

土留め工の設計サンプルデータ

概略出力例

Anchor-1

適用基準:「仮設指針」慣用法と弾塑性法
設計計算例。

アンカー支保工サンプルデータ

目次

1章 慣用法	1
1.1 右壁の設計	1
1.1.1 最終掘削時	1
(1) 検討条件	1
1) 検討条件	2
2) 地盤条件	2
(2) 根入れ長の計算	3
1) 結果要旨	3
(3) 断面力の計算	4
1) 結果要旨	4
3) 土留め壁の剛性の検討	5
(4) 支保工反力の計算	8
1) 結果要旨	8
2) 外力表	8
1.1.2 壁体応力度	9
2章 弾塑性法	10
2.1 右壁の設計	10
2.1.1 壁体応力度	10
2.1.2 弾塑性解析結果	11
(1) 1次掘削時の検討	11
1) 解析結果(側圧、弾性反力、変位)	11
2) 解析結果(断面力、変位)	12
(2) 2次掘削時の検討	14
1) 解析結果(側圧、弾性反力、変位)	14
2) 解析結果(断面力、変位)	15
(3) 3次掘削時の検討	17
1) 解析結果(側圧、弾性反力、変位)	17
2) 解析結果(断面力、変位)	18
(4) 最終掘削時の検討	20
1) 解析結果(側圧、弾性反力、変位)	20
2) 解析結果(断面力、変位)	21
3章 アンカー支保工の計算	23
3.1 設計条件	23
3.2 アンカーの計算	26
3.2.1 設計アンカー力	26
3.2.2 使用引張材	26
3.2.3 アンカー自由長	27
3.2.4 アンカー体定着長	28
3.2.5 アンカー長	29
3.3 アンカーの内的安定計算	31
3.3.1 アンカーの内的安定計算方法	31
3.3.2 内的安定計算	32
3.3.3 アンカー内的安定計算結果	41
3.4 土留め壁に作用する鉛直力	42
3.5 アンカー頭部変位量、アンカーバネ値	43
3.5.1 アンカー頭部変位	43
3.5.2 アンカーバネ定数	43
3.6 腹起しの設計	44
3.6.1 腹起し水平方向の検討	44

3.6.2 腹起し鉛直方向の検討	45
3.6.3 ブラケットの検討	46
3.7 アンカー頭部の設計	47
3.7.1 台座の検討	47
3.7.2 支圧版の検討	48
4章 周辺地盤への影響	49
4.1 近接程度の判定	49
4.2 概算値予測法	50

1章 慣用法

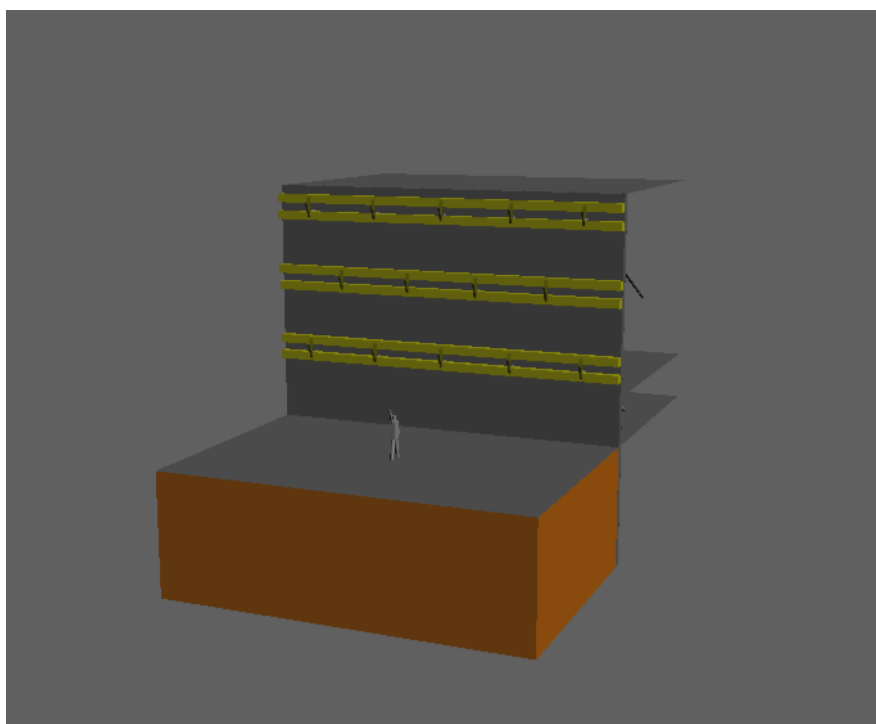
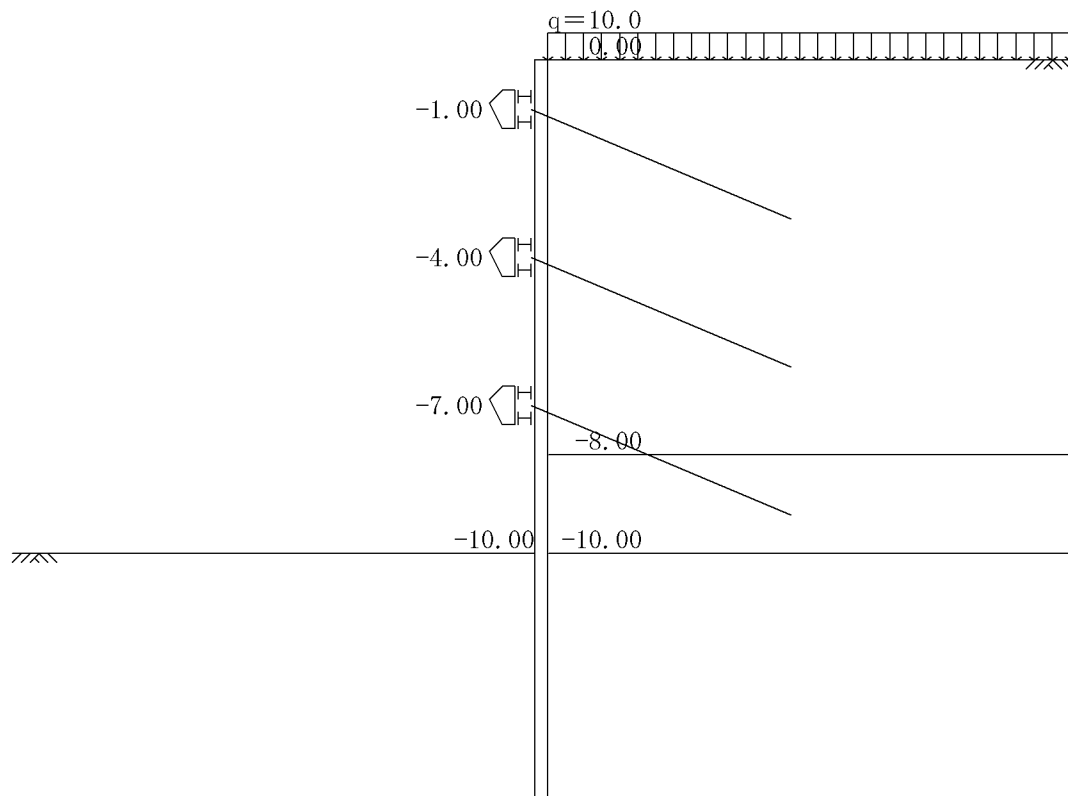
1.1 右壁の設計

1.1.1 最終掘削時

(1) 検討条件

状態：最終掘削時

ケース名：最終掘削時



1) 検討条件

背面側地表面位置	G.L. (m)	0.000
掘削底面位置	G.L. (m)	-10.000
最下段切ばり設置位置	G.L. (m)	-7.000
背面側水位位置	G.L. (m)	—————
掘削側水位位置	G.L. (m)	—————
背面側上載荷重	q	kN/m ² 10.00
掘削側上載荷重	q	kN/m ² 0.00

2) 地盤条件

・背面側

No	標 高		地 盤 種 類	平均 N 値	土の単位重量		内 部 摩 擦 角 (度)	壁 面 摩 擦 角 (度)
	層 上 面 G.L. (m)	層 下 面 G.L. (m)			湿潤重量 (kN/m ³)	水中重量 (kN/m ³)		
1	0.000	-8.000	粘性土	10.0	14.0	5.0	0.0	0.0
2	-8.000	-10.000	砂質土	50.0	20.0	11.0	40.0	20.0
3	-10.000	-20.000	粘性土	36.0	18.0	9.0	0.0	0.0
4	-20.000	-30.000	砂質土	50.0	19.0	10.0	40.0	20.0

No	粘 着 力			一軸圧縮 強度 qu (kN/m ²)	変形係数 Eo (kN/m ²)
	Co (kN/m ²)	増 分 k (kN/m ³)	基準標高 G.L. (m)		
1	60.0	0.0	0.000	120.0	28000
2	0.0	0.0	-8.000	0.0	140000
3	100.0	0.0	-10.000	200.0	100800
4	0.0	0.0	-20.000	0.0	140000

・掘削側

No	標 高		地 盤 種 類	平均 N 値	土の単位重量		内 部 摩 擦 角 (度)	壁 面 摩 擦 角 (度)
	層 上 面 G.L. (m)	層 下 面 G.L. (m)			湿潤重量 (kN/m ³)	水中重量 (kN/m ³)		
1	-10.000	-20.000	粘性土	36.0	18.0	9.0	0.0	0.0
2	-20.000	-30.000	砂質土	50.0	19.0	10.0	40.0	20.0

No	粘 着 力			一軸圧縮 強度 qu (kN/m ²)	変形係数 Eo (kN/m ²)
	Co (kN/m ²)	増 分 k (kN/m ³)	基準標高 G.L. (m)		
1	100.0	0.0	-10.000	200.0	100800
2	0.0	0.0	-20.000	0.0	140000

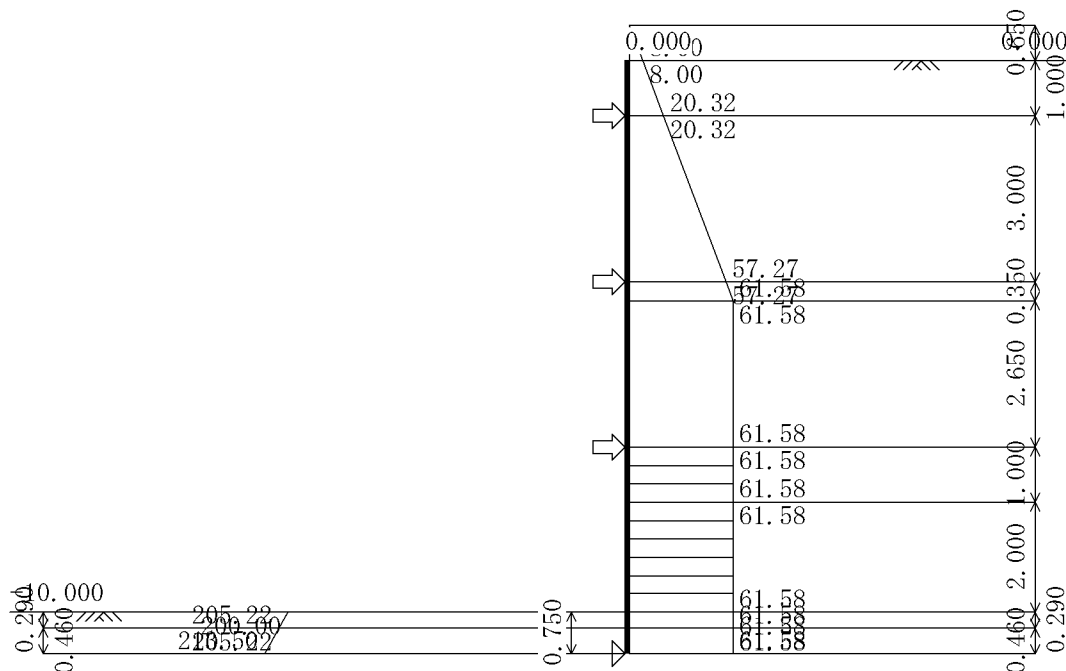
(3)断面力の計算

1)結果要旨

ケース名：最終掘削時

解析方法：切ばり及び仮想支持点間をスパンとする単純ばりで検討する。

壁体天端位置	G.L.m	(G.L. 0.000)m	
地表面位置	G.L.m	(G.L. 0.000)m	
掘削底面位置	G.L.m	(G.L. -10.000)m	
土の平均単位体積重量	kN/m ³	15.40	
上載荷重分 q /	m	0.650(G.L. 0.650)m	
掘削深さに よる係数a	掘削深さ H	m	10.000
	上載荷重分q /	-----	無視
	計算上の掘削深さH'	m	10.000
	H' による係数a	-----	1.000
地質に よる係数c	地盤種類	-----	硬粘性土
	地盤種別判定区間下面	m	10.750(G.L. -10.750)m
	地質による係数 c	-----	4.000
土圧強度 p = a · c ·	kN/m ²	61.58	



・最下段切ばりと仮想支持点間の単純スパン

仮想支持深さは、根入れ長の計算で算定された0.146(m)を0.750(m)に補正しました。

最下段切りばり位置	m	(G.L. -7.000)m	
仮想支持点位置	m	(G.L. -10.750)m	
単純ばりスパン	m	3.750	
発生最大曲げ モーメント	モーメント Mmax	kN.m/m	99.76
	発生位置 (切ばり点から)	m	1.800(G.L. -8.800)m
発生せん断力	せん断力 Smax	kN/m	110.85
	発生位置 (切ばり点から)	m	0.000(G.L. -7.000)m
反力	上側支点反力 RA	kN/m	110.85
	下側支点反力 RB	kN/m	73.90
最大変位	変位量 max	m	0.0041
	発生位置 (上切ばり点から)	m	1.875(G.L. -8.875)m

参考値

・2段切ばりと3段切ばり間の単純スパン

上段切ばり位置 下段切ばり位置 単純ばりスパン	m m m	(G.L. -4.000)m (G.L. -7.000)m 3.000
発生最大曲げ モーメント	モーメント Mmax 発生位置 (切ばり点から)	kN.m/m m 69.24 1.500(G.L. -5.500)m
発生せん断力	せん断力 Smax 発生位置 (切ばり点から)	kN/m m 92.34 3.000(G.L. -7.000)m
反力	上側支点反力 RA 下側支点反力 RB	kN/m kN/m 91.65 92.34
最大変位	変位置量 max 発生位置 (上切ばり点から)	m m 0.0018 1.350(G.L. -5.350)m

参考値

・1段切ばりと2段切ばり間の単純スパン

上段切ばり位置 下段切ばり位置 単純ばりスパン	m m m	(G.L. -1.000)m (G.L. -4.000)m 3.000
発生最大曲げ モーメント	モーメント Mmax 発生位置 (切ばり点から)	kN.m/m m 43.91 1.617(G.L. -2.617)m
発生せん断力	せん断力 Smax 発生位置 (切ばり点から)	kN/m m 67.43 3.000(G.L. -4.000)m
反力	上側支点反力 RA 下側支点反力 RB	kN/m kN/m 48.95 67.43
最大変位	変位置量 max 発生位置 (上切ばり点から)	m m 0.0011 1.350(G.L. -2.350)m

参考値

3)土留め壁の剛性の検討

壁体応力度上で余裕があっても、土留め壁の変形をある程度以下に抑えることができるように、十分な剛性が確保されているか否かを照査する。そのために、変位置量は下式を満足していなければならない。

$$= 1 + 2 a$$

ここに、

: 全壁体変位置量

1: 単純ばりとして求めた最大変位置量

$$\delta 1 = \frac{5 \cdot w \cdot L^4}{384 \cdot EI \alpha}$$

2: 弾性支点変位の影響変位置量

$$2' = R / K$$

$$2 = 2' / 2$$

a: 許容変位置量

計算モデルは、最上段切ばり位置を剛な支点、仮想支持深さの1/2点を弾性支点とし、その間を単純ばりとする。荷重は、断面検討に用いた土圧と水圧をスパン全長に載荷する。荷重が台形状になる場合は、荷重の合力が等価な長方形分布荷重に換算して載荷する。

剛な支点位置（最上段切ばり位置）		G.L.(m)	-1.000
仮想支持点深さ Y		m	0.750
仮想支持点深さの1/2位置		G.L.(m)	-10.375
単純ばりのスパン L		m	9.375
単純ばりに作用する荷重の合力 P		kN/m	508.21
等価な長方形分布荷重 $w = P / L$		kN/m ²	54.209
1	ヤング係数 E	$\times 10^6$ kN/m ²	2.000
	断面二次モーメント I	m ⁴ /m	0.00038600
	有効率（変位計算用）	-----	0.450
	スパン中央のたわみ 1	m	0.1570
2	水平方向地盤反力係数 kH	kN/m ³	24220
	土留め壁の幅 B	m	1.000
	バネ区間の土留め杭の側面積 $A = B \times Y$	m ²	0.7500
	バネ定数 $K = kH \times A$	kN/m ²	18165
	支点反力 $R = w \times L / 2$	kN/m	254.10
	弾性支点の変位 $2' = R / K$	m	0.0140
	支点変位の影響 $2 = 2' / 2$	m	0.0070
全壁体変位量 = 1 + 2		m	0.1639
発生位置（スパンの1/2）		G.L.(m)	-5.688
許容変位量 a		m	0.300
判定		-----	

・単純ばりに作用する荷重の合力（P）

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	作用荷重 p kN/m ²	荷重 P kN/m
1	-1.000	3.350	20.32	137.18
	-4.350		61.58	
2	-4.350	3.650	61.58	224.77
	-8.000		61.58	
3	-8.000	2.000	61.58	123.16
	-10.000		61.58	
4	-10.000	0.290	61.58	17.86
	-10.290		61.58	
5	-10.290	0.085	61.58	5.23
	-10.375		61.58	
				508.21

・水平方向地盤反力係数

水平方向地盤反力係数は、仮想支持点までの平均値とし、下式により計算する。

$$kH = \eta kHo \left(\frac{BH}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、

：壁体形式に関わる係数（= 1.00）

連続した壁体の場合 = 1

kHo：直径30cmの剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数

$$kHo = \frac{1}{0.3} \alpha Eo$$

Eo：地盤の変形係数(kN/m²)

：地盤反力係数の推定に用いる係数

No	上面標高 G.L.(m)	下面標高 G.L.(m)	層厚 h m	Eo kN/m ²	kHo kN/m ³	kH kN/m ³	kH × h kN/m ²
1	-10.000	-10.750	0.750	100800	336000	24220	18165
			0.750				18165

