

土留慣用計算

Ver. 8.00

Data

[物件名称] 慣用サンプル1
[作成日] 2016/10/26
[タイトル] 土留慣用計算 サンプルデータ1

Copyright (c) KTS

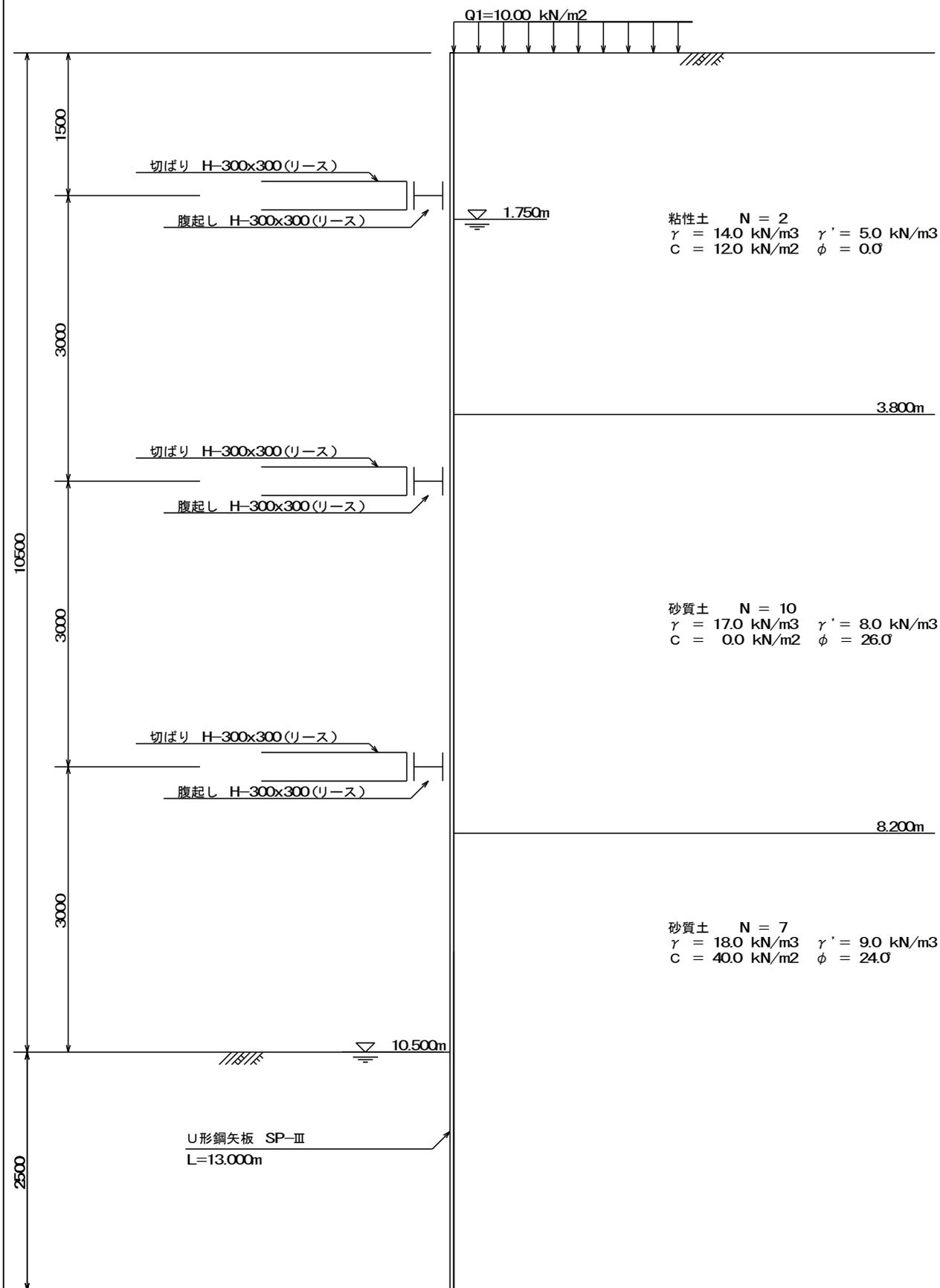
目次

1	設計条件	2
1-1	設計断面図	2
1-2	基本条件	3
1-3	鋼矢板データ	4
1-4	支保工	4
1-5	施工ステップ および 計算ステップ	5
1-6	土質定数	5
1-7	上載荷重	6
1-8	地盤安定の検討データ	6
1-9	断面計算データ	6
2	安定計算結果	7
2-1	施工ステップ 1 (自立時)	7
2-2	施工ステップ 3 (最下段切梁設置前)	12
2-3	施工ステップ 4 (最終掘削時)	16
2-4	根入れ長の決定	20
3	断面計算結果	21
3-1	施工ステップ 1 (自立時)	21
3-2	施工ステップ 3 (最下段切梁設置前)	22
3-3	施工ステップ 4 (最終掘削時)	25
3-4	施工ステップ 5 (1次盛替撤去時)	28
4	応力度の計算	32
4-1	断面力の集計	32
4-2	応力度	32
5	変位の計算 (自立式)	33
6	変位の計算 (切ばり式)	34
6-1	最終掘削時 (安定計算)	34
7	安定計算一覧表	36
8	断面計算一覧表	36
9	支保工反力集計表	36
10	支保工の計算結果一覧表	37
10-1	切ばりの計算結果一覧表	37
10-2	腹起しの計算結果一覧表	37
11	切ばりの計算 (1 段目切ばり)	38
11-1	設計条件	38
11-2	使用鋼材	38
11-3	断面力	38
11-4	応力度	38
11-5	座屈の照査	39
12	切ばりの計算 (2 段目切ばり)	40
12-1	設計条件	40
12-2	使用鋼材	40
12-3	断面力	40
12-4	応力度	40
12-5	座屈の照査	41

13 切ばりの計算（3 段目切ばり）	42
13-1 設計条件	42
13-2 使用鋼材	42
13-3 断面力	42
13-4 応力度	42
13-5 座屈の照査	43
14 腹起しの計算（1 段目腹起し）	44
14-1 設計条件	44
14-2 使用鋼材	44
14-3 断面力	44
14-4 応力度	44
14-5 座屈の照査	45
15 腹起しの計算（2 段目腹起し）	46
15-1 設計条件	46
15-2 使用鋼材	46
15-3 断面力	46
15-4 応力度	46
15-5 座屈の照査	47
16 腹起しの計算（3 段目腹起し）	48
16-1 設計条件	48
16-2 使用鋼材	48
16-3 断面力	48
16-4 応力度	48
16-5 座屈の照査	49

1 設計条件

1-1 設計断面図



1-2 基本条件

設計基準	日本道路協会 「道路土工指針（平成11年3月）」
形式	切ばり式土留め
土留め壁材料	鋼矢板
土留め壁突出長	0.000 m
最終掘削深さ	10.500 m
支保工段数	4 段
施工ステップ数	5 ステップ
水圧タイプ	三角形水圧
水平方向地盤反力係数	Chang式では、 $1/\beta$ の範囲の平均的khを用いる
水平方向地盤反力係数	20000 kN/m ³ （支保工設置時）
許容変位量（自立時）	掘削深さの3%とする
許容変位量（支保工設置時）	300.00 mm
許容曲げ応力度	270 N/mm ²
自立式の計算方法	Changの式
土圧強度の最小値 （適用土質） （切ばり式）	$0.3 \cdot \gamma \cdot h$ 砂質土および粘性土 に適用する 切ばり式にも最小土圧を適用する
最小仮想支持点	0.75 m
最大仮想支持点	5.00 m
最小根入れ長	1.50 m
最大根入れ長	15.00 m
土留め壁全長の丸め	0.50 m
支保工反力の計算ステップ	全施工ステップ
自立式の仮想掘削面	計算しない（掘削底面とする）

1-3 鋼矢板データ

鋼材名	U形鋼矢板 SP-III		
ヤング率	200000.	N/mm ²	
断面積	191.00	cm ² /m	
断面二次モーメント	16800	cm ⁴ /m	
断面係数	1340.0	cm ³ /m	
剛性率 (Iに関して)	100.00	%	(Chang式の根入れ長計算時)
剛性率 (Iに関して)	45.00	%	(断面力・変位計算時)
剛性率 (Zに関して)	60.00	%	

1-4 支保工

支保工材料の一覧

No	材料種別	材 料 名	ヤング率 E N/mm ²	断 面 積 A cm ² /本	断面二次 モーメント I cm ⁴ /本	H 鋼 材 寸 法 H * B * t1 * t2 mm
1	H鋼材	H-300x300(リース)	200000.	104.80	17300.	300.0 * 300.0 * 10.0 * 15.0
2	その他	均しコンクリート	22000.	3000.00	1.	

支保工設置条件

No	深 度 Z m	材料 番号	材 料 名	H鋼材 本数
1	1.500	1	H-300x300(リース)	1
2	4.500	1	H-300x300(リース)	1
3	7.500	1	H-300x300(リース)	1
4	10.000	2	均しコンクリート	1

支保工計算条件 (切ばり)

No	深 度 Z m	材 料 名	軸力作用幅 B m	座屈長 Ly m	座屈長 Lz m	フランジ固定点間隔 Lb m	鉛直荷重 Pv kN/m	水平外力 Mz kN・m
1	1.500	H-300x300(リース)	3.00	5.00	5.00	5.00	5.00	0.00
2	4.500	H-300x300(リース)	3.00	5.00	5.00	5.00	5.00	0.00
3	7.500	H-300x300(リース)	3.00	5.00	5.00	5.00	5.00	0.00

使用する支保工反力

慣用法では最終掘削時における支保工反力を、
弾塑性法においては各段の最大支保工反力を用いる。
ただし、慣用法では、盛替え時・撤去時も含める。

温度軸力

150.00 kN

座屈の検討方法

強軸・弱軸まわりの検討

合成応力度の許容値

210 N/mm²

許容せん断応力度

120 N/mm²

局部座屈に対する許容応力度

210 N/mm²

支保工計算条件 (腹起し)

No	深 度 Z m	材 料 名	軸力作用幅 B m	腹起しスパン L m	フランジ固定点間隔 Lb m	鉛直外力 Mz kN・m
1	1.500	H-300x300(リース)	2.00	3.00	2.70	0.00
2	4.500	H-300x300(リース)	2.00	3.00	2.70	0.00
3	7.500	H-300x300(リース)	2.00	3.00	2.70	0.00

使用する支保工反力

慣用法では最終掘削時における支保工反力を、弾塑性法においては各段の最大支保工反力を用いる。ただし、慣用法では、盛替え時・撤去時も含める。

温度軸力

0.00 kN

ウェブ断面剛性率 (WEBG)

1.00

せん断応力度算定用断面積

 $WEBG \times (H - 2 \times t_2) \times t_1$

断面力の算出方法

単純梁+等分布荷重

座屈の検討方法

強軸・弱軸まわりの検討

合成応力度の許容値

210 N/mm²

許容せん断応力度

120 N/mm²

局部座屈に対する許容応力度

210 N/mm²

1-5 施工ステップ および 計算ステップ

施工 step	施工種類	施工名称	掘削深 H m	背面水位 Lwa m	前面水位 Lwp m	計算 スイッチ
1	掘削時	自立時	2.000	1.750	2.000	○
2	掘削時	2次掘削時	5.000	1.750	5.000	×
3	掘削時	最下段切梁設置前	8.000	1.750	8.000	○
4	掘削時	最終掘削時	10.500	1.750	10.500	○
5	盛替撤去時	1次盛替撤去時	10.500	1.750	10.500	○

施工 Step	切 梁	切 梁	切 梁	切 梁
	1.50	4.50	7.50	10.00
1				
2	◎			
3	◎	◎		
4	◎	◎	◎	
5	◎	◎		◎

◎は支保工の設置を、数値はプレロード値(kN/本)を示す。

1-6 土質定数

No	深 度 m	土質名	N	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	ϕ 度	Co kN/m ²	Ca	K	Kh kN/m ³	$\eta \times Kh$ kN/m ³
1	3.800	粘性土	2	14.0	5.0	0.0	12.0	0.0	自動	1346	1346
2	8.200	砂質土	10	17.0	8.0	26.0	0.0	0.0	自動	6728	6728
3	20.000	砂質土	7	18.0	9.0	24.0	40.0	0.0	自動	4710	4710

深度：土留壁天端から土層下面までの深さ

ϕ ：土の内部摩擦角

N：層の平均N値

Co：土の粘着力

γ ：土の湿潤単位体積重量

Ca：土の粘着力の傾き

γ' ：土の水中単位体積重量

K：土圧係数（安定計算）

Kh：1/βの平均値とする場合の水平方向地盤反力係数

η ：壁体形式に関わる係数 $\eta = 1.000$

・連続した壁体の場合 $\eta = 1$

・親杭横矢板の場合 $\eta = Bo / Bf$ ($\eta \leq 4$)

