00	-13.00	45.0	13.65	----	4.85	3.95	6.83	6.83
$C = 4.85 + .00Z$.00	-27.00	45.0	24.85	----	4.85	15.15	12.43	15.15

受働土圧強度 の水平成分	震度	位置 (m)	ξp (°)	$\Sigma rh+w$ tf/m ²	$Kp \cdot$ $\cos \delta$	c tf/m ²	pp tf/m ²
$\gamma = 1.00$.00	-3.00	22.2	.00	4.068	----	.00
$\phi = 27.5^\circ \quad \delta = -13.8^\circ$.00	-5.00	22.2	2.00	4.068	----	8.14
$\gamma = .60$.00	-5.00	45.0	2.00	----	.70	3.40
$C = .70 + .00Z$.00	-5.50	45.0	2.30	----	.70	3.70
$\gamma = 1.00$.00	-5.50	21.9	2.30	4.197	----	9.65
$\phi = 28.0^\circ \quad \delta = -14.0^\circ$.00	-7.50	21.9	4.30	4.197	----	18.05
$\gamma = 1.00$.00	-7.50	18.1	4.30	6.472	----	27.83
$\phi = 34.0^\circ \quad \delta = -17.0^\circ$.00	-13.00	18.1	9.80	6.472	----	63.43
$\gamma = .80$.00	-13.00	45.0	9.80	----	4.85	19.50
$C = 4.85 + .00Z$.00	-27.00	45.0	21.00	----	4.85	30.70

b. 土圧の水平成分と残留水圧の合力及びモーメントの算定

土圧及び残留水圧の合力とタイ材取付点回りのモーメントを次表に示す。

これらの表より、タイ材取付点回りのモーメントは次のようになる。

$$Ma = 204.72 \text{ (tf}\cdot\text{m/m)}$$

$$Mp = 751.08 \text{ (tf}\cdot\text{m/m)}$$

$$Mw = 303.64 \text{ (tf}\cdot\text{m/m)}$$

ここで

Ma ; 主動土圧のタイ材取付点回りのモーメント (tf・m/m)

Mp ; 受働土圧の " (tf・m/m)

Mw ; 残留水圧の " (tf・m/m)

主動土圧の合力及びモーメント						
No.	Pa (tf/m)		アーム長 y (m)		Ma(tf・m/m)	
1	1/2×	.00× 1.50	.00	.00 + 1/3× 1.50	.50	.00
2	1/2×	.39× 1.50	.29	.00 + 2/3× 1.50	1.00	.29
3	1/2×	.68× 2.40	.82	1.50 + 1/3× 2.40	2.30	1.89
4	1/2×	1.40× 2.40	1.68	1.50 + 2/3× 2.40	3.10	5.21
5	1/2×	1.40× 5.60	3.92	3.90 + 1/3× 5.60	5.77	22.62
6	1/2×	4.75× 5.60	13.30	3.90 + 2/3× 5.60	7.63	101.48
7	1/2×	1.95× 2.00	1.95	9.50 + 1/3× 2.00	10.17	19.83
8	1/2×	2.58× 2.00	2.58	9.50 + 2/3× 2.00	10.83	27.94
9	1/2×	2.00× 1.00	1.00	11.50 + 1/3× 1.00	11.83	11.83
10	1/2×	2.24× 1.00	1.12	11.50 + 2/3× 1.00	12.17	13.63
合計			26.66			204.72

受働土圧の合力及びモーメント						
No.	Pp (tf/m)		アーム長 y (m)		Mp(tf・m/m)	
1	1/2×	.00× 2.00	.00	7.00 + 1/3× 2.00	7.67	.00
2	1/2×	8.14× 2.00	8.14	7.00 + 2/3× 2.00	8.33	67.81
3	1/2×	3.40× .50	.85	9.00 + 1/3× .50	9.17	7.79
4	1/2×	3.70× .50	.92	9.00 + 2/3× .50	9.33	8.58
5	1/2×	9.65× 2.00	9.65	9.50 + 1/3× 2.00	10.17	98.14
6	1/2×	18.05× 2.00	18.05	9.50 + 2/3× 2.00	10.83	195.48
7	1/2×	27.83× 1.00	13.91	11.50 + 1/3× 1.00	11.83	164.56
8	1/2×	34.30× 1.00	17.15	11.50 + 2/3× 1.00	12.17	208.72
合計			68.67			751.08

