

# 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(仮設指針)

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 右堤体             | 6  |
| 1.5 部材                | 7  |
| 1.5.1 壁体(鋼矢板)         | 7  |
| 1.5.2 腹起し材            | 7  |
| 1.5.3 切ばり材            | 8  |
| 1.5.5 隅火打ち材           | 8  |
| 1.5.6 中間杭             | 9  |
| 1.5.7 引張材             | 9  |
| 1.5.8 腹起し材(引張材)       | 9  |
| 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        | 10 |
| 1.7 底面安定              | 10 |
| 1.7.1 パイピング           | 10 |
| 1.8 基準値               | 10 |
| 1.8.1 設計用設定値          | 10 |
| (1)適用基準別設定値           | 10 |
| (2)断面計算用土圧            | 11 |
| 1.8.2 鋼材              | 11 |
| (1)鋼矢板                | 11 |
| (2)H形鋼                | 11 |
| (3)溝形鋼                | 12 |
| (4)材質(引張材)            | 12 |
| 2章 安定計算               | 13 |
| 2.1 右堤体の設計            | 13 |
| 2.1.1 検討条件            | 13 |

|                      |    |
|----------------------|----|
| (1) 検討条件             | 13 |
| (2) 荷重条件             | 13 |
| 2.1.2 安定計算           | 13 |
| (1) 結果要旨             | 13 |
| (2) 偏圧による滑動力、転倒モーメント | 13 |
| (3) 抵抗モーメント $M_r$    | 14 |
| (4) すべり出しの抵抗力 $R_d$  | 14 |
| 3章 内側壁の設計            | 15 |
| 3.1 右堤体の設計           | 15 |
| 3.1.1 4次掘削時          | 15 |
| (1) 検討条件             | 15 |
| 1) 検討条件              | 15 |
| 2) 地盤条件              | 15 |
| (2) 根入れ長の計算          | 17 |
| 1) 結果要旨              | 17 |
| 2) 外力表（強度分布表）        | 18 |
| 3) 外力表（水平力、モーメント表）   | 18 |
| (3) 断面力の計算           | 20 |
| 1) 結果要旨              | 20 |
| 2) 外力表               | 21 |
| 3) 土留め壁の剛性の検討        | 23 |
| 3.1.2 最終掘削時          | 25 |
| (1) 検討条件             | 25 |
| 1) 検討条件              | 25 |
| 2) 地盤条件              | 25 |
| (2) 根入れ長の計算          | 27 |
| 1) 結果要旨              | 27 |
| 2) 外力表（強度分布表）        | 28 |
| 3) 外力表（水平力、モーメント表）   | 29 |
| (3) 断面力の計算           | 30 |
| 1) 結果要旨              | 30 |
| 2) 外力表               | 31 |
| 3) 土留め壁の剛性の検討        | 33 |
| (4) 支保工反力の計算         | 35 |
| 1) 結果要旨              | 35 |
| 2) 外力表               | 35 |
| 3.1.3 壁体応力度          | 37 |
| 4章 外側壁の設計            | 38 |
| 4.1 右堤体の設計           | 38 |
| 4.1.1 外側壁検討時         | 38 |
| (1) 検討条件             | 38 |
| 1) 検討条件              | 38 |
| 2) 地盤条件              | 38 |
| (2) 根入れ長の計算          | 40 |
| 1) 結果要旨              | 40 |
| 2) 外力表（強度分布表）        | 41 |
| 3) 外力表（水平力、モーメント表）   | 41 |
| (3) 断面力の計算           | 43 |
| 1) 結果要旨              | 43 |

|                |    |
|----------------|----|
| 2)外力表          | 43 |
| 3)土留め壁の剛性の検討   | 45 |
| (4)支保工反力の計算    | 46 |
| 1)結果要旨         | 46 |
| 2)外力表          | 46 |
| 4.1.2 壁体応力度    | 47 |
| 5章 底面安定        | 48 |
| 5.1 右堤体の設計     | 48 |
| 5.1.1 パイピング    | 48 |
| (1)検討条件        | 48 |
| (2)決定長に対する照査結果 | 48 |
| 6章 内側支保工の計算    | 49 |
| 6.1 左右方向の設計    | 49 |
| 6.1.1 照査位置     | 49 |
| 6.1.2 設計条件     | 51 |
| 6.1.3 腹起し材     | 53 |
| (1)1段目腹起し      | 53 |
| (2)2段目腹起し      | 54 |
| (3)3段目腹起し      | 55 |
| (4)4段目腹起し      | 56 |
| 6.1.4 切ばり材     | 59 |
| (1)1段目切ばり      | 59 |
| (2)2段目切ばり      | 60 |
| (3)3段目切ばり      | 61 |
| (4)4段目切ばり      | 62 |
| 6.1.5 隅火打ち     | 64 |
| (1)1段目隅火打ち     | 64 |
| (2)2段目隅火打ち     | 65 |
| (3)3段目隅火打ち     | 66 |
| (4)4段目隅火打ち     | 67 |
| 6.1.6 中間杭      | 69 |
| (1)No.1        | 69 |
| 7章 外側支保工の計算    | 71 |
| 7.1 右堤体        | 71 |
| 7.1.1 引張材応力度   | 71 |
| 7.1.2 腹起し材応力度  | 71 |

# 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(仮設指針).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：道路土工 仮設構造物工指針 平成11年3月 社団法人日本道路協会

壁体種類：鋼矢板

### 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

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<br>mm |
|---------|----------|
| 前堤体 ~ 1 | 4650     |
| 1 ~ 2   | 3700     |
| 2 ~ 後堤体 | 4650     |

| 前後方向    | 間隔<br>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<br>重数 | 火打ち間隔 |     |     |     |     | 取付け<br>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<br>mm |
|---------|----------|
| 前堤体 ~ 1 | 4650     |
| 1 ~ 2   | 3700     |
| 2 ~ 後堤体 | 4650     |

| 前後方向    | 間隔<br>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<br>重数 | 火打ち間隔 |     |     |     |     | 取付け<br>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<br>mm |
|---------|----------|
| 前堤体 ~ 1 | 4650     |
| 1 ~ 2   | 3700     |
| 2 ~ 後堤体 | 4650     |

| 前後方向    | 間隔<br>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<br>重 数 | 火打ち間隔 |     |     |     |     | 取付け<br>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<br>mm |
|---------|----------|
| 前堤体 ~ 1 | 4650     |
| 1 ~ 2   | 3700     |
| 2 ~ 後堤体 | 4650     |

| 前後方向    | 間隔<br>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<br>重 数 | 火打ち間隔 |     |     |     |     | 取付け<br>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)

