

# 切梁式二重締切工の設計 サンプルデータ

出力例

計算例 p166(NEXCO)2 堤体

新・土木構造物設計計算例 仮設構造物工の設計  
計算例 2000年9月 山海堂 P.166 の計算例

# 目次

1章 設計条件	1
1.1 基本データ	1
1.1.1 一般事項	1
1.1.2 基本事項	1
1.1.3 平面形状	1
1.1.4 側面形状	1
1.1.5 架設計画	1
1.2 形状	2
1.2.1 設計対象堤体	2
1.2.2 1段目平面形状(切ばり支保工)	2
1.2.3 2段目平面形状(切ばり支保工)	2
1.2.4 3段目平面形状(切ばり支保工)	3
1.2.5 4段目平面形状(切ばり支保工)	3
1.2.6 平面形状(中間杭)	3
1.2.7 平面図	4
1.2.8 側面形状	4
1.2.9 側面図	5
1.3 考え方	6
1.3.1 照査項目	6
1.3.2 安定計算	6
1.3.3 設計方法	6
1.4 地層	6
1.4.1 左堤体	6
1.4.2 右堤体	7
1.5 部材	8
1.5.1 壁体(鋼管矢板)	8
1.5.2 腹起し材	8
1.5.3 切ばり材	8
1.5.5 隅火打ち材	9
1.5.6 中間杭	9
1.5.7 引張材	10
1.5.8 腹起し材(引張材)	10
1.6 検討ケース	10
1.6.1 内側壁検討ケース	10
1.6.2 外側壁検討ケース	11
1.7 底面安定	11
1.7.1 パイピング	11
1.8 基準値	11
1.8.1 設計用設定値	11
(1)適用基準別設定値	11
(2)断面計算用土圧	11
1.8.2 鋼材	12
(1)鋼管矢板	12
(2)H形鋼	12
(3)溝形鋼	13
(4)材質(引張材)	13
2章 安定計算	14
2.1 左堤体の設計	14

2.1.1 検討条件	14
(1)検討条件	14
(2)荷重条件	14
2.1.2 安定計算	14
(1)結果要旨	14
(2)偏圧による滑動力、転倒モーメント	14
(3)抵抗モーメント $M_r$	15
(4)すべり出しの抵抗力 $R_d$	15
2.2 右堤体の設計	16
2.2.1 検討条件	16
(1)検討条件	16
(2)荷重条件	16
2.2.2 安定計算	16
(1)結果要旨	16
(2)偏圧による滑動力、転倒モーメント	16
(3)抵抗モーメント $M_r$	17
(4)すべり出しの抵抗力 $R_d$	17
3章 内側壁の設計	18
3.1 左堤体の設計	18
3.1.1 4次掘削時	18
(1)検討条件	18
1)検討条件	18
2)地盤条件	18
(2)根入れ長の計算	20
1)結果要旨	20
2)外力表（強度分布表）	21
3)外力表（水平力、モーメント表）	21
(3)断面力の計算	23
1)結果要旨	23
2)外力表	24
3)土留め壁の剛性の検討	26
3.1.2 最終掘削時	28
(1)検討条件	28
1)検討条件	28
2)地盤条件	28
(2)根入れ長の計算	30
1)結果要旨	30
2)外力表（強度分布表）	31
3)外力表（水平力、モーメント表）	32
(3)断面力の計算	33
1)結果要旨	33
2)外力表	34
3)土留め壁の剛性の検討	36
(4)支保工反力の計算	38
1)結果要旨	38
2)外力表	38
3.1.3 壁体応力度	40
3.2 右堤体の設計	41
3.2.1 4次掘削時	41

(1)検討条件	41
1)検討条件	41
2)地盤条件	41
(2)根入れ長の計算	43
1)結果要旨	43
2)外力表(強度分布表)	44
3)外力表(水平力、モーメント表)	44
(3)断面力の計算	46
1)結果要旨	46
2)外力表	47
3)土留め壁の剛性の検討	49
3.2.2 最終掘削時	51
(1)検討条件	51
1)検討条件	51
2)地盤条件	51
(2)根入れ長の計算	53
1)結果要旨	53
2)外力表(強度分布表)	54
3)外力表(水平力、モーメント表)	55
(3)断面力の計算	56
1)結果要旨	56
2)外力表	57
3)土留め壁の剛性の検討	59
(4)支保工反力の計算	61
1)結果要旨	61
2)外力表	61
3.2.3 壁体応力度	63
4章 外側壁の設計	64
4.1 左堤体の設計	64
4.1.1 外側壁検討時	64
(1)検討条件	64
1)検討条件	64
2)地盤条件	64
(2)根入れ長の計算	66
1)結果要旨	66
2)外力表(強度分布表)	67
3)外力表(水平力、モーメント表)	67
(3)断面力の計算	69
1)結果要旨	69
2)外力表	69
3)土留め壁の剛性の検討	71
(4)支保工反力の計算	72
1)結果要旨	72
2)外力表	72
4.1.2 壁体応力度	73
4.2 右堤体の設計	74
4.2.1 外側壁検討時	74
(1)検討条件	74
1)検討条件	74

2)地盤条件	74
(2)根入れ長の計算	76
1)結果要旨	76
2)外力表(強度分布表)	77
3)外力表(水平力、モーメント表)	77
(3)断面力の計算	79
1)結果要旨	79
2)外力表	79
3)土留め壁の剛性の検討	81
(4)支保工反力の計算	82
1)結果要旨	82
2)外力表	82
4.2.2 壁体応力度	83
5章 底面安定	84
5.1 左堤体の設計	84
5.1.1 パイピング	84
(1)検討条件	84
(2)決定長に対する照査結果	84
5.2 右堤体の設計	85
5.2.1 パイピング	85
(1)検討条件	85
(2)決定長に対する照査結果	85
6章 内側支保工の計算	86
6.1 左右方向の設計	86
6.1.1 照査位置	86
6.1.2 設計条件	88
6.1.3 腹起し材	90
(1)1段目腹起し	90
(2)2段目腹起し	91
(3)3段目腹起し	93
(4)4段目腹起し	95
6.1.4 切ばり材	98
(1)1段目切ばり	98
(2)2段目切ばり	99
(3)3段目切ばり	101
(4)4段目切ばり	103
6.1.5 隅火打ち	106
(1)1段目隅火打ち	106
(2)2段目隅火打ち	107
(3)3段目隅火打ち	108
(4)4段目隅火打ち	109
6.1.6 中間杭	111
(1)No.1	111
7章 外側支保工の計算	113
7.1 左堤体	113
7.1.1 引張材応力度	113
7.1.2 腹起し材応力度	113
7.2 右堤体	114
7.2.1 引張材応力度	114



# 1章 設計条件

## 1.1 基本データ

### 1.1.1 一般事項

ファイル：計算例p166(NEXCO)2堤体.f6W

タイトル：サンプルデータ

コメント：新土木構造物設計計算例、仮設構造物工の設計計算例P.166

### 1.1.2 基本事項

適用基準：設計要領第二集 平成18年5月 東日本・中日本・西日本高速道路株式会社

壁体種類：鋼管矢板

### 1.1.3 平面形状

寸法の与え方：壁体内々距離

平面形状タイプ		矩形
掘削幅 Bx (m)		16.000
掘削延長 By (m)		13.000

### 1.1.4 側面形状

壁体天端 G.L. 2.000(m)

河床面 G.L. -2.000(m)

引張材位置 G.L. 1.000(m)

水位の影響	考慮 する
H.W.L(m)	1.000
L.W.L(m)	-1.000

### 1.1.5 架設計画

最終掘削深さ G.L. -7.000(m)

余掘り量 1.000(m)

支保工位置を入力する堤体 左右堤体

支保工 No.	支保工 架設深さ G.L. m
1	0.000
2	-2.000
3	-4.000
4	-5.500

### 切ばり

切ばり配置	本 数	開 始 幅 m
左右 方向	2	4.650
前後 方向	4	3.000

### 火打ち

火打ち種類	間隔(m)					取 付 け 角 度
	1重	2重	3重	4重	5重	
隅火打ち	1.500	—	—	—	—	45°

隅火打ちの取付け角度は45°扱いとする。

## 1.2 形状

### 1.2.1 設計対象堤体

左堤体 右堤体

### 1.2.2 1段目平面形状(切ばり支保工)

切ばり

左右方向	間隔 mm
前堤体 ~ 1	4650
1 ~ 2	3700
2 ~ 後堤体	4650

前後方向	間隔 mm
左堤体 ~ 1	3000
1 ~ 2	3333
2 ~ 3	3334
3 ~ 4	3333
4 ~ 右堤体	3000

隅火打ち

	火打ち 重数	火打ち間隔					取付け 角 度
		1重目	2重目	3重目	4重目	5重目	
第1隅角部	1	1.500	—	—	—	—	45
第2隅角部	1	1.500	—	—	—	—	45
第3隅角部	1	1.500	—	—	—	—	45
第4隅角部	1	1.500	—	—	—	—	45

### 1.2.3 2段目平面形状(切ばり支保工)

切ばり

左右方向	間隔 mm
前堤体 ~ 1	4650
1 ~ 2	3700
2 ~ 後堤体	4650

前後方向	間隔 mm
左堤体 ~ 1	3000
1 ~ 2	3333
2 ~ 3	3334
3 ~ 4	3333
4 ~ 右堤体	3000

隅火打ち

	火打ち 重数	火打ち間隔					取付け 角 度
		1重目	2重目	3重目	4重目	5重目	
第1隅角部	1	1.500	—	—	—	—	45
第2隅角部	1	1.500	—	—	—	—	45
第3隅角部	1	1.500	—	—	—	—	45
第4隅角部	1	1.500	—	—	—	—	45



### 1.2.4 3段目平面形状(切ばり支保工)

切ばり

左右方向	間隔 mm
前堤体 ~ 1	4650
1 ~ 2	3700
2 ~ 後堤体	4650

前後方向	間隔 mm
左堤体 ~ 1	3000
1 ~ 2	3333
2 ~ 3	3334
3 ~ 4	3333
4 ~ 右堤体	3000

隅火打ち

	火打ち 重 数	火打ち間隔					取付け 角 度
		1重目	2重目	3重目	4重目	5重目	
第1隅角部	1	1.500	—	—	—	—	45
第2隅角部	1	1.500	—	—	—	—	45
第3隅角部	1	1.500	—	—	—	—	45
第4隅角部	1	1.500	—	—	—	—	45

### 1.2.5 4段目平面形状(切ばり支保工)

切ばり

左右方向	間隔 mm
前堤体 ~ 1	4650
1 ~ 2	3700
2 ~ 後堤体	4650

前後方向	間隔 mm
左堤体 ~ 1	3000
1 ~ 2	3333
2 ~ 3	3334
3 ~ 4	3333
4 ~ 右堤体	3000

隅火打ち

	火打ち 重 数	火打ち間隔					取付け 角 度
		1重目	2重目	3重目	4重目	5重目	
第1隅角部	1	1.500	—	—	—	—	45
第2隅角部	1	1.500	—	—	—	—	45
第3隅角部	1	1.500	—	—	—	—	45
第4隅角部	1	1.500	—	—	—	—	45

### 1.2.6 平面形状(中間杭)

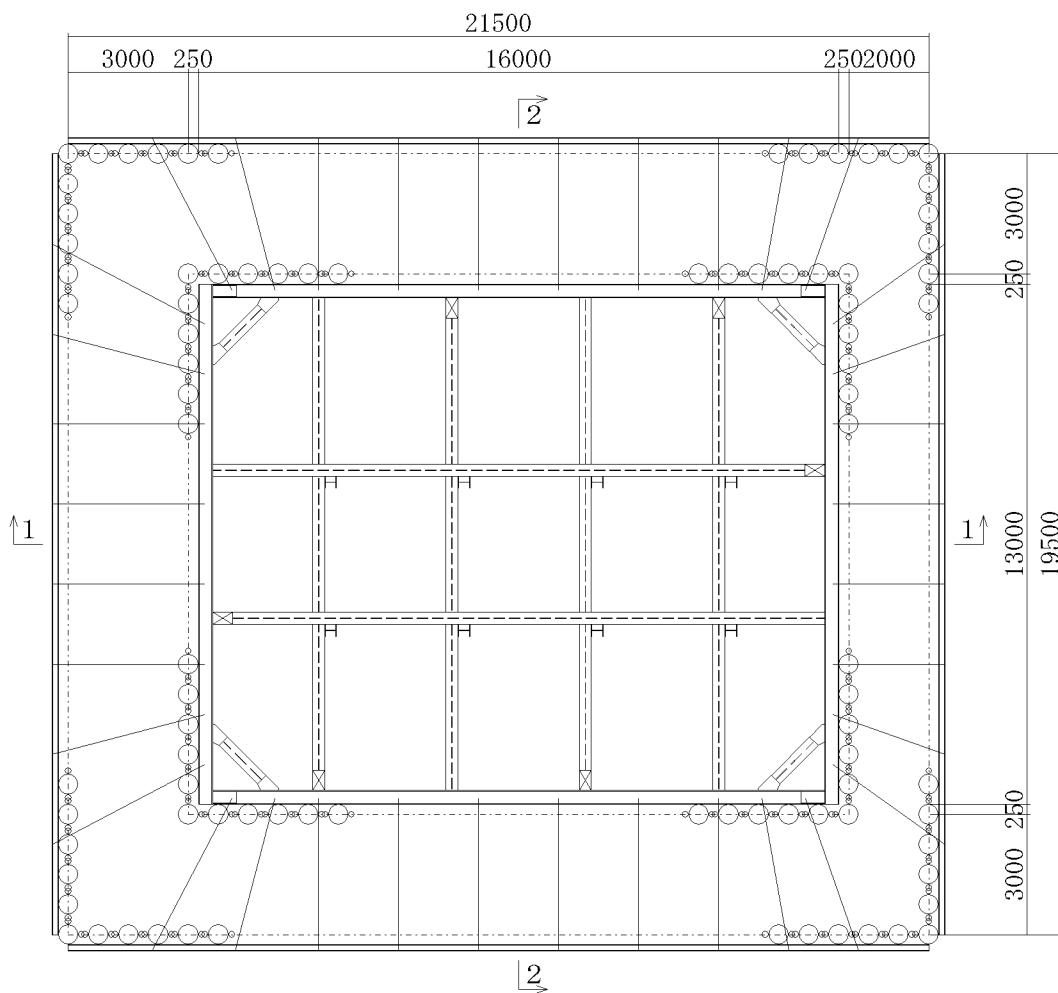
下表の位置に中間杭を設置する。

中間杭 No.	行	列
1	1	1
2	2	1
3	1	2
4	2	2
5	1	3

中間杭 No.	行	列
6	2	3
7	1	4
8	2	4

1.2.7 平面図

平面図3-3



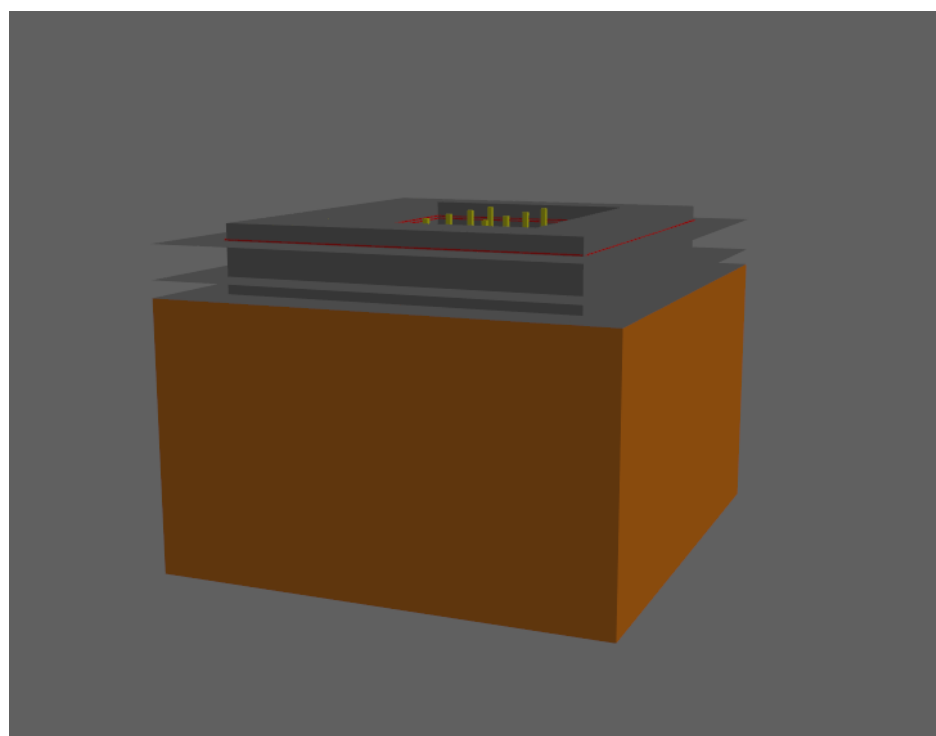
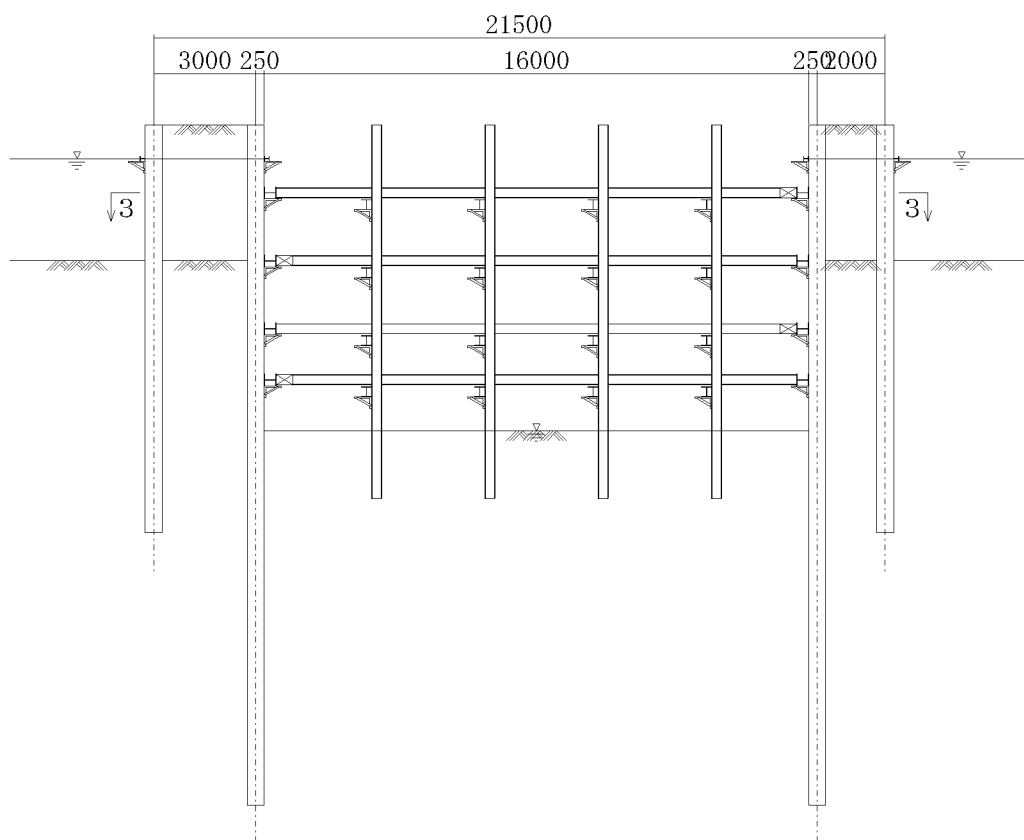
1.2.8 側面形状

	壁体天端 G.L. m	堤体幅 m
左堤体	2.000	3.000
右堤体	2.000	2.000

左右、前後方向支保工の高さ関係 内部処理（延長の短い方を下）

1.2.9 側面図  
左右方向

断面図1-1



### 1.3 考え方

#### 1.3.1 照査項目

内側掘削底面安定の検討	検討する
内側支保工の設計	検討する
材質	SS400

#### 1.3.2 安定計算

##### 共通条件

安全率	1.50
流水圧の設定	
最大流速	1.00(m/s)
作用高さ	0.60×H(m)
形状によって定まる係数 K	0.7

河床面が軟弱でない粘性土の判定用粘着力 50.0(kN/m<sup>2</sup>)以上は軟弱ではないと考える。

##### 安定計算条件

	衝突荷重		
	有無	作用力 Ps(kN/m)	作用位置 hs (m)
左堤体	無	-----	-----
右堤体	無	-----	-----

#### 1.3.3 設計方法

各層の水平方向地盤反力係数は Eoを入力して内部計算する。

##### 内側壁

水圧形状	三角形
支保工反力の計算ケース	最終掘削時のみ
支保工反力の対象堤体	左右方向 - 左堤体と右堤体の大なる方
内側壁の剛性検討に用いる水平方向地盤反力係数を 直接入力 する	

	左堤体	右堤体
水平方向地盤反力係数 kH (kN/m <sup>3</sup> )	5000.0	5000.0

##### 外側壁

水圧形状	台形
外側壁の剛性検討に用いる水平方向地盤反力係数を 直接入力 する	

	左堤体	右堤体
水平方向地盤反力係数 kH (kN/m <sup>3</sup> )	5000.0	5000.0

岩盤層の扱いを行う 行わない

### 1.4 地層

#### 1.4.1 左堤体

- ・堤外区間 (現地盤面G.L. -2.000m)

No	層厚 m	土質 種類	平均 N 値	湿潤 単位重量 kN/m <sup>3</sup>	水中 単位重量 kN/m <sup>3</sup>	内部 摩擦角 度	粘着力 Co kN/m <sup>2</sup>	粘着力 増分 K kN/m <sup>2</sup>	変形 係数 Eo kN/m <sup>2</sup>
1	2.000	砂質土	15.0	18.0	9.0	5.00	15.0	0.0	42000
2	7.000	粘性土	2.0	17.0	8.0	5.00	20.0	0.0	5600
3	20.000	粘性土	4.0	17.0	8.0	5.00	18.0	2.0	11200

- ・中詰土

No	層厚 m	土質 種類	平均 N 值	湿潤 單位重量 kN/m <sup>3</sup>	水中 單位重量 kN/m <sup>3</sup>	内部 摩擦角 度	粘着力 Co kN/m <sup>2</sup>	粘着力 増分 K kN/m <sup>2</sup>
1	4.000	砂質土	5.0	18.0	9.0	20.00	0.0	0.0

・堤体区間 ( 現地盤面G.L. -2.000m )

No	層厚 m	土質 種類	平均 N 值	湿潤 單位重量 kN/m <sup>3</sup>	水中 單位重量 kN/m <sup>3</sup>	内部 摩擦角 度	粘着力 Co kN/m <sup>2</sup>	粘着力 増分 K kN/m <sup>2</sup>	变形 係数 Eo kN/m <sup>2</sup>
1	2.000	砂質土	15.0	18.0	9.0	5.00	15.0	0.0	42000
2	7.000	粘性土	2.0	17.0	8.0	5.00	20.0	0.0	5600
3	20.000	粘性土	4.0	17.0	8.0	5.00	18.0	2.0	11200

・堤内区間 ( 現地盤面G.L. -2.000m )

No	層厚 m	土質 種類	平均 N 值	湿潤 單位重量 kN/m <sup>3</sup>	水中 單位重量 kN/m <sup>3</sup>	内部 摩擦角 度	粘着力 Co kN/m <sup>2</sup>	粘着力 増分 K kN/m <sup>2</sup>	变形 係数 Eo kN/m <sup>2</sup>
1	2.000	砂質土	15.0	18.0	9.0	5.00	15.0	0.0	42000
2	7.000	粘性土	2.0	17.0	8.0	5.00	20.0	0.0	5600
3	20.000	粘性土	4.0	17.0	8.0	5.00	18.0	2.0	11200

1.4.2 右堤体

・堤外区間 ( 現地盤面G.L. -2.000m )

No	層厚 m	土質 種類	平均 N 值	湿潤 單位重量 kN/m <sup>3</sup>	水中 單位重量 kN/m <sup>3</sup>	内部 摩擦角 度	粘着力 Co kN/m <sup>2</sup>	粘着力 増分 K kN/m <sup>2</sup>	变形 係数 Eo kN/m <sup>2</sup>
1	2.000	砂質土	15.0	18.0	9.0	5.00	15.0	0.0	42000
2	7.000	粘性土	2.0	17.0	8.0	5.00	20.0	0.0	5600
3	20.000	粘性土	4.0	17.0	8.0	5.00	18.0	2.0	11200

・中詰土

No	層厚 m	土質 種類	平均 N 值	湿潤 單位重量 kN/m <sup>3</sup>	水中 單位重量 kN/m <sup>3</sup>	内部 摩擦角 度	粘着力 Co kN/m <sup>2</sup>	粘着力 増分 K kN/m <sup>2</sup>
1	4.000	砂質土	5.0	18.0	9.0	20.00	0.0	0.0

・堤体区間 ( 現地盤面G.L. -2.000m )

No	層厚 m	土質 種類	平均 N 值	湿潤 單位重量 kN/m <sup>3</sup>	水中 單位重量 kN/m <sup>3</sup>	内部 摩擦角 度	粘着力 Co kN/m <sup>2</sup>	粘着力 増分 K kN/m <sup>2</sup>	变形 係数 Eo kN/m <sup>2</sup>
1	2.000	砂質土	15.0	18.0	9.0	5.00	15.0	0.0	42000
2	7.000	粘性土	2.0	17.0	8.0	5.00	20.0	0.0	5600
3	20.000	粘性土	4.0	17.0	8.0	5.00	18.0	2.0	11200

・堤内区間 ( 現地盤面G.L. -2.000m )

No	層厚 m	土質 種類	平均 N 值	湿潤 單位重量 kN/m <sup>3</sup>	水中 單位重量 kN/m <sup>3</sup>	内部 摩擦角 度	粘着力 Co kN/m <sup>2</sup>	粘着力 増分 K kN/m <sup>2</sup>	变形 係数 Eo kN/m <sup>2</sup>
1	2.000	砂質土	15.0	18.0	9.0	5.00	15.0	0.0	42000
2	7.000	粘性土	2.0	17.0	8.0	5.00	20.0	0.0	5600
3	20.000	粘性土	4.0	17.0	8.0	5.00	18.0	2.0	11200

## 1.5 部材

### 1.5.1 壁体（鋼管矢板）

#### 材質

鋼管矢板の材質 SKY400  
 許容曲げ応力度 270(N/mm<sup>2</sup>)  
 許容せん断応力度 125(N/mm<sup>2</sup>)  
 ヤング係数 2.00 × 10<sup>5</sup>(N/mm<sup>2</sup>)

#### 使用鋼材

	内側壁			外側壁		
	使用鋼材名称	継手幅 mm	鉛直荷重 kN/本	使用鋼材名称	継手幅 mm	鉛直荷重 kN/本
左堤体	D500 t12	250	0.00	D500 t12	250	0.00
右堤体	D500 t12	250	0.00	D500 t12	250	0.00

### 1.5.2 腹起し材

#### 材質

材質 SS400  
 許容曲げ応力度 a 210(N/mm<sup>2</sup>)  
 座屈に対する許容応力度 ca1 210(N/mm<sup>2</sup>)  
 許容せん断応力度 a 120(N/mm<sup>2</sup>)

#### 設計の考え方

温度軸力 Nt 150(kN)  
 曲げ作用面内の座屈の検討 行う  
 曲げ作用面外の座屈の検討 行う  
 曲げスパンの算出方法 仮設指針

間隔保持材高さ Hk = 0(mm)

#### 使用部材

##### 左右方向

支保工 No	架設深さ G.L. m	鋼材名称	本数
1	0.000	H - 350 × 350 × 12 × 19	1
2	-2.000	H - 350 × 350 × 12 × 19	1
3	-4.000	H - 350 × 350 × 12 × 19	1
4	-5.500	H - 350 × 350 × 12 × 19	1

##### 前後方向

支保工 No	架設深さ G.L. m	鋼材名称	本数
1	-0.350	H - 350 × 350 × 12 × 19	1
2	-2.350	H - 350 × 350 × 12 × 19	1
3	-4.350	H - 350 × 350 × 12 × 19	1
4	-5.850	H - 350 × 350 × 12 × 19	1

### 1.5.3 切ばり材

#### 材質

材質 SS400  
 許容曲げ応力度 a 210(N/mm<sup>2</sup>)  
 座屈に対する許容応力度 ca1 210(N/mm<sup>2</sup>)  
 ヤング係数 2.00 × 10<sup>5</sup>(N/mm<sup>2</sup>)

#### 設計の考え方

温度軸力 Nt 150(kN)

鉛直荷重 w 5.00(kN/m)

曲げ作用面内の座屈の検討 行う

曲げ作用面外の座屈の検討 行う

使用部材

左右方向

支保工 No	架設深さ G.L. m	鋼材名称	本数
1	0.000	H - 300 × 300 × 10 × 15	1
2	-2.000	H - 300 × 300 × 10 × 15	1
3	-4.000	H - 300 × 300 × 10 × 15	1
4	-5.500	H - 300 × 300 × 10 × 15	1

前後方向

支保工 No	架設深さ G.L. m	鋼材名称	本数
1	-0.350	H - 300 × 300 × 10 × 15	1
2	-2.350	H - 300 × 300 × 10 × 15	1
3	-4.350	H - 300 × 300 × 10 × 15	1
4	-5.850	H - 300 × 300 × 10 × 15	1

1.5.5 隅火打ち材

材質

材質 SS400

許容支圧応力度 a 315(N/mm<sup>2</sup>)

許容合成応力度 a 210(N/mm<sup>2</sup>)

局部座屈に対する許容応力度 ca1 210(N/mm<sup>2</sup>)

設計の考え方

検討方法 軸力 + 曲げ：座屈検討する

2段重ねの検討 行わない

取り付け部の検討 行わない

使用部材

支保工 No	架設深さ G.L. m	鋼材名称	本数
1	0.000	H - 300 × 300 × 10 × 15	1
2	-2.000	H - 300 × 300 × 10 × 15	1
3	-4.000	H - 300 × 300 × 10 × 15	1
4	-5.500	H - 300 × 300 × 10 × 15	1

鋼材長(m)				
1重	2重	3重	4重	5重
1.350	3.450	5.600	7.700	9.850

1.5.6 中間杭

使用部材

鋼材鋼材名称 H - 300 × 300 × 10 × 15

天端高 G.L. 2.000(m)

掘削底面からの根入れ長 2.000(m)

材質

材質 SS400

設計の考え方

切ばり温度軸力 Nt 150(kN)

切ばり鉛直荷重 w 5.00(kN/m)

座屈スパンに (1/ ) の考慮 する  
 作用鉛直力 N4 0.00(kN)  
 ヤング係数  $2.00 \times 10^5$  (N/mm<sup>2</sup>)  
 支持力の検討 行わない

1.5.7 引張材

	架設深さ G.L. m	設置間隔 m	鋼材直径 mm	鋼材材質名称	本数	許容応力度 N/mm <sup>2</sup>
左堤体	1.000	2.000	50.0	SS400 (< 40mm)	1	141
右堤体	1.000	2.000	36.0	SS400 (< 40mm)	1	141

1.5.8 腹起し材 (引張材)

材質

材質 SS400  
 許容曲げ応力度 a 210(N/mm<sup>2</sup>)

設計の考え方

腹起しタイプ 片溝鋼  
 照査式 TL/10

使用部材

支保工 No	架設深さ G.L. m	鋼材名称
左堤体	1.000	[ 150 × 75 × 6.5 × 10
右堤体	1.000	[ 150 × 75 × 6.5 × 10

1.6 検討ケース

1.6.1 内側壁検討ケース

No	施工状態	支保工 No	ケース名	掘削底面 G.L. m	掘削側 水位G.L. m	慣用法 計算 有無
1	掘削時	1	2次掘削時	-3.000	-3.000	無
2	掘削時	2	3次掘削時	-5.000	-5.000	無
3	掘削時	3	4次掘削時	-6.500	-6.500	有
4	最終掘削時	4	最終掘削時	-7.000	-7.000	有

左堤体

No	水位G.L.	上載荷重 kN/m <sup>2</sup>		仮想支持点 G.L. m
	背面側	背面側	掘削側	
1	1.000	0.000	0.000	内部計算
2	1.000	0.000	0.000	内部計算
3	1.000	0.000	0.000	内部計算
4	1.000	0.000	0.000	内部計算

右堤体

No	水位G.L.	上載荷重 kN/m <sup>2</sup>		仮想支持点 G.L. m
	背面側	背面側	掘削側	
1	1.000	0.000	0.000	内部計算
2	1.000	0.000	0.000	内部計算
3	1.000	0.000	0.000	内部計算
4	1.000	0.000	0.000	内部計算



1.6.2 外側壁検討ケース

No	施工状態	支保工 No	ケース名	掘削底面 G.L. m	掘削側 水位G.L. m	慣用法 計算有無
1	最終掘削時	4	外側壁検討時	-2.000	1.000	有

左堤体

No	水位G.L.	上載荷重 kN/m <sup>2</sup>		仮想支持点 G.L. m
	背面側	背面側	掘削側	
1	1.000	0.000	0.000	内部計算

右堤体

No	水位G.L.	上載荷重 kN/m <sup>2</sup>		仮想支持点 G.L. m
	背面側	背面側	掘削側	
1	1.000	0.000	0.000	内部計算

1.7 底面安定

1.7.1 パイピング

パイピングの検討方法：鉛直距離のみ考慮する

	必要安全率
左堤体	2.0
右堤体	2.0

1.8 基準値

1.8.1 設計用設定値

(1)適用基準別設定値

[基準：設計要領第二集（平成18年）]