2.2 根入れ長に対する検討

(1) フリーアースサポート法による根入れ長の検討

フリーアースサポート法による矢板の根入れ長に対する安全率は次式により求められる。

$$F = \frac{MP}{MA} = \frac{Mp}{Ma+Mw}$$

ここに

F : 根入れ長に対する安全率

MP : 受働側の外力によるタイ材取付点回りのモーメント (tf・m/m)

MA : 主働側の外力によるタイ材取付点回りのモーメント (tf・m/m)

Mp : 受働土圧によるタイ材取付点回りのモーメント (tf・m/m)

Ma : 主働土圧によるタイ材取付点回りのモーメント (tf・m/m)

Mw : 残留水圧によるタイ材取付点回りのモーメント (tf・m/m)

a. 矢板の根入れ長と安全率の関係

・常時

No	レベル	主働土圧によるモーメント	受働土圧によるモーメント	残留水圧によるモーメント	安全率
1	-5.00	110.17	67.83	152.50	.26
2	-5.50	131.45	84.21	171.08	.28
3	-7.50	179.22	377.86	255.44	.87
4	-13.00	391.79	4044.03	570.27	4.20
5	-27.00	4220.29	12660.71	1919.98	2.06

b. 決定長に対する安全率

電算処理により、必要根入れ長は次のとおりである。

常時 : D.L. -8.04 m

・常時

$$F = \frac{751.08}{204.72 + 303.64} = 1.48 > 1.20 \quad \therefore \text{OK}$$

2.3 矢板の最大曲げモーメントの算定

(1). 仮想ばり法

矢板の最大曲げモーメントは、タイ材取付点と仮想海底面を支点とする単純梁として求める。

最大曲げモーメントは、せん断力 $S_x=0$ 点に生じる。

今、第 i 層に $S_x=0$ 点があるとすると、第 i 層上面から $S_x=0$ 点までの距離を X として、次の2次方程式が得られる。

$$AX^2 + BX + C = 0$$

$$A = 1/2 \cdot (P_{i2} - P_{i1}) / (Z_{i2} - Z_{i1})$$

$$B = P_{i1}$$

$$C = \sum P_i - R_a$$

Z_{i1} ; 天端から第 i 層上面までの距離 (m)

Z_{i2} ; 天端から第 i 層下面までの距離 (m)

P_{i1} ; 第 i 層上面での土圧強度 (tf/m²)

P_{i2} ; 第 i 層下面での土圧強度 (tf/m²)

$\sum P_i$; 第 $i-1$ 層までの各層毎の土圧合力の合計 (tf/m)

この X の値を用いると、最大曲げモーメントは次式より得られる。

$$M_{\max} = R_a \cdot (X + Z_{i1} - Z_s) - \sum \{ P_j \cdot (X + Z_{i1} - Z_s - L_j) \} - P_{iX} \cdot \frac{X}{3} \cdot \frac{(2 \cdot P_{i1} + P_{iX})}{P_{i1} + P_{iX}}$$

ここに

M_{\max} ; 最大曲げモーメント

Z_s ; 天端からタイ材位置までの距離 (m)

P_j ; 第 i 層より上の各層毎の土圧合力 (tf/m)

L_j ; 天端から第 i 層より上の各層毎の土圧合力作用位置までの距離 (m)

P_{iX} ; $S_x=0$ 点での土圧強度 (tf/m²)