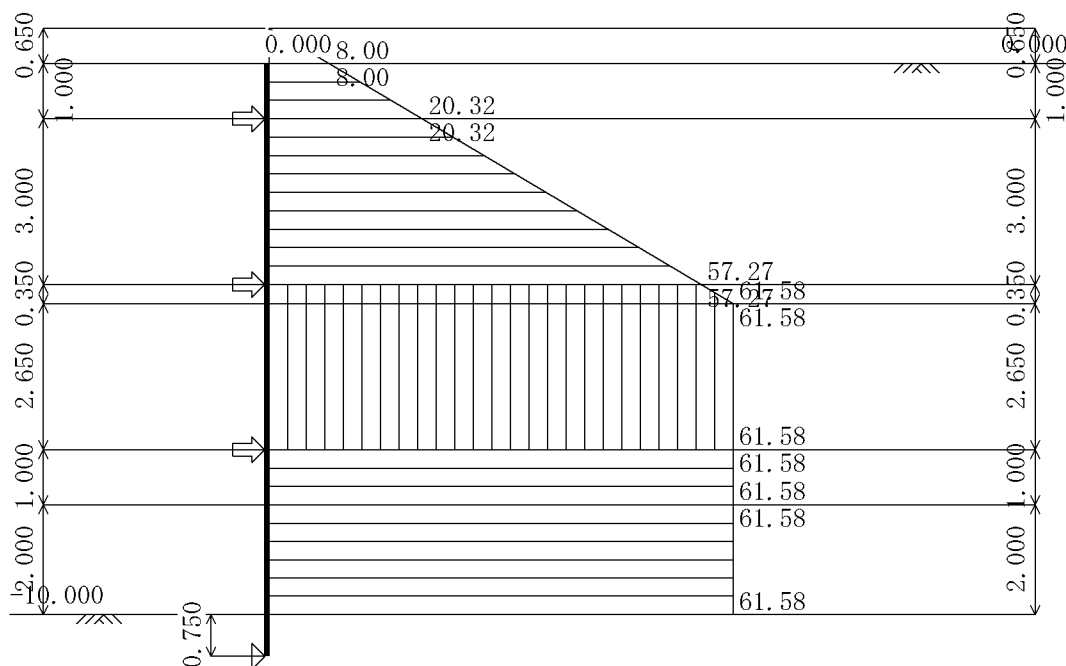
$$\text{平均}kH = (kH \times h) / h = 24220 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

BH : 換算載荷幅 10.0(m)とする。

(4) 支保工反力の計算

1) 結果要旨

解析方法：下方分担法



支保工 No	設置位置 G.L. (m)	分担範囲		支保工反力 kN/m
		上面 G.L. (m)	下面 G.L. (m)	
1	-1.000	0.650	-4.000	133.14
2	-4.000	-4.000	-7.000	183.99
3	-7.000	-7.000	-10.000	184.74

2) 外力表

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	受働土圧強度 pp kN/m²	主働土圧強度 pa kN/m²	水圧強度 pw kN/m²	作用荷重強度 p kN/m²
1	0.650 0.000	0.650	0.00 0.00	0.00 8.00	0.00 0.00	0.00 8.00
2	0.000 -1.000	1.000	0.00 0.00	8.00 20.32	0.00 0.00	8.00 20.32
3	-1.000 -4.000	3.000	0.00 0.00	20.32 57.27	0.00 0.00	20.32 57.27
4	-4.000 -4.350	0.350	0.00 0.00	57.27 61.58	0.00 0.00	57.27 61.58
5	-4.350 -7.000	2.650	0.00 0.00	61.58 61.58	0.00 0.00	61.58 61.58
6	-7.000 -8.000	1.000	0.00 0.00	61.58 61.58	0.00 0.00	61.58 61.58
7	-8.000 -10.000	2.000	0.00 0.00	61.58 61.58	0.00 0.00	61.58 61.58
8	-10.000 -10.290	0.290	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
9	-10.290 -10.750	0.460	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00

はりに作用させる荷重強度は、主働側の[主働土圧強度] + [水圧強度]の和から受働側の[受働土圧強度]を差し引いたものとする (p = pa + pw - pp)。

1.1.2 壁体応力度

(1) 使用断面

断面種類：鋼矢板

使用鋼材：IV型

使用材質：SY295

断面諸元	単位	数値
断面係数 Z	$\times 10^3(\text{mm}^3/\text{m})$	2270
同上 有効率	-----	0.600
断面積 A	$\times 10^2(\text{mm}^2/\text{m})$	242.50

(2) 設計断面力

設計断面力は下表の通りとする。

状態	モーメント M $\times 10^6(\text{N}\cdot\text{mm}/\text{m})$	軸力 N $\times 10^2(\text{N}/\text{m})$	せん断力 S $\times 10^2(\text{N}/\text{m})$
Max時	170.35	75.52	140.55

軸力Nには、アンカー鉛直反力(N')を考慮している。

$$N' = RV = 75.52 \text{ (kN/m)}$$

(3) 曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{\alpha \cdot Z} + \frac{N}{A} \leq \sigma_{sa}$$

ここに、

：曲げ応力度(N/mm²)

a：許容曲げ応力度(N/mm²)

Z：使用断面係数

A：使用断面積

状態	応力度 N/mm ²	許容応力度 sa N/mm ²	判定
Max時	128.2	270.0	

(4) せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

ここに、

：せん断応力度(N/mm²)

a：許容せん断応力度(N/mm²)

状態	応力度 N/mm ²	許容応力度 a N/mm ²	判定
Max時	5.8	125.0	

2章 弾塑性法

2.1 右壁の設計

2.1.1 壁体応力度

(1) 使用断面

断面種類：鋼矢板

使用鋼材：IV型

使用材質：SY295

断面諸元	単位	数値
断面係数 Z	$\times 10^3(\text{mm}^3/\text{m})$	2270
同上 有効率	-----	0.600
断面積 A	$\times 10^2(\text{mm}^2/\text{m})$	242.50

(2) 設計断面力

設計断面力は下表の通りとする。

状態	モーメント M $\times 10^6(\text{N}\cdot\text{mm}/\text{m})$	軸力 N $\times 10^3(\text{N}/\text{m})$	せん断力 S $\times 10^3(\text{N}/\text{m})$
Max時	149.03	75.52	114.36

軸力Nには、アンカー鉛直反力(N')を考慮している。

$$N' = RV = 75.52 \text{ (kN/m)}$$

(3) 曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{\alpha \cdot Z} + \frac{N}{A} \leq \sigma_{sa}$$

ここに、

σ : 曲げ応力度(N/mm²)

a : 許容曲げ応力度(N/mm²)

Z : 使用断面係数

A : 使用断面積

状態	応力度 N/mm ²	許容応力度 sa N/mm ²	判定
Max時	112.5	270.0	

(4) せん断応力度

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

ここに、

τ : せん断応力度(N/mm²)

a : 許容せん断応力度(N/mm²)

状態	応力度 N/mm ²	許容応力度 a N/mm ²	判定
Max時	4.7	125.0	

2.1.2 弾塑性解析結果

(1)1次掘削時の検討

1)解析結果(側圧、弾性反力、変位)

格点 No	標高 GL m	背面側			掘削側			変位 mm	弾性反力 R kN/m
		状態	側圧力 kN/m	地盤バネ kN/m/m	状態	側圧力 kN/m	地盤バネ kN/m/m		
1	0.000	主働塑性	0.65	0	-----	-----	-----	-13.43	-----
2	-0.250	主働塑性	1.62	0	-----	-----	-----	-12.66	-----
3	-0.500	主働塑性	2.04	0	-----	-----	-----	-11.89	-----
4	-0.750	主働塑性	2.46	0	-----	-----	-----	-11.13	-----
5	-1.000	主働塑性	2.88	0	-----	-----	-----	-10.37	-----
6	-1.250	主働塑性	3.30	0	-----	-----	-----	-9.61	-----
7	-1.500	主働塑性	3.72	0	-----	-----	-----	-8.87	-----
8	-1.750	主働塑性	4.14	0	-----	-----	-----	-8.14	-----
9	-2.000	主働塑性	4.56	0	受働弾性	0.05	841	-7.44	6.3
10	-2.250	主働塑性	5.00	0	受働弾性	0.44	1682	-6.77	11.4
11	-2.500	主働塑性	5.43	0	受働弾性	0.88	1682	-6.14	10.3
12	-2.750	主働塑性	5.87	0	受働弾性	1.31	1682	-5.56	9.3
13	-3.000	主働塑性	6.31	0	受働弾性	1.75	1682	-5.03	8.5
14	-3.250	主働塑性	6.75	0	受働弾性	2.19	1682	-4.55	7.6
15	-3.500	主働塑性	7.18	0	受働弾性	2.63	1682	-4.12	6.9
16	-3.750	主働塑性	7.62	0	受働弾性	3.06	1682	-3.73	6.3
17	-4.000	主働塑性	8.06	0	受働弾性	3.50	1682	-3.39	5.7
18	-4.250	主働塑性	8.50	0	受働弾性	3.94	1682	-3.09	5.2
19	-4.500	主働塑性	8.93	0	受働弾性	4.38	1682	-2.83	4.8
20	-4.750	主働塑性	9.37	0	受働弾性	4.81	1682	-2.60	4.4
21	-5.000	主働塑性	9.81	0	受働弾性	5.25	1682	-2.39	4.0
22	-5.250	主働塑性	10.25	0	受働弾性	5.69	1682	-2.20	3.7
23	-5.500	主働塑性	10.68	0	受働弾性	6.13	1682	-2.03	3.4
24	-5.750	主働塑性	11.12	0	受働弾性	6.56	1682	-1.87	3.1
25	-6.000	主働塑性	11.56	0	受働弾性	7.00	1682	-1.71	2.9
26	-6.250	主働塑性	12.00	0	受働弾性	7.44	1682	-1.56	2.6
27	-6.500	主働塑性	12.43	0	受働弾性	7.88	1682	-1.41	2.4
28	-6.750	主働塑性	12.87	0	受働弾性	8.31	1682	-1.26	2.1
29	-7.000	主働塑性	13.31	0	受働弾性	8.75	1682	-1.11	1.9
30	-7.250	主働塑性	13.75	0	受働弾性	9.19	1682	-0.96	1.6
31	-7.500	主働塑性	14.18	0	受働弾性	9.63	1682	-0.81	1.4
32	-7.750	主働塑性	14.62	0	受働弾性	10.06	1682	-0.67	1.1
33	-8.000	主働塑性	10.83	0	受働弾性	9.00	5046	-0.54	2.7
34	-8.250	主働塑性	6.90	0	受働弾性	7.95	8410	-0.42	3.5
35	-8.500	主働塑性	7.18	0	受働弾性	8.39	8410	-0.32	2.7
36	-8.750	主働塑性	7.45	0	受働弾性	8.84	8410	-0.24	2.0
37	-9.000	主働塑性	7.72	0	受働弾性	9.29	8410	-0.19	1.6
38	-9.250	主働塑性	7.99	0	受働弾性	9.73	8410	-0.16	1.4
39	-9.500	主働塑性	8.26	0	受働弾性	10.18	8410	-0.16	1.3
40	-9.750	主働塑性	8.53	0	受働弾性	10.63	8410	-0.18	1.5
41	-10.000	主働塑性	14.47	0	受働弾性	13.30	7232	-0.22	1.6
42	-10.250	主働塑性	20.62	0	受働弾性	16.06	6055	-0.27	1.6
43	-10.500	主働塑性	21.18	0	受働弾性	16.63	6055	-0.33	2.0
44	-10.750	主働塑性	21.75	0	受働弾性	17.19	6055	-0.39	2.4
45	-11.000	主働塑性	22.31	0	受働弾性	17.75	6055	-0.45	2.7
46	-11.250	主働塑性	22.87	0	受働弾性	18.31	6055	-0.51	3.1
47	-11.500	主働塑性	23.43	0	受働弾性	18.88	6055	-0.56	3.4
48	-11.750	主働塑性	24.00	0	受働弾性	19.44	6055	-0.61	3.7
49	-12.000	主働塑性	24.56	0	受働弾性	20.00	6055	-0.65	3.9
50	-12.250	主働塑性	25.12	0	受働弾性	20.56	6055	-0.68	4.1
51	-12.500	主働塑性	25.68	0	受働弾性	21.13	6055	-0.71	4.3
52	-12.750	主働塑性	26.25	0	受働弾性	21.69	6055	-0.73	4.4
53	-13.000	主働塑性	26.81	0	受働弾性	22.25	6055	-0.75	4.5
54	-13.250	主働塑性	27.37	0	受働弾性	22.81	6055	-0.76	4.6
55	-13.500	主働塑性	27.93	0	受働弾性	23.38	6055	-0.77	4.7
56	-13.750	主働塑性	28.50	0	受働弾性	23.94	6055	-0.78	4.7
57	-14.000	主働塑性	29.06	0	受働弾性	24.50	6055	-0.79	4.8
58	-14.250	主働塑性	29.62	0	受働弾性	25.06	6055	-0.80	4.8
59	-14.500	主働塑性	30.18	0	受働弾性	25.63	6055	-0.80	4.9
60	-14.750	主働塑性	30.75	0	受働弾性	26.19	6055	-0.81	4.9
61	-15.000	主働塑性	15.58	0	受働弾性	13.30	3028	-0.81	2.5

注) 切梁有効、盛替有効における有効受働側圧欄は「先行変位荷重」である。

注) 切梁有効、盛替有効における地盤バネ欄は「支保工バネ」である。

注) 変位の+は 反力の+は 。

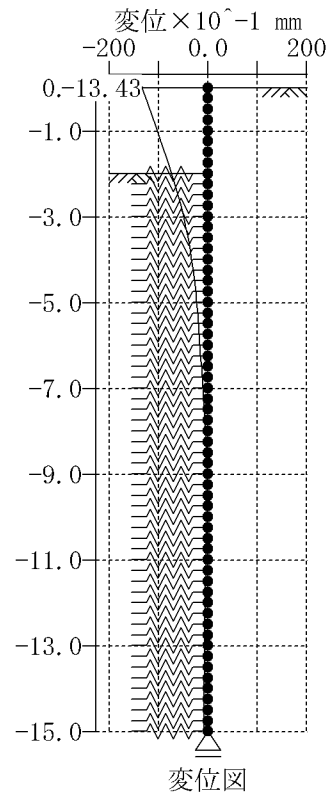
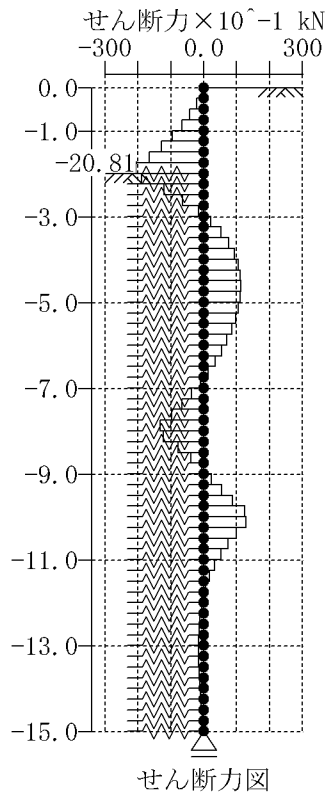
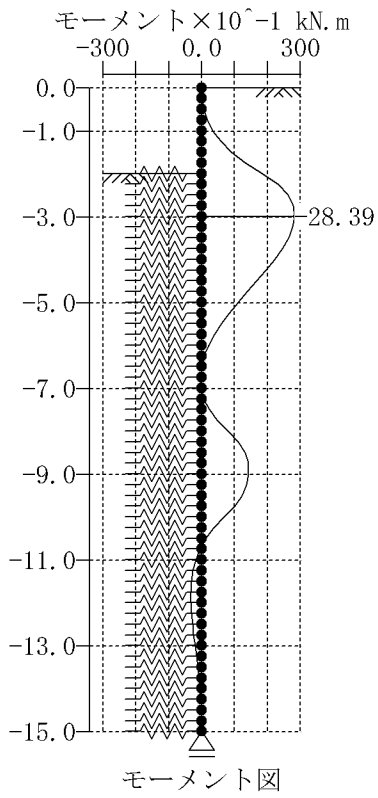
注) 掘削側支保工が有効であるにも拘らずバネ値が0の時はラーメンモデルである。

2)解析結果 (断面力、変位)

Mmax = 3.4kN.m/m (発生位置G.L. -11.75m) Mmin = -28.4kN.m/m (発生位置G.L. -3.00m)
 Smax = 12.9kN/m (発生位置G.L. -10.00m) Smin = -20.8kN/m (発生位置G.L. -1.75m)
 max= -----mm (発生位置G.L. -----m) min= -13.43mm (発生位置G.L. 0.00m)

格点 No	標高 GL	モーメント kN.m/m		せん断力 kN/m		変位 mm			支保工 水平反力 kN/m
		上 面	下 面	上 面	下 面	前回 p	今回 n	合計	
1	0.000	-----	0.0	-----	-0.7	0.00	-13.43	-13.43	-----
2	-0.250	-0.2	-0.2	-0.7	-2.3	0.00	-12.66	-12.66	-----
3	-0.500	-0.7	-0.7	-2.3	-4.3	0.00	-11.89	-11.89	-----
4	-0.750	-1.8	-1.8	-4.3	-6.8	0.00	-11.13	-11.13	-----
5	-1.000	-3.5	-3.5	-6.8	-9.7	0.00	-10.37	-10.37	-----
6	-1.250	-5.9	-5.9	-9.7	-13.0	0.00	-9.61	-9.61	-----
7	-1.500	-9.2	-9.2	-13.0	-16.7	0.00	-8.87	-8.87	-----
8	-1.750	-13.3	-13.3	-16.7	-20.8	0.00	-8.14	-8.14	-----
9	-2.000	-18.5	-18.5	-20.8	-19.1	0.00	-7.44	-7.44	-----
10	-2.250	-23.3	-23.3	-19.1	-12.2	0.00	-6.77	-6.77	-----
11	-2.500	-26.4	-26.4	-12.2	-6.5	0.00	-6.14	-6.14	-----
12	-2.750	-28.0	-28.0	-6.5	-1.7	0.00	-5.56	-5.56	-----
13	-3.000	-28.4	-28.4	-1.7	2.2	0.00	-5.03	-5.03	-----
14	-3.250	-27.8	-27.8	2.2	5.3	0.00	-4.55	-4.55	-----
15	-3.500	-26.5	-26.5	5.3	7.7	0.00	-4.12	-4.12	-----
16	-3.750	-24.6	-24.6	7.7	9.4	0.00	-3.73	-3.73	-----
17	-4.000	-22.3	-22.3	9.4	10.5	0.00	-3.39	-3.39	-----
18	-4.250	-19.6	-19.6	10.5	11.2	0.00	-3.09	-3.09	-----
19	-4.500	-16.8	-16.8	11.2	11.4	0.00	-2.83	-2.83	-----
20	-4.750	-14.0	-14.0	11.4	11.2	0.00	-2.60	-2.60	-----
21	-5.000	-11.2	-11.2	11.2	10.6	0.00	-2.39	-2.39	-----
22	-5.250	-8.5	-8.5	10.6	9.8	0.00	-2.20	-2.20	-----
23	-5.500	-6.1	-6.1	9.8	8.6	0.00	-2.03	-2.03	-----
24	-5.750	-3.9	-3.9	8.6	7.2	0.00	-1.87	-1.87	-----
25	-6.000	-2.1	-2.1	7.2	5.5	0.00	-1.71	-1.71	-----
26	-6.250	-0.8	-0.8	5.5	3.6	0.00	-1.56	-1.56	-----
27	-6.500	0.1	0.1	3.6	1.4	0.00	-1.41	-1.41	-----
28	-6.750	0.5	0.5	1.4	-1.0	0.00	-1.26	-1.26	-----
29	-7.000	0.2	0.2	-1.0	-3.7	0.00	-1.11	-1.11	-----
30	-7.250	-0.7	-0.7	-3.7	-6.7	0.00	-0.96	-0.96	-----
31	-7.500	-2.4	-2.4	-6.7	-9.9	0.00	-0.81	-0.81	-----
32	-7.750	-4.9	-4.9	-9.9	-13.3	0.00	-0.67	-0.67	-----
33	-8.000	-8.2	-8.2	-13.3	-12.4	0.00	-0.54	-0.54	-----
34	-8.250	-11.3	-11.3	-12.4	-7.9	0.00	-0.42	-0.42	-----
35	-8.500	-13.2	-13.2	-7.9	-4.0	0.00	-0.32	-0.32	-----
36	-8.750	-14.3	-14.3	-4.0	-0.6	0.00	-0.24	-0.24	-----
37	-9.000	-14.4	-14.4	-0.6	2.5	0.00	-0.19	-0.19	-----
38	-9.250	-13.8	-13.8	2.5	5.6	0.00	-0.16	-0.16	-----
39	-9.500	-12.4	-12.4	5.6	8.9	0.00	-0.16	-0.16	-----
40	-9.750	-10.1	-10.1	8.9	12.5	0.00	-0.18	-0.18	-----
41	-10.000	-7.0	-7.0	12.5	12.9	0.00	-0.22	-0.22	-----
42	-10.250	-3.8	-3.8	12.9	10.0	0.00	-0.27	-0.27	-----
43	-10.500	-1.3	-1.3	10.0	7.5	0.00	-0.33	-0.33	-----
44	-10.750	0.6	0.6	7.5	5.3	0.00	-0.39	-0.39	-----
45	-11.000	1.9	1.9	5.3	3.4	0.00	-0.45	-0.45	-----
46	-11.250	2.8	2.8	3.4	1.9	0.00	-0.51	-0.51	-----
47	-11.500	3.3	3.3	1.9	0.8	0.00	-0.56	-0.56	-----
48	-11.750	3.4	3.4	0.8	-0.1	0.00	-0.61	-0.61	-----
49	-12.000	3.4	3.4	-0.1	-0.8	0.00	-0.65	-0.65	-----
50	-12.250	3.2	3.2	-0.8	-1.2	0.00	-0.68	-0.68	-----
51	-12.500	2.9	2.9	-1.2	-1.5	0.00	-0.71	-0.71	-----
52	-12.750	2.5	2.5	-1.5	-1.6	0.00	-0.73	-0.73	-----
53	-13.000	2.1	2.1	-1.6	-1.7	0.00	-0.75	-0.75	-----
54	-13.250	1.7	1.7	-1.7	-1.6	0.00	-0.76	-0.76	-----
55	-13.500	1.3	1.3	-1.6	-1.5	0.00	-0.77	-0.77	-----
56	-13.750	1.0	1.0	-1.5	-1.3	0.00	-0.78	-0.78	-----
57	-14.000	0.6	0.6	-1.3	-1.1	0.00	-0.79	-0.79	-----
58	-14.250	0.4	0.4	-1.1	-0.8	0.00	-0.80	-0.80	-----
59	-14.500	0.2	0.2	-0.8	-0.5	0.00	-0.80	-0.80	-----
60	-14.750	0.0	0.0	-0.5	-0.2	0.00	-0.81	-0.81	-----
61	-15.000	0.0	-----	-0.2	-----	0.00	-0.81	-0.81	-----

