

また、AB部材の曲げモーメント分布は、

$$M_{ABx} = M_{AB} + S_{AB}x - \frac{P_1}{2}x^2 \quad (\text{A点から } x \text{ の距離の点の曲げモーメント})$$

…………… (式 2-3-10)

- b 隔壁に作用する外力は、aにより求める。
- c 底板は連続版として計算する。
- d フーチング部は、片持ばりとして計算する。

2) その他の形状

突縁のある長方形断面やT形断面の部材の設計については、前壁及び後壁は原則として側壁に支持されている版として設計する。ただし、側壁一つの場合は片持ばり、2つ以上の場合は連続ばりとして設計する。また、側壁は原則として前壁及び後壁の反力及び伝達モーメントに対して両端固定版として設計を行い、側壁の部材長は前壁と後壁との中心間距離とする。

3) 鉄筋

- a 主鉄筋のかぶりは原則として次の値以上とする。

側壁外側 7.0cm 内側 5.0cm

隔 壁 5.0cm

底板外側 7.0cm 内側 5.0cm

- b 鉄筋の有効高さは、上記aの鉄筋のかぶりを基にして計算する。
- c 配筋方法は使用鉄筋、使用鉄筋径の使用範囲、最小鉄筋間隔と鉄筋間隔を拡げる場合のきざみ数を定める。所要鉄筋量 A_s は式 2-3-11から求める。

$$A_s = \frac{M}{\sigma_{sa} \cdot j \cdot d} \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-3-11)}$$

鉄筋使用量 A_s' は使用鉄筋の直径、鉄筋間隔を定め所要鉄筋量を下回らず、また過大としない範囲で決定する。

- d セルラブロック及び底板の吊鉄筋量は、安全性を考慮し、原則として4点吊り以上で計算する。この場合作用する荷重は短期荷重とし、許容応力は50%の割増を行う。

吊り枠を使用する場合の吊り筋に作用する荷重 P は、

$$P = \frac{W + W' + F}{N} \cdot K$$

直吊りの場合の吊り筋に作用する荷重 P は、

$$P = \frac{W + W' + F}{N \sin \theta_i} \cdot K \quad (\text{吊り筋の応力算定に用いる荷重}) \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-3-12)}$$

$$T \quad X = \frac{W + W' + F}{N} \cdot K \quad (\text{吊り筋の埋込長算定に用いる荷重}) \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-3-13)}$$

吊り筋の径

$$D \geq \sqrt{\frac{2P}{\pi \sigma_{sa}}} \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-3-14)}$$

$$D \geq \sqrt{\frac{2P}{\pi \tau_{sa}}} \quad \dots\dots\dots \text{(式 2-3-15)}$$

吊り筋の埋込長

$$\ell \geq \frac{\cancel{X} T}{2\pi \cdot D \cdot \tau_{oa} \cdot m} \dots\dots\dots (式 2-3-16)$$

ここに

- P : 吊り筋 1 本あたりに作用する荷重 (応力算定用荷重)
 W : セラブロックの設計重量 $\leftarrow T$: 吊り筋 1 本あたりに作用する荷重 (埋込長算定用荷重)
 W' : セラブロックのふくらみによる増加荷重 (0.05W)
 F : セラブロック 1 函当たりの底面付着力 (~~0.8~~ A)
 ただし、A はセラブロックの底面積 3.0
 K : 不均等係数 (1.8)
 N : セラブロック 1 函当たりの吊り筋本数
 τ_{sa} : 吊り筋の許容引張応力度
 σ_{sa} : 吊り筋の許容せん断応力度
 τ_{oa} : セラブロックの吊り上げ時におけるコンクリートの許容付着応力度
 m : フックの効果 (1.5)

3.2.13 付属設備の設計

手引 p. 323 「3.6 付属設備」を参照すること。

3.3 設計計算例

「図 2-3-8 に示す C 漁港の南防波堤を設計せよ。ただし、型式構造は混成型セルラブロック式 (消波工なし) とする。」

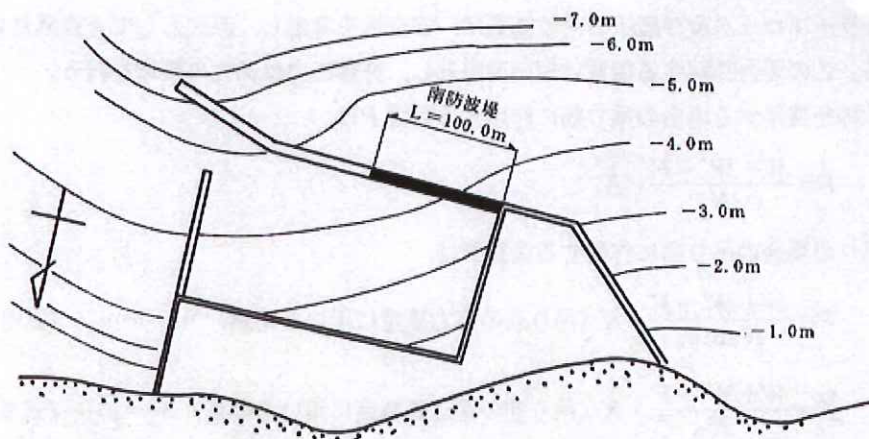


図 2-3-8 C 漁港防波堤計画位置図

$d=4.60+3.40=8.00\text{m}$, $h=4.60+20.00=24.60\text{m}$ より $d/h=8.00/24.60=0.33$ である。