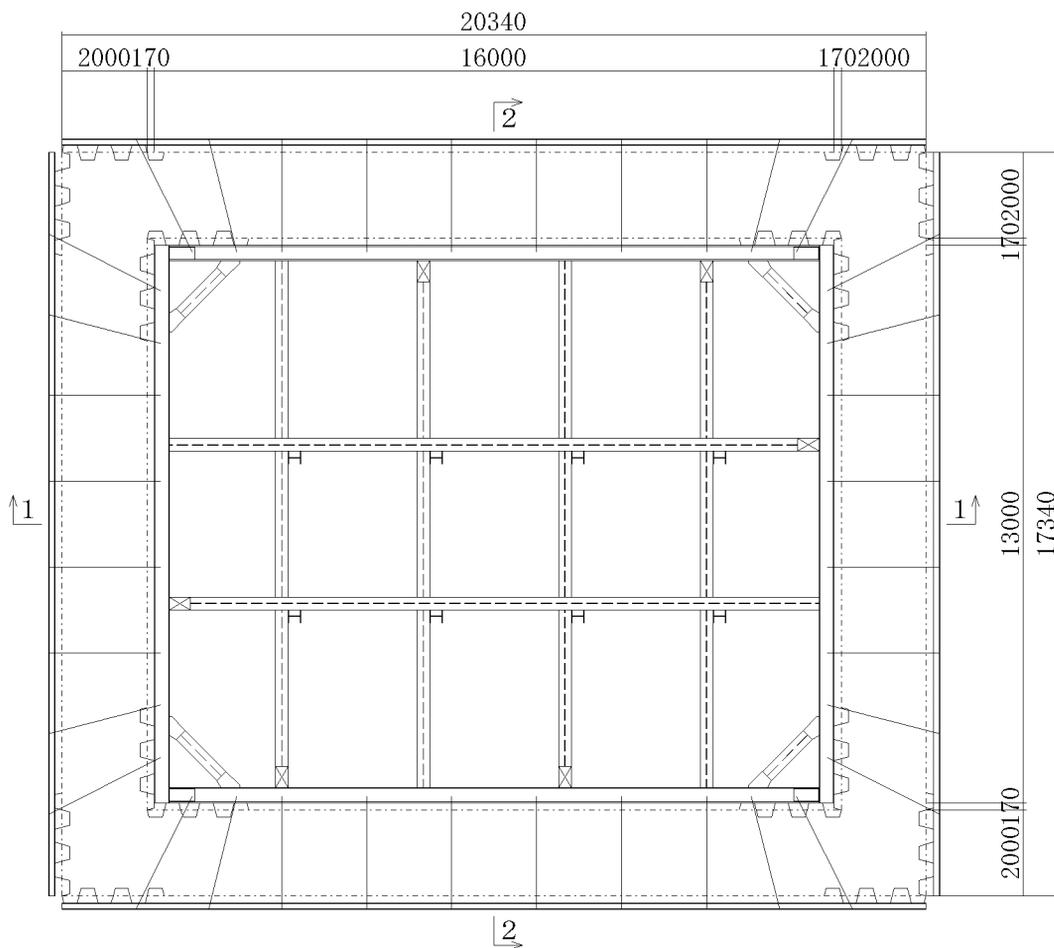
下表の位置に中間杭を設置する。

| 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



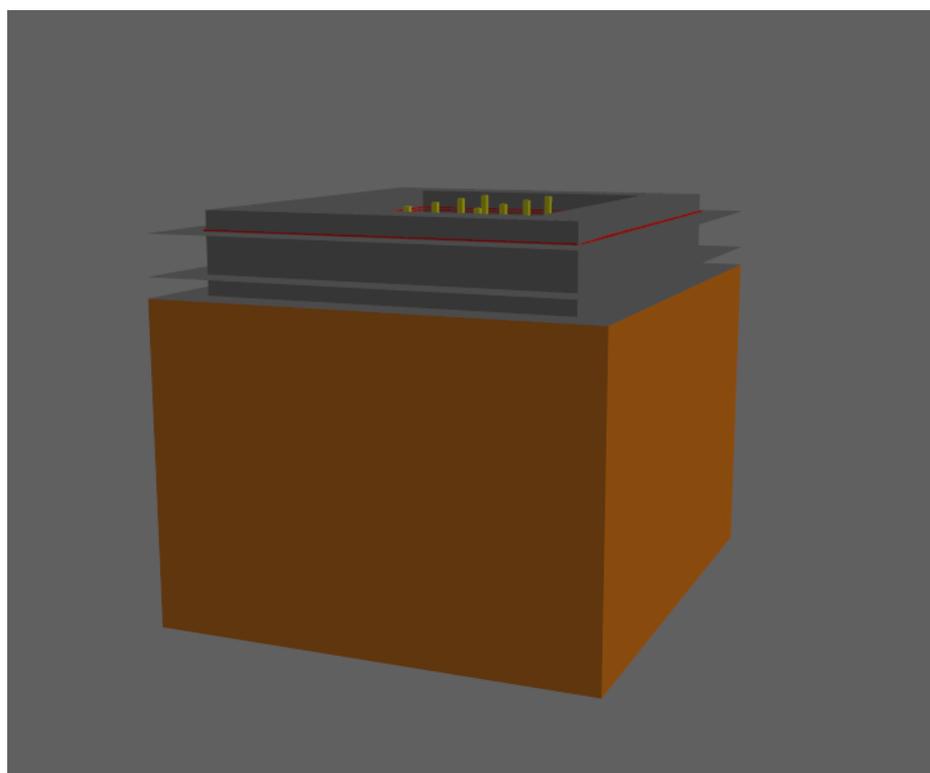
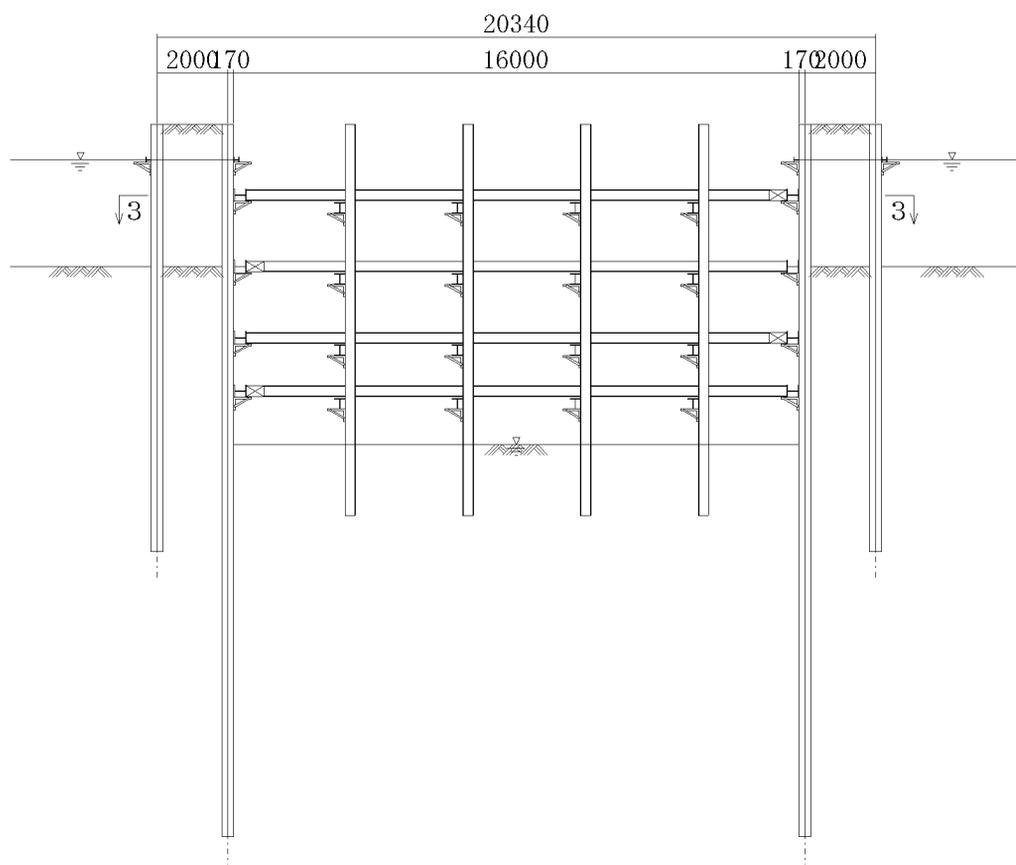
1.2.8 側面形状

|     | 壁体天端<br>G.L. m | 堤体幅<br>m |
|-----|----------------|----------|
| 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 側面圖  
左右方向

断面圖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<br>Ps(kN/m) | 作用位置<br>hs (m) |
| 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 |
| 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 |         |

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

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

岩盤層の扱いを行う 行わない

### 1.4 地層

#### 1.4.1 右堤体

- ・堤外区間 (現地盤面G.L. -2.000m)

| No | 層厚<br>m | 土質<br>種類 | 平均<br>N 値 | 湿潤<br>単位重量<br>kN/m <sup>3</sup> | 水中<br>単位重量<br>kN/m <sup>3</sup> | 内部<br>摩擦角<br>度 | 粘着力<br>Co<br>kN/m <sup>2</sup> | 粘着力<br>増分<br>K<br>kN/m <sup>2</sup> | 変形<br>係数<br>Eo<br>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<br>m | 土質<br>種類 | 平均<br>N 値 | 湿潤<br>単位重量<br>kN/m <sup>3</sup> | 水中<br>単位重量<br>kN/m <sup>3</sup> | 内部<br>摩擦角<br>度 | 粘着力<br>Co<br>kN/m <sup>2</sup> | 粘着力<br>増分<br>K<br>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<br>m | 土質<br>種類 | 平均<br>N 値 | 湿潤<br>単位重量<br>kN/m <sup>3</sup> | 水中<br>単位重量<br>kN/m <sup>3</sup> | 内部<br>摩擦角<br>度 | 粘着力<br>Co<br>kN/m <sup>2</sup> | 粘着力<br>増分<br>K<br>kN/m <sup>2</sup> | 変形<br>係数<br>Eo<br>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<br>m | 土質<br>種類 | 平均<br>N 値 | 湿潤<br>単位重量<br>kN/m <sup>3</sup> | 水中<br>単位重量<br>kN/m <sup>3</sup> | 内部<br>摩擦角<br>度 | 粘着力<br>Co<br>kN/m <sup>2</sup> | 粘着力<br>増分<br>K<br>kN/m <sup>2</sup> | 変形<br>係数<br>Eo<br>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（鋼矢板）

材質

|          |   |
|----------|---|
| 鋼矢板の材質   | SY295                                       |
| 許容曲げ応力度  | 270(N/mm <sup>2</sup> )                     |
| 許容せん断応力度 | 150(N/mm <sup>2</sup> )                     |
| ヤング係数    | 2.00 × 10 <sup>5</sup> (N/mm <sup>2</sup> ) |

鋼矢板の有効率

|                       |      |
|-----------------------|------|
| 根入れ計算に用いる 算出用（慣用法）    | 1.00 |
| 断面力、変位計算に用いる 算出用（慣用法） | 0.45 |
| 断面二次モーメント用（変位、断面力）    | 0.60 |
| 断面係数用（応力度）            | 0.60 |

使用鋼材

|     | 内側壁    |              | 外側壁    |              |
|-----|--------|--------------|--------|--------------|
|     | 使用鋼材名称 | 鉛直荷重<br>kN/m | 使用鋼材名称 | 鉛直荷重<br>kN/m |
| 右堤体 | IV型    | 0.00         | IV型    | 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<br>No | 架設深さ<br>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<br>No | 架設深さ<br>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<br>No | 架設深さ<br>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<br>No | 架設深さ<br>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<br>No | 架設深さ<br>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<br>G.L. m | 設置間隔<br>m | 鋼材直径<br>mm | 鋼材材質名称           | 本数 | 許容応力度<br>N/mm <sup>2</sup> |
|-----|----------------|-----------|------------|------------------|----|----------------------------|
| 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<br>No | 架設深さ<br>G.L. m | 鋼材名称                  |
|-----------|----------------|-----------------------|
| 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        |

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        |

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 |
|-----|-------|
| 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：仮設指針（平成11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  $a1 = 0.300(m)$   
 単純ばり計算時の許容変位量  $a2 = 0.300(m)$   
 水の単位体積重量  
 静水圧用（土水圧計算）  $w1 = 10.00(kN/m^3)$   
 静水圧以外（掘削底面の安定）  $w2 = 10.00(kN/m^3)$

(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 Nx 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)鋼矢板

| No | 鋼材名称  | w<br>(mm/枚) | h<br>(mm) | W<br>(kg/m) | A<br>(cm <sup>2</sup> /m) | I<br>(cm <sup>4</sup> /m) | Z<br>(cm <sup>3</sup> /m) |
|----|-------|-------------|-----------|-------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|
| 1  | II型   | 400         | 100       | 48.0        | 153.00                    | 8740                      | 874                       |
| 2  | III型  | 400         | 125       | 60.0        | 191.00                    | 16800                     | 1340                      |
| 3  | III型  | 400         | 130       | 60.0        | 191.00                    | 17400                     | 1340                      |
| 4  | IV型   | 400         | 170       | 76.0        | 242.50                    | 86000                     | 3820                      |
| 5  | VL型   | 500         | 200       | 105.0       | 267.60                    | 63000                     | 3150                      |
| 6  | IIw型  | 600         | 130       | 61.8        | 131.20                    | 13000                     | 1000                      |
| 7  | IIIw型 | 600         | 180       | 81.6        | 173.20                    | 32400                     | 1800                      |
| 8  | IVw型  | 600         | 210       | 106.2       | 225.50                    | 56700                     | 2700                      |

(2)H形鋼

| No | 鋼材名称                     | H<br>(mm) | B<br>(mm) | tw<br>(mm) | tf<br>(mm) | A<br>(cm <sup>2</sup> ) | w<br>(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<br>(cm <sup>4</sup> ) | Iy<br>(cm <sup>4</sup> ) | Zx<br>(cm <sup>3</sup> ) | Zy<br>(cm <sup>3</sup> ) | ix<br>(cm) | iy<br>(cm) | ik<br>(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       |
| 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      |

| No | 鋼材名称                     | I <sub>x</sub><br>(cm <sup>4</sup> ) | I <sub>y</sub><br>(cm <sup>4</sup> ) | Z <sub>x</sub><br>(cm <sup>3</sup> ) | Z <sub>y</sub><br>(cm <sup>3</sup> ) | i <sub>x</sub><br>(cm) | i <sub>y</sub><br>(cm) | i <sub>k</sub><br>(cm) |
|----|--------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| 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<br>(mm) | B<br>(mm) | t1<br>(mm) | t2<br>(mm) | w<br>(kg/m) | Z <sub>x</sub><br>(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Z<sub>x</sub>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 × 10<sup>5</sup> N/mm<sup>2</sup>

| No | 種類               | 許容曲げ応力度<br>(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 右堤体の設計

#### 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)     | 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。

#### 2.1.2 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<br>$Md \times Fs$ (kN.m/m) | 2堤体分の抵抗モーメント<br>$2 \times Mr$ (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<br>$P \times Fs$ (kN/m) | 2堤体分の抵抗力<br>$2 \times Rd$ (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<br>$P(kN/m)$ | 作用高<br>$h(m)$ | 転倒モーメント<br>$Md(kN.m/m)$ |
|------|------------------|---------------|-------------------------|
| 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  $\times$  h(水深) =  $1.0 \times 3.000 = 3.000(m^2)$   
 $Mv = Pv \times (0.60 \times h) = 2.10 \times 1.800 = 3.78(kN \cdot m/m)$

(3)抵抗モーメントMr

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

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

ここに、

R : 中詰め土のせん断による抵抗係数

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

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

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

H : 壁高(m) 河床面から堤体天端高までとする

: 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<br>標高<br>G.L.(m) | 層下面<br>標高<br>G.L.(m) | 層厚<br>Li<br>(m) | 土の<br>単位重量<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | 土の有効重量<br>$\gamma'_i$<br>(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   |

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

(4)すべり出しの抵抗力Rd

1)内部摩擦角による抵抗力

$$Rd1 = \tan u \times (\sum \gamma'_i Li) \times B$$

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

ここに、

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

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 50.0kN/m<sup>2</sup>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