- 注1) 前回変位：前ステップまでの合計変位。
- 注2) 今回変位：本ステップの変位(変化分)。
- 注3) 合計変位：本ステップ終了時点の変位(p+ n)。



(2)2次掘削時の検討

1)解析結果(側圧、弾性反力、変位)

格点 No	標高 GL m	背面側			掘削側			変位 mm	弾性反力 R kN/m
		状態	側圧力 kN/m	地盤バネ kN/m/m	状態	側圧力 kN/m	地盤バネ kN/m/m		
1	0.000	主働塑性	0.61	0	-----	-----	-----	-41.69	-----
2	-0.250	主働塑性	1.52	0	-----	-----	-----	-40.62	-----
3	-0.500	主働塑性	1.91	0	-----	-----	-----	-39.56	-----
4	-0.750	主働塑性	2.31	0	-----	-----	-----	-38.49	-----
5	-1.000	主働塑性	2.70	0	切梁有効	-16.01	1544	-37.43	41.8
6	-1.250	主働塑性	3.09	0	-----	-----	-----	-36.37	-----
7	-1.500	主働塑性	3.49	0	-----	-----	-----	-35.30	-----
8	-1.750	主働塑性	3.88	0	-----	-----	-----	-34.21	-----
9	-2.000	主働塑性	4.27	0	-----	-----	-----	-33.09	-----
10	-2.250	主働塑性	4.67	0	-----	-----	-----	-31.93	-----
11	-2.500	主働塑性	5.06	0	-----	-----	-----	-30.71	-----
12	-2.750	主働塑性	5.46	0	-----	-----	-----	-29.43	-----
13	-3.000	主働塑性	5.85	0	-----	-----	-----	-28.09	-----
14	-3.250	主働塑性	6.24	0	-----	-----	-----	-26.69	-----
15	-3.500	主働塑性	6.64	0	-----	-----	-----	-25.23	-----
16	-3.750	主働塑性	7.03	0	-----	-----	-----	-23.72	-----
17	-4.000	主働塑性	7.42	0	-----	-----	-----	-22.15	-----
18	-4.250	主働塑性	7.82	0	-----	-----	-----	-20.54	-----
19	-4.500	主働塑性	8.21	0	-----	-----	-----	-18.91	-----
20	-4.750	主働塑性	8.61	0	-----	-----	-----	-17.27	-----
21	-5.000	主働塑性	9.01	0	受働弾性	0.05	841	-15.64	13.1
22	-5.250	主働塑性	9.44	0	受働弾性	0.44	1682	-14.04	23.6
23	-5.500	主働塑性	9.88	0	受働弾性	0.88	1682	-12.51	21.0
24	-5.750	主働塑性	10.31	0	受働弾性	1.31	1682	-11.05	18.6
25	-6.000	主働塑性	10.75	0	受働弾性	1.75	1682	-9.67	16.3
26	-6.250	主働塑性	11.19	0	受働弾性	2.19	1682	-8.39	14.1
27	-6.500	主働塑性	11.63	0	受働弾性	2.63	1682	-7.20	12.1
28	-6.750	主働塑性	12.06	0	受働弾性	3.06	1682	-6.12	10.3
29	-7.000	主働塑性	12.50	0	受働弾性	3.50	1682	-5.12	8.6
30	-7.250	主働塑性	12.94	0	受働弾性	3.94	1682	-4.23	7.1
31	-7.500	主働塑性	13.38	0	受働弾性	4.38	1682	-3.42	5.8
32	-7.750	主働塑性	13.81	0	受働弾性	4.81	1682	-2.72	4.6
33	-8.000	主働塑性	10.42	0	受働弾性	4.50	5046	-2.11	10.6
34	-8.250	主働塑性	6.90	0	受働弾性	4.20	8410	-1.60	13.4
35	-8.500	主働塑性	7.18	0	受働弾性	4.64	8410	-1.19	10.0
36	-8.750	主働塑性	7.45	0	受働弾性	5.09	8410	-0.88	7.4
37	-9.000	主働塑性	7.72	0	受働弾性	5.54	8410	-0.66	5.5
38	-9.250	主働塑性	7.99	0	受働弾性	5.98	8410	-0.52	4.3
39	-9.500	主働塑性	8.26	0	受働弾性	6.43	8410	-0.45	3.8
40	-9.750	主働塑性	8.53	0	受働弾性	6.88	8410	-0.44	3.7
41	-10.000	主働塑性	14.06	0	受働弾性	8.80	7232	-0.48	3.4
42	-10.250	主働塑性	19.81	0	受働弾性	10.81	6055	-0.55	3.3
43	-10.500	主働塑性	20.38	0	受働弾性	11.38	6055	-0.64	3.9
44	-10.750	主働塑性	20.94	0	受働弾性	11.94	6055	-0.74	4.5
45	-11.000	主働塑性	21.50	0	受働弾性	12.50	6055	-0.85	5.2
46	-11.250	主働塑性	22.06	0	受働弾性	13.06	6055	-0.96	5.8
47	-11.500	主働塑性	22.63	0	受働弾性	13.63	6055	-1.06	6.4
48	-11.750	主働塑性	23.19	0	受働弾性	14.19	6055	-1.15	7.0
49	-12.000	主働塑性	23.75	0	受働弾性	14.75	6055	-1.23	7.5
50	-12.250	主働塑性	24.31	0	受働弾性	15.31	6055	-1.30	7.9
51	-12.500	主働塑性	24.88	0	受働弾性	15.88	6055	-1.36	8.2
52	-12.750	主働塑性	25.44	0	受働弾性	16.44	6055	-1.41	8.5
53	-13.000	主働塑性	26.00	0	受働弾性	17.00	6055	-1.45	8.8
54	-13.250	主働塑性	26.56	0	受働弾性	17.56	6055	-1.49	9.0
55	-13.500	主働塑性	27.13	0	受働弾性	18.13	6055	-1.51	9.2
56	-13.750	主働塑性	27.69	0	受働弾性	18.69	6055	-1.53	9.3
57	-14.000	主働塑性	28.25	0	受働弾性	19.25	6055	-1.55	9.4
58	-14.250	主働塑性	28.81	0	受働弾性	19.81	6055	-1.57	9.5
59	-14.500	主働塑性	29.38	0	受働弾性	20.38	6055	-1.59	9.6
60	-14.750	主働塑性	29.94	0	受働弾性	20.94	6055	-1.60	9.7
61	-15.000	主働塑性	15.18	0	受働弾性	10.68	3028	-1.61	4.9

注) 切梁有効、盛替有効における有効受働側圧欄は「先行変位荷重」である。

注) 切梁有効、盛替有効における地盤バネ欄は「支保工バネ」である。

注) 変位の+は 反力の+は 。

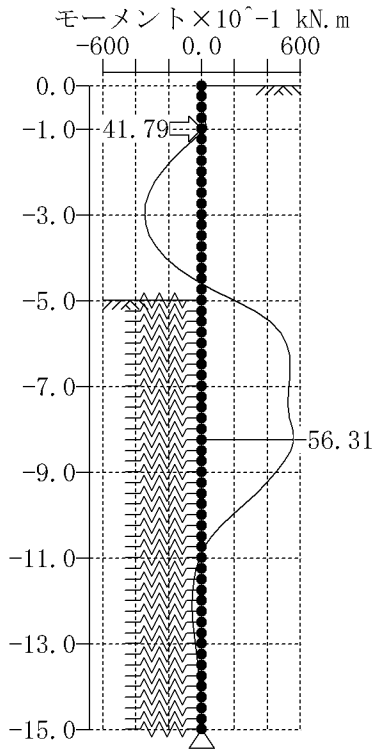
注) 掘削側支保工が有効であるにも拘らずバネ値が0の時はラーメンモデルである。

2)解析結果 (断面力、変位)

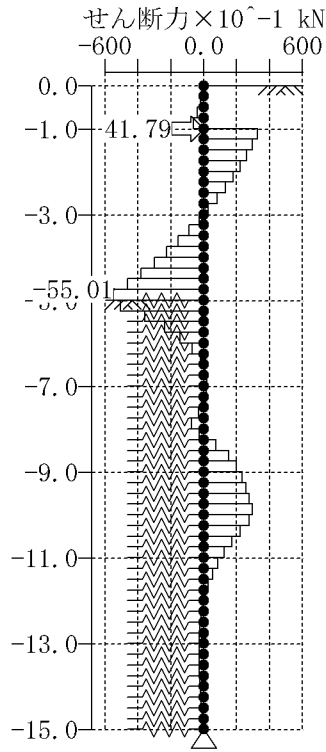
Mmax = 35.0kN.m/m (発生位置G.L. -3.00m) Mmin = -56.3kN.m/m (発生位置G.L. -8.25m)
 Smax = 32.7kN/m (発生位置G.L. -1.00m) Smin = -55.0kN/m (発生位置G.L. -4.75m)
 max= -----mm (発生位置G.L. -----m) min= -41.69mm (発生位置G.L. 0.00m)

格点 No	標高 GL	モーメント kN.m/m		せん断力 kN/m		変位 mm			支保工 水平反力 kN/m
		上 面	下 面	上 面	下 面	前回 p	今回 n	合計	
1	0.000	-----	0.0	-----	-0.6	-13.43	-28.26	-41.69	-----
2	-0.250	-0.2	-0.2	-0.6	-2.1	-12.66	-27.96	-40.62	-----
3	-0.500	-0.7	-0.7	-2.1	-4.0	-11.89	-27.66	-39.56	-----
4	-0.750	-1.7	-1.7	-4.0	-6.3	-11.13	-27.36	-38.49	-----
5	-1.000	-3.3	-3.3	-6.3	32.7	-10.37	-27.06	-37.43	41.8
6	-1.250	4.9	4.9	32.7	29.6	-9.61	-26.76	-36.37	-----
7	-1.500	12.3	12.3	29.6	26.2	-8.87	-26.44	-35.30	-----
8	-1.750	18.9	18.9	26.2	22.3	-8.14	-26.07	-34.21	-----
9	-2.000	24.4	24.4	22.3	18.0	-7.44	-25.65	-33.09	-----
10	-2.250	28.9	28.9	18.0	13.3	-6.77	-25.16	-31.93	-----
11	-2.500	32.3	32.3	13.3	8.3	-6.14	-24.57	-30.71	-----
12	-2.750	34.3	34.3	8.3	2.8	-5.56	-23.87	-29.43	-----
13	-3.000	35.0	35.0	2.8	-3.0	-5.03	-23.07	-28.09	-----
14	-3.250	34.3	34.3	-3.0	-9.3	-4.55	-22.15	-26.69	-----
15	-3.500	32.0	32.0	-9.3	-15.9	-4.12	-21.12	-25.23	-----
16	-3.750	28.0	28.0	-15.9	-22.9	-3.73	-19.98	-23.72	-----
17	-4.000	22.2	22.2	-22.9	-30.4	-3.39	-18.75	-22.15	-----
18	-4.250	14.6	14.6	-30.4	-38.2	-3.09	-17.45	-20.54	-----
19	-4.500	5.1	5.1	-38.2	-46.4	-2.83	-16.08	-18.91	-----
20	-4.750	-6.5	-6.5	-46.4	-55.0	-2.60	-14.67	-17.27	-----
21	-5.000	-20.2	-20.2	-55.0	-50.8	-2.39	-13.25	-15.64	-----
22	-5.250	-33.0	-33.0	-50.8	-36.2	-2.20	-11.84	-14.04	-----
23	-5.500	-42.0	-42.0	-36.2	-24.1	-2.03	-10.48	-12.51	-----
24	-5.750	-48.0	-48.0	-24.1	-14.6	-1.87	-9.18	-11.05	-----
25	-6.000	-51.7	-51.7	-14.6	-7.3	-1.71	-7.96	-9.67	-----
26	-6.250	-53.5	-53.5	-7.3	-2.2	-1.56	-6.83	-8.39	-----
27	-6.500	-54.0	-54.0	-2.2	0.9	-1.41	-5.79	-7.20	-----
28	-6.750	-53.8	-53.8	0.9	2.2	-1.26	-4.85	-6.12	-----
29	-7.000	-53.3	-53.3	2.2	1.8	-1.11	-4.01	-5.12	-----
30	-7.250	-52.8	-52.8	1.8	-0.1	-0.96	-3.26	-4.23	-----
31	-7.500	-52.8	-52.8	-0.1	-3.3	-0.81	-2.61	-3.42	-----
32	-7.750	-53.6	-53.6	-3.3	-7.7	-0.67	-2.05	-2.72	-----
33	-8.000	-55.6	-55.6	-7.7	-3.0	-0.54	-1.57	-2.11	-----
34	-8.250	-56.3	-56.3	-3.0	7.7	-0.42	-1.18	-1.60	-----
35	-8.500	-54.4	-54.4	7.7	15.2	-0.32	-0.87	-1.19	-----
36	-8.750	-50.6	-50.6	15.2	20.2	-0.24	-0.64	-0.88	-----
37	-9.000	-45.5	-45.5	20.2	23.6	-0.19	-0.47	-0.66	-----
38	-9.250	-39.6	-39.6	23.6	25.9	-0.16	-0.35	-0.52	-----
39	-9.500	-33.2	-33.2	25.9	27.8	-0.16	-0.29	-0.45	-----
40	-9.750	-26.2	-26.2	27.8	29.8	-0.18	-0.26	-0.44	-----
41	-10.000	-18.7	-18.7	29.8	28.0	-0.22	-0.26	-0.48	-----
42	-10.250	-11.7	-11.7	28.0	22.3	-0.27	-0.28	-0.55	-----
43	-10.500	-6.1	-6.1	22.3	17.2	-0.33	-0.31	-0.64	-----
44	-10.750	-1.8	-1.8	17.2	12.7	-0.39	-0.35	-0.74	-----
45	-11.000	1.3	1.3	12.7	8.9	-0.45	-0.40	-0.85	-----
46	-11.250	3.6	3.6	8.9	5.7	-0.51	-0.45	-0.96	-----
47	-11.500	5.0	5.0	5.7	3.1	-0.56	-0.50	-1.06	-----
48	-11.750	5.8	5.8	3.1	1.1	-0.61	-0.54	-1.15	-----
49	-12.000	6.0	6.0	1.1	-0.5	-0.65	-0.59	-1.23	-----
50	-12.250	5.9	5.9	-0.5	-1.6	-0.68	-0.62	-1.30	-----
51	-12.500	5.5	5.5	-1.6	-2.4	-0.71	-0.65	-1.36	-----
52	-12.750	4.9	4.9	-2.4	-2.8	-0.73	-0.68	-1.41	-----
53	-13.000	4.2	4.2	-2.8	-3.0	-0.75	-0.70	-1.45	-----
54	-13.250	3.4	3.4	-3.0	-3.0	-0.76	-0.72	-1.49	-----
55	-13.500	2.7	2.7	-3.0	-2.9	-0.77	-0.74	-1.51	-----
56	-13.750	2.0	2.0	-2.9	-2.6	-0.78	-0.75	-1.53	-----
57	-14.000	1.3	1.3	-2.6	-2.2	-0.79	-0.76	-1.55	-----
58	-14.250	0.8	0.8	-2.2	-1.7	-0.80	-0.77	-1.57	-----
59	-14.500	0.4	0.4	-1.7	-1.1	-0.80	-0.78	-1.59	-----
60	-14.750	0.1	0.1	-1.1	-0.4	-0.81	-0.79	-1.60	-----
61	-15.000	0.0	-----	-0.4	-----	-0.81	-0.80	-1.61	-----

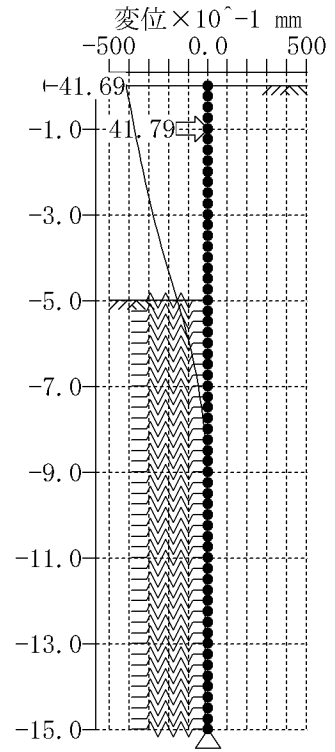
- 注1) 前回変位：前ステップまでの合計変位。
- 注2) 今回変位：本ステップの変位(変化分)。
- 注3) 合計変位：本ステップ終了時点の変位(p+ n)。



モーメント図



せん断力図



変位図

(3)3次掘削時の検討

1)解析結果(側圧、弾性反力、変位)