図2-5-2より $d/h=0.33$ のとき $R/H=1.00$

ゆえに $R_L=1.00 \times H=1.00 \times 1.4=1.40\text{m}$

天端高=H.W.L.+偏差+ $R_L=4.60+0.00+1.40=6.00\text{m}$

本例の場合+6.0mを天端高とする。

(3) 鋼管について

1) 鋼管の断面は前杭(上杭) $\phi 900 \times 16\text{mm}$, (下杭) $\phi 900 \times 9\text{mm}$

後杭(上杭) $\phi 900 \times 20\text{mm}$, (下杭) $\phi 900 \times 13\text{mm}$ とする。

2) 斜杭の傾斜角度は 前杭 15° , 背杭 20° とする。

3) 杭のピッチは 2.50mとする。

4) 鋼管の腐食は次のとおりである。

腐食量の算定年数 30年

年間腐食量	前杭	+2.000 ~ -3.400	0.000mm/年
		-3.400 ~ -20.000	0.012mm/年
		-20.000 ~ -44.397	0.003mm/年
		-44.397 ~ -64.791	0.000mm/年
後杭		+2.000 ~ -3.400	0.000mm/年
		-3.400 ~ -20.000	0.012mm/年
		-20.000 ~ -44.471	0.003mm/年
		-44.471 ~ -64.865	0.000mm/年

表2-5-2 鋼管杭の断面諸元

(1) 杭の諸定数(腐食前)

	前杭	後杭		前杭	後杭
杭径(mm)	900.0	900.0	X座標(m)	1.125	-1.125
長さ(m)	48.034	49.453	厚さ1(mm)	16.0	20.0
突出長(m)	24.950	25.647	断面積1(cm ²)	444.4	552.9
傾斜角(度)	15.000	-20.000	断面二次モーメント1(cm ⁴)	434189	535503

(2) 各層での杭の諸定数(腐食後)

(前杭)	層厚 L (m)	杭径 D (mm)	厚み t (mm)	断面積 A (cm ²)	断面二次モーメント I (cm ⁴)
1層(+2.000 ~ -3.400)	5.400	900.00	16.00	444.3	434189
2層(-3.400 ~ -20.000)	16.600	899.28	15.64	434.2	423895
3層(-20.000 ~ -22.100)	2.100	899.82	15.91	441.8	431613
4層(-22.100 ~ -23.800)	1.700	899.82	15.91	441.8	431613
5層(-23.800 ~ -27.100)	3.300	899.82	15.91	441.8	431613
6層(-27.100 ~ -32.800)	5.700	899.82	15.91	441.8	431613
7層(-32.800 ~ -43.400)	10.600	899.82	15.91	441.8	431613
8層(-43.400 ~ -44.398)	0.998	899.82	15.91	441.8	431613

(後杭)	層厚 L (m)	杭径 D (mm)	厚み t (mm)	断面積 A (cm ²)	断面二次モーメント I (cm ⁴)
1層(+2.000 ~ -1.000)	3.000	900.00	20.00	552.9	535503
2層(-1.000 ~ -20.000)	19.000	899.28	19.64	542.7	525210
3層(-20.000 ~ -22.100)	2.100	899.82	19.91	550.4	532928
4層(-22.100 ~ -23.800)	1.700	899.82	19.91	550.4	532928
5層(-23.800 ~ -27.100)	3.300	899.82	19.91	550.4	532928
6層(-27.100 ~ -32.800)	5.700	899.82	19.91	550.4	532928
7層(-32.800 ~ -43.400)	10.600	899.82	19.91	550.4	532928
8層(-43.400 ~ -44.470)	1.070	899.82	19.91	550.4	532928

5.3.8 カーテンウォールの検討

(1) 断面力の算定

カーテンウォール部はプレキャストコンクリート版とし、断面力は杭を支点とする張出しばりとして解析する。

設計荷重はプレキャスト部の最大波圧強度とする。L.W.L. 時の波圧強度が最大であるから $w = 21.21 \text{ kN/m}$ とする。

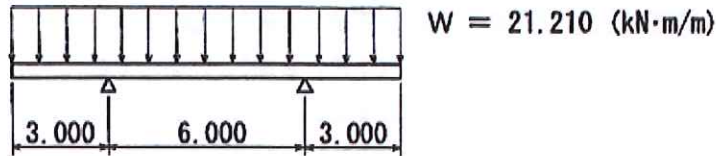


図2-5-18 カーテンウォール荷重

最大曲げモーメント

$$M_A = -\frac{wL^2}{2} = -\frac{1}{2} \times 21.21 \times 3.00^2 = -95.45 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