Bo：親杭中心間隔、Bf：親杭フランジ幅

1-7 上載荷重

(a) 主働側

No	上載荷重 Qa kN/m ²	作用範囲 m
1	10.000	全範囲に載荷

(b) 受働側

上載荷重は作用しない

1-8 地盤安定の検討データ

計算を省略する。

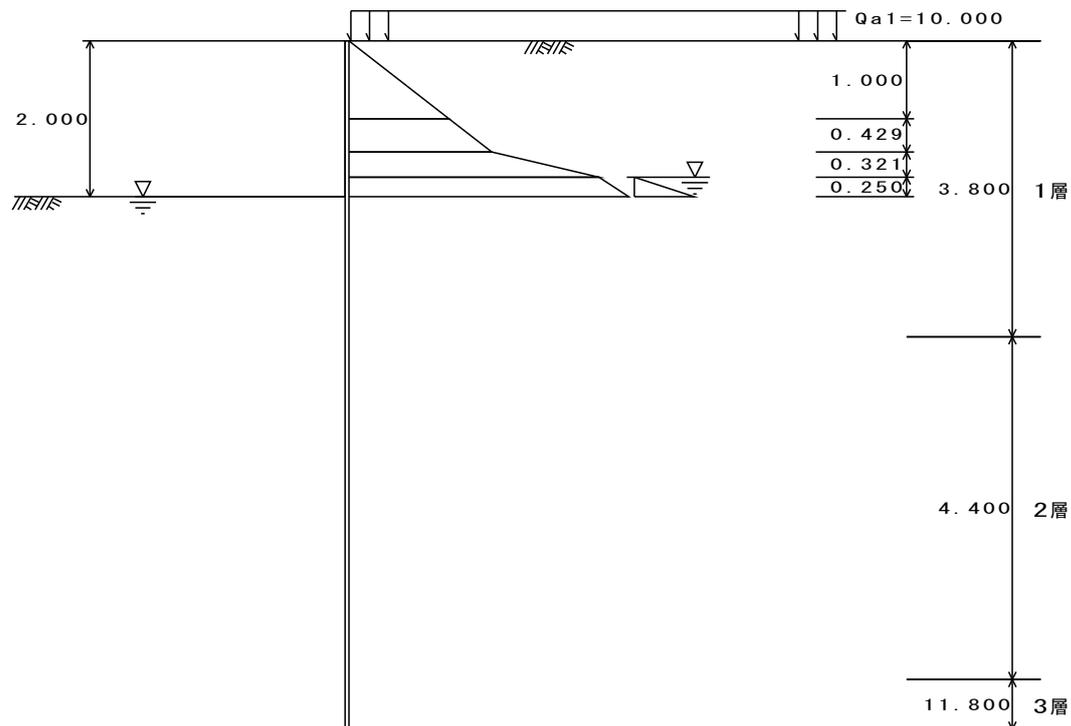
1-9 断面計算データ

施工 step	仮想支持点 Lk m	土の平均単位 体積重量 γ kN/m ³	土質区分	地質による 土圧係数 (bまたはc)
3	自動	自動	自動	自動
4	自動	自動	自動	自動
5	自動	自動	自動	自動

2 安定計算結果

2-1 施工ステップ 1 (自立時)

(a) 荷重図



(b) 土質定数

No	深 度 m	土質名	N	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	ϕ 度	C_o kN/m ²	Ca	K	Kh kN/m ³
1	3.800	粘性土	2	14.0	5.0	0.0	12.0	0.0	自動	1346
2	8.200	砂質土	10	17.0	8.0	26.0	0.0	0.0	自動	6728
3	20.000	砂質土	7	18.0	9.0	24.0	40.0	0.0	自動	4710

(c) 主働土圧

No	深 度 Z m	γ kN/m ³	ϕ 度	C kN/m ²	土圧係数 Ka	$\Sigma \gamma h$ +Qa kN/m ²	主働土圧 Pa kN/m ²	最小土圧 Pamin kN/m ²
1	0.000 ~ 1.000	14.0	0.0	12.0 12.0	1.00000	10.00 24.00	0.00 4.20	0.00 4.20
2	1.000 ~ 1.429	14.0	0.0	12.0 12.0	1.00000	24.00 30.00	4.20 6.00	4.20 6.00
3	1.429 ~ 1.750	14.0	0.0	12.0 12.0	1.00000	30.00 34.50	6.00 10.50	6.00 7.35
4	1.750 ~ 2.000	5.0	0.0	12.0 12.0	1.00000	34.50 35.75	10.50 11.75	7.35 7.72
5	2.000 ~ 3.800	5.0	0.0	12.0 12.0	1.00000	35.75 44.75	11.75 20.75	7.72 10.43
6	3.800 ~ 8.200	8.0	26.0	0.0 0.0	0.39046	44.75 79.95	17.47 31.22	10.43 20.99
7	8.200 ~ 8.477	9.0	24.0	40.0 40.0	0.42173	79.95 82.44	20.99 21.73	20.99 21.73
8	8.477 ~ 13.004	9.0	24.0	40.0 40.0	0.42173	82.44 123.19	21.73 33.96	21.73 33.96
9	13.004 ~ 20.000	9.0	24.0	40.0 40.0	0.42173	123.19 186.15	33.96 52.85	33.96 52.85

$$Pa \geq Pamin$$

$$Pamin = 0.3 \gamma h \quad (Pamin : \text{水位以下の } \gamma \text{ は浮力を考慮した値を用いる})$$

(d) 水圧

No	深 度 Z m	背面水圧 Pwa kN/m ²	前面水圧 Pwp kN/m ²
4	1.750 ~ 2.000	0.00 2.50	
5	2.000 ~ 3.800	2.50 20.50	0.00 18.69
6	3.800 ~ 8.200	20.50 64.50	18.69 64.39
7	8.200 ~ 8.477	64.50 67.27	64.39 67.27
8	8.477 ~ 13.004	0.00 0.00	0.00 0.00
9	13.004 ~ 20.000	0.00 0.00	0.00 0.00

(e) 受働土圧

No	深 度 Z m	γ kN/m ³	ϕ 度	C kN/m ²	土圧係数 Kp	$\Sigma \gamma Z$ kN/m ²	側面抵抗 Pc kN/m ²	受働土圧 Pp kN/m ²
5	2.000 ~ 3.800	5.0	0.0	12.0 12.0	1.00000	0.00 9.00	0.00 0.00	24.00 33.00
6	3.800 ~ 8.200	8.0	26.0	0.0 0.0	2.56107	9.00 44.20	0.00 0.00	23.05 113.20
7	8.200 ~ 8.477	9.0	24.0	40.0 40.0	2.37118	44.20 46.69	0.00 0.00	228.00 233.91
8	8.477 ~ 13.004	9.0	24.0	40.0 40.0	2.37118	46.69 87.44	0.00 0.00	233.91 330.52
9	13.004 ~ 20.000	9.0	24.0	40.0 40.0	2.37118	87.44 150.40	0.00 0.00	330.52 479.82

(f) 側圧の合力と作用位置の計算

No	深 度 Z m	主働土圧 Pa kN/m ²	水圧 Pw kN/m ²	受働土圧 Pp kN/m ²	Pa+Pw -Pp kN/m ²	水平力 P kN	アーム y m	モーメント M kN・m
1	0.000 ~ 1.000	0.00 4.20			0.00 4.20	0.00 2.10	1.667 1.333	0.00 2.80
2	1.000 ~ 1.429	4.20 6.00			4.20 6.00	0.90 1.29	0.857 0.714	0.77 0.92
3	1.429 ~ 1.750	6.00 10.50			6.00 10.50	0.96 1.69	0.464 0.357	0.45 0.60
4	1.750 ~ 2.000	10.50 11.75	0.00 2.50		10.50 14.25	1.31 1.78	0.167 0.083	0.22 0.15
天端からの掘削底面までの合計					$\Sigma P =$	10.03 kN		
					$\Sigma M =$	5.91 kN・m		

掘削底面から荷重合力作用点までの高さ (h) は、

$$\begin{aligned}
 h &= \Sigma M / \Sigma P \\
 &= 5.91 / 10.03 \\
 &= 0.589 \text{ m}
 \end{aligned}$$

(g) 自立式の根入れ長（弾性床上の半無限長の杭としての根入れ長）

根入れ長は、掘削底面から $\frac{2.5}{\beta}$ とする。

β を求める際の K_h は、 $1/\beta$ の範囲の平均値とする。
 $1/\beta = 2.591 \text{ m}$ と仮定して平均的な K_h を計算する。

深 度 m	K_h kN/m ³	層厚 × K_h
2.000~ 3.800	1346.	2422.800
3.800~ 4.591	6728.	5320.315
合 計		7743.115

$$\begin{aligned} \text{平均的 } K_h &= 7743.115 / 2.591 \\ &= 2988.728 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

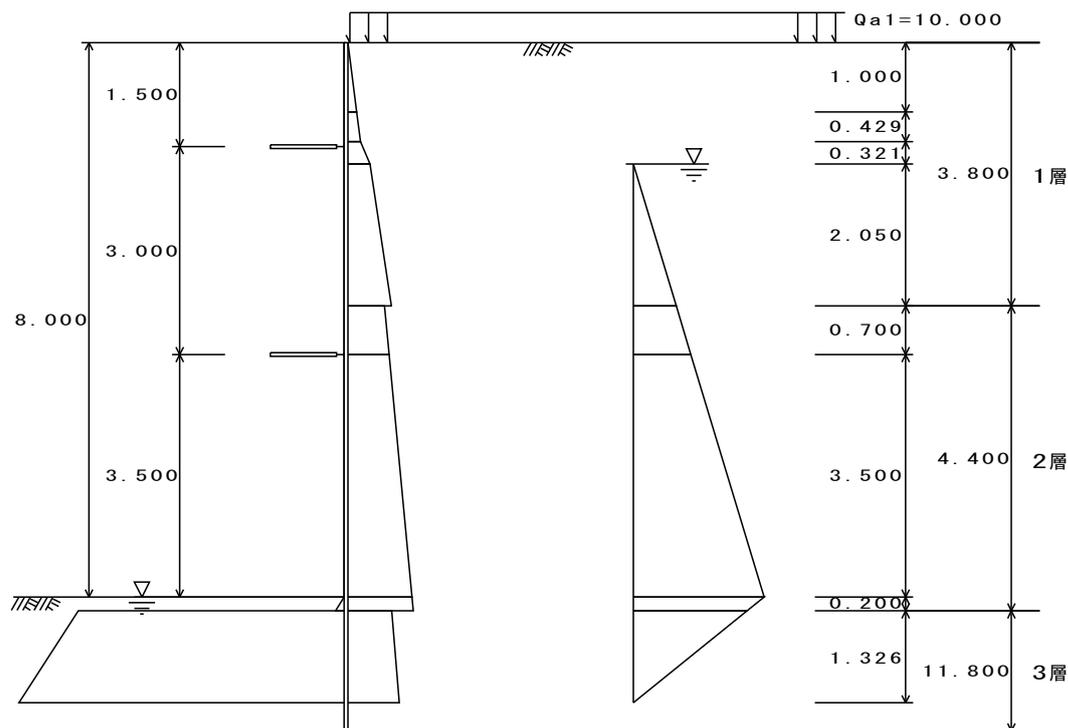
$$\begin{aligned} \beta &= 4 \sqrt{\frac{K_h \cdot B}{4 E I'}} \\ &= 4 \sqrt{\frac{2989. \times 1.00}{4 \times 2.000 \times 10^8 \times 16800 \times 10^{-8}}} \\ &= 0.3860 \text{ m}^{-1} \end{aligned}$$

$$L = \frac{2.5}{\beta} = 6.477 \text{ m}$$

よって、掘削底面からの根入れ長 = 6.477 m (GL- 8.477 m)

2-2 施工ステップ 3 (最下段切梁設置前)

(a) 荷重図



(b) 土質定数

No	深度 m	土質名	N	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	ϕ 度	C_o kN/m ²	Ca	K	Kh kN/m ³
1	3.800	粘性土	2	14.0	5.0	0.0	12.0	0.0	自動	1346
2	8.200	砂質土	10	17.0	8.0	26.0	0.0	0.0	自動	6728
3	20.000	砂質土	7	18.0	9.0	24.0	40.0	0.0	自動	4710

(c) 主働土圧

No	深 度 Z m	γ kN/m ³	ϕ 度	C kN/m ²	土圧係数 Ka	$\Sigma \gamma h$ +Qa kN/m ²	主働土圧 Pa kN/m ²	最小土圧 Pamin kN/m ²
1	0.000 ~ 1.000	14.0	0.0	12.0 12.0	1.00000	10.00 24.00	0.00 4.20	0.00 4.20
2	1.000 ~ 1.429	14.0	0.0	12.0 12.0	1.00000	24.00 30.00	4.20 6.00	4.20 6.00
3	1.429 ~ 1.750	14.0	0.0	12.0 12.0	1.00000	30.00 34.50	6.00 10.50	6.00 7.35
4	1.750 ~ 3.800	5.0	0.0	12.0 12.0	1.00000	34.50 44.75	10.50 20.75	7.35 10.43
5	3.800 ~ 4.500	8.0	26.0	0.0 0.0	0.39046	44.75 50.35	17.47 19.66	10.43 12.10
6	4.500 ~ 8.000	8.0	26.0	0.0 0.0	0.39046	50.35 78.35	19.66 30.59	12.10 20.51
7	8.000 ~ 8.200	8.0	26.0	0.0 0.0	0.39046	78.35 79.95	30.59 31.22	20.51 20.99
8	8.200 ~ 9.526	9.0	24.0	40.0 40.0	0.42173	79.95 91.88	20.99 24.57	20.99 24.57
9	9.526 ~ 13.004	9.0	24.0	40.0 40.0	0.42173	91.88 123.19	24.57 33.96	24.57 33.96
10	13.004 ~ 20.000	9.0	24.0	40.0 40.0	0.42173	123.19 186.15	33.96 52.85	33.96 52.85

$$P_a \geq P_{amin}$$

$$P_{amin} = 0.3 \gamma h \quad (P_{amin} : \text{水位以下の } \gamma \text{ は浮力を考慮した値を用いる})$$

(d) 水圧

No	深 度 Z m	背面水圧 Pwa kN/m ²	前面水圧 Pwp kN/m ²
4	1.750 ~ 3.800	0.00 20.50	
5	3.800 ~ 4.500	20.50 27.50	
6	4.500 ~ 8.000	27.50 62.50	
7	8.000 ~ 8.200	62.50 64.50	0.00 10.19
8	8.200 ~ 9.526	64.50 77.76	10.19 77.76
9	9.526 ~ 13.004	0.00 0.00	0.00 0.00
10	13.004 ~ 20.000	0.00 0.00	0.00 0.00

(e) 受働土圧

No	深 度 Z m	γ kN/m ³	ϕ 度	C kN/m ²	土圧係数 Kp	$\Sigma \gamma Z$ kN/m ²	側面抵抗 Pc kN/m ²	受働土圧 Pp kN/m ²
7	8.000 ~ 8.200	8.0	26.0	0.0 0.0	2.56107	0.00 1.60	0.00 0.00	0.00 4.10
8	8.200 ~ 9.526	9.0	24.0	40.0 40.0	2.37118	1.60 13.53	0.00 0.00	126.98 155.28
9	9.526 ~ 13.004	9.0	24.0	40.0 40.0	2.37118	13.53 44.84	0.00 0.00	155.28 229.51
10	13.004 ~ 20.000	9.0	24.0	40.0 40.0	2.37118	44.84 107.80	0.00 0.00	229.51 378.80

