

# 柔構造樋門の設計

## サンプルデータ

出力例

Sample5

- 1 連矩形RC カラー継手 門柱形式:2 柱  
胸壁:逆T型 翼壁:U型 計算例

# 目次

1章 本体縦方向計算(設計条件)	1
1.1 設計条件	1
1.1.1 基本条件	1
1.1.2 基本条件(レベル2)	2
1.1.3 樋門概略側面図	3
1.1.4 樋門概略平面図	3
1.1.5 堤体形状図	3
1.2 材料	4
1.2.1 単位重量	4
1.2.2 コンクリート	4
1.2.3 鉄筋	4
1.2.4 鋼板(しゃ水鋼矢板)	4
1.3 盛土	5
1.3.1 堤防盛土	5
1.4 地盤条件	6
1.4.1 地層条件	6
1.4.2 沈下量算出点	8
1.5 函体形状	9
1.5.1 スパン・ブロック	9
1.5.2 断面寸法	10
1.5.3 しゃ水壁工	11
1.6 鋼材配置	12
1.7 鋼材配置(レベル2)	13
1.8 地震時沈下・水平分布	16
1.8.1 地震時沈下量	16
1.8.2 地震時水平変位量	18
1.9 荷重	20
1.9.1 門柱・胸壁	20
1.9.2 検討ケース	21
1.10 荷重(レベル2)	22
1.10.1 荷重(レベル2)	22
2章 本体縦方向の計算(地盤の沈下量および地盤の側方変位量)	23
2.1 即時沈下量	24
2.1.1 荷重条件	25
2.1.2 地盤の変形係数	26
2.1.3 沈下量詳細	27
2.1.4 沈下量一覧	35
2.2 圧密沈下量	36
2.2.1 基本条件	37
2.2.2 地盤条件	37
2.2.3 荷重条件	37
2.2.4 logP曲線	38
2.2.5 沈下量詳細( e法)	41
2.2.6 沈下量詳細(Cc法)	49
2.2.7 沈下量一覧	57
2.3 残留沈下量	58
2.3.1 集計計算結果	58
2.4 側方変位量	59
2.4.1 地盤の変形係数	60

2.4.2 変位量詳細

61

2.4.3 変位量一覧

69

# 1章 本体縦方向計算(設計条件)

## 1.1 設計条件

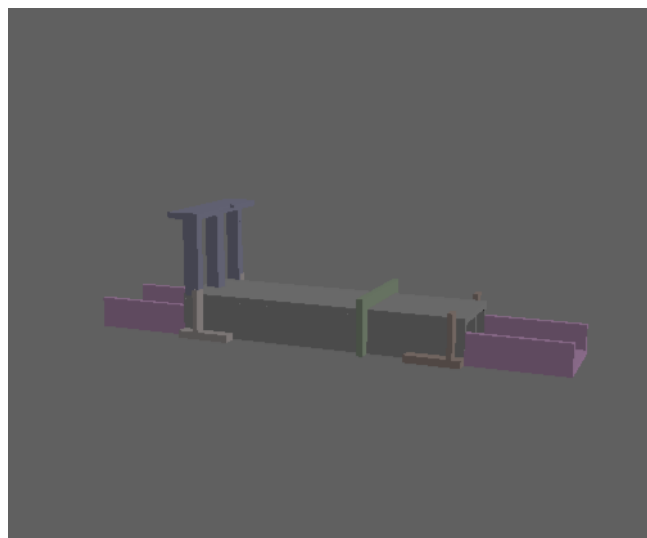
### 1.1.1 基本条件

- (1) 函体種別 : RC函体(矩形)  
 (2) 形式 : 2連  
 (3) 設計モデル : 柔支持  
 (4) 樋門全長 : 24.0 (m)  
 (5) 継手形式 : カラー継手  
 (6) 本体左右端部の支持条件

	Kx(kN/m)	Ky(kN/m)	Km(kN・m/rad)
左端支点バネ	0.00000000E+000	0.00000000E+000	0.00000000E+000
右端支点バネ	0.00000000E+000	0.00000000E+000	0.00000000E+000

注記) -1.00 : バネ固定

- (7) 圧密沈下の算定方法 : e法, Cc法  
 (8) 残留沈下算出に用いる圧密沈下量 : e法  
 (9) キャンバー盛土 : 考慮する  
 (10) 沈下量の許容値  
 残留沈下量 : 300.0 (mm)  
 剛支持とみなす残留沈下量 : 50.0 (mm)  
 相対変位量 基礎幅 : 1.0 (%)  
 ± : 50.0 (mm)  
 (11) 水平方向バネの算定方法 : 函体底版  
 (12) 函体自重の算定方法 : 張り出し考慮  
 (13) 地盤変位荷重算出時(幅B)の算定方法 : 張り出し寸法考慮  
 (14) 鉄筋 : 複鉄筋  
 (15) せん断照査 : 行わない  
 (16) 応力度算出時の軸力考慮 : 考慮しない  
 (17) 必要鉄筋量の照査 : 行う  
 (18) 最小鉄筋量の計算 : する  
 最小鉄筋量照査条件に必要な鉄筋量4/3と比較 : する  
 最小鉄筋量の計算タイプ : b・d  
 最小鉄筋量計算パーセント(%) : 0.30



## 1.1.2 基本条件(レベル2)

- (1) 地域別補正係数 : B地区( $C_z=0.85$ )  
(2) 地震動タイプ : タイプII  
(3)  $M_y > M_u$ となった場合の処理 :  $M_y$ を $M_u$ として計算を実行する  
(4) 地盤種別 : I種

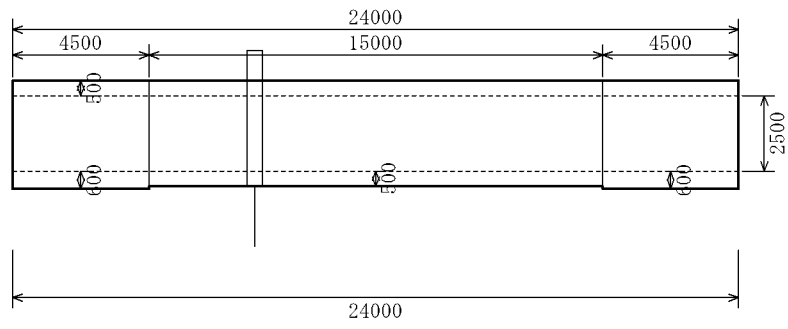
## (5) 設計水平震度

	$C_z \cdot k_h$	固有周期
タイプII	0.0000	0.000

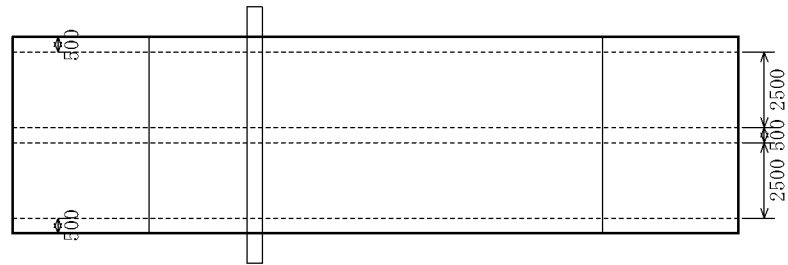
## (6) 継手の基準値

開口量基準値(mm)	100.0
------------	-------

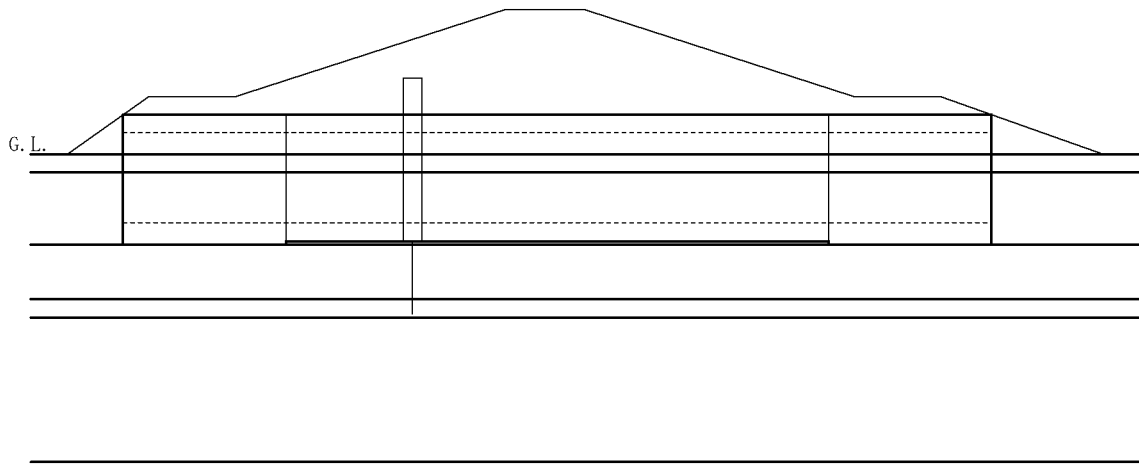
1.1.3 樋門概略側面図



1.1.4 樋門概略平面図



1.1.5 堤体形状図



## 1.2 材料

### 1.2.1 単位重量

躯体	c	kN/m <sup>3</sup>	24.50
水	w	kN/m <sup>3</sup>	9.80

### 1.2.2 コンクリート

設計基準強度	ck	N/mm <sup>2</sup>	24.00
ヤング係数 *10 <sup>4</sup>	Ec	N/mm <sup>2</sup>	2.50
許容曲げ圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	8.00
許容せん断応力度	a	N/mm <sup>2</sup>	0.390
平均せん断応力度	a	N/mm <sup>2</sup>	0.350
ヤング係数比	Es/Ec		15.0

### 1.2.3 鉄筋

材質 SD345			常時	地震時
許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	180.00	300.00
許容圧縮応力度	sa'	N/mm <sup>2</sup>	200.00	300.00

鉄筋の降伏強度	主鉄筋	345.00
	帯鉄筋	345.00

### 1.2.4 鋼板(しゃ水鋼矢板)

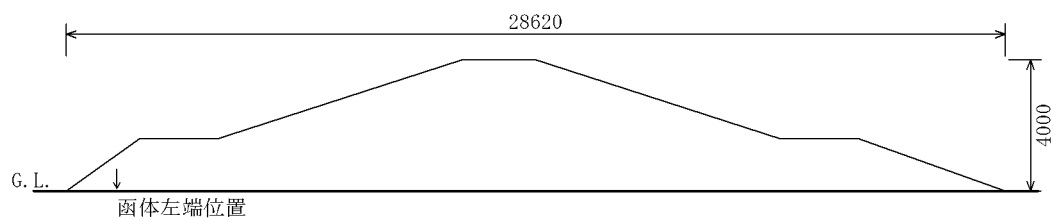
ヤング係数 *10 <sup>5</sup>	Ep	N/mm <sup>2</sup>	2.00
------------------------	----	-------------------	------

### 1.3 盛土

#### 1.3.1 堤防盛土

定型盛土タイプ：なし

No	盛土名称	単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )	沈下計算	奥行き長 L(m)
1	任意盛土	18.00	全計算	3.000



任意形状：任意盛土

座標 No	X (m)	Y (m)
1	-1.540	0.000
2	0.700	1.600
3	3.100	1.600
4	10.540	4.000
5	12.760	4.000
6	20.200	1.600
7	22.600	1.600
8	27.080	0.000



### 1.4 地盤条件

#### 1.4.1 地層条件

##### (1) 地表面

始点座標		終点座標	
XS(m)	YS(m)	XE(m)	YE(m)
-2.540	0.000	28.080	0.000

地表面の傾斜を圧密沈下量の計算に考慮しない。

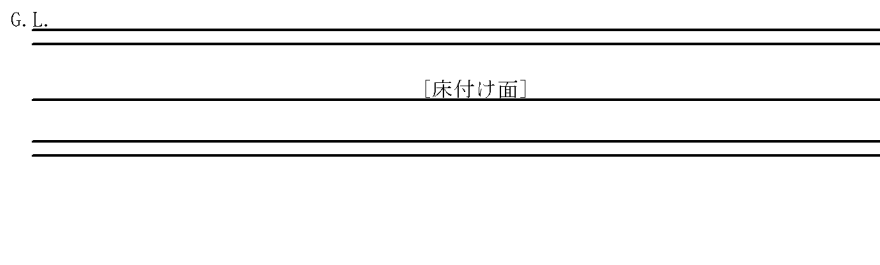
##### (2) 地層数 : 5

層 No	始点YS (m)	層厚 (m)	深度 (m)	終点YE (m)	層厚 (m)	深度 (m)
1	-0.500	0.500	0.500	-0.500	0.500	0.500
2	-2.500	2.000	2.500	-2.500	2.000	2.500
3	-4.000	1.500	4.000	-4.000	1.500	4.000
4	-4.500	0.500	4.500	-4.500	0.500	4.500
5	-8.500	4.000	8.500	-8.500	4.000	8.500

床付け面 : 3層目上面 地表面からの深さ : 2.500 (m)

##### (3) 水位線

水位なし



##### (4) 地層条件

地盤のポアソン比 : 0.30

層 No	名称	層区分	湿潤重量 (kN/m <sup>3</sup> )	圧縮指数 C <sub>c</sub>	先行圧密応力 q <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
1	砂質	砂層	18.000	1.0000	0.0
2	シルト(1)	粘層	18.000	1.0000	0.0
3	シルト(2)	粘層	18.000	1.0000	0.0
4	シルト(3)	粘層	18.000	1.0000	0.0

層 No	名称	層区分	湿潤重量 (kN/m <sup>3</sup> )	圧縮指数 Cc	先行圧密応力 q0 (kN/m <sup>2</sup> )
5	シルト(4)	粘層	20.000	1.0000	0.0

(5) 即時沈下量、側方変位量算出用

影響を調べなければならない深さ: 即時沈下 : 6.000 (m)

影響を調べなければならない深さ: 側方変位 : 15.000 (m)

Esm算出用載荷幅 B : 7.500 (m)

Esm算出用載荷奥行 L : 10.000 (m)

地層毎に荷重データを内部で生成しない(床付け面より上)

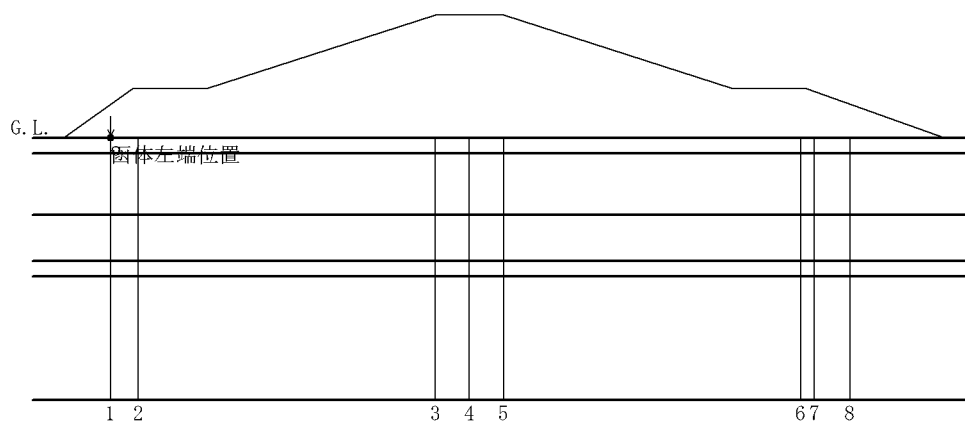
層 No	名称	即時沈下/側方変位用 Es (kN/m <sup>2</sup> )	地盤反力係数用 Eo (kN/m <sup>2</sup> )
1	砂質	1400.0	2800.0
2	シルト(1)	5740.0	11480.0
3	シルト(2)	10920.0	21840.0
4	シルト(3)	12180.0	24360.0
5	シルト(4)	14840.0	29680.0