最大せん断力

$$S_A = w \cdot L = 21.21 \times 3.00 = 63.63 \text{ kN/m}$$

(2) 配筋計算

本例では省略する。

使用鉄筋としてSD295D19を125mmピッチに配筋し、有効高を270mmとすると、1m当たりの鉄筋は $A_s = 286.5 \times 1000 / 125 = 2292.0 \text{ mm}^2$ となる。

$$P = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2292.0}{1000 \times 270} = 0.008489$$

$$k = 0.393, j = 0.869$$

鉄筋の引張応力度 σ_s は

$$\sigma_s = \frac{M_A}{A_s \cdot j \cdot d} = \frac{95.445 \times 10^6}{2292.0 \times 0.869 \times 270}$$

$$= 177 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 196 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{M_A}{A_s j d} = \frac{95.445 \times 10^6}{2292.0 \times 0.869 \times 270}$$

コンクリートの圧縮応力度

$$\sigma_c = \frac{2M}{k \cdot j \cdot d^2} = \frac{2 \times 95.445 \times 10^6}{0.393 \times 0.869 \times 1000 \times 270^2}$$

$$= 7.7 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} = 9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_c = \frac{2M_A}{k j b d^2} = \frac{2 \times 95.445 \times 10^6}{0.393 \times 0.869 \times 1000 \times 270^2}$$

コンクリートのせん断応力度

$$\tau = \frac{S_A}{b \cdot j \cdot d} = \frac{63.63 \times 10^3}{1000 \times 0.869 \times 270} = 0.27 \text{ N/mm}^2 < \tau_a = 0.90 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau = \frac{S_A}{b j d} = \frac{63.63 \times 10^3}{1000 \times 0.869 \times 270}$$

(3) 取付金物の検討

本例では省略する。

第2編 防波堤

6.4.6 標準断面図

図2-6-10に示すとおりである。

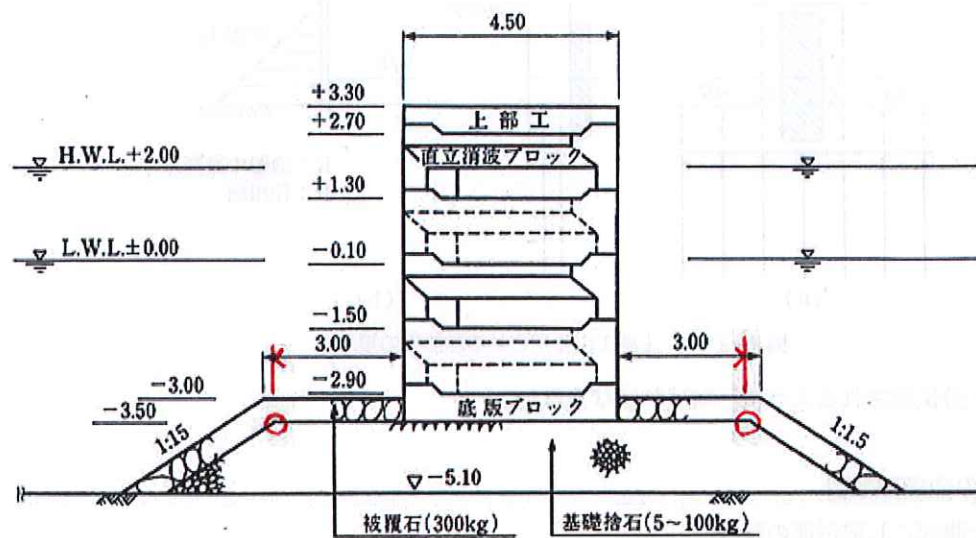


図2-6-9 標準断面図

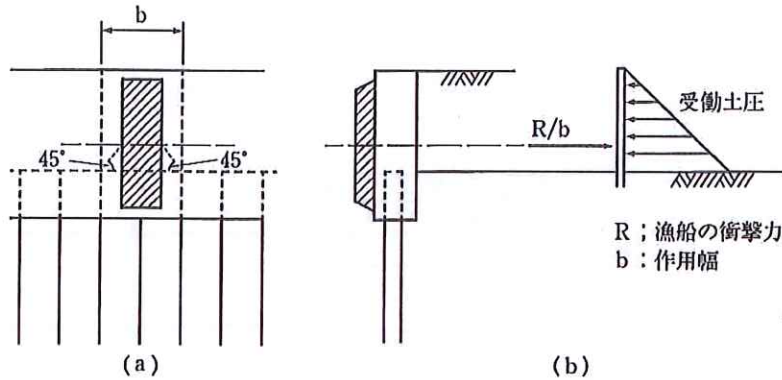


図3-3-4 上部工に作用させる漁船等の接岸力

トが矢板に十分伝達されるようにしなければならない。

3.2.11 その他細部設計

(1) 矢板と腹起こし取付部の設計

上側支点（タイ材取付点）の反力が等分作用するものとして、その荷重に対して取付部が安全なように設計する。

取付ボルトの計算は式3-3-6により行う。

$$A = \frac{R_A \cdot a}{n \cdot \sigma_{at}} \dots\dots\dots \text{(式 3-3-6)}$$

ここに、 A : ボルトの所要断面積 (cm²/本)

a : 腹起こしと矢板の締付間隔 (m)

n : 1箇所のボルトの本数 (本)