$$Rd = Rd1 = 7.87(kN/m)$$

### 3章 内側壁の設計

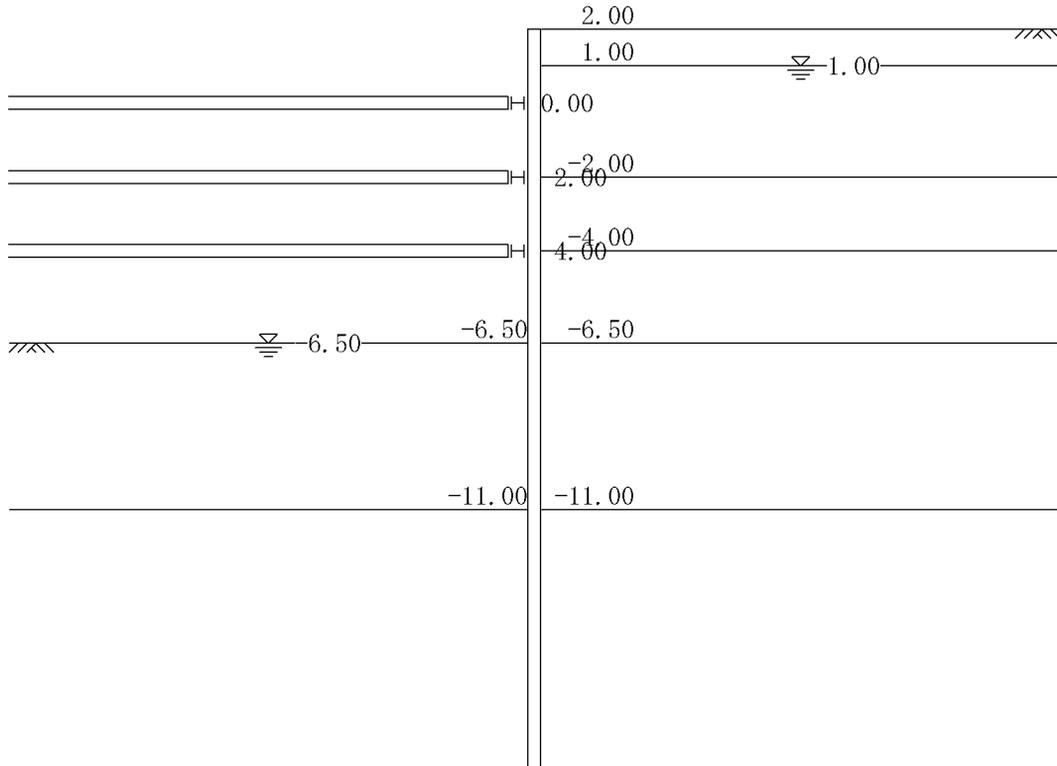
#### 3.1 右堤体の設計

##### 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<br>強度 $q_u$<br>( $\text{kN/m}^2$ ) | 変形係数<br>$E_o$<br>( $\text{kN/m}^2$ ) |
|----|------------------------------|-------------------------------|------------------|---|--------------------------------------|
|    | $C_o$<br>( $\text{kN/m}^2$ ) | 増分 $k$<br>( $\text{kN/m}^3$ ) | 基準標高<br>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<br>種類 | 平均<br>N値 | 土の単位重量                      |                             | 内 部<br>摩擦角<br>(度) | 壁 面<br>摩擦角<br>(度) |
|----|-----------------|-----------------|----------|----------|-----------------------------|-----------------------------|-------------------|-------------------|
|    | 層上面<br>G.L. (m) | 層下面<br>G.L. (m) |          |          | 湿潤重量<br>( $\text{kN/m}^3$ ) | 水中重量<br>( $\text{kN/m}^3$ ) |                   |                   |
| 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<br>強度 $q_u$<br>( $\text{kN/m}^2$ ) | 変形係数<br>$E_o$<br>( $\text{kN/m}^2$ ) |
|----|------------------------------|-------------------------------|------------------|---|--------------------------------------|
|    | $C_o$<br>( $\text{kN/m}^2$ ) | 増分 $k$<br>( $\text{kN/m}^3$ ) | 基準標高<br>G.L. (m) |   |                                      |
| 1  | 20.0                         | 0.0                           | -4.000           | 40.0                                    | 5600                                 |
| 2  | 18.0                         | 2.0                           | -11.000          | 76.0                                    | 11200                                |

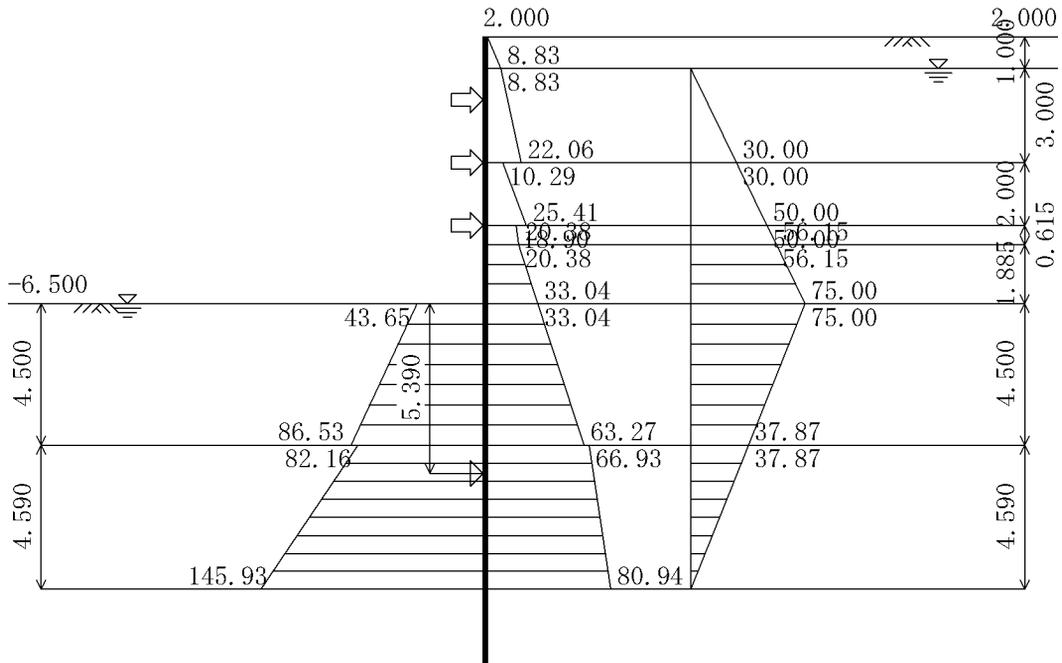
(2) 根入れ長の計算

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<br>GL(m)       | 層 厚<br>h<br>(m) | 土の<br>単重 | 内 部<br>摩擦角<br>(度) | 粘着力<br>c<br>kN/m <sup>2</sup> | 有 効<br>上 載 圧<br>rh+q<br>kN/m <sup>2</sup> | 土 係 数<br>Ka | 主 働<br>土 圧 強 度<br>pa<br>kN/m <sup>2</sup> | 最 小<br>土 圧 強 度<br>pamin<br>kN/m <sup>2</sup> | 採 用<br>土 圧 強 度<br>pa*<br>kN/m <sup>2</sup> |
|----|--------------------|-----------------|----------|-------------------|-------------------------------|---|-------------|---|--|--|
| 1  | 2.000<br>1.000     | 1.000           | 18.0     | 20.00             | 0.0<br>0.0                    | 0.00<br>18.00                             | 0.490       | 0.00<br>8.83                              | 0.00<br>0.00                                 | 0.00<br>8.83                               |
| 2  | 1.000<br>-2.000    | 3.000           | 9.0      | 20.00             | 0.0<br>0.0                    | 18.00<br>45.00                            | 0.490       | 8.83<br>22.06                             | 0.00<br>0.00                                 | 8.83<br>22.06                              |
| 3  | -2.000<br>-4.000   | 2.000           | 9.0      | 5.00              | 15.0<br>15.0                  | 45.00<br>63.00                            | 0.840       | 10.29<br>25.41                            | 0.00<br>0.00                                 | 10.29<br>25.41                             |
| 4  | -4.000<br>-4.615   | 0.615           | 8.0      | 5.00              | 20.0<br>20.0                  | 63.00<br>67.92                            | 0.840       | 16.25<br>20.38                            | 18.90<br>20.38                               | 18.90<br>20.38                             |
| 5  | -4.615<br>-6.500   | 1.885           | 8.0      | 5.00              | 20.0<br>20.0                  | 67.92<br>83.00                            | 0.840       | 20.38<br>33.04                            | 20.38<br>24.90                               | 20.38<br>33.04                             |
| 6  | -6.500<br>-11.000  | 4.500           | 8.0      | 5.00              | 20.0<br>20.0                  | 83.00<br>119.00                           | 0.840       | 33.04<br>63.27                            | 24.90<br>35.70                               | 33.04<br>63.27                             |
| 7  | -11.000<br>-15.590 | 4.590           | 8.0      | 5.00              | 18.0<br>27.2                  | 119.00<br>155.72                          | 0.840       | 66.93<br>80.94                            | 35.70<br>46.72                               | 66.93<br>80.94                             |

・水圧強度 (三角形分布)

| No | 深 さ<br>GL(m)       | 層 厚<br>h<br>(m) | 水 圧 強 度<br>pw<br>kN/m <sup>2</sup> |
|----|--------------------|-----------------|------------------------------------|
| 1  | 1.000<br>-2.000    | 3.000           | 0.00<br>30.00                      |
| 2  | -2.000<br>-4.000   | 2.000           | 30.00<br>50.00                     |
| 3  | -4.000<br>-4.615   | 0.615           | 50.00<br>56.15                     |
| 4  | -4.615<br>-6.500   | 1.885           | 56.15<br>75.00                     |
| 5  | -6.500<br>-11.000  | 4.500           | 75.00<br>37.87                     |
| 6  | -11.000<br>-15.590 | 4.590           | 37.87<br>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<br>GL(m)       | 層 厚<br>h<br>(m) | 土の<br>単重 | 内 部<br>摩擦角<br>(度) | 粘着力<br>c<br>kN/m <sup>2</sup> | 有 効<br>上 載 圧<br>rh+q<br>kN/m <sup>2</sup> | 土 係 数<br>Kp | 受 働<br>土 圧 強 度<br>pp<br>kN/m <sup>2</sup> |
|----|--------------------|-----------------|----------|-------------------|-------------------------------|---|-------------|---|
| 1  | -6.500<br>-11.000  | 4.500           | 8.0      | 5.00              | 20.0<br>20.0                  | 0.00<br>36.00                             | 1.191       | 43.65<br>86.53                            |
| 2  | -11.000<br>-15.590 | 4.590           | 8.0      | 5.00              | 18.0<br>27.2                  | 36.00<br>72.72                            | 1.191       | 82.16<br>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<br>GL(m)        | 層厚<br>h<br>(m) | 側圧強度<br>pa<br>kN/m <sup>2</sup> | 水平力<br>Pa<br>kN/m | アーム長<br>y<br>m | モーメント<br>Ma<br>kN.m/m |
|----|--------------------|----------------|---------------------------------|-------------------|----------------|-----------------------|
| 1  | -4.000<br>-4.615   | 0.615          | 18.90<br>20.38                  | 12.07             | 0.311          | 3.76                  |
| 2  | -4.615<br>-6.500   | 1.885          | 20.38<br>33.04                  | 50.35             | 1.632          | 82.16                 |
| 3  | -6.500<br>-11.000  | 4.500          | 33.04<br>63.27                  | 216.69            | 4.985          | 1080.27               |
| 4  | -11.000<br>-15.590 | 4.590          | 66.93<br>80.94                  | 339.37            | 9.367          | 3179.01               |
|    |                    |                |                                 | 618.48            |                | 4345.21               |

