

# マンホールの設計計算 サンプルデータ

出力例

矩形-平板

現場打ち矩形マンホールのサンプルデータ

# 目次

1章 設計条件	1
1.1 一般事項	1
1.2 設計対象	1
1.3 形式	1
1.4 形状寸法	1
1.5 部材	2
1.6 部材の解析モデル	2
1.7 コンクリート材料	3
1.8 鉄筋材料	3
1.9 許容値	3
1.10 地下水位	4
1.11 地盤条件	4
1.12 荷重	5
2章 常時の検討	6
2.1 鉛直荷重	6
2.1.1 躯体自重	6
2.1.2 土砂重量	6
2.1.3 底版に作用する水圧	6
2.1.4 活荷重	7
2.2 水平荷重	8
2.2.1 水平土圧、水圧	8
2.2.2 水平荷重の集計	8
2.3 頂版の計算	9
2.3.1 作用荷重	9
2.3.2 断面力の計算	10
2.3.3 断面照査	12
2.4 中床版の計算	16
2.4.1 作用荷重	16
2.4.2 断面力の計算	17
2.4.3 断面照査	21
2.5 底版の計算	29
2.5.1 作用荷重	29
2.5.2 断面力の計算	30
2.5.3 断面照査	32
2.6 側壁の計算	36
2.6.1 作用荷重	36
2.6.2 断面力の計算	37
2.6.3 断面照査	67
2.7 安定計算	91
2.7.1 浮き上がりに対する安定	91
2.7.2 支持力に対する安定	91
3章 地震時の検討	93
3.1 耐震設計上の地盤種別	93
3.2 地盤の応答変位(レベル1)	94
3.2.1 地盤の固有周期	94
3.2.2 設計応答速度	94
3.2.3 地盤の変位振幅の計算	94
3.3 鉛直方向断面力の計算(レベル1)	96
3.3.1 解析モデル	96

3.3.2 地盤反力係数	96
3.3.3 地盤のバネ	99
3.3.4 断面力の計算	100
3.4 鉛直方向配筋データ	103
3.5 鉛直方向断面照査一覧表(レベル1)	104
3.6 水平方向断面力の計算(レベル1)	109
3.6.1 各節点深度における水平荷重の算出	109
3.6.2 照査断面が矩形の場合	109
3.7 水平方向配筋データ	116
3.8 水平方向断面照査一覧表(レベル1)	118
3.9 地盤の応答変位(レベル2)	127
3.9.1 地盤の固有周期	127
3.9.2 設計応答速度	127
3.9.3 地盤の変位振幅の計算	128
3.10 鉛直方向断面力の計算(レベル2)	129
3.10.1 解析モデル	129
3.10.2 地盤反力係数	129
3.10.3 地盤のバネ	132
3.10.4 断面力の計算	133
3.11 鉛直方向断面照査一覧表(レベル2)	136
3.12 水平方向断面力の計算(レベル2)	141
3.12.1 各節点深度における水平荷重の算出	141
3.12.2 照査断面が矩形の場合	141
3.13 水平方向断面照査一覧表(レベル2)	149

# 1章 設計条件

## 1.1 一般事項

データ名：矩形-平板.f7m

タイトル：現場打ちマンホールのサンプルデータ4

コメント：特殊人孔構造計算の手引き 構造計算例 矩形人孔

## 1.2 設計対象

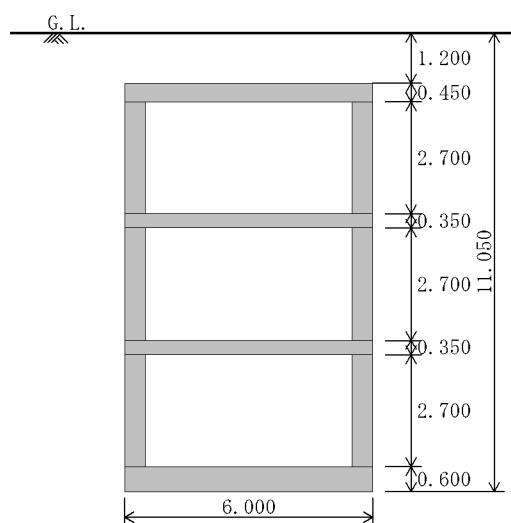
計算対象：常時，レベル1地震動，レベル2地震動

地域区分：A

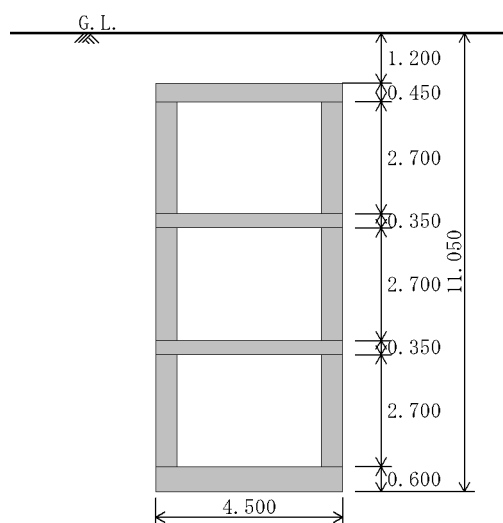
## 1.3 形式

現場打ちマンホール

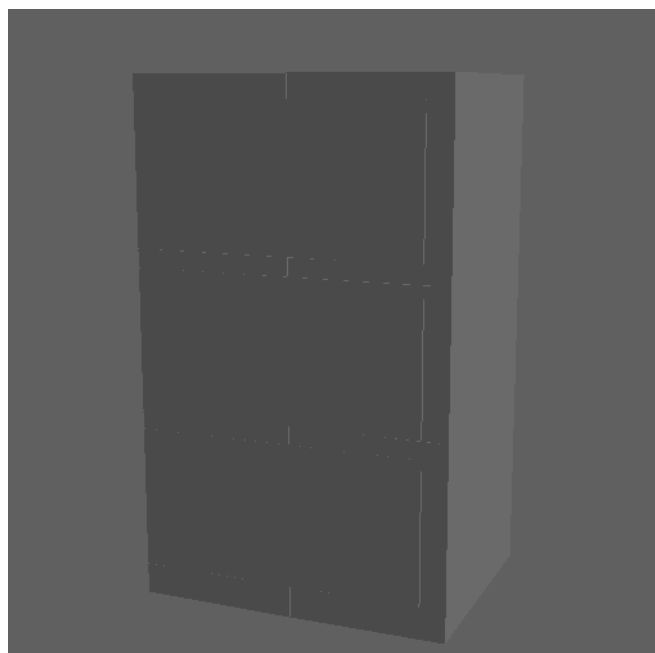
## 1.4 形状寸法



正面形状



側面形状



部材番号	部材名称	タイプ	正面寸法				
			外径上縁 (m)	内径上縁 (m)	外径下縁 (m)	内径下縁 (m)	ハンチ (m)
1	頂版	矩形	6.000	0.000	6.000	0.000	0.000
2	側壁1	矩形	6.000	5.000	6.000	5.000	0.000
3	中床版	矩形	6.000	0.000	6.000	0.000	0.000
4	側壁2	矩形	6.000	5.000	6.000	5.000	0.000
5	中床版	矩形	6.000	0.000	6.000	0.000	0.000
6	側壁3	矩形	6.000	5.000	6.000	5.000	0.000
7	底版	矩形	6.000	0.000	6.000	0.000	0.000

部材番号	部材名称	タイプ	側面寸法				
			外径上縁 (m)	内径上縁 (m)	外径下縁 (m)	内径下縁 (m)	ハンチ (m)
1	頂版	矩形	4.500	0.000	4.500	0.000	0.000
2	側壁1	矩形	4.500	3.500	4.500	3.500	0.000
3	中床版	矩形	4.500	0.000	4.500	0.000	0.000
4	側壁2	矩形	4.500	3.500	4.500	3.500	0.000
5	中床版	矩形	4.500	0.000	4.500	0.000	0.000
6	側壁3	矩形	4.500	3.500	4.500	3.500	0.000
7	底版	矩形	4.500	0.000	4.500	0.000	0.000

### 1.5 部材

部材番号	深度 (m)	部材高 (m)	部位	断面照査有無		節点分割数
				常時	地震時	
1	1.650	0.450	頂版		—	1
2	4.350	2.700	側壁			5
3	4.700	0.350	中床版		—	1
4	7.400	2.700	側壁			5
5	7.750	0.350	中床版		—	1
6	10.450	2.700	側壁			5
7	11.050	0.600	底版		—	1

### 1.6 部材の解析モデル

部材番号	形状	部位	解析条件	備考
1	矩形	頂版	4辺固定支持	建築学会
2	矩形	側壁前後	4辺固定支持	建築学会
		側壁左右	4辺固定支持	建築学会
3	矩形	中床版	4辺固定支持	建築学会
4	矩形	側壁前後	4辺固定支持	建築学会

部材番号	形状	部位	解析条件	備考
		側壁左右	4辺固定支持	建築学会
5	矩形	中床版	4辺固定支持	建築学会
6	矩形	側壁前後	4辺固定支持	建築学会
		側壁左右	4辺固定支持	建築学会
7	矩形	底版	4辺固定支持	建築学会

### 1.7 コンクリート材料

部材番号	材料名称	材料強度 $f'_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_c$ $\times 10^4$ (N/mm <sup>2</sup> )
1	24	24.0	2.500
2	24	24.0	2.500
3	24	24.0	2.500
4	24	24.0	2.500
5	24	24.0	2.500
6	24	24.0	2.500
7	24	24.0	2.500

単位重量（大気中）  $\rho_c = 24.50$  (kN/m<sup>3</sup>)

単位重量（水中）  $\rho'_c = 14.50$  (kN/m<sup>3</sup>)

### 1.8 鉄筋材料

部材番号	材質	材料強度 $f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_s$ $\times 10^5$ (N/mm <sup>2</sup> )
1	SD345	345.0	2.000
2	SD345	345.0	2.000
3	SD345	345.0	2.000
4	SD345	345.0	2.000
5	SD345	345.0	2.000
6	SD345	345.0	2.000
7	SD345	345.0	2.000

### 1.9 許容値

常時の許容応力度

[1] 常時（割り増し係数：1.0）

部材番号	R C (N/mm <sup>2</sup> )				
	曲げ圧縮 応力度 $c_a$	せん断 応力度 $a_1$	付着 応力度 $0_a$	引張応力度 $s_a$	
				大気中	水中
1	9.00	0.450	1.60	160.00	160.00
2	9.00	0.450	1.60	160.00	160.00

部材番号	R C (N/mm <sup>2</sup> )				
	曲げ圧縮 応力度 ca	せん断 応力度 a1	付着 応力度 0a	引張応力度 sa	
				大気中	水中
3	9.00	0.450	1.60	160.00	160.00
4	9.00	0.450	1.60	160.00	160.00
5	9.00	0.450	1.60	160.00	160.00
6	9.00	0.450	1.60	160.00	160.00
7	9.00	0.450	1.60	160.00	160.00

浮力の検討に対する安全率 : 1.200

レベル1地震時の許容応力度 (割り増し係数 : 1.5)

部材番号	R C (N/mm <sup>2</sup> )				
	曲げ圧縮 応力度 ca	せん断 応力度 a1	付着 応力度 0a	引張応力度 sa	
				大気中	水中
2	10.50	0.630	1.05	210.00	210.00
4	10.50	0.630	1.05	210.00	210.00
6	13.50	0.675	2.40	240.00	240.00

安全係数

材料係数

曲げ耐力用

コンクリート c : 1.00

鉄筋 s : 1.00

せん断耐力用

コンクリート c : 1.00

鉄筋 s : 1.00

部材係数

曲げ耐力用 b : 1.00

せん断耐力用

コンクリート bc : 1.00

鉄筋 bs : 1.00

構造物係数

i : 1.00

1.10 地下水位

地表面からの深さH : 7.575(m)

単位重量 : 10.0(kN/m<sup>3</sup>)

1.11 地盤条件

鉛直方向の地盤反力係数Kvに対する水平方向せん断バネ係数Ksの比 : 0.30

レベル1の算出方法

地盤反力係数の推定係数 : 1.0

表層のTsの算出方法 : Ts = 1.25T<sub>0</sub>

レベル2の算出方法

地盤反力係数の推定係数 : 1.0

表層のTsの算出方法 : Ts = 1.25T<sub>0</sub>

設計応答速度 $S_v$  $S_v$ はグラフより算出

## 表層の地盤条件

土層番号	深度 Z (m)	層厚 h (m)	土質名	N値	単位重量 (大気中) (kN/m <sup>3</sup> )	単位重量 (飽和) sat (kN/m <sup>3</sup> )	静止土圧係数 K	鉛直土圧係数	変形係数 $E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	表層のせん断弾性波速度 $V_s$ (m/s)
1	11.200	11.200	砂質土	5.000	18.000	19.000	0.5000	1.0000	14000.000	136.798

## 1.12 荷重

載荷荷重

[1]常時

Case No.	名称	タイプ	載荷強度 (kN/m <sup>2</sup> )
1	T荷重	後輪荷重(T-25)	100.000
2	群集荷重	群集荷重	5.000

衝撃係数 : 0.300

地表面載荷荷重 : 10.0 (kN/m<sup>2</sup>)



## 2章 常時の検討

### 2.1 鉛直荷重

#### 2.1.1 躯体自重

##### (1)部材重量

部材番号	部位	名称	面積×高さ×単位重量	重量 (kN)
1	頂版	頂版	6.000×4.500×0.450×24.500	297.675
累計Wd1				297.675
2	側壁	側壁1	(6.000×4.500 - 5.000×3.500)×2.700×24.500	628.425
3	中床版	中床版	6.000×4.500×0.350×24.500	231.525
4	側壁	側壁2	(6.000×4.500 - 5.000×3.500)×2.700×24.500	628.425
5	中床版	中床版	6.000×4.500×0.350×24.500	231.525
6	側壁	側壁3	(6.000×4.500 - 5.000×3.500)×2.700×24.500	628.425
累計Wd2				2646.000
7	底版	底版	6.000×4.500×0.600×24.500	396.900
累計 Wd				3042.900

##### (2)群集荷重

###### [1]常時

部材番号	名称	面積×荷重強度	重量 (kN)
3	群集荷重	5.000×3.500×5.000	87.500
5	群集荷重	5.000×3.500×5.000	87.500
累計 Wm			175.000

##### (3)荷重の集計

###### [1]常時

$$Wc1 = Wd1 = 297.675(kN)$$

$$Wc2 = Wd2+Wm = 2821.000(kN)$$

$$Wc = Wd+Wm = 3217.900(kN)$$

#### 2.1.2 土砂重量

地層番号	層厚×単位重量×鉛直土圧係数	鉛直土圧 (kN/m <sup>2</sup> )
水位より上		
1	1.200×18.000×1.000	21.600
累計		21.600

##### ・頂版上の土砂重量

$$Wu = 21.600 \times 6.000 \times 4.500 = 583.200 (kN)$$

#### 2.1.3 底版に作用する水圧

$$Ww = w \cdot (h - hw)$$

$$= 10.000 \times (11.050 - 7.575)$$

$$= 34.750 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、

Ww : 底版に作用する水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

w : 水の単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)

hw : 地下水位位置 (m)

h : 地表面から底版下面までの距離(m)

## 2.1.4 活荷重

[1]常時

(1)後輪荷重

$$\begin{aligned} P_1 &= \frac{2 \cdot P}{2.75} \cdot (1+i) \\ &= \frac{2 \times 100.000}{2.75} \times (1+0.300) \\ &= 94.545 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

ここに

P<sub>1</sub> : 後輪による活荷重 (kN/m)

P : 荷重

i : 衝撃係数

(2)活荷重による鉛直荷重

土被りが4m未満の場合、活荷重による鉛直荷重は以下の式で算出する。

$$\begin{aligned} P_{v1} &= \frac{P_1 \cdot \beta}{W_1} = \frac{P_1 \cdot \beta}{2 \cdot h + 0.2} \\ &= \frac{94.545 \times 0.9}{2 \times 1.200 + 0.2} \\ &= 32.727 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

ここに

P<sub>v1</sub> : 活荷重による鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

P<sub>1</sub> : 後輪による活荷重(kN/m)

W<sub>1</sub> : 後輪荷重の分布幅 (m)

h : 土被り厚 (m)

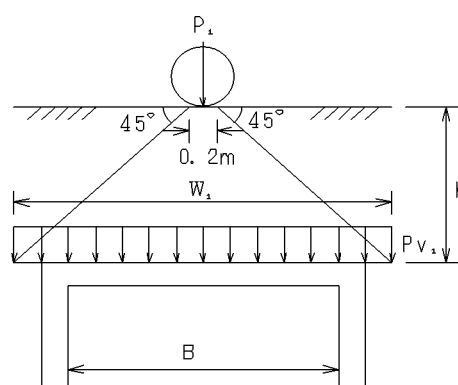
: 低減係数

土被り厚h 1.0(m) かつ 内空幅B 4.0(m) の場合

1.0

上記以外の場合

0.9



## 2.2 水平荷重

### 2.2.1 水平土圧、水圧

側壁部材に作用する水平荷重は以下により算出する。

#### (1) 常時土圧

$$P_s = K_0 \cdot t \cdot (h - h_w) + K_0 \cdot (s_{at} - w) \cdot h_w$$

ここに、

- $P_s$  : 水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $K_0$  : 静止土圧係数
- $t$  : 土の湿潤単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $s_{at}$  : 土の飽和単位重量 (kN/m<sup>3</sup>)
- $w$  : 水の単位重量 = 10.000 (kN/m<sup>3</sup>)
- $h$  : 層厚 (m)
- $h_w$  : 水中の層厚 (m)

#### (2) 水圧

$$P_w = w \cdot h_w$$

ここに、

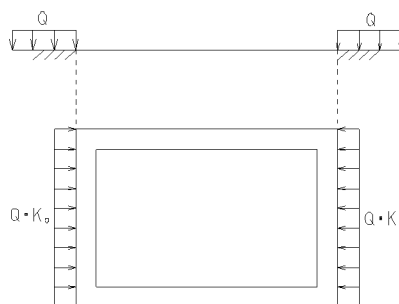
- $P_w$  : 水圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $w$  : 水の単位重量 = 10.000 (kN/m<sup>3</sup>)
- $h_w$  : 地下水位面からの距離 (m)

#### (3) 活荷重による水平荷重

$$P_l = Q \cdot K_0$$

ここに、

- $P_l$  : 活荷重による水平土圧 (kN/m<sup>2</sup>)
- $Q$  : 地表面載荷荷重 = 10.000 (kN/m<sup>2</sup>)
- $K_0$  : 静止土圧係数



### 2.2.2 水平荷重の集計

部材番号	土層番号	深さ (m)	部位	位置	土の単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )	$P_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_w$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_l$ (kN/m <sup>2</sup> )	合計 (kN/m <sup>2</sup> )
1	1	1.425	頂版	中央	18.000	12.825	0.000	5.000	17.825
2	1	1.650	側壁	上端	18.000	14.850	0.000	5.000	19.850
2	1	4.350	側壁	下端	18.000	39.150	0.000	5.000	44.150
3	1	4.525	中床版	中央	18.000	40.725	0.000	5.000	45.725
4	1	4.700	側壁	上端	18.000	42.300	0.000	5.000	47.300
4	1	7.400	側壁	下端	18.000	66.600	0.000	5.000	71.600
5	1	7.575	中床版	中央	18.000	68.175	0.000	5.000	73.175
5	1	7.575	中床版	水	18.000	68.175	0.000	5.000	73.175
6	1	7.750	側壁	上端	9.000	68.962	1.750	5.000	75.712
6	1	10.450	側壁	下端	9.000	81.112	28.750	5.000	114.862
7	1	10.750	底版	中央	9.000	82.462	31.750	5.000	119.212

## 2.3 頂版の計算

### 2.3.1 作用荷重

頂版部材に作用する鉛直荷重は以下により算出する。

$$W1 = \frac{Wc + Wu}{A} + P_{vi}$$

ここに、

- W1 : 頂版に作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)
- Wc : 躯体自重 (kN)、躯体 = 頂版
- Wu : 土砂重量 (kN)
- A : 載荷面積 (m<sup>2</sup>)
- P<sub>vi</sub> : 活荷重による鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

#### 【部材番号 1 (頂版)】

[1]常時

$$\begin{aligned} W1 &= \frac{297.675 + 583.200}{27.000} + 32.727 \\ &= 65.352 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

2.3.2 断面力の計算

【部材番号 1 (頂版)】

[1]常時

等分布荷重を受ける4辺固定支持板として断面力を算出する。

$$M = \cdot w \cdot lx^2$$

$$Q = \cdot w \cdot lx$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

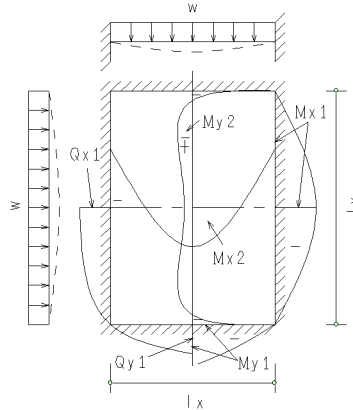
w : 分布荷重 = 65.352 (kN/m<sup>2</sup>)

lx : 短辺方向長さ = 4.000 (m)

ly : 長辺方向長さ = 5.500 (m)

: ly/lx より算出される係数

$$ly/lx = 1.375$$



1) 曲げモーメント

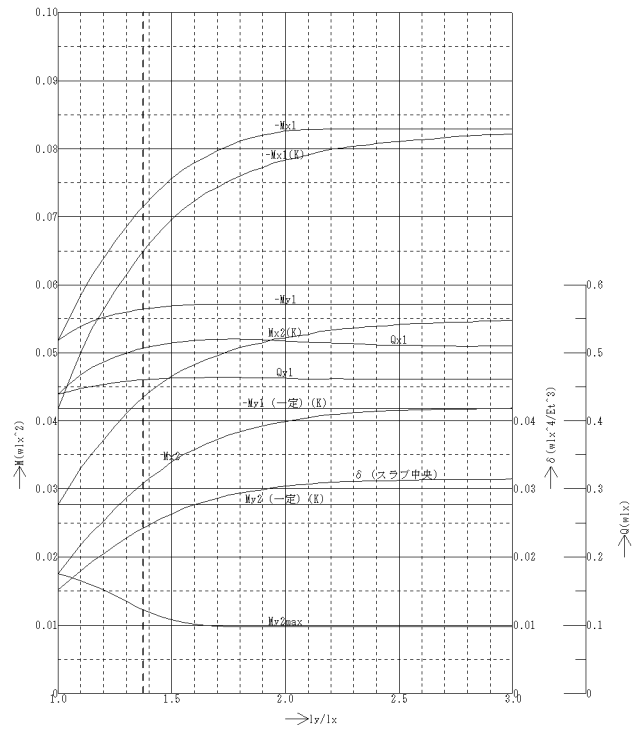
短辺方向	係数	M(kN.m)
Mx1	-0.0715	-74.763
Mx2	0.0435	45.433

長辺方向	係数	M(kN.m)
My1	-0.0564	-58.974
My2	0.0277	28.964
My2max	0.0123	12.809

2) せん断力

短辺方向	係数	Q (kN)
Qx1	0.5069	132.495

長辺方向	係数	Q (kN)
Qy1	0.4604	120.340



## 3)せん断照査位置のせん断力

照査位置のせん断力は以下により算出する。

$$Q = Q_1 - \frac{X}{L} \cdot (Q_1 + Q_2)$$

ここに、

Q : 照査位置のせん断力 (kN)

Q<sub>1</sub> : 始端でのせん断力 (kN)

Q<sub>2</sub> : 終端でのせん断力 (kN)

L : スパン長 (m)

X : せん断照査位置 (m)

## 短辺方向

照査位置 X = 0.475 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 132.495 - \frac{0.475}{4.000} \times (132.495 + 132.495) \\ &= 101.028 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## 長辺方向

照査位置 X = 0.475 (m)

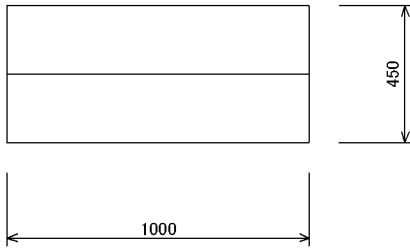
$$\begin{aligned} Q &= 120.340 - \frac{0.475}{5.500} \times (120.340 + 120.340) \\ &= 99.554 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

### 2.3.3 断面照査

【部材番号 1 (頂版)】<前後方向>

地表面からの深度 1.200 ~ 1.650(m)

形状図の単位: mm



#### 主鉄筋 (上面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D22	4.000	1548.400

#### 主鉄筋 (下面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

[1]常時

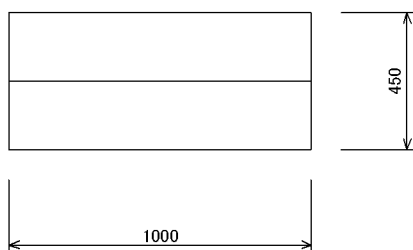
項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-74.7630	45.4329	-74.7630
軸力	N	kN	————	————	————
せん断力	V	kN	————	————	101.0276
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	450.0	450.0	450.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	350.0	350.0	350.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D22 × 4.00 1548.40	D19 × 4.00 1146.00	D22 × 4.00 1548.40
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	900.00	900.00	————
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	————	————	————
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	106.3477	93.8232	106.3477
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	4.4674	3.0373	————
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000	————
判定					————
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	153.5270	124.3979	————
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	————
判定					————
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		————	————	0.899
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.3212
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4500
判定			————	————	
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.1471
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.6000
判定			————	————	



【部材番号 1 (頂版)】 <左右方向>

地表面からの深度 1.200 ~ 1.650(m)

形状図の単位: mm



主鉄筋 (上面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D22	4.000	1548.400

主鉄筋 (下面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-58.9739	28.9641	-58.9739
軸力	N	kN	————	————	————
せん断力	V	kN	————	————	99.5537
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	450.0	450.0	450.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	350.0	350.0	350.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D22 × 4.00 1548.40	D19 × 4.00 1146.00	D22 × 4.00 1548.40
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	900.00	900.00	————
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	————	————	————
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	106.3477	93.8232	106.3477
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	3.5239	1.9363	————
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000	————
判定					————
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	121.1038	79.3054	————
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	————
判定					————
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		————	————	0.899
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.3165
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4500
判定			————	————	
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.1303
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.6000
判定			————	————	

## 2.4 中床版の計算

### 2.4.1 作用荷重

中床版部材に作用する鉛直荷重は以下により算出する。

$$W2 = \frac{Wc}{A} + q_w$$

ここに、

W2 : 中床版に作用する荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

Wc : 躯体自重 (kN)、躯体 = 中床版

A : 載荷面積 (m<sup>2</sup>)

q<sub>w</sub> : 群集荷重による鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

#### 【部材番号 3 (中床版)】

[1]常時

$$\begin{aligned} W2 &= \frac{231.525}{27.000} + 5.000 \\ &= 13.575 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

#### 【部材番号 5 (中床版)】

[1]常時

$$\begin{aligned} W2 &= \frac{231.525}{27.000} + 5.000 \\ &= 13.575 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

2.4.2 断面力の計算

【部材番号 3 (中床版)】

[1]常時

等分布荷重を受ける4辺固定支持板として断面力を算出する。

$$M = \cdot w \cdot lx^2$$

$$Q = \cdot w \cdot lx$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

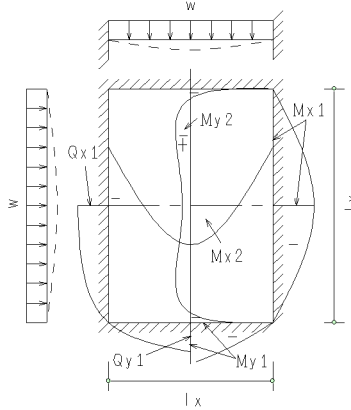
w : 分布荷重 = 13.575 (kN/m<sup>2</sup>)

lx : 短辺方向長さ = 4.000 (m)

ly : 長辺方向長さ = 5.500 (m)

: ly/lx より算出される係数

$$ly/lx = 1.375$$



1) 曲げモーメント

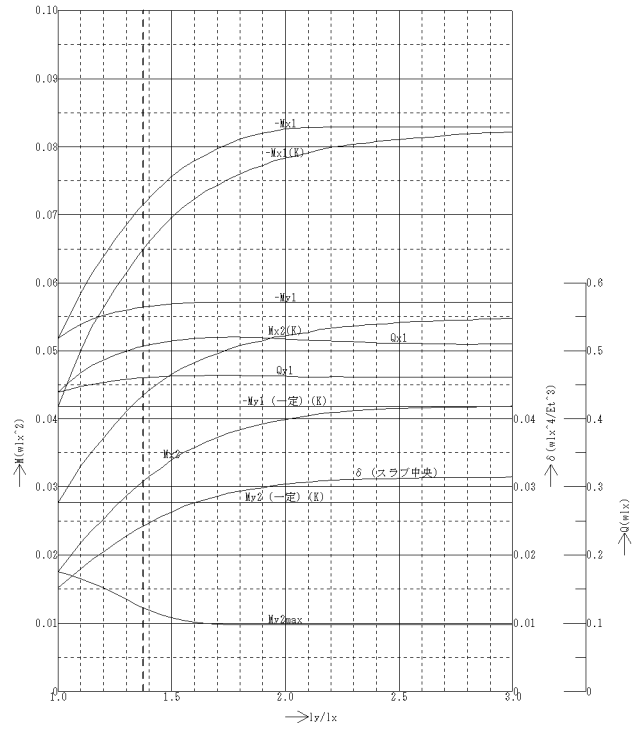
短辺方向	係数	M(kN.m)
Mx1	-0.0715	-15.530
Mx2	0.0435	9.437

