

7.1.19

Temporary Structure

(1) Slope Sliding

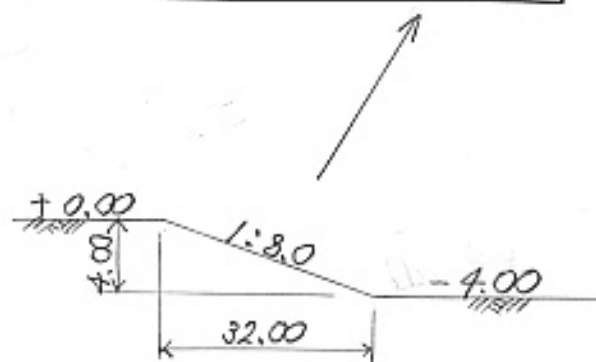
8/12/2000

HCMC Water Environment Improvement

EXCAVATION SLOPE PROFILE

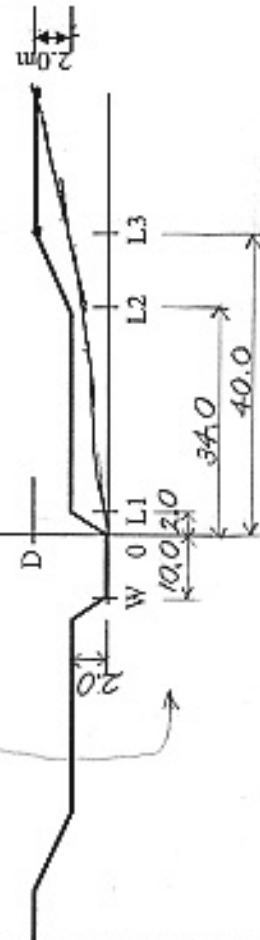
Wastewater Treatment Plant

Excavation Level	Filling Level			
	+2.00	+1.00	+0.50	+0.00
-2.00	1/12	1/6	1/2	1/0
-3.00	1/16	1/12	1/10	1/3
-4.00	1/16	1/16	1/15	1/8



EXCAVATION DETAIL - WWTP

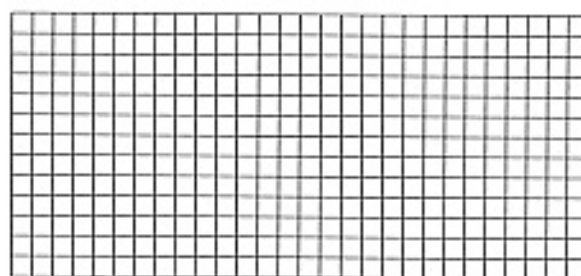
Depth	-W	0	L1	L2	L3	Depth	-W	0	L1	L2	L3
2m	2	0	0	0	3	3.0m	2	0	0	10	15
							5	0	0	13	18
							12	0	0	15	21
3.5m	2	0	0	14	20	4m	3	0	2	26	32
	4	0	0	18	24		4	0	2	26	32
	6	0	0	20	26		5	0	2	30	36
	12	0	0	24	30		6	0	2	30	36
	20	0	0	27	33		7	0	2	30	36
							8	0	2	34	40
							10	0	2	34	40
							12	0	2	34	40
							13	0	2	38	44
							17	0	2	38	44
							21	0	2	38	44
							22	0	2	42	48
5m	2	0	10	49	55	6m					
	5	0	10	54	60			0	12	90	96
	10	0	10	59	65						
	12	0	10	59	65						
	14	0	10	64	70						
	20	0	10	64	70						
	22	0	10	69	75						
	35	0	10	69	75						
	37	0	10	70	80						
	20	0	10	64	70						
	22	0	10	69	75						
	35	0	10	69	75						
	37	0	10	74	80						



Slope - 2.0 + 0.0 * 1 per 0

安全率 (τ- α の比)	FS	1.22	(Safety factor)
円弧中心座標	X (m)	0.00	(Cordinate of the center)
円弧中心座標	Y (m)	2.50	()
円弧半径	R (m)	3.00	(Radius of arc)
抵抗力	SR (tf)	3.84	(Resistance force)
抵抗モーメント	MR (tf · m)	11.53	(Resistance moment)
滑り力	SD (tf)	6.89	(Sliding force)
起動モーメント	MD (tf · m)	9.43	(Sliding moment)
抑止力	(tf)	4.43	(Deterrent)

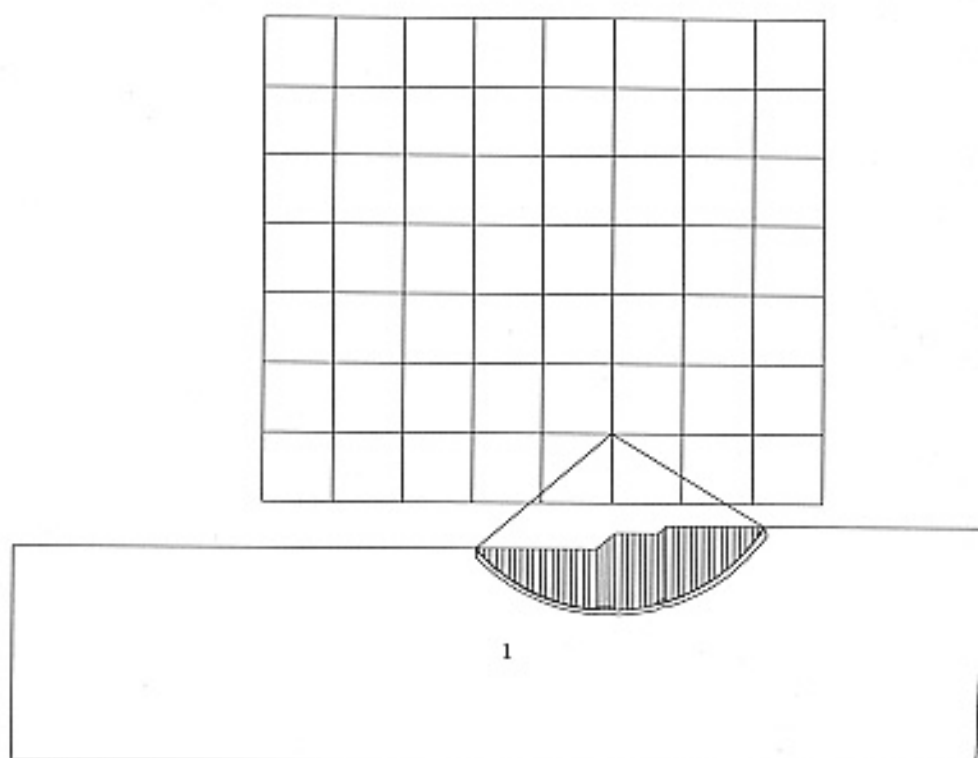
No	ブロック名称	γ (tf/ m ³)	C0 (tf/ m ²)	k1 (tf/ m ³)	ϕ (度)
1	OH (layer)	1.47	0.64	0.02	0.00



S l o p e - 3 . 0 + 0 . 0 * 1 p e r 3

安全率 (τ-M) の比	Fs	1.00
円弧中心座標	X (m)	2.00
円弧中心座標	Y (m)	15.00
円弧半径	R (m)	23.00
抵抗力	SR(tf)	31.87
抵抗モーメント	MR(tf・m)	732.98
滑り力	SD(tf)	37.27
起動モーメント	MD(tf・m)	730.23
抑止力	(tf)	12.86

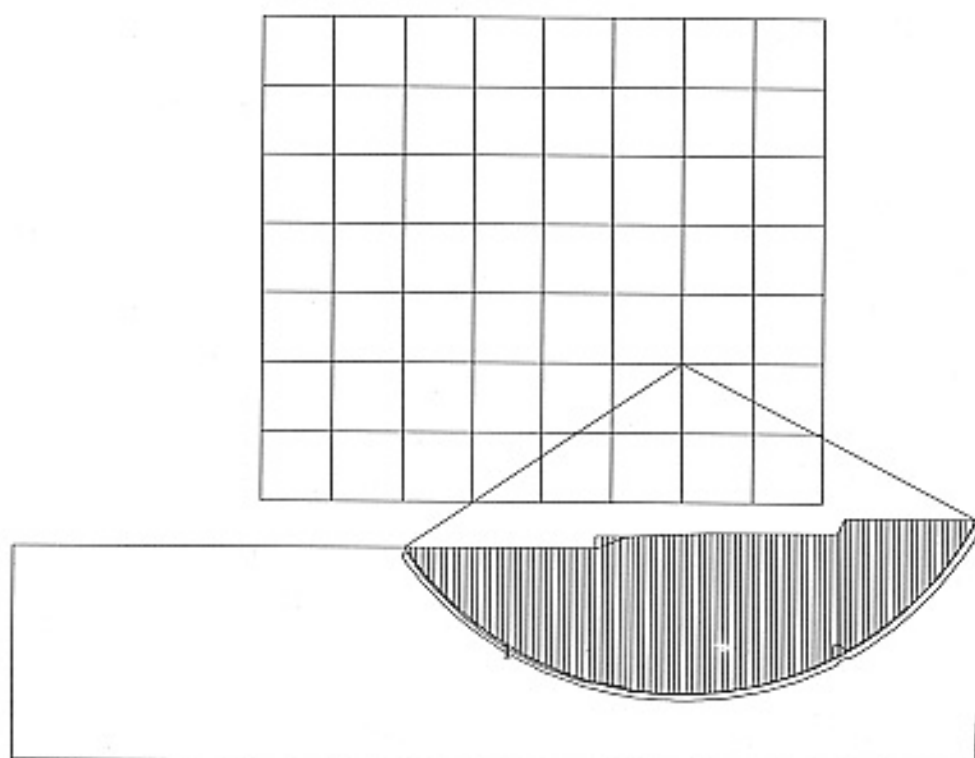
No	ブロック名称	γt (tf/ m ³)	C0 (tf/ m ²)	k1 (tf/ m ³)	ϕu (度)
1	OH	1.47	0.64	0.02	0.00



S l o p e - 4 . 0 + 0 . 0 * 1 p e r 8

安全率 (モーメントの比) F_s		1.03
円弧中心座標 X (m)		11.00
円弧中心座標 Y (m)		24.00
円弧半径 R (m)		43.00
抵抗力 SR (tf)		77.82
抵抗モーメント MR (tf・m)		3346.24
滑り力 SD (tf)		90.87
起動モーメント MD (tf・m)		3253.38
抑止力 (tf)		31.23

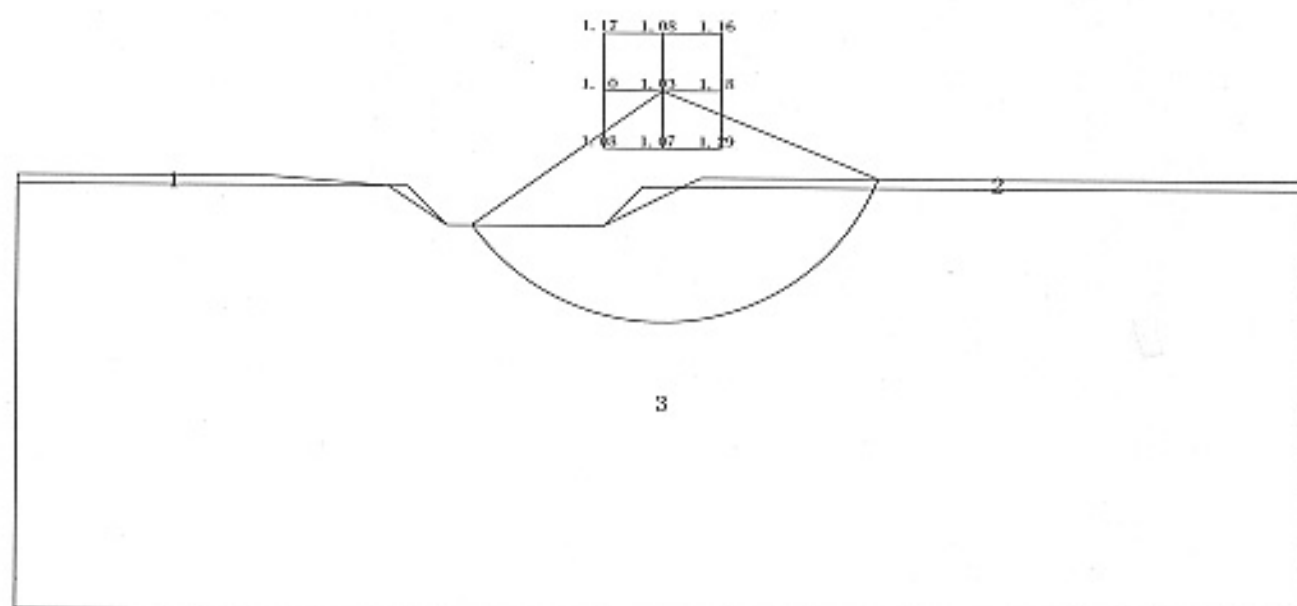
No	ブロック名称	γ (tf/ m ³)	C (tf/ m ²)	k1 (tf/ m ³)	ϕ (度)
1	OH	1.47	0.64	0.02	0.00



S l o p e - 2 . 0 + 0 . 5 * 1 p e r 2

安全率 (安全率の比)	F_s	1.03
円弧中心座標	X (m)	3.00
円弧中心座標	Y (m)	7.00
円弧半径	R (m)	12.00
抵抗力	SR(tf)	17.38
抵抗モーメント	MR(tf・m)	208.51
滑り力	SD(tf)	19.85
起動モーメント	MD(tf・m)	202.51
抑止力	(tf)	6.44

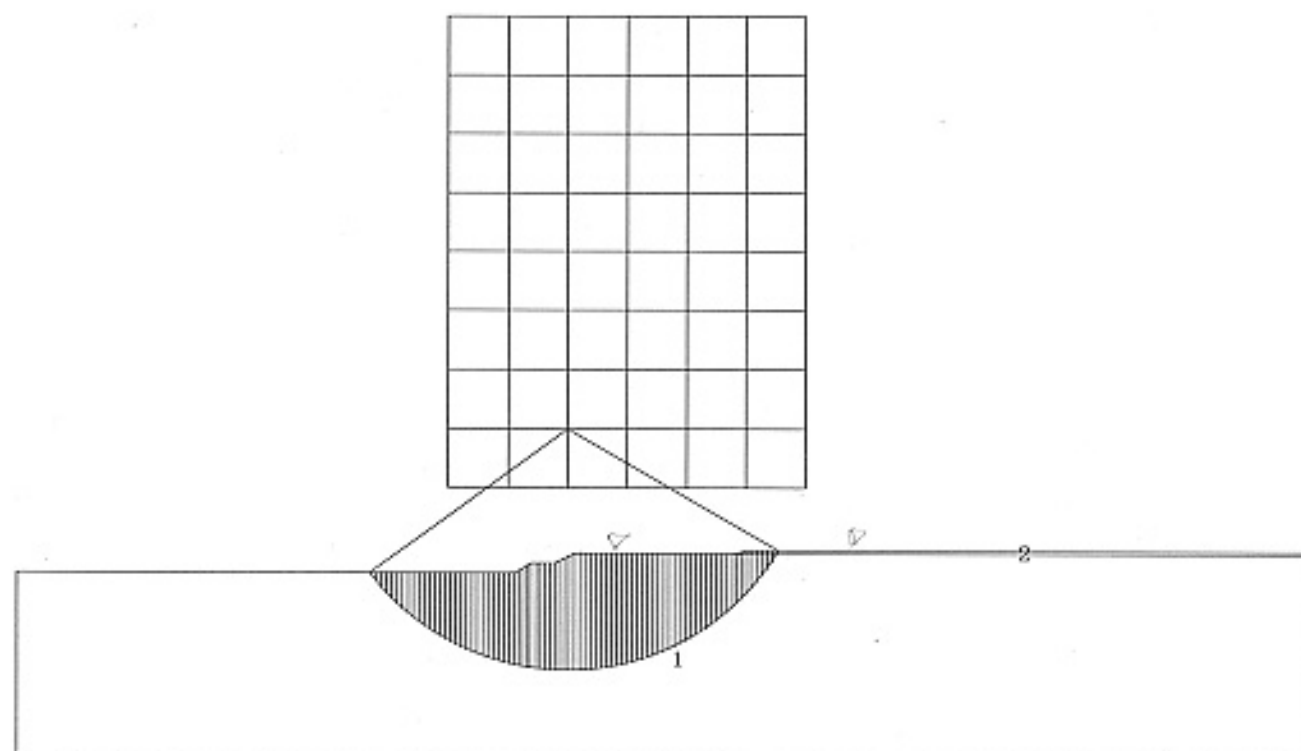
No	ブロック名称	γt (tf/ m ³)	C0 (tf/ m ²)	k1 (tf/ m ³)	ϕu (度)
1	FillLeft	1.70	0.00	0.00	35.00
2	FillRight	1.70	0.00	0.00	35.00
3	OH	1.47	0.64	0.02	0.00



S l o p e - 3 . 0 + 0 . 5 * 1 p e r 1 0

安全率 (モーメントの比)	Fs	1.02
円弧中心座標	X (m)	8.00
円弧中心座標	Y (m)	22.00
円弧半径	R (m)	37.00
抵抗力	SR(tf)	60.22
抵抗モーメント	MR(tf・m)	2228.21
滑り力	SD(tf)	69.70
起動モーメント	MD(tf・m)	2183.40
抑止力	(tf)	23.42

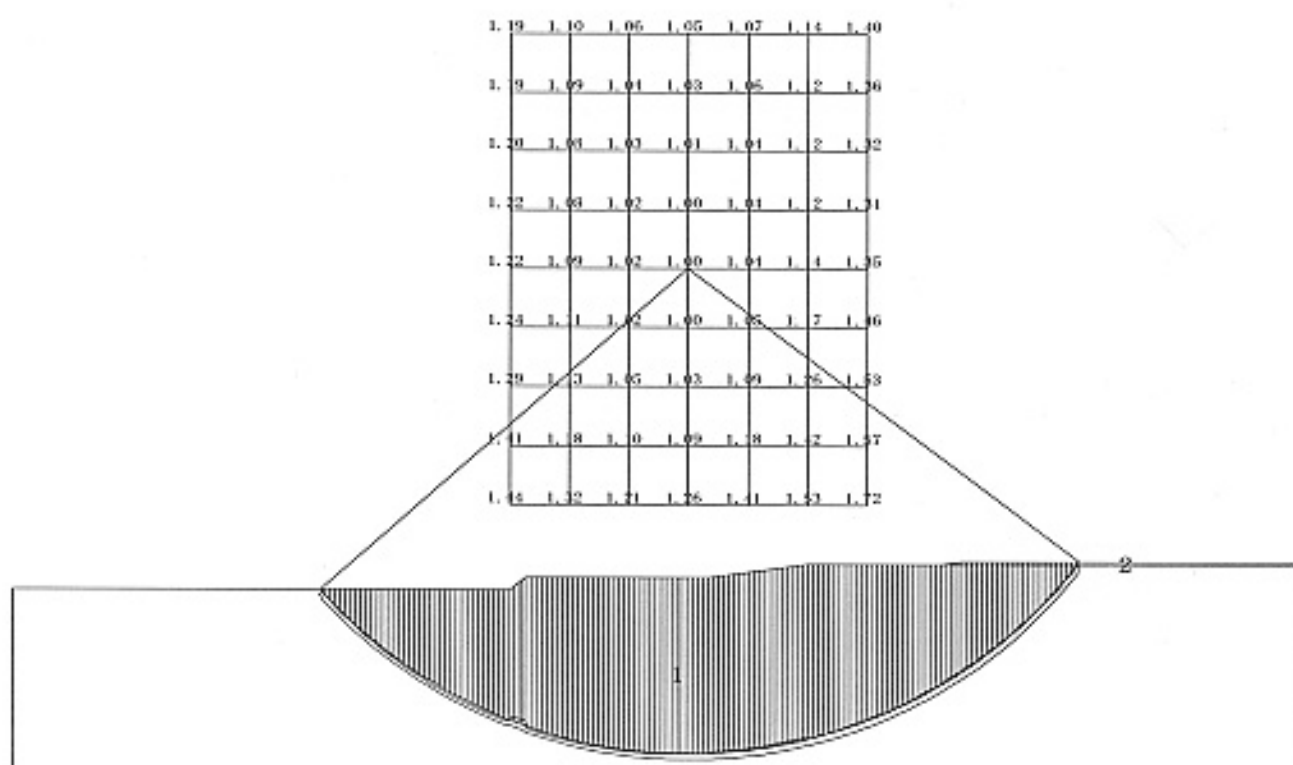
No	ブロック名称	γ t (tf/ m ³)	C0 (tf/ m ²)	k1 (tf/ m ³)	ϕ u (度)
1	OH	1.47	0.64	0.02	0.00
2	Sand	1.70	0.00	0.00	35.00



S l o p e - 4 . 0 + 0 . 5 * 1 p e r 1 5

安全率 (マージンの比)	Fs	1.00
円弧中心座標	X (m)	27.00
円弧中心座標	Y (m)	49.00
円弧半径	R (m)	74.00
抵抗力	SR (tf)	124.81
抵抗モーメント	MR (tf・m)	9235.95
滑り力	SD (tf)	141.12
起動モーメント	MD (tf・m)	9248.78
抑止力	(tf)	44.54

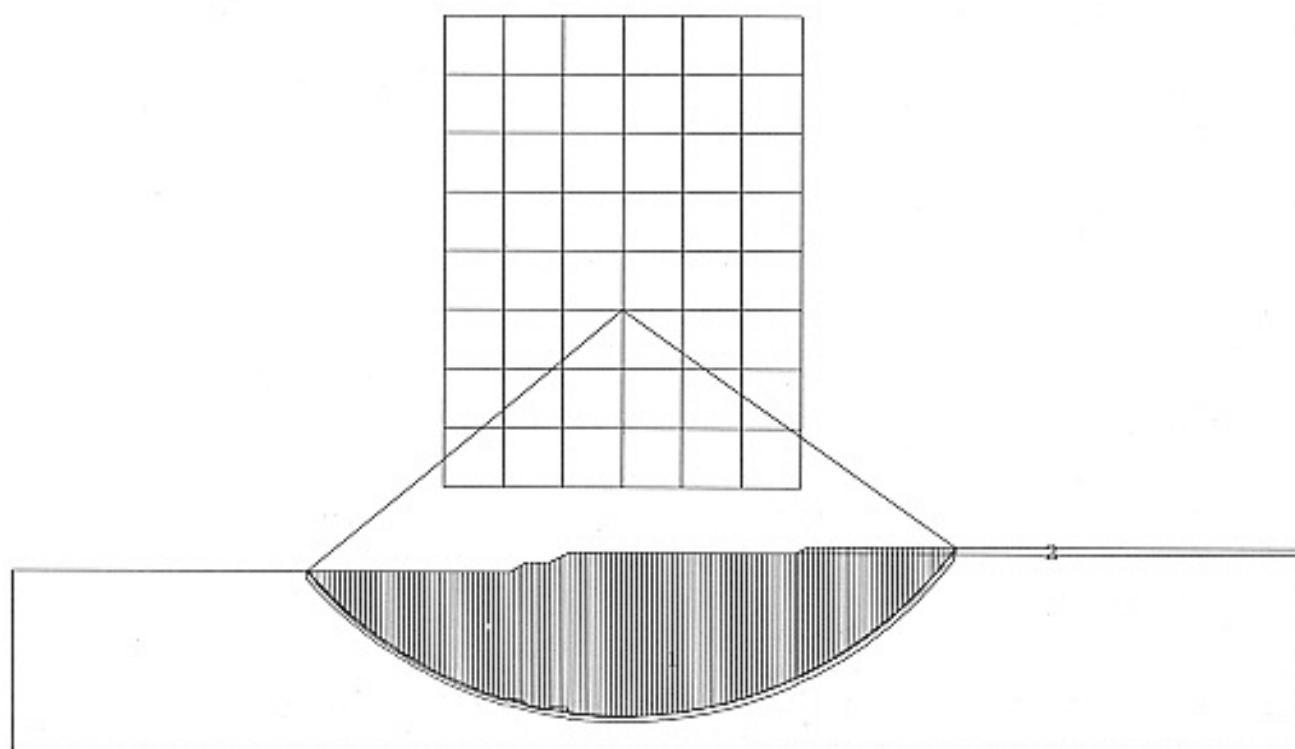
No	ブロック名称	γt (tf/ m ³)	C0 (tf/ m ²)	k1 (tf/ m ³)	ϕu (度)
1	Oil	1.47	0.64	0.02	0.00
2	Sand	1.70	0.00	0.00	35.00



S l o p e - 3 + 1 . 0 * 1 p e r 1 2

安全率 (τ-σの比)	Fs	1.01
円弧中心座標	X (m)	17.00
円弧中心座標	Y (m)	40.00
円弧半径	R (m)	62.00
抵抗力	SR (tf)	102.88
抵抗モーメント	MR (tf・m)	6378.69
滑り力	SD (tf)	114.27
起動モーメント	MD (tf・m)	6346.64
抑止力	(tf)	34.24

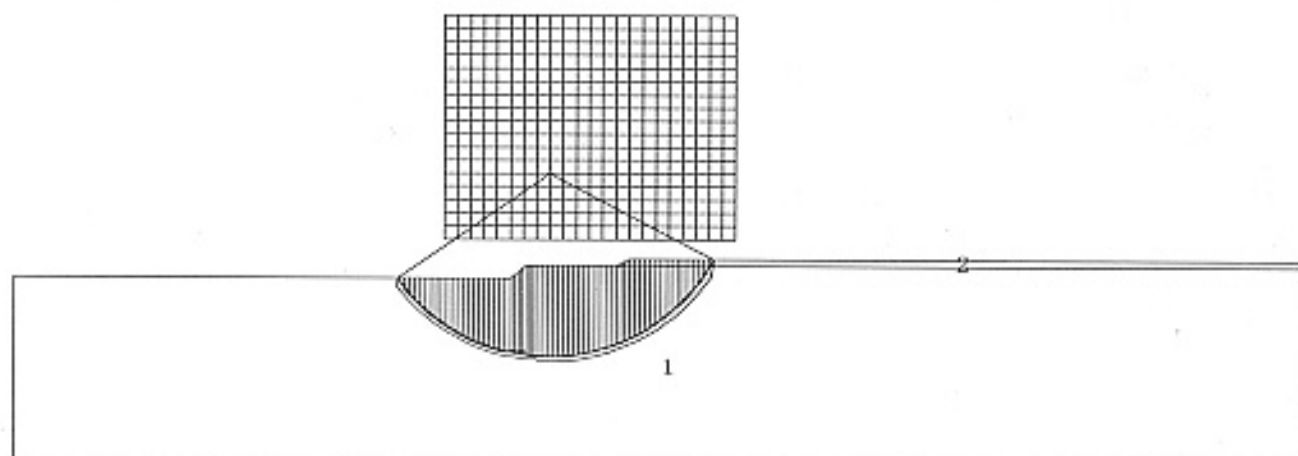
No	ブロック名称	γ (tf/m ³)	C0 (tf/m ²)	k1 (tf/m ³)	ϕ (度)
1	OH	1.47	0.64	0.02	0.00
2	Sand	1.70	0.00	0.00	35.00



S l o p e - 2 . 0 + 1 . 0 * 1 p e r 6

安全率 (τ-σの比) F_s		1.04
円弧中心座標 X (m)		6.00
円弧中心座標 Y (m)		16.00
円弧半径 R (m)		28.00
抵抗力 SR (tf)		44.51
抵抗モーメント MR (tf・m)		1246.37
滑り力 SD (tf)		48.41
起動モーメント MD (tf・m)		1195.60
抑止力 (tf)		13.57

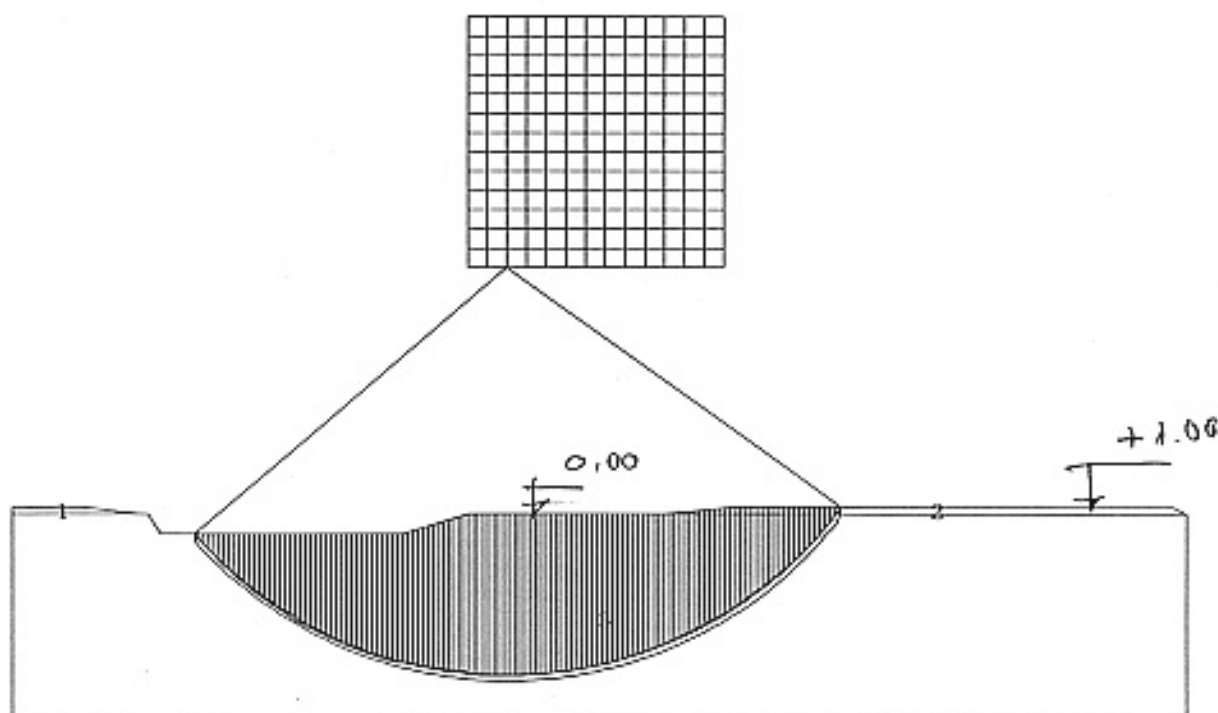
No	ブロック名称	γ (tf/ m ³)	C0 (tf/ m ²)	k1 (tf/ m ³)	ϕ (度)
1	Oil	1.47	0.64	0.02	0.00
2	Sand	1.70	0.00	0.00	35.00