格点 No	標高 GL m	背面側			掘削側			変位 mm	弾性反力 R kN/m
		状態	側圧力 kN/m	地盤バネ kN/m/m	状態	側圧力 kN/m	地盤バネ kN/m/m		
1	0.000	主働塑性	0.57	0	-----	-----	-----	-43.62	-----
2	-0.250	主働塑性	1.42	0	-----	-----	-----	-44.00	-----
3	-0.500	主働塑性	1.78	0	-----	-----	-----	-44.37	-----
4	-0.750	主働塑性	2.15	0	-----	-----	-----	-44.75	-----
5	-1.000	主働塑性	2.52	0	切梁有効	-16.01	1544	-45.12	53.7
6	-1.250	主働塑性	2.89	0	-----	-----	-----	-45.50	-----
7	-1.500	主働塑性	3.25	0	-----	-----	-----	-45.87	-----
8	-1.750	主働塑性	3.62	0	-----	-----	-----	-46.20	-----
9	-2.000	主働塑性	3.99	0	-----	-----	-----	-46.48	-----
10	-2.250	主働塑性	4.36	0	-----	-----	-----	-46.70	-----
11	-2.500	主働塑性	4.72	0	-----	-----	-----	-46.83	-----
12	-2.750	主働塑性	5.09	0	-----	-----	-----	-46.87	-----
13	-3.000	主働塑性	5.46	0	-----	-----	-----	-46.80	-----
14	-3.250	主働塑性	5.83	0	-----	-----	-----	-46.63	-----
15	-3.500	主働塑性	6.19	0	-----	-----	-----	-46.34	-----
16	-3.750	主働塑性	6.56	0	-----	-----	-----	-45.92	-----
17	-4.000	主働塑性	6.93	0	切梁有効	-53.20	2402	-45.39	55.8
18	-4.250	主働塑性	7.30	0	-----	-----	-----	-44.74	-----
19	-4.500	主働塑性	7.66	0	-----	-----	-----	-43.96	-----
20	-4.750	主働塑性	8.03	0	-----	-----	-----	-43.02	-----
21	-5.000	主働塑性	8.40	0	-----	-----	-----	-41.92	-----
22	-5.250	主働塑性	8.77	0	-----	-----	-----	-40.65	-----
23	-5.500	主働塑性	9.13	0	-----	-----	-----	-39.21	-----
24	-5.750	主働塑性	9.50	0	-----	-----	-----	-37.58	-----
25	-6.000	主働塑性	9.87	0	-----	-----	-----	-35.79	-----
26	-6.250	主働塑性	10.24	0	-----	-----	-----	-33.82	-----
27	-6.500	主働塑性	10.60	0	-----	-----	-----	-31.70	-----
28	-6.750	主働塑性	10.97	0	-----	-----	-----	-29.45	-----
29	-7.000	主働塑性	11.34	0	-----	-----	-----	-27.08	-----
30	-7.250	主働塑性	11.71	0	-----	-----	-----	-24.61	-----
31	-7.500	主働塑性	12.07	0	-----	-----	-----	-22.09	-----
32	-7.750	主働塑性	12.44	0	-----	-----	-----	-19.55	-----
33	-8.000	主働塑性	9.71	0	受働塑性	1.24	0	-17.02	0.0
34	-8.250	主働塑性	6.90	0	受働塑性	9.91	0	-14.57	0.0
35	-8.500	主働塑性	7.18	0	受働塑性	19.82	0	-12.23	0.0
36	-8.750	主働塑性	7.45	0	受働塑性	29.73	0	-10.06	0.0
37	-9.000	主働塑性	7.72	0	受働塑性	39.64	0	-8.09	0.0
38	-9.250	主働塑性	7.99	0	受働塑性	49.55	0	-6.38	0.0
39	-9.500	主働塑性	8.26	0	受働弾性	2.68	8410	-4.92	41.4
40	-9.750	主働塑性	8.53	0	受働弾性	3.13	8410	-3.74	31.4
41	-10.000	主働塑性	13.34	0	受働弾性	4.30	7232	-2.80	20.2
42	-10.250	主働塑性	18.37	0	受働弾性	5.56	6055	-2.09	12.6
43	-10.500	主働塑性	18.93	0	受働弾性	6.13	6055	-1.57	9.5
44	-10.750	主働塑性	19.50	0	受働弾性	6.69	6055	-1.22	7.4
45	-11.000	主働塑性	20.06	0	受働弾性	7.25	6055	-1.01	6.1
46	-11.250	主働塑性	20.62	0	受働弾性	7.81	6055	-0.90	5.4
47	-11.500	主働塑性	21.18	0	受働弾性	8.38	6055	-0.87	5.3
48	-11.750	主働塑性	21.75	0	受働弾性	8.94	6055	-0.90	5.5
49	-12.000	主働塑性	22.31	0	受働弾性	9.50	6055	-0.98	5.9
50	-12.250	主働塑性	22.87	0	受働弾性	10.06	6055	-1.08	6.6
51	-12.500	主働塑性	23.43	0	受働弾性	10.63	6055	-1.21	7.3
52	-12.750	主働塑性	24.00	0	受働弾性	11.19	6055	-1.34	8.1
53	-13.000	主働塑性	24.56	0	受働弾性	11.75	6055	-1.47	8.9
54	-13.250	主働塑性	25.12	0	受働弾性	12.31	6055	-1.61	9.7
55	-13.500	主働塑性	25.68	0	受働弾性	12.88	6055	-1.74	10.5
56	-13.750	主働塑性	26.25	0	受働弾性	13.44	6055	-1.86	11.3
57	-14.000	主働塑性	26.81	0	受働弾性	14.00	6055	-1.98	12.0
58	-14.250	主働塑性	27.37	0	受働弾性	14.56	6055	-2.10	12.7
59	-14.500	主働塑性	27.93	0	受働弾性	15.13	6055	-2.21	13.4
60	-14.750	主働塑性	28.50	0	受働弾性	15.69	6055	-2.32	14.1
61	-15.000	主働塑性	14.46	0	受働弾性	8.05	3028	-2.43	7.4

注) 切梁有効、盛替有効における有効受働側圧欄は「先行変位荷重」である。

注) 切梁有効、盛替有効における地盤バネ欄は「支保工バネ」である。

注) 変位の+は 反力の+は 。

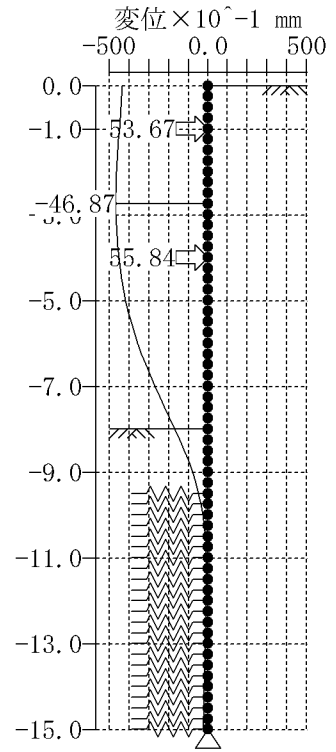
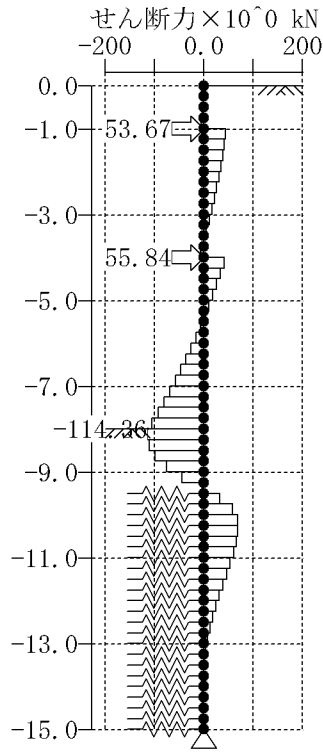
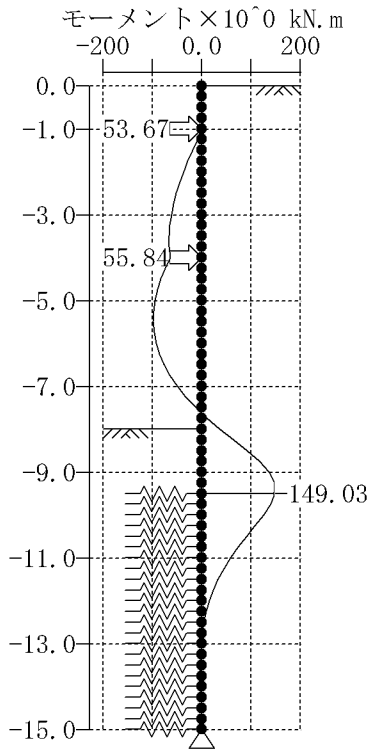
注) 掘削側支保工が有効であるにも拘らずバネ値が0の時はラーメンモデルである。

2)解析結果 (断面力、変位)

Mmax = 98.8kN.m/m (発生位置G.L. -5.50m) Mmin = -149.0kN.m/m (発生位置G.L. -9.50m)
 Smax = 70.1kN/m (発生位置G.L. -10.00m) Smin = -114.4kN/m (発生位置G.L. -8.00m)
 max= -----mm (発生位置G.L. -----m) min= -46.87mm (発生位置G.L. -2.75m)

格点 No	標高 GL	モーメント kN.m/m		せん断力 kN/m		変位 mm			支保工 水平反力 kN/m
		上 面	下 面	上 面	下 面	前回 p	今回 n	合計	
1	0.000	-----	0.0	-----	-0.6	-41.69	-1.93	-43.62	-----
2	-0.250	-0.1	-0.1	-0.6	-2.0	-40.62	-3.37	-44.00	-----
3	-0.500	-0.6	-0.6	-2.0	-3.8	-39.56	-4.81	-44.37	-----
4	-0.750	-1.6	-1.6	-3.8	-5.9	-38.49	-6.25	-44.75	-----
5	-1.000	-3.1	-3.1	-5.9	45.2	-37.43	-7.69	-45.12	53.7
6	-1.250	8.2	8.2	45.2	42.3	-36.37	-9.13	-45.50	-----
7	-1.500	18.8	18.8	42.3	39.1	-35.30	-10.57	-45.87	-----
8	-1.750	28.6	28.6	39.1	35.5	-34.21	-11.99	-46.20	-----
9	-2.000	37.5	37.5	35.5	31.5	-33.09	-13.39	-46.48	-----
10	-2.250	45.3	45.3	31.5	27.1	-31.93	-14.77	-46.70	-----
11	-2.500	52.1	52.1	27.1	22.4	-30.71	-16.12	-46.83	-----
12	-2.750	57.7	57.7	22.4	17.3	-29.43	-17.44	-46.87	-----
13	-3.000	62.0	62.0	17.3	11.8	-28.09	-18.71	-46.80	-----
14	-3.250	65.0	65.0	11.8	6.0	-26.69	-19.93	-46.63	-----
15	-3.500	66.5	66.5	6.0	-0.2	-25.23	-21.10	-46.34	-----
16	-3.750	66.5	66.5	-0.2	-6.7	-23.72	-22.21	-45.92	-----
17	-4.000	64.8	64.8	-6.7	42.2	-22.15	-23.25	-45.39	55.8
18	-4.250	75.3	75.3	42.2	34.9	-20.54	-24.20	-44.74	-----
19	-4.500	84.0	84.0	34.9	27.2	-18.91	-25.05	-43.96	-----
20	-4.750	90.8	90.8	27.2	19.2	-17.27	-25.76	-43.02	-----
21	-5.000	95.6	95.6	19.2	10.8	-15.64	-26.29	-41.92	-----
22	-5.250	98.3	98.3	10.8	2.0	-14.04	-26.61	-40.65	-----
23	-5.500	98.8	98.8	2.0	-7.1	-12.51	-26.70	-39.21	-----
24	-5.750	97.0	97.0	-7.1	-16.6	-11.05	-26.54	-37.58	-----
25	-6.000	92.9	92.9	-16.6	-26.5	-9.67	-26.11	-35.79	-----
26	-6.250	86.2	86.2	-26.5	-36.7	-8.39	-25.43	-33.82	-----
27	-6.500	77.1	77.1	-36.7	-47.3	-7.20	-24.50	-31.70	-----
28	-6.750	65.2	65.2	-47.3	-58.3	-6.12	-23.33	-29.45	-----
29	-7.000	50.6	50.6	-58.3	-69.7	-5.12	-21.95	-27.08	-----
30	-7.250	33.2	33.2	-69.7	-81.4	-4.23	-20.39	-24.61	-----
31	-7.500	12.9	12.9	-81.4	-93.4	-3.42	-18.67	-22.09	-----
32	-7.750	-10.5	-10.5	-93.4	-105.9	-2.72	-16.83	-19.55	-----
33	-8.000	-37.0	-37.0	-105.9	-114.4	-2.11	-14.92	-17.02	-----
34	-8.250	-65.5	-65.5	-114.4	-111.4	-1.60	-12.97	-14.57	-----
35	-8.500	-93.4	-93.4	-111.4	-98.7	-1.19	-11.04	-12.23	-----
36	-8.750	-118.1	-118.1	-98.7	-76.4	-0.88	-9.18	-10.06	-----
37	-9.000	-137.2	-137.2	-76.4	-44.5	-0.66	-7.44	-8.09	-----
38	-9.250	-148.3	-148.3	-44.5	-3.0	-0.52	-5.86	-6.38	-----
39	-9.500	-149.0	-149.0	-3.0	32.9	-0.45	-4.48	-4.92	-----
40	-9.750	-140.8	-140.8	32.9	58.9	-0.44	-3.30	-3.74	-----
41	-10.000	-126.1	-126.1	58.9	70.1	-0.48	-2.32	-2.80	-----
42	-10.250	-108.6	-108.6	70.1	69.9	-0.55	-1.54	-2.09	-----
43	-10.500	-91.1	-91.1	69.9	66.6	-0.64	-0.93	-1.57	-----
44	-10.750	-74.4	-74.4	66.6	61.2	-0.74	-0.48	-1.22	-----
45	-11.000	-59.1	-59.1	61.2	54.5	-0.85	-0.15	-1.01	-----
46	-11.250	-45.5	-45.5	54.5	47.1	-0.96	0.06	-0.90	-----
47	-11.500	-33.7	-33.7	47.1	39.6	-1.06	0.19	-0.87	-----
48	-11.750	-23.8	-23.8	39.6	32.2	-1.15	0.25	-0.90	-----
49	-12.000	-15.8	-15.8	32.2	25.3	-1.23	0.25	-0.98	-----
50	-12.250	-9.4	-9.4	25.3	19.1	-1.30	0.22	-1.08	-----
51	-12.500	-4.6	-4.6	19.1	13.6	-1.36	0.15	-1.21	-----
52	-12.750	-1.2	-1.2	13.6	8.9	-1.41	0.07	-1.34	-----
53	-13.000	1.0	1.0	8.9	5.0	-1.45	-0.02	-1.47	-----
54	-13.250	2.2	2.2	5.0	1.9	-1.49	-0.12	-1.61	-----
55	-13.500	2.7	2.7	1.9	-0.3	-1.51	-0.22	-1.74	-----
56	-13.750	2.6	2.6	-0.3	-1.9	-1.53	-0.33	-1.86	-----
57	-14.000	2.2	2.2	-1.9	-2.7	-1.55	-0.43	-1.98	-----
58	-14.250	1.5	1.5	-2.7	-2.8	-1.57	-0.53	-2.10	-----
59	-14.500	0.8	0.8	-2.8	-2.2	-1.59	-0.63	-2.21	-----
60	-14.750	0.2	0.2	-2.2	-1.0	-1.60	-0.72	-2.32	-----
61	-15.000	0.0	-----	-1.0	-----	-1.61	-0.82	-2.43	-----

- 注1) 前回変位：前ステップまでの合計変位。
- 注2) 今回変位：本ステップの変位(変化分)。
- 注3) 合計変位：本ステップ終了時点の変位(p+ n)。



(4)最終掘削時の検討

1)解析結果(側圧、弾性反力、変位)

格点 No	標高 GL m	背面側			掘削側			変位 mm	弾性反力 R kN/m
		状態	側圧力 kN/m	地盤バネ kN/m/m	状態	側圧力 kN/m	地盤バネ kN/m/m		
1	0.000	主働塑性	0.54	0	-----	-----	-----	-37.63	-----
2	-0.250	主働塑性	1.35	0	-----	-----	-----	-38.74	-----
3	-0.500	主働塑性	1.70	0	-----	-----	-----	-39.84	-----
4	-0.750	主働塑性	2.05	0	-----	-----	-----	-40.94	-----
5	-1.000	主働塑性	2.40	0	切梁有効	-16.01	1544	-42.05	48.9
6	-1.250	主働塑性	2.75	0	-----	-----	-----	-43.16	-----
7	-1.500	主働塑性	3.10	0	-----	-----	-----	-44.25	-----
8	-1.750	主働塑性	3.45	0	-----	-----	-----	-45.32	-----
9	-2.000	主働塑性	3.80	0	-----	-----	-----	-46.33	-----
10	-2.250	主働塑性	4.15	0	-----	-----	-----	-47.29	-----
11	-2.500	主働塑性	4.50	0	-----	-----	-----	-48.18	-----
12	-2.750	主働塑性	4.85	0	-----	-----	-----	-48.98	-----
13	-3.000	主働塑性	5.20	0	-----	-----	-----	-49.70	-----
14	-3.250	主働塑性	5.55	0	-----	-----	-----	-50.31	-----
15	-3.500	主働塑性	5.90	0	-----	-----	-----	-50.82	-----
16	-3.750	主働塑性	6.25	0	-----	-----	-----	-51.23	-----
17	-4.000	主働塑性	6.60	0	切梁有効	-53.20	2402	-51.54	70.6
18	-4.250	主働塑性	6.95	0	-----	-----	-----	-51.74	-----
19	-4.500	主働塑性	7.30	0	-----	-----	-----	-51.82	-----
20	-4.750	主働塑性	7.65	0	-----	-----	-----	-51.75	-----
21	-5.000	主働塑性	8.00	0	-----	-----	-----	-51.52	-----
22	-5.250	主働塑性	8.35	0	-----	-----	-----	-51.11	-----
23	-5.500	主働塑性	8.70	0	-----	-----	-----	-50.51	-----
24	-5.750	主働塑性	9.05	0	-----	-----	-----	-49.72	-----
25	-6.000	主働塑性	9.40	0	-----	-----	-----	-48.72	-----
26	-6.250	主働塑性	9.75	0	-----	-----	-----	-47.52	-----
27	-6.500	主働塑性	10.10	0	-----	-----	-----	-46.12	-----
28	-6.750	主働塑性	10.45	0	-----	-----	-----	-44.54	-----
29	-7.000	主働塑性	10.80	0	切梁有効	-73.17	2702	-42.78	42.4
30	-7.250	主働塑性	11.15	0	-----	-----	-----	-40.86	-----
31	-7.500	主働塑性	11.50	0	-----	-----	-----	-38.79	-----
32	-7.750	主働塑性	11.85	0	-----	-----	-----	-36.57	-----
33	-8.000	主働塑性	9.41	0	-----	-----	-----	-34.23	-----
34	-8.250	主働塑性	6.90	0	-----	-----	-----	-31.78	-----
35	-8.500	主働塑性	7.18	0	-----	-----	-----	-29.24	-----
36	-8.750	主働塑性	7.45	0	-----	-----	-----	-26.64	-----
37	-9.000	主働塑性	7.72	0	-----	-----	-----	-24.01	-----
38	-9.250	主働塑性	7.99	0	-----	-----	-----	-21.38	-----
39	-9.500	主働塑性	8.26	0	-----	-----	-----	-18.79	-----
40	-9.750	主働塑性	8.53	0	-----	-----	-----	-16.29	-----
41	-10.000	主働塑性	12.54	0	受働塑性	25.14	0	-13.91	0.0
42	-10.250	主働塑性	16.76	0	受働塑性	51.13	0	-11.70	0.0
43	-10.500	主働塑性	17.32	0	受働塑性	52.25	0	-9.71	0.0
44	-10.750	主働塑性	17.89	0	受働弾性	1.69	6055	-7.95	48.1
45	-11.000	主働塑性	18.45	0	受働弾性	2.25	6055	-6.44	39.0
46	-11.250	主働塑性	19.01	0	受働弾性	2.81	6055	-5.18	31.4
47	-11.500	主働塑性	19.57	0	受働弾性	3.38	6055	-4.16	25.2
48	-11.750	主働塑性	20.14	0	受働弾性	3.94	6055	-3.35	20.3
49	-12.000	主働塑性	20.70	0	受働弾性	4.50	6055	-2.73	16.5
50	-12.250	主働塑性	21.26	0	受働弾性	5.06	6055	-2.27	13.8
51	-12.500	主働塑性	21.82	0	受働弾性	5.63	6055	-1.96	11.9
52	-12.750	主働塑性	22.39	0	受働弾性	6.19	6055	-1.76	10.6
53	-13.000	主働塑性	22.95	0	受働弾性	6.75	6055	-1.65	10.0
54	-13.250	主働塑性	23.51	0	受働弾性	7.31	6055	-1.61	9.7
55	-13.500	主働塑性	24.07	0	受働弾性	7.88	6055	-1.62	9.8
56	-13.750	主働塑性	24.64	0	受働弾性	8.44	6055	-1.67	10.1
57	-14.000	主働塑性	25.20	0	受働弾性	9.00	6055	-1.74	10.5
58	-14.250	主働塑性	25.76	0	受働弾性	9.56	6055	-1.83	11.1
59	-14.500	主働塑性	26.32	0	受働弾性	10.13	6055	-1.92	11.6
60	-14.750	主働塑性	26.89	0	受働弾性	10.69	6055	-2.02	12.2
61	-15.000	主働塑性	13.65	0	受働弾性	5.55	3028	-2.12	6.4