長辺方向	係数	M(kN.m)
My1	-0.0564	-12.250
My2	0.0277	6.016
My2max	0.0123	2.661

2) せん断力

短辺方向	係数	Q (kN)
Qx1	0.5069	27.522

長辺方向	係数	Q (kN)
Qy1	0.4604	24.997



## 3)せん断照査位置のせん断力

照査位置のせん断力は以下により算出する。

$$Q = Q_1 - \frac{X}{L} \cdot (Q_1 + Q_2)$$

ここに、

Q : 照査位置のせん断力 (kN)

Q<sub>1</sub> : 始端でのせん断力 (kN)

Q<sub>2</sub> : 終端でのせん断力 (kN)

L : スパン長 (m)

X : せん断照査位置 (m)

## 短辺方向

照査位置 X = 0.425 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 27.522 - \frac{0.425}{4.000} \times (27.522 + 27.522) \\ &= 21.674 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## 長辺方向

照査位置 X = 0.425 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 24.997 - \frac{0.425}{5.500} \times (24.997 + 24.997) \\ &= 21.134 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

【部材番号 5 (中床版)】

[1]常時

等分布荷重を受ける4辺固定支持板として断面力を算出する。

$$M = \cdot w \cdot lx^2$$

$$Q = \cdot w \cdot lx$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

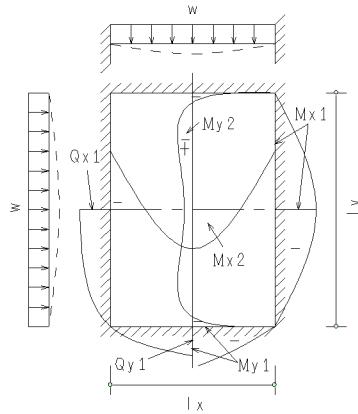
w : 分布荷重 = 13.575 (kN/m<sup>2</sup>)

lx : 短辺方向長さ = 4.000 (m)

ly : 長辺方向長さ = 5.500 (m)

: ly/lx より算出される係数

$$ly/lx = 1.375$$



1) 曲げモーメント

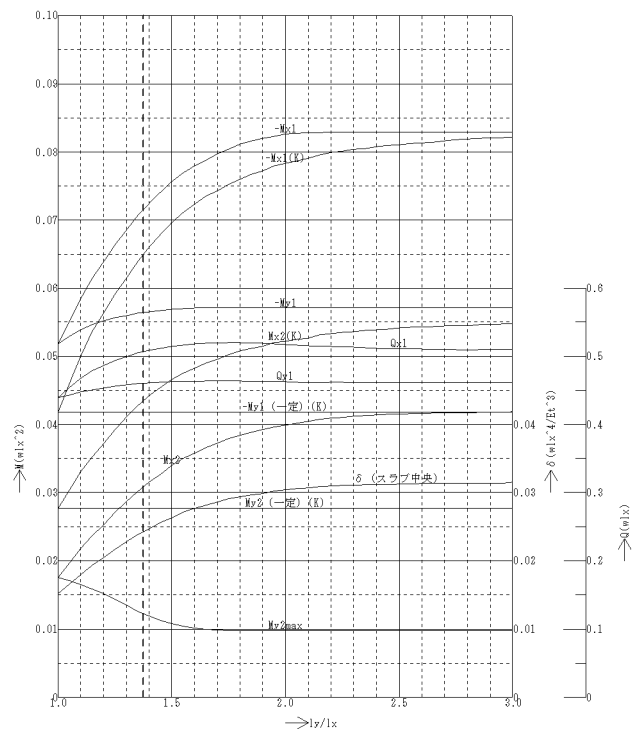
短辺方向	係数	M(kN.m)
Mx1	-0.0715	-15.530
Mx2	0.0435	9.437

長辺方向	係数	M(kN.m)
My1	-0.0564	-12.250
My2	0.0277	6.016
My2max	0.0123	2.661

2) せん断力

短辺方向	係数	Q (kN)
Qx1	0.5069	27.522

長辺方向	係数	Q (kN)
Qy1	0.4604	24.997



## 3)せん断照査位置のせん断力

照査位置のせん断力は以下により算出する。

$$Q = Q_1 - \frac{X}{L} \cdot (Q_1 + Q_2)$$

ここに、

Q : 照査位置のせん断力 (kN)

Q<sub>1</sub> : 始端でのせん断力 (kN)

Q<sub>2</sub> : 終端でのせん断力 (kN)

L : スパン長 (m)

X : せん断照査位置 (m)

## 短辺方向

照査位置 X = 0.425 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 27.522 - \frac{0.425}{4.000} \times (27.522 + 27.522) \\ &= 21.674 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

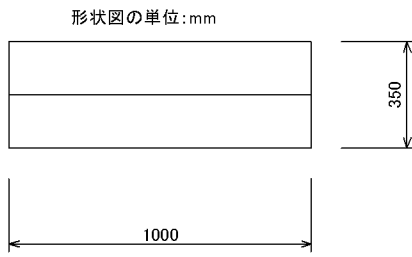
## 長辺方向

照査位置 X = 0.425 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 24.997 - \frac{0.425}{5.500} \times (24.997 + 24.997) \\ &= 21.134 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

### 2.4.3 断面照査

【部材番号 3 (中床版)】<前後方向>  
地表面からの深度 4.350 ~ 4.700(m)



#### 主鉄筋 (上面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D16	4.000	794.400

#### 主鉄筋 (下面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D16	4.000	794.400

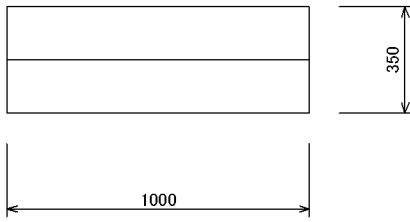


[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-15.5298	9.4373	-15.5298
軸力	N	kN	————	————	————
せん断力	V	kN	————	————	21.6735
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	350.0	350.0	350.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	250.0	250.0	250.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D16 × 4.00 794.40	D16 × 4.00 794.40	D16 × 4.00 794.40
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	700.00	700.00	————
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	————	————	————
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	66.1804	66.1804	66.1804
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	2.0586	1.2510	————
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000	————
判定					————
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	85.7678	52.1204	————
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	————
判定					————
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		————	————	0.912
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.0951
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4500
判定			————	————	
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4754
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.6000
判定			————	————	

【部材番号 3 (中床版)】<左右方向>  
地表面からの深度 4.350~4.700(m)

形状図の単位:mm



主鉄筋 (上面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D16	4.000	794.400

主鉄筋 (下面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D16	4.000	794.400

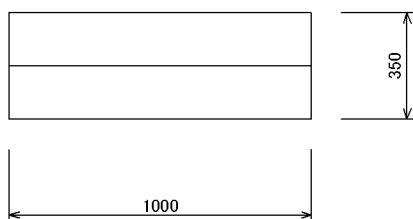
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-12.2501	6.0164	-12.2501
軸力	N	kN	————	————	————
せん断力	V	kN	————	————	21.1338
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	350.0	350.0	350.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	250.0	250.0	250.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D16 × 4.00 794.40	D16 × 4.00 794.40	D16 × 4.00 794.40
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	700.00	700.00	————
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	————	————	————
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	66.1804	66.1804	66.1804
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	1.6238	0.7975	————
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000	————
判定					————
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	67.6546	33.2275	————
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	————
判定					————
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		————	————	0.912
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.0927
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4500
判定			————	————	
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4636
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.6000
判定			————	————	

【部材番号 5 (中床版)】<前後方向>

地表面からの深度 7.400~7.750(m)

形状図の単位:mm



主鉄筋 (上面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D16	4.000	794.400

主鉄筋 (下面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D16	4.000	794.400

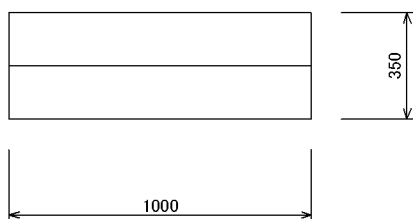
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-15.5298	9.4373	-15.5298
軸力	N	kN	————	————	————
せん断力	V	kN	————	————	21.6735
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	350.0	350.0	350.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	250.0	250.0	250.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D16×4.00 794.40	D16×4.00 794.40	D16×4.00 794.40
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	700.00	700.00	————
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	————	————	————
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	66.1804	66.1804	66.1804
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	2.0586	1.2510	————
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000	————
判定					————
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	85.7678	52.1204	————
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	————
判定					————
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		————	————	0.912
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.0951
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4500
判定			————	————	
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4754
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.6000
判定			————	————	

【部材番号 5 (中床版)】<左右方向>

地表面からの深度 7.400~7.750(m)

形状図の単位:mm



主鉄筋 (上面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D16	4.000	794.400

主鉄筋 (下面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D16	4.000	794.400

[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-12.2501	6.0164	-12.2501
軸力	N	kN	————	————	————
せん断力	V	kN	————	————	21.1338
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	350.0	350.0	350.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	250.0	250.0	250.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D16 × 4.00 794.40	D16 × 4.00 794.40	D16 × 4.00 794.40
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	700.00	700.00	————
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	————	————	————
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	66.1804	66.1804	66.1804
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	1.6238	0.7975	————
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000	————
判定					————
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	67.6546	33.2275	————
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	————
判定					————
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		————	————	0.912
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.0927
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4500
判定			————	————	
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4636
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.6000
判定			————	————	

## 2.5 底版の計算

### 2.5.1 作用荷重

底版部材に作用する地盤反力度は以下により算出する。

$$W3 = \frac{Wc + Wu}{A} + P_{vi}$$

ここに、

- W3 : 底版に作用する地盤反力度 (kN/m<sup>2</sup>)
- Wc : 躯体自重 (kN)、躯体 = 頂版 + 中床版 + 側壁
- Wu : 土砂重量 (kN)
- A : 載荷面積 (m<sup>2</sup>)
- P<sub>vi</sub> : 活荷重による鉛直荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

#### 【部材番号 7 (底版)】

[1]常時

$$\begin{aligned} W3 &= \frac{2821.000 + 583.200}{27.000} + 32.727 \\ &= 158.809 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

底版の断面力算出には、地盤反力度と水圧の大きいほうを用いる。

[1]常時

地盤反力度 158.809(kN/m<sup>2</sup>)    水圧 34.750(kN/m<sup>2</sup>)

底版の断面力算出には、地盤反力度を用いる。



2.5.2 断面力の計算

【部材番号 7 (底版)】

[1]常時

等分布荷重を受ける4辺固定支持板として断面力を算出する。

$M = \cdot w \cdot lx^2$

$Q = \cdot w \cdot lx$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

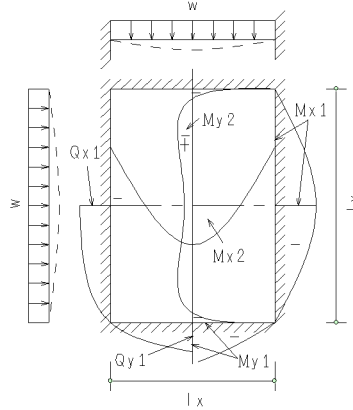
w : 分布荷重 = 158.809 (kN/m<sup>2</sup>)

lx : 短辺方向長さ = 4.000 (m)

ly : 長辺方向長さ = 5.500 (m)

: ly/lx より算出される係数

$ly/lx = 1.375$



1) 曲げモーメント

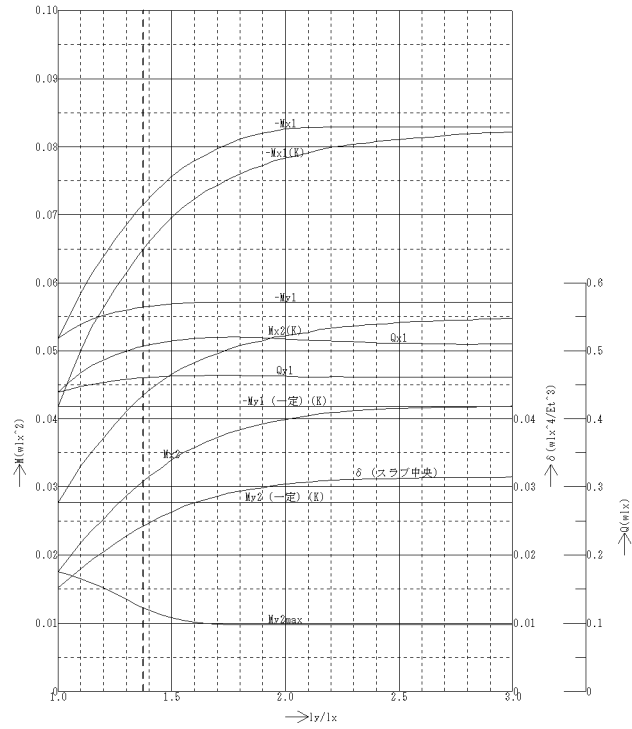
短辺方向	係数	M(kN.m)
Mx1	-0.0715	-181.677
Mx2	0.0435	110.404

長辺方向	係数	M(kN.m)
My1	-0.0564	-143.309
My2	0.0277	70.384
My2max	0.0123	31.127

2) せん断力

短辺方向	係数	Q (kN)
Qx1	0.5069	321.969

長辺方向	係数	Q (kN)
Qy1	0.4604	292.430



## 3)せん断照査位置のせん断力

照査位置のせん断力は以下により算出する。

$$Q = Q_1 - \frac{X}{L} \cdot (Q_1 + Q_2)$$

ここに、

Q : 照査位置のせん断力 (kN)

Q<sub>1</sub> : 始端でのせん断力 (kN)

Q<sub>2</sub> : 終端でのせん断力 (kN)

L : スパン長 (m)

X : せん断照査位置 (m)

## 短辺方向

照査位置 X = 0.550 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 321.969 - \frac{0.550}{4.000} \times (321.969 + 321.969) \\ &= 233.427 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## 長辺方向

照査位置 X = 0.550 (m)

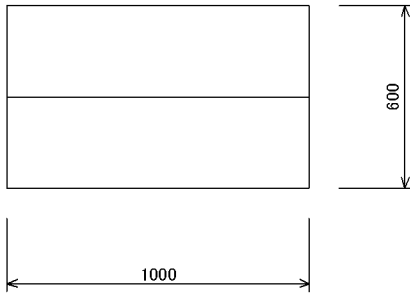
$$\begin{aligned} Q &= 292.430 - \frac{0.550}{5.500} \times (292.430 + 292.430) \\ &= 233.944 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

### 2.5.3 断面照査

【部材番号 7 (底版)】<前後方向>

地表面からの深度 10.450 ~ 11.050(m)

形状図の単位: mm



#### 主鉄筋 (上面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110.00	250.0	D25	4.000	2026.800

#### 主鉄筋 (下面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110.00	125.0	D29	8.000	5139.200

#### せん断補強筋

ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
250.0	506.700

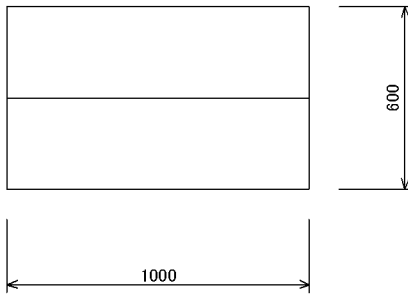
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-181.6772	110.4038	-181.6772
軸力	N	kN	————	————	————
せん断力	V	kN	————	————	233.4274
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	600.0	600.0	600.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	490.0	490.0	490.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D29 × 8.00 5139.20	D25 × 4.00 2026.80	D29 × 8.00 5139.20
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	1200.00	1200.00	————
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	————	————	————
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	208.3008	144.8730	208.3008
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	4.1450	3.4510	————
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000	————
判定					————
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	84.0832	123.3170	————
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	————
判定					————
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面図心までの距離と有効高の比	J		————	————	0.858
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.5550
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4500
判定			————	————	×
斜引張鉄筋 ピッチ	s	mm	————	————	250.000
	鉄筋量 As	mm <sup>2</sup>	————	————	506.700
間隔sで配筋される斜引張鉄筋の断面積	Aw	mm <sup>2</sup>	————	————	515.674
許容せん断応力度	a2	N/mm <sup>2</sup>	————	————	2.0000
判定			————	————	×
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.7709
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.6000
判定			————	————	

【部材番号 7 (底版)】<左右方向>

地表面からの深度 10.450~11.050(m)

形状図の単位:mm



主鉄筋 (上面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110.00	250.0	D25	4.000	2026.800

主鉄筋 (下面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	110.00	125.0	D29	8.000	5139.200

せん断補強筋

ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
250.0	506.700

[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-143.3090	70.3840	-143.3090
軸力	N	kN	————	————	————
せん断力	V	kN	————	————	233.9444
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	600.0	600.0	600.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	490.0	490.0	490.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D29 × 8.00 5139.20	D25 × 4.00 2026.80	D29 × 8.00 5139.20
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	1200.00	1200.00	————
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	————	————	————
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	208.3008	144.8730	208.3008
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	3.2696	2.2000	————
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000	————
判定					————
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	66.3258	78.6164	————
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	————
判定					————
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面図心までの距離と有効高の比	J		————	————	0.858
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.5563
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4500
判定			————	————	×
斜引張鉄筋 ピッチ	s	mm	————	————	250.000
	鉄筋量 As	mm <sup>2</sup>	————	————	506.700
間隔sで配筋される斜引張鉄筋の断面積	Aw	mm <sup>2</sup>	————	————	517.594
許容せん断応力度	a2	N/mm <sup>2</sup>	————	————	2.0000
判定			————	————	×
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.7726
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.6000
判定			————	————	

## 2.6 側壁の計算

### 2.6.1 作用荷重

平板解析を行う側壁部材に作用する水平荷重

[1]常時

部材 番号	部材名称	載荷位置	前後壁		左右壁	
			深さ (m)	水平荷重 (kN/m <sup>2</sup> )	深さ (m)	水平荷重 (kN/m <sup>2</sup> )
2	側壁1	上	1.425	17.825	1.425	17.825
		下	4.525	45.725	4.525	45.725
4	側壁2	上	4.525	45.725	4.525	45.725
		下	7.575	73.175	7.575	73.175
6	側壁3	上	7.575	73.175	7.575	73.175
		下	10.750	119.213	10.750	119.213

2.6.2 断面力の計算

【部材番号 2 (側壁1)】 <前後壁>

[1]常時

等分布荷重と等変分布荷重とによる断面力を合算する。

(1)等分布荷重による断面力

等分布荷重を受ける4辺固定支持板として断面力を算出する。

$$M = \cdot w \cdot lx^2$$

$$Q = \cdot w \cdot lx$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

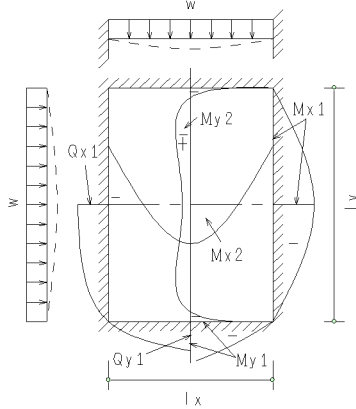
w : 分布荷重 = 17.825 (kN/m<sup>2</sup>)

lx : 短辺方向長さ = 3.100 (m)

ly : 長辺方向長さ = 5.500 (m)

: ly/lx より算出される係数

$$ly/lx = 1.774$$



1)曲げモーメント

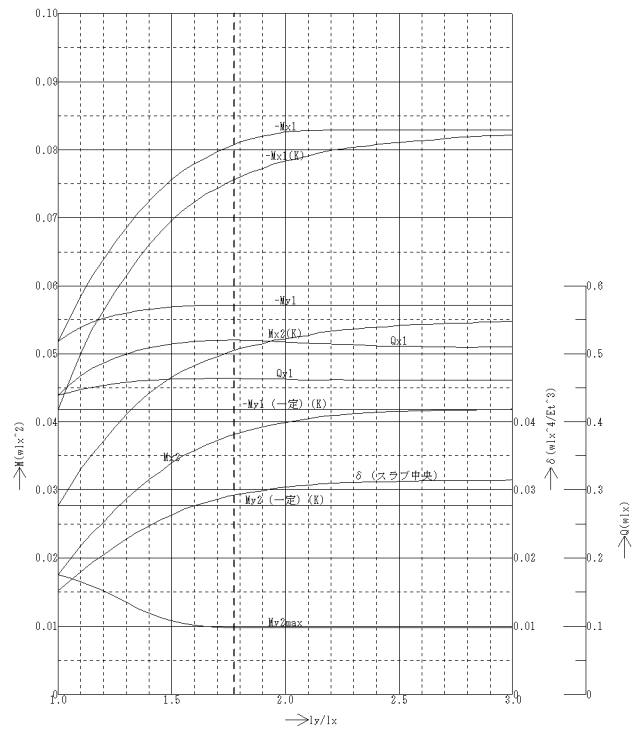
短辺方向	係数	M(kN.m)
Mx1	-0.0807	-13.830
Mx2	0.0505	8.649

長辺方向	係数	M(kN.m)
My1	-0.0571	-9.781
My2	0.0277	4.745
My2max	0.0098	1.679

2)せん断力

短辺方向	係数	Q (kN)
Qx1	0.5199	28.726

長辺方向	係数	Q (kN)
Qy1	0.4636	25.618





## 3)せん断照査位置のせん断力

照査位置のせん断力は以下により算出する。

$$Q = Q_1 - \frac{X}{L} \cdot (Q_1 + Q_2)$$

ここに、

Q : 照査位置のせん断力 (kN)

Q<sub>1</sub> : 始端でのせん断力 (kN)

Q<sub>2</sub> : 終端でのせん断力 (kN)

L : スパン長 (m)

X : せん断照査位置 (m)

## 短辺方向

照査位置 X = 0.425 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 28.726 - \frac{0.425}{3.100} \times (28.726 + 28.726) \\ &= 20.849 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## 長辺方向

照査位置 X = 0.500 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 25.618 - \frac{0.500}{5.500} \times (25.618 + 25.618) \\ &= 20.960 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2)等変分布荷重による断面力

等変分布荷重を受ける4辺固定支持板として断面力を算出する。

$$M = \cdot w \cdot lx^2$$

$$Q = \cdot w \cdot lx$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

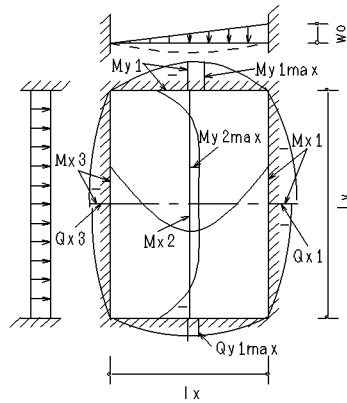
w : 分布荷重 = 27.900 (kN/m<sup>2</sup>)

lx : 短辺方向長さ = 3.100 (m)

ly : 長辺方向長さ = 5.500 (m)

: ly/lx より算出される係数

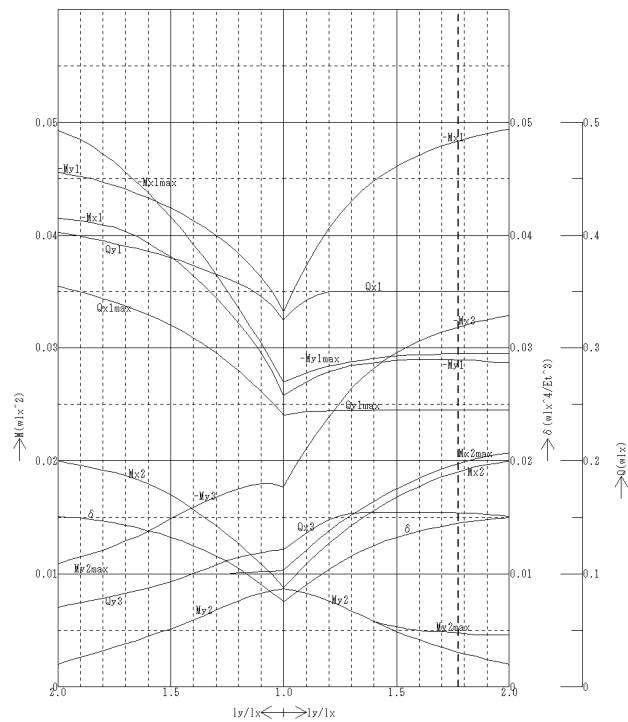
$$ly/lx = 1.774$$



1)曲げモーメント

短辺方向	係数	M(kN.m)
Mx1	-0.0483	-12.962
Mx2	0.0190	5.106
Mx2max	0.0197	5.294
Mx3	-0.0318	-8.538

長辺方向	係数	M(kN.m)
My1	-0.0290	-7.762
My1max	-0.0295	-7.910
My2	0.0031	0.819
My2max	0.0048	1.274



2)せん断力

短辺方向	係数	Q (kN)
Qx1	0.3500	30.271
Qx3	0.1542	13.338

長辺方向	係数	Q (kN)
Qy1max	0.2450	21.190

### 3)せん断照査位置のせん断力

照査位置のせん断力は以下により算出する。

$$Q = Q_1 - \frac{X}{L} \cdot (Q_1 + Q_2)$$

ここに、

Q : 照査位置のせん断力 (kN)

Q<sub>1</sub> : 始端でのせん断力 (kN)

Q<sub>2</sub> : 終端でのせん断力 (kN)

L : スパン長 (m)

X : せん断照査位置 (m)

#### 短辺方向

照査位置 X = 0.425 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 30.271 - \frac{0.425}{3.100} \times (30.271 + 13.338) \\ &= 24.293 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

#### 長辺方向

照査位置 X = 0.500 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 21.190 - \frac{0.500}{5.500} \times (21.190 + 21.190) \\ &= 17.337 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(3)断面力の集計

		曲げモーメント (kN.m)		
		等分布荷重	等変分布荷重	合計
水平方向	端部	-9.781	-7.910	-17.691
	中央部	4.745	1.274	6.019
鉛直方向	上端	-13.830	-8.538	-22.369
	中央部	8.649	5.294	13.943
	下端	-13.830	-12.962	-26.793

		せん断力 (kN)		
		等分布荷重	等変分布荷重	合計
水平方向	端部	25.618	21.190	46.807
	照査位置	20.960	17.337	38.297
鉛直方向	上端	28.726	13.338	42.063
	照査位置	20.849	24.293	45.142
	下端	28.726	30.271	58.997

【部材番号 2 (側壁1)】 <左右壁>

[1]常時

等分布荷重と等変分布荷重による断面力を合算する。

(1)等分布荷重による断面力

等分布荷重を受ける4辺固定支持板として断面力を算出する。

$$M = \cdot w \cdot lx^2$$

$$Q = \cdot w \cdot lx$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

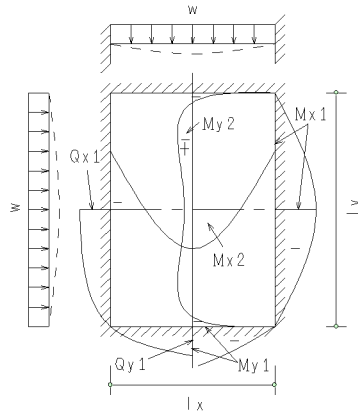
w : 分布荷重 = 17.825 (kN/m<sup>2</sup>)

lx : 短辺方向長さ = 3.100 (m)

ly : 長辺方向長さ = 4.000 (m)

: ly/lx より算出される係数

$$ly/lx = 1.290$$



1)曲げモーメント

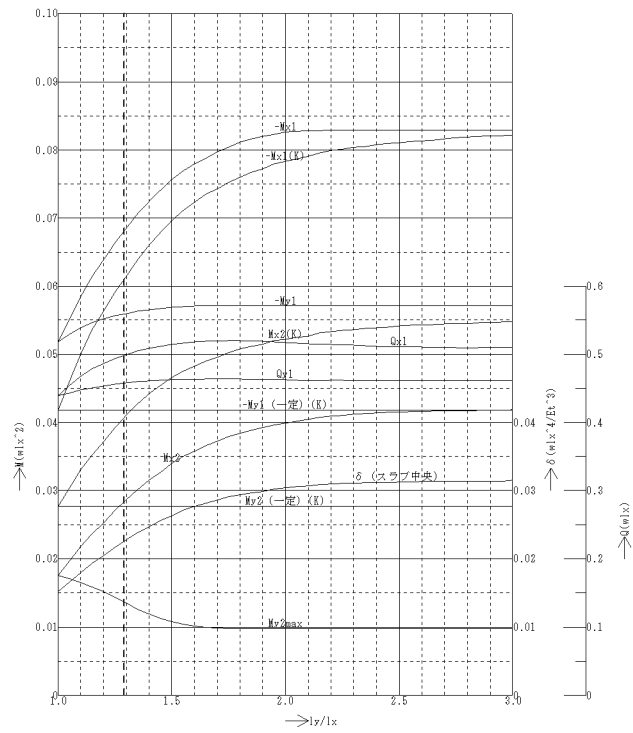
短辺方向	係数	M(kN.m)
Mx1	-0.0681	-11.664
Mx2	0.0407	6.977