根入れ長計算用主働土圧の粘性土に最小土圧0.3 hの規定を考慮する  
掘削深さによる係数a算出時の掘削深さに上載荷重換算高さを考慮しない  
内側壁

最小根入れの規定：基準に準ずる

支保工反力：下方分担法

外側壁

最小根入れの規定：道路公団規定

支保工反力：道路公団法

共通事項

つり合いによる必要根入れ長照査時の安全率  $F_s = 1.20$

壁体の剛性検討時の許容変位量  $a_1 = 0.300(m)$

単純ばり計算時の許容変位量  $a_2 = 0.300(m)$

水の単位体積重量

静水圧用（土水圧計算）  $w_1 = 10.00(kN/m^3)$

静水圧以外（掘削底面の安定）  $w_2 = 10.00(kN/m^3)$

(2)断面計算用土圧

[基準：仮設指針、設計要領第二集（平成18年）]

砂質土 2.000

粘性土

硬軟粘土判定N値  $N_x$  5.000

軟らかい粘土 N Nx 6.000  
 硬い粘土 N > Nx 4.000

1.8.2 鋼材

(1) 鋼管矢板

No	鋼材名称	D (mm)	t (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	W (kg/m)	I (cm <sup>4</sup> )	Z (cm <sup>3</sup> )
1	D400 t9	400.0	9.0	110.6	86.8	21100	1057
2	D400 t12	400.0	12.0	146.3	115.0	27600	1378
3	D500 t9	500.0	9.0	138.8	109.0	41800	1670
4	D500 t12	500.0	12.0	184.0	144.0	54800	2190
5	D500 t14	500.0	14.0	213.8	168.0	63200	2530
6	D600 t9	600.0	9.0	167.1	131.0	73000	2430
7	D600 t12	600.0	12.0	221.7	174.0	95800	3190
8	D600 t14	600.0	14.0	257.7	202.0	111000	3690
9	D600 t16	600.0	16.0	293.6	230.0	125000	4170
10	D700 t9	700.0	9.0	195.4	153.0	117000	3330
11	D700 t12	700.0	12.0	259.4	204.0	154000	4390
12	D700 t14	700.0	14.0	301.7	237.0	178000	5070
13	D700 t16	700.0	16.0	343.8	270.0	201000	5750
14	D800 t9	800.0	9.0	223.6	176.0	175000	4370
15	D800 t12	800.0	12.0	297.1	233.0	231000	5770
16	D800 t14	800.0	14.0	345.7	271.0	267000	6680
17	D800 t16	800.0	16.0	394.1	309.0	303000	7570
18	D900 t12	900.0	12.0	334.8	263.0	330000	7330
19	D900 t14	900.0	14.0	389.7	306.0	382000	8500
20	D900 t16	900.0	16.0	444.3	349.0	434000	9650
21	D900 t19	900.0	19.0	525.9	413.0	510000	11300
22	D1000 t12	1000.0	12.0	372.5	292.0	455000	9090
23	D1000 t14	1000.0	14.0	433.7	340.0	527000	10500
24	D1000 t16	1000.0	16.0	494.6	388.0	599000	12000
25	D1000 t19	1000.0	19.0	585.6	460.0	705000	14100
26	D1100 t12	1100.0	12.0	410.2	322.0	607000	11000
27	D1100 t14	1100.0	14.0	477.6	375.0	704000	12800
28	D1100 t16	1100.0	16.0	544.9	428.0	800000	14600
29	D1100 t19	1100.0	19.0	645.3	506.0	943000	17100
30	D1200 t14	1200.0	14.0	521.6	409.0	917000	15300
31	D1200 t16	1200.0	16.0	595.1	467.0	1040000	17400
32	D1200 t19	1200.0	19.0	704.9	553.0	1230000	20500
33	D1200 t22	1200.0	22.0	814.2	639.0	1410000	23500

(2) H形鋼

No	鋼材名称	H (mm)	B (mm)	tw (mm)	tf (mm)	A (cm <sup>2</sup> )	w (kg/m)
1	H - 100 × 100 × 6 × 8	100	100	6.0	8	21.59	16.9
2	H - 125 × 125 × 6 × 9	125	125	6.5	9	30.00	23.6
3	H - 150 × 150 × 7 × 10	150	150	7.0	10	39.65	31.1
4	H - 175 × 175 × 7 × 11	175	175	7.5	11	51.42	40.4
5	H - 200 × 200 × 8 × 12	200	200	8.0	12	63.53	49.9
6	H - 250 × 250 × 9 × 14	250	250	9.0	14	91.43	71.8
7	H - 300 × 300 × 10 × 15	300	300	10.0	15	118.40	93.0
8	H - 350 × 350 × 12 × 19	350	350	12.0	19	171.90	135.0
9	H - 400 × 400 × 13 × 21	400	400	13.0	21	218.70	172.0
10	H - 400 × 400 × 18 × 28	414	405	18.0	28	295.40	232.0
11	H - 400 × 400 × 20 × 35	428	407	20.0	35	360.70	283.0
12	H - 400 × 400 × 30 × 50	458	417	30.0	50	528.60	415.0
13	H - 400 × 400 × 45 × 70	498	432	45.0	70	770.10	605.0
14	H - 200 × 200 × 8 × 12孔	200	200	8.0	12	51.53	55.0
15	H - 250 × 250 × 9 × 14孔	250	250	9.0	14	78.18	80.0
16	H - 300 × 300 × 10 × 15孔	300	300	10.0	15	104.80	100.0
17	H - 350 × 350 × 12 × 19孔	350	350	12.0	19	154.90	150.0
18	H - 400 × 400 × 13 × 21孔	400	400	13.0	21	197.70	200.0

No	鋼材名称	Ix (cm <sup>4</sup> )	Iy (cm <sup>4</sup> )	Zx (cm <sup>3</sup> )	Zy (cm <sup>3</sup> )	ix (cm)	iy (cm)	ik (cm)
1	H - 100 × 100 × 6 × 8	378	134	76	27	4.18	2.49	2.75
2	H - 125 × 125 × 6 × 9	839	293	134	47	5.29	3.13	3.45
3	H - 150 × 150 × 7 × 10	1620	563	216	75	6.40	3.77	4.15
4	H - 175 × 175 × 7 × 11	2900	984	331	112	7.50	4.37	4.80

No	鋼材名称	Ix (cm <sup>4</sup> )	Iy (cm <sup>4</sup> )	Zx (cm <sup>3</sup> )	Zy (cm <sup>3</sup> )	ix (cm)	iy (cm)	ik (cm)
5	H - 200 × 200 × 8 × 12	4720	1600	472	160	8.62	5.02	5.50
6	H - 250 × 250 × 9 × 14	10700	3650	860	292	10.80	6.32	6.91
7	H - 300 × 300 × 10 × 15	20200	6750	1350	450	13.10	7.55	8.28
8	H - 350 × 350 × 12 × 19	39800	13600	2280	776	15.20	8.89	9.71
9	H - 400 × 400 × 13 × 21	66600	22400	3330	1120	17.50	10.10	11.00
10	H - 400 × 400 × 18 × 28	92800	31000	4480	1530	17.70	10.20	11.20
11	H - 400 × 400 × 20 × 35	119000	39400	5570	1930	18.20	10.40	11.40
12	H - 400 × 400 × 30 × 50	187000	60500	8170	2900	18.80	10.70	11.80
13	H - 400 × 400 × 45 × 70	298000	94400	12000	4370	19.70	11.10	12.30
14	H - 200 × 200 × 8 × 12孔	3660	919	366	92	8.43	4.22	5.63
15	H - 250 × 250 × 9 × 14孔	8850	2860	708	229	10.60	6.05	6.72
16	H - 300 × 300 × 10 × 15孔	17300	5900	1150	394	12.90	7.51	8.34
17	H - 350 × 350 × 12 × 19孔	35000	12500	2000	716	15.10	8.99	9.93
18	H - 400 × 400 × 13 × 21孔	59000	20300	2950	1010	17.30	10.10	11.16

(3) 溝形鋼

腹起し (溝形鋼)

No	鋼材名称	H (mm)	B (mm)	t1 (mm)	t2 (mm)	w (kg/m)	Zx (cm <sup>3</sup> )
1	[ 150 × 75 × 6.5 × 10	150	75	6.5	10	18.6	115
2	[ 150 × 75 × 9 × 12.5	150	75	9.0	13	24.0	140
3	[ 180 × 75 × 7 × 10.5	180	75	7.0	11	21.4	153
4	[ 200 × 80 × 7.5 × 11	200	80	7.5	11	24.6	195
5	[ 200 × 90 × 8 × 13.5	200	90	8.0	14	30.3	249
6	[ 250 × 90 × 9 × 13	250	90	9.0	13	34.6	334
7	[ 250 × 90 × 11 × 14.5	250	90	11.0	15	40.2	374
8	[ 300 × 90 × 9 × 13	300	90	9.0	13	38.1	429
9	[ 300 × 90 × 10 × 15.5	300	90	10.0	16	43.8	494
10	[ 300 × 90 × 12 × 16	300	90	12.0	16	48.6	525
11	[ 380 × 100 × 10.5 × 16	380	100	10.5	16	54.5	763
12	[ 380 × 100 × 13 × 16.5	380	100	13.0	17	62.0	823
13	[ 380 × 100 × 13 × 20	380	100	13.0	20	67.3	926

応力度照査に用いるZxは2枚1組と扱い、内部で2倍扱いにします。

(4) 材質 (引張材)

引張材の材質

ヤング係数 :  $2.00 \times 10^5$  N/mm<sup>2</sup>

No	種類	許容曲げ応力度 (単位: N/mm <sup>2</sup> )
1	SS400 (< 40mm)	141
2	SS400 (> 40mm)	129
3	SS490 (< 40mm)	165
4	SS490 (> 40mm)	153
5	高張力鋼490	195
6	高張力鋼590	235
7	高張力鋼690	264

## 2章 安定計算

### 2.1 左堤体の設計

#### 2.1.1 検討条件

##### (1)検討条件

堤体天端高		G.L.(m)	2.000
河床面		G.L.(m)	-2.000
堤外水位位置	H.W.L.	G.L.(m)	1.000
堤体水位位置	R.W.L.	G.L.(m)	1.000
堤体幅	B	(m)	3.000
堤体高	H	(m)	4.000
水深	h	(m)	3.000
安全率	Fs		1.50

##### (2)荷重条件

###### 1)流水圧

最大流速  $v = 1.00(m/s)$

作用高さ  $0.60 \times h$

形状によって定まる係数  $K = 0.7$

###### 2)衝突荷重

衝突荷重は無視する。

#### 2.1.2 安定計算

##### (1)結果要旨

堤体幅 $B= 3.000(m)$ ,高さ $H= 4.000(m)$ について、転倒及びすべり出しの照査を行う。

###### 1)河床面に関する偏圧による転倒モーメントに対する安定

転倒に対して下式を満足しなければならない。

$$Md \times Fs \geq 2 \times Mr$$

安全率を考慮した転倒モーメント $Md \times Fs$ (kN.m/m)	2堤体分の抵抗モーメント $2 \times Mr$ (kN.m/m)	判定
$3.78 \times 1.50 = 5.67$	$2 \times 12.86 = 25.71$	

###### 2)偏圧によるすべり出しに対する安定

すべり出しに対して下式を満足しなければならない。

$$P \times Fs \geq 2 \times Rd$$

安全率を考慮した滑動力 $P \times Fs$ (kN/m)	2堤体分の抵抗力 $2 \times Rd$ (kN/m)	判定
$2.10 \times 1.50 = 3.15$	$2 \times 11.81 = 23.62$	

##### (2)偏圧による滑動力、転倒モーメント

###### 1)集計表

偏圧	滑動力 $P(kN/m)$	作用高 $h(m)$	転倒モーメント $Md(kN.m/m)$
流水圧	2.10	1.800	3.78
衝突荷重	0.00	1.000	0.00
合計	2.10		3.78

###### 2)流水圧の計算

$$Pv = K \times v^2 \times A$$

$$= 0.7 \times 1.00^2 \times 3.000 = 2.10 (kN/m)$$

ここに、

$K$  : 形状によって定まる係数 [0.7]

$v$  : 最大流速 [ 1.00 ](m/s)  
 $A$  : 投影面積 = 単位幅 × h(水深) = 1.0 × 3.000 = 3.000(m<sup>2</sup>)  
 $Mv = Pv \times (0.60 \times h) = 2.10 \times 1.800 = 3.78$  (kN.m/m)

(3) 抵抗モーメント  $M_r$

$$M_r = \frac{1}{6} \times \gamma_m \times R \times H^3$$

$$= \frac{1}{6} \times 11.25 \times 0.107 \times 4.000^3 = 12.86 \text{ (kN.m/m)}$$

ここに、

$R$  : 中詰め土のせん断による抵抗係数

$$R = \frac{2}{3} \times V^2 \times (3 - V \times \cos \phi) \times \tan \phi \times \sin \phi$$

$$= \frac{2}{3} \times 0.750^2 \times (3 - 0.750 \times 0.940) \times 0.364 \times 0.342 = 0.107$$

$$V : V = \frac{B}{H} = \frac{3.000}{4.000} = 0.750$$

$H$  : 壁高(m) 河床面から堤体天端高までとする

: 中詰土の内部摩擦角(度)

$m$  : 中詰土の換算単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

土の重量は、堤体の残留水位(R.W.L)より上と下でそれぞれ  $\gamma$  (湿潤),  $\gamma'$  (水中)を使用する。

No	層上面高 G.L.(m)	層下面高 G.L.(m)	層厚 $L_i$ (m)	土の 単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )	土の 有効重量 $\gamma'_i$ (kN/m <sup>3</sup> )
1	2.000	1.000	1.000	18.0	18.00
2	1.000	-1.000	2.000	9.0	18.00
3	-1.000	-2.000	1.000	9.0	9.00
			4.000		45.00

$$\gamma_m = \frac{\sum \gamma'_i L_i}{H} = 11.25 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

(4) すべり出しの抵抗力  $R_d$

1) 内部摩擦角による抵抗力

$$R_{d1} = \tan u \times (\sum \gamma'_i L_i) \times B$$

$$= \tan 5.00 \times (45.00) \times 3.000 = 11.81 \text{ (kN/m)}$$

ここに、

$$\sum \gamma'_i L_i = 45.00$$

$u$ は、中詰め土の内部摩擦角[20.00]と現地盤の内部摩擦角[ 5.00]の内で小さい方とする。

2) 河床面が  $c = 50.0 \text{ kN/m}^2$  の場合の抵抗力

河床面の粘着力が  $15.0 < 50.0$  なので、この場合の抵抗力は無視する。

3) すべり出しの抵抗力

$$R_d = R_{d1} = 11.81 \text{ (kN/m)}$$

## 2.2 右堤体の設計

### 2.2.1 検討条件

#### (1) 検討条件

堤体天端高		G.L.(m)	2.000
河床面		G.L.(m)	-2.000
堤外水位位置	H.W.L.	G.L.(m)	1.000
堤体水位位置	R.W.L.	G.L.(m)	1.000
堤体幅	B	(m)	2.000
堤体高	H	(m)	4.000
水深	h	(m)	3.000
安全率	Fs		1.50

#### (2) 荷重条件

##### 1) 流水圧

最大流速  $v = 1.00(m/s)$

作用高さ  $0.60 \times h$

形状によって定まる係数  $K = 0.7$

##### 2) 衝突荷重

衝突荷重は無視する。

### 2.2.2 安定計算

#### (1) 結果要旨

堤体幅 $B= 2.000(m)$ , 高さ $H= 4.000(m)$ について、転倒及びすべり出しの照査を行う。

##### 1) 河床面に関する偏圧による転倒モーメントに対する安定

転倒に対して下式を満足しなければならない。

$$Md \times Fs \geq 2 \times Mr$$

安全率を考慮した転倒モーメント $Md \times Fs$ (kN.m/m)	2堤体分の抵抗モーメント $2 \times Mr$ (kN.m/m)	判定
$3.78 \times 1.50 = 5.67$	$2 \times 6.30 = 12.60$	

##### 2) 偏圧によるすべり出しに対する安定

すべり出しに対して下式を満足しなければならない。

$$P \times Fs \geq 2 \times Rd$$

安全率を考慮した滑動力 $P \times Fs$ (kN/m)	2堤体分の抵抗力 $2 \times Rd$ (kN/m)	判定
$2.10 \times 1.50 = 3.15$	$2 \times 7.87 = 15.75$	

#### (2) 偏圧による滑動力、転倒モーメント

##### 1) 集計表

偏圧	滑動力 $P(kN/m)$	作用高 $h(m)$	転倒モーメント $Md(kN.m/m)$
流水圧	2.10	1.800	3.78
衝突荷重	0.00	1.000	0.00
合計	2.10		3.78

##### 2) 流水圧の計算

$$P_v = K \times v^2 \times A$$

$$= 0.7 \times 1.00^2 \times 3.000 = 2.10 (kN/m)$$

ここに、

$K$  : 形状によって定まる係数 [0.7]

$v$  : 最大流速 [1.00](m/s)

$$A : \text{投影面積} = \text{単位幅} \times h(\text{水深}) = 1.0 \times 3.000 = 3.000(\text{m}^2)$$

$$M_v = P_v \times (0.60 \times h) = 2.10 \times 1.800 = 3.78(\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m})$$

(3) 抵抗モーメント  $M_r$

$$M_r = \frac{1}{6} \times \gamma_m \times R \times H^3$$

$$= \frac{1}{6} \times 11.25 \times 0.052 \times 4.000^3 = 6.30(\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m})$$

ここに、

R : 中詰め土のせん断による抵抗係数

$$R = \frac{2}{3} \times V^2 \times (3 - V \times \cos \phi) \times \tan \phi \times \sin \phi$$

$$= \frac{2}{3} \times 0.500^2 \times (3 - 0.500 \times 0.940) \times 0.364 \times 0.342 = 0.052$$

$$V : V = \frac{B}{H} = \frac{2.000}{4.000} = 0.500$$

H : 壁高(m) 河床面から堤体天端高までとする

φ : 中詰め土の内部摩擦角(度)

m : 中詰め土の換算単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

土の重量は、堤体の残留水位(R.W.L)より上と下でそれぞれ  $\gamma$  (湿潤),  $\gamma'$  (水中)を使用する。

No	層上面高 G.L.(m)	層下面高 G.L.(m)	層厚 L <sub>i</sub> (m)	土の 単位重量 , (kN/m <sup>3</sup> )	土の 有効重量 , iL <sub>i</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
1	2.000	1.000	1.000	18.0	18.00
2	1.000	-1.000	2.000	9.0	18.00
3	-1.000	-2.000	1.000	9.0	9.00
			4.000		45.00

$$\gamma_m = \frac{\sum \gamma' iL_i}{H} = 11.25(\text{kN}/\text{m}^3)$$

(4) すべり出しの抵抗力  $R_d$

1) 内部摩擦角による抵抗力

$$R_{d1} = \tan u \times (\gamma' iL_i) \times B$$

$$= \tan 5.00 \times (45.00) \times 2.000 = 7.87(\text{kN}/\text{m})$$

ここに、

$$\gamma' iL_i = 45.00$$

uは、中詰め土の内部摩擦角[20.00]と現地盤の内部摩擦角[ 5.00]の内小さい方とする。

2) 河床面が  $c = 50.0\text{kN}/\text{m}^2$  の場合の抵抗力

河床面の粘着力が  $15.0 < 50.0$  なので、この場合の抵抗力は無視する。

3) すべり出しの抵抗力

$$R_d = R_{d1} = 7.87(\text{kN}/\text{m})$$

### 3章 内側壁の設計

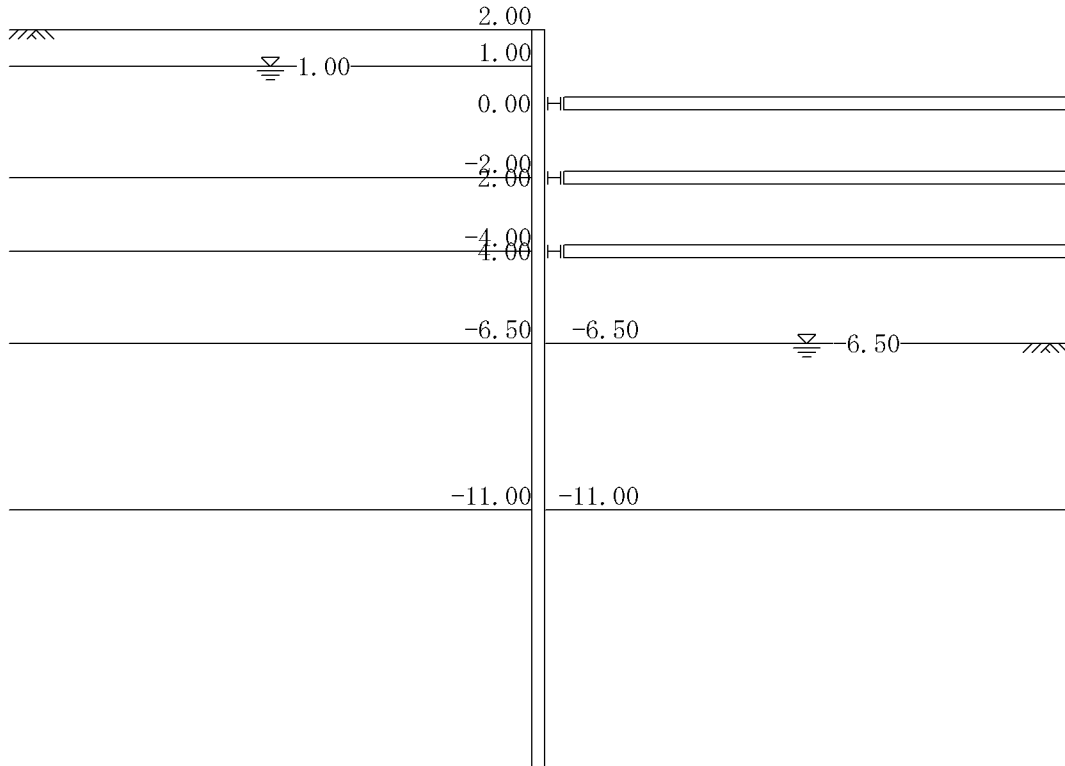
#### 3.1 左堤体の設計

##### 3.1.1 4次掘削時

###### (1) 検討条件

状態：切梁時

ケース名：4次掘削時



###### 1) 検討条件

背面側地表面位置	G.L. (m)	2.000
掘削底面位置	G.L. (m)	-6.500
最下段切ばり設置位置	G.L. (m)	-4.000
背面側水位位置	G.L. (m)	1.000
掘削側水位位置	G.L. (m)	-6.500
背面側上載荷重 q	kN/m <sup>2</sup>	0.00
掘削側上載荷重 q	kN/m <sup>2</sup>	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 <sup>3</sup> )	水中重量 (kN/m <sup>3</sup> )		
1	2.000	1.000	砂質土	5.0	18.0	9.0	20.0	10.0
2	1.000	-2.000	砂質土	5.0	18.0	9.0	20.0	10.0
3	-2.000	-4.000	砂質土	15.0	18.0	9.0	5.0	2.5
4	-4.000	-6.500	粘性土	2.0	17.0	8.0	5.0	2.5
5	-6.500	-11.000	粘性土	2.0	17.0	8.0	5.0	2.5
6	-11.000	-31.000	粘性土	4.0	17.0	8.0	5.0	2.5

No	粘着力			一軸圧縮強度 qu (kN/m <sup>2</sup> )	変形係数 Eo (kN/m <sup>2</sup> )
	Co (kN/m <sup>2</sup> )	増分 k (kN/m <sup>3</sup> )	基準標高 G.L. (m)		
1	0.0	0.0	2.000	0.0	0



No	粘着力			一軸圧縮 強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	変形係数 $E_o$ ( $\text{kN/m}^2$ )
	$C_o$ ( $\text{kN/m}^2$ )	増分 $k$ ( $\text{kN/m}^3$ )	基準標高 G.L. (m)		
2	0.0	0.0	2.000	0.0	0
3	15.0	0.0	-2.000	30.0	42000
4	20.0	0.0	-4.000	40.0	5600
5	20.0	0.0	-4.000	40.0	5600
6	18.0	2.0	-11.000	76.0	11200

・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 ( $\text{kN/m}^3$ )	水中重量 ( $\text{kN/m}^3$ )		
1	-6.500	-11.000	粘性土	2.0	17.0	8.0	5.0	2.5
2	-11.000	-31.000	粘性土	4.0	17.0	8.0	5.0	2.5

No	粘着力			一軸圧縮 強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	変形係数 $E_o$ ( $\text{kN/m}^2$ )
	$C_o$ ( $\text{kN/m}^2$ )	増分 $k$ ( $\text{kN/m}^3$ )	基準標高 G.L. (m)		
1	20.0	0.0	-4.000	40.0	5600
2	18.0	2.0	-11.000	76.0	11200

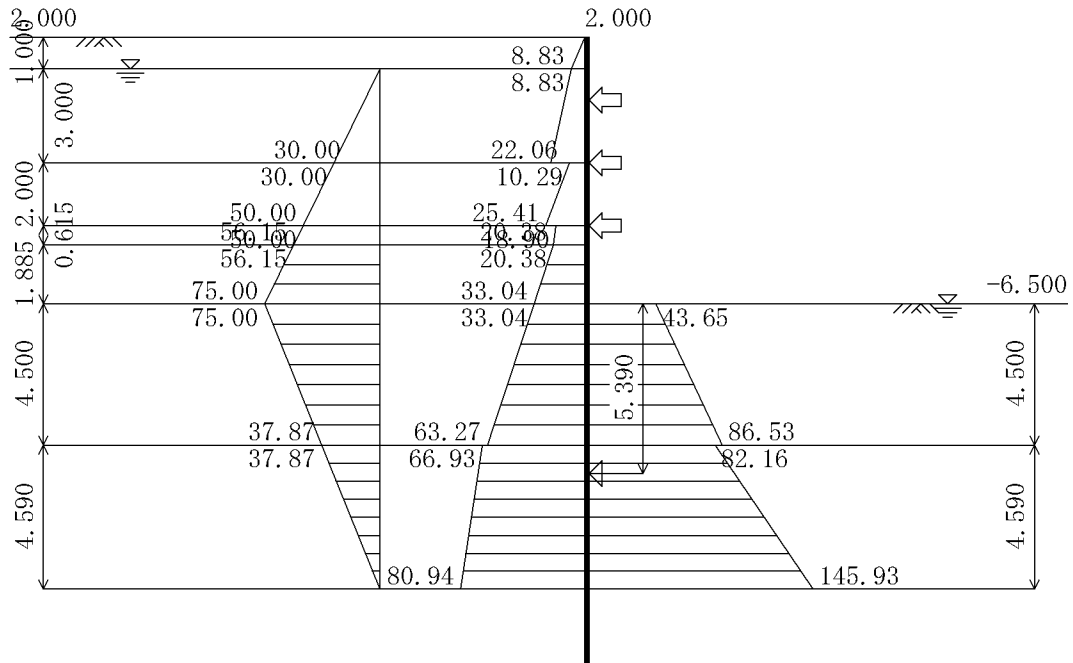
(2) 根入れ長の計算

1) 結果要旨

ケース名：4次掘削時

解析方法：本ケースの最下段切ばりに関するモーメントのつり合いから根入れ長を計算

掘削底面位置		(G.L. -6.500)m
必要根入れ長	安全率 F	1.200
	つり合い深さ Z(m)	9.090(G.L. -15.590)m
	必要根入れ長 D(m)	10.908(G.L. -17.408)m
	仮想支持深さ Y(m)	5.390(G.L. -11.890)m
最小根入れ長 (m)		3.000(G.L. -9.500)m
決定根入れ長	決定根入れ長 (m)	11.500(G.L. -18.000)m
	判定	
決定全長		20.000m



・ つり合い位置(G.L. -15.590)mにおける外力集計値

項目	モーメント関連		水平力関連	
	主働側	Ma + Mw(kN.m/m)	6438.58	Pa(kN/m)
受働側	Mp(kN.m/m)	6441.24	Pp(kN/m)	816.37
比率 (Mp / (Ma + Mw))			1.0	
仮想支持深さ (Y) m			5.390	

Mpは最下段切梁位置回りのモーメントなので、仮想支持深さYは下式で修正している。

仮想支持深さ (Y) = Mp / Pp - (最下段切ばり位置 - 掘削底面)。

2)外力表 (強度分布表)

・主働土圧強度

$$pa^* = \max ( pa, pamin )$$

$$pa = Ka ( h + q ) - 2c \quad Ka, Ka = \tan^2 ( 45^\circ - \gamma / 2 )$$

$$pamin : 0.30 \cdot h \text{ (粘性土のみ)}$$

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	土の 単重	内 部 摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m <sup>2</sup>	有 効 上 載 圧 rh+q kN/m <sup>2</sup>	土 係 圧 数 Ka	主 働 土 圧 強 度 pa kN/m <sup>2</sup>	最 小 土 圧 強 度 pamin kN/m <sup>2</sup>	採 用 土 圧 強 度 pa* kN/m <sup>2</sup>
1	2.000 1.000	1.000	18.0	20.00	0.0 0.0	0.00 18.00	0.490	0.00 8.83	0.00 0.00	0.00 8.83
2	1.000 -2.000	3.000	9.0	20.00	0.0 0.0	18.00 45.00	0.490	8.83 22.06	0.00 0.00	8.83 22.06
3	-2.000 -4.000	2.000	9.0	5.00	15.0 15.0	45.00 63.00	0.840	10.29 25.41	0.00 0.00	10.29 25.41
4	-4.000 -4.615	0.615	8.0	5.00	20.0 20.0	63.00 67.92	0.840	16.25 20.38	18.90 20.38	18.90 20.38
5	-4.615 -6.500	1.885	8.0	5.00	20.0 20.0	67.92 83.00	0.840	20.38 33.04	20.38 24.90	20.38 33.04
6	-6.500 -11.000	4.500	8.0	5.00	20.0 20.0	83.00 119.00	0.840	33.04 63.27	24.90 35.70	33.04 63.27
7	-11.000 -15.590	4.590	8.0	5.00	18.0 27.2	119.00 155.72	0.840	66.93 80.94	35.70 46.72	66.93 80.94

・水圧強度 (三角形分布)

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	水圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>
1	1.000 -2.000	3.000	0.00 30.00
2	-2.000 -4.000	2.000	30.00 50.00
3	-4.000 -4.615	0.615	50.00 56.15
4	-4.615 -6.500	1.885	56.15 75.00
5	-6.500 -11.000	4.500	75.00 37.87
6	-11.000 -15.590	4.590	37.87 0.00

・受働土圧強度

$$pp = Kp ( h + q ) + 2c \quad Kp, Kp = \tan^2 ( 45^\circ + \gamma / 2 )$$

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	土の 単重	内 部 摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m <sup>2</sup>	有 効 上 載 圧 rh+q kN/m <sup>2</sup>	土 係 圧 数 Kp	受 働 土 圧 強 度 pp kN/m <sup>2</sup>
1	-6.500 -11.000	4.500	8.0	5.00	20.0 20.0	0.00 36.00	1.191	43.65 86.53
2	-11.000 -15.590	4.590	8.0	5.00	18.0 27.2	36.00 72.72	1.191	82.16 145.93

3)外力表 (水平力、モーメント表)

水平力及びアーム長は、各層の側圧力を台形で扱い下式にて計算します。

$$\text{上面強度} p_1、\text{下面強度} p_2、\text{層厚} h \text{ とすると、水平力} = ( p_1 + p_2 ) \times h / 2$$

$$\text{アーム長} = ( \text{最下段切ばり位置から層上面までの距離} ) + ( h / 3 ) \times ( p_1 + 2 \times p_2 ) / ( p_1 + p_2 )$$

・主働土圧

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	側圧強度 pa kN/m <sup>2</sup>	水 平 力 Pa kN/m	アーム長 y m	モーメント Ma kN.m/m
1	-4.000 -4.615	0.615	18.90 20.38	12.07	0.311	3.76
2	-4.615 -6.500	1.885	20.38 33.04	50.35	1.632	82.16
3	-6.500 -11.000	4.500	33.04 63.27	216.69	4.985	1080.27
4	-11.000 -15.590	4.590	66.93 80.94	339.37	9.367	3179.01
				618.48		4345.21

・水圧

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	側圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>	水 平 力 Pw kN/m	アーム長 y m	モーメント Mw kN.m/m
1	-4.000 -4.615	0.615	50.00 56.15	32.63	0.313	10.23
2	-4.615 -6.500	1.885	56.15 75.00	123.62	1.603	198.11
3	-6.500 -11.000	4.500	75.00 37.87	253.96	4.503	1143.66
4	-11.000 -15.590	4.590	37.87 0.00	86.91	8.530	741.38
				497.12		2093.37

・受働土圧

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	側圧強度 pp kN/m <sup>2</sup>	水 平 力 Pp kN/m	アーム長 y m	モーメント Mp kN.m/m
1	-6.500 -11.000	4.500	43.65 86.53	292.90	4.997	1463.64
2	-11.000 -15.590	4.590	82.16 145.93	523.47	9.509	4977.60
				816.37		6441.24