注) 切梁有効、盛替有効における有効受働側圧欄は「先行変位荷重」である。

注) 切梁有効、盛替有効における地盤バネ欄は「支保工バネ」である。

注) 変位の+は 反力の+は 。

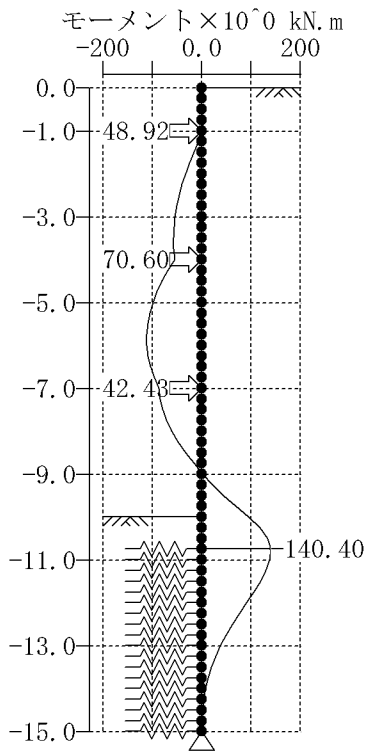
注) 掘削側支保工が有効であるにも拘らずバネ値が0の時はラーメンモデルである。

2)解析結果 (断面力、変位)

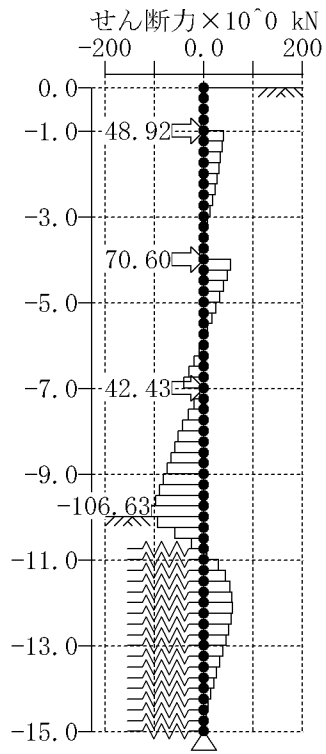
Mmax = 112.5kN.m/m (発生位置G.L. -5.75m) Mmin = -140.4kN.m/m (発生位置G.L. -10.75m)
 Smax = 58.5kN/m (発生位置G.L. -12.00m) Smin = -106.6kN/m (発生位置G.L. -9.75m)
 max= -----mm (発生位置G.L. -----m) min= -51.82mm (発生位置G.L. -4.50m)

格点 No	標高 GL	モーメント kN.m/m		せん断力 kN/m		変位 mm			支保工 水平反力 kN/m
		上 面	下 面	上 面	下 面	前回 p	今回 n	合計	
1	0.000	-----	0.0	-----	-0.5	-43.62	5.99	-37.63	-----
2	-0.250	-0.1	-0.1	-0.5	-1.9	-44.00	5.26	-38.74	-----
3	-0.500	-0.6	-0.6	-1.9	-3.6	-44.37	4.53	-39.84	-----
4	-0.750	-1.5	-1.5	-3.6	-5.6	-44.75	3.80	-40.94	-----
5	-1.000	-2.9	-2.9	-5.6	40.9	-45.12	3.08	-42.05	48.9
6	-1.250	7.3	7.3	40.9	38.1	-45.50	2.35	-43.16	-----
7	-1.500	16.8	16.8	38.1	35.0	-45.87	1.62	-44.25	-----
8	-1.750	25.6	25.6	35.0	31.6	-46.20	0.89	-45.32	-----
9	-2.000	33.5	33.5	31.6	27.8	-46.48	0.15	-46.33	-----
10	-2.250	40.4	40.4	27.8	23.6	-46.70	-0.60	-47.29	-----
11	-2.500	46.3	46.3	23.6	19.1	-46.83	-1.35	-48.18	-----
12	-2.750	51.1	51.1	19.1	14.3	-46.87	-2.12	-48.98	-----
13	-3.000	54.7	54.7	14.3	9.1	-46.80	-2.89	-49.70	-----
14	-3.250	57.0	57.0	9.1	3.5	-46.63	-3.68	-50.31	-----
15	-3.500	57.8	57.8	3.5	-2.4	-46.34	-4.49	-50.82	-----
16	-3.750	57.2	57.2	-2.4	-8.6	-45.92	-5.31	-51.23	-----
17	-4.000	55.1	55.1	-8.6	55.4	-45.39	-6.14	-51.54	70.6
18	-4.250	68.9	68.9	55.4	48.4	-44.74	-7.00	-51.74	-----
19	-4.500	81.0	81.0	48.4	41.1	-43.96	-7.86	-51.82	-----
20	-4.750	91.3	91.3	41.1	33.5	-43.02	-8.73	-51.75	-----
21	-5.000	99.7	99.7	33.5	25.5	-41.92	-9.60	-51.52	-----
22	-5.250	106.1	106.1	25.5	17.1	-40.65	-10.46	-51.11	-----
23	-5.500	110.3	110.3	17.1	8.4	-39.21	-11.31	-50.51	-----
24	-5.750	112.5	112.5	8.4	-0.6	-37.58	-12.13	-49.72	-----
25	-6.000	112.3	112.3	-0.6	-10.0	-35.79	-12.93	-48.72	-----
26	-6.250	109.8	109.8	-10.0	-19.8	-33.82	-13.70	-47.52	-----
27	-6.500	104.9	104.9	-19.8	-29.9	-31.70	-14.42	-46.12	-----
28	-6.750	97.4	97.4	-29.9	-40.3	-29.45	-15.09	-44.54	-----
29	-7.000	87.3	87.3	-40.3	-8.7	-27.08	-15.70	-42.78	42.4
30	-7.250	85.1	85.1	-8.7	-19.8	-24.61	-16.24	-40.86	-----
31	-7.500	80.2	80.2	-19.8	-31.3	-22.09	-16.70	-38.79	-----
32	-7.750	72.3	72.3	-31.3	-43.2	-19.55	-17.02	-36.57	-----
33	-8.000	61.5	61.5	-43.2	-52.6	-17.02	-17.21	-34.23	-----
34	-8.250	48.4	48.4	-52.6	-59.5	-14.57	-17.21	-31.78	-----
35	-8.500	33.5	33.5	-59.5	-66.7	-12.23	-17.01	-29.24	-----
36	-8.750	16.8	16.8	-66.7	-74.1	-10.06	-16.58	-26.64	-----
37	-9.000	-1.7	-1.7	-74.1	-81.8	-8.09	-15.91	-24.01	-----
38	-9.250	-22.2	-22.2	-81.8	-89.8	-6.38	-15.00	-21.38	-----
39	-9.500	-44.6	-44.6	-89.8	-98.1	-4.92	-13.87	-18.79	-----
40	-9.750	-69.1	-69.1	-98.1	-106.6	-3.74	-12.55	-16.29	-----
41	-10.000	-95.8	-95.8	-106.6	-94.0	-2.80	-11.11	-13.91	-----
42	-10.250	-119.3	-119.3	-94.0	-59.7	-2.09	-9.61	-11.70	-----
43	-10.500	-134.2	-134.2	-59.7	-24.7	-1.57	-8.13	-9.71	-----
44	-10.750	-140.4	-140.4	-24.7	7.2	-1.22	-6.73	-7.95	-----
45	-11.000	-138.6	-138.6	7.2	30.0	-1.01	-5.44	-6.44	-----
46	-11.250	-131.1	-131.1	30.0	45.2	-0.90	-4.29	-5.18	-----
47	-11.500	-119.8	-119.8	45.2	54.1	-0.87	-3.29	-4.16	-----
48	-11.750	-106.3	-106.3	54.1	58.2	-0.90	-2.45	-3.35	-----
49	-12.000	-91.7	-91.7	58.2	58.5	-0.98	-1.75	-2.73	-----
50	-12.250	-77.1	-77.1	58.5	56.1	-1.08	-1.19	-2.27	-----
51	-12.500	-63.1	-63.1	56.1	51.8	-1.21	-0.75	-1.96	-----
52	-12.750	-50.1	-50.1	51.8	46.2	-1.34	-0.42	-1.76	-----
53	-13.000	-38.6	-38.6	46.2	40.0	-1.47	-0.17	-1.65	-----
54	-13.250	-28.6	-28.6	40.0	33.5	-1.61	0.00	-1.61	-----
55	-13.500	-20.2	-20.2	33.5	27.1	-1.74	0.12	-1.62	-----
56	-13.750	-13.4	-13.4	27.1	21.0	-1.86	0.20	-1.67	-----
57	-14.000	-8.2	-8.2	21.0	15.3	-1.98	0.24	-1.74	-----
58	-14.250	-4.4	-4.4	15.3	10.2	-2.10	0.27	-1.83	-----
59	-14.500	-1.8	-1.8	10.2	5.6	-2.21	0.29	-1.92	-----
60	-14.750	-0.4	-0.4	5.6	1.7	-2.32	0.30	-2.02	-----
61	-15.000	0.0	-----	1.7	-----	-2.43	0.31	-2.12	-----

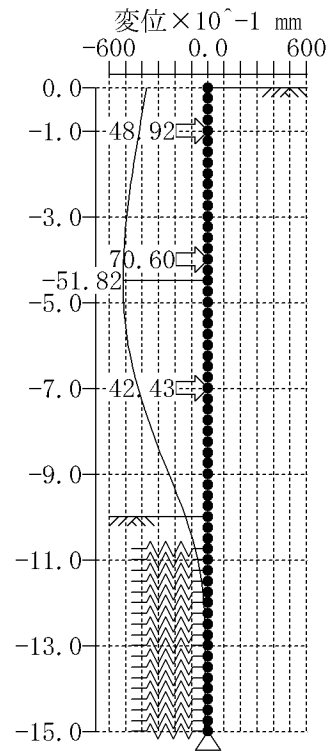
- 注1) 前回変位：前ステップまでの合計変位。
- 注2) 今回変位：本ステップの変位(変化分)。
- 注3) 合計変位：本ステップ終了時点の変位(p+ n)。



モーメント図



せん断力図



変位図

3章 アンカー支保工の計算

3.1 設計条件

(1)基本データ

壁体天端	G.L. 0.000 m
地表面天端	G.L. 0.000 m
地下水位	考慮しない
上載荷重	q 10.00 kN/m ²
最終掘削深さ	G.L. -10.000 m
水の単位体積重量	w 10.0 kN/m ³
アンカーの設計ケース	仮設アンカー
アンカー工法	CCL工法
背面側地形形状	フラット地形
深いすべり面の基準点	仮想支持点
グラウトの許容付着応力度	as 1.200 N/mm ²
内的安定計算	計算する
アンカー頭部の変位量	計算する
アンカーバネ定数	計算する
腹起しの計算	計算する
アンカー頭部の計算	計算する
許容引張力の係数	極限荷重Pu × 0.65 降伏荷重Py × 0.80
許容引抜きに対する安全率	Fs 1.5
内的安定計算に対する安全率	Fs 1.5
アンカー最小自由長	4.000 m
アンカー最小定着長	3.000 m
アンカー定着地盤深さ	G.L. -3.000 m
アンカー長の丸め値	0.5 m
腹起し許容応力度の基準値	ba 210 N/mm ² a 120 N/mm ²

(2) アンカーデータ

段数 No	アンカー設置 深さ Z G.L. m	反力 R kN/m	水平間隔 S m	傾角 度	水平角 度	アンカー体径 Da mm
1	-1.000	53.67	3.000	25	0	135.0
2	-4.000	70.60	3.000	25	0	135.0
3	-7.000	42.43	3.000	25	0	135.0

ただし、土留め壁に作用する鉛直力算出時には以下の反力を使用する。

段数 No	反力 R kN/m
1	48.92
2	70.60
3	42.43

(3) 地層データ

No	層厚 m	湿潤 単位重量 kN/m ³	水中 単位重量 kN/m ³	内部 摩擦角 度	粘着力 Co kN/m ²	粘着力 増分 k kN/m ³	摩擦抵抗 ag N/mm ²	壁面 摩擦角 度
1	8.000	14.0	5.0	0.0	60.0	0.0	0.500	0.0
2	2.000	20.0	11.0	40.0	0.0	0.0	0.500	26.7
3	10.000	18.0	9.0	0.0	100.0	0.0	0.500	0.0
4	10.000	19.0	10.0	40.0	0.0	0.0	0.500	26.7

(4) 土圧データ

No	層厚 m	土圧強度 上端 p kN/m ²	土圧強度 下端 p kN/m ²
1	8.000	0.00	33.60
2	2.000	26.53	35.23
3	0.290	45.60	47.17
4	0.460	47.17	49.65

(5) 複合すべり面データ

複合すべり面は設定されていません。

(6) 腹起しデータ

設計条件

材質 SS400
 設計の考え方 土木学会
 上段腹起し反力分担率 50.0(%)

段数 No	アンカー設置 深さ Z G.L. m	腹起し部材	鋼材重量 kN/m
1	-1.000	H - 350 × 350 × 12 × 19孔	1.500
2	-4.000	H - 350 × 350 × 12 × 19孔	1.500
3	-7.000	H - 350 × 350 × 12 × 19孔	1.500

腹起しブラケット

ブラケット斜材軸力計算時傾斜角の扱い H/B

段数 No	使用鋼材	Sb m	B m	H m	度	A cm ²	ca N/mm ²
1	30 BL	0.500	0.500	0.350	30	7.40	210.0
2	30 BL	0.500	0.500	0.350	30	7.40	210.0
3	30 BL	0.500	0.500	0.350	30	7.40	210.0

Sb : ブラケット間隔、B : ブラケット幅、H : ブラケット高さ
 : 角度、A : 斜材の断面積、 ca : 許容圧縮応力度

(7) アンカー頭部 台座データ

段数 No	アンカー設置 深さ Z G.L. m	L mm	a mm	b mm	h1 mm	d2 mm	d5 mm	d7 mm	ba N/mm ²	a N/mm ²
1	-1.000	700	200	500	300	150	70	150	210.0	120.0
2	-4.000	700	200	500	300	150	70	150	210.0	120.0
3	-7.000	700	200	500	300	150	70	150	210.0	120.0

L : 上下段の腹起し間隔、a、b : 水平分力作用位置
 h1 : 水平分力作用位置の幅、d2 : 台座の上端幅、d5 : 台座の下端幅、d7 : 台座のフック部長さ
 ba : 許容曲げ応力度、 a : 許容せん断応力度

アンカー頭部 支圧版データ

段数 No	Lp mm	Dr mm	d mm	a N/mm ²
1	250	150	100	0.0
2	250	150	100	0.0
3	250	150	100	0.0

Lp : 支圧版の辺長、Dr : アンカーヘッドまたはナットの大きさ
 d : 支圧版に穿孔する孔径、削孔径
 a : 許容せん断応力度

3.2 アンカーの計算

3.2.1 設計アンカー力

設計アンカー力は、次式で求める。

$$P_o = R \cdot S / (\cos \theta \cdot \cos \alpha)$$

$$P_{oh} = P_o \cdot \cos \alpha$$

$$P_{ov} = P_o \cdot \sin \alpha$$

ここに、

P_o : 設計アンカー力 (kN)

P_{oh} : アンカー水平分力 (kN)

P_{ov} : アンカー鉛直分力 (kN)

R : 支保工の設計に用いる荷重 (kN/m)

S : アンカー間隔 (m)

θ : アンカー傾角 (度)

α : アンカー水平角 (度)

段数	アンカー設置 深さ Z G.L. - m	反力 R kN/m	間隔 S m	傾角 度	水平角 度	設計アンカー力 P_o kN	水平分力 P_{oh} kN	鉛直分力 P_{ov} kN
1	-1.000	53.67	3.000	25	0	177.65	161.01	75.08
2	-4.000	70.60	3.000	25	0	233.70	211.80	98.76
3	-7.000	42.43	3.000	25	0	140.45	127.29	59.36

3.2.2 使用引張材

引張材の許容引張力 P_{as} は、 $0.65 \times P_u$ 、 $0.80 \times P_y$ のうち小さい方とする。

段数	名 称	鋼材 本数	引張強さ P_u kN	極限荷重 P_{ua} kN	降伏強さ P_y kN	降伏荷重 P_{ya} kN	許容引張力 P_{as} kN	設計 アンカー力 P_o kN	判定
1	2 × 12.7mm	2	366.00	237.90	312.00	249.60	237.90	177.65	
2	2 × 12.7mm	2	366.00	237.90	312.00	249.60	237.90	233.70	
3	2 × 12.7mm	2	366.00	237.90	312.00	249.60	237.90	140.45	

3.2.3 アンカー自由長

アンカー自由長は、次のうち最も長い値から決定する。

(1) 主働すべり面から決まる長さ Lf1

主働すべり面との交点を (Xc、Yc)、アンカー設置深さを (Z) とすると、

$$Lf1 = \sqrt{Xc^2 + (Yc - Z)^2}$$

ただし、アンカーと主働すべり面の交点が見つからない場合は、主働すべり面より決まる自由長はない。

・主働すべり面座標情報

No	X座標(m)	y座標(m)
1	0.000	-10.750
2	0.750	-10.000
3	1.683	-8.000
4	9.683	0.000

(2) 定着地盤深さから決まる長さ Lf2

定着地盤の深さをYtとすると、

$$Lf2 = (Yt - Z) / \sin$$

ただし、アンカーと定着地盤線の交点が見つからない場合は、定着地盤線より決まる自由長はない。

(3) 最小自由長から決まる長さ Lfmin

以上より、

$$Lf = \max \{ Lf1, Lf2, Lfmin \} \quad 0.5 \text{ m 単位で丸め。}$$

段数	アンカー設置 深さ Z G.L. - m	Lf1 m	Lf2 m	Lfmin m	Lf m	採用値 Lf m	判定
1	-1.000	6.534	4.732	4.000	7.0	7.0	
2	-4.000	4.276	——	4.000	4.5	4.5	
3	-7.000	2.019	——	4.000	4.0	4.0	

