

# 目次

1 設計条件	1
1-1 構造形式	1
1-2 単位体積重量	1
1-3 許容応力度	1
1-4 その他	1
1-5 樋門概略図	2
1-6 堤体形状	2
2 地盤沈下量及び地盤の側方変位量の計算	3
2-1 即時沈下量の算出	5
2-1-1 地盤の変形係数	6
2-1-2 荷重条件	7
2-1-3 即時沈下量	7
2-2 側方変位量の計算	11
2-2-1 側方変位量の計算	12
2-3 圧密沈下量の計算	16
2-3-1 地層条件	16
2-3-2 圧密沈下量の計算結果	17
2-4 地盤沈下量の集計	24
3 本体縦方向の検討	25
3-1 基本式	25
3-2 地盤反力係数	26
3-2-1 地盤の変形係数	26
3-2-2 函体の諸元	29
3-2-3 鉛直方向地盤反力係数	32
3-2-4 水平方向せん断地盤反力係数	36
3-2-5 地盤反力係数の一覧	36
3-3 荷重計算	37
3-3-1 自重	37
3-3-2 水重	39
3-4 継手部バネ定数	41
3-5 単体荷重ケース	42
3-5-1 常時 - ケース 1	42
3-5-2 常時 - ケース 2	43
3-5-3 地震時 - ケース 1	44
3-5-4 地震時 - ケース 2	45
3-6 荷重組合せ	46
3-7 断面力の計算	49
3-7-1 常時 - ケース1	49
3-7-2 地震時 - ケース1	52
3-7-3 断面力の集計	55
3-8 応力度の計算	57
3-8-1 中立軸の計算	57
3-8-2 応力度 - 頂版引張り	59
3-8-3 応力度 - 底板引張り	61
3-8-4 応力度の集計	63

## 1 設計条件

### 柔構造樋門の設計（柔支持）

#### 1-1 構造形式

断面構造形式	一連ボックス
樋門長	26.000 m
内空断面	2.000×2.000 m
継手形式	可撓性継手

#### 1-2 単位体積重量

材料名	単位体積重量 (kN/m <sup>3</sup> )
鉄筋コンクリート	24.50
水	9.80

#### 1-3 許容応力度

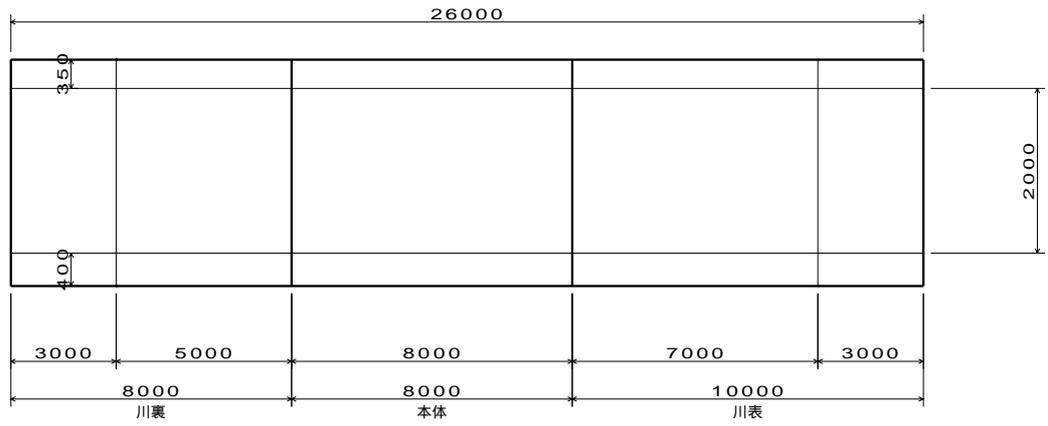
コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_c = 8.0$ (N/mm <sup>2</sup> )
コンクリート許容せん断応力度	$\sigma_c = 0.39$ (N/mm <sup>2</sup> )
鉄筋許容曲げ引張応力度（常時）	$\sigma_s = 160.0$ (N/mm <sup>2</sup> )
（地震時）	$\sigma_s = 200.0$ (N/mm <sup>2</sup> )

#### 1-4 その他

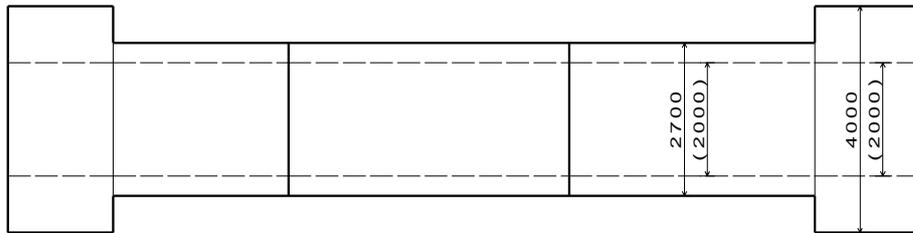
ヤング係数比	$n = 15$
コンクリートの弾性係数	$E_k = 2.35 \times 10^4$ (N/mm <sup>2</sup> )
地盤のポアソン比	$= 0.30$

1-5 樋門概略図

側面図 (mm)

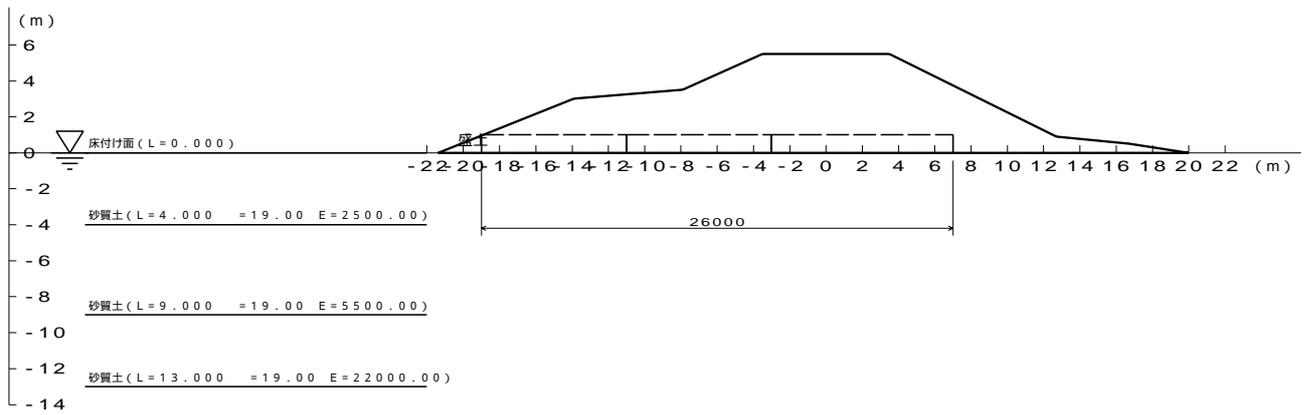


平面図 (mm)



1-6 堤体形状

L : (m)    : (kN/m<sup>3</sup>)    E : (kN/m<sup>2</sup>)



## 2 地盤沈下量及び地盤の側方変位量の計算

本体の縦方向の設計に考慮する地盤の沈下は、函体直近の基礎地盤を対象として、基礎地盤面位置における函体設置後の残留沈下分布として即時沈下量と圧密沈下量の和である。

なお、地盤の沈下量は、砂質土で即時沈下量、粘性土では即時沈下量と圧密沈下量を考慮する。

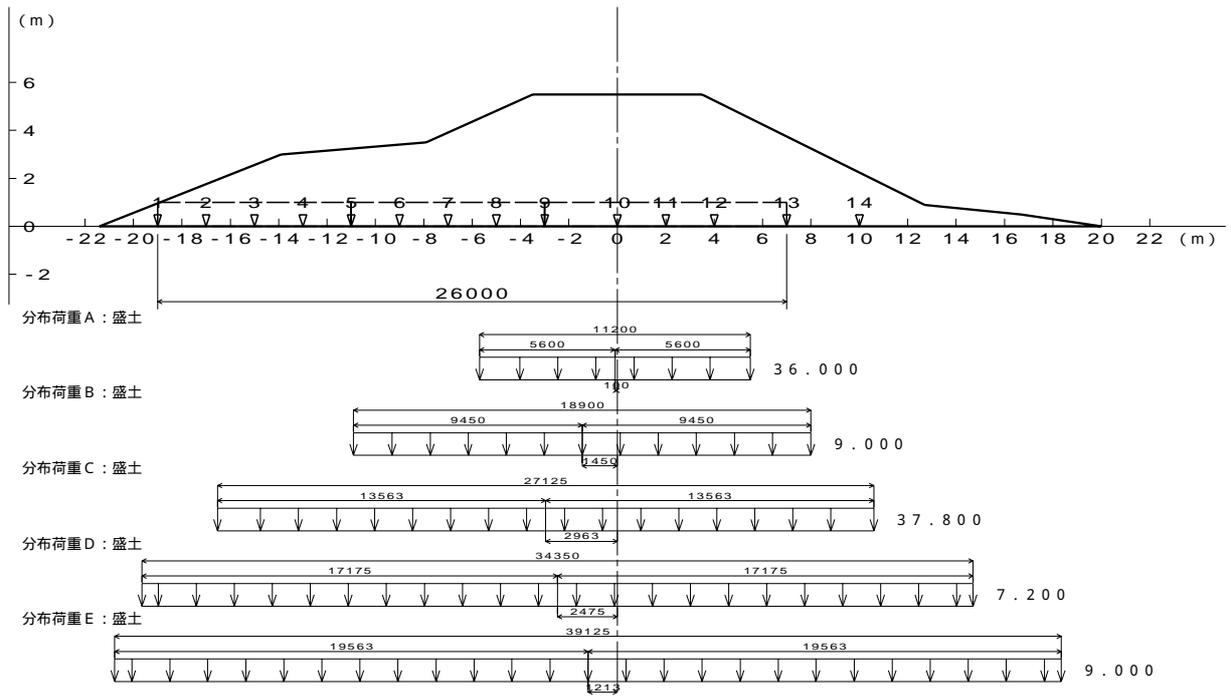
### 荷重

- 1) 即時沈下量  $S_{i}$  は、プレロード等の事前載荷重の有無にかかわらず、函体施工以後に行う基礎地盤面より上の盛土の全荷重を用いて算出する。
- 2) 圧密沈下量  $S_{c}$  は、函体施工以後に行う盛土荷重のうち、地盤の初期鉛直応力に対して増分となる荷重を用いて算出する。

### 沈下量検討位置

記号	名称	位置(m)
1		-19.000
2		-17.000
3		-15.000
4		-13.000
5		-11.000
6		-9.000
7		-7.000
8		-5.000
9		-3.000
10		0.000
11		2.000
12		4.000
13		7.000
14		10.000

寸法値：(mm) 荷重強度：(kN/m<sup>2</sup>)



## 2-1 即時沈下量の算出

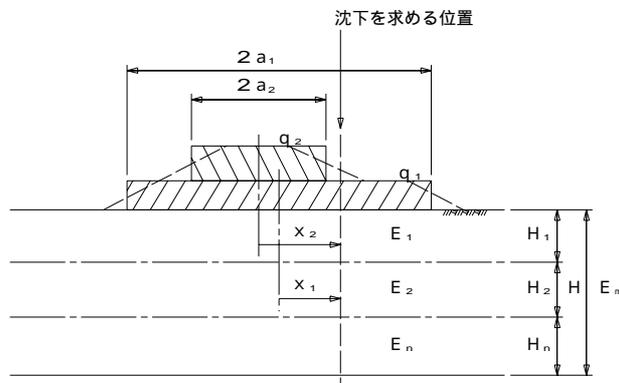
即時沈下量は、原則として盛土等の载荷による地盤のせん断変形に伴う沈下として求める。

堤体横断方向の即時沈下分布は以下に示す参考式を用いて算定する。

$$S_{ix} = \sum_{i=1}^n \frac{-3a_i \cdot q_i}{E_m} \log \sin(\tan^{-1} \frac{a_i}{H}) \cdot \left[ 1.0 - \frac{0.75}{H} \cdot \left\{ \left(1 + \frac{x}{a_i}\right) \log \left|1 + \frac{x}{a_i}\right| + \left(1 - \frac{x}{a_i}\right) \log \left|1 - \frac{x}{a_i}\right| \right\} \right]$$

ここに、

- $S_{ix}$  : 函軸方向  $x$  の位置の基礎地盤の即時沈下量 (m)
- $q_i$  : 盛土荷重 ( $\text{kN/m}^2$ )
- $E_m$  : 地盤の換算変形係数 ( $\text{kN/m}^2$ )
- $2a_i$  : 载荷幅 (m)
- $H$  : 即時沈下の影響を考慮する深さ (m)
- $n$  : 等分布の荷重数
- $x$  : それぞれの等分布荷重中心からの距離 (m)



2-1-1 地盤の変形係数

多層地盤の換算変形係数  $E_m$  は、下式で算出する。

B = L の場合

$$E_m = \frac{\log \left( \frac{B + 2h_n \cdot \tan \alpha}{L + 2h_n \cdot \tan \alpha} \right) \cdot L}{\frac{1}{E_i} \log \left( \frac{B + 2h_i \cdot \tan \alpha}{L + 2h_i \cdot \tan \alpha} \right) \left( \frac{L + 2h_{i-1} \cdot \tan \alpha}{B + 2h_{i-1} \cdot \tan \alpha} \right)}$$

B = L の場合

$$E_m = \frac{-\frac{1}{B + 2h_n \cdot \tan \alpha} + \frac{1}{B}}{\frac{1}{E_i} \left( -\frac{1}{B + 2h_i \cdot \tan \alpha} + \frac{1}{B + 2h_{i-1} \cdot \tan \alpha} \right)}$$

ここに、

- $E_m$  : 地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)
- B : 載荷幅 (= 30.000 m)
- L : 載荷奥行 (= 4.000 m)
- $h_n$  : 影響を調べなければならない深さで、載荷幅の3倍以上とする。 (= 13.000 m)
- $E_i$  : 細分した第 i 番目の層の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\alpha$  : 荷重の分散角度 (= 30°)

床付面深度 = 0.000 (m)

層	層厚 (m)	深度 (m)	$E_i$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	4.000	4.000	2500.00
2	5.000	9.000	5500.00
3	4.000	13.000	22000.00
合計	13.000		

$$E_m = 3573.102 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

### 2-1-2 荷重条件

即時沈下計算に用いる荷重は、下表の通りとなる。

ブロック	載荷位置 (m)		荷重強度 (kN/m <sup>2</sup> )	備考
	開始位置	終了位置		
A	-5.700	5.500	36.000	盛土
B	-10.900	8.000	9.000	盛土
C	-16.525	10.600	37.800	盛土
D	-19.650	14.700	7.200	盛土
E	-20.775	18.350	9.000	盛土

### 2-1-3 即時沈下量

#### 分布荷重 A

$$H_n = 13.000 \text{ (m)}$$

$$\text{載荷幅 } 2a = 11.200 \text{ (m)}$$

$$\text{荷重 } q = 36.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

着目点	検討位置 (m)	x (m)	即時沈下量 (mm)
1	-19.000	-18.900	0.0
2	-17.000	-16.900	0.2
3	-15.000	-14.900	3.4
4	-13.000	-12.900	7.0
5	-11.000	-10.900	11.4
6	-9.000	-8.900	16.9
7	-7.000	-6.900	24.5
8	-5.000	-4.900	39.0
9	-3.000	-2.900	46.6
10	0.000	0.100	50.0
11	2.000	2.100	48.2
12	4.000	4.100	42.8
13	7.000	7.100	23.6
14	10.000	10.100	13.4

分布荷重 B

$H_n = 13.000$  (m)

載荷幅  $2a = 18.900$  (m)

荷重  $q = 9.000$  (kN/m<sup>2</sup>)

着目点	検討位置 (m)	x (m)	即時沈下量 (mm)
1	-19.000	-17.550	3.1
2	-17.000	-15.550	3.8
3	-15.000	-13.550	4.8
4	-13.000	-11.550	6.0
5	-11.000	-9.550	7.9
6	-9.000	-7.550	10.0
7	-7.000	-5.550	11.0
8	-5.000	-3.550	11.7
9	-3.000	-1.550	12.0
10	0.000	1.450	12.0
11	2.000	3.450	11.7
12	4.000	5.450	11.1
13	7.000	8.450	9.3
14	10.000	11.450	6.1