長辺方向	係数	M(kN.m)
My1	-0.0559	-9.583
My2	0.0277	4.745
My2max	0.0137	2.342

2)せん断力

短辺方向	係数	Q (kN)
Qx1	0.4984	27.539

長辺方向	係数	Q (kN)
Qy1	0.4579	25.302



## 3)せん断照査位置のせん断力

照査位置のせん断力は以下により算出する。

$$Q = Q_1 - \frac{X}{L} \cdot (Q_1 + Q_2)$$

ここに、

Q : 照査位置のせん断力 (kN)

Q<sub>1</sub> : 始端でのせん断力 (kN)

Q<sub>2</sub> : 終端でのせん断力 (kN)

L : スパン長 (m)

X : せん断照査位置 (m)

## 短辺方向

照査位置 X = 0.425 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 27.539 - \frac{0.425}{3.100} \times (27.539 + 27.539) \\ &= 19.988 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## 長辺方向

照査位置 X = 0.500 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 25.302 - \frac{0.500}{4.000} \times (25.302 + 25.302) \\ &= 18.977 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2)等変分布荷重による断面力

等変分布荷重を受ける4辺固定支持板として断面力を算出する。

$$M = \cdot w \cdot lx^2$$

$$Q = \cdot w \cdot lx$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

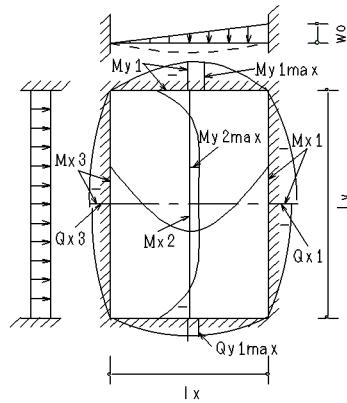
w : 分布荷重 = 27.900 (kN/m<sup>2</sup>)

lx : 短辺方向長さ = 3.100 (m)

ly : 長辺方向長さ = 4.000 (m)

: ly/lx より算出される係数

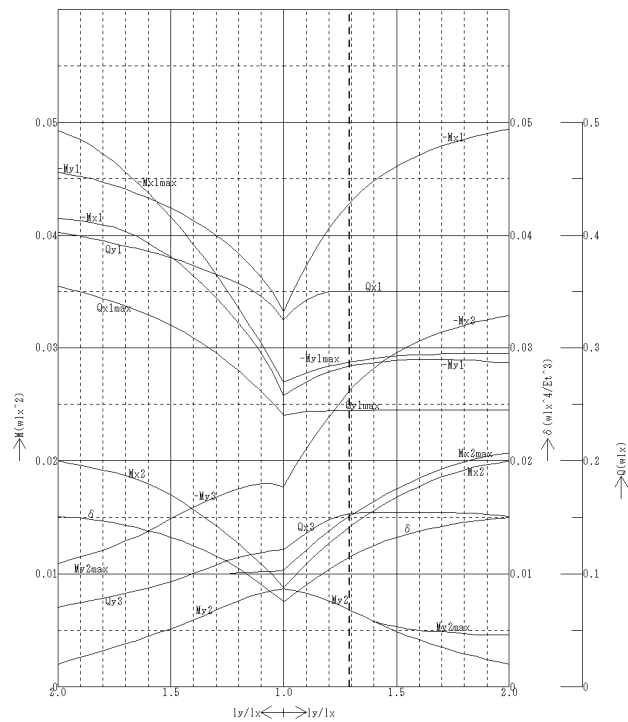
$$ly/lx = 1.290$$



1)曲げモーメント

短辺方向	係数	M(kN.m)
Mx1	-0.0428	-11.472
Mx2	0.0141	3.793
Mx2max	0.0151	4.044
Mx3	-0.0262	-7.016

長辺方向	係数	M(kN.m)
My1	-0.0284	-7.626
My1max	-0.0288	-7.711
My2	0.0068	1.822
My2max	0.0068	1.822



2)せん断力

短辺方向	係数	Q (kN)
Qx1	0.3500	30.271
Qx3	0.1534	13.264

長辺方向	係数	Q (kN)
Qy1max	0.2445	21.147

## 3)せん断照査位置のせん断力

照査位置のせん断力は以下により算出する。

$$Q = Q_1 - \frac{X}{L} \cdot (Q_1 + Q_2)$$

ここに、

Q : 照査位置のせん断力 (kN)

Q<sub>1</sub> : 始端でのせん断力 (kN)

Q<sub>2</sub> : 終端でのせん断力 (kN)

L : スパン長 (m)

X : せん断照査位置 (m)

## 短辺方向

照査位置 X = 0.425 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 30.271 - \frac{0.425}{3.100} \times (30.271 + 13.264) \\ &= 24.303 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## 長辺方向

照査位置 X = 0.500 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 21.147 - \frac{0.500}{4.000} \times (21.147 + 21.147) \\ &= 15.860 \text{ (kN)} \end{aligned}$$



## (3)断面力の集計

		曲げモーメント (kN.m)		
		等分布荷重	等変分布荷重	合計
水平方向	端部	-9.583	-7.711	-17.294
	中央部	4.745	1.822	6.567
鉛直方向	上端	-11.664	-7.016	-18.680
	中央部	6.977	4.044	11.022
	下端	-11.664	-11.472	-23.136

		せん断力 (kN)		
		等分布荷重	等変分布荷重	合計
水平方向	端部	25.302	21.147	46.449
	照査位置	18.977	15.860	34.837
鉛直方向	上端	27.539	13.264	40.803
	照査位置	19.988	24.303	44.291
	下端	27.539	30.271	57.810

【部材番号 4 (側壁2)】 <前後壁>

[1]常時

等分布荷重と等変分布荷重による断面力を合算する。

(1)等分布荷重による断面力

等分布荷重を受ける4辺固定支持板として断面力を算出する。

$$M = \cdot w \cdot lx^2$$

$$Q = \cdot w \cdot lx$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

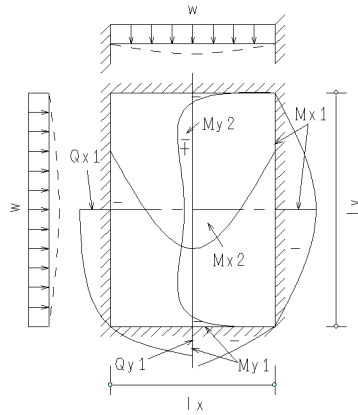
w : 分布荷重 = 45.725 (kN/m<sup>2</sup>)

lx : 短辺方向長さ = 3.050 (m)

ly : 長辺方向長さ = 5.500 (m)

: ly/lx より算出される係数

$$ly/lx = 1.803$$



1)曲げモーメント

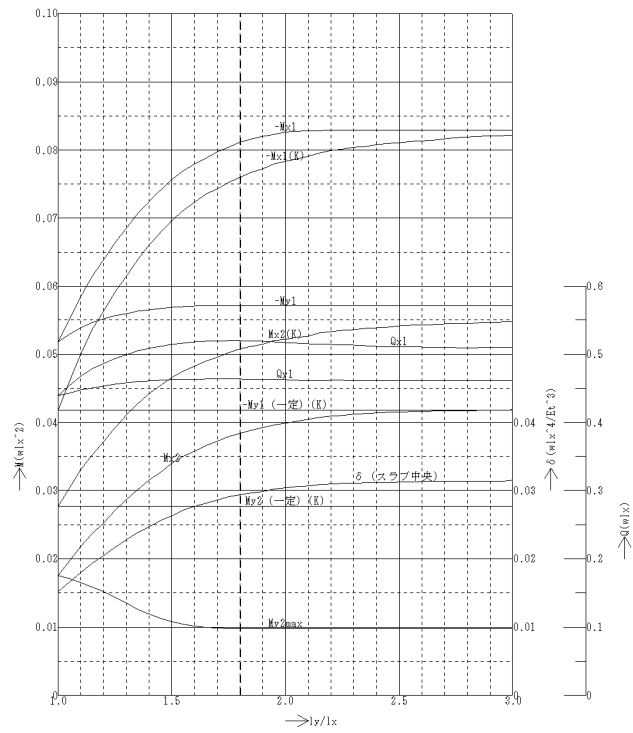
短辺方向	係数	M(kN.m)
Mx1	-0.0811	-34.510
Mx2	0.0508	21.619

長辺方向	係数	M(kN.m)
My1	-0.0571	-24.288
My2	0.0277	11.782
My2max	0.0098	4.168

2)せん断力

短辺方向	係数	Q (kN)
Qx1	0.5198	72.490

長辺方向	係数	Q (kN)
Qy1	0.4635	64.638



## 3)せん断照査位置のせん断力

照査位置のせん断力は以下により算出する。

$$Q = Q_1 - \frac{X}{L} \cdot (Q_1 + Q_2)$$

ここに、

Q : 照査位置のせん断力 (kN)

Q<sub>1</sub> : 始端でのせん断力 (kN)

Q<sub>2</sub> : 終端でのせん断力 (kN)

L : スパン長 (m)

X : せん断照査位置 (m)

## 短辺方向

照査位置 X = 0.425 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 72.490 - \frac{0.425}{3.050} \times (72.490 + 72.490) \\ &= 52.288 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## 長辺方向

照査位置 X = 0.500 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 64.638 - \frac{0.500}{5.500} \times (64.638 + 64.638) \\ &= 52.885 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2)等変分布荷重による断面力

等変分布荷重を受ける4辺固定支持板として断面力を算出する。

$$M = \cdot w \cdot lx^2$$

$$Q = \cdot w \cdot lx$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

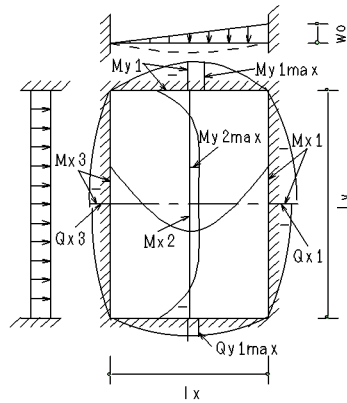
w : 分布荷重 = 27.450 (kN/m<sup>2</sup>)

lx : 短辺方向長さ = 3.050 (m)

ly : 長辺方向長さ = 5.500 (m)

: ly/lx より算出される係数

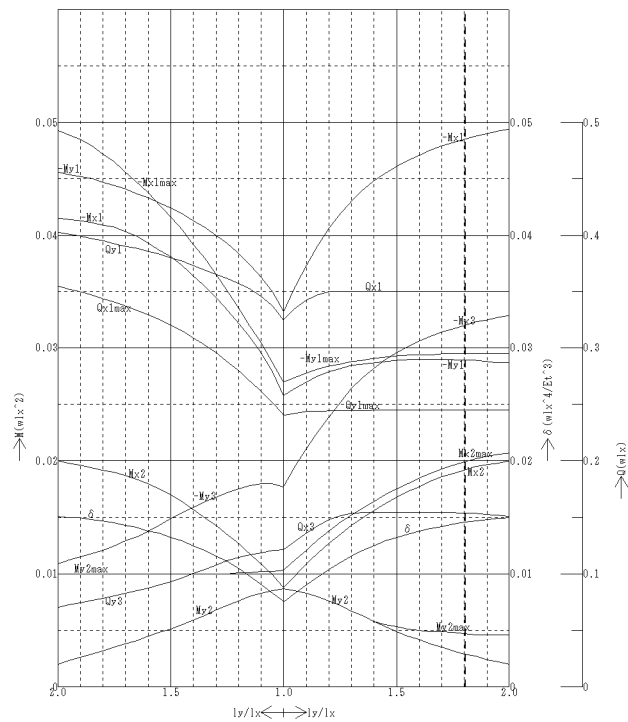
$$ly/lx = 1.803$$



1)曲げモーメント

短辺方向	係数	M(kN.m)
Mx1	-0.0485	-12.390
Mx2	0.0192	4.908
Mx2max	0.0199	5.087
Mx3	-0.0320	-8.176

長辺方向	係数	M(kN.m)
My1	-0.0289	-7.380
My1max	-0.0295	-7.533
My2	0.0029	0.737
My2max	0.0047	1.198



2)せん断力

短辺方向	係数	Q (kN)
Qx1	0.3500	29.303
Qx3	0.1539	12.883

長辺方向	係数	Q (kN)
Qy1max	0.2451	20.520

## 3)せん断照査位置のせん断力

照査位置のせん断力は以下により算出する。

$$Q = Q_1 - \frac{X}{L} \cdot (Q_1 + Q_2)$$

ここに、

Q : 照査位置のせん断力 (kN)

Q<sub>1</sub> : 始端でのせん断力 (kN)

Q<sub>2</sub> : 終端でのせん断力 (kN)

L : スパン長 (m)

X : せん断照査位置 (m)

## 短辺方向

照査位置 X = 0.425 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 29.303 - \frac{0.425}{3.050} \times (29.303 + 12.883) \\ &= 23.425 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## 長辺方向

照査位置 X = 0.500 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 20.520 - \frac{0.500}{5.500} \times (20.520 + 20.520) \\ &= 16.789 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## (3)断面力の集計

		曲げモーメント (kN.m)		
		等分布荷重	等変分布荷重	合計
水平方向	端部	-24.288	-7.533	-31.821
	中央部	11.782	1.198	12.981
鉛直方向	上端	-34.510	-8.176	-42.687
	中央部	21.619	5.087	26.706
	下端	-34.510	-12.390	-46.900

		せん断力 (kN)		
		等分布荷重	等変分布荷重	合計
水平方向	端部	64.638	20.520	85.158
	照査位置	52.885	16.789	69.675
鉛直方向	上端	72.490	12.883	85.373
	照査位置	52.288	23.425	75.713
	下端	72.490	29.303	101.793

【部材番号 4 (側壁2)】 <左右壁>

[1]常時

等分布荷重と等変分布荷重による断面力を合算する。

(1)等分布荷重による断面力

等分布荷重を受ける4辺固定支持板として断面力を算出する。

$$M = \cdot w \cdot lx^2$$

$$Q = \cdot w \cdot lx$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

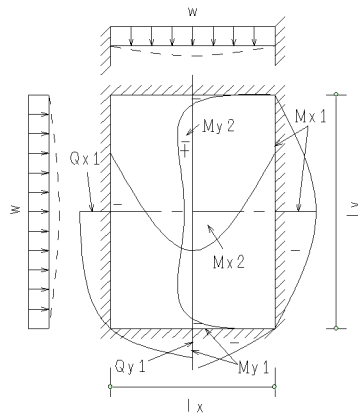
w : 分布荷重 = 45.725 (kN/m<sup>2</sup>)

lx : 短辺方向長さ = 3.050 (m)

ly : 長辺方向長さ = 4.000 (m)

: ly/lx より算出される係数

$$ly/lx = 1.311$$



1)曲げモーメント

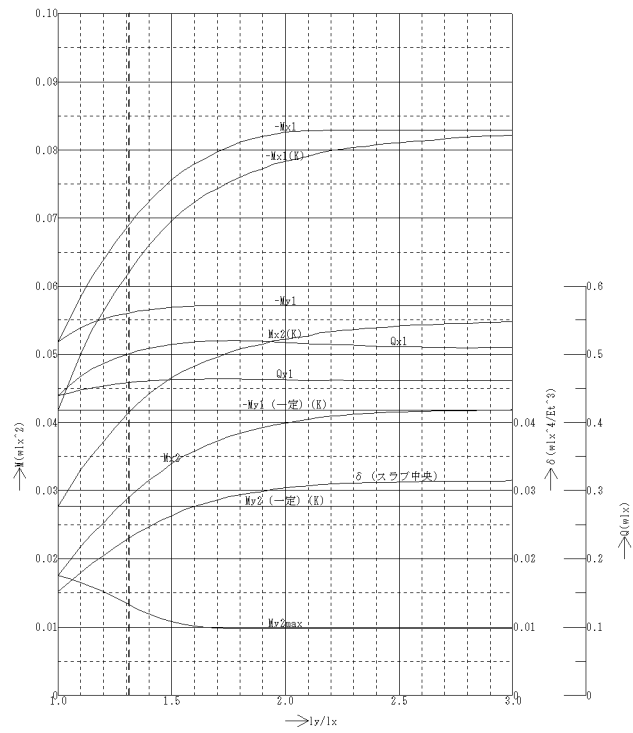
短辺方向	係数	M(kN.m)
Mx1	-0.0690	-29.342
Mx2	0.0415	17.638

長辺方向	係数	M(kN.m)
My1	-0.0561	-23.849
My2	0.0277	11.782
My2max	0.0133	5.654

2)せん断力

短辺方向	係数	Q (kN)
Qx1	0.5007	69.823

長辺方向	係数	Q (kN)
Qy1	0.4586	63.960



## 3)せん断照査位置のせん断力

照査位置のせん断力は以下により算出する。

$$Q = Q_1 - \frac{X}{L} \cdot (Q_1 + Q_2)$$

ここに、

Q : 照査位置のせん断力 (kN)

Q<sub>1</sub> : 始端でのせん断力 (kN)

Q<sub>2</sub> : 終端でのせん断力 (kN)

L : スパン長 (m)

X : せん断照査位置 (m)

## 短辺方向

照査位置 X = 0.425 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 69.823 - \frac{0.425}{3.050} \times (69.823 + 69.823) \\ &= 50.364 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## 長辺方向

照査位置 X = 0.500 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 63.960 - \frac{0.500}{4.000} \times (63.960 + 63.960) \\ &= 47.970 \text{ (kN)} \end{aligned}$$



(2)等変分布荷重による断面力

等変分布荷重を受ける4辺固定支持板として断面力を算出する。

$$M = \cdot w \cdot lx^2$$

$$Q = \cdot w \cdot lx$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

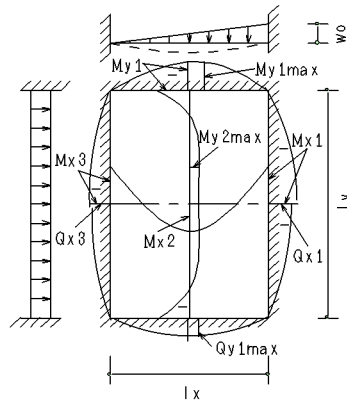
w : 分布荷重 = 27.450 (kN/m<sup>2</sup>)

lx : 短辺方向長さ = 3.050 (m)

ly : 長辺方向長さ = 4.000 (m)

: ly/lx より算出される係数

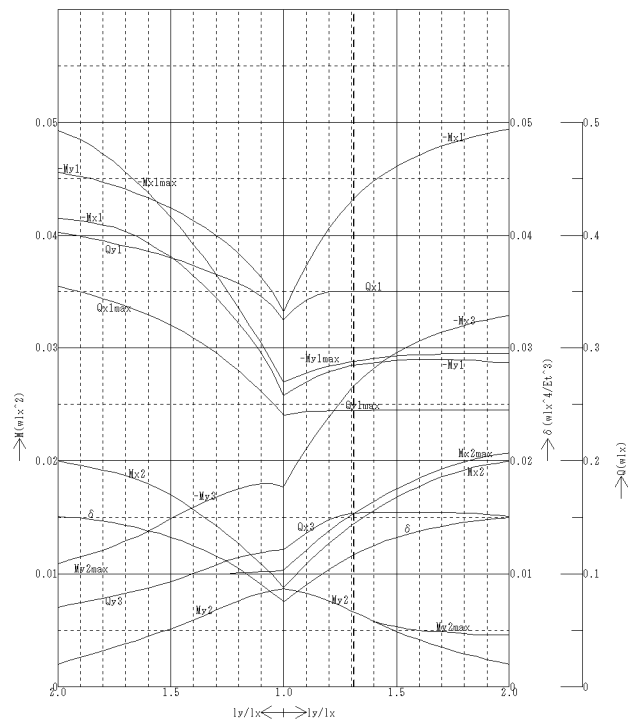
$$ly/lx = 1.311$$



1)曲げモーメント

短辺方向	係数	M(kN.m)
Mx1	-0.0432	-11.039
Mx2	0.0145	3.693
Mx2max	0.0153	3.917
Mx3	-0.0266	-6.800

長辺方向	係数	M(kN.m)
My1	-0.0285	-7.283
My1max	-0.0288	-7.360
My2	0.0066	1.687
My2max	0.0066	1.687



2)せん断力

短辺方向	係数	Q (kN)
Qx1	0.3500	29.303
Qx3	0.1540	12.890

長辺方向	係数	Q (kN)
Qy1max	0.2445	20.470

## 3)せん断照査位置のせん断力

照査位置のせん断力は以下により算出する。

$$Q = Q_1 - \frac{X}{L} \cdot (Q_1 + Q_2)$$

ここに、

Q : 照査位置のせん断力 (kN)

Q<sub>1</sub> : 始端でのせん断力 (kN)

Q<sub>2</sub> : 終端でのせん断力 (kN)

L : スパン長 (m)

X : せん断照査位置 (m)

## 短辺方向

照査位置 X = 0.425 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 29.303 - \frac{0.425}{3.050} \times (29.303 + 12.890) \\ &= 23.424 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## 長辺方向

照査位置 X = 0.500 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 20.470 - \frac{0.500}{4.000} \times (20.470 + 20.470) \\ &= 15.353 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## (3)断面力の集計

		曲げモーメント (kN.m)		
		等分布荷重	等変分布荷重	合計
水平方向	端部	-23.849	-7.360	-31.209
	中央部	11.782	1.687	13.470
鉛直方向	上端	-29.342	-6.800	-36.142
	中央部	17.638	3.917	21.555
	下端	-29.342	-11.039	-40.381

		せん断力 (kN)		
		等分布荷重	等変分布荷重	合計
水平方向	端部	63.960	20.470	84.430
	照査位置	47.970	15.353	63.323
鉛直方向	上端	69.823	12.890	82.713
	照査位置	50.364	23.424	73.788
	下端	69.823	29.303	99.126

【部材番号 6 (側壁3)】 <前後壁>

[1]常時

等分布荷重と等変分布荷重による断面力を合算する。

(1)等分布荷重による断面力

等分布荷重を受ける4辺固定支持板として断面力を算出する。

$M = \cdot w \cdot lx^2$

$Q = \cdot w \cdot lx$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

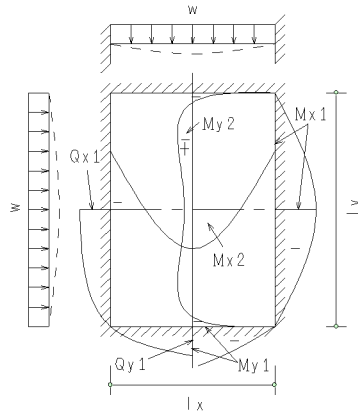
w : 分布荷重 = 73.175 (kN/m<sup>2</sup>)

lx : 短辺方向長さ = 3.175 (m)

ly : 長辺方向長さ = 5.500 (m)

: ly/lx より算出される係数

$ly/lx = 1.732$



1)曲げモーメント

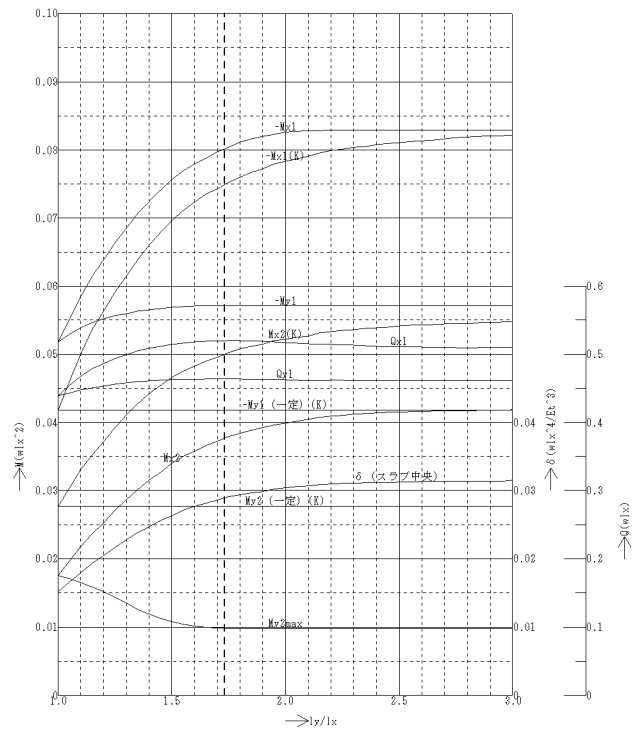
短辺方向	係数	M(kN.m)
Mx1	-0.0802	-59.124
Mx2	0.0500	36.873

長辺方向	係数	M(kN.m)
My1	-0.0571	-42.120
My2	0.0277	20.433
My2max	0.0098	7.255

2)せん断力

短辺方向	係数	Q (kN)
Qx1	0.5197	120.748

長辺方向	係数	Q (kN)
Qy1	0.4636	107.715



## 3)せん断照査位置のせん断力

照査位置のせん断力は以下により算出する。

$$Q = Q_1 - \frac{X}{L} \cdot (Q_1 + Q_2)$$

ここに、

Q : 照査位置のせん断力 (kN)

Q<sub>1</sub> : 始端でのせん断力 (kN)

Q<sub>2</sub> : 終端でのせん断力 (kN)

L : スパン長 (m)

X : せん断照査位置 (m)

## 短辺方向

照査位置 X = 0.550 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 120.748 - \frac{0.550}{3.175} \times (120.748 + 120.748) \\ &= 78.914 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## 長辺方向

照査位置 X = 0.500 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 107.715 - \frac{0.500}{5.500} \times (107.715 + 107.715) \\ &= 88.131 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2)等変分布荷重による断面力

等変分布荷重を受ける4辺固定支持板として断面力を算出する。

$$M = \cdot w \cdot lx^2$$

$$Q = \cdot w \cdot lx$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

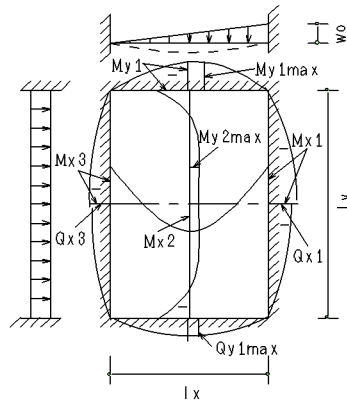
w : 分布荷重 = 46.038 (kN/m<sup>2</sup>)

lx : 短辺方向長さ = 3.175 (m)

ly : 長辺方向長さ = 5.500 (m)

: ly/lx より算出される係数

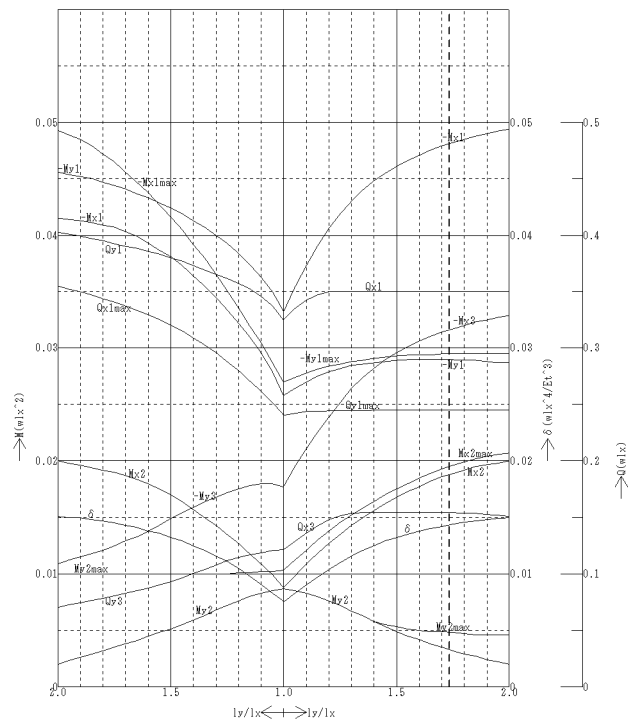
$$ly/lx = 1.732$$



1)曲げモーメント

短辺方向	係数	M(kN.m)
Mx1	-0.0481	-22.320
Mx2	0.0188	8.722
Mx2max	0.0195	9.047
Mx3	-0.0316	-14.662

長辺方向	係数	M(kN.m)
My1	-0.0290	-13.459
My1max	-0.0295	-13.691
My2	0.0033	1.534
My2max	0.0048	2.244



2)せん断力

短辺方向	係数	Q (kN)
Qx1	0.3500	51.160
Qx3	0.1545	22.583

長辺方向	係数	Q (kN)
Qy1max	0.2449	35.797

## 3)せん断照査位置のせん断力

照査位置のせん断力は以下により算出する。

$$Q = Q_1 - \frac{X}{L} \cdot (Q_1 + Q_2)$$

ここに、

Q : 照査位置のせん断力 (kN)

Q<sub>1</sub> : 始端でのせん断力 (kN)

Q<sub>2</sub> : 終端でのせん断力 (kN)

L : スパン長 (m)

X : せん断照査位置 (m)

## 短辺方向

照査位置 X = 0.550 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 51.160 - \frac{0.550}{3.175} \times (51.160 + 22.583) \\ &= 38.385 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## 長辺方向

照査位置 X = 0.500 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 35.797 - \frac{0.500}{5.500} \times (35.797 + 35.797) \\ &= 29.289 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## (3)断面力の集計