Lf1、Lf2の交点がともに見つからない場合は、判定を×とします。

3.2.4 アンカー体定着長

アンカー体定着長は、次のうち最も長い値から決定する。

(1) グラウトと引張材との付着から必要な長さ Las

$$Las = Po / (U \cdot as)$$

ここに、

Po : 設計アンカー力 (N)

U : 引張材の見かけの周長 (mm) $U = \pi \times d$ 鋼材の直径

as : 許容付着応力度 (N/mm²)

段数	名 称	直 径 d mm	見かけの 周 長 U mm	設計 アンカー力 Po kN	必 定 要 定 着 長 Las m
1	2× 12.7mm	20.8	65.35	177.7	2.266
2	2× 12.7mm	20.8	65.35	233.7	2.980
3	2× 12.7mm	20.8	65.35	140.4	1.791

(2) グラウトと地盤との摩擦抵抗から必要な長さ Lag

最小定着長からはじめて、アンカー体定着長を 0.1m ピッチで伸ばし、許容引抜き力Pagを求め、設計アンカー力Poを上回るアンカー体定着長を求める。

$$Pag = \{ \pi \cdot Da \cdot Lag \cdot ag / Fs \}$$

ここに、

Da : アンカー体径 (m)

Lag : アンカー体定着長 (m)

ag : 周面摩擦抵抗 (kN/m²)

Fs : 安全率

Po : 設計アンカー力 (kN)

・ 1段目アンカー

アンカー体定着部始端深度 G.L.-3.958 m

アンカー体定着長Lag 3.0 m

番号 No.	深 度 Z G.L. - m	定着長 Lag m	周面摩擦 抵抗 ag kN/m ²	許容引抜き力 Pag kN
1	-3.958 ~ -5.226	3.000	500.0	424.16

許容引抜き力 Pag 424.16 kN 設計アンカー力Po 177.65 kN ... OK

・ 2段目アンカー

アンカー体定着部始端深度 G.L.-5.902 m

アンカー体定着長Lag 3.0 m

番号 No.	深 度 Z G.L. - m	定着長 Lag m	周面摩擦 抵抗 ag kN/m ²	許容引抜き力 Pag kN
1	-5.902 ~ -7.170	3.000	500.0	424.16

許容引抜き力 Pag 424.16 kN 設計アンカー力Po 233.70 kN ... OK

・ 3段目アンカー

アンカー体定着部始端深度 G.L.-8.690 m

アンカー体定着長Lag 3.0 m

番号 No.	深 度 Z G.L. - m	定着長 Lag m	周面摩擦 抵抗 ag kN/m ²	許容引抜力 Pag kN
1	-8.690 ~ -9.958	3.000	500.0	424.16

許容引抜力 Pag 424.16 kN 設計アンカー力Po 140.45 kN ... OK

以上より、

$La = \max \{ Las, Lag \}$ 0.5 m 単位で丸め。

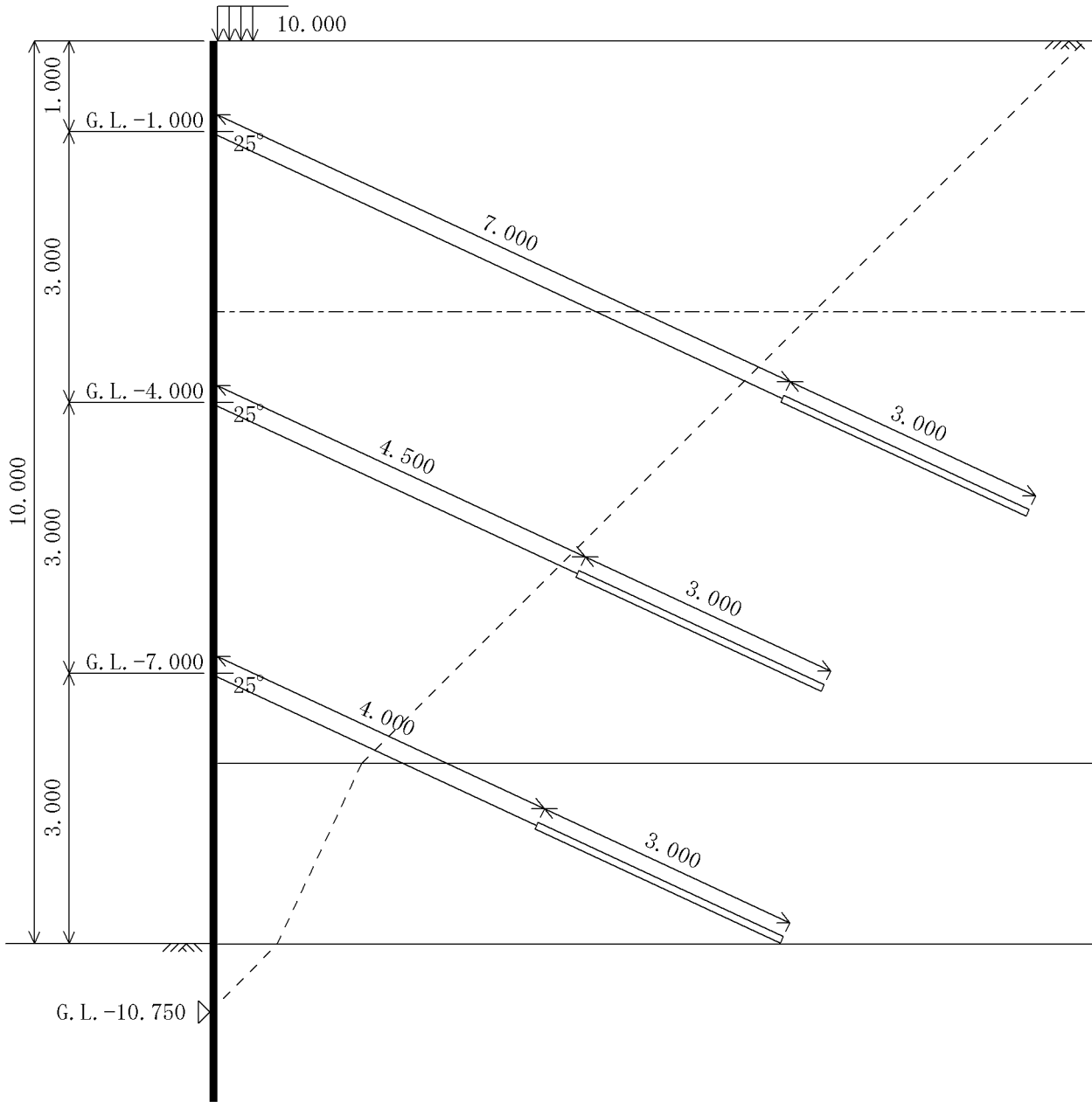
段数	アンカー設置 深さ Z G.L. - m	Las m	Lag m	La m	採用値 La m	判定
1	-1.000	2.266	3.0	3.0	3.0	
2	-4.000	2.980	3.0	3.0	3.0	
3	-7.000	1.791	3.0	3.0	3.0	

Lag=0.0mの場合は判定を×とします。

3.2.5 アンカー長

アンカー長 (L) は、アンカー自由長 (Lf) とアンカー体定着長 (La) の合計とする。

段数	アンカー設置 深さ Z G.L. - m	アンカー 自由長 Lf m	アンカー 定着長 La m	アンカー 全長 L m
1	-1.000	7.0	3.0	10.0
2	-4.000	4.5	3.0	7.5
3	-7.000	4.0	3.0	7.0



3.3 アンカーの内的安定計算

3.3.1 アンカーの内的安定計算方法

アンカーの内的安定計算は、Kranz の方法により行う。

(1) 安定性の判定方法

アンカー体中央点と土留め壁の仮想支持点を結んだ直線を深いすべり線と仮定し、すべり線上の土塊ブロックに作用する力のつりあいから限界抵抗力の水平成分を求め、アンカー水平分力と比較して、所定の安全率を満足しているかどうかを判定する。

(2) 限界抵抗力の水平成分は、次式で求める。

$$\max R_h = \frac{E_{ah} - E_{1h} + [W + E_{1v} - E_{av} - C_v] \cdot \tan(\phi - \theta) + C_h}{1 + \tan \alpha \cdot \tan(\phi - \theta)}$$

ここに、

E_a : 土留め壁の上端から仮想支持点までの土留め壁にかかる主働土圧 (kN/m)

E_{ah} : E_a の水平分力 (kN/m)

E_{av} : E_a の鉛直分力 ($E_{av} = E_{ah} \times \tan \alpha$) (kN/m)

E_1 : 仮想アンカー定着壁にかかる主働土圧 (kN/m)

E_{1h} : E_1 の水平分力 (kN/m)

E_{1v} : E_1 の鉛直分力 ($E_{1v} = E_{1h} \times \tan \alpha$) (kN/m)

W : 深いすべり線にかかる土塊の重量 (kN/m)

C_h : すべり面における粘着力の合力の水平成分 (kN/m)

C_v : すべり面における粘着力の合力の鉛直成分 (kN/m)

α : 壁と土との摩擦角 (度)

ϕ : 土の内部摩擦角 (度)

θ : 深いすべり線の傾斜角 (度)

α : アンカー傾角 (度)

(3) 安全率は、次式で求める。

$$F_s = \frac{\max R_h}{P_{oh}}$$

ここに、

$\max R_h$: 限界抵抗力の水平成分 (kN/m)

P_{oh} : アンカー水平分力 (kN/m)

3.3.2 内的安定計算

(1)No. 1アンカー すべり面 0 - 1

1) 深いすべり線の傾斜角は、土塊ブロック左側下端 (XL、YL)、右側下端 (XR、YR) の座標から、次式で求める。

$$= \tan^{-1} [(YR - YL) / (XR - XL)]$$

ブロック左側下端		ブロック右側下端		傾斜角 (度)
XL (m)	YL (m)	XR (m)	YR (m)	
0.000	-10.750	7.704	-4.592	38.64

2) 土塊ブロックの重量は、土層境界、水位、アンカー体中央点で分割し、次式で求める。

$$W = \gamma \times (b1 + b2) h / 2$$

No	深さ Z G.L. - m	層厚 h (m)	上端幅 b1 (m)	下端幅 b2 (m)	(kN/m ³)	土塊重量 W (kN/m)
1	0.000 ~ -4.592	4.592	7.704	7.704	14.00	495.25
2	-4.592 ~ -8.000	3.408	7.704	3.440	14.00	265.86
3	-8.000 ~ -10.000	2.000	3.440	0.938	20.00	87.57
4	-10.000 ~ -10.750	0.750	0.938	0.000	18.00	6.33
						855.02

上載荷重の扱い

傾斜角 = 38.64° > 内部摩擦角 = 0.00° のため、上載荷重qを土塊重量に加算する。

$$\text{土塊重量 } W = W + q \times b1 = 855.02 + 10.00 \times 7.704 = 932.05 \text{ kN/m}$$

3) 土留め壁 (土塊ブロック左側面) にかかる土圧は、土層境界、土圧変化点、アンカー体中央点で分割し、次式で求める。

$$Eah = (p1 + p2) h / 2$$

$$Eav = Eah \cdot \tan$$

No	深さ Z G.L. - m	層厚 h (m)	上端土圧 p1 (kN/m ²)	下端土圧 p2 (kN/m ²)	壁面 摩擦角 (度)	水平分力 Eah (kN/m)	鉛直分力 Eav (kN/m)
1	0.000 ~ -4.592	4.592	0.00	19.29	0.00	44.28	0.00
2	-4.592 ~ -8.000	3.408	19.29	33.60	0.00	90.12	0.00
3	-8.000 ~ -10.000	2.000	26.53	35.23	26.67	61.75	31.01
4	-10.000 ~ -10.290	0.290	45.60	47.17	0.00	13.45	0.00
5	-10.290 ~ -10.750	0.460	47.17	49.65	0.00	22.27	0.00
						231.87	31.01

4) 仮想アンカー定着壁 (土塊ブロック右側面) にかかる土圧は、土層境界、土圧変化点、アンカー体中央点で分割し、次式で求める。

$$E1h = (p1 + p2) h / 2$$

$$E1v = E1h \cdot \tan$$

No	深さ Z G.L. - m	層厚 h (m)	上端土圧 p1 (kN/m ²)	下端土圧 p2 (kN/m ²)	壁面 摩擦角 (度)	水平分力 E1h (kN/m)	鉛直分力 E1v (kN/m)
1	0.000 ~ -4.592	4.592	0.00	19.29	0.00	44.28	0.00

No	深さ Z G.L. - m	層厚 h (m)	上端土圧 p1 (kN/m ²)	下端土圧 p2 (kN/m ²)	壁面 摩擦角 (度)	水平分力 E1h (kN/m)	鉛直分力 E1v (kN/m)
						44.28	0.00

5) すべり線に作用する粘着力は、すべり線中央点の粘着力を用いて、次式で求める。

$$Ch = C \cdot L \cdot \cos$$

$$Cv = C \cdot L \cdot \sin$$

$$L = [(XR - XL)^2 + (YR - YL)^2]$$

ブロック左側下端		ブロック右側下端		すべり線の 長さ L (m)	粘着力 C (kN/m ²)	水平分力 Ch (kN/m)	鉛直分力 Cv (kN/m)
XL (m)	YL (m)	XR (m)	YR (m)				
0.000	-10.750	7.704	-4.592	9.862	60.00	462.22	369.46

6) 限界抵抗力の水平成分は、次式で求める。

$$\max Rh = \frac{Eah - E1h + [W + E1v - Eav - Cv] \tan(\phi - \theta) + Ch}{1 + \tan \alpha \cdot \tan(\phi - \theta)}$$

$$= \frac{231.87 - 44.28 + [932.05 + 0.00 - 31.01 - 369.46] \tan(0.00 - 38.64) + 462.22}{1 + \tan(25.00) \cdot \tan(0.00 - 38.64)}$$

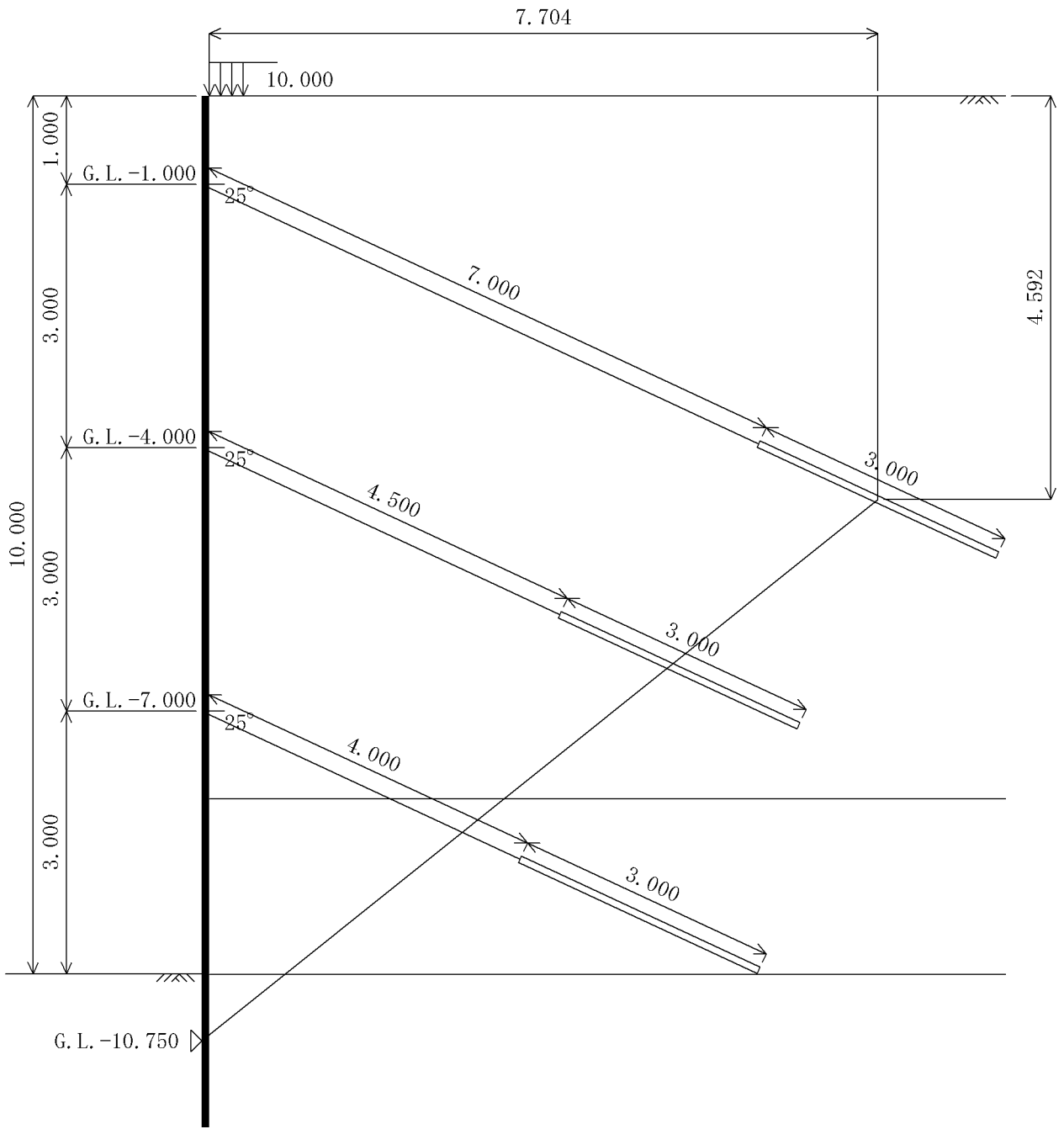
$$= 358.55 \text{ kN/m}$$

アンカー水平分力は、すべり面を形成する着目アンカー（群）、アンカー体中央点がくさびブロック内(すべり面ではないことに注意)にあるアンカー、アンカー体中央点がすべり面より下にあるアンカーで、そのアンカーのくさびブロックを想定したとき、着目アンカー中央点がくさびブロックの外側にある場合のアンカーについて有効と判断し、アンカー水平分力として加算する。

No.	アンカー水平分力 Poh (kN/m)
1	53.67
2	70.60
3	—————
	124.27

安全率は、次式で求める。

$$Fs = \frac{\max Rh}{Poh} = \frac{358.55}{124.27} = 2.89 \geq 1.50 \quad \text{OK}$$



(2)No. 2アンカー すべり面 0-2

1) 深いすべり線の傾斜角は、土塊ブロック左側下端 (XL、YL)、右側下端 (XR、YR) の座標から、次式で求める。

$$= \tan^{-1} [(YR - YL) / (XR - XL)]$$

ブロック左側下端		ブロック右側下端		傾斜角 (度)
XL (m)	YL (m)	XR (m)	YR (m)	
0.000	-10.750	5.438	-6.536	37.78

2) 土塊ブロックの重量は、土層境界、水位、アンカー体中央点で分割し、次式で求める。

$$W = \sum (b1 + b2) h / 2$$

No	深さ Z G.L. - m	層厚 h (m)	上端幅 b1 (m)	下端幅 b2 (m)	(kN/m ³)	土塊重量 W (kN/m)
1	0.000 ~ -6.536	6.536	5.438	5.438	14.00	497.58
2	-6.536 ~ -8.000	1.464	5.437	3.548	14.00	92.09
3	-8.000 ~ -10.000	2.000	3.548	0.968	20.00	90.32
4	-10.000 ~ -10.750	0.750	0.968	0.000	18.00	6.53
						686.53