分布荷重 C

$H_n = 13.000$  (m)

載荷幅  $2a = 27.125$  (m)

荷重  $q = 37.800$  (kN/m<sup>2</sup>)

着目点	検討位置 (m)	x (m)	即時沈下量 (mm)
1	-19.000	-16.037	23.2
2	-17.000	-14.037	28.0
3	-15.000	-12.037	34.5
4	-13.000	-10.037	38.1
5	-11.000	-8.037	40.6
6	-9.000	-6.037	42.5
7	-7.000	-4.037	43.7
8	-5.000	-2.037	44.4
9	-3.000	-0.037	44.6
10	0.000	2.963	44.1
11	2.000	4.963	43.2
12	4.000	6.963	41.7
13	7.000	9.963	38.2
14	10.000	12.963	32.1

分布荷重D

$H_n = 13.000$  (m)

載荷幅  $2a = 34.350$  (m)

荷重  $q = 7.200$  (kN/m<sup>2</sup>)

着目点	検討位置 (m)	x (m)	即時沈下量 (mm)
1	-19.000	-16.525	5.3
2	-17.000	-14.525	6.0
3	-15.000	-12.525	6.4
4	-13.000	-10.525	6.8
5	-11.000	-8.525	7.0
6	-9.000	-6.525	7.2
7	-7.000	-4.525	7.4
8	-5.000	-2.525	7.5
9	-3.000	-0.525	7.5
10	0.000	2.475	7.5
11	2.000	4.475	7.4
12	4.000	6.475	7.2
13	7.000	9.475	6.9
14	10.000	12.475	6.4

分布荷重E

$H_n = 13.000$  (m)

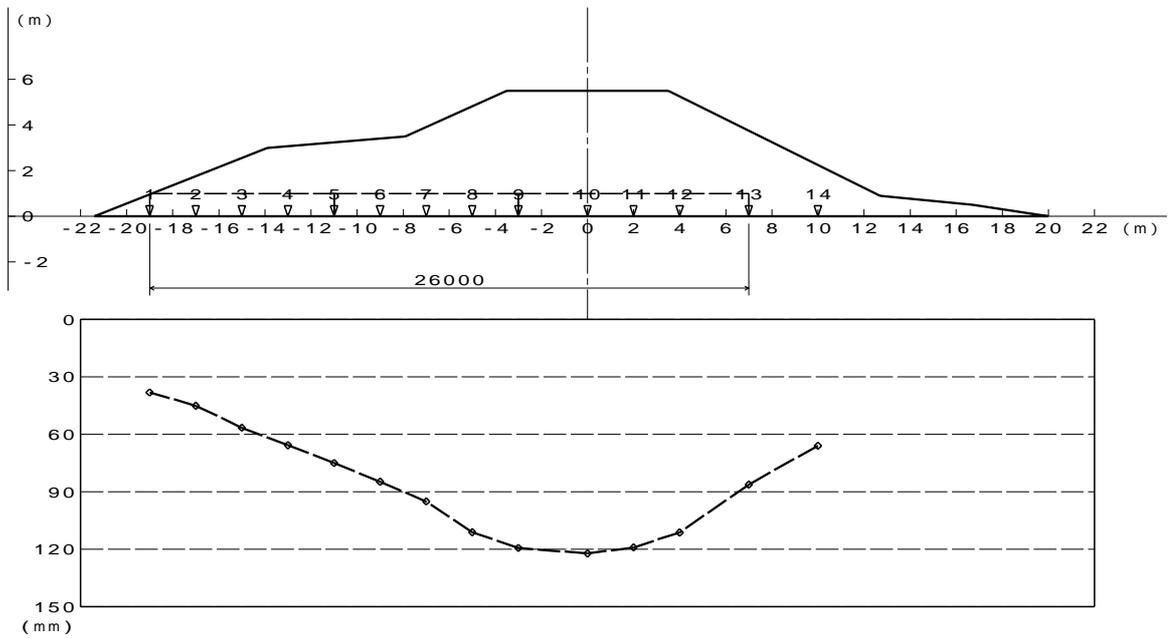
載荷幅  $2a = 39.125$  (m)

荷重  $q = 9.000$  (kN/m<sup>2</sup>)

着目点	検討位置 (m)	x (m)	即時沈下量 (mm)
1	-19.000	-17.787	6.5
2	-17.000	-15.787	7.1
3	-15.000	-13.787	7.5
4	-13.000	-11.787	7.8
5	-11.000	-9.787	8.1
6	-9.000	-7.787	8.3
7	-7.000	-5.787	8.4
8	-5.000	-3.787	8.5
9	-3.000	-1.787	8.6
10	0.000	1.213	8.6
11	2.000	3.213	8.6
12	4.000	5.213	8.5
13	7.000	8.213	8.2
14	10.000	11.213	7.9

合計

着目点	名称	検討位置 (m)	即時沈下量 (mm)
1		-19.000	38.1
2		-17.000	45.1
3		-15.000	56.5
4		-13.000	65.7
5		-11.000	75.0
6		-9.000	84.8
7		-7.000	95.0
8		-5.000	111.0
9		-3.000	119.3
10		0.000	122.1
11		2.000	119.0
12		4.000	111.3
13		7.000	86.2
14		10.000	65.9



## 2-2 側方変位量の計算

側方変位量は、地盤を弾性体と見なして弾性変位量として求めることができる。本体の設計に考慮する

側方変位量の算定は、側方変位が卓越する層までを対象とする。

$$R_{ix} = \sum_{i=1}^n \frac{(1+\mu)(1-2\mu) \cdot q_i \cdot a_i}{E_m} \left( \frac{b_i}{2a_i} \log \frac{(a_i-x)^2 + b_i^2}{(a_i+x)^2 + b_i^2} + \frac{a_i-x}{a_i} \tan^{-1} \frac{b_i}{a_i-x} - \frac{a_i+x}{a_i} \tan^{-1} \frac{b_i}{a_i+x} \right)$$

ここに、

- $R_{ix}$  : 函軸方向  $x$  の位置の地盤の側方変位量 (m)
- $q_i$  : 盛土荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
- $E_m$  : 地盤の換算変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $\mu$  : 地盤のポアソン比 (= 0.30)
- $2a_i$  : 載荷幅 (m)
- $2b_i$  : 載荷奥行 (= 2.700 m)
- $n$  : 等分布荷重数
- $x$  : それぞれの等分布荷重の中心からの距離 (m)

## 2-2-1 側方変位置の計算

### 分布荷重 A

$$H_n = 13.000 \text{ (m)}$$

$$\text{載荷幅 } 2a = 11.200 \text{ (m)}$$

$$\text{荷重 } q = 36.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

着目点	検討位置 (m)	x (m)	側方変位置 (mm)
1	-19.000	-18.900	-1.3
2	-17.000	-16.900	-1.5
3	-15.000	-14.900	-1.7
4	-13.000	-12.900	-2.0
5	-11.000	-10.900	-2.5
6	-9.000	-8.900	-3.2
7	-7.000	-6.900	-4.7
8	-5.000	-4.900	-5.3
9	-3.000	-2.900	-2.5
10	0.000	0.100	0.1
11	2.000	2.100	1.7
12	4.000	4.100	4.0
13	7.000	7.100	4.6
14	10.000	10.100	2.8

### 分布荷重 B

$$H_n = 13.000 \text{ (m)}$$

$$\text{載荷幅 } 2a = 18.900 \text{ (m)}$$

$$\text{荷重 } q = 9.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

着目点	検討位置 (m)	x (m)	側方変位置 (mm)
1	-19.000	-17.550	-0.6
2	-17.000	-15.550	-0.7
3	-15.000	-13.550	-0.9
4	-13.000	-11.550	-1.2
5	-11.000	-9.550	-1.9
6	-9.000	-7.550	-1.1
7	-7.000	-5.550	-0.7
8	-5.000	-3.550	-0.4
9	-3.000	-1.550	-0.1
10	0.000	1.450	0.2
11	2.000	3.450	0.4
12	4.000	5.450	0.7
13	7.000	8.450	1.5
14	10.000	11.450	1.3

分布荷重 C

$H_n = 13.000$  (m)

載荷幅  $2a = 27.125$  (m)

荷重  $q = 37.800$  (kN/m<sup>2</sup>)

着目点	検討位置 (m)	x (m)	側方変位量 (mm)
1	-19.000	-16.037	-5.7
2	-17.000	-14.037	-8.3
3	-15.000	-12.037	-6.4
4	-13.000	-10.037	-4.4
5	-11.000	-8.037	-3.2
6	-9.000	-6.037	-2.2
7	-7.000	-4.037	-1.4
8	-5.000	-2.037	-0.7
9	-3.000	-0.037	0.0
10	0.000	2.963	1.1
11	2.000	4.963	1.8
12	4.000	6.963	2.7
13	7.000	9.963	4.4
14	10.000	12.963	8.0

分布荷重 D

$H_n = 13.000$  (m)

載荷幅  $2a = 34.350$  (m)

荷重  $q = 7.200$  (kN/m<sup>2</sup>)

着目点	検討位置 (m)	x (m)	側方変位量 (mm)
1	-19.000	-16.525	-1.6
2	-17.000	-14.525	-1.1
3	-15.000	-12.525	-0.8
4	-13.000	-10.525	-0.6
5	-11.000	-8.525	-0.4
6	-9.000	-6.525	-0.3
7	-7.000	-4.525	-0.2
8	-5.000	-2.525	-0.1
9	-3.000	-0.525	0.0
10	0.000	2.475	0.1
11	2.000	4.475	0.2
12	4.000	6.475	0.4
13	7.000	9.475	0.6
14	10.000	12.475	0.8

分布荷重 E

$H_n = 13.000 \text{ (m)}$

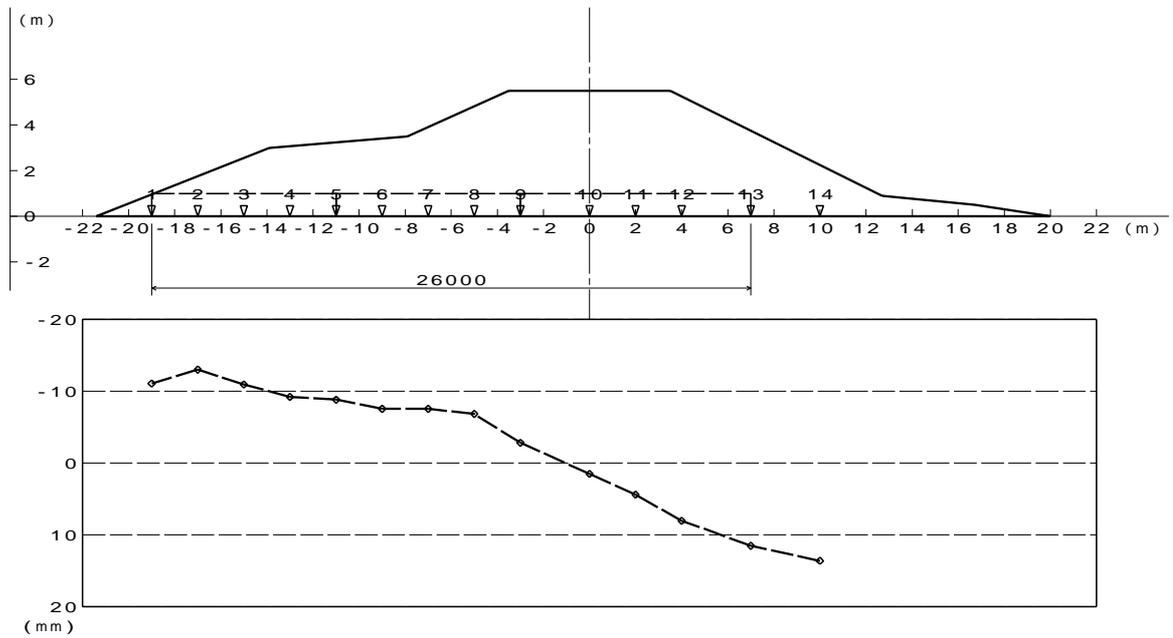
載荷幅  $2a = 39.125 \text{ (m)}$

荷重  $q = 9.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

着目点	検討位置 (m)	x (m)	側方変位量 (mm)
1	-19.000	-17.787	-1.6
2	-17.000	-15.787	-1.2
3	-15.000	-13.787	-0.9
4	-13.000	-11.787	-0.7
5	-11.000	-9.787	-0.6
6	-9.000	-7.787	-0.4
7	-7.000	-5.787	-0.3
8	-5.000	-3.787	-0.2
9	-3.000	-1.787	-0.1
10	0.000	1.213	0.1
11	2.000	3.213	0.2
12	4.000	5.213	0.3
13	7.000	8.213	0.5
14	10.000	11.213	0.7

合計

着目点	名称	検討位置 (m)	側方変位量 (mm)
1		-19.000	-11.0
2		-17.000	-13.0
3		-15.000	-10.9
4		-13.000	-9.2
5		-11.000	-8.8
6		-9.000	-7.5
7		-7.000	-7.5
8		-5.000	-6.8
9		-3.000	-2.8
10		0.000	1.5
11		2.000	4.4
12		4.000	8.0
13		7.000	11.5
14		10.000	13.6





2-3-2 圧密沈下量の計算結果

計算地点 1 :

計算位置 : -19.000 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 $P_o$ ( $\text{kN/m}^2$ )	圧密先行荷重 $q_o$ ( $\text{kN/m}^2$ )	増加応力 $P$ ( $\text{kN/m}^2$ )	沈下量 (mm)
1	---	0.000	---	---	---	0.00
2	---	4.000	---	---	---	0.00
3	---	5.000	---	---	---	0.00
4	---	4.000	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 $e_o$	圧密後間隙比 $e_1$	体積圧縮係数 $M_v$ ( $\text{m}^2/\text{kN}$ )	圧縮指数 $C_c$
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---
4	---	---	---	---

計算地点 2 :

計算位置 : -17.000 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 $P_o$ ( $\text{kN/m}^2$ )	圧密先行荷重 $q_o$ ( $\text{kN/m}^2$ )	増加応力 $P$ ( $\text{kN/m}^2$ )	沈下量 (mm)
1	---	0.000	---	---	---	0.00
2	---	4.000	---	---	---	0.00
3	---	5.000	---	---	---	0.00
4	---	4.000	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 $e_o$	圧密後間隙比 $e_1$	体積圧縮係数 $M_v$ ( $\text{m}^2/\text{kN}$ )	圧縮指数 $C_c$
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---
4	---	---	---	---

計算地点 3 :

計算位置 : -15.000 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 $P_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	圧密先行荷重 $q_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	増加応力 $P$ ( $\text{kN/m}^2$ )	沈下量 (mm)
1	---	0.000	---	---	---	0.00
2	---	4.000	---	---	---	0.00
3	---	5.000	---	---	---	0.00
4	---	4.000	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 $e_0$	圧密後間隙比 $e_1$	体積圧縮係数 $M_v$ ( $\text{m}^2/\text{kN}$ )	圧縮指数 $C_c$
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---
4	---	---	---	---

計算地点 4 :

計算位置 : -13.000 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 $P_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	圧密先行荷重 $q_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	増加応力 $P$ ( $\text{kN/m}^2$ )	沈下量 (mm)
1	---	0.000	---	---	---	0.00
2	---	4.000	---	---	---	0.00
3	---	5.000	---	---	---	0.00
4	---	4.000	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 $e_0$	圧密後間隙比 $e_1$	体積圧縮係数 $M_v$ ( $\text{m}^2/\text{kN}$ )	圧縮指数 $C_c$
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---
4	---	---	---	---

計算地点 5 :

計算位置 : -11.000 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 $P_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	圧密先行荷重 $q_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	増加応力 $P$ ( $\text{kN/m}^2$ )	沈下量 (mm)
1	---	0.000	---	---	---	0.00
2	---	4.000	---	---	---	0.00
3	---	5.000	---	---	---	0.00
4	---	4.000	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 $e_0$	圧密後間隙比 $e_1$	体積圧縮係数 $M_v$ ( $\text{m}^2/\text{kN}$ )	圧縮指数 $C_c$
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---
4	---	---	---	---

計算地点 6 :