・水圧

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

・受働土圧

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

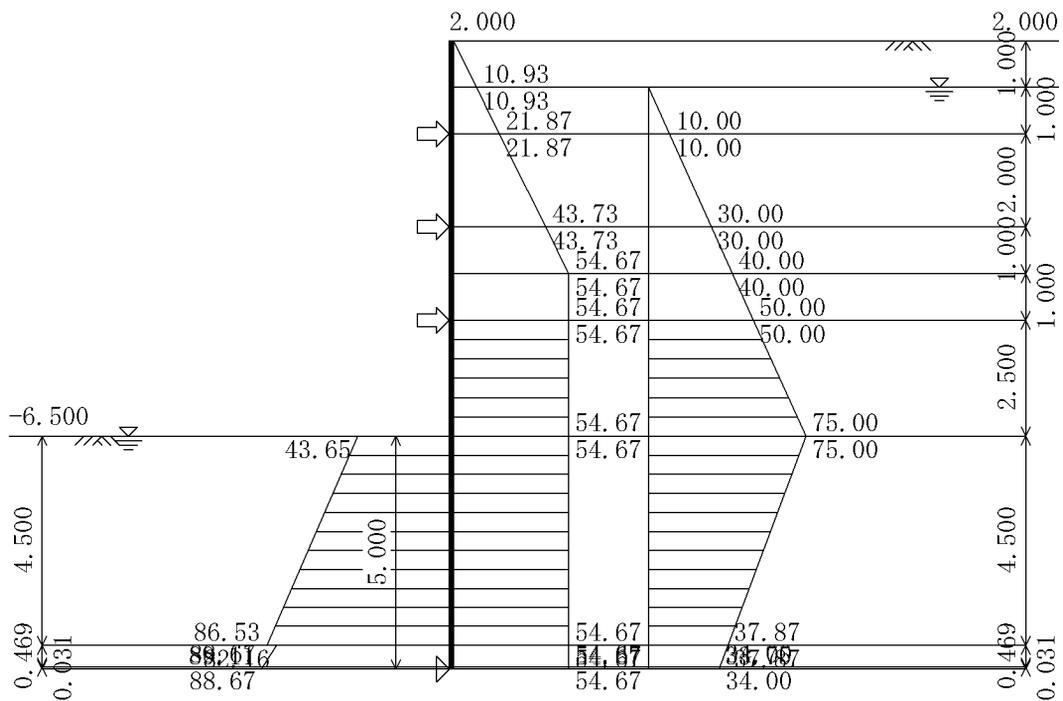
(3)断面力の計算

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        | 変位量 max        | m               | 0.0274              |
|             | 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<br>下段切ばり位置<br>単純ばりスパン | m<br>m<br>m                 | (G.L. -2.000)m<br>(G.L. -4.000)m<br>2.000   |
| 発生最大曲げ<br>モーメント               | モーメント Mmax<br>発生位置 (切ばり点から) | kN.m/m<br>m<br>46.46<br>1.027(G.L. -3.027)m |
| 発生せん断力                        | せん断力 Smax<br>発生位置 (切ばり点から)  | kN/m<br>m<br>97.09<br>2.000(G.L. -4.000)m   |
| 反力                            | 上側支点反力 RA<br>下側支点反力 RB      | kN/m<br>kN/m<br>86.78<br>97.09              |
| 最大変位                          | 変位置量 max<br>発生位置 (上切ばり点から)  | m<br>m<br>0.0002<br>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<br>下段切ばり位置<br>単純ばりスパン | m<br>m<br>m                 | (G.L. 0.000)m<br>(G.L. -2.000)m<br>2.000    |
| 発生最大曲げ<br>モーメント               | モーメント Mmax<br>発生位置 (切ばり点から) | kN.m/m<br>m<br>26.51<br>1.065(G.L. -1.065)m |
| 発生せん断力                        | せん断力 Smax<br>発生位置 (切ばり点から)  | kN/m<br>m<br>59.78<br>2.000(G.L. -2.000)m   |
| 反力                            | 上側支点反力 RA<br>下側支点反力 RB      | kN/m<br>kN/m<br>45.82<br>59.78              |
| 最大変位                          | 変位置量 max<br>発生位置 (上切ばり点から)  | m<br>m<br>0.0001<br>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<br>標 G.L. (m) | 層下面高<br>標 G.L. (m) | 層厚<br>Li<br>(m) | 土の<br>単位重量<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | 土の<br>有効重量<br>iLi<br>(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<br>GL(m) | 層厚<br>h<br>(m) | 受働<br>土圧強度<br>pp<br>kN/m <sup>2</sup> | 断面計算用<br>土圧強度<br>pa<br>kN/m <sup>2</sup> | 水圧強度<br>pw<br>kN/m <sup>2</sup> | 作用<br>荷重強度<br>p<br>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<br>GL(m)       | 層 厚<br>h<br>(m) | 受 働<br>土圧強度<br>pp<br>kN/m <sup>2</sup> | 断面計算用<br>土圧強度<br>pa<br>kN/m <sup>2</sup> | 水圧強度<br>pw<br>kN/m <sup>2</sup> | 作 用<br>荷重強度<br>p<br>kN/m <sup>2</sup> |
|----|--------------------|-----------------|--|--|---------------------------------|---------------------------------------|
| 5  | -3.000<br>-4.000   | 1.000           | 0.00<br>0.00                           | 54.67<br>54.67                           | 40.00<br>50.00                  | 94.67<br>104.67                       |
| 6  | -4.000<br>-6.500   | 2.500           | 0.00<br>0.00                           | 54.67<br>54.67                           | 50.00<br>75.00                  | 104.67<br>129.67                      |
| 7  | -6.500<br>-11.000  | 4.500           | 43.65<br>86.53                         | 54.67<br>54.67                           | 75.00<br>37.87                  | 86.01<br>6.01                         |
| 8  | -11.000<br>-11.469 | 0.469           | 82.16<br>88.67                         | 54.67<br>54.67                           | 37.87<br>34.00                  | 10.38<br>0.00                         |
| 9  | -11.469<br>-11.500 | 0.031           | 88.67<br>89.11                         | 54.67<br>54.67                           | 34.00<br>33.75                  | 0.00<br>0.00                          |
| 10 | -11.500<br>-15.590 | 4.090           | 0.00<br>0.00                           | 0.00<br>0.00                             | 0.00<br>0.00                    | 0.00<br>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                       | 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          | L                       | m                                   | 9.000      |
| 単純ばりに作用する荷重の合力    | P                       | 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                 | × 10 <sup>6</sup> kN/m <sup>2</sup> | 2.000      |
|                   | 断面二次モーメント I             | m <sup>4</sup> /m                   | 0.00086000 |
|                   | 有効率 (変位計算用) -----       |                                     | 0.600      |
|                   | スパン中央のたわみ 1             | m                                   | 0.0810     |
| 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 × Y | m <sup>2</sup>                      | 5.0000     |
|                   | パネ定数 K = kH × A         | kN/m <sup>2</sup>                   | 25000      |
|                   | 支点反力 R = w × 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                                   | 0.0898     |
| 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<br>GL(m)      | 層厚<br>h<br>(m) | 作用荷重<br>p<br>kN/m <sup>2</sup> | 荷重<br>P<br>kN/m |
|----|------------------|----------------|--------------------------------|-----------------|
| 1  | 0.000<br>-2.000  | 2.000          | 31.87<br>73.73                 | 105.60          |
| 2  | -2.000<br>-3.000 | 1.000          | 73.73<br>94.67                 | 84.20           |
| 3  | -3.000<br>-4.000 | 1.000          | 94.67<br>104.67                | 99.67           |
| 4  | -4.000<br>-6.500 | 2.500          | 104.67<br>129.67               | 292.92          |
| 5  | -6.500<br>-9.000 | 2.500          | 129.67<br>109.04               | 298.38          |
|    |                  |                |                                | 880.77          |

・ 水平方向地盤反力係数

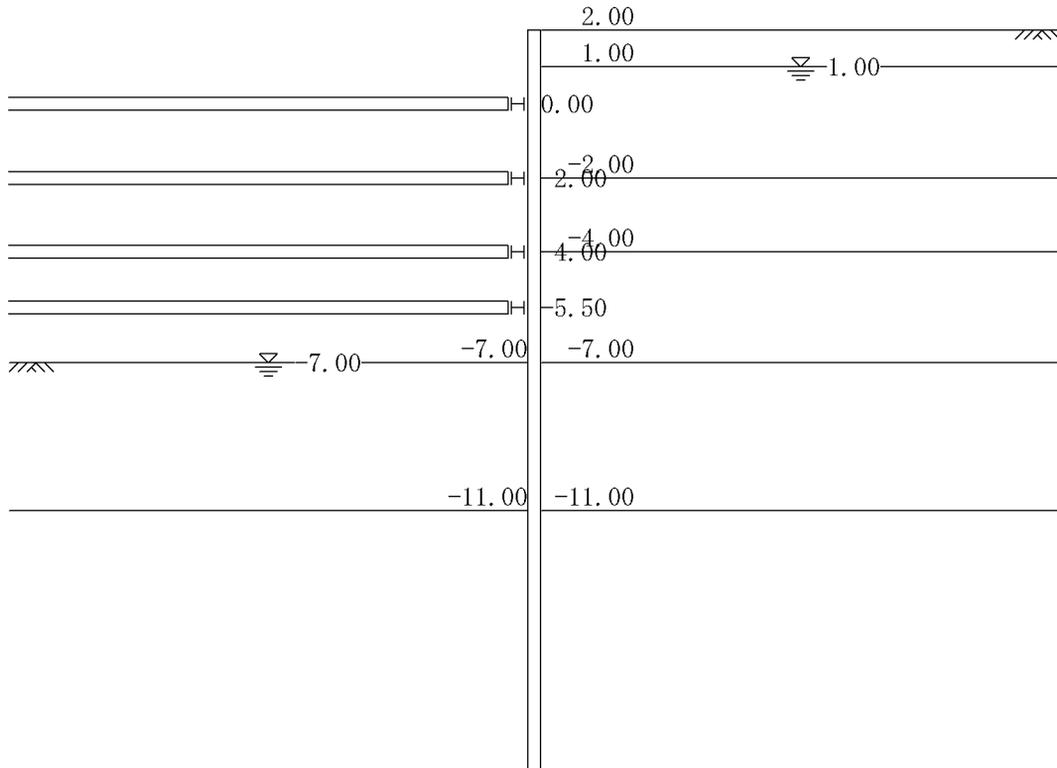
水平方向地盤反力係数は、表中のKHを直接与えることにした。

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<br>N値 | 土の単位重量                       |                              | 内 部<br>摩 擦 角<br>(度) | 壁 面<br>摩 擦 角<br>(度) |
|----|-------------------|-------------------|---------|----------|------------------------------|------------------------------|---------------------|---------------------|
|    | 層 上 面<br>G.L. (m) | 層 下 面<br>G.L. (m) |         |          | 湿潤重量<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | 水中重量<br>(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<br>強度 $q_u$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 変形係数<br>$E_o$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) |
|----|-------------------------------|---------------------------------|------------------|--|---------------------------------------|
|    | $C_o$<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 増 分 $k$<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | 基準標高<br>G.L. (m) |  |                                       |
| 1  | 20.0                          | 0.0                             | -4.000           | 40.0                                     | 5600                                  |
| 2  | 18.0                          | 2.0                             | -11.000          | 76.0                                     | 11200                                 |

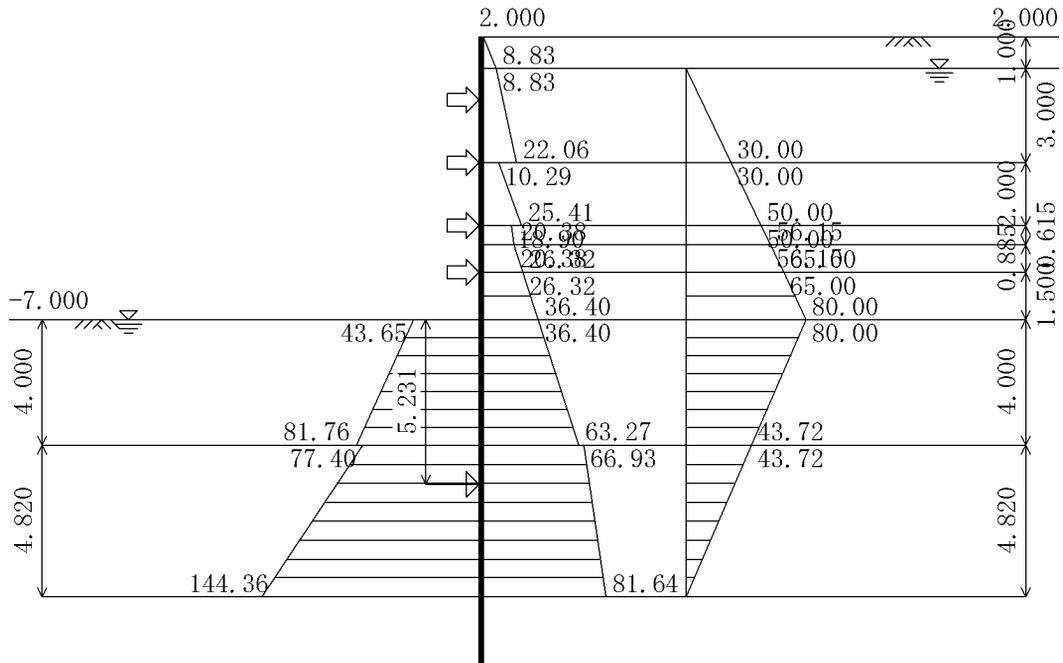
(2)根入れ長の計算

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

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

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

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

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

・水圧強度 (三角形分布)