		曲げモーメント (kN.m)		
		等分布荷重	等変分布荷重	合計
水平方向	端部	-42.120	-13.691	-55.811
	中央部	20.433	2.244	22.677
鉛直方向	上端	-59.124	-14.662	-73.786
	中央部	36.873	9.047	45.920
	下端	-59.124	-22.320	-81.444

		せん断力 (kN)		
		等分布荷重	等変分布荷重	合計
水平方向	端部	107.715	35.797	143.512
	照査位置	88.131	29.289	117.419
鉛直方向	上端	120.748	22.583	143.331
	照査位置	78.914	38.385	117.299
	下端	120.748	51.160	171.907



【部材番号 6 (側壁3)】 <左右壁>

[1]常時

等分布荷重と等変分布荷重による断面力を合算する。

(1)等分布荷重による断面力

等分布荷重を受ける4辺固定支持板として断面力を算出する。

$$M = \cdot w \cdot l_x^2$$

$$Q = \cdot w \cdot l_x$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

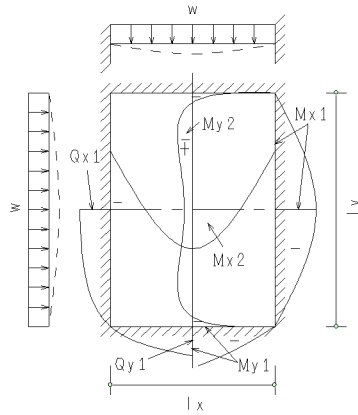
w : 分布荷重 = 73.175 (kN/m<sup>2</sup>)

l<sub>x</sub> : 短辺方向長さ = 3.175 (m)

l<sub>y</sub> : 長辺方向長さ = 4.000 (m)

: l<sub>y</sub>/l<sub>x</sub> より算出される係数

$$l_y/l_x = 1.260$$



1)曲げモーメント

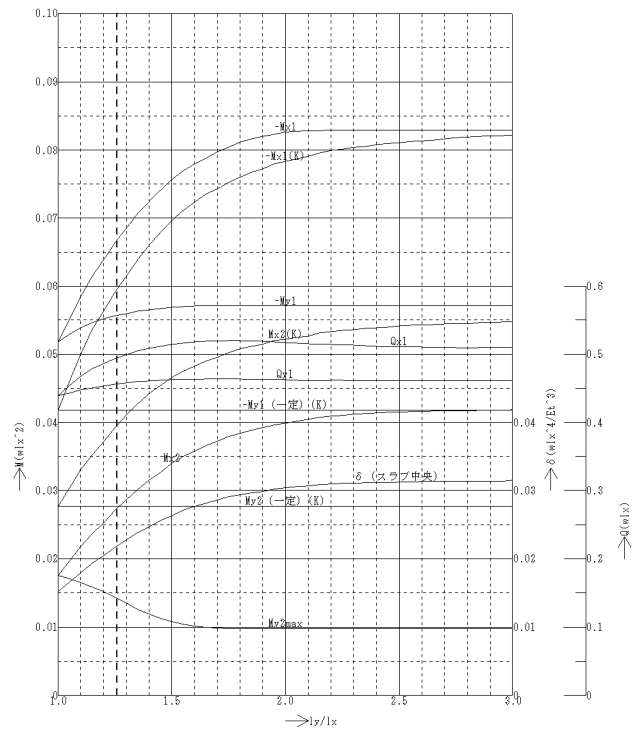
短辺方向	係数	M(kN.m)
Mx1	-0.0668	-49.285
Mx2	0.0396	29.192

長辺方向	係数	M(kN.m)
My1	-0.0558	-41.131
My2	0.0277	20.433
My2max	0.0142	10.491

2)せん断力

短辺方向	係数	Q (kN)
Qx1	0.4951	115.037

長辺方向	係数	Q (kN)
Qy1	0.4566	106.085



### 3)せん断照査位置のせん断力

照査位置のせん断力は以下により算出する。

$$Q = Q_1 - \frac{X}{L} \cdot (Q_1 + Q_2)$$

ここに、

Q : 照査位置のせん断力 (kN)

Q<sub>1</sub> : 始端でのせん断力 (kN)

Q<sub>2</sub> : 終端でのせん断力 (kN)

L : スパン長 (m)

X : せん断照査位置 (m)

#### 短辺方向

照査位置 X = 0.550 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 115.037 - \frac{0.550}{3.175} \times (115.037 + 115.037) \\ &= 75.182 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

#### 長辺方向

照査位置 X = 0.500 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 106.085 - \frac{0.500}{4.000} \times (106.085 + 106.085) \\ &= 79.564 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(2)等変分布荷重による断面力

等変分布荷重を受ける4辺固定支持板として断面力を算出する。

$$M = \cdot w \cdot lx^2$$

$$Q = \cdot w \cdot lx$$

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

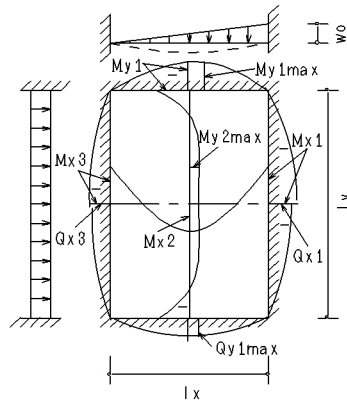
w : 分布荷重 = 46.038 (kN/m<sup>2</sup>)

lx : 短辺方向長さ = 3.175 (m)

ly : 長辺方向長さ = 4.000 (m)

: ly/lx より算出される係数

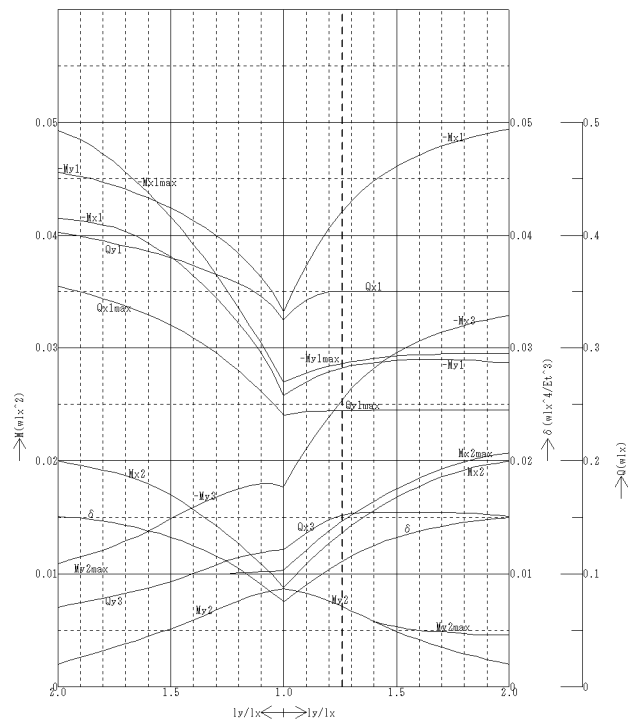
$$ly/lx = 1.260$$



1)曲げモーメント

短辺方向	係数	M(kN.m)
Mx1	-0.0421	-19.546
Mx2	0.0137	6.338
Mx2max	0.0147	6.831
Mx3	-0.0254	-11.805

長辺方向	係数	M(kN.m)
My1	-0.0283	-13.115
My1max	-0.0286	-13.291
My2	0.0071	3.296
My2max	0.0071	3.296



2)せん断力

短辺方向	係数	Q (kN)
Qx1	0.3500	51.160
Qx3	0.1520	22.211

長辺方向	係数	Q (kN)
Qy1max	0.2445	35.739

### 3)せん断照査位置のせん断力

照査位置のせん断力は以下により算出する。

$$Q = Q_1 - \frac{X}{L} \cdot (Q_1 + Q_2)$$

ここに、

Q : 照査位置のせん断力 (kN)

Q<sub>1</sub> : 始端でのせん断力 (kN)

Q<sub>2</sub> : 終端でのせん断力 (kN)

L : スパン長 (m)

X : せん断照査位置 (m)

#### 短辺方向

照査位置 X = 0.550 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 51.160 - \frac{0.550}{3.175} \times (51.160 + 22.211) \\ &= 38.450 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

#### 長辺方向

照査位置 X = 0.500 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 35.739 - \frac{0.500}{4.000} \times (35.739 + 35.739) \\ &= 26.804 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

## (3)断面力の集計

		曲げモーメント (kN.m)		
		等分布荷重	等変分布荷重	合計
水平方向	端部	-41.131	-13.291	-54.422
	中央部	20.433	3.296	23.729
鉛直方向	上端	-49.285	-11.805	-61.090
	中央部	29.192	6.831	36.022
	下端	-49.285	-19.546	-68.831

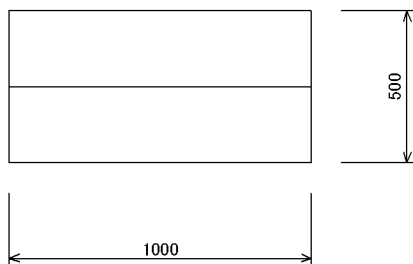
		せん断力 (kN)		
		等分布荷重	等変分布荷重	合計
水平方向	端部	106.085	35.739	141.824
	照査位置	79.564	26.804	106.368
鉛直方向	上端	115.037	22.211	137.248
	照査位置	75.182	38.450	113.631
	下端	115.037	51.160	166.197

### 2.6.3 断面照査

【部材番号 2 (側壁1)】 <前後壁 鉛直方向>

地表面からの深度 1.650 ~ 4.350(m)

形状図の単位: mm



#### 主鉄筋 (外側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D22	4.000	1548.400

#### 主鉄筋 (内側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

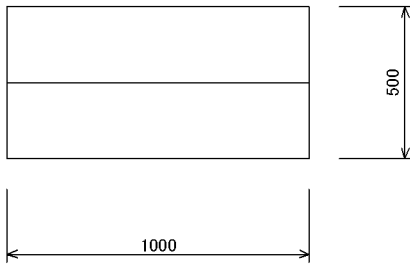
## [1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-26.7927	13.9430	-26.7927
軸力	N	kN	————	————	————
せん断力	V	kN	————	————	45.1421
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	400.0	400.0	400.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D22 × 4.00 1548.40	D19 × 4.00 1146.00	D22 × 4.00 1548.40
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	1000.00	1000.00	————
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	————	————	————
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	115.0513	101.3184	115.0513
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	1.2879	0.7513	————
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000	————
判定					————
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	47.8456	33.2235	————
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	————
判定					————
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		————	————	0.904
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.1248
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4500
判定			————	————	
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4458
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.6000
判定			————	————	

【部材番号 2 (側壁1)】 <前後壁 水平方向>

地表面からの深度 1.650 ~ 4.350(m)

形状図の単位: mm



主鉄筋 (外側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

主鉄筋 (内側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000



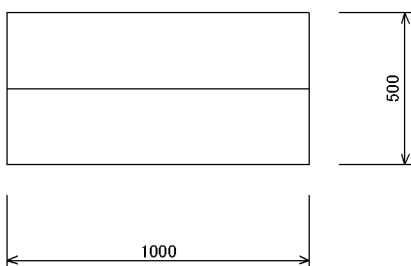
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-17.6906	6.0190	-17.6906
軸力	N	kN	————	————	————
せん断力	V	kN	————	————	38.2969
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	400.0	400.0	400.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	1000.00	1000.00	————
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	————	————	————
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	101.3184	101.3184	101.3184
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.9533	0.3243	————
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000	————
判定					————
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	42.1535	14.3421	————
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	————
判定					————
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		————	————	0.916
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.1046
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4500
判定			————	————	
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4357
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.6000
判定			————	————	

【部材番号 2 (側壁1)】 <左右壁 鉛直方向>

地表面からの深度 1.650 ~ 4.350(m)

形状図の単位: mm



主鉄筋 (外側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D22	4.000	1548.400

主鉄筋 (内側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

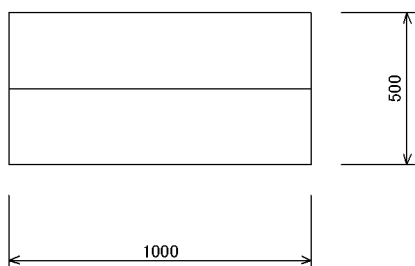
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-23.1363	11.0216	-23.1363
軸力	N	kN	————	————	————
せん断力	V	kN	————	————	44.2909
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	400.0	400.0	400.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D22 × 4.00 1548.40	D19 × 4.00 1146.00	D22 × 4.00 1548.40
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	1000.00	1000.00	————
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	————	————	————
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	115.0513	101.3184	115.0513
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	1.1121	0.5939	————
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000	————
判定					————
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	41.3163	26.2625	————
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	————
判定					————
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面図心までの距離と有効高の比	J		————	————	0.904
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.1225
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4500
判定			————	————	
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4374
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.6000
判定			————	————	

【部材番号 2 (側壁1)】 <左右壁 水平方向>

地表面からの深度 1.650 ~ 4.350(m)

形状図の単位: mm



主鉄筋 (外側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

主鉄筋 (内側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

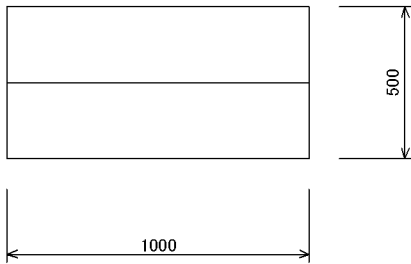
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-17.2942	6.5673	-17.2942
軸力	N	kN	————	————	————
せん断力	V	kN	————	————	34.8366
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	400.0	400.0	400.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	1000.00	1000.00	————
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	————	————	————
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	101.3184	101.3184	101.3184
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	0.9319	0.3539	————
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000	————
判定					————
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	41.2089	15.6487	————
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	————
判定					————
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		————	————	0.916
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.0951
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4500
判定			————	————	
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.3963
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.6000
判定			————	————	

【部材番号 4 (側壁2)】 <前後壁 鉛直方向>

地表面からの深度 4.700~7.400(m)

形状図の単位: mm



主鉄筋 (外側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D22	4.000	1548.400

主鉄筋 (内側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

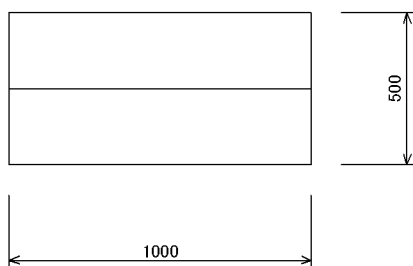
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-46.9001	26.7058	-46.9001
軸力	N	kN	————	————	————
せん断力	V	kN	————	————	75.7125
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	400.0	400.0	400.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D22 × 4.00 1548.40	D19 × 4.00 1146.00	D22 × 4.00 1548.40
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	1000.00	1000.00	————
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	————	————	————
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	115.0513	101.3184	115.0513
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	2.2544	1.4391	————
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000	————
判定					————
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	83.7529	63.6351	————
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	————
判定					————
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		————	————	0.904
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.2094
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4500
判定			————	————	
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.7477
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.6000
判定			————	————	

【部材番号 4 (側壁2)】 <前後壁 水平方向>

地表面からの深度 4.700~7.400(m)

形状図の単位: mm



主鉄筋 (外側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

主鉄筋 (内側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000



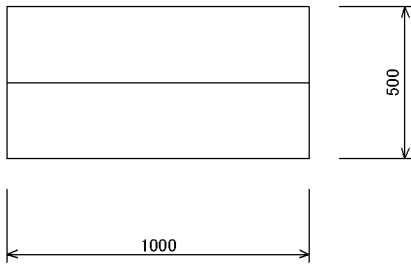
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-31.8208	12.9809	-31.8208
軸力	N	kN	————	————	————
せん断力	V	kN	————	————	69.6747
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	400.0	400.0	400.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	1000.00	1000.00	————
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	————	————	————
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	101.3184	101.3184	101.3184
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	1.7147	0.6995	————
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000	————
判定					————
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	75.8231	30.9310	————
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	————
判定					————
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		————	————	0.916
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.1902
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4500
判定			————	————	
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.7927
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.6000
判定			————	————	

【部材番号 4 (側壁2)】 <左右壁 鉛直方向>

地表面からの深度 4.700~7.400(m)

形状図の単位: mm



主鉄筋 (外側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D22	4.000	1548.400

主鉄筋 (内側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

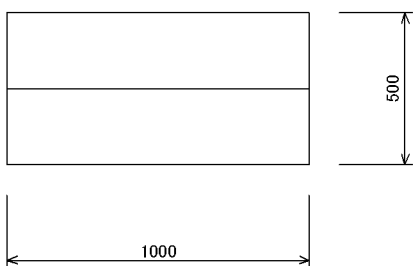
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-40.3808	21.5549	-40.3808
軸力	N	kN	————	————	————
せん断力	V	kN	————	————	73.7877
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	400.0	400.0	400.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D22 × 4.00 1548.40	D19 × 4.00 1146.00	D22 × 4.00 1548.40
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	1000.00	1000.00	————
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	————	————	————
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	115.0513	101.3184	115.0513
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	1.9410	1.1615	————
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000	————
判定					————
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	72.1109	51.3613	————
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	————
判定					————
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		————	————	0.904
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.2040
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4500
判定			————	————	
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.7287
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.6000
判定			————	————	

【部材番号 4 (側壁2)】 <左右壁 水平方向>

地表面からの深度 4.700~7.400(m)

形状図の単位: mm



主鉄筋 (外側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

主鉄筋 (内側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

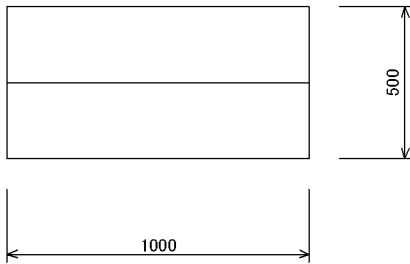
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-31.2093	13.4698	-31.2093
軸力	N	kN	————	————	————
せん断力	V	kN	————	————	63.3225
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	400.0	400.0	400.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	1000.00	1000.00	————
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	————	————	————
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	101.3184	101.3184	101.3184
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	1.6818	0.7258	————
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000	————
判定					————
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	74.3660	32.0961	————
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	————
判定					————
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面図心までの距離と有効高の比	J		————	————	0.916
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.1729
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4500
判定			————	————	
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.7204
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.6000
判定			————	————	

【部材番号 6 (側壁3)】 <前後壁 鉛直方向>

地表面からの深度 7.750 ~ 10.450(m)

形状図の単位: mm



主鉄筋 (外側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	125.0	D29	8.000	5139.200

主鉄筋 (内側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D25	4.000	2026.800

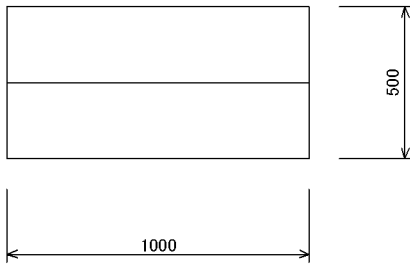
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-81.4440	45.9201	-81.4440
軸力	N	kN	————	————	————
せん断力	V	kN	————	————	117.2991
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	400.0	400.0	400.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D29×8.00 5139.20	D25×4.00 2026.80	D29×8.00 5139.20
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	1000.00	1000.00	————
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	————	————	————
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	182.9834	128.4790	182.9834
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	2.6271	2.0011	————
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000	————
判定					————
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	46.7352	63.4350	————
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	————
判定					————
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		————	————	0.848
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.3460
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4500
判定			————	————	
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4806
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.6000
判定			————	————	

【部材番号 6 (側壁3)】 <前後壁 水平方向>

地表面からの深度 7.750 ~ 10.450(m)

形状図の単位: mm



主鉄筋 (外側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D25	4.000	2026.800

主鉄筋 (内側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D25	4.000	2026.800



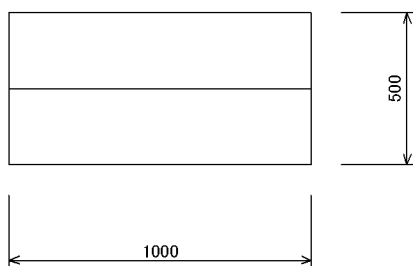
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-55.8105	22.6770	-55.8105
軸力	N	kN	————	————	————
せん断力	V	kN	————	————	117.4193
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	400.0	400.0	400.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D25 × 4.00 2026.80	D25 × 4.00 2026.80	D25 × 4.00 2026.80
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	1000.00	1000.00	————
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	————	————	————
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	128.4790	128.4790	128.4790
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	2.4321	0.9882	————
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000	————
判定					————
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	77.0979	31.3265	————
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	————
判定					————
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		————	————	0.893
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.3287
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4500
判定			————	————	
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.0273
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.6000
判定			————	————	

【部材番号 6 (側壁3)】 <左右壁 鉛直方向>

地表面からの深度 7.750 ~ 10.450(m)

形状図の単位: mm



主鉄筋 (外側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	125.0	D29	8.000	5139.200

主鉄筋 (内側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D25	4.000	2026.800

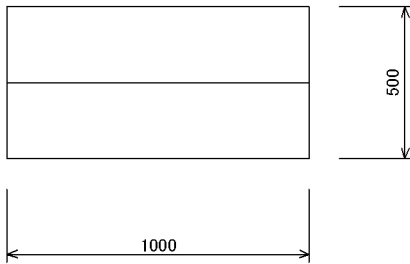
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-68.8308	36.0223	-68.8308
軸力	N	kN	————	————	————
せん断力	V	kN	————	————	113.6315
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	400.0	400.0	400.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D29×8.00 5139.20	D25×4.00 2026.80	D29×8.00 5139.20
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	1000.00	1000.00	————
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	————	————	————
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	182.9834	128.4790	182.9834
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	2.2202	1.5698	————
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000	————
判定					————
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	39.4973	49.7621	————
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	————
判定					————
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		————	————	0.848
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.3352
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4500
判定			————	————	
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4655
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.6000
判定			————	————	

【部材番号 6 (側壁3)】 <左右壁 水平方向>

地表面からの深度 7.750 ~ 10.450(m)

形状図の単位: mm



主鉄筋 (外側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D25	4.000	2026.800

主鉄筋 (内側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D25	4.000	2026.800

[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-54.4219	23.7287	-54.4219
軸力	N	kN	————	————	————
せん断力	V	kN	————	————	106.3680
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	400.0	400.0	400.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm <sup>2</sup>	D25 × 4.00 2026.80	D25 × 4.00 2026.80	D25 × 4.00 2026.80
	As'	mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00
最小鉄筋量 $0.0020 \cdot B \cdot H$ $0.008 \cdot N \cdot 10^3 / ca$	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	1000.00	1000.00	————
	As <sub>min</sub>	mm <sup>2</sup>	————	————	————
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	128.4790	128.4790	128.4790
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	c	N/mm <sup>2</sup>	2.3716	1.0340	————
コンクリート許容圧縮応力度	ca	N/mm <sup>2</sup>	9.0000	9.0000	————
判定					————
鉄筋引張応力度	s	N/mm <sup>2</sup>	75.1797	32.7794	————
鉄筋許容引張応力度	sa	N/mm <sup>2</sup>	160.0000	160.0000	————
判定					————
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋 断面図心までの距離と有効高の比	J		————	————	0.893
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.2978
許容せん断応力度	a1	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.4500
判定			————	————	
コンクリート付着応力度	o	N/mm <sup>2</sup>	————	————	0.9306
コンクリート許容付着応力度	oa	N/mm <sup>2</sup>	————	————	1.6000
判定			————	————	

## 2.7 安定計算

### 2.7.1 浮き上がりに対する安定

#### (1) 浮力

$$U = \gamma_w \cdot V_h$$

ここに、

U : 浮力 (kN)

$\gamma_w$  : 水の単位重量 = 10.000 (kN/m<sup>3</sup>)

V<sub>h</sub> : 地下水位以下の躯体体積 (m<sup>3</sup>)

地下水位以下の躯体体積

部材番号	面積 × 高さ	体積 (m <sup>3</sup> )
5	6.000 × 4.500 × 0.175	4.725
6	6.000 × 4.500 × 2.700	72.900
7	6.000 × 4.500 × 0.600	16.200
合計	—	93.825

$$U = 10.000 \times 93.825 \\ = 938.250 \text{ (kN)}$$

#### (2) 鉛直荷重

$$W = W_c + W_u$$

ここに、

W : 鉛直荷重 (kN)

W<sub>c</sub> : 躯体自重 (kN)

W<sub>u</sub> : 頂版上の土砂重量 (kN)

##### [1] 常時

$$W = 3217.900 + 583.200 \\ = 3801.100 \text{ (kN)}$$

#### (3) 安全率

$$\text{安全率 } F = \frac{W}{U}$$

##### [1] 常時

$$F = \frac{3801.100}{938.250} \\ = 4.051 \quad \text{許容安全率 } F_a = 1.200$$

### 2.7.2 支持力に対する安定

躯体体積分の固有地盤重量

部材番号	部位	躯体体積 × 単位重量	重量 (kN)
1	頂版	6.000 × 4.500 × 0.450 × 18.000	218.700
2	側壁	6.000 × 4.500 × 2.700 × 18.000	1312.200
3	中床版	6.000 × 4.500 × 0.350 × 18.000	170.100

部材番号	部位	躯体体積 × 単位重量	重量 (kN)
4	側壁	6.000 × 4.500 × 2.700 × 18.000	1312.200
5	中床版	6.000 × 4.500 × 0.350 × 18.000	170.100
6	側壁	6.000 × 4.500 × 2.700 × 18.000	1312.200
7	底版	6.000 × 4.500 × 0.600 × 18.000	291.600
合計 Ws			4787.100

ここに、

Ws : 躯体体積分の固有地盤重量 (kN)

Wc : 躯体重量 (kN)

[1]常時

$$\frac{W_s}{W_c} = \frac{4787.100}{3217.900}$$

$$= 1.488 \quad 1.0$$

### 3章 地震時の検討

#### 3.1 耐震設計上の地盤種別

耐震設計上の地盤種別は、次式で算出される地盤の特性値 $T_G$ をもとに区分する。

$$T_G = 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}}$$

ここに、

$T_G$  : 地盤特性値(s)

$H_i$  :  $i$ 番目の層厚(m)

$V_{si}$  :  $i$ 番目のせん断弾性波速度(m/s)

ただし、実測値がない場合は次式から求めても良い。

粘性土層の場合  $V_{si} = 100N_i^{1/3}$  (1  $N_i$  25)

砂質土層の場合  $V_{si} = 80N_i^{1/3}$  (1  $N_i$  50)

土質に関わらず $N_i = 0$  のとき  $V_{si} = 50$

$N_i$  : 標準貫入試験による $i$ 番目の地層のN値

$i$  : 当該地盤が地表面から基盤面までの $n$ 層に区分されるとき、地表面から $i$ 番目の地層の番号

#### 耐震設計上の地盤種別

地盤種別	地盤の特性値 $T_G$ (s)
I種	$T_G < 0.2$
II種	$0.2 \leq T_G < 0.6$
III種	$T_G \geq 0.6$

ここで、設計条件の耐震設計上の地盤種別を判定すると次のようになる。

土層番号	深度(m)	土質名	$H_i$ (m)	N値	$V_{si}$ (m/s)	$H_i / V_{si}$
1	11.200	砂質土	11.200	5.000	136.798	0.08187
	—	—	—	—	—	0.08187

よって、地盤の特性値 $T_G$ は次のようになる。

$$\begin{aligned}
 T_G &= 4 \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{V_{si}} \\
 &= 4 \times 0.08187 = 0.3275(\text{s})
 \end{aligned}$$

ゆえに、表層地盤の種別はII種とする。



### 3.2 地盤の応答変位(レベル1)

#### 3.2.1 地盤の固有周期

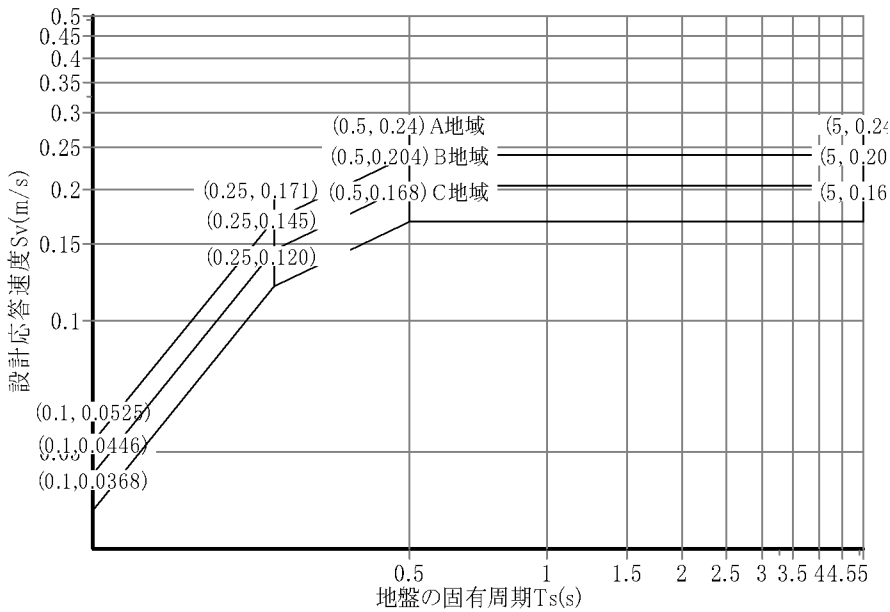
表層地盤の固有周期は、次のようになる。

$$T_s = 1.25T_0$$

$$= 1.25 \times 0.3275 = 0.4094(\text{s})$$

#### 3.2.2 設計応答速度

表層の地震動レベル1の設計応答速度を次の図から求めると、 $S_v = 0.21764(\text{m/s})$ となる。



#### 3.2.3 地盤の変位振幅の計算

応答変位法による耐震設計計算法では、地表面から深さ $z$ における水平方向の変位振幅を次式により求める。

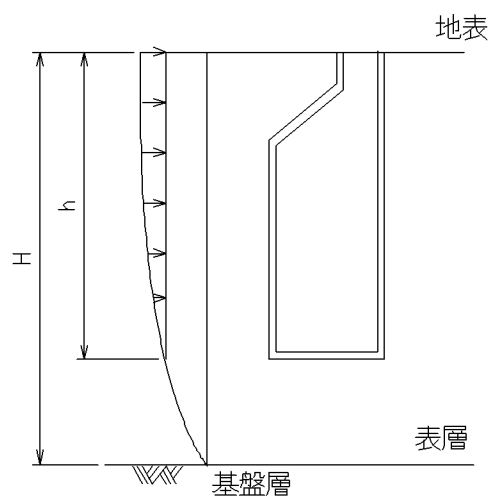
$$U_h(z) = \frac{2}{\pi^2} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \cos \frac{\pi \cdot z}{2 \cdot H}$$