計算位置 : -9.000 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 $P_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	圧密先行荷重 $q_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	増加応力 $P$ ( $\text{kN/m}^2$ )	沈下量 (mm)
1	---	0.000	---	---	---	0.00
2	---	4.000	---	---	---	0.00
3	---	5.000	---	---	---	0.00
4	---	4.000	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 $e_0$	圧密後間隙比 $e_1$	体積圧縮係数 $M_v$ ( $\text{m}^2/\text{kN}$ )	圧縮指数 $C_c$
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---
4	---	---	---	---

計算地点 7 :

計算位置 : -7.000 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 $P_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	圧密先行荷重 $q_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	増加応力 $P$ ( $\text{kN/m}^2$ )	沈下量 (mm)
1	---	0.000	---	---	---	0.00
2	---	4.000	---	---	---	0.00
3	---	5.000	---	---	---	0.00
4	---	4.000	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 $e_0$	圧密後間隙比 $e_1$	体積圧縮係数 $M_v$ ( $\text{m}^2/\text{kN}$ )	圧縮指数 $C_c$
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---
4	---	---	---	---

計算地点 8 :

計算位置 : -5.000 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 $P_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	圧密先行荷重 $q_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	増加応力 $P$ ( $\text{kN/m}^2$ )	沈下量 (mm)
1	---	0.000	---	---	---	0.00
2	---	4.000	---	---	---	0.00
3	---	5.000	---	---	---	0.00
4	---	4.000	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 $e_0$	圧密後間隙比 $e_1$	体積圧縮係数 $M_v$ ( $\text{m}^2/\text{kN}$ )	圧縮指数 $C_c$
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---
4	---	---	---	---

計算地点 9 :

計算位置 : -3.000 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 $P_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	圧密先行荷重 $q_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	増加応力 $P$ ( $\text{kN/m}^2$ )	沈下量 (mm)
1	---	0.000	---	---	---	0.00
2	---	4.000	---	---	---	0.00
3	---	5.000	---	---	---	0.00
4	---	4.000	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 $e_0$	圧密後間隙比 $e_1$	体積圧縮係数 $M_v$ ( $\text{m}^2/\text{kN}$ )	圧縮指数 $C_c$
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---
4	---	---	---	---

計算地点 10 :

計算位置 : 0.000 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 $P_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	圧密先行荷重 $q_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	増加応力 $P$ ( $\text{kN/m}^2$ )	沈下量 (mm)
1	---	0.000	---	---	---	0.00
2	---	4.000	---	---	---	0.00
3	---	5.000	---	---	---	0.00
4	---	4.000	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 $e_0$	圧密後間隙比 $e_1$	体積圧縮係数 $M_v$ ( $\text{m}^2/\text{kN}$ )	圧縮指数 $C_c$
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---
4	---	---	---	---

計算地点 11 :

計算位置 : 2.000 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 $P_0$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	圧密先行荷重 $q_0$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	増加応力 $P$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	沈下量 (mm)
1	---	0.000	---	---	---	0.00
2	---	4.000	---	---	---	0.00
3	---	5.000	---	---	---	0.00
4	---	4.000	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 $e_0$	圧密後間隙比 $e_1$	体積圧縮係数 $M_v$ ( $\text{m}^2/\text{kN}$ )	圧縮指数 $C_c$
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---
4	---	---	---	---

計算地点 12 :

計算位置 : 4.000 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 $P_0$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	圧密先行荷重 $q_0$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	増加応力 $P$ ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	沈下量 (mm)
1	---	0.000	---	---	---	0.00
2	---	4.000	---	---	---	0.00
3	---	5.000	---	---	---	0.00
4	---	4.000	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 $e_0$	圧密後間隙比 $e_1$	体積圧縮係数 $M_v$ ( $\text{m}^2/\text{kN}$ )	圧縮指数 $C_c$
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---
4	---	---	---	---

計算地点 13 :

計算位置 : 7.000 (m)

層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 $P_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	圧密先行荷重 $q_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	増加応力 $P$ ( $\text{kN/m}^2$ )	沈下量 (mm)
1	---	0.000	---	---	---	0.00
2	---	4.000	---	---	---	0.00
3	---	5.000	---	---	---	0.00
4	---	4.000	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 $e_0$	圧密後間隙比 $e_1$	体積圧縮係数 $M_v$ ( $\text{m}^2/\text{kN}$ )	圧縮指数 $C_c$
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---
4	---	---	---	---

計算地点 14 :

計算位置 : 10.000 (m)

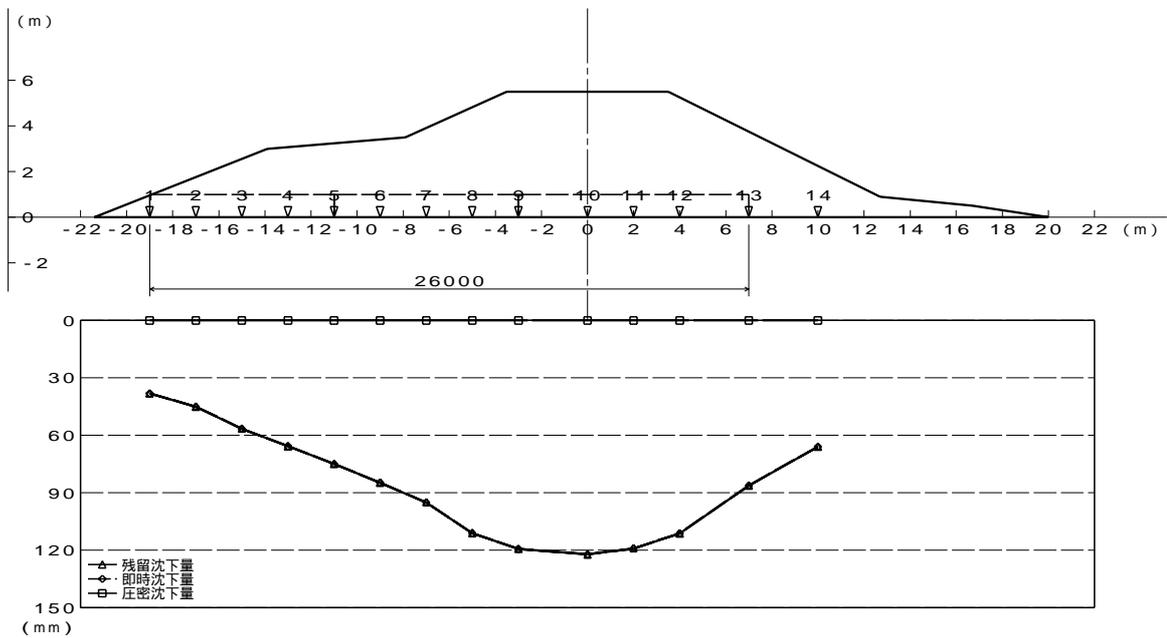
層 No	計算方法	層厚 (m)	有効土かぶり圧 $P_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	圧密先行荷重 $q_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	増加応力 $P$ ( $\text{kN/m}^2$ )	沈下量 (mm)
1	---	0.000	---	---	---	0.00
2	---	4.000	---	---	---	0.00
3	---	5.000	---	---	---	0.00
4	---	4.000	---	---	---	0.00
合計						0.00

層 No	初期間隙比 $e_0$	圧密後間隙比 $e_1$	体積圧縮係数 $M_v$ ( $\text{m}^2/\text{kN}$ )	圧縮指数 $C_c$
1	---	---	---	---
2	---	---	---	---
3	---	---	---	---
4	---	---	---	---

## 2-4 地盤沈下量の集計

着目点	名称	検討位置 (m)	即時沈下量 (mm)	圧密沈下量 (mm)	残留沈下量 (mm)	許容値 (mm)	判定
1		-19.000	38.1	0.0	38.1	500.0	OK
2		-17.000	45.1	0.0	45.1	500.0	OK
3		-15.000	56.5	0.0	56.5	500.0	OK
4		-13.000	65.7	0.0	65.7	500.0	OK
5		-11.000	75.0	0.0	75.0	500.0	OK
6		-9.000	84.8	0.0	84.8	500.0	OK
7		-7.000	95.0	0.0	95.0	500.0	OK
8		-5.000	111.0	0.0	111.0	500.0	OK
9		-3.000	119.3	0.0	119.3	500.0	OK
10		0.000	122.1	0.0	122.1	500.0	OK
11		2.000	119.0	0.0	119.0	500.0	OK
12		4.000	111.3	0.0	111.3	500.0	OK
13		7.000	86.2	0.0	86.2	500.0	OK
14		10.000	65.9	0.0	65.9	500.0	OK

最大残留沈下量 122.1 mm > 50.0 mm となり柔支持基礎とする。



### 3 本体縦方向の検討

#### 3-1 基本式

函体縦方向の計算は、地盤変位を考慮した弾性床上の梁として計算する。

$$\frac{E I}{B} \cdot \frac{d^4 w}{d x^4} + k_v \cdot (w - w_g) = q$$

$$\frac{E A}{U} \cdot \frac{d^2 u}{d x^2} + k_s \cdot (u - u_g) = p$$

ここに、

- w : 函体のたわみ (m)
- w<sub>g</sub> : 地盤変位 (m)
- k<sub>v</sub> : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)
- B : 函体の幅 (m)
- E I : 函体の剛性 (kN・m<sup>2</sup>)
- q : 函軸鉛直方向荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
- u : 函軸方向変位 (m)
- u<sub>g</sub> : 地盤変位 (m)
- k<sub>s</sub> : 水平方向せん断地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)
- U : 函体の周長 (m)
- E A : 函体の函軸方向剛性 (kN)
- p : 函軸方向荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

函軸鉛直方向荷重 q には、土かぶり土重 (鉛直土圧) は考慮しないものとする。

#### 1) 計算に必要な諸条件

柔構造樋門の本体の縦方向の計算に必要な諸条件を以下に示す。その適用は一般に表1の通りである。

- 函体諸元 (スパン割、断面諸元)
- スパンの結合条件 (継手の変形特性)
- 境界条件 (樋門本体の左端、右端の支持条件)
- 鉛直方向地盤反力係数・水平方向せん断地盤反力係数
- カンバー量の函軸方向分布
- 地盤変位の影響 (基礎地盤の沈下量及び側方変位量の函軸方向分布)
- その他の外力 (函体・門柱等の自重、土重、水重、土圧等)
- 初期折れ角 (カンバー盛土施工時の継手部設置角)
- しゃ水鋼矢板等の影響 (鋼矢板と函体との結合条件、鋼矢板諸元、鋼矢板に作用する正負の周囲摩擦力の影響等)
- 緊張材の影響 (緊張材の諸元、配置、緊張力、各種ロス等)

表1 柔構造樋門の本体の縦方向の設計に必要な条件量

基本式	考慮すべき条件	
	一般に考慮	必要に応じて考慮
地盤変位の影響を考慮した 弾性床上の梁		

### 3-2 地盤反力係数

#### 3-2-1 地盤の変形係数

多層地盤の換算変形係数  $E_{om}$  は、下式で算出する。

B > L の場合

$$E_{om} = \frac{\log \frac{(B + 2h_n \cdot \tan \alpha) \cdot L}{(L + 2h_n \cdot \tan \alpha) \cdot B}}{\frac{1}{E_i} \log \frac{(B + 2h_i \cdot \tan \alpha)(L + 2h_{i-1} \cdot \tan \alpha)}{(L + 2h_i \cdot \tan \alpha)(B + 2h_{i-1} \cdot \tan \alpha)}}$$

B = L の場合

$$E_{om} = \frac{-\frac{1}{B + 2h_n \cdot \tan \alpha} + \frac{1}{B}}{\frac{1}{E_i} \left( -\frac{1}{B + 2h_i \cdot \tan \alpha} + \frac{1}{B + 2h_{i-1} \cdot \tan \alpha} \right)}$$

ここに、

$E_{om}$  : 地盤の変化を考慮に入れた換算変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

B : 載荷幅 (m)

L : 載荷奥行 (m)

$h_n$  : 影響を調べなければならない深さで、載荷幅の3倍以上とする。 (= 13.000 m)

$E_i$  : 細分した第 i 番目の層の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

: 荷重の分散角度 (= 30°)

スパン 1 - 1 川裏 ( 川裏胸壁部 )

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

$$L = 3.000 \text{ (m)}$$

$$h_n = 13.000 \text{ (m)}$$

層	層厚 (m)	深度 (m)	$E_i$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	4.000	4.000	10000.00
2	5.000	9.000	22000.00
3	4.000	13.000	88000.00
合計	13.000		

$$E_m = 12315.214 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

スパン 1 - 2 川裏 ( 函体部 )

$$B = 2.700 \text{ (m)}$$

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

$$h_n = 13.000 \text{ (m)}$$

層	層厚 (m)	深度 (m)	$E_i$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	4.000	4.000	10000.00
2	5.000	9.000	22000.00
3	4.000	13.000	88000.00
合計	13.000		

$$E_m = 12411.847 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

スパン 2 - 1 本体 ( 函体部 )

$$B = 2.700 \text{ (m)}$$

$$L = 8.000 \text{ (m)}$$

$$h_n = 13.000 \text{ (m)}$$

層	層厚 (m)	深度 (m)	$E_i$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	4.000	4.000	10000.00
2	5.000	9.000	22000.00
3	4.000	13.000	88000.00
合計	13.000		

$$E_m = 12812.611 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

スパン 3 - 1 川表 ( 函体部 )

$$B = 2.700 \text{ (m)}$$

$$L = 7.000 \text{ (m)}$$

$$h_n = 13.000 \text{ (m)}$$

層	層厚 (m)	深度 (m)	$E_i$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	4.000	4.000	10000.00
2	5.000	9.000	22000.00
3	4.000	13.000	88000.00
合計	13.000		

$$E_{cm} = 12698.603 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

スパン 3 - 2 川表 ( 川表胸壁部 )

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

$$L = 3.000 \text{ (m)}$$

$$h_n = 13.000 \text{ (m)}$$

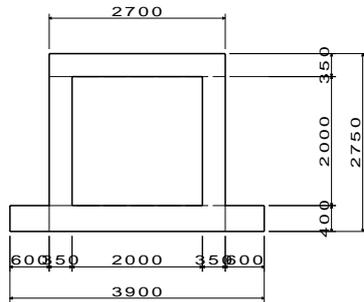
層	層厚 (m)	深度 (m)	$E_i$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	4.000	4.000	10000.00
2	5.000	9.000	22000.00
3	4.000	13.000	88000.00
合計	13.000		

$$E_{cm} = 12315.214 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

### 3-2-2 函体の諸元

地盤反力係数の算定時に必要となる函体の諸元を算出する。

#### スパン 1 - 1 川裏 ( 川裏胸壁部 )



	$A_i$ ( $m^2$ )	$Y_i$ ( $m$ )	$A_i \cdot Y_i$ ( $m^3$ )	$A_i \cdot Y_i^2$ ( $m^4$ )	$I_{oi}$ ( $m^4$ )
	0.945	2.575	2.433	6.2659	0.0097
	1.080	0.200	0.216	0.0432	0.0144
	1.400	1.400	1.960	2.7440	0.4667
	0.480	0.200	0.096	0.0192	0.0064
計	3.905	4.375	4.705	9.0723	0.4971

$$Y_G = \frac{(A_i \cdot Y_i)}{A_i} = \frac{4.705}{3.905}$$

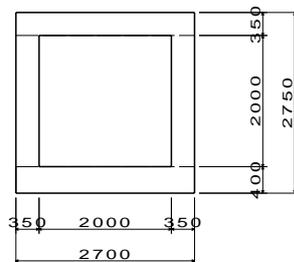
$$= 1.205 \text{ (m)}$$

$$I = (A_i \cdot Y_i^2) + I_{oi} - Y_G^2 \cdot A_i$$

$$= 9.0723 + 0.4971 - 1.452 \times 3.905$$

$$= 3.8997 \text{ (m}^4\text{)}$$

#### スパン 1 - 2 川裏 ( 函体部 )



	$A_i$ ( $m^2$ )	$Y_i$ ( $m$ )	$A_i \cdot Y_i$ ( $m^3$ )	$A_i \cdot Y_i^2$ ( $m^4$ )	$I_{oi}$ ( $m^4$ )
	0.945	2.575	2.433	6.2659	0.0097
	1.080	0.200	0.216	0.0432	0.0144
	1.400	1.400	1.960	2.7440	0.4667
計	3.425	4.375	4.609	9.0531	0.4907

$$Y_G = \frac{(A_i \cdot Y_i)}{A_i} = \frac{4.609}{3.425}$$

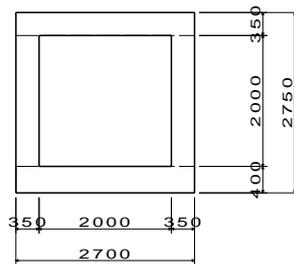
$$= 1.346 \text{ (m)}$$

$$I = (A_i \cdot Y_i^2) + I_{oi} - Y_G^2 \cdot A_i$$

$$= 9.0531 + 0.4907 - 1.811 \times 3.425$$

$$= 3.3405 \text{ (m}^4\text{)}$$

スパン 2 - 1 本体 ( 函体部 )