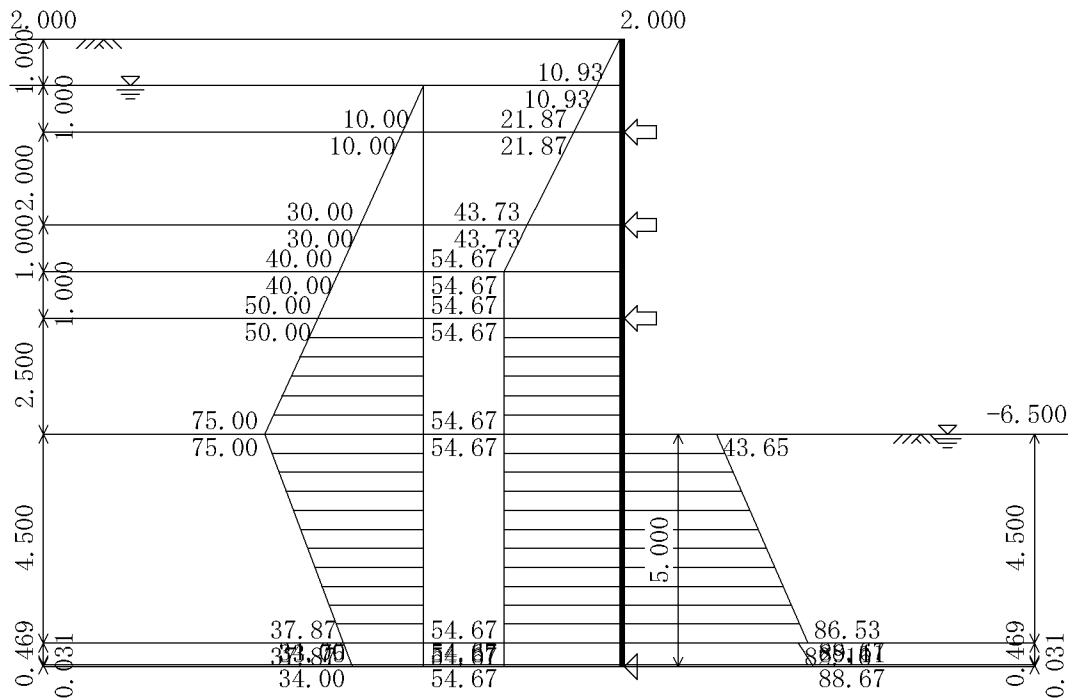
(3)断面力の計算

1)結果要旨

ケース名：4次掘削時

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. 2.000)m	
地表面位置	G.L.m	(G.L. 2.000)m	
掘削底面位置	G.L.m	(G.L. -6.500)m	
土の平均単位体積重量	kN/m <sup>3</sup>	9.11	
上載荷重分 q/	m	0.000(G.L. 2.000)m	
掘削深さに よる係数a	掘削深さ H	m	8.500
	上載荷重分q/	-----	無視
	計算上の掘削深さH'	m	8.500
	H'による係数a	-----	1.000
地質に よる係数c	地盤種類	-----	軟粘性土
	地盤種別判定区間下面	m	13.500(G.L. -11.500)m
	地質による係数 c	-----	6.000
土圧強度 p = a · c ·	kN/m <sup>2</sup>	54.67	



・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5.390(m)を5.000(m)に補正しました。

最下段切ばり位置	m	(G.L. -4.000)m	
仮想支持点位置	m	(G.L. -11.500)m	
単純ばりスパン	m	7.500	
発生最大曲げ モーメント	モーメント Mmax	kN.m/m	499.27
	発生位置 (切ばり点から)	m	3.035(G.L. -7.035)m
発生せん断力	せん断力 Smax	kN/m	336.39
	発生位置 (切ばり点から)	m	0.000(G.L. -4.000)m
反力	上側支点反力 RA	kN/m	336.39
	下側支点反力 RB	kN/m	166.01
最大変位	変位量 max	m	0.0193
	発生位置 (上切ばり点から)	m	3.375(G.L. -7.375)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. -2.000)m (G.L. -4.000)m 2.000
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 46.46 1.027(G.L. -3.027)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 97.09 2.000(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 86.78 97.09
最大変位	変位置量 max 発生位置 (上切ばり点から)	m m 0.0001 1.000(G.L. -3.000)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. 0.000)m (G.L. -2.000)m 2.000
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 26.51 1.065(G.L. -1.065)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 59.78 2.000(G.L. -2.000)m
反力	上側支点反力 RA 下側支点反力 RB	kN/m kN/m 45.82 59.78
最大変位	変位置量 max 発生位置 (上切ばり点から)	m m 0.0001 0.900(G.L. -0.900)m

参考値

2)外力表

・「仮想支持点」までの土の平均単位重量

No	層上面高 標 G.L. (m)	層下面高 標 G.L. (m)	層厚 Li (m)	土の 単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )	土の 有効重量 iLi (kN/m <sup>2</sup> )
1	2.000	1.000	1.000	18.0	18.00
2	1.000	-2.000	3.000	9.0	27.00
3	-2.000	-4.000	2.000	9.0	18.00
4	-4.000	-6.500	2.500	8.0	20.00
5	-6.500	-11.000	4.500	8.0	36.00
6	-11.000	-11.500	0.500	8.0	4.00
			13.500		123.00

=  $\cdot h / h = 9.11(\text{kN/m}^3)$

・断面計算用側圧分布表

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	受働 土圧強度 pp kN/m <sup>2</sup>	断面計算用 土圧強度 pa kN/m <sup>2</sup>	水圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>	作用 荷重強度 p kN/m <sup>2</sup>
1	2.000	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.000		0.00	10.93	0.00	10.93
2	1.000	1.000	0.00	10.93	0.00	10.93
	0.000		0.00	21.87	10.00	31.87
3	0.000	2.000	0.00	21.87	10.00	31.87
	-2.000		0.00	43.73	30.00	73.73
4	-2.000	1.000	0.00	43.73	30.00	73.73
	-3.000		0.00	54.67	40.00	94.67

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	受 働 土圧強度 pp kN/m <sup>2</sup>	断面計算用 土圧強度 pa kN/m <sup>2</sup>	水圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>	作 用 荷重強度 p kN/m <sup>2</sup>
5	-3.000 -4.000	1.000	0.00 0.00	54.67 54.67	40.00 50.00	94.67 104.67
6	-4.000 -6.500	2.500	0.00 0.00	54.67 54.67	50.00 75.00	104.67 129.67
7	-6.500 -11.000	4.500	43.65 86.53	54.67 54.67	75.00 37.87	86.01 6.01
8	-11.000 -11.469	0.469	82.16 88.67	54.67 54.67	37.87 34.00	10.38 0.00
9	-11.469 -11.500	0.031	88.67 89.11	54.67 54.67	34.00 33.75	0.00 0.00
10	-11.500 -15.590	4.090	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[断面計算用土圧強度] + [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 (  $p = pa + pw - pp$  )。

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、変位量は下式を満足していなければならない。

$$= 1 + 2 \quad a$$

ここに、

: 全壁体変位量

1: 単純ばりとして求めた最大変位量

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

2: 弾性支点変位の影響変位量

$$2' = R / K$$

$$2 = 2' / 2$$

a: 許容変位量

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)	0.000	
仮想支持点深さ		m	5.000	
仮想支持点深さの1/2位置		G.L. (m)	-9.000	
単純ばりのスパン		m	9.000	
単純ばりに作用する荷重の合力		kN/m	880.77	
等価な長方形分布荷重 $w = P / L$		kN/m <sup>2</sup>	97.863	
1	ヤング係数	E	$\times 10^6$ kN/m <sup>2</sup>	2.000
	断面二次モーメント	I	m <sup>4</sup> /m	0.00073067
	有効率 (変位計算用)		-----	1.000
	スパン中央のたわみ	1	m	0.0572
2	水平方向地盤反力係数	kH	kN/m <sup>3</sup>	5000
	土留め壁の幅	B	m	1.000
	パネ区間の土留め杭の側面積 $A = B \times Y$		m <sup>2</sup>	5.0000
	パネ定数 $K = kH \times A$		kN/m <sup>2</sup>	25000
	支点反力 $R = w \times L / 2$		kN/m	440.38
	弾性支点の変位 $2' = R / K$		m	0.0176
	支点変位の影響 $2 = 2' / 2$		m	0.0088
全壁体変位量 $= 1 + 2$		m	0.0660	
発生位置 (スパンの1/2)		G.L. (m)	-4.500	
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 <sup>2</sup>	荷重 P kN/m
1	0.000	2.000	31.87	105.60
	-2.000		73.73	
2	-2.000	1.000	73.73	84.20
	-3.000		94.67	
3	-3.000	1.000	94.67	99.67
	-4.000		104.67	
4	-4.000	2.500	104.67	292.92
	-6.500		129.67	
5	-6.500	2.500	129.67	298.38
	-9.000		109.04	
				880.77



・ 水平方向地盤反力係数

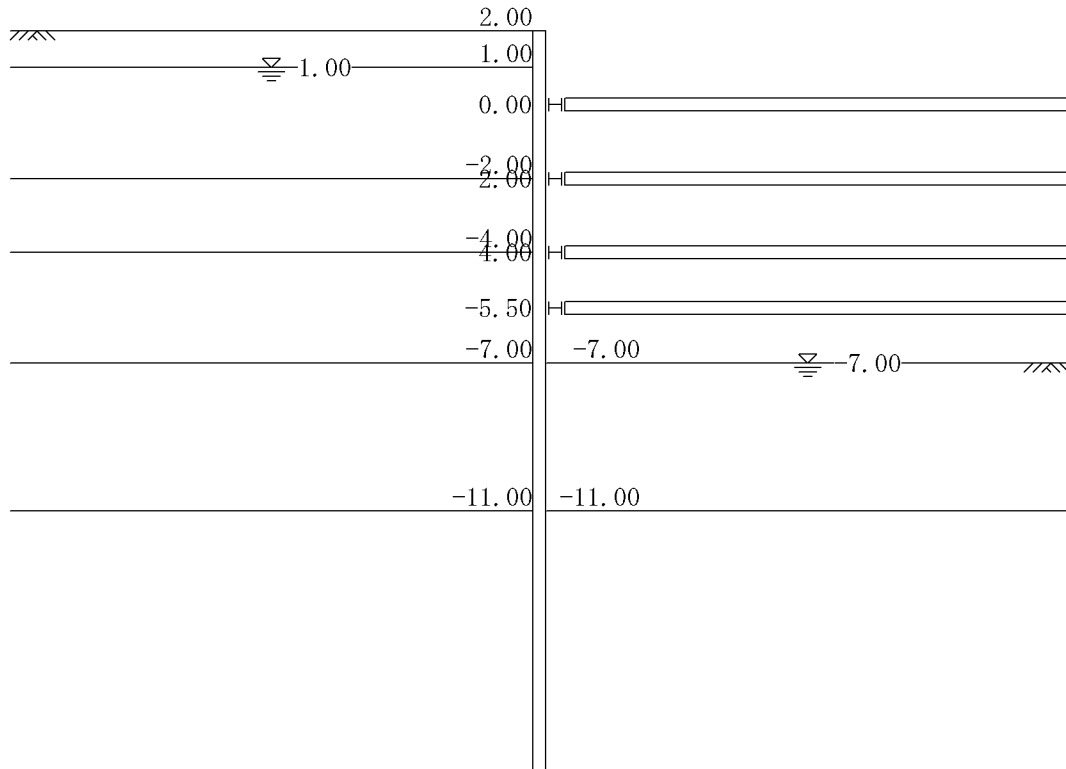
水平方向地盤反力係数は、表中のkHを直接与えることにした。

3.1.2 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)	2.000
掘削底面位置	G.L. (m)	-7.000
最下段切ばり設置位置	G.L. (m)	-5.500
背面側水位位置	G.L. (m)	1.000
掘削側水位位置	G.L. (m)	-7.000
背面側上載荷重 q	kN/m <sup>2</sup>	0.00
掘削側上載荷重 q	kN/m <sup>2</sup>	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 <sup>3</sup> )	水中重量 (kN/m <sup>3</sup> )		
1	2.000	1.000	砂質土	5.0	18.0	9.0	20.0	10.0
2	1.000	-2.000	砂質土	5.0	18.0	9.0	20.0	10.0
3	-2.000	-4.000	砂質土	15.0	18.0	9.0	5.0	2.5
4	-4.000	-7.000	粘性土	2.0	17.0	8.0	5.0	2.5
5	-7.000	-11.000	粘性土	2.0	17.0	8.0	5.0	2.5
6	-11.000	-31.000	粘性土	4.0	17.0	8.0	5.0	2.5

No	粘着力			一軸圧縮強度 qu (kN/m <sup>2</sup> )	変形係数 Eo (kN/m <sup>2</sup> )
	Co (kN/m <sup>2</sup> )	増分 k (kN/m <sup>3</sup> )	基準標高 G.L. (m)		
1	0.0	0.0	2.000	0.0	0
2	0.0	0.0	2.000	0.0	0
3	15.0	0.0	-2.000	30.0	42000
4	20.0	0.0	-4.000	40.0	5600
5	20.0	0.0	-4.000	40.0	5600
6	18.0	2.0	-11.000	76.0	11200

・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 <sup>3</sup> )	水中重量 (kN/m <sup>3</sup> )		
1	-7.000	-11.000	粘性土	2.0	17.0	8.0	5.0	2.5
2	-11.000	-31.000	粘性土	4.0	17.0	8.0	5.0	2.5

No	粘 着 力			一軸圧縮 強度 qu (kN/m <sup>2</sup> )	変形係数 Eo (kN/m <sup>2</sup> )
	Co (kN/m <sup>2</sup> )	増 分 k (kN/m <sup>3</sup> )	基準標高 G.L. (m)		
1	20.0	0.0	-4.000	40.0	5600
2	18.0	2.0	-11.000	76.0	11200

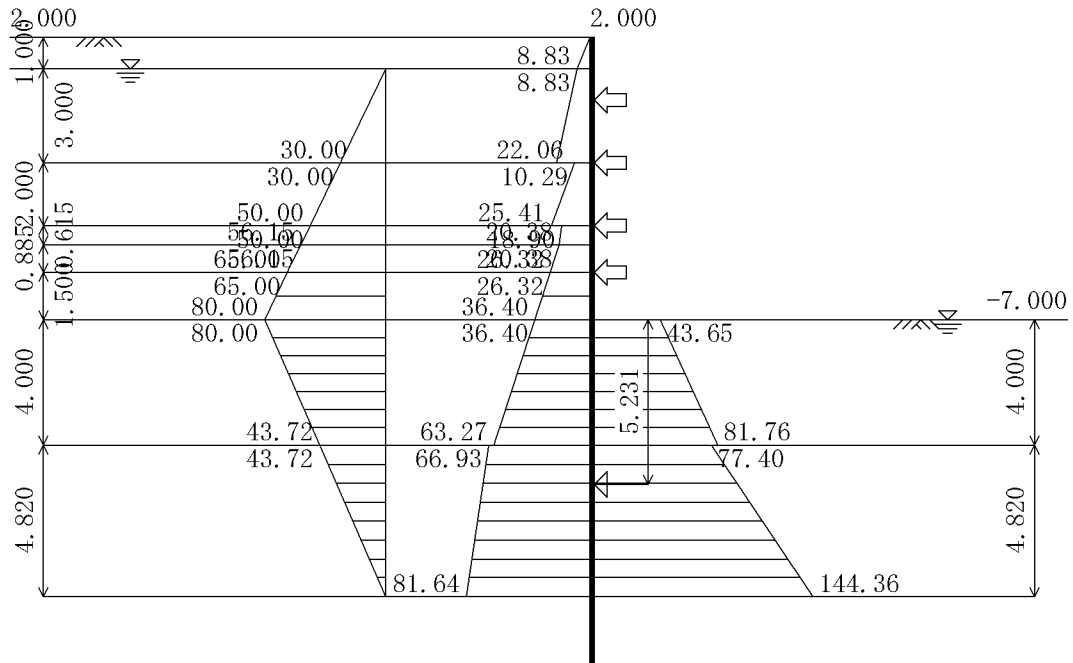
(2) 根入れ長の計算

1) 結果要旨

ケース名：最終掘削時

解析方法：本ケースの最下段切ばりに関するモーメントのつり合いから根入れ長を計算

掘削底面位置		(G.L. -7.000)m
必要根入れ長	安全率 F	1.200
	つり合い深さ Z(m)	8.820(G.L. -15.820)m
	必要根入れ長 D(m)	10.584(G.L. -17.584)m
	仮想支持深さ Y(m)	5.231(G.L. -12.231)m
最小根入れ長 (m)		3.000(G.L. -10.000)m
決定根入れ長	決定根入れ長 (m)	11.000(G.L. -18.000)m
	判定	
決定全長		20.000m



・ つり合い位置(G.L. -15.820)mにおける外力集計値

項目	モーメント関連		水平力関連	
	主働側	Ma + Mw(kN.m/m)	5282.22	Pa(kN/m)
受働側	Mp(kN.m/m)	5285.78	Pp(kN/m)	785.27
比率 (Mp / (Ma + Mw))			1.0	
仮想支持深さ (Y) m			5.231	

Mpは最下段切梁位置回りのモーメントなので、仮想支持深さYは下式で修正している。

仮想支持深さ (Y) = Mp / Pp - (最下段切ばり位置 - 掘削底面)。

2)外力表 (強度分布表)

・主働土圧強度

$$pa^* = \max (pa, pamin)$$

$$pa = Ka ( \quad h + q ) - 2c \quad Ka, Ka = \tan^2 ( 45^\circ - \quad / 2 )$$

$$pamin : 0.30 \cdot \quad h \text{ (粘性土のみ)}$$

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	土の 単重	内 部 摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m <sup>2</sup>	有 効 上 載 圧 rh+q kN/m <sup>2</sup>	土 係 数 Ka	主 働 土 圧 強 度 pa kN/m <sup>2</sup>	最 小 土 圧 強 度 pamin kN/m <sup>2</sup>	採 用 土 圧 強 度 pa* kN/m <sup>2</sup>
1	2.000 1.000	1.000	18.0	20.00	0.0 0.0	0.00 18.00	0.490	0.00 8.83	0.00 0.00	0.00 8.83
2	1.000 -2.000	3.000	9.0	20.00	0.0 0.0	18.00 45.00	0.490	8.83 22.06	0.00 0.00	8.83 22.06
3	-2.000 -4.000	2.000	9.0	5.00	15.0 15.0	45.00 63.00	0.840	10.29 25.41	0.00 0.00	10.29 25.41
4	-4.000 -4.615	0.615	8.0	5.00	20.0 20.0	63.00 67.92	0.840	16.25 20.38	18.90 20.38	18.90 20.38
5	-4.615 -5.500	0.885	8.0	5.00	20.0 20.0	67.92 75.00	0.840	20.38 26.32	20.38 22.50	20.38 26.32
6	-5.500 -7.000	1.500	8.0	5.00	20.0 20.0	75.00 87.00	0.840	26.32 36.40	22.50 26.10	26.32 36.40
7	-7.000 -11.000	4.000	8.0	5.00	20.0 20.0	87.00 119.00	0.840	36.40 63.27	26.10 35.70	36.40 63.27
8	-11.000 -15.820	4.820	8.0	5.00	18.0 27.6	119.00 157.56	0.840	66.93 81.64	35.70 47.27	66.93 81.64

・水圧強度 (三角形分布)

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	水圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>
1	1.000 -2.000	3.000	0.00 30.00
2	-2.000 -4.000	2.000	30.00 50.00
3	-4.000 -4.615	0.615	50.00 56.15
4	-4.615 -5.500	0.885	56.15 65.00
5	-5.500 -7.000	1.500	65.00 80.00
6	-7.000 -11.000	4.000	80.00 43.72
7	-11.000 -15.820	4.820	43.72 0.00

・受働土圧強度

$$pp = Kp ( \quad h + q ) + 2c \quad Kp, Kp = \tan^2 ( 45^\circ + \quad / 2 )$$

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	土の 単重	内 部 摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m <sup>2</sup>	有 効 上 載 圧 rh+q kN/m <sup>2</sup>	土 係 数 Kp	受 働 土 圧 強 度 pp kN/m <sup>2</sup>
1	-7.000 -11.000	4.000	8.0	5.00	20.0 20.0	0.00 32.00	1.191	43.65 81.76
2	-11.000 -15.820	4.820	8.0	5.00	18.0 27.6	32.00 70.56	1.191	77.40 144.36

3)外力表 (水平力、モーメント表)

水平力及びアーム長は、各層の側圧力を台形で扱い下式にて計算します。

上面強度 $p_1$ 、下面強度 $p_2$ 、層厚 $h$ とすると、水平力 =  $(p_1 + p_2) \times h / 2$

アーム長 = (最下段切ばり位置から層上面までの距離) +  $(h / 3) \times (p_1 + 2 \times p_2) / (p_1 + p_2)$

・主働土圧

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	側圧強度 pa kN/m <sup>2</sup>	水 平 力 Pa kN/m	アーム長 y m	モーメント Ma kN.m/m
1	-5.500 -7.000	1.500	26.32 36.40	47.04	0.790	37.17
2	-7.000 -11.000	4.000	36.40 63.27	199.33	3.680	733.47
3	-11.000 -15.820	4.820	66.93 81.64	358.06	7.990	2860.77
				604.43		3631.41

・水圧

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	側圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>	水 平 力 Pw kN/m	アーム長 y m	モーメント Mw kN.m/m
1	-5.500 -7.000	1.500	65.00 80.00	108.75	0.776	84.38
2	-7.000 -11.000	4.000	80.00 43.72	247.44	3.304	817.66
3	-11.000 -15.820	4.820	43.72 0.00	105.36	7.107	748.78
				461.55		1650.81

・受働土圧

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	側圧強度 pp kN/m <sup>2</sup>	水 平 力 Pp kN/m	アーム長 y m	モーメント Mp kN.m/m
1	-7.000 -11.000	4.000	43.65 81.76	250.83	3.703	928.72
2	-11.000 -15.820	4.820	77.40 144.36	534.44	8.153	4357.06
				785.27		5285.78

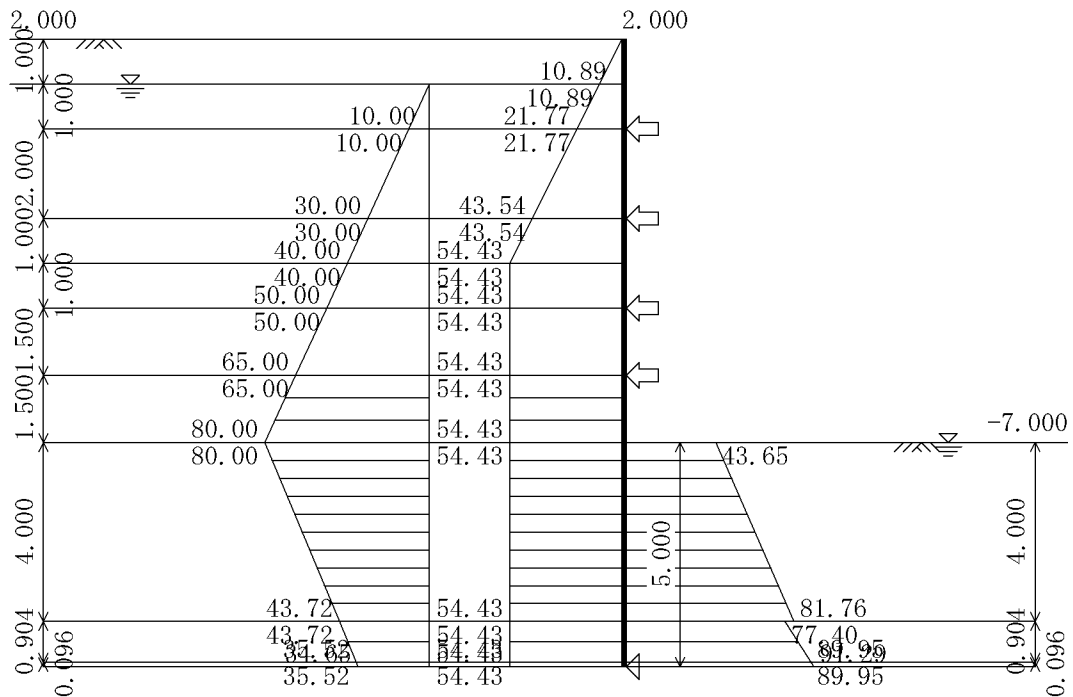
(3)断面力の計算

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. 2.000)m	
地表面位置	G.L.m	(G.L. 2.000)m	
掘削底面位置	G.L.m	(G.L. -7.000)m	
土の平均単位体積重量	kN/m <sup>3</sup>	9.07	
上載荷重分 q /	m	0.000(G.L. 2.000)m	
掘削深さに よる係数a	掘削深さ H	m	9.000
	上載荷重分q /	-----	無視
	計算上の掘削深さH'	m	9.000
	H' による係数a	-----	1.000
地質に よる係数c	地盤種類	-----	軟粘性土
	地盤種別判定区間下面	m	14.000(G.L. -12.000)m
	地質による係数 c	-----	6.000
土圧強度 p = a · c ·	kN/m <sup>2</sup>	54.43	



・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5.231(m)を5.000(m)に補正しました。

最下段切りばり位置	m	(G.L. -5.500)m	
仮想支持点位置	m	(G.L. -12.000)m	
単純ばりスパン	m	6.500	
発生最大曲げ モーメント	モーメント Mmax	kN.m/m	336.18
	発生位置 (切ばり点から)	m	2.660(G.L. -8.160)m
発生せん断力	せん断力 Smax	kN/m	283.18
	発生位置 (切ばり点から)	m	0.000(G.L. -5.500)m
反力	上側支点反力 RA	kN/m	283.18
	下側支点反力 RB	kN/m	130.92
最大変位	変位量 max	m	0.0097
	発生位置 (上切ばり点から)	m	2.925(G.L. -8.425)m

参考値

・3段切ばりと4段切ばり間の単純スパン

上段切ばり位置	m	(G.L. -4.000)m	
下段切ばり位置	m	(G.L. -5.500)m	
単純ばりスパン	m	1.500	
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	31.48 0.758(G.L. -4.758)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	85.82 1.500(G.L. -5.500)m
反力	上側支点反力 RA 下側支点反力 RB	kN/m kN/m	82.07 85.82
最大変位	変位置量 max 発生位置 (上切ばり点から)	m m	0.0000 0.600(G.L. -4.600)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	m	(G.L. -2.000)m	
下段切ばり位置	m	(G.L. -4.000)m	
単純ばりスパン	m	2.000	
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	46.34 1.027(G.L. -3.027)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	96.85 2.000(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	86.56 96.85
最大変位	変位置量 max 発生位置 (上切ばり点から)	m m	0.0001 1.000(G.L. -3.000)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	m	(G.L. 0.000)m	
下段切ばり位置	m	(G.L. -2.000)m	
単純ばりスパン	m	2.000	
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	26.44 1.065(G.L. -1.065)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	59.62 2.000(G.L. -2.000)m
反力	上側支点反力 RA 下側支点反力 RB	kN/m kN/m	45.70 59.62
最大変位	変位置量 max 発生位置 (上切ばり点から)	m m	0.0001 0.900(G.L. -0.900)m

参考値

2)外力表

・「仮想支持点」までの土の平均単位重量

No	層上面高 G.L. (m)	層下面高 G.L. (m)	層厚 Li (m)	土の 単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )	土の 有効重量 iLi (kN/m <sup>2</sup> )
1	2.000	1.000	1.000	18.0	18.00
2	1.000	-2.000	3.000	9.0	27.00
3	-2.000	-4.000	2.000	9.0	18.00
4	-4.000	-7.000	3.000	8.0	24.00
5	-7.000	-11.000	4.000	8.0	32.00
6	-11.000	-12.000	1.000	8.0	8.00
			14.000		127.00

= ・ h / h = 9.07(kN/m<sup>3</sup>)



・断面計算用側圧分布表

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	受 働 土圧強度 pp kN/m <sup>2</sup>	断面計算用 土圧強度 pa kN/m <sup>2</sup>	水圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>	作 用 荷重強度 p kN/m <sup>2</sup>
1	2.000 1.000	1.000	0.00 0.00	0.00 10.89	0.00 0.00	0.00 10.89
2	1.000 0.000	1.000	0.00 0.00	10.89 21.77	0.00 10.00	10.89 31.77
3	0.000 -2.000	2.000	0.00 0.00	21.77 43.54	10.00 30.00	31.77 73.54
4	-2.000 -3.000	1.000	0.00 0.00	43.54 54.43	30.00 40.00	73.54 94.43
5	-3.000 -4.000	1.000	0.00 0.00	54.43 54.43	40.00 50.00	94.43 104.43
6	-4.000 -5.500	1.500	0.00 0.00	54.43 54.43	50.00 65.00	104.43 119.43
7	-5.500 -7.000	1.500	0.00 0.00	54.43 54.43	65.00 80.00	119.43 134.43
8	-7.000 -11.000	4.000	43.65 81.76	54.43 54.43	80.00 43.72	90.78 16.38
9	-11.000 -11.904	0.904	77.40 89.95	54.43 54.43	43.72 35.52	20.75 0.00
10	-11.904 -12.000	0.096	89.95 91.29	54.43 54.43	35.52 34.65	0.00 0.00
11	-12.000 -15.820	3.820	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[断面計算用土圧強度] + [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 (  $p = pa + pw - pp$  )。

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、変位量は下式を満足していなければならない。

$$= 1 + 2 \quad a$$

ここに、

：全壁体変位量

1：単純ばりとして求めた最大変位量

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

2：弾性支点変位の影響変位量

$$2' = R / K$$

$$2 = 2' / 2$$

a：許容変位量

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)	0.000
仮想支持点深さ		Y	5.000
仮想支持点深さの1/2位置		G.L. (m)	-9.500
単純ばりのスパン		L	9.500
単純ばりに作用する荷重の合力		P	954.74
等価な長方形分布荷重		w = P / L	100.499
1	ヤング係数	E	× 10 <sup>6</sup> kN/m <sup>2</sup>
	断面二次モーメント	I	m <sup>4</sup> /m
	有効率（変位計算用）		-----
	スパン中央のたわみ	1	m
2	水平方向地盤反力係数	kH	kN/m <sup>3</sup>
	土留め壁の幅	B	m
	パネ区間の土留め杭の側面積A = B × Y		m <sup>2</sup>
	パネ定数	K = kH × A	kN/m <sup>2</sup>
	支点反力	R = w × L / 2	kN/m
	弾性支点の変位	2' = R / K	m
	支点変位の影響	2 = 2' / 2	m
全壁体変位量		= 1 + 2	m
発生位置（スパンの1/2）		G.L. (m)	-4.750
許容変位量		a	m
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 <sup>2</sup>	荷重 P kN/m
1	0.000	2.000	31.77	105.31
	-2.000		73.54	
2	-2.000	1.000	73.54	83.99
	-3.000		94.43	
3	-3.000	1.000	94.43	99.43
	-4.000		104.43	
4	-4.000	3.000	104.43	358.29
	-7.000		134.43	
5	-7.000	2.500	134.43	307.73
	-9.500		111.75	
				954.74

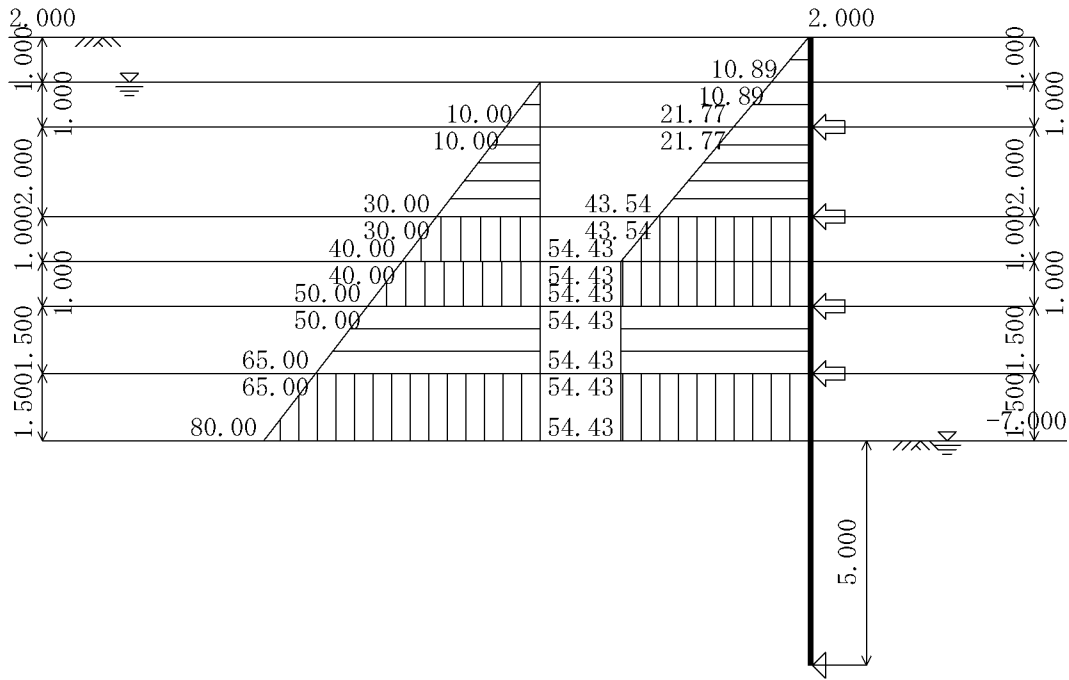
・ 水平方向地盤反力係数

水平方向地盤反力係数は、表中のkHを直接与えることにした。

(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	0.000	2.000	-2.000	132.09
2	-2.000	-2.000	-4.000	183.41
3	-4.000	-4.000	-5.500	167.89
4	-5.500	-5.500	-7.000	190.39