σ_{at} : ボルトの許容引張応力度 (N/cm²)

R_A : タイ材取付点反力 (kN/m)

(2) 腹起こし継手の設計

継手位置における曲げモーメント及びせん断力の算定は、タイ材取付点を支点とする単純ばりに、前記のタイ材取付点反力 (R_A) が等分布に作用するものとして行う。

① フランジのボルトの計算

フランジのボルトの計算は式3-3-7により行う。

$$\text{設り. } A = Mh \cdot n \cdot \sigma_s \dots\dots\dots \text{(式 3-3-7)}$$

ここに、 A : ボルトの所要断面積 (cm²/本)

M : 継手断面のモーメント (N・cm)

継手位置がタイ材間隔の4分の1の場合

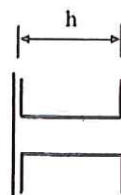
$$M = \frac{3}{32} \cdot T \cdot l \quad [T: \text{タイ材の張力 (N)}, l: \text{タイ材取付間隔 (m)}]$$

h : 腹起こしの高さ (cm)

n : ボルトの本数 (片側) (本)

σ_s : ボルトの許容せん断応力度 (N/cm²)

② ウェブのボルトの計算



ウェブのボルトの計算は式3-3-8により行う。

$$A_s = \frac{S}{2 \cdot n \cdot \sigma_s} \dots\dots\dots (式 3-3-8)$$

ここに, A_s : ボルトの所要断面積 ($\text{cm}^2 \cdot \text{所}$)

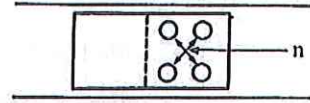
S : 継手断面のせん断力 (N)

継手位置がタイ材間隔の1/4の場合

$S = T/4$ (T : タイ材の張力 (N))

n : ボルトの本数 (片側) (本)

σ_s : ボルトの許容せん断応力度 (N/cm^2)



③ 添板厚

フランジ及びウェブの添板厚は, それぞれの部分の板厚と同程度か少し厚ければよい。

(3) タイ材の付属品の設計

ターンバックル, リングジョイント等タイ材付属品の設計は, タイ材本体の強度をもって設計するものとする。

通常は, タイ材径に対応して, 付属品の標準寸法が定められており, これを用いればよい。

(4) 控え工の細部設計

控え工とタイ材取付部, 控え工の配筋, 控え工上部の設計等を行う。

平成4年度改訂版
漁港の防波堤・けい船岸等の
設計指針と計算例を参照。

3.2.12 エプロンの設計

手引p.417「2.8 エプロン」により定める。

3.2.13 付属設備の設計

①防舷材, ②車止め, ③照明設備, ④階段・はしご, ⑤柵・フェンス, ⑥防風・防雪施設, ⑦排水設備については, 「本編第1章 ブロック積式係船岸」の付属設備の設計を参照すること。

3.3 設計計算例の1 (砂質土地盤の場合)

「図3-3-5に示すE漁港の-3.5m岸壁を設計せよ。ただし, 形式・構造は普通矢板式とする。」

3.3.1 設計条件

(1) 利用条件

- ① 利用目的; 陸揚げ岸壁
- ② 岸壁の延長; 120m
- ③ 計画水深; 対象漁船等の吃水2.90m+余裕値0.50m=-3.50m
- ④ 構造水深; 計画水深3.50m+余堀厚0.50m=-4.00m
- ⑤ 天端高; 1.80m (H.W.L.) +0.90m (手引p.416表6-2-5)=+2.70m
- ⑥ エプロンの幅及び勾配; 10m, 1/40 (手引p.417表6-2-6)
- ⑦ 上載荷重; (常時) 10kN/m², (地震時) 5kN/m² (手引p.147表2-12-1)

3.4.3 矢板の根入長の決定

矢板の根入長は、次式を満足するものとして求める。

$$F = \frac{Mp}{Ma}$$

ここに、 Ma ：タイロッド取付点に関する主動土圧及び残留水圧のモーメント

Mp ：タイロッド取付点に関する受働土圧モーメント

F ：許容安全率（常時~~1.5~~、地震時1.2）〔タイロッド取付高+1.20m〕
1.2

(1) 常 時

矢板の根入長は、受働土圧モーメント（ ΣMai ）が安全率を考慮した主動土圧モーメント（ $F\Sigma Mai$ ）より大きくなる（ $\Delta Mi \geq 0$ ）土層内にある。このため、土圧算定表より第⑤層内にあることがわかる。