	$A_i$ ( $m^2$ )	$Y_i$ ( $m$ )	$A_i \cdot Y_i$ ( $m^3$ )	$A_i \cdot Y_i^2$ ( $m^4$ )	$I_{oi}$ ( $m^4$ )
	0.945	2.575	2.433	6.2659	0.0097
	1.080	0.200	0.216	0.0432	0.0144
	1.400	1.400	1.960	2.7440	0.4667
計	3.425	4.375	4.609	9.0531	0.4907

$$Y_G = \frac{(A_i \cdot Y_i)}{A_i} = \frac{4.609}{3.425}$$

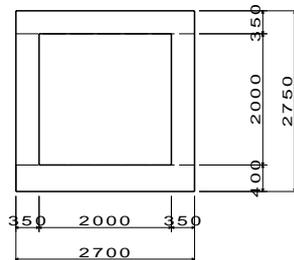
$$= 1.346 \text{ (m)}$$

$$I = (A_i \cdot Y_i^2) + I_{oi} - Y_G^2 \cdot A_i$$

$$= 9.0531 + 0.4907 - 1.811 \times 3.425$$

$$= 3.3405 \text{ (m}^4\text{)}$$

スパン 3 - 1 川表 ( 函体部 )



	$A_i$ ( $m^2$ )	$Y_i$ ( $m$ )	$A_i \cdot Y_i$ ( $m^3$ )	$A_i \cdot Y_i^2$ ( $m^4$ )	$I_{oi}$ ( $m^4$ )
	0.945	2.575	2.433	6.2659	0.0097
	1.080	0.200	0.216	0.0432	0.0144
	1.400	1.400	1.960	2.7440	0.4667
計	3.425	4.375	4.609	9.0531	0.4907

$$Y_G = \frac{(A_i \cdot Y_i)}{A_i} = \frac{4.609}{3.425}$$

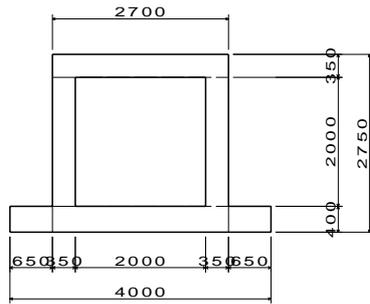
$$= 1.346 \text{ (m)}$$

$$I = (A_i \cdot Y_i^2) + I_{oi} - Y_G^2 \cdot A_i$$

$$= 9.0531 + 0.4907 - 1.811 \times 3.425$$

$$= 3.3405 \text{ (m}^4\text{)}$$

スパン 3 - 2 川表 ( 川表胸壁部 )



	$A_i$ ( $m^2$ )	$Y_i$ ( $m$ )	$A_i \cdot Y_i$ ( $m^3$ )	$A_i \cdot Y_i^2$ ( $m^4$ )	$I_{oi}$ ( $m^4$ )
	0.945	2.575	2.433	6.2659	0.0097
	1.080	0.200	0.216	0.0432	0.0144
	1.400	1.400	1.960	2.7440	0.4667
	0.520	0.200	0.104	0.0208	0.0069
計	3.945	4.375	4.713	9.0739	0.4977

$$Y_G = \frac{(A_i \cdot Y_i)}{A_i} = \frac{4.713}{3.945}$$

$$= 1.195 \text{ (m)}$$

$$I = (A_i \cdot Y_i^2) + I_{oi} - Y_G^2 \cdot A_i$$

$$= 9.0739 + 0.4977 - 1.428 \times 3.945$$

$$= 3.9402 \text{ (m}^4\text{)}$$

### 3-2-3 鉛直方向地盤反力係数

直接基礎及び浮き直接基礎の樋門の設計に用いる鉛直方向地盤反力係数は次式による。

$$k_v = k_{vo} \cdot \left( \frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4}$$

ここに、

$k_v$  : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_{vo}$  : 直径30cmの剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数で、各種土質試験、調査により求めた変形係数から推定する場合は、次式により求める。

$$k_{vo} = \frac{1}{0.3} \cdot \cdot E_{om}$$

$B_v$  : 荷重作用方向に直交する基礎の換算載荷幅 (m)

$E_{om}$  : 地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

: 地盤反力係数の推定に用いる係数 (= 1.0)

$A_v$  : 鉛直方向の載荷面積 (m<sup>2</sup>)

$D$  : 底版の幅 (m)

$l$  : 函体のスパン長 (m)

: 函体の特性値 (m<sup>-1</sup>)

$E \cdot I$  : 函体の曲げ剛性 (kN・m<sup>2</sup>)

$$= 4 \sqrt{\frac{k_v \cdot D}{4 E \cdot I}}$$

基礎の換算載荷幅  $B_v$

函体剛性の評価	$B_v$	摘要
剛体	$\sqrt{A_v}$	・1 1.5の場合
弾性体	$\sqrt{\frac{D}{}}$	・1 > 1.5の場合

スパン 1 - 1 川裏 ( 川裏胸壁部 )

常時

$$k_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \times E_{om} = \frac{1}{0.3} \times 1.0 \times 12315.214 = 41050.71 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$k_v = 4579.88 \text{ (kN/m}^3\text{)}$  と仮定する

$$= {}^4 \sqrt{\frac{k_v \times D}{4 \times E \times I}} = {}^4 \sqrt{\frac{4579.88 \times 3.900}{4 \times 2.35 \times 10^7 \times 3.8997}} = 0.084 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$\times l = 0.084 \times 8.000 = 0.668$  1.5よって剛体である

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{D \times l} = \sqrt{3.900 \times 8.000} = 5.586 \text{ (m)}$$

従って

$$k_v = k_{vo} \times \left( \frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4} = 41050.71 \times \left( \frac{5.586}{0.3} \right)^{-3/4} = 4579.88 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

となり、仮定は正しい

地震時は、常時の2.00倍とする

$$k_v = 4579.88 \times 2.00 \\ = 9159.75 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

スパン 1 - 2 川裏 ( 函体部 )

常時

$$k_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \times E_{om} = \frac{1}{0.3} \times 1.0 \times 12411.847 = 41372.83 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$k_v = 5298.29 \text{ (kN/m}^3\text{)}$  と仮定する

$$= {}^4 \sqrt{\frac{k_v \times D}{4 \times E \times I}} = {}^4 \sqrt{\frac{5298.29 \times 2.700}{4 \times 2.35 \times 10^7 \times 3.3405}} = 0.082 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$\times l = 0.082 \times 8.000 = 0.657$  1.5よって剛体である

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{D \times l} = \sqrt{2.700 \times 8.000} = 4.648 \text{ (m)}$$

従って

$$k_v = k_{vo} \times \left( \frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4} = 41372.83 \times \left( \frac{4.648}{0.3} \right)^{-3/4} = 5298.29 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

となり、仮定は正しい

地震時は、常時の2.00倍とする

$$k_v = 5298.29 \times 2.00 \\ = 10596.59 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

スパン 2 - 1 本体 ( 函体部 )

常時

$$k_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \times E_{om} = \frac{1}{0.3} \times 1.0 \times 12812.611 = 42708.70 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$k_v = 5469.37 \text{ (kN/m}^3\text{)}$  と仮定する

$$= {}^4 \sqrt{\frac{k_v \times D}{4 \times E \times I}} = {}^4 \sqrt{\frac{5469.37 \times 2.700}{4 \times 2.35 \times 10^7 \times 3.3405}} = 0.083 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$\times l = 0.083 \times 8.000 = 0.663$  1.5よって剛体である

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{D \times l} = \sqrt{2.700 \times 8.000} = 4.648 \text{ (m)}$$

従って

$$k_v = k_{vo} \times \left( \frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4} = 42708.70 \times \left( \frac{4.648}{0.3} \right)^{-3/4} = 5469.37 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

となり、仮定は正しい

地震時は、常時の2.00倍とする

$$k_v = 5469.37 \times 2.00 \\ = 10938.74 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

スパン 3 - 1 川表 ( 函体部 )

常時

$$k_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \times E_{om} = \frac{1}{0.3} \times 1.0 \times 12698.603 = 42328.68 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$k_v = 4985.56 \text{ (kN/m}^3\text{)}$  と仮定する

$$= {}^4 \sqrt{\frac{k_v \times D}{4 \times E \times I}} = {}^4 \sqrt{\frac{4985.56 \times 2.700}{4 \times 2.35 \times 10^7 \times 3.3405}} = 0.081 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$\times l = 0.081 \times 10.000 = 0.809$  1.5よって剛体である

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{D \times l} = \sqrt{2.700 \times 10.000} = 5.196 \text{ (m)}$$

従って

$$k_v = k_{vo} \times \left( \frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4} = 42328.68 \times \left( \frac{5.196}{0.3} \right)^{-3/4} = 4985.56 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

となり、仮定は正しい

地震時は、常時の2.00倍とする

$$k_v = 4985.56 \times 2.00 \\ = 9971.13 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

スパン 3 - 2 川表 ( 川表胸壁部 )

常時

$$k_{vo} = \frac{1}{0.3} \times \times E_{om} = \frac{1}{0.3} \times 1.0 \times 12315.214 = 41050.71 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$k_v = 4172.43 \text{ (kN/m}^3\text{)}$  と仮定する

$$= {}^4 \sqrt{\frac{k_v \times D}{4 \times E \times I}} = {}^4 \sqrt{\frac{4172.43 \times 4.000}{4 \times 2.35 \times 10^7 \times 3.9402}} = 0.082 \text{ (m}^{-1}\text{)}$$

$\times l = 0.082 \times 10.000 = 0.819$  1.5 によって剛体である

$$B_v = \sqrt{A_v} = \sqrt{D \times l} = \sqrt{4.000 \times 10.000} = 6.325 \text{ (m)}$$

従って

$$k_v = k_{vo} \times \left( \frac{B_v}{0.3} \right)^{-3/4} = 41050.71 \times \left( \frac{6.325}{0.3} \right)^{-3/4} = 4172.43 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

となり、仮定は正しい

地震時は、常時の2.00倍とする

$$k_v = 4172.43 \times 2.00 \\ = 8344.86 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

### 3-2-4 水平方向せん断地盤反力係数

直接基礎及び浮き直接基礎の樋門の設計に用いる水平方向せん断地盤反力係数は次式による。

$$k_s = \alpha \cdot k_v$$

ここに、

$k_s$  : 水平せん断地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

: 鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比

$$= 0.333$$

$k_v$  : 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

### 3-2-5 地盤反力係数の一覧

常時

スパン番号 ブロック番号	位置 (m)	L (m)	$k_v$ (kN/m <sup>3</sup> )	$k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$k_v \times L$ (kN/m <sup>2</sup> )	$k_s \times L$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 - 1	0.000 ~ 3.000	4.000	4579.88	1525.10	18319.50	6100.39
1 - 2	3.000 ~ 8.000	2.700	5298.29	1764.33	14305.39	4763.70
2 - 1	0.000 ~ 8.000	2.700	5469.37	1821.30	14767.30	4917.51
3 - 1	0.000 ~ 7.000	2.700	4985.56	1660.19	13461.02	4482.52
3 - 2	7.000 ~ 10.000	4.000	4172.43	1389.42	16689.72	5557.68

L : 底版の幅

地震時

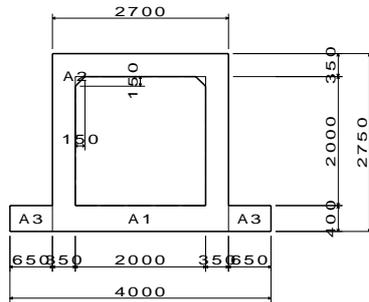
スパン番号 ブロック番号	位置 (m)	L (m)	$k_v$ (kN/m <sup>3</sup> )	$k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	$k_v \times L$ (kN/m <sup>2</sup> )	$k_s \times L$ (kN/m <sup>2</sup> )
1 - 1	0.000 ~ 3.000	4.000	9159.75	3050.20	36639.01	12200.79
1 - 2	3.000 ~ 8.000	2.700	10596.59	3528.66	28610.78	9527.39
2 - 1	0.000 ~ 8.000	2.700	10938.74	3642.60	29534.59	9835.02
3 - 1	0.000 ~ 7.000	2.700	9971.13	3320.39	26922.04	8965.04
3 - 2	7.000 ~ 10.000	4.000	8344.86	2778.84	33379.45	11115.36

L : 底版の幅

### 3-3 荷重計算

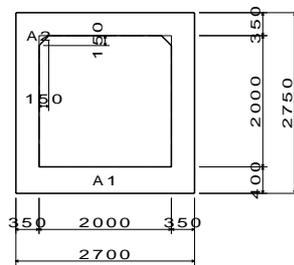
#### 3-3-1 自重

##### スパン 1 - 1 川裏 (川裏胸壁部)



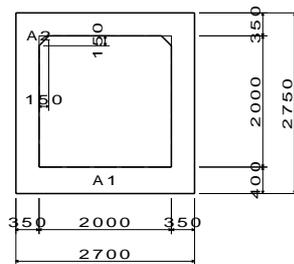
$$W = (A1 + A2 + A3) \cdot \quad = (3.425 + 0.023 + 0.520) \times 24.500 \\ = 97.204 \text{ (kN/m)}$$

##### スパン 1 - 2 川裏 (函体部)



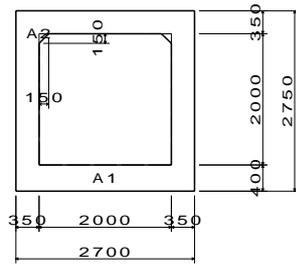
$$W = (A1 + A2 + A3) \cdot \quad = (3.425 + 0.023 + 0.000) \times 24.500 \\ = 84.464 \text{ (kN/m)}$$

##### スパン 2 - 1 本体 (函体部)



$$W = (A1 + A2 + A3) \cdot \quad = (3.425 + 0.023 + 0.000) \times 24.500 \\ = 84.464 \text{ (kN/m)}$$

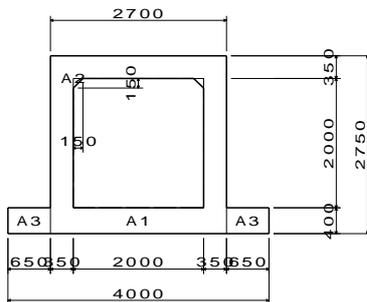
スパン 3 - 1 川表 ( 函体部 )



$$W = (A1 + A2 + A3) \cdot \quad = (3.425 + 0.023 + 0.000) \times 24.500$$

$$= 84.464 \text{ ( kN/m )}$$

スパン 3 - 2 川表 ( 川表胸壁部 )

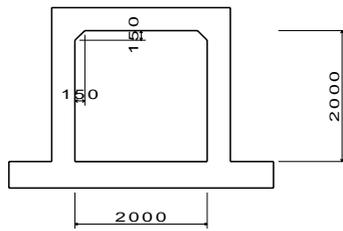


$$W = (A1 + A2 + A3) \cdot \quad = (3.425 + 0.023 + 0.520) \times 24.500$$

$$= 97.204 \text{ ( kN/m )}$$

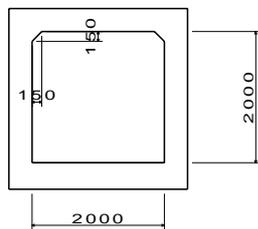
### 3-3-2 水重

#### スパン 1 - 1 川裏 (川裏胸壁部)



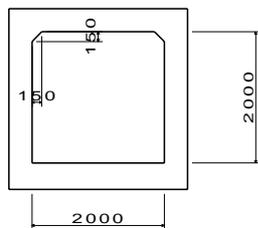
$$W = (2.000 \times 2.000 - 0.150 \times 0.150) \times 9.800 \\ = 38.980 \text{ (kN/m)}$$