S l o p e - 4 . 0 + 1 . 0 * 1 p e r 1 6

安全率 (安全率の比)	Fs	1.01
円弧中心座標	X (m)	16.00
円弧中心座標	Y (m)	41.00
円弧半径	R (m)	63.00
抵抗力	SR(tf)	103.66
抵抗モーメント	MR(tf・m)	6530.56
滑り力	SD(tf)	114.95
起動モーメント	MD(tf・m)	6480.80
抑止力	(tf)	34.28

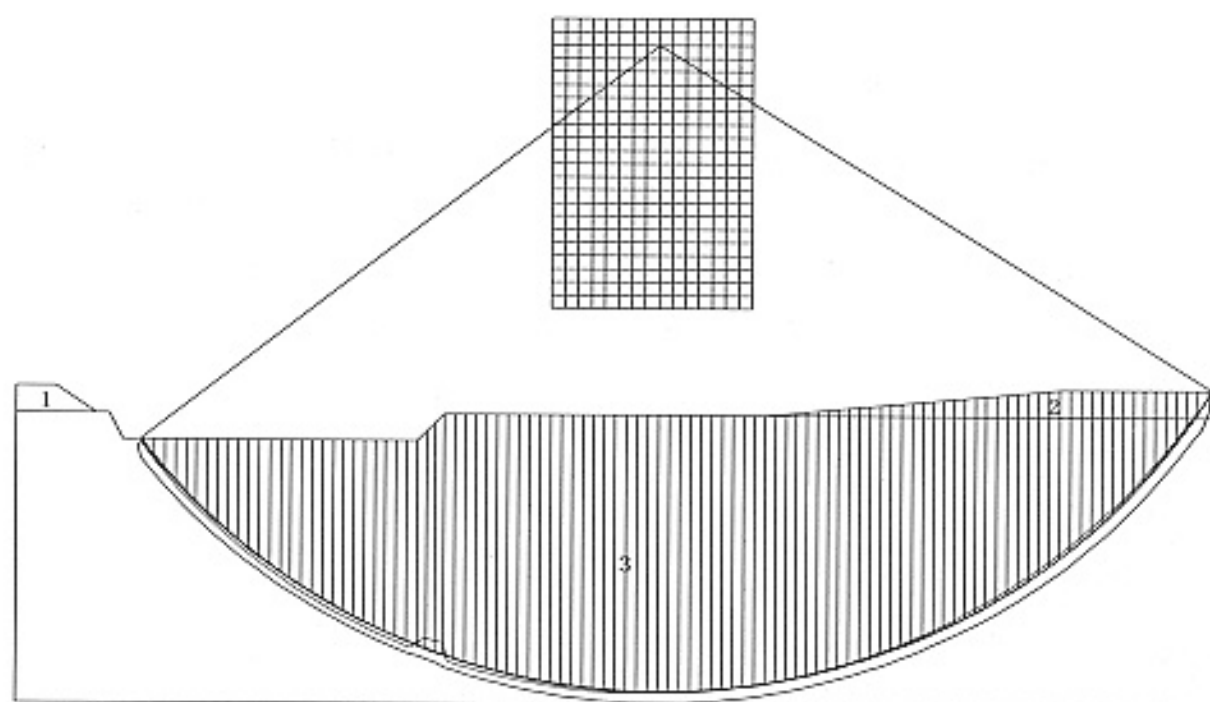
No	ブロック名称	γ (tf/ m ³)	C0 (tf/ m ²)	k1 (tf/ m ³)	ϕ u (度)
1	FillLeft	1.70	0.00	0.00	35.00
2	FillRight	1.70	0.00	0.00	35.00
3	OH	1.47	0.64	0.02	0.00



Slpoe-2.0+2.0*1per12

安全率 (モーメントの比)	Fs	1.00
円弧中心座標	X (m)	18.00
円弧中心座標	Y (m)	30.00
円弧半径	R (m)	49.00
抵抗力	SR(tf)	81.97
抵抗モーメント	MR(tf・m)	4016.48
滑り力	SD(tf)	88.09
起動モーメント	MD(tf・m)	4026.95
抑止力	(tf)	23.74

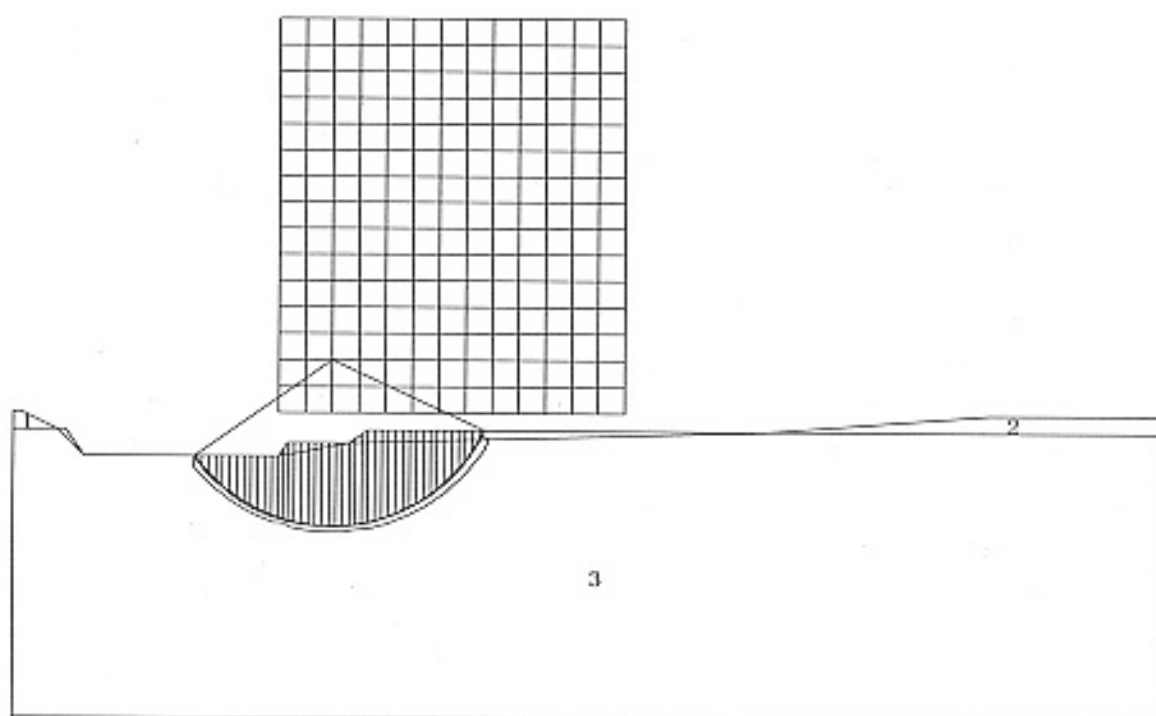
No	ブロック名称	γt (tf/ m ³)	C0 (tf/ m ²)	k1 (tf/ m ³)	ϕu (度)
1	FillLeft	1.70	0.00	0.00	35.00
2	FillRight	1.70	0.00	0.00	35.00
3	OH	1.47	0.64	0.02	0.00



S l o p e - 3 . 0 + 2 . 0 * 1 p e r 1 6

安全率 (t-f) の比	Fs	1.01
円弧中心座標	X (m)	6.00
円弧中心座標	Y (m)	11.00
円弧半径	R (m)	19.00
抵抗力	SR(tf)	29.21
抵抗モーメント	MR(tf・m)	555.04
滑り力	SD(tf)	32.54
起動モーメント	MD(tf・m)	551.62
抑止力	(tf)	9.83

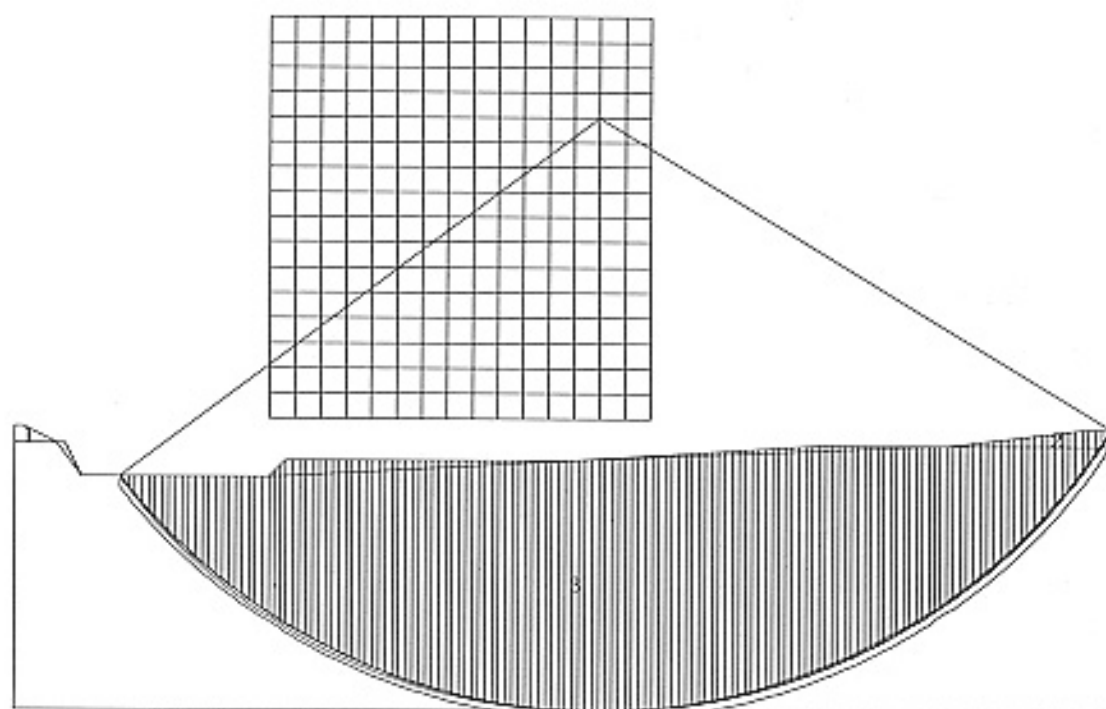
No	ブロック名称	γt (tf/ m ³)	C0 (tf/ m ²)	k1 (tf/ m ³)	ϕu (度)
1	FillLeft	1.70	0.00	0.00	35.00
2	FillRight	1.70	0.00	0.00	35.00
3	OH	1.47	0.64	0.02	0.00



S l o p e - 4 . 0 + 2 . 0 * 1 p e r 1 6

安全率 (τ-φの比)	Fs	1.02
円弧中心座標	X (m)	39.00
円弧中心座標	Y (m)	43.00
円弧半径	R (m)	71.00
抵抗力	SR(tf)	135.66
抵抗モーメント	MR(tf・m)	9631.95
滑り力	SD(tf)	153.00
起動モーメント	MD(tf・m)	9459.66
抑止力	(tf)	47.94

No	ブロック名称	γt(tf/ m ³)	C0(tf/ m ²)	k1(tf/ m ³)	φu(度)
1	FillLeft	1.70	0.00	0.00	35.00
2	FillRight	1.70	0.00	0.00	35.00
3	OH	1.47	0.64	0.02	0.00



7.1.19

Temporary Structure

(2) Sheet Pile

地盤高 (Ground Level) $GL = 0.0(m)$
 掘削深 (Excavation depth) $H = 8.5(m)$
 上載荷重 (Axial load) $q = 1.0(tf/m^2)$
 地下水位 (地表面からの深さ) $0.0(m)$ (Ground water level from GL)
 水の単位体積重量 $\gamma_w = 1.0(tf/m^3)$ (Unit weight of water)
 切梁段数 $n = 3(\text{段})$ (Numbers of Strut)
 横方向地盤反力係数 $K = 1.9$ (Deformation constant of soil)
 地盤改良 (受働土圧側) 最終掘削時
 Soil improvement (passive side) <for Final excavation>

[illegible]

2. 土質条件 (Soil condition)

(Lift Pumping Station) (With soil improvement)

地質調査名 : リフトポンプ場 (ケース 2-1) 改良あり

Thickness Existing soil condition

番号	層厚 (m)	現地盤の土質 γ - ϕ			
		γ_t (tf/m ³)	γ_t' (tf/m ³)	C (tf/m ²)	ϕ (°)
1	8.500	1.42	0.42	0.9	0
2	3.000	1.42	0.42	0.9	0
3	8.100	1.42	0.42	0.9	0
4	12.400	1.47	0.47	1.2	0
5	1.600	2.0	1.0	5.9	0
6	20.000	1.8	0.8	0	35

After soil improvement

番号	層厚 (m)	改良後の土質 γ - ϕ			
		γ_k (tf/m ³)	γ_k' (tf/m ³)	C (tf/m ²)	ϕ (°)
1	8.500	1.42	0.42	0.9	0
2	3.000	1.42	0.42	30.0	0
3	8.100	1.42	0.42	0.9	0
4	12.400	1.47	0.47	1.2	0
5	1.600	2.0	1.0	5.9	0
6	20.000	1.8	0.8	0	35

3. 土圧の計算 (Calculation of earth pressure)

矢板に作用する土圧は、ランキン・レザール公式によって計算され、各層の土圧強度は次のようになる。 (Rankin's earth pressure theory)

主働土圧 $Q_a = K_a (\sum \gamma t \cdot h + q) - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a}$ (tf/m²)

(Active) $K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$

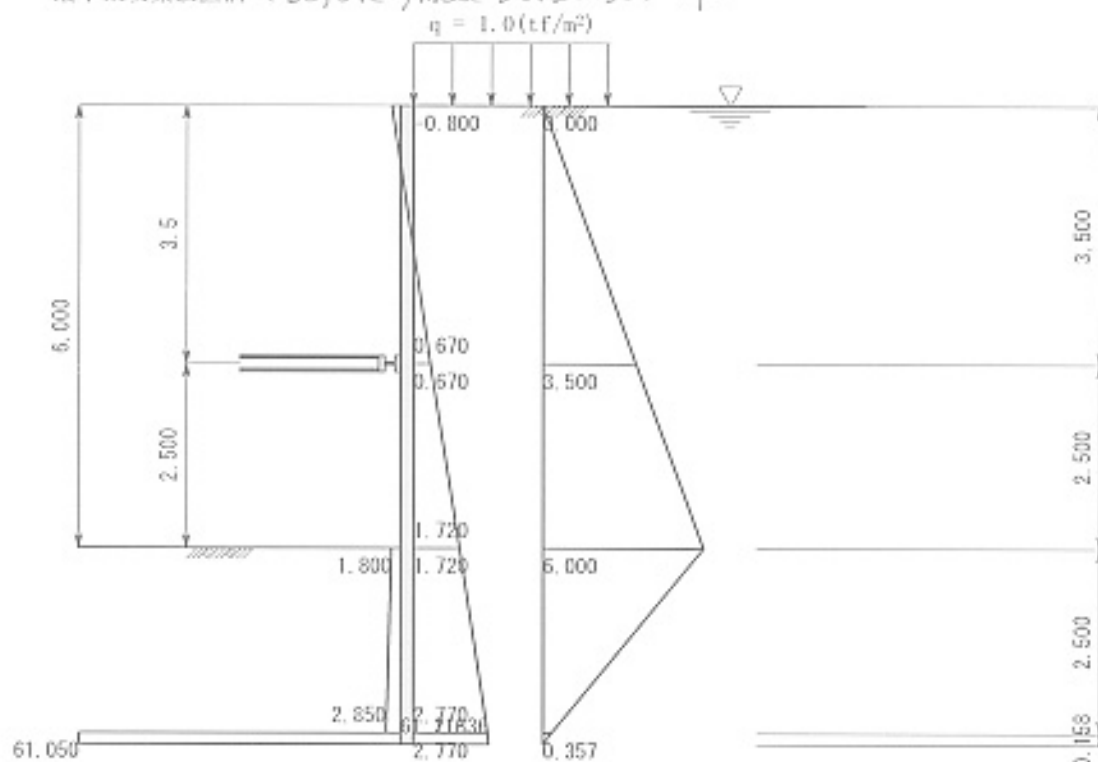
受働土圧 $Q_p = K_p (\sum \gamma t \cdot h) + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p}$ (tf/m²)

(Passive) $K_p = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$

Minimum earth pressure

但し、主働土圧の最小土圧は $P_a = 0.3 (\sum \gamma t \cdot h + q)$ として、上式による土圧と水圧の合計値と比較して大きい方を用いる。

最下段切梁設置前 (Before final strut set up)



受働土圧
(Passive)

主働土圧
(Active)

水圧
(Water pressure)

主働土圧算定表 (Table of active earth pressure)

番号	層厚 (m)	土圧係数 K_a	主働土圧 Q_a (tf/m ²)	水圧 (tf/m ²)	最小土圧 P_a (tf/m ²)	土圧強度 (tf/m ²)
1	3.500	1.000	-0.800	0.000	0.300	0.300
			0.670	3.500	0.741	4.170
2	2.500	1.000	0.670	3.500	0.741	4.170
			1.720	6.000	1.056	7.720
3	2.500	1.000	1.720	6.000	1.056	7.720
			2.770	0.357	1.371	3.127
4	0.158	1.000	2.770	0.357	1.371	3.127
			2.836	0.000	1.391	2.836

Thickness
Coefficient of
earth pressure

Active Water Minimum Strength
pressure earth pressure of earth pressure

Thickness

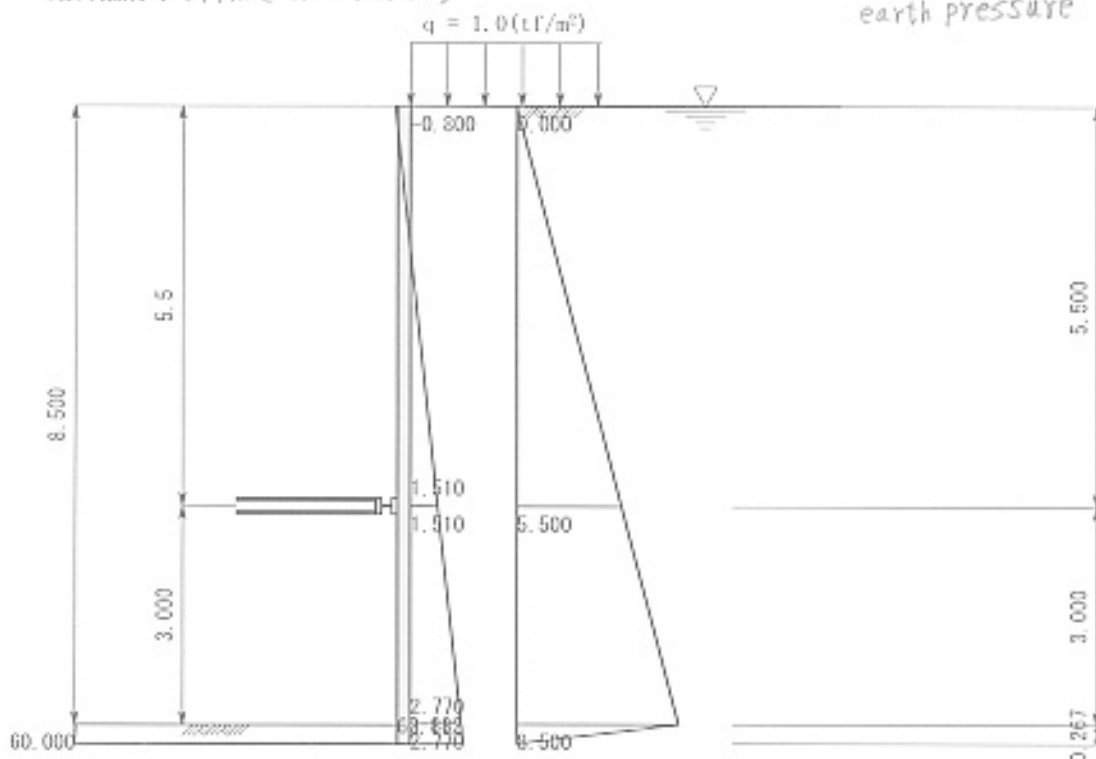
Coefficient of earth pressure

受働土圧算定表 (Table of passive earth pressure)

番号	層厚 (m)	土圧係数 K_p	$\Sigma \gamma \cdot h$ (tf/m ²)	$K_p \cdot \Sigma \gamma \cdot h$	$2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p}$	土圧強度 (tf/m ²)
3	2.500	1.000	0.000	0.000	1.800	1.800
			1.050	1.050		2.850
4	0.158	1.000	1.050	1.050	60.000	61.050
			1.116	1.116		61.116

最終掘削時 (Final excavation)

Strength of earth pressure



受働土圧 (Passive)

主働土圧 (Active)

水圧 (Water pressure)

主働土圧算定表 (Table of active earth pressure)

番号	層厚 (m)	土圧係数 K_a	主働土圧 Q_a (tf/m ²)	水圧 (tf/m ²)	最小土圧 P_a (tf/m ²)	土圧強度 (tf/m ²)
1	5.500	1.000	-0.800	0.000	0.300	0.300
			1.510	5.500	0.993	7.010
2	3.000	1.000	1.510	5.500	0.993	7.010
			2.770	8.500	1.371	11.270
3	0.267	1.000	2.770	8.500	1.371	11.270
			2.882	0.000	1.405	2.882

Thickness

Coefficient Active

Water

Minimum Strength

受働土圧算定表 (Table of passive earth pressure)

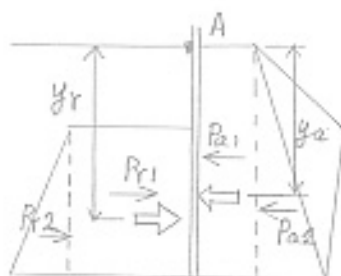
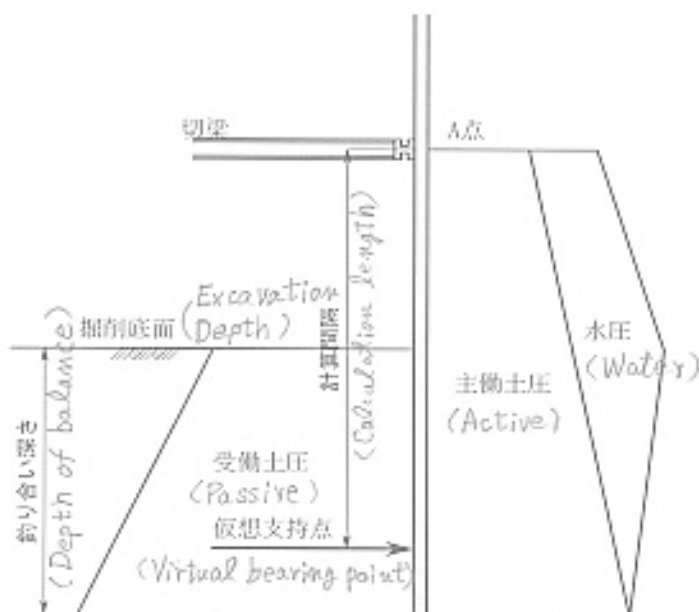
番号	層厚 (m)	土圧係数 K_p	$\Sigma \gamma \cdot h$ (tf/m ²)	$K_p \cdot \Sigma \gamma \cdot h$	$2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p}$	土圧強度 (tf/m ²)
3	0.267	1.000	0.000	0.000	60.000	60.000
			0.112	0.112		60.112

Strength of earth pressure

4. 根入れ長さの決定 (Decision of embedment length)

土圧の釣り合いから求まる長さ (Length decided from balance of moment)

1. 矢板の根入れ長さは、当該断面に於ける切梁点より下のモーメントの釣り合いを求め、この時の掘削底面以下の深さの 1.2 倍とする。
2. 水圧は、地下水位面釣り合い深さ先端でゼロとなり、掘削底面に頂点をもつ三角形分布とする。



ここに、

- Pr1 : 受働土圧の内四角形分の合力
- Pr2 : 受働土圧の内三角形分の合力
- Yr : A点から受働土圧の合力の作用位置までの距離(m)
- Mr : 受働土圧による抵抗モーメント (Passive moment)
- Pa1 : 主働土圧の内四角形分の合力
- Pa2 : 主働土圧の内三角形分の合力
- Ya : A点から主働土圧の合力の作用位置までの距離(m)
- Ma : 主働土圧による抵抗モーメント (Active moment)

最下段切梁設置前 (Before final strut set up)

(Moment of active pressure)

(Moment of passive pressure)

番号	層厚 (m)	土圧強度 (tf/m ²)	水平力 Pa (tf)	モーメント Ma (tf·m)
1	3.500	0.300		
		4.170		
2	2.500	4.170	14.863	20.429
		7.720		
3	2.500	7.720	13.559	48.452
		3.127		
4	0.158	3.127	0.471	2.392
		2.836		
合計			28.893	71.273

番号	層厚 (m)	土圧強度 (tf/m ²)	水平力 Pr (tf)	モーメント Mr (tf·m)
3	2.500	1.800	5.813	22.346
		2.850		
4	0.158	61.050	9.651	49.018
		61.116		
合計			15.464	71.364

Thickness
Strength of earth pressure
Horizontal pressure
Moment

(Decided length from balance of moment)

切梁取付点、A点を中心とする主働・受働土圧によるモーメントの釣り合い深さは、
根切面以下 $L' = 2.658$ (m) が釣り合い点となる。必要根入長は、 $L_o = 1.2 \cdot L'$ より、

(Necessary embedment length)

$$L_o = 1.2 \times 2.658 = 3.190 \text{ (m)}$$

となる。

最終掘削時 (Final excavation)

(Moment of active pressure)

主働土圧によるモーメント表				
番号	層厚 (m)	土圧強度 (tf/m ²)	水平力 Pa (tf)	モーメント Ma (tf·m)
1	5.500	0.300		
		7.010		
2	3.000	7.010	27.420	44.325
		11.270		
3	0.267	11.270	1.889	5.871
		2.882		
合計			29.309	50.196

(Moment of passive pressure)

受働土圧によるモーメント表				
番号	層厚 (m)	土圧強度 (tf/m ²)	水平力 Pr (tf)	モーメント Mr (tf·m)
3	0.267	60.000	16.035	50.255
		60.112		
合計			16.035	50.255

Thickness }
 Strength }
 of }
 earth pressure }

Horizontal Strength

Moment

切梁取付点、A点を中心とする主働・受働土圧によるモーメントの釣り合い深さは、
根切面以下 $L' = 0.267$ (m) が釣り合い点となる。必要根入長は、 $L_o = 1.2 \cdot L'$ より、

$$L_o = 1.2 \times 0.267 = 0.320 \text{ (m)}$$

となる。

根入れ長の決定 (Decision of embedment length)

土圧の釣り合いでの根入れ長(最終掘削時) 0.320(m) [矢板長 = 8.820(m)]
最小根入れ長 3.0(m) [矢板長 = 11.500(m)]

したがって、根入れ長・矢板長は次の通りになる。

矢板長 $L = 11.500(\text{m})$ (Sheet pile length)
根入れ長 $L_o = 11.500 - 8.5$ (Embedment length)
 $= 3.000(\text{m})$

5. 矢板断面の計算 (Calculation of sheet pile section force)

矢板断面の断面計算は、次の仮定によって算定する。

1. 矢板断面計算の支点は、当該断面に於ける最下段切梁と仮想支持点 (安定計算で釣り合い深さを求めた際の受働土圧の合力の作用位置) とする。
2. 土圧は、主働側には切梁と仮想支持点の間に断面決定用土圧と水圧を作用させる。
3. 水圧は、釣り合い深さ先端でゼロとなり掘削底面に頂点をもつ三角形分布とする。
4. 受働側には、ランキン・レザールの受働土圧を作用させる。
5. 断面決定用土圧は地盤の土質により次の値を用いる。

$$P_o = (q + \gamma h)K$$

ここに、

P_o : 断面決定用側圧 (Earth pressure for decision of sheet pile section force)

q : 上載荷重 (Axial load)

γ : 平均単位体積重量 (Average unit weight of soil)

h : 深さ (Depth)

K : 側圧係数 (次表による。)

	側圧係数 (Coefficient of pressure)	
砂	$K = 0.60 - 0.02Z$	(Sand)
硬粘土	$K = 0.60 - 0.01Z$	(Hard Clay)
軟粘土	$K = 0.80 - 0.025Z$	(Soft Clay)

Z : 最終掘削深さ

(Final excavation depth)

1. Supporting point of calculation of sheet pile section force is final strut and virtual bearing point of passive earth pressure.
2. Use a earth pressure for decision of sheet pile section force and water pressure for active side.
3. Water pressure of active side is 0 at the tip point of sheet pile.
4. Use Rankin's earth pressure theory for passive side.
5. Earth pressure for decision of sheet pile section force use below equation.