表3-3-8(1) 主動土圧及び残留水圧とそのモーメント

標高 [D.L.]	層	Pai [kN/m]	xi [m]	$Pai \cdot xi$ [kNm/m]	ΣPai [kN/m]	ΣMai [kNm/m]	$F\Sigma Mai$ [kNm/m]
+2.70	①	$1/2 \times 2.91 \times 1.50 = 2.18$	-1.00	-2.18	10.26	-6.22	-7.46 -9.33
+1.20		$1/2 \times 10.77 \times 1.50 = 8.08$	-0.50	-4.04			
±0.00	②	$1/2 \times 10.77 \times 1.20 = 6.46$	0.40	2.58	32.55	9.02	10.82 -13.53
		$1/2 \times 26.38 \times 1.20 = 15.83$	0.80	12.66			
-1.50	③	$1/2 \times 26.38 \times 1.50 = 19.79$	1.70	33.64	75.40	93.39	112.07 -140.09
		$1/2 \times 30.75 \times 1.50 = 23.06$	2.20	50.73			
-4.00	④	$1/2 \times 44.12 \times 2.50 = 55.15$	3.53	194.68	195.08	570.07	684.08 -855.11
		$1/2 \times 51.62 \times 2.50 = 64.53$	4.37	282.00			
-14.00	⑤	$1/2 \times 51.62 \times 10.00 = 258.10$	8.53	2,201.59	861.28	7,615.81	9,138.97 -11,423.70
		$1/2 \times 81.62 \times 10.00 = 408.10$	11.87	4,844.15			

表3-3-8(2) 受働土圧とそのモーメント

標高 [D.L.]	層	Ppi [kN/m]	xi [m]	$Ppi \cdot xi$ [kNm/m]	ΣMpi [kNm/m]	ΔMi [kNm/m]
-4.00	⑤	$1/2 \times 110.00 \times 10.00 = 550.00$	8.53	4,691.50	14,781.00	5,642.03 -3,557.28
-14.00		$1/2 \times 170.00 \times 10.00 = 850.00$	11.87	10,089.50		

(※ $\Delta Mi = \Sigma Mpi - F\Sigma Mai$)

したがって、⑤層上端（-4.00m）からの深度を x とすると下記の3次式が成り立つ。

$$\frac{\Delta p_{pm} - \Delta p_{am} \cdot F}{3 \cdot hm} \times x^3 + \left(\frac{\Delta p_{pm} - \Delta p_{am} \cdot F}{2 \cdot hm} \times h + \frac{\Delta p_{mu} - \Delta p_{amu} \cdot F}{2} \right) \times x^2 + (\Delta p_{pmu} - \Delta p_{amu} \cdot F) \times h \cdot x + \Delta M_4 = 0$$

$$\Delta Pam = Pam_l - Pam_u = 81.62 - 51.62 = 30.00 \text{ [kN/m]}$$

$$\Delta P_{pm} = P_{pm_l} - P_{pm_u} = 170.00 - 110.00 = 60.00 \text{ [kN/m]}$$

$$h = 5.20 = 5.20 \text{ [m]}$$

$$hm = 10.00 \text{ [m]}$$

ここに,

 P_{amu} , P_{aml} : 第⑤層の上端 (u), 下端 (ℓ) での主働土圧強度と残留水圧強度の和 P_{pmu} , P_{pml} : 第⑤層の上端 (u), 下端 (ℓ) での受働土圧強度 h : タイロッド取付点から第⑤層上端までの距離 hm : 第⑤層の層厚

$$\begin{aligned} & \frac{60.00 - 30.00 \times \frac{1.2}{1.5}}{3 \times 10.00} \times \chi^3 + \left(\frac{60.00 - 30.00 \times \frac{1.2}{1.5}}{2 \times 10.00} \times 5.20 \right. \\ & \left. + \frac{110.00 - 51.62 \times \frac{1.2}{1.5}}{2} \right) \times \chi^2 + (110.00 - 51.62 \times \frac{1.2}{1.5}) \times 5.20 \times \chi + 855.11 = 0 \\ & 0.800\chi^3 + 20.185\chi^2 + 169.364\chi - 855.11 = 0 \\ & \therefore \chi = 2.15 \text{ [m]} \end{aligned}$$

したがって、常時における-4.00mの根入長は2.15mとなる。

(2) 地震時

表 3-3-9(1) 主働土圧及び残留水圧とそのモーメント

標高 [D.L.]	層	P_{ai} [kN/m]	x_i [m]	$P_{ai} \cdot x_i$ [kNm/m]	ΣP_{ai} [kN/m]	ΣM_{ai} [kNm/m]	$F \Sigma M_{ai}$ [kNm/m]
+2.70	①	u $1/2 \times 1.93 \times 1.50 = 1.45$	-1.00	-1.45	10.71	-6.08	-7.30
		ℓ $1/2 \times 12.34 \times 1.50 = 9.26$	-0.50	-4.63			
+1.20	②	u $1/2 \times 12.85 \times 1.20 = 7.71$	0.40	3.08	36.29	11.30	13.56
		ℓ $1/2 \times 29.79 \times 1.20 = 17.87$	0.80	14.30			
± 0.00	③	u $1/2 \times 30.93 \times 1.50 = 23.20$	1.70	39.44	87.50	112.36	134.83
		ℓ $1/2 \times 37.34 \times 1.50 = 28.01$	2.20	61.62			
-1.50	④	u $1/2 \times 41.62 \times 2.50 = 52.03$	3.53	183.67	200.93	564.35	677.22
		ℓ $1/2 \times 49.12 \times 2.50 = 61.40$	4.37	268.32			
-4.00 -14.00	⑤	u $1/2 \times 49.12 \times 10.00 = 245.60$	8.53	2,094.97	842.13	7,355.09	8,826.11
		ℓ $1/2 \times 79.12 \times 10.00 = 395.60$	11.87	4,695.77			