2) 外力表

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	受 働 土圧強度 pp kN/m <sup>2</sup>	主 働 土圧強度 pa kN/m <sup>2</sup>	水圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>	作 用 荷重強度 p kN/m <sup>2</sup>
1	2.000	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.000		0.00	10.89	0.00	10.89
2	1.000	1.000	0.00	10.89	0.00	10.89
	0.000		0.00	21.77	10.00	31.77
3	0.000	2.000	0.00	21.77	10.00	31.77
	-2.000		0.00	43.54	30.00	73.54
4	-2.000	1.000	0.00	43.54	30.00	73.54
	-3.000		0.00	54.43	40.00	94.43
5	-3.000	1.000	0.00	54.43	40.00	94.43
	-4.000		0.00	54.43	50.00	104.43
6	-4.000	1.500	0.00	54.43	50.00	104.43
	-5.500		0.00	54.43	65.00	119.43
7	-5.500	1.500	0.00	54.43	65.00	119.43
	-7.000		0.00	54.43	80.00	134.43
8	-7.000	4.000	0.00	0.00	0.00	0.00
	-11.000		0.00	0.00	0.00	0.00
9	-11.000	0.904	0.00	0.00	0.00	0.00
	-11.904		0.00	0.00	0.00	0.00

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	受 働 土 圧 強 度 pp kN/m <sup>2</sup>	主 働 土 圧 強 度 pa kN/m <sup>2</sup>	水 圧 強 度 pw kN/m <sup>2</sup>	作 用 荷 重 強 度 p kN/m <sup>2</sup>
10	-11.904	0.096	0.00	0.00	0.00	0.00
	-12.000		0.00	0.00	0.00	0.00
11	-12.000	3.820	0.00	0.00	0.00	0.00
	-15.820		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 (  $p = pa + pw - pp$  )。

### 3.1.3 壁体応力度

#### (1) 使用断面

断面種類：鋼管矢板

使用鋼材：D500 t12

使用材質：SKY400

断面諸元	単位	数値
杭径 D	(mm)	500
継手幅 a	(mm)	250
断面係数 Z	$\times 10^3(\text{mm}^3/\text{本})$	2190
断面積 A	$\times 10^2(\text{mm}^2/\text{本})$	184.00

#### (2) 設計断面力

設計断面力は下表の通りとする。

ただし、M、Sに関しては、下式にて一本当たりの

断面力にする。軸力Nは入力値の通りとする。

$$\text{一本当たりの断面力} = (1.0\text{m当たりの断面力}) \times \frac{D+a}{1000}$$

状態	モーメント M $\times 10^6(\text{N}\cdot\text{mm}/\text{本})$	軸力 N $\times 10^3(\text{N}/\text{本})$	せん断力 S $\times 10^3(\text{N}/\text{本})$
Max時	374.45	0.00	252.30

#### (3) 曲げ応力度

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

ここに、

σ : 曲げ応力度(N/mm<sup>2</sup>)

a : 許容曲げ応力度(N/mm<sup>2</sup>)

Z : 使用断面係数

A : 使用断面積

状態	応力度 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 sa N/mm <sup>2</sup>	判定
Max時	171.0	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/mm<sup>2</sup>)

a : 許容せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)

状態	応力度 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 a N/mm <sup>2</sup>	判定
Max時	13.7	125.0	

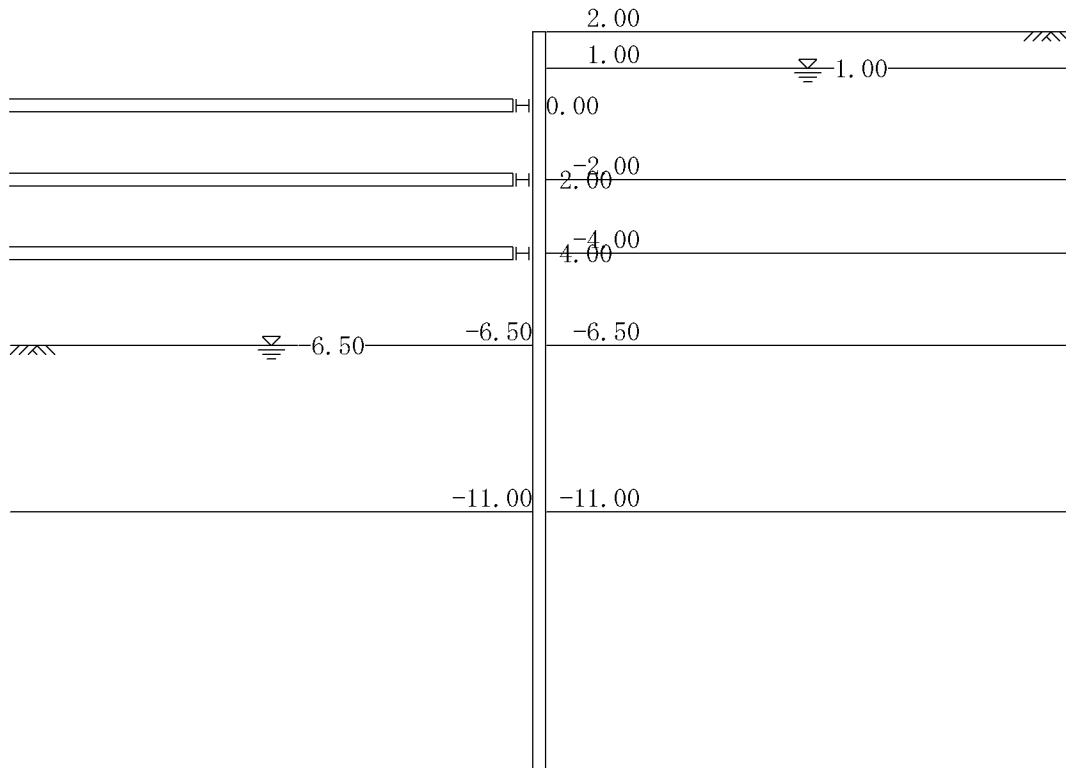
### 3.2 右堤体の設計

#### 3.2.1 4次掘削時

##### (1) 検討条件

状態：切梁時

ケース名：4次掘削時



##### 1) 検討条件

背面側地表面位置	G.L. (m)	2.000
掘削底面位置	G.L. (m)	-6.500
最下段切ばり設置位置	G.L. (m)	-4.000
背面側水位位置	G.L. (m)	1.000
掘削側水位位置	G.L. (m)	-6.500
背面側上載荷重	q	kN/m <sup>2</sup> 0.00
掘削側上載荷重	q	kN/m <sup>2</sup> 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 <sup>3</sup> )	水中重量 (kN/m <sup>3</sup> )		
1	2.000	1.000	砂質土	5.0	18.0	9.0	20.0	10.0
2	1.000	-2.000	砂質土	5.0	18.0	9.0	20.0	10.0
3	-2.000	-4.000	砂質土	15.0	18.0	9.0	5.0	2.5
4	-4.000	-6.500	粘性土	2.0	17.0	8.0	5.0	2.5
5	-6.500	-11.000	粘性土	2.0	17.0	8.0	5.0	2.5
6	-11.000	-31.000	粘性土	4.0	17.0	8.0	5.0	2.5

No	粘着力			一軸圧縮強度 qu (kN/m <sup>2</sup> )	変形係数 Eo (kN/m <sup>2</sup> )
	Co (kN/m <sup>2</sup> )	増分 k (kN/m <sup>3</sup> )	基準標高 G.L. (m)		
1	0.0	0.0	2.000	0.0	0
2	0.0	0.0	2.000	0.0	0
3	15.0	0.0	-2.000	30.0	42000
4	20.0	0.0	-4.000	40.0	5600

No	粘着力			一軸圧縮 強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	変形係数 $E_o$ ( $\text{kN/m}^2$ )
	$C_o$ ( $\text{kN/m}^2$ )	増分 $k$ ( $\text{kN/m}^3$ )	基準標高 G.L. (m)		
5	20.0	0.0	-4.000	40.0	5600
6	18.0	2.0	-11.000	76.0	11200

・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 ( $\text{kN/m}^3$ )	水中重量 ( $\text{kN/m}^3$ )		
1	-6.500	-11.000	粘性土	2.0	17.0	8.0	5.0	2.5
2	-11.000	-31.000	粘性土	4.0	17.0	8.0	5.0	2.5

No	粘着力			一軸圧縮 強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	変形係数 $E_o$ ( $\text{kN/m}^2$ )
	$C_o$ ( $\text{kN/m}^2$ )	増分 $k$ ( $\text{kN/m}^3$ )	基準標高 G.L. (m)		
1	20.0	0.0	-4.000	40.0	5600
2	18.0	2.0	-11.000	76.0	11200



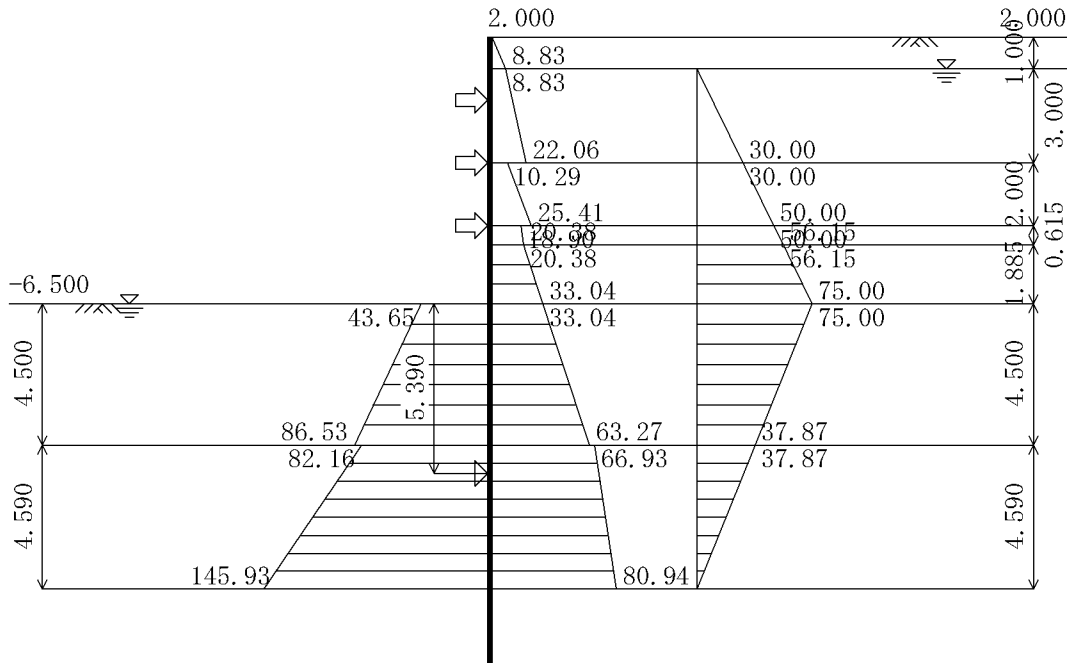
(2)根入れ長の計算

1)結果要旨

ケース名：4次掘削時

解析方法：本ケースの最下段切ばりに関するモーメントのつり合いから根入れ長を計算

掘削底面位置		(G.L. -6.500)m
必要根入れ長	安全率 F	1.200
	つり合い深さ Z(m)	9.090(G.L. -15.590)m
	必要根入れ長 D(m)	10.908(G.L. -17.408)m
	仮想支持深さ Y(m)	5.390(G.L. -11.890)m
最小根入れ長	(m)	3.000(G.L. -9.500)m
決定根入れ長	決定根入れ長 (m)	11.500(G.L. -18.000)m
	判定	
決定全長		20.000m



・つり合い位置(G.L. -15.590)mにおける外力集計値

項目	モーメント関連		水平力関連	
	主働側	Ma + Mw(kN.m/m)	6438.58	Pa(kN/m)
受働側	Mp(kN.m/m)	6441.24	Pp(kN/m)	816.37
比率 (Mp / (Ma + Mw))			1.0	
仮想支持深さ (Y) m			5.390	

Mpは最下段切梁位置回りのモーメントなので、仮想支持深さYは下式で修正している。

仮想支持深さ (Y) = Mp / Pp - (最下段切ばり位置 - 掘削底面)。

2)外力表 (強度分布表)

・主働土圧強度

$$pa^* = \max ( pa, pamin )$$

$$pa = Ka ( h + q ) - 2c \quad Ka, Ka = \tan^2 ( 45^\circ - \gamma / 2 )$$

$$pamin : 0.30 \cdot h \text{ (粘性土のみ)}$$

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	土の 単重	内 部 摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m <sup>2</sup>	有 効 上 載 圧 rh+q kN/m <sup>2</sup>	土 係 圧 数 Ka	主 働 土 圧 強 度 pa kN/m <sup>2</sup>	最 小 土 圧 強 度 pamin kN/m <sup>2</sup>	採 用 土 圧 強 度 pa* kN/m <sup>2</sup>
1	2.000 1.000	1.000	18.0	20.00	0.0 0.0	0.00 18.00	0.490	0.00 8.83	0.00 0.00	0.00 8.83
2	1.000 -2.000	3.000	9.0	20.00	0.0 0.0	18.00 45.00	0.490	8.83 22.06	0.00 0.00	8.83 22.06
3	-2.000 -4.000	2.000	9.0	5.00	15.0 15.0	45.00 63.00	0.840	10.29 25.41	0.00 0.00	10.29 25.41
4	-4.000 -4.615	0.615	8.0	5.00	20.0 20.0	63.00 67.92	0.840	16.25 20.38	18.90 20.38	18.90 20.38
5	-4.615 -6.500	1.885	8.0	5.00	20.0 20.0	67.92 83.00	0.840	20.38 33.04	20.38 24.90	20.38 33.04
6	-6.500 -11.000	4.500	8.0	5.00	20.0 20.0	83.00 119.00	0.840	33.04 63.27	24.90 35.70	33.04 63.27
7	-11.000 -15.590	4.590	8.0	5.00	18.0 27.2	119.00 155.72	0.840	66.93 80.94	35.70 46.72	66.93 80.94

・水圧強度 (三角形分布)

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	水圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>
1	1.000 -2.000	3.000	0.00 30.00
2	-2.000 -4.000	2.000	30.00 50.00
3	-4.000 -4.615	0.615	50.00 56.15
4	-4.615 -6.500	1.885	56.15 75.00
5	-6.500 -11.000	4.500	75.00 37.87
6	-11.000 -15.590	4.590	37.87 0.00

・受働土圧強度

$$pp = Kp ( h + q ) + 2c \quad Kp, Kp = \tan^2 ( 45^\circ + \gamma / 2 )$$

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	土の 単重	内 部 摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m <sup>2</sup>	有 効 上 載 圧 rh+q kN/m <sup>2</sup>	土 係 圧 数 Kp	受 働 土 圧 強 度 pp kN/m <sup>2</sup>
1	-6.500 -11.000	4.500	8.0	5.00	20.0 20.0	0.00 36.00	1.191	43.65 86.53
2	-11.000 -15.590	4.590	8.0	5.00	18.0 27.2	36.00 72.72	1.191	82.16 145.93

3)外力表 (水平力、モーメント表)

水平力及びアーム長は、各層の側圧力を台形で扱い下式にて計算します。

$$\text{上面強度} p_1、\text{下面強度} p_2、\text{層厚} h \text{ とすると、水平力} = ( p_1 + p_2 ) \times h / 2$$

$$\text{アーム長} = ( \text{最下段切ばり位置から層上面までの距離} ) + ( h / 3 ) \times ( p_1 + 2 \times p_2 ) / ( p_1 + p_2 )$$

・主働土圧

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	側圧強度 pa kN/m <sup>2</sup>	水平力 Pa kN/m	アーム長 y m	モーメント Ma kN.m/m
1	-4.000 -4.615	0.615	18.90 20.38	12.07	0.311	3.76
2	-4.615 -6.500	1.885	20.38 33.04	50.35	1.632	82.16
3	-6.500 -11.000	4.500	33.04 63.27	216.69	4.985	1080.27
4	-11.000 -15.590	4.590	66.93 80.94	339.37	9.367	3179.01
				618.48		4345.21

・水圧

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	側圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>	水平力 Pw kN/m	アーム長 y m	モーメント Mw kN.m/m
1	-4.000 -4.615	0.615	50.00 56.15	32.63	0.313	10.23
2	-4.615 -6.500	1.885	56.15 75.00	123.62	1.603	198.11
3	-6.500 -11.000	4.500	75.00 37.87	253.96	4.503	1143.66
4	-11.000 -15.590	4.590	37.87 0.00	86.91	8.530	741.38
				497.12		2093.37

・受働土圧

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	側圧強度 pp kN/m <sup>2</sup>	水平力 Pp kN/m	アーム長 y m	モーメント Mp kN.m/m
1	-6.500 -11.000	4.500	43.65 86.53	292.90	4.997	1463.64
2	-11.000 -15.590	4.590	82.16 145.93	523.47	9.509	4977.60
				816.37		6441.24

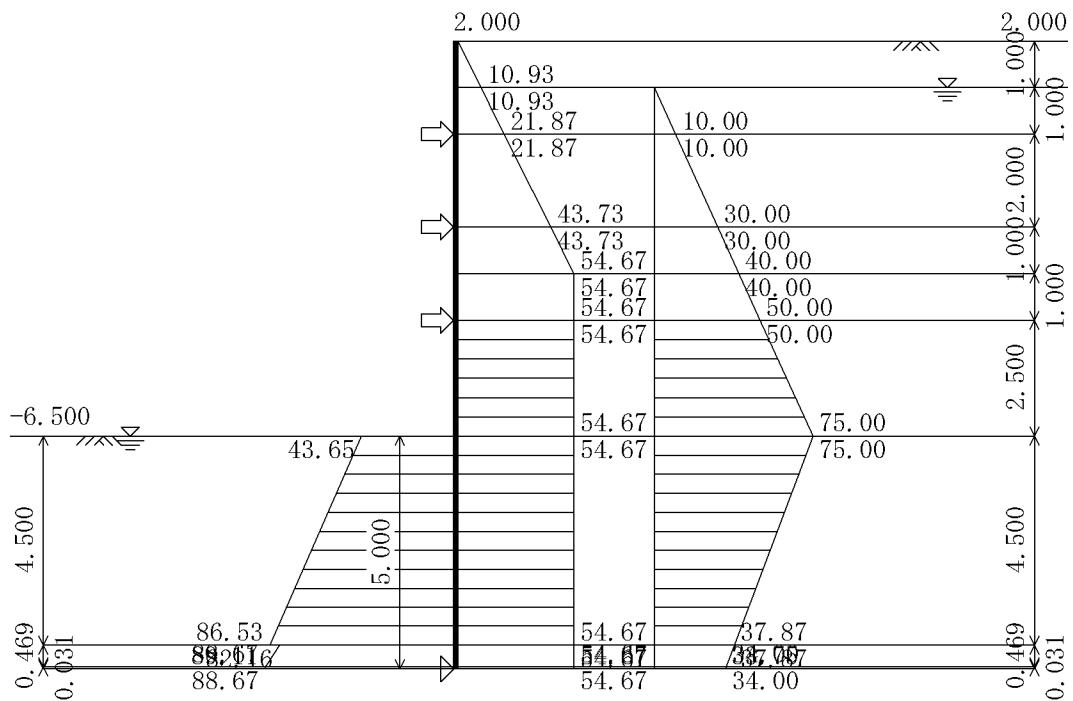
(3)断面力の計算

1)結果要旨

ケース名：4次掘削時

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. 2.000)m	
地表面位置	G.L.m	(G.L. 2.000)m	
掘削底面位置	G.L.m	(G.L. -6.500)m	
土の平均単位体積重量	kN/m <sup>3</sup>	9.11	
上載荷重分 q /	m	0.000(G.L. 2.000)m	
掘削深さによる係数a	掘削深さ H	m	8.500
	上載荷重分q /	-----	無視
	計算上の掘削深さH'	m	8.500
	H' による係数a	-----	1.000
地質による係数c	地盤種類	-----	軟粘性土
	地盤種別判定区間下面	m	13.500(G.L. -11.500)m
	地質による係数 c	-----	6.000
土圧強度 p = a · c ·	kN/m <sup>2</sup>	54.67	



・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5.390(m)を5.000(m)に補正しました。

最下段切りばり位置	m	(G.L. -4.000)m	
仮想支持点位置	m	(G.L. -11.500)m	
単純ばりスパン	m	7.500	
発生最大曲げモーメント	モーメント Mmax	kN.m/m	499.27
	発生位置 (切ばり点から)	m	3.035(G.L. -7.035)m
発生せん断力	せん断力 Smax	kN/m	336.39
	発生位置 (切ばり点から)	m	0.000(G.L. -4.000)m
反力	上側支点反力 RA	kN/m	336.39
	下側支点反力 RB	kN/m	166.01
最大変位	変位置 max	m	0.0193
	発生位置 (上切ばり点から)	m	3.375(G.L. -7.375)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. -2.000)m (G.L. -4.000)m 2.000
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 46.46 1.027(G.L. -3.027)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 97.09 2.000(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 86.78 97.09
最大変位	変位量 max 発生位置 (上切ばり点から)	m m 0.0001 1.000(G.L. -3.000)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. 0.000)m (G.L. -2.000)m 2.000
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 26.51 1.065(G.L. -1.065)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 59.78 2.000(G.L. -2.000)m
反力	上側支点反力 RA 下側支点反力 RB	kN/m kN/m 45.82 59.78
最大変位	変位量 max 発生位置 (上切ばり点から)	m m 0.0001 0.900(G.L. -0.900)m

参考値

2)外力表

・「仮想支持点」までの土の平均単位重量

No	層上面高 標 G.L. (m)	層下面高 標 G.L. (m)	層厚 Li (m)	土の 単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )	土の 有効重量 iLi (kN/m <sup>2</sup> )
1	2.000	1.000	1.000	18.0	18.00
2	1.000	-2.000	3.000	9.0	27.00
3	-2.000	-4.000	2.000	9.0	18.00
4	-4.000	-6.500	2.500	8.0	20.00
5	-6.500	-11.000	4.500	8.0	36.00
6	-11.000	-11.500	0.500	8.0	4.00
			13.500		123.00

=  $\cdot h / h = 9.11(\text{kN/m}^3)$

・断面計算用側圧分布表

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	受働 土圧強度 pp kN/m <sup>2</sup>	断面計算用 土圧強度 pa kN/m <sup>2</sup>	水圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>	作用 荷重強度 p kN/m <sup>2</sup>
1	2.000	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.000		0.00	10.93	0.00	10.93
2	1.000	1.000	0.00	10.93	0.00	10.93
	0.000		0.00	21.87	10.00	31.87
3	0.000	2.000	0.00	21.87	10.00	31.87
	-2.000		0.00	43.73	30.00	73.73
4	-2.000	1.000	0.00	43.73	30.00	73.73
	-3.000		0.00	54.67	40.00	94.67

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	受 働 土圧強度 pp kN/m <sup>2</sup>	断面計算用 土圧強度 pa kN/m <sup>2</sup>	水圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>	作 用 荷重強度 p kN/m <sup>2</sup>
5	-3.000 -4.000	1.000	0.00 0.00	54.67 54.67	40.00 50.00	94.67 104.67
6	-4.000 -6.500	2.500	0.00 0.00	54.67 54.67	50.00 75.00	104.67 129.67
7	-6.500 -11.000	4.500	43.65 86.53	54.67 54.67	75.00 37.87	86.01 6.01
8	-11.000 -11.469	0.469	82.16 88.67	54.67 54.67	37.87 34.00	10.38 0.00
9	-11.469 -11.500	0.031	88.67 89.11	54.67 54.67	34.00 33.75	0.00 0.00
10	-11.500 -15.590	4.090	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[断面計算用土圧強度] + [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 (  $p = pa + pw - pp$  )。

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、変位量は下式を満足していなければならない。

$$= 1 + 2 \quad a$$

ここに、

: 全壁体変位量

1: 単純ばりとして求めた最大変位量

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

2: 弾性支点変位の影響変位量

$$2' = R / K$$

$$2 = 2' / 2$$

a: 許容変位量

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)	0.000	
仮想支持点深さ		m	5.000	
仮想支持点深さの1/2位置		G.L. (m)	-9.000	
単純ばりのスパン		m	9.000	
単純ばりに作用する荷重の合力		kN/m	880.77	
等価な長方形分布荷重 $w = P / L$		kN/m <sup>2</sup>	97.863	
1	ヤング係数	E	$\times 10^6$ kN/m <sup>2</sup>	2.000
	断面二次モーメント	I	m <sup>4</sup> /m	0.00073067
	有効率 (変位計算用)		-----	1.000
	スパン中央のたわみ	1	m	0.0572
2	水平方向地盤反力係数	kH	kN/m <sup>3</sup>	5000
	土留め壁の幅	B	m	1.000
	パネ区間の土留め杭の側面積 $A = B \times Y$		m <sup>2</sup>	5.0000
	パネ定数 $K = kH \times A$		kN/m <sup>2</sup>	25000
	支点反力 $R = w \times L / 2$		kN/m	440.38
	弾性支点の変位 $2' = R / K$		m	0.0176
	支点変位の影響 $2 = 2' / 2$		m	0.0088
全壁体変位量 $= 1 + 2$		m	0.0660	
発生位置 (スパンの1/2)		G.L. (m)	-4.500	
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 <sup>2</sup>	荷重 P kN/m
1	0.000	2.000	31.87	105.60
	-2.000		73.73	
2	-2.000	1.000	73.73	84.20
	-3.000		94.67	
3	-3.000	1.000	94.67	99.67
	-4.000		104.67	
4	-4.000	2.500	104.67	292.92
	-6.500		129.67	
5	-6.500	2.500	129.67	298.38
	-9.000		109.04	
				880.77

・ 水平方向地盤反力係数

水平方向地盤反力係数は、表中のKHを直接与えることにした。

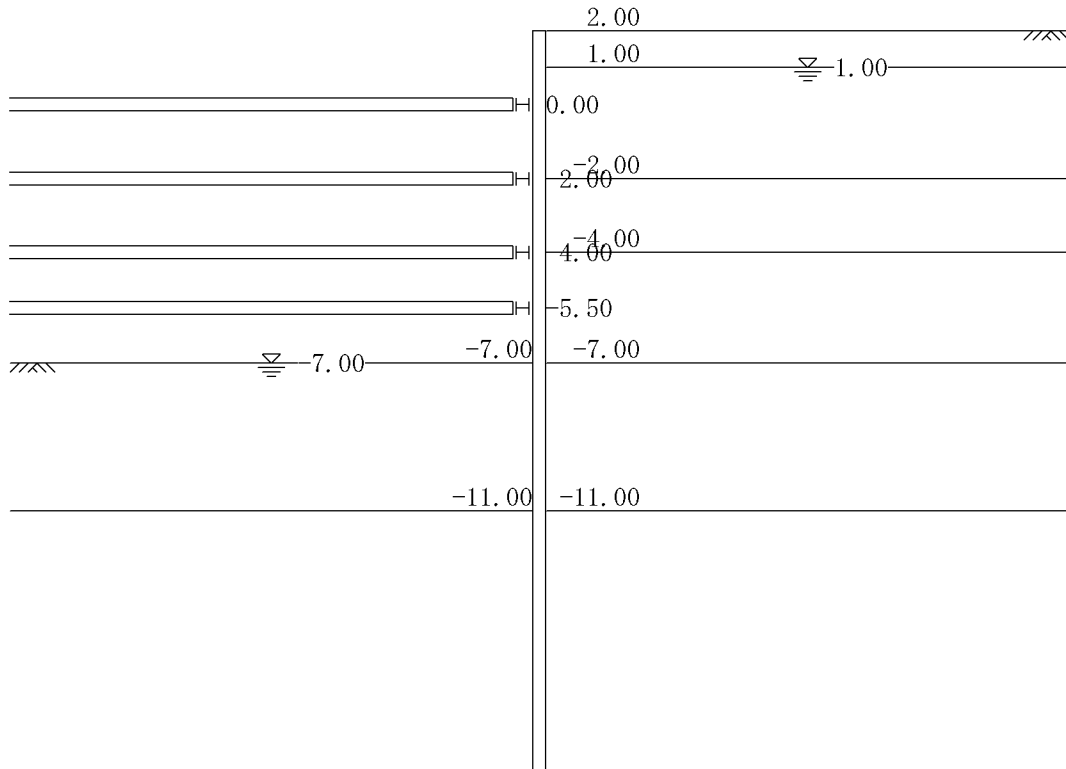


3.2.2 最終掘削時

(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)	2.000
掘削底面位置	G.L. (m)	-7.000
最下段切ばり設置位置	G.L. (m)	-5.500
背面側水位位置	G.L. (m)	1.000
掘削側水位位置	G.L. (m)	-7.000
背面側上載荷重 q	kN/m <sup>2</sup>	0.00
掘削側上載荷重 q	kN/m <sup>2</sup>	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 <sup>3</sup> )	水中重量 (kN/m <sup>3</sup> )		
1	2.000	1.000	砂質土	5.0	18.0	9.0	20.0	10.0
2	1.000	-2.000	砂質土	5.0	18.0	9.0	20.0	10.0
3	-2.000	-4.000	砂質土	15.0	18.0	9.0	5.0	2.5
4	-4.000	-7.000	粘性土	2.0	17.0	8.0	5.0	2.5
5	-7.000	-11.000	粘性土	2.0	17.0	8.0	5.0	2.5
6	-11.000	-31.000	粘性土	4.0	17.0	8.0	5.0	2.5

No	粘着力			一軸圧縮強度 qu (kN/m <sup>2</sup> )	変形係数 Eo (kN/m <sup>2</sup> )
	Co (kN/m <sup>2</sup> )	増分 k (kN/m <sup>3</sup> )	基準標高 G.L. (m)		
1	0.0	0.0	2.000	0.0	0
2	0.0	0.0	2.000	0.0	0
3	15.0	0.0	-2.000	30.0	42000
4	20.0	0.0	-4.000	40.0	5600
5	20.0	0.0	-4.000	40.0	5600
6	18.0	2.0	-11.000	76.0	11200

・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 <sup>3</sup> )	水中重量 (kN/m <sup>3</sup> )		
1	-7.000	-11.000	粘性土	2.0	17.0	8.0	5.0	2.5
2	-11.000	-31.000	粘性土	4.0	17.0	8.0	5.0	2.5

No	粘 着 力			一軸圧縮 強度 $q_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	変形係数 $E_o$ (kN/m <sup>2</sup> )
	$C_o$ (kN/m <sup>2</sup> )	増 分 $k$ (kN/m <sup>3</sup> )	基準標高 G.L. (m)		
1	20.0	0.0	-4.000	40.0	5600
2	18.0	2.0	-11.000	76.0	11200

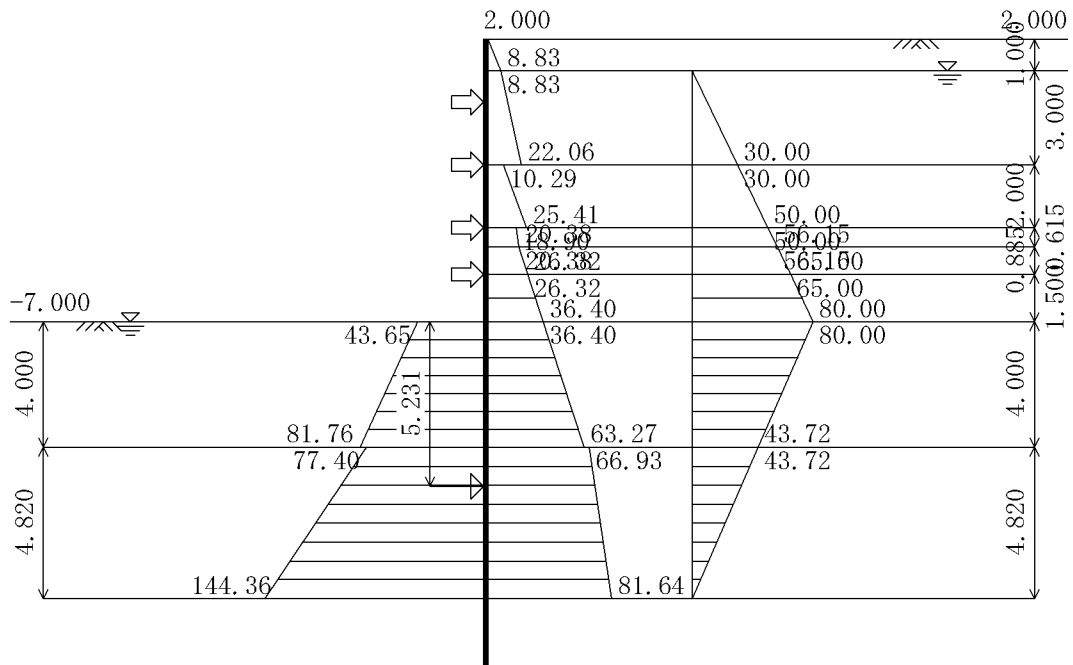
(2)根入れ長の計算

1)結果要旨

ケース名：最終掘削時

解析方法：本ケースの最下段切ばりに関するモーメントのつり合いから根入れ長を計算

掘削底面位置		(G.L. -7.000)m	
必要根入れ長	安全率 F	1.200	
	つり合い深さ Z(m)	8.820(G.L. -15.820)m	
	必要根入れ長 D(m)	10.584(G.L. -17.584)m	
	仮想支持深さ Y(m)	5.231(G.L. -12.231)m	
最小根入れ長 (m)		3.000(G.L. -10.000)m	
決定根入れ長	決定根入れ長 (m)	11.000(G.L. -18.000)m	
	判定		
決定全長		20.000m	



・つり合い位置(G.L. -15.820)mにおける外力集計値

項目	モーメント関連		水平力関連	
	主働側	Ma + Mw(kN.m/m)	5282.22	Pa(kN/m)
受働側	Mp(kN.m/m)	5285.78	Pp(kN/m)	785.27
比率 (Mp / (Ma + Mw))			1.0	
仮想支持深さ (Y) m			5.231	

Mpは最下段切梁位置回りのモーメントなので、仮想支持深さYは下式で修正している。

仮想支持深さ (Y) = Mp / Pp - (最下段切ばり位置 - 掘削底面)。

2)外力表 (強度分布表)