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

・受働土圧強度

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

| No | 深さ<br>GL(m)        | 層厚<br>h<br>(m) | 土の<br>単重 | 内 部<br>摩擦角<br>(度) | 粘着力<br>c<br>kN/m <sup>2</sup> | 有 効<br>上 載 圧<br>rh+q<br>kN/m <sup>2</sup> | 土 係<br>数<br>Kp | 受 働<br>土 圧 強 度<br>pp<br>kN/m <sup>2</sup> |
|----|--------------------|----------------|----------|-------------------|-------------------------------|---|----------------|---|
| 1  | -7.000<br>-11.000  | 4.000          | 8.0      | 5.00              | 20.0<br>20.0                  | 0.00<br>32.00                             | 1.191          | 43.65<br>81.76                            |
| 2  | -11.000<br>-15.820 | 4.820          | 8.0      | 5.00              | 18.0<br>27.6                  | 32.00<br>70.56                            | 1.191          | 77.40<br>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<br>GL(m)       | 層 厚<br>h<br>(m) | 側圧強度<br>pa<br>kN/m <sup>2</sup> | 水 平 力<br>Pa<br>kN/m | アーム長<br>y<br>m | モーメント<br>Ma<br>kN.m/m |
|----|--------------------|-----------------|---------------------------------|---------------------|----------------|-----------------------|
| 1  | -5.500<br>-7.000   | 1.500           | 26.32<br>36.40                  | 47.04               | 0.790          | 37.17                 |
| 2  | -7.000<br>-11.000  | 4.000           | 36.40<br>63.27                  | 199.33              | 3.680          | 733.47                |
| 3  | -11.000<br>-15.820 | 4.820           | 66.93<br>81.64                  | 358.06              | 7.990          | 2860.77               |
|    |                    |                 |                                 | 604.43              |                | 3631.41               |

・水圧

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

・受働土圧

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

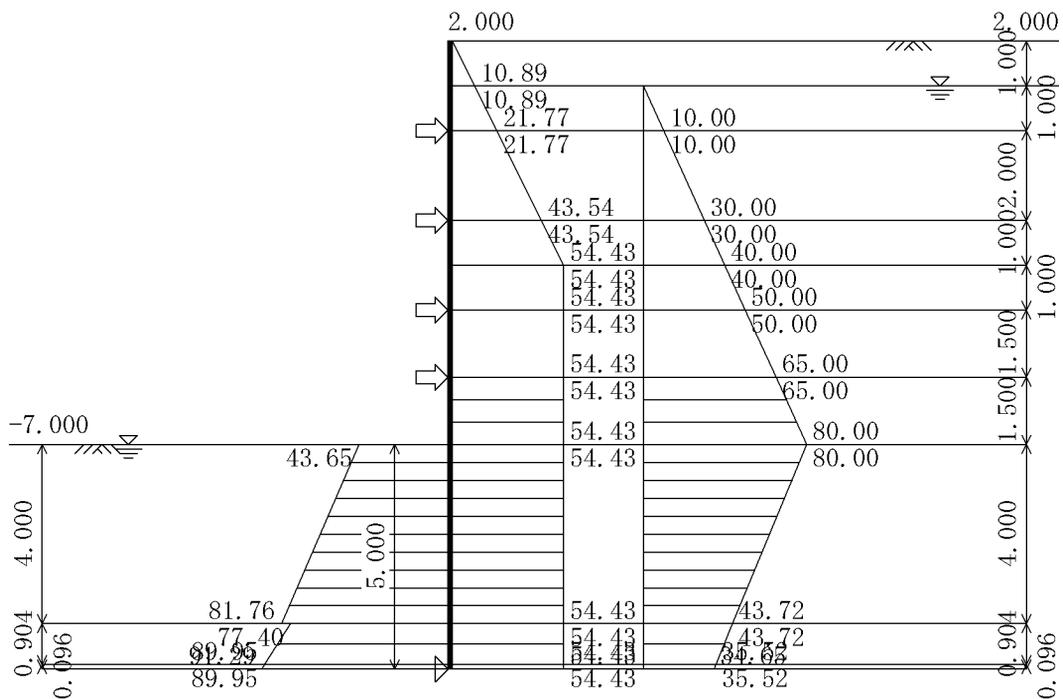
(3)断面力の計算

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               | 0.0138              |
|             | 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<br>モーメント | モーメント Mmax<br>発生位置 (切ばり点から) | kN.m/m<br>m    | 31.48<br>0.758(G.L. -4.758)m  |
| 発生せん断力          | せん断力 Smax<br>発生位置 (切ばり点から)  | kN/m<br>m      | 85.82<br>1.500(G.L. -5.500)m  |
| 反力              | 上側支点反力 RA<br>下側支点反力 RB      | kN/m<br>kN/m   | 82.07<br>85.82                |
| 最大変位            | 変位置量 max<br>発生位置 (上切ばり点から)  | m<br>m         | 0.0001<br>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<br>モーメント | モーメント Mmax<br>発生位置 (切ばり点から) | kN.m/m<br>m    | 46.34<br>1.027(G.L. -3.027)m  |
| 発生せん断力          | せん断力 Smax<br>発生位置 (切ばり点から)  | kN/m<br>m      | 96.85<br>2.000(G.L. -4.000)m  |
| 反力              | 上側支点反力 RA<br>下側支点反力 RB      | kN/m<br>kN/m   | 86.56<br>96.85                |
| 最大変位            | 変位置量 max<br>発生位置 (上切ばり点から)  | m<br>m         | 0.0002<br>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<br>モーメント | モーメント Mmax<br>発生位置 (切ばり点から) | kN.m/m<br>m    | 26.44<br>1.065(G.L. -1.065)m  |
| 発生せん断力          | せん断力 Smax<br>発生位置 (切ばり点から)  | kN/m<br>m      | 59.62<br>2.000(G.L. -2.000)m  |
| 反力              | 上側支点反力 RA<br>下側支点反力 RB      | kN/m<br>kN/m   | 45.70<br>59.62                |
| 最大変位            | 変位置量 max<br>発生位置 (上切ばり点から)  | m<br>m         | 0.0001<br>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<br>G.L. (m) | 層下面高<br>G.L. (m) | 層厚<br>Li<br>(m) | 土の<br>単位重量<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | 土の<br>有効重量<br>iLi<br>(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<br>GL(m)       | 層 厚<br>h<br>(m) | 受 働<br>土圧強度<br>pp<br>kN/m <sup>2</sup> | 断面計算用<br>土圧強度<br>pa<br>kN/m <sup>2</sup> | 水圧強度<br>pw<br>kN/m <sup>2</sup> | 作 用<br>荷重強度<br>p<br>kN/m <sup>2</sup> |
|----|--------------------|-----------------|--|--|---------------------------------|---------------------------------------|
| 1  | 2.000<br>1.000     | 1.000           | 0.00<br>0.00                           | 0.00<br>10.89                            | 0.00<br>0.00                    | 0.00<br>10.89                         |
| 2  | 1.000<br>0.000     | 1.000           | 0.00<br>0.00                           | 10.89<br>21.77                           | 0.00<br>10.00                   | 10.89<br>31.77                        |
| 3  | 0.000<br>-2.000    | 2.000           | 0.00<br>0.00                           | 21.77<br>43.54                           | 10.00<br>30.00                  | 31.77<br>73.54                        |
| 4  | -2.000<br>-3.000   | 1.000           | 0.00<br>0.00                           | 43.54<br>54.43                           | 30.00<br>40.00                  | 73.54<br>94.43                        |
| 5  | -3.000<br>-4.000   | 1.000           | 0.00<br>0.00                           | 54.43<br>54.43                           | 40.00<br>50.00                  | 94.43<br>104.43                       |
| 6  | -4.000<br>-5.500   | 1.500           | 0.00<br>0.00                           | 54.43<br>54.43                           | 50.00<br>65.00                  | 104.43<br>119.43                      |
| 7  | -5.500<br>-7.000   | 1.500           | 0.00<br>0.00                           | 54.43<br>54.43                           | 65.00<br>80.00                  | 119.43<br>134.43                      |
| 8  | -7.000<br>-11.000  | 4.000           | 43.65<br>81.76                         | 54.43<br>54.43                           | 80.00<br>43.72                  | 90.78<br>16.38                        |
| 9  | -11.000<br>-11.904 | 0.904           | 77.40<br>89.95                         | 54.43<br>54.43                           | 43.72<br>35.52                  | 20.75<br>0.00                         |
| 10 | -11.904<br>-12.000 | 0.096           | 89.95<br>91.29                         | 54.43<br>54.43                           | 35.52<br>34.65                  | 0.00<br>0.00                          |
| 11 | -12.000<br>-15.820 | 3.820           | 0.00<br>0.00                           | 0.00<br>0.00                             | 0.00<br>0.00                    | 0.00<br>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                 | 0.1128                          |
| 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<br>GL(m) | 層厚<br>h<br>(m) | 作用荷重<br>p<br>kN/m <sup>2</sup> | 荷重<br>P<br>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          |

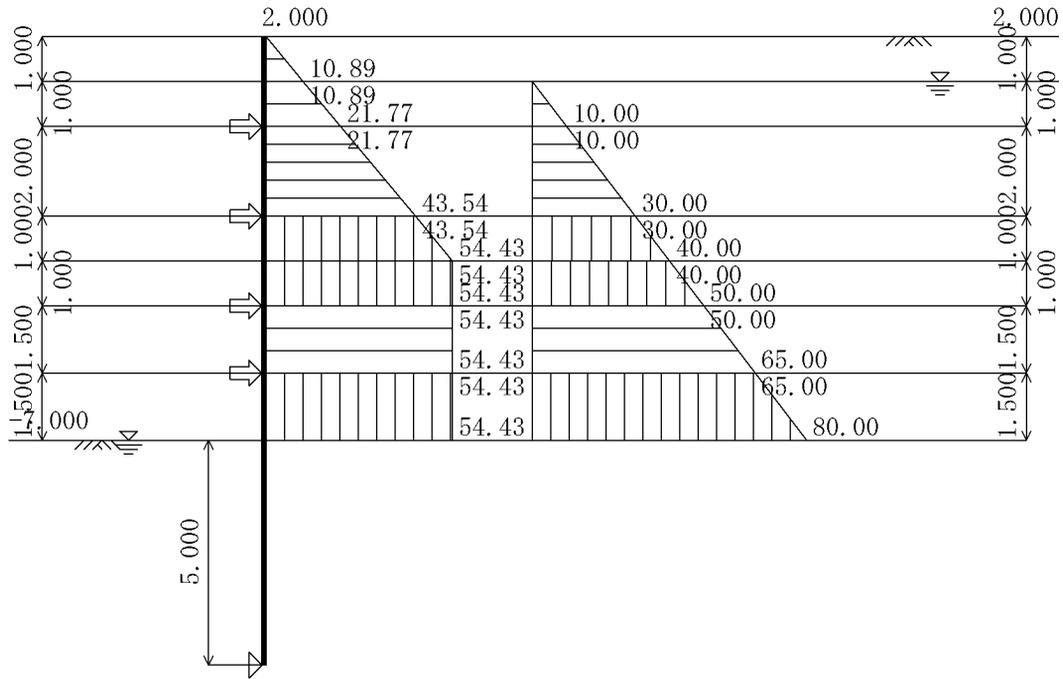
・ 水平方向地盤反力係数

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<br>GL(m) | 層 厚<br>h<br>(m) | 受 働<br>土 圧 強 度<br>pp<br>kN/m <sup>2</sup> | 主 働<br>土 圧 強 度<br>pa<br>kN/m <sup>2</sup> | 水 圧 強 度<br>pw<br>kN/m <sup>2</sup> | 作 用<br>荷 重 強 度<br>p<br>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：鋼矢板

使用鋼材：IV型

使用材質：SY295

| 断面諸元   | 単位                                   | 数値     |
|--------|--------------------------------------|--------|
| 断面係数 Z | $\times 10^3 (\text{mm}^3/\text{m})$ | 3820   |
| 同上 有効率 | -----                                | 0.600  |
| 断面積 A  | $\times 10^2 (\text{mm}^2/\text{m})$ | 242.50 |

(2) 設計断面力

設計断面力は下表の通りとする。

| 状態   | モーメント<br>M<br>$\times 10^6 (\text{N}\cdot\text{mm}/\text{m})$ | 軸力<br>N<br>$\times 10^2 (\text{N}/\text{m})$ | せん断力<br>S<br>$\times 10^3 (\text{N}/\text{m})$ |
|------|---|--|--|
| Max時 | 499.27  | 0.00   | 336.39   |