表 3-3-9(2) 受働土圧とそのモーメント

標高 [D.L.]	層	P_{pi} [kN/m]	x_i [m]	$P_{pi} \cdot x_i$ [kNm/m]	ΣM_{pi} [kNm/m]	ΔM_i [kNm/m]
-4.00	⑤	u $1/2 \times 110.00 \times 10.00 = 550.00$	8.53	4,691.50	14,781.00	5,954.89
-14.00		ℓ $1/2 \times 170.00 \times 10.00 = 850.00$	11.87	10,089.50		

(※ $\Delta M_i = \Sigma M_{pi} - F \Sigma M_{ai}$)

矢板の根入長は、受働土圧モーメント (ΣM_{ai}) が安全率を考慮した主働土圧モーメント ($F \Sigma M_{ai}$) より大きくなる ($\Delta M_i \geq 0$) 土層内にある。このため、土圧算定表より第⑤層内にあることがわかる。

したがって、第⑤層上端 (-4.00m) からの深度を χ とすると下記の3次式が成り立つ。

$$\begin{aligned} & \frac{\Delta p_{pm} - \Delta p_{am} \cdot F}{3 \cdot hm} \times \chi^3 + \left(\frac{\Delta p_{pm} - \Delta p_{am} \cdot F}{2 \cdot hm} \times h \right. \\ & \left. + \frac{\Delta p_{mu} - \Delta p_{amu} \cdot F}{2} \right) \times \chi^2 + (\Delta p_{pmu} - \Delta p_{amu} \cdot F) \times h \cdot \chi + \Delta M_A = 0 \\ & \Delta P_{am} = P_{aml} - P_{amu} = 79.12 - 49.12 = 30.00 \text{ [kN/m]} \end{aligned}$$

$$\Delta P_{pm} = P_{pml} - P_{pmu} = 170.00 - 110.00 = 60.00 \text{ [kN/m]}$$

$$h = 5.20 = 5.20 \text{ [m]}$$

$$hm = 10.00 \text{ [m]}$$

ここに,

P_{amu}, P_{aml} : 第⑤層の上端 (u), 下端 (l) での主働土圧強度と残留水圧強度の和

P_{pmu}, P_{pml} : 第⑤層の上端 (u), 下端 (l) での受働土圧強度

h : タイロッド取付点から第⑤層上端までの距離

hm : 第⑤層の層厚

$$\begin{aligned} & \frac{60.00 - 30.00 \times 1.2}{3 \times 10.00} \times \chi^3 + \left(\frac{60.00 - 30.00 \times 1.2}{2 \times 10.00} \times 5.20 \right. \\ & \left. + \frac{110.00 - 49.12 \times 1.2}{2} \right) \times \chi^2 + (110.00 - 49.12 \times 1.2) \times 5.20 \times \chi + 677.22 = 0 \\ & 0.800\chi^3 + 31.768\chi^2 + 265.491\chi - 677.22 = 0 \\ & \therefore \chi = 2.03 \text{ [m]} \end{aligned}$$

したがって、地震時における-4.00mからの根入長は2.03mとなる。

(3) 根入長の決定

以上の結果、矢板の全長は常時での算定結果より、矢板上端を+2.00mとすると、 $\ell = \overset{8.50}{\cancel{9.50}}$ [m]
(下端 $\overset{-6.50}{\cancel{-7.50}}$ m) となる。

$$\ell = 2.00 + 4.00 + \overset{2.15}{\cancel{3.48}} = \overset{8.15}{\cancel{9.48}} \text{ m} \rightarrow \overset{8.50}{\cancel{9.50}} \text{ m}$$

(4) 粘性地盤における根入長の検証

根入長の計算は、フリーアースサポート法を用いて計算を行っているが、粘性土地盤においては、次式を満足する必要がある。(満足しない場合は他の手法の設計法も行い、総合的に比較して根入長を決定する。その際、根入長、矢板断面等を決定する手法は同一手法を用いる。)

$$C > \frac{q + \Sigma \gamma H + \gamma_w h_w}{4}$$

ここに,

C : 根入部の土の粘着力 (kN/m²)

q : 上載荷重 (kN/m²)

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

H : 層厚 (地表面から計画海底面までの各層別の層厚をとる) (m)