上載荷重の扱い

傾斜角 = 37.78° 内部摩擦角 = 40.00° のため、上載荷重qを土塊重量に加算しない。

$$\text{土塊重量 } W = W + 0.000 = 686.53 \text{ kN/m}$$

3) 土留め壁 (土塊ブロック左側面) にかかる土圧は、土層境界、土圧変化点、アンカー体中央点で分割し、次式で求める。

$$Eah = (p1 + p2) h / 2$$

$$Eav = Eah \cdot \tan$$

No	深さ Z G.L. - m	層厚 h (m)	上端土圧 p1 (kN/m ²)	下端土圧 p2 (kN/m ²)	壁面 摩擦角 (度)	水平分力 Eah (kN/m)	鉛直分力 Eav (kN/m)
1	0.000 ~ -6.536	6.536	0.00	27.45	0.00	89.71	0.00
2	-6.536 ~ -8.000	1.464	27.45	33.60	0.00	44.69	0.00
3	-8.000 ~ -10.000	2.000	26.53	35.23	26.67	61.75	31.01
4	-10.000 ~ -10.290	0.290	45.60	47.17	0.00	13.45	0.00
5	-10.290 ~ -10.750	0.460	47.17	49.65	0.00	22.27	0.00
						231.87	31.01

4) 仮想アンカー定着壁 (土塊ブロック右側面) にかかる土圧は、土層境界、土圧変化点、アンカー体中央点で分割し、次式で求める。

$$E1h = (p1 + p2) h / 2$$

$$E1v = E1h \cdot \tan$$

No	深さ Z G.L. - m	層厚 h (m)	上端土圧 p1 (kN/m ²)	下端土圧 p2 (kN/m ²)	壁面 摩擦角 (度)	水平分力 E1h (kN/m)	鉛直分力 E1v (kN/m)
1	0.000 ~ -6.536	6.536	0.00	27.45	0.00	89.71	0.00
						89.71	0.00

5) すべり線に作用する粘着力は、すべり線中央点の粘着力を用いて、次式で求める。

$$Ch = C \cdot L \cdot \cos$$

$$Cv = C \cdot L \cdot \sin$$

$$L = [(XR - XL)^2 + (YR - YL)^2]$$

ブロック左側下端		ブロック右側下端		すべり線の長さ L (m)	粘着力 C (kN/m ²)	水平分力 Ch (kN/m)	鉛直分力 Cv (kN/m)
XL (m)	YL (m)	XR (m)	YR (m)				
0.000	-10.750	5.438	-6.536	6.880	0.00	0.00	0.00

6) 限界抵抗力の水平成分は、次式で求める。

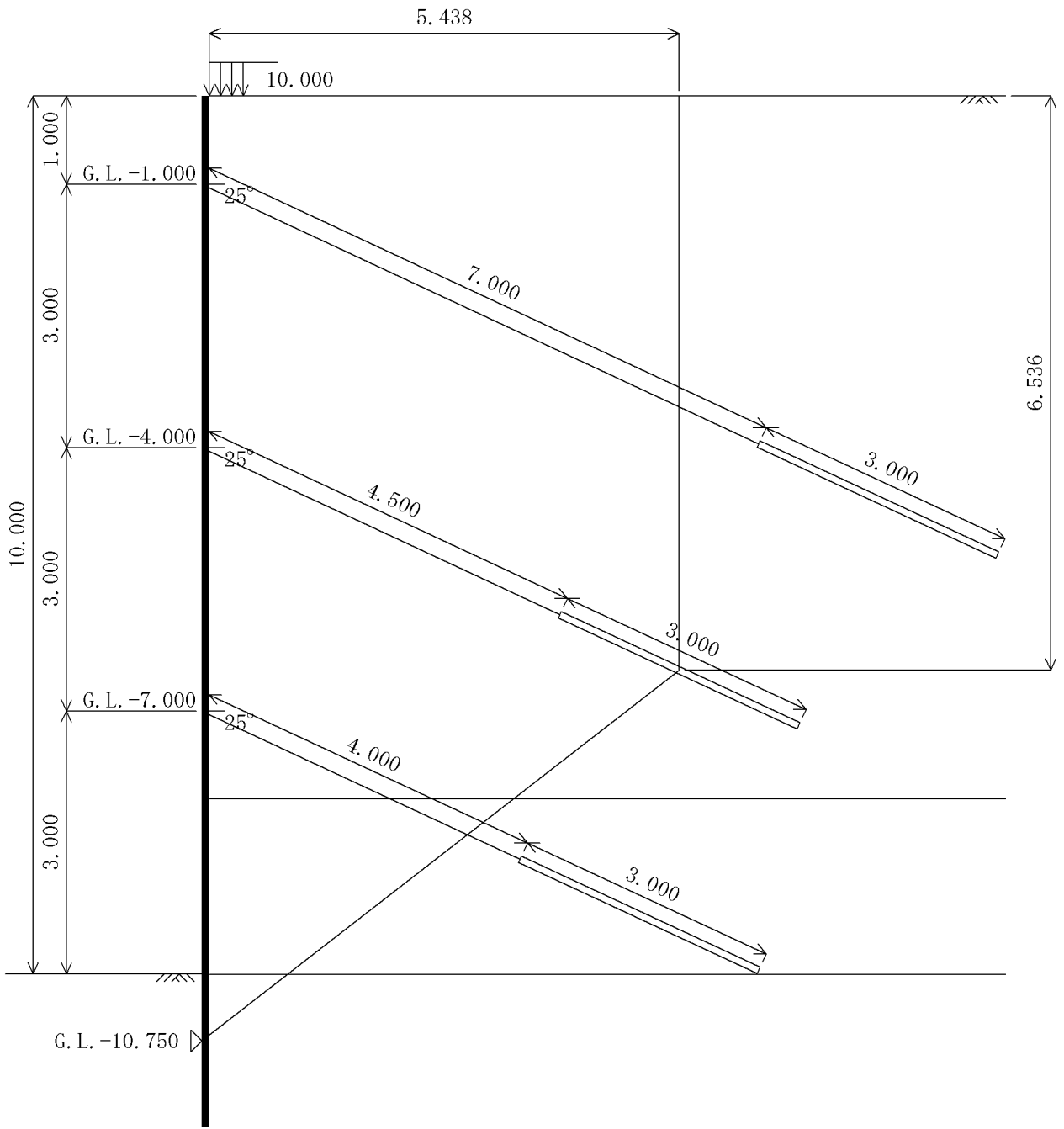
$$\begin{aligned} \max Rh &= \frac{Eah - E1h + [W + E1v - Eav - Cv] \tan(\phi - \theta) + Ch}{1 + \tan \alpha \cdot \tan(\phi - \theta)} \\ &= \frac{231.87 - 89.71 + [686.53 + 0.00 - 31.01 - 0.00] \tan(40.00 - 37.78) + 0.00}{1 + \tan(25.00) \cdot \tan(40.00 - 37.78)} \\ &= 164.64 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

アンカー水平分力は、すべり面を形成する着目アンカー（群）、アンカー体中央点がくさびブロック内(すべり面ではないことに注意)にあるアンカー、アンカー体中央点がすべり面より下にあるアンカーで、そのアンカーのくさびブロックを想定したとき、着目アンカー中央点がくさびブロックの外側にある場合のアンカーについて有効と判断し、アンカー水平分力として加算する。

No.	アンカー水平分力 Poh (kN/m)
1	—————
2	70.60
3	—————
	70.60

安全率は、次式で求める。

$$Fs = \frac{\max Rh}{Poh} = \frac{164.64}{70.60} = 2.33 \geq 1.50 \quad \text{OK}$$



(3)No. 3アンカー すべり面 0-3

1) 深いすべり線の傾斜角は、土塊ブロック左側下端 (XL、YL)、右側下端 (XR、YR) の座標から、次式で求める。

$$= \tan^{-1} [(YR - YL) / (XR - XL)]$$

ブロック左側下端		ブロック右側下端		傾斜角 (度)
XL (m)	YL (m)	XR (m)	YR (m)	
0.000	-10.750	4.985	-9.324	15.96

2) 土塊ブロックの重量は、土層境界、水位、アンカー体中央点で分割し、次式で求める。

$$W = \quad \times (b1 + b2) h / 2$$

No	深さ Z G.L. - m	層厚 h (m)	上端幅 b1 (m)	下端幅 b2 (m)	(kN/m ³)	土塊重量 W (kN/m)
1	0.000 ~ -8.000	8.000	4.985	4.985	14.00	558.29
2	-8.000 ~ -9.324	1.324	4.985	4.985	20.00	131.99
3	-9.324 ~ -10.000	0.676	4.986	2.622	20.00	51.43
4	-10.000 ~ -10.750	0.750	2.622	0.000	18.00	17.70
						759.42

上載荷重の扱い

傾斜角 = 15.96° > 内部摩擦角 = 0.00° のため、上載荷重qを土塊重量に加算する。

$$\text{土塊重量 } W = W + q \times b1 = 759.42 + 10.00 \times 4.985 = 809.26 \text{ kN/m}$$

3) 土留め壁 (土塊ブロック左側面) にかかる土圧は、土層境界、土圧変化点、アンカー体中央点で分割し、次式で求める。

$$Eah = (p1 + p2) h / 2$$

$$Eav = Eah \cdot \tan$$

No	深さ Z G.L. - m	層厚 h (m)	上端土圧 p1 (kN/m ²)	下端土圧 p2 (kN/m ²)	壁面 摩擦角 (度)	水平分力 Eah (kN/m)	鉛直分力 Eav (kN/m)
1	0.000 ~ -8.000	8.000	0.00	33.60	0.00	134.40	0.00
2	-8.000 ~ -9.324	1.324	26.53	32.29	26.67	38.93	19.55
3	-9.324 ~ -10.000	0.676	32.29	35.23	26.67	22.82	11.46
4	-10.000 ~ -10.290	0.290	45.60	47.17	0.00	13.45	0.00
5	-10.290 ~ -10.750	0.460	47.17	49.65	0.00	22.27	0.00
						231.87	31.01

4) 仮想アンカー定着壁 (土塊ブロック右側面) にかかる土圧は、土層境界、土圧変化点、アンカー体中央点で分割し、次式で求める。

$$E1h = (p1 + p2) h / 2$$

$$E1v = E1h \cdot \tan$$

No	深さ Z G.L. - m	層厚 h (m)	上端土圧 p1 (kN/m ²)	下端土圧 p2 (kN/m ²)	壁面 摩擦角 (度)	水平分力 E1h (kN/m)	鉛直分力 E1v (kN/m)
1	0.000 ~ -8.000	8.000	0.00	33.60	0.00	134.40	0.00
2	-8.000 ~ -9.324	1.324	26.53	32.29	26.67	38.93	19.55

No	深さ Z G.L. - m	層厚 h (m)	上端土圧 p1 (kN/m ²)	下端土圧 p2 (kN/m ²)	壁面 摩擦角 (度)	水平分力 E1h (kN/m)	鉛直分力 E1v (kN/m)
						173.33	19.55

5) すべり線に作用する粘着力は、すべり線中央点の粘着力を用いて、次式で求める。

$$Ch = C \cdot L \cdot \cos$$

$$Cv = C \cdot L \cdot \sin$$

$$L = [(XR - XL)^2 + (YR - YL)^2]$$

ブロック左側下端		ブロック右側下端		すべり線の 長さ L (m)	粘着力 C (kN/m ²)	水平分力 Ch (kN/m)	鉛直分力 Cv (kN/m)
XL (m)	YL (m)	XR (m)	YR (m)				
0.000	-10.750	4.985	-9.324	5.185	100.00	498.47	142.56

6) 限界抵抗力の水平成分は、次式で求める。

$$\max Rh = \frac{Eah - E1h + [W + E1v - Eav - Cv] \tan(\phi - \theta) + Ch}{1 + \tan \alpha \cdot \tan(\phi - \theta)}$$

$$= \frac{231.87 - 173.33 + [809.26 + 19.55 - 31.01 - 142.56] \tan(0.00 - 15.96) + 498.47}{1 + \tan(25.00) \cdot \tan(0.00 - 15.96)}$$

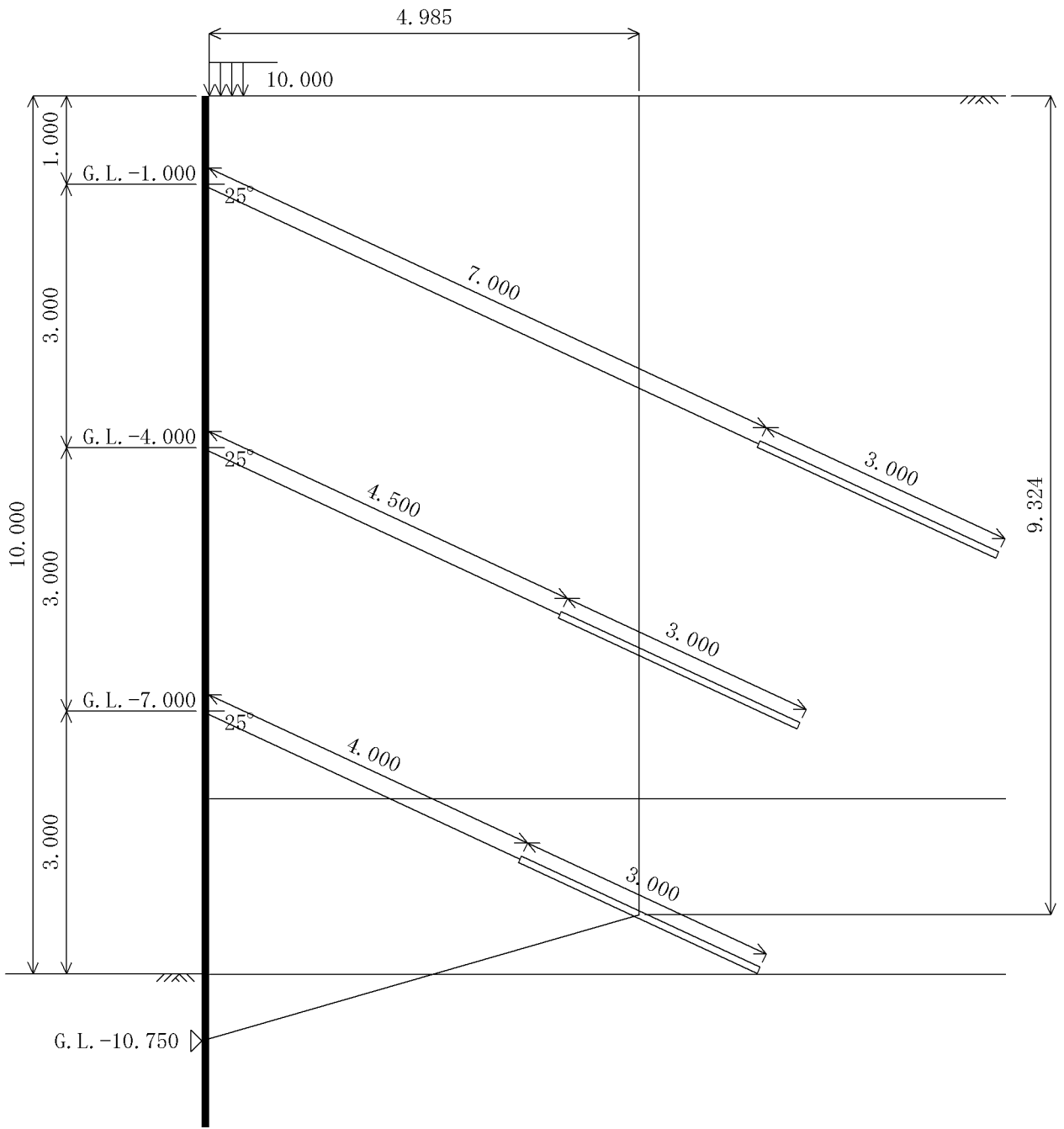
$$= 426.49 \text{ kN/m}$$

アンカー水平分力は、すべり面を形成する着目アンカー（群）、アンカー体中央点がくさびブロック内(すべり面ではないことに注意)にあるアンカー、アンカー体中央点がすべり面より下にあるアンカーで、そのアンカーのくさびブロックを想定したとき、着目アンカー中央点がくさびブロックの外側にある場合のアンカーについて有効と判断し、アンカー水平分力として加算する。

No.	アンカー水平分力 Poh (kN/m)
1	53.67
2	70.60
3	42.43
	166.70

安全率は、次式で求める。

$$Fs = \frac{\max Rh}{Poh} = \frac{426.49}{166.70} = 2.56 \geq 1.50 \quad \text{OK}$$



3.3.3 アンカー内の安定計算結果

検討すべり面	限界抵抗力 の水平成分 maxRh (kN/m)	アンカー力 の水平分力 Poh (kN/m)	安全率 Fs	許容 安全率 Fsa	判定
0 - 1	358.55	124.27	2.89	1.50	
0 - 2	164.64	70.60	2.33	1.50	
0 - 3	426.49	166.70	2.56	1.50	

3.4 土留め壁に作用する鉛直力

アンカーの鉛直分力により、土留め壁に作用する鉛直力を算出する。

アンカーの鉛直分力は次式により求める。

$$R_v = R \times \tan(\quad)$$

ここに、

R_v : 鉛直分力 (kN/m)

R : 支保工の設計に用いる荷重 (kN/m)

: アンカー傾角 (度)

段数	反力 R kN/m	傾角 度	鉛直分力 R _v kN/m
1	48.92	25	22.81
2	70.60	25	32.92
3	42.43	25	19.79
合 計			75.52

3.5 アンカー頭部変位量、アンカーバネ値

3.5.1 アンカー頭部変位

アンカー頭部変位量は、次式で求める。

$$\delta = \frac{P_o \cdot L_f \cdot 10^3}{E_s \cdot A_s}$$

ここに、

P_o : 設計アンカー力 (kN)

L_f : アンカー自由長 (m)

E_s : 引張材のヤング率 [2.00] × 10⁸ (kN/m²)

A_s : 引張材の断面積 (m²)

段数	名 称	設 計 アンカー力 P _o kN	アンカー 自由長 L _f m	引張材の 断 面 積 A _s × 10 ⁻⁶ m ²	アンカー 頭部変位量 mm
1	2 × 12.7mm	177.65	7.0	197.4	31.5
2	2 × 12.7mm	233.70	4.5	197.4	26.6
3	2 × 12.7mm	140.45	4.0	197.4	14.2

3.5.2 アンカーバネ定数

アンカーバネ定数は、次式で求める。

$$K = \frac{E_s \cdot A_s}{L_f \cdot S} \times \cos^2 \alpha \times \cos^2 \theta$$

ここに、

L_f : アンカー自由長 (m)

S : アンカー間隔 (m)

α : アンカー傾角 (度)

θ : アンカー水平角 (度)

E_s : 引張材のヤング率 [2.00] × 10⁸ (kN/m²)

A_s : 引張材の断面積 (m²)

段数	名 称	間隔 S m	傾角 度	水平角 度	アンカー 自由長 L _f m	引張材の 断 面 積 A _s × 10 ⁻⁶ m ²	アンカー バネ値 K kN/m/m
1	2 × 12.7mm	3.000	25	0	7.0	197.4	1544
2	2 × 12.7mm	3.000	25	0	4.5	197.4	2402
3	2 × 12.7mm	3.000	25	0	4.0	197.4	2702

3.6 腹起しの設計

3.6.1 腹起し水平方向の検討

考え方は土木学会とする。

アンカー間隔を単純梁としてモデル化し、支保工反力を等分布荷重として、次式により断面力および応力度を算出する。

$$M_{max} = \frac{R \times S^2}{8}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{max} \times \left(\frac{\rho}{100} \right) \cdot 10^8}{Z_x \cdot 10^3}$$

$$S_{max} = \frac{R \times S}{2}$$

$$\tau = \frac{S_{max} \times \left(\frac{\rho}{100} \right) \cdot 10^3}{A_w \cdot 10^2}$$