(f) モーメントによるつり合い深さの計算

モーメントによるつり合い深さは、 $\Sigma Ma + \Sigma Mw - \Sigma Mp = 0$ となる掘削底面からの深さとする。

主働側 : 土圧作用幅 (掘削面以上) = 1.00 m
(掘削面以下) = 1.00 m
受働側 : 土圧作用幅 = 1.00 m

主働土圧によるモーメント

No	深 度 Z m	土圧強度 Pa kN/m ²	水平力 P kN	アーム y m	モーメント Ma kN・m
6	4.500 ~ 8.000	19.66 30.59	34.40 53.54	1.167 2.333	40.14 124.92
7	8.000 ~ 8.200	30.59 31.22	3.06 3.12	3.567 3.633	10.91 11.34
8	8.200 ~ 9.526	20.99 24.57	13.91 16.29	4.142 4.584	57.63 74.65
$\Sigma Ma = 0.90X^3 + 15.49X^2 + 77.64X + 187.31$ = 319.59					

水圧によるモーメント

No	深 度 Z m	水圧強度 Pw kN/m ²	水平力 P kN	アーム y m	モーメント Mw kN・m
6	4.500 ~ 8.000	27.50 62.50	48.13 109.38	1.167 2.333	56.15 255.21
7	8.000 ~ 8.200	62.50 54.31	6.25 5.43	3.567 3.633	22.29 19.73
8	8.200 ~ 9.526	54.31 0.00	36.01 0.00	4.142 4.584	149.13 0.00
$\Sigma Mw = 0.00X^3 + 9.05X^2 + 100.47X + 353.38$ = 502.51					

受働土圧によるモーメント

No	深 度 Z m	土圧強度 Pp kN/m ²	水平力 P kN	アーム y m	モーメント Mp kN・m
7	8.000 ~ 8.200	0.00 4.10	0.00 0.41	3.567 3.633	0.00 1.49
8	8.200 ~ 9.526	126.98 155.28	84.19 102.95	4.142 4.584	348.70 471.91
ΣMp = 7.11X ³ +102.97X ² +469.84X +1.49 = 822.10					

つり合い深さを X とし、 $8.200 \leq 8.200+X \leq 13.004$ の範囲において
 $\Sigma Ma + \Sigma Mw - \Sigma Mp = 0$ を解く。

$$-6.21X^3 - 78.43X^2 - 291.72X + 539.20 = 0$$

$$X = 1.326$$

つり合い深さは $0.200 + 1.326 = 1.526$ m (GL- 9.526 m)

(g) 仮想支持点の計算

仮想支持点は、つり合い深さまでの受働土圧の合力の作用点とする。

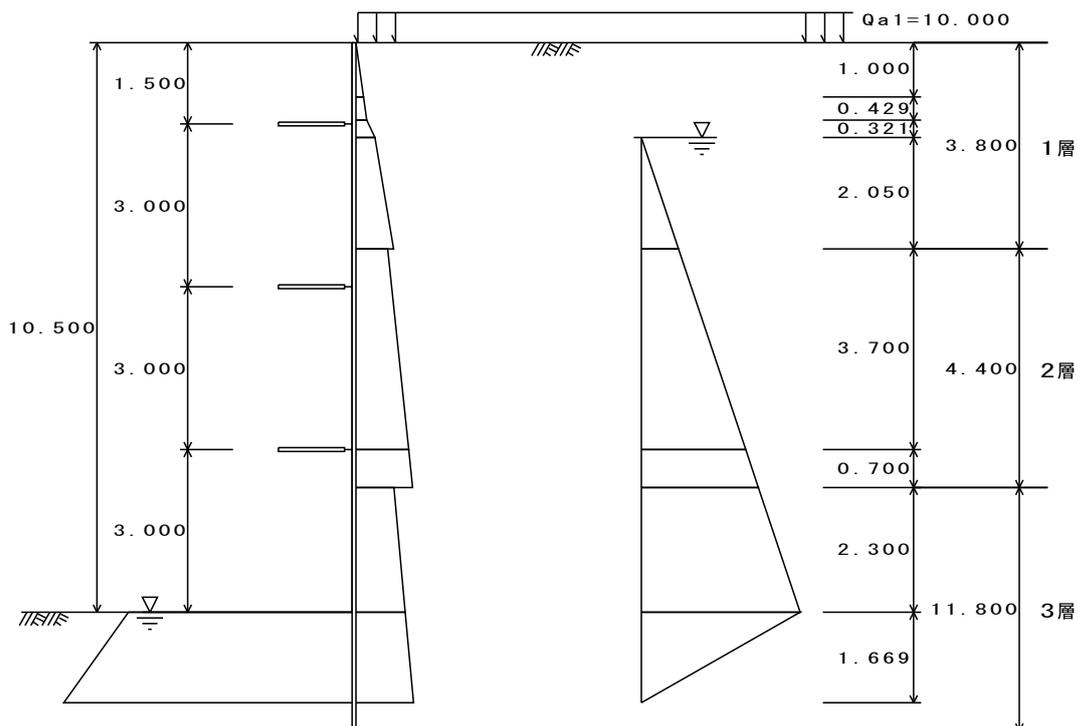
No	深 度 Z m	土圧強度 Pp kN/m ²	水平力 P kN	アーム y m	モーメント Mp kN・m
7	8.000 ~ 8.200	0.00 4.10	0.00 0.41	0.067 0.133	0.00 0.05
8	8.200 ~ 9.526	126.98 155.28	84.19 102.95	0.642 1.084	54.05 111.59
Σ P = 187.54 Σ Mp = 165.69					

$$\Sigma Mp / \Sigma P = 165.69 / 187.54 = 0.883$$

$$\text{仮想支持点} = 0.883 \text{ m (GL- 8.883 m)}$$

2-3 施工ステップ 4 (最終掘削時)

(a) 荷重図



(b) 土質定数

No	深度 m	土質名	N	γ kN/m ³	γ' kN/m ³	ϕ 度	Co kN/m ²	Ca	K	Kh kN/m ³
1	3.800	粘性土	2	14.0	5.0	0.0	12.0	0.0	自動	1346
2	8.200	砂質土	10	17.0	8.0	26.0	0.0	0.0	自動	6728
3	20.000	砂質土	7	18.0	9.0	24.0	40.0	0.0	自動	4710

(c) 主働土圧

No	深 度 Z m	γ kN/m ³	ϕ 度	C kN/m ²	土圧係数 Ka	$\Sigma \gamma h$ +Qa kN/m ²	主働土圧 Pa kN/m ²	最小土圧 Pamin kN/m ²
1	0.000 ~ 1.000	14.0	0.0	12.0 12.0	1.00000	10.00 24.00	0.00 4.20	0.00 4.20
2	1.000 ~ 1.429	14.0	0.0	12.0 12.0	1.00000	24.00 30.00	4.20 6.00	4.20 6.00
3	1.429 ~ 1.750	14.0	0.0	12.0 12.0	1.00000	30.00 34.50	6.00 10.50	6.00 7.35
4	1.750 ~ 3.800	5.0	0.0	12.0 12.0	1.00000	34.50 44.75	10.50 20.75	7.35 10.43
5	3.800 ~ 7.500	8.0	26.0	0.0 0.0	0.39046	44.75 74.35	17.47 29.03	10.43 19.31
6	7.500 ~ 8.200	8.0	26.0	0.0 0.0	0.39046	74.35 79.95	29.03 31.22	19.31 20.99
7	8.200 ~ 10.500	9.0	24.0	40.0 40.0	0.42173	79.95 100.65	20.99 27.20	20.99 27.20
8	10.500 ~ 12.169	9.0	24.0	40.0 40.0	0.42173	100.65 115.67	27.20 31.70	27.20 31.70
9	12.169 ~ 13.004	9.0	24.0	40.0 40.0	0.42173	115.67 123.19	31.70 33.96	31.70 33.96
10	13.004 ~ 20.000	9.0	24.0	40.0 40.0	0.42173	123.19 186.15	33.96 52.85	33.96 52.85

$$Pa \geq Pamin$$

$$Pamin = 0.3 \gamma h \quad (Pamin : \text{水位以下の } \gamma \text{ は浮力を考慮した値を用いる})$$

(d) 水圧

No	深 度 Z m	背面水圧 Pwa kN/m ²	前面水圧 Pwp kN/m ²
4	1.750 ~ 3.800	0.00 20.50	
5	3.800 ~ 7.500	20.50 57.50	
6	7.500 ~ 8.200	57.50 64.50	
7	8.200 ~ 10.500	64.50 87.50	
8	10.500 ~ 12.169	87.50 104.19	0.00 104.19
9	12.169 ~ 13.004	0.00 0.00	0.00 0.00
10	13.004 ~ 20.000	0.00 0.00	0.00 0.00

(e) 受働土圧

No	深 度 Z m	γ kN/m ³	ϕ 度	C kN/m ²	土圧係数 Kp	$\Sigma \gamma Z$ kN/m ²	側面抵抗 Pc kN/m ²	受働土圧 Pp kN/m ²
8	10.500 ~ 12.169	9.0	24.0	40.0 40.0	2.37118	0.00 15.02	0.00 0.00	123.19 158.81
9	12.169 ~ 13.004	9.0	24.0	40.0 40.0	2.37118	15.02 22.54	0.00 0.00	158.81 176.63
10	13.004 ~ 20.000	9.0	24.0	40.0 40.0	2.37118	22.54 85.50	0.00 0.00	176.63 325.93

(f) モーメントによるつり合い深さの計算

モーメントによるつり合い深さは、 $\Sigma Ma + \Sigma Mw - \Sigma Mp = 0$ となる掘削底面からの深さとする。

主働側 : 土圧作用幅 (掘削面以上) = 1.00 m
 (掘削面以下) = 1.00 m
 受働側 : 土圧作用幅 = 1.00 m

主働土圧によるモーメント

No	深 度 Z m	土圧強度 Pa kN/m ²	水平力 P kN	アーム y m	モーメント Ma kN·m
6	7.500 ~ 8.200	29.03 31.22	10.16 10.93	0.233 0.467	2.37 5.10
7	8.200 ~ 10.500	20.99 27.20	24.13 31.27	1.467 2.233	35.39 69.85
8	10.500 ~ 12.169	27.20 31.70	22.69 26.46	3.556 4.113	80.71 108.80
$\Sigma Ma = 0.90X^3 + 17.65X^2 + 81.59X + 112.71$ = 302.23					

水圧によるモーメント

No	深 度 Z m	水圧強度 Pw kN/m ²	水平力 P kN	アーム y m	モーメント Mw kN·m
6	7.500 ~ 8.200	57.50 64.50	20.12 22.57	0.233 0.467	4.70 10.53
7	8.200 ~ 10.500	64.50 87.50	74.18 100.63	1.467 2.233	108.79 224.73
8	10.500 ~ 12.169	87.50 0.00	73.02 0.00	3.556 4.113	259.69 0.00
$\Sigma Mw = 0.00X^3 + 14.58X^2 + 131.25X + 348.75$ = 608.44					

受働土圧によるモーメント

No	深 度 Z m	土圧強度 Pp kN/m ²	水平力 P kN	アーム y m	モーメント Mp kN・m
8	10.500 ~ 12.169	123.19 158.81	102.80 132.53	3.556 4.113	365.61 545.05
$\Sigma Mp = 7.11X^3 + 93.61X^2 + 369.57X + 0.00$ $= 910.66$					

つり合い深さを X とし、 $10.500 \leq 10.500+X \leq 13.004$ の範囲において

$\Sigma Ma + \Sigma Mw - \Sigma Mp = 0$ を解く。

$$-6.21X^3 - 61.37X^2 - 156.73X + 461.46 = 0$$

$$X = 1.669$$

つり合い深さは $0.000 + 1.669 = 1.669$ m (GL- 12.169 m)

(g) 仮想支持点の計算

仮想支持点は、つり合い深さまでの受働土圧の合力の作用点とする。

No	深 度 Z m	土圧強度 Pp kN/m ²	水平力 P kN	アーム y m	モーメント Mp kN・m
8	10.500 ~ 12.169	123.19 158.81	102.80 132.53	0.556 1.113	57.20 147.46
$\Sigma P = 235.33$				$\Sigma Mp = 204.66$	

$$\Sigma Mp / \Sigma P = 204.66 / 235.33 = 0.870$$

仮想支持点 = 0.870 m (GL- 11.370 m)

2-4 根入れ長の決定

- (a) モーメントのつり合いによる根入れ長
モーメントのつり合い深さに安全率 (1.20) を乗じた値とする。

施工名称	掘削深さ m	つり合い深さ m	根入れ長 m	矢板全長 m
最下段切梁設置前	8.000	1.526	1.831	9.831
最終掘削時	10.500	1.669	2.003	12.503

- (b) 弾性床上の半無限長の杭としての根入れ長
根入れ長 = 6.477 m (GL- 8.477 m)

- (c) 根入れ長の決定

根入れ長の決定は、上記の最大値とする。

ただし、最小根入れ長以下の場合は、最小根入れ長を根入れ長とする。
(最小根入れ長 = 1.500 m)

また、最大根入れ長以上の場合は、最大根入れ長を根入れ長とする。
(最大根入れ長 = 15.000 m)

根入れ長 = 2.003 m (GL- 12.503 m)
矢板全長 = 13.000 m

3 断面計算結果

3-1 施工ステップ 1 (自立時)