ここに、

- $U_h(z)$  : 地表面からの深さ $z$ (m)における水平方向の変位振幅(m)
- $S_v$  : 設計応答速度(m/s)
- $T_s$  : 表層地盤の固有周期(s)  
地盤の特性値 $T_0$ を基準として地震時に生じるせん断ひずみの大きさを考慮して、次式により求める。  
 $T_s = 1.25T_0$
- $T_0$  : 地盤の特性値(s)
- $z$  : 地表面からの深さ(m)
- $H$  : 表層地盤の厚さ(最終土質深度)(m)

地盤の変位振幅

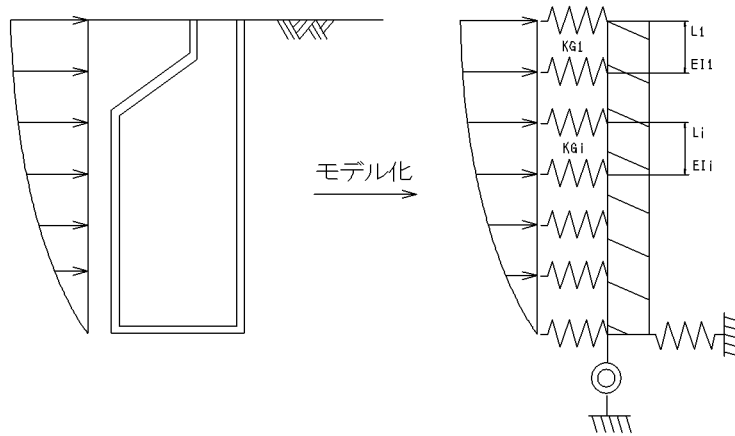
節点番号	深度z(m)	$U_h(z)$ (m)
1	1.200	0.017799
2	1.650	0.017573
3	2.190	0.017209
4	2.730	0.016747
5	3.270	0.016188
6	3.810	0.015537
7	4.350	0.014797
8	4.700	0.014272
9	5.240	0.013394
10	5.780	0.012440
11	6.320	0.011414
12	6.860	0.010323
13	7.400	0.009173
14	7.750	0.008399
15	8.290	0.007165
16	8.830	0.005891
17	9.370	0.004583
18	9.910	0.003249
19	10.450	0.001896
20	11.050	0.000380



### 3.3 鉛直方向断面力の計算(レベル1)

#### 3.3.1 解析モデル

マンホールの鉛直断面を、図に示すようにはり要素としてモデル化する。このはりモデルに地盤の相対変位を地盤の水平バネを介して強制変位として作用させ、部材に発生する断面力を求める。



#### 3.3.2 地盤反力係数

##### (1) 水平方向の地盤反力係数

水平方向の地盤反力係数は次式により求める。

$$K_{hi} = K_{h0} \left( \frac{B_h}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$K_{hi}$  : 水平方向地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

$K_{h0}$  : 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)で次式により求める。

$$K_{h0} = \frac{1}{0.3} \alpha \cdot E_0$$

: 地盤反力係数の推定に用いる係数  $\alpha = 1$  (応答変位法に限る)

$E_0$  : 標準貫入試験のN値より  $E_0 = 2800N$  で推定した変形係数(kN/m<sup>2</sup>)

$B_h$  : 基礎の換算載荷幅(m)で次式により求める。

$$B_h = \sqrt{A_h}$$

$A_h$  : 水平方向載荷面積(マンホール全面の面積)(m<sup>2</sup>)で、部材高×外径とする。  
ただし、断面形状が円形の場合は、部材高×(0.8×外径)とする。

したがって、次のようになる。

### 水平方向載荷面積

土層番号	N値	部材番号	深度 (m)	部材高 (m)	外径 (m)	A <sub>hi</sub> (m <sup>2</sup> )
1	5.000	1	1.200 ~ 1.650	0.450	6.000	2.7000
1	5.000	2	1.650 ~ 4.350	2.700	6.000	16.2000
1	5.000	3	4.350 ~ 4.700	0.350	6.000	2.1000
1	5.000	4	4.700 ~ 7.400	2.700	6.000	16.2000
1	5.000	5	7.400 ~ 7.750	0.350	6.000	2.1000
1	5.000	6	7.750 ~ 10.450	2.700	6.000	16.2000
1	5.000	7	10.450 ~ 11.050	0.600	6.000	3.6000
	—	—	—	—	—	59.1000

$$\begin{aligned}
 B_h &= \sqrt{A_h} \\
 &= \sqrt{59.1000} \\
 &= 7.6877
 \end{aligned}$$

### 水平方向地盤反力係数

土層番号	N値		E <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	k <sub>no</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	k <sub>ni</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
1	5.000	1	14000.0	46667	4097

### (2)鉛直方向の地盤反力係数

鉛直方向の地盤反力係数は次式により求める。

$$K_v = K_{v0} \left( \frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

K<sub>v</sub> : 鉛直方向地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

K<sub>v0</sub> : 次式により求める。

$$K_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha \cdot E_0$$

: 地盤反力係数の推定に用いる係数 =1 (応答変位法に限る)

E<sub>0</sub> : 標準貫入試験のN値よりE<sub>0</sub> = 2800N で推定した変形係数(kN/m<sup>2</sup>)

B<sub>v</sub> : 基礎の換算載荷幅(m)で次式により求める。

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ただし、断面形状が円形の場合は、B<sub>v</sub> = D

A<sub>v</sub> : 鉛直方向載荷面積 (マンホールの底面積) (m<sup>2</sup>)

D : マンホール底面の直径(m)

### 鉛直方向載荷面積

土層番号	N値		E <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> )	B <sub>v</sub> (m)	k <sub>v0</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	k <sub>v</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
1	5.000	1	14000.0	27.0000	5.19615	46667	5497

### (3)水平方向のせん断バネ係数

水平方向のせん断バネ係数は次式により求める。

$$k_s = \quad \cdot K_v$$

ここに、

- $K_a$  : 水平方向のせん断バネ係数(kN/m<sup>3</sup>)
- : 鉛直方向地盤反力係数 $K_v$ に対する水平方向せん断バネ係数 $k_s$ の比 = 0.3
- $K_v$  : 鉛直方向地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

水平方向のせん断バネ係数

$$\begin{aligned}k_s &= \quad \cdot K_v \\ &= 0.30 \cdot 5497 \\ &= 1649.0\end{aligned}$$

### 3.3.3 地盤のバネ

#### (1)地盤の水平バネ

地盤の水平バネは次式により求める。

$$K_{Hi} = K_{hi} \cdot A_i$$

ここに、

$K_{Hi}$  : 各節点の地盤の水平バネ(kN/m )

$K_{hi}$  : 水平方向の地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

$A_i$  : 各節点の分担面積(m<sup>2</sup>)

#### 地盤の水平バネ

節点 番号	深さ Z (m)	分担高さ H <sub>i</sub> (m)	分担幅 B <sub>i</sub> (m)	分担面積 A <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	地盤反力 係数K <sub>hi</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	水平バネ K <sub>Hi</sub> (kN/m)
1	1.200	0.225	6.000	1.3500	4097	5531
2	1.650	0.495	6.000	2.9700	4097	12169
3	2.190	0.540	6.000	3.2400	4097	13275
4	2.730	0.540	6.000	3.2400	4097	13275
5	3.270	0.540	6.000	3.2400	4097	13275
6	3.810	0.540	6.000	3.2400	4097	13275
7	4.350	0.445	6.000	2.6700	4097	10940
8	4.700	0.445	6.000	2.6700	4097	10940
9	5.240	0.540	6.000	3.2400	4097	13275
10	5.780	0.540	6.000	3.2400	4097	13275
11	6.320	0.540	6.000	3.2400	4097	13275
12	6.860	0.540	6.000	3.2400	4097	13275
13	7.400	0.445	6.000	2.6700	4097	10940
14	7.750	0.445	6.000	2.6700	4097	10940
15	8.290	0.540	6.000	3.2400	4097	13275
16	8.830	0.540	6.000	3.2400	4097	13275
17	9.370	0.540	6.000	3.2400	4097	13275
18	9.910	0.540	6.000	3.2400	4097	13275
19	10.450	0.570	6.000	3.4200	4097	14013
20	11.050	0.300	6.000	1.8000	4097	7375

#### (2)地盤の回転バネ

地盤の回転バネは次式により求める。

$$K = K_v \cdot I$$

ここに、

$K$  : 地盤の回転バネ(kN.m/rad)

$K_v$  : 鉛直方向の地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

$I$  : マンホール底面の断面二次モーメント(m<sup>4</sup>)

$$I = \frac{6.000 \times 4.500^3}{12}$$

$$= 45.563 (m^4)$$

地盤の回転バネ

$$K = 5497 \times 45.563$$

$$= 250434 (\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad})$$

(3)底面のせん断バネ

底面のせん断バネは次式により求める。

$$K_s = k_s \cdot A_v$$

ここに、

- $K_s$  : 地盤のせん断バネ (kN/m)
- $k_s$  : 水平方向せん断バネ係数 (kN/m<sup>3</sup>)
- $A_v$  : マンホール底面の底面積 (m<sup>2</sup>)

地盤のせん断バネ

$$K_s = 1649 \times 27.0000$$

$$= 44522 (\text{kN}/\text{m})$$

3.3.4 断面力の計算

(1)フレーム入力データ

各部材のi端、j端における荷重は次式により求める。

$$P_i = D_i \cdot K_{Hi}$$

ここに、

- $P_i$  : 節点iの水平方向荷重 (kN)
- $D_i$  : 節点iの地盤の相対変位 (m)
- $K_{Hi}$  : 節点iの水平バネ (kN/m)

節点 番号	部材 番号	断面二次モーメント (m <sup>4</sup> )		部材長 (m)	水平バネ $K_{Hi}$ (kN/m)		相対変位 (m)	荷重P (kN)	
		i端	j端		i端	j端		i端	j端
1	1	45.562500	45.562500	0.450	5531.414	12169.111	0.017419	96.35	209.22
2	2	27.697917	27.697917	0.540	12169.111	13275.394	0.017193	209.22	223.41
3	2	27.697917	27.697917	0.540	13275.394	13275.394	0.016829	223.41	217.28
4	2	27.697917	27.697917	0.540	13275.394	13275.394	0.016367	217.28	209.86
5	2	27.697917	27.697917	0.540	13275.394	13275.394	0.015809	209.86	201.22
6	2	27.697917	27.697917	0.540	13275.394	10939.908	0.015157	201.22	157.72
7	3	45.562500	45.562500	0.350	10939.908	10939.908	0.014417	157.72	151.98
8	4	27.697917	27.697917	0.540	10939.908	13275.394	0.013892	151.98	172.77
9	4	27.697917	27.697917	0.540	13275.394	13275.394	0.013014	172.77	160.10
10	4	27.697917	27.697917	0.540	13275.394	13275.394	0.012060	160.10	146.48
11	4	27.697917	27.697917	0.540	13275.394	13275.394	0.011034	146.48	132.00
12	4	27.697917	27.697917	0.540	13275.394	10939.908	0.009943	132.00	96.19
13	5	45.562500	45.562500	0.350	10939.908	10939.908	0.008793	96.19	87.73
14	6	27.697917	27.697917	0.540	10939.908	13275.394	0.008019	87.73	90.08
15	6	27.697917	27.697917	0.540	13275.394	13275.394	0.006786	90.08	73.16
16	6	27.697917	27.697917	0.540	13275.394	13275.394	0.005511	73.16	55.80
17	6	27.697917	27.697917	0.540	13275.394	13275.394	0.004203	55.80	38.08

節点番号	部材番号	断面二次モーメント (m <sup>4</sup> )		部材長 (m)	水平バネK <sub>ni</sub> (kN/m)		相対変位 (m)	荷重P (kN)	
		i端	j端		i端	j端		i端	j端
18	6	27.697917	27.697917	0.540	13275.394	14012.916	0.002869	38.08	21.24
19	7	45.562500	45.562500	0.600	14012.916	51896.877	0.001516	21.24	0.00

(2) 断面力の算出

鉛直方向断面力計算結果

$S_v = 0.21764 (m/s)$

$T_s = 0.40936 (s)$

節点番号	軸力 (kN)		曲げモーメント M <sub>i</sub> (kN.m)	せん断力 S <sub>i</sub> (kN)
	N <sub>i</sub> (上)	N <sub>i</sub> (下)		
1	0.0000	0.0000	0.0000	-8.3481
2	297.6750	297.6750	-3.7566	-19.7787
3	423.3600	423.3600	-14.4372	-24.3947
4	549.0450	549.0450	-27.6103	-22.4664
5	674.7300	674.7300	-39.7422	-15.2684
6	800.4150	800.4150	-47.9871	-4.0323
7	926.1000	926.1000	-50.1645	7.5803
8	1157.6250	1157.6250	-47.5114	20.2196
9	1283.3100	1283.3100	-36.5928	36.5902
10	1408.9950	1408.9950	-16.8341	52.9748
11	1534.6800	1534.6800	11.7723	68.4266
12	1660.3650	1660.3650	48.7226	82.0770
13	1786.0500	1786.0500	93.0442	91.1936
14	1970.3250	1970.3250	124.9620	98.6161
15	2044.7100	2044.7100	178.2147	103.9329
16	2119.0950	2119.0950	234.3384	105.0131
17	2193.4800	2193.4800	291.0455	101.4071
18	2267.8650	2267.8650	345.8054	92.7644
19	2342.2500	2342.2500	395.8981	78.0620
20	2577.1500	2577.1500	442.7353	78.0620

節点番号	深さ (m)	相対変位 (m)	部材変位 (m)	変位差 (m)	地盤反力係数 kh (kN/m <sup>2</sup> )	地盤反力 q (kN/m <sup>2</sup> )
1	1.200	0.017419	0.018928	0.001509	4097	6.1838
2	1.650	0.017193	0.018132	0.000939	4097	3.8487
3	2.190	0.016829	0.017177	0.000348	4097	1.4247
4	2.730	0.016367	0.016222	-0.000145	4097	-0.5951
5	3.270	0.015809	0.015266	-0.000542	4097	-2.2216
6	3.810	0.015157	0.014311	-0.000846	4097	-3.4679

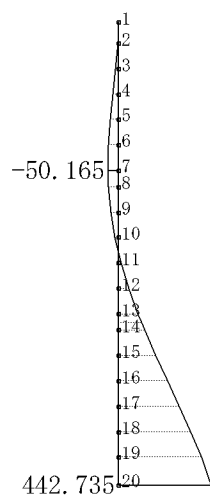


節点番号	深さ (m)	相対変位 (m)	部材変位 (m)	変位差 (m)	地盤反力係数 kh (kN/m <sup>3</sup> )	地盤反力 q (kN/m <sup>2</sup> )
7	4.350	0.014417	0.013356	-0.001061	4097	-4.3493
8	4.700	0.013892	0.012736	-0.001155	4097	-4.7338
9	5.240	0.013014	0.011781	-0.001233	4097	-5.0527
10	5.780	0.012060	0.010826	-0.001234	4097	-5.0570
11	6.320	0.011034	0.009870	-0.001164	4097	-4.7691
12	6.860	0.009943	0.008915	-0.001028	4097	-4.2131
13	7.400	0.008793	0.007960	-0.000833	4097	-3.4145
14	7.750	0.008019	0.007340	-0.000678	4097	-2.7800
15	8.290	0.006786	0.006385	-0.000401	4097	-1.6410
16	8.830	0.005511	0.005430	-0.000081	4097	-0.3334
17	9.370	0.004203	0.004475	0.000272	4097	1.1130
18	9.910	0.002869	0.003520	0.000651	4097	2.6675
19	10.450	0.001516	0.002565	0.001049	4097	4.2989
20	11.050	0.000000	0.001504	0.001504	4097	6.1631

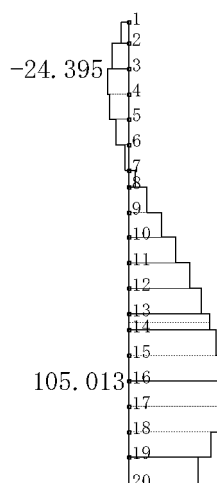
地盤反力は、地盤の相対変位とフレーム解析で得られた部材変位との差に、地盤反力係数を乗じて算出

(3)断面力の分布

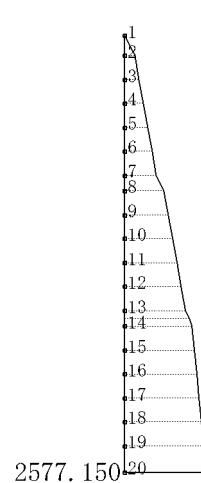
曲げモーメント (kN.m)



せん断力 (kN)



軸力 (kN)

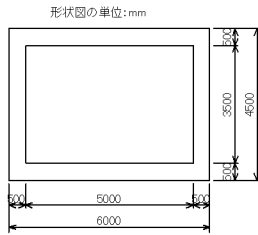


### 3.4 鉛直方向配筋データ

節点番号2下(変化部) ~ 7

部材番号2

地表面からの深度 1.650 ~ 4.350(m)



正面

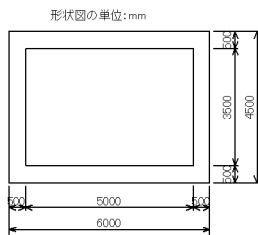
主鉄筋(前面と背面は対称形)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D22	24.000	9290.400
2	400.00	250.0	D19	24.000	6876.000

節点番号8下(変化部) ~ 13

部材番号4

地表面からの深度 4.700 ~ 7.400(m)



正面

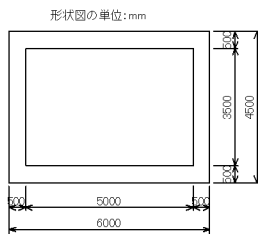
主鉄筋(前面と背面は対称形)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D22	24.000	9290.400
2	400.00	250.0	D19	24.000	6876.000

節点番号14下(変化部) ~ 19

部材番号6

地表面からの深度 7.750 ~ 10.450(m)



正面

主鉄筋(前面と背面は対称形)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	125.0	D29	48.000	30835.199
2	400.00	250.0	D25	24.000	12160.800

### 3.5 鉛直方向断面照査一覧表(レベル1)

設計対象地震動レベル1 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点2	節点3	節点4	節点5
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-3.7566	-14.4372	-27.6103	-39.7422
軸力	$N_d$	kN	297.6750	423.3600	549.0450	674.7300
せん断力	$V_d$	kN	-19.7787	-24.3947	-22.4664	-15.2684
部材幅	B	mm	6000.0	6000.0	6000.0	6000.0
部材高	H	mm	4500.0	4500.0	4500.0	4500.0
中空幅	$B_o$	mm	5000.0	5000.0	5000.0	5000.0
中空高	$H_o$	mm	3500.0	3500.0	3500.0	3500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	4272.4	4272.4	4272.4	4272.4
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400
	圧縮側	$A_s'$	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	237884.541	89451.454	61383.360	52736.369
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	$c$	N/mm <sup>2</sup>	0.0301	0.0435	0.0571	0.0706
コンクリート許容圧縮応力度	$c_a$	N/mm <sup>2</sup>	10.5000	10.5000	10.5000	10.5000
判定						
鉄筋引張応力度	$s$	N/mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
鉄筋許容引張応力度	$s_a$	N/mm <sup>2</sup>	210.0000	210.0000	210.0000	210.0000
判定						
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面図心までの距離と有効高の比	J		—	—	—	—
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.0053	0.0066	0.0061	0.0041
許容せん断応力度	$a_1$	N/mm <sup>2</sup>	0.6300	0.6300	0.6300	0.6300
判定						

設計対象地震動レベル1 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点6	節点7	節点8(下)	節点9
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-47.9871	-50.1645	-47.5114	-36.5928
軸力	$N_d$	kN	800.4150	926.1000	1157.6250	1283.3100
せん断力	$V_d$	kN	-4.0323	7.5803	20.2196	36.5902
部材幅	B	mm	6000.0	6000.0	6000.0	6000.0
部材高	H	mm	4500.0	4500.0	4500.0	4500.0
中空幅	$B_o$	mm	5000.0	5000.0	5000.0	5000.0
中空高	$H_o$	mm	3500.0	3500.0	3500.0	3500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	4272.4	4272.4	4272.4	4272.4
主鉄筋 鉄筋量 引張側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400
	$A_{s'}$	mm <sup>2</sup>	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	51850.557	57148.032	74704.537	106537.203
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	$c$	N/mm <sup>2</sup>	0.0838	0.0966	0.1195	0.1313
コンクリート許容圧縮応力度	$c_a$	N/mm <sup>2</sup>	10.5000	10.5000	10.5000	10.5000
判定						
鉄筋引張応力度	$s$	N/mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
鉄筋許容引張応力度	$s_a$	N/mm <sup>2</sup>	210.0000	210.0000	210.0000	210.0000
判定						
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面図心までの距離と有効高の比	J		—	—	—	—
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.0011	0.0020	0.0055	0.0099
許容せん断応力度	$a_1$	N/mm <sup>2</sup>	0.6300	0.6300	0.6300	0.6300
判定						

設計対象地震動レベル1 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点10	節点11	節点12	節点13
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-16.8341	11.7723	48.7226	93.0442
軸力	$N_d$	kN	1408.9950	1534.6800	1660.3650	1786.0500
せん断力	$V_d$	kN	52.9748	68.4266	82.0770	91.1936
部材幅	B	mm	6000.0	6000.0	6000.0	6000.0
部材高	H	mm	4500.0	4500.0	4500.0	4500.0
中空幅	$B_o$	mm	5000.0	5000.0	5000.0	5000.0
中空高	$H_o$	mm	3500.0	3500.0	3500.0	3500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	4272.4	4272.4	4272.4	4272.4
主鉄筋 鉄筋量 引張側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D22 × 24.00	D22 × 24.00	D22 × 24.00	D22 × 24.00
			D19 × 24.00 16166.400	D19 × 24.00 16166.400	D19 × 24.00 16166.400	D19 × 24.00 16166.400
圧縮側	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	251143.962	389912.333	103587.051	59332.080
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	$c$	N/mm <sup>2</sup>	0.1424	0.1546	0.1700	0.1859
コンクリート許容圧縮応力度	$c_a$	N/mm <sup>2</sup>	10.5000	10.5000	10.5000	10.5000
判定						
鉄筋引張応力度	$s$	N/mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
鉄筋許容引張応力度	$s_a$	N/mm <sup>2</sup>	210.0000	210.0000	210.0000	210.0000
判定						
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面図心までの距離と有効高の比	J		—	—	—	—
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.0143	0.0185	0.0222	0.0246
許容せん断応力度	$a_1$	N/mm <sup>2</sup>	0.6300	0.6300	0.6300	0.6300
判定						

設計対象地震動レベル1 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点14(下)	節点15	節点16	節点17
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	124.9620	178.2147	234.3384	291.0455
軸力	$N_d$	kN	1970.3250	2044.7100	2119.0950	2193.4800
せん断力	$V_d$	kN	98.6161	103.9329	105.0131	101.4071
部材幅	B	mm	6000.0	6000.0	6000.0	6000.0
部材高	H	mm	4500.0	4500.0	4500.0	4500.0
中空幅	$B_o$	mm	5000.0	5000.0	5000.0	5000.0
中空高	$H_o$	mm	3500.0	3500.0	3500.0	3500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	4315.1	4315.1	4315.1	4315.1
主鉄筋 鉄筋量 引張側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D29 × 48.00	D29 × 48.00	D29 × 48.00	D29 × 48.00
			D25 × 24.00	D25 × 24.00	D25 × 24.00	D25 × 24.00
圧縮側	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	D29 × 48.00	D29 × 48.00	D29 × 48.00	D29 × 48.00
			D25 × 24.00	D25 × 24.00	D25 × 24.00	D25 × 24.00
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	50798.634	37576.880	30093.504	25455.436
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	$c$	N/mm <sup>2</sup>	0.1911	0.2016	0.2123	0.2230
コンクリート許容圧縮応力度	$c_a$	N/mm <sup>2</sup>	13.5000	13.5000	13.5000	13.5000
判定						
鉄筋引張応力度	$s$	N/mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
鉄筋許容引張応力度	$s_a$	N/mm <sup>2</sup>	240.0000	240.0000	240.0000	240.0000
判定						
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面図心までの距離と有効高の比	J		—	—	—	—
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.0263	0.0277	0.0280	0.0271
許容せん断応力度	$a_1$	N/mm <sup>2</sup>	0.6750	0.6750	0.6750	0.6750
判定						

設計対象地震動レベル1 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点18	節点19
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	345.8054	395.8981
軸力	$N_d$	kN	2267.8650	2342.2500
せん断力	$V_d$	kN	92.7644	78.0620
部材幅	B	mm	6000.0	6000.0
部材高	H	mm	4500.0	4500.0
中空幅	$B_o$	mm	5000.0	5000.0
中空高	$H_o$	mm	3500.0	3500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	4315.1	4315.1
主鉄筋 鉄筋量 引張側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D29 × 48.00 D25 × 24.00 42996.000	D29 × 48.00 D25 × 24.00 42996.000
	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	D29 × 48.00 D25 × 24.00 42996.000	D29 × 48.00 D25 × 24.00 42996.000
ヤング係数比	n		15	15
中立軸	X	mm	22443.074	20466.577
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	$c$	N/mm <sup>2</sup>	0.2336	0.2439
コンクリート許容圧縮応力度	$c_a$	N/mm <sup>2</sup>	13.5000	13.5000
判定				
鉄筋引張応力度	$s$	N/mm <sup>2</sup>	0.000	0.000
鉄筋許容引張応力度	$s_a$	N/mm <sup>2</sup>	240.0000	240.0000
判定				
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面図心までの距離と有効高の比	J		—	—
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.0247	0.0208
許容せん断応力度	$a_1$	N/mm <sup>2</sup>	0.6750	0.6750
判定				

### 3.6 水平方向断面力の計算(レベル1)

#### 3.6.1 各節点深度における水平荷重の算出

各節点深度における水平荷重を算出し、常時荷重として作用させる。

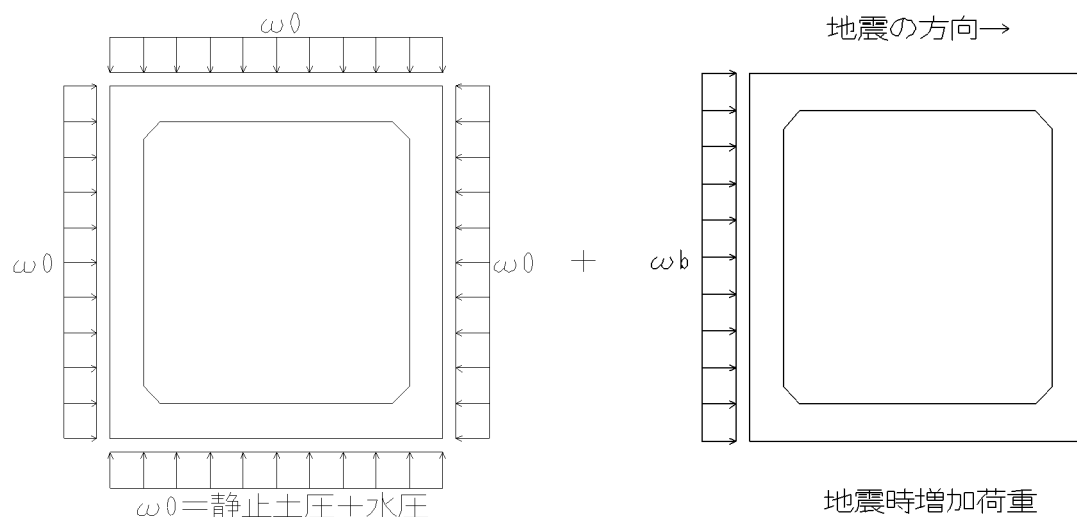
節点 番号	深度 Z(m)	層厚 h(m)	土の単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )	静止土圧 係数K	h (kN/m <sup>2</sup> )	水平土圧 P <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	水圧 P <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
1	1.200	1.200	18.00	0.500	21.600	10.800	0.000
2	1.650	0.450	18.00	0.500	29.700	14.850	0.000
3	2.190	0.540	18.00	0.500	39.420	19.710	0.000
4	2.730	0.540	18.00	0.500	49.140	24.570	0.000
5	3.270	0.540	18.00	0.500	58.860	29.430	0.000
6	3.810	0.540	18.00	0.500	68.580	34.290	0.000
7	4.350	0.540	18.00	0.500	78.300	39.150	0.000
8	4.700	0.350	18.00	0.500	84.600	42.300	0.000
9	5.240	0.540	18.00	0.500	94.320	47.160	0.000
10	5.780	0.540	18.00	0.500	104.040	52.020	0.000
11	6.320	0.540	18.00	0.500	113.760	56.880	0.000
12	6.860	0.540	18.00	0.500	123.480	61.740	0.000
13	7.400	0.540	18.00	0.500	133.200	66.600	0.000
水	7.575	0.175	18.00	0.500	136.350	68.175	0.000
14	7.750	0.175	9.00	0.500	137.925	68.962	1.750
15	8.290	0.540	9.00	0.500	142.785	71.392	7.150
16	8.830	0.540	9.00	0.500	147.645	73.822	12.550
17	9.370	0.540	9.00	0.500	152.505	76.252	17.950
18	9.910	0.540	9.00	0.500	157.365	78.682	23.350
19	10.450	0.540	9.00	0.500	162.225	81.112	28.750
20	11.050	0.600	9.00	0.500	167.625	83.812	34.750