最下段切梁設置前 (Before final strut set up)

切梁取付点から、仮想支持点までの深さ (Depth of strut to virtual bearing point)

$$\begin{aligned} L &= \Sigma Mr / PR \\ &= 71,364 / 15,464 \\ &= 4.615 \text{ (m)} \end{aligned}$$

平均単位体積重量 : γ (仮想支持点までの土の単位体積重量を平均とする)

(Average unit weight of soil)

番号	層厚 h(m)	単位重量 γ (tf/m ³)	$h \times \gamma$ (tf/m ²)
1	3.500	1.42	4.970
2	2.500	1.42	3.550
3	2.115	1.42	3.003
合計	8.115		11.523

$$\begin{aligned} \gamma &= (\Sigma h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 11.523 / 8.115 \\ &= 1.420 \text{ (tf/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側圧係数 (Coefficient of pressure)

本計算においては、地盤の種類は軟粘土地盤であるから、
(Soft clay)

$$K = 0.80 - 0.025 \times 8.5 = 0.588$$

となる。

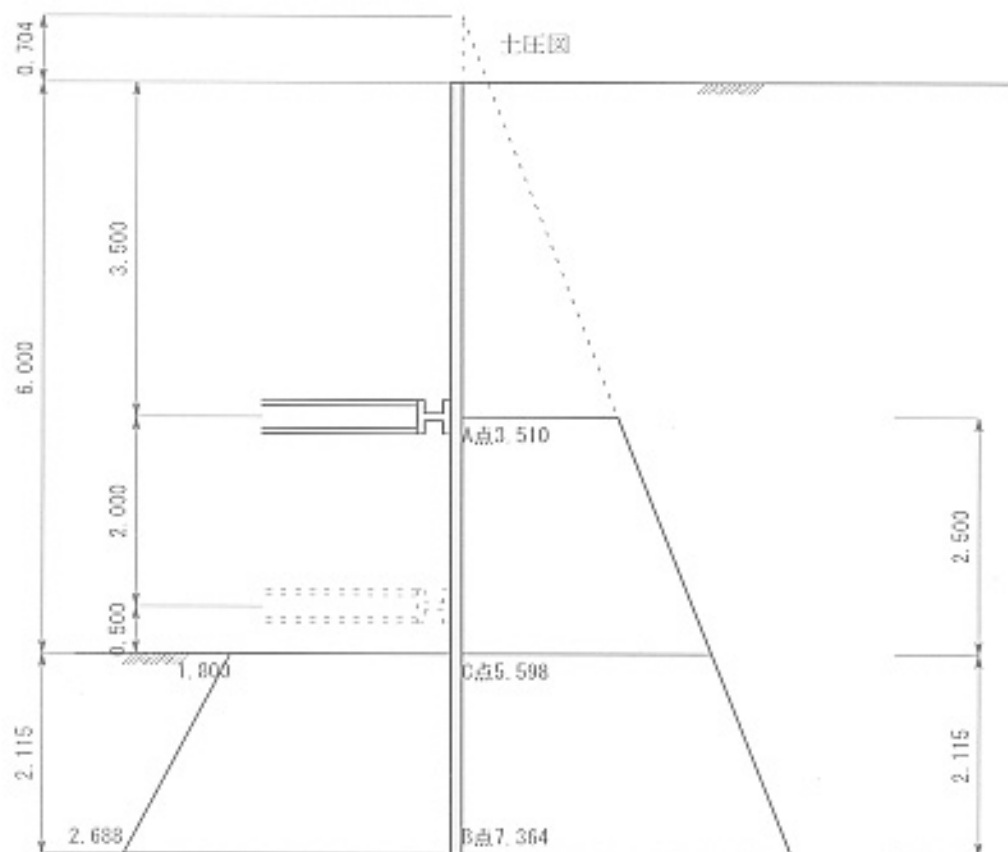
換算盛土高さ(上載荷重を土の平均単位重量で除して盛土高さに換算する)

(Conversion of axial load to embankment height)

$$\begin{aligned} h &= 1.0 / 1.420 \\ &= 0.704 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(Load explanation)

荷重図 (断面決定用土圧と水圧を示すと下图のようになる。)



(Moment)

A点のモーメント

番号	モーメント M (tf·m)
1	15.319
2	32.207
合計	47.526

B点の反力 (Reaction force of B)

$$\begin{aligned}
 R_b &= M_a / L \\
 &= 47.526 / 4.615 \\
 &= 10.298 \text{ (tf)}
 \end{aligned}$$

荷重の合力 (Resultant)

番号	荷重 Q (tf/m)	荷重の合力 ΣQ (tf/m)
1	11.385	11.385
2	8.961	20.346

A点の反力 (Reaction force of A)

$$\begin{aligned}
 R_a &= \Sigma Q - R_b \\
 &= 20.346 - 10.298 \\
 &= 10.048 \text{ (tf)}
 \end{aligned}$$

最大曲げモーメントの計算 (Calculation of maximum moment)

A点～C点間の計算 (Calculation of A point to C point)

A点～C点間のモーメントはA点からの距離を x とすると、次式によって表される。

$$M_x = R_a \cdot x - \frac{Q_a}{2} \cdot x^2 - \frac{Q_c - Q_a}{6 \cdot L} \cdot x^3$$

最大曲げモーメントの生じる点は $M_x' = 0$ とおいて、 x を解くことによって求めることができる。

$$M_x' = -\frac{Q_c - Q_a}{2 \cdot L} \cdot x^2 - Q_a \cdot x + R_a = 0$$

$$A = -\frac{Q_c - Q_A}{2 \cdot L}, \quad B = -Q_A, \quad c = R_a \text{ とおく}$$

$$A = -\frac{5,598 - 3,510}{2 \times 2,500} = -0.418, \quad B = -3,510, \quad c = 10.048$$

$$x = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2 \cdot A}$$

$$x = \frac{3,510 \pm \sqrt{3,510^2 - 4 \times -0.418 \times 10,048}}{2 \times -0.418}$$

$$= -10.654 \text{ (m)}$$

$$2.256 \text{ (m)}$$

したがって最大曲げモーメントは2.256(m)の位置に生じ、最大曲げモーメントは、次のようになる。

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 10.048 \times 2.256 - \frac{3,510}{2} \times 2.256^2 - \frac{0.418}{3} \times 2.256^3 \\ &= 12,136 \text{ (tf}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

応力度の計算 (Calculation of sheet pile stress)

以上より、鋼矢板Ⅲ型を用い、継手効率を0.6とすると、

(Use sheet pile type Ⅲ) (splice efficiency is 0.6)

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z \times 0.6}$$

$$= \frac{1213600,000}{1340 \times 0.6} = 1509,453 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \leq 2700 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

ここに、

$M_{\max}$: 最大曲げモーメント

$$M_{\max} = 1213600,000 \text{ (kgf}\cdot\text{cm)}$$

σ_{sa} : 鋼矢板の許容応力度

$$\sigma_{sa} = 2700 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

(Allowable stress of sheet pile)

最終掘削時 (Final excavation)

切梁取付点から、仮想支持点までの深さ (Depth of final strut to virtual bearing point)

$$\begin{aligned} L &= \Sigma Mr / PR \\ &= 50,255 / 16,035 \\ &= 3.134 \text{ (m)} \end{aligned}$$

平均単位体積重量 : $\bar{W}$ (仮想支持点までの土の単位体積重量を平均とする)

(Average unit weight of soil)

番号	層厚 h (m)	単位重量 γ (tf/m ³)	$h \times \gamma$ (tf/m ²)
1	5.500	1.42	7.810
2	3.000	1.42	4.260
3	0.134	1.42	0.190
合計	8.634		12.260

$$\begin{aligned} \bar{\gamma} &= (\Sigma h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 12.260 / 8.634 \\ &= 1.420 \text{ (tf/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側圧係数 (Coefficient of pressure)

本計算においては、地盤の種類は軟粘土地盤であるから、
(Soft clay)

$$K = 0.80 - 0.025 \times 8.5 = 0.588$$

となる。

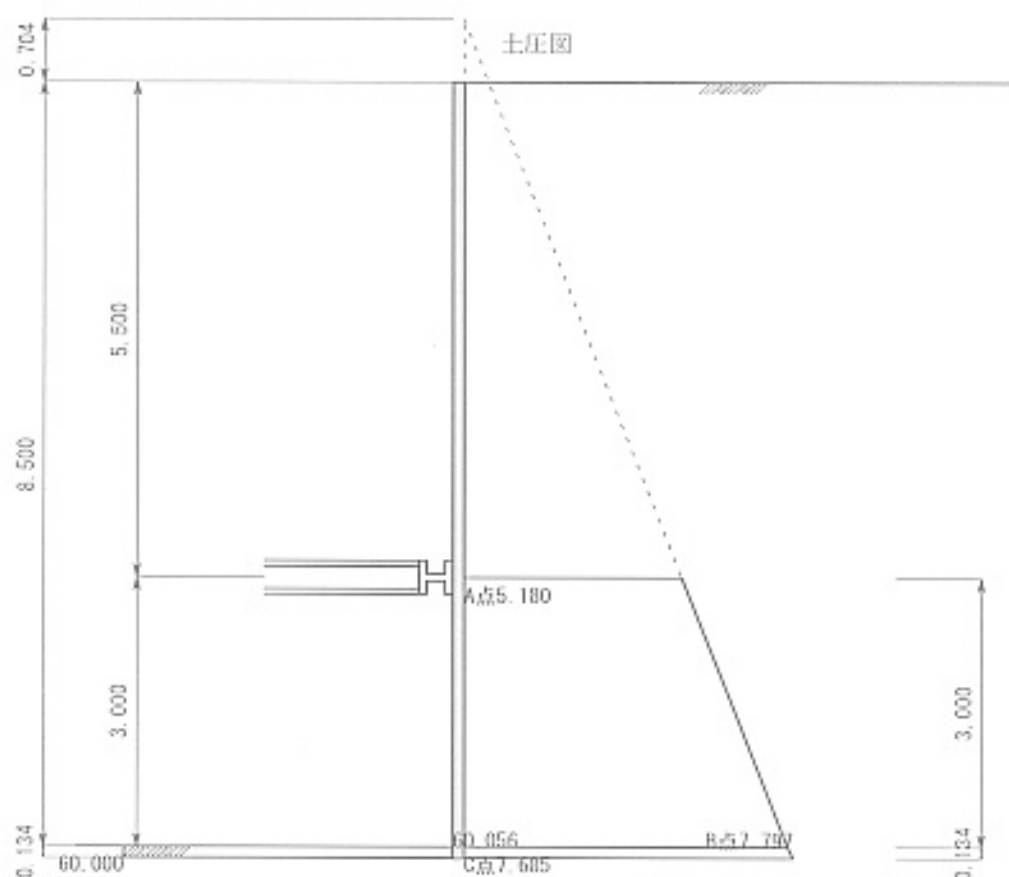
換算盛土高さ(上載荷重を土の平均単位重量で除して盛土高さに換算する)

(Conversion of axial load to embankment height)

$$\begin{aligned} h &= 1.0 / 1.420 \\ &= 0.704 \text{ (m)} \end{aligned}$$

(Load explanation)

荷重図 (断面決定用土圧と水圧を示すと下図のようになる。)



(Moment)

A点のモーメント

番号	モーメント M (tf・m)
1	30.825
2	0.000
合計	30.825

B点の反力 (Reaction force of B)

$$\begin{aligned}
 R_b &= M_a / L \\
 &= 30.825 / 3.134 \\
 &= 9.836 \text{ (tf)}
 \end{aligned}$$

荷重の合力 (Resultant)

番号	荷重 Q (tf/m)	荷重の合力 ΣQ (tf/m)
1	19.298	19.298
2	0.000	19.298

A点の反力 (Reaction force of A)

$$\begin{aligned}
 R_a &= \Sigma Q - R_b \\
 &= 19.298 - 9.836 \\
 &= 9.462 \text{ (tf)}
 \end{aligned}$$

最大曲げモーメントの計算 (Calculation of maximum moment)

A点～C点間の計算 (Calculation of A point to C point.)

A点～C点間のモーメントはA点からの距離を x とすると、
次式によって表される。

$$M_x = R_a \cdot x - \frac{Q_A}{2} \cdot x^2 - \frac{Q_C - Q_A}{6 \cdot L} \cdot x^3$$

最大曲げモーメントの生じる点は $M_x' = 0$ とおいて、
 x を解くことによって求めることができる。

$$M_x' = -\frac{Q_C - Q_A}{2 \cdot L} \cdot x^2 - Q_A \cdot x + R_a = 0$$

$$A = -\frac{Q_c - Q_A}{2 \cdot L}, \quad B = -Q_A, \quad c = R_a \text{ とおく}$$

$$A = -\frac{7,685 - 5,180}{2 \times 3,000} = -0.418, \quad B = -5,180, \quad c = 9,462$$

$$x = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2 \cdot A}$$

$$x = \frac{5,180 \pm \sqrt{5,180^2 - 4 \times -0.418 \times 9,462}}{2 \times -0.418}$$

$$= -14.008 \text{ (m)}$$

$$1.616 \text{ (m)}$$

したがって最大曲げモーメントは1.616(m)の位置に生じ、最大曲げモーメントは、次のようになる。

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 9,462 \times 1.616 - \frac{5,180}{2} \times 1.616^2 - \frac{0.418}{3} \times 1.616^3 \\ &= 7,939 \text{ (tf}\cdot\text{m)} \end{aligned}$$

応力度の計算 (Calculation of sheet pile stress)

以上より、鋼矢板Ⅲ型を用い、継手効率を0.6とすると、

(Use sheet pile typeⅢ) (Splice efficiency is 0.6)

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z \times 0.6}$$

$$= \frac{793900.000}{1340 \times 0.6} = 987.438 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \leq 2700 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad - \text{OK} -$$

ここに、

$M_{\max}$: 最大曲げモーメント

σ_{sa} : 鋼矢板の許容応力度

$$M_{\max} = 793900.000 \text{ (kgf}\cdot\text{cm)}$$

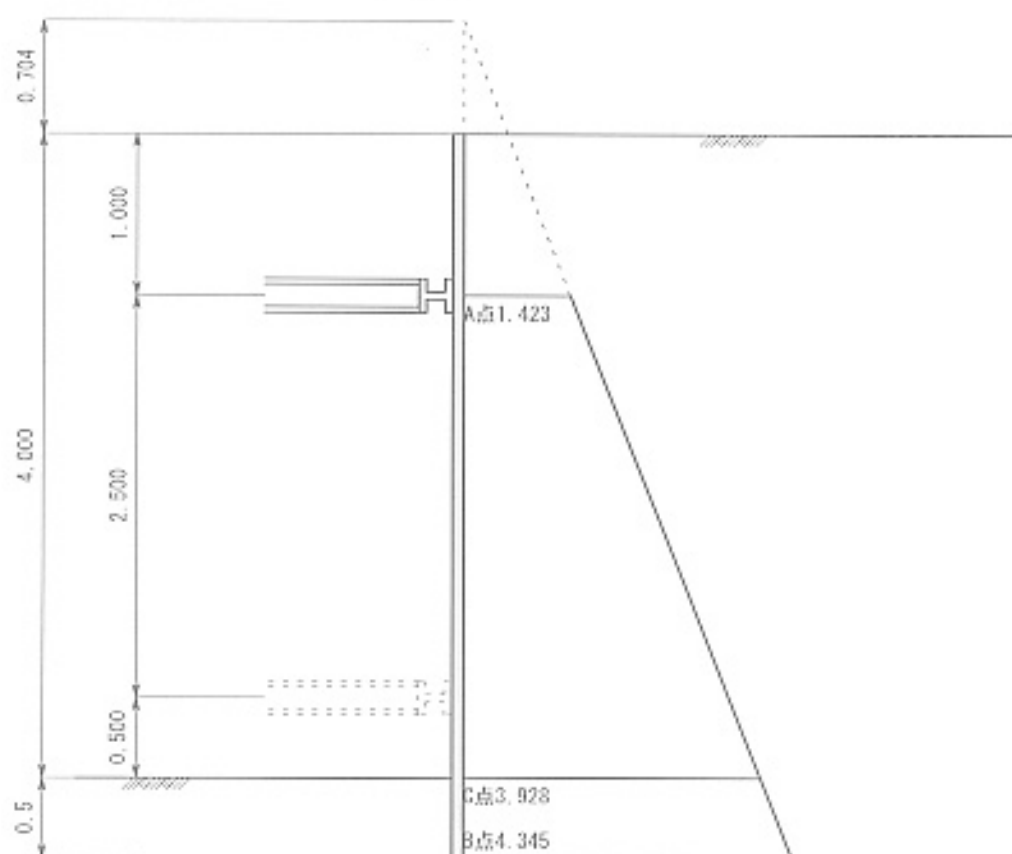
$$\sigma_{sa} = 2700 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

(Allowable stress of sheet pile)

第2段切梁撤去時 (In case of second strut take off)

切梁撤去時の断面計算は、最終掘削時の土圧によって算定し、矢板断面の計算の支点は、撤去切梁上部切梁と下方支持点とでとする。

また、矢板に作用する荷重は下図のようになる。



(Moment)

A点のコメント

番号	モーメント M(tf/m)
1	13.919
2	6.731
合計	20.650

B点の反力 (Reaction force of B)

$$\begin{aligned} \text{Re} &= \text{Ma} \sqrt{L} \\ &= 20.650 / 3.500 \\ &= 5.900 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

荷重の合力 (Resultant)

番号	荷重 Q (tf/m)	荷重の合力 ΣQ (tf/m)
1	8.027	8.027
2	2.068	10.095

A点の反力 (Reaction force of A)

$$\begin{aligned} R_a &= \Sigma Q - R_b \\ &= 10,095 - 5,900 \\ &= 4,195 (\text{tf}) \end{aligned}$$

最大曲げモーメントの計算 (Calculation of maximum moment)

A点～C点間の計算 (Calculation of A point to C point)

A点～C点間のモーメントはA点からの距離を x とすると、
次式によって表される。

$$M_x = R_a \cdot x - \frac{Q_c}{2} \cdot x^2 - \frac{Q_c - Q_a}{6 \cdot L} \cdot x^3$$

最大曲げモーメントの生じる点は $M_x' = 0$ とおいて、
 x を解くことによって求めることができる。

$$M_x' = -\frac{Q_c - Q_a}{2 \cdot L} \cdot x^2 - Q_a \cdot x + R_a = 0$$

$$A = -\frac{Q_c - Q_a}{2 \cdot L}, \quad B = -Q_a, \quad c = R_a \quad \text{とおく}$$

$$A = -\frac{3.928 - 1.423}{2 \times 3.000} = -0.418, \quad B = -1.423, \quad c = 4.195$$

$$x = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2 \cdot A}$$

$$\begin{aligned} x &= \frac{1.423 \pm \sqrt{(-1.423)^2 - 4 \times (-0.418) \times 4.195}}{2 \times (-0.418)} \\ &= -5.298 \text{ (m)} \\ &\quad 1.894 \text{ (m)} \end{aligned}$$

したがって最大曲げモーメントは1.894(m)の位置に生じ、最大曲げモーメントは、
次のようになる。

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 4.195 \times 1.894 - \frac{1.423}{2} \times 1.894^2 - \frac{0.418}{3} \times 1.894^3 \\ &= 4.446 \text{ (tf} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

応力度の計算 (Calculation of sheet pile stress)

以上より、鋼矢板Ⅲ 型を用い、継手効率を0.6とすると、
(Use sheet pile type Ⅲ) (Splice efficiency is 0.6)

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{M_{\max}}{Z \times 0.6} \\ &= \frac{444600.000}{1340 \times 0.6} = 552.985 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \leq 2700 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、

$M_{\max}$: 最大曲げモーメント

$$M_{\max} = 444600.000 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)}$$

σ_{sa} : 鋼矢板の許容応力度

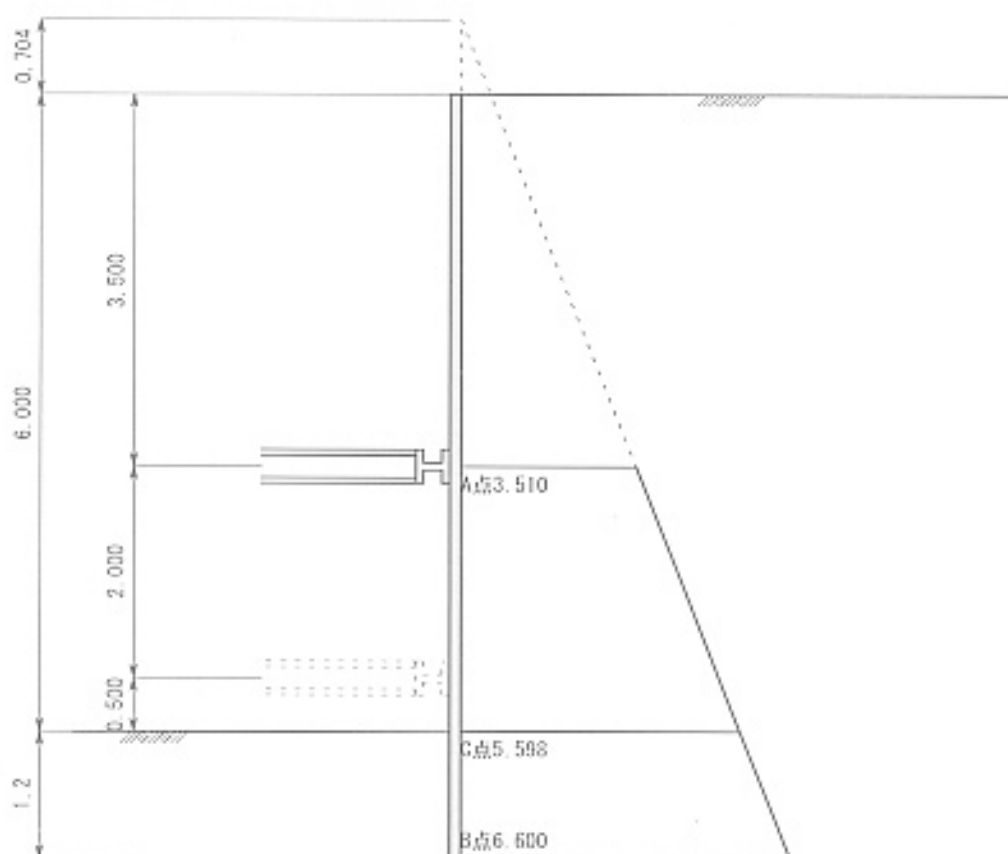
$$\sigma_{sa} = 2700 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

(Allowable stress of sheet pile)

最下段切梁撤去時 (In case of final strut take off)

切梁撤去時の断面計算は、最終掘削時の土圧によって算定し、矢板断面の計算の支点は、撤去切梁上部切梁と下方支持点までとする。

また、矢板に作用する荷重は下図のようになる。



(Moment) A点のモーメント

番号	モーメント M(tf/m)
1	15.319
2	22.809
合計	38.128

B点の反力 (Reaction force of B)

$$\begin{aligned}
 R_b &= M_a / L \\
 &= 38.128 / 3.700 \\
 &= 10.305 \text{ (tf)}
 \end{aligned}$$

荷重の合力 (Resultant)

番号	荷重 Q(tf/m)	荷重の合力 ΣQ (tf/m)
1	11.385	11.385
2	7.319	18.704

A点の反力 (Reaction force of A)

$$\begin{aligned}
 R_a &= \Sigma Q - R_b \\
 &= 18.704 - 10.305 \\
 &= 8.399 \text{ (tf)}
 \end{aligned}$$

最大曲げモーメントの計算 (Calculation of maximum moment)

A点～C点間の計算 (Calculation of A point to C point)

A点～C点間のモーメントはA点からの距離を x とすると、
次式によって表される。

$$Mx = Ra \cdot x - \frac{Q_0}{2} \cdot x^2 - \frac{Q_0 - Q_A}{6 \cdot L} \cdot x^3$$

最大曲げモーメントの生じる点は $Mx' = 0$ とおいて、
 x を解くことによって求めることができる。

$$Mx' = -\frac{Q_0 - Q_A}{2 \cdot L} \cdot x^2 - Q_A \cdot x + Ra = 0$$

$$A = -\frac{Q_0 - Q_A}{2 \cdot L}, B = -Q_A, C = Ra \text{ とおく}$$

$$A = -\frac{5.590 - 3.510}{2 \times 2.500} = -0.418, B = -3.510, C = 8.399$$

$$x = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2 \cdot A}$$

$$x = \frac{3.510 \pm \sqrt{(-3.510)^2 - 4 \times (-0.418) \times 8.399}}{2 \times (-0.418)}$$

$$= -10.340 \text{ (m)}$$

$$1.943 \text{ (m)}$$

したがって最大曲げモーメントは1.943(m)の位置に生じ、最大曲げモーメントは、
次のようになる。

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 8.399 \times 1.943 - \frac{3.510}{2} \times 1.943^2 - \frac{0.418}{3} \times 1.943^3 \\ &= 8.672 \text{ (tf} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

応力度の計算 (Calculation of sheet pile stress)

以上より、鋼矢板Ⅲ型を用い、継手効率を0.6とすると、

(Use sheet pile type Ⅲ) (splice efficiency is 0.6)

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z \times 0.6}$$

$$= \frac{867200.000}{1340 \times 0.6} = 1078.607 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \leq 2700 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

ここに、

$M_{\max}$: 最大曲げモーメント

$$M_{\max} = 867200.000 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)}$$

σ_{sa} : 鋼矢板の許容応力度

$$\sigma_{sa} = 2700 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

(Allowable stress of sheet pile)

6. 矢板変位量の計算 (Calculation of displacement of sheet pile)

δ1の算定

最上段切梁位置と仮想支持点の 1/2 点とをスパンとして、全載荷重をスパンで割った荷重を載荷した時の単純梁のたわみ量。

(Calculation of simple beam between first strut and 1/2 point of virtual bearing point)

土圧合力 (Resultant of earth pressure)

$$W_a = (1.423 + 7.741) / 2.0 \times 7.567 \\ = 34.672 (\text{tf})$$

水圧合力 (Resultant of Water pressure)

$$W_w = (1.000 + 8.500) / 2 \times 7.500 + (8.500 + 6.367) / 2 \times 0.134 / 2 \\ = 36.123 (\text{tf})$$

$$W = 34.672 / 7.567 \\ = 4.582 (\text{tf/m}^2) \\ = 45.820 (\text{kgf/cm/m})$$

$$\delta 1 = \frac{5 \cdot W \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I \cdot K_r} \\ = \frac{5 \times 45.820 \times (7.567 \times 100)^4}{384 \times 2100000 \times 16800 \times 0.6} \\ = 9.241 (\text{cm})$$

ここに、

L : 計算支間(最上段切梁から仮想支持点深さ 1/2)	L = 7.567 (m)
E : ヤング係数	E = 2100000 (kgf/cm ²)
I : 矢板の断面 2 次モーメント	I = 16800 (cm ⁴ /m)
K _r : 矢板の断面 2 次モーメントの低減率	K _r = 0.6

δ2の算定

掘切り底面土の弾性変形量は、次式による。

(Elastic deformation of soil of under excavation depth)

$$\delta 2 = \frac{1}{2} \cdot \frac{R}{K} \\ = \frac{1}{2} \times \frac{45.820 \times (7.567 \times 100)}{2546.000} \\ = 3.405 (\text{cm})$$

$$K = k \cdot b \cdot L_k \\ = 1.9 \times 100 \times (0.134 \times 100) \\ = 2546.000 (\text{kgf/cm})$$

ここに、

R : 仮想支持点の 1/2 点における反力 (kgf/m)	
k : 横方向地盤反力係数	k = 1.9
b : 単位幅 (100cm)	
L _k : 掘削底面から仮想支持点までの距離	L _k = 0.134 (m)

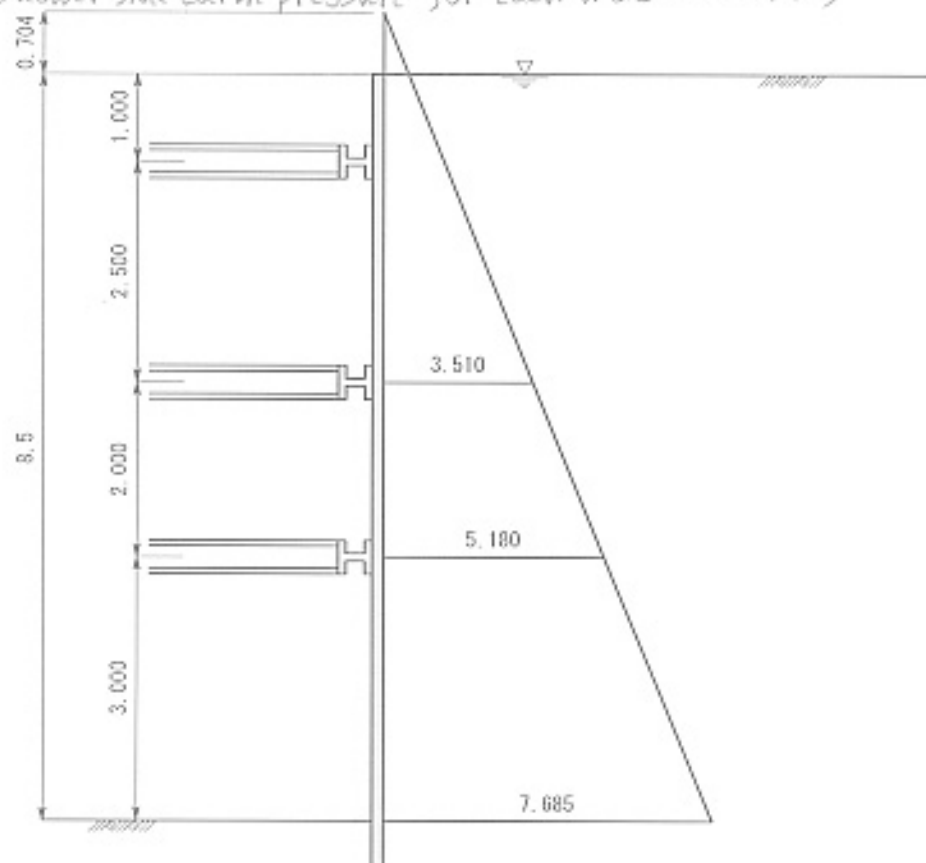
変位量の算定 (Calculation of displacement)

$$\delta = \delta 1 + \delta 2 \\ = 9.241 + 3.405 \\ = 12.646 (\text{cm}) \leq 30 (\text{cm}) \quad \text{OK}$$

(Earth pressure for calculation of wale and strut)

各段の支保工に作用する土圧は、最終掘削状態において断面決定用土圧を用いて下図のように分布する下方分担法により求めます。

(Use lower side earth pressure for each wale and strut)



Strut pressure for calculation

切梁位置	作用荷重 (tf/m)
1段目	7.378
2段目	8.690
3段目	19.298

7. 腹起し材の計算 (Calculation of wale)

第1段腹起し材 (1st. wale)

1段目の腹起しに作用する土圧は、1段目腹起し～2段目腹起し間 1.0(m) 当たりの土圧と水圧の合力とする。

曲げモーメント (Moment)

$$\begin{aligned} M_y &= R_a \cdot L^2 / 8 \\ &= 7.378 \times 4.000^2 / 8 \\ &= 14.756 (\text{tf} \cdot \text{m}) \\ &= 1475600.000 (\text{kgf} \cdot \text{cm}) \end{aligned}$$

せん断力 (Shearing force)

$$\begin{aligned} S_{\text{max}} &= R_a \cdot L / 2 \\ &= 7.378 \times 4.000 / 2 \\ &= 14.756 (\text{tf}) \\ &= 14756.000 (\text{kgf}) \end{aligned}$$

ここに、(Design load for wale)

R_a : 支保工作用荷重

$$R_a = 7.378 (\text{tf/m})$$

L : 設計支間長

$$L = 4.000 (\text{m})$$

(Design length)

腹起しは曲げモーメントとせん断力に対して設計する。

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A} \leq \tau_a$$

ここに、

σ : 曲げ圧縮応力度 (kgf/cm^2) (Bending compressive stress)

M_{max} : 最大曲げモーメント ($\text{tf} \cdot \text{m}$) (Maximum bending moment)

Z : 腹起しの断面係数 (cm^3) (Section modulus of wale)

σ_a : 許容曲げ圧縮応力度 (kgf/cm^2) (Allowable compressive stress)

τ : せん断応力度 (kgf/cm^2) (Shearing stress)

S_{max} : 最大せん断力 (tf) (Maximum shearing force)

A : 腹起し材ウェブ断面積 (cm^2) (Web area of wale)

τ_a : 許容せん断応力度 (kgf/cm^2) (Allowable shearing stress)