(3) 曲げ応力度

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

ここに、

σ : 曲げ応力度(N/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<br>N/mm <sup>2</sup> | 許容応力度<br>sa<br>N/mm <sup>2</sup> | 判定 |
|------|--------------------------|----------------------------------|----|
| Max時 | 217.8                    | 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<br>N/mm <sup>2</sup> | 許容応力度<br>a<br>N/mm <sup>2</sup> | 判定 |
|------|--------------------------|---------------------------------|----|
| Max時 | 13.9                     | 150.0                           |    |

## 4章 外側壁の設計

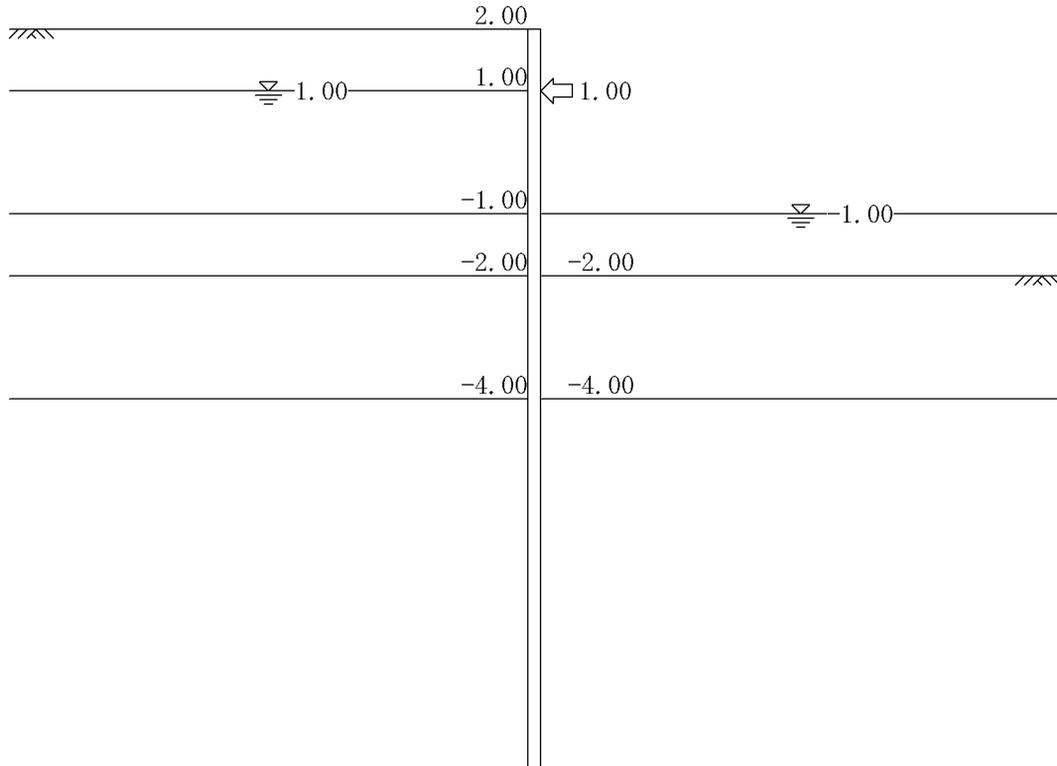
### 4.1 右堤体の設計

#### 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<br>強度 $q_u$<br>( $\text{kN/m}^2$ ) | 変形係数<br>$E_o$<br>( $\text{kN/m}^2$ ) |
|----|------------------------------|-------------------------------|------------------|---|--------------------------------------|
|    | $C_o$<br>( $\text{kN/m}^2$ ) | 増分 $k$<br>( $\text{kN/m}^3$ ) | 基準標高<br>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<br>種類 | 平均<br>N値 | 土の単位重量                      |                             | 内 部<br>摩擦角<br>(度) | 壁 面<br>摩擦角<br>(度) |
|----|-----------------|-----------------|----------|----------|-----------------------------|-----------------------------|-------------------|-------------------|
|    | 層上面<br>G.L. (m) | 層下面<br>G.L. (m) |          |          | 湿潤重量<br>( $\text{kN/m}^3$ ) | 水中重量<br>( $\text{kN/m}^3$ ) |                   |                   |
| 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<br>強度 $q_u$<br>( $\text{kN/m}^2$ ) | 変形係数<br>$E_o$<br>( $\text{kN/m}^2$ ) |
|----|------------------------------|-------------------------------|------------------|---|--------------------------------------|
|    | $C_o$<br>( $\text{kN/m}^2$ ) | 増分 $k$<br>( $\text{kN/m}^3$ ) | 基準標高<br>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                                |

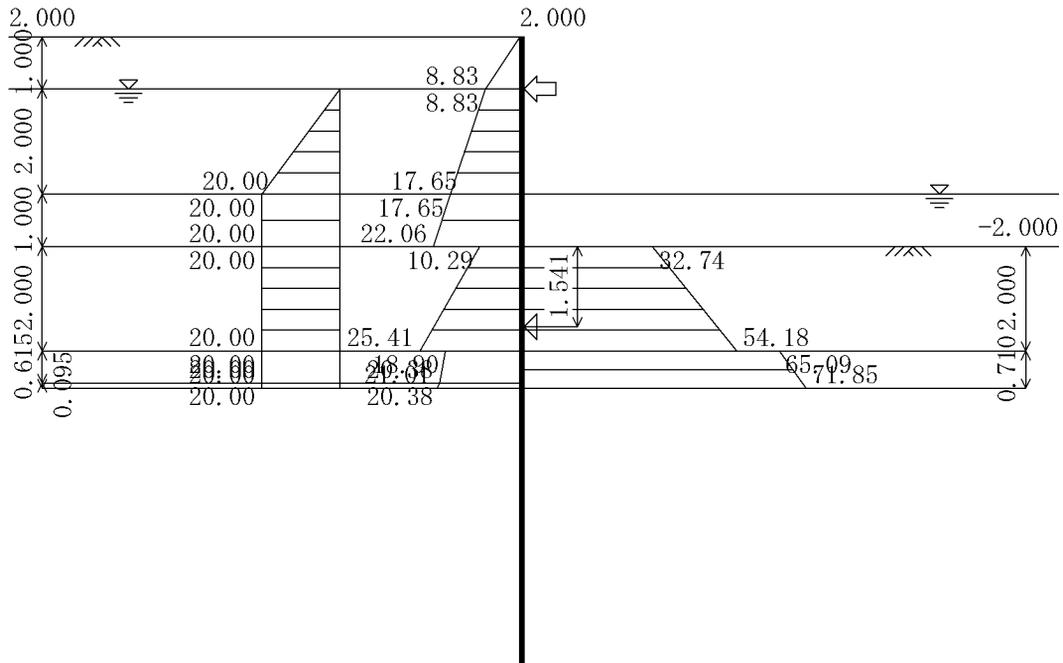
(2)根入れ長の計算

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<br>GL(m)      | 層厚<br>h<br>(m) | 土の<br>単重 | 内 部<br>摩擦角<br>(度) | 粘着力<br>c<br>kN/m <sup>2</sup> | 有 効<br>上 載 圧<br>rh+q<br>kN/m <sup>2</sup> | 土 係<br>数<br>Ka | 主 働<br>土 圧 強 度<br>pa<br>kN/m <sup>2</sup> | 最 小<br>土 圧 強 度<br>pamin<br>kN/m <sup>2</sup> | 採 用<br>土 圧 強 度<br>pa*<br>kN/m <sup>2</sup> |
|----|------------------|----------------|----------|-------------------|-------------------------------|---|----------------|---|--|--|
| 1  | 2.000<br>1.000   | 1.000          | 18.0     | 20.00             | 0.0<br>0.0                    | 0.00<br>18.00                             | 0.490          | 0.00<br>8.83                              | 0.00<br>0.00                                 | 0.00<br>8.83                               |
| 2  | 1.000<br>-1.000  | 2.000          | 9.0      | 20.00             | 0.0<br>0.0                    | 18.00<br>36.00                            | 0.490          | 8.83<br>17.65                             | 0.00<br>0.00                                 | 8.83<br>17.65                              |
| 3  | -1.000<br>-2.000 | 1.000          | 9.0      | 20.00             | 0.0<br>0.0                    | 36.00<br>45.00                            | 0.490          | 17.65<br>22.06                            | 0.00<br>0.00                                 | 17.65<br>22.06                             |
| 4  | -2.000<br>-4.000 | 2.000          | 9.0      | 5.00              | 15.0<br>15.0                  | 45.00<br>63.00                            | 0.840          | 10.29<br>25.41                            | 0.00<br>0.00                                 | 10.29<br>25.41                             |
| 5  | -4.000<br>-4.615 | 0.615          | 8.0      | 5.00              | 20.0<br>20.0                  | 63.00<br>67.92                            | 0.840          | 16.25<br>20.38                            | 18.90<br>20.38                               | 18.90<br>20.38                             |
| 6  | -4.615<br>-4.710 | 0.095          | 8.0      | 5.00              | 20.0<br>20.0                  | 67.92<br>68.68                            | 0.840          | 20.38<br>21.01                            | 20.38<br>20.60                               | 20.38<br>21.01                             |

・水圧強度 (台形分布)

| No | 深さ<br>GL(m)      | 層厚<br>h<br>(m) | 水圧強度<br>pw<br>kN/m <sup>2</sup> |
|----|------------------|----------------|---------------------------------|
| 1  | 1.000<br>-1.000  | 2.000          | 0.00<br>20.00                   |
| 2  | -1.000<br>-2.000 | 1.000          | 20.00<br>20.00                  |
| 3  | -2.000<br>-4.000 | 2.000          | 20.00<br>20.00                  |
| 4  | -4.000<br>-4.615 | 0.615          | 20.00<br>20.00                  |
| 5  | -4.615<br>-4.710 | 0.095          | 20.00<br>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<br>GL(m)      | 層厚<br>h<br>(m) | 土の<br>単重 | 内 部<br>摩擦角<br>(度) | 粘着力<br>c<br>kN/m <sup>2</sup> | 有 効<br>上 載 圧<br>rh+q<br>kN/m <sup>2</sup> | 土 係<br>数<br>Kp | 受 働<br>土 圧 強 度<br>pp<br>kN/m <sup>2</sup> |
|----|------------------|----------------|----------|-------------------|-------------------------------|---|----------------|---|
| 1  | -2.000<br>-4.000 | 2.000          | 9.0      | 5.00              | 15.0<br>15.0                  | 0.00<br>18.00                             | 1.191          | 32.74<br>54.18                            |
| 2  | -4.000<br>-4.710 | 0.710          | 8.0      | 5.00              | 20.0<br>20.0                  | 18.00<br>23.68                            | 1.191          | 65.09<br>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<br>GL(m)      | 層厚<br>h<br>(m) | 側圧強度<br>pa<br>kN/m <sup>2</sup> | 水平力<br>Pa<br>kN/m | アーム長<br>y<br>m | モーメント<br>Ma<br>kN.m/m |
|----|------------------|----------------|---------------------------------|-------------------|----------------|-----------------------|
| 1  | 1.000<br>-1.000  | 2.000          | 8.83<br>17.65                   | 26.48             | 1.111          | 29.42                 |
| 2  | -1.000<br>-2.000 | 1.000          | 17.65<br>22.06                  | 19.86             | 2.519          | 50.01                 |
| 3  | -2.000<br>-4.000 | 2.000          | 10.29<br>25.41                  | 35.70             | 4.141          | 147.85                |
| 4  | -4.000<br>-4.615 | 0.615          | 18.90<br>20.38                  | 12.07             | 5.311          | 64.13                 |
| 5  | -4.615<br>-4.710 | 0.095          | 20.38<br>21.01                  | 1.97              | 5.663          | 11.15                 |
|    |                  |                |                                 | 96.08             |                | 302.56                |