・主働土圧強度

$$pa^* = \max (pa, pamin)$$

$$pa = Ka ( \quad h + q ) - 2c \quad Ka, Ka = \tan^2 ( 45^\circ - \quad / 2 )$$

$$pamin : 0.30 \cdot \quad h \text{ (粘性土のみ)}$$

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	土の 単重	内 部 摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m <sup>2</sup>	有 効 上 載 圧 rh+q kN/m <sup>2</sup>	土 係 数 Ka	主 働 土 圧 強 度 pa kN/m <sup>2</sup>	最 小 土 圧 強 度 pamin kN/m <sup>2</sup>	採 用 土 圧 強 度 pa* kN/m <sup>2</sup>
1	2.000 1.000	1.000	18.0	20.00	0.0 0.0	0.00 18.00	0.490	0.00 8.83	0.00 0.00	0.00 8.83
2	1.000 -2.000	3.000	9.0	20.00	0.0 0.0	18.00 45.00	0.490	8.83 22.06	0.00 0.00	8.83 22.06
3	-2.000 -4.000	2.000	9.0	5.00	15.0 15.0	45.00 63.00	0.840	10.29 25.41	0.00 0.00	10.29 25.41
4	-4.000 -4.615	0.615	8.0	5.00	20.0 20.0	63.00 67.92	0.840	16.25 20.38	18.90 20.38	18.90 20.38
5	-4.615 -5.500	0.885	8.0	5.00	20.0 20.0	67.92 75.00	0.840	20.38 26.32	20.38 22.50	20.38 26.32
6	-5.500 -7.000	1.500	8.0	5.00	20.0 20.0	75.00 87.00	0.840	26.32 36.40	22.50 26.10	26.32 36.40
7	-7.000 -11.000	4.000	8.0	5.00	20.0 20.0	87.00 119.00	0.840	36.40 63.27	26.10 35.70	36.40 63.27
8	-11.000 -15.820	4.820	8.0	5.00	18.0 27.6	119.00 157.56	0.840	66.93 81.64	35.70 47.27	66.93 81.64

・水圧強度 (三角形分布)

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	水圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>
1	1.000 -2.000	3.000	0.00 30.00
2	-2.000 -4.000	2.000	30.00 50.00
3	-4.000 -4.615	0.615	50.00 56.15
4	-4.615 -5.500	0.885	56.15 65.00
5	-5.500 -7.000	1.500	65.00 80.00
6	-7.000 -11.000	4.000	80.00 43.72
7	-11.000 -15.820	4.820	43.72 0.00

・受働土圧強度

$$pp = Kp ( \quad h + q ) + 2c \quad Kp, Kp = \tan^2 ( 45^\circ + \quad / 2 )$$

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	土の 単重	内 部 摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m <sup>2</sup>	有 効 上 載 圧 rh+q kN/m <sup>2</sup>	土 係 数 Kp	受 働 土 圧 強 度 pp kN/m <sup>2</sup>
1	-7.000 -11.000	4.000	8.0	5.00	20.0 20.0	0.00 32.00	1.191	43.65 81.76
2	-11.000 -15.820	4.820	8.0	5.00	18.0 27.6	32.00 70.56	1.191	77.40 144.36

3)外力表 ( 水平力、モーメント表 )

水平力及びアーム長は、各層の側圧力を台形で扱い下式にて計算します。

上面強度 $p_1$ 、下面強度 $p_2$ 、層厚 $h$ とすると、水平力 =  $(p_1 + p_2) \times h / 2$

アーム長 =  $(\text{最下段切ばり位置から層上面までの距離}) + (h / 3) \times (p_1 + 2 \times p_2) / (p_1 + p_2)$

・主働土圧

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	側圧強度 pa kN/m <sup>2</sup>	水 平 力 Pa kN/m	アーム長 y m	モーメント Ma kN.m/m
1	-5.500 -7.000	1.500	26.32 36.40	47.04	0.790	37.17
2	-7.000 -11.000	4.000	36.40 63.27	199.33	3.680	733.47
3	-11.000 -15.820	4.820	66.93 81.64	358.06	7.990	2860.77
				604.43		3631.41

・水圧

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	側圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>	水 平 力 Pw kN/m	アーム長 y m	モーメント Mw kN.m/m
1	-5.500 -7.000	1.500	65.00 80.00	108.75	0.776	84.38
2	-7.000 -11.000	4.000	80.00 43.72	247.44	3.304	817.66
3	-11.000 -15.820	4.820	43.72 0.00	105.36	7.107	748.78
				461.55		1650.81

・受働土圧

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	側圧強度 pp kN/m <sup>2</sup>	水 平 力 Pp kN/m	アーム長 y m	モーメント Mp kN.m/m
1	-7.000 -11.000	4.000	43.65 81.76	250.83	3.703	928.72
2	-11.000 -15.820	4.820	77.40 144.36	534.44	8.153	4357.06
				785.27		5285.78

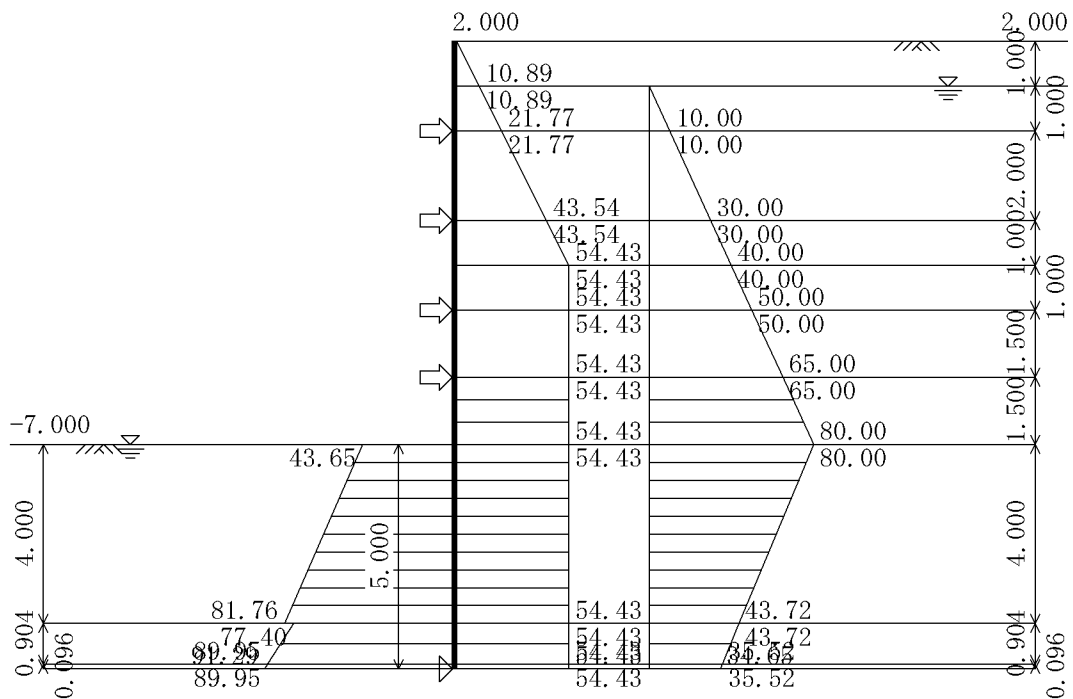
(3)断面力の計算

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. 2.000)m	
地表面位置	G.L.m	(G.L. 2.000)m	
掘削底面位置	G.L.m	(G.L. -7.000)m	
土の平均単位体積重量	kN/m <sup>3</sup>	9.07	
上載荷重分 q /	m	0.000(G.L. 2.000)m	
掘削深さによる係数a	掘削深さ H	m	9.000
	上載荷重分q /	-----	無視
	計算上の掘削深さH'	m	9.000
	H' による係数a	-----	1.000
地質による係数c	地盤種類	-----	軟粘性土
	地盤種別判定区間下面	m	14.000(G.L. -12.000)m
	地質による係数 c	-----	6.000
土圧強度 p = a · c ·	kN/m <sup>2</sup>	54.43	



・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5.231(m)を5.000(m)に補正しました。

最下段切りばり位置	m	(G.L. -5.500)m	
仮想支持点位置	m	(G.L. -12.000)m	
単純ばりスパン	m	6.500	
発生最大曲げモーメント	モーメント Mmax	kN.m/m	336.18
	発生位置 (切ばり点から)	m	2.660(G.L. -8.160)m
発生せん断力	せん断力 Smax	kN/m	283.18
	発生位置 (切ばり点から)	m	0.000(G.L. -5.500)m
反力	上側支点反力 RA	kN/m	283.18
	下側支点反力 RB	kN/m	130.92
最大変位	変位置 max	m	0.0097
	発生位置 (上切ばり点から)	m	2.925(G.L. -8.425)m

参考値

・3段切ばりと4段切ばり間の単純スパン

上段切ばり位置	m	(G.L. -4.000)m	
下段切ばり位置	m	(G.L. -5.500)m	
単純ばりスパン	m	1.500	
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	31.48 0.758(G.L. -4.758)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	85.82 1.500(G.L. -5.500)m
反力	上側支点反力 RA 下側支点反力 RB	kN/m kN/m	82.07 85.82
最大変位	変位置量 max 発生位置 (上切ばり点から)	m m	0.0000 0.600(G.L. -4.600)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	m	(G.L. -2.000)m	
下段切ばり位置	m	(G.L. -4.000)m	
単純ばりスパン	m	2.000	
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	46.34 1.027(G.L. -3.027)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	96.85 2.000(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	86.56 96.85
最大変位	変位置量 max 発生位置 (上切ばり点から)	m m	0.0001 1.000(G.L. -3.000)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	m	(G.L. 0.000)m	
下段切ばり位置	m	(G.L. -2.000)m	
単純ばりスパン	m	2.000	
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	26.44 1.065(G.L. -1.065)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	59.62 2.000(G.L. -2.000)m
反力	上側支点反力 RA 下側支点反力 RB	kN/m kN/m	45.70 59.62
最大変位	変位置量 max 発生位置 (上切ばり点から)	m m	0.0001 0.900(G.L. -0.900)m

参考値

2)外力表

・「仮想支持点」までの土の平均単位重量

No	層上面高 G.L. (m)	層下面高 G.L. (m)	層厚 Li (m)	土の 単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )	土の 有効重量 iLi (kN/m <sup>2</sup> )
1	2.000	1.000	1.000	18.0	18.00
2	1.000	-2.000	3.000	9.0	27.00
3	-2.000	-4.000	2.000	9.0	18.00
4	-4.000	-7.000	3.000	8.0	24.00
5	-7.000	-11.000	4.000	8.0	32.00
6	-11.000	-12.000	1.000	8.0	8.00
			14.000		127.00

=  $\cdot h / h = 9.07(\text{kN/m}^3)$

・断面計算用側圧分布表

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	受 働 土圧強度 pp kN/m <sup>2</sup>	断面計算用 土圧強度 pa kN/m <sup>2</sup>	水圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>	作 用 荷重強度 p kN/m <sup>2</sup>
1	2.000 1.000	1.000	0.00 0.00	0.00 10.89	0.00 0.00	0.00 10.89
2	1.000 0.000	1.000	0.00 0.00	10.89 21.77	0.00 10.00	10.89 31.77
3	0.000 -2.000	2.000	0.00 0.00	21.77 43.54	10.00 30.00	31.77 73.54
4	-2.000 -3.000	1.000	0.00 0.00	43.54 54.43	30.00 40.00	73.54 94.43
5	-3.000 -4.000	1.000	0.00 0.00	54.43 54.43	40.00 50.00	94.43 104.43
6	-4.000 -5.500	1.500	0.00 0.00	54.43 54.43	50.00 65.00	104.43 119.43
7	-5.500 -7.000	1.500	0.00 0.00	54.43 54.43	65.00 80.00	119.43 134.43
8	-7.000 -11.000	4.000	43.65 81.76	54.43 54.43	80.00 43.72	90.78 16.38
9	-11.000 -11.904	0.904	77.40 89.95	54.43 54.43	43.72 35.52	20.75 0.00
10	-11.904 -12.000	0.096	89.95 91.29	54.43 54.43	35.52 34.65	0.00 0.00
11	-12.000 -15.820	3.820	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[断面計算用土圧強度] + [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 (  $p = pa + pw - pp$  )。



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、変位量は下式を満足していなければならない。

$$= 1 + 2 \quad a$$

ここに、

：全壁体変位量

1：単純ばりとして求めた最大変位量

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

2：弾性支点変位の影響変位量

$$2' = R / K$$

$$2 = 2' / 2$$

a：許容変位量

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)	0.000
仮想支持点深さ		m	5.000
仮想支持点深さの1/2位置		G.L. (m)	-9.500
単純ばりのスパン		m	9.500
単純ばりに作用する荷重の合力		KN/m	954.74
等価な長方形分布荷重 $w = P / L$		KN/m <sup>2</sup>	100.499
1	ヤング係数	E	$\times 10^6$ KN/m <sup>2</sup>
	断面二次モーメント	I	m <sup>4</sup> /m
	有効率（変位計算用）		-----
	スパン中央のたわみ	1	m
2	水平方向地盤反力係数	kH	KN/m <sup>3</sup>
	土留め壁の幅	B	m
	パネ区間の土留め杭の側面積 $A = B \times Y$		m <sup>2</sup>
	パネ定数 $K = kH \times A$		KN/m <sup>2</sup>
	支点反力 $R = w \times L / 2$		KN/m
	弾性支点の変位 $2' = R / K$		m
	支点変位の影響 $2 = 2' / 2$		m
全壁体変位量 $= 1 + 2$		m	0.0825
発生位置（スパンの1/2）		G.L. (m)	-4.750
許容変位量		a	m
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 <sup>2</sup>	荷重 P KN/m
1	0.000	2.000	31.77	105.31
	-2.000		73.54	
2	-2.000	1.000	73.54	83.99
	-3.000		94.43	
3	-3.000	1.000	94.43	99.43
	-4.000		104.43	
4	-4.000	3.000	104.43	358.29
	-7.000		134.43	
5	-7.000	2.500	134.43	307.73
	-9.500		111.75	
				954.74

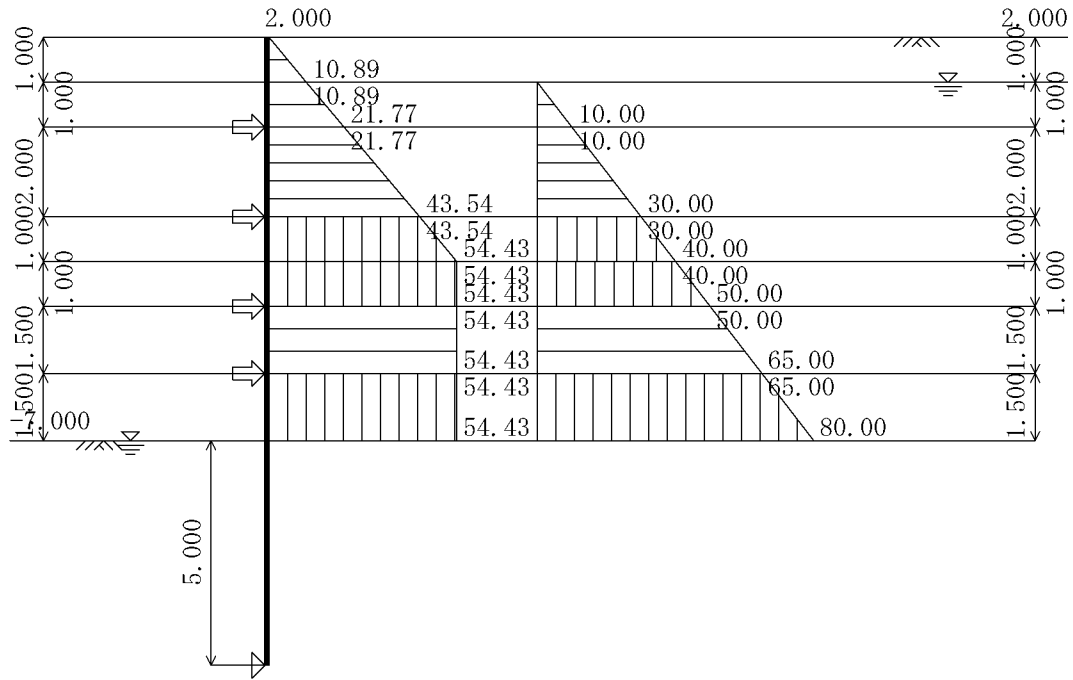
・ 水平方向地盤反力係数

水平方向地盤反力係数は、表中のkHを直接与えることにした。

(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	0.000	2.000	-2.000	132.09
2	-2.000	-2.000	-4.000	183.41
3	-4.000	-4.000	-5.500	167.89
4	-5.500	-5.500	-7.000	190.39

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	2.000	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.000		0.00	10.89	0.00	10.89
2	1.000	1.000	0.00	10.89	0.00	10.89
	0.000		0.00	21.77	10.00	31.77
3	0.000	2.000	0.00	21.77	10.00	31.77
	-2.000		0.00	43.54	30.00	73.54
4	-2.000	1.000	0.00	43.54	30.00	73.54
	-3.000		0.00	54.43	40.00	94.43
5	-3.000	1.000	0.00	54.43	40.00	94.43
	-4.000		0.00	54.43	50.00	104.43
6	-4.000	1.500	0.00	54.43	50.00	104.43
	-5.500		0.00	54.43	65.00	119.43
7	-5.500	1.500	0.00	54.43	65.00	119.43
	-7.000		0.00	54.43	80.00	134.43
8	-7.000	4.000	0.00	0.00	0.00	0.00
	-11.000		0.00	0.00	0.00	0.00
9	-11.000	0.904	0.00	0.00	0.00	0.00
	-11.904		0.00	0.00	0.00	0.00

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	受 働 土 圧 強 度 pp kN/m <sup>2</sup>	主 働 土 圧 強 度 pa kN/m <sup>2</sup>	水 圧 強 度 pw kN/m <sup>2</sup>	作 用 荷 重 強 度 p kN/m <sup>2</sup>
10	-11.904	0.096	0.00	0.00	0.00	0.00
	-12.000		0.00	0.00	0.00	0.00
11	-12.000	3.820	0.00	0.00	0.00	0.00
	-15.820		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 (  $p = pa + pw - pp$  )。

### 3.2.3 壁体応力度

#### (1) 使用断面

断面種類：鋼管矢板

使用鋼材：D500 t12

使用材質：SKY400

断面諸元	単位	数値
杭径 D	(mm)	500
継手幅 a	(mm)	250
断面係数 Z	$\times 10^3(\text{mm}^3/\text{本})$	2190
断面積 A	$\times 10^2(\text{mm}^2/\text{本})$	184.00

#### (2) 設計断面力

設計断面力は下表の通りとする。

ただし、M、Sに関しては、下式にて一本当たりの

断面力にする。軸力Nは入力値の通りとする。

$$\text{一本当たりの断面力} = (1.0\text{m当たりの断面力}) \times \frac{D+a}{1000}$$

状態	モーメント M $\times 10^6(\text{N}\cdot\text{mm}/\text{本})$	軸力 N $\times 10^3(\text{N}/\text{本})$	せん断力 S $\times 10^3(\text{N}/\text{本})$
Max時	374.45	0.00	252.30

#### (3) 曲げ応力度

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

ここに、

σ : 曲げ応力度(N/mm<sup>2</sup>)

a : 許容曲げ応力度(N/mm<sup>2</sup>)

Z : 使用断面係数

A : 使用断面積

状態	応力度 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 sa N/mm <sup>2</sup>	判定
Max時	171.0	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/mm<sup>2</sup>)

a : 許容せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)

状態	応力度 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 a N/mm <sup>2</sup>	判定
Max時	13.7	125.0	

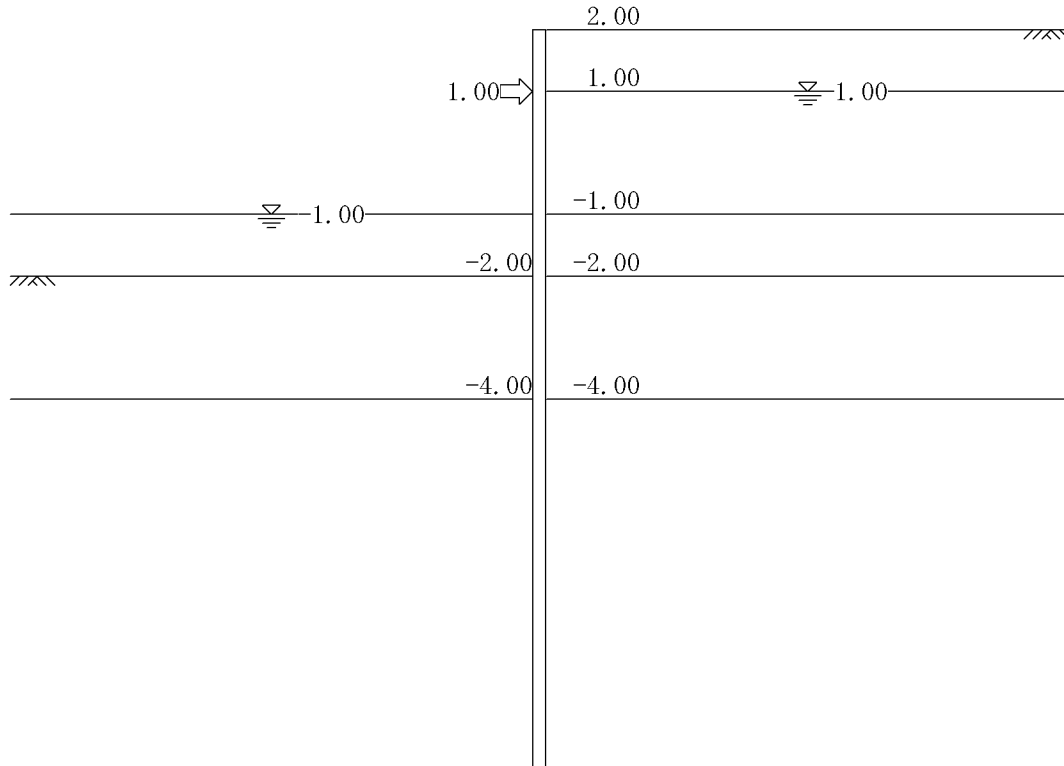
## 4章 外側壁の設計

### 4.1 左堤体の設計

#### 4.1.1 外側壁検討時

##### (1) 検討条件

状態：最終掘削時  
 ケース名：外側壁検討時



##### 1) 検討条件

背面側地表面位置	G.L. (m)	2.000
掘削底面位置	G.L. (m)	-2.000
最下段切ばり設置位置	G.L. (m)	1.000
背面側水位位置	G.L. (m)	1.000
掘削側水位位置	G.L. (m)	-1.000
背面側上載荷重 q	kN/m <sup>2</sup>	0.00
掘削側上載荷重 q	kN/m <sup>2</sup>	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 <sup>3</sup> )	水中重量 (kN/m <sup>3</sup> )		
1	2.000	1.000	砂質土	5.0	18.0	9.0	20.0	10.0
2	1.000	-1.000	砂質土	5.0	18.0	9.0	20.0	10.0
3	-1.000	-2.000	砂質土	5.0	18.0	9.0	20.0	10.0
4	-2.000	-4.000	砂質土	15.0	18.0	9.0	5.0	2.5
5	-4.000	-11.000	粘性土	2.0	17.0	8.0	5.0	2.5
6	-11.000	-31.000	粘性土	4.0	17.0	8.0	5.0	2.5

No	粘着力			一軸圧縮強度 qu (kN/m <sup>2</sup> )	変形係数 Eo (kN/m <sup>2</sup> )
	Co (kN/m <sup>2</sup> )	増分 k (kN/m <sup>3</sup> )	基準標高 G.L. (m)		
1	0.0	0.0	2.000	0.0	0

No	粘着力			一軸圧縮 強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	変形係数 $E_o$ ( $\text{kN/m}^2$ )
	$C_o$ ( $\text{kN/m}^2$ )	増分 $k$ ( $\text{kN/m}^3$ )	基準標高 G.L. (m)		
2	0.0	0.0	2.000	0.0	0
3	0.0	0.0	2.000	0.0	0
4	15.0	0.0	-2.000	30.0	42000
5	20.0	0.0	-4.000	40.0	5600
6	18.0	2.0	-11.000	76.0	11200

・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 ( $\text{kN/m}^3$ )	水中重量 ( $\text{kN/m}^3$ )		
1	-2.000	-4.000	砂質土	15.0	18.0	9.0	5.0	2.5
2	-4.000	-11.000	粘性土	2.0	17.0	8.0	5.0	2.5
3	-11.000	-31.000	粘性土	4.0	17.0	8.0	5.0	2.5

No	粘着力			一軸圧縮 強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	変形係数 $E_o$ ( $\text{kN/m}^2$ )
	$C_o$ ( $\text{kN/m}^2$ )	増分 $k$ ( $\text{kN/m}^3$ )	基準標高 G.L. (m)		
1	15.0	0.0	-2.000	30.0	42000
2	20.0	0.0	-4.000	40.0	5600
3	18.0	2.0	-11.000	76.0	11200

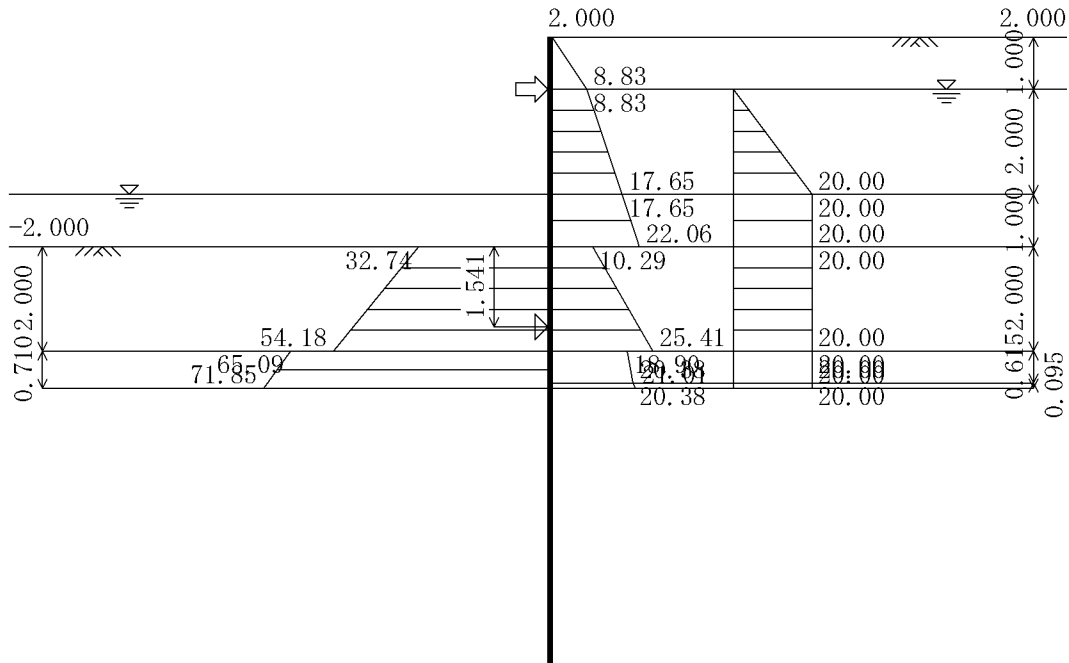
(2) 根入れ長の計算

1) 結果要旨

ケース名：外側壁検討時

解析方法：本ケースの最下段切ばりに関するモーメントのつり合いから根入れ長を計算

掘削底面位置		(G.L. -2.000)m
必要根入れ長	安全率 F	1.200
	つり合い深さ Z(m)	2.710(G.L. -4.710)m
	必要根入れ長 D(m)	3.252(G.L. -5.252)m
	仮想支持深さ Y(m)	1.541(G.L. -3.541)m
最小根入れ長 (m)		8.000(G.L. -10.000)m
決定根入れ長	決定根入れ長 (m)	8.000(G.L. -10.000)m
	判定	
決定全長		12.000m



・つり合い位置(G.L. -4.710)mにおける外力集計値

項目	モーメント関連		水平力関連	
主働側	Ma + Mw (kN.m/m)	615.27	Pa (kN/m)	190.28
受働側	Mp (kN.m/m)	615.43	Pp (kN/m)	135.53
比率 (Mp / (Ma + Mw))			1.0	
仮想支持深さ (Y) m			1.541	

Mpは最下段切梁位置回りのモーメントなので、仮想支持深さYは下式で修正している。

仮想支持深さ (Y) = Mp / Pp - (最下段切ばり位置 - 掘削底面)。



2)外力表 (強度分布表)

・主働土圧強度

$$pa^* = \max ( pa, pamin )$$

$$pa = Ka ( \quad h + q ) - 2c \quad Ka, Ka = \tan^2 ( 45^\circ - \quad / 2 )$$

$$pamin : 0.30 \cdot \quad h ( \text{粘性土のみ} )$$

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	土の 単重	内 部 摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m <sup>2</sup>	有 効 上 載 圧 rh+q kN/m <sup>2</sup>	土 係 数 Ka	主 働 土 圧 強 度 pa kN/m <sup>2</sup>	最 小 土 圧 強 度 pamin kN/m <sup>2</sup>	採 用 土 圧 強 度 pa* kN/m <sup>2</sup>
1	2.000 1.000	1.000	18.0	20.00	0.0 0.0	0.00 18.00	0.490	0.00 8.83	0.00 0.00	0.00 8.83
2	1.000 -1.000	2.000	9.0	20.00	0.0 0.0	18.00 36.00	0.490	8.83 17.65	0.00 0.00	8.83 17.65
3	-1.000 -2.000	1.000	9.0	20.00	0.0 0.0	36.00 45.00	0.490	17.65 22.06	0.00 0.00	17.65 22.06
4	-2.000 -4.000	2.000	9.0	5.00	15.0 15.0	45.00 63.00	0.840	10.29 25.41	0.00 0.00	10.29 25.41
5	-4.000 -4.615	0.615	8.0	5.00	20.0 20.0	63.00 67.92	0.840	16.25 20.38	18.90 20.38	18.90 20.38
6	-4.615 -4.710	0.095	8.0	5.00	20.0 20.0	67.92 68.68	0.840	20.38 21.01	20.38 20.60	20.38 21.01

・水圧強度 (台形分布)

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	水圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>
1	1.000 -1.000	2.000	0.00 20.00
2	-1.000 -2.000	1.000	20.00 20.00
3	-2.000 -4.000	2.000	20.00 20.00
4	-4.000 -4.615	0.615	20.00 20.00
5	-4.615 -4.710	0.095	20.00 20.00

・受働土圧強度

$$pp = Kp ( \quad h + q ) + 2c \quad Kp, Kp = \tan^2 ( 45^\circ + \quad / 2 )$$

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	土の 単重	内 部 摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m <sup>2</sup>	有 効 上 載 圧 rh+q kN/m <sup>2</sup>	土 係 数 Kp	受 働 土 圧 強 度 pp kN/m <sup>2</sup>
1	-2.000 -4.000	2.000	9.0	5.00	15.0 15.0	0.00 18.00	1.191	32.74 54.18
2	-4.000 -4.710	0.710	8.0	5.00	20.0 20.0	18.00 23.68	1.191	65.09 71.85

3)外力表 (水平力、モーメント表)

水平力及びアーム長は、各層の側圧力を台形で扱い下式にて計算します。

$$\text{上面強度} p_1、\text{下面強度} p_2、\text{層厚} h \text{ とすると、水平力} = ( p_1 + p_2 ) \times h / 2$$

$$\text{アーム長} = ( \text{最下段切ばり位置から層上面までの距離} ) + ( h / 3 ) \times ( p_1 + 2 \times p_2 ) / ( p_1 + p_2 )$$

・主働土圧

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	側圧強度 pa kN/m <sup>2</sup>	水平力 Pa kN/m	アーム長 y m	モーメント Ma kN.m/m
1	1.000 -1.000	2.000	8.83 17.65	26.48	1.111	29.42
2	-1.000 -2.000	1.000	17.65 22.06	19.86	2.519	50.01
3	-2.000 -4.000	2.000	10.29 25.41	35.70	4.141	147.85
4	-4.000 -4.615	0.615	18.90 20.38	12.07	5.311	64.13
5	-4.615 -4.710	0.095	20.38 21.01	1.97	5.663	11.15
				96.08		302.56

・水圧

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	側圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>	水平力 Pw kN/m	アーム長 y m	モーメント Mw kN.m/m
1	1.000 -1.000	2.000	0.00 20.00	20.00	1.333	26.67
2	-1.000 -2.000	1.000	20.00 20.00	20.00	2.500	50.00
3	-2.000 -4.000	2.000	20.00 20.00	40.00	4.000	160.00
4	-4.000 -4.615	0.615	20.00 20.00	12.30	5.307	65.27
5	-4.615 -4.710	0.095	20.00 20.00	1.90	5.662	10.78
				94.20		312.71

・受働土圧

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	側圧強度 pp kN/m <sup>2</sup>	水平力 Pp kN/m	アーム長 y m	モーメント Mp kN.m/m
1	-2.000 -4.000	2.000	32.74 54.18	86.92	4.082	354.81
2	-4.000 -4.710	0.710	65.09 71.85	48.61	5.361	260.62
				135.53		615.43