#### スパン 1 - 2 川裏 (函体部)



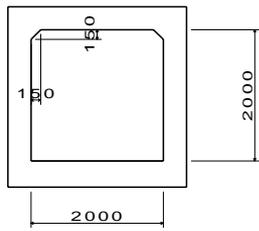
$$W = (2.000 \times 2.000 - 0.150 \times 0.150) \times 9.800 \\ = 38.980 \text{ (kN/m)}$$

#### スパン 2 - 1 本体 (函体部)



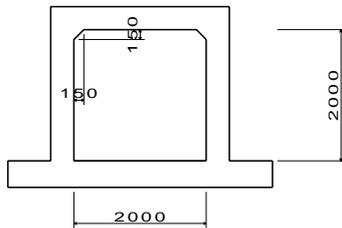
$$W = (2.000 \times 2.000 - 0.150 \times 0.150) \times 9.800 \\ = 38.980 \text{ (kN/m)}$$

スパン 3 - 1 川表 ( 函体部 )



$$W = (2.000 \times 2.000 - 0.150 \times 0.150) \times 9.800 \\ = 38.980 \text{ (kN/m)}$$

スパン 3 - 2 川表 ( 川表胸壁部 )



$$W = (2.000 \times 2.000 - 0.150 \times 0.150) \times 9.800 \\ = 38.980 \text{ (kN/m)}$$

### 3-4 継手部バネ定数

継手の形式：可撓性継手

継手 番号	軸方向 $K_F$ (kN/m)	せん断方向 $K_S$ (kN/m)	回転方向 $K_M$ (kN·m/rad)	初期折れ角 (°)
1	0.0	0.0	0.0	0.00000
2	0.0	0.0	0.0	0.00000

3-5 単体荷重ケース

3-5-1 常時 - ケース 1

スパン番号	名称	載荷位置		台形荷重		軸力 (kN)	鉛直力 (kN)	モーメント (kN・m)
		開始位置 (m)	終了位置 (m)	開始位置 (kN/m)	終了位置 (kN/m)			
1	自重1-1	0.000	3.000	97.204	97.204	-----	-----	-----
1	自重1-2	3.000	8.000	84.464	84.464	-----	-----	-----
1	水重1-3	0.000	3.000	38.980	38.980	-----	-----	-----
1	水重1-4	3.000	8.000	38.980	38.980	-----	-----	-----
2	自重2-1	0.000	8.000	84.464	84.464	-----	-----	-----
2	水重2-2	0.000	8.000	38.980	38.980	-----	-----	-----
3	自重3-1	0.000	7.000	84.464	84.464	-----	-----	-----
3	自重3-2	7.000	10.000	97.204	97.204	-----	-----	-----
3	水重3-3	0.000	7.000	38.980	38.980	-----	-----	-----
3	水重3-4	7.000	10.000	38.980	38.980	-----	-----	-----



## 3-5-3 地震時 - ケース 1

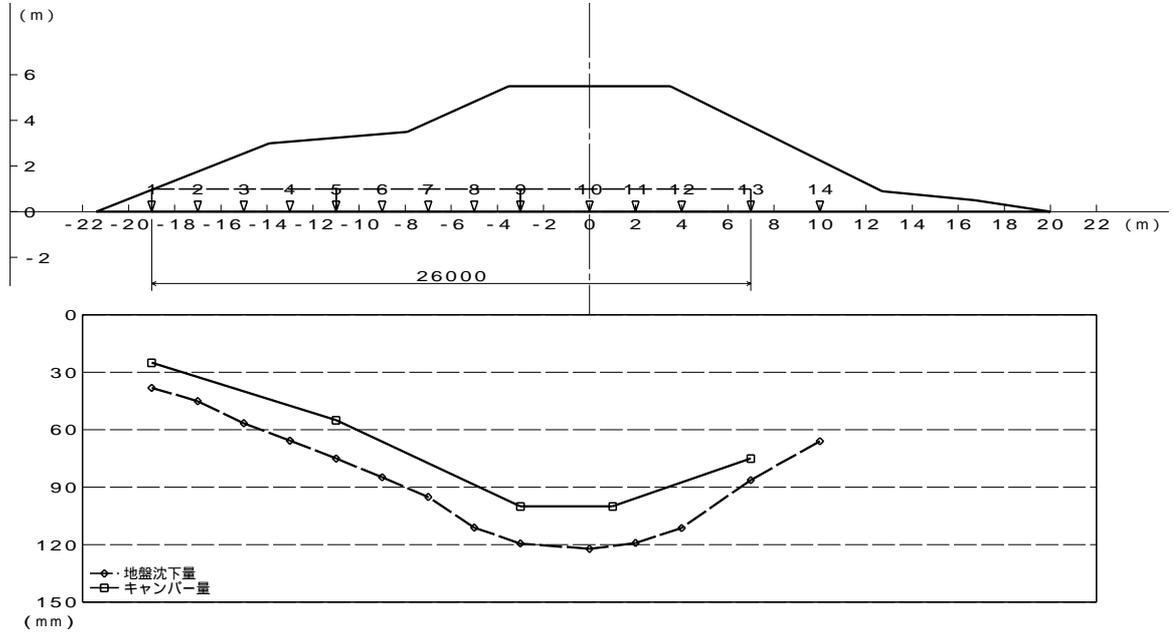
スパン番号	名称	載荷位置		台形荷重		軸力 (kN)	鉛直力 (kN)	モーメント (kN・m)
		開始位置 (m)	終了位置 (m)	開始位置 (kN/m)	終了位置 (kN/m)			
1	自重1-1	0.000	3.000	97.204	97.204	-----	-----	-----
1	自重1-2	3.000	8.000	84.464	84.464	-----	-----	-----
1	水重1-3	0.000	3.000	38.980	38.980	-----	-----	-----
1	水重1-4	3.000	8.000	38.980	38.980	-----	-----	-----
2	自重2-1	0.000	8.000	84.464	84.464	-----	-----	-----
2	水重2-2	0.000	8.000	38.980	38.980	-----	-----	-----
3	自重3-1	0.000	7.000	84.464	84.464	-----	-----	-----
3	自重3-2	7.000	10.000	97.204	97.204	-----	-----	-----
3	水重3-3	0.000	7.000	38.980	38.980	-----	-----	-----
3	水重3-4	7.000	10.000	38.980	38.980	-----	-----	-----



3-6 荷重組合せ

組合せ ケース番号	名称	単体荷重			割増係数
		ケース 1	ケース 2	ケース 3	
常時 ケース1	常時(自動作成)			×	1.00
地震時 ケース1	地震時(自動作成)			×	1.50

地盤沈下量とキャンパー量

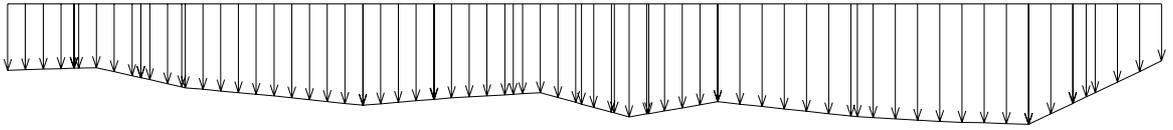


No	1	2	3	4	5					
設定位置(m)	0.000	8.000	16.000	20.000	26.000					
キャンパー量(mm)	25.0	55.0	100.0	100.0	75.0					

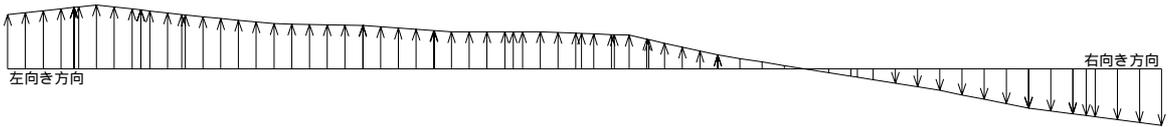
設定位置は函体左端を原点とする。

常時 - 設計モデル図

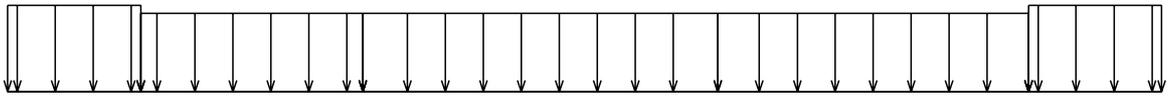
地盤変位 (沈下)



地盤変位 (側方変位)



単体荷重ケース 1



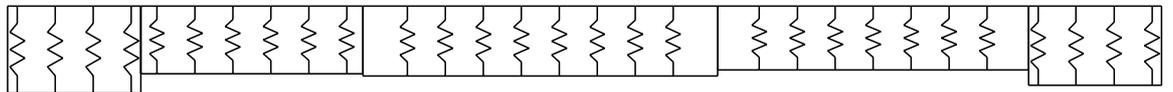
単体荷重ケース 2



継手形式

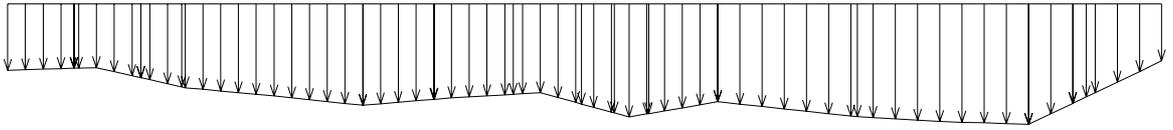


地盤反力係数

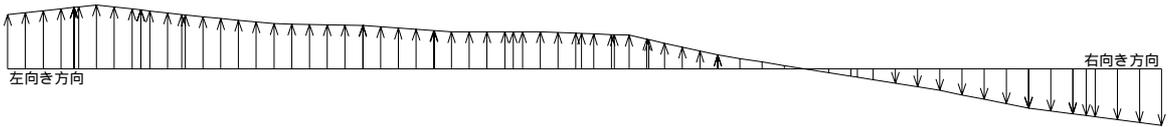


地震時 - 設計モデル図

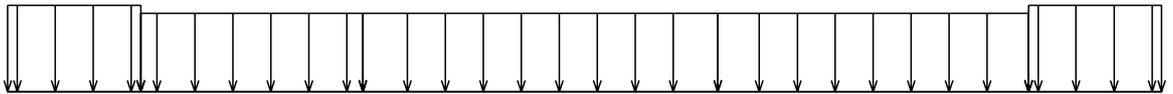
地盤変位 (沈下)



地盤変位 (側方変位)



単体荷重ケース 1



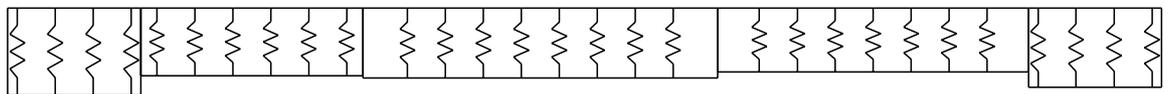
単体荷重ケース 2



継手形式



地盤反力係数



### 3-7 断面力の計算

#### 3-7-1 常時 - ケース1

組合せケース名称 : 常時(自動作成)

1スパン目 (照査位置数 26箇所)

X (m)	軸方向変位 (mm)		鉛直方向変位 (mm)					N (kN)	S (kN)	M (kN・m)	R (kN)
	地盤	函体	地盤	函体	相対	許容	判定				
0.000	-11.0	-16.1	13.1	32.5	19.5	40.0	OK	0.00	0.00	0.00	356.44
0.400	-11.4	-16.1	13.0	32.2	19.2	40.0	OK	-11.87	87.07	17.48	351.27
0.800	-11.8	-16.1	12.9	31.8	18.9	40.0	OK	-22.80	172.07	69.38	346.11
1.200	-12.2	-16.1	12.8	31.4	18.6	40.0	OK	-32.78	255.01	154.87	340.94
1.490	-12.5	-16.1	12.7	31.1	18.4	40.0	OK	-39.43	313.84	237.38	337.19
1.500	-12.5	-16.1	12.7	31.1	18.4	40.0	OK	180.34	-334.14	170.52	337.06
1.600	-12.6	-16.1	12.7	31.0	18.3	40.0	OK	178.17	-314.12	138.11	335.77
2.000	-13.0	-16.1	12.6	30.6	18.1	40.0	OK	170.07	-235.32	28.29	330.61
2.400	-12.6	-16.1	13.4	30.2	16.9	40.0	OK	161.95	-161.85	-50.85	309.08
2.800	-12.2	-16.1	14.2	29.9	15.7	40.0	OK	152.81	-97.00	-102.34	287.56
3.000	-11.9	-16.1	14.6	29.7	15.1	40.0	OK	147.87	-67.80	-118.78	276.80
3.000	-11.9	-16.1	14.6	29.7	15.1	40.0	OK	147.87	-67.79	-118.79	216.14
3.200	-11.7	-16.1	14.9	29.5	14.5	27.0	OK	143.81	-50.10	-130.55	207.74
3.600	-11.3	-16.1	15.7	29.1	13.4	27.0	OK	135.11	-19.74	-144.29	190.94
3.920	-11.0	-16.1	16.4	28.8	12.4	27.0	OK	127.59	-0.29	-147.38	177.49
4.000	-10.9	-16.1	16.5	28.7	12.2	27.0	OK	125.63	3.89	-147.24	174.13
4.400	-10.6	-16.1	16.9	28.3	11.5	27.0	OK	115.41	22.12	-141.90	163.93
4.800	-10.2	-16.1	17.2	27.9	10.8	27.0	OK	104.53	36.28	-130.08	153.72
5.200	-9.9	-16.1	17.5	27.5	10.0	27.0	OK	92.98	46.35	-113.42	143.52
5.600	-9.5	-16.1	17.8	27.2	9.3	27.0	OK	80.77	52.34	-93.55	133.32
6.000	-9.2	-16.1	18.2	26.8	8.6	27.0	OK	67.88	54.24	-72.10	123.11
6.400	-9.1	-16.1	18.5	26.4	7.9	27.0	OK	54.59	51.97	-50.71	112.40
6.800	-9.0	-16.1	18.9	26.0	7.1	27.0	OK	41.16	45.41	-31.10	101.68
7.200	-8.9	-16.1	19.3	25.6	6.4	27.0	OK	27.58	34.56	-14.96	90.96
7.600	-8.9	-16.1	19.6	25.2	5.6	27.0	OK	13.86	19.42	-4.02	80.25
8.000	-8.8	-16.1	20.0	24.9	4.9	27.0	OK	0.00	0.00	0.04	69.53

下線部: 最大・最小値 N: 軸力 S: せん断力 M: 曲げモーメント R: 反力

2スパン目 (照査位置数 26箇所)

X (m)	軸方向変位 (mm)		鉛直方向変位 (mm)					N (kN)	S (kN)	M (kN・m)	R (kN)
	地盤	函体	地盤	函体	相対	許容	判定				
0.000	-8.8	-6.9	20.0	26.7	6.7	27.0	OK	0.00	0.00	0.00	98.40
0.400	-8.5	-6.9	19.7	26.8	7.1	27.0	OK	3.45	-8.79	-1.84	104.51
0.800	-8.3	-6.9	19.4	26.9	7.5	27.0	OK	6.40	-15.14	-6.71	110.63
1.200	-8.0	-6.9	19.1	27.0	7.9	27.0	OK	8.85	-19.05	-13.63	116.74
1.600	-7.8	-6.9	18.8	27.1	8.3	27.0	OK	10.80	-20.50	-21.62	122.86
1.610	-7.8	-6.9	18.8	27.1	8.3	27.0	OK	10.84	-20.51	-21.82	123.01
2.000	-7.5	-6.9	18.5	27.3	8.7	27.0	OK	12.24	-19.51	-29.71	128.98
2.400	-7.5	-6.9	18.3	27.4	9.1	27.0	OK	13.44	-16.36	-36.94	133.70
2.800	-7.5	-6.9	18.1	27.5	9.4	27.0	OK	14.64	-11.31	-42.54	138.42
3.200	-7.5	-6.9	17.9	27.6	9.7	27.0	OK	15.84	-4.37	-45.74	143.14
3.390	-7.5	-6.9	17.8	27.7	9.9	27.0	OK	16.41	-0.42	-46.21	145.39
3.600	-7.5	-6.9	17.7	27.7	10.0	27.0	OK	17.04	4.45	-45.79	147.87
4.000	-7.5	-6.9	17.5	27.9	10.3	27.0	OK	18.25	15.16	-41.93	152.59
4.400	-7.4	-6.9	18.5	28.0	9.5	27.0	OK	19.32	24.36	-33.87	140.29
4.800	-7.2	-6.9	19.4	28.1	8.7	27.0	OK	20.11	28.63	-23.11	127.98
4.930	-7.2	-6.9	19.7	28.1	8.4	27.0	OK	20.30	28.96	-19.36	123.99
5.200	-7.1	-6.9	20.4	28.2	7.8	27.0	OK	20.61	27.99	-11.62	115.68
5.600	-6.9	-6.9	21.3	28.3	7.0	27.0	OK	20.83	22.42	-1.37	103.38
5.670	-6.9	-6.9	21.5	28.4	6.9	27.0	OK	20.84	20.94	0.14	101.23
6.000	-6.8	-6.9	22.3	28.5	6.2	27.0	OK	20.76	11.94	5.66	91.08