これに対して、H - 300×300×10×15(生材)を、1本使用すると、

断面積 A (cm^2)	単位重量 W (kgf/m)	断面係数		断面2次半径	
		Z_x (cm^3)	Z_y (cm^3)	r_x (cm)	r_y (cm)
118.400	93.000	1350.000	450.000	13.1	7.55

$$\sigma = \frac{1475600.000}{1350.000} = 1093.037 (\text{kgf/cm}^2) \leq 1782.012 (\text{kgf/cm}^2) \quad \text{OK}$$

ここに、

σ_a : 許容曲げ圧縮応力度 (kgf/cm^2)

$(L/b) \leq 4.5$ の時 $\sigma_a = 2100 (\text{kgf/cm}^2)$

$4.5 < (L/b) \leq 30$ の時 $\sigma_a = 2100 - 36 \cdot (L/b - 4.5)$

$L = 4.000 (\text{m}) \quad b = 30.000 (\text{cm})$ より

$L/b = (4.000 \times 100) / 30.000 = 13.333$ であるから

$\sigma_a = 1782.012 (\text{kgf/cm}^2)$

$$\tau = \frac{14756.000}{27.000} = 546.519 (\text{kgf/cm}^2) \leq 1200 (\text{kgf/cm}^2) \quad - \text{OK} -$$

ウェブ部断面積 (Web area)

$$\begin{aligned} A &= (H - 2 \times t_2) \times t_1 \times 1 \\ &= (30.000 - 2 \times 1.500) \times 1.000 \times 1 \\ &= 27.000 (\text{cm}^2) \end{aligned}$$

第2段腹起し材 (2nd. Wale)

2段目の腹起しに作用する土圧は、2段目腹起し～3段目腹起し間 1.0(m) 当たりの土圧と水圧の合力とする。

曲げモーメント (Moment)

$$\begin{aligned} M_y &= R_a \cdot L^2 / 8 \\ &= 8,690 \times 4,000^2 / 8 \\ &= 17,380 (\text{tf} \cdot \text{m}) \\ &= 1738000,000 (\text{kgf} \cdot \text{cm}) \end{aligned}$$

せん断力 (Shearing stress)

$$\begin{aligned} S_{\max} &= R_a \cdot L / 2 \\ &= 8,690 \times 4,000 / 2 \\ &= 17,380 (\text{tf}) \\ &= 17380,000 (\text{kgf}) \end{aligned}$$

ここに、(Design load for wale)

R_a : 支保工作用荷重

$$R_a = 8,690 (\text{tf/m})$$

L : 設計支間長

$$L = 4,000 (\text{m})$$

(Design length)

腹起しは曲げモーメントとせん断力に対して設計する。

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_{\max}}{A} \leq \tau_a$$

ここに、

σ : 曲げ圧縮応力度 (kgf/cm^2) (Bending compressive stress)

$M_{\max}$: 最大曲げモーメント ($\text{tf} \cdot \text{m}$) (Maximum bending moment)

Z : 腹起しの断面係数 (cm^3) (Section modulus of wale)

σ_a : 許容曲げ圧縮応力度 (kgf/cm^2) (Allowable compressive stress)

τ : せん断応力度 (kgf/cm^2) (Shearing stress)

$S_{\max}$: 最大せん断力 (tf) (Maximum shearing force)

A : 腹起し材ウェブ断面積 (cm^2) (Web area of wale)

τ_a : 許容せん断応力度 (kgf/cm^2) (Allowable shearing stress)

これに対して、H - 300×300×10×15(生材)を、1本使用すると、

断面積	単位重量	断面係数		断面2次半径	
A	W	Z_x	Z_y	r_x	r_y
(cm^2)	(kgf/m)	(cm^3)	(cm^3)	(cm)	(cm)
110,400	93,000	1350,000	450,000	13.1	7.55

$$\sigma = \frac{1738000,000}{1350,000} = 1287.407 (\text{kgf/cm}^2) \leq 1782.012 (\text{kgf/cm}^2) \quad - \text{OK} -$$

ここに、

σ_a : 許容曲げ圧縮応力度 (kgf/cm^2)

$(L/b) \leq 4.5$ の時 $\sigma_a = 2100 (\text{kgf/cm}^2)$

$4.5 < (L/b) \leq 30$ の時 $\sigma_a = 2100 - 36 \cdot (L/b - 4.5)$

$L = 4,000 (\text{m})$ $b = 30,000 (\text{cm})$ より

$L/b = (4,000 \times 100) / 30,000 = 13.333$ であるから

$\sigma_a = 1782.012 (\text{kgf/cm}^2)$

$$\tau = \frac{17380,000}{27,000} = 643.704 (\text{kgf/cm}^2) \leq 1200 (\text{kgf/cm}^2) \quad - \text{OK} -$$

ウェブ部断面積 (Web area)

$$\begin{aligned} A &= (H - 2 \times t_2) \times t_1 \times 1 \\ &= (30.000 - 2 \times 1.500) \times 1.000 \times 1 \\ &= 27.000 (\text{cm}^2) \end{aligned}$$

第3段腹起し材 (3rd. wale)

3段目の腹起しに作用する土圧は、3段目腹起し～最終掘削底面間 1.0(m) 当たりの土圧と水圧の合力とする。

曲げモーメント (Moment)

$$\begin{aligned} M_y &= R_a \cdot L^2 / 8 \\ &= 19.298 \times 4.000^2 / 8 \\ &= 38.596 (\text{tf} \cdot \text{m}) \\ &= 3859600.000 (\text{kgf} \cdot \text{cm}) \end{aligned}$$

せん断力 (Shearing force)

$$\begin{aligned} S_{\text{max}} &= R_a \cdot L / 2 \\ &= 19.298 \times 4.000 / 2 \\ &= 38.596 (\text{tf}) \\ &= 38596.000 (\text{kgf}) \end{aligned}$$

ここに、(Design load for wale)

R_a : 支保工作用荷重

$$R_a = 19.298 (\text{tf/m})$$

L : 設計支間長

$$L = 4.000 (\text{m})$$

(Design length)

腹起しは曲げモーメントとせん断力に対して設計する。

$$\sigma = \frac{M_{\text{max}}}{Z} \leq \sigma_a$$

$$\tau = \frac{S_{\text{max}}}{A} \leq \tau_a$$

ここに、

σ : 曲げ圧縮応力度 (kgf/cm²) (Bending compressive stress)

M_{max} : 最大曲げモーメント (tf·m) (Maximum bending moment)

Z : 腹起しの断面係数 (cm³) (Section modulus of wale)

σ_a : 許容曲げ圧縮応力度 (kgf/cm²) (Allowable compressive stress)

τ : せん断応力度 (kgf/cm²) (Shearing stress)

S_{max} : 最大せん断力 (tf) (Maximum shearing force)

A : 腹起し材ウェブ断面積 (cm²) (Web area of wale)

τ_a : 許容せん断応力度 (kgf/cm²) (Allowable shearing stress)

これに対して、H = 350×350×12×19(生材)を、1本使用すると、

断面積	単位重量	断面係数		断面2次半径	
A	W	Zx	Zy	rx	ry
(cm ²)	(kgf/m)	(cm ³)	(cm ³)	(cm)	(cm)
171.900	135.000	2280.000	776.000	15.2	8.89

$$\sigma = \frac{3859600.000}{2280.000} = 1692.807 (\text{kgf/cm}^2) \leq 1850.556 (\text{kgf/cm}^2) \quad - \text{OK} -$$

ここに、

σ_a : 許容曲げ圧縮応力度 (kgf/cm²)

(L/b) ≤ 4.5 の時 $\sigma_a = 2100 (\text{kgf/cm}^2)$

4.5 < (L/b) ≤ 30 の時 $\sigma_a = 2100 - 36 \cdot (L/b - 4.5)$

L = 4.000 (m) b = 35.000 (cm) より

L/b = (4.000 × 100) / 35.000 = 11.429 であるから

$\sigma_a = 1850.556 (\text{kgf/cm}^2)$

$$\tau = \frac{38596.000}{37.440} = 1030.876 (\text{kgf/cm}^2) \leq 1200 (\text{kgf/cm}^2) \quad - \text{OK} -$$

ウェブ部断面積 (Web area)

$$\begin{aligned} A &= (H - 2 \times t_2) \times t_1 \times 1 \\ &= (35,000 - 2 \times 1,900) \times 1,200 \times 1 \\ &= 37,440 (\text{cm}^2) \end{aligned}$$

8. 切梁材の計算 (Calculation of strut)

第1段切梁材 (1st strut)

(1) 作用荷重の計算 (Calculation of load)

切梁に作用する軸力は、腹起しに作用する反力と切梁分担幅の積として求められる。
切梁には軸力のほか、自重、作業荷重等を考慮して 0.5(tf/m) を載荷する。また温度変化による軸力の増加として 15,000(tf) を加算し計算する。

$$\begin{aligned} M_y &= 1/8 \times 0.50 \times L^2 \\ &= 1/8 \times 0.50 \times 5,200^2 \\ &= 1,690 \text{ (tf} \cdot \text{m)} \\ &= 169000,000 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{\max} &= R \cdot B + N_0 \\ &= 7,378 \times 5,000 + 15,000 \times 1 \\ &= 51,890 \text{ (tf)} \\ &= 51890,000 \text{ (kgf)} \end{aligned}$$

Load for strut {

- Axial load from wale
- Self weight and others
- 0.5 t/m
- Effect of temperature 15°

ここに、

R : 支保工作用荷重 (Design load) R = 7,378 (tf/m)
L : 設計支間長 (Design length) L = 5,200 (m)
B : 荷重分担幅 (Effective width) B = 5,000 (m)
N₀ : 温度変化による軸力
(Axial load of temperature) N₀ = 15,000 (tf)

これに対して、H = 300×300×10×15 (生材) を、1本使用すると、

断面積	単位重量	断面係数		断面2次半径	
A	W	Z _x	Z _y	r _x	r _y
(cm ²)	(kgf/m)	(cm ³)	(cm ³)	(cm)	(cm)
118,400	93,000	1350,000	450,000	13.1	7.55

軸方向と曲げを受ける部材は下記の条件を満たさなければならない。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bazy} \times (1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}})} \leq 1.00$$

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}})} \leq \sigma_{cal}$$

ここに、

$$\begin{aligned}\sigma_c : \text{軸方向による圧縮応力度} \quad \sigma_c &= N/A \\ &= 51890.000/118.400 \\ &= 438.260 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{bcy} : \text{曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度} \\ \sigma_{bcy} &= My/Z_x \\ &= 169000.000/1350.000 \\ &= 125.185 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{caz} : Z\text{軸に関する許容軸力方向応力度} \\ (L/r) \leq 20 \text{ の時} \quad \sigma_{caz} &= 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ 20 < (L/r) \leq 93 \text{ の時} \quad \sigma_{caz} &= 2100 - 13 \cdot (L/r - 20) \\ (L/r) > 93 \text{ の時} \quad \sigma_{caz} &= \frac{18,000,000}{[6,700 + (L/r)^2]} \\ L &= 5.200 \text{ (m)}, r = 7.55 \text{ (cm) より、} L/r = (5.200 \times 100)/7.55 = 68.874 \text{ であるから} \\ \sigma_{caz} &= 1464.638 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{bagy} : \text{局部座屈を考慮しない強軸まわり許容曲げ圧縮応力度} \\ (L/b) \leq 4.5 \text{ の時} \quad \sigma_{bagy} &= 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ 4.5 < (L/b) \leq 30 \text{ の時} \quad \sigma_{bagy} &= 2100 - 36 \cdot (L/b - 4.5) \\ L &= 5.200 \text{ (m)} \quad b = 30.000 \text{ (cm) より} \\ L/b &= (5.200 \times 100)/30.000 = 17.333 \text{ であるから} \\ \sigma_{bagy} &= 1638.012 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{cal} : \text{圧縮応力を受ける自由突出版の} \\ \text{局部座屈に対する許容曲げ応力度} \quad \sigma_{cal} &= 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{eay} : \text{強軸、弱軸まわりオイラー座屈応力度} \\ \sigma_{eay} &= \frac{12,000,000}{(5.200 \times 100/13.1)^2} = 7615.828 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\frac{438.260}{1464.638} + \frac{125.185}{1638.012 \times (1 - \frac{438.260}{7615.828})} = 0.380 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$438.260 + \frac{125.185}{(1 - \frac{438.260}{7615.828})} = 571.089 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \leq 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

第2段切梁材 (2nd strut)

(1) 作用荷重の計算 (Calculation of load)

切梁に作用する軸力は、腹起しに作用する反力と切梁分担幅の積として求められる。
切梁には軸力のほか、自重、作業荷重等を考慮して 0.5 (tf/m) を載荷する。また温度変化による軸力の増加として 15,000 (tf) を加算し計算する。

$$\begin{aligned} M_y &= 1/8 \cdot 0.50 \cdot L^2 \\ &= 1/8 \times 0.50 \times 5,200^2 \\ &= 1,690 \text{ (tf} \cdot \text{m)} \\ &= 169000,000 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{\max} &= R \cdot B + N_0 \\ &= 8,690 \times 5,000 + 15,000 \times 1 \\ &= 58,450 \text{ (tf)} \\ &= 58450,000 \text{ (kgf)} \end{aligned}$$

Load for strut

- Axial load from wale
- Self weight and others
0.5 tf/m
- Effect of temperature 15°

ここに、

R : 支保工作用荷重 (Design load) R = 8,690 (tf/m)
L : 設計支間長 (Design length) L = 5,200 (m)
B : 荷重分担幅 (Effective width) B = 5,000 (m)
N₀ : 温度変化による軸力
(Axial load of temperature) N₀ = 15,000 (tf)

これに対して、H = 300×300×10×15 (生材) を、1本使用すると、

断面積	単位重量	断面係数		断面2次半径	
A	W	Z _x	Z _y	r _x	r _y
(cm ²)	(kgf/m)	(cm ³)	(cm ³)	(cm)	(cm)
118,400	93,000	1350,000	450,000	13.1	7.55

軸方向と曲げを受ける部材は下記の条件を満たさなければならない。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca2}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \times (1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}})} \leq 1.00$$

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}})} \leq \sigma_{cal}$$

ここに、

$$\begin{aligned}\sigma_c : \text{軸方向による圧縮応力度} \quad \sigma_c &= N/A \\ &= 58450.000/118.400 \\ &= 493.666 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{bcy} : \text{曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度} \\ \sigma_{bcy} &= M_y/Z_x \\ &= 169000.000/1350.000 \\ &= 125.185 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{caz} : \text{Z軸に関する許容軸力方向応力度} \\ (L/r) \leq 20 \text{ の時} \quad \sigma_{caz} &= 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ 20 < (L/r) \leq 93 \text{ の時} \quad \sigma_{caz} &= 2100 - 13 \cdot (L/r - 20) \\ (L/r) > 93 \text{ の時} \quad \sigma_{caz} &= \frac{18,000,000}{\{6,700 + (L/r)^2\}} \\ L &= 5.200 \text{ (m)}, \quad r = 7.55 \text{ (cm)} \text{ より、} L/r = (5.200 \times 100)/7.55 = 68.874 \text{ であるから} \\ \sigma_{caz} &= 1464.638 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{bagy} : \text{局部座屈を考慮しない強軸まわり許容曲げ圧縮応力度} \\ (L/b) \leq 4.5 \text{ の時} \quad \sigma_{bagy} &= 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ 4.5 < (L/b) \leq 30 \text{ の時} \quad \sigma_{bagy} &= 2100 - 36 \cdot (L/b - 4.5) \\ L &= 5.200 \text{ (m)} \quad b = 30.000 \text{ (cm)} \text{ より} \\ L/b &= (5.200 \times 100)/30.000 = 17.333 \text{ であるから} \\ \sigma_{bagy} &= 1638.012 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{cal} : \text{圧縮応力を受ける自由突出版の} \\ \text{局部座屈に対する許容曲げ応力度} \quad \sigma_{cal} &= 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{cay} : \text{強軸、弱軸まわりオイラー座屈応力度} \\ \sigma_{cay} &= \frac{12,000,000}{(5.200 \times 100/13.1)^2} = 7615.828 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\frac{493.666}{1464.638} + \frac{125.185}{1638.012 \times (1 - \frac{493.666}{7615.828})} = 0.419 \leq 1.0 \quad \text{OK}$$

$$493.666 + \frac{125.185}{(1 - \frac{493.666}{7615.828})} = 627.528 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \leq 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

第3段切梁材 (3rd Strut)

(1) 作用荷重の計算 (Calculation of load)

切梁に作用する軸力は、腹起しに作用する反力と切梁分担幅の積として求められる。
切梁には軸力のほか、自重、作業荷重等を考慮して 0.5(tf/m) を載荷する。また温度変化による軸力の増加として 15,000(tf) を加算し計算する。

$$\begin{aligned} M_y &= 1/8 \cdot 0.50 \cdot L^2 \\ &= 1/8 \times 0.50 \times 5,100^2 \\ &= 1.626 \text{ (tf} \cdot \text{m)} \\ &= 162600,000 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{\max} &= R \cdot B + N_0 \\ &= 19,298 \times 5,000 + 15,000 \times 1 \\ &= 111,490 \text{ (tf)} \\ &= 111490,000 \text{ (kgf)} \end{aligned}$$

Load for strut {

- Axial load from wale
- Self weight and others
0.5 t/m
- Effect of temperature 15°

ここに、

R : 支保工作用荷重 (Design load) R = 19,298 (tf/m)
L : 設計支間長 (Design length) L = 5,100 (m)
B : 荷重分担幅 (Effective width) B = 5,000 (m)
N₀ : 温度変化による軸力 (Axial load of temperature) N₀ = 15,000 (tf)

これに対して、H = 300 × 300 × 10 × 15 (生材) を、1本使用すると、

断面積	単位重量	断面係数		断面2次半径	
A	W	Zx	Zy	rx	ry
(cm ²)	(kgf/m)	(cm ³)	(cm ³)	(cm)	(cm)
118,400	93,000	1350,000	450,000	13.1	7.55

軸方向と曲げを受ける部材は下記の条件を満たさなければならない。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \times (1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{cay}})} \leq 1.00$$

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{cay}})} \leq \sigma_{cal}$$

ここに、

$$\begin{aligned}\sigma_c : \text{軸方向による圧縮応力度} \quad \sigma_c &= N/A \\ &= 111490.000/118.400 \\ &= 941.639 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{bey} : \text{曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度} \\ \sigma_{bey} &= M_y/Z_x \\ &= 162600.000/1350.000 \\ &= 120.444 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{caz} : Z\text{軸に関する許容軸力方向応力度} \\ (L/r) \leq 20 \text{ の時} \quad \sigma_{caz} &= 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ 20 < (L/r) \leq 93 \text{ の時} \quad \sigma_{caz} &= 2100 - 13 \cdot (L/r - 20) \\ (L/r) > 93 \text{ の時} \quad \sigma_{caz} &= \frac{18,000,000}{[6,700 + (L/r)^2]}\end{aligned}$$

$$L = 5.100 \text{ (m)}, r = 7.55 \text{ (cm)} \text{ より、 } L/r = (5.100 \times 100)/7.55 = 67.550 \text{ であるから}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{bagy} : \text{局部座屈を考慮しない強軸まわり許容曲げ圧縮応力度} \\ (L/b) \leq 4.5 \text{ の時} \quad \sigma_{bagy} &= 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ 4.5 < (L/b) \leq 30 \text{ の時} \quad \sigma_{bagy} &= 2100 - 36 \cdot (L/b - 4.5) \\ L = 5.100 \text{ (m)} \quad b = 30.000 \text{ (cm)} \text{ より} \\ L/b &= (5.100 \times 100)/30.000 = 17.000 \text{ であるから} \\ \sigma_{bagy} &= 1650.000 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{cal} : \text{圧縮応力を受ける自由突出版の} \\ \text{局部座屈に対する許容曲げ応力度} \quad \sigma_{cal} &= 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{eay} : \text{強軸、弱軸まわりオイラー座屈応力度} \\ \sigma_{eay} &= \frac{12,000,000}{(5.100 \times 100/13.1)^2} = 7917.416 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\frac{941.639}{1481.850} + \frac{120.444}{1650.000 \times (1 - \frac{941.639}{7917.416})} = 0.718 \leq 1.0 \quad - \text{OK} -$$

$$941.639 + \frac{120.444}{(1 - \frac{941.639}{7917.416})} = 1078.341 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \leq 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad - \text{OK} -$$

9. 火打ち材の計算 (Calculation of brace)

第1段火打ち材 (1st brace)

火打ちに作用する軸力は腹起しに作用する反力と火打ち分担幅の積として求められる。

(Axial load for brace is calculated by reaction of wale and effective width of brace.)

$$\begin{aligned} N_{\max} &= R \cdot B + N_0 \\ &= 7.378 \times 2.000 / \cos 45^\circ + 0.000 \times 1 \\ &= 20.868 (\text{tf}) \\ &= 20868.000 (\text{kgf}) \end{aligned}$$

これに対して、 $\Pi = 250 \times 250 \times 9 \times 14$ (生材) を、1本使用すると、

火打ち材の断面諸元は次の通りになる。

断面積 A (cm^2)	単位重量 W (kgf/m)	断面係数		断面2次半径	
		Zx (cm^3)	Zy (cm^3)	rx (cm)	ry (cm)
91.430	71.800	860.000	292.000	10.8	6.32

火打ちは軸方向圧縮を受ける軸力部材として設計する。

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{A} \leq \sigma_a \\ &= \frac{20868.000}{91.430} \\ &= 228.240 (\text{kgf/cm}^2) \leq 2100 (\text{kgf/cm}^2) \quad \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、

σ : 軸方向圧縮応力度 (kgf/cm^2)

N : 火打ちに作用する最大軸力 (kgf)

A : 火打ちの断面積 (cm^2)

σ_a : 許容軸方向圧縮応力度 (kgf/cm^2)

($L/r \leq 20$ の時) $\sigma_a = 2100 (\text{kgf/cm}^2)$

$20 < (L/r) \leq 93$ の時 $\sigma_a = 2100 - 13 \cdot (L/r - 20)$

($L/r > 93$ の時) $\sigma_a = \frac{18,000,000}{\{6,700 + (L/r)^2\}}$

$L = 1.626 (\text{m})$, $r = 10.8 (\text{cm})$ より、 $L/r = (1.626 \times 100) / 10.8 = 15.056$ であるから

$\sigma_a = 2100 (\text{kgf/cm}^2)$

第2段火打ち材 (2nd brace)

火打ちに作用する軸力は起しに作用する反力と火打ち分担幅の積として求められる。

(Axial load for brace is calculated by reaction of wale and effective width of brace)

$$\begin{aligned} N_{\max} &= R \cdot B + N_0 \\ &= 8,690 \times 2,000 / \cos 45 + 0,000 \times 1 \\ &= 24,579 \text{ (tf)} \\ &= 24579,000 \text{ (kgf)} \end{aligned}$$

これに対して、H = 250×250×9×14(生材)を、1本使用すると、

火打ち材の断面諸元は次の通りになる。

断面積	単位重量	断面係数		断面2次半径	
A	W	Zx	Zy	rx	ry
(cm ²)	(kgf/m)	(cm ³)	(cm ³)	(cm)	(cm)
91,430	71,800	860,000	292,000	10.8	6.32

火打ちは軸方向圧縮を受ける軸力部材として設計する。

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{A} \leq \sigma_a \\ &= \frac{24579,000}{91,430} \\ &= 268,829 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \leq 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、

σ : 軸方向圧縮応力度 (kgf/cm²)

N : 火打ちに作用する最大軸力 (kgf)

A : 火打ちの断面積 (cm²)

σ_a : 許容軸方向圧縮応力度 (kgf/cm²)

(L/r) ≤ 20の時 $\sigma_a = 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

20 < (L/r) ≤ 93の時 $\sigma_a = 2100 - 13 \cdot (L/r - 20)$

(L/r) > 93の時 $\sigma_a = \frac{18,000,000}{\{6,700 + (L/r)^2\}}$

L = 1.626 (m), r = 10.8 (cm) より、L/r = (1.626×100)/10.8 = 15.056であるから

$\sigma_a = 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

第3段火打ち材 (3rd brace)

火打ちに作用する軸力は腹起しに作用する反力と火打ち分担幅の積として求められる。

(Axial load for brace is calculated by reaction of wale and effective width of brace)

$$\begin{aligned} N_{\max} &= R \cdot B + N_0 \\ &= 19,298 \times 2.000 / \cos 45 + 0.000 \times 1 \\ &= 54,583 (\text{tf}) \\ &= 54583.000 (\text{kgf}) \end{aligned}$$

これに対して、H = 250×250×9×14 (生材) を、1本使用すると、

火打ち材の断面諸元は次の通りになる。

断面積	単位重量	断面係数		断面2次半径	
A	W	Zx	Zy	rx	ry
(cm ²)	(kgf/m)	(cm ³)	(cm ³)	(cm)	(cm)
91.430	71.000	860.000	292.000	10.8	6.32

火打ちは軸方向圧縮を受ける軸力部材として設計する。

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{A} \leq \sigma_a \\ &= \frac{54583.000}{91.430} \\ &= 596.992 (\text{kgf/cm}^2) \leq 2100 (\text{kgf/cm}^2) \quad \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、

σ : 軸方向圧縮応力度 (kgf/cm²)

N : 火打ちに作用する最大軸力 (kgf)

A : 火打ちの断面積 (cm²)

σ_a : 許容軸方向圧縮応力度 (kgf/cm²)

(L/r) ≤ 20の時 $\sigma_a = 2100 (\text{kgf/cm}^2)$

20 < (L/r) ≤ 93の時 $\sigma_a = 2100 - 13 \cdot (L/r - 20)$

(L/r) > 93の時 $\sigma_a = \frac{18,000,000}{[6,700 + (L/r)^2]}$

L = 1.626 (m), r = 10.8 (cm) より、L/r = (1.626×100)/10.8 = 15.056であるから

$\sigma_a = 2100 (\text{kgf/cm}^2)$

(Result of Calculation)

下水道事業団 (Japan Sewage Works Agency)

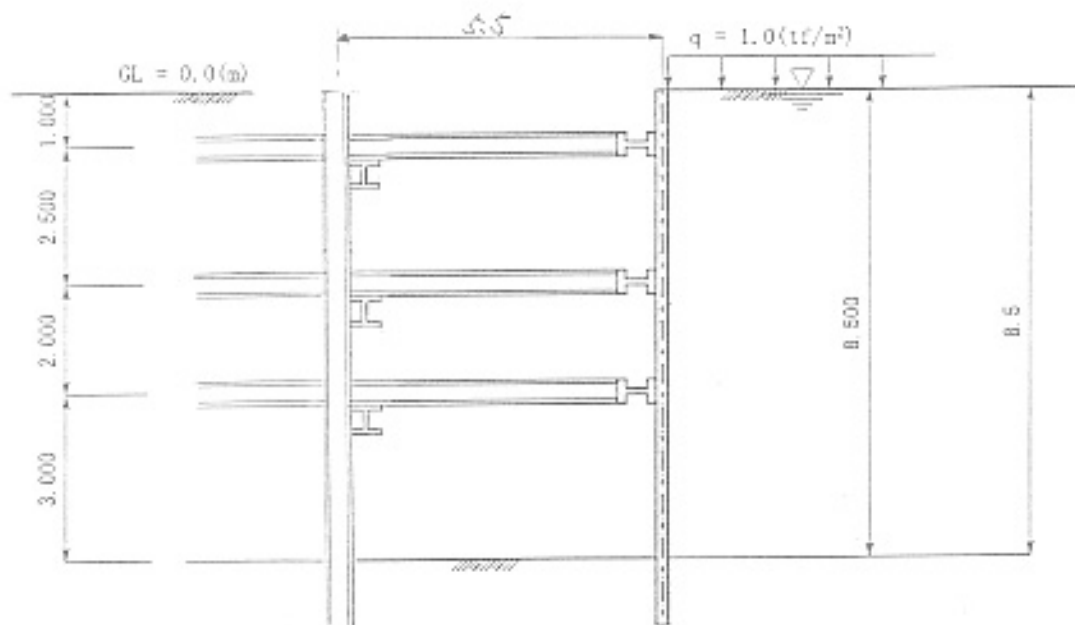
(Lift Pumping Station)

リフトポンプ場 (ケース 1-2)

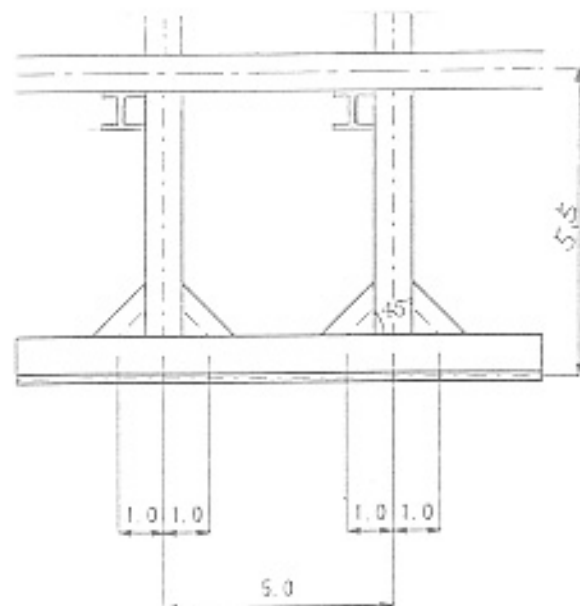
10. 設計条件 (Design Condition)

地盤高 (Ground Level)	GL = 0.0 (m)
掘削深 (Excavation depth)	H = 8.5 (m)
土載荷重 (Axial Load)	q = 1.0 (tf/m ²)
地下水位 (地表面からの深さ)	0.0 (m) (Ground water level from GL)
水の単位体積重量	$\gamma_w = 1.0$ (tf/m ³) (Unit weight of water)
切梁段数	n = 3 (段) (Numbers of Strut)
横方向地盤反力係数	K = 1.9 (Deformation constant of soil)
地盤改良 (受働土圧側)	最終掘削時 (for Final excavation)
(Soil improvement passive side)	

断面図 (Section)



平面図 (Plan)



11. 土質条件 (Soil condition)

(Lift pumping station) (With soil improvement)

地質調査名: リフトポンプ場 (ケース2-1) 改良あり

Thickness Existing soil condition

番号	層厚 (m)	現地盤の土質 γ - ϕ			
		γ_t (tf/m ³)	γ_t' (tf/m ³)	C (tf/m ²)	ϕ (°)
1	8.500	1.42	0.42	0.9	0
2	3.000	1.42	0.42	0.9	0
3	8.100	1.42	0.42	0.9	0
4	12.400	1.47	0.47	1.2	0
5	1.600	2.0	1.0	5.9	0
6	20.000	1.8	0.8	0	35