(a) 最大曲げモーメントの計算

弾性床上の半無限長の杭として最大曲げモーメントを計算する。

杭の特性値 (β) は、全断面性能の 45.00% で計算する。

$$\beta = 0.4465 \text{ m}^{-1}$$

側圧の合力と掘削底面から合力作用点までの高さ

$$P = 10.031 \text{ kN}$$

$$h_0 = 0.589 \text{ m}$$

最大曲げモーメント

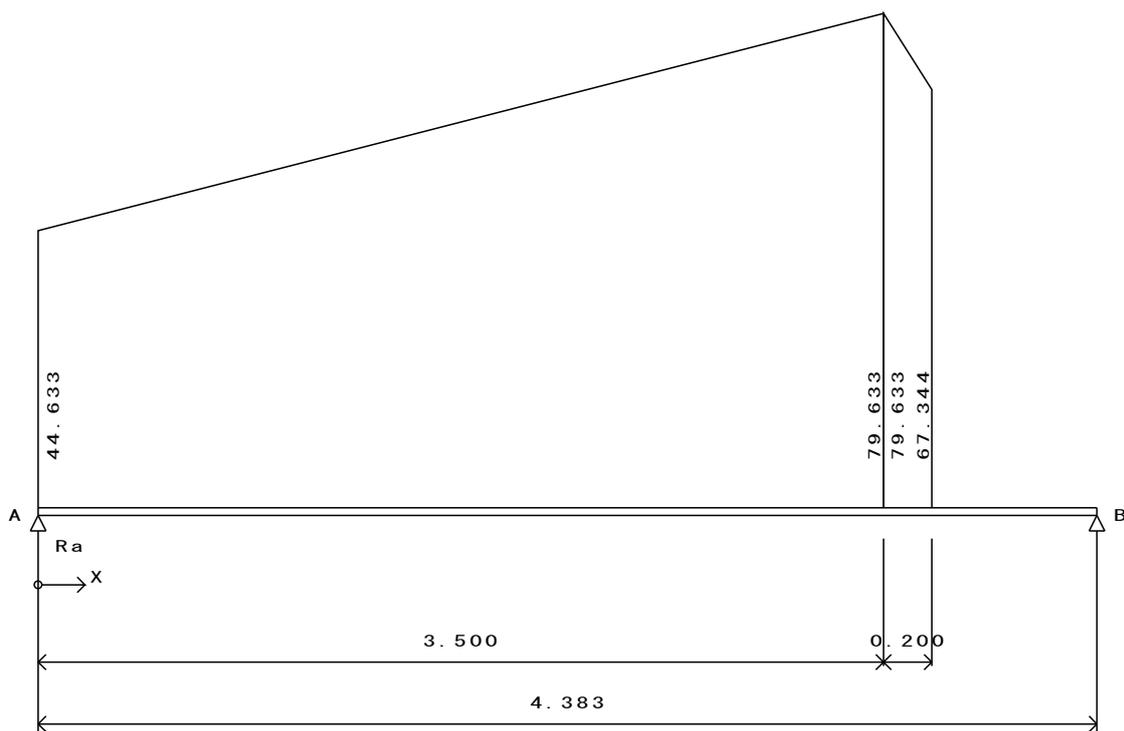
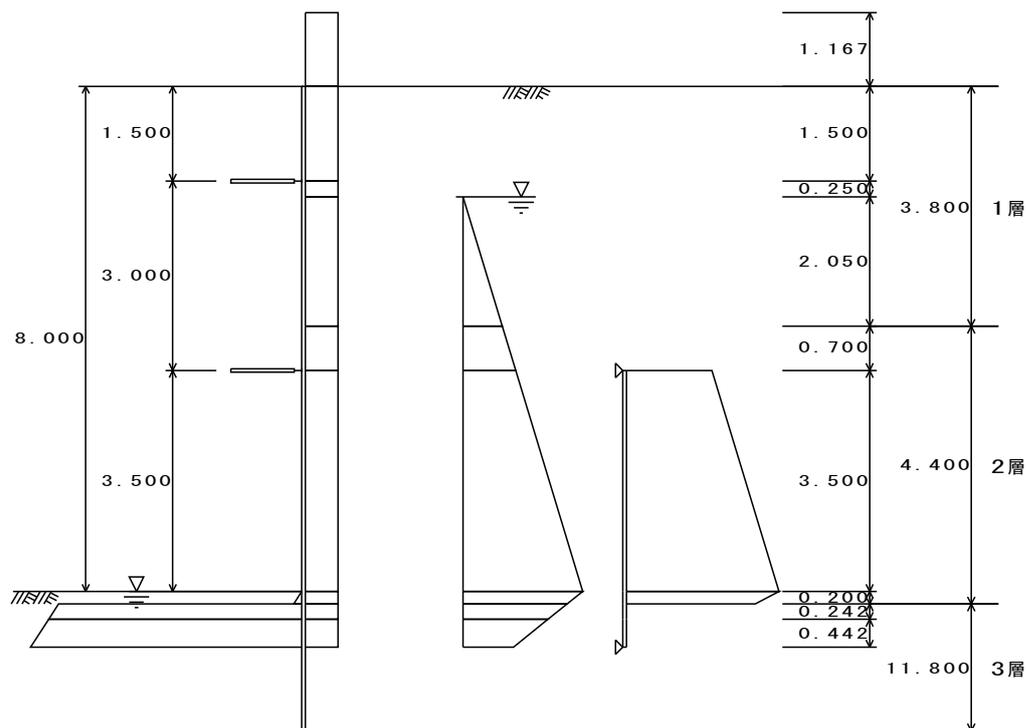
$$\begin{aligned} M &= \frac{P}{2\beta} \sqrt{(1+2\beta h_0)^2 + 1} \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h_0}\right) \\ &= \frac{10.031}{2 \times 0.4465} \sqrt{(1+2 \times 0.4465 \times 0.589)^2 + 1} \\ &\quad \times \exp\left(-\tan^{-1} \frac{1}{1+2 \times 0.4465 \times 0.589}\right) \\ &= 11.472 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

最大曲げモーメントの作用位置 (掘削底面からの深さ)

$$\begin{aligned} L_m &= \frac{1}{\beta} \tan^{-1} \frac{1}{1+2\beta h_0} \\ &= \frac{1}{0.4465} \tan^{-1} \frac{1}{1+2 \times 0.4465 \times 0.589} \\ &= 1.299 \text{ m (GL- 3.299 m)} \end{aligned}$$

3-2 施工ステップ 3 (最下段切梁設置前)

(a) 荷重図



(b) 断面決定用土圧強度 (Pa) の算定

No	深 度 Z m	層厚 m	γ kN/m ³	層厚× γ kN/m ²
2	0.000~ 1.500	1.500	14.000	21.000
3	1.500~ 1.750	0.250	14.000	3.500
4	1.750~ 3.800	2.050	5.000	10.250
5	3.800~ 4.500	0.700	8.000	5.600
6	4.500~ 8.000	3.500	8.000	28.000
7	8.000~ 8.200	0.200	8.000	1.600
8	8.200~ 8.442	0.242	9.000	2.176
9	8.442~ 8.883	0.442	9.000	3.976
Σ (層厚) = 8.883		Σ (層厚× γ) = 76.101		

土の平均単位体積重量 (地表面~仮想支持点)

$$\gamma = \frac{\Sigma (\text{層厚} \times \gamma)}{\Sigma (\text{層厚})} = \frac{76.101}{8.883} = 8.567 \text{ kN/m}^3$$

5.0m ≤ H なので a = 1.000 とする。

砂質土 なので b = 2.000 とする。

断面決定用土圧強度 (Pa)

$$Pa = a \times b \times \gamma \times \text{土圧作用幅} = 1.000 \times 2.000 \times 8.567 \times 1.000 = 17.133 \text{ kN/m}^2$$

換算土厚 $q/\gamma = 1.167 \text{ m}$

(c) 最大曲げモーメントの算定

No	深 度 Z m	土圧強度 Pa kN/m ²	水圧強度 Pw kN/m ²	土圧強度 Pp kN/m ²	Pa+Pw -Pp kN/m ²	水平力 P kN	アーム y m	モーメント M kN·m
6	4.500 ~ 8.000	17.13	27.50		44.63	78.11	3.217	251.26
		17.13	62.50		79.63	139.36	2.050	285.71
7	8.000 ~ 8.200	17.13	62.50	0.00	79.63	7.96	0.817	6.50
		17.13	54.31	4.10	67.34	6.73	0.750	5.05
8	8.200 ~ 8.442	17.13	54.31	126.98	-55.54	0.00	0.603	0.00
		17.13	44.41	132.14	-70.60	0.00	0.522	0.00
9	8.442 ~ 8.883	17.13	44.41	132.14	-70.60	0.00	0.294	0.00
		17.13	26.31	141.57	-98.12	0.00	0.147	0.00
		$\Sigma P = 232.16 \text{ kN}$		$\Sigma M = 548.52 \text{ kN}\cdot\text{m}$				

A点の反力 $Ra = \Sigma M / \text{スパン長} = 548.522 / 4.383 = 125.134 \text{ kN}$

B点の反力 $Rb = \Sigma P - Ra = 232.164 - 125.134 = 107.030 \text{ kN}$

最大曲げモーメント発生深さを X とし、 $4.500 \leq 4.500+X \leq 8.000$ の範囲において $\Sigma Ma + \Sigma Mw - \Sigma Mp$ の値を求める。

$$\begin{aligned} Mx &= -1.667X^3 - 22.317X^2 + 125.134X + 0.000 \\ dMx/dx &= -5.000X^2 - 44.633X + 125.134 = 0 \\ X &= 2.241 \text{ m} \\ Mmax &= -1.667 \times 2.241^3 - 22.317 \times 2.241^2 + 125.134 \times 2.241 + 0.000 \\ &= 149.591 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

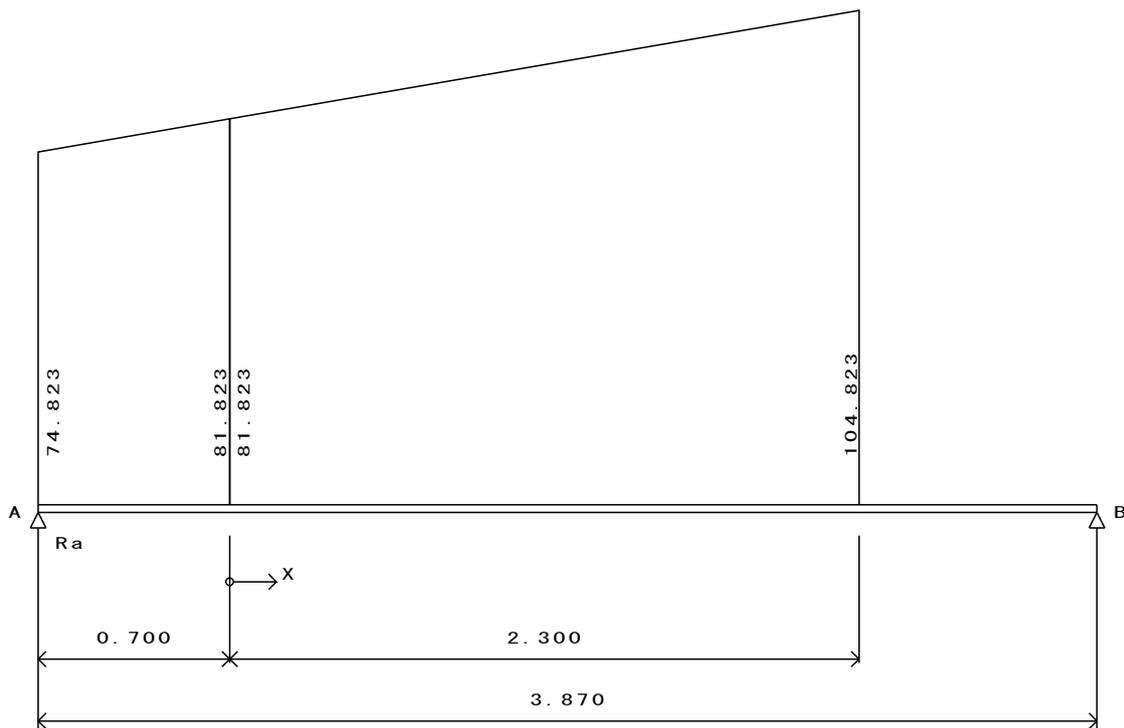
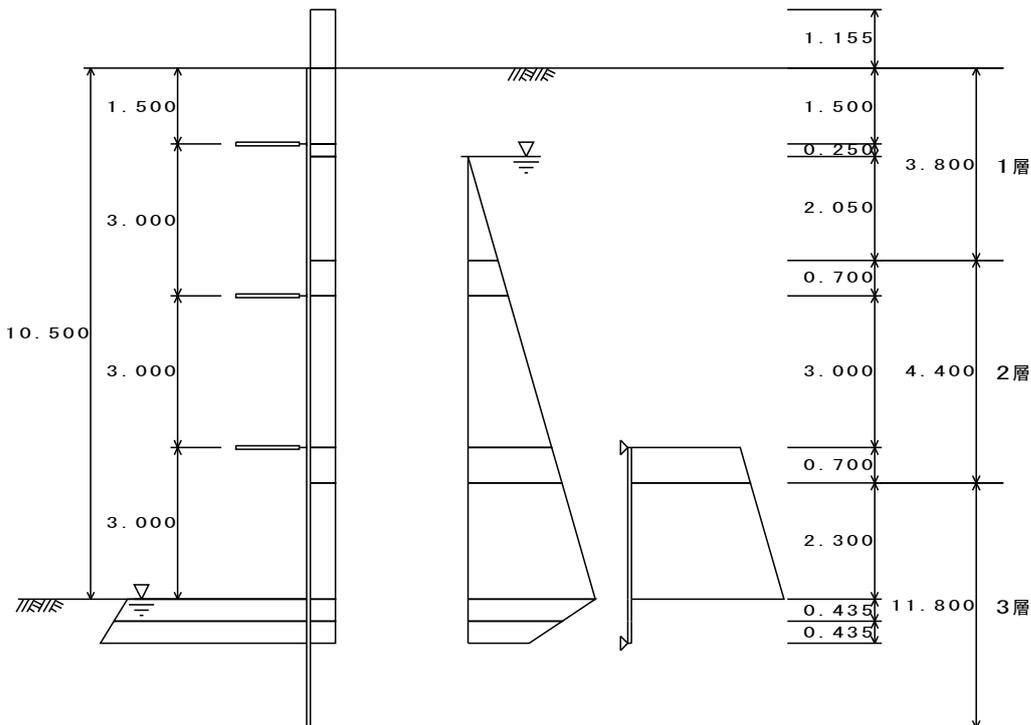
(d) 支保工反力の算定