P_{iX} ; $S_x=0$ 点までのその層内土圧合力 (tf/m)

a. 常時

- i) 仮想海底面を, D. L. -3.00 (m)とする.
 ii) タイ材回りのモーメント及び土圧合力

算定用土圧の合力及びモーメント					
No.	Pa (tf/m)		アーム長 y (m)		Ma(tf・m/m)
1	1/2 × .00 × 1.50	.00	.00 + 1/3 × 1.50	.50	.00
2	1/2 × 1.94 × 1.50	1.46	.00 + 2/3 × 1.50	1.00	1.46
3	1/2 × 2.23 × 2.40	2.68	1.50 + 1/3 × 2.40	2.30	6.16
4	1/2 × 5.42 × 2.40	6.50	1.50 + 2/3 × 2.40	3.10	20.15
5	1/2 × 5.42 × 3.10	8.40	3.90 + 1/3 × 3.10	4.93	41.41
6	1/2 × 7.27 × 3.10	11.27	3.90 + 2/3 × 3.10	5.97	67.28
合計		30.31			136.46

iii) 最大曲げモーメントの計算

・ 支点反力の算定

$$\begin{aligned}
 \text{仮想海底面の支点反力} \quad R_b &= \Sigma M a / L \\
 &= 136.46 / 7.00 \\
 &= 19.49 \text{ (tf/m)}
 \end{aligned}$$

L ; タイ材取付位置から仮想海底面までの距離

$$\begin{aligned}
 \text{タイ材取付位置の支点反力} \quad R_a &= \Sigma P a - R_b \\
 &= 30.31 - (19.49) \\
 &= 10.82 \text{ (tf/m)}
 \end{aligned}$$

・ せん断力0点の位置の計算

せん断力0点は第3層であるから,

$$\begin{aligned}
 \Delta Y &: \text{第3層の層厚} && 3.10 \text{ (m)} \\
 P_{i1} &: \text{第3層上面での土圧強度} && 5.42 \text{ (tf/m}^2\text{)} \\
 P_{i2} &: \text{第3層下面での土圧強度} && 7.27 \text{ (tf/m}^2\text{)} \\
 \Sigma P_i &: \text{第2層までの土圧合力の合計} && 10.64 \text{ (tf/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

$AX^2 + BX + C = 0$ より

$$\begin{aligned} A &= 1/2 \times (P_{i2} - P_{i1}) / \Delta Y \\ &= 1/2 \times \{ 7.27 - (5.42) \} / 3.10 \\ &= .30 \end{aligned}$$

$$B = P_{i1} = 5.42$$

$$\begin{aligned} C &= \Sigma P_i - R_a \\ &= 10.64 - (10.82) \\ &= -.18 \end{aligned}$$

上記2次方程式を解くと

$$X_1 = .03 \text{ (m)} \quad X_2 = -18.10 \text{ (m)}$$

ゆえに、 $X = .03 \text{ (m)}$

・最大曲げモーメント M_{\max}

$$M_{\max} = M_1 - M_2 - M_3$$

$$\begin{aligned} M_1 &= R_a \cdot \Delta L \\ &= 10.82 \times 3.93 \\ &= 42.52 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 &= \Sigma M_i \text{ (内部処理値)} \\ &= 14.05 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_3 &= P_i X \cdot \frac{X}{3} \cdot \frac{(2 \cdot P_{i1} + P_{ix})}{P_{i1} + P_{ix}} \\ &= .16 \times (.03/3) \times (2 \times 5.420 + 5.44) / (5.42 + 5.44) \\ &= .00 \end{aligned}$$

ここに

M_1 : R_a の最大曲げモーメント発生位置回りのモーメント

M_2 : 第2層までの最大曲げモーメント発生位置回りの集計モーメント

M_3 : 第3層の最大曲げモーメント発生位置回りのモーメント

ΔL : タイ材位置から、せん断力0点までの距離 (m)