(6) 水平方向せん断地盤反力係数算出用

鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断反力係数の比 : 0.333

1.4.2 沈下量算出点

No	算出位置名称	算出位置 X(m)
1	樋門端部(川裏)	0.000
2	胸壁中央(川裏)	0.900
3	築堤端部(川裏)	10.540
4	堤防中央	11.650
5	築堤端部(川表)	12.760
6	胸壁中央(川表)	22.400
7	門柱中央	22.850
8	樋門端部(川表)	24.000



## 1.5 函体形状

### 1.5.1 スパン・ブロック

#### (1) スパン

スパン総数 : 1

スパン全長 : 24.000 (m)

スパン No	スパン名称	スパン長 (m)	ブロック数
1		24.000	3

#### (2) ブロック

スパン/ ブロック	ブロック長 (m)	地盤反力 深さ (m)
1- 1	4.500	19.500
1- 2	15.000	19.500
1- 3	4.500	19.500

1.5.2 断面寸法

(1) 断面寸法(内空)

左内空幅 X2 (m)	中壁幅 X3 (m)	右内空幅 X4 (m)	内空高 Y2 (m)
2.500	0.500	2.500	2.500

左側壁上側ハンチ		左側壁下側ハンチ		右側壁上側ハンチ		右側壁下側ハンチ	
幅 W1(m)	高 H1(m)	幅 W2(m)	高 H2(m)	幅 W3(m)	高 H3(m)	幅 W4(m)	高 H4(m)
0.200	0.200	0.000	0.000	0.200	0.200	0.000	0.000

(2) 断面寸法(ブロック)

スパン/ ブロック	左側壁幅 X1(m)	右側壁幅 X5(m)	頂版厚 Y1(m)	底版厚 Y3(m)	左張出長 B1(m)	右張出長 B3(m)
1- 1	0.500	0.500	0.500	0.600	0.000	0.000
1- 2	0.500	0.500	0.500	0.500	0.000	0.000
1- 3	0.500	0.500	0.500	0.600	0.000	0.000

スパン/ ブロック	中壁上側ハンチ		中壁下側ハンチ	
	幅 W5(m)	高 H5(m)	幅 W6(m)	高 H6(m)
1- 1	0.000	0.000	0.000	0.000
1- 2	0.000	0.000	0.000	0.000
1- 3	0.000	0.000	0.000	0.000

## 1.5.3 しゃ水壁工

## (1) しゃ水鋼矢板(寸法)

矢板 No	スパン No	スパン左端から の距離 (m)	純断面積 ( $m^2$ )	矢板長 (m)	周長 (m)
1	1	8.000	0.04592	2.000	7.000

## (2) しゃ水鋼矢板(バネ)

矢板 No	スパン No	N値	函軸方向バネ (kN/m)	鉛直方向バネ (kN/m)	回転バネ (kN.m/rad)
1	1	4.0	0.00000000E+000	3.72324869E+004	0.00000000E+000

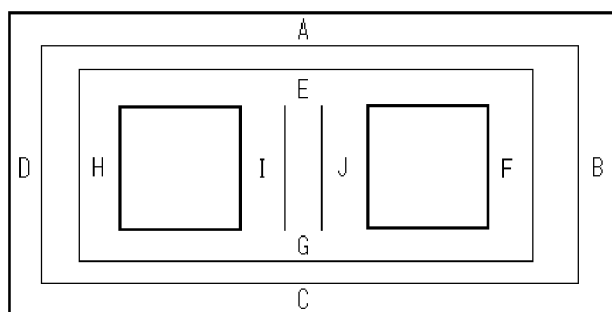
## (3) しゃ水壁(寸法)

しゃ水壁 No	スパン No	スパン左端から の距離 (m)	側壁厚 L1 (m)	頂版厚 L2 (m)	奥行き幅 b (m)
1	1	8.000	1.000	1.000	0.500

### 1.6 鋼材配置

スパン No	ブロック No	フランジ			使用鉄筋			
		部位	b (mm)	t (mm)	外側		内側	
					径@ピッチ ( )内本数	かぶり (mm)	径@ピッチ ( )内本数	かぶり (mm)
1	1	頂版	6500.0	500.0	D41@125( 47)	100.0	D41@250( 27)	100.0
		底版	6500.0	600.0	D41@125( 47)	100.0	D41@250( 27)	100.0
	2	頂版	6500.0	500.0	D41@125( 47)	100.0	D41@250( 27)	100.0
		底版	6500.0	500.0	D41@125( 47)	100.0	D41@250( 27)	100.0
	3	頂版	6500.0	500.0	D41@125( 47)	100.0	D41@250( 27)	100.0
		底版	6500.0	600.0	D41@125( 47)	100.0	D41@250( 27)	100.0

### 1.7 鋼材配置(レベル2)



#### (1) 1スパン - 1ブロック

##### 主鉄筋

	かぶり (mm)	本数 (本)	始点側 ピッチ (mm)	中間部 ピッチ (mm)	径
A	100.0	24	125	125	D41
B	100.0	12	125	125	D41
C	100.0	24	125	125	D41
D	100.0	12	125	125	D41
E	100.0	12	250	250	D41
F	100.0	8	250	250	D41
G	100.0	12	250	250	D41
H	100.0	8	250	250	D41
I	100.0	8	125	125	D41
J	100.0	8	125	125	D41

##### 横拘束筋

横拘束筋の 間隔 s(mm)	横拘束筋1本 あたりの断面積 Ah(mm <sup>2</sup> )	横拘束筋の 有効長 d(m)	断面係数	断面係数	横拘束筋の 降伏点応力度 sy(N/mm <sup>2</sup> )
500.0	126.7	1.000	0.200	0.400	345.00

##### 帯鉄筋

帯鉄筋の 間隔 s(mm)	帯鉄筋の断面積 Ah(mm <sup>2</sup> )	帯鉄筋と鉛直角 のなす角度 (度)
500.0	506.7	90.0



(2) 1スパン - 2ブロック

主鉄筋

	かぶり (mm)	本数 (本)	始点側 ピッチ (mm)	中間部 ピッチ (mm)	径
A	100.0	24	125	125	D41
B	100.0	12	125	125	D41
C	100.0	24	125	125	D41
D	100.0	12	125	125	D41
E	100.0	14	250	250	D41
F	100.0	8	250	250	D41
G	100.0	14	250	250	D41
H	100.0	8	250	250	D41
I	100.0	8	125	125	D41
J	100.0	8	125	125	D41

横拘束筋

横拘束筋の 間隔 s(mm)	横拘束筋1本 あたりの断面積 Ah(mm <sup>2</sup> )	横拘束筋の 有効長 d(m)	断面係数	断面係数	横拘束筋の 降伏点応力度 sy(N/mm <sup>2</sup> )
500.0	126.7	1.000	0.200	0.400	345.00

帯鉄筋

帯鉄筋の 間隔 s(mm)	帯鉄筋の断面積 Ah(mm <sup>2</sup> )	帯鉄筋と鉛直角 のなす角度 (度)
1000.0	506.7	90.0

(3) 1スパン - 3ブロック

主鉄筋

	かぶり (mm)	本数 (本)	始点側 ピッチ (mm)	中間部 ピッチ (mm)	径
A	100.0	24	125	125	D41
B	100.0	12	125	125	D41
C	100.0	24	125	125	D41
D	100.0	12	125	125	D41
E	100.0	14	250	250	D41
F	100.0	8	250	250	D41
G	100.0	14	250	250	D41
H	100.0	8	250	250	D41
I	100.0	8	125	125	D41
J	100.0	8	125	125	D41

横拘束筋

横拘束筋の 間隔 s(mm)	横拘束筋1本 あたりの断面積 Ah(mm <sup>2</sup> )	横拘束筋の 有効長 d(m)	断面係数	断面係数	横拘束筋の 降伏点応力度 sy(N/mm <sup>2</sup> )
500.0	126.7	1.000	0.200	0.400	345.00

帯鉄筋

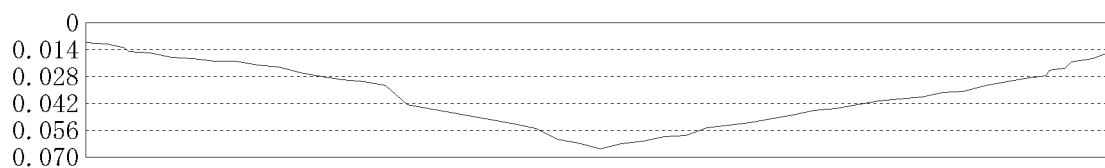
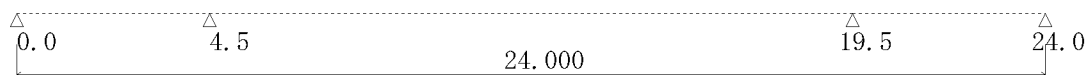
帯鉄筋の 間隔 s(mm)	帯鉄筋の断面積 Ah(mm <sup>2</sup> )	帯鉄筋と鉛直角 のなす角度 (度)
1000.0	506.7	90.0

## 1.8 地震時沈下・水平分布

### 1.8.1 地震時沈下量

No	検討位置 (m)	レベル2-2 沈下量(mm)
1	0.0000	10.25
2	0.5000	11.00
3	0.9000	12.78
4	1.0000	14.78
5	1.5000	15.67
6	2.0000	17.78
7	2.5000	18.65
8	3.0000	19.76
9	3.5000	20.01
10	4.0000	21.78
11	4.5000	22.89
12	5.0000	25.89
13	5.5000	27.89
14	6.0000	29.56
15	6.5000	30.67
16	7.0000	32.67
17	7.5000	42.78
18	8.0000	44.56
19	8.5000	46.78
20	9.0000	48.56
21	9.5000	50.67
22	10.0000	52.78
23	10.5000	54.98
24	11.0000	60.67
25	11.5000	62.67
26	12.0000	65.89
27	12.5000	63.00
28	13.0000	61.78
29	13.5000	59.56
30	14.0000	58.67
31	14.5000	54.78
32	15.0000	53.23
33	15.5000	52.15
34	16.0000	50.15
35	16.5000	47.89
36	17.0000	45.78
37	17.5000	44.56

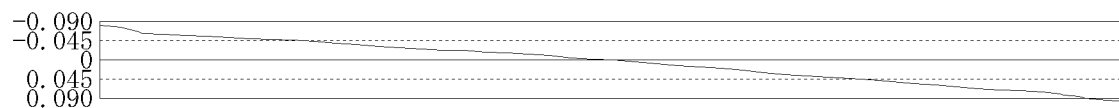
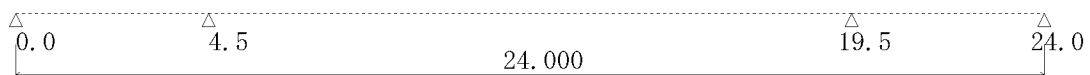
No	検討位置 (m)	レベル2-2 沈下量(mm)
38	18.0000	42.67
39	18.5000	40.52
40	19.0000	39.76
41	19.5000	38.63
42	20.0000	36.45
43	20.5000	35.78
44	21.0000	32.56
45	21.5000	30.65
46	22.0000	28.56
47	22.4000	27.54
48	22.5000	24.67
49	22.8500	23.67
50	23.0000	20.12
51	23.5000	18.56
52	24.0000	14.35



## 1.8.2 地震時水平変位量

No	検討位置 (m)	レベル2-2 水平変位量(mm)
1	0.0000	-80.87
2	0.5000	-76.45
3	0.9000	-67.00
4	1.0000	-62.12
5	1.5000	-60.34
6	2.0000	-57.45
7	2.5000	-55.32
8	3.0000	-53.67
9	3.5000	-50.67
10	4.0000	-48.45
11	4.5000	-46.78
12	5.0000	-43.56
13	5.5000	-39.76
14	6.0000	-36.89
15	6.5000	-31.56
16	7.0000	-29.45
17	7.5000	-26.45
18	8.0000	-23.45
19	8.5000	-22.45
20	9.0000	-18.65
21	9.5000	-16.43
22	10.0000	-13.78
23	10.5000	-10.34
24	11.0000	-5.34
25	11.5000	-2.34
26	12.0000	0.00
27	12.5000	3.40
28	13.0000	8.56
29	13.5000	13.56
30	14.0000	16.78
31	14.5000	19.68
32	15.0000	23.78
33	15.5000	29.56
34	16.0000	33.45
35	16.5000	36.78
36	17.0000	40.45
37	17.5000	43.45
38	18.0000	46.76

No	検討位置 (m)	レベル2-2 水平変位量(mm)
39	18.5000	50.45
40	19.0000	55.34
41	19.5000	58.89
42	20.0000	62.98
43	20.5000	67.08
44	21.0000	70.43
45	21.5000	71.45
46	22.0000	74.78
47	22.4000	79.45
48	22.5000	81.56
49	22.8500	84.67
50	23.0000	89.56
51	23.5000	93.67
52	24.0000	96.67



## 1.9 荷重

### 1.9.1 門柱・胸壁

(1) 常時 荷重総ケース数 [1]

常時荷重1ケース

常時荷重名称 : [門柱・胸壁 (常時)1]

No	荷重名称	函体左端からの位置 (m)	X軸方向集中荷重 (kN)	Y軸方向集中荷重 (kN)	モーメント荷重 (kN・m)
1	門柱	22.850	0.00	1632.86	48.71
2	左胸壁	0.900	-684.05	594.73	-602.22
3	右胸壁	22.400	623.58	464.14	348.66



(2) 地震時 荷重総ケース数 [1]

地震時荷重1ケース

地震時荷重名称 : [門柱・胸壁 (地震時)1]

No	荷重名称	函体左端からの位置 (m)	X軸方向集中荷重 (kN)	Y軸方向集中荷重 (kN)	モーメント荷重 (kN・m)
1	門柱	22.850	304.47	1522.36	-1735.23
2	左胸壁	0.900	-333.17	739.13	-1295.98
3	右胸壁	22.400	529.61	590.11	785.27



## 1.9.2 検討ケース

## (1)常時

検討ケース数 = 1

1)case-1

ケース名称 : []

組合せ荷重

No	荷重種別	任意荷重名称	割増係数
1	固定荷重データ1	函体自重 (常時)	1.0000
2	固定荷重データ2	水重 (常時)	1.0000
3	固定荷重データ3	地盤変位-沈下 (常時)	1.0000
4	固定荷重データ4	地盤変位-側方変位 (常時)	1.0000
5	門柱・胸壁(常時)1	門柱・胸壁 (常時)1	1.0000

## (2)地震時

検討ケース数 = 1

1)case-1

ケース名称 : []