After soil improvement

番号	層厚 (m)	改良後の土質 γ - ϕ			
		γ_k (tf/m ³)	γ_k' (tf/m ³)	C' (tf/m ²)	ϕ' (°)
1	8.500	1.42	0.42	0.9	0
2	3.000	1.42	0.42	30.0	0
3	8.100	1.42	0.42	0.9	0
4	12.400	1.47	0.47	1.2	0
5	1.600	2.0	1.0	5.9	0
6	20.000	1.8	0.8	0	35

12. 矢板根入れ長・断面計算 (Calculation of sheet pile)

embedment length / Stress

Excavation

切梁設置位置	根入れ長	応力度 (kgf/cm ²)
第2段切梁	5.497	1629.353
第3段切梁	3.190	1509.453
最終掘削時	0.320	987.438

Filling

切梁撤去位置	根入れ長	応力度 (kgf/cm ²)
第2段切梁	-	552.985
第3段切梁	-	1078.607

土圧の釣り合いでの根入れ長 (最終掘削時) 0.320 (m) [矢板長 = 8.820 (m)]
最小根入れ長 3.0 (m) [矢板長 = 11.500 (m)]

変位量 (最終掘削時)

12.646 (cm) $\leq$ 30 (cm) - OK -

矢板材の断面性能

継手効率 0.6
断面係数 $Z = 1340 \times 0.6 = 804.000$ (cm³)
使用矢板 鋼矢板Ⅲ 型

13. 腹起し材 (Calculation of wale)

腹起し	設置位置 (m)	使用部材	本数
1	1.0	H - 300 $\times$ 300 $\times$ 10 $\times$ 15 (生材)	1
2	3.5	H - 300 $\times$ 300 $\times$ 10 $\times$ 15 (生材)	1
3	5.5	H - 350 $\times$ 350 $\times$ 12 $\times$ 19 (生材)	1

14. 切梁材 (Calculation of strut)

切梁	設置位置 (m)	使用部材	本数
1	1.0	H - 300×300×10×15 (生材)	1
2	3.5	H - 300×300×10×15 (生材)	1
3	5.5	H - 300×300×10×15 (生材)	1

15. 火打ち材 (Calculation of brace)

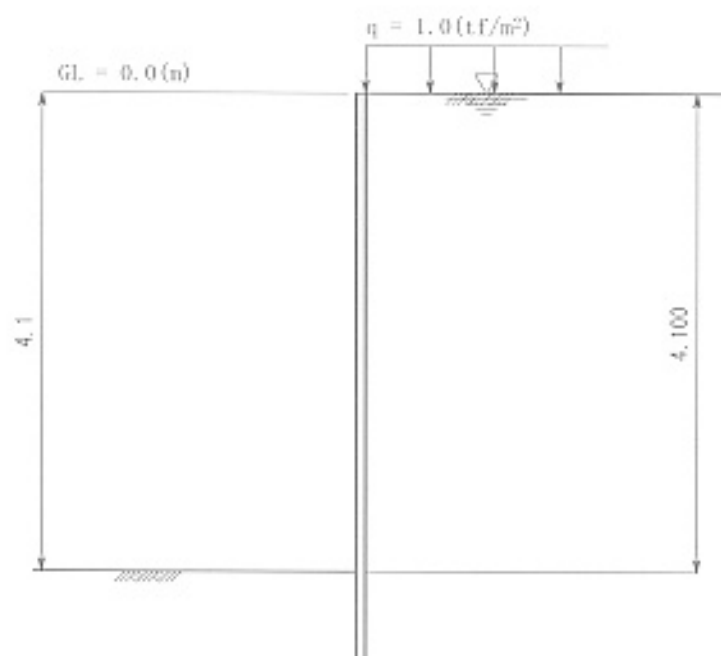
火打ち	設置位置 (m)	使用部材	本数
1	1.0	H - 250×250×9×14 (生材)	1
2	3.5	H - 250×250×9×14 (生材)	1
3	5.5	H - 250×250×9×14 (生材)	1

下水道事業団
(Treatment Plant Case1)
水処理施設 (ケース 1)

1. 設計条件

地盤高	GL. = 0.0 (m)
掘削深	H = 4.1 (m)
上載荷重	q = 1.0 (tf/m ²)
地下水位 (地表面からの深さ)	0.0 (m)
水の単位体積重量	$\gamma_w = 1.0$ (tf/m ³)

断面図



2. 土質条件

地質調査名 : ホーチミン下水処理場

番号	層厚 (m)	現地盤の土質パラメータ			
		γ_t (tf/m ³)	γ_t' (tf/m ³)	C (tf/m ²)	ϕ (°)
1	4.100	1.42	0.42	0.9	0
2	3.000	1.42	0.42	0.9	0
3	12.500	1.42	0.42	0.9	0
4	12.400	1.47	0.47	1.2	0
5	1.600	2.0	1.0	5.9	0
6	20.000	1.8	0.8	0	35

3. 土圧の計算

矢板に作用する土圧は、ランキン・レザール公式によって計算され、各層の土圧強度は次のようになる。

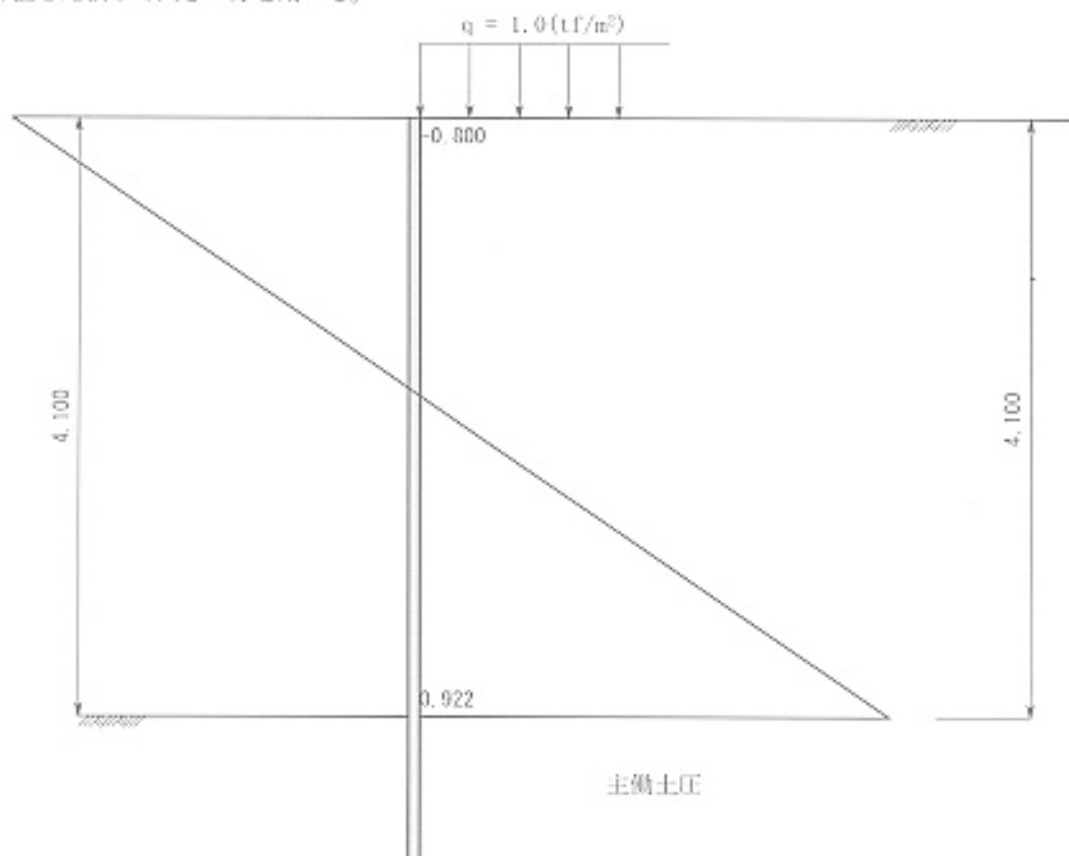
$$\text{主働土圧} \quad Q_a = K_a (\sum \gamma t \cdot h + q) - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a} \quad (\text{tf/m}^2)$$

$$K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$$

$$\text{受働土圧} \quad Q_p = K_p (\sum \gamma t \cdot h) + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p} \quad (\text{tf/m}^2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$$

但し、主働土圧の最小土圧は $P_a = 0.3(\sum \gamma t \cdot h + q)$ として、上式による土圧と水圧の合計値と比較して大きい方を用いる。



主働土圧算定表						
番号	層厚 (m)	土圧係数 K_a	主働土圧 Q_a (tf/m²)	水圧 (tf/m²)	最小土圧 P_a (tf/m²)	土圧強度 (tf/m²)
1	4.100	1.000	-0.800	0.000	0.300	0.300
			0.922	4.100	0.817	5.022

主働土圧によるモーメント表				
番号	層厚 (m)	土圧強度 (tf/m²)	水平力 P_p (tf)	モーメント M_p (tf-m)
1	4.100	0.300	10.333	14.227
		5.022		
合計			10.333	14.227

4. 根入れ長さの決定

主働側水平力の作用位置

$$h = 14.227 / 10.333 = 1.377(\text{m})$$

根入れ長の計算は、Changの計算式から決まる根入れ長と掘削深のうち、最大の値とする。また、壁体の断面2次モーメントの低減を1.0とし計算する。

$$\begin{aligned}\beta &= \sqrt[4]{\frac{K \cdot B}{4EI}} \\ &= \sqrt[4]{\frac{1.9 \times 100,000}{4 \times 2100000 \times 16800 \times 1.0}} \\ &= 0.006(\text{cm}^{-1})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}L' &= \pi / \beta \\ &= \pi / 0.006 \\ &= 523.599(\text{cm}) \\ &= 5.236(\text{m})\end{aligned}$$

掘削深 $H = 4.100(\text{m})$ 、最小根入れ長 $= 1.5(\text{m})$ より必要根入れ長は、

$$L0 = 5.236(\text{m})$$

となる。

ここに、

L' : 根入れ長 (cm)

kh : 水平方向地盤反力係数

B : 壁幅

E : ヤング係数

I : 壁体の断面2次モーメント

$$kh = 1.9$$

$$B = 100,000(\text{cm})$$

$$E = 2100000(\text{kgf/cm}^2)$$

$$I = 16800(\text{cm}^4/\text{m})$$

根入れ長の決定

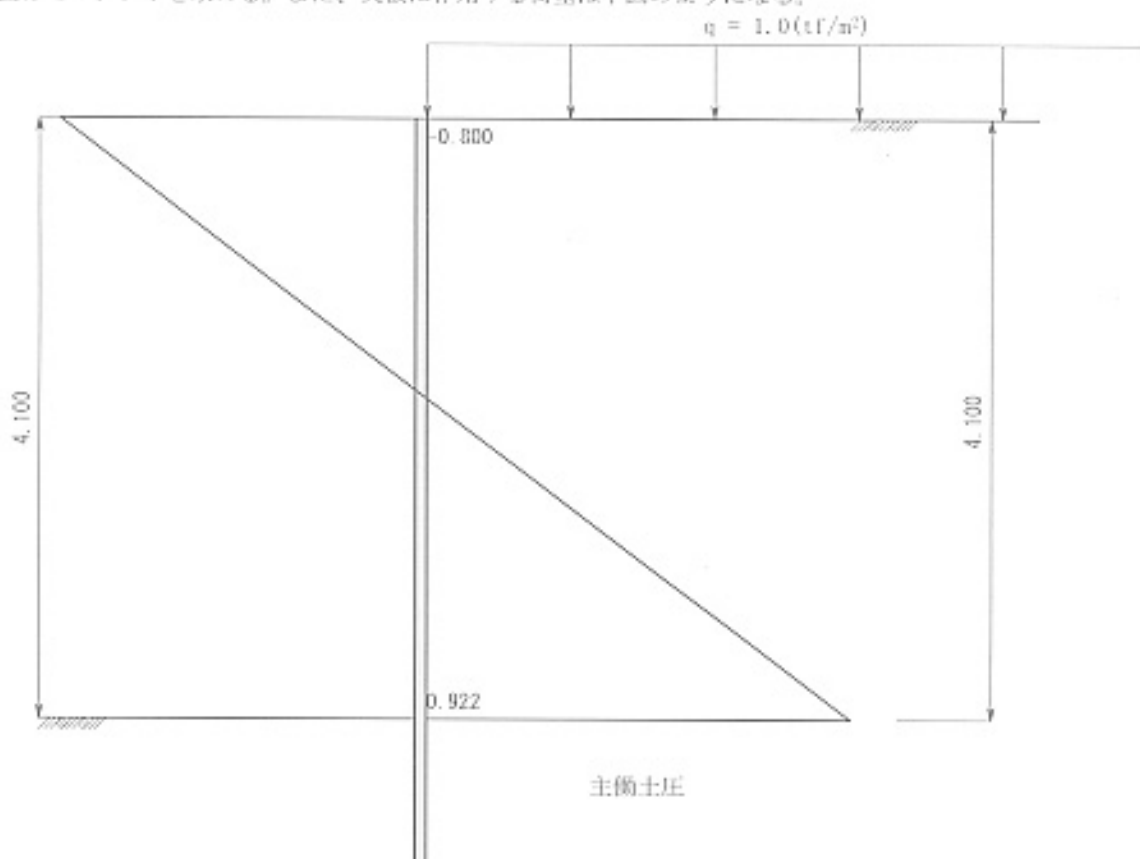
最小根入れ長	1.5(m) [矢板長 = 5.600(m)]
自立時での根入れ長	5.236(m) [矢板長 = 9.336(m)]

したがって、根入れ長・矢板長は次の通りになる。

$$\begin{aligned}\text{矢板長 } L &= 9.336(\text{m}) \\ \text{根入れ長 } L_o &= 9.336 - 4.1 \\ &= 5.236(\text{m})\end{aligned}$$

5. 矢板断面の計算

矢板断面の計算は、壁体を杭頭自由の突出杭としてChangの計算式を用いて、最大曲げモーメントを求める。また、矢板に作用する荷重は下図のようになる。



$$\begin{aligned}\beta &= \sqrt[4]{\frac{K \cdot B}{4EI}} \\ &= \sqrt[4]{\frac{1.9 \times 100,000}{4 \times 2100000 \times 16800 \times 0.6}} \\ &= 0.007 (\text{cm}^{-1}) \\ &= 0.700 (\text{m}^{-1})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}X_m &= \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \left(\frac{1}{1 + 2\beta h} \right) \\ &= \frac{1}{0.700} \tan^{-1} \left(\frac{1}{1 + 2 \times 0.700 \times 1.377} \right) \\ &= 0.470 (\text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{\max} &= -\frac{Pa}{2\beta} \sqrt{(1 + 2\beta \cdot h)^2 + 1} \cdot \exp(-\beta \cdot X_m) \\ &= -\frac{10.333}{2 \times 0.700} \times \sqrt{(1 + 2 \times 0.700 \times 1.377)^2 + 1} \times \exp(-0.700 \times 0.470) \\ &= -16.433 (\text{tf} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

ここに、

$M_{\max}$: 最大曲げモーメント

Pa : 側圧合計値

h : Pa の作用位置

X_m : 最大曲げモーメントの生ずる位置

$Pa = 10.333 (\text{tf})$

$h = 1.377 (\text{m})$

応力度の計算

以上より、鋼矢板Ⅲ型を用い、継手効率を0.6とすると、

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M_{\max}}{Z \times 0.6} \\ &= \frac{1643300.000}{1340 \times 0.6} = 2043.905 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \leq 2700 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad - \text{OK} -\end{aligned}$$

ここに、

$M_{\max}$: 最大曲げモーメント

σ_{sa} : 鋼矢板の許容応力度

$M_{\max} = 1643300.000 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)}$

$\sigma_{sa} = 2700 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

6. 矢板変位量の計算

自立式土留めの頭部変位量は、次式による。

$$\begin{aligned}\delta_1 &= \frac{1 + \beta h}{2EI\beta^3} Pa \\ &= \frac{1 + 0.007 \times 137.700}{2 \times 2100000 \times 16800 \times 0.007^3} \times 10333.000 \\ &= 0.838 \text{ (cm)} \\ \delta_2 &= \frac{1 + 2\beta h}{2EI\beta^2} Pa \cdot H \\ &= \frac{1 + 2 \times 0.007 \times 137.700}{2 \times 2100000 \times 16800 \times 0.007^2} \times 10333.000 \times 410.000 \\ &= 3.588 \text{ (cm)} \\ p_2' &= \frac{6 \Sigma M}{H^2} \\ &= \frac{6 \times 1422700.000}{410.000^2} \\ &= 50.780 \text{ (kgf/cm)} \\ \delta_3 &= \frac{p_2' \cdot H^4}{30EI} \\ &= \frac{50.780 \times 410.000^4}{30 \times 2100000 \times 16800} \\ &= 1.356 \text{ (cm)} \\ \delta &= \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \\ &= 0.838 + 3.588 + 1.356 \\ &= 5.782 \text{ (cm)}\end{aligned}$$

ここに、

H	: 掘削深さ	H	= 410.000 (cm)
Pa	: 側圧合計値	Pa	= 10333.000 (kgf)
h	: Paの作用位置	h	= 137.700 (cm)
β	: (矢板断面の計算より)	β	= 0.007 (cm ⁻¹)
E	: 壁体の弾性係数	E	= 2100000 (kgf/cm ²)
I	: 壁体の断面 2 次モーメント	I	= 16800 (cm ⁴)
ΣM	: 側圧による掘削底面回りのモーメント	ΣM	= 1422700.000 (kgf・cm)

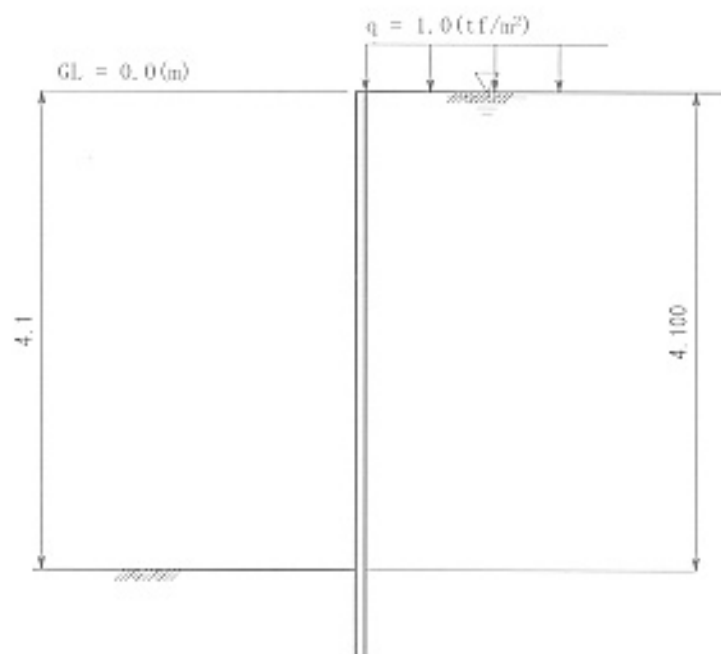
下水道事業団

水処理施設（ケース 1－1）

7. 設計条件

地盤高	GL = 0.0 (m)
掘削深	H = 4.1 (m)
上載荷重	q = 1.0 (tf/m ²)
地下水位（地表面からの深さ）	0.0 (m)
水の単位体積重量	$\gamma_w = 1.0$ (tf/m ³)

断面図



8. 土質条件

地質調査名 : ホーチミン下水処理場

番号	層厚 (m)	現地盤の土質データ			
		γ_t (tf/m ³)	γ_t' (tf/m ³)	C (tf/m ²)	ϕ (°)
1	4.100	1.42	0.42	0.9	0
2	3.000	1.42	0.42	0.9	0
3	12.500	1.42	0.42	0.9	0
4	12.400	1.47	0.47	1.2	0
5	1.600	2.0	1.0	5.9	0
6	20.000	1.8	0.8	0	35

9. 矢板根入れ長・断面計算

最小根入れ長 1.5(m) [矢板長 = 5.600(m)]
 自立時での根入れ長 5.236(m) [矢板長 = 9.336(m)]

変位量(最終掘削時)
 5.782(cm) ≤ 30(cm) - OK -

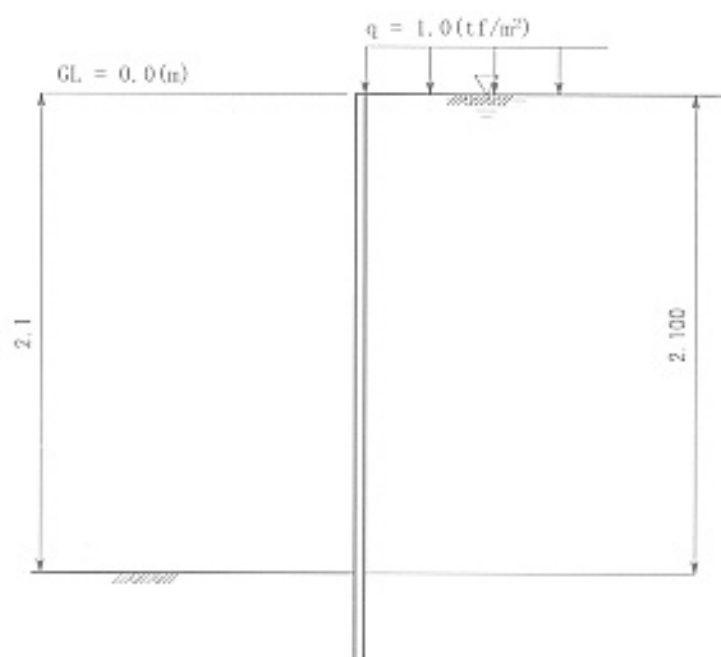
矢板材の断面性能
 継手効率 0.6
 断面係数 $Z = 1340 \times 0.6 = 804.000(\text{cm}^3)$
 使用矢板 鋼矢板Ⅲ 型

(Treatment Plant Case 2)
水処理施設 (ケース2)

1. 設計条件

地盤高	$GL = 0.0(m)$
掘削深	$H = 2.1(m)$
上載荷重	$q = 1.0(tf/m^2)$
地下水位 (地表面からの深さ)	$0.0(m)$
水の単位体積重量	$\gamma_w = 1.0(tf/m^3)$

断面図



2. 土質条件

地質調査名：水処理施設（ケース2-1）

番号	層厚 (m)	現地盤の土質データ			
		γ_t (tf/m ³)	γ_t' (tf/m ³)	C (tf/m ²)	ϕ (°)
1	2.100	1.42	0.42	0.9	0
2	3.000	1.42	0.42	0.9	0
3	10.400	1.42	0.42	0.9	0
4	12.400	1.47	0.47	1.2	0
5	1.600	2.0	1.0	5.9	0
6	20.000	1.8	0.8	0	35

3. 土圧の計算

矢板に作用する土圧は、ランキン・レザール公式によって計算され、各層の土圧強度は次のようになる。

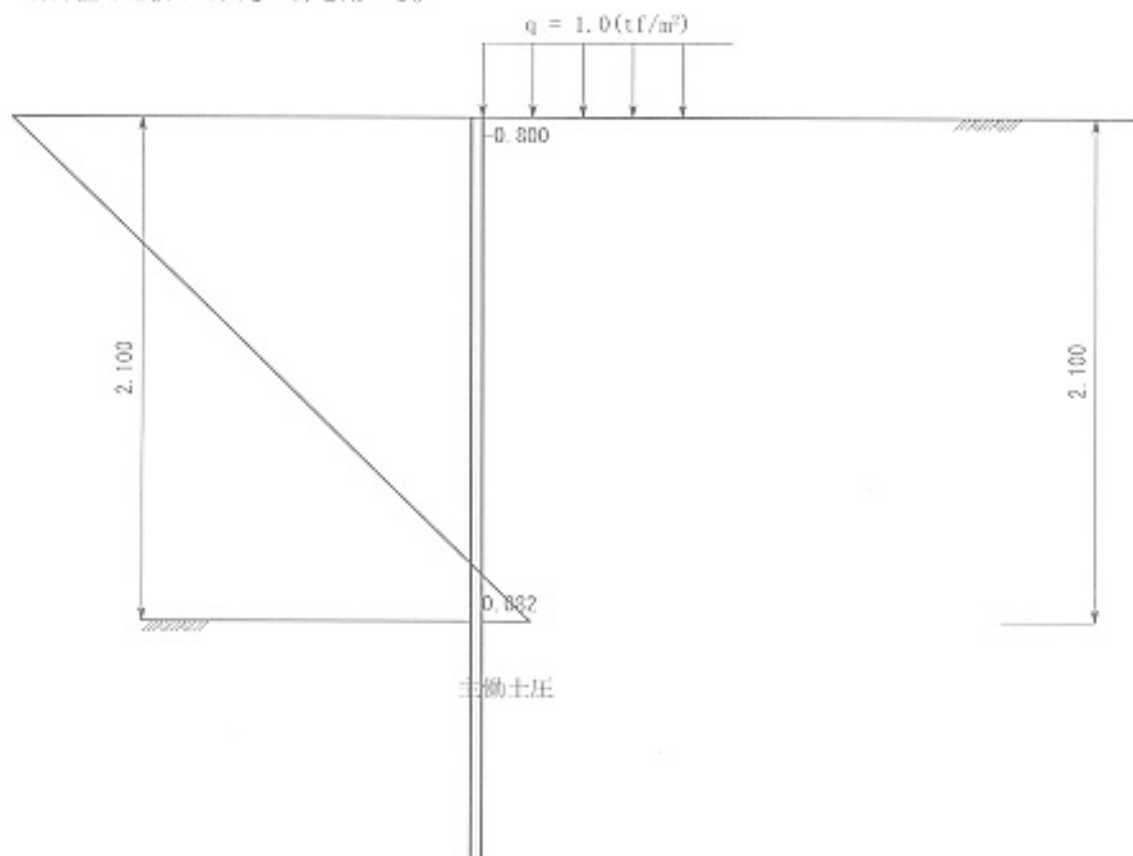
$$\text{主働土圧} \quad Q_a = K_a(\sum \gamma t \cdot h + q) - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a} \quad (\text{tf/m}^2)$$

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$$

$$\text{受働土圧} \quad Q_p = K_p(\sum \gamma t \cdot h) + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p} \quad (\text{tf/m}^2)$$

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$$

但し、主働土圧の最小土圧は $P_a = 0.3(\sum \gamma t \cdot h + q)$ として、上式による土圧と水圧の合計値と比較して大きい方を用いる。



主働土圧算定表						
番号	層厚 (m)	土圧係数 K_a	主働土圧 $Q_a \text{ (tf/m}^2\text{)}$	水圧 $\text{(tf/m}^2\text{)}$	最小土圧 $P_a \text{ (tf/m}^2\text{)}$	土圧強度 $\text{(tf/m}^2\text{)}$
1	2.100	1.000	-0.800	0.000	0.300	0.300
			0.082	2.100	0.565	2.182

主働土圧によるモーメント表				
番号	層厚 (m)	土圧強度 $\text{(tf/m}^2\text{)}$	水平力 $P_p \text{ (tf)}$	モーメント $M_p \text{ (tf} \cdot \text{m)}$
1	2.100	0.300	2.339	1.701
		2.182		
合計			2.339	1.701

4. 根入れ長さの決定

主働側水平力の作用位置

$$h = 1.701 / 2.339 = 0.727 \text{ (m)}$$

根入れ長の計算は、Changの計算式から決まる根入れ長と掘削深のうち、最大の値とする。また、壁体の断面2次モーメントの低減を1.0とし計算する。

$$\begin{aligned}\beta &= \sqrt[3]{\frac{K \cdot B}{4EI}} \\ &= \sqrt[3]{\frac{1.9 \times 100,000}{4 \times 2100000 \times 16800 \times 1.0}} \\ &= 0.006 \text{ (cm}^{-1}\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}L' &= \pi / \beta \\ &= \pi / 0.006 \\ &= 523.599 \text{ (cm)} \\ &= 5.236 \text{ (m)}\end{aligned}$$

掘削深 $H = 2.100 \text{ (m)}$ 、最小根入れ長 $= 1.5 \text{ (m)}$ より必要根入れ長は、

$$L_0 = 5.236 \text{ (m)}$$

となる。

ここに、

L' : 根入れ長 (cm)

kh : 水平方向地盤反力係数

B : 壁幅

E : ヤング係数

I : 壁体の断面2次モーメント

$$kh = 1.9$$

$$B = 100,000 \text{ (cm)}$$

$$E = 2100000 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$I = 16800 \text{ (cm}^4\text{/m)}$$

根入れ長の決定

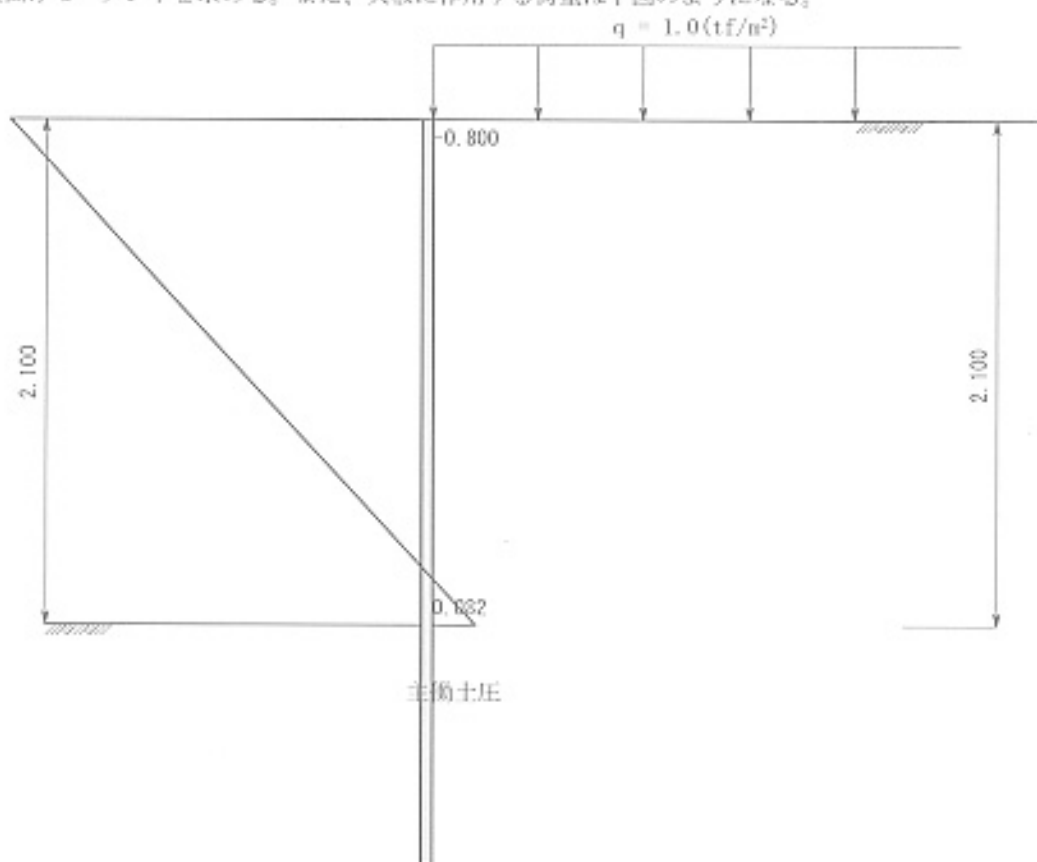
最小根入れ長	1.5 (m) [矢板長 = 3.600 (m)]
自立時での根入れ長	5.236 (m) [矢板長 = 7.336 (m)]