#### 3.6.2 照査断面が矩形の場合

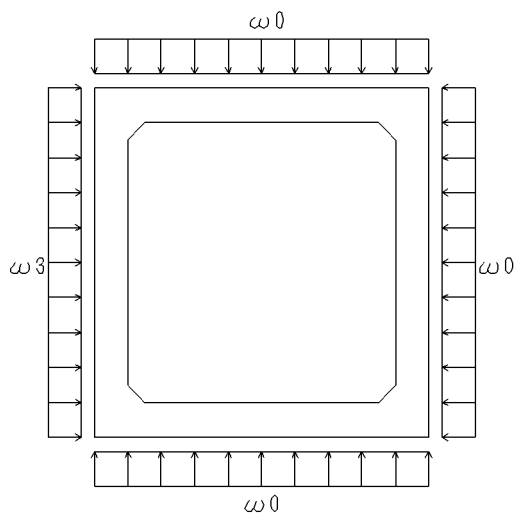
##### (1) 計算仮定

断面力の計算は、応答変位による地盤反力を地震時増加荷重と考えて、次に示す荷重条件により行う。  
また、地震時躯体に作用する周辺地盤の側圧として、(静止土圧 + 水圧)を考える。





各節点の水平断面に作用する荷重は次に示す荷重の組み合わせによる。



ここに、

- $\omega_0$ : 常時荷重 (静止土圧 + 水圧)
- $\omega_b$ : 地震時増加荷重 (応答変位による地盤反力)
- $\omega_3$ :  $\omega_0 + \omega_b$  ( $\omega_b \geq 0$ の場合)
- $\omega_3$ :  $\omega_0 - \omega_b$  ( $\omega_b < 0$ の場合)

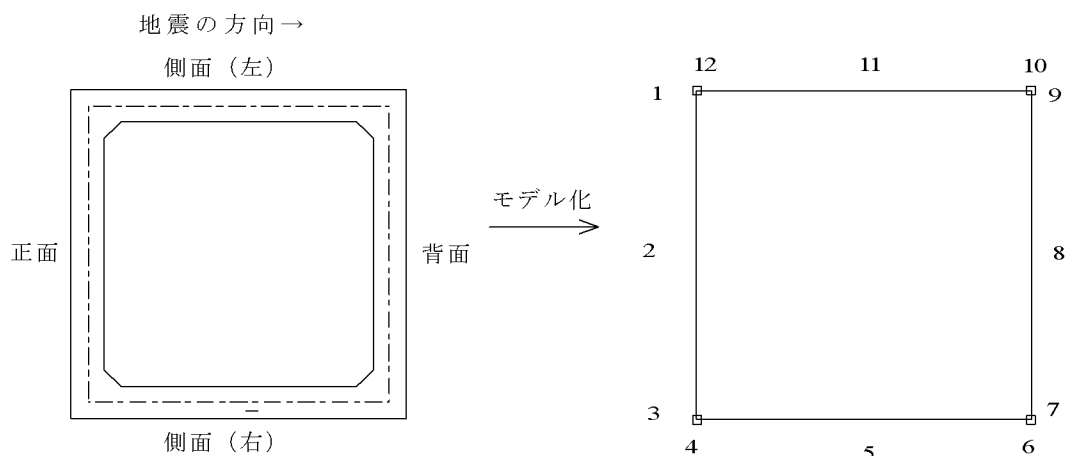
矩形断面に作用する荷重

節点番号	$\omega_0$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\omega_b$ ( $\text{kN/m}^2$ )	$\omega_3$ ( $\text{kN/m}^2$ )
2	14.850	3.849	18.699
3	19.710	1.425	21.135
4	24.570	-0.595	25.165
5	29.430	-2.222	31.652
6	34.290	-3.468	37.758
7	39.150	-4.349	43.499
8	42.300	-4.734	47.034
9	47.160	-5.053	52.213

節点番号	$(\text{kN/m}^2)$ <sup>0</sup>	$(\text{kN/m}^2)$ <sup>b</sup>	$(\text{kN/m}^2)$ <sup>3</sup>
10	52.020	-5.057	57.077
11	56.880	-4.769	61.649
12	61.740	-4.213	65.953
13	66.600	-3.414	70.014
14	70.712	-2.780	73.492
15	78.542	-1.641	80.183
16	86.372	-0.333	86.706
17	94.202	1.113	95.315
18	102.032	2.668	104.700
19	109.862	4.299	114.161

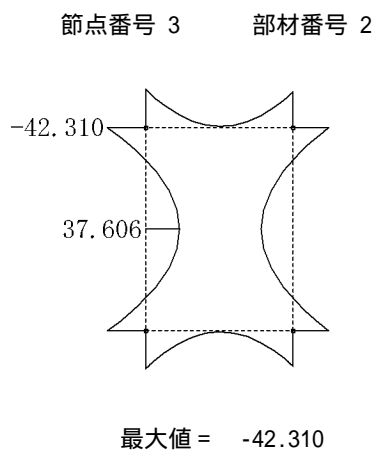
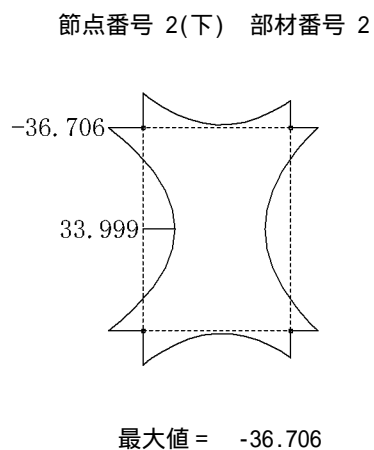
(2) フレームモデル

以上の荷重を、次のようにモデル化した断面に載荷し、フレーム解析を行う。

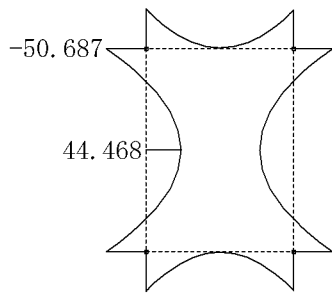


(3) 曲げモーメント図

【前後方向地震動】

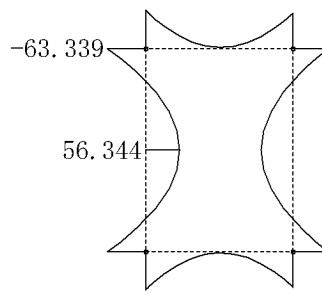


節点番号 4 部材番号 2



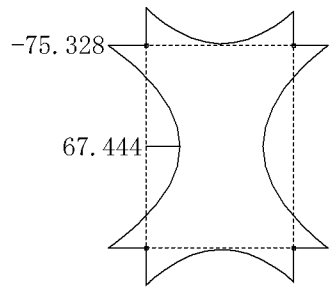
最大值 = -50.687

節点番号 5 部材番号 2



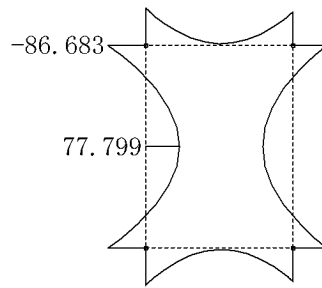
最大值 = -63.339

節点番号 6 部材番号 2



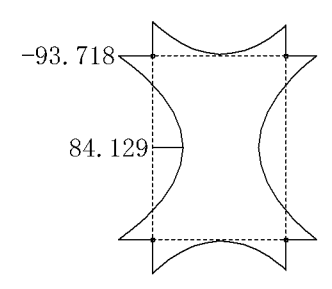
最大值 = -75.328

節点番号 7(上) 部材番号 2



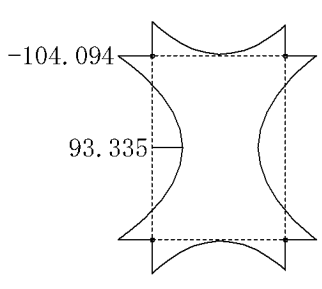
最大值 = -86.683

節点番号 8(下) 部材番号 4



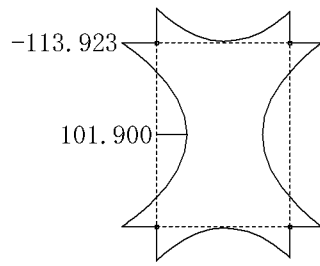
最大值 = -93.718

節点番号 9 部材番号 4



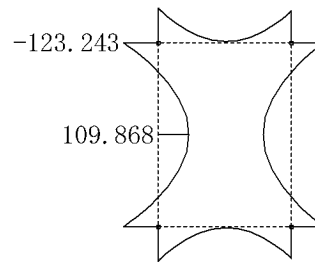
最大值 = -104.094

節点番号10 部材番号 4



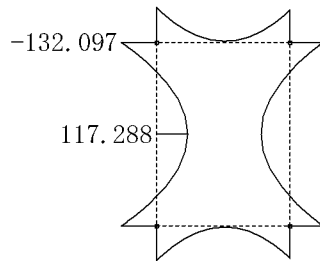
最大值 = -113.923

節点番号11 部材番号 4



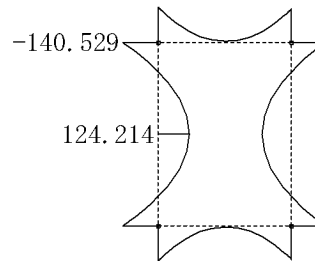
最大值 = -123.243

節点番号12 部材番号 4



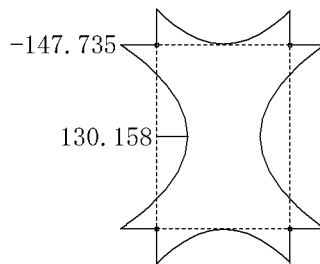
最大值 = -132.097

節点番号13(上) 部材番号 4



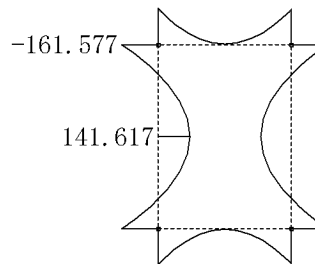
最大值 = -140.529

節点番号14(下) 部材番号 6



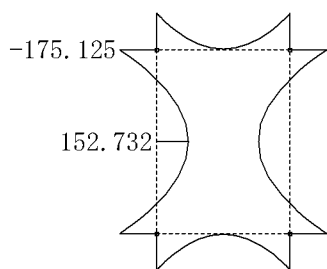
最大值 = -147.735

節点番号15 部材番号 6



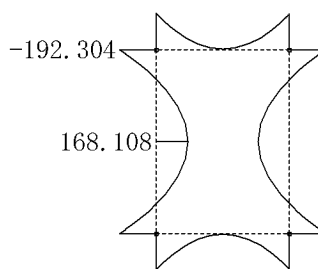
最大值 = -161.577

節点番号16 部材番号 6



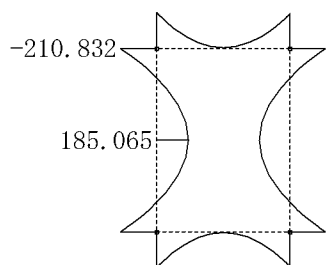
最大値 = -175.125

節点番号17 部材番号 6



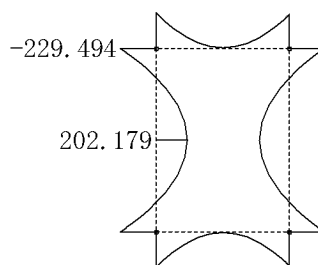
最大値 = -192.304

節点番号18 部材番号 6



最大値 = -210.832

節点番号19(上) 部材番号 6



最大値 = -229.494

(4) 矩形断面の断面力

地震の作用方向に直交する面について、断面力をまとめる。

【前後方向地震動】

曲げモーメント(kN.m)

節点番号	正面			背面		
	点1	点2	点3	点7	点8	点9
2(下)	-36.7060	33.9985	-36.7060	-28.9297	27.2219	-28.9297
3	-42.3095	37.6060	-42.3095	-39.4310	35.0975	-39.4310
4	-50.6874	44.4683	-50.6874	-49.4849	43.4204	-49.4849
5	-63.3387	56.3440	-63.3387	-58.8499	52.4323	-58.8499
6	-75.3284	67.4437	-75.3284	-68.3215	61.3375	-68.3215
7(上)	-86.6833	77.7985	-86.6833	-77.8955	70.1404	-77.8955
8(下)	-93.7179	84.1287	-93.7179	-84.1533	75.7936	-84.1533
9	-104.0939	93.3352	-104.0939	-93.8851	84.4387	-93.8851
10	-113.9227	101.8996	-113.9227	-103.7051	92.9955	-103.7051
11	-123.2430	109.8676	-123.2430	-113.6071	101.4704	-113.6071

節点番号	正面			背面		
	点1	点2	点3	点7	点8	点9
12	-132.0968	117.2882	-132.0968	-123.5844	109.8700	-123.5844
13(上)	-140.5285	124.2137	-140.5285	-133.6296	118.2016	-133.6296
14(下)	-147.7352	130.1582	-147.7352	-142.1183	125.2633	-142.1183
15	-161.5766	141.6173	-161.5766	-158.2610	138.7279	-158.2610
16	-175.1245	152.7322	-175.1245	-174.4509	152.1451	-174.4509
17	-192.3041	168.1076	-192.3041	-190.0553	166.1479	-190.0553
18	-210.8320	185.0649	-210.8320	-205.4424	180.3680	-205.4424
19(上)	-229.4938	202.1792	-229.4938	-220.8078	194.6098	-220.8078

## せん断力(kN)

節点番号	正面			背面		
	点1	点2	点3	点7	点8	点9
2(下)	42.0721	0.0000	-42.0721	33.4125	0.0000	-33.4125
3	47.5530	0.0000	-47.5530	44.3475	0.0000	-44.3475
4	56.6216	0.0000	-56.6216	55.2825	0.0000	-55.2825
5	71.2162	0.0000	-71.2162	66.2175	0.0000	-66.2175
6	84.9553	0.0000	-84.9553	77.1525	0.0000	-77.1525
7(上)	97.8734	0.0000	-97.8734	88.0875	0.0000	-88.0875
8(下)	105.8260	0.0000	-105.8260	95.1750	0.0000	-95.1750
9	117.4785	0.0000	-117.4785	106.1100	0.0000	-106.1100
10	128.4232	0.0000	-128.4232	117.0450	0.0000	-117.0450
11	138.7105	0.0000	-138.7105	127.9800	0.0000	-127.9800
12	148.3944	0.0000	-148.3944	138.9150	0.0000	-138.9150
13(上)	157.5326	0.0000	-157.5326	149.8500	0.0000	-149.8500
14(下)	165.3580	0.0000	-165.3580	159.1031	0.0000	-159.1031
15	180.4129	0.0000	-180.4129	176.7206	0.0000	-176.7206
16	195.0883	0.0000	-195.0883	194.3381	0.0000	-194.3381
17	214.4598	0.0000	-214.4598	211.9556	0.0000	-211.9556
18	235.5750	0.0000	-235.5750	229.5731	0.0000	-229.5731
19(上)	256.8633	0.0000	-256.8633	247.1906	0.0000	-247.1906

## 軸力(kN)

節点番号	正面			背面		
	点1	点2	点3	点7	点8	点9
2(下)	31.6441	31.6441	31.6441	27.7559	27.7559	27.7559
3	40.1396	40.1396	40.1396	38.7004	38.7004	38.7004
4	49.4406	49.4406	49.4406	48.8394	48.8394	48.8394
5	59.9822	59.9822	59.9822	57.7378	57.7378	57.7378

節点番号	正面			背面		
	点1	点2	点3	点7	点8	点9
6	70.3317	70.3317	70.3317	66.8283	66.8283	66.8283
7(上)	80.4969	80.4969	80.4969	76.1031	76.1031	76.1031
8(下)	86.9912	86.9912	86.9912	82.2088	82.2088	82.2088
9	96.8722	96.8722	96.8722	91.7678	91.7678	91.7678
10	106.5944	106.5944	106.5944	101.4856	101.4856	101.4856
11	116.1690	116.1690	116.1690	111.3510	111.3510	111.3510
12	125.6081	125.6081	125.6081	121.3519	121.3519	121.3519
13(上)	134.9247	134.9247	134.9247	131.4753	131.4753	131.4753
14(下)	142.8292	142.8292	142.8292	140.0208	140.0208	140.0208
15	157.9139	157.9139	157.9139	156.2561	156.2561	156.2561
16	172.9134	172.9134	172.9134	172.5766	172.5766	172.5766
17	188.9672	188.9672	188.9672	187.8428	187.8428	187.8428
18	205.4124	205.4124	205.4124	202.7176	202.7176	202.7176
19(上)	221.8965	221.8965	221.8965	217.5535	217.5535	217.5535

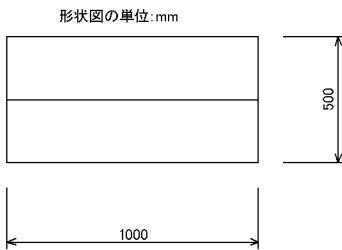
### 3.7 水平方向配筋データ

節点番号2下(変化部) ~ 7上(変化部)

部材番号2

地表面からの深度 1.650 ~ 4.350(m)

【前後壁】



主鉄筋 (外側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

主鉄筋 (内側)

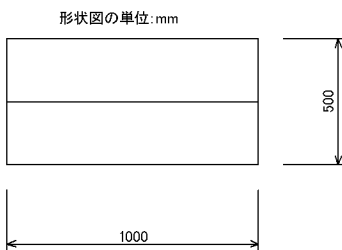
段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

節点番号8下(変化部) ~ 13上(変化部)

部材番号4

地表面からの深度 4.700 ~ 7.400(m)

【前後壁】



主鉄筋 (外側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

主鉄筋 (内側)

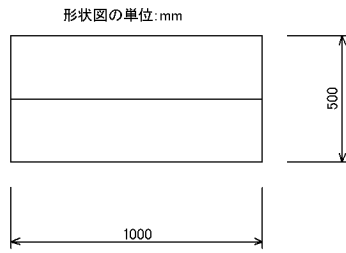
段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D19	4.000	1146.000

節点番号14下(変化部) ~ 19上(変化部)

部材番号6

地表面からの深度 7.750 ~ 10.450(m)

【前後壁】



主鉄筋 (外側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D25	4.000	2026.800

主鉄筋 (内側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm <sup>2</sup> )
1	100.00	250.0	D25	4.000	2026.800



## 3.8 水平方向断面照査一覧表(レベル1)

設計対象地震動レベル1(前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点 2(下)		節点 3	
			点1	点2	点1	点2
着目位置	曲げ		点1	点2	点1	点2
	せん断力		点1側h/2点	——	点1側h/2点	——
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-36.7060	33.9985	-42.3095	37.6060
軸力	$N_d$	kN	31.6441	31.6441	40.1396	40.1396
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	圧縮側	$A_s'$	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	116.095	117.372	117.713	119.976
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	$\sigma_c$	N/mm <sup>2</sup>	1.9765	1.8294	2.2761	2.0201
コンクリート許容圧縮応力度	$\sigma_{ca}$	N/mm <sup>2</sup>	10.5000	10.5000	10.5000	10.5000
判定						
鉄筋引張応力度	$\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	72.5019	66.0770	81.8761	70.7225
鉄筋許容引張応力度	$\sigma_{sa}$	N/mm <sup>2</sup>	210.000	210.000	210.000	210.000
判定						
部材高	H	mm	500.0	——	500.0	——
有効高	d	mm	400.0	——	400.0	——
せん断力	$V_d$	kN	42.0721	——	47.5530	——
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-13.3326	——	-15.8912	——
軸力	$N_d$	kN	31.6441	——	40.1396	——
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面図心までの距離と有効高の比	J		0.876	——	0.872	——
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.1201	——	0.1363	——
許容せん断応力度	$\sigma_{a1}$	N/mm <sup>2</sup>	0.6300	——	0.6300	——
判定				——		——
コンクリート付着応力度	$\sigma_o$	N/mm <sup>2</sup>	0.5005	——	0.5679	——
コンクリート許容付着応力度	$\sigma_{oa}$	N/mm <sup>2</sup>	1.0500	——	1.0500	——
判定				——		——

設計対象地震動レベル1 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点 4		節点 5	
			点1	点2	点1	点2
着目位置 曲げ せん断力			点1側h/2点	——	点1側h/2点	——
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-50.6874	44.4683	-63.3387	56.3440
軸力	$N_d$	kN	49.4406	49.4406	59.9822	59.9822
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	118.224	120.840	117.677	119.927
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	$c$	N/mm <sup>2</sup>	2.7260	2.3872	3.4075	3.0267
コンクリート許容圧縮応力度	$c_a$	N/mm <sup>2</sup>	10.5000	10.5000	10.5000	10.5000
判定						
鉄筋引張応力度	$s$	N/mm <sup>2</sup>	97.4570	82.7213	122.6277	106.0268
鉄筋許容引張応力度	$s_a$	N/mm <sup>2</sup>	210.000	210.000	210.000	210.000
判定						
部材高	H	mm	500.0	——	500.0	——
有効高	d	mm	400.0	——	400.0	——
せん断力	$V_d$	kN	56.6216	——	71.2162	——
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-19.2310	——	-23.7741	——
軸力	$N_d$	kN	49.4406	——	59.9822	——
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面図心までの距離と有効高の比	J		0.871	——	0.872	——
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.1625	——	0.2041	——
許容せん断応力度	$a_1$	N/mm <sup>2</sup>	0.6300	——	0.6300	——
判定				——		——
コンクリート付着応力度	$o$	N/mm <sup>2</sup>	0.6770	——	0.8504	——
コンクリート許容付着応力度	$o_a$	N/mm <sup>2</sup>	1.0500	——	1.0500	——
判定				——		——

## 設計対象地震動レベル1 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点 6		節点 7(上)	
			点1	点2	点1	点2
着目位置 曲げ せん断力			点1側h/2点	——	点1側h/2点	——
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-75.3284	67.4437	-86.6833	77.7985
軸力	$N_d$	kN	70.3317	70.3317	80.4969	80.4969
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	117.433	119.502	117.336	119.356
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	$c$	N/mm <sup>2</sup>	4.0532	3.6241	4.6644	4.1809
コンクリート許容圧縮応力度	$c_a$	N/mm <sup>2</sup>	10.5000	10.5000	10.5000	10.5000
判定						
鉄筋引張応力度	$s$	N/mm <sup>2</sup>	146.2902	127.5981	168.5491	147.4602
鉄筋許容引張応力度	$s_a$	N/mm <sup>2</sup>	210.000	210.000	210.000	210.000
判定						
部材高	H	mm	500.0	——	500.0	——
有効高	d	mm	400.0	——	400.0	——
せん断力	$V_d$	kN	84.9553	——	97.8734	——
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-28.1310	——	-32.3091	——
軸力	$N_d$	kN	70.3317	——	80.4969	——
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面図心までの距離と有効高の比	J		0.873	——	0.873	——
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.2433	——	0.2803	——
許容せん断応力度	$a_1$	N/mm <sup>2</sup>	0.6300	——	0.6300	——
判定				——		——
コンクリート付着応力度	$o$	N/mm <sup>2</sup>	1.0139	——	1.1678	——
コンクリート許容付着応力度	$o_a$	N/mm <sup>2</sup>	1.0500	——	1.0500	——
判定				——	×	——

設計対象地震動レベル1 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点 8(下)		節点 9	
			点1	点2	点1	点2
着目位置 曲げ せん断力			点1側h/2点	——	点1側h/2点	——
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-93.7179	84.1287	-104.0939	93.3352
軸力	$N_d$	kN	86.9912	86.9912	96.8722	96.8722
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	117.324	119.343	117.372	119.416
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	$c$	N/mm <sup>2</sup>	5.0430	4.5211	5.6011	5.0156
コンクリート許容圧縮応力度	$c_a$	N/mm <sup>2</sup>	10.5000	10.5000	10.5000	10.5000
判定						
鉄筋引張応力度	$s$	N/mm <sup>2</sup>	182.2554	159.4829	202.3094	176.7727
鉄筋許容引張応力度	$s_a$	N/mm <sup>2</sup>	210.000	210.000	210.000	210.000
判定						
部材高	H	mm	500.0	——	500.0	——
有効高	d	mm	400.0	——	400.0	——
せん断力	$V_d$	kN	105.8260	——	117.4785	——
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-34.9256	——	-38.8281	——
軸力	$N_d$	kN	86.9912	——	96.8722	——
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面図心までの距離と有効高の比	J		0.873	——	0.873	——
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.3030	——	0.3364	——
許容せん断応力度	$a_1$	N/mm <sup>2</sup>	0.6300	——	0.6300	——
判定				——		——
コンクリート付着応力度	$o$	N/mm <sup>2</sup>	1.2627	——	1.4018	——
コンクリート許容付着応力度	$o_a$	N/mm <sup>2</sup>	1.0500	——	1.0500	——
判定			×	——	×	——

設計対象地震動レベル1 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点10		節点11	
			点1	点2	点1	点2
着目位置 曲げ せん断力			点1側h/2点	——	点1側h/2点	——
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-113.9227	101.8996	-123.2430	109.8676
軸力	$N_d$	kN	106.5944	106.5944	116.1690	116.1690
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	117.470	119.575	117.604	119.781
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	$c$	N/mm <sup>2</sup>	6.1297	5.4753	6.6306	5.9025
コンクリート許容圧縮応力度	$c_a$	N/mm <sup>2</sup>	10.5000	10.5000	10.5000	10.5000
判定						
鉄筋引張応力度	$s$	N/mm <sup>2</sup>	221.1394	192.6082	238.8268	207.1275
鉄筋許容引張応力度	$s_a$	N/mm <sup>2</sup>	210.000	210.000	210.000	210.000
判定			×		×	
部材高	H	mm	500.0	——	500.0	——
有効高	d	mm	400.0	——	400.0	——
せん断力	$V_d$	kN	128.4232	——	138.7105	——
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-42.5765	——	-46.1817	——
軸力	$N_d$	kN	106.5944	——	116.1690	——
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面図心までの距離と有効高の比	J		0.873	——	0.872	——
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.3679	——	0.3975	——
許容せん断応力度	$a_1$	N/mm <sup>2</sup>	0.6300	——	0.6300	——
判定				——		——
コンクリート付着応力度	$o$	N/mm <sup>2</sup>	1.5328	——	1.6561	——
コンクリート許容付着応力度	$o_a$	N/mm <sup>2</sup>	1.0500	——	1.0500	——
判定			×	——	×	——

設計対象地震動レベル1 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点12		節点13(上)	
			点1	点2	点1	点2
着目位置 曲げ せん断力			点1側h/2点	————	点1側h/2点	————
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-132.0968	117.2882	-140.5285	124.2137
軸力	$N_d$	kN	125.6081	125.6081	134.9247	134.9247
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	117.756	120.049	117.932	120.341
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	$c$	N/mm <sup>2</sup>	7.1063	6.3000	7.5591	6.6706
コンクリート許容圧縮応力度	$c_a$	N/mm <sup>2</sup>	10.5000	10.5000	10.5000	10.5000
判定						
鉄筋引張応力度	$s$	N/mm <sup>2</sup>	255.4922	220.3713	271.1946	232.5249
鉄筋許容引張応力度	$s_a$	N/mm <sup>2</sup>	210.000	210.000	210.000	210.000
判定			×	×	×	×
部材高	H	mm	500.0	————	500.0	————
有効高	d	mm	400.0	————	400.0	————
せん断力	$V_d$	kN	148.3944	————	157.5326	————
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-49.6555	————	-53.0105	————
軸力	$N_d$	kN	125.6081	————	134.9247	————
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面図心までの距離と有効高の比	J		0.872	————	0.872	————
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.4254	————	0.4517	————
許容せん断応力度	$a_1$	N/mm <sup>2</sup>	0.6300	————	0.6300	————
判定				————		————
コンクリート付着応力度	$o$	N/mm <sup>2</sup>	1.7723	————	1.8823	————
コンクリート許容付着応力度	$o_a$	N/mm <sup>2</sup>	1.0500	————	1.0500	————
判定			×	————	×	————