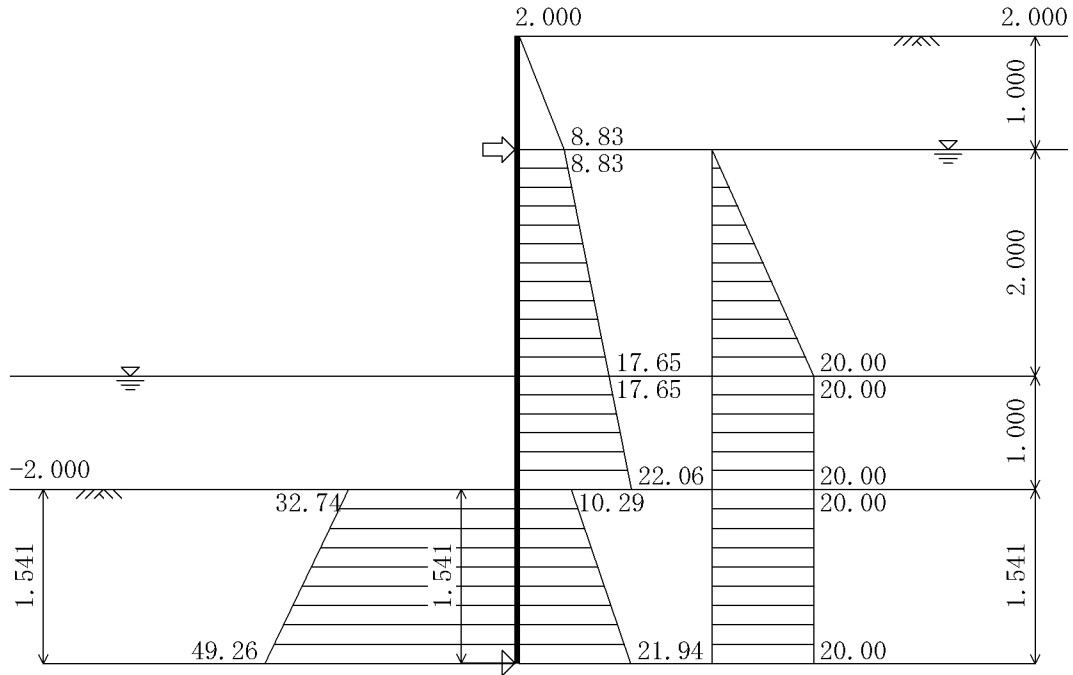
(3)断面力の計算

1)結果要旨

ケース名：外側壁検討時

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。

土圧は根入れ長計算用土圧を用いる。



・最下段切ばりと仮想支持点間の単純スパン

最下段切りばり位置	m	(G.L. 1.000)m	
仮想支持点位置	m	(G.L. -3.541)m	
単純ばりスパン	m	4.541	
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	67.45 2.144(G.L. -1.144)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	51.96 0.000(G.L. 1.000)m
反力	上側支点反力 RA 下側支点反力 RB	kN/m kN/m	51.96 34.37
最大変位	変位量 max 発生位置 (上切ばり点から)	m m	0.0009 2.270(G.L. -1.270)m

参考値

2)外力表

・断面計算用側圧分布表

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	受 働 土圧強度 pp kN/m <sup>2</sup>	主 働 土圧強度 pa kN/m <sup>2</sup>	水圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>	作 用 荷重強度 p kN/m <sup>2</sup>
1	2.000 1.000	1.000	0.00 0.00	0.00 8.83	0.00 0.00	0.00 8.83
2	1.000 -1.000	2.000	0.00 0.00	8.83 17.65	0.00 20.00	8.83 37.65
3	-1.000 -2.000	1.000	0.00 0.00	17.65 22.06	20.00 20.00	37.65 42.06
4	-2.000 -3.541	1.541	32.74 49.26	10.29 21.94	20.00 20.00	0.00 0.00

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	受 働 土 圧 強 度 pp kN/m <sup>2</sup>	主 働 土 圧 強 度 pa kN/m <sup>2</sup>	水 圧 強 度 pw kN/m <sup>2</sup>	作 用 荷 重 強 度 p kN/m <sup>2</sup>
5	-3.541 -4.000	0.459	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
6	-4.000 -4.615	0.615	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
7	-4.615 -4.710	0.095	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 ( $p = pa + pw - pp$ )。

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、変位量は下式を満足していなければならない。

$$= 1 + 2 \quad a$$

ここに、

：全壁体変位量

1：単純ばりとして求めた最大変位量

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

2：弾性支点変位の影響変位量

$$2' = R / K$$

$$2 = 2' / 2$$

a：許容変位量

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		m	1.541	
仮想支持点深さの1/2位置		G.L.(m)	-2.770	
単純ばりのスパン		m	3.770	
単純ばりに作用する荷重の合力		kN/m	111.90	
等価な長方形分布荷重 $w = P / L$		kN/m <sup>2</sup>	29.678	
1	ヤング係数	E	$\times 10^6$ kN/m <sup>2</sup>	2.000
	断面二次モーメント	I	m <sup>4</sup> /m	0.00073067
	有効率（変位計算用）		-----	1.000
	スパン中央のたわみ	1	m	0.0005
2	水平方向地盤反力係数	kH	kN/m <sup>3</sup>	5000
	土留め壁の幅	B	m	1.000
	パネ区間の土留め杭の側面積 $A = B \times Y$		m <sup>2</sup>	1.5409
	パネ定数 $K = kH \times A$		kN/m <sup>2</sup>	7704
	支点反力 $R = w \times L / 2$		kN/m	55.95
	弾性支点の変位 $2' = R / K$		m	0.0073
支点変位の影響 $2 = 2' / 2$			m	0.0036
全壁体変位量 $= 1 + 2$			m	0.0042
発生位置（スパンの1/2）		G.L.(m)	-0.885	
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 <sup>2</sup>	荷重 P kN/m
1	1.000 -1.000	2.000	8.83 37.65	46.48
2	-1.000 -2.000	1.000	37.65 42.06	39.86
3	-2.000 -2.770	0.770	30.29 36.11	25.57
				111.90

・水平方向地盤反力係数

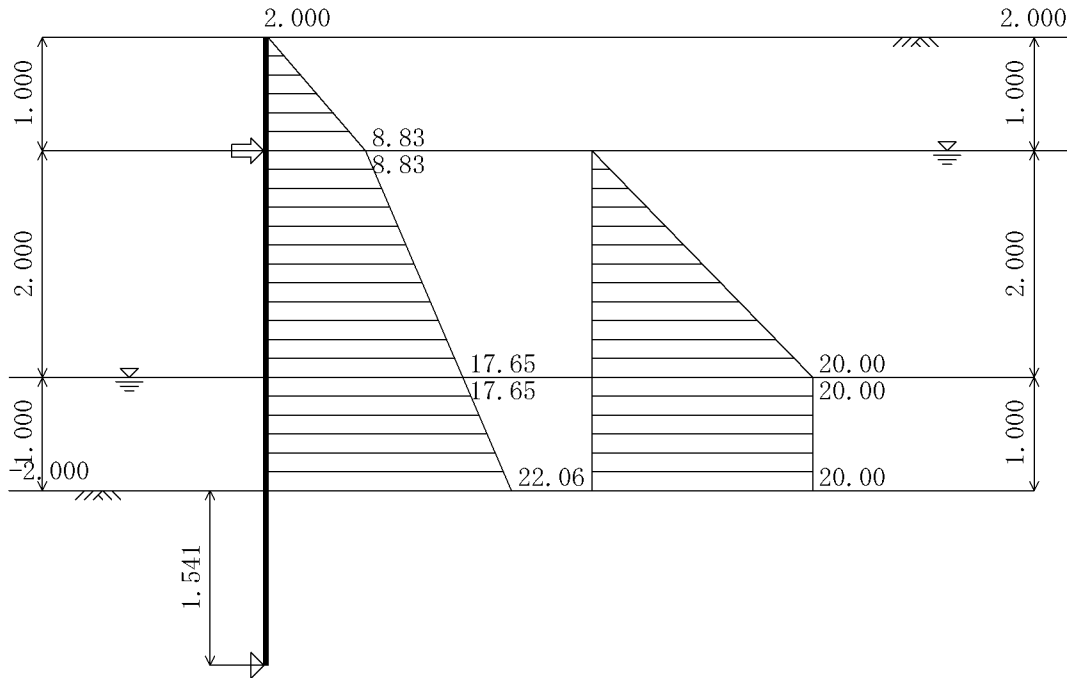
水平方向地盤反力係数は、表中のkHを直接与えることにした。

(4) 支保工反力の計算

1) 結果要旨

解析方法：道路公団法

河床面より上の全側圧力を算出し、これの1/2を引張材の反力とする。



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	2.000	-2.000	45.37

2) 外力表

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	受働土圧強度 pp kN/m <sup>2</sup>	主働土圧強度 pa kN/m <sup>2</sup>	水圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>	作用荷重強度 p kN/m <sup>2</sup>
1	2.000 1.000	1.000	0.00 0.00	0.00 8.83	0.00 0.00	0.00 8.83
2	1.000 -1.000	2.000	0.00 0.00	8.83 17.65	0.00 20.00	8.83 37.65
3	-1.000 -2.000	1.000	0.00 0.00	17.65 22.06	20.00 20.00	37.65 42.06
4	-2.000 -3.541	1.541	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
5	-3.541 -4.000	0.459	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
6	-4.000 -4.615	0.615	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
7	-4.615 -4.710	0.095	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)。

4.1.2 壁体応力度

(1) 使用断面

断面種類：鋼管矢板

使用鋼材：D500 t12

使用材質：SKY400

断面諸元	単位	数値
杭径 D	(mm)	500
継手幅 a	(mm)	250
断面係数 Z	$\times 10^3(\text{mm}^3/\text{本})$	2190
断面積 A	$\times 10^2(\text{mm}^2/\text{本})$	184.00

(2) 設計断面力

設計断面力は下表の通りとする。

ただし、M、Sに関しては、下式にて一本当たりの

断面力にする。軸力Nは入力値の通りとする。

$$\text{一本当たりの断面力} = (1.0\text{m当たりの断面力}) \times \frac{D+a}{1000}$$

状態	モーメント M $\times 10^6(\text{N}\cdot\text{mm}/\text{本})$	軸力 N $\times 10^3(\text{N}/\text{本})$	せん断力 S $\times 10^3(\text{N}/\text{本})$
Max時	50.58	0.00	38.97

(3) 曲げ応力度

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

ここに、

σ : 曲げ応力度(N/mm<sup>2</sup>)

a : 許容曲げ応力度(N/mm<sup>2</sup>)

Z : 使用断面係数

A : 使用断面積

状態	応力度 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 sa N/mm <sup>2</sup>	判定
Max時	23.1	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/mm<sup>2</sup>)

a : 許容せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)

状態	応力度 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 a N/mm <sup>2</sup>	判定
Max時	2.1	125.0	

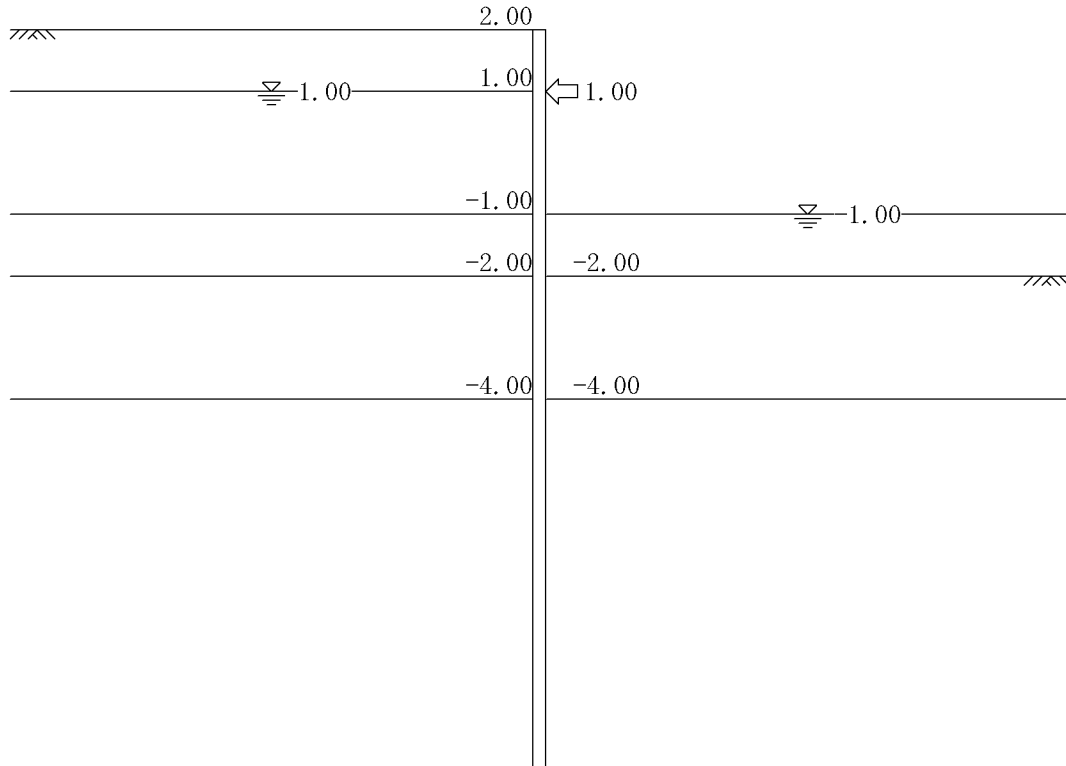
## 4.2 右堤体の設計

### 4.2.1 外側壁検討時

#### (1) 検討条件

状態：最終掘削時

ケース名：外側壁検討時



#### 1) 検討条件

背面側地表面位置	G.L. (m)	2.000
掘削底面位置	G.L. (m)	-2.000
最下段切ばり設置位置	G.L. (m)	1.000
背面側水位位置	G.L. (m)	1.000
掘削側水位位置	G.L. (m)	-1.000
背面側上載荷重	q	kN/m <sup>2</sup> 0.00
掘削側上載荷重	q	kN/m <sup>2</sup> 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 <sup>3</sup> )	水中重量 (kN/m <sup>3</sup> )		
1	2.000	1.000	砂質土	5.0	18.0	9.0	20.0	10.0
2	1.000	-1.000	砂質土	5.0	18.0	9.0	20.0	10.0
3	-1.000	-2.000	砂質土	5.0	18.0	9.0	20.0	10.0
4	-2.000	-4.000	砂質土	15.0	18.0	9.0	5.0	2.5
5	-4.000	-11.000	粘性土	2.0	17.0	8.0	5.0	2.5
6	-11.000	-31.000	粘性土	4.0	17.0	8.0	5.0	2.5

No	粘着力			一軸圧縮強度 qu (kN/m <sup>2</sup> )	変形係数 Eo (kN/m <sup>2</sup> )
	Co (kN/m <sup>2</sup> )	増分 k (kN/m <sup>3</sup> )	基準標高 G.L. (m)		
1	0.0	0.0	2.000	0.0	0
2	0.0	0.0	2.000	0.0	0
3	0.0	0.0	2.000	0.0	0
4	15.0	0.0	-2.000	30.0	42000



No	粘着力			一軸圧縮 強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	変形係数 $E_o$ ( $\text{kN/m}^2$ )
	$C_o$ ( $\text{kN/m}^2$ )	増分 $k$ ( $\text{kN/m}^3$ )	基準標高 G.L. (m)		
5	20.0	0.0	-4.000	40.0	5600
6	18.0	2.0	-11.000	76.0	11200

・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 ( $\text{kN/m}^3$ )	水中重量 ( $\text{kN/m}^3$ )		
1	-2.000	-4.000	砂質土	15.0	18.0	9.0	5.0	2.5
2	-4.000	-11.000	粘性土	2.0	17.0	8.0	5.0	2.5
3	-11.000	-31.000	粘性土	4.0	17.0	8.0	5.0	2.5

No	粘着力			一軸圧縮 強度 $q_u$ ( $\text{kN/m}^2$ )	変形係数 $E_o$ ( $\text{kN/m}^2$ )
	$C_o$ ( $\text{kN/m}^2$ )	増分 $k$ ( $\text{kN/m}^3$ )	基準標高 G.L. (m)		
1	15.0	0.0	-2.000	30.0	42000
2	20.0	0.0	-4.000	40.0	5600
3	18.0	2.0	-11.000	76.0	11200

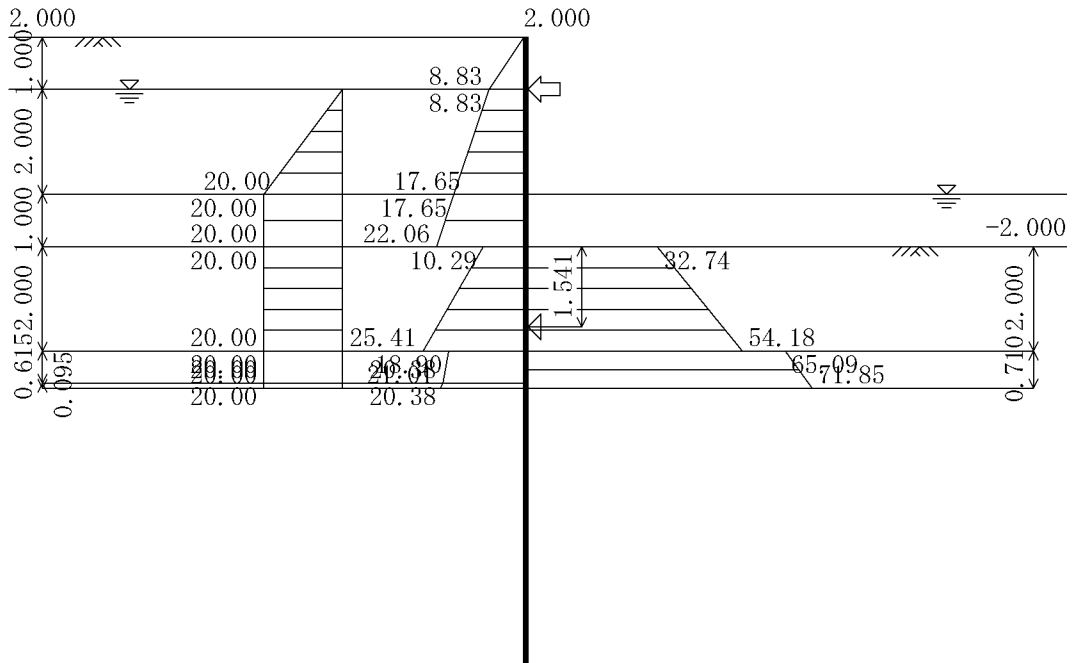
(2)根入れ長の計算

1)結果要旨

ケース名：外側壁検討時

解析方法：本ケースの最下段切ばりに関するモーメントのつり合いから根入れ長を計算

掘削底面位置		(G.L. -2.000)m
必要根入れ長	安全率 F	1.200
	つり合い深さ Z(m)	2.710(G.L. -4.710)m
	必要根入れ長 D(m)	3.252(G.L. -5.252)m
	仮想支持深さ Y(m)	1.541(G.L. -3.541)m
最小根入れ長 (m)		8.000(G.L. -10.000)m
決定根入れ長	決定根入れ長 (m)	8.000(G.L. -10.000)m
	判定	
決定全長		12.000m



・つり合い位置(G.L. -4.710)mにおける外力集計値

項目	モーメント関連		水平力関連	
	主働側	Ma + Mw(kN.m/m)	615.27	Pa(kN/m)
受働側	Mp(kN.m/m)	615.43	Pp(kN/m)	135.53
比率 (Mp / (Ma + Mw))			1.0	
仮想支持深さ (Y) m			1.541	

Mpは最下段切梁位置回りのモーメントなので、仮想支持深さYは下式で修正している。

仮想支持深さ (Y) = Mp / Pp - (最下段切ばり位置 - 掘削底面)。

2)外力表 (強度分布表)

・主働土圧強度

$$pa^* = \max ( pa, pamin )$$

$$pa = Ka ( h + q ) - 2c \quad Ka, Ka = \tan^2 ( 45^\circ - \gamma / 2 )$$

$$pamin : 0.30 \cdot \gamma \cdot h \text{ (粘性土のみ)}$$

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	土の 単重	内 部 摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m <sup>2</sup>	有 効 上 載 圧 rh+q kN/m <sup>2</sup>	土 係 数 Ka	主 働 土 圧 強 度 pa kN/m <sup>2</sup>	最 小 土 圧 強 度 pamin kN/m <sup>2</sup>	採 用 土 圧 強 度 pa* kN/m <sup>2</sup>
1	2.000 1.000	1.000	18.0	20.00	0.0 0.0	0.00 18.00	0.490	0.00 8.83	0.00 0.00	0.00 8.83
2	1.000 -1.000	2.000	9.0	20.00	0.0 0.0	18.00 36.00	0.490	8.83 17.65	0.00 0.00	8.83 17.65
3	-1.000 -2.000	1.000	9.0	20.00	0.0 0.0	36.00 45.00	0.490	17.65 22.06	0.00 0.00	17.65 22.06
4	-2.000 -4.000	2.000	9.0	5.00	15.0 15.0	45.00 63.00	0.840	10.29 25.41	0.00 0.00	10.29 25.41
5	-4.000 -4.615	0.615	8.0	5.00	20.0 20.0	63.00 67.92	0.840	16.25 20.38	18.90 20.38	18.90 20.38
6	-4.615 -4.710	0.095	8.0	5.00	20.0 20.0	67.92 68.68	0.840	20.38 21.01	20.38 20.60	20.38 21.01

・水圧強度 (台形分布)

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	水圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>
1	1.000 -1.000	2.000	0.00 20.00
2	-1.000 -2.000	1.000	20.00 20.00
3	-2.000 -4.000	2.000	20.00 20.00
4	-4.000 -4.615	0.615	20.00 20.00
5	-4.615 -4.710	0.095	20.00 20.00

・受働土圧強度

$$pp = Kp ( h + q ) + 2c \quad Kp, Kp = \tan^2 ( 45^\circ + \gamma / 2 )$$

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	土の 単重	内 部 摩擦角 (度)	粘着力 c kN/m <sup>2</sup>	有 効 上 載 圧 rh+q kN/m <sup>2</sup>	土 係 数 Kp	受 働 土 圧 強 度 pp kN/m <sup>2</sup>
1	-2.000 -4.000	2.000	9.0	5.00	15.0 15.0	0.00 18.00	1.191	32.74 54.18
2	-4.000 -4.710	0.710	8.0	5.00	20.0 20.0	18.00 23.68	1.191	65.09 71.85

3)外力表 (水平力、モーメント表)

水平力及びアーム長は、各層の側圧力を台形で扱い下式にて計算します。

$$\text{上面強度} p_1、\text{下面強度} p_2、\text{層厚} h \text{ とすると、水平力} = ( p_1 + p_2 ) \times h / 2$$

$$\text{アーム長} = ( \text{最下段切ばり位置から層上面までの距離} ) + ( h / 3 ) \times ( p_1 + 2 \times p_2 ) / ( p_1 + p_2 )$$

## ・主働土圧

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	側圧強度 pa kN/m <sup>2</sup>	水平力 Pa kN/m	アーム長 y m	モーメント Ma kN.m/m
1	1.000 -1.000	2.000	8.83 17.65	26.48	1.111	29.42
2	-1.000 -2.000	1.000	17.65 22.06	19.86	2.519	50.01
3	-2.000 -4.000	2.000	10.29 25.41	35.70	4.141	147.85
4	-4.000 -4.615	0.615	18.90 20.38	12.07	5.311	64.13
5	-4.615 -4.710	0.095	20.38 21.01	1.97	5.663	11.15
				96.08		302.56

## ・水圧

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	側圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>	水平力 Pw kN/m	アーム長 y m	モーメント Mw kN.m/m
1	1.000 -1.000	2.000	0.00 20.00	20.00	1.333	26.67
2	-1.000 -2.000	1.000	20.00 20.00	20.00	2.500	50.00
3	-2.000 -4.000	2.000	20.00 20.00	40.00	4.000	160.00
4	-4.000 -4.615	0.615	20.00 20.00	12.30	5.307	65.27
5	-4.615 -4.710	0.095	20.00 20.00	1.90	5.662	10.78
				94.20		312.71

## ・受働土圧

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	側圧強度 pp kN/m <sup>2</sup>	水平力 Pp kN/m	アーム長 y m	モーメント Mp kN.m/m
1	-2.000 -4.000	2.000	32.74 54.18	86.92	4.082	354.81
2	-4.000 -4.710	0.710	65.09 71.85	48.61	5.361	260.62
				135.53		615.43

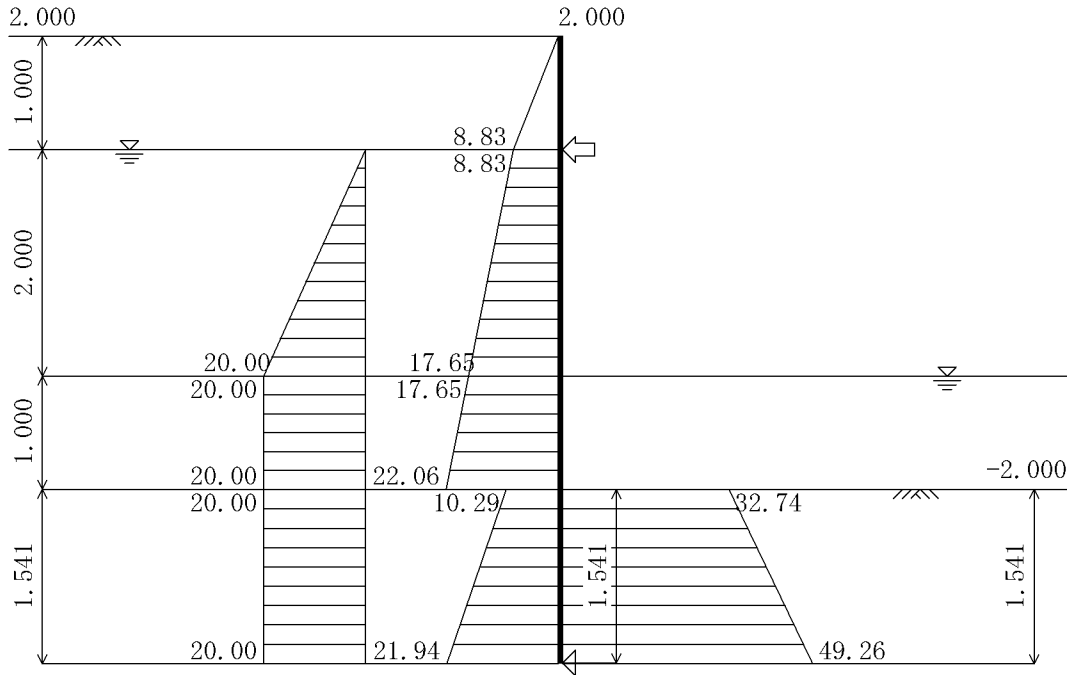
(3)断面力の計算

1)結果要旨

ケース名：外側壁検討時

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。

土圧は根入れ長計算用土圧を用いる。



・最下段切ばりと仮想支持点間の単純スパン

最下段切りばり位置	m	(G.L. 1.000)m	
仮想支持点位置	m	(G.L. -3.541)m	
単純ばりスパン	m	4.541	
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	67.45 2.144(G.L. -1.144)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	51.96 0.000(G.L. 1.000)m
反力	上側支点反力 RA 下側支点反力 RB	kN/m kN/m	51.96 34.37
最大変位	変位量 max 発生位置 (上切ばり点から)	m m	0.0009 2.270(G.L. -1.270)m

参考値

2)外力表

・断面計算用側圧分布表

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	受土圧強度 pp kN/m <sup>2</sup>	主土圧強度 pa kN/m <sup>2</sup>	水圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>	作用荷重強度 p kN/m <sup>2</sup>
1	2.000 1.000	1.000	0.00 0.00	0.00 8.83	0.00 0.00	0.00 8.83
2	1.000 -1.000	2.000	0.00 0.00	8.83 17.65	0.00 20.00	8.83 37.65
3	-1.000 -2.000	1.000	0.00 0.00	17.65 22.06	20.00 20.00	37.65 42.06
4	-2.000 -3.541	1.541	32.74 49.26	10.29 21.94	20.00 20.00	0.00 0.00

No	深 さ GL(m)	層 厚 h (m)	受 働 土 圧 強 度 pp kN/m <sup>2</sup>	主 働 土 圧 強 度 pa kN/m <sup>2</sup>	水 圧 強 度 pw kN/m <sup>2</sup>	作 用 荷 重 強 度 p kN/m <sup>2</sup>
5	-3.541 -4.000	0.459	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
6	-4.000 -4.615	0.615	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00	0.00 0.00
7	-4.615 -4.710	0.095	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 ( $p = pa + pw - pp$ )。

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、変位量は下式を満足していなければならない。

$$= 1 + 2 \quad a$$

ここに、

：全壁体変位量

1：単純ばりとして求めた最大変位量

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

2：弾性支点変位の影響変位量

$$2' = R / K$$

$$2 = 2' / 2$$

a：許容変位量

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	1.541
仮想支持点深さの1/2位置		G.L. (m)	-2.770
単純ばりのスパン	L	m	3.770
単純ばりに作用する荷重の合力	P	kN/m	111.90
等価な長方形分布荷重	w = P / L	kN/m <sup>2</sup>	29.678
1	ヤング係数 断面二次モーメント 有効率（変位計算用） スパン中央のたわみ	E I ----- m	2.000 0.00073067 1.000 0.0005
2	水平方向地盤反力係数 土留め壁の幅 パネ区間の土留め杭の側面積A = B × Y パネ定数 支点反力 弾性支点の変位 支点変位の影響	kH B m <sup>2</sup> K = kH × A R = w × L / 2 m m	5000 1.000 1.5409 7704 55.95 0.0073 0.0036
全壁体変位量 = 1 + 2		m	0.0042
発生位置（スパンの1/2）		G.L. (m)	-0.885
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 <sup>2</sup>	荷重 P kN/m
1	1.000 -1.000	2.000	8.83 37.65	46.48
2	-1.000 -2.000	1.000	37.65 42.06	39.86
3	-2.000 -2.770	0.770	30.29 36.11	25.57
				111.90

・水平方向地盤反力係数

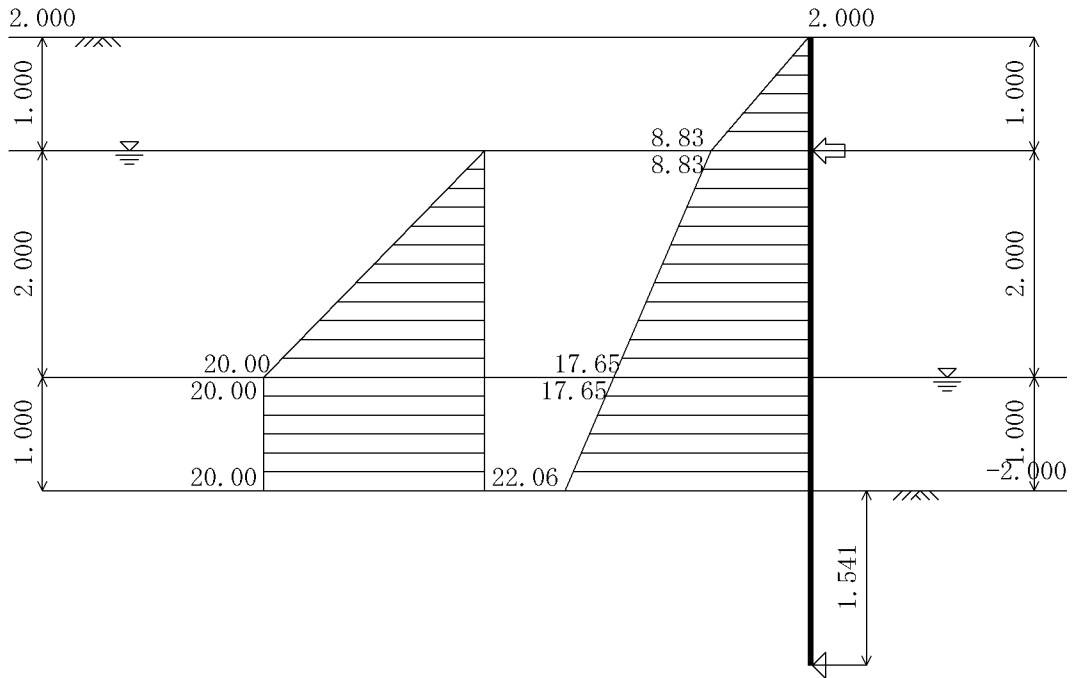
水平方向地盤反力係数は、表中のkHを直接与えることにした。

(4) 支保工反力の計算

1) 結果要旨

解析方法：道路公団法

河床面より上の全側圧力を算出し、これの1/2を引張材の反力とする。



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	2.000	-2.000	45.37

2) 外力表

No	深さ GL(m)	層厚 h (m)	受働土圧強度 pp kN/m <sup>2</sup>	主働土圧強度 pa kN/m <sup>2</sup>	水圧強度 pw kN/m <sup>2</sup>	作用荷重強度 p kN/m <sup>2</sup>
1	2.000	1.000	0.00	0.00	0.00	0.00
	1.000		0.00	8.83	0.00	8.83
2	1.000	2.000	0.00	8.83	0.00	8.83
	-1.000		0.00	17.65	20.00	37.65
3	-1.000	1.000	0.00	17.65	20.00	37.65
	-2.000		0.00	22.06	20.00	42.06
4	-2.000	1.541	0.00	0.00	0.00	0.00
	-3.541		0.00	0.00	0.00	0.00
5	-3.541	0.459	0.00	0.00	0.00	0.00
	-4.000		0.00	0.00	0.00	0.00
6	-4.000	0.615	0.00	0.00	0.00	0.00
	-4.615		0.00	0.00	0.00	0.00
7	-4.615	0.095	0.00	0.00	0.00	0.00
	-4.710		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)。