$P_i X$: せん断力0点、層の土圧合力 (tf/m)

$$\begin{aligned} P_i X &= 1/2 \cdot (P_{i1} + P_{ix}) \cdot X \\ &= 1/2 \times (5.42 + 5.44) \times .03 \\ &= .16 \end{aligned}$$

$$M_{\max} = 28.47 \text{ (tf}\cdot\text{m/m)}$$

(2) 計算に用いる最大曲げモーメント

以上の検討結果により、計算に用いる最大曲げモーメント諸値を次のように決定する。

a. 常 時

- ・最大曲げモーメント 28.47 (tf·m/m)
- ・同上発生位置 D.L. .07 (m)
- ・タイ材取付点反力 10.82 (tf/m)

2.4 矢板の応力度の検討

(1) 断面諸量の算定

使用鋼矢板は FSP III型 (SY295)を用いる

a. D. L. 4.00 ~ D. L. -3.00

特に防食は行わず腐食代で対応する。腐食厚は次表のようになる。

位置	腐食速度 (mm/年/片面)	腐食期間 (年)	腐食厚 (mm)
海側	.20	8	t1 = 1.60
陸側	.02	8	t2 = .16

b. D. L. .00 ~ 海底面

防食工を最初の 0年間行い、残りの 0年間は無防食とする。腐食厚は次表のようになる。

位置	防食工	防食率	腐食率	腐食速度 (mm/年/片面)	腐食期間 (年)	腐食厚 (mm)
海側	防食	.00	1.00	.00	0	t1 = .00
	無防食	.00	1.00	.00	0	t1 = .00
	合計	.00	1.00	.00	0	(t1 = .00)
陸側	防食	.00	1.00	.00	0	t2 = .00
	無防食	.00	1.00	.00	0	t2 = .00
	合計	.00	1.00	.00	0	(t2 = .00)

c. 断面係数

各腐食状態における断面係数は、次のとおりである。

- ・腐食前 $Z = 1340. (\text{cm}^3/\text{m})$
- ・D. L. 4.00 ~ D. L. -3.00 $\alpha = t2/t1 = .10$ $Z = 1170. (\text{cm}^3/\text{m})$
- ・D. L. .00 ~ 海底面 $\alpha = t2/t1 = .00$ $Z = 1. (\text{cm}^3/\text{m})$