したがって、根入れ長・矢板長は次の通りになる。

$$\begin{aligned}\text{矢板長 } L &= 7.336 \text{ (m)} \\ \text{根入れ長 } L_0 &= 7.336 - 2.1 \\ &= 5.236 \text{ (m)}\end{aligned}$$

5. 矢板断面の計算

矢板断面の計算は、壁体を杭頭自由の突出杭としてChangの計算式を用いて、最大曲げモーメントを求める。また、矢板に作用する荷重は下図のようになる。



$$\begin{aligned}\beta &= \sqrt[4]{\frac{K \cdot B}{4EI}} \\ &= \sqrt[4]{\frac{1.9 \times 100,000}{4 \times 2100000 \times 16800 \times 0.6}} \\ &= 0.007 (\text{cm}^{-1}) \\ &= 0.700 (\text{m}^{-1})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}X_m &= \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \left(\frac{1}{1 + 2\beta h} \right) \\ &= \frac{1}{0.700} \tan^{-1} \left(\frac{1}{1 + 2 \times 0.700 \times 0.727} \right) \\ &= 0.657 (\text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{\max} &= -\frac{Pa}{2\beta} \sqrt{(1 + 2\beta \cdot h)^2 + 1} \cdot \exp(-\beta \cdot X_m) \\ &= -\frac{2.339}{2 \times 0.700} \times \sqrt{(1 + 2 \times 0.700 \times 0.727)^2 + 1} \times \exp(-0.700 \times 0.657) \\ &= -2.375 (\text{tf} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

ここに、

$M_{\max}$: 最大曲げモーメント

Pa : 側圧合計値

h : Pa の作用位置

X_m : 最大曲げモーメントの生ずる位置

$Pa = 2.339 (\text{tf})$

$h = 0.727 (\text{m})$

応力度の計算

以上より、鋼矢板Ⅲ型を用い、継手効率を0.6とすると、

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M_{\max}}{Z \times 0.6} \\ &= \frac{237500.000}{1340 \times 0.6} = 295.398 (\text{kgf/cm}^2) \leq 2700 (\text{kgf/cm}^2) \quad - \text{OK} -\end{aligned}$$

ここに、

$M_{\max}$: 最大曲げモーメント

σ_{sa} : 鋼矢板の許容応力度

$M_{\max} = 237500.000 (\text{kgf} \cdot \text{cm})$

$\sigma_{sa} = 2700 (\text{kgf/cm}^2)$

6. 矢板変位量の計算

自立式土留めの頭部変位量は、次式による。

$$\begin{aligned}\delta_1 &= \frac{1 + \beta h}{2EI \beta^3} Pa \\ &= \frac{1 + 0.007 \times 72.700}{2 \times 2100000 \times 16800 \times 0.007^3} \times 2339.000 \\ &= 0.146 \text{ (cm)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_2 &= \frac{1 + 2\beta h}{2EI \beta^2} Pa \cdot H \\ &= \frac{1 + 2 \times 0.007 \times 72.700}{2 \times 2100000 \times 16800 \times 0.007^2} \times 2339.000 \times 210.000 \\ &= 0.287 \text{ (cm)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}p_2' &= \frac{6 \Sigma M}{H^2} \\ &= \frac{6 \times 170100.000}{210.000^2} \\ &= 23.143 \text{ (kgf/cm)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_3 &= \frac{p_2' \cdot H^4}{30EI} \\ &= \frac{23.143 \times 210.000^4}{30 \times 2100000 \times 16800} \\ &= 0.043 \text{ (cm)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \\ &= 0.146 + 0.287 + 0.043 \\ &= 0.476 \text{ (cm)}\end{aligned}$$

ここに、

H	: 掘削深さ	H	= 210.000 (cm)
Pa	: 側圧合計値	Pa	= 2339.000 (kgf)
h	: Paの作用位置	h	= 72.700 (cm)
β	: (矢板断面の計算より)	β	= 0.007 (cm ⁻¹)
E	: 壁体の弾性係数	E	= 2100000 (kgf/cm ²)
I	: 壁体の断面2次モーメント	I	= 16800 (cm ⁴)
ΣM	: 側圧による掘削底面回りのモーメント	ΣM	= 170100.000 (kgf・cm)

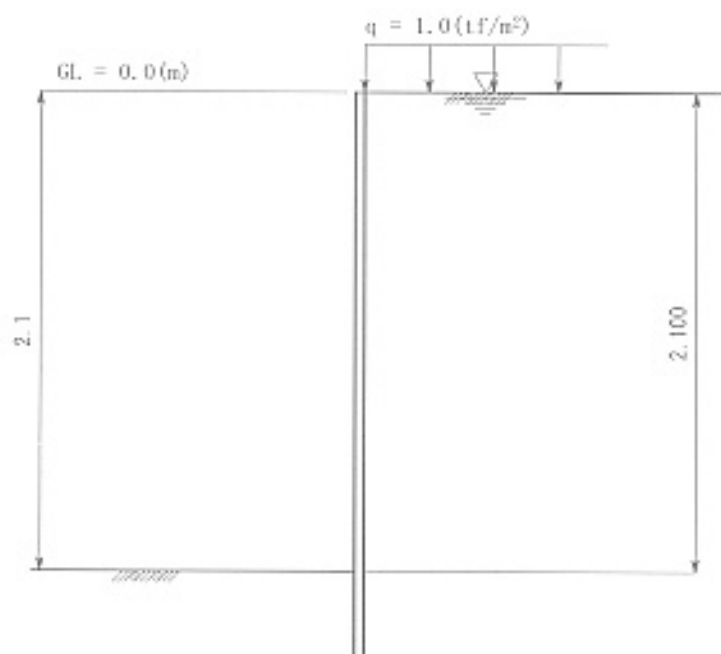
下水道事業団

水処理施設（ケース2-1）

7. 設計条件

地盤高	$GL = 0.0(m)$
掘削深	$H = 2.1(m)$
上載荷重	$q = 1.0(tf/m^2)$
地下水位（地表面からの深さ）	$0.0(m)$
水の単位体積重量	$\gamma_w = 1.0(tf/m^3)$

断面図



8. 土質条件

地質調査名：水処理施設（ケース2-1）

番号	層厚 (m)	現地盤の土質 γ - γ			
		γ_t (tf/m ²)	$\gamma_{t'}$ (tf/m ²)	C (tf/m ²)	ϕ (°)
1	2.100	1.42	0.42	0.9	0
2	3.000	1.42	0.42	0.9	0
3	10.400	1.42	0.42	0.9	0
4	12.400	1.47	0.47	1.2	0
5	1.600	2.0	1.0	5.9	0
6	20.000	1.8	0.8	0	35

9. 矢板根入れ長・断面計算

最小根入れ長 1.5(m) [矢板長 = 3.600(m)]
 自立時での根入れ長 5.236(m) [矢板長 = 7.336(m)]

変位量(最終掘削時)
 0.476(cm) $\leq$ 30(cm) - OK -

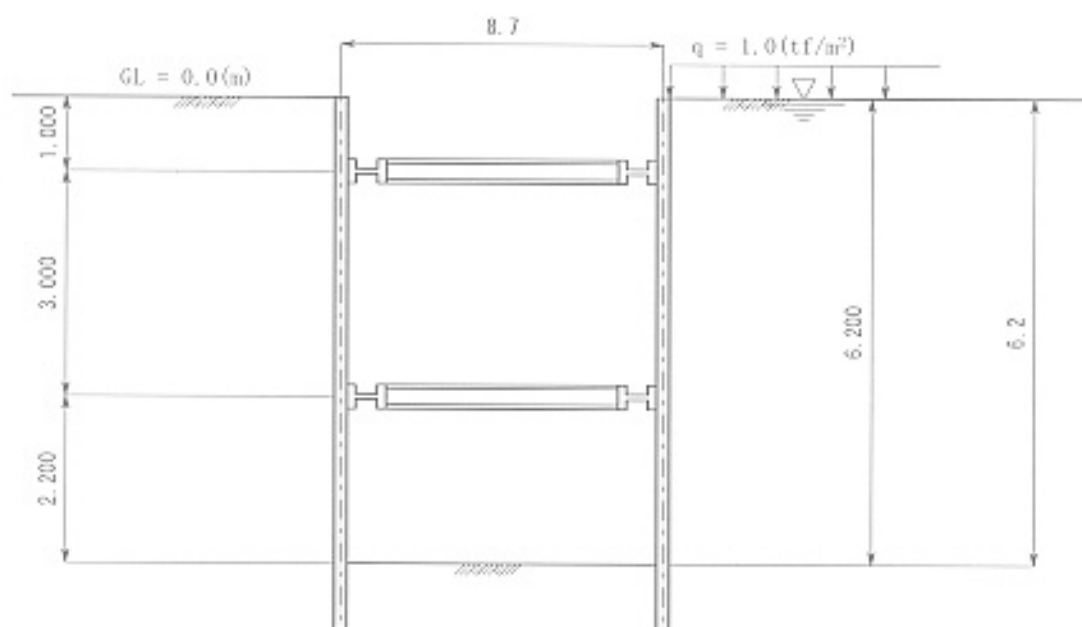
矢板材の断面性能
 継手効率 0.6
 断面係数 $Z = 1340 \times 0.6 = 804.000(\text{cm}^2)$
 使用矢板 鋼矢板Ⅲ 型

(Treatment Plant Case 3)
水処理施設 (ケース 3)

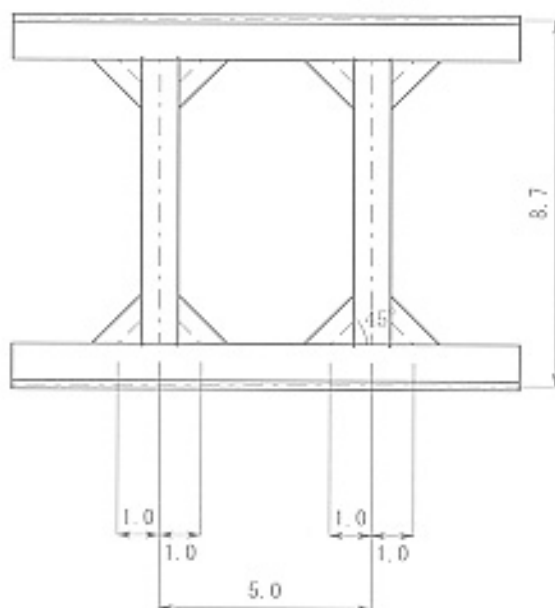
1. 設計条件

地盤高	GL = 0.0 (m)
掘削深	H = 6.2 (m)
上載荷重	q = 1.0 (tf/m ²)
地下水位 (地表面からの深さ)	0.0 (m)
水の単位体積重量	$\gamma_w = 1.0$ (tf/m ³)
切梁段数	n = 2 (段)
横方向地盤反力係数	K = 1.9
地盤改良 (受働土圧側)	最終掘削時

断面図



平面図



2. 土質条件

地質調査名：水処理施設（ケース 3-2）

番号	層厚 (m)	現地盤の土質 γ - ϕ			
		γ_t (tf/m ³)	γ_t' (tf/m ³)	C (tf/m ²)	ϕ (°)
1	6.200	1.42	0.42	0.9	0
2	2.000	1.42	0.42	0.9	0
3	11.400	1.42	0.42	0.9	0
4	12.400	1.47	0.47	1.2	0
5	1.600	2.0	1.0	5.9	0
6	20.000	1.8	0.8	0	35

番号	層厚 (m)	改良後の土質 γ - ϕ			
		γ_k (tf/m ³)	γ_k' (tf/m ³)	C' (tf/m ²)	ϕ' (°)
1	6.200	6.2	0.42	0.9	0
2	2.000	2.0	0.42	30	0
3	11.400	11.4	0.42	0.9	0
4	12.400	12.4	0.47	1.2	0
5	1.600	1.6	1.0	5.9	0
6	20.000	20	0.8	0	35

3. 土圧の計算

矢板に作用する土圧は、ランキン・レザール公式によって計算され、各層の土圧強度は次のようになる。

$$\text{主働土圧} \quad Q_a = K_a (\sum \gamma t \cdot h + q) - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a} \quad (\text{tf/m}^2)$$

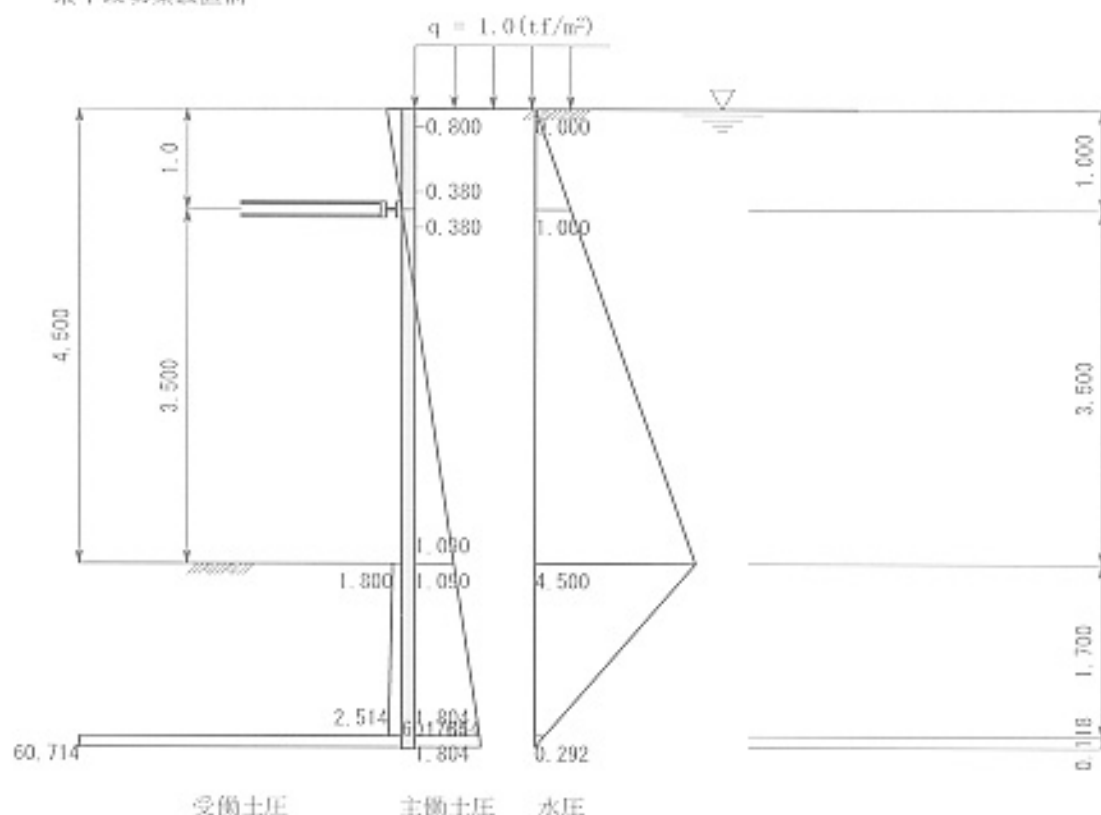
$$K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$$

$$\text{受働土圧} \quad Q_p = K_p (\sum \gamma t \cdot h) + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p} \quad (\text{tf/m}^2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$$

但し、主働土圧の最小土圧は $P_a = 0.3(\sum \gamma t \cdot h + q)$ として、上式による土圧と水圧の合計値と比較して大きい方を用いる。

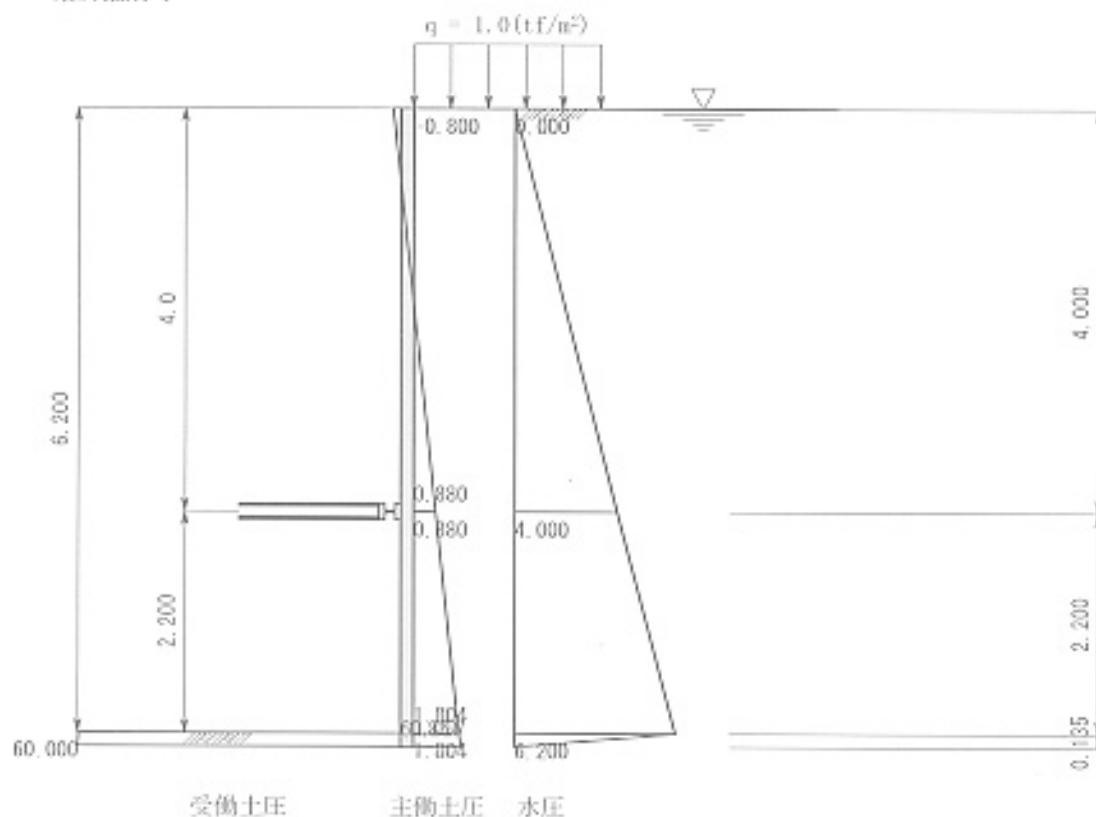
最下段切梁設置前



主働土圧算定表						
番号	層厚 (m)	土圧係数 K_a	主働土圧 $Q_a \text{ (tf/m}^2\text{)}$	水圧 $\text{(tf/m}^2\text{)}$	最小土圧 $P_a \text{ (tf/m}^2\text{)}$	土圧強度 $\text{(tf/m}^2\text{)}$
1	1.000	1.000	-0.800	0.000	0.300	0.300
			-0.380	1.000	0.426	1.000
2	3.500	1.000	-0.380	1.000	0.426	1.000
			1.090	4.500	0.867	5.590
3	1.700	1.000	1.090	4.500	0.867	5.590
			1.804	0.292	1.081	2.096
4	0.118	1.000	1.804	0.292	1.081	2.096
			1.854	0.000	1.096	1.854

受働土圧算定表						
番号	層厚 (m)	土圧係数 K_p	$\sum \gamma \cdot h$ (tf/m ²)	$K_p \cdot \sum \gamma \cdot h$	$2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p}$	土圧強度 (tf/m ²)
3	1.700	1.000	0.000	0.000	1.800	1.800
			0.714	0.714		2.514
4	0.118	1.000	0.714	0.714	60.000	60.714
			0.764	0.764		60.764

最終掘削時



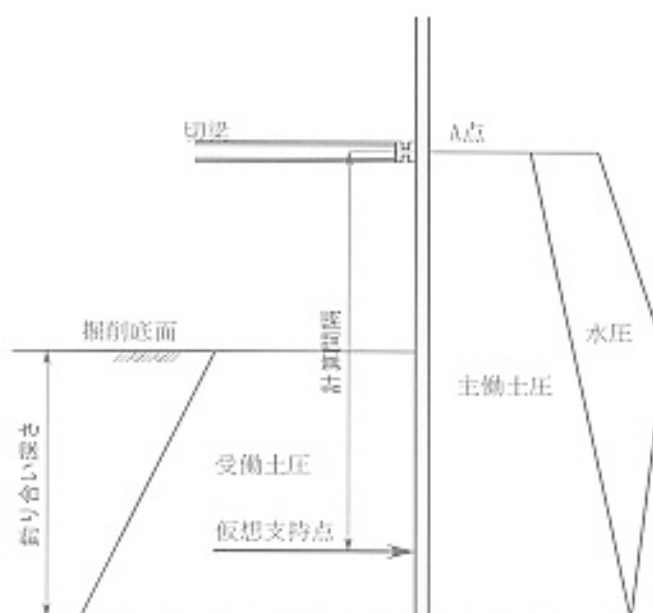
主働土圧算定表						
番号	層厚 (m)	土圧係数 K_a	主働土圧 $Q_a \text{ (tf/m}^2\text{)}$	水圧 (tf/m ²)	最小土圧 $P_a \text{ (tf/m}^2\text{)}$	土圧強度 (tf/m ²)
1	4.000	1.000	-0.800	0.000	0.300	0.300
			0.880	4.000	0.804	4.880
2	2.200	1.000	0.880	4.000	0.804	4.880
			1.804	6.200	1.081	8.004
3	0.135	1.000	1.804	6.200	1.081	8.004
			1.861	0.000	1.098	1.861

受働土圧算定表						
番号	層厚 (m)	土圧係数 K_p	$\sum \gamma \cdot h$ (tf/m ²)	$K_p \cdot \sum \gamma \cdot h$	$2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p}$	土圧強度 (tf/m ²)
3	0.135	1.000	0.000	0.000	60.000	60.000
			0.057	0.057		60.057

4. 根入れ長さの決定

土圧の釣り合いから求まる長さ

1. 矢板の根入れ長さは、当該断面に於ける切梁点より下のモーメントの釣り合いを求め、この時の掘削底面以下の深さの 1.2 倍とする。
2. 水圧は、地下水位面釣り合い深さ先端でゼロとなり、掘削底面に頂点をもつ三角形分布とする。



ここに、

- Pr1 : 受働土圧の内四角形分の合力
- Pr2 : 受働土圧の内三角形分の合力
- Yr : A点から受働土圧の合力の作用位置までの距離(m)
- Mr : 受働土圧による抵抗モーメント
- Pa1 : 主働土圧の内四角形分の合力
- Pa2 : 主働土圧の内三角形分の合力
- Ya : A点から主働土圧の合力の作用位置までの距離(m)
- Ma : 主働土圧による抵抗モーメント

最下段切梁設置前

主働土圧によるモーメント表					受働土圧によるモーメント表				
番号	層厚 (m)	土圧強度 (tf/m ²)	水平力 Pa (tf)	モーメント Ma (tf・m)	番号	層厚 (m)	土圧強度 (tf/m ²)	水平力 Pr (tf)	モーメント Mr (tf・m)
1	1.000	0.300			3	1.700	1.800	3.667	16.123
		1.000					2.514		
2	3.500	1.000	11.533	24.866	4	0.118	60.714	7.167	37.691
		5.590					60.764		
3	1.700	5.590	6.533	27.578	合計			10.834	53.814
		2.096							
4	0.118	2.096	0.233	1.225					
		1.854							
合計			18.299	53.669					

切梁取付点、A点を中心とする主働・受働土圧によるモーメントの釣り合い深さは、根切面以下 $L' = 1.818 \text{ (m)}$ が釣り合い点となる。必要根入長は、 $L_o = 1.2 \cdot L'$ より、

$$L_o = 1.2 \times 1.818 = 2.182 \text{ (m)}$$

となる。

最終掘削時

主働土圧によるモーメント表					受働土圧によるモーメント表				
番号	層厚 (m)	土圧強度 (tf/m ²)	水平力 Pa (tf)	モーメント Ma (tf・m)	番号	層厚 (m)	土圧強度 (tf/m ²)	水平力 Pr (tf)	モーメント Mr (tf・m)
1	4.000	0.300			3	0.135	60.000	8.104	18.380
		4.880					60.057		
2	2.200	4.880	14.172	16.851	合計			8.104	18.380
		8.004							
3	0.135	8.004	0.666	1.502					
		1.861							
合計			14.838	18.353					

切梁取付点、A点を中心とする主働・受働土圧によるモーメントの釣り合い深さは、根切面以下 $L' = 0.135 \text{ (m)}$ が釣り合い点となる。必要根入長は、 $L_o = 1.2 \cdot L'$ より、

$$L_o = 1.2 \times 0.135 = 0.162 \text{ (m)}$$

となる。

根入れ長の決定

土圧の釣り合いでの根入れ長(最終掘削時) 0.162(m) [矢板長 = 6.362(m)]
最小根入れ長 3.0(m) [矢板長 = 9.200(m)]

したがって、根入れ長・矢板長は次の通りになる。

矢板長 $L = 9.200(\text{m})$
根入れ長 $L_0 = 9.200 - 6.2$
 $= 3.000(\text{m})$

5. 矢板断面の計算

矢板断面の断面計算は、次の仮定によって算定する。

1. 矢板断面計算の支点は、当該断面に於ける最下段切梁と仮想支持点
(安定計算で釣り合い深さを求めた際の受働土圧の合力の作用位置)とする。
2. 土圧は、主働側には切梁と仮想支持点の間に断面決定用土圧と水圧を作用させる。
3. 水圧は、釣り合い深さ先端でゼロとなり掘削底面に頂点をもつ三角形分布とする。
4. 受働側には、ランキン・レザールの受働土圧を作用させる。
5. 断面決定用土圧は地盤の土質により次の値を用いる。

$$P_o = (q + \gamma h)K$$

ここに、

- P_o : 断面決定用側圧
 q : 上載荷重
 γ : 平均単位体積重量
 h : 深さ
 K : 側圧係数 (次表による。)

	側圧係数
砂	$K = 0.60 - 0.02Z$
硬粘土	$K = 0.60 - 0.01Z$
軟粘土	$K = 0.80 - 0.025Z$

Z : 最終掘削深さ

最下段切梁設置前

切梁取付点から、仮想支持点までの深さ

$$\begin{aligned} L &= \Sigma Mr / PR \\ &= 53.814 / 10.834 \\ &= 4.967 (\text{m}) \end{aligned}$$

平均単位体積重量 γ : γ (仮想支持点までの土の単位体積重量を平均とする)

番号	層厚 h(m)	単位重量 γ (tf/m ³)	$h \times \gamma$ (tf/m ³)
1	1.000	1.42	1.420
2	3.500	1.42	4.970
3	1.467	1.42	2.083
合計	5.967		8.473

$$\begin{aligned} \gamma &= (\Sigma h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 8.473 / 5.967 \\ &= 1.420 (\text{tf/m}^3) \end{aligned}$$

側圧係数

本計算においては、地盤の種類は軟粘土地盤であるから、

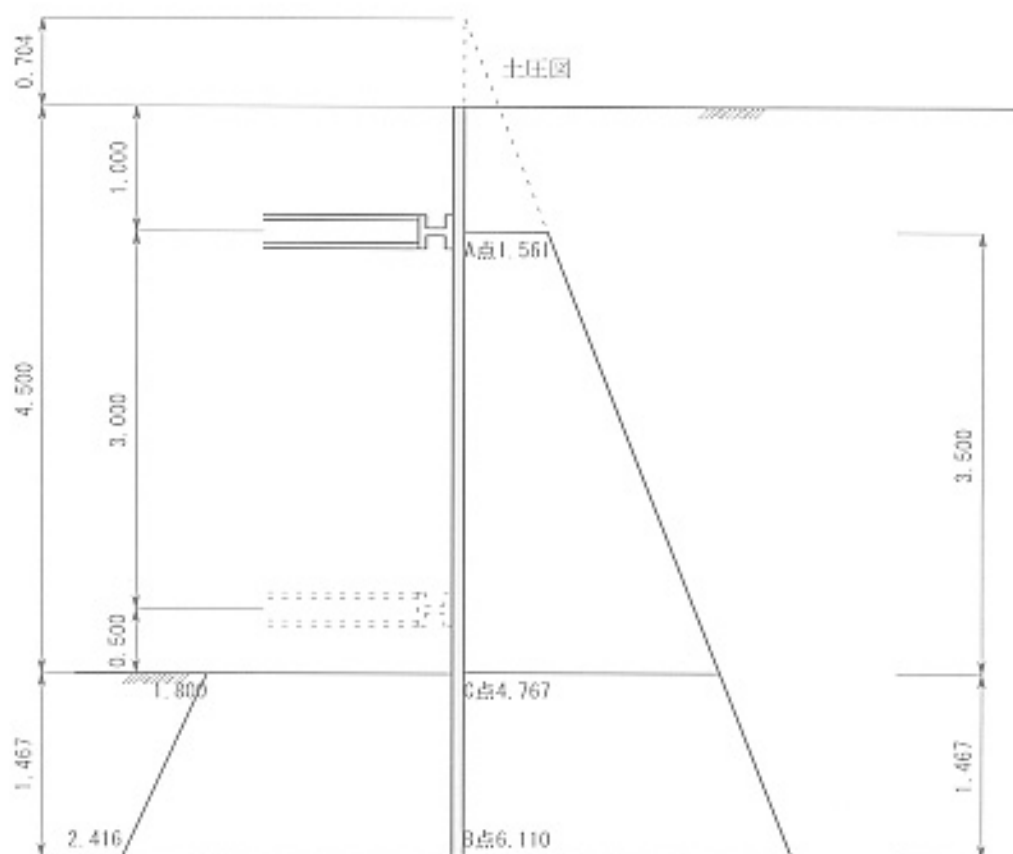
$$K = 0.80 - 0.025 \times 6.2 = 0.645$$

となる。

換算盛土高さ(上載荷重を土の平均単位重量で除して盛土高さに換算する)

$$\begin{aligned} h &= 1.0 / 1.420 \\ &= 0.704 (\text{m}) \end{aligned}$$

荷重図 (断面決定用土圧と水圧を示すと下図のようになる。)