支保工反力の算定方法は、下方分担法を用いる。

段数	深度 Z m	主働土圧 Pa kN/m ²	水圧 Pw kN/m ²	Pa+Pw kN/m ²	水平力 P kN/m	支保工反力 R kN/m
1	-1.167	17.13		17.13	10.00	134.91
	~ 0.000	17.13		17.13	10.00	
	0.000	17.13		17.13	12.85	
	~ 1.500	17.13		17.13	12.85	
	1.500	17.13		17.13	2.14	
	~ 1.750	17.13		17.13	2.14	
	1.750	17.13	0.00	17.13	17.56	
	~ 3.800	17.13	20.50	37.63	38.57	
	3.800	17.13	20.50	37.63	13.17	
~ 4.500	17.13	27.50	44.63	15.62		
2	4.500	17.13	27.50	44.63	78.11	217.47
	~ 8.000	17.13	62.50	79.63	139.36	

3-3 施工ステップ 4 (最終掘削時)

(a) 荷重図



(b) 断面決定用土圧強度 (Pa) の算定

No	深 度 Z m	層厚 m	γ kN/m ³	層厚× γ kN/m ²
2	0.000~ 1.500	1.500	14.000	21.000
3	1.500~ 1.750	0.250	14.000	3.500
4	1.750~ 3.800	2.050	5.000	10.250
5	3.800~ 4.500	0.700	8.000	5.600
6	4.500~ 7.500	3.000	8.000	24.000
7	7.500~ 8.200	0.700	8.000	5.600
8	8.200~ 10.500	2.300	9.000	20.700
9	10.500~ 10.935	0.435	9.000	3.913
10	10.935~ 11.370	0.435	9.000	3.913
Σ (層厚) = 11.370		Σ (層厚× γ) = 98.477		

土の平均単位体積重量 (地表面~仮想支持点)

$$\gamma = \Sigma (\text{層厚} \times \gamma) / \Sigma (\text{層厚})$$

$$= 98.477 / 11.370 = 8.661 \text{ kN/m}^3$$

5.0m ≤ H なので a = 1.000 とする。

砂質土 なので b = 2.000 とする。

断面決定用土圧強度 (Pa)

$$Pa = a \times b \times \gamma \times \text{土圧作用幅}$$

$$= 1.000 \times 2.000 \times 8.661 \times 1.000 = 17.323 \text{ kN/m}^2$$

換算土厚 $q/\gamma = 1.155 \text{ m}$

(c) 最大曲げモーメントの算定

No	深 度 Z m	土圧強度 Pa kN/m ²	水圧強度 Pw kN/m ²	土圧強度 Pp kN/m ²	Pa+Pw -Pp kN/m ²	水平力 P kN	アーム y m	モーメント M kN·m
7	7.500 ~ 8.200	17.32	57.50		74.82	26.19	3.636	95.23
		17.32	64.50		81.82	28.64	3.403	97.45
8	8.200 ~ 10.500	17.32	64.50		81.82	94.10	2.403	226.11
		17.32	87.50		104.82	120.55	1.636	197.25
9	10.500 ~ 10.935	17.32	87.50	123.19	-18.37	0.00	0.725	0.00
		17.32	64.70	132.47	-50.44	0.00	0.580	0.00
10	10.935 ~ 11.370	17.32	64.70	132.47	-50.44	0.00	0.290	0.00
		17.32	41.91	141.75	-82.52	0.00	0.145	0.00
		$\Sigma P = 269.47 \text{ kN}$		$\Sigma M = 616.05 \text{ kN}\cdot\text{m}$				

A点の反力 $Ra = \Sigma M / \text{スパン長} = 616.048 / 3.870 = 159.200 \text{ kN}$

B点の反力 $Rb = \Sigma P - Ra = 269.468 - 159.200 = 110.269 \text{ kN}$

最大曲げモーメント発生深さを X とし、 $8.200 \leq 8.200+X \leq 10.500$ の範囲において $\Sigma Ma + \Sigma Mw - \Sigma Mp$ の値を求める。

$$Mx = -1.667X^3 - 40.911X^2 + 104.374X + 92.536$$

$$dMx/dx = -5.000X^2 - 81.823X + 104.374 = 0$$

$$X = 1.189 \text{ m}$$

$$M_{\max} = -1.667 \times 1.189^3 - 40.911 \times 1.189^2 + 104.374 \times 1.189 + 92.536$$

$$= 155.998 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

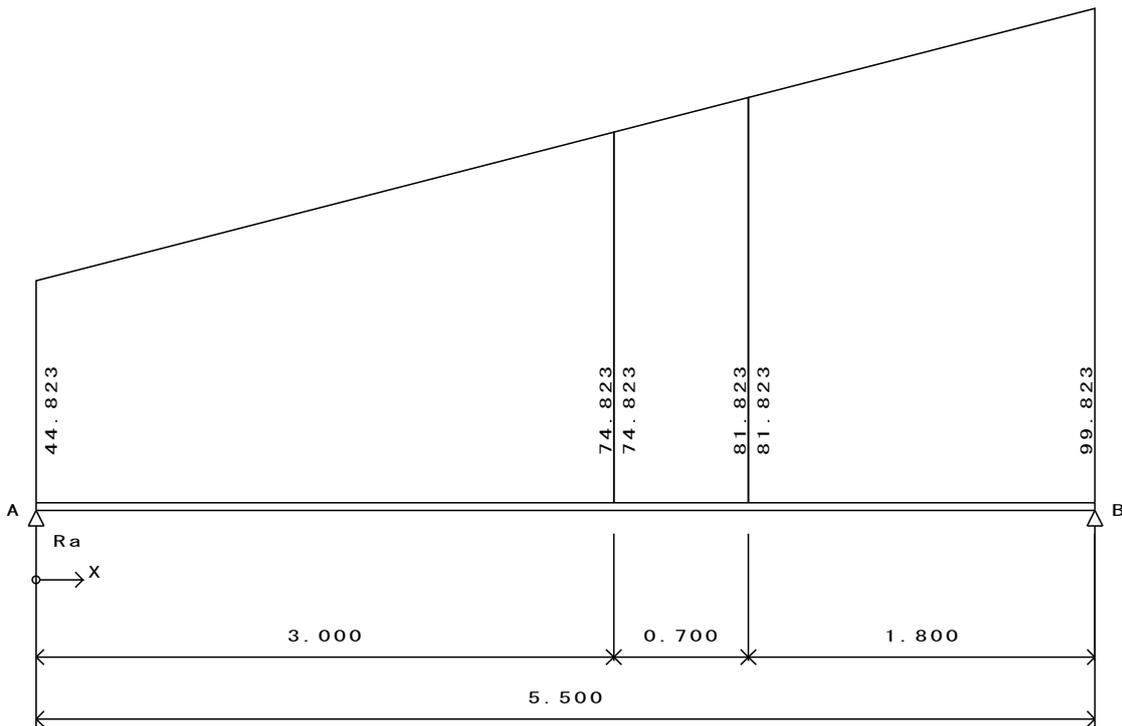
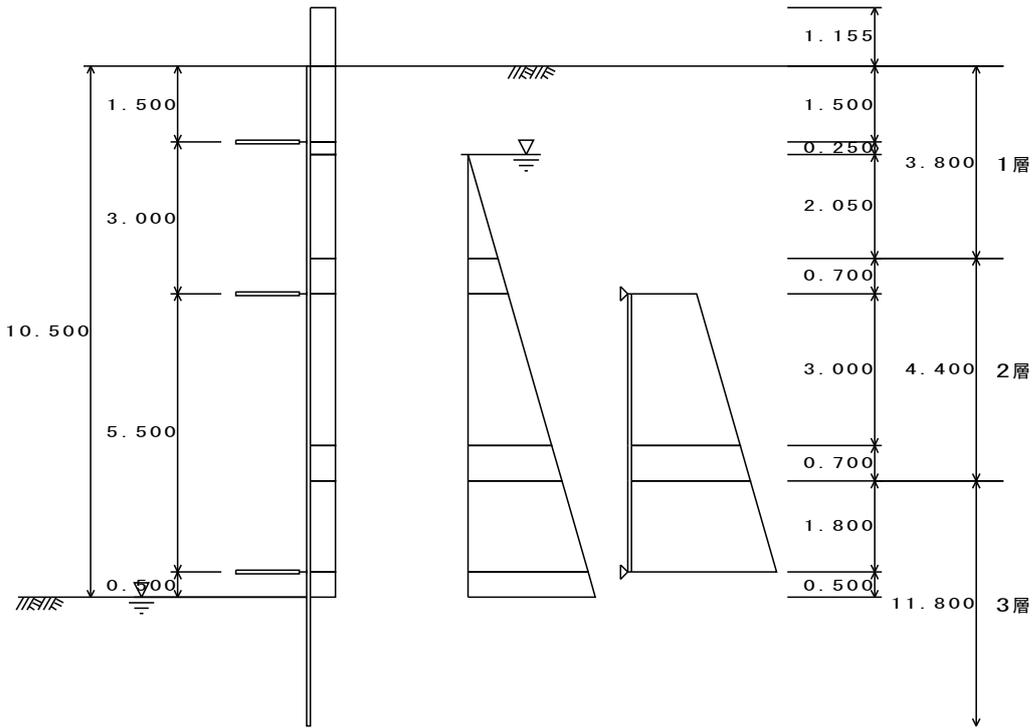
(d) 支保工反力の算定

支保工反力の算定方法は、下方分担法を用いる。

段数	深度 Z m	主働土圧 Pa kN/m ²	水圧 Pw kN/m ²	Pa+Pw kN/m ²	水平力 P kN/m	支保工反力 R kN/m
1	-1.155	17.32		17.32	10.00	135.76
	~ 0.000	17.32		17.32	10.00	
	0.000	17.32		17.32	12.99	
	~ 1.500	17.32		17.32	12.99	
	1.500	17.32		17.32	2.17	
	~ 1.750	17.32		17.32	2.17	
	1.750	17.32	0.00	17.32	17.76	
	~ 3.800	17.32	20.50	37.82	38.77	
	3.800	17.32	20.50	37.82	13.24	
~ 4.500	17.32	27.50	44.82	15.69		
2	4.500	17.32	27.50	44.82	67.23	179.47
	~ 7.500	17.32	57.50	74.82	112.23	
3	7.500	17.32	57.50	74.82	26.19	269.47
	~ 8.200	17.32	64.50	81.82	28.64	
	8.200	17.32	64.50	81.82	94.10	
	~ 10.500	17.32	87.50	104.82	120.55	

3-4 施工ステップ 5 (1次盛替撤去時)

(a) 荷重図



(b) 断面決定用土圧強度 (Pa) の算定

盛替撤去時における断面決定用土圧強度は、最終掘削時の値とする。

(c) 最大曲げモーメントの算定

No	深 度 Z m	土圧強度 Pa kN/m ²	水圧強度 Pw kN/m ²	土圧強度 Pp kN/m ²	Pa+Pw -Pp kN/m ²	水平力 P kN	アーム y m	モーメント M kN・m
6	4.500	17.32	27.50		44.82	67.23	4.500	302.55
	~ 7.500	17.32	57.50		74.82	112.23	3.500	392.82
7	7.500	17.32	57.50		74.82	26.19	2.267	59.36
	~ 8.200	17.32	64.50		81.82	28.64	2.033	58.23
8	8.200	17.32	64.50		81.82	73.64	1.200	88.37
	~ 10.000	17.32	82.50		99.82	89.84	0.600	53.90
$\Sigma P = 397.78 \text{ kN}$					$\Sigma M = 955.24 \text{ kN}\cdot\text{m}$			

$$A \text{ 点の反力 } R_a = \Sigma M / \text{スパン長} = 955.236 / 5.500 = 173.679 \text{ kN}$$

$$B \text{ 点の反力 } R_b = \Sigma P - R_a = 397.775 - 173.679 = 224.096 \text{ kN}$$

最大曲げモーメント発生深さを X とし、 $4.500 \leq 4.500+X \leq 7.500$ の範囲において $\Sigma M_a + \Sigma M_w - \Sigma M_p$ の値を求める。

$$M_x = -1.667X^3 - 22.411X^2 + 173.679X + 0.000$$

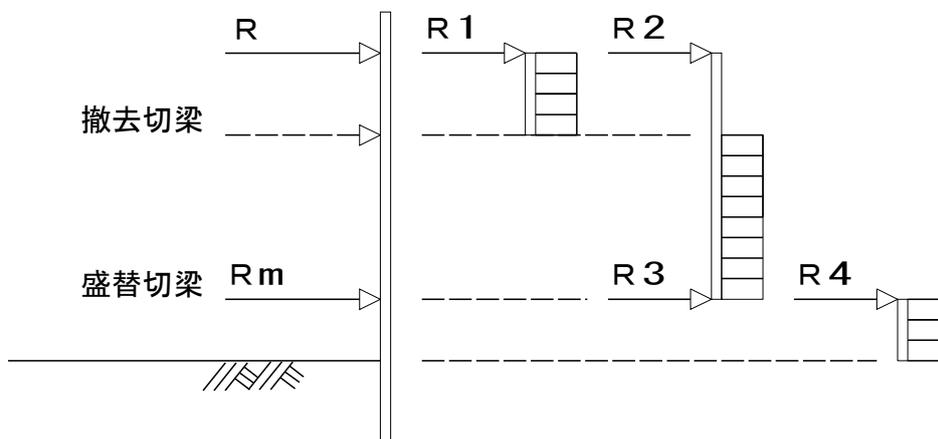
$$dM_x/dx = -5.000X^2 - 44.823X + 173.679 = 0$$

$$X = 2.922 \text{ m}$$

$$M_{\max} = -1.667 \times 2.922^3 - 22.411 \times 2.922^2 + 173.679 \times 2.922 + 0.000 = 274.560 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