設計対象地震動レベル1 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点14(下)		節点15	
			点1	点2	点1	点2
着目位置 曲げ せん断力			点1側h/2点	——	点1側h/2点	——
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-147.7352	130.1582	-161.5766	141.6173
軸力	$N_d$	kN	142.8292	142.8292	157.9139	157.9139
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D25 × 4.00 2026.800	D25 × 4.00 2026.800	D25 × 4.00 2026.800	D25 × 4.00 2026.800
	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	147.646	150.446	147.873	150.832
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	$c$	N/mm <sup>2</sup>	6.5321	5.7598	7.1446	6.2674
コンクリート許容圧縮応力度	$c_a$	N/mm <sup>2</sup>	13.5000	13.5000	13.5000	13.5000
判定						
鉄筋引張応力度	$s$	N/mm <sup>2</sup>	167.4679	143.3105	182.7271	155.3036
鉄筋許容引張応力度	$s_a$	N/mm <sup>2</sup>	240.000	240.000	240.000	240.000
判定						
部材高	H	mm	500.0	——	500.0	——
有効高	d	mm	400.0	——	400.0	——
せん断力	$V_d$	kN	165.3580	——	180.4129	——
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-55.8696	——	-61.3472	——
軸力	$N_d$	kN	142.8292	——	157.9139	——
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面図心までの距離と有効高の比	J		0.845	——	0.845	——
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.4893	——	0.5341	——
許容せん断応力度	$a_1$	N/mm <sup>2</sup>	0.6750	——	0.6750	——
判定				——		——
コンクリート付着応力度	$o$	N/mm <sup>2</sup>	1.5290	——	1.6690	——
コンクリート許容付着応力度	$o_a$	N/mm <sup>2</sup>	2.4000	——	2.4000	——
判定				——		——

設計対象地震動レベル1 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点16		節点17	
			点1	点2	点1	点2
着目位置 せん断力	曲げ		点1側h/2点	——	点1側h/2点	——
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-175.1245	152.7322	-192.3041	168.1076
軸力	$N_d$	kN	172.9134	172.9134	188.9672	188.9672
主鉄筋 鉄筋量 引張側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D25 × 4.00 2026.800	D25 × 4.00 2026.800	D25 × 4.00 2026.800	D25 × 4.00 2026.800
	$A_{s'}$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	148.088	151.206	147.986	151.030
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	$c$	N/mm <sup>2</sup>	7.7442	6.7599	8.5037	7.4402
コンクリート許容圧縮応力度	$c_a$	N/mm <sup>2</sup>	13.5000	13.5000	13.5000	13.5000
判定						
鉄筋引張応力度	$s$	N/mm <sup>2</sup>	197.6058	166.8421	217.2209	183.9739
鉄筋許容引張応力度	$s_a$	N/mm <sup>2</sup>	240.000	240.000	240.000	240.000
判定						
部材高	H	mm	500.0	——	500.0	——
有効高	d	mm	400.0	——	400.0	——
せん断力	$V_d$	kN	195.0883	——	214.4598	——
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-66.7422	——	-73.1597	——
軸力	$N_d$	kN	172.9134	——	188.9672	——
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面図心までの距離と有効高の比	J		0.844	——	0.844	——
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.5778	——	0.6350	——
許容せん断応力度	$a_1$	N/mm <sup>2</sup>	0.6750	——	0.6750	——
判定				——		——
コンクリート付着応力度	$\sigma$	N/mm <sup>2</sup>	1.8056	——	1.9844	——
コンクリート許容付着応力度	$\sigma_a$	N/mm <sup>2</sup>	2.4000	——	2.4000	——
判定				——		——



設計対象地震動レベル1 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点18		節点19(上)	
			点1	点2	点1	点2
着目位置 曲げ せん断力			点1側h/2点	——	点1側h/2点	——
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-210.8320	185.0649	-229.4938	202.1792
軸力	$N_d$	kN	205.4124	205.4124	221.8965	221.8965
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D25 × 4.00 2026.800	D25 × 4.00 2026.800	D25 × 4.00 2026.800	D25 × 4.00 2026.800
	$A_{s'}$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		15	15	15	15
中立軸	X	mm	147.816	150.718	147.657	150.458
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	$c$	N/mm <sup>2</sup>	9.3224	8.1900	10.1470	8.9469
コンクリート許容圧縮応力度	$c_a$	N/mm <sup>2</sup>	13.5000	13.5000	13.5000	13.5000
判定						
鉄筋引張応力度	$s$	N/mm <sup>2</sup>	238.5706	203.1897	260.1162	222.5830
鉄筋許容引張応力度	$s_a$	N/mm <sup>2</sup>	240.000	240.000	240.000	240.000
判定					×	
部材高	H	mm	500.0	——	500.0	——
有効高	d	mm	400.0	——	400.0	——
せん断力	$V_d$	kN	235.5750	——	256.8633	——
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-79.9570	——	-86.7920	——
軸力	$N_d$	kN	205.4124	——	221.8965	——
全圧縮応力の作用点から引張鉄筋断面図心までの距離と有効高の比	J		0.845	——	0.845	——
最大せん断応力度		N/mm <sup>2</sup>	0.6973	——	0.7600	——
許容せん断応力度	$a_1$	N/mm <sup>2</sup>	0.6750	——	0.6750	——
判定			×	——	×	——
コンクリート付着応力度	$o$	N/mm <sup>2</sup>	2.1790	——	2.3751	——
コンクリート許容付着応力度	$o_a$	N/mm <sup>2</sup>	2.4000	——	2.4000	——
判定				——		——

### 3.9 地盤の応答変位(レベル2)

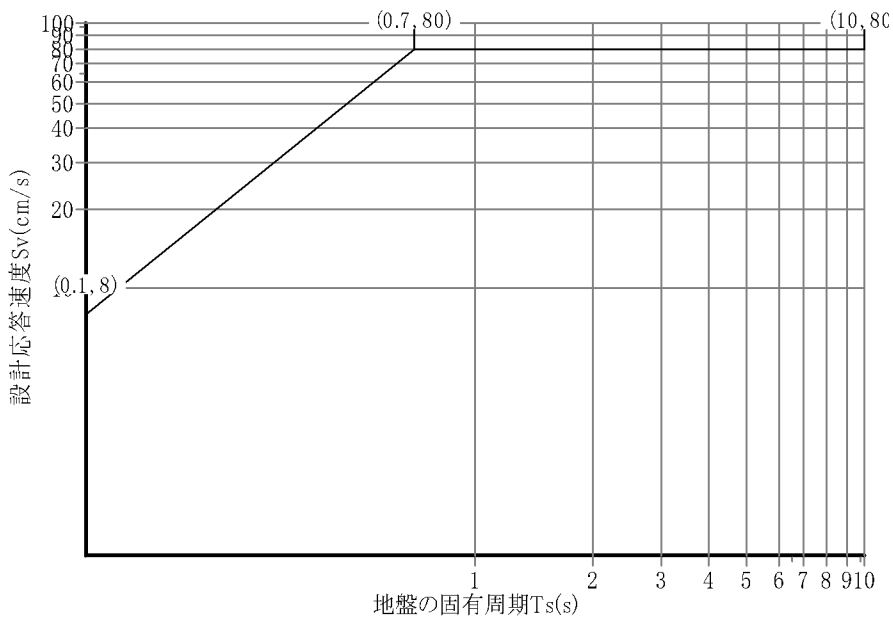
#### 3.9.1 地盤の固有周期

表層地盤の固有周期は、次のようになる。

$$\begin{aligned} T_s &= 1.25T_0 \\ &= 1.25 \times 0.3275 = 0.4094(\text{s}) \end{aligned}$$

#### 3.9.2 設計応答速度

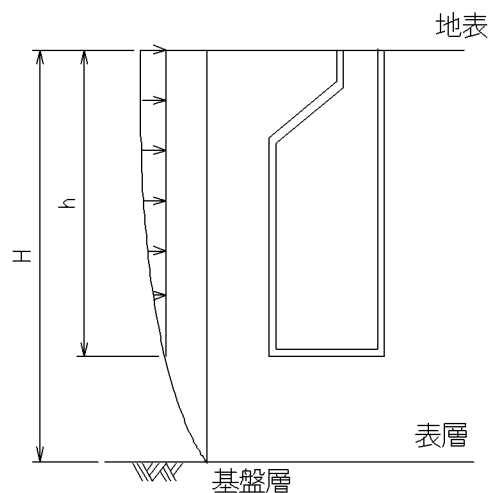
表層の地震動レベル2の設計応答速度を次の図から求めると、 $S_v = 0.42403(\text{m/s})$ となる。



### 3.9.3 地盤の変位振幅の計算

地盤の変位振幅

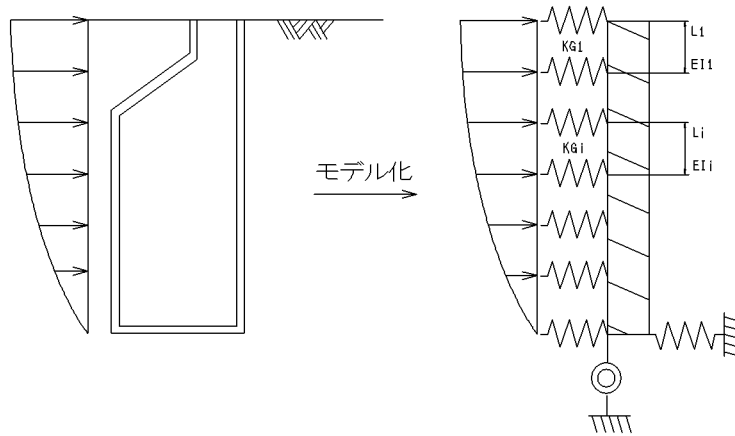
節点番号	深度z(m)	$U_n(z)$ (m)
1	1.200	0.034678
2	1.650	0.034237
3	2.190	0.033529
4	2.730	0.032628
5	3.270	0.031540
6	3.810	0.030271
7	4.350	0.028829
8	4.700	0.027806
9	5.240	0.026096
10	5.780	0.024237
11	6.320	0.022238
12	6.860	0.020113
13	7.400	0.017872
14	7.750	0.016363
15	8.290	0.013961
16	8.830	0.011478
17	9.370	0.008929
18	9.910	0.006329
19	10.450	0.003693
20	11.050	0.000740



### 3.10 鉛直方向断面力の計算(レベル2)

#### 3.10.1 解析モデル

マンホールの鉛直断面を、図に示すようにはり要素としてモデル化する。このはりモデルに地盤の相対変位を地盤の水平バネを介して強制変位として作用させ、部材に発生する断面力を求める。



#### 3.10.2 地盤反力係数

##### (1) 水平方向の地盤反力係数

水平方向の地盤反力係数は次式により求める。

$$K_{hi} = K_{h0} \left( \frac{B_h}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$K_{hi}$  : 水平方向地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

$K_{h0}$  : 直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)で次式により求める。

$$K_{h0} = \frac{1}{0.3} \alpha \cdot E_0$$

: 地盤反力係数の推定に用いる係数  $\alpha = 1$  (応答変位法に限る)

$E_0$  : 標準貫入試験のN値より  $E_0 = 2800N$  で推定した変形係数(kN/m<sup>2</sup>)

$B_h$  : 基礎の換算載荷幅(m)で次式により求める。

$$B_h = \sqrt{A_h}$$

$A_h$  : 水平方向載荷面積(マンホール全面の面積)(m<sup>2</sup>)で、部材高×外径とする。  
ただし、断面形状が円形の場合は、部材高×(0.8×外径)とする。

したがって、次のようになる。

水平方向載荷面積

土層番号	N値	部材番号	深度 (m)	部材高 (m)	外径 (m)	A <sub>hi</sub> (m <sup>2</sup> )
1	5.000	1	1.200 ~ 1.650	0.450	6.000	2.7000
1	5.000	2	1.650 ~ 4.350	2.700	6.000	16.2000
1	5.000	3	4.350 ~ 4.700	0.350	6.000	2.1000
1	5.000	4	4.700 ~ 7.400	2.700	6.000	16.2000
1	5.000	5	7.400 ~ 7.750	0.350	6.000	2.1000
1	5.000	6	7.750 ~ 10.450	2.700	6.000	16.2000
1	5.000	7	10.450 ~ 11.050	0.600	6.000	3.6000
	—	—	—	—	—	59.1000

$$\begin{aligned}
 B_h &= \sqrt{A_h} \\
 &= \sqrt{59.1000} \\
 &= 7.6877
 \end{aligned}$$

水平方向地盤反力係数

土層番号	N値		E <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	k <sub>no</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	k <sub>ni</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
1	5.000	1	14000.0	46667	4097

(2)鉛直方向の地盤反力係数

鉛直方向の地盤反力係数は次式により求める。

$$K_v = K_{v0} \left( \frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

K<sub>v</sub> : 鉛直方向地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

K<sub>v0</sub> : 次式により求める。

$$K_{v0} = \frac{1}{0.3} \alpha \cdot E_0$$

: 地盤反力係数の推定に用いる係数 =1 (応答変位法に限る)

E<sub>0</sub> : 標準貫入試験のN値よりE<sub>0</sub> = 2800N で推定した変形係数(kN/m<sup>2</sup>)

B<sub>v</sub> : 基礎の換算載荷幅(m)で次式により求める。

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

ただし、断面形状が円形の場合は、B<sub>v</sub> = D

A<sub>v</sub> : 鉛直方向載荷面積 (マンホールの底面積) (m<sup>2</sup>)

D : マンホール底面の直径(m)

鉛直方向載荷面積

土層番号	N値		E <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	A <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> )	B <sub>v</sub> (m)	k <sub>v0</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	k <sub>v</sub> (kN/m <sup>3</sup> )
1	5.000	1	14000.0	27.0000	5.19615	46667	5497

(3)水平方向のせん断バネ係数

水平方向のせん断バネ係数は次式により求める。

$$k_s = \quad \cdot K_v$$

ここに、

- $K_a$  : 水平方向のせん断バネ係数(kN/m<sup>3</sup>)
- : 鉛直方向地盤反力係数 $K_v$ に対する水平方向せん断バネ係数 $k_s$ の比 = 0.3
- $K_v$  : 鉛直方向地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

水平方向のせん断バネ係数

$$\begin{aligned} k_s &= \quad \cdot K_v \\ &= 0.30 \cdot 5497 \\ &= 1649.0 \end{aligned}$$

## 3.10.3 地盤のバネ

## (1)地盤の水平バネ

地盤の水平バネは次式により求める。

$$K_{Hi} = K_{hi} \cdot A_i$$

ここに、

$K_{Hi}$  : 各節点の地盤の水平バネ(kN/m)

$K_{hi}$  : 水平方向の地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

$A_i$  : 各節点の分担面積(m<sup>2</sup>)

## 地盤の水平バネ

節点番号	深さ Z (m)	分担高さ H <sub>i</sub> (m)	分担幅 B <sub>i</sub> (m)	分担面積 A <sub>i</sub> (m <sup>2</sup> )	地盤反力係数 K <sub>hi</sub> (kN/m <sup>3</sup> )	水平バネ K <sub>Hi</sub> (kN/m)
1	1.200	0.225	6.000	1.3500	4097	5531
2	1.650	0.495	6.000	2.9700	4097	12169
3	2.190	0.540	6.000	3.2400	4097	13275
4	2.730	0.540	6.000	3.2400	4097	13275
5	3.270	0.540	6.000	3.2400	4097	13275
6	3.810	0.540	6.000	3.2400	4097	13275
7	4.350	0.445	6.000	2.6700	4097	10940
8	4.700	0.445	6.000	2.6700	4097	10940
9	5.240	0.540	6.000	3.2400	4097	13275
10	5.780	0.540	6.000	3.2400	4097	13275
11	6.320	0.540	6.000	3.2400	4097	13275
12	6.860	0.540	6.000	3.2400	4097	13275
13	7.400	0.445	6.000	2.6700	4097	10940
14	7.750	0.445	6.000	2.6700	4097	10940
15	8.290	0.540	6.000	3.2400	4097	13275
16	8.830	0.540	6.000	3.2400	4097	13275
17	9.370	0.540	6.000	3.2400	4097	13275
18	9.910	0.540	6.000	3.2400	4097	13275
19	10.450	0.570	6.000	3.4200	4097	14013
20	11.050	0.300	6.000	1.8000	4097	7375

## (2)地盤の回転バネ

地盤の回転バネは次式により求める。

$$K = K_v \cdot I$$

ここに、

$K$  : 地盤の回転バネ(kN.m/rad)

$K_v$  : 鉛直方向の地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

$I$  : マンホール底面の断面二次モーメント(m<sup>4</sup>)

$$I = \frac{6.000 \times 4.500^3}{12}$$

$$= 45.563 \text{ (m}^4\text{)}$$

地盤の回転バネ

$$K = 5497 \times 45.563$$

$$= 250434 (\text{kN}\cdot\text{m}/\text{rad})$$

(3)底面のせん断バネ

底面のせん断バネは次式により求める。

$$K_s = k_s \cdot A_v$$

ここに、

- $K_s$  : 地盤のせん断バネ (kN/m)
- $k_s$  : 水平方向せん断バネ係数 (kN/m<sup>3</sup>)
- $A_v$  : マンホール底面の底面積 (m<sup>2</sup>)

地盤のせん断バネ

$$K_s = 1649 \times 27.0000$$

$$= 44522 (\text{kN}/\text{m})$$

3.10.4 断面力の計算

(1)フレーム入力データ

各部材のi端、j端における荷重は次式により求める。

$$P_i = D_i \cdot K_{Hi}$$

ここに、

- $P_i$  : 節点iの水平方向荷重 (kN)
- $D_i$  : 節点iの地盤の相対変位 (m)
- $K_{Hi}$  : 節点iの水平バネ (kN/m)

節点 番号	部材 番号	断面二次モーメント (m <sup>4</sup> )		部材長 (m)	水平バネ $K_{Hi}$ (kN/m)		相対変位 (m)	荷重P (kN)	
		i端	j端		i端	j端		i端	j端
1	1	45.562500	45.562500	0.450	5531.414	12169.111	0.033938	187.73	407.63
2	2	27.697917	27.697917	0.540	12169.111	13275.394	0.033497	407.63	435.28
3	2	27.697917	27.697917	0.540	13275.394	13275.394	0.032789	435.28	423.33
4	2	27.697917	27.697917	0.540	13275.394	13275.394	0.031888	423.33	408.88
5	2	27.697917	27.697917	0.540	13275.394	13275.394	0.030800	408.88	392.04
6	2	27.697917	27.697917	0.540	13275.394	10939.908	0.029532	392.04	307.30
7	3	45.562500	45.562500	0.350	10939.908	10939.908	0.028089	307.30	296.10
8	4	27.697917	27.697917	0.540	10939.908	13275.394	0.027066	296.10	336.61
9	4	27.697917	27.697917	0.540	13275.394	13275.394	0.025356	336.61	311.93
10	4	27.697917	27.697917	0.540	13275.394	13275.394	0.023497	311.93	285.40
11	4	27.697917	27.697917	0.540	13275.394	13275.394	0.021498	285.40	257.18
12	4	27.697917	27.697917	0.540	13275.394	10939.908	0.019373	257.18	187.42
13	5	45.562500	45.562500	0.350	10939.908	10939.908	0.017132	187.42	170.92
14	6	27.697917	27.697917	0.540	10939.908	13275.394	0.015623	170.92	175.51
15	6	27.697917	27.697917	0.540	13275.394	13275.394	0.013221	175.51	142.55
16	6	27.697917	27.697917	0.540	13275.394	13275.394	0.010738	142.55	108.71
17	6	27.697917	27.697917	0.540	13275.394	13275.394	0.008189	108.71	74.20



節点番号	部材番号	断面二次モーメント (m <sup>4</sup> )		部材長 (m)	水平バネK <sub>ni</sub> (kN/m)		相対変位 (m)	荷重P (kN)	
		i端	j端		i端	j端		i端	j端
18	6	27.697917	27.697917	0.540	13275.394	14012.916	0.005589	74.20	41.38
19	7	45.562500	45.562500	0.600	14012.916	51896.877	0.002953	41.38	0.00

(2) 断面力の算出

鉛直方向断面力計算結果

$S_v = 0.42403(m/s)$

$T_s = 0.40936(s)$

節点番号	軸力 (kN)		曲げモーメント M <sub>i</sub> (kN.m)	せん断力 S <sub>i</sub> (kN)
	N <sub>i</sub> (上)	N <sub>i</sub> (下)		
1	0.0000	0.0000	0.0000	-16.2648
2	297.6750	297.6750	-7.3192	-38.5355
3	423.3600	423.3600	-28.1283	-47.5288
4	549.0450	549.0450	-53.7939	-43.7719
5	674.7300	674.7300	-77.4307	-29.7477
6	800.4150	800.4150	-93.4945	-7.8563
7	926.1000	926.1000	-97.7369	14.7690
8	1157.6250	1157.6250	-92.5677	39.3943
9	1283.3100	1283.3100	-71.2948	71.2897
10	1408.9950	1408.9950	-32.7984	103.2122
11	1534.6800	1534.6800	22.9362	133.3175
12	1660.3650	1660.3650	94.9276	159.9128
13	1786.0500	1786.0500	181.2805	177.6750
14	1970.3250	1970.3250	243.4668	192.1364
15	2044.7100	2044.7100	347.2205	202.4953
16	2119.0950	2119.0950	456.5679	204.6000
17	2193.4800	2193.4800	567.0519	197.5742
18	2267.8650	2267.8650	673.7420	180.7354
19	2342.2500	2342.2500	771.3391	152.0903
20	2577.1500	2577.1500	862.5933	152.0903

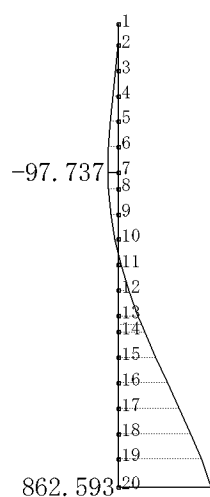
節点番号	深さ (m)	相対変位 (m)	部材変位 (m)	変位差 (m)	地盤反力係数 kh (kN/m <sup>2</sup> )	地盤反力 q (kN/m <sup>2</sup> )
1	1.200	0.033938	0.036878	0.002940	4097	12.0480
2	1.650	0.033497	0.035327	0.001830	4097	7.4985
3	2.190	0.032789	0.033466	0.000677	4097	2.7757
4	2.730	0.031888	0.031605	-0.000283	4097	-1.1595
5	3.270	0.030800	0.029744	-0.001056	4097	-4.3285
6	3.810	0.029532	0.027883	-0.001649	4097	-6.7566

節点番号	深さ (m)	相対変位 (m)	部材変位 (m)	変位差 (m)	地盤反力係数 kh (kN/m <sup>3</sup> )	地盤反力 q (kN/m <sup>2</sup> )
7	4.350	0.028089	0.026021	-0.002068	4097	-8.4739
8	4.700	0.027066	0.024815	-0.002251	4097	-9.2230
9	5.240	0.025356	0.022953	-0.002403	4097	-9.8442
10	5.780	0.023497	0.021092	-0.002405	4097	-9.8526
11	6.320	0.021498	0.019231	-0.002268	4097	-9.2917
12	6.860	0.019373	0.017369	-0.002003	4097	-8.2084
13	7.400	0.017132	0.015508	-0.001624	4097	-6.6525
14	7.750	0.015623	0.014302	-0.001322	4097	-5.4163
15	8.290	0.013221	0.012440	-0.000780	4097	-3.1972
16	8.830	0.010738	0.010579	-0.000159	4097	-0.6496
17	9.370	0.008189	0.008718	0.000529	4097	2.1684
18	9.910	0.005589	0.006858	0.001268	4097	5.1972
19	10.450	0.002953	0.004997	0.002044	4097	8.3758
20	11.050	0.000000	0.002931	0.002931	4097	12.0078

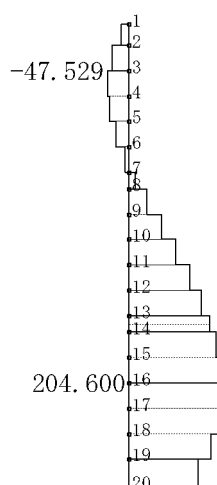
地盤反力は、地盤の相対変位とフレーム解析で得られた部材変位との差に、地盤反力係数を乗じて算出

(3)断面力の分布

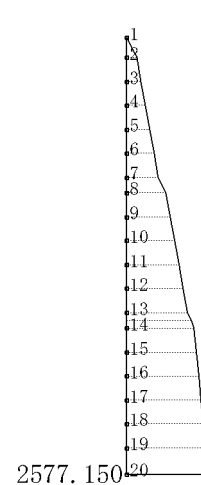
曲げモーメント (kN.m)



せん断力 (kN)



軸力 (kN)



### 3.11 鉛直方向断面照査一覧表(レベル2)

設計対象地震動レベル2 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点2	節点3	節点4	節点5
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-7.3192	-28.1283	-53.7939	-77.4307
軸力	$N_d$	kN	297.6750	423.3600	549.0450	674.7300
せん断力	$V_d$	kN	-38.5355	-47.5288	-43.7719	-29.7477
部材幅	B	mm	6000.0	6000.0	6000.0	6000.0
部材高	H	mm	4500.0	4500.0	4500.0	4500.0
中空幅	$B_o$	mm	5000.0	5000.0	5000.0	5000.0
中空高	$H_o$	mm	3500.0	3500.0	3500.0	3500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	4272.4	4272.4	4272.4	4272.4
主鉄筋 鉄筋量 引張側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D22 × 24.00	D22 × 24.00	D22 × 24.00	D22 × 24.00
			D19 × 24.00	D19 × 24.00	D19 × 24.00	D19 × 24.00
主鉄筋 鉄筋量 圧縮側	$A_{s'}$	mm <sup>2</sup>	D22 × 24.00	D22 × 24.00	D22 × 24.00	D22 × 24.00
			D19 × 24.00	D19 × 24.00	D19 × 24.00	D19 × 24.00
ヤング係数比	n		8.0000	8.0000	8.0000	8.0000
中立軸	X	mm	90.285	90.996	91.706	92.417
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート設計圧縮強度	$f'_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	24.000	24.000	24.000	24.000
鉄筋の設計降伏強度	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	345.000	345.000	345.000	345.000
設計曲げ耐力	$M_{ud}$	kN.m	-25179.134	-25453.163	-25725.276	-25995.516
$i \cdot M_d / M_{ud}$			0.000	0.001	0.002	0.003
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} < 1.0$ )						
引張主鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	16166.40	16166.40	16166.40	16166.40
せん断補強筋 ピッチ	$S_s$	mm	0.000	0.000	0.000	0.000
			鉄筋量	$A_w$	mm <sup>2</sup>	0.000
コンクリートの設計せん断強度	$f_{vcd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.5769	0.5769	0.5769	0.5769
鉄筋の設計降伏強度	$f_{vyd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00	0.00
有効高による補正	$\alpha$		0.696	0.696	0.696	0.696
引張主鉄筋比による補正	$\rho$		0.723	0.723	0.723	0.723
軸圧縮力による補正	$\eta$		2.000	2.000	2.000	2.000
せん断耐力(コンクリート)	$V_{cd}$	kN	2480.329	2480.329	2480.329	2480.329
せん断耐力(鉄筋)	$V_{sd}$	kN	0.000	0.000	0.000	0.000
せん断耐力( $V_{cd} + V_{sd}$ )	$V_{yd}$	kN	2480.329	2480.329	2480.329	2480.329
$i \cdot V_d / V_{yd}$			0.016	0.019	0.018	0.012
判定 ( $i \cdot V_d / V_{yd} < 1.0$ )						

設計対象地震動レベル2 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点6	節点7	節点8(下)	節点9
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-93.4945	-97.7369	-92.5677	-71.2948
軸力	$N_d$	kN	800.4150	926.1000	1157.6250	1283.3100
せん断力	$V_d$	kN	-7.8563	14.7690	39.3943	71.2897
部材幅	B	mm	6000.0	6000.0	6000.0	6000.0
部材高	H	mm	4500.0	4500.0	4500.0	4500.0
中空幅	$B_o$	mm	5000.0	5000.0	5000.0	5000.0
中空高	$H_o$	mm	3500.0	3500.0	3500.0	3500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	4272.4	4272.4	4272.4	4272.4
主鉄筋 鉄筋量 引張側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400
	$A_{s'}$	mm <sup>2</sup>	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400
ヤング係数比	n		8.0000	8.0000	8.0000	8.0000
中立軸	X	mm	93.127	93.873	95.223	95.934
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート設計圧縮強度	$f'_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	24.000	24.000	24.000	24.000
鉄筋の設計降伏強度	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	345.000	345.000	345.000	345.000
設計曲げ耐力	$M_{ud}$	kN.m	-26263.927	-26543.832	-27045.458	-27307.024
$i \cdot M_d / M_{ud}$			0.004	0.004	0.003	0.003
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0$ )						
引張主鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	16166.40	16166.40	16166.40	16166.40
せん断補強筋 ピッチ 鉄筋量	$S_s$	mm	0.000	0.000	0.000	0.000
	$A_w$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
コンクリートの設計せん断強度	$f_{vcd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.5769	0.5769	0.5769	0.5769
鉄筋の設計降伏強度	$f_{wyd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00	0.00
有効高による補正	$\rho$		0.696	0.696	0.696	0.696
引張主鉄筋比による補正	$\rho$		0.723	0.723	0.723	0.723
軸圧縮力による補正	n		2.000	2.000	2.000	2.000
せん断耐力(コンクリート)	$V_{cd}$	kN	2480.329	2480.329	2480.329	2480.329
せん断耐力(鉄筋)	$V_{sd}$	kN	0.000	0.000	0.000	0.000
せん断耐力( $V_{cd} + V_{sd}$ )	$V_{yd}$	kN	2480.329	2480.329	2480.329	2480.329
$i \cdot V_d / V_{yd}$			0.003	0.006	0.016	0.029
判定 ( $i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0$ )						