A点のモーメント

番号	モーメント M (tf・m)
1	22.652
2	20.815
合計	43.467

B点の反力

$$\begin{aligned}
 R_b &= M_a / L \\
 &= 43.467 / 4.967 \\
 &= 8.751 \text{ (tf)}
 \end{aligned}$$

荷重の合力

番号	荷重 Q (tf/m)	荷重の合力 ΣQ (tf/m)
1	11.074	11.074
2	4.886	15.960

A点の反力

$$\begin{aligned}
 R_a &= \Sigma Q - R_b \\
 &= 15.960 - 8.751 \\
 &= 7.209 \text{ (tf)}
 \end{aligned}$$

最大曲げモーメントの計算

A点～C点間の計算

A点～C点間のモーメントはA点からの距離を x とすると、
次式によって表される。

$$M_x = R_a \cdot x - \frac{Q_A}{2} \cdot x^2 - \frac{Q_C - Q_A}{6 \cdot L} \cdot x^3$$

最大曲げモーメントの生じる点は $M_x' = 0$ において、
 x を解くことによって求めることができる。

$$M_x' = -\frac{Q_C - Q_A}{2 \cdot L} \cdot x^2 - Q_A \cdot x + R_a = 0$$

$$A = -\frac{Q_c - Q_A}{2 \cdot L}, \quad B = -Q_A, \quad c = R_a \text{ とおく}$$

$$A = -\frac{4.767 - 1.561}{2 \times 3.500} = -0.458, \quad B = -1.561, \quad c = 7.209$$

$$x = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2 \cdot A}$$

$$\begin{aligned} x &= \frac{1.561 \pm \sqrt{1.561^2 - 4 \times -0.458 \times 7.209}}{2 \times -0.458} \\ &= -6.022 \text{ (m)} \\ &\quad 2.614 \text{ (m)} \end{aligned}$$

したがって最大曲げモーメントは2.614(m)の位置に生じ、最大曲げモーメントは、次のようになる。

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 7.209 \times 2.614 - \frac{1.561}{2} \times 2.614^2 - \frac{0.458}{3} \times 2.614^3 \\ &= 10.784 \text{ (tf} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

応力度の計算

以上より、鋼矢板Ⅲ型を用い、継手効率を0.6とすると、

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{M_{\max}}{Z \times 0.6} \\ &= \frac{1078400.000}{1340 \times 0.6} = 1341.294 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \leq 2700 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、

$M_{\max}$: 最大曲げモーメント
 σ_{sa} : 鋼矢板の許容応力度

$M_{\max} = 1078400.000 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)}$
 $\sigma_{sa} = 2700 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

最終掘削時

切梁取付点から、仮想支持点までの深さ

$$\begin{aligned} L &= \Sigma Mr / PR \\ &= 18.380 / 8.104 \\ &= 2.268 \text{ (m)} \end{aligned}$$

平均単位体積重量 γ : W (仮想支持点までの土の単位体積重量を平均とする)

番号	層厚 h (m)	単位重量 γ (tf/m ³)	$h \times \gamma$ (tf/m ²)
1	4.000	1.42	5.680
2	2.200	1.42	3.124
3	0.068	1.42	0.097
合計	6.268		8.901

$$\begin{aligned} \gamma &= (\Sigma h \cdot \gamma) / \Sigma h \\ &= 8.901 / 6.268 \\ &= 1.420 \text{ (tf/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

側圧係数

本計算においては、地盤の種類は軟粘土地盤であるから、

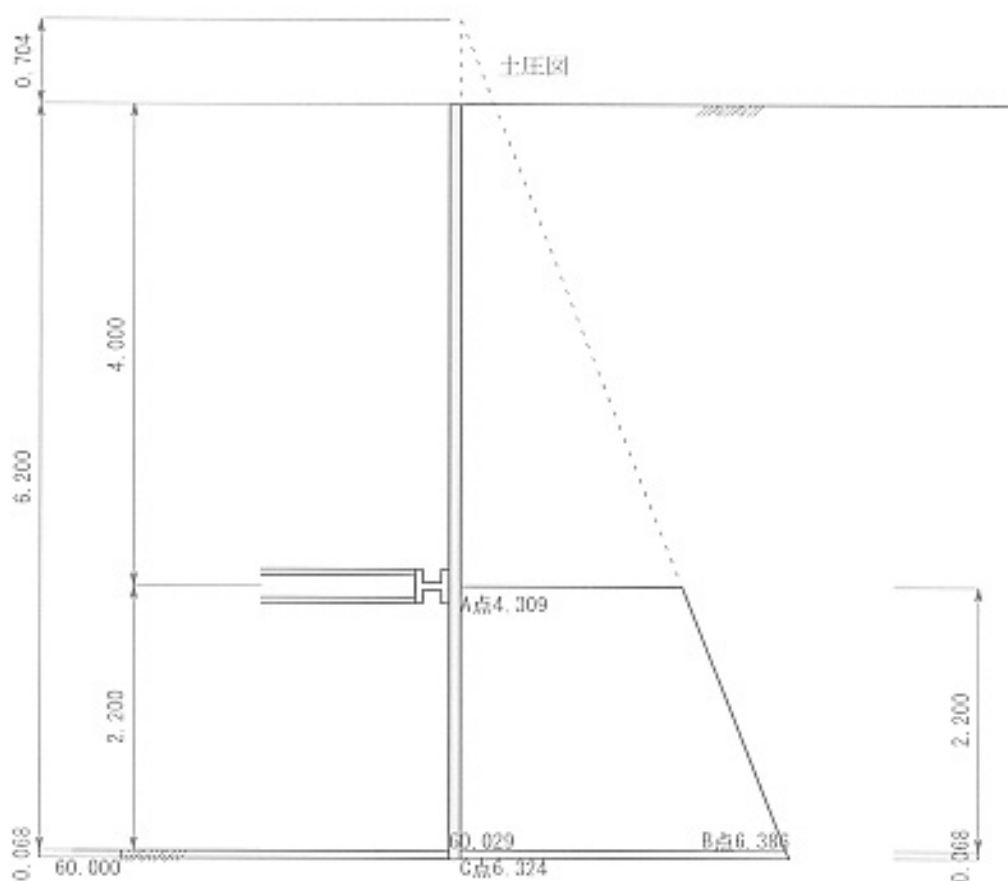
$$K = 0.80 - 0.025 \times 6.2 = 0.645$$

となる。

換算盛土高さ(上載荷重を土の平均単位重量で除して盛土高さに換算する)

$$\begin{aligned} h &= 1.0 / 1.420 \\ &= 0.704 \text{ (m)} \end{aligned}$$

荷重図 (断面決定用土圧と水圧を示すと下図のようになる。)



A点のモーメント

番号	モーメント M (tf・m)
1	13.679
2	0.000
合計	13.679

B点の反力

$$\begin{aligned}
 R_b &= M_a / L \\
 &= 13.679 / 2.268 \\
 &= 6.031 \text{ (tf)}
 \end{aligned}$$

荷重の合力

番号	荷重 Q (tf/m)	荷重の合力 ΣQ (tf/m)
1	11.696	11.696
2	0.000	11.696

A点の反力

$$\begin{aligned}
 R_a &= \Sigma Q - R_b \\
 &= 11.696 - 6.031 \\
 &= 5.665 \text{ (tf)}
 \end{aligned}$$

最大曲げモーメントの計算

A点～C点間の計算

A点～C点間のモーメントはA点からの距離を x とすると、次式によって表される。

$$M_x = R_a \cdot x - \frac{Q_a}{2} \cdot x^2 - \frac{Q_c}{6 \cdot L} \cdot x^3$$

最大曲げモーメントの生じる点は $M_x' = 0$ とおいて、 x を解くことによって求めることができる。

$$M_x' = -\frac{Q_c}{2 \cdot L} \cdot x^2 - Q_a \cdot x + R_a = 0$$

$$A = -\frac{Q_c - Q_A}{2 \cdot L}, \quad B = -Q_A, \quad c = R_a \text{ とおく}$$

$$A = -\frac{6.324 - 4.309}{2 \times 2.200} = -0.458, \quad B = -4.309, \quad c = 5.665$$

$$x = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2 \cdot A}$$

$$x = \frac{4.309 \pm \sqrt{-4.309^2 - 4 \times -0.458 \times 5.665}}{2 \times -0.458}$$

$$= -10.578 \text{ (m)}$$

$$1.169 \text{ (m)}$$

したがって最大曲げモーメントは1.169 (m) の位置に生じ、最大曲げモーメントは、次のようになる。

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 5.665 \times 1.169 - \frac{4.309}{2} \times 1.169^2 - \frac{0.458}{3} \times 1.169^3 \\ &= 3.434 \text{ (tf} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

応力度の計算

以上より、鋼矢板Ⅲ 型を用い、継手効率を0.6とすると、

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{M_{\max}}{Z \times 0.6} \\ &= \frac{343400.000}{1340 \times 0.6} = 427.114 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \leq 2700 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad - \text{OK} - \end{aligned}$$

ここに、

$M_{\max}$: 最大曲げモーメント

σ_{sa} : 鋼矢板の許容応力度

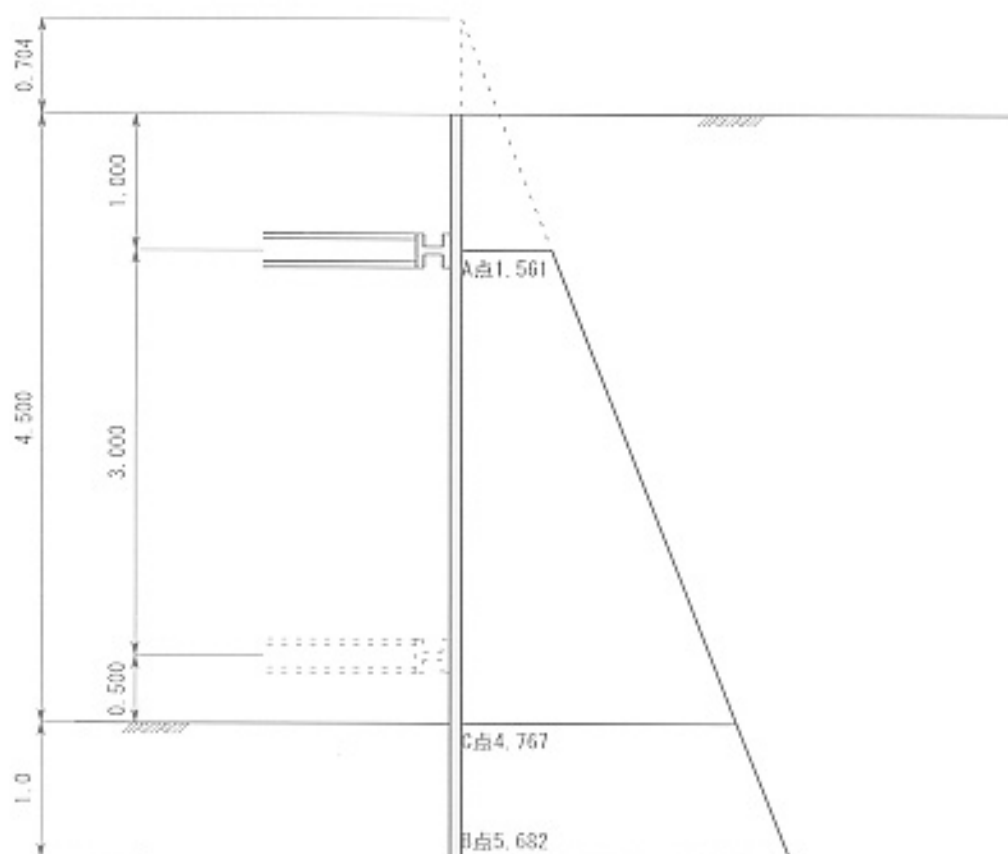
$$M_{\max} = 343400.000 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)}$$

$$\sigma_{sa} = 2700 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

最下段切梁撤去時

切梁撤去時の断面計算は、最終掘削時の土圧によって算定し、矢板断面の計算の支点は、撤去切梁上部切梁と下方支持点までとする。

また、矢板に作用する荷重は下図のようになる。



A点のモーメント

番号	モーメント M(tf/m)
1	22.652
2	20.974
合計	43.626

B点の反力

$$\begin{aligned} Rb &= Ma/L \\ &= 43.626/4.500 \\ &= 9.695(\text{tf}) \end{aligned}$$

荷重の合力

番号	荷重 Q(tf/m)	荷重の合力 ΣQ (tf/m)
1	11.074	11.074
2	5.225	16.299

A点の反力

$$\begin{aligned} R_a &= \Sigma Q - R_b \\ &= 16.299 - 9.695 \\ &= 6.604 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

最大曲げモーメントの計算

A点～C点間の計算

A点～C点間のモーメントはA点からの距離を x とすると、
次式によって表される。

$$M_x = R_a \cdot x - \frac{Q_b}{2} \cdot x^2 - \frac{Q_b - Q_a}{6 \cdot L} \cdot x^3$$

最大曲げモーメントの生じる点は $M_x' = 0$ とおいて、
 x を解くことによって求めることができる。

$$M_x' = -\frac{Q_b - Q_a}{2 \cdot L} \cdot x^2 - Q_a \cdot x + R_a = 0$$

$$A = -\frac{Q_b - Q_a}{2 \cdot L}, B = -Q_a, C = R_a \text{ とおく}$$

$$A = -\frac{4.767 - 1.561}{2 \times 3.500} = -0.458, B = -1.561, C = 6.604$$

$$x = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4 \cdot A \cdot C}}{2 \cdot A}$$

$$\begin{aligned} x &= \frac{1.561 \pm \sqrt{1.561^2 - 4 \times -0.458 \times 6.604}}{2 \times -0.458} \\ &= -5.066 \text{ (m)} \\ &\quad 2.458 \text{ (m)} \end{aligned}$$

したがって最大曲げモーメントは2.458(m)の位置に生じ、最大曲げモーメントは、
次のようになる。

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 6.604 \times 2.458 - \frac{1.561}{2} \times 2.458^2 - \frac{0.458}{3} \times 2.458^3 \\ &= 9.250 \text{ (tf} \cdot \text{m)} \end{aligned}$$

応力度の計算

以上より、鋼矢板Ⅲ 型を用い、継手効率を0.6とすると、

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{M_{\max}}{Z \times 0.6} \\ &= \frac{925000.000}{1340 \times 0.6} = 1150.490 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \leq 2700 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、

$M_{\max}$: 最大曲げモーメント

σ_{sa} : 鋼矢板の許容応力度

$M_{\max} = 925000.000 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)}$

$\sigma_{sa} = 2700 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

6. 矢板変位量の計算

δ1の算定

最上段切梁位置と仮想支持点の 1/2 点とをスパンとして、全載荷重をスパンで割った荷重を載荷した時の単純梁のたわみ量。

土圧合力

$$\begin{aligned} W_a &= (1.561 + 6.355) / 2.0 \times 5.234 \\ &= 20.716 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

水圧合力

$$\begin{aligned} W_w &= (1.000 + 6.200) / 2 \times 5.200 + (6.200 + 4.639) / 2 \times 0.068 / 2 \\ &= 18.904 \text{ (tf)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W &= 20.716 / 5.234 \\ &= 3.958 \text{ (tf/m}^2\text{)} \\ &= 39.580 \text{ (kgf/cm/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \delta 1 &= \frac{5 \cdot W \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I \cdot K_r} \\ &= \frac{5 \times 39.580 \times (5.234 \times 100)^4}{384 \times 2100000 \times 16800 \times 0.6} \\ &= 1.827 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

ここに、

L	: 計算支間(最上段切梁から仮想支持点深さ 1/2)	L = 5.234 (m)
E	: ヤング係数	E = 2100000 (kgf/cm ²)
I	: 矢板の断面 2 次モーメント	I = 16800 (cm ⁴ /m)
K _r	: 矢板の断面 2 次モーメントの低減率	K _r = 0.6

δ2の算定

根切り底面土の弾性変形量は、次式による。

$$\begin{aligned} \delta 2 &= \frac{1}{2} \cdot \frac{R}{K} \\ &= \frac{1}{2} \times \frac{39.580 \times (5.234 \times 100)}{1292.000} \\ &= 4.009 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= k \cdot b \cdot L_k \\ &= 1.9 \times 100 \times (0.068 \times 100) \\ &= 1292.000 \text{ (kgf/cm)} \end{aligned}$$

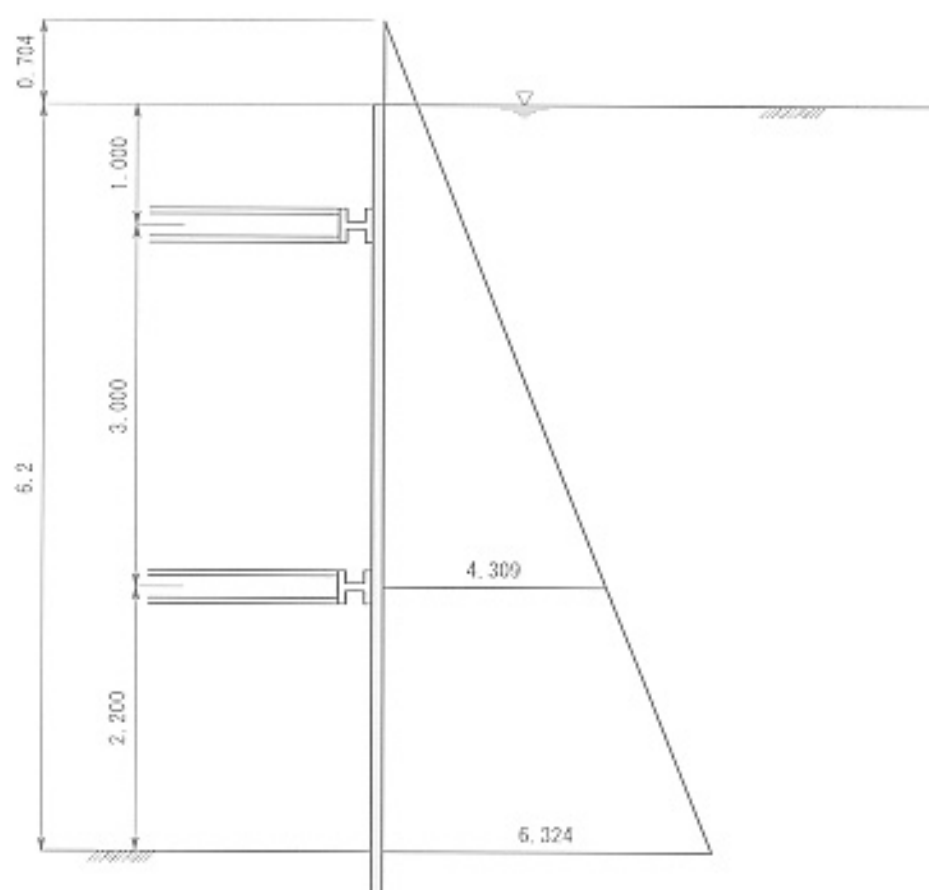
ここに、

R	: 仮想支持点の 1/2 点における反力(kgf/m)	
k	: 横方向地盤反力係数	k = 1.9
b	: 単位幅(100cm)	
L _k	: 掘削底面から仮想支持点までの距離	L _k = 0.068 (m)

変位量の算定

$$\begin{aligned} \delta &= \delta 1 + \delta 2 \\ &= 1.827 + 4.009 \\ &= 5.836 \text{ (cm)} \leq 30 \text{ (cm)} \quad \text{OK} \end{aligned}$$

各段の支保工に作用する土圧は、最終掘削状態において断面決定用土圧を用いて下図のように分布する下方分担法により求めます。



切梁位置	作用荷重 (tf/m)
1段目	10.134
2段目	11.696

7. 腹起し材の計算

第1段腹起し材

1段目の腹起しに作用する土圧は、1段目腹起し～2段目腹起し間 1.0(m) 当たりの土圧と水圧の合力とする。

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_y &= R_a \cdot L^2 / 8 \\ &= 10.134 \times 4.000^2 / 8 \\ &= 20.268 \text{ (tf} \cdot \text{m)} \\ &= 2026800.000 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max} &= R_a \cdot L / 2 \\ &= 10.134 \times 4.000 / 2 \\ &= 20.268 \text{ (tf)} \\ &= 20268.000 \text{ (kgf)} \end{aligned}$$

ここに、

R_a : 支保工作用荷重
 L : 設計支間長

$$\begin{aligned} R_a &= 10.134 \text{ (tf/m)} \\ L &= 4.000 \text{ (m)} \end{aligned}$$

腹起しは曲げモーメントとせん断力に対して設計する。

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{M_{\max}}{Z} \leq \sigma_a \\ \tau &= \frac{S_{\max}}{A} \leq \tau_a \end{aligned}$$

ここに、

σ : 曲げ圧縮応力度 (kgf/cm²)
 $M_{\max}$: 最大曲げモーメント (tf・m)
 Z : 腹起しの断面係数 (cm³)
 σ_a : 許容曲げ圧縮応力度 (kgf/cm²)
 τ : せん断応力度 (kgf/cm²)
 $S_{\max}$: 最大せん断力 (tf)
 A : 腹起し材ウェブ断面積 (cm²)
 τ_a : 許容せん断応力度 (kgf/cm²)

これに対して、H - 300×300×10×15 (生材) を、1本使用すると、

断面積 A	単位重量 H	断面係数		断面2次半径	
		Zx	Zy	rx	ry
(cm ²)	(kgf/m)	(cm ³)	(cm ³)	(cm)	(cm)
118.400	93.000	1350.000	450.000	13.1	7.55

$$\sigma = \frac{2026800.000}{1350.000} = 1501.333 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \leq 1782.012 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

ここに、

σ_a : 許容曲げ圧縮応力度 (kgf/cm²)
 $(L/b) \leq 4.5$ の時 $\sigma_a = 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$
 $4.5 < (L/b) \leq 30$ の時 $\sigma_a = 2100 - 36 \cdot (L/b - 4.5)$
 $L = 4.000 \text{ (m)} \quad b = 30.000 \text{ (cm)}$ より
 $L/b = (4.000 \times 100) / 30.000 = 13.333$ であるから
 $\sigma_a = 1782.012 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

$$\tau = \frac{20268.000}{27.000} = 750.667 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \leq 1200 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad - \text{ OK} -$$

ウェブ部断面積

$$\begin{aligned} A &= (H - 2 \times t_2) \times t_1 \times 1 \\ &= (30.000 - 2 \times 1.500) \times 1.000 \times 1 \\ &= 27.000 \text{ (cm}^2\text{)} \end{aligned}$$

第2段腹起し材

2段目の腹起しに作用する土圧は、2段目腹起し～最終掘削底面間 1.0(m) 当たりの土圧と水圧の合力とする。

曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_y &= R_a \cdot L^2 / 8 \\ &= 11.696 \times 4.000^2 / 8 \\ &= 23.392 \text{ (tf} \cdot \text{m)} \\ &= 2339200.000 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)} \end{aligned}$$

せん断力

$$\begin{aligned} S_{\max} &= R_a \cdot L / 2 \\ &= 11.696 \times 4.000 / 2 \\ &= 23.392 \text{ (tf)} \\ &= 23392.000 \text{ (kgf)} \end{aligned}$$

ここに、

R_a : 支保工作用荷重
 L : 設計支間長

$R_a = 11.696 \text{ (tf/m)}$
 $L = 4.000 \text{ (m)}$

腹起しは曲げモーメントとせん断力に対して設計する。

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{M_{\max}}{Z} \leq \sigma_a \\ \tau &= \frac{S_{\max}}{A} \leq \tau_a \end{aligned}$$

ここに、

σ : 曲げ圧縮応力度 (kgf/cm²)
 $M_{\max}$: 最大曲げモーメント (tf・m)
 Z : 腹起しの断面係数 (cm³)
 σ_a : 許容曲げ圧縮応力度 (kgf/cm²)
 τ : せん断応力度 (kgf/cm²)
 $S_{\max}$: 最大せん断力 (tf)
 A : 腹起し材ウェブ断面積 (cm²)
 τ_a : 許容せん断応力度 (kgf/cm²)

これに対して、H = 300×300×10×15 (生材) を、1本使用すると、

断面積 A (cm ²)	単位重量 W (kgf/m)	断面係数		断面2次半径	
		Zx (cm ³)	Zy (cm ³)	rx (cm)	ry (cm)
118.400	93.000	1350.000	450.000	13.1	7.55

$$\sigma = \frac{2339200.000}{1350.000} = 1732.741 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \leq 1782.012 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

ここに、

σ_a : 許容曲げ圧縮応力度 (kgf/cm²)
 $(L/b) \leq 4.5$ の時 $\sigma_a = 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$
 $4.5 < (L/b) \leq 30$ の時 $\sigma_a = 2100 - 36 \cdot (L/b - 4.5)$
 $L = 4.000 \text{ (m)} \quad b = 30.000 \text{ (cm) より}$
 $L/b = (4.000 \times 100) / 30.000 = 13.333$ であるから
 $\sigma_a = 1782.012 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

$$\tau = \frac{23392.000}{27.000} = 866.370 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \leq 1200 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

ウェブ部断面積

$$\begin{aligned} A &= (H - 2 \times t_2) \times t_1 \times 1 \\ &= (30.000 - 2 \times 1.500) \times 1.000 \times 1 \\ &= 27.000 (\text{cm}^2) \end{aligned}$$

8. 切梁材の計算

第1段切梁材

(1) 作用荷重の計算

切梁に作用する軸力は、腹起しに作用する反力と切梁分担幅の積として求められる。
切梁には軸力のほか、自重、作業荷重等を考慮して 0.5 (tf/m) を載荷する。また温度変化による軸力の増加として 15,000 (tf) を加算し計算する。

$$\begin{aligned} M_y &= 1/8 \cdot 0.50 \cdot L^2 \\ &= 1/8 \times 0.50 \times 5.850^2 \\ &= 2.139 \text{ (tf} \cdot \text{m)} \\ &= 213900.000 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{\max} &= R \cdot B + N_0 \\ &= 10.134 \times 5.000 + 15.000 \times 1 \\ &= 65.670 \text{ (tf)} \\ &= 65670.000 \text{ (kgf)} \end{aligned}$$

ここに、

R : 支保工作用荷重

L : 設計支間長

B : 荷重分担幅

N₀ : 温度変化による軸力

$$R = 10.134 \text{ (tf/m)}$$

$$L = 5.850 \text{ (m)}$$

$$B = 5.000 \text{ (m)}$$

$$N_0 = 15.000 \text{ (tf)}$$

これに対して、H = 300×300×10×15 (生材) を、1本使用すると、

断面積 A (cm ²)	単位重量 W (kgf/m)	断面係数		断面2次半径	
		Z _x (cm ³)	Z _y (cm ³)	r _x (cm)	r _y (cm)
118.400	93.000	1350.000	450.000	13.1	7.55

軸方向と曲げを受ける部材は下記の条件を満たさなければならない。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca2}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \times (1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}})} \leq 1.00$$

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}})} \leq \sigma_{cal}$$

ここに、

$$\begin{aligned}\sigma_c : \text{軸方向による圧縮応力度} \quad \sigma_c &= N/A \\ &= 65670.000 / 118.400 \\ &= 554.645 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{bcy} : \text{曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度} \\ \sigma_{bcy} &= M_y / Z_x \\ &= 213900.000 / 1350.000 \\ &= 158.444 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{caz} : \text{Z軸に関する許容軸力方向応力度} \\ (L/r) \leq 20 \text{ の時} \quad \sigma_{caz} &= 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ 20 < (L/r) \leq 93 \text{ の時} \quad \sigma_{caz} &= 2100 - 13 \cdot (L/r - 20) \\ (L/r) > 93 \text{ の時} \quad \sigma_{caz} &= \frac{18,000,000}{\{6,700 + (L/r)^2\}} \\ L &= 5.850 \text{ (m)}, r = 7.55 \text{ (cm)} \text{ より、} L/r = (5.850 \times 100) / 7.55 = 77.483 \text{ であるから} \\ \sigma_{caz} &= 1352.721 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{bagy} : \text{局部座屈を考慮しない強軸まわり許容曲げ圧縮応力度} \\ (L/b) \leq 4.5 \text{ の時} \quad \sigma_{bagy} &= 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ 4.5 < (L/b) \leq 30 \text{ の時} \quad \sigma_{bagy} &= 2100 - 36 \cdot (L/b - 4.5) \\ L &= 5.850 \text{ (m)} \quad b = 30.000 \text{ (cm)} \text{ より} \\ L/b &= (5.850 \times 100) / 30.000 = 19.500 \text{ であるから} \\ \sigma_{bagy} &= 1560.000 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{cal} : \text{圧縮応力を受ける自由突出版の} \\ \text{局部座屈に対する許容曲げ応力度} \quad \sigma_{cal} &= 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{eay} : \text{強軸、弱軸まわりオイラー座屈応力度} \\ \sigma_{eay} &= \frac{12,000,000}{\{5.850 \times 100 / 13.1\}^2} = 6017.445 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\frac{554.645}{1352.721} + \frac{158.444}{1560.000 \times (1 - \frac{554.645}{6017.445})} = 0.522 \leq 1.0 \quad - \text{OK} -$$

$$554.645 + \frac{158.444}{(1 - \frac{554.645}{6017.445})} = 729.176 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \leq 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad - \text{OK} -$$

(1) 作用荷重の計算

切梁に作用する軸力は、腹起しに作用する反力と切梁分担幅の積として求められる。
切梁には軸力のほか、自重、作業荷重等を考慮して 0.5(tf/m)を載荷する。また温度変化による軸力の増加として 15,000(tf)を加算し計算する。

$$\begin{aligned} My &= 1/8 \cdot 0.50 \cdot L^2 \\ &= 1/8 \times 0.50 \times 5.850^2 \\ &= 2.139(\text{tf} \cdot \text{m}) \\ &= 21390.000(\text{kgf} \cdot \text{cm}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{\max} &= R \cdot B + N_0 \\ &= 11.696 \times 5.000 + 15.000 \times 1 \\ &= 73.480(\text{tf}) \\ &= 73480.000(\text{kgf}) \end{aligned}$$

ここに、

R : 支保工作用荷重
L : 設計支間長
B : 荷重分担幅
N₀ : 温度変化による軸力

R = 11.696(tf/m)
L = 5.850(m)
B = 5.000(m)
N₀ = 15.000(tf)

これに対して、H = 300×300×10×15(生材)を、1本使用すると、

断面積	単位重量	断面係数		断面2次半径	
A	W	Z _x	Z _y	r _x	r _y
(cm ²)	(kgf/m)	(cm ³)	(cm ³)	(cm)	(cm)
118,400	93,000	1350,000	450,000	13.1	7.55