X (m)	軸方向変位 (mm)		鉛直方向変位 (mm)					N (kN)	S (kN)	M (kN・m)	R (kN)
	地盤	函体	地盤	函体	相対	許容	判定				
6.400	-6.0	-6.9	21.7	28.6	6.9	27.0	OK	19.76	1.10	8.13	101.64
6.440	-5.9	-6.9	21.6	28.6	7.0	27.0	OK	19.57	0.25	8.15	102.69
6.800	-5.2	-6.9	21.1	28.7	7.6	27.0	OK	17.19	-5.50	7.11	112.20
7.200	-4.4	-6.9	20.5	28.8	8.3	27.0	OK	13.03	-7.89	4.28	122.75
7.600	-3.6	-6.9	19.9	28.9	9.0	27.0	OK	7.31	-6.05	1.35	133.31
8.000	-2.8	-6.9	19.3	29.1	9.7	27.0	OK	0.00	0.00	0.03	143.87

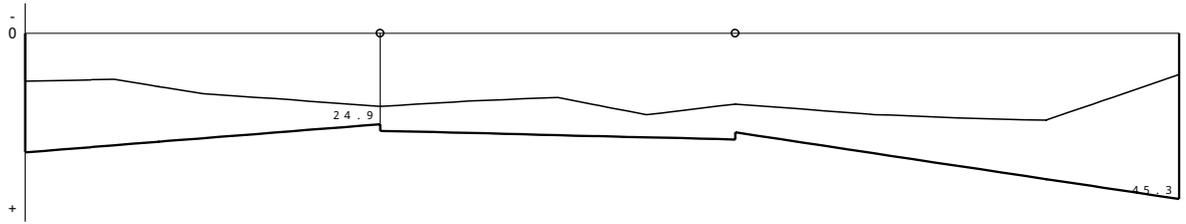
下線部：最大・最小値 N：軸力 S：せん断力 M：曲げモーメント R：反力

3スパン目（照査位置数 25箇所）

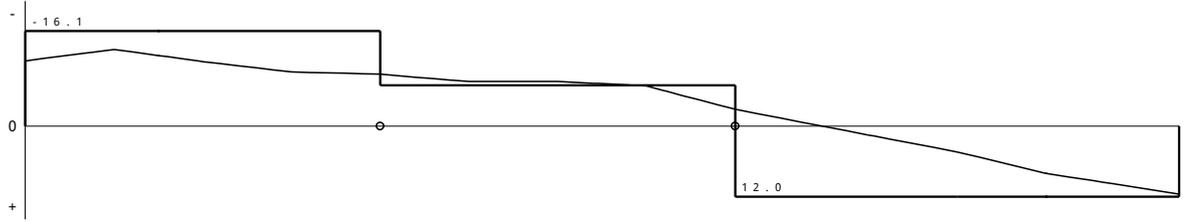
X (m)	軸方向変位 (mm)		鉛直方向変位 (mm)					N (kN)	S (kN)	M (kN・m)	R (kN)
	地盤	函体	地盤	函体	相対	許容	判定				
0.000	-2.8	12.0	19.3	27.1	7.8	27.0	OK	0.00	0.00	0.00	104.65
0.500	-2.1	12.0	19.8	28.0	8.2	27.0	OK	32.40	-7.91	-2.10	110.59
1.000	-1.3	12.0	20.3	28.9	8.7	27.0	OK	63.19	-12.85	-7.41	116.53
1.500	-0.6	12.0	20.7	29.8	9.1	27.0	OK	92.36	-14.82	-14.46	122.48
2.000	0.1	12.0	21.2	30.7	9.5	27.0	OK	119.91	-13.82	-21.74	128.42
2.500	0.8	12.0	21.7	31.7	10.0	27.0	OK	145.84	-9.84	-27.79	134.36
3.000	1.5	12.0	22.1	32.6	10.4	27.0	OK	170.16	-2.90	-31.10	140.31
3.140	1.7	12.0	22.2	32.8	10.6	27.0	OK	176.67	-0.37	-31.33	142.76
3.500	2.2	12.0	22.4	33.5	11.1	27.0	OK	192.85	7.72	-30.08	149.08
4.000	3.0	12.0	22.7	34.4	11.7	27.0	OK	213.92	22.73	-22.65	157.85
4.500	3.7	12.0	22.9	35.3	12.4	27.0	OK	233.38	42.12	-6.62	166.62
5.000	4.4	12.0	23.2	36.2	13.0	27.0	OK	251.21	65.90	20.20	175.39
5.500	5.3	12.0	23.3	37.1	13.8	27.0	OK	267.21	94.47	60.08	185.76
6.000	6.2	12.0	23.5	38.0	14.6	27.0	OK	281.18	128.22	115.53	196.14
6.500	7.1	12.0	23.6	39.0	15.3	27.0	OK	293.11	167.16	189.16	206.51
7.000	8.0	12.0	23.8	39.9	16.1	27.0	OK	303.02	211.28	283.55	216.88
7.000	8.0	12.0	23.8	39.9	16.1	27.0	OK	303.02	211.34	283.58	268.92
7.500	8.6	12.0	21.7	40.8	19.1	40.0	OK	313.23	290.16	407.87	318.97
7.990	9.2	12.0	19.6	41.7	22.1	40.0	OK	321.66	391.77	573.99	368.04
8.000	9.2	12.0	19.6	41.7	22.1	40.0	OK	31.82	-365.93	582.68	369.03
8.300	9.5	12.0	18.3	42.2	23.9	40.0	OK	-13.80	-591.57	543.83	399.07
8.500	9.8	12.0	17.5	42.6	25.1	40.0	OK	-11.21	-536.99	430.91	419.09
9.000	10.4	12.0	15.4	43.5	28.1	40.0	OK	-5.85	-383.02	199.86	469.15
9.500	10.9	12.0	13.3	44.4	31.1	40.0	OK	-2.11	-204.03	52.05	519.21
10.000	11.5	12.0	11.2	45.3	34.1	40.0	OK	0.00	0.00	0.05	569.28

下線部：最大・最小値 N：軸力 S：せん断力 M：曲げモーメント R：反力

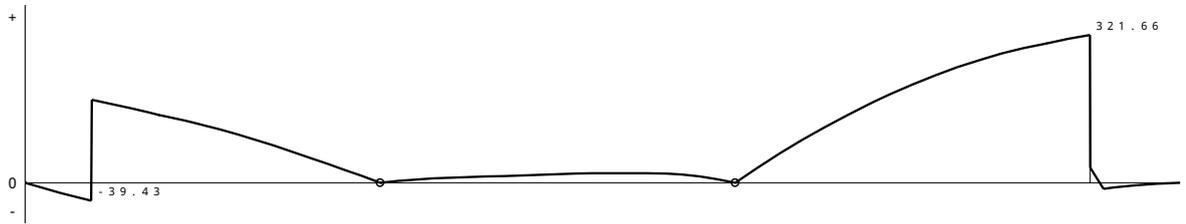
函体沈下量 及び 地盤変位図 (mm)



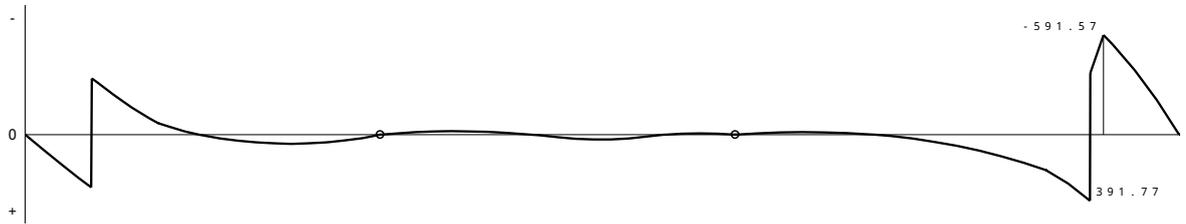
函軸方向変位量 及び 地盤変位図 (mm)



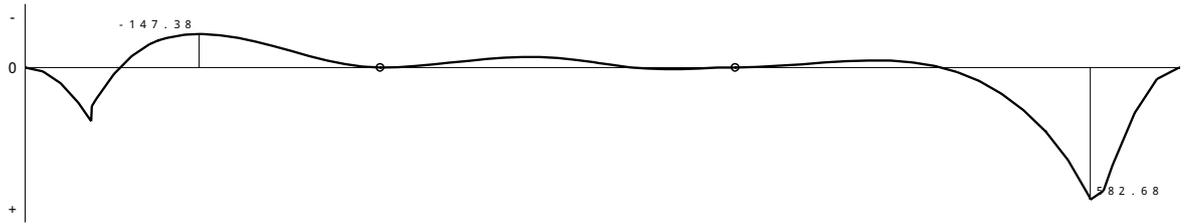
軸力図 (kN)



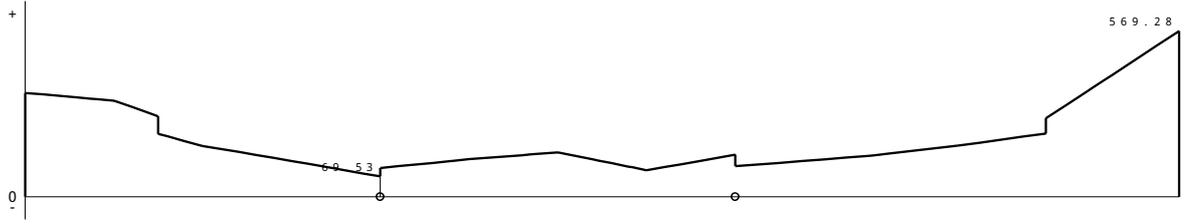
せん断力図 (kN)



曲げモーメント図 (kN・m)



反力 (kN)



3-7-2 地震時 - ケース1

組合せケース名称 : 地震時(自動作成)

1スパン目(照査位置数 26箇所)

X (m)	軸方向変位 (mm)		鉛直方向変位 (mm)					N (kN)	S (kN)	M (kN・m)	R (kN)
	地盤	函体	地盤	函体	相対	許容	判定				
0.000	-11.0	-18.0	13.1	24.4	11.3	40.0	OK	0.00	0.00	0.00	414.47
0.400	-11.4	-18.0	13.0	24.2	11.3	40.0	OK	-33.01	110.89	22.21	412.37
0.800	-11.8	-18.0	12.9	24.1	11.2	40.0	OK	-64.14	220.95	88.60	410.27
1.200	-12.2	-18.0	12.8	23.9	11.1	40.0	OK	-93.38	330.16	198.85	408.17
1.490	-12.5	-18.0	12.7	23.8	11.1	40.0	OK	-113.40	408.81	306.02	406.64
1.500	-12.5	-18.0	12.7	23.8	11.1	40.0	OK	485.92	-388.48	-39.88	406.59
1.600	-12.6	-18.0	12.7	23.8	11.1	40.0	OK	479.26	-361.46	-77.38	406.06
2.000	-13.0	-18.0	12.6	23.6	11.0	40.0	OK	453.80	-253.93	-200.43	403.96
2.400	-12.6	-18.0	13.4	23.4	10.1	40.0	OK	428.28	-153.78	-281.51	369.15
2.800	-12.2	-18.0	14.2	23.3	9.1	40.0	OK	400.74	-67.56	-325.32	334.33
3.000	-11.9	-18.0	14.6	23.2	8.7	40.0	OK	386.22	-29.67	-334.98	316.93
3.000	-11.9	-18.0	14.6	23.2	8.7	40.0	OK	386.21	-29.66	-334.99	247.48
3.200	-11.7	-18.0	14.9	23.1	8.2	27.0	OK	374.49	-6.22	-338.53	233.89
3.250	-11.7	-18.0	15.0	23.1	8.1	27.0	OK	371.49	-0.77	-338.70	230.49
3.600	-11.3	-18.0	15.7	23.0	7.2	27.0	OK	349.85	32.51	-332.91	206.71
4.000	-10.9	-18.0	16.5	22.8	6.3	27.0	OK	323.63	60.38	-313.97	179.52
4.400	-10.6	-18.0	16.9	22.6	5.8	27.0	OK	295.97	80.02	-285.70	165.54
4.800	-10.2	-18.0	17.2	22.5	5.3	27.0	OK	266.97	94.06	-250.70	151.56
5.200	-9.9	-18.0	17.5	22.3	4.8	27.0	OK	236.64	102.51	-211.20	137.59
5.600	-9.5	-18.0	17.8	22.2	4.3	27.0	OK	204.97	105.37	-169.43	123.61
6.000	-9.2	-18.0	18.2	22.0	3.8	27.0	OK	171.96	102.64	-127.64	109.63
6.400	-9.1	-18.0	18.5	21.8	3.3	27.0	OK	138.14	94.12	-88.09	94.63
6.800	-9.0	-18.0	18.9	21.7	2.8	27.0	OK	104.04	79.59	-53.15	79.62
7.200	-8.9	-18.0	19.3	21.5	2.3	27.0	OK	69.65	59.06	-25.22	64.62
7.600	-8.9	-18.0	19.6	21.4	1.7	27.0	OK	34.97	32.53	-6.70	49.62
8.000	-8.8	-18.0	20.0	21.2	1.2	27.0	OK	0.00	0.01	0.06	34.62

下線部: 最大・最小値 N: 軸力 S: セン断力 M: 曲げモーメント R: 反力

2スパン目(照査位置数 26箇所)

X (m)	軸方向変位 (mm)		鉛直方向変位 (mm)					N (kN)	S (kN)	M (kN・m)	R (kN)
	地盤	函体	地盤	函体	相対	許容	判定				
0.000	-8.8	-6.9	20.0	22.5	2.5	27.0	OK	0.00	0.00	0.00	73.35
0.400	-8.5	-6.9	19.7	22.6	2.9	27.0	OK	6.91	-17.59	-3.68	85.58
0.800	-8.3	-6.9	19.4	22.7	3.3	27.0	OK	12.81	-30.29	-13.42	97.81
1.200	-8.0	-6.9	19.1	22.8	3.7	27.0	OK	17.71	-38.09	-27.26	110.04
1.600	-7.8	-6.9	18.8	23.0	4.1	27.0	OK	21.60	-41.01	-43.24	122.28
1.630	-7.7	-6.9	18.8	23.0	4.2	27.0	OK	21.85	-41.03	-44.47	123.19
2.000	-7.5	-6.9	18.5	23.1	4.6	27.0	OK	24.48	-39.03	-59.42	134.51
2.400	-7.5	-6.9	18.3	23.2	4.9	27.0	OK	26.87	-32.71	-73.89	143.95
2.800	-7.5	-6.9	18.1	23.3	5.2	27.0	OK	29.27	-22.62	-85.09	153.40
3.200	-7.5	-6.9	17.9	23.4	5.5	27.0	OK	31.68	-8.75	-91.49	162.84
3.400	-7.5	-6.9	17.8	23.5	5.7	27.0	OK	32.88	-0.40	-92.42	167.56
3.600	-7.5	-6.9	17.7	23.6	5.8	27.0	OK	34.09	8.89	-91.59	172.29
4.000	-7.5	-6.9	17.5	23.7	6.2	27.0	OK	36.51	30.32	-83.87	181.73
4.400	-7.4	-6.9	18.5	23.8	5.3	27.0	OK	38.65	48.71	-67.74	157.13
4.800	-7.2	-6.9	19.4	23.9	4.5	27.0	OK	40.22	57.26	-46.22	132.52
4.940	-7.2	-6.9	19.8	24.0	4.2	27.0	OK	40.63	57.93	-38.14	123.91
5.200	-7.1	-6.9	20.4	24.0	3.7	27.0	OK	41.22	55.98	-23.24	107.92
5.600	-6.9	-6.9	21.3	24.2	2.8	27.0	OK	41.65	44.85	-2.75	83.32
5.640	-6.9	-6.9	21.4	24.2	2.7	27.0	OK	41.67	43.19	-0.99	80.86
6.000	-6.8	-6.9	22.3	24.3	2.0	27.0	OK	41.52	23.88	11.32	58.72
6.400	-6.0	-6.9	21.7	24.4	2.7	27.0	OK	39.52	2.21	16.25	79.83