・水圧

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

・受働土圧

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

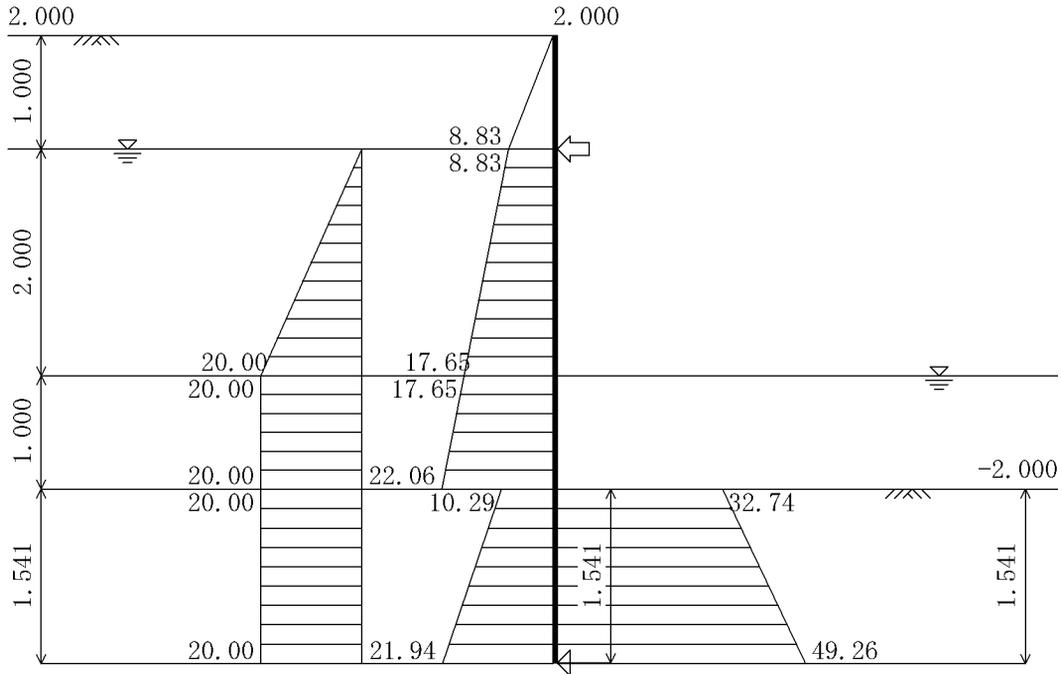
(3)断面力の計算

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<br>発生位置 (切ばり点から) | kN.m/m<br>m    | 67.45<br>2.144(G.L. -1.144)m  |
| 発生せん断力      | せん断力 Smax<br>発生位置 (切ばり点から)  | kN/m<br>m      | 51.96<br>0.000(G.L. 1.000)m   |
| 反力          | 上側支点反力 RA<br>下側支点反力 RB      | kN/m<br>kN/m   | 51.96<br>34.37                |
| 最大変位        | 変位量 max<br>発生位置 (上切ばり点から)   | m<br>m         | 0.0013<br>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<br>GL(m)      | 層厚<br>h<br>(m) | 受土圧強度<br>pp<br>kN/m <sup>2</sup> | 主土圧強度<br>pa<br>kN/m <sup>2</sup> | 水圧強度<br>pw<br>kN/m <sup>2</sup> | 作用荷重強度<br>p<br>kN/m <sup>2</sup> |
|----|------------------|----------------|----------------------------------|----------------------------------|---------------------------------|----------------------------------|
| 1  | 2.000<br>1.000   | 1.000          | 0.00<br>0.00                     | 0.00<br>8.83                     | 0.00<br>0.00                    | 0.00<br>8.83                     |
| 2  | 1.000<br>-1.000  | 2.000          | 0.00<br>0.00                     | 8.83<br>17.65                    | 0.00<br>20.00                   | 8.83<br>37.65                    |
| 3  | -1.000<br>-2.000 | 1.000          | 0.00<br>0.00                     | 17.65<br>22.06                   | 20.00<br>20.00                  | 37.65<br>42.06                   |
| 4  | -2.000<br>-3.541 | 1.541          | 32.74<br>49.26                   | 10.29<br>21.94                   | 20.00<br>20.00                  | 0.00<br>0.00                     |

| No | 深 さ<br>GL(m)     | 層 厚<br>h<br>(m) | 受 働<br>土 圧 強 度<br>pp<br>kN/m <sup>2</sup> | 主 働<br>土 圧 強 度<br>pa<br>kN/m <sup>2</sup> | 水 圧 強 度<br>pw<br>kN/m <sup>2</sup> | 作 用<br>荷 重 強 度<br>p<br>kN/m <sup>2</sup> |
|----|------------------|-----------------|---|---|------------------------------------|--|
| 5  | -3.541<br>-4.000 | 0.459           | 0.00<br>0.00                              | 0.00<br>0.00                              | 0.00<br>0.00                       | 0.00<br>0.00                             |
| 6  | -4.000<br>-4.615 | 0.615           | 0.00<br>0.00                              | 0.00<br>0.00                              | 0.00<br>0.00                       | 0.00<br>0.00                             |
| 7  | -4.615<br>-4.710 | 0.095           | 0.00<br>0.00                              | 0.00<br>0.00                              | 0.00<br>0.00                       | 0.00<br>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               | 0.00086000 |
|                        | 有効率（変位計算用）                     |                   | -----                           | 0.600      |
|                        | スパン中央のたわみ                      | 1                 | m                               | 0.0008     |
| 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                               | 0.0044     |
| 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<br>GL(m) | 層厚<br>h<br>(m) | 作用荷重<br>p<br>kN/m <sup>2</sup> | 荷重<br>P<br>kN/m |
|----|-------------|----------------|--------------------------------|-----------------|
| 1  | 1.000       | 2.000          | 8.83                           | 46.48           |
|    | -1.000      |                | 37.65                          |                 |
| 2  | -1.000      | 1.000          | 37.65                          | 39.86           |
|    | -2.000      |                | 42.06                          |                 |
| 3  | -2.000      | 0.770          | 30.29                          | 25.57           |
|    | -2.770      |                | 36.11                          |                 |
|    |             |                |                                | 111.90          |

・水平方向地盤反力係数

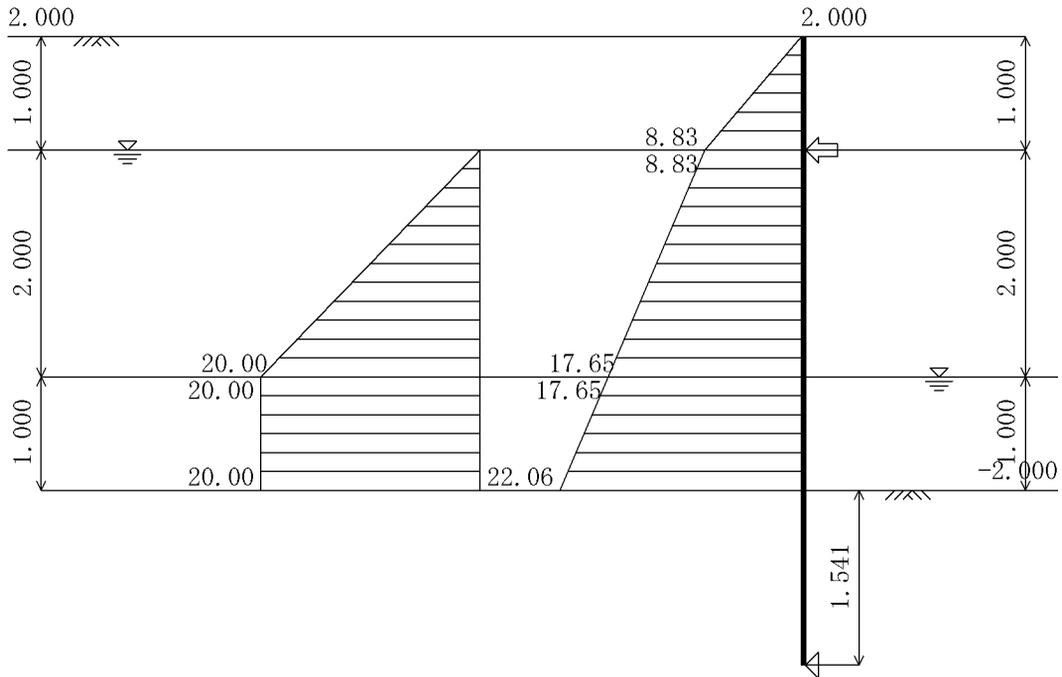
水平方向地盤反力係数は、表中のkHを直接与えることにした。

(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/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            | 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)。

4.1.2 壁体応力度

(1) 使用断面

断面種類：鋼矢板

使用鋼材：IV型

使用材質：SY295

| 断面諸元   | 単位                                   | 数値     |
|--------|--------------------------------------|--------|
| 断面係数 Z | $\times 10^3 (\text{mm}^3/\text{m})$ | 3820   |
| 同上 有効率 | -----                                | 0.600  |
| 断面積 A  | $\times 10^2 (\text{mm}^2/\text{m})$ | 242.50 |

(2) 設計断面力

設計断面力は下表の通りとする。

| 状態   | モーメント<br>M<br>$\times 10^6 (\text{N}\cdot\text{mm}/\text{m})$ | 軸力<br>N<br>$\times 10^2 (\text{N}/\text{m})$ | せん断力<br>S<br>$\times 10^3 (\text{N}/\text{m})$ |
|------|---|--|--|
| Max時 | 67.45   | 0.00   | 51.96  |

(3) 曲げ応力度

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

ここに、

σ : 曲げ応力度(N/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<br>N/mm <sup>2</sup> | 許容応力度<br>sa<br>N/mm <sup>2</sup> | 判定 |
|------|--------------------------|----------------------------------|----|
| Max時 | 29.4                     | 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<br>N/mm <sup>2</sup> | 許容応力度<br>a<br>N/mm <sup>2</sup> | 判定 |
|------|--------------------------|---------------------------------|----|
| Max時 | 2.1                      | 150.0                           |    |

## 5章 底面安定

### 5.1 右堤体の設計

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

$$F_s = \frac{L_1 + L_2}{hw} \geq F_{sa}$$

ここに、

F<sub>s</sub>：安全率

F<sub>sa</sub>：必要安全率

hw：水位差

L<sub>1</sub>：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)

L<sub>2</sub>：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

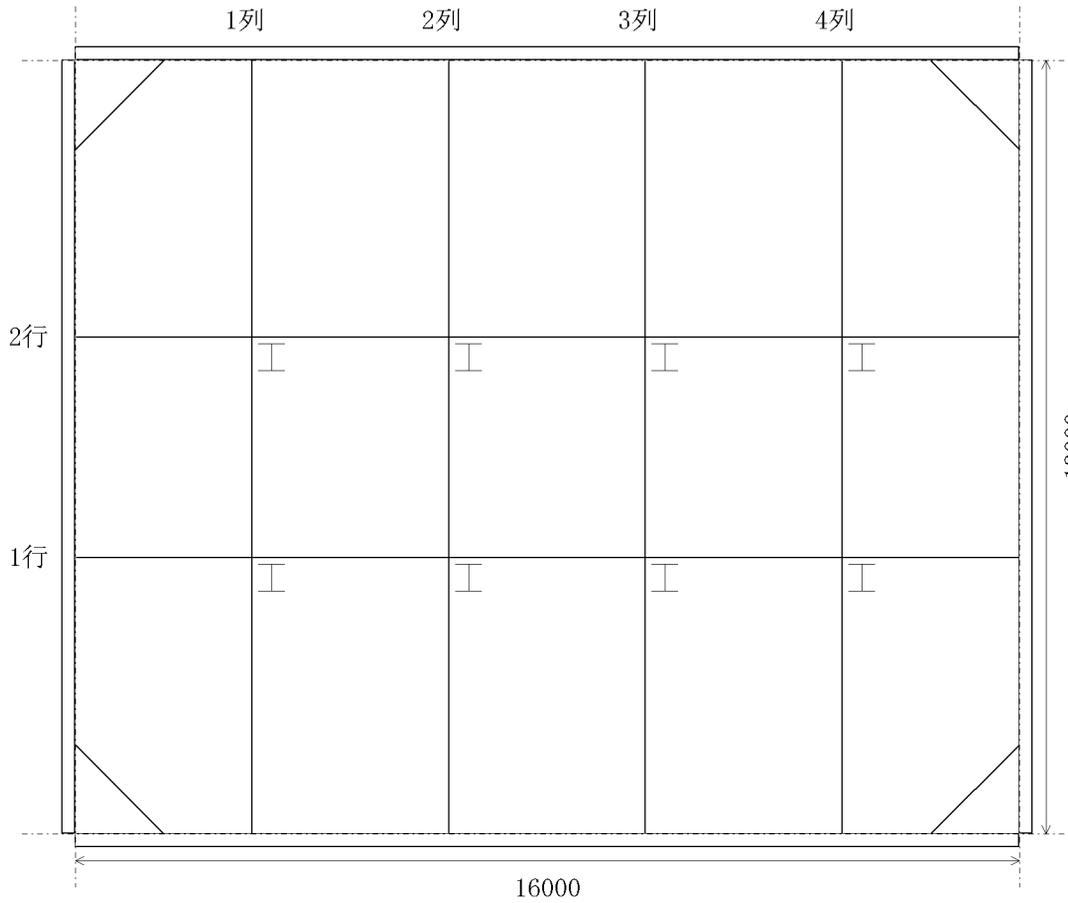
| 内側の<br>浸透路長<br>L1 (m) | 外側の<br>浸透路長<br>L2 (m) | 浸透路長<br>L1 + L2<br>(m) | 水位差<br>hw<br>(m) | 安全率<br>F <sub>s</sub> | 必要<br>安全率<br>F <sub>sa</sub> | 判定 |
|-----------------------|-----------------------|------------------------|------------------|-----------------------|------------------------------|----|
| 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