γ_w : 海水の単位体積重量 (10.10 kN/m³)

h_w : 残留水位と前面水位の差 (m)

$$55.0 > \frac{100.00 + 12.12}{4} = \frac{112.12}{4} = 28.03$$

3.4.4 鋼矢板の断面算定

鋼矢板の断面は、矢板をタイロッド取付点 (A) と海底面 (B) とを支点とする単純ばりとして、最大曲げモーメントを用いて検討する。

3.4.8 標準断面図

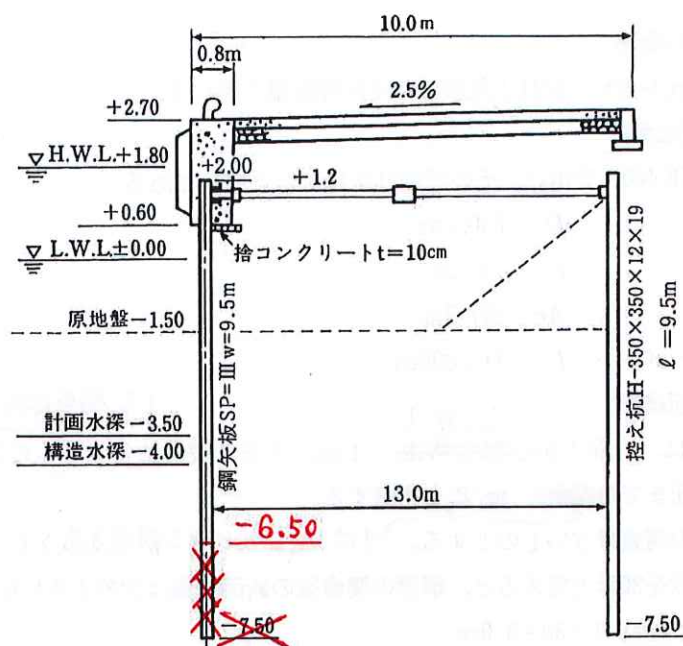


図 3-3-21 標準断面図

(3) 杭の断面

① 設計に用いる杭の断面

鋼管杭は腐食前後を考え、設計上危険となる断面諸量を用いる。

② 腐食前の杭の断面諸量

杭は鋼管杭 (SKK400) を用い、その断面寸法は次のとおりである。

外径	$D = 600.0\text{mm}$
肉厚	$t = 14.0\text{mm}$
有効断面積	$A_e = 257.7\text{cm}^2$
断面二次モーメント	$I = 110,000\text{cm}^4$

③ 腐食後の杭の断面諸量

鋼管の腐食速度は、上部工から ~~M.L.W.L.~~ ^{L.W.L.} 1 m 以下まで被覆防食するものとし、~~M.L.W.L.~~ ^{L.W.L.} 1 m より海底面までの腐食 0.1 mm/年を考慮する。

また、鋼管内部の腐食はないものとする。 ^{は、腐食代による防食手法とし、腐食速度}

腐食量の算定年数を30年と考えると、鋼管の腐食後の断面諸量は次のようになる。

腐食厚	$t_d = 0.1 \times 30 = 3.0\text{mm}$
外径	$D_d = 600.0 - 3.0 \times 2 = 594.0\text{mm}$
肉厚	$t_d = 14.0 - 3.0 = 11.0\text{mm}$
内径	$D_d' = 600.0 - 14.0 \times 2 = 572.0\text{mm}$

$$\text{有効断面積} ; A_{ed} = \frac{\pi}{4} (D_d^2 - D_d'^2) = 201.4\text{cm}^2$$

$$\text{断面二次モーメント} ; I_d = \frac{\pi}{4} \left[\left(\frac{D_d}{2} \right)^4 - \left(\frac{D_d'}{2} \right)^4 \right] = 85,600\text{cm}^4$$

$$\text{断面係数} ; Z_d = \frac{I_d}{D_d/2} = 2,880\text{cm}^3$$

$$\text{回転半径} ; r_d = \sqrt{\frac{I_d}{A_{ed}}} = 20.6\text{cm}$$

$$\text{周長} ; U_d = \pi D_d = 186.6\text{cm}$$

4.3.3 土留壁の設計

既設護岸を土留壁とし、渡版より伝達される荷重及び上載荷重の増加に対する安全性を確認する。

(計算は省略)

4.3.4 斜面の安定に対する検討

既設土留壁について斜面の安定に対する検討を行い、安全性を確認する。(計算は省略)

4.3.5 杭の海底地盤に関する諸元の仮定

(1) 仮想地表面

$$\text{前列杭} (x) ; -3.0 + \{-1.0 - (-3.0)\} \times \frac{1.0}{6.0} \times \frac{1}{2} = -2.83\text{m}$$

$$\text{後列杭} (x) ; -3.0 + \{-1.0 - (-3.0)\} \times \frac{4.0}{6.0} \times \frac{1}{2} = -2.33\text{m}$$

以後、添字_rは前列杭、添字_hは後列杭の諸量を示す。

A_s : 杭の周面摩擦抵抗を考慮できる根入れ部分の杭周表面積

 F_s : “安全率”