X (m)	軸方向変位 (mm)		鉛直方向変位 (mm)					N (kN)	S (kN)	M (kN・m)	R (kN)
	地盤	函体	地盤	函体	相対	許容	判定				
6.440	-5.9	-6.9	21.6	24.4	2.8	27.0	OK	39.15	0.51	16.31	81.94
6.800	-5.2	-6.9	21.1	24.5	3.4	27.0	OK	34.37	-11.01	14.21	100.95
7.200	-4.4	-6.9	20.5	24.6	4.1	27.0	OK	26.07	-15.79	8.57	122.07
7.600	-3.6	-6.9	19.9	24.8	4.9	27.0	OK	14.61	-12.11	2.71	143.18
8.000	-2.8	-6.9	19.3	24.9	5.6	27.0	OK	0.00	0.01	0.06	164.30

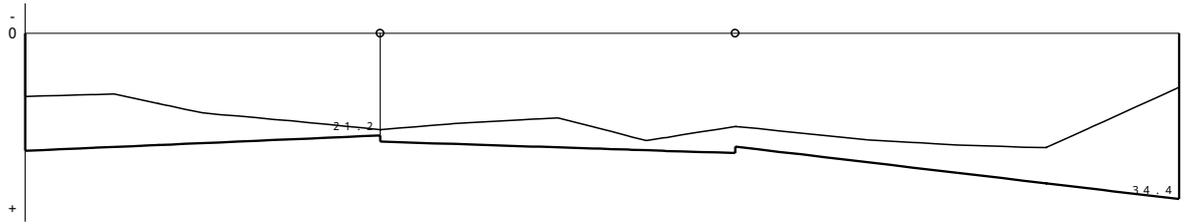
下線部：最大・最小値 N：軸力 S：せん断力 M：曲げモーメント R：反力

### 3スパン目（照査位置数 25箇所）

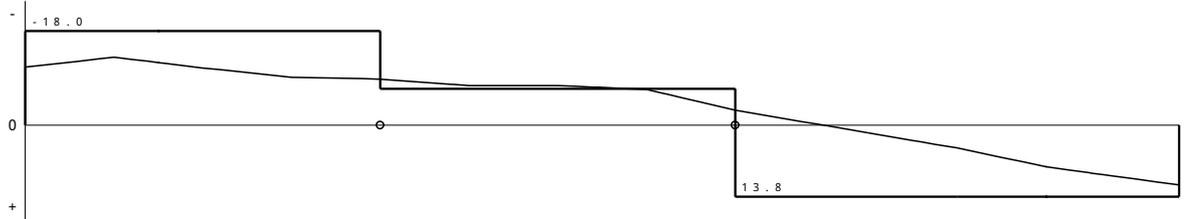
X (m)	軸方向変位 (mm)		鉛直方向変位 (mm)					N (kN)	S (kN)	M (kN・m)	R (kN)
	地盤	函体	地盤	函体	相対	許容	判定				
0.000	-2.8	13.8	19.3	23.5	4.2	27.0	OK	0.00	0.00	0.00	113.14
0.500	-2.1	13.8	19.8	24.1	4.3	27.0	OK	72.74	-4.65	-1.20	115.12
1.000	-1.3	13.8	20.3	24.6	4.4	27.0	OK	142.24	-8.32	-4.49	117.10
1.500	-0.6	13.8	20.7	25.2	4.4	27.0	OK	208.50	-10.99	-9.36	119.08
2.000	0.1	13.8	21.2	25.7	4.5	27.0	OK	271.53	-12.68	-15.32	121.06
2.500	0.8	13.8	21.7	26.2	4.6	27.0	OK	331.33	-13.38	-21.88	123.04
3.000	1.5	13.8	22.1	26.8	4.6	27.0	OK	387.89	-13.09	-28.54	125.02
3.500	2.2	13.8	22.4	27.3	4.9	27.0	OK	441.21	-10.39	-34.57	132.65
4.000	3.0	13.8	22.7	27.9	5.2	27.0	OK	491.28	-3.88	-38.30	140.28
4.180	3.2	13.8	22.8	28.1	5.3	27.0	OK	508.52	-0.60	-38.71	143.03
4.500	3.7	13.8	22.9	28.4	5.5	27.0	OK	538.12	6.44	-37.82	147.91
5.000	4.4	13.8	23.2	29.0	5.8	27.0	OK	581.70	20.58	-31.22	155.54
5.500	5.3	13.8	23.3	29.5	6.2	27.0	OK	621.64	39.34	-16.46	166.38
6.000	6.2	13.8	23.5	30.1	6.6	27.0	OK	657.51	63.53	9.02	177.23
6.500	7.1	13.8	23.6	30.6	7.0	27.0	OK	689.31	93.13	47.96	188.07
7.000	8.0	13.8	23.8	31.1	7.4	27.0	OK	717.04	128.15	103.05	198.91
7.000	8.0	13.8	23.8	31.1	7.4	27.0	OK	717.06	128.24	103.07	246.64
7.500	8.6	13.8	21.7	31.7	10.0	40.0	OK	747.29	205.32	184.59	334.46
7.990	9.2	13.8	19.6	32.2	12.6	40.0	OK	773.81	323.60	312.48	420.56
8.000	9.2	13.8	19.6	32.2	12.7	40.0	OK	24.31	-673.57	815.70	422.30
8.300	9.5	13.8	18.3	32.6	14.2	40.0	OK	-61.03	-829.84	777.29	475.00
8.500	9.8	13.8	17.5	32.8	15.3	40.0	OK	-51.91	-758.56	618.33	510.14
9.000	10.4	13.8	15.4	33.3	17.9	40.0	OK	-31.37	-549.62	289.45	597.97
9.500	10.9	13.8	13.3	33.9	20.6	40.0	OK	-14.06	-296.77	76.02	685.81
10.000	11.5	13.8	11.2	34.4	23.2	40.0	OK	0.00	0.01	0.08	773.65

下線部：最大・最小値 N：軸力 S：せん断力 M：曲げモーメント R：反力

函体沈下量 及び 地盤変位図 (mm)



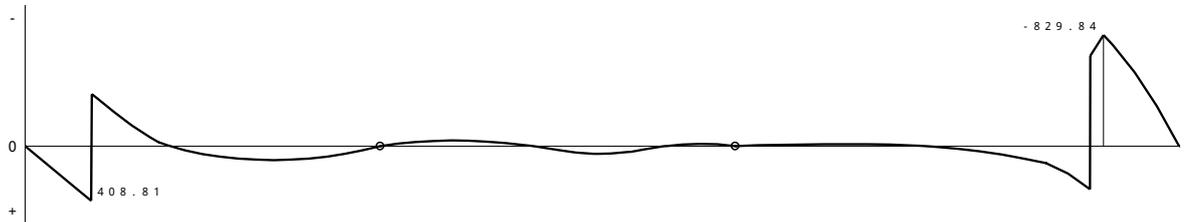
函軸方向変位量 及び 地盤変位図 (mm)



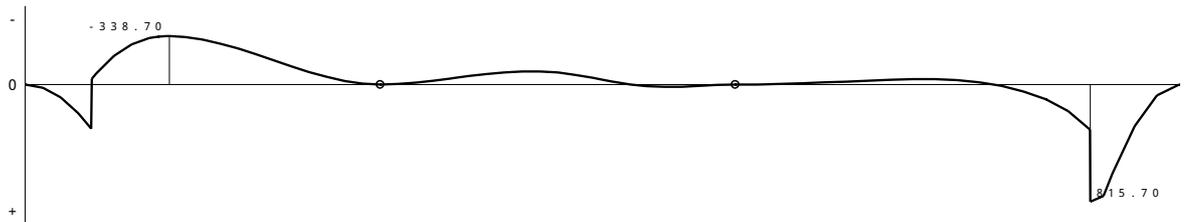
軸力図 (kN)



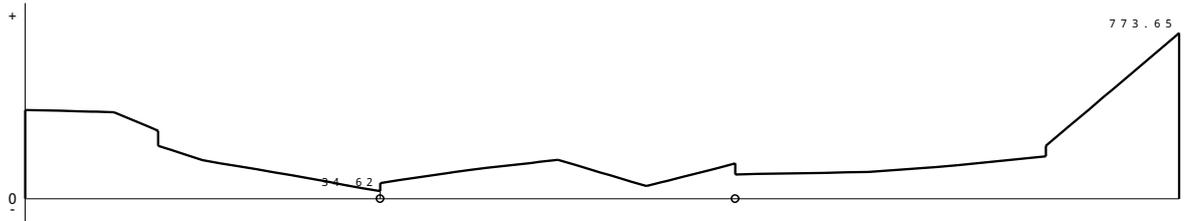
せん断力図 (kN)



曲げモーメント図 (kN・m)



反力 (kN)



3-7-3 断面力の集計

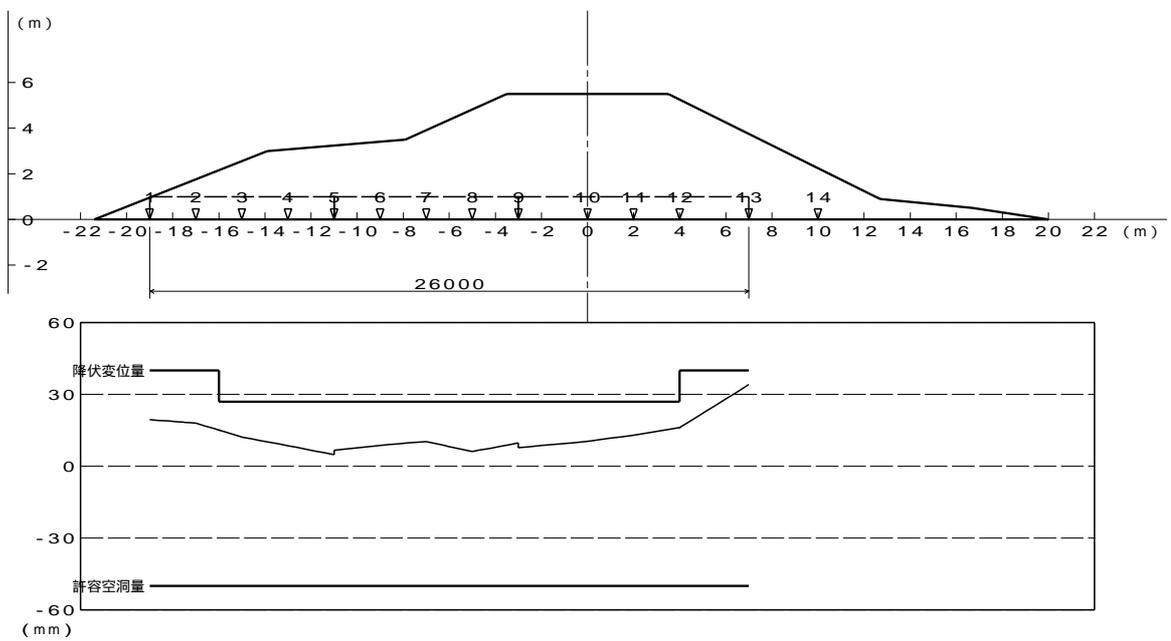
常時 - ケース1

組合せケース名称 : 常時(自動作成)

	函軸変位量 (mm)	開口 (mm)	函体沈下量 (mm)	目違い (mm)	初期折れ角 (°)	折れ角	
						(rad)	(°)
始点	-16.144	----	32.543	----	----	----	----
スパン(2-1)間	-6.947-( -16.144)	9.197	26.648-( 24.846)	1.802	0.000	0.00126	0.072
スパン(3-2)間	11.986-( -6.947)	18.933	27.083-( 29.052)	-1.968	0.000	0.00153	0.087
終点	11.986	----	45.337	----	----	----	----

スパン 番号	軸力 (kN)		せん断力 (kN)		モーメント (kN・m)		反力 (kN)		相対沈下量 (mm)	
	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX
スパン1	-39.43	180.34	-334.14	313.84	-147.38	237.38	69.53	356.44	4.86	19.46
スパン2	0.00	20.84	-20.51	28.96	-46.21	8.15	91.08	152.59	6.17	10.33
スパン3	-13.80	321.66	-591.57	391.77	-31.33	582.68	104.65	569.28	7.77	34.11
全スパン	-39.43	321.66	-591.57	391.77	-147.38	582.68	69.53	569.28	4.86	34.11

相対沈下量



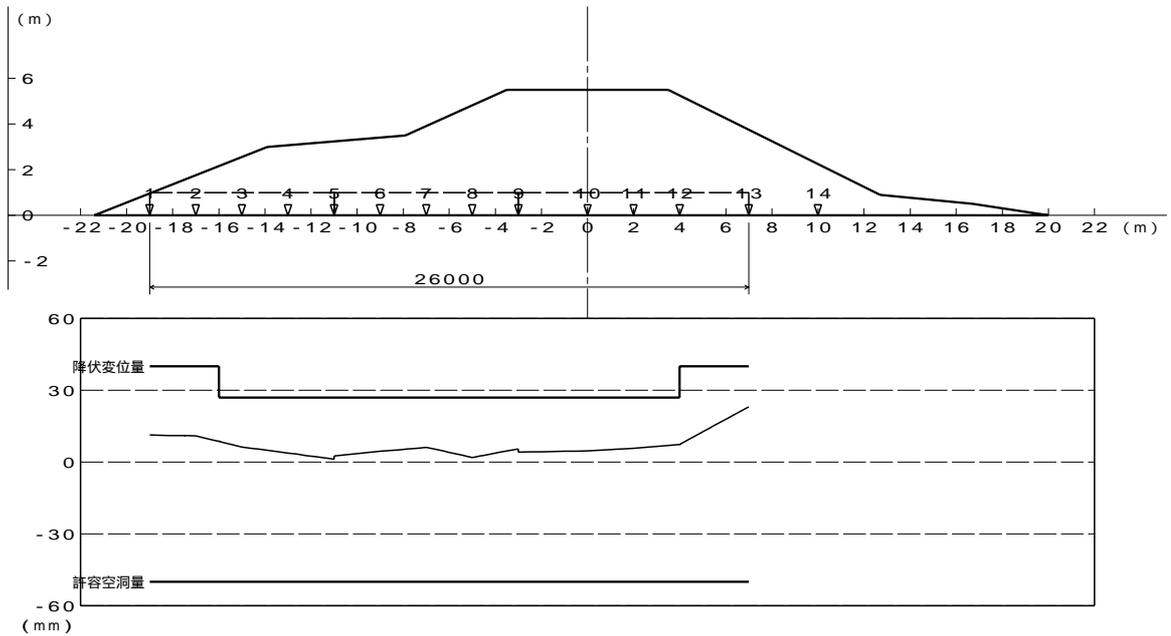
地震時 - ケース1

組合せケース名称 : 地震時(自動作成)

	函軸変位量 (mm)	開口 (mm)	函体沈下量 (mm)	目違い (mm)	初期折れ角 (°)	折れ角	
						(rad)	(°)
始点	-18.043	----	24.398	----	----	----	----
スパン(2-1)間	-6.947-( -18.043)	11.096	22.468-( 21.195)	1.274	0.000	0.00070	0.040
スパン(3-2)間	13.755-( -6.947)	20.702	23.512-( 24.872)	-1.360	0.000	0.00079	0.045
終点	13.755	----	34.405	----	----	----	----