ここに、

M_{max} : 最大曲げモーメント (kN.m)

S_{max} : 最大せん断力 (kN)

ρ : 上段腹起し反力分担率 (%)

R : 支保工の設計に用いる荷重 (kN/m)

S : アンカー間隔 (m)

b : 曲げ応力度 (N/mm²)

ρ : せん断応力度 (N/mm²)

Z_x : 腹起しの強軸方向断面係数 (cm³)

A_w : 腹起しのウェブ断面積 (cm²) A_w = (H - 2tf) × tw

ba : 許容曲げ応力度 (N/mm²)

L/b 4.5 210 (N/mm²)

4.5 < L/b 30 [140 - 2.4(L/b - 4.5)] × 1.5 (N/mm²)

a : 許容せん断応力度 (N/mm²)

段数	腹起し部材	反力 R kN/m	間隔 S m	Z _x cm ³	A _w cm ²	%
1	2 × H - 350 × 350 × 12 × 19孔	53.67	3.000	2000.0	37.44	50.0
2	2 × H - 350 × 350 × 12 × 19孔	70.60	3.000	2000.0	37.44	50.0
3	2 × H - 350 × 350 × 12 × 19孔	42.43	3.000	2000.0	37.44	50.0

段数	M _{max} kN.m	S _{max} kN	b N/mm ²	ba N/mm ²	判定	N/mm ²	a N/mm ²	判定
1	60.38	80.50	15.1	195		10.8	120	
2	79.42	105.90	19.9	195		14.1	120	
3	47.73	63.64	11.9	195		8.5	120	

3.6.2 腹起し鉛直方向の検討

考え方は土木学会とする。

ブラケット間を単純梁としてモデル化し、設計アンカー力の鉛直成分を集中荷重として、次式により断面力および応力度を算出する。

ここで、腹起しは下段のみで荷重に抵抗するものとする。

$$M_{max} = \frac{R_v \times S_b}{4}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{max} \cdot 10^6}{Z_y \cdot 10^3}$$

$$S_{max} = \frac{R_v}{2}$$

$$\tau = \frac{S_{max} \cdot 10^3}{A_f \cdot 10^2}$$

ここに、

M_{max} : 最大曲げモーメント (kN.m)

S_{max} : 最大せん断力 (kN)

R_v : 設計アンカー力の鉛直成分 (kN) $R_v = P_{ov}$

S_b : ブラケット間隔 (m)

b : 曲げ応力度 (N/mm²)

 : せん断応力度 (N/mm²)

Z_y : 腹起しの弱軸方向断面係数 (cm³)

A_f : 腹起しのフランジ断面積 (cm²) $A_f = 2 \times B \times t_f$

ba : 許容曲げ応力度 (N/mm²)

a : 許容せん断応力度 (N/mm²)

段数	腹起し部材	R_v kN	S_b m	Z_y cm ³	A_f cm ²
1	H - 350 × 350 × 12 × 19孔	75.08	0.500	716.0	133.00
2	H - 350 × 350 × 12 × 19孔	98.76	0.500	716.0	133.00
3	H - 350 × 350 × 12 × 19孔	59.36	0.500	716.0	133.00

段数	M_{max} kN.m	S_{max} kN	b N/mm ²	ba N/mm ²	判定	τ N/mm ²	a N/mm ²	判定
1	9.39	37.54	13.1	210		2.8	120	
2	12.35	49.38	17.2	210		3.7	120	
3	7.42	29.68	10.4	210		2.2	120	

3.6.3 ブラケットの検討

ブラケットは等辺山形鋼による組立部材とし、斜材に対する応力度照査を行う。

(1) 斜材の軸力

斜材の断面力は次式によって算出する。

$$N = \frac{\frac{P_v}{2} + \frac{R_v}{2}}{\sin(\theta)}$$

ここに、

P_v : ブラケットが分担する腹起し重量 (kN) $P_v = W_s \times S / 2$

W_s : 腹起し重量 (kN/m)

S : アンカー間隔 (m)

R_v : 設計アンカー力の鉛直成分 (kN) $R_v = P_{ov}$

: 斜材の傾斜角度 (度) $= \tan^{-1} (H/B)$

段数	使用鋼材	ブラケット幅 B mm	ブラケット高 H mm	アンカー間隔 S m	腹起し 単位重量 W _s 10 ⁻² kN/m	分担腹起し 重量 P _v kN	アンカー力 鉛直成分 R _v kN	斜材の 傾斜角度 度	軸力 N kN
1	30 BL	500	350	3.000	150.0	2.25	75.08	34.992	67.42
2	30 BL	500	350	3.000	150.0	2.25	98.76	34.992	88.07
3	30 BL	500	350	3.000	150.0	2.25	59.36	34.992	53.71

(2) 斜材の応力

斜材の応力度は次式によって算出する。

$$\sigma_c = \frac{N \cdot 10^3}{A \cdot 10^2}$$

ここに、

A : 斜材の断面積 (cm²)

c_a : 許容圧縮応力度 (N/mm²)

段数	使用鋼材	N kN	A cm ²	c N/mm ²	c _a N/mm ²	判定
1	30 BL	67.42	7.40	91.1	210.0	
2	30 BL	88.07	7.40	119.0	210.0	
3	30 BL	53.71	7.40	72.6	210.0	

3.7 アンカー頭部の設計

3.7.1 台座の検討

台座を上下段の腹起しで支持される単純梁としてモデル化し、次式により断面力および必要板厚を算出する。

(1) 曲げモーメントから決まる必要板厚

$$M_{\max} = P_{oh} \times a \times b / L$$

$$t1 = [M_{\max} / 2] \times [6 / (ba \cdot h1^2)]$$

(2) せん断力から決まる必要板厚

$$S_{\max} = R_A = P_{oh} \times b / L$$

$$R_B = P_{oh} \times a / L$$

$$t2 = [S_{\max} / 2] \times [1 / (a \cdot d2)]$$

$$t3 = [R_B / 2] \times [1 / (a \cdot d5)]$$

(3) 台座フック部から決まる必要板厚

$$t4 = [P_{ov} / 2] \times [1 / (a \cdot d7)]$$

以上より必要板厚は、

$$t = \max \{ t1, t2, t3, t4 \}$$

ここに、

M_{\max} : 最大曲げモーメント (kN.m)

S_{\max} : 最大せん断力 RA・RB : 支点反力 (kN)

P_{oh} : 設計アンカー力の水平成分 (kN)

P_{ov} : 設計アンカー力の鉛直成分 (kN)

L : 上下段の腹起し間隔 (m)

a、b : 水平分力作用位置 (m)

h1 : 水平分力作用位置の幅 (m)

d2 : 台座の上端幅 (m)

d5 : 台座の下端幅 (m)

d7 : 台座のフック部長さ (m)

ba : 許容曲げ応力度 (N/mm²)

a : 許容せん断応力度 (N/mm²)

段数	Poh kN	Pov kN	L mm	a mm	b mm	h1 mm	d2 mm	d5 mm	d7 mm
1	161.01	75.08	700	200	500	300	150	70	150
2	211.80	98.76	700	200	500	300	150	70	150
3	127.29	59.36	700	200	500	300	150	70	150

段数	Mmax kN.m	Smax kN	RB kN	t1 mm	t2 mm	t3 mm	t4 mm	台座の 必要板厚 t mm
1	23.00	115.01	46.00	4	4	3	3	4
2	30.26	151.29	60.51	5	5	4	3	5
3	18.18	90.92	36.37	3	3	3	2	3

3.7.2 支圧版の検討

支圧版の検討は、台座と接する部分のせん断力に対する検討を行う。

(1)せん断力から決まる必要板厚

$$t = \frac{P_o \cdot 10^3}{2 \times L_p \times \tau a}$$

ここに、

t : せん断から決まる支圧版の必要厚さ (mm)

P_o : 設計アンカー力 (kN)

L_p : 支圧版の辺長 (mm)

a : 許容せん断応力度 (N/mm²)

段数	P _o kN	L _p mm	a N/mm ²	支圧版の 必要板厚 t mm
1	177.65	250	120	3
2	233.70	250	120	4
3	140.45	250	120	3

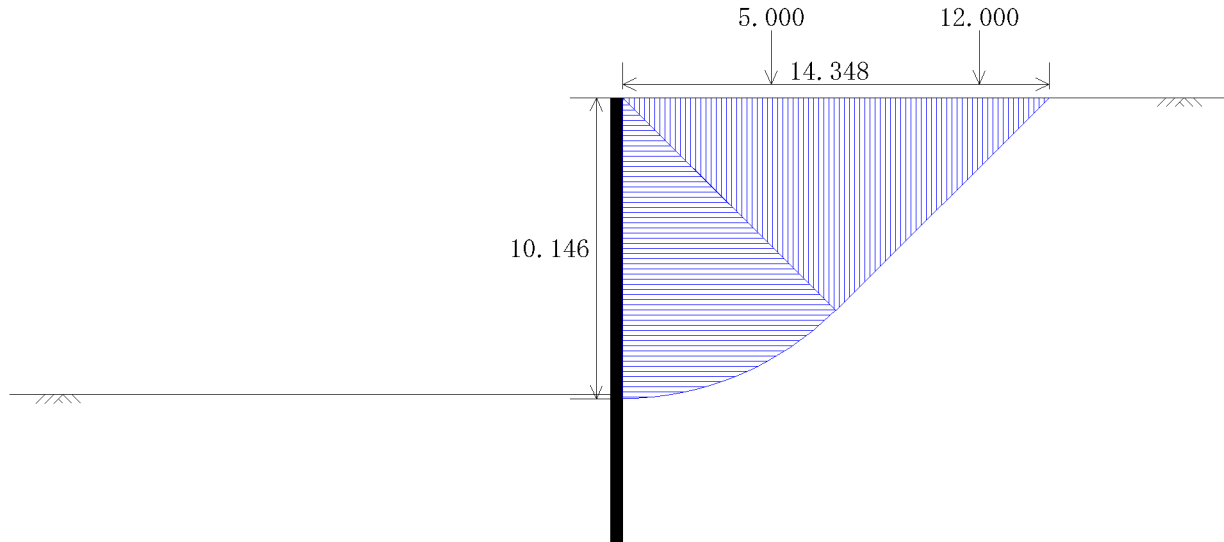
4章 周辺地盤への影響

4.1 近接程度の判定

(1) 検討条件

近接程度は、「土留め壁のたわみに起因する影響範囲(粘性土地盤)」として検討する。

背面側地表面位置	G.L.(m)	0.000
掘削底面位置	G.L.(m)	-10.000
仮想支持点	G.L.(m)	-10.146



(2) 近接程度の判定

1) 仮設構造物に施工による地盤変形の影響が及ぶ範囲

仮設構造物に施工による地盤変形の影響が及ぶ範囲は下式の通りと考えられる。

$$L_{xa} = \sqrt{2} \times dy = \sqrt{2} \times 10.146 = 14.348 \text{ (m)}$$

ここに、

L_{xa} : 仮設構造物に施工による地盤変形の影響が及ぶ範囲

dy : 土留め壁の仮想支持点までの深さ

2) 照査位置の判定

照査位置が「仮設構造物に施工による地盤変形の影響が及ぶ範囲」にあるか否かを照査する。

No.	照査位置 L_{xn} (m)	判定
1	5.000	範囲内
2	12.000	範囲内

4.2 概算値予測法

「山留め壁の最大変位と周辺沈下量の概算値」(山留め設計施工指針 2002年 社団法人 日本建築学会)の考え方で、土留め壁の変形によって発生する沈下量の概算値を計算する。

(1) 沈下量の概算値(Smax)

沈下量の概算値(Smax)は下式より求める。

$$\begin{aligned}
 A_s &= 1.00 \times A_d \\
 &= 1.00 \times 437.53 \times 10^{-3} = 437.53 \times 10^{-3} \text{ (m}^2\text{)} \\
 S_{\max} &= \frac{2 \times A_s}{L_0 + L_1} \\
 &= \frac{2 \times 437.53 \times 10^{-3}}{15.000 + 10.000} = 0.035 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

A_s : 地表面の沈下面積(m²)

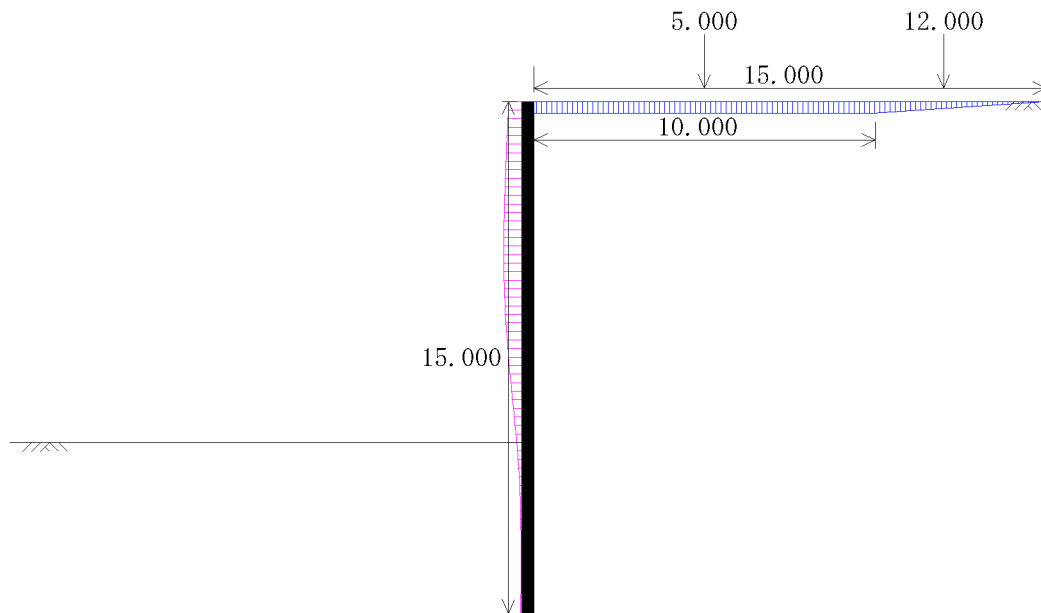
A_d : 土留め壁の変形面積(m²)

L_0 : 地表面沈下の影響範囲 $L_0 = [1.00] \times H_0(\text{m}) = 15.000 \text{ (m)}$

H_0 : 土留め壁の変位ゼロまでの深さ(m) $H_0(\text{m}) = 15.000 \text{ (m)}$

L_1 : 台形分布での沈下量一定の範囲(m) $L_1 = [1.00] \times H(\text{m}) = 10.000 \text{ (m)}$

H : 掘削深さ(背面側地表面から)(m) $H = 10.000 \text{ (m)}$



沈下量の概算値(Smax)倍率:10.00000, 変位倍率:10.00000

(2) 照査位置での評価

許容鉛直変位量 $y_a = [0.020] \text{ (m)}$

許容傾斜角 $a = [0.001] \text{ (rad)}$

照査点 No	照査位置 Lxn(m)	鉛直変位		傾斜角		
		変位量(m)	判定	傾き (度)	傾き (rad)	判定
1	5.000	0.03500	×	0.00000	0.0000000	
2	12.000	0.02100	×	0.40109	0.0070004	×

(3)土留め壁の変形面積(Ad)

弾塑性解析より得られた変位結果より土留め壁の変形面積(Ad)を計算する。

格点 No	標高 GL m		高さ h m	変位 mm		土留め壁の 変位面積 Ad × 10 ⁻³ m ²
	上面	下面		下面	上面	
1	0.000	-0.250	0.250	37.63	38.74	9.55
2	-0.250	-0.500	0.250	38.74	39.84	9.82
3	-0.500	-0.750	0.250	39.84	40.94	10.10
4	-0.750	-1.000	0.250	40.94	42.05	10.37
5	-1.000	-1.250	0.250	42.05	43.16	10.65
6	-1.250	-1.500	0.250	43.16	44.25	10.93
7	-1.500	-1.750	0.250	44.25	45.32	11.20
8	-1.750	-2.000	0.250	45.32	46.33	11.46
9	-2.000	-2.250	0.250	46.33	47.29	11.70
10	-2.250	-2.500	0.250	47.29	48.18	11.93
11	-2.500	-2.750	0.250	48.18	48.98	12.15
12	-2.750	-3.000	0.250	48.98	49.70	12.34
13	-3.000	-3.250	0.250	49.70	50.31	12.50
14	-3.250	-3.500	0.250	50.31	50.82	12.64
15	-3.500	-3.750	0.250	50.82	51.23	12.76
16	-3.750	-4.000	0.250	51.23	51.54	12.85
17	-4.000	-4.250	0.250	51.54	51.74	12.91
18	-4.250	-4.500	0.250	51.74	51.82	12.94
19	-4.500	-4.750	0.250	51.82	51.75	12.95
20	-4.750	-5.000	0.250	51.75	51.52	12.91
21	-5.000	-5.250	0.250	51.52	51.11	12.83
22	-5.250	-5.500	0.250	51.11	50.51	12.70
23	-5.500	-5.750	0.250	50.51	49.72	12.53
24	-5.750	-6.000	0.250	49.72	48.72	12.30
25	-6.000	-6.250	0.250	48.72	47.52	12.03
26	-6.250	-6.500	0.250	47.52	46.12	11.70
27	-6.500	-6.750	0.250	46.12	44.54	11.33
28	-6.750	-7.000	0.250	44.54	42.78	10.91
29	-7.000	-7.250	0.250	42.78	40.86	10.45
30	-7.250	-7.500	0.250	40.86	38.79	9.96
31	-7.500	-7.750	0.250	38.79	36.57	9.42
32	-7.750	-8.000	0.250	36.57	34.23	8.85
33	-8.000	-8.250	0.250	34.23	31.78	8.25
34	-8.250	-8.500	0.250	31.78	29.24	7.63
35	-8.500	-8.750	0.250	29.24	26.64	6.98
36	-8.750	-9.000	0.250	26.64	24.01	6.33
37	-9.000	-9.250	0.250	24.01	21.38	5.67
38	-9.250	-9.500	0.250	21.38	18.79	5.02
39	-9.500	-9.750	0.250	18.79	16.29	4.39
40	-9.750	-10.000	0.250	16.29	13.91	3.78
41	-10.000	-10.250	0.250	13.91	11.70	3.20
42	-10.250	-10.500	0.250	11.70	9.71	2.68
43	-10.500	-10.750	0.250	9.71	7.95	2.21
44	-10.750	-11.000	0.250	7.95	6.44	1.80
45	-11.000	-11.250	0.250	6.44	5.18	1.45
46	-11.250	-11.500	0.250	5.18	4.16	1.17
47	-11.500	-11.750	0.250	4.16	3.35	0.94
48	-11.750	-12.000	0.250	3.35	2.73	0.76
49	-12.000	-12.250	0.250	2.73	2.27	0.63
50	-12.250	-12.500	0.250	2.27	1.96	0.53
51	-12.500	-12.750	0.250	1.96	1.76	0.46
52	-12.750	-13.000	0.250	1.76	1.65	0.43
53	-13.000	-13.250	0.250	1.65	1.61	0.41
54	-13.250	-13.500	0.250	1.61	1.62	0.40
55	-13.500	-13.750	0.250	1.62	1.67	0.41
56	-13.750	-14.000	0.250	1.67	1.74	0.43
57	-14.000	-14.250	0.250	1.74	1.83	0.45
58	-14.250	-14.500	0.250	1.83	1.92	0.47
59	-14.500	-14.750	0.250	1.92	2.02	0.49
60	-14.750	-15.000	0.250	2.02	2.12	0.52
						437.53