(d) 支保工反力の算定

盛替撤去時の支保工反力は、撤去した切ばりが支持していた側圧を第2段切ばりと第3段切ばりに再分担させるものとする。



$$R = R_1 + R_2$$

$$R_m = R_3 + R_4$$

ここに、R : 盛替時における撤去切ばりの1段上の支保工反力 (kN/m)

R1 : 盛替撤去前における1段上の切ばりの反力 (kN/m)

R2 : 盛替撤去前に撤去切ばりが支持していた側圧を盛替切ばりと再分担した1段上の切ばりの反力 (kN/m)

Rm : 盛替切ばりの反力 (kN/m)

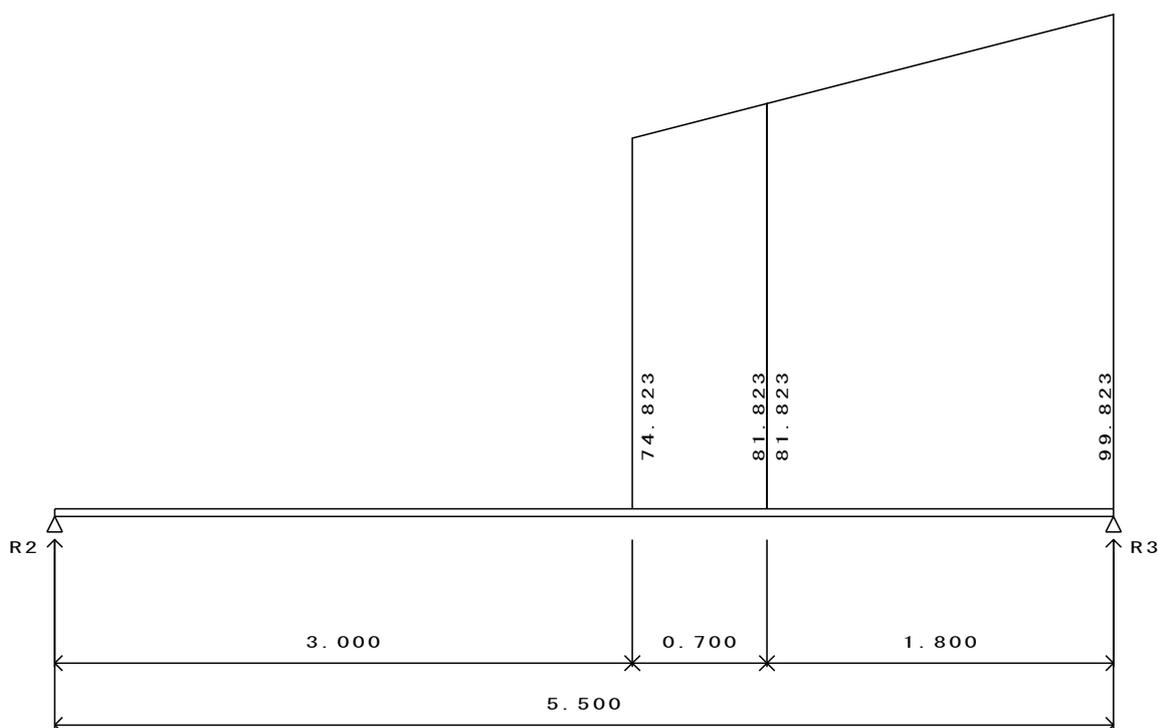
R3 : 盛替撤去前に撤去切ばりが支持していた側圧を1段上の切ばりと再分担したの盛替切ばりの反力 (kN/m)

R4 : 盛替切ばりの下方分担による反力 (kN/m)

盛替撤去前の第2段切ばりの反力

$$R_1 = 179.468 \text{ kN/m}$$

撤去した切ばりが支持していた側圧



No	深 度 Z m	土圧強度 Pa kN/m	水圧強度 Pw kN/m	土圧強度 Pp kN/m	Pa+Pw -Pp kN/m	水平力 P kN	アーム y m	モーメント M kN・m
7	7.500	17.32	57.50		74.82	26.19	2.267	59.36
	~ 8.200	17.32	64.50		81.82	28.64	2.033	58.23
8	8.200	17.32	64.50		81.82	73.64	1.200	88.37
	~ 10.000	17.32	82.50		99.82	89.84	0.600	53.90
$\Sigma P = 218.307 \text{ kN}$					$\Sigma M = 259.863 \text{ kN}\cdot\text{m}$			

撤去した切ばりが支持していた側圧を再分担した第 2段切ばりの反力

$$\begin{aligned} R2 &= \Sigma M / \text{スパン長} \\ &= 259.863 / 5.500 \\ &= 47.248 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

撤去した切ばりが支持していた側圧を再分担した第 3段切ばりの反力

$$\begin{aligned} R3 &= \Sigma P - R2 \\ &= 218.307 - 47.248 \\ &= 171.059 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

盛替切ばりの下方分担による反力

段数	深 度 Z m	主働土圧 Pa kN/m ²	水 圧 Pw kN/m ²	Pa+Pw kN/m ²	水平力 P kN/m	支保工反力 R4 kN/m
3	10.000	17.32	82.50	99.82	24.96	51.16
	~ 10.500	17.32	87.50	104.82	26.21	

$$R4 = 51.161 \text{ kN/m}$$

以上より

盛替撤去後の 第 2段切ばり の反力

$$\begin{aligned} R &= R1 + R2 \\ &= 179.468 + 47.248 \\ &= 226.716 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

第 3段切ばりの反力

$$\begin{aligned} R_m &= R_3 + R_4 \\ &= 171.059 + 51.161 \\ &= 222.220 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

4 応力度の計算

4-1 断面力の集計

施工 STEP	施工名称	曲げモーメント kN・m	せん断力 kN
1	自立時	11.472	10.031
3	最下段切梁設置前	149.591	125.134
4	最終掘削時	155.998	159.200
5	1次盛替撤去時	274.560	224.096

最大曲げモーメント $M = 274.560$ kN・m
 最大せん断力 $S = 224.096$ kN

4-2 応力度

鋼材名 U形鋼矢板 SP-Ⅲ
 断面係数 $Z = 1340.0$ cm³/m
 剛性率 (Zに関して) $\alpha Z = 60.00$ %

(a) 曲げ応力度

$$\sigma = \frac{M}{\alpha Z \times Z} = \frac{274.560 \times 10^6}{0.600 \times 1340 \times 10^3} = 341.5 > 270.0 \text{ N/mm}^2 \quad \text{*** OUT ***}$$

5 変位の計算 (自立式)

自立式土留め壁頭部の変位量は、次の式により計算する。

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

ここに、 δ : 土留め壁頭部の変位量
 δ_1 : 掘削底面での変位量
 δ_2 : 掘削底面でのたわみ角による変位量
 δ_3 : 掘削底面以上の片持ち梁のたわみ

片持ち梁としての変位量は、掘削底面以上の荷重を三角形荷重に置き換えて計算する。

掘削底面での変位量

$$\begin{aligned} \delta_1 &= \frac{(1 + \beta h_0)}{2E I' \beta^3} P \\ &= \frac{(1 + 0.4465 \times 0.589)}{2 \times 2.00 \times 10^8 \times 7560 \times 10^{-8} \times 0.4465^3} \times 10.031 \\ &= 0.00471 \text{ m} = 4.71 \text{ mm} \end{aligned}$$

掘削底面でのたわみ角による変位量

$$\begin{aligned} \delta_2 &= \frac{(1 + 2\beta h_0)}{2E I' \beta^2} P H \\ &= \frac{(1 + 2 \times 0.4465 \times 0.589)}{2 \times 2.00 \times 10^8 \times 7560 \times 10^{-8} \times 0.4465^2} \times 10.031 \times 2.000 \\ &= 0.00508 \text{ m} = 5.08 \text{ mm} \end{aligned}$$

掘削底面以上の片持ち梁のたわみ

モーメントを等価とする三角形分布荷重の掘削底面での荷重強度 q

$$q = \frac{6 \sum M}{H^2} = \frac{6 \times 5.907}{2.000^2} = 8.861 \text{ kN/m}$$

片持ち梁の変位

$$\begin{aligned} \delta_3 &= \frac{q H^4}{30E I'} \\ &= \frac{8.861 \times 2.000^4}{30 \times 2.00 \times 10^8 \times 7560 \times 10^{-8}} \\ &= 0.00031 \text{ m} = 0.31 \text{ mm} \end{aligned}$$

土留め壁天端での変位

$$\begin{aligned} \delta &= \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \\ &= 4.71 + 5.08 + 0.31 \\ &= 10.09 \leq 60.00 \text{ mm} \end{aligned}$$

ここで、

P : 側圧の合力 (kN)
 $\sum M$: 掘削底面回りのモーメント (kN・m)
 H : 土留壁天端から掘削底面までの深さ (m)
 h_0 : 掘削底面から合力作用点までの高さ (m)

6 変位の計算 (切ばり式)

土留め壁の変位は簡易法により、最上段切ばりを剛な支点、仮想支持点深さの1/2を弾性支点とする単純梁として計算する。
荷重は、断面計算用土圧と水圧をスパン全長に載荷する。ただし、台形状の荷重は、全載荷重 (P) を等価な長方形分布荷重 (q) に換算する。
弾性支点のバネ定数 (K) は、最終掘削面から仮想支持点までの区間における地盤の水平方向地盤反力係数 (k) にその区間の土留め壁側面積 (A) を乗じた値とする。

6-1 最終掘削時 (安定計算)

たわみ算定スパン $L = 9.435 \text{ m}$ (最上段切ばり～仮想支持点深さの1/2まで)

台形状の全載荷重 $P = 579.34 \text{ kN/m}$ (下表を参照)

等価な長方形分布荷重 $q = P/L = 61.40 \text{ kN/m}^2$

水平方向地盤反力係数 $k = 20000 \text{ kN/m}^3$

土留め壁側面積 $A = 1.000 \times 0.870 = 0.870 \text{ m}^2$

バネ定数 $K = k \times A = 20000 \times 0.870 = 17393 \text{ kN/m}$

バネ支点反力 $R = q \cdot L/2 = 61.40 \times 9.435/2 = 289.67 \text{ kN}$

土留め壁 $E = 2.00 \times 10^5 \text{ N/mm}^2 = 2.00 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$

$I = 16800 \text{ cm}^4/\text{m} = 16800 \times 10^{-8} \text{ m}^4/\text{m}$

剛性率 (Iに関して) $\alpha_i = 45.00 \%$

バネ支点の変位 $\delta_2 = R/K = 289.67/17393 = 0.01665 \text{ m} = 16.65 \text{ mm}$

スパン中央のたわみ

$$\delta_1 = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I \cdot \alpha_i} = \frac{5 \times 61.40 \times 9.435^4}{384 \times 2.00 \times 10^8 \times 16800 \times 10^{-8} \times 0.450}$$

$$= 0.41901 \text{ m} = 419.01 \text{ mm}$$

土留め壁のたわみ

$$\delta = \frac{\delta_2}{2} + \delta_1 = \frac{16.65}{2} + 419.01$$

$$= 427.34 > 300.00 \text{ mm} \quad \text{*** OUT ***}$$

最上段切ばり～仮想支持点深さの1/2までの土圧と水圧の合計（台形状の全載荷重P）

No	深 度 Z m	層厚 m	主働土圧 Pa kN/m ²	水 圧 Pw kN/m ²	Pa+Pw kN/m ²	水平力 P kN/m
3	1.500	0.250	17.32		17.32	2.17
	～ 1.750		17.32		17.32	2.17
4	1.750	2.050	17.32	0.00	17.32	17.76
	～ 3.800		17.32	20.50	37.82	38.77
5	3.800	0.700	17.32	20.50	37.82	13.24
	～ 4.500		17.32	27.50	44.82	15.69
6	4.500	3.000	17.32	27.50	44.82	67.23
	～ 7.500		17.32	57.50	74.82	112.23
7	7.500	0.700	17.32	57.50	74.82	26.19
	～ 8.200		17.32	64.50	81.82	28.64
8	8.200	2.300	17.32	64.50	81.82	94.10
	～ 10.500		17.32	87.50	104.82	120.55
9	10.500	0.435	17.32	87.50	104.82	22.79
	～ 10.935		17.32	64.70	82.03	17.83
Σ P =						579.34

$$\ast P = (Pa + Pw) \times \text{層厚} / 2$$

7 安定計算一覧表

施工ステップ	掘削深 (m)	つり合い深さ (m)	仮想支持点 (m)	必要根入れ長 (m)
1 自立時	2.00			6.48 (GL- 8.48)
3 最下段切梁設置前	8.00	1.53 (GL- 9.53)	0.88 (GL- 8.88)	1.83 (GL- 9.83)
4 最終掘削時	10.50	1.67 (GL- 12.17)	0.87 (GL- 11.37)	2.00 (GL- 12.50)

土留め壁全長 = 13.00 m

8 断面計算一覧表

施工ステップ	掘削深 (m)	Mmax (kN・m)	Smax (kN)	応力度 σ (N/mm ²)	せん断 τ (N/mm ²)	変位 δ (mm)
1 自立時	2.00	11.47	10.03	14.3	—	10.09
3 最下段切梁設置前	8.00	149.59	125.13	186.1	—	—
4 最終掘削時	10.50	156.00	159.20	194.0	—	427.34
5 1次盛替撤去時	10.50	274.56	224.10	341.5	—	—

*** OUT ***
*** OUT ***

土留め壁 U形鋼矢板 SP-Ⅲ
 $Z = 1340 \text{ (cm}^3/\text{m)}$
 $I = 16800 \text{ (cm}^4/\text{m)}$
 剛性率(I) = 45 (%)
 剛性率(Z) = 60 (%)
 $\sigma_{sa} = 270 \text{ (N/mm}^2)$
 $\delta a \text{ (自立時)} = 60.00 \text{ (mm)}$
 $\delta a \text{ (切ばり時)} = 300.00 \text{ (mm)}$