組合せ荷重

No	荷重種別	任意荷重名称	割増係数
1	固定荷重データ1	函体自重 (地震時)	1.0000
2	固定荷重データ2	水重 (地震時)	1.0000
3	固定荷重データ3	地盤変位-沈下 (地震時)	1.0000
4	固定荷重データ4	地盤変位-側方変位 (地震時)	1.0000
5	門柱・胸壁(地震時)1	門柱・胸壁 (地震時)1	1.0000



## 1.10 荷重(レベル2)

### 1.10.1 荷重(レベル2)

門柱・胸壁常時荷重ケース	: 1
荷重の分割数	
死荷重・浮力・連動荷重	: 10
その他荷重	: 10
しゃ水壁設置位置の換算係数	: 2800.0

#### 低減係数

レベル2-2	0.300
--------	-------

#### 埋め戻し土

土砂(湿潤)	t	kN/m <sup>3</sup>	18.00
土砂(飽和)	sat	kN/m <sup>3</sup>	18.80
内部摩擦角		度	30.00

#### 函体下面の上限値

地盤の単位重量	t	kN/m <sup>3</sup>	9.80
地盤の粘着力	c	kN/m <sup>2</sup>	0.00
地盤の内部摩擦角		度	30.00

## 2章 本体縦方向の計算(地盤の沈下量および地盤の側方変位量)

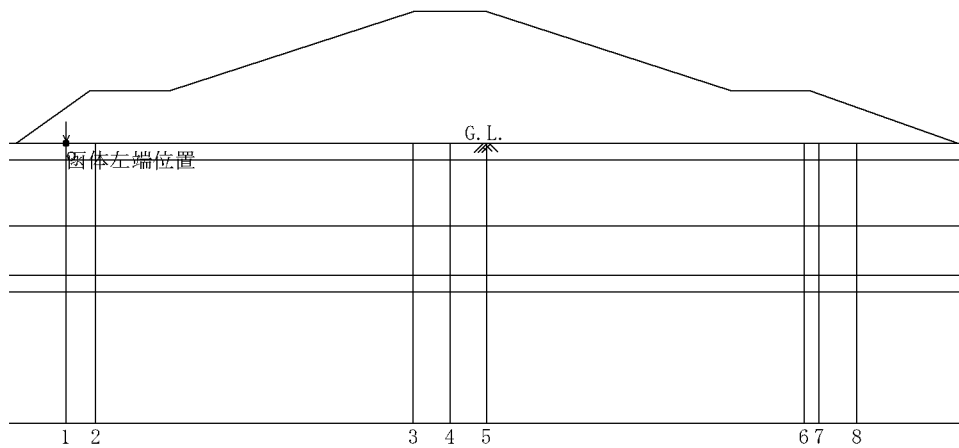
本体の縦方向の設計に考慮する地盤の沈下は、函体直近の基礎地盤面を対象として、床付け面位置における函体設置直後の残留沈下量分布として、即時沈下量分布と圧密沈下量分布の和を求める。

### 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床付け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。

沈下量着目点数 = 8

着目点 No.	着目点のx座標 (m)	名称
1	0.000	樋門端部(川裏)
2	0.900	胸壁中央(川裏)
3	10.540	築堤端部(川裏)
4	11.650	堤防中央
5	12.760	築堤端部(川表)
6	22.400	胸壁中央(川表)
7	22.850	門柱中央
8	24.000	樋門端部(川表)



## 2.1 即時沈下量

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算定する。

即時沈下量 $S_{ix}$ は、地盤を弾性体とみなして弾性変位量として求めることができる。

堤体横断方向の即時沈下量分布は、以下に示す参考式で算定する。

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

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 (kN/m<sup>2</sup>)

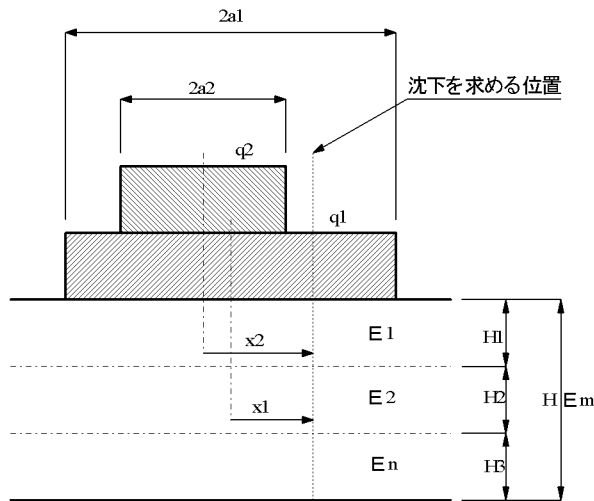
$E_m$  : 地盤の換算変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$2a_i$  : 载荷幅 (m)

$H$  : 即時沈下の影響を考慮する深さ (m)

$n$  : 等分布荷重数

$x$  : それぞれの等分布荷重のセンターからの距離 (m)

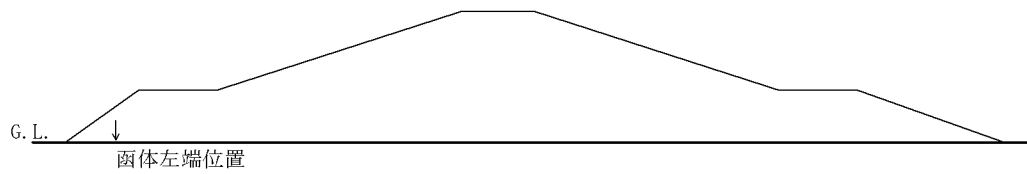


### 2.1.1 荷重条件

(1) 定型盛土タイプ：任意形状設定

(2) 盛土数：1

盛土 No	単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )	沈下計算 スイッチ	奥行き長 L(m)	名称
1	18.000	全計算	3.000	任意盛土



2.1.2 地盤の変形係数

多層地盤の換算変形係数 $E_{sm}$ は、下式で算出する。

B Lの場合

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

B=Lの場合

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

ここに

$E_{sm}$ :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。(m)

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

$\theta$ :荷重の分散角度 (=30° )

B	7.500 (m)		
L	10.000 (m)		
hn	6.000 (m)		
層	層厚 (m)	深度 (m)	Ei (kN/m <sup>2</sup> )
1	1.500	1.500	10920.0
2	0.500	2.000	12180.0
3	4.000	6.000	14840.0
合計	6.000		
Esm	12833.0 (kN/m <sup>2</sup> )		

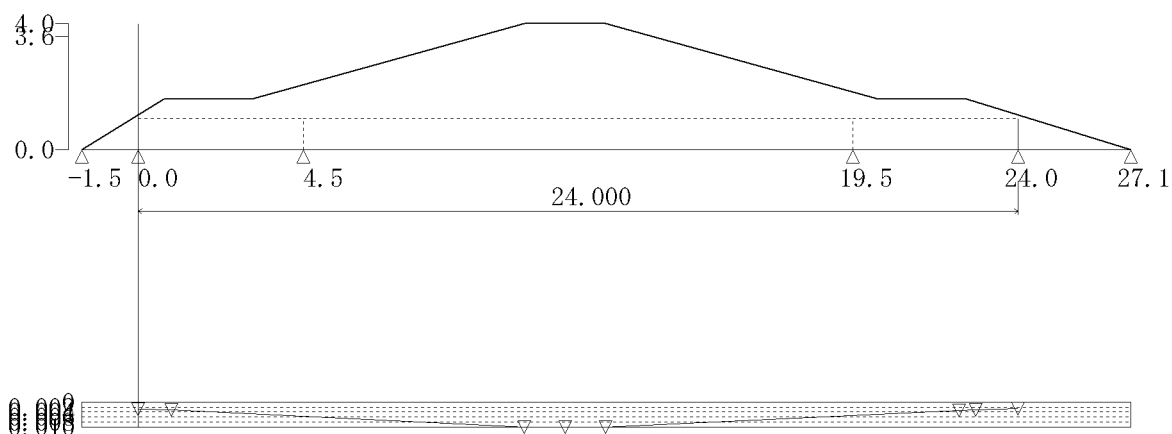
2.1.3 沈下量詳細

(1) 沈下量計算位置 [ 0.000] (m)

名称 : [樋門端部(川裏)]

即時沈下量 : 2.8 (mm)

番号 No	等分布 荷重 載荷幅 (m)	載荷奥行 H (m)	深さ (m)	換算変形係数 Em(kN/m <sup>2</sup> )	荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	荷重中心 距離 (m)	即時沈下量 (mm)
1	25.260	3.000	6.000	12833.0	28.800	12.210	2.0
2	9.660	3.000	6.000	12833.0	43.200	11.650	0.8



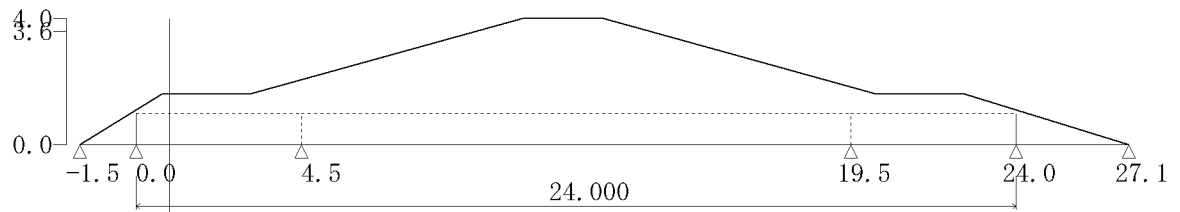
: 即時沈下量

(2) 沈下量計算位置 [ 0.900 ] (m)

名称 : [ 胸壁中央(川裏) ]

即時沈下量 : 3.3 (mm)

番号 No	等分布 荷重 載荷幅 (m)	載荷奥行 H (m)	深さ (m)	換算変形係数 Em(kN/m <sup>2</sup> )	荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	荷重中心 距離 (m)	即時沈下量 (mm)
1	25.260	3.000	6.000	12833.0	28.800	11.310	2.1
2	9.660	3.000	6.000	12833.0	43.200	10.750	1.1



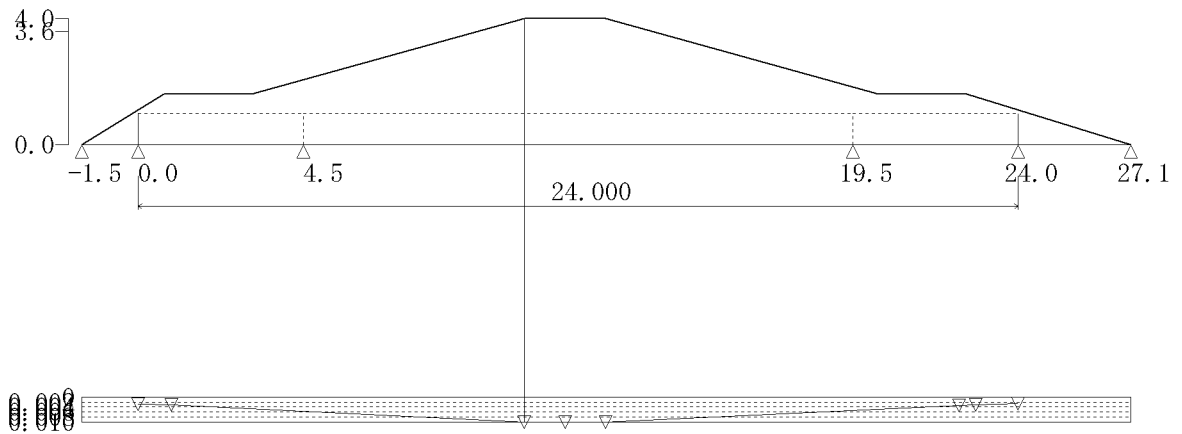
: 即時沈下量

(3) 沈下量計算位置 [ 10.540 ] (m)

名称 : [ 築堤端部(川裏) ]

即時沈下量 : 9.9 (mm)

番号 No	等分布 荷重 載荷幅 (m)	載荷奥行 H (m)	深さ (m)	換算変形係数 Em(kN/m <sup>2</sup> )	荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	荷重中心 距離 (m)	即時沈下量 (mm)
1	25.260	3.000	6.000	12833.0	28.800	1.670	2.7
2	9.660	3.000	6.000	12833.0	43.200	1.110	7.2



: 即時沈下量

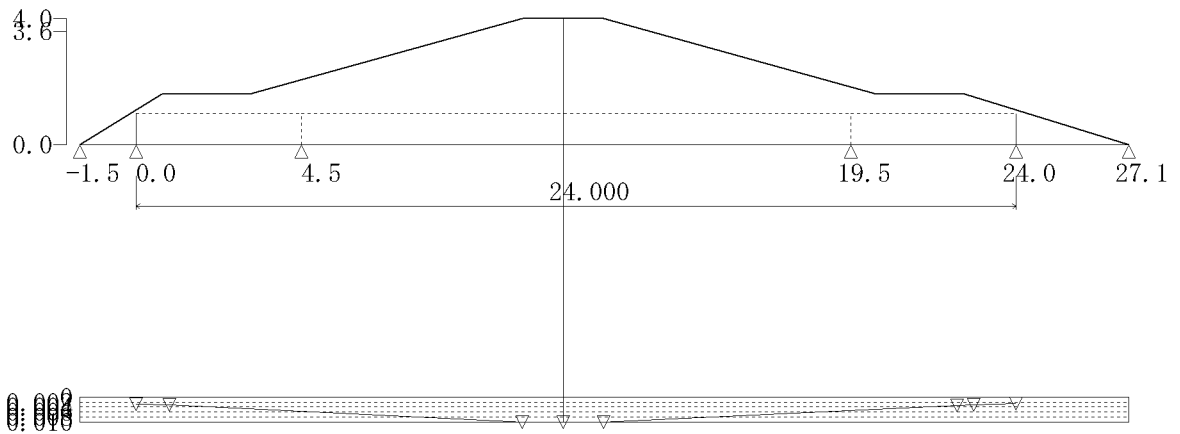


(4) 沈下量計算位置 [ 11.650] (m)

名称 : [堤防中央]

即時沈下量 : 10.0 (mm)

番号 No	等分布 荷重 載荷幅 (m)	載荷奥行 H (m)	深さ (m)	換算変形係数 Em(kN/m <sup>2</sup> )	荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	荷重中心 距離 (m)	即時沈下量 (mm)
1	25.260	3.000	6.000	12833.0	28.800	0.560	2.8
2	9.660	3.000	6.000	12833.0	43.200	0.000	7.2