4.2.2 壁体応力度

(1) 使用断面

断面種類：鋼管矢板

使用鋼材：D500 t12

使用材質：SKY400

断面諸元	単位	数値
杭径 D	(mm)	500
継手幅 a	(mm)	250
断面係数 Z	$\times 10^3(\text{mm}^3/\text{本})$	2190
断面積 A	$\times 10^2(\text{mm}^2/\text{本})$	184.00

(2) 設計断面力

設計断面力は下表の通りとする。

ただし、M、Sに関しては、下式にて一本当たりの

断面力にする。軸力Nは入力値の通りとする。

$$\text{一本当たりの断面力} = (1.0\text{m当たりの断面力}) \times \frac{D+a}{1000}$$

状態	モーメント M $\times 10^6(\text{N}\cdot\text{mm}/\text{本})$	軸力 N $\times 10^3(\text{N}/\text{本})$	せん断力 S $\times 10^3(\text{N}/\text{本})$
Max時	50.58	0.00	38.97

(3) 曲げ応力度

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

ここに、

σ : 曲げ応力度(N/mm<sup>2</sup>)

a : 許容曲げ応力度(N/mm<sup>2</sup>)

Z : 使用断面係数

A : 使用断面積

状態	応力度 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 sa N/mm <sup>2</sup>	判定
Max時	23.1	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/mm<sup>2</sup>)

a : 許容せん断応力度(N/mm<sup>2</sup>)

状態	応力度 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 a N/mm <sup>2</sup>	判定
Max時	2.1	125.0	

## 5章 底面安定

### 5.1 左堤体の設計

#### 5.1.1 パイピング

##### (1) 検討条件

検討条件：決定長に対する照査結果

内側壁先端位置 掘削底面位置 内側壁根入れ長	L1	G.L. (m) G.L. (m) m	-18.000 -7.000 11.000
外側壁先端位置 堤外区間河床面 外側壁根入れ長	L2	G.L. (m) G.L. (m) m	-10.000 -2.000 16.000
堤外水位 H.W.L. 水位差	hw	G.L. (m) m	1.000 8.000

L2は外側河床面～内側壁と外側壁の先端位置（標高）が深い方までの浸透路長

##### (2) 決定長に対する照査結果

###### 1) パイピング照査式

パイピングに対しては、次式を満足していなければならない。

$$F_s = \frac{L1+L2}{hw} \geq F_{sa}$$

ここに、

Fs : 安全率

Fsa : 必要安全率

hw : 水位差

L1 : 掘削底面～内側壁と外側壁の先端位置(標高)が深い方までの浸透路長(m)

L2 : 外側河床面～内側壁と外側壁の先端位置(標高)が深い方までの浸透路長(m)

###### 2) 決定長に対する照査結果

内側の 浸透路長 L1 (m)	外側の 浸透路長 L2 (m)	浸透路長 L1+L2 (m)	水位差 hw (m)	安全率 Fs	必要 安全率 Fsa	判定
11.000	16.000	27.000	8.000	3.38	2.00	

## 5.2 右堤体の設計

### 5.2.1 パイピング

#### (1) 検討条件

検討条件：決定長に対する照査結果

内側壁先端位置		G.L. (m)	-18.000
掘削底面位置		G.L. (m)	-7.000
内側壁根入れ長	L1	m	11.000
外側壁先端位置		G.L. (m)	-10.000
堤外区間河床面		G.L. (m)	-2.000
外側壁根入れ長	L2	m	16.000
堤外水位 H.W.L.		G.L. (m)	1.000
水位差	hw	m	8.000

L2は外側河床面～内側壁と外側壁の先端位置（標高）が深い方までの浸透路長

#### (2) 決定長に対する照査結果

##### 1) パイピング照査式

パイピングに対しては、次式を満足していなければならない。

$$F_s = \frac{L1+L2}{hw} \geq F_{sa}$$

ここに、

Fs : 安全率

Fsa : 必要安全率

hw : 水位差

L1 : 掘削底面～内側壁と外側壁の先端位置(標高)が深い方までの浸透路長(m)

L2 : 外側河床面～内側壁と外側壁の先端位置(標高)が深い方までの浸透路長(m)

##### 2) 決定長に対する照査結果

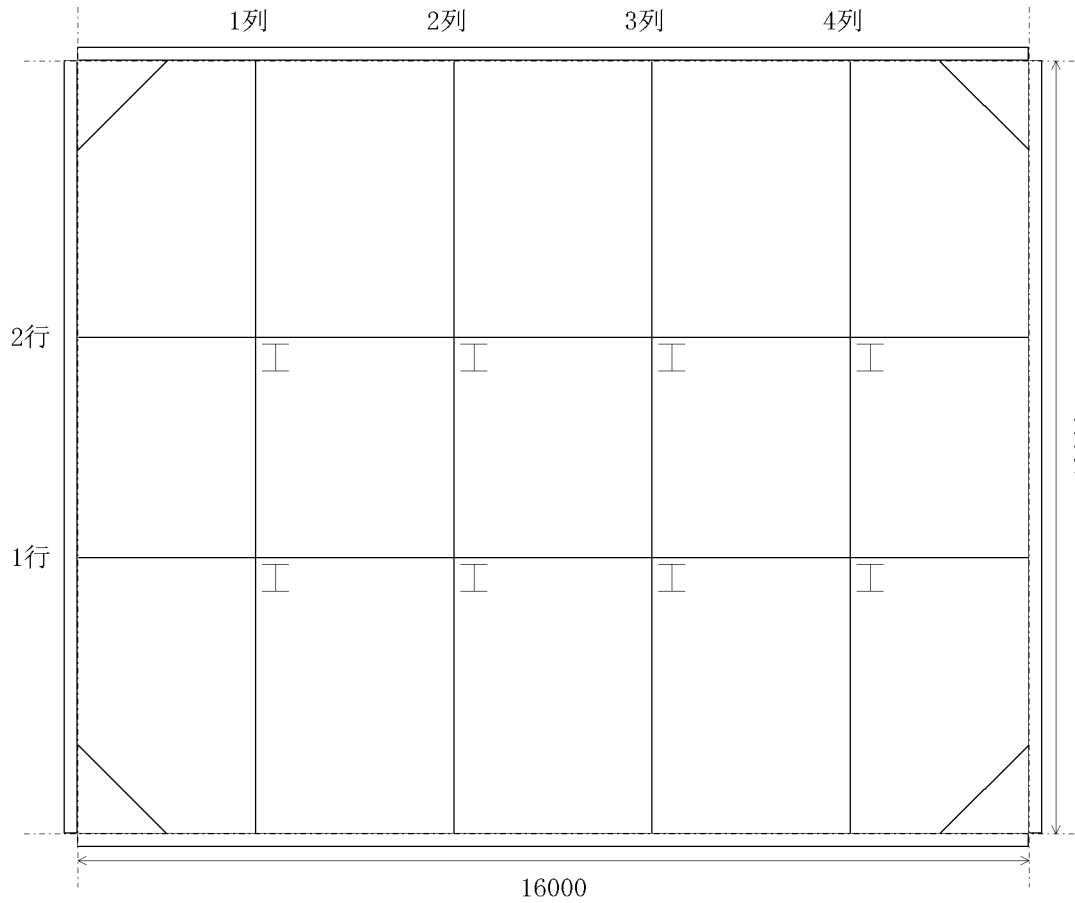
内側の 浸透路長 L1 (m)	外側の 浸透路長 L2 (m)	浸透路長 L1+L2 (m)	水位差 hw (m)	安全率 Fs	必要 安全率 Fsa	判定
11.000	16.000	27.000	8.000	3.38	2.00	

## 6章 内側支保工の計算

### 6.1 左右方向の設計

#### 6.1.1 照査位置

##### (1) 1段目平面図



##### (2) 設計箇所一覧

###### 1) 支保工反力を採用した壁

右堤体側

###### 2) 腹起し

腹起し照査位置は次の通りとする。

No.	段	区間
1	1	2
2	2	2
3	3	2
4	4	2

###### 3) 切ばり

切ばり照査位置は次の通りとする。

No.	段	切ばりNo
1	1	1
2	2	1
3	3	1
4	4	1

4) 隅火打ち

隅火打ち照査位置は次の通りとする。

No.	段	位置	重番号
1	1	第1隅角	1
2	2	第1隅角	1
3	3	第1隅角	1
4	4	第1隅角	1

5) 中間杭

中間杭照査位置は次の通りとする。

No.	行	列
1	1	2

6.1.2 設計条件

(1) 支保工反力

段	支保工反力 (kN/m)
1	132.09
2	183.41
3	167.89
4	190.39

(2) 考え方

設計要領第二集（平成18年）による方法

(3) 腹起し

検討部材

部材 No.	段	本数	使用鋼材 No.	軸力分担幅 B (m)	曲げスパン L (m)	座屈スパン	
						曲げ作用面内 Ly (m)	曲げ作用面外 Lz (m)
1	1	1	8	2.42	3.70	3.70	3.70
2	2	1	8	2.42	3.70	3.70	3.70
3	3	1	8	2.42	3.70	3.70	3.70
4	4	1	8	2.42	3.70	3.70	3.70

材質 SS400  
 温度軸力  $N_t = 150 \text{ kN}$   
 座屈の検討方法 仮設指針  
 許容せん断応力度  $a = 120 \text{ N/mm}^2$   
 局部座屈に対する許容応力度  $ca1 = 210 \text{ N/mm}^2$   
 曲げモーメントの算出式  $(1/8)wL^2$

(4) 切ばり

検討部材

部材 No.	段	本数	使用鋼材 No.	軸力分担幅 B (m)	曲げスパン L (m)	鉛直荷重 w (kN/m)	座屈スパン	
							曲げ作用面内 Ly (m)	曲げ作用面外 Lz (m)
1	1	1	7	3.25	3.33	5.00	3.33	3.33
2	2	1	7	3.25	3.33	5.00	3.33	3.33
3	3	1	7	3.25	3.33	5.00	3.33	3.33
4	4	1	7	3.25	3.33	5.00	3.33	3.33

材質 SS400  
 温度軸力  $N_t = 150 \text{ kN}$   
 座屈の検討方法 仮設指針  
 局部座屈に対する許容応力度  $ca1 = 210 \text{ N/mm}^2$

(5) 隅火打ち

検討部材

部材 No.	段	本数	使用鋼材 No.	軸力分担幅算出用 L1 (m)	軸力分担幅算出用 L2 (m)	曲げスパン L (m)	鉛直荷重 w (kN/m)	取付け角度 (度)
1	1	1	7	1.85	2.80	1.35	5.00	45
2	2	1	7	1.85	2.80	1.35	5.00	45
3	3	1	7	1.85	2.80	1.35	5.00	45
4	4	1	7	1.85	2.80	1.35	5.00	45

座屈スパン  $L_b = L$  とする。

材質 SS400  
 検討方法 軸力 + 曲げ：座屈検討する  
 火打ち取付け部の検討 しない  
 火打ち2段重ねの検討 しない  
 局部座屈に対する許容応力度  $ca_1 = 210 \text{ N/mm}^2$   
 温度軸力  $N_t = 150 \text{ kN}$

(6) 中間杭

検討部材

部材 No.	自重 算出長 H (m)	座屈スパン		作用 鉛直力 N4 (kN)	軸力分担幅		重量分担幅	
		L (m)	+1 /		LNx (m)	LNy (m)	Lwx (m)	Lwy (m)
1	7.50	1.50		0.000	3.25	3.33	3.33	4.09

材質 SS400  
 切ばりの温度軸力  $P_t = 150 \text{ kN}$   
 切ばりの自重 + 鉛直荷重  $w_i = 5.00 \text{ kN/m}$   
 中間杭の自重  $w = 0.91 \text{ kN/m}$   
 許容軸方向（曲げ）引張応力度  $a = 140 \text{ N/mm}^2$   
 支持力は検討しない。

6.1.3 腹起し材

(1)1段目腹起し

1)設計条件

反力	R = 132.09 kN/m
曲げスパン	L = 3.70 m
軸力分担幅	B = 2.42 m
温度軸力	Nt = 150 kN

2)断面力

軸力	$N = R \times B + Nt = 132.09 \times 2.42 + 150 = 470.32 \text{ kN}$
曲げモーメント	$M = \frac{R \cdot L^2}{8} = \frac{132.09 \times 3.70^2}{8} = 226.04 \text{ kN.m}$
せん断力	$S = \frac{R \cdot L}{2} = \frac{132.09 \times 3.70}{2} = 244.37 \text{ kN}$

3)使用鋼材 : H - 350 × 350 × 12 × 19

断面積 A = 171.90 cm<sup>2</sup>      断面係数 Z = 2280 cm<sup>3</sup>

4)応力度

圧縮応力度	$\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{470.32 \times 10^3}{17190} = 27 \text{ N/mm}^2$
曲げ応力度	$\sigma_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{226.04 \times 10^6}{2280000} = 99 \text{ N/mm}^2$
せん断応力度	$\tau = \frac{S}{0.85 \cdot hf \cdot tw} = \frac{244.37 \times 10^3}{0.85 \times 4200} = 68 \leq 120 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$

5)座屈の検討

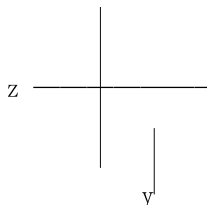
y軸まわりの座屈について検討を行う。

座屈スパン (曲げ作用面内) Ly = 3.70 m

z軸まわりの座屈について検討を行う。

座屈スパン (曲げ作用面外) Lz = 3.70 m

使用鋼材 H - 350 × 350 × 12 × 19



$L_y / r_y = 3700.0 / 152.0 = 24.3$

$L_z / r_z = 3700.0 / 88.9 = 41.6$

水平方向に対して (y軸を弱軸と仮定)

照査式(1)

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

$$\frac{27}{202} + \frac{99}{210 (1 - 27 / 2025)} = 0.61 \leq 1 \dots \text{OK}$$

照査式(2)

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

$$27 + \frac{99}{(1 - 27 / 2025)} = 128 \leq 210 \dots \text{OK}$$



ここに、 c : 軸方向圧縮応力度  
 bcy : 曲げ圧縮応力度  
 caz : 許容軸方向圧縮応力度  
 $L/r = 3700.0 / 152.0 = 24.3$  (L:座屈スパン、r:断面2次半径)  
 $18 < L/r \leq 92$  より  $caz = \{ 140 - 0.82 (L/r - 18) \} \times 1.5$   
 $= \{ 140 - 0.82 (24.3 - 18) \} \times 1.5 = 202$   
 bao : 許容曲げ圧縮応力度の上限値 ( bao = 210 )  
 eay : オイラー座屈応力度  
 $Ly/ry = 3700.0 / 152.0 = 24.3$  (Ly:座屈スパン、ry:断面2次半径)  
 $eay = \{ 1,200,000 / (Ly/ry)^2 \}$   
 $= \{ 1,200,000 / 24.3^2 \} = 2025$   
 cal : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

鉛直方向に対して (z軸を弱軸と仮定)

照査式(1)

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

$$\frac{27}{181} + \frac{99}{188 (1 - 27 / 2025)} = 0.69 \leq 1 \dots \text{OK}$$

照査式(2)

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

$$27 + \frac{99}{(1 - 27 / 2025)} = 128 \leq 210 \dots \text{OK}$$

ここに、 c : 軸方向圧縮応力度  
 bcy : 曲げ圧縮応力度  
 caz : 許容軸方向圧縮応力度  
 $L/r = 3700.0 / 88.9 = 41.6$  (L:座屈スパン、r:断面2次半径)  
 $18 < L/r \leq 92$  より  $caz = \{ 140 - 0.82 (L/r - 18) \} \times 1.5$   
 $= \{ 140 - 0.82 (41.6 - 18) \} \times 1.5 = 181$   
 bagy : 許容曲げ圧縮応力度  
 $L_b/b = 3700.0 / 350 = 10.6$  (L<sub>b</sub>:フランジ固定点間距離(=L<sub>z</sub>)、b:フランジ幅)  
 $4.5 < L_b/b \leq 30$  より  $bagy = \{ 140 - 2.4 (L_b/b - 4.5) \} \times 1.5$   
 $= \{ 140 - 2.4 (10.6 - 4.5) \} \times 1.5 = 188$   
 eay : オイラー座屈応力度  
 $Ly/ry = 3700.0 / 152.0 = 24.3$  (Ly:座屈スパン、ry:断面2次半径)  
 $eay = \{ 1,200,000 / (Ly/ry)^2 \}$   
 $= \{ 1,200,000 / 24.3^2 \} = 2025$   
 cal : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

(2)2段目腹起し

1)設計条件

反力 R = 183.41 kN/m  
 曲げスパン L = 3.70 m  
 軸力分担幅 B = 2.42 m  
 温度軸力 N<sub>t</sub> = 150 kN

2)断面力

軸力 N = R × B + N<sub>t</sub> = 183.41 × 2.42 + 150 = 594.77 kN

曲げモーメント  $M = \frac{R \cdot L^2}{8} = \frac{183.41 \times 3.70^2}{8} = 313.86 \text{ kN.m}$

せん断力  $S = \frac{R \cdot L}{2} = \frac{183.41 \times 3.70}{2} = 339.31 \text{ kN}$

3)使用鋼材 : H - 350 × 350 × 12 × 19

断面積  $A = 171.90 \text{ cm}^2$       断面係数  $Z = 2280 \text{ cm}^3$

4)応力度

圧縮応力度  $\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{594.77 \times 10^3}{17190} = 35 \text{ N/mm}^2$

曲げ応力度  $\sigma_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{313.86 \times 10^6}{2280000} = 138 \text{ N/mm}^2$

せん断応力度  $\tau = \frac{S}{0.85 \cdot hf \cdot tw} = \frac{339.31 \times 10^3}{0.85 \times 4200} = 95 \leq 120 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$

5)座屈の検討

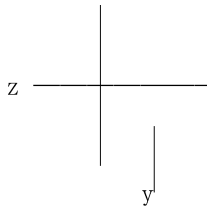
y軸まわりの座屈について検討を行う。

座屈スパン (曲げ作用面内)  $L_y = 3.70 \text{ m}$

z軸まわりの座屈について検討を行う。

座屈スパン (曲げ作用面外)  $L_z = 3.70 \text{ m}$

使用鋼材 H - 350 × 350 × 12 × 19



$L_y / r_y = 3700.0 / 152.0 = 24.3$

$L_z / r_z = 3700.0 / 88.9 = 41.6$

水平方向に対して (y軸を弱軸と仮定)

照査式(1)

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

$$\frac{35}{202} + \frac{138}{210 (1 - 35 / 2025)} = 0.84 \leq 1 \dots \text{OK}$$

照査式(2)

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

$$35 + \frac{138}{(1 - 35 / 2025)} = 175 \leq 210 \dots \text{OK}$$

ここに、 c : 軸方向圧縮応力度

bcy : 曲げ圧縮応力度

caz : 許容軸方向圧縮応力度

$L / r = 3700.0 / 152.0 = 24.3$  (L:座屈スパン、r:断面2次半径)

$18 < L / r \leq 92$  より  $caz = \{ 140 - 0.82 (L / r - 18) \} \times 1.5$

$= \{ 140 - 0.82 (24.3 - 18) \} \times 1.5 = 202$

bao : 許容曲げ圧縮応力度の上限値 ( bao = 210 )

eay : オイラー座屈応力度

$L_y / r_y = 3700.0 / 152.0 = 24.3$  (Ly:座屈スパン、ry:断面2次半径)

$eay = \{ 1,200,000 / (L_y / r_y)^2 \}$

$$= \{ 1,200,000 / 24.3^2 \} = 2025$$

cal : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

鉛直方向に対して (z軸を弱軸と仮定)

照査式(1)

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

$$\frac{35}{181} + \frac{138}{188 (1 - 35 / 2025)} = 0.94 \leq 1 \dots \text{OK}$$

照査式(2)

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

$$35 + \frac{138}{(1 - 35 / 2025)} = 175 \leq 210 \dots \text{OK}$$

ここに、 $\sigma_c$  : 軸方向圧縮応力度

$\sigma_{bcy}$  : 曲げ圧縮応力度

$\sigma_{caz}$  : 許容軸方向圧縮応力度

$$L/r = 3700.0 / 88.9 = 41.6 \quad (L: \text{座屈スパン、} r: \text{断面2次半径})$$

$$18 < L/r \quad 92 \text{ より} \quad \sigma_{caz} = \{ 140 - 0.82 (L/r - 18) \} \times 1.5$$

$$= \{ 140 - 0.82 (41.6 - 18) \} \times 1.5 = 181$$

$\sigma_{bagy}$  : 許容曲げ圧縮応力度

$$L_b/b = 3700.0 / 350 = 10.6 \quad (L_b: \text{フランジ固定点間距離 (=} L_z), b: \text{フランジ幅})$$

$$4.5 < L_b/b \quad 30 \text{ より} \quad \sigma_{bagy} = \{ 140 - 2.4 (L_b/b - 4.5) \} \times 1.5$$

$$= \{ 140 - 2.4 (10.6 - 4.5) \} \times 1.5 = 188$$

$\sigma_{eay}$  : オイラー座屈応力度

$$L_y/r_y = 3700.0 / 152.0 = 24.3 \quad (L_y: \text{座屈スパン、} r_y: \text{断面2次半径})$$

$$\sigma_{eay} = \{ 1,200,000 / (L_y/r_y)^2 \}$$

$$= \{ 1,200,000 / 24.3^2 \} = 2025$$

cal : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

### (3)3段目腹起し

#### 1)設計条件

反力	R = 167.89 kN/m
曲げスパン	L = 3.70 m
軸力分担幅	B = 2.42 m
温度軸力	Nt = 150 kN

#### 2)断面力

軸力	$N = R \times B + Nt = 167.89 \times 2.42 + 150 = 557.13 \text{ kN}$
曲げモーメント	$M = \frac{R \cdot L^2}{8} = \frac{167.89 \times 3.70^2}{8} = 287.30 \text{ kN} \cdot \text{m}$
せん断力	$S = \frac{R \cdot L}{2} = \frac{167.89 \times 3.70}{2} = 310.60 \text{ kN}$

#### 3)使用鋼材 : H - 350 × 350 × 12 × 19

$$\text{断面積 } A = 171.90 \text{ cm}^2 \quad \text{断面係数 } Z = 2280 \text{ cm}^3$$

#### 4)応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{557.13 \times 10^3}{17190} = 32 \text{ N/mm}^2$$

曲げ応力度  $\sigma_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{287.30 \times 10^6}{2280000} = 126 \text{ N/mm}^2$

せん断応力度  $\tau = \frac{S}{0.85 \cdot hf \cdot tw} = \frac{310.60 \times 10^3}{0.85 \times 4200} = 87 \leq 120 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$

5) 座屈の検討

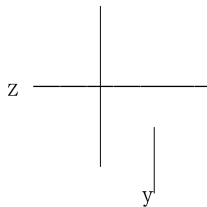
y軸まわりの座屈について検討を行う。

座屈スパン (曲げ作用面内)  $L_y = 3.70 \text{ m}$

z軸まわりの座屈について検討を行う。

座屈スパン (曲げ作用面外)  $L_z = 3.70 \text{ m}$

使用鋼材 H - 350 × 350 × 12 × 19



$L_y / r_y = 3700.0 / 152.0 = 24.3$

$L_z / r_z = 3700.0 / 88.9 = 41.6$

水平方向に対して (y軸を弱軸と仮定)

照査式(1)

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

$$\frac{32}{202} + \frac{126}{210 (1 - 32 / 2025)} = 0.77 \leq 1 \dots \text{OK}$$

照査式(2)

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

$$32 + \frac{126}{(1 - 32 / 2025)} = 160 \leq 210 \dots \text{OK}$$

ここに、 c : 軸方向圧縮応力度

bcy : 曲げ圧縮応力度

caz : 許容軸方向圧縮応力度

$L / r = 3700.0 / 152.0 = 24.3$  (L:座屈スパン、r:断面2次半径)

$18 < L / r \leq 92$  より  $caz = \{ 140 - 0.82 (L / r - 18) \} \times 1.5$

$= \{ 140 - 0.82 (24.3 - 18) \} \times 1.5 = 202$

bao : 許容曲げ圧縮応力度の上限値 ( bao = 210 )

eay : オイラー座屈応力度

$L_y / r_y = 3700.0 / 152.0 = 24.3$  (Ly:座屈スパン、ry:断面2次半径)

$eay = \{ 1,200,000 / (L_y / r_y)^2 \}$

$= \{ 1,200,000 / 24.3^2 \} = 2025$

cal : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

鉛直方向に対して (z軸を弱軸と仮定)

照査式(1)

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

$$\frac{32}{181} + \frac{126}{188 (1 - 32 / 2025)} = 0.86 \leq 1 \dots \text{OK}$$

照査式(2)

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

$$32 + \frac{126}{(1 - 32 / 2025)} = 160 \leq 210 \dots \text{OK}$$

ここに、  $\sigma_c$  : 軸方向圧縮応力度

$\sigma_{bcy}$  : 曲げ圧縮応力度

$\sigma_{caz}$  : 許容軸方向圧縮応力度

$$L/r = 3700.0 / 88.9 = 41.6 \quad (L: \text{座屈スパン、} r: \text{断面2次半径})$$

$$18 < L/r \quad 92 \text{ より} \quad \sigma_{caz} = \{ 140 - 0.82 (L/r - 18) \} \times 1.5$$

$$= \{ 140 - 0.82 (41.6 - 18) \} \times 1.5 = 181$$

$\sigma_{bagy}$  : 許容曲げ圧縮応力度

$$L_b/b = 3700.0 / 350 = 10.6 \quad (L_b: \text{フランジ固定点間距離}(=L_z)、b: \text{フランジ幅})$$

$$4.5 < L_b/b \quad 30 \text{ より} \quad \sigma_{bagy} = \{ 140 - 2.4 (L_b/b - 4.5) \} \times 1.5$$

$$= \{ 140 - 2.4 (10.6 - 4.5) \} \times 1.5 = 188$$

$\sigma_{eay}$  : オイラー座屈応力度

$$L_y/r_y = 3700.0 / 152.0 = 24.3 \quad (L_y: \text{座屈スパン、} r_y: \text{断面2次半径})$$

$$\sigma_{eay} = \{ 1,200,000 / (L_y/r_y)^2 \}$$

$$= \{ 1,200,000 / 24.3^2 \} = 2025$$

$\sigma_{cal}$  : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

(4)4段目腹起し

1)設計条件

反力	$R = 190.39 \text{ kN/m}$
曲げスパン	$L = 3.70 \text{ m}$
軸力分担幅	$B = 2.42 \text{ m}$
温度軸力	$N_t = 150 \text{ kN}$

2)断面力

軸力  $N = R \times B + N_t = 190.39 \times 2.42 + 150 = 611.70 \text{ kN}$

曲げモーメント  $M = \frac{R \cdot L^2}{8} = \frac{190.39 \times 3.70^2}{8} = 325.80 \text{ kN}\cdot\text{m}$

せん断力  $S = \frac{R \cdot L}{2} = \frac{190.39 \times 3.70}{2} = 352.22 \text{ kN}$

3)使用鋼材 : H - 350 × 350 × 12 × 19

断面積  $A = 171.90 \text{ cm}^2$       断面係数  $Z = 2280 \text{ cm}^3$

4)応力度

圧縮応力度  $\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{611.70 \times 10^3}{17190} = 36 \text{ N/mm}^2$

曲げ応力度  $\sigma_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{325.80 \times 10^6}{2280000} = 143 \text{ N/mm}^2$

せん断応力度  $\tau = \frac{S}{0.85 \cdot hf \cdot tw} = \frac{352.22 \times 10^3}{0.85 \times 4200} = 99 \leq 120 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$

5)座屈の検討

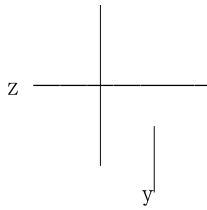
y軸まわりの座屈について検討を行う。

座屈スパン(曲げ作用面内)  $L_y = 3.70 \text{ m}$

z軸まわりの座屈について検討を行う。

座屈スパン(曲げ作用面外)  $L_z = 3.70 \text{ m}$

使用鋼材 H - 350 × 350 × 12 × 19



$$L_y / r_y = 3700.0 / 152.0 = 24.3$$

$$L_z / r_z = 3700.0 / 88.9 = 41.6$$

水平方向に対して (y軸を弱軸と仮定)

照査式(1)

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

$$\frac{36}{202} + \frac{143}{210 (1 - 36 / 2025)} = 0.87 \leq 1 \dots \text{OK}$$

照査式(2)

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

$$36 + \frac{143}{(1 - 36 / 2025)} = 181 \leq 210 \dots \text{OK}$$

ここに、 c : 軸方向圧縮応力度

bcy : 曲げ圧縮応力度

caz : 許容軸方向圧縮応力度

$$L / r = 3700.0 / 152.0 = 24.3 \quad (L: \text{座屈スパン、} r: \text{断面2次半径})$$

$$18 < L / r \quad 92 \quad \text{より} \quad caz = \{ 140 - 0.82 (L / r - 18) \} \times 1.5$$

$$= \{ 140 - 0.82 (24.3 - 18) \} \times 1.5 = 202$$

bao : 許容曲げ圧縮応力度の上限値 ( bao = 210 )

eay : オイラー座屈応力度

$$L_y / r_y = 3700.0 / 152.0 = 24.3 \quad (L_y: \text{座屈スパン、} r_y: \text{断面2次半径})$$

$$eay = \{ 1,200,000 / (L_y / r_y)^2 \}$$

$$= \{ 1,200,000 / 24.3^2 \} = 2025$$

cal : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

鉛直方向に対して (z軸を弱軸と仮定)

照査式(1)

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

$$\frac{36}{181} + \frac{143}{188 (1 - 36 / 2025)} = 0.97 \leq 1 \dots \text{OK}$$

照査式(2)

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

$$36 + \frac{143}{(1 - 36 / 2025)} = 181 \leq 210 \dots \text{OK}$$

ここに、 c : 軸方向圧縮応力度

bcy : 曲げ圧縮応力度

caz : 許容軸方向圧縮応力度

$$L / r = 3700.0 / 88.9 = 41.6 \quad (L: \text{座屈スパン、} r: \text{断面2次半径})$$

$$18 < L / r \quad 92 \quad \text{より} \quad caz = \{ 140 - 0.82 (L / r - 18) \} \times 1.5$$

$$= \{ 140 - 0.82 (41.6 - 18) \} \times 1.5 = 181$$

bagy:許容曲げ圧縮応力度

$$Lb/b = 3700.0 / 350 = 10.6 \quad (Lb: フランジ固定点間距離 (=Lz)、b: フランジ幅)$$

$$4.5 < Lb/b < 30 \quad \text{より} \quad bagy = \{ 140 - 2.4 (Lb/b - 4.5) \} \times 1.5$$

$$= \{ 140 - 2.4 (10.6 - 4.5) \} \times 1.5 = 188$$

eay : オイラー座屈応力度

$$Ly/ry = 3700.0 / 152.0 = 24.3 \quad (Ly: 座屈スパン、ry: 断面2次半径)$$

$$eay = \{ 1,200,000 / (Ly/ry)^2 \}$$

$$= \{ 1,200,000 / 24.3^2 \} = 2025$$

cal : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

6.1.4 切ばり材

(1)1段目切ばり

1)設計条件

反力	R = 132.09 kN/m
軸力分担幅	B = 3.25 m
温度軸力	Nt = 150 kN
自重 + 鉛直荷重	w = 5.00 kN/m
曲げスパン	L = 3.33 m

2)断面力

軸力  $N = R \times B + Nt = 132.09 \times 3.25 + 150 = 579.29 \text{ kN}$

曲げモーメント  $M = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 3.33^2}{8} = 6.95 \text{ kN.m}$

3)使用鋼材 : H - 300 × 300 × 10 × 15

断面積 A = 118.40 cm<sup>2</sup>      断面係数 Z = 1350 cm<sup>3</sup>

4)応力度

圧縮応力度  $\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{579.29 \times 10^3}{11840} = 49 \text{ N/mm}^2$

曲げ応力度  $\sigma_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{6.95 \times 10^6}{1350000} = 5 \text{ N/mm}^2$

5)座屈の検討

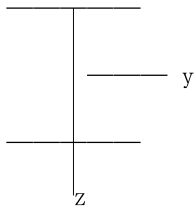
y軸まわりの座屈について検討を行う。

座屈スパン (曲げ作用面内)  $L_y = 3.33 \text{ m}$

z軸まわりの座屈について検討を行う。

座屈スパン (曲げ作用面外)  $L_z = 3.33 \text{ m}$

使用鋼材 H - 300 × 300 × 10 × 15



$L_y / r_y = 3334.0 / 131.0 = 25.5$

$L_z / r_z = 3334.0 / 75.5 = 44.2$

鉛直方向に対して (y軸を弱軸と仮定)

照査式(1)

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

$$\frac{49}{201} + \frac{5}{210 (1 - 49 / 1853)} = 0.27 \leq 1 \dots \text{OK}$$

照査式(2)

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

$$49 + \frac{5}{(1 - 49 / 1853)} = 54 \leq 210 \dots \text{OK}$$

ここに、 c : 軸方向圧縮応力度

bcy : 曲げ圧縮応力度



caz : 許容軸方向圧縮応力度

$$L/r = 3334.0 / 131.0 = 25.5 \quad (L: \text{座屈スパン、} r: \text{断面2次半径})$$

$$18 < L/r \quad 92 \quad \text{より} \quad caz = \{ 140 - 0.82 (L/r - 18) \} \times 1.5 \\ = \{ 140 - 0.82 (25.5 - 18) \} \times 1.5 = 201$$

bao : 許容曲げ圧縮応力度の上限値 ( bao = 210 )

eay : オイラー座屈応力度

$$Ly/ry = 3334.0 / 131.0 = 25.5 \quad (Ly: \text{座屈スパン、} ry: \text{断面2次半径})$$

$$eay = \{ 1,200,000 / (Ly/ry)^2 \} \\ = \{ 1,200,000 / 25.5^2 \} = 1853$$

cal : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

水平方向に対して ( z軸を弱軸と仮定 )