9 支保工反力集計表

施工ステップ	1段目 1.50	2段目 4.50	3段目 7.50	4段目 10.00
1 自立時				
2 2次掘削時	0.0			
3 最下段切梁設置前	134.9	217.5		
4 最終掘削時	135.8	179.5	269.5	
5 1次盛替撤去時	135.8	226.7		222.2
M A X	135.8	226.7	269.5	222.2
支保工設計用	135.8	226.7	269.5	222.2

支保工反力 (kN/m) 支保工設置深さ (m)

※ 支保工の設計では、慣用法では最終掘削時における支保工反力を、弾塑性法においては各段の最大支保工反力を用いる。ただし、慣用法では、盛替え時・撤去時も含める。

10 支保工の計算結果一覧表

10-1 切ばりの計算結果一覧表

No	深 度 Z m	支保工 反力 R kN/m	鋼 材 名	座屈長 L m	断面係数 Z cm ³	断面積 A cm ²	軸力 N kN	曲げ M kN・m
1	1.500	135.76	H-300x300(リース)	5.00	1150.00	104.80	557.29	15.63
2	4.500	226.72	H-300x300(リース)	5.00	1150.00	104.80	830.15	15.63
3	7.500	269.47	H-300x300(リース)	5.00	1150.00	104.80	958.40	15.63

No	σ_c N/mm ²	σ_{bcy} N/mm ²	$\sigma_c + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz}$ N/mm ²	細長比 L/r	座屈①	座屈② N/mm ²
1	53.2 (150.2)	13.6 (166.2)	66.8 (210)	38.76	0.44 (1.00)	67.7 (210)
2	79.2 (150.2)	13.6 (166.2)	92.8 (210)	38.76	0.62 (1.00)	94.3 (210)
3	91.5 (150.2)	13.6 (166.2)	105.0 (210)	38.76	0.70 (1.00)	106.8 (210)

10-2 腹起しの計算結果一覧表

No	深 度 Z m	支保工 反力 R kN/m	鋼 材 名	座屈長 L m	断面係数 Z cm ³	断面積 A cm ²	軸力 N kN	曲げ M kN・m	せん断 S kN
1	1.500	135.76	H-300x300(リース)	3.00	1150.00	104.80	271.53	152.74	203.65
2	4.500	226.72	H-300x300(リース)	3.00	1150.00	104.80	453.43	255.06	340.07
3	7.500	269.47	H-300x300(リース)	3.00	1150.00	104.80	538.94	303.15	404.20

No	σ_c N/mm ²	σ_{bcy} N/mm ²	$\sigma_c + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz}$ N/mm ²	τ N/mm ²	細長比 L/r	座屈①	座屈② N/mm ²
1	25.9 (183.0)	132.8 (193.8)	158.7 (210)	75.4 (120)	23.26	0.83 (1.00)	160.3 (210)
2	43.3 (183.0)	221.8 (193.8)	265.1 (210)	126.0 (120)	23.26	1.40 (1.00)	269.5 (210)
3	51.4 (183.0)	263.6 (193.8)	315.0 (210)	149.7 (120)	23.26	1.67 (1.00)	321.3 (210)

*** OUT ***

*** OUT ***

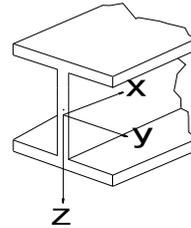
11 切ばりの計算 (1 段目切ばり)

11-1 設計条件

支保工反力	R = 135.76 kN/m
軸力作用幅	B = 3.00 m
鉛直荷重	Pv = 5.00 kN/m
座屈長 (y 軸)	ly = 5.00 m
座屈長 (z 軸)	lz = 5.00 m
フランジ固定点間距離	Lb = 5.00 m
圧縮フランジ幅	b = 0.30 m
温度軸力	Pt = 150.00 kN

11-2 使用鋼材

鋼材名	H-300x300 (リース)
断面積	A = 104.80 cm ²
断面係数	Zy = 1150.00 cm ³
	Zz = 394.00 cm ³
断面二次半径	ry = 12.90 cm
	rz = 7.51 cm



11-3 断面力

$$\begin{aligned} \text{軸力} \quad N &= R \cdot B + Pt \\ &= 135.76 \times 3.00 + 150.00 = 557.29 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント (Y軸)} \quad My &= \frac{1}{8} \times Pv \cdot ly^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 5.00 \cdot (5.00)^2 = 15.63 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{(Z軸)} \quad Mz = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{水平力}=0)$$

11-4 応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{557.29 \times 10^3}{104.80 \times 10^2} = 53.2 \leq 150.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度 (Y軸)} \quad \sigma_{bcy} = \frac{My}{Zy} = \frac{15.63 \times 10^6}{1150.00 \times 10^3} = 13.6 \leq 166.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度 (Z軸)} \quad \sigma_{bcz} = \frac{Mz}{Zz} = \frac{0.00 \times 10^6}{394.00 \times 10^3} = 0.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{合成応力度} \quad \sigma_c + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz} &= 53.2 + 13.6 + 0.0 \\ &= 66.8 \leq 210.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

但し、 σ_{bcy} , σ_{bcz} は Y軸および Z軸まわりの曲げ圧縮応力度とする。

11-5 座屈の照査

細長比 (Y軸) $l_y/r_y = 500/12.90 = 38.76$
 (Z軸) $l_z/r_z = 500/7.51 = 66.58$
 細長比の大きい Z軸を弱軸とし、Y軸を強軸とする

照査式-1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c / \sigma_{eaz})} \leq 1$$

$$\frac{53}{150} + \frac{14}{166(1 - 53/799)} + \frac{0}{210(1 - 53/271)} = 0.44 \leq 1$$

照査式-2

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

$$53 + \frac{14}{(1 - 53/799)} + \frac{0}{(1 - 53/271)} = 68 \leq 210 \text{ N/mm}^2$$

ここで、

$$l/r = 66.58 \quad 18 < l/r \leq 92 \text{ より}$$

$$\sigma_{caz} = \{140 - 0.82(l/r - 18)\} \times 1.5 = 150.2 \text{ N/mm}^2$$

$$L_b/b = 16.67 \quad 4.5 < L_b/b \leq 30 \text{ より}$$

$$\sigma_{bagy} = \{140 - 2.4(L_b/b - 4.5)\} \times 1.5 = 166.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bao} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{eay} = 1200000 / (l/r)^2$$

$$= 1200000 / (38.76)^2 = 798.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{eaz} = 1200000 / (l/r)^2$$

$$= 1200000 / (66.58)^2 = 270.7 \text{ N/mm}^2$$

σ_c : 軸方向圧縮応力度
 $\sigma_{bcy}, \sigma_{bcz}$: 強軸および弱軸まわりの曲げ圧縮応力度
 σ_{caz} : 弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度
 σ_{bagy} : 局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度
 σ_{bao} : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値
 σ_{cal} : フランジの局部座屈に対する許容応力度
 $\sigma_{eay}, \sigma_{eaz}$: 強軸および弱軸まわりの許容オイラー座屈応力度

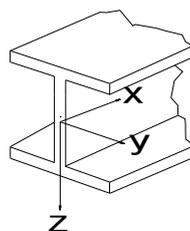
12 切ばりの計算 (2 段目切ばり)

12-1 設計条件

支保工反力	R = 226.72	kN/m
軸力作用幅	B = 3.00	m
鉛直荷重	Pv = 5.00	kN/m
座屈長 (y 軸)	ly = 5.00	m
座屈長 (z 軸)	lz = 5.00	m
フランジ固定点間距離	Lb = 5.00	m
圧縮フランジ幅	b = 0.30	m
温度軸力	Pt = 150.00	kN

12-2 使用鋼材

鋼材名	H-300x300 (リース)
断面積	A = 104.80 cm ²
断面係数	Zy = 1150.00 cm ³
	Zz = 394.00 cm ³
断面二次半径	ry = 12.90 cm
	rz = 7.51 cm



12-3 断面力

$$\begin{aligned} \text{軸力} \quad N &= R \cdot B + Pt \\ &= 226.72 \times 3.00 + 150.00 = 830.15 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント (Y軸)} \quad My &= \frac{1}{8} \times Pv \cdot ly^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 5.00 \cdot (5.00)^2 = 15.63 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{(Z軸)} \quad Mz = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{水平力}=0)$$

12-4 応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{830.15 \times 10^3}{104.80 \times 10^2} = 79.2 \leq 150.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度 (Y軸)} \quad \sigma_{bcy} = \frac{My}{Zy} = \frac{15.63 \times 10^6}{1150.00 \times 10^3} = 13.6 \leq 166.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度 (Z軸)} \quad \sigma_{bcz} = \frac{Mz}{Zz} = \frac{0.00 \times 10^6}{394.00 \times 10^3} = 0.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{合成応力度} \quad \sigma_c + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz} &= 79.2 + 13.6 + 0.0 \\ &= 92.8 \leq 210.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

但し、 σ_{bcy} , σ_{bcz} は Y軸および Z軸まわりの曲げ圧縮応力度とする。

12-5 座屈の照査

細長比 (Y軸) $l_y/r_y = 500/12.90 = 38.76$
 (Z軸) $l_z/r_z = 500/7.51 = 66.58$
 細長比の大きい Z軸を弱軸とし、Y軸を強軸とする

照査式-1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c / \sigma_{eaz})} \leq 1$$

$$\frac{79}{150} + \frac{14}{166(1 - 79/799)} + \frac{0}{210(1 - 79/271)} = 0.62 \leq 1$$

照査式-2

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

$$79 + \frac{14}{(1 - 79/799)} + \frac{0}{(1 - 79/271)} = 94 \leq 210 \text{ N/mm}^2$$

ここで、

$$l/r = 66.58 \quad 18 < l/r \leq 92 \text{ より}$$

$$\sigma_{caz} = \{140 - 0.82(l/r - 18)\} \times 1.5 = 150.2 \text{ N/mm}^2$$

$$Lb/b = 16.67 \quad 4.5 < Lb/b \leq 30 \text{ より}$$

$$\sigma_{bagy} = \{140 - 2.4(Lb/b - 4.5)\} \times 1.5 = 166.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bao} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{eay} = 1200000 / (l/r)^2$$

$$= 1200000 / (38.76)^2 = 798.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{eaz} = 1200000 / (l/r)^2$$

$$= 1200000 / (66.58)^2 = 270.7 \text{ N/mm}^2$$

σ_c : 軸方向圧縮応力度
 $\sigma_{bcy}, \sigma_{bcz}$: 強軸および弱軸まわりの曲げ圧縮応力度
 σ_{caz} : 弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度
 σ_{bagy} : 局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度
 σ_{bao} : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値
 σ_{cal} : フランジの局部座屈に対する許容応力度
 $\sigma_{eay}, \sigma_{eaz}$: 強軸および弱軸まわりの許容オイラー座屈応力度

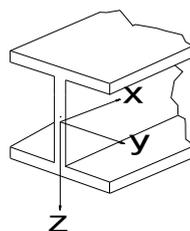
13 切ばりの計算 (3 段目切ばり)

13-1 設計条件

支保工反力	R = 269.47 kN/m
軸力作用幅	B = 3.00 m
鉛直荷重	Pv = 5.00 kN/m
座屈長 (y 軸)	ly = 5.00 m
座屈長 (z 軸)	lz = 5.00 m
フランジ固定点間距離	Lb = 5.00 m
圧縮フランジ幅	b = 0.30 m
温度軸力	Pt = 150.00 kN

13-2 使用鋼材

鋼材名	H-300x300 (リース)
断面積	A = 104.80 cm ²
断面係数	Zy = 1150.00 cm ³
	Zz = 394.00 cm ³
断面二次半径	ry = 12.90 cm
	rz = 7.51 cm



13-3 断面力

$$\begin{aligned} \text{軸力} \quad N &= R \cdot B + Pt \\ &= 269.47 \times 3.00 + 150.00 = 958.40 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント (Y軸)} \quad My &= \frac{1}{8} \times Pv \cdot ly^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 5.00 \cdot (5.00)^2 = 15.63 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{(Z軸)} \quad Mz = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{水平力}=0)$$

13-4 応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{958.40 \times 10^3}{104.80 \times 10^2} = 91.5 \leq 150.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度 (Y軸)} \quad \sigma_{bcy} = \frac{My}{Zy} = \frac{15.63 \times 10^6}{1150.00 \times 10^3} = 13.6 \leq 166.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度 (Z軸)} \quad \sigma_{bcz} = \frac{Mz}{Zz} = \frac{0.00 \times 10^6}{394.00 \times 10^3} = 0.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{合成応力度} \quad \sigma_c + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz} &= 91.5 + 13.6 + 0.0 \\ &= 105.0 \leq 210.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

但し、 σ_{bcy} , σ_{bcz} は Y軸および Z軸まわりの曲げ圧縮応力度とする。

13-5 座屈の照査

細長比 (Y軸) $l_y/r_y = 500/12.90 = 38.76$
 (Z軸) $l_z/r_z = 500/7.51 = 66.58$
 細長比の大きい Z軸を弱軸とし、Y軸を強軸とする

照査式-1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c / \sigma_{eaz})} \leq 1$$

$$\frac{91}{150} + \frac{14}{166(1 - 91/799)} + \frac{0}{210(1 - 91/271)} = 0.70 \leq 1$$

照査式-2

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

$$91 + \frac{14}{(1 - 91/799)} + \frac{0}{(1 - 91/271)} = 107 \leq 210 \text{ N/mm}^2$$

ここで、

$$l/r = 66.58 \quad 18 < l/r \leq 92 \text{ より}$$

$$\sigma_{caz} = \{140 - 0.82(l/r - 18)\} \times 1.5 = 150.2 \text{ N/mm}^2$$

$$Lb/b = 16.67 \quad 4.5 < Lb/b \leq 30 \text{ より}$$

$$\sigma_{bagy} = \{140 - 2.4(Lb/b - 4.5)\} \times 1.5 = 166.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bao} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{eay} = 1200000 / (l/r)^2$$

$$= 1200000 / (38.76)^2 = 798.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{eaz} = 1200000 / (l/r)^2$$

$$= 1200000 / (66.58)^2 = 270.7 \text{ N/mm}^2$$

σ_c : 軸方向圧縮応力度
 $\sigma_{bcy}, \sigma_{bcz}$: 強軸および弱軸まわりの曲げ圧縮応力度
 σ_{caz} : 弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度
 σ_{bagy} : 局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度
 σ_{bao} : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値
 σ_{cal} : フランジの局部座屈に対する許容応力度
 $\sigma_{eay}, \sigma_{eaz}$: 強軸および弱軸まわりの許容オイラー座屈応力度