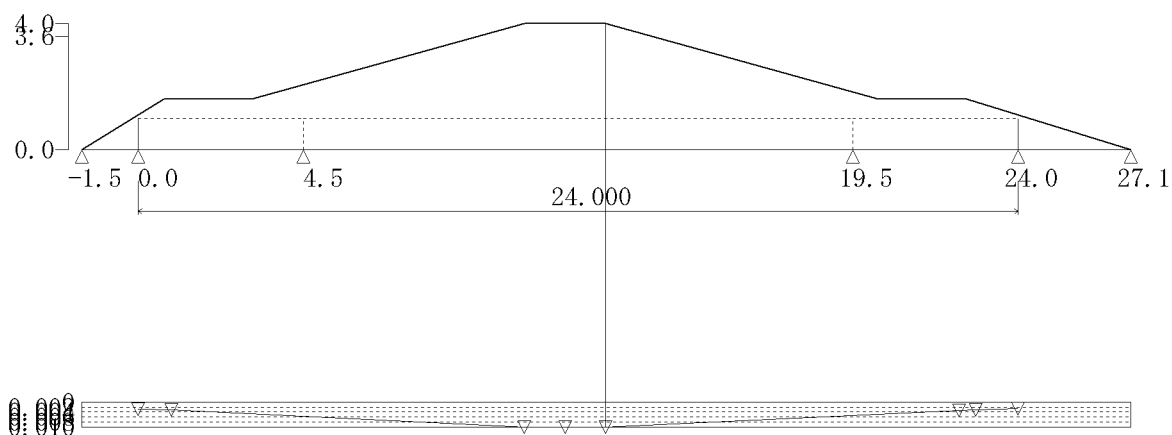
: 即時沈下量

(5) 沈下量計算位置 [ 12.760 ] (m)

名称 : [ 築堤端部(川表) ]

即時沈下量 : 9.9 (mm)

番号 No	等分布 荷重 載荷幅 (m)	載荷奥行 H (m)	深さ (m)	換算変形係数 Em(kN/m <sup>2</sup> )	荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	荷重中心 距離 (m)	即時沈下量 (mm)
1	25.260	3.000	6.000	12833.0	28.800	0.550	2.8
2	9.660	3.000	6.000	12833.0	43.200	1.110	7.2



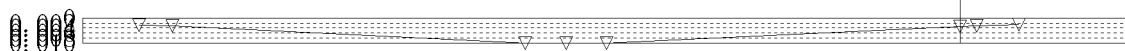
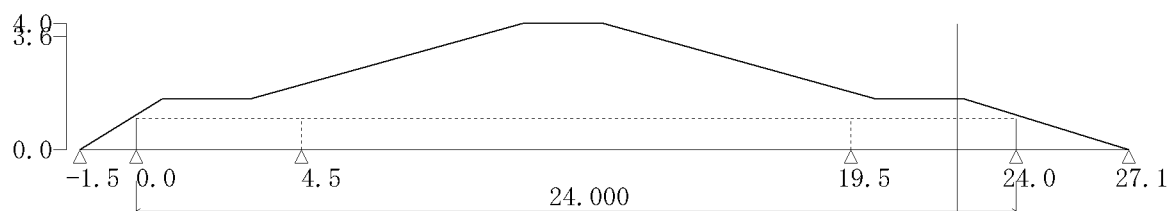
: 即時沈下量

(6) 沈下量計算位置 [ 22.400 ] (m)

名称 : [ 胸壁中央(川表) ]

即時沈下量 : 3.4 (mm)

番号 No	等分布 荷重 載荷幅 (m)	載荷奥行 H (m)	深さ (m)	換算変形係数 Em(kN/m <sup>2</sup> )	荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	荷重中心 距離 (m)	即時沈下量 (mm)
1	25.260	3.000	6.000	12833.0	28.800	10.190	2.3
2	9.660	3.000	6.000	12833.0	43.200	10.750	1.1



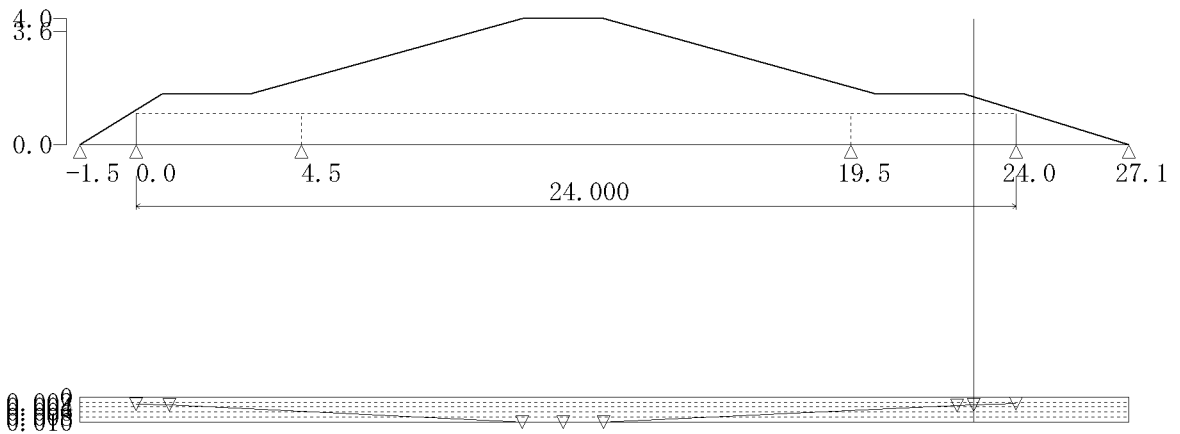
: 即時沈下量

(7) 沈下量計算位置 [ 22.850] (m)

名称 : [門柱中央]

即時沈下量 : 3.2 (mm)

番号 No	等分布 荷重 載荷幅 (m)	載荷奥行 H (m)	深さ (m)	換算変形係数 Em(kN/m <sup>2</sup> )	荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	荷重中心 距離 (m)	即時沈下量 (mm)
1	25.260	3.000	6.000	12833.0	28.800	10.640	2.2
2	9.660	3.000	6.000	12833.0	43.200	11.200	1.0



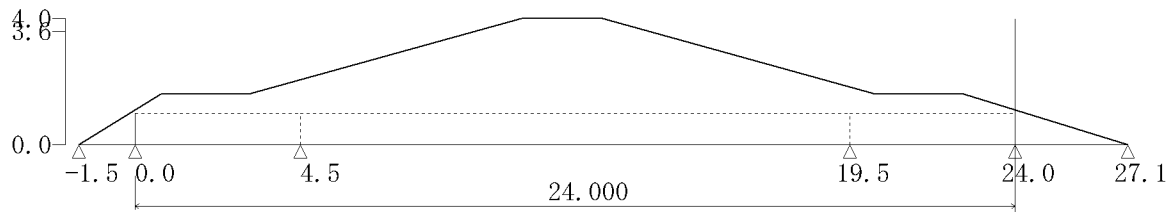
: 即時沈下量

(8) 沈下量計算位置 [ 24.000] (m)

名称 : [樋門端部(川表)]

即時沈下量 : 2.7 (mm)

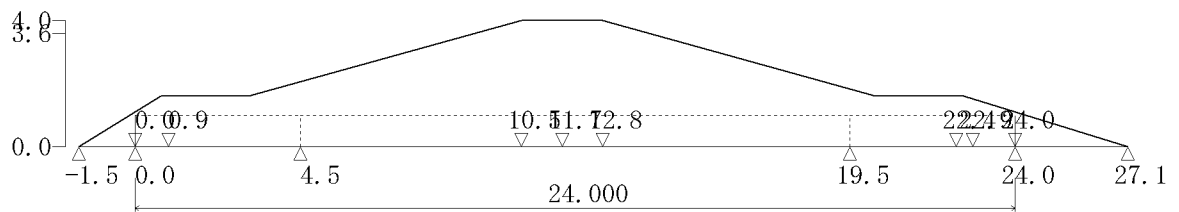
番号 No	等分布 荷重 載荷幅 (m)	載荷奥行 H (m)	深さ (m)	換算変形係数 Em(kN/m <sup>2</sup> )	荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	荷重中心 距離 (m)	即時沈下量 (mm)
1	25.260	3.000	6.000	12833.0	28.800	11.790	2.0
2	9.660	3.000	6.000	12833.0	43.200	12.350	0.6



: 即時沈下量

2.1.4 沈下量一覧

No	検討位置 (m)	名称	即時沈下量 (mm)
1	0.000	樋門端部(川裏)	2.8
2	0.900	胸壁中央(川裏)	3.3
3	10.540	築堤端部(川裏)	9.9
4	11.650	堤防中央	10.0
5	12.760	築堤端部(川表)	9.9
6	22.400	胸壁中央(川表)	3.4
7	22.850	門柱中央	3.2
8	24.000	樋門端部(川表)	2.7



: 即時沈下量

## 2.2 圧密沈下量

粘性土層の圧密沈下量は、盛土等による地盤内の鉛直応力の増分に対して算定する。

e法による圧密沈下量 $S_c$ は、層区分された粘性土層ごとに求めた合計とし、次式で求められる。

$$S_c = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H$$

ここに、

$S_c$  : 圧密沈下量 (m)

$e_0$  : 粘性土の初期間隙比

$e_1$  : 粘性土の圧縮後の間隙比で、圧縮試験で得られる $e \sim \log P$ 曲線に粘性土層の中央深度の $P_0 + \Delta P$ を適用して求める。

$P_0$  : 盛土前の有効土かぶり圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\Delta P$  : 盛土荷重による増加応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$H$  : 粘性土層の層厚 (m)

Cc法による圧密沈下量 $S_c$ は、正規圧密状態にある粘性土の場合は、次式で求められる。

$$S_c = \frac{C_c}{1 + e_0} \cdot \log_{10} \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \cdot H$$

ここに、

$S_c$  : 圧密沈下量 (m)

$C_c$  : 粘性土層の圧縮指数

$e_0$  : 粘性土の初期間隙比

$P_0$  : 盛土前の有効土かぶり圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\Delta P$  : 盛土荷重による増加応力 (kN/m<sup>2</sup>)

$H$  : 粘性土層の層厚 (m)

2.2.1 基本条件

- (1) 沈下量の算出方法 : e法, Cc法
- (2) 即時沈下量計算時に使用する圧密沈下曲線 : e法
- (3) 水位線の指定 : 指定なし

2.2.2 地盤条件

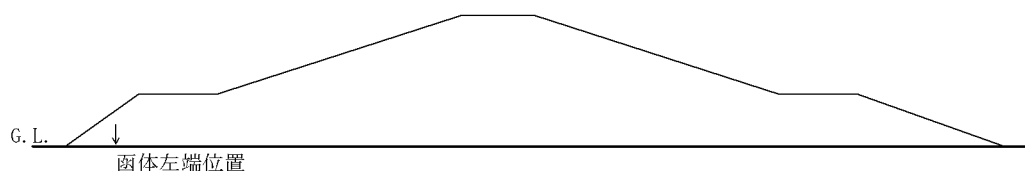
地下水位なし

層 No	名称	層区分	深度 (m)	湿潤重量 (kN/m <sup>3</sup> )	圧縮指数 Cc	先行圧密応力 q0 (kN/m <sup>2</sup> )	変形係数 Es (kN/m <sup>2</sup> )
1	砂質	砂層	0.500	18.000	1.0000	0.0	1400.0
2	シルト(1)	粘層	2.500	18.000	1.0000	0.0	5740.0
3	シルト(2)	粘層	4.000	18.000	1.0000	0.0	10920.0
4	シルト(3)	粘層	4.500	18.000	1.0000	0.0	12180.0
5	シルト(4)	粘層	8.500	20.000	1.0000	0.0	14840.0

2.2.3 荷重条件

- (1) 定型盛土タイプ : 任意形状設定
- (2) 盛土数 : 1

盛土 No	単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )	沈下計算スイッチ	奥行き長 L(m)	名称
1	18.000	全計算	3.000	任意盛土

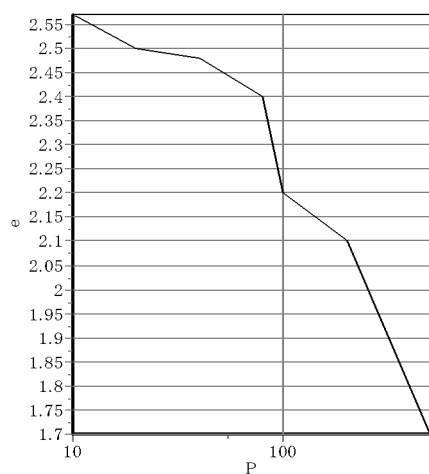




### 2.2.4 logP曲線

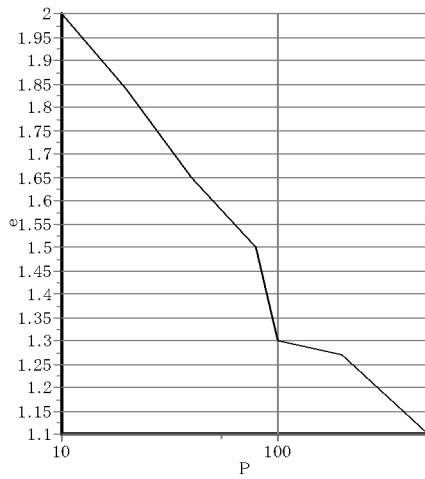
地層(砂層) : 1 [ e ~ logP曲線 : 土質試験値 ]

番号 No	圧密圧力 P(kN/m <sup>2</sup> )	間隙比 e
1	10.0000	2.5700
2	20.0000	2.5000
3	40.0000	2.4800
4	80.0000	2.4000
5	100.0000	2.2000
6	200.0000	2.1000
7	500.0000	1.7000



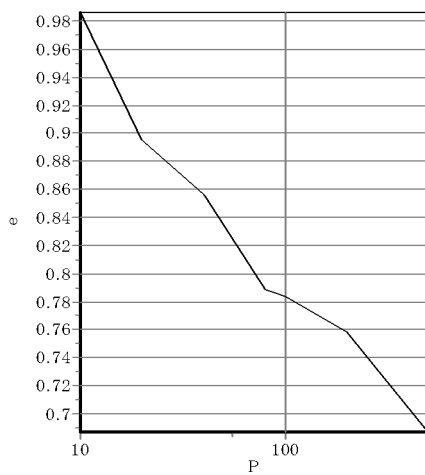
地層(粘性) : 2 [ e ~ logP曲線 : 土質試験値 ]

番号 No	圧密圧力 P(kN/m <sup>2</sup> )	間隙比 e
1	10.0000	2.0000
2	20.0000	1.8400
3	40.0000	1.6500
4	80.0000	1.5000
5	100.0000	1.3000
6	200.0000	1.2700
7	500.0000	1.1000



地層(粘性) : 3 [ e ~ logP曲線 : 土質試験値 ]

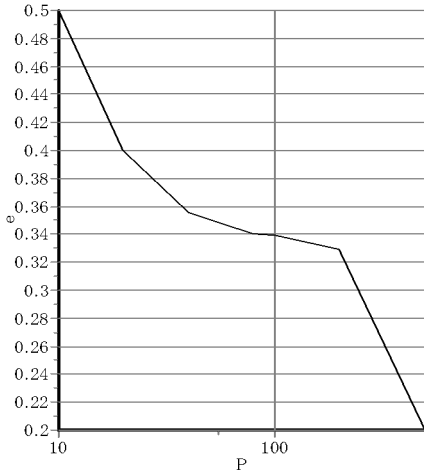
番号 No	圧密圧力 P(kN/m <sup>2</sup> )	間隙比 e
1	10.0000	0.9860
2	20.0000	0.8950
3	40.0000	0.8560
4	80.0000	0.7890
5	100.0000	0.7840
6	200.0000	0.7580
7	500.0000	0.6870



地層(粘性) : 4 [ e ~ logP曲線 : 土質試験値 ]