仮設指針・土木学会・下水道事業団・首都高速・共同溝による方法

(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  $ca_l = 210 \text{ N/mm}^2$   
 温度軸力  $N_t = 150 \text{ kN}$

(6) 中間杭

検討部材

| 部材<br>No. | 自重<br>算出長<br>H (m) | 座屈スパン |      | 作用<br>鉛直力<br>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

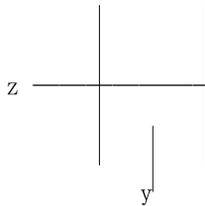
断面積 A = 171.90 cm<sup>2</sup>      断面係数 Z = 2280 cm<sup>3</sup>

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 | $\tau = \frac{S}{(H-2tf) \cdot tw} = \frac{244.37 \times 10^3}{3744} = 65 \leq 120 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$ |

5)座屈の検討

座屈スパン (曲げ作用面内) Ly = 3.70 m  
 座屈スパン (曲げ作用面外) Lz = 3.70 m  
 使用鋼材 H - 350 × 350 × 12 × 19



$L_y / r_y = 3700.0 / 152.0 = 24.3$

$L_z / r_z = 3700.0 / 88.9 = 41.6$

これより、L / rの大きなz軸 が弱軸となるので、z軸 まわりの座屈について検討を行う。

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

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

$$18 < L/r \quad 92 \quad \text{より} \quad caz = \{ 140 - 0.82 (L/r - 18) \} \times 1.5 \\ = \{ 140 - 0.82 (41.6 - 18) \} \times 1.5 = 181$$

bagy: 許容曲げ圧縮応力度

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

$$4.5 < L_b/b \quad 30 \quad \text{より} \quad bagy = \{ 140 - 2.4 (L_b/b - 4.5) \} \times 1.5 \\ = \{ 140 - 2.4 (10.6 - 4.5) \} \times 1.5 = 188$$

eay : オイラー座屈応力度

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

$$eay = \{ 1,200,000 / (L_y/r_y)^2 \} \\ = \{ 1,200,000 / 24.3^2 \} = 2025$$

cal : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

## (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  | Nt = 150 kN     |

### 2) 断面力

$$\text{軸力} \quad N = R \times B + Nt = 183.41 \times 2.42 + 150 = 594.77 \text{ kN}$$

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

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

### 3) 使用鋼材 : H - 350 × 350 × 12 × 19

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

### 4) 応力度

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

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

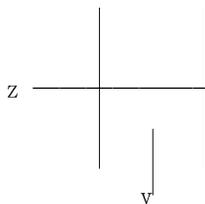
$$\text{せん断応力度} \quad \tau = \frac{S}{(H-2tf) \cdot tw} = \frac{339.31 \times 10^3}{3744} = 91 \leq 120 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$$

### 5) 座屈の検討

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

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

使用鋼材 H - 350 × 350 × 12 × 19



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

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

これより、L/rの大きなz軸 が弱軸となるので、z軸 まわりの座屈について検討を行う。

照査式(1)

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

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

照査式(2)

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

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

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

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

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

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

bagy: 許容曲げ圧縮応力度

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

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

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

eay : オイラー座屈応力度

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

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

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

cal : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

### (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 × B + Nt = 167.89 × 2.42 + 150 = 557.13 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

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 | $\sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{557.13 \times 10^3}{17190} = 32 \text{ N/mm}^2$       |
| 曲げ応力度 | $\sigma_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{287.30 \times 10^6}{2280000} = 126 \text{ N/mm}^2$ |

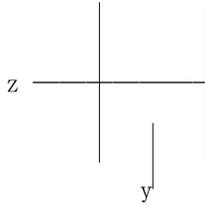
せん断応力度  $\tau = \frac{S}{(H-2t_f) \cdot t_w} = \frac{310.60 \times 10^3}{3744} = 83 \leq 120 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$

5) 座屈の検討

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

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



$L_y / r_y = 3700.0 / 152.0 = 24.3$

$L_z / r_z = 3700.0 / 88.9 = 41.6$

これより、 $L/r$ の大きなz軸 が弱軸となるので、z軸 まわりの座屈について検討を行う。

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、  $c$  : 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)

$18 < L/r < 92$  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

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

$4.5 < L_b/b < 30$  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

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

$eay = \{ 1,200,000 / (L_y / r_y)^2 \}$   
 $= \{ 1,200,000 / 24.3^2 \} = 2025$

$cal$  : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

(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  $M = \frac{R \cdot L^2}{8} = \frac{190.39 \times 3.70^2}{8} = 325.80 \text{ kN.m}$

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

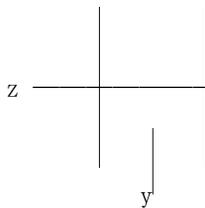
せん断応力度  $\tau = \frac{S}{(H-2t_f) \cdot t_w} = \frac{352.22 \times 10^3}{3744} = 94 \leq 120 \text{ N/mm}^2 \dots \text{OK}$

5)座屈の検討

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

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



$L_y / r_y = 3700.0 / 152.0 = 24.3$

$L_z / r_z = 3700.0 / 88.9 = 41.6$

これより、 $L/r$ の大きなz軸 が弱軸となるので、z軸 まわりの座屈について検討を行う。

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

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

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

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

bagy: 許容曲げ圧縮応力度

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

$4.5 < L_b/b \ 30$  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

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

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

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

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

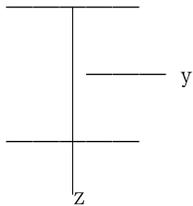
曲げ応力度  $\sigma_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{6.95 \times 10^6}{1350000} = 5 \text{ N/mm}^2$

5)座屈の検討

座屈スパン (曲げ作用面内) Ly = 3.33 m

座屈スパン (曲げ作用面外) Lz = 3.33 m

使用鋼材 H - 300 × 300 × 10 × 15



$L_y / r_y = 3334.0 / 131.0 = 25.5$

$L_z / r_z = 3334.0 / 75.5 = 44.2$

これより、L/rの大きなz軸 が弱軸となるので、z軸 まわりの座屈について検討を行う。

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

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

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

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

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

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

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

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

cal : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

## (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

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

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

### 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

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

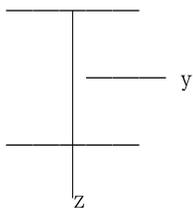
$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{6.95 \times 10^6}{1350000} = 5 \text{ N/mm}^2$$

### 5)座屈の検討

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

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

使用鋼材 H - 300 × 300 × 10 × 15



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

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

これより、L/rの大きなz軸 が弱軸となるので、z軸 まわりの座屈について検討を行う。

照査式(1)

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

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

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

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

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

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

bagy: 許容曲げ圧縮応力度

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

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

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

eay : オイラー座屈応力度

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

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

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

cal : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

(3)3段目切ばり

1)設計条件

|           |                 |
|-----------|-----------------|
| 反力        | R = 167.89 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  $N = R \times B + Nt = 167.89 \times 3.25 + 150 = 695.64 \text{ kN}$

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

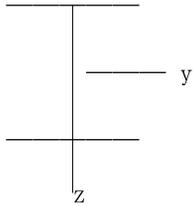
曲げ応力度  $\sigma_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{6.95 \times 10^6}{1350000} = 5 \text{ N/mm}^2$

5)座屈の検討

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

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



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

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

これより、 $L/r$ の大きなz軸 が弱軸となるので、z軸 まわりの座屈について検討を行う。

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

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

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

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

$bagy$ : 許容曲げ圧縮応力度

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

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

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

$eay$  : オイラー座屈応力度

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

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

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

$cal$  : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

(4)4段目切ばり

1)設計条件

|           |                           |
|-----------|---------------------------|
| 反力        | $R = 190.39 \text{ kN/m}$ |
| 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

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

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

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

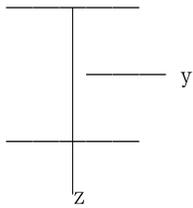
$$\text{曲げ応力度} \quad \sigma_{bc} = \frac{M}{Z} = \frac{6.95 \times 10^6}{1350000} = 5 \text{ N/mm}^2$$

5)座屈の検討

座屈スパン (曲げ作用面内) Ly = 3.33 m

座屈スパン (曲げ作用面外) Lz = 3.33 m

使用鋼材 H - 300 × 300 × 10 × 15



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

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

これより、L / rの大きなz軸 が弱軸となるので、z軸 まわりの座屈について検討を行う。

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

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

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

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

bagy : 許容曲げ圧縮応力度

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

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

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

eay : オイラー座屈応力度

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

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

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

cal : 圧縮フランジの局部座屈に対する許容応力度

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

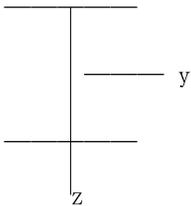
断面積 A = 118.40 cm<sup>2</sup>      断面係数 Z = 1350 cm<sup>3</sup>

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)

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

bagy: 許容曲げ圧縮応力度

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

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

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

## (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

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

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

### 3) 使用鋼材 : H - 300 × 300 × 10 × 15

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

### 4) 応力度

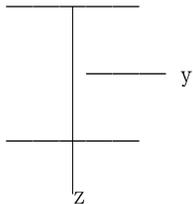
$$\text{圧縮応力度} \quad \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{753.06 \times 10^3}{11840} = 64$$

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

### 5) 座屈の検討

$$\text{座屈スパン} \quad L = 1.35 \text{ m}$$

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、  $\sigma_c$  : 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

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

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

$\sigma_{bagy}$  : 許容曲げ圧縮応力度

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

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

$\sigma_{eay}$  : オイラー座屈応力度

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

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

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

$\sigma_{cal}$  : 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

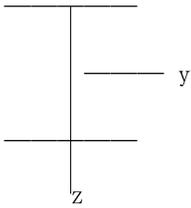
$$\text{圧縮応力度 } \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{702.03 \times 10^3}{11840} = 59$$

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

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

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

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

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

(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

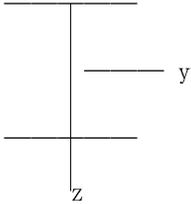
$$\text{圧縮応力度 } \sigma_c = \frac{N}{A} = \frac{776.01 \times 10^3}{11840} = 66$$

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

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<br>R (kN/m) | 温度軸力<br>P (kN) | X方向切ばり軸力<br>R × L1 + P (kN) | Y方向切ばり軸力<br>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<br>wi (kN/m) | X方向切ばり重量<br>wi × L1' (kN) | Y方向切ばり重量<br>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<br>m | Eo<br>kN/m <sup>2</sup> | kHo<br>kN/m <sup>3</sup> | kH<br>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 右堤体

#### 7.1.1 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<br>R<br>kN/m | 引張材設置<br>間隔 L<br>m | 引張材張力<br>P<br>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<br>N/mm <sup>2</sup> | 許容応力度<br>sa<br>N/mm <sup>2</sup> | 判 定 |
|--------------------------|----------------------------------|-----|
| 89                       | 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<br>P<br>kN/本 | 引張材設置<br>間隔 L<br>m | モーメント<br>M<br>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<br>N/mm <sup>2</sup> | 許容応力度<br>sa<br>N/mm <sup>2</sup> | 判 定 |
|--------------------------|----------------------------------|-----|
| 79                       | 210                              |     |