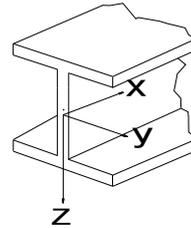
14 腹起しの計算 (1 段目腹起し)

14-1 設計条件

支保工反力	R = 135.76 kN/m
軸力作用幅	B = 2.00 m
腹起しスパン長	L = 3.00 m
フランジ固定点間距離	Lb = 2.70 m
圧縮フランジ幅	b = 0.30 m
温度軸力	Pt = 0.00 kN

14-2 使用鋼材

鋼材名	H-300x300 (リース)
断面積	A = 104.80 cm ²
断面係数	Zy = 1150.00 cm ³
	Zz = 394.00 cm ³
断面二次半径	ry = 12.90 cm
	rz = 7.51 cm



14-3 断面力

断面力は単純梁に支保工反力を等分布荷重として載荷させて算出する

$$\begin{aligned} \text{軸力} \quad N &= R \cdot B + Pt \\ &= 135.76 \times 2.00 + 0.00 = 271.53 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント (Y軸)} \quad My &= \frac{1}{8} \times R \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 135.76 \cdot (3.00)^2 = 152.74 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{(Z軸)} \quad Mz = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{鉛直力}=0)$$

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= \frac{1}{2} \times R \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \times 135.76 \cdot 3.00 = 203.65 \text{ kN} \end{aligned}$$

14-4 応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{271.53 \times 10^3}{104.80 \times 10^2} = 25.9 \leq 183.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度 (Y軸)} \quad \sigma_{bcy} = \frac{My}{Zy} = \frac{152.74 \times 10^6}{1150.00 \times 10^3} = 132.8 \leq 193.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度 (Z軸)} \quad \sigma_{bcz} = \frac{Mz}{Zz} = \frac{0.00 \times 10^6}{394.00 \times 10^3} = 0.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{合成応力度} \quad \sigma_c + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz} &= 25.9 + 132.8 + 0.0 \\ &= 158.7 \leq 210.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断応力度} \quad \tau &= \frac{S}{\text{WEBG} \times (H - 2 \cdot t_2) \times t_1} = \frac{203.65 \times 10^3}{1.00 \times (300.0 - 2 \cdot 15.0) \times 10.0} \\ &= 75.4 \leq 120.0 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

但し、 σ_{bcy} , σ_{bcz} は Y軸および Z軸まわりの曲げ圧縮応力度とする。

14-5 座屈の照査

細長比 (Y軸) $l_y/r_y = 300/12.90 = 23.26$
 (Z軸) $l_z/r_z = 300/7.51 = 39.95$
 細長比の大きい Z軸を弱軸とし、Y軸を強軸とする

照査式-1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c / \sigma_{eaz})} \leq 1$$

$$\frac{26}{183} + \frac{133}{194(1 - 26/2219)} + \frac{0}{210(1 - 26/752)} = 0.83 \leq 1$$

照査式-2

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

$$26 + \frac{133}{(1 - 26/2219)} + \frac{0}{(1 - 26/752)} = 160 \leq 210 \text{ N/mm}^2$$

ここで、

$$l/r = 39.95 \quad 18 < l/r \leq 92 \text{ より}$$

$$\sigma_{caz} = \{140 - 0.82(l/r - 18)\} \times 1.5 = 183.0 \text{ N/mm}^2$$

$$Lb/b = 9.00 \quad 4.5 < Lb/b \leq 30 \text{ より}$$

$$\sigma_{bagy} = \{140 - 2.4(Lb/b - 4.5)\} \times 1.5 = 193.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bao} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{eay} = 1200000 / (l/r)^2$$

$$= 1200000 / (23.26)^2 = 2218.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{eaz} = 1200000 / (l/r)^2$$

$$= 1200000 / (39.95)^2 = 752.0 \text{ N/mm}^2$$

σ_c : 軸方向圧縮応力度
 $\sigma_{bcy}, \sigma_{bcz}$: 強軸および弱軸まわりの曲げ圧縮応力度
 σ_{caz} : 弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度
 σ_{bagy} : 局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度
 σ_{bao} : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値
 σ_{cal} : フランジの局部座屈に対する許容応力度
 $\sigma_{eay}, \sigma_{eaz}$: 強軸および弱軸まわりの許容オイラー座屈応力度

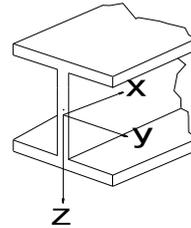
15 腹起しの計算 (2 段目腹起し)

15-1 設計条件

支保工反力	R = 226.72 kN/m
軸力作用幅	B = 2.00 m
腹起しスパン長	L = 3.00 m
フランジ固定点間距離	Lb = 2.70 m
圧縮フランジ幅	b = 0.30 m
温度軸力	Pt = 0.00 kN

15-2 使用鋼材

鋼材名	H-300x300 (リース)
断面積	A = 104.80 cm ²
断面係数	Zy = 1150.00 cm ³
	Zz = 394.00 cm ³
断面二次半径	ry = 12.90 cm
	rz = 7.51 cm



15-3 断面力

断面力は単純梁に支保工反力を等分布荷重として載荷させて算出する

$$\begin{aligned} \text{軸力} \quad N &= R \cdot B + Pt \\ &= 226.72 \times 2.00 + 0.00 = 453.43 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント (Y軸)} \quad My &= \frac{1}{8} \times R \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 226.72 \cdot (3.00)^2 = 255.06 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{(Z軸)} \quad Mz = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{鉛直力}=0)$$

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= \frac{1}{2} \times R \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \times 226.72 \cdot 3.00 = 340.07 \text{ kN} \end{aligned}$$

15-4 応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{453.43 \times 10^3}{104.80 \times 10^2} = 43.3 \leq 183.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度 (Y軸)} \quad \sigma_{bcy} = \frac{My}{Zy} = \frac{255.06 \times 10^6}{1150.00 \times 10^3} = 221.8 > 193.8 \text{ N/mm}^2 \quad \text{*** OUT ***}$$

$$\text{曲げ応力度 (Z軸)} \quad \sigma_{bcz} = \frac{Mz}{Zz} = \frac{0.00 \times 10^6}{394.00 \times 10^3} = 0.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{合成応力度} \quad \sigma_c + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz} &= 43.3 + 221.8 + 0.0 \\ &= 265.1 > 210.0 \text{ N/mm}^2 \quad \text{*** OUT ***} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断応力度} \quad \tau &= \frac{S}{\text{WEBG} \times (H - 2 \cdot t_2) \times t_1} = \frac{340.07 \times 10^3}{1.00 \times (300.0 - 2 \cdot 15.0) \times 10.0} \\ &= 126.0 > 120.0 \text{ N/mm}^2 \quad \text{*** OUT ***} \end{aligned}$$

但し、 σ_{bcy} , σ_{bcz} は Y軸および Z軸まわりの曲げ圧縮応力度とする。

15-5 座屈の照査

細長比 (Y軸) $l_y/r_y = 300/12.90 = 23.26$
 (Z軸) $l_z/r_z = 300/7.51 = 39.95$
 細長比の大きい Z軸を弱軸とし、Y軸を強軸とする

照査式-1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c / \sigma_{eaz})} \leq 1$$

$$\frac{43}{183} + \frac{222}{194(1 - 43/2219)} + \frac{0}{210(1 - 43/752)} = 1.40 > 1 \quad \text{***OUT***}$$

照査式-2

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

$$43 + \frac{222}{(1 - 43/2219)} + \frac{0}{(1 - 43/752)} = 269 > 210 \text{ N/mm}^2 \quad \text{*** OUT ***}$$

ここで、

$$l/r = 39.95 \quad 18 < l/r \leq 92 \text{ より}$$

$$\sigma_{caz} = \{140 - 0.82(l/r - 18)\} \times 1.5 = 183.0 \text{ N/mm}^2$$

$$Lb/b = 9.00 \quad 4.5 < Lb/b \leq 30 \text{ より}$$

$$\sigma_{bagy} = \{140 - 2.4(Lb/b - 4.5)\} \times 1.5 = 193.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bao} = 210 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{eay} = 1200000 / (l/r)^2$$

$$= 1200000 / (23.26)^2 = 2218.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{eaz} = 1200000 / (l/r)^2$$

$$= 1200000 / (39.95)^2 = 752.0 \text{ N/mm}^2$$

σ_c : 軸方向圧縮応力度
 $\sigma_{bcy}, \sigma_{bcz}$: 強軸および弱軸まわりの曲げ圧縮応力度
 σ_{caz} : 弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度
 σ_{bagy} : 局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度
 σ_{bao} : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値
 σ_{cal} : フランジの局部座屈に対する許容応力度
 $\sigma_{eay}, \sigma_{eaz}$: 強軸および弱軸まわりの許容オイラー座屈応力度

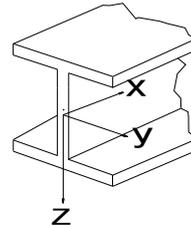
16 腹起しの計算 (3 段目腹起し)

16-1 設計条件

支保工反力	R = 269.47 kN/m
軸力作用幅	B = 2.00 m
腹起しスパン長	L = 3.00 m
フランジ固定点間距離	Lb = 2.70 m
圧縮フランジ幅	b = 0.30 m
温度軸力	Pt = 0.00 kN

16-2 使用鋼材

鋼材名	H-300x300 (リース)
断面積	A = 104.80 cm ²
断面係数	Zy = 1150.00 cm ³
	Zz = 394.00 cm ³
断面二次半径	ry = 12.90 cm
	rz = 7.51 cm



16-3 断面力

断面力は単純梁に支保工反力を等分布荷重として載荷させて算出する

$$\begin{aligned} \text{軸力} \quad N &= R \cdot B + Pt \\ &= 269.47 \times 2.00 + 0.00 = 538.94 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント (Y軸)} \quad My &= \frac{1}{8} \times R \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 269.47 \cdot (3.00)^2 = 303.15 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{(Z軸)} \quad Mz = 0.00 \text{ kN}\cdot\text{m} \quad (\text{鉛直力}=0)$$

$$\begin{aligned} \text{せん断力} \quad S &= \frac{1}{2} \times R \cdot L \\ &= \frac{1}{2} \times 269.47 \cdot 3.00 = 404.20 \text{ kN} \end{aligned}$$

16-4 応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{538.94 \times 10^3}{104.80 \times 10^2} = 51.4 \leq 183.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度 (Y軸)} \quad \sigma_{bcy} = \frac{My}{Zy} = \frac{303.15 \times 10^6}{1150.00 \times 10^3} = 263.6 > 193.8 \text{ N/mm}^2 \quad \text{*** OUT ***}$$

$$\text{曲げ応力度 (Z軸)} \quad \sigma_{bcz} = \frac{Mz}{Zz} = \frac{0.00 \times 10^6}{394.00 \times 10^3} = 0.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{合成応力度} \quad \sigma_c + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz} &= 51.4 + 263.6 + 0.0 \\ &= 315.0 > 210.0 \text{ N/mm}^2 \quad \text{*** OUT ***} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{せん断応力度} \quad \tau &= \frac{S}{\text{WEBG} \times (H - 2 \cdot t_2) \times t_1} = \frac{404.20 \times 10^3}{1.00 \times (300.0 - 2 \cdot 15.0) \times 10.0} \\ &= 149.7 > 120.0 \text{ N/mm}^2 \quad \text{*** OUT ***} \end{aligned}$$

但し、 σ_{bcy} , σ_{bcz} は Y軸および Z軸まわりの曲げ圧縮応力度とする。

16-5 座屈の照査

細長比 (Y軸) $l_y/r_y = 300/12.90 = 23.26$
 (Z軸) $l_z/r_z = 300/7.51 = 39.95$
 細長比の大きい Z軸を弱軸とし、Y軸を強軸とする

照査式-1

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}(1 - \sigma_c / \sigma_{eaz})} \leq 1$$

$$\frac{51}{183} + \frac{264}{194(1 - 51/2219)} + \frac{0}{210(1 - 51/752)} = 1.67 > 1 \quad \text{***OUT***}$$

照査式-2

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

$$51 + \frac{264}{(1 - 51/2219)} + \frac{0}{(1 - 51/752)} = 321 > 210 \text{ N/mm}^2 \quad \text{*** OUT ***}$$

ここで、
 $l/r = 39.95$ $18 < l/r \leq 92$ より
 $\sigma_{caz} = \{140 - 0.82(l/r - 18)\} \times 1.5 = 183.0 \text{ N/mm}^2$

$Lb/b = 9.00$ $4.5 < Lb/b \leq 30$ より
 $\sigma_{bagy} = \{140 - 2.4(Lb/b - 4.5)\} \times 1.5 = 193.8 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{bao} = 210 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{eay} = 1200000 / (l/r)^2$
 $= 1200000 / (23.26)^2 = 2218.8 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{eaz} = 1200000 / (l/r)^2$
 $= 1200000 / (39.95)^2 = 752.0 \text{ N/mm}^2$

σ_c : 軸方向圧縮応力度
 $\sigma_{bcy}, \sigma_{bcz}$: 強軸および弱軸まわりの曲げ圧縮応力度
 σ_{caz} : 弱軸まわりの許容軸方向圧縮応力度
 σ_{bagy} : 局部座屈を考慮しない強軸まわりの許容曲げ圧縮応力度
 σ_{bao} : 局部座屈を考慮しない許容曲げ圧縮応力度の上限値
 σ_{cal} : フランジの局部座屈に対する許容応力度
 $\sigma_{eay}, \sigma_{eaz}$: 強軸および弱軸まわりの許容オイラー座屈応力度