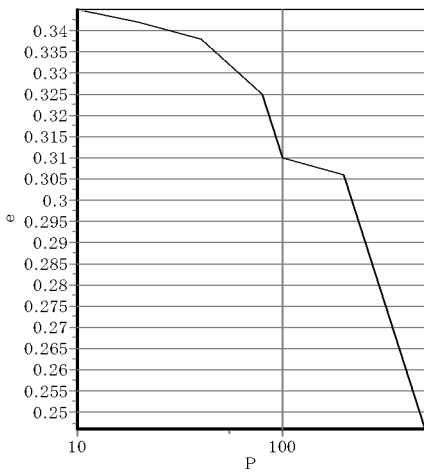
番号 No	圧密圧力 P(kN/m <sup>2</sup> )	間隙比 e
1	10.0000	0.5000
2	20.0000	0.4000
3	40.0000	0.3560

番号 No	圧密圧力 P(kN/m <sup>2</sup> )	間隙比 e
4	80.0000	0.3400
5	100.0000	0.3390
6	200.0000	0.3290
7	500.0000	0.2000



地層(粘性) : 5 [ e ~ logP曲線 : 土質試験値 ]

番号 No	圧密圧力 P(kN/m <sup>2</sup> )	間隙比 e
1	10.0000	0.3450
2	20.0000	0.3420
3	40.0000	0.3380
4	80.0000	0.3250
5	100.0000	0.3100
6	200.0000	0.3060
7	500.0000	0.2460



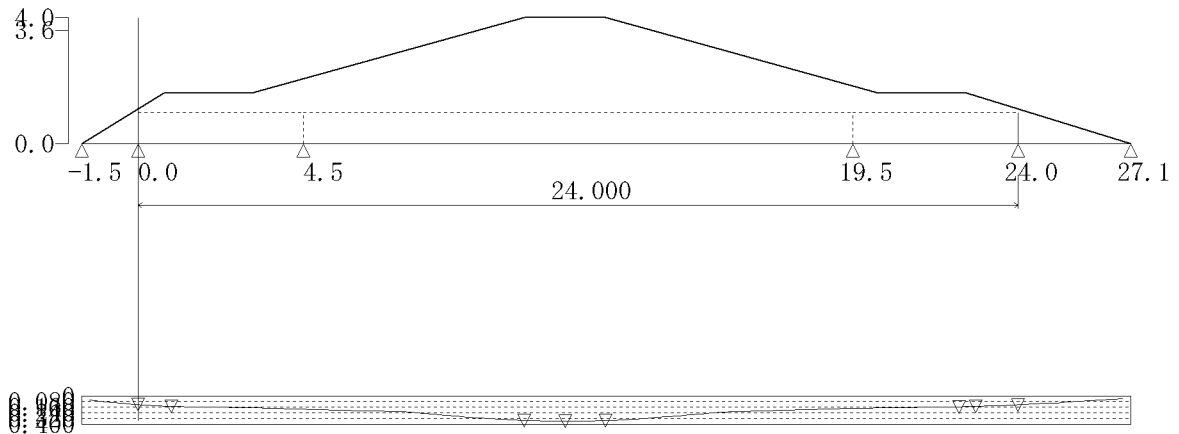
2.2.5 沈下量詳細( e法)

(1) 沈下量計算位置 [ 0.000] (m)

名称 : [樋門端部(川裏)]

沈下量 : 122.1 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 PO (kN/m <sup>2</sup> )	増加応力 P (kN/m <sup>2</sup> )	初期間隙比 e0	後間隙比 e1
1	砂層	0.500	0.0	4.500	19.769	----	----
2	粘性	2.000	97.8	27.000	18.343	1.75774	1.62287
3	粘性	1.500	21.0	58.500	17.683	0.81925	0.79373
4	粘性	0.500	0.7	76.500	18.010	0.34103	0.33925
5	粘性	4.000	2.6	121.000	19.258	0.30890	0.30805



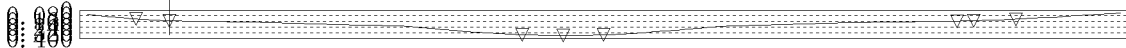
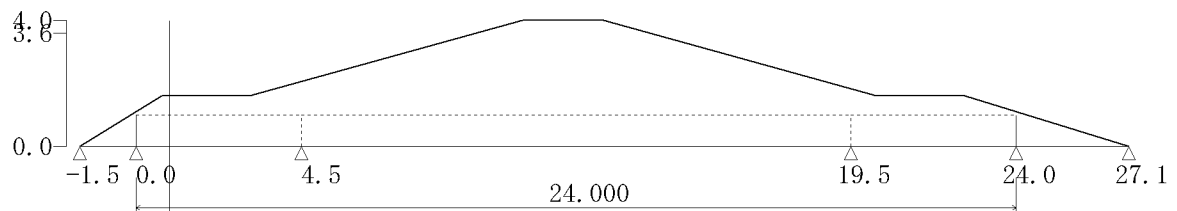
: 圧密沈下量( e法)

(2) 沈下量計算位置 [ 0.900 ] (m)

名称 : [胸壁中央(川裏)]

沈下量 : 147.6 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m <sup>2</sup> )	増加応力 P (kN/m <sup>2</sup> )	初期間隙比 e0	後間隙比 e1
1	砂層	0.500	0.0	4.500	28.510	----	----
2	粘性	2.000	118.6	27.000	24.777	1.75774	1.59415
3	粘性	1.500	25.2	58.500	22.502	0.81925	0.78872
4	粘性	0.500	0.7	76.500	22.295	0.34103	0.33905
5	粘性	4.000	3.0	121.000	22.757	0.30890	0.30791



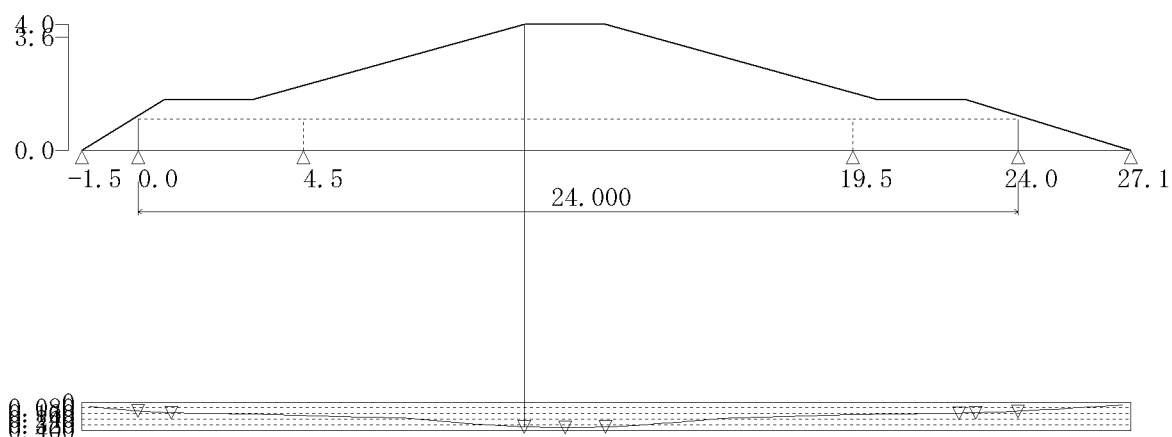
: 圧密沈下量( e法)

(3) 沈下量計算位置 [ 10.540] (m)

名称 : [築堤端部(川裏)]

沈下量 : 349.5 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m <sup>2</sup> )	増加応力 P (kN/m <sup>2</sup> )	初期間隙比 e0	後間隙比 e1
1	砂層	0.500	0.0	4.500	71.499	----	----
2	粘性	2.000	304.9	27.000	68.922	1.75774	1.33731
3	粘性	1.500	35.4	58.500	64.307	0.81925	0.77629
4	粘性	0.500	2.5	76.500	61.472	0.34103	0.33436
5	粘性	4.000	6.6	121.000	55.273	0.30890	0.30673



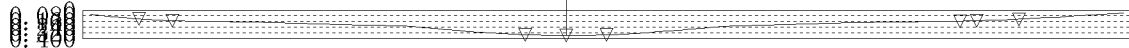
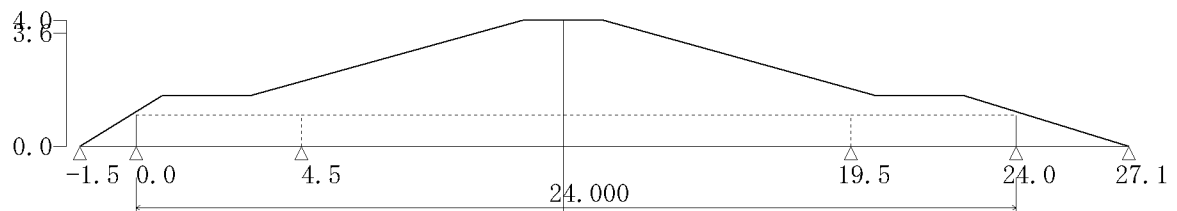
: 圧密沈下量( e法)

(4) 沈下量計算位置 [ 11.650] (m)

名称 : [堤防中央]

沈下量 : 359.2 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m <sup>2</sup> )	増加応力 P (kN/m <sup>2</sup> )	初期間隙比 e0	後間隙比 e1
1	砂層	0.500	0.0	4.500	71.985	----	----
2	粘性	2.000	314.3	27.000	70.316	1.75774	1.32438
3	粘性	1.500	35.7	58.500	65.409	0.81925	0.77596
4	粘性	0.500	2.5	76.500	62.388	0.34103	0.33426
5	粘性	4.000	6.7	121.000	55.910	0.30890	0.30671



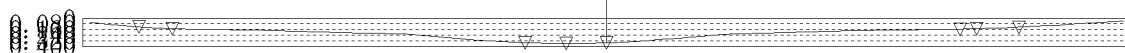
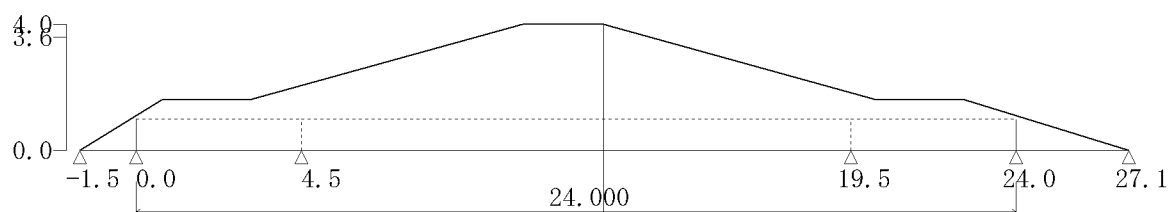
: 圧密沈下量( e法)

(5) 沈下量計算位置 [ 12.760] (m)

名称 : [築堤端部(川表)]

沈下量 : 349.5 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m <sup>2</sup> )	増加応力 P (kN/m <sup>2</sup> )	初期間隙比 e0	後間隙比 e1
1	砂層	0.500	0.0	4.500	71.499	----	----
2	粘性	2.000	304.9	27.000	68.924	1.75774	1.33730
3	粘性	1.500	35.4	58.500	64.322	0.81925	0.77629
4	粘性	0.500	2.5	76.500	61.501	0.34103	0.33435
5	粘性	4.000	6.6	121.000	55.342	0.30890	0.30673



: 圧密沈下量( e法)

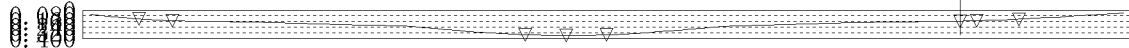
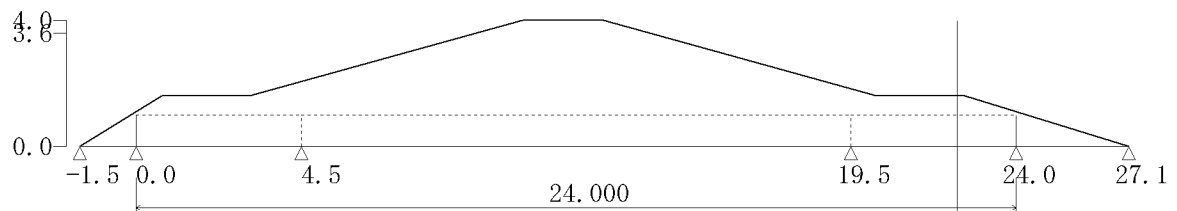


(6) 沈下量計算位置 [ 22.400 ] (m)

名称 : [胸壁中央(川表)]

沈下量 : 154.4 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m <sup>2</sup> )	増加応力 P (kN/m <sup>2</sup> )	初期間隙比 e0	後間隙比 e1
1	砂層	0.500	0.0	4.500	28.652	----	----
2	粘性	2.000	124.4	27.000	26.722	1.75774	1.58617
3	粘性	1.500	25.8	58.500	25.324	0.81925	0.78795
4	粘性	0.500	0.8	76.500	25.088	0.34103	0.33877
5	粘性	4.000	3.3	121.000	25.145	0.30890	0.30781



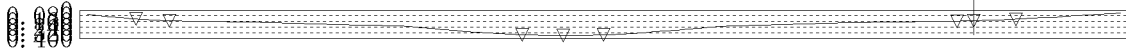
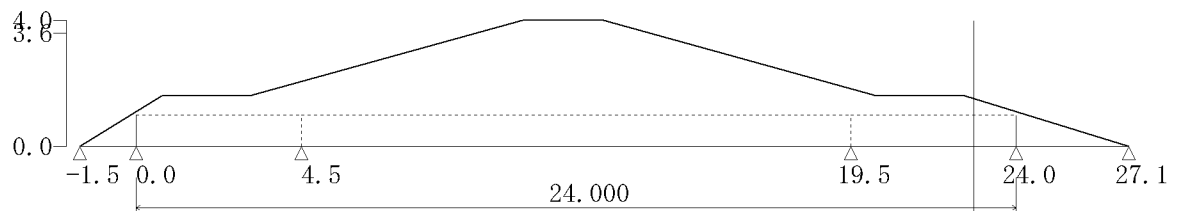
: 圧密沈下量( e法)

(7) 沈下量計算位置 [ 22.850] (m)

名称 : [門柱中央]

沈下量 : 149.2 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m <sup>2</sup> )	増加応力 P (kN/m <sup>2</sup> )	初期間隙比 e0	後間隙比 e1
1	砂層	0.500	0.0	4.500	27.081	----	----
2	粘性	2.000	119.9	27.000	25.179	1.75774	1.59248
3	粘性	1.500	25.4	58.500	23.656	0.81925	0.78840
4	粘性	0.500	0.8	76.500	23.408	0.34103	0.33900
5	粘性	4.000	3.1	121.000	23.573	0.30890	0.30787



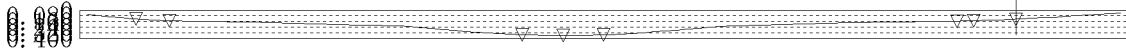
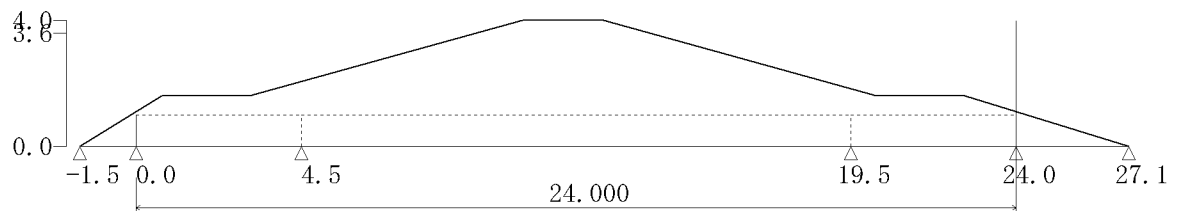
: 圧密沈下量( e法)