軸方向と曲げを受ける部材は下記の条件を満たさなければならない。

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \times (1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}})} \leq 1.00$$

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{eay}})} \leq \sigma_{cal}$$

ここに、

$$\begin{aligned}\sigma_c : \text{軸方向による圧縮応力度} \quad \sigma_c &= N/A \\ &= 73480.000/118.400 \\ &= 620.608 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{bcy} : \text{曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度} \\ \sigma_{bcy} &= M_y/Z_x \\ &= 213900.000/1350.000 \\ &= 158.444 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{caz} : \text{Z軸に関する許容軸力方向応力度} \\ (L/r) \leq 20 \text{ の時} \quad \sigma_{caz} &= 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ 20 < (L/r) \leq 93 \text{ の時} \quad \sigma_{caz} &= 2100 - 13 \cdot (L/r - 20) \\ (L/r) > 93 \text{ の時} \quad \sigma_{caz} &= \frac{18,000,000}{[6,700 + (L/r)^2]} \\ L &= 5.850 \text{ (m)}, \quad r = 7.55 \text{ (cm)} \text{ より、} L/r = (5.850 \times 100)/7.55 = 77.483 \text{ であるから} \\ \sigma_{caz} &= 1352.721 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{bagy} : \text{局部座屈を考慮しない強軸まわり許容曲げ圧縮応力度} \\ (L/b) \leq 4.5 \text{ の時} \quad \sigma_{bagy} &= 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \\ 4.5 < (L/b) \leq 30 \text{ の時} \quad \sigma_{bagy} &= 2100 - 36 \cdot (L/b - 4.5) \\ L &= 5.850 \text{ (m)} \quad b = 30.000 \text{ (cm)} \text{ より} \\ L/b &= (5.850 \times 100)/30.000 = 19.500 \text{ であるから} \\ \sigma_{bagy} &= 1560.000 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{cal} : \text{圧縮応力を受ける自由突出版の} \\ \text{局部座屈に対する許容曲げ応力度} \quad \sigma_{cal} &= 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{eay} : \text{強軸、弱軸まわりオイラー座屈応力度} \\ \sigma_{eay} &= \frac{12,000,000}{(5.850 \times 100/13.1)^2} = 6017.445 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}\end{aligned}$$

$$\frac{620.608}{1352.721} + \frac{158.444}{1560.000 \times (1 - \frac{620.608}{6017.445})} = 0.572 \leq 1.0 \quad - \text{OK} -$$

$$620.608 + \frac{158.444}{(1 - \frac{620.608}{6017.445})} = 797.272 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \leq 2100 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad - \text{OK} -$$

9. 火打ち材の計算

第I段火打ち材

火打ちに作用する軸力は腹起しに作用する反力と火打ち分担幅の積として求められる。

$$\begin{aligned} N_{\max} &= R \cdot B + N_0 \\ &= 10.134 \times 2.000 / \cos 45 + 0.000 \times 1 \\ &= 28.663 (\text{tf}) \\ &= 28663.000 (\text{kgf}) \end{aligned}$$

これに対して、 $\Pi = 250 \times 250 \times 9 \times 14$ (生材) を、1本使用すると、

火打ち材の断面諸元は次の通りになる。

断面積 A (cm^2)	単位重量 W (kgf/m)	断面係数		断面2次半径	
		Zx (cm^3)	Zy (cm^3)	rx (cm)	ry (cm)
91.430	71.800	860.000	292.000	10.8	6.32

火打ちは軸方向圧縮を受ける軸力部材として設計する。

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{N}{A} \leq \sigma_a \\ &= \frac{28663.000}{91.430} \\ &= 313.497 (\text{kgf/cm}^2) \leq 2100 (\text{kgf/cm}^2) \quad \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、

σ : 軸方向圧縮応力度 (kgf/cm^2)

N : 火打ちに作用する最大軸力 (kgf)

A : 火打ちの断面積 (cm^2)

σ_a : 許容軸方向圧縮応力度 (kgf/cm^2)

(L/r) ≤ 20 の時 $\sigma_a = 2100 (\text{kgf/cm}^2)$

$20 < (L/r) \leq 93$ の時 $\sigma_a = 2100 - 13 \cdot (L/r - 20)$

(L/r) > 93 の時 $\sigma_a = \frac{18,000,000}{[6,700 + (L/r)^2]}$

$L = 1.626 (\text{m})$, $r = 10.8 (\text{cm})$ より、 $L/r = (1.626 \times 100) / 10.8 = 15.056$ であるから
 $\sigma_a = 2100 (\text{kgf/cm}^2)$

第2段火打ち材

火打ちに作用する軸力は腹起しに作用する反力と火打ち分担幅の積として求められる。

$$\begin{aligned}
 N_{\max} &= R \cdot B + N_0 \\
 &= 11.696 \times 2.000 / \cos 45 + 0.000 \times 1 \\
 &= 33.081 (\text{tf}) \\
 &= 33081.000 (\text{kgf})
 \end{aligned}$$

これに対して、 $H = 250 \times 250 \times 9 \times 14$ (生材) を、1本使用すると、

火打ち材の断面諸元は次の通りになる。

断面積 A (cm^2)	単位重量 W (kgf/m)	断面係数		断面2次半径	
		Zx (cm^3)	Zy (cm^3)	rx (cm)	ry (cm)
91.430	71.800	860.000	292.000	10.8	6.32

火打ちは軸方向圧縮を受ける軸力部材として設計する。

$$\begin{aligned}
 \sigma &= \frac{N}{A} \leq \sigma_a \\
 &= \frac{33081.000}{91.430} \\
 &= 361.818 (\text{kgf/cm}^2) \leq 2100 (\text{kgf/cm}^2) \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

ここに、

σ : 軸方向圧縮応力度 (kgf/cm^2)

N : 火打ちに作用する最大軸力 (kgf)

A : 火打ちの断面積 (cm^2)

σ_a : 許容軸方向圧縮応力度 (kgf/cm^2)

($L/r \leq 20$ の時) $\sigma_a = 2100 (\text{kgf/cm}^2)$

$20 < (L/r) \leq 93$ の時 $\sigma_a = 2100 - 13 \cdot (L/r - 20)$

($L/r > 93$ の時) $\sigma_a = \frac{18,000,000}{(6,700 + (L/r)^2)}$

$L = 1.626 (\text{m})$, $r = 10.8 (\text{cm})$ より、 $L/r = (1.626 \times 100) / 10.8 = 15.056$ であるから

$\sigma_a = 2100 (\text{kgf/cm}^2)$

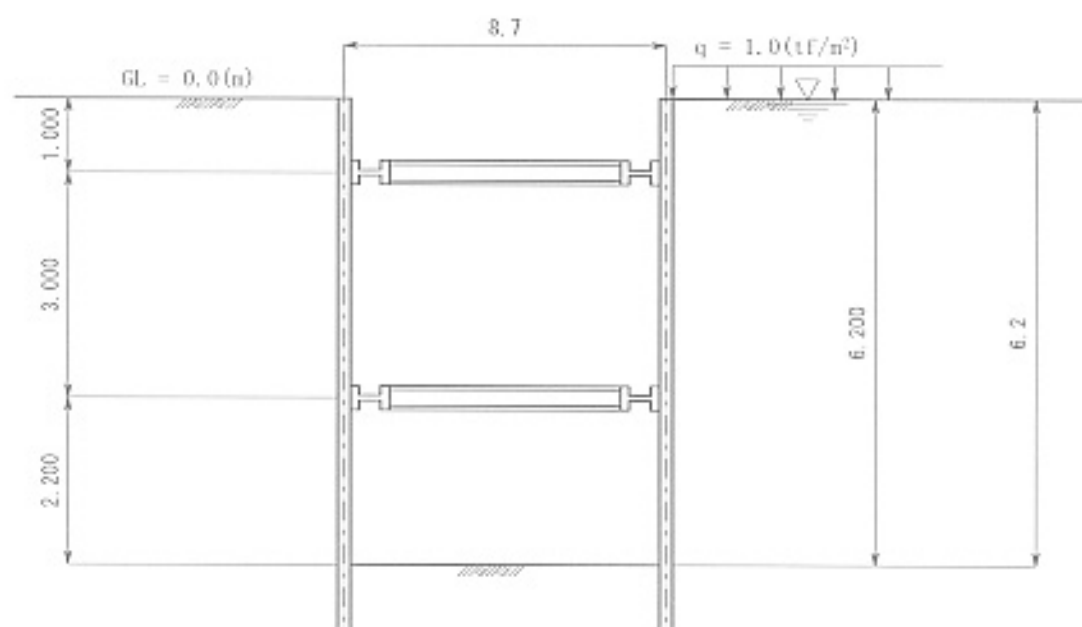
下水道事業団

水処理施設（ケース 3-2）

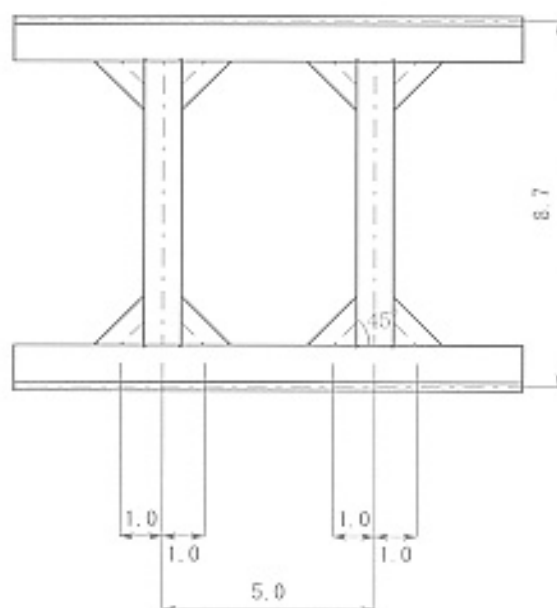
10. 設計条件

地盤高	GL = 0.0 (m)
掘削深	H = 6.2 (m)
上載荷重	q = 1.0 (tf/m ²)
地下水位（地表面からの深さ）	0.0 (m)
水の単位体積重量	$\gamma_w = 1.0$ (tf/m ³)
切梁段数	n = 2 (段)
横方向地盤反力係数	K = 1.9
地盤改良（受働土圧側）	最終掘削時

断面図



平面図



11. 土質条件

地質調査名 : 水処理施設 (ケース 3-2)

番号	層厚 (m)	現地盤の土質 γ - ϕ			
		γ (tf/m ³)	γ ' (tf/m ³)	C (tf/m ²)	ϕ (°)
1	6.200	1.42	0.42	0.9	0
2	2.000	1.42	0.42	0.9	0
3	11.400	1.42	0.42	0.9	0
4	12.400	1.47	0.47	1.2	0
5	1.600	2.0	1.0	5.9	0
6	20.000	1.8	0.8	0	35

番号	層厚 (m)	改良後の土質 γ - ϕ			
		γ_k (tf/m ³)	γ_k' (tf/m ³)	C' (tf/m ²)	ϕ' (°)
1	6.200	6.2	0.42	0.9	0
2	2.000	2.0	0.42	30	0
3	11.400	11.4	0.42	0.9	0
4	12.400	12.4	0.47	1.2	0
5	1.600	1.6	1.0	5.9	0
6	20.000	20	0.8	0	35

12. 矢板根入れ長・断面計算

切梁設置位置	根入れ長	応力度 (kgf/cm ²)
第2段切梁	2.182	1341.294
最終掘削時	0.162	427.114
切梁撤去位置	根入れ長	応力度 (kgf/cm ²)
第2段切梁	-	1150.498

土圧の釣り合いでの根入れ長(最終掘削時) 0.162(m) [矢板長 = 6.362(m)]
 最小根入れ長 3.0(m) [矢板長 = 9.200(m)]

変位量(最終掘削時)
 5.836(cm) $\leq$ 30(cm) = OK

矢板材の断面性能
 継手効率 0.6
 断面係数 $Z = 1340 \times 0.6 = 804.000$ (cm³)
 使用矢板 鋼矢板Ⅲ 型

13. 腹起し材

腹起し	設置位置 (m)	使用部材	本数
1	1.0	H - 300×300×10×15 (生材)	1
2	4.0	H - 300×300×10×15 (生材)	1

14. 切梁材

切梁	設置位置 (m)	使用部材	本数
1	1.0	H - 300×300×10×15 (生材)	1
2	4.0	H - 300×300×10×15 (生材)	1

15. 火打ち材

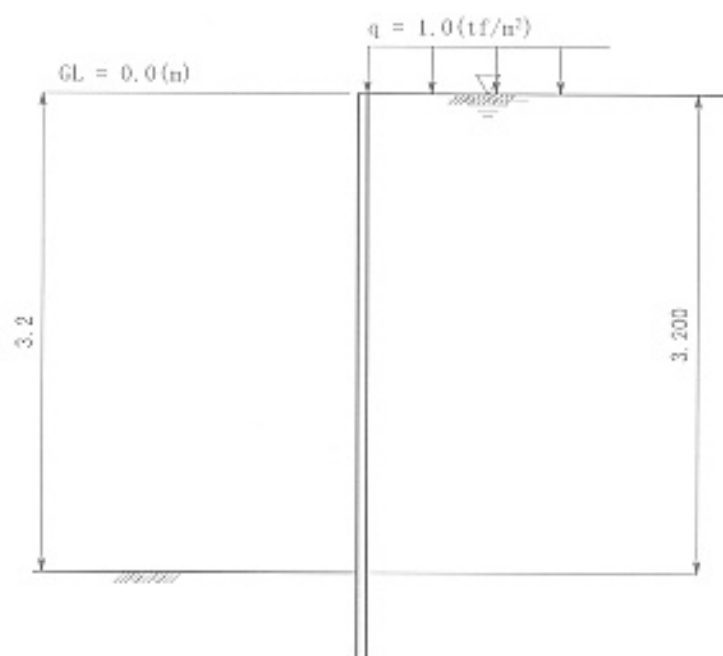
火打ち	設置位置 (m)	使用部材	本数
1	1.0	H - 250×250×9×14 (生材)	1
2	4.0	H - 250×250×9×14 (生材)	1

(Treatment Plant case4) 下水道事業団
水処理施設 (ケース4)

1. 設計条件

地盤高	GL = 0.0 (m)
掘削深	H = 3.2 (m)
上載荷重	q = 1.0 (tf/m ²)
地下水位 (地表面からの深さ)	0.0 (m)
水の単位体積重量	$\gamma_w = 1.0$ (tf/m ³)

断面図



2. 土質条件

地質調査名：水処理施設（ケース 4-1）

番号	層厚 (m)	現地盤の土質データ			
		γ_t (tf/m ³)	γ_t' (tf/m ³)	C (tf/m ²)	ϕ (°)
1	3.200	1.42	0.42	0.9	0
2	3.000	1.42	0.42	0.9	0
3	10.400	1.42	0.42	0.9	0
4	12.400	1.47	0.47	1.2	0
5	1.600	2.0	1.0	5.9	0
6	20.000	1.8	0.8	0	35

3. 土圧の計算

矢板に作用する土圧は、ランキン・レザール公式によって計算され、各層の土圧強度は次のようになる。

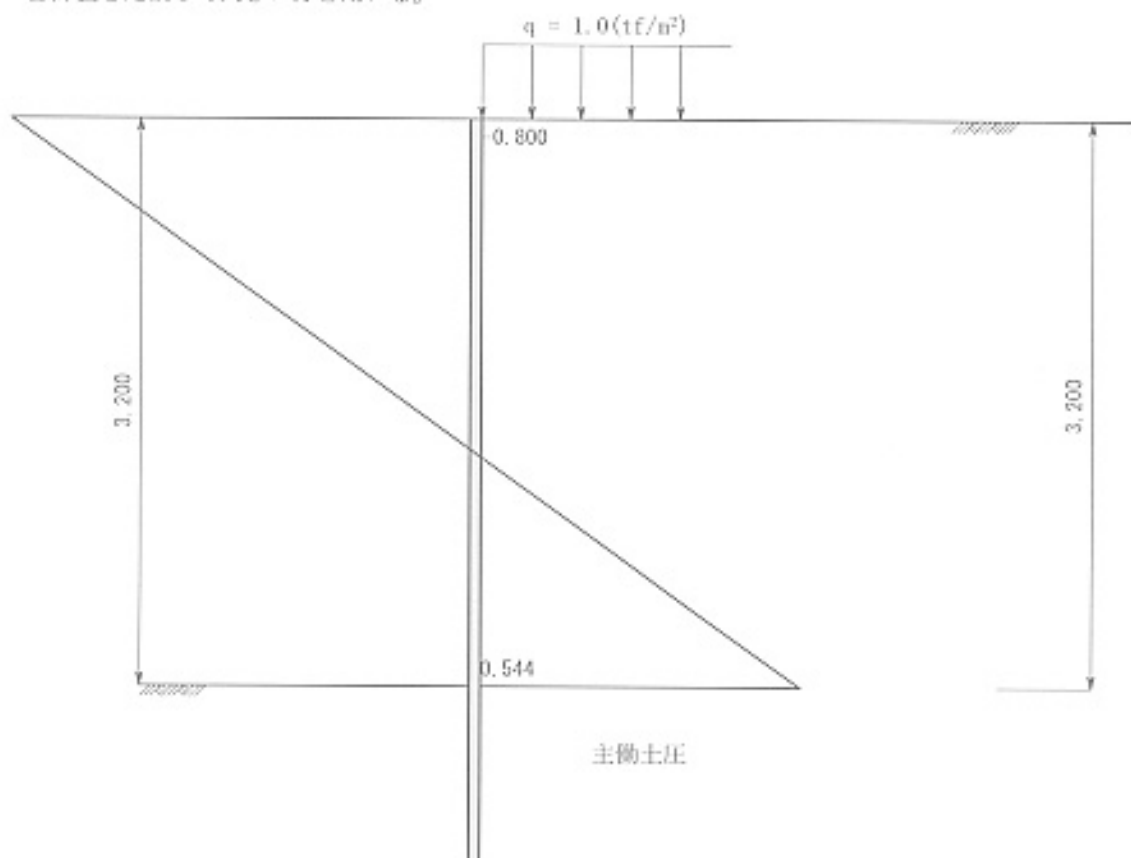
$$\text{主働土圧} \quad Q_a = K_a (\sum \gamma t \cdot h + q) - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a} \quad (\text{tf/m}^2)$$

$$K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$$

$$\text{受働土圧} \quad Q_p = K_p (\sum \gamma t \cdot h) + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_p} \quad (\text{tf/m}^2)$$

$$K_p = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$$

但し、主働土圧の最小土圧は $P_a = 0.3(\sum \gamma t \cdot h + q)$ として、上式による土圧と水圧の合計値と比較して大きい方を用いる。



主働土圧算定表						
番号	層厚 (m)	土圧係数 K_a	主働土圧 Q_a (tf/m²)	水圧 (tf/m²)	最小土圧 P_a (tf/m²)	土圧強度 (tf/m²)
1	3.200	1.000	-0.800	0.000	0.300	0.300
			0.544	3.200	0.703	3.744

主働土圧によるモーメント表				
番号	層厚 (m)	土圧強度 (tf/m²)	水平力 P_p (tf)	モーメント M_p (tf・m)
1	3.200	0.300	6.035	6.525
		3.744		
合計			6.035	6.525

4. 根入れ長さの決定

主働側水平力の作用位置

$$h = 6.525 / 6.035 = 1.081 \text{ (m)}$$

根入れ長の計算は、Changの計算式から決まる根入れ長と掘削深のうち、最大の値とする。また、壁体の断面2次モーメントの低減を1.0とし計算する。

$$\begin{aligned}\beta &= \sqrt[4]{\frac{K \cdot B}{4EI}} \\ &= \sqrt[4]{\frac{1.9 \times 100,000}{4 \times 2100000 \times 16800 \times 1.0}} \\ &= 0.006 \text{ (cm}^{-1}\text{)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}L' &= \pi / \beta \\ &= \pi / 0.006 \\ &= 523.599 \text{ (cm)} \\ &= 5.236 \text{ (m)}\end{aligned}$$

掘削深 $H = 3.200 \text{ (m)}$ 、最小根入れ長 $= 1.5 \text{ (m)}$ より必要根入れ長は、

$$L_0 = 5.236 \text{ (m)}$$

となる。

ここに、

L' : 根入れ長 (cm)

kh : 水平方向地盤反力係数

B : 壁幅

E : ヤング係数

I : 壁体の断面2次モーメント

$$kh = 1.9$$

$$B = 100,000 \text{ (cm)}$$

$$E = 2100000 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$I = 16800 \text{ (cm}^4\text{/m)}$$

根入れ長の決定

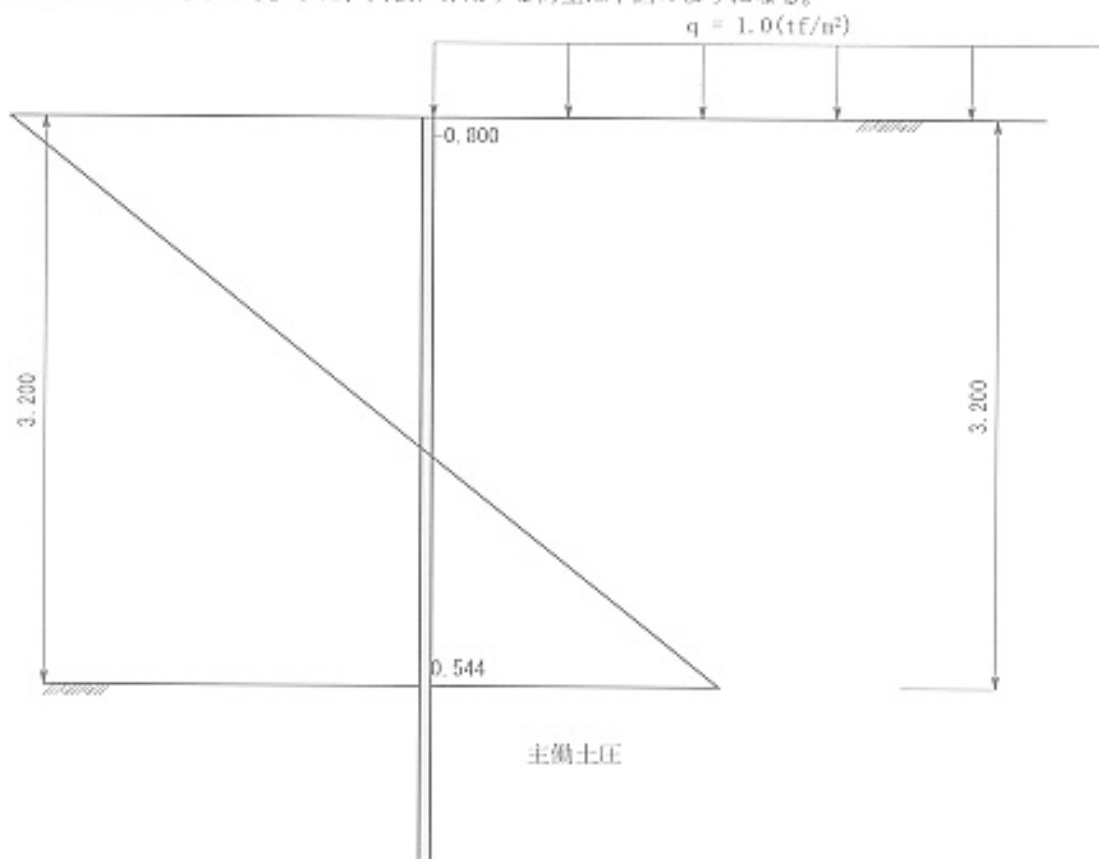
最小根入れ長	1.5 (m) [矢板長 = 4.700 (m)]
自立時での根入れ長	5.236 (m) [矢板長 = 8.436 (m)]

したがって、根入れ長・矢板長は次の通りになる。

矢板長	$L = 8.436 \text{ (m)}$
根入れ長	$L_o = 8.436 - 3.2$ $= 5.236 \text{ (m)}$

5. 矢板断面の計算

矢板断面の計算は、壁体を抗頭自由の突出杭としてChangの計算式を用いて、最大曲げモーメントを求める。また、矢板に作用する荷重は下図のようになる。



$$\begin{aligned}\beta &= \sqrt[4]{\frac{K \cdot B}{4EI}} \\ &= \sqrt[4]{\frac{1.9 \times 100,000}{4 \times 2100000 \times 16800 \times 0.6}} \\ &= 0.007 (\text{cm}^{-1}) \\ &= 0.700 (\text{m}^{-1})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}X_m &= \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \left(\frac{1}{1 + 2\beta h} \right) \\ &= \frac{1}{0.700} \tan^{-1} \left(\frac{1}{1 + 2 \times 0.700 \times 1.081} \right) \\ &= 0.541 (\text{m})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{\max} &= -\frac{Pa}{2\beta} \sqrt{(1 + 2\beta \cdot h)^2 + 1} \cdot \exp(-\beta \cdot X_m) \\ &= -\frac{6.035}{2 \times 0.700} \times \sqrt{(1 + 2 \times 0.700 \times 1.081)^2 + 1} \times \exp(-0.700 \times 0.541) \\ &= -7.985 (\text{tf} \cdot \text{m})\end{aligned}$$

ここに、

$M_{\max}$: 最大曲げモーメント

Pa : 側圧合計値

h : Pa の作用位置

X_m : 最大曲げモーメントの生ずる位置

$Pa = 6.035 (\text{tf})$

$h = 1.081 (\text{m})$

応力度の計算

以上より、鋼矢板Ⅲ 型を用い、継手効率を0.6とすると、

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M_{\max}}{Z \times 0.6} \\ &= \frac{798500.000}{1340 \times 0.6} = 993.159 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \leq 2700 \text{ (kgf/cm}^2\text{)} \quad - \text{OK} -\end{aligned}$$

ここに、

$M_{\max}$: 最大曲げモーメント

σ_{sa} : 鋼矢板の許容応力度

$M_{\max} = 798500.000 \text{ (kgf} \cdot \text{cm)}$

$\sigma_{sa} = 2700 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$

6. 矢板変位量の計算

自立式土留めの頭部変位量は、次式による。

$$\begin{aligned}\delta_1 &= \frac{1 + \beta h}{2EI\beta^3} Pa \\ &= \frac{1 + 0.007 \times 108.100}{2 \times 2100000 \times 16800 \times 0.007^3} \times 6035.000 \\ &= 0.438 \text{ (cm)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_2 &= \frac{1 + 2\beta h}{2EI\beta^2} Pa \cdot H \\ &= \frac{1 + 2 \times 0.007 \times 108.100}{2 \times 2100000 \times 16800 \times 0.007^2} \times 6035.000 \times 320.000 \\ &= 1.404 \text{ (cm)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}p_2' &= \frac{6 \Sigma M}{H^2} \\ &= \frac{6 \times 652500.000}{320.000^2} \\ &= 38.232 \text{ (kgf/cm)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_3 &= \frac{p_2' \cdot H^4}{30EI} \\ &= \frac{38.232 \times 320.000^4}{30 \times 2100000 \times 16800} \\ &= 0.379 \text{ (cm)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta &= \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \\ &= 0.438 + 1.404 + 0.379 \\ &= 2.221 \text{ (cm)}\end{aligned}$$

ここに、

H	: 掘削深さ	H	= 320.000 (cm)
Pa	: 側圧合計値	Pa	= 6035.000 (kgf)
h	: Paの作用位置	h	= 108.100 (cm)
β	: (矢板断面の計算より)	β	= 0.007 (cm ⁻¹)
E	: 壁体の弾性係数	E	= 2100000 (kgf/cm ²)
I	: 壁体の断面2次モーメント	I	= 16800 (cm ⁴)
ΣM	: 側圧による掘削底面回りのモーメント	ΣM	= 652500.000 (kgf·cm)

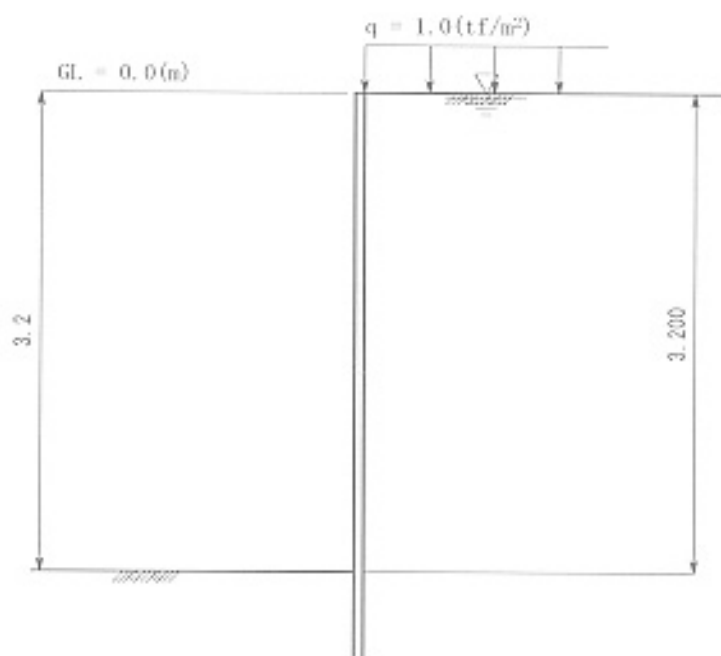
下水道事業団

水処理施設（ケース2-1）

7. 設計条件

地盤高	$GL = 0.0(m)$
掘削深	$H = 3.2(m)$
上載荷重	$q = 1.0(tf/m^2)$
地下水位（地表面からの深さ）	$0.0(m)$
水の単位体積重量	$\gamma_w = 1.0(tf/m^3)$

断面図



8. 土質条件

地質調査名：水処理施設（ケース 4-1）

番号	層厚 (m)	現地盤の土質パラメータ			
		γ_t (tf/m ³)	γ_t' (tf/m ³)	C (tf/m ²)	ϕ (°)
1	3.200	1.42	0.42	0.9	0
2	3.000	1.42	0.42	0.9	0
3	10.400	1.42	0.42	0.9	0
4	12.400	1.47	0.47	1.2	0
5	1.600	2.0	1.0	5.9	0
6	20.000	1.8	0.8	0	35

9. 矢板根入れ長・断面計算

最小根入れ長 1.5 (m) [矢板長 = 4.700 (m)]
 自立時での根入れ長 5.236 (m) [矢板長 = 8.436 (m)]

変位量(最終掘削時)
 2.221 (cm) $\leq$ 30 (cm) = OK

矢板材の断面性能

継手効率 0.6
 断面係数 $Z = 1340 \times 0.6 = 804.000$ (cm³)
 使用矢板 鋼矢板Ⅲ 型