スパン 番号	軸力 (kN)		せん断力 (kN)		モーメント (kN・m)		反力 (kN)		相対沈下量 (mm)	
	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX
スパン1	-113.40	485.92	-388.48	408.81	-338.70	306.02	34.62	414.47	1.21	11.31
スパン2	0.00	41.67	-41.03	57.93	-92.42	16.31	58.72	181.73	1.99	6.15
スパン3	-61.03	773.81	-829.84	323.60	-38.71	815.70	113.14	773.65	4.20	23.18
全スパン	-113.40	773.81	-829.84	408.81	-338.70	815.70	34.62	773.65	1.21	23.18

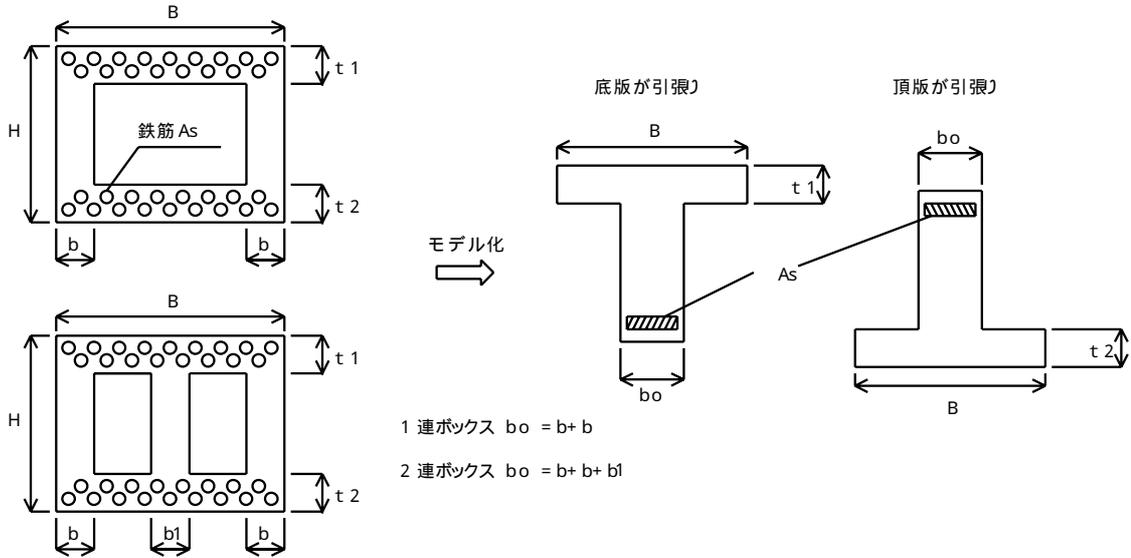
相対沈下量



### 3-8 応力度の計算

函体縦方向の設計は、T形断面として設計する。

但し、せん断応力度の計算については腹部のみで計算する。



矩形函体のモデル化

#### 3-8-1 中立軸の計算

仮定した主鉄筋量に対して、T形断面としての中立軸を求める。

単鉄筋として計算する場合の中立軸は以式で求める。

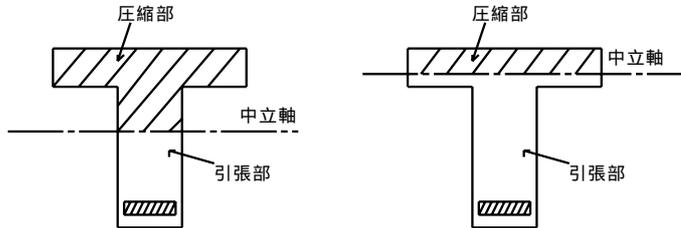
$$x = \frac{n \cdot A_s \cdot d + B \cdot t^2 / 2}{n \cdot A_s + B \cdot t}$$

ここに、

- x : 中立軸の位置 (mm)
- n : 鉄筋コンクリートの弾性係数比 (15)
- $A_s$  : 引張鉄筋量 ( $\text{m}^2$ )
- d : 梁の有効高さ (mm)
- B : 突縁 (フランジ) 幅 (mm)
- t : 突縁 (フランジ) 厚さ (mm)

中立軸の位置により、応力度計算上の断面は次のように計算する。

- i) 中立軸が壁(ウェブ)内にあるときは、T形断面とする。
- ii) 中立軸が頂版または底板内にあるときは、矩形断面とする。



鉄筋コンクリート函体の断面の計算方法

頂版が引張りの場合の計算条件

スパン番号	B (mm)	H (mm)	d (mm)	b <sub>o</sub> (mm)	t (mm)	使用鉄筋 径×本数 ----	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	x (mm)	計算方法
スパン1	2700	2750	2650	700	400	D16× 4本 ----	794.4	226.7	矩形断面
スパン2	2700	2750	2650	700	400	D16× 4本 ----	794.4	226.7	矩形断面
スパン3	2700	2750	2650	700	400	D16× 4本 ----	794.4	226.7	矩形断面

底版が引張りの場合の計算条件

スパン番号	B (mm)	H (mm)	d (mm)	b <sub>o</sub> (mm)	t (mm)	使用鉄筋 径×本数 ----	A <sub>s</sub> (mm <sup>2</sup> )	x (mm)	計算方法
スパン1	2700	2750	2640	700	350	D19× 4本 ----	1146.0	219.0	矩形断面
スパン2	2700	2750	2640	700	350	D19× 4本 ----	1146.0	219.0	矩形断面
スパン3	2700	2750	2640	700	350	D22× 4本 ----	1548.4	234.1	矩形断面

3-8-2 応力度 - 頂版引張り

1スパン目

項目	記号	単位	常時			地震時		
			ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
モーメント	M	(kN・m)	147.388	----	----	338.707	----	----
せん断力	S	(kN)	334.146	----	----	408.814	----	----
部材幅	B	(mm)	2700	----	----	2700	----	----
部材高	H	(mm)	2750	----	----	2750	----	----
有効高	d	(mm)	2650	----	----	2650	----	----
使用鉄筋			D16 × 4本	----	----	D16 × 4本	----	----
1 段目	d'	(mm)	100	----	----	100	----	----
使用鉄筋			----	----	----	----	----	----
2 段目	d'	(mm)	----	----	----	----	----	----
鉄筋量	A <sub>s</sub>	(mm <sup>2</sup> )	794.4	----	----	794.4	----	----
中立軸	x	(mm)	148.6	----	----	148.6	----	----
コンクリート圧縮応力度	c	(N/mm <sup>2</sup> )	0.3	----	----	0.7	----	----
鉄筋引張応力度	s	(N/mm <sup>2</sup> )	71.4	----	----	164.0	----	----
平均せん断応力度	m	(N/mm <sup>2</sup> )	0.17	----	----	0.21	----	----
コンクリート許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	8.0	----	----	12.0	----	----
鉄筋の許容引張応力度	s <sub>a</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	160.0	----	----	300.0	----	----
許容平均せん断応力度	m <sub>a</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	0.39	----	----	0.58	----	----
c / c <sub>a</sub> < 1.00			0.04	----	----	0.05	----	----
s / s <sub>a</sub> < 1.00			0.45	----	----	0.55	----	----
m / m <sub>a</sub> < 1.00			0.45	----	----	0.37	----	----

2スパン目

項目	記号	単位	常時			地震時		
			ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
モーメント	M	(kN・m)	46.210	----	----	92.427	----	----
せん断力	S	(kN)	28.962	----	----	57.933	----	----
部材幅	B	(mm)	2700	----	----	2700	----	----
部材高	H	(mm)	2750	----	----	2750	----	----
有効高	d	(mm)	2650	----	----	2650	----	----
使用鉄筋			D16 × 4本	----	----	D16 × 4本	----	----
1 段目	d'	(mm)	100	----	----	100	----	----
使用鉄筋			----	----	----	----	----	----
2 段目	d'	(mm)	----	----	----	----	----	----
鉄筋量	A <sub>s</sub>	(mm <sup>2</sup> )	794.4	----	----	794.4	----	----
中立軸	x	(mm)	148.6	----	----	148.6	----	----
コンクリート圧縮応力度	c	(N/mm <sup>2</sup> )	0.1	----	----	0.2	----	----
鉄筋引張応力度	s	(N/mm <sup>2</sup> )	22.4	----	----	44.7	----	----
平均せん断応力度	m	(N/mm <sup>2</sup> )	0.02	----	----	0.03	----	----
コンクリート許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	8.0	----	----	12.0	----	----
鉄筋の許容引張応力度	s <sub>a</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	160.0	----	----	300.0	----	----
許容平均せん断応力度	m <sub>a</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	0.39	----	----	0.58	----	----
c / c <sub>a</sub> < 1.00			0.01	----	----	0.02	----	----
s / s <sub>a</sub> < 1.00			0.14	----	----	0.15	----	----
m / m <sub>a</sub> < 1.00			0.04	----	----	0.05	----	----

### 3スパン目

項目	記号	単位	常時			地震時		
			ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
モーメント	M	(kN・m)	31.335	----	----	38.713	----	----
せん断力	S	(kN)	591.576	----	----	829.840	----	----
部材幅	B	(mm)	2700	----	----	2700	----	----
部材高	H	(mm)	2750	----	----	2750	----	----
有効高	d	(mm)	2650	----	----	2650	----	----
使用鉄筋			D16 × 4本	----	----	D16 × 4本	----	----
1 段目	d'	(mm)	100	----	----	100	----	----
使用鉄筋			----	----	----	----	----	----
2 段目	d'	(mm)	----	----	----	----	----	----
鉄筋量	A <sub>s</sub>	(mm <sup>2</sup> )	794.4	----	----	794.4	----	----
中立軸	x	(mm)	148.6	----	----	148.6	----	----
コンクリート圧縮応力度	c	(N/mm <sup>2</sup> )	0.1	----	----	0.1	----	----
鉄筋引張応力度	s	(N/mm <sup>2</sup> )	15.2	----	----	18.7	----	----
平均せん断応力度	m	(N/mm <sup>2</sup> )	0.31	----	----	0.43	----	----
コンクリート許容圧縮応力度	ca	(N/mm <sup>2</sup> )	8.0	----	----	12.0	----	----
鉄筋の許容引張応力度	sa	(N/mm <sup>2</sup> )	160.0	----	----	300.0	----	----
許容平均せん断応力度	ma	(N/mm <sup>2</sup> )	0.39	----	----	0.58	----	----
c / ca < 1.00			0.01	----	----	0.01	----	----
s / sa < 1.00			0.10	----	----	0.06	----	----
m / ma < 1.00			0.79	----	----	0.74	----	----

3-8-3 応力度 - 底版引張り

1スパン目

項目	記号	単位	常時			地震時		
			ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
モーメント	M	(kN・m)	237.375	----	----	306.015	----	----
せん断力	S	(kN)	334.146	----	----	408.814	----	----
部材幅	B	(mm)	2700	----	----	2700	----	----
部材高	H	(mm)	2750	----	----	2750	----	----
有効高	d	(mm)	2640	----	----	2640	----	----
使用鉄筋			D19×4本	----	----	D19×4本	----	----
1段目	d'	(mm)	110	----	----	110	----	----
使用鉄筋			----	----	----	----	----	----
2段目	d'	(mm)	----	----	----	----	----	----
鉄筋量	A <sub>s</sub>	(mm <sup>2</sup> )	1146.0	----	----	1146.0	----	----
中立軸	x	(mm)	177.1	----	----	177.1	----	----
コンクリート圧縮応力度	c	(N/mm <sup>2</sup> )	0.4	----	----	0.5	----	----
鉄筋引張応力度	s	(N/mm <sup>2</sup> )	80.3	----	----	103.5	----	----
平均せん断応力度	m	(N/mm <sup>2</sup> )	0.17	----	----	0.21	----	----
コンクリート許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	8.0	----	----	12.0	----	----
鉄筋の許容引張応力度	s <sub>a</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	160.0	----	----	300.0	----	----
許容平均せん断応力度	m <sub>a</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	0.39	----	----	0.58	----	----
c / c <sub>a</sub> < 1.00			0.05	----	----	0.04	----	----
s / s <sub>a</sub> < 1.00			0.50	----	----	0.35	----	----
m / m <sub>a</sub> < 1.00			0.45	----	----	0.37	----	----

2スパン目

項目	記号	単位	常時			地震時		
			ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
モーメント	M	(kN・m)	8.154	----	----	16.308	----	----
せん断力	S	(kN)	28.962	----	----	57.933	----	----
部材幅	B	(mm)	2700	----	----	2700	----	----
部材高	H	(mm)	2750	----	----	2750	----	----
有効高	d	(mm)	2640	----	----	2640	----	----
使用鉄筋			D19×4本	----	----	D19×4本	----	----
1段目	d'	(mm)	110	----	----	110	----	----
使用鉄筋			----	----	----	----	----	----
2段目	d'	(mm)	----	----	----	----	----	----
鉄筋量	A <sub>s</sub>	(mm <sup>2</sup> )	1146.0	----	----	1146.0	----	----
中立軸	x	(mm)	177.1	----	----	177.1	----	----
コンクリート圧縮応力度	c	(N/mm <sup>2</sup> )	0.0	----	----	0.0	----	----
鉄筋引張応力度	s	(N/mm <sup>2</sup> )	2.8	----	----	5.5	----	----
平均せん断応力度	m	(N/mm <sup>2</sup> )	0.02	----	----	0.03	----	----
コンクリート許容圧縮応力度	c <sub>a</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	8.0	----	----	12.0	----	----
鉄筋の許容引張応力度	s <sub>a</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	160.0	----	----	300.0	----	----
許容平均せん断応力度	m <sub>a</sub>	(N/mm <sup>2</sup> )	0.39	----	----	0.58	----	----
c / c <sub>a</sub> < 1.00			0.00	----	----	0.00	----	----
s / s <sub>a</sub> < 1.00			0.02	----	----	0.02	----	----
m / m <sub>a</sub> < 1.00			0.04	----	----	0.05	----	----

## 3スパン目

項目	記号	単位	常時			地震時		
			ケース1	ケース2	ケース3	ケース1	ケース2	ケース3
モーメント	M	(kN・m)	582.684	----	----	815.698	----	----
せん断力	S	(kN)	591.576	----	----	829.840	----	----
部材幅	B	(mm)	2700	----	----	2700	----	----
部材高	H	(mm)	2750	----	----	2750	----	----
有効高	d	(mm)	2640	----	----	2640	----	----
使用鉄筋			D22 × 4本	----	----	D22 × 4本	----	----
1段目	d'	(mm)	110	----	----	110	----	----
使用鉄筋			----	----	----	----	----	----
2段目	d'	(mm)	----	----	----	----	----	----
鉄筋量	A <sub>s</sub>	(mm <sup>2</sup> )	1548.4	----	----	1548.4	----	----
中立軸	x	(mm)	204.7	----	----	204.7	----	----
コンクリート圧縮応力度	c	(N/mm <sup>2</sup> )	0.8	----	----	1.2	----	----
鉄筋引張応力度	s	(N/mm <sup>2</sup> )	146.3	----	----	204.8	----	----
平均せん断応力度	m	(N/mm <sup>2</sup> )	0.31	----	----	0.43	----	----
コンクリート許容圧縮応力度	ca	(N/mm <sup>2</sup> )	8.0	----	----	12.0	----	----
鉄筋の許容引張応力度	sa	(N/mm <sup>2</sup> )	160.0	----	----	300.0	----	----
許容平均せん断応力度	ma	(N/mm <sup>2</sup> )	0.39	----	----	0.58	----	----
c / ca < 1.00			0.10	----	----	0.10	----	----
s / sa < 1.00			0.92	----	----	0.68	----	----
m / ma < 1.00			0.79	----	----	0.74	----	----

## 3-8-4 応力度の集計

スパン番号	引張側	$c/ c_a$	抽出ケース	$s/ s_a$	抽出ケース	$m/ m_a$	抽出ケース	判定
スパン1	頂版	0.05	地震時ケース1	0.55	地震時ケース1	0.45	常時ケース1	OK
	底版	0.05	常時ケース1	0.50	常時ケース1	0.45	常時ケース1	OK
スパン2	頂版	0.02	地震時ケース1	0.15	地震時ケース1	0.05	地震時ケース1	OK
	底版	0.00	常時ケース1	0.02	常時ケース1	0.05	地震時ケース1	OK
スパン3	頂版	0.01	常時ケース1	0.10	常時ケース1	0.79	常時ケース1	OK
	底版	0.10	常時ケース1	0.92	常時ケース1	0.79	常時ケース1	OK