(8) 沈下量計算位置 [ 24.000] (m)

名称 : [樋門端部(川表)]

沈下量 : 127.0 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m <sup>2</sup> )	増加応力 P (kN/m <sup>2</sup> )	初期間隙比 e0	後間隙比 e1
1	砂層	0.500	0.0	4.500	19.796	----	----
2	粘性	2.000	101.4	27.000	19.399	1.75774	1.61789
3	粘性	1.500	22.2	58.500	18.813	0.81925	0.79230
4	粘性	0.500	0.7	76.500	18.869	0.34103	0.33921
5	粘性	4.000	2.6	121.000	19.593	0.30890	0.30803



: 圧密沈下量( e法)

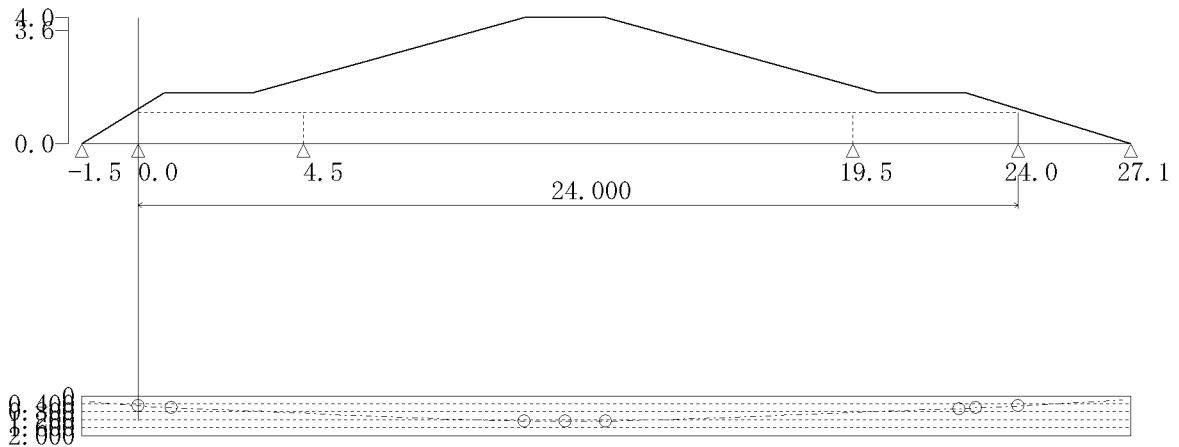
2.2.6 沈下量詳細(Cc法)

(1) 沈下量計算位置 [ 0.000] (m)

名称 : [樋門端部(川裏)]

沈下量 : 488.1 (mm)

層No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 PO (kN/m <sup>2</sup> )	増加応力 P (kN/m <sup>2</sup> )	初期間隙比 e0	圧縮係数 Cc
1	砂層	0.500	0.0	4.500	19.769	-----	-----
2	粘性	2.000	163.3	27.000	18.343	1.75774	1.0000
3	粘性	1.500	94.6	58.500	17.683	0.81925	1.0000
4	粘性	0.500	34.2	76.500	18.010	0.34103	1.0000
5	粘性	4.000	196.0	121.000	19.258	0.30890	1.0000



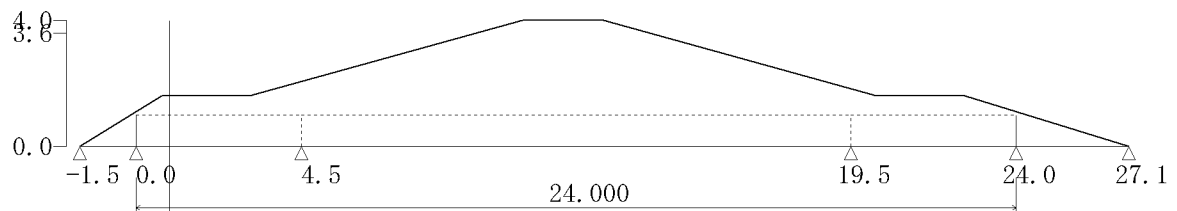
: 圧密沈下量(Cc法)

(2) 沈下量計算位置 [ 0.900 ] (m)

名称 : [胸壁中央(川裏)]

沈下量 : 591.7 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m <sup>2</sup> )	増加応力 P (kN/m <sup>2</sup> )	初期間隙比 e0	圧縮係数 Cc
1	砂層	0.500	0.0	4.500	28.510	-----	-----
2	粘性	2.000	205.1	27.000	24.777	1.75774	1.0000
3	粘性	1.500	116.5	58.500	22.502	0.81925	1.0000
4	粘性	0.500	41.4	76.500	22.295	0.34103	1.0000
5	粘性	4.000	228.7	121.000	22.757	0.30890	1.0000



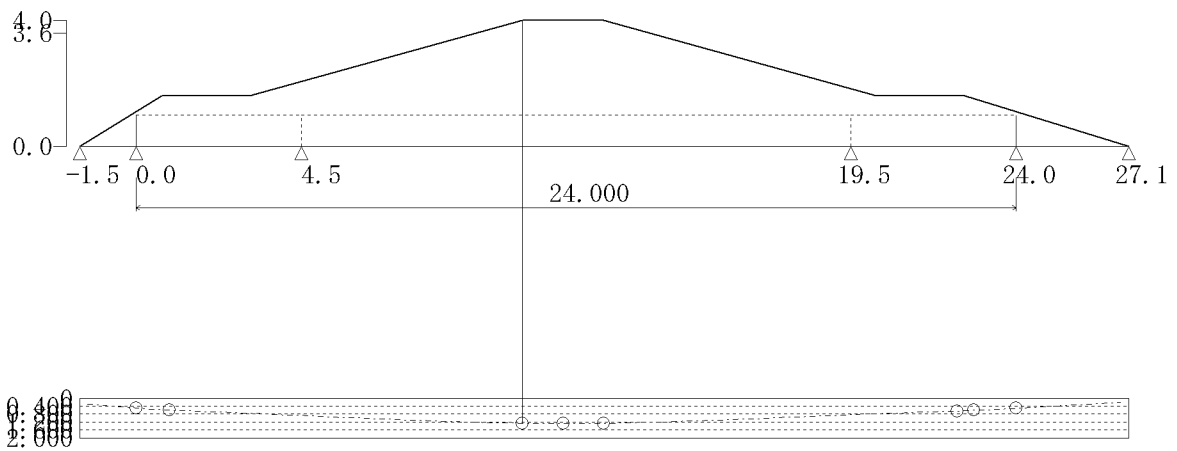
: 圧密沈下量(Cc法)

(3) 沈下量計算位置 [ 10.540 ] (m)

名称 : [築堤端部(川裏)]

沈下量 : 1259.7 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m <sup>2</sup> )	増加応力 P (kN/m <sup>2</sup> )	初期間隙比 e0	圧縮係数 Cc
1	砂層	0.500	0.0	4.500	71.499	-----	-----
2	粘性	2.000	399.3	27.000	68.922	1.75774	1.0000
3	粘性	1.500	265.5	58.500	64.307	0.81925	1.0000
4	粘性	0.500	95.5	76.500	61.472	0.34103	1.0000
5	粘性	4.000	499.4	121.000	55.273	0.30890	1.0000



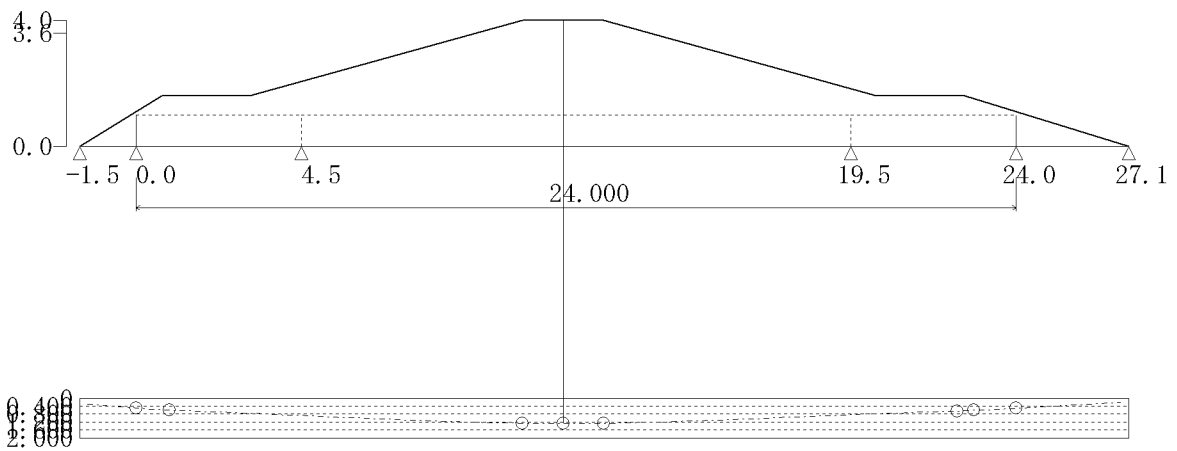
: 圧密沈下量(Cc法)

(4) 沈下量計算位置 [ 11.650] (m)

名称 : [堤防中央]

沈下量 : 1273.3 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m <sup>2</sup> )	増加応力 P (kN/m <sup>2</sup> )	初期間隙比 e0	圧縮係数 Cc
1	砂層	0.500	0.0	4.500	71.985	-----	-----
2	粘性	2.000	403.8	27.000	70.316	1.75774	1.0000
3	粘性	1.500	268.7	58.500	65.409	0.81925	1.0000
4	粘性	0.500	96.6	76.500	62.388	0.34103	1.0000
5	粘性	4.000	504.1	121.000	55.910	0.30890	1.0000



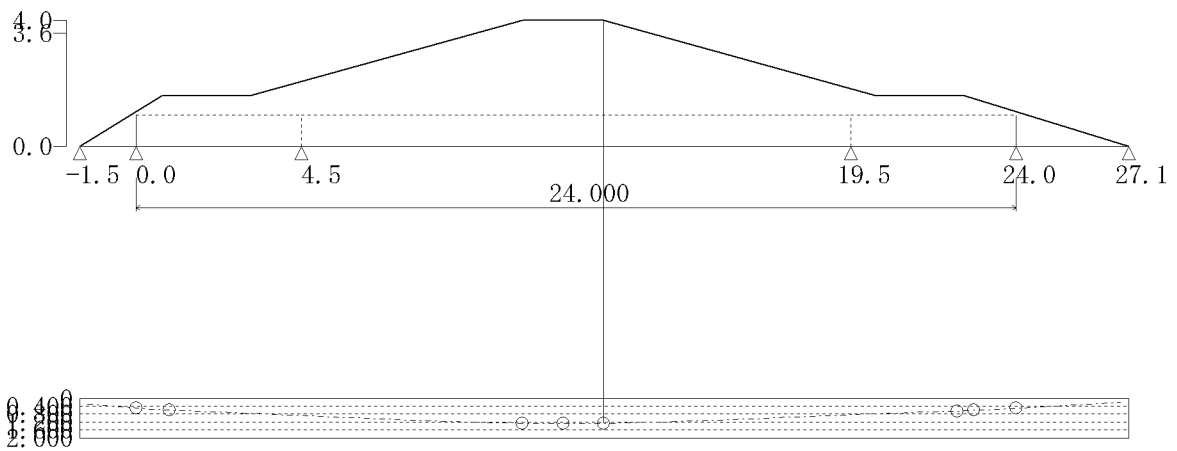
: 圧密沈下量(Cc法)

(5) 沈下量計算位置 [ 12.760] (m)

名称 : [築堤端部(川表)]

沈下量 : 1260.3 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m <sup>2</sup> )	増加応力 P (kN/m <sup>2</sup> )	初期間隙比 e0	圧縮係数 Cc
1	砂層	0.500	0.0	4.500	71.499	-----	-----
2	粘性	2.000	399.3	27.000	68.924	1.75774	1.0000
3	粘性	1.500	265.6	58.500	64.322	0.81925	1.0000
4	粘性	0.500	95.5	76.500	61.501	0.34103	1.0000
5	粘性	4.000	499.9	121.000	55.342	0.30890	1.0000



: 圧密沈下量(Cc法)

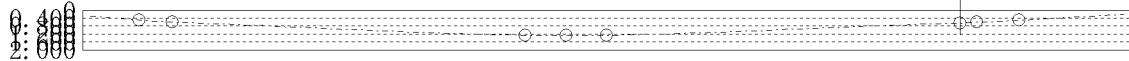
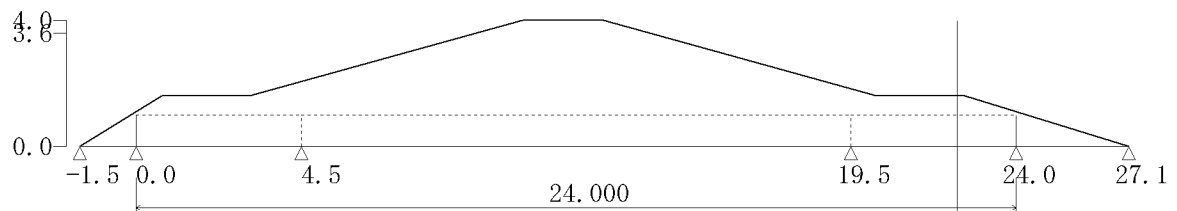


(6) 沈下量計算位置 [ 22.400 ] (m)

名称 : [胸壁中央(川表)]

沈下量 : 642.0 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 PO (kN/m <sup>2</sup> )	増加応力 P (kN/m <sup>2</sup> )	初期間隙比 e0	圧縮係数 Cc
1	砂層	0.500	0.0	4.500	28.652	-----	-----
2	粘性	2.000	216.7	27.000	26.722	1.75774	1.0000
3	粘性	1.500	128.8	58.500	25.324	0.81925	1.0000
4	粘性	0.500	45.9	76.500	25.088	0.34103	1.0000
5	粘性	4.000	250.6	121.000	25.145	0.30890	1.0000