したがって、

$$A_s = 9.8 \times 0.700 \pi = 21.54 \text{ m}^2$$

$$\bar{N} = \frac{9.2 \times 7.0 + 0.6 \times 50.0}{9.8} = 9.6$$

以上より,

$$R_{u2} = 2 \times 9.6 \times 21.54 = 414 \text{ kN}$$

杭の自重については、応力解析において浮力を考慮していないので、引抜き力に浮力を加えるもの
とすると、許容引抜き力は、

$$R_a = \frac{414}{2.5} = 165 \text{ kN}$$

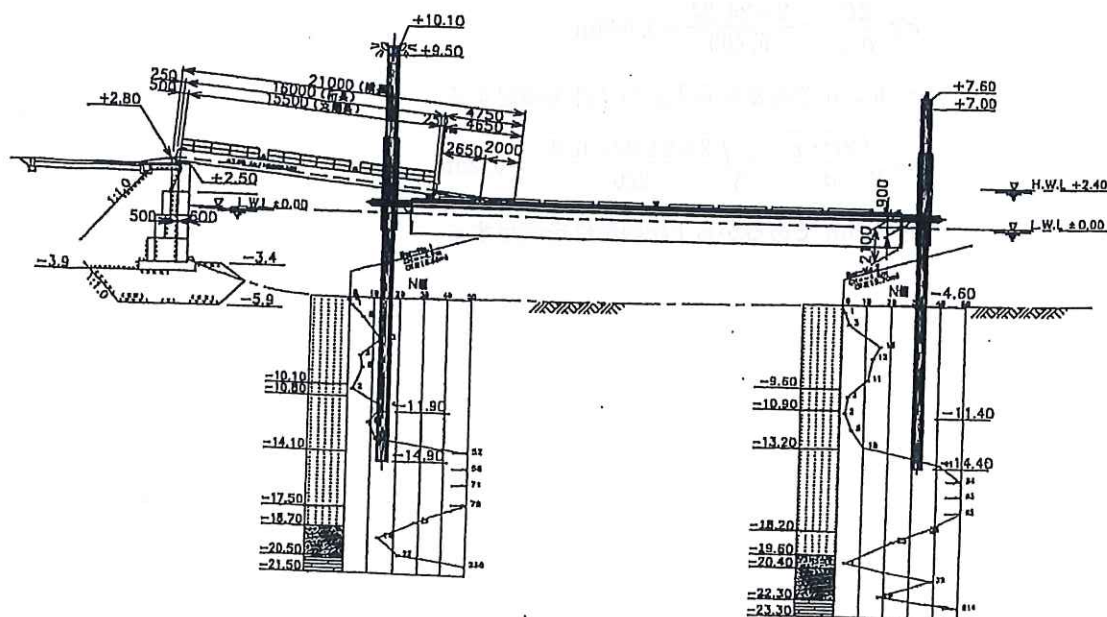
よって,

$$\text{引抜き力} + \text{浮力} = 55.84 + 45.69 = 101.53 \text{ kN} < 165 \text{ kN}$$

浮力: $0.26 \text{ m}^2 (A_p) \times 17.4 \text{ m} \times 10.1 \text{ kN/m}^3 = 45.60 \text{ kN}$

となる。

5.3.6 標準断面図



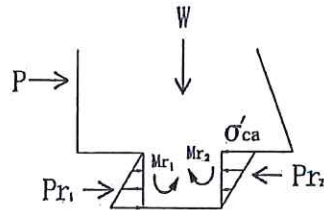


図5-9-6 ほぞ部

b) 転倒

$$P_{r1} = P_{r2} - P = 810.0 - 24.24 = 785.8 \text{ kN/m}$$

$$M_{r1} = P_{r1} \cdot \frac{2}{3} \cdot c = \cancel{810.0} \times \frac{2}{3} \times 0.30 = \cancel{162.0} \text{ kNm/m}$$

785.8 157.16

$$M_{r2} = P_{r2} \cdot \frac{1}{3} \cdot c = 810.0 \times \frac{1}{3} \times 0.30 = 81.0 \text{ kNm/m}$$

$$F = \frac{Wx - Mp_u + M_{r1}}{Py + M_{r2}} = \frac{37.90 - 7.34 + \cancel{162.0}}{9.70 + 81.0}$$

157.16

$$F = \cancel{2.12} > 1.2 \quad \text{OK.}$$

2.06

(5) ほぞの形状の確認

$$c \geq \frac{2P}{\sigma'_{ca}} = \frac{2 \times 24.24}{5.400} = 0.009 \text{ m}$$

$c = 0.3 \text{ m}$ であるから上記の条件を満足する。

$$e \geq \sqrt{\frac{2P \cdot c}{\sigma_{ca}}} = \sqrt{\frac{2 \times 24.24 \times 0.3}{226}} = 0.25 \text{ m}$$

$e = 0.6 \text{ m}$ であるから上記の条件を満足する。