照査式(1)

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq 1 \\ \frac{49}{178} + \frac{5}{186 (1 - 49 / 1853)} = 0.30 \leq 1 \dots \text{OK}$$

照査式(2)

$$\sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} \leq \sigma_{cal} \\ 49 + \frac{5}{(1 - 49 / 1853)} = 54 \leq 210 \dots \text{OK}$$

ここに、 c : 軸方向圧縮応力度

bcy : 曲げ圧縮応力度

caz : 許容軸方向圧縮応力度

$$L/r = 3334.0 / 75.5 = 44.2 \quad (L: \text{座屈スパン、} r: \text{断面2次半径})$$

$$18 < L/r \quad 92 \quad \text{より} \quad caz = \{ 140 - 0.82 (L/r - 18) \} \times 1.5 \\ = \{ 140 - 0.82 (44.2 - 18) \} \times 1.5 = 178$$

bagy : 許容曲げ圧縮応力度

$$Lb/b = 3334.0 / 300 = 11.1 \quad (Lb: \text{フランジ固定点間距離 (=Lz)、} b: \text{フランジ幅})$$

$$4.5 < Lb/b \quad 30 \quad \text{より} \quad bagy = \{ 140 - 2.4 (Lb/b - 4.5) \} \times 1.5 \\ = \{ 140 - 2.4 (11.1 - 4.5) \} \times 1.5 = 186$$

eay : オイラー座屈応力度

$$Ly/ry = 3334.0 / 131.0 = 25.5 \quad (Ly: \text{座屈スパン、} ry: \text{断面2次半径})$$

$$eay = \{ 1,200,000 / (Ly/ry)^2 \} \\ = \{ 1,200,000 / 25.5^2 \} = 1853$$

cal : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

(2)2段目切ばり

1)設計条件

反力	R = 183.41 kN/m
軸力分担幅	B = 3.25 m
温度軸力	Nt = 150 kN
自重 + 鉛直荷重	w = 5.00 kN/m
曲げスパン	L = 3.33 m

2)断面力

軸力  $N = R \times B + Nt = 183.41 \times 3.25 + 150 = 746.08 \text{ kN}$

曲げモーメント  $M = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 3.33^2}{8} = 6.95 \text{ kN.m}$

3)使用鋼材 : H - 300 × 300 × 10 × 15

断面積 A = 118.40 cm<sup>2</sup>      断面係数 Z = 1350 cm<sup>3</sup>

4)応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{746.08 \times 10^3}{11840} = 63 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{6.95 \times 10^6}{1350000} = 5 \text{ N/mm}^2$$

5)座屈の検討

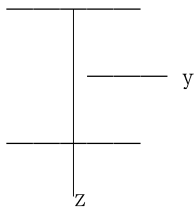
y軸まわりの座屈について検討を行う。

座屈スパン (曲げ作用面内) Ly = 3.33 m

z軸まわりの座屈について検討を行う。

座屈スパン (曲げ作用面外) Lz = 3.33 m

使用鋼材 H - 300 × 300 × 10 × 15



$$L_y / r_y = 3334.0 / 131.0 = 25.5$$

$$L_z / r_z = 3334.0 / 75.5 = 44.2$$

鉛直方向に対して (y軸を弱軸と仮定)

照査式(1)

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

$$\frac{63}{201} + \frac{5}{210 (1 - 63 / 1853)} = 0.34 \leq 1 \dots \text{OK}$$

照査式(2)

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

$$63 + \frac{5}{(1 - 63 / 1853)} = 68 \leq 210 \dots \text{OK}$$

ここに、 c : 軸方向圧縮応力度

bcy : 曲げ圧縮応力度

caz : 許容軸方向圧縮応力度

$$L / r = 3334.0 / 131.0 = 25.5 \quad (L: \text{座屈スパン、} r: \text{断面2次半径})$$

$$18 < L / r \quad 92 \text{ より} \quad caz = \{ 140 - 0.82 (L / r - 18) \} \times 1.5$$

$$= \{ 140 - 0.82 (25.5 - 18) \} \times 1.5 = 201$$

bao : 許容曲げ圧縮応力度の上限値 ( bao = 210 )

eay : オイラー座屈応力度

$$L_y / r_y = 3334.0 / 131.0 = 25.5 \quad (L_y: \text{座屈スパン、} r_y: \text{断面2次半径})$$

$$eay = \{ 1,200,000 / (L_y / r_y)^2 \}$$

$$= \{ 1,200,000 / 25.5^2 \} = 1853$$

cal : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

水平方向に対して (z軸を弱軸と仮定)

照査式(1)

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

$$\frac{63}{178} + \frac{5}{186 \left(1 - \frac{63}{1853}\right)} = 0.38 \leq 1 \dots \text{OK}$$

照査式(2)

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

$$63 + \frac{5}{\left(1 - \frac{63}{1853}\right)} = 68 \leq 210 \dots \text{OK}$$

ここに、 $\sigma_c$  : 軸方向圧縮応力度

$\sigma_{bcy}$  : 曲げ圧縮応力度

$\sigma_{caz}$  : 許容軸方向圧縮応力度

$$L/r = 3334.0 / 75.5 = 44.2 \quad (L: \text{座屈スパン、} r: \text{断面2次半径})$$

$$18 < L/r \quad 92 \quad \text{より} \quad \sigma_{caz} = \{140 - 0.82(L/r - 18)\} \times 1.5 \\ = \{140 - 0.82(44.2 - 18)\} \times 1.5 = 178$$

$\sigma_{bagy}$  : 許容曲げ圧縮応力度

$$L_b/b = 3334.0 / 300 = 11.1 \quad (L_b: \text{フランジ固定点間距離}(=L_z)、b: \text{フランジ幅})$$

$$4.5 < L_b/b \quad 30 \quad \text{より} \quad \sigma_{bagy} = \{140 - 2.4(L_b/b - 4.5)\} \times 1.5 \\ = \{140 - 2.4(11.1 - 4.5)\} \times 1.5 = 186$$

$\sigma_{eay}$  : オイラー座屈応力度

$$L_y/r_y = 3334.0 / 131.0 = 25.5 \quad (L_y: \text{座屈スパン、} r_y: \text{断面2次半径})$$

$$\sigma_{eay} = \{1,200,000 / (L_y/r_y)^2\} \\ = \{1,200,000 / 25.5^2\} = 1853$$

$\sigma_{cal}$  : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

(3)3段目切ばり

1)設計条件

反力	$R = 167.89 \text{ kN/m}$
軸力分担幅	$B = 3.25 \text{ m}$
温度軸力	$N_t = 150 \text{ kN}$
自重+鉛直荷重	$w = 5.00 \text{ kN/m}$
曲げスパン	$L = 3.33 \text{ m}$

2)断面力

$$\text{軸力} \quad N = R \times B + N_t = 167.89 \times 3.25 + 150 = 695.64 \text{ kN}$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 3.33^2}{8} = 6.95 \text{ kN.m}$$

3)使用鋼材 : H - 300 × 300 × 10 × 15

$$\text{断面積 } A = 118.40 \text{ cm}^2 \quad \text{断面係数 } Z = 1350 \text{ cm}^3$$

4)応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{695.64 \times 10^3}{11840} = 59 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{6.95 \times 10^6}{1350000} = 5 \text{ N/mm}^2$$

5)座屈の検討

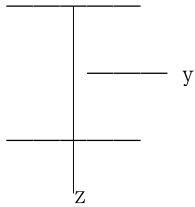
y軸まわりの座屈について検討を行う。

$$\text{座屈スパン(曲げ作用面内)} \quad L_y = 3.33 \text{ m}$$

z軸まわりの座屈について検討を行う。

座屈スパン ( 曲げ作用面外 )  $L_z = 3.33 \text{ m}$

使用鋼材 H - 300 × 300 × 10 × 15



$$L_y / r_y = 3334.0 / 131.0 = 25.5$$

$$L_z / r_z = 3334.0 / 75.5 = 44.2$$

鉛直方向に対して ( y軸を弱軸と仮定 )

照査式(1)

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

$$\frac{59}{201} + \frac{5}{210 (1 - 59 / 1853)} = 0.32 \leq 1 \dots \text{OK}$$

照査式(2)

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

$$59 + \frac{5}{(1 - 59 / 1853)} = 64 \leq 210 \dots \text{OK}$$

ここに、 c : 軸方向圧縮応力度

bcy : 曲げ圧縮応力度

caz : 許容軸方向圧縮応力度

$$L / r = 3334.0 / 131.0 = 25.5 \quad (L: \text{座屈スパン、} r: \text{断面2次半径})$$

$$18 < L / r \quad 92 \text{ より} \quad caz = \{ 140 - 0.82 (L / r - 18) \} \times 1.5$$

$$= \{ 140 - 0.82 (25.5 - 18) \} \times 1.5 = 201$$

bao : 許容曲げ圧縮応力度の上限値 ( bao = 210 )

eay : オイラー座屈応力度

$$L_y / r_y = 3334.0 / 131.0 = 25.5 \quad (L_y: \text{座屈スパン、} r_y: \text{断面2次半径})$$

$$eay = \{ 1,200,000 / (L_y / r_y)^2 \}$$

$$= \{ 1,200,000 / 25.5^2 \} = 1853$$

cal : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

水平方向に対して ( z軸を弱軸と仮定 )

照査式(1)

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

$$\frac{59}{178} + \frac{5}{186 (1 - 59 / 1853)} = 0.36 \leq 1 \dots \text{OK}$$

照査式(2)

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

$$59 + \frac{5}{(1 - 59 / 1853)} = 64 \leq 210 \dots \text{OK}$$

ここに、 c : 軸方向圧縮応力度

bcy : 曲げ圧縮応力度

caz : 許容軸方向圧縮応力度

$$L / r = 3334.0 / 75.5 = 44.2 \quad (L: \text{座屈スパン、} r: \text{断面2次半径})$$

$$18 < L/r \quad 92 \quad \text{より} \quad \text{caz} = \{ 140 - 0.82 ( L/r - 18 ) \} \times 1.5$$

$$= \{ 140 - 0.82 ( 44.2 - 18 ) \} \times 1.5 = 178$$

bagy: 許容曲げ圧縮応力度

$$Lb/b = 3334.0 / 300 = 11.1 \quad (Lb: \text{フランジ固定点間距離}(=Lz)、b: \text{フランジ幅})$$

$$4.5 < Lb/b \quad 30 \quad \text{より} \quad \text{bagy} = \{ 140 - 2.4 ( Lb/b - 4.5 ) \} \times 1.5$$

$$= \{ 140 - 2.4 ( 11.1 - 4.5 ) \} \times 1.5 = 186$$

eay : オイラー座屈応力度

$$Ly/ry = 3334.0 / 131.0 = 25.5 \quad (Ly: \text{座屈スパン、ry: 断面2次半径})$$

$$\text{eay} = \{ 1,200,000 / (Ly/ry)^2 \}$$

$$= \{ 1,200,000 / 25.5^2 \} = 1853$$

cal : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

#### (4) 4段目切ばり

##### 1) 設計条件

反力	R = 190.39 kN/m
軸力分担幅	B = 3.25 m
温度軸力	Nt = 150 kN
自重 + 鉛直荷重	w = 5.00 kN/m
曲げスパン	L = 3.33 m

##### 2) 断面力

$$\text{軸力} \quad N = R \times B + Nt = 190.39 \times 3.25 + 150 = 768.77 \text{ kN}$$

$$\text{曲げモーメント} \quad M = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 3.33^2}{8} = 6.95 \text{ kN.m}$$

##### 3) 使用鋼材 : H - 300 × 300 × 10 × 15

$$\text{断面積} A = 118.40 \text{ cm}^2 \quad \text{断面係数} Z = 1350 \text{ cm}^3$$

##### 4) 応力度

$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{768.77 \times 10^3}{11840} = 65 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{6.95 \times 10^6}{1350000} = 5 \text{ N/mm}^2$$

##### 5) 座屈の検討

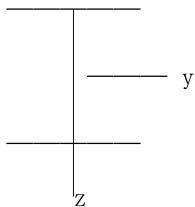
y軸まわりの座屈について検討を行う。

$$\text{座屈スパン (曲げ作用面内)} \quad Ly = 3.33 \text{ m}$$

z軸まわりの座屈について検討を行う。

$$\text{座屈スパン (曲げ作用面外)} \quad Lz = 3.33 \text{ m}$$

使用鋼材 H - 300 × 300 × 10 × 15



$$Ly / ry = 3334.0 / 131.0 = 25.5$$

$$Lz / rz = 3334.0 / 75.5 = 44.2$$

鉛直方向に対して (y軸を弱軸と仮定)

照査式(1)

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

$$\frac{65}{201} + \frac{5}{210 (1 - 65 / 1853)} = 0.35 \leq 1 \dots \text{OK}$$

照査式(2)

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

$$65 + \frac{5}{(1 - 65 / 1853)} = 70 \leq 210 \dots \text{OK}$$

ここに、 c : 軸方向圧縮応力度

bcy : 曲げ圧縮応力度

caz : 許容軸方向圧縮応力度

L / r = 3334.0 / 131.0 = 25.5 (L:座屈スパン、r:断面2次半径)

18 < L / r 92 より caz = { 140 - 0.82 ( L / r - 18 ) } × 1.5

= { 140 - 0.82 ( 25.5 - 18 ) } × 1.5 = 201

bao : 許容曲げ圧縮応力度の上限値 ( bao = 210 )

eay : オイラー座屈応力度

Ly / ry = 3334.0 / 131.0 = 25.5 (Ly:座屈スパン、ry:断面2次半径)

eay = { 1,200,000 / (Ly / ry)<sup>2</sup> }

= { 1,200,000 / 25.5<sup>2</sup> } = 1853

cal : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

水平方向に対して (z軸を弱軸と仮定)

照査式(1)

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

$$\frac{65}{178} + \frac{5}{186 (1 - 65 / 1853)} = 0.39 \leq 1 \dots \text{OK}$$

照査式(2)

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

$$65 + \frac{5}{(1 - 65 / 1853)} = 70 \leq 210 \dots \text{OK}$$

ここに、 c : 軸方向圧縮応力度

bcy : 曲げ圧縮応力度

caz : 許容軸方向圧縮応力度

L / r = 3334.0 / 75.5 = 44.2 (L:座屈スパン、r:断面2次半径)

18 < L / r 92 より caz = { 140 - 0.82 ( L / r - 18 ) } × 1.5

= { 140 - 0.82 ( 44.2 - 18 ) } × 1.5 = 178

bagy : 許容曲げ圧縮応力度

Lb / b = 3334.0 / 300 = 11.1 (Lb:フランジ固定点間距離 (=Lz)、b:フランジ幅)

4.5 < Lb / b 30 より bagy = { 140 - 2.4 ( Lb / b - 4.5 ) } × 1.5

= { 140 - 2.4 ( 11.1 - 4.5 ) } × 1.5 = 186

eay : オイラー座屈応力度

Ly / ry = 3334.0 / 131.0 = 25.5 (Ly:座屈スパン、ry:断面2次半径)

eay = { 1,200,000 / (Ly / ry)<sup>2</sup> }

= { 1,200,000 / 25.5<sup>2</sup> } = 1853

ca1 : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

6.1.5 隅火打ち

(1)1段目隅火打ち

1)設計条件

反力	R = 132.09 kN/m
軸力分担幅算出	L1 = 1.85 m
軸力分担幅算出	L2 = 2.80 m
曲げスパン	L = 1.35 m
自重 + 鉛直荷重	w = 5.00 kN/m
温度軸力	Nt = 150 kN
取付け角度	= 45 度

2)断面力

$$\begin{aligned} \text{軸力 } N &= (1/2) \times (L1 + L2) \times R / \cos + Nt \\ &= (1/2) \times (1.85 + 2.80) \times 132.09 / \cos(45^\circ) + 150 = 584.32 \text{ kN} \\ \text{曲げモーメント } M &= \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 1.35^2}{8} = 1.14 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

3)使用鋼材 : H - 300 × 300 × 10 × 15

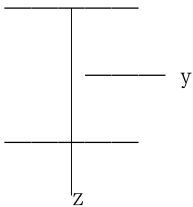
断面積 A = 118.40 cm<sup>2</sup>      断面係数 Z = 1350 cm<sup>3</sup>

4)応力度

$$\begin{aligned} \text{圧縮応力度 } \sigma_c &= \frac{N}{A} = \frac{584.32 \times 10^3}{11840} = 49 \\ \text{曲げ応力度 } \sigma_{bc} &= \frac{M}{Z} = \frac{1.14 \times 10^6}{1350000} = 1 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

5)座屈の検討

座屈スパン L = 1.35 m  
使用鋼材 H - 300 × 300 × 10 × 15



照査式(1)

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_c}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} (1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} &\leq 1 \\ \frac{49}{210} + \frac{1}{210 (1 - 49 / 11299)} &= 0.24 \leq 1 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

照査式(2)

$$\begin{aligned} \sigma_c + \frac{\sigma_{bcy}}{(1 - \sigma_c / \sigma_{eay})} &\leq \sigma_{ca1} \\ 49 + \frac{1}{(1 - 49 / 11299)} &= 50 \leq 210 \dots \text{OK} \end{aligned}$$

ここに、 c : 軸方向圧縮応力度  
bcy : 曲げ圧縮応力度  
caz : 許容軸方向圧縮応力度  
L / r = 1350.0 / 75.5 = 17.9 (L:座屈スパン、r:断面2次半径)



$$L/r \text{ 18 より } caz = 140 \times 1.5 = 210$$

bagy: 許容曲げ圧縮応力度

$$Lb/b = 1350.0 / 300 = 4.5 \quad (Lb: \text{フランジ固定点間距離}(=Lz)、b: \text{フランジ幅})$$

$$Lb/b \text{ 4.5 より } bagy = 140 \times 1.5 = 210$$

eay : オイラー座屈応力度

$$Ly/ry = 1350.0 / 131.0 = 10.3 \quad (Ly: \text{座屈スパン、ry: 断面2次半径})$$

$$eay = \{ 1,200,000 / (Ly/ry)^2 \}$$

$$= \{ 1,200,000 / 10.3^2 \} = 11299$$

cal : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

## (2) 2段目隅火打ち

### 1) 設計条件

反力	R = 183.41 kN/m
軸力分担幅算出用	L1 = 1.85 m
軸力分担幅算出用	L2 = 2.80 m
曲げスパン	L = 1.35 m
自重 + 鉛直荷重	w = 5.00 kN/m
温度軸力	Nt = 150 kN
取付け角度	= 45 度

### 2) 断面力

$$\begin{aligned} \text{軸力 } N &= (1/2) \times (L1 + L2) \times R / \cos + Nt \\ &= (1/2) \times (1.85 + 2.80) \times 183.41 / \cos(45^\circ) + 150 = 753.06 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{曲げモーメント } M = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 1.35^2}{8} = 1.14 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

### 3) 使用鋼材 : H - 300 × 300 × 10 × 15

$$\text{断面積 } A = 118.40 \text{ cm}^2 \quad \text{断面係数 } Z = 1350 \text{ cm}^3$$

### 4) 応力度

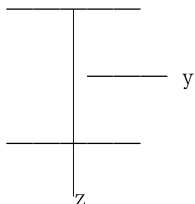
$$\text{圧縮応力度 } \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{753.06 \times 10^3}{11840} = 64$$

$$\text{曲げ応力度 } \sigma_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{1.14 \times 10^6}{1350000} = 1 \text{ N/mm}^2$$

### 5) 座屈の検討

$$\text{座屈スパン } L = 1.35 \text{ m}$$

使用鋼材 H - 300 × 300 × 10 × 15



#### 照査式(1)

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

$$\frac{64}{210} + \frac{1}{210 (1 - 64 / 11299)} = 0.31 \leq 1 \dots \text{OK}$$

照査式(2)

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

$$64 + \frac{1}{(1 - 64 / 11299)} = 64 \leq 210 \dots \text{OK}$$

ここに、 c : 軸方向圧縮応力度

bcy : 曲げ圧縮応力度

caz : 許容軸方向圧縮応力度

$$L/r = 1350.0 / 75.5 = 17.9 \quad (L: \text{座屈スパン、} r: \text{断面2次半径})$$

$$L/r \text{ 18 より } caz = 140 \times 1.5 = 210$$

bagy: 許容曲げ圧縮応力度

$$L_b/b = 1350.0 / 300 = 4.5 \quad (L_b: \text{フランジ固定点間距離(=}L_z\text{)、} b: \text{フランジ幅})$$

$$L_b/b \text{ 4.5 より } bagy = 140 \times 1.5 = 210$$

eay : オイラー座屈応力度

$$L_y/r_y = 1350.0 / 131.0 = 10.3 \quad (L_y: \text{座屈スパン、} r_y: \text{断面2次半径})$$

$$eay = \{ 1,200,000 / (L_y / r_y)^2 \}$$

$$= \{ 1,200,000 / 10.3^2 \} = 11299$$

cal : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

(3)3段目隅火打ち

1)設計条件

反力	R = 167.89 kN/m
軸力分担幅算出	L1 = 1.85 m
軸力分担幅算出	L2 = 2.80 m
曲げスパン	L = 1.35 m
自重+鉛直荷重	w = 5.00 kN/m
温度軸力	Nt = 150 kN
取付け角度	= 45 度

2)断面力

$$\begin{aligned} \text{軸力 } N &= (1/2) \times (L1 + L2) \times R / \cos + Nt \\ &= (1/2) \times (1.85 + 2.80) \times 167.89 / \cos(45^\circ) + 150 = 702.03 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{曲げモーメント } M = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 1.35^2}{8} = 1.14 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3)使用鋼材 : H - 300 × 300 × 10 × 15

$$\text{断面積 } A = 118.40 \text{ cm}^2 \quad \text{断面係数 } Z = 1350 \text{ cm}^3$$

4)応力度

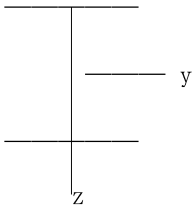
$$\text{圧縮応力度 } \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{702.03 \times 10^3}{11840} = 59$$

$$\text{曲げ応力度 } \sigma_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{1.14 \times 10^6}{1350000} = 1 \text{ N/mm}^2$$

5)座屈の検討

$$\text{座屈スパン } L = 1.35 \text{ m}$$

使用鋼材 H - 300 × 300 × 10 × 15



照査式(1)

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

$$\frac{59}{210} + \frac{1}{210 (1 - 59 / 11299)} = 0.29 \leq 1 \dots \text{OK}$$

照査式(2)

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

$$59 + \frac{1}{(1 - 59 / 11299)} = 60 \leq 210 \dots \text{OK}$$

ここに、 c : 軸方向圧縮応力度

bcy : 曲げ圧縮応力度

caz : 許容軸方向圧縮応力度

$$L / r = 1350.0 / 75.5 = 17.9 \quad (L: \text{座屈スパン、} r: \text{断面2次半径})$$

$$L / r \text{ 18 より } caz = 140 \times 1.5 = 210$$

bagy: 許容曲げ圧縮応力度

$$Lb / b = 1350.0 / 300 = 4.5 \quad (Lb: \text{フランジ固定点間距離}(=Lz)、b: \text{フランジ幅})$$

$$Lb / b \text{ 4.5 より } bagy = 140 \times 1.5 = 210$$

eay : オイラー座屈応力度

$$Ly / ry = 1350.0 / 131.0 = 10.3 \quad (Ly: \text{座屈スパン、} ry: \text{断面2次半径})$$

$$eay = \{ 1,200,000 / (Ly / ry)^2 \}$$

$$= \{ 1,200,000 / 10.3^2 \} = 11299$$

cal : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

(4)4段目隅火打ち

1)設計条件

反力	R = 190.39 kN/m
軸力分担幅算出	L1 = 1.85 m
軸力分担幅算出	L2 = 2.80 m
曲げスパン	L = 1.35 m
自重+鉛直荷重	w = 5.00 kN/m
温度軸力	Nt = 150 kN
取付け角度	= 45 度

2)断面力

$$\begin{aligned} \text{軸力 } N &= (1/2) \times (L1 + L2) \times R / \cos + Nt \\ &= (1/2) \times (1.85 + 2.80) \times 190.39 / \cos(45^\circ) + 150 = 776.01 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{曲げモーメント } M = \frac{w \cdot L^2}{8} = \frac{5.00 \times 1.35^2}{8} = 1.14 \text{ kN.m}$$

3)使用鋼材 : H - 300 × 300 × 10 × 15

$$\text{断面積 } A = 118.40 \text{ cm}^2 \quad \text{断面係数 } Z = 1350 \text{ cm}^3$$

4) 応力度

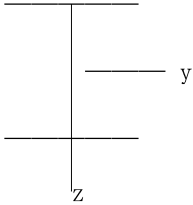
$$\text{圧縮応力度 } \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{776.01 \times 10^3}{11840} = 66$$

$$\text{曲げ応力度 } \sigma_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{1.14 \times 10^6}{1350000} = 1 \text{ N/mm}^2$$

5) 座屈の検討

座屈スパン  $L = 1.35 \text{ m}$

使用鋼材 H - 300 × 300 × 10 × 15



照査式(1)

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

$$\frac{66}{210} + \frac{1}{210 (1 - 66 / 11299)} = 0.32 \leq 1 \dots \text{OK}$$

照査式(2)

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

$$66 + \frac{1}{(1 - 66 / 11299)} = 66 \leq 210 \dots \text{OK}$$

ここに、  $c$  : 軸方向圧縮応力度

$bcy$  : 曲げ圧縮応力度

$caz$  : 許容軸方向圧縮応力度

$L / r = 1350.0 / 75.5 = 17.9$  ( $L$ : 座屈スパン、 $r$ : 断面2次半径)

$L / r$  18 より  $caz = 140 \times 1.5 = 210$

$bagy$ : 許容曲げ圧縮応力度

$L_b / b = 1350.0 / 300 = 4.5$  ( $L_b$ : フランジ固定点間距離(= $L_z$ )、 $b$ : フランジ幅)

$L_b / b$  4.5 より  $bagy = 140 \times 1.5 = 210$

$eay$  : オイラー座屈応力度

$L_y / r_y = 1350.0 / 131.0 = 10.3$  ( $L_y$ : 座屈スパン、 $r_y$ : 断面2次半径)

$eay = \{ 1,200,000 / (L_y / r_y)^2 \}$

$= \{ 1,200,000 / 10.3^2 \} = 11299$

$cal$  : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

6.1.6 中間杭

(1)No.1

1)設計条件

X方向切ばりの軸力分担幅 L1 = 3.25 m 切ばりの温度軸力 P = 150.00 kN  
 Y方向切ばりの " L2 = 3.33 m 切ばりの自重 + 鉛直荷重 wi = 5.00 kN/m  
 X方向切ばりの重量分担幅 L1' = 3.33 m  
 Y方向切ばりの " L2' = 4.09 m

・切ばり座屈にともなう鉛直力 N1

段	反力 R (kN/m)	温度軸力 P (kN)	X方向切ばり軸力 R × L1 + P (kN)	Y方向切ばり軸力 R × L2 + P (kN)
1	132.09	150.00	579.29	590.32
2	183.41	150.00	746.08	761.40
3	167.89	150.00	695.64	709.66
4	190.39	150.00	768.77	784.67
計			(1) 2789.79	(2) 2846.05

$$N1 = (1/50) \times ((1) + (2)) = (1/50) \times (2789.79 + 2846.05) = 112.72 \text{ kN}$$

・切ばりの自重 + 鉛直荷重による鉛直力 N2

段	自重 wi (kN/m)	X方向切ばり重量 wi × L1' (kN)	Y方向切ばり重量 wi × L2' (kN)
1	5.00	16.67	20.44
2	5.00	16.67	20.44
3	5.00	16.67	20.44
4	5.00	16.67	20.44
計		(3) 66.67	(4) 81.75

$$N2 = (3) + (4) = 66.67 + 81.75 = 148.42 \text{ kN}$$

・中間杭の自重による鉛直力 N3 = w × H = 0.91 × 7.50 = 6.84 kN  
 w; 中間杭の単位重量 (kN/m) H; 中間杭の重量算出長 (m)

・中間杭に作用する鉛直力 N4 = 0.00 kN

2)断面力

$$\begin{aligned} \text{圧縮力 } N &= N1 + N2 + N3 + N4 \\ &= 112.72 + 148.42 + 6.84 + 0.00 = 267.98 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{引抜き力 } N' &= N1 - N2 - N3 \\ &= 112.72 - 148.42 - 6.84 = -42.54 \text{ kN} \end{aligned}$$

引抜きは生じない。

3)使用鋼材 : H - 300 × 300 × 10 × 15 (A = 118.40 cm<sup>2</sup>)

4)応力度

$$\text{圧縮応力度 } \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{267.977 \times 10^3}{11840} = 23 \leq 173 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

許容軸方向圧縮応力度

$$L/r = 3616.0 / 75.5 = 47.9 \quad (L: \text{座屈スパン、} r: \text{断面2次半径})$$

$$18 < L/r \quad 92 \quad \text{より} \quad ca = \{ 140 - 0.82 (L/r - 18) \} \times 1.5$$

$$= \{ 140 - 0.82 (47.9 - 18) \} \times 1.5 = 173 \text{ N/mm}^2$$

5)1/ の算定

$$1/ = 2.12 \text{ m}$$

$$\beta = \sqrt[4]{\left(\frac{kH \cdot D}{4EI}\right)} = \sqrt[4]{\left(\frac{8979 \times 0.30}{4 \times 2.00 \times 10^8 \times 0.00006750}\right)} = 0.4726 \text{ m}^{-1}$$

$$kH = kHo(BH/0.3)^{-3/4} \quad (\text{ただし、} 1/ \text{ 区間の平均値})$$

$$kHo = Eo / 0.3$$

$$BH = D / \beta = 0.796 \text{ m}$$

No	層厚 m	Eo kN/m <sup>2</sup>	kHo kN/m <sup>3</sup>	kH kN/m <sup>3</sup>
1	4.00	5600	18667	8979
2	20.00	11200	37333	17959

したがって、座屈スパン  $L = L + 1/ = 1.50 + 2.12 = 3.62 \text{ m}$

## 7章 外側支保工の計算

### 7.1 左堤体

#### 7.1.1 引張材応力度

##### 1)使用断面

- 使用径 : 50.0(mm)
- 使用材質 : SS400 ( < 40mm )
- 許容応力度 : 141(N/mm<sup>2</sup>)
- 引張材設置間隔L : 2.000(m)
- 引張材使用本数n : 1(本)
- 引張材断面積 A : 50.0<sup>2</sup> × ( / 4)(mm<sup>2</sup>)

##### 2)張力の算定

$$P = R \times L$$

引張材反力 R kN/m	引張材設置 間隔 L m	引張材張力 P kN/本
45.37	2.000	90.75

##### 3)応力度

$$\sigma = \frac{P \times 10^3}{n \times A} \leq \sigma a$$

応力度 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 sa N/mm <sup>2</sup>	判 定
46	141	

#### 7.1.2 腹起し材応力度

##### 1)使用断面

- 使用鋼材 : [ 150 × 75 × 6.5 × 10
- 使用材質 : SS400
- 許容応力度 : 210(N/mm<sup>2</sup>)
- 設置間隔 : 2.000(m)

##### 2)モーメントの算定

$$M = \frac{P \times L}{10}$$

引張材張力 P kN/本	引張材設置 間隔 L m	モーメント M kN.m/m
90.75	2.000	18.15

##### 3)応力度

$$\sigma = \frac{M \times 10^6}{Z \times 10^3} \leq \sigma a$$

Z : 断面係数 (= 115 × 2cm<sup>3</sup>)

2枚で1組扱いとし、登録鋼材の断面係数を2倍扱いとする。

応力度 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 sa N/mm <sup>2</sup>	判 定
79	210	

## 7.2 右堤体

### 7.2.1 引張材応力度

#### 1) 使用断面

使用径 : 36.0(mm)  
 使用材質 : SS400 ( < 40mm )  
 許容応力度 : 141(N/mm<sup>2</sup>)  
 引張材設置間隔L : 2.000(m)  
 引張材使用本数n : 1(本)  
 引張材断面積 A : 36.0<sup>2</sup> × ( / 4)(mm<sup>2</sup>)

#### 2) 張力の算定

$$P = R \times L$$

引張材反力 R kN/m	引張材設置 間隔 L m	引張材張力 P kN/本
45.37	2.000	90.75

#### 3) 応力度

$$\sigma = \frac{P \times 10^3}{n \times A} \leq \sigma_a$$

応力度 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 sa N/mm <sup>2</sup>	判 定
89	141	

### 7.2.2 腹起し材応力度

#### 1) 使用断面

使用鋼材 : [ 150 × 75 × 6.5 × 10  
 使用材質 : SS400  
 許容応力度 : 210(N/mm<sup>2</sup>)  
 設置間隔 : 2.000(m)

#### 2) モーメントの算定

$$M = \frac{P \times L}{10}$$

引張材張力 P kN/本	引張材設置 間隔 L m	モーメント M kN.m/m
90.75	2.000	18.15

#### 3) 応力度

$$\sigma = \frac{M \times 10^6}{Z \times 10^3} \leq \sigma_a$$

Z : 断面係数 (= 115 × 2cm<sup>3</sup>)

2枚で1組扱いとし、登録鋼材の断面係数を2倍扱いとする。

応力度 N/mm <sup>2</sup>	許容応力度 sa N/mm <sup>2</sup>	判 定
79	210	