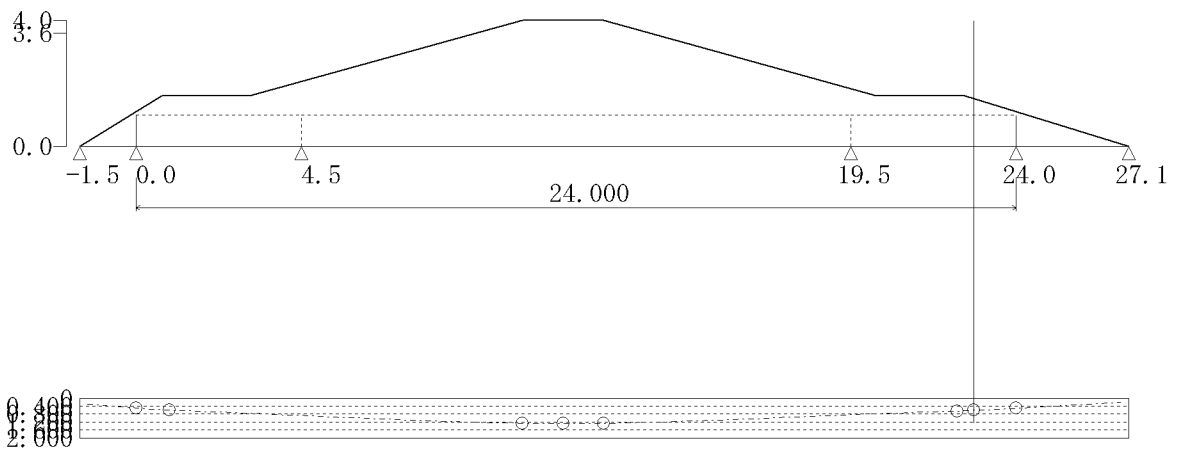
: 圧密沈下量(Cc法)

(7) 沈下量計算位置 [ 22.850] (m)

名称 : [門柱中央]

沈下量 : 608.6 (mm)

層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m <sup>2</sup> )	増加応力 P (kN/m <sup>2</sup> )	初期間隙比 e0	圧縮係数 Cc
1	砂層	0.500	0.0	4.500	27.081	-----	-----
2	粘性	2.000	207.5	27.000	25.179	1.75774	1.0000
3	粘性	1.500	121.6	58.500	23.656	0.81925	1.0000
4	粘性	0.500	43.2	76.500	23.408	0.34103	1.0000
5	粘性	4.000	236.2	121.000	23.573	0.30890	1.0000



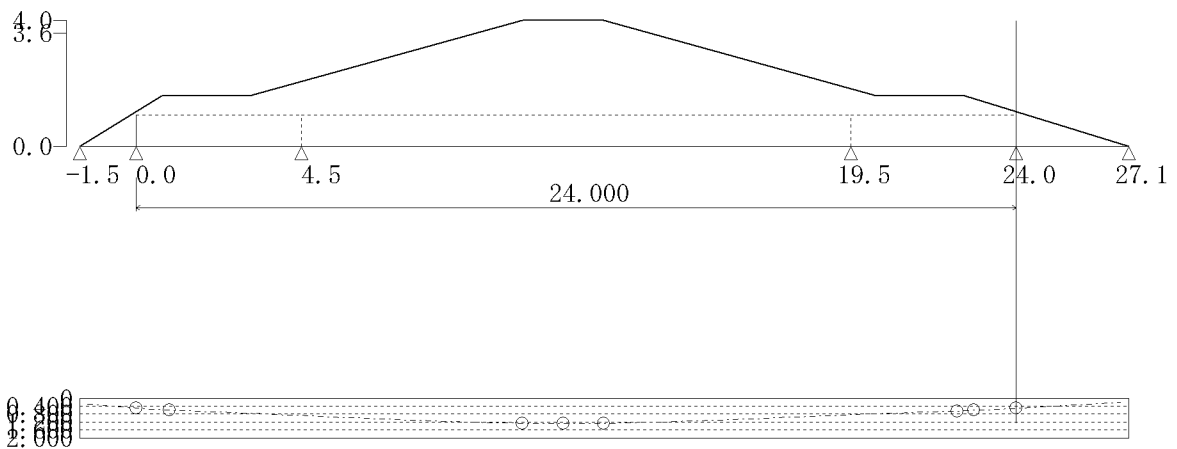
: 圧密沈下量(Cc法)

(8) 沈下量計算位置 [ 24.000] (m)

名称 : [樋門端部(川表)]

沈下量 : 505.3 (mm)

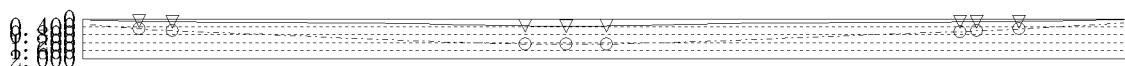
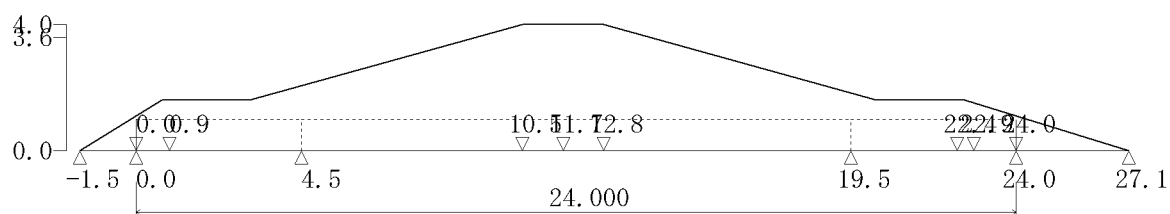
層 No	区分	層厚 H (m)	沈下量 S(mm)	土かぶり圧 P0 (kN/m <sup>2</sup> )	増加応力 P (kN/m <sup>2</sup> )	初期間隙比 e0	圧縮係数 Cc
1	砂層	0.500	0.0	4.500	19.796	-----	-----
2	粘性	2.000	170.5	27.000	19.399	1.75774	1.0000
3	粘性	1.500	99.8	58.500	18.813	0.81925	1.0000
4	粘性	0.500	35.7	76.500	18.869	0.34103	1.0000
5	粘性	4.000	199.2	121.000	19.593	0.30890	1.0000



: 圧密沈下量(Cc法)

2.2.7 沈下量一覧

No	検討位置 (mm)	名称	e法 (mm)	Cc法 (mm)
1	0.000	樋門端部(川裏)	122.1	488.1
2	0.900	胸壁中央(川裏)	147.6	591.7
3	10.540	築堤端部(川裏)	349.5	1259.7
4	11.650	堤防中央	359.2	1273.3
5	12.760	築堤端部(川表)	349.5	1260.3
6	22.400	胸壁中央(川表)	154.4	642.0
7	22.850	門柱中央	149.2	608.6
8	24.000	樋門端部(川表)	127.0	505.3



: 圧密沈下量( e法)  
 : 圧密沈下量(Cc法)

### 2.3 残留沈下量

地盤の残留沈下量 $S_r$ は、即時沈下量 $S_i$ と圧密沈下量( e法) $S_c$ とを合計した沈下量の最大値とする。

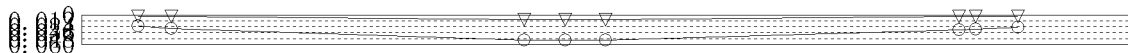
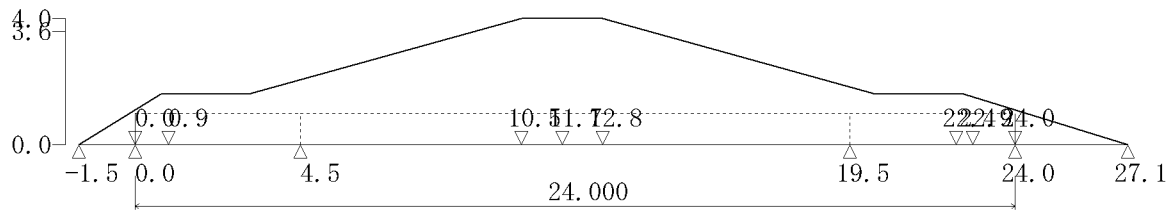
ここでは、残留沈下量と剛支持とみなす残留沈下量の許容値と比較して基礎形式を判定する。

床付け面より上側地層の圧密沈下量は無視しています。

#### 2.3.1 集計計算結果

No	検討位置 (m)	名称	即時沈下量 (mm)	圧密沈下量 (mm)	キャンパ量 (mm)	残留沈下量 (mm)	許容値 (mm)	判定
1	0.000	樋門端部(川裏)	2.8	24.3	4.1	23.0	300.000	OK
2	0.900	胸壁中央(川裏)	3.3	29.0	4.1	28.1	300.000	OK
3	10.540	築堤端部(川裏)	9.9	44.5	3.9	50.5	300.000	OK
4	11.650	堤防中央	10.0	44.9	3.9	51.0	300.000	OK
5	12.760	築堤端部(川表)	9.9	44.6	3.9	50.6	300.000	OK
6	22.400	胸壁中央(川表)	3.4	30.0	3.7	29.7	300.000	OK
7	22.850	門柱中央	3.2	29.3	3.7	28.8	300.000	OK
8	24.000	樋門端部(川表)	2.7	25.5	3.7	24.5	300.000	OK

最大残留沈下量51.0 > 50.0(mm) となり柔支持基礎と判定する。



△ : 残留沈下量  
○ : 即時沈下量

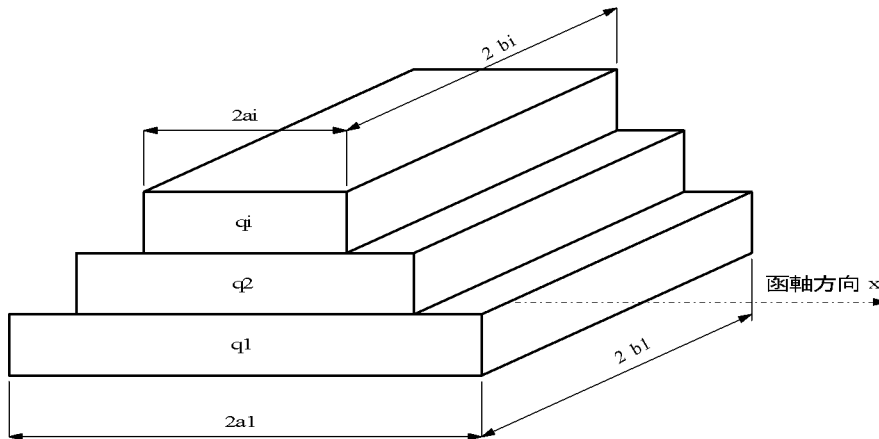
## 2.4 側方変位量

側方変位量は、地盤を弾性体とみなして弾性変位量として求めることができる。

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

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>)
- $\nu$  : 地盤のポアソン比 = 0.30
- $2a_i$  : 載荷幅 (m)
- $2b_i$  : 載荷奥行 (m)
- $n$  : 等分布荷重数 (m)
- $x$  : それぞれの等分布荷重のセンターからの距離 (m)



2.4.1 地盤の変形係数

多層地盤の換算変形係数 $E_{sm}$ は、下式で算出する。

B Lの場合

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

B=Lの場合

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

ここに

$E_{sm}$  : 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。(m)

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

$\theta$  : 荷重の分散角度 (=30° )

B	7.500 (m)		
L	10.000 (m)		
hn	15.000 (m)		
層	層厚 (m)	深度 (m)	Ei (kN/m <sup>2</sup> )
1	1.500	1.500	10920.0
2	0.500	2.000	12180.0
3	13.000	15.000	14840.0
合計	15.000		
Esm	13438.0 (kN/m <sup>2</sup> )		

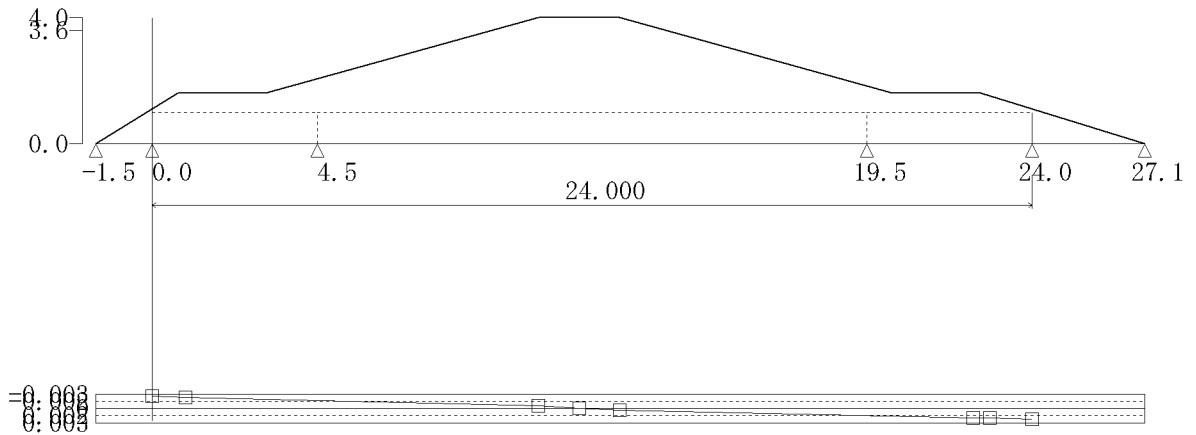
2.4.2 変位置詳細

(1) 沈下量計算位置 [ 0.000] (m)

名称 : [樋門端部(川裏)]

側方変位置 : -2.5 (mm)

番号 No	等分布 荷重 載荷幅 (m)	載荷奥行 H (m)	深さ (m)	換算変形係数 Em(kN/m <sup>2</sup> )	荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	荷重中心 距離 (m)	側方変位置 (mm)
1	25.260	3.000	15.000	13438.0	28.800	12.210	-1.8
2	9.660	3.000	15.000	13438.0	43.200	11.650	-0.7



: 側方変位置

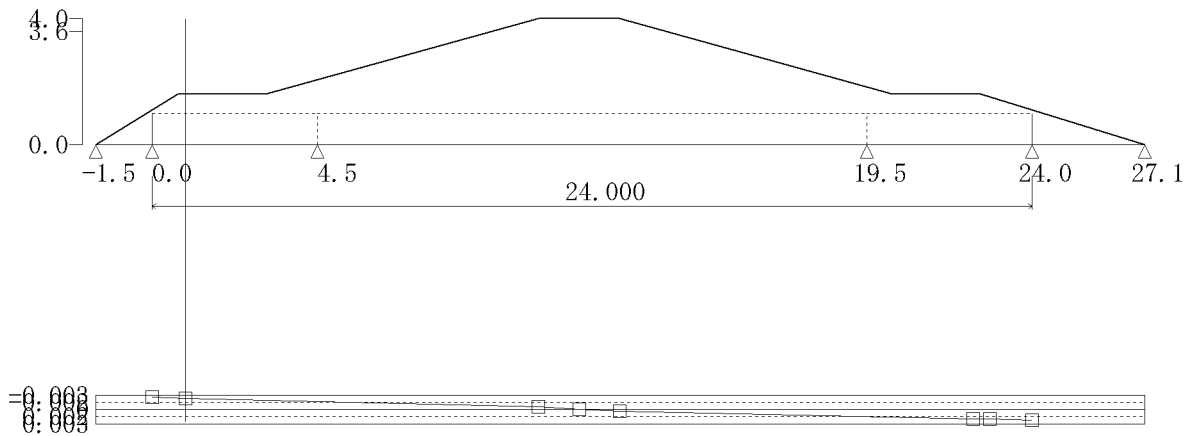


(2) 沈下量計算位置 [ 0.900 ] (m)

名称 : [ 胸壁中央(川裏) ]

側方変位量 : -2.2 (mm)

番号 No	等分布 荷重 載荷幅 (m)	載荷奥行 H (m)	深さ (m)	換算変形係数 Em(kN/m <sup>2</sup> )	荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	荷重中心 距離 (m)	側方変位量 (mm)
1	25.260	3.000	15.000	13438.0	28.800	11.310	-1.5
2	9.660	3.000	15.000	13438.0	43.200	10.750	-0.8