ここでは、断面係数 $Z = 1170. (\text{cm}^3/\text{m})$ を用いて以後の計算を行うものとする。

(2) 応力度の算定

矢板の応力度は、腐食後の断面係数を用いて次式により求める。

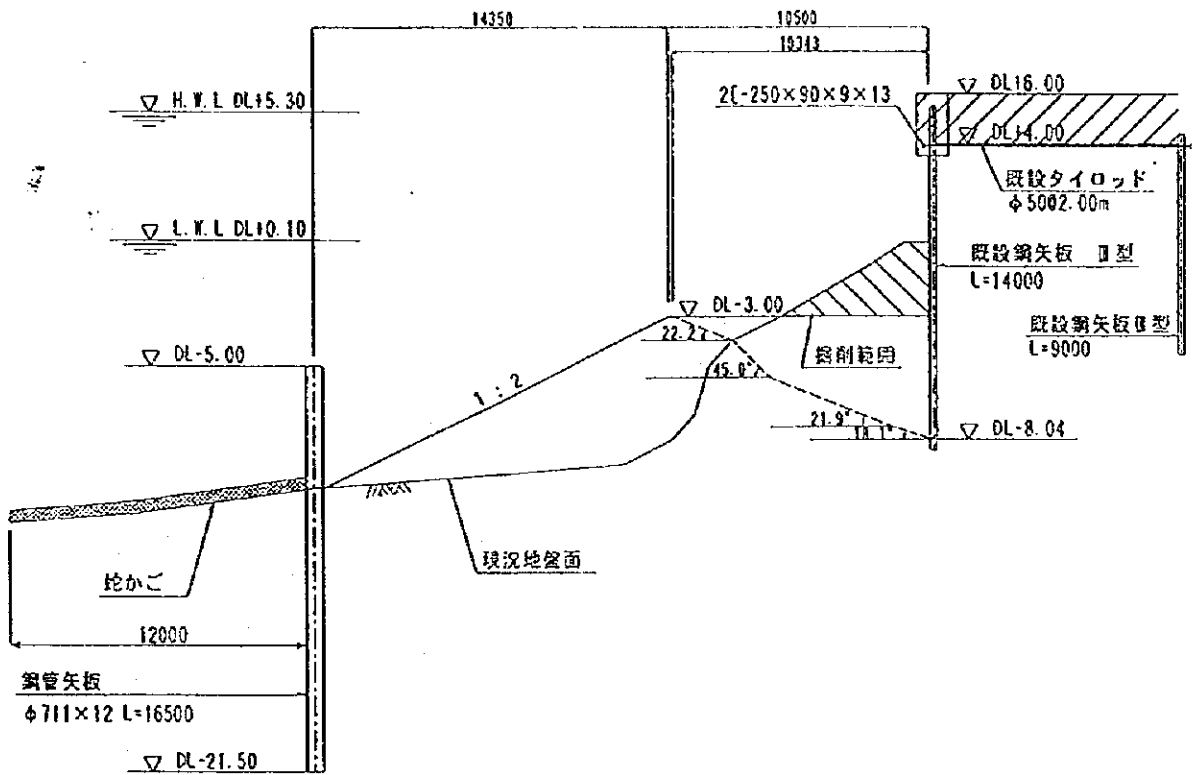
a. 常時

$$\sigma_s = \frac{M}{Z} = \frac{28.47 \times 10^5}{1170.} = 2433. < \sigma_{sa} = 2700. \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \therefore \text{OK}$$

5-3 前面鋼管矢板打設時必要天端幅の検討結果

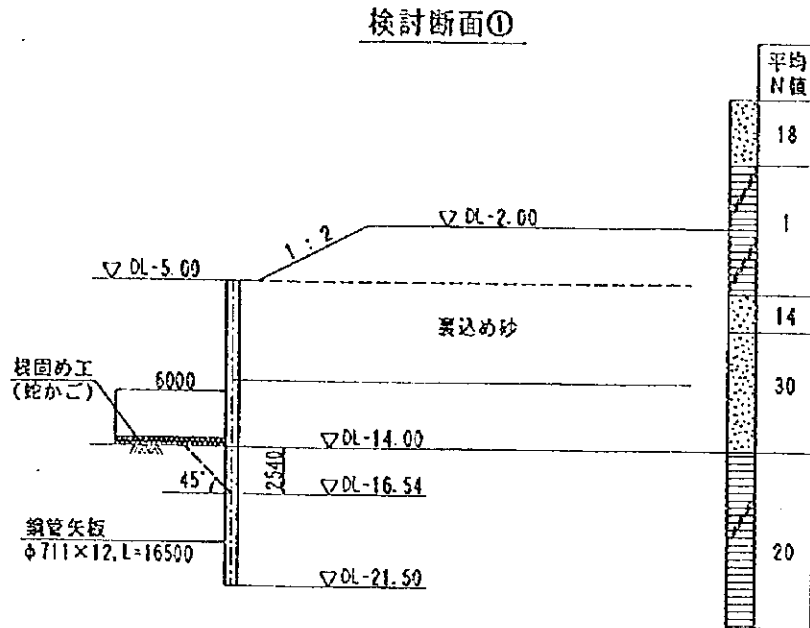
以下の算出図より、ドック躯体面から天端幅は10.50mとする。

前面鋼管矢板打設時必要天端幅算出図



6. 根固め工の検討

最前面鋼矢板の計算で、変位の第一ゼロ点（第一不動点）から受動崩壊角を上げ、計画河床(DL-14.00m)と交錯するところを求める。



$$\text{第一不動点} : |y_1| = \frac{1}{\beta} \times \tan^{-1} \frac{1 + \beta h}{\beta h}$$

ここで、 $\beta = 4.065 \times 10^{-3}$

$h = 3.61(\text{m})$

$\therefore |y_1| = 2.54(\text{m})$

上図より、鋼管矢板の外側から6.00mまでの根固め工を行えば十分である。

JICA