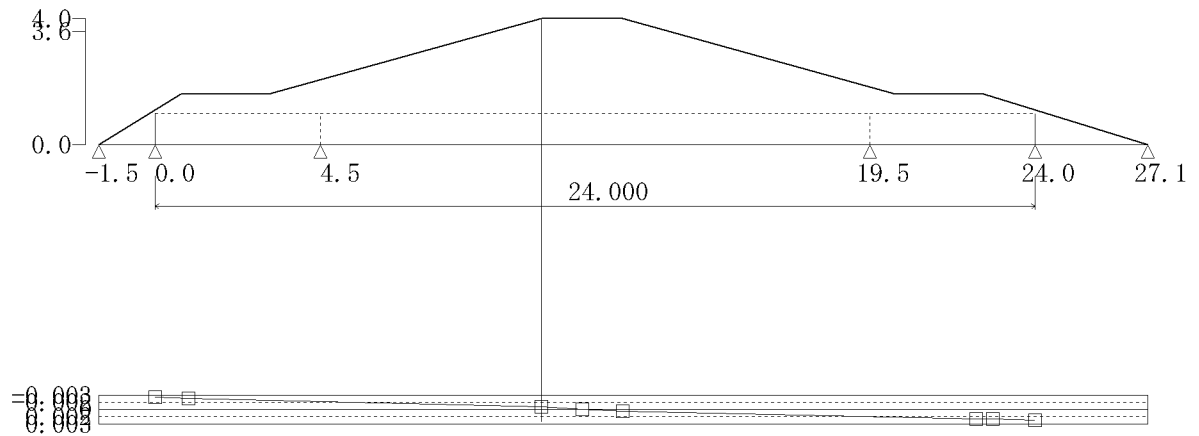
: 側方変位量

(3) 沈下量計算位置 [ 10.540] (m)

名称 : [築堤端部(川裏)]

側方変位量 : -0.5 (mm)

番号 No	等分布 荷重 載荷幅 (m)	載荷奥行 H (m)	深さ (m)	換算変形係数 Em(kN/m <sup>2</sup> )	荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	荷重中心 距離 (m)	側方変位量 (mm)
1	25.260	3.000	15.000	13438.0	28.800	1.670	-0.1
2	9.660	3.000	15.000	13438.0	43.200	1.110	-0.4



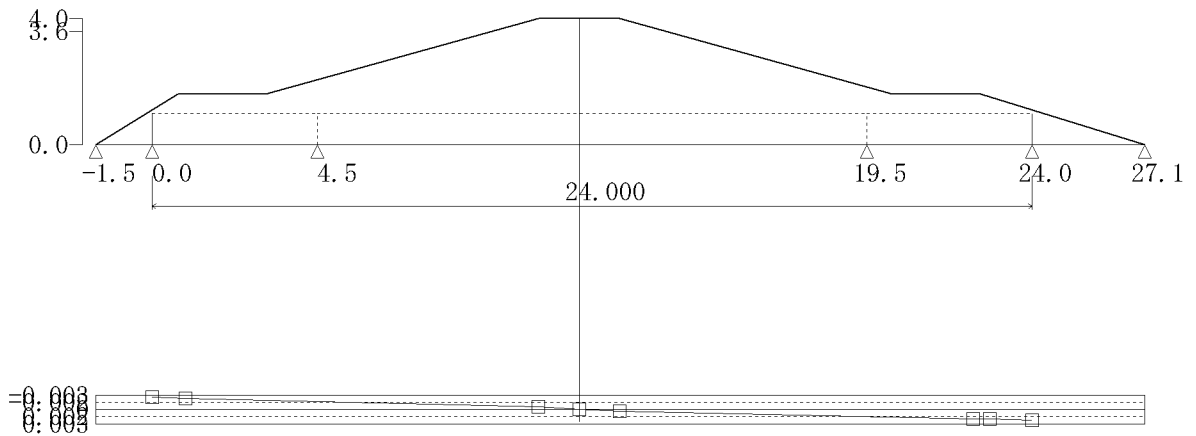
: 側方変位量

(4) 沈下量計算位置 [ 11.650] (m)

名称 : [堤防中央]

側方変位量 : 0.0 (mm)

番号 No	等分布 荷重 載荷幅 (m)	載荷奥行 H (m)	深さ (m)	換算変形係数 Em(kN/m <sup>2</sup> )	荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	荷重中心 距離 (m)	側方変位量 (mm)
1	25.260	3.000	15.000	13438.0	28.800	0.560	0.0
2	9.660	3.000	15.000	13438.0	43.200	0.000	0.0



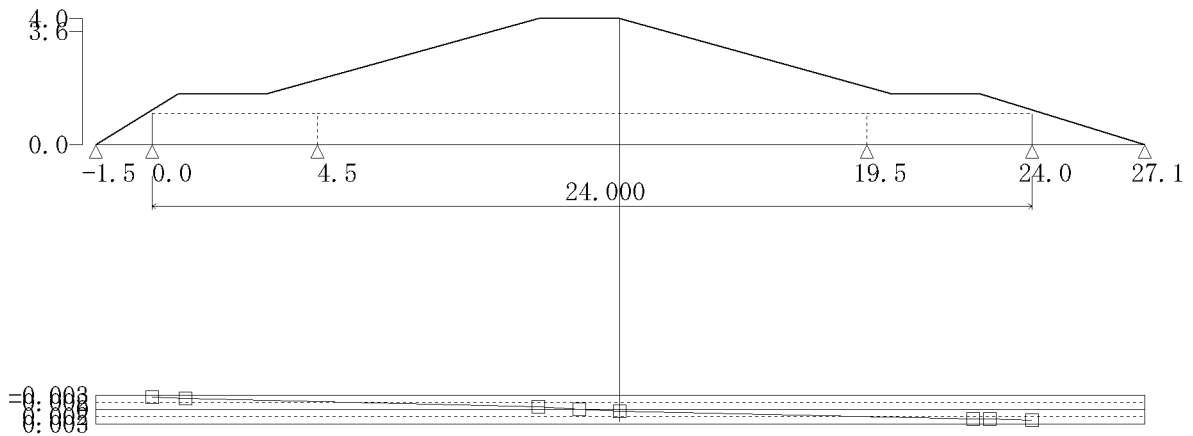
: 側方変位量

(5) 沈下量計算位置 [ 12.760] (m)

名称 : [築堤端部(川表)]

側方変位量 : 0.4 (mm)

番号 No	等分布 荷重 載荷幅 (m)	載荷奥行 H (m)	深さ (m)	換算変形係数 Em(kN/m <sup>2</sup> )	荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	荷重中心 距離 (m)	側方変位量 (mm)
1	25.260	3.000	15.000	13438.0	28.800	0.550	0.0
2	9.660	3.000	15.000	13438.0	43.200	1.110	0.4



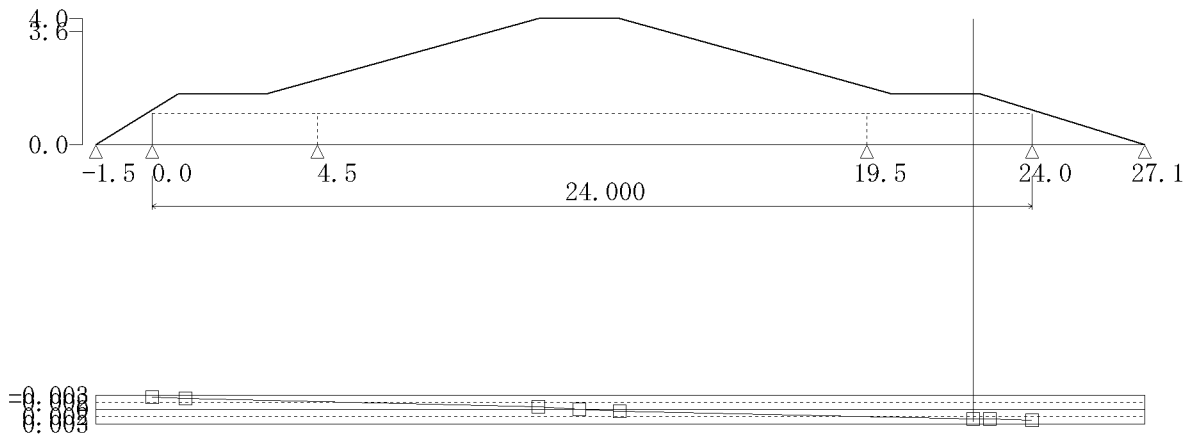
: 側方変位量

(6) 沈下量計算位置 [ 22.400 ] (m)

名称 : [ 胸壁中央(川表) ]

側方変位量 : 1.9 (mm)

番号 No	等分布 荷重 載荷幅 (m)	載荷奥行 H (m)	深さ (m)	換算変形係数 Em(kN/m <sup>2</sup> )	荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	荷重中心 距離 (m)	側方変位量 (mm)
1	25.260	3.000	15.000	13438.0	28.800	10.190	1.2
2	9.660	3.000	15.000	13438.0	43.200	10.750	0.8



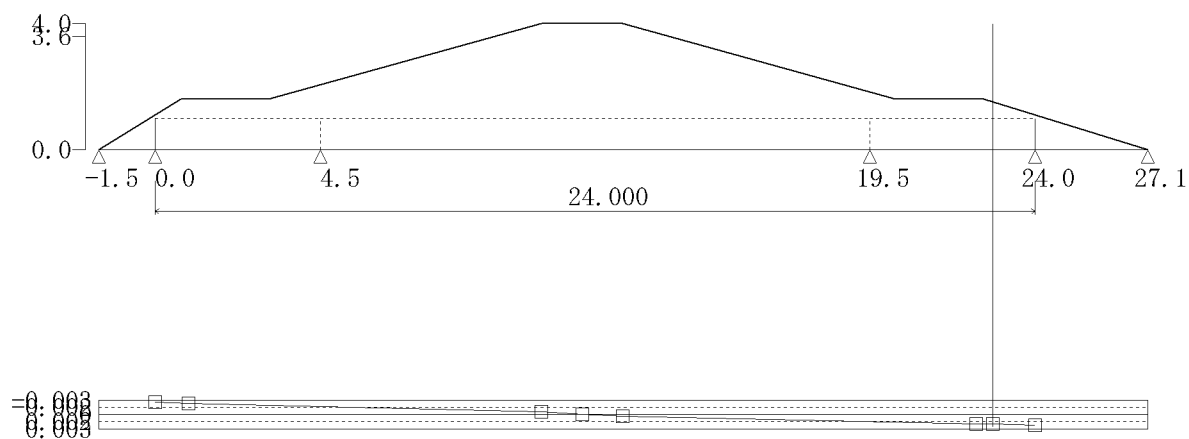
: 側方変位量

(7) 沈下量計算位置 [ 22.850] (m)

名称 : [門柱中央]

側方変位量 : 2.0 (mm)

番号 No	等分布 荷重 載荷幅 (m)	載荷奥行 H (m)	深さ (m)	換算変形係数 Em(kN/m <sup>2</sup> )	荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	荷重中心 距離 (m)	側方変位量 (mm)
1	25.260	3.000	15.000	13438.0	28.800	10.640	1.3
2	9.660	3.000	15.000	13438.0	43.200	11.200	0.7



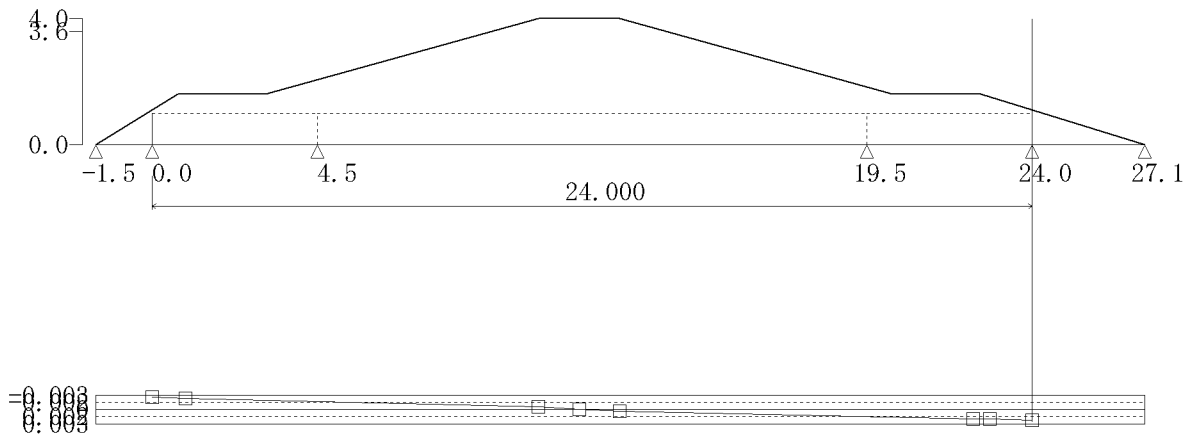
: 側方変位量

(8) 沈下量計算位置 [ 24.000] (m)

名称 : [樋門端部(川表)]

側方変位量 : 2.3 (mm)

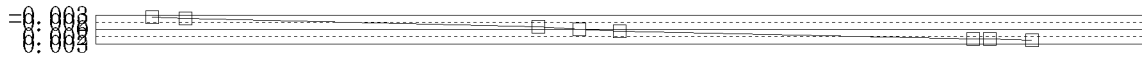
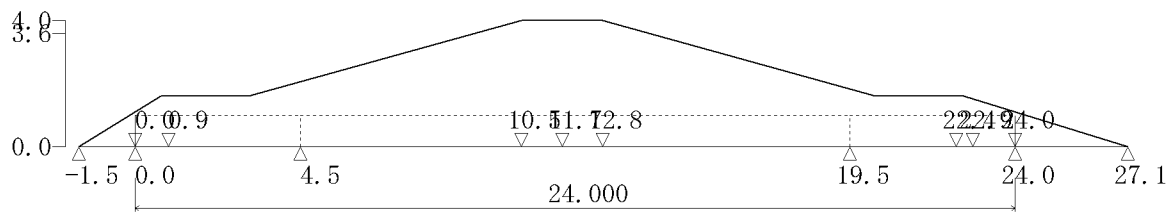
番号 No	等分布 荷重 載荷幅 (m)	載荷奥行 H (m)	深さ (m)	換算変形係数 Em(kN/m <sup>2</sup> )	荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	荷重中心 距離 (m)	側方変位量 (mm)
1	25.260	3.000	15.000	13438.0	28.800	11.790	1.6
2	9.660	3.000	15.000	13438.0	43.200	12.350	0.7



: 側方変位量

2.4.3 変位量一覧

No	検討位置 (m)	名称	側方変位量 (mm)
1	0.000	樋門端部(川裏)	-2.5
2	0.900	胸壁中央(川裏)	-2.2
3	10.540	築堤端部(川裏)	-0.5
4	11.650	堤防中央	0.0
5	12.760	築堤端部(川表)	0.4
6	22.400	胸壁中央(川表)	1.9
7	22.850	門柱中央	2.0
8	24.000	樋門端部(川表)	2.3



: 側方変位量