設計対象地震動レベル2 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点10	節点11	節点12	節点13
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-32.7984	22.9362	94.9276	181.2805
軸力	$N_d$	kN	1408.9950	1534.6800	1660.3650	1786.0500
せん断力	$V_d$	kN	103.2122	133.3175	159.9128	177.6750
部材幅	B	mm	6000.0	6000.0	6000.0	6000.0
部材高	H	mm	4500.0	4500.0	4500.0	4500.0
中空幅	$B_o$	mm	5000.0	5000.0	5000.0	5000.0
中空高	$H_o$	mm	3500.0	3500.0	3500.0	3500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	4272.4	4272.4	4272.4	4272.4
主鉄筋 鉄筋量 引張側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400
	$A_{s'}$	mm <sup>2</sup>	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400	D22 × 24.00 D19 × 24.00 16166.400
ヤング係数比	n		8.0000	8.0000	8.0000	8.0000
中立軸	X	mm	96.680	97.426	98.208	98.954
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート設計圧縮強度	$f'_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	24.000	24.000	24.000	24.000
鉄筋の設計降伏強度	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	345.000	345.000	345.000	345.000
設計曲げ耐力	$M_{ud}$	kN.m	-27579.903	27851.014	28133.180	28400.791
$i \cdot M_d / M_{ud}$			0.001	0.001	0.003	0.006
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} < 1.0$ )						
引張主鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	16166.40	16166.40	16166.40	16166.40
せん断補強筋 ピッチ 鉄筋量	$S_s$	mm	0.000	0.000	0.000	0.000
	$A_w$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
コンクリートの設計せん断強度	$f_{vcd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.5769	0.5769	0.5769	0.5769
鉄筋の設計降伏強度	$f_{wyd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00	0.00
有効高による補正	$\rho$		0.696	0.696	0.696	0.696
引張主鉄筋比による補正	$\rho$		0.723	0.723	0.723	0.723
軸圧縮力による補正	n		2.000	2.000	2.000	2.000
せん断耐力(コンクリート)	$V_{cd}$	kN	2480.329	2480.329	2480.329	2480.329
せん断耐力(鉄筋)	$V_{sd}$	kN	0.000	0.000	0.000	0.000
せん断耐力( $V_{cd} + V_{sd}$ )	$V_{yd}$	kN	2480.329	2480.329	2480.329	2480.329
$i \cdot V_d / V_{yd}$			0.042	0.054	0.064	0.072
判定 ( $i \cdot V_d / V_{yd} < 1.0$ )						

設計対象地震動レベル2 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点14(下)	節点15	節点16	節点17
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	243.4668	347.2205	456.5679	567.0519
軸力	$N_d$	kN	1970.3250	2044.7100	2119.0950	2193.4800
せん断力	$V_d$	kN	192.1364	202.4953	204.6000	197.5742
部材幅	B	mm	6000.0	6000.0	6000.0	6000.0
部材高	H	mm	4500.0	4500.0	4500.0	4500.0
中空幅	$B_o$	mm	5000.0	5000.0	5000.0	5000.0
中空高	$H_o$	mm	3500.0	3500.0	3500.0	3500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	4315.1	4315.1	4315.1	4315.1
主鉄筋 鉄筋量 引張側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D29 × 48.00 D25 × 24.00 42995.999	D29 × 48.00 D25 × 24.00 42995.999	D29 × 48.00 D25 × 24.00 42995.999	D29 × 48.00 D25 × 24.00 42995.999
	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	D29 × 48.00 D25 × 24.00 42995.999	D29 × 48.00 D25 × 24.00 42995.999	D29 × 48.00 D25 × 24.00 42995.999	D29 × 48.00 D25 × 24.00 42995.999
ヤング係数比	n		8.0000	8.0000	8.0000	8.0000
中立軸	X	mm	144.653	145.044	145.399	145.790
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート設計圧縮強度	$f'_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	24.000	24.000	24.000	24.000
鉄筋の設計降伏強度	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	345.000	345.000	345.000	345.000
設計曲げ耐力	$M_{ud}$	kN.m	68584.448	68753.346	68906.475	69074.466
$i \cdot M_d / M_{ud}$			0.004	0.005	0.007	0.008
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} < 1.0$ )						
引張主鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	42996.00	42996.00	42996.00	42996.00
せん断補強筋 ピッチ 鉄筋量	$S_s$	mm	0.000	0.000	0.000	0.000
	$A_w$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
コンクリートの設計せん断強度	$f_{vcd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.5769	0.5769	0.5769	0.5769
鉄筋の設計降伏強度	$f_{wyd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00	0.00	0.00	0.00
有効高による補正	$\alpha$		0.694	0.694	0.694	0.694
引張主鉄筋比による補正	$\rho$		0.999	0.999	0.999	0.999
軸圧縮力による補正	$\eta$		2.000	2.000	2.000	2.000
せん断耐力(コンクリート)	$V_{cd}$	kN	3451.726	3451.726	3451.726	3451.726
せん断耐力(鉄筋)	$V_{sd}$	kN	0.000	0.000	0.000	0.000
せん断耐力( $V_{cd} + V_{sd}$ )	$V_{yd}$	kN	3451.726	3451.726	3451.726	3451.726
$i \cdot V_d / V_{yd}$			0.056	0.059	0.059	0.057
判定 ( $i \cdot V_d / V_{yd} < 1.0$ )						

設計対象地震動レベル2 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点18	節点19
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	673.7420	771.3391
軸力	$N_d$	kN	2267.8650	2342.2500
せん断力	$V_d$	kN	180.7354	152.0903
部材幅	B	mm	6000.0	6000.0
部材高	H	mm	4500.0	4500.0
中空幅	$B_o$	mm	5000.0	5000.0
中空高	$H_o$	mm	3500.0	3500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	4315.1	4315.1
主鉄筋 鉄筋量 引張側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D29 × 48.00 D25 × 24.00 42995.999	D29 × 48.00 D25 × 24.00 42995.999
	$A_{s'}$	mm <sup>2</sup>	D29 × 48.00 D25 × 24.00 42995.999	D29 × 48.00 D25 × 24.00 42995.999
ヤング係数比	n		8.0000	8.0000
中立軸	X	mm	146.145	146.536
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0
コンクリート設計圧縮強度	$f'_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	24.000	24.000
鉄筋の設計降伏強度	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	345.000	345.000
設計曲げ耐力	$M_{ud}$	kN.m	69226.776	69393.873
$i \cdot M_d / M_{ud}$			0.010	0.011
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0$ )				
引張主鉄筋量	$A_s$	mm <sup>2</sup>	42996.00	42996.00
せん断補強筋 ピッチ 鉄筋量	$S_s$	mm	0.000	0.000
	$A_w$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000
コンクリートの設計せん断強度	$f_{vcd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.5769	0.5769
鉄筋の設計降伏強度	$f_{vyd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00	0.00
有効高による補正	$\alpha$		0.694	0.694
引張主鉄筋比による補正	$\rho$		0.999	0.999
軸圧縮力による補正	$\eta$		2.000	2.000
せん断耐力(コンクリート)	$V_{cd}$	kN	3451.726	3451.726
せん断耐力(鉄筋)	$V_{sd}$	kN	0.000	0.000
せん断耐力( $V_{cd} + V_{sd}$ )	$V_{yd}$	kN	3451.726	3451.726
$i \cdot V_d / V_{yd}$			0.052	0.044
判定 ( $i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0$ )				

## 3.12 水平方向断面力の計算(レベル2)

### 3.12.1 各節点深度における水平荷重の算出

各節点深度における水平荷重を算出し、常時荷重として作用させる。

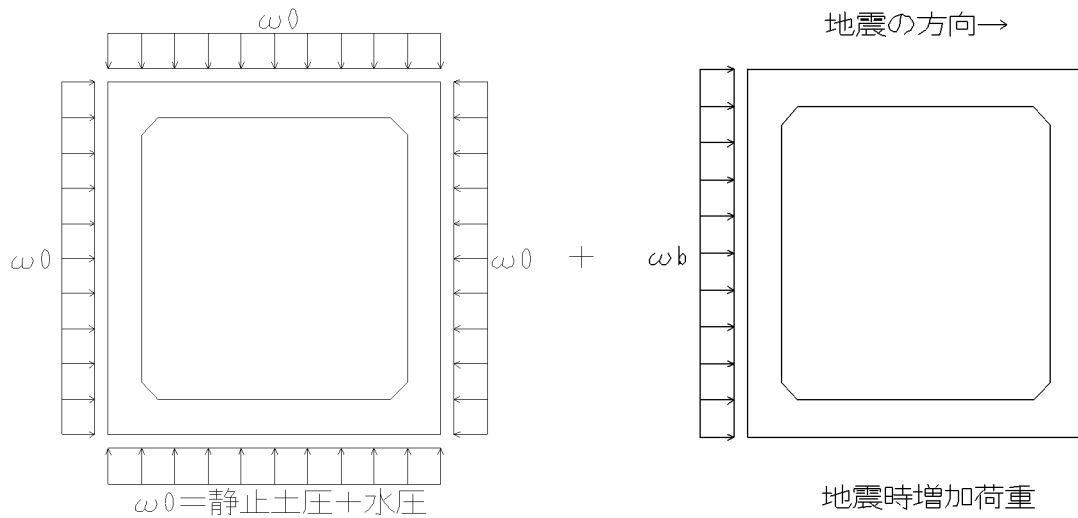
節点 番号	深度 Z(m)	層厚 h(m)	土の単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )	静止土圧 係数K	h (kN/m <sup>2</sup> )	水平土圧 P <sub>1</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	水圧 P <sub>2</sub> (kN/m <sup>2</sup> )
1	1.200	1.200	18.00	0.500	21.600	10.800	0.000
2	1.650	0.450	18.00	0.500	29.700	14.850	0.000
3	2.190	0.540	18.00	0.500	39.420	19.710	0.000
4	2.730	0.540	18.00	0.500	49.140	24.570	0.000
5	3.270	0.540	18.00	0.500	58.860	29.430	0.000
6	3.810	0.540	18.00	0.500	68.580	34.290	0.000
7	4.350	0.540	18.00	0.500	78.300	39.150	0.000
8	4.700	0.350	18.00	0.500	84.600	42.300	0.000
9	5.240	0.540	18.00	0.500	94.320	47.160	0.000
10	5.780	0.540	18.00	0.500	104.040	52.020	0.000
11	6.320	0.540	18.00	0.500	113.760	56.880	0.000
12	6.860	0.540	18.00	0.500	123.480	61.740	0.000
13	7.400	0.540	18.00	0.500	133.200	66.600	0.000
水	7.575	0.175	18.00	0.500	136.350	68.175	0.000
14	7.750	0.175	9.00	0.500	137.925	68.962	1.750
15	8.290	0.540	9.00	0.500	142.785	71.392	7.150
16	8.830	0.540	9.00	0.500	147.645	73.822	12.550
17	9.370	0.540	9.00	0.500	152.505	76.252	17.950
18	9.910	0.540	9.00	0.500	157.365	78.682	23.350
19	10.450	0.540	9.00	0.500	162.225	81.112	28.750
20	11.050	0.600	9.00	0.500	167.625	83.812	34.750

### 3.12.2 照査断面が矩形の場合

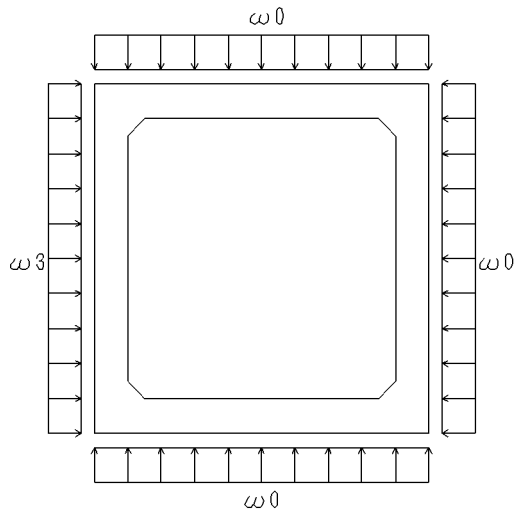
#### (1) 計算仮定

断面力の計算は、応答変位による地盤反力を地震時増加荷重と考えて、次に示す荷重条件により行う。  
また、地震時躯体に作用する周辺地盤の側圧として、(静止土圧 + 水圧)を考える。





各節点の水平断面に作用する荷重は次に示す荷重の組み合わせによる。



ここに、

- o: 常時荷重 (静止土圧 + 水圧)
- b: 地震時増加荷重 (応答変位による地盤反力)
- s: o + b ( b > 0 の場合 )
- o - b ( b < 0 の場合 )

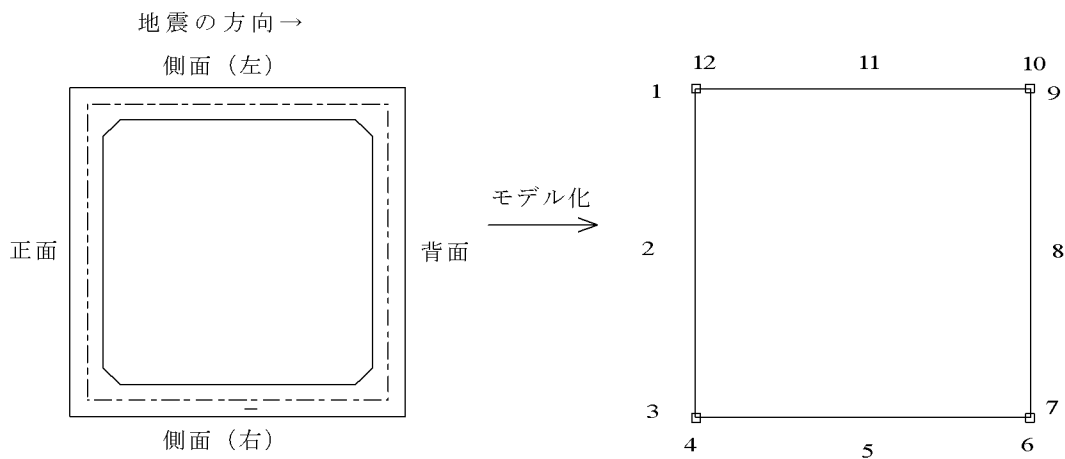
矩形断面に作用する荷重

節点番号	( $\omega_0$ ) (kN/m <sup>2</sup> )	( $\omega_b$ ) (kN/m <sup>2</sup> )	( $\omega_3$ ) (kN/m <sup>2</sup> )
2	14.850	7.499	22.349
3	19.710	2.776	22.486
4	24.570	-1.160	25.730
5	29.430	-4.328	33.758
6	34.290	-6.757	41.047
7	39.150	-8.474	47.624
8	42.300	-9.223	51.523
9	47.160	-9.844	57.004

節点番号	$(\text{kN/m}^2)$ <sup>0</sup>	$(\text{kN/m}^2)$ <sup>b</sup>	$(\text{kN/m}^2)$ <sup>3</sup>
10	52.020	-9.853	61.873
11	56.880	-9.292	66.172
12	61.740	-8.208	69.948
13	66.600	-6.653	73.253
14	70.712	-5.416	76.129
15	78.542	-3.197	81.740
16	86.372	-0.650	87.022
17	94.202	2.168	96.371
18	102.032	5.197	107.230
19	109.862	8.376	118.238

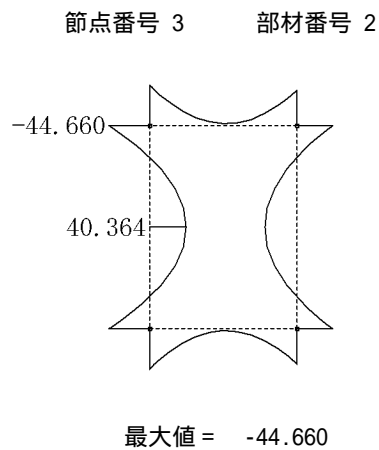
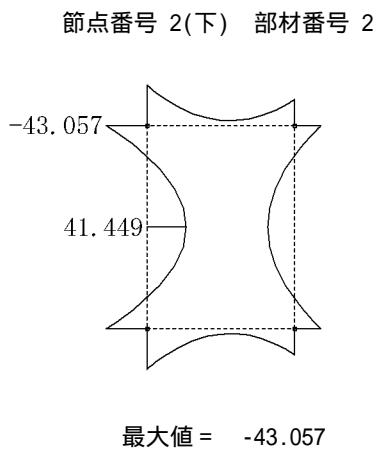
(2) フレームモデル

以上の荷重を、次のようにモデル化した断面に載荷し、フレーム解析を行う。

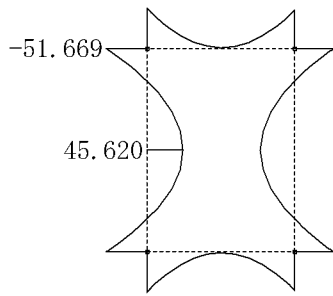


(3) 曲げモーメント図

【前後方向地震動】

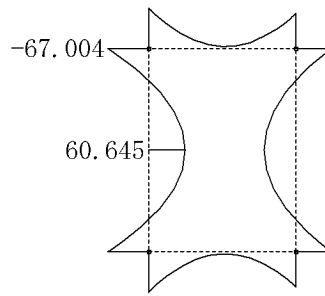


節点番号 4 部材番号 2



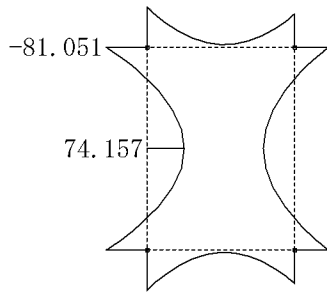
最大值 = -51.669

節点番号 5 部材番号 2



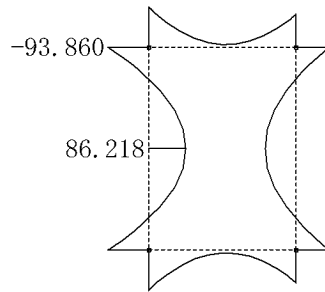
最大值 = -67.004

節点番号 6 部材番号 2



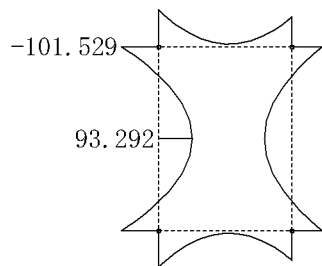
最大值 = -81.051

節点番号 7(上) 部材番号 2



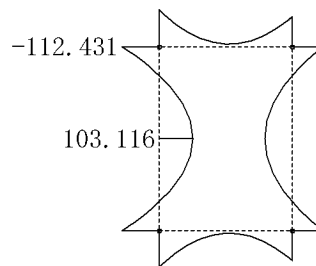
最大值 = -93.860

節点番号 8(下) 部材番号 4



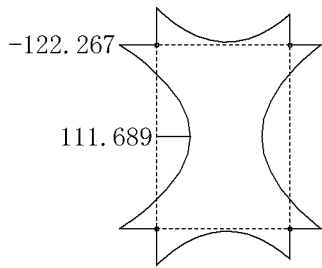
最大值 = -101.529

節点番号 9 部材番号 4



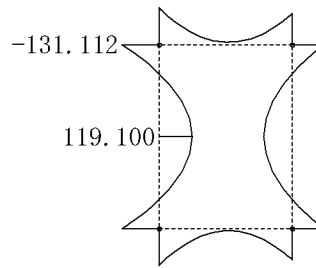
最大值 = -112.431

節点番号10 部材番号 4



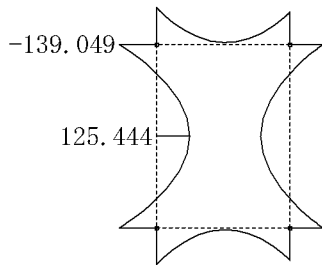
最大值 = -122.267

節点番号11 部材番号 4



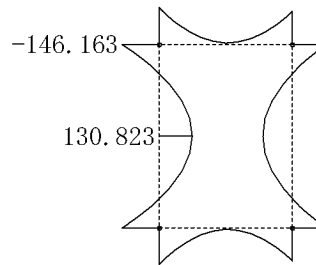
最大值 = -131.112

節点番号12 部材番号 4



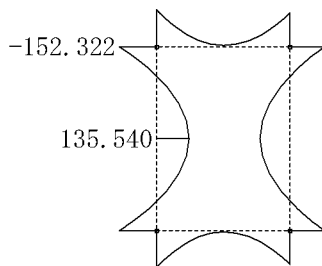
最大值 = -139.049

節点番号13(上) 部材番号 4



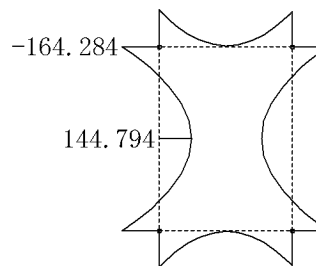
最大值 = -146.163

節点番号14(下) 部材番号 6



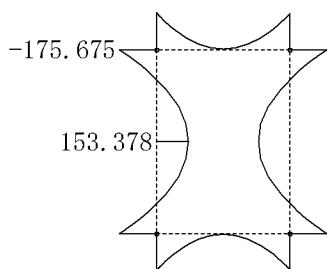
最大值 = -152.322

節点番号15 部材番号 6



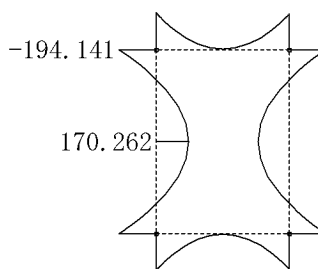
最大值 = -164.284

節点番号16 部材番号 6



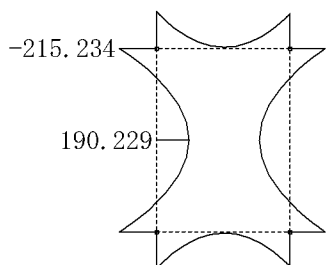
最大値 = -175.675

節点番号17 部材番号 6



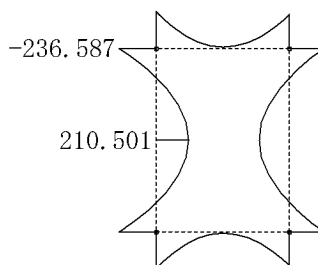
最大値 = -194.141

節点番号18 部材番号 6



最大値 = -215.234

節点番号19(上) 部材番号 6



最大値 = -236.587

(4) 矩形断面の断面力

地震の作用方向に直交する面について、断面力をまとめる。

【前後方向地震動】

曲げモーメント(kN.m)

節点番号	正面			背面		
	点1	点2	点3	点7	点8	点9
2(下)	-43.0566	41.4489	-43.0566	-27.9058	28.2458	-27.9058
3	-44.6603	40.3639	-44.6603	-39.0519	35.4765	-39.0519
4	-51.6694	45.6204	-51.6694	-49.3266	43.5787	-49.3266
5	-67.0045	60.6447	-67.0045	-58.2589	53.0233	-58.2589
6	-81.0506	74.1569	-81.0506	-67.3989	62.2601	-67.3989
7(上)	-93.8598	86.2179	-93.8598	-76.7384	71.2975	-76.7384
8(下)	-101.5289	93.2924	-101.5289	-82.8939	77.0530	-82.8939
9	-112.4311	103.1162	-112.4311	-92.5409	85.7829	-92.5409
10	-122.2670	111.6889	-122.2670	-102.3598	94.3409	-102.3598
11	-131.1123	119.0996	-131.1123	-112.3384	102.7391	-112.3384

節点番号	正面			背面		
	点1	点2	点3	点7	点8	点9
12	-139.0486	125.4439	-139.0486	-122.4635	110.9909	-122.4635
13(上)	-146.1626	130.8234	-146.1626	-132.7213	119.1100	-132.7213
14(下)	-152.3223	135.5396	-152.3223	-141.3787	126.0029	-141.3787
15	-164.2843	144.7939	-164.2843	-157.8244	139.1644	-157.8244
16	-175.6747	153.3776	-175.6747	-174.3622	152.2338	-174.3622
17	-194.1406	170.2621	-194.1406	-189.7592	166.4440	-189.7592
18	-215.2336	190.2287	-215.2336	-204.7327	181.0777	-204.7327
19(上)	-236.5873	210.5011	-236.5873	-219.6641	195.7534	-219.6641

## せん断力(kN)

節点番号	正面			背面		
	点1	点2	点3	点7	点8	点9
2(下)	50.2842	0.0000	-50.2842	33.4125	0.0000	-33.4125
3	50.5929	0.0000	-50.5929	44.3475	0.0000	-44.3475
4	57.8915	0.0000	-57.8915	55.2825	0.0000	-55.2825
5	75.9565	0.0000	-75.9565	66.2175	0.0000	-66.2175
6	92.3549	0.0000	-92.3549	77.1525	0.0000	-77.1525
7(上)	107.1537	0.0000	-107.1537	88.0875	0.0000	-88.0875
8(下)	115.9267	0.0000	-115.9267	95.1750	0.0000	-95.1750
9	128.2596	0.0000	-128.2596	106.1100	0.0000	-106.1100
10	139.2134	0.0000	-139.2134	117.0450	0.0000	-117.0450
11	148.8864	0.0000	-148.8864	127.9800	0.0000	-127.9800
12	157.3840	0.0000	-157.3840	138.9150	0.0000	-138.9150
13(上)	164.8181	0.0000	-164.8181	149.8500	0.0000	-149.8500
14(下)	171.2897	0.0000	-171.2897	159.1031	0.0000	-159.1031
15	183.9143	0.0000	-183.9143	176.7206	0.0000	-176.7206
16	195.7997	0.0000	-195.7997	194.3381	0.0000	-194.3381
17	216.8346	0.0000	-216.8346	211.9556	0.0000	-211.9556
18	241.2668	0.0000	-241.2668	229.5731	0.0000	-229.5731
19(上)	266.0361	0.0000	-266.0361	247.1906	0.0000	-247.1906

## 軸力(kN)

節点番号	正面			背面		
	点1	点2	点3	点7	点8	点9
2(下)	33.4877	33.4877	33.4877	25.9123	25.9123	25.9123
3	40.8221	40.8221	40.8221	38.0179	38.0179	38.0179
4	49.7257	49.7257	49.7257	48.5543	48.5543	48.5543
5	61.0464	61.0464	61.0464	56.6736	56.6736	56.6736

節点番号	正面			背面		
	点1	点2	点3	点7	点8	点9
6	71.9929	71.9929	71.9929	65.1671	65.1671	65.1671
7(上)	82.5804	82.5804	82.5804	74.0196	74.0196	74.0196
8(下)	89.2587	89.2587	89.2587	79.9413	79.9413	79.9413
9	99.2926	99.2926	99.2926	89.3474	89.3474	89.3474
10	109.0168	109.0168	109.0168	99.0632	99.0632	99.0632
11	118.4535	118.4535	118.4535	109.0665	109.0665	109.0665
12	127.6263	127.6263	127.6263	119.3337	119.3337	119.3337
13(上)	136.5603	136.5603	136.5603	129.8397	129.8397	129.8397
14(下)	144.1609	144.1609	144.1609	138.6891	138.6891	138.6891
15	158.7000	158.7000	158.7000	155.4700	155.4700	155.4700
16	173.0731	173.0731	173.0731	172.4169	172.4169	172.4169
17	189.5003	189.5003	189.5003	187.3097	187.3097	187.3097
18	206.6902	206.6902	206.6902	201.4398	201.4398	201.4398
19(上)	223.9558	223.9558	223.9558	215.4942	215.4942	215.4942

### 3.13 水平方向断面照査一覧表(レベル2)

設計対象地震動レベル2 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点 2(下)		節点 3	
			点1	点2	点1	点2
着目位置 曲げ せん断力			点1	点2	点1	点2
			点1側h/2点	——	点1側h/2点	——
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-43.0566	41.4489	-44.6603	40.3639
軸力	$N_d$	kN	33.4877	33.4877	40.8221	40.8221
主鉄筋 鉄筋量 引張側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	圧縮側 $A_s'$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		8.0000	8.0000	8.0000	8.0000
中立軸	X	mm	25.967	25.967	26.411	26.411
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート設計圧縮強度	$f'_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	24.000	24.000	24.000	24.000
鉄筋の設計降伏強度	$f_{ytd}$	N/mm <sup>2</sup>	345.000	345.000	345.000	345.000
設計曲げ耐力	$M_{ud}$	kN.m	-161.880	161.880	-163.553	163.553
$i \cdot M_d / M_{ud}$			0.266	0.256	0.273	0.247
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} < 1.0$ )						
部材高	H	mm	500.0	——	500.0	——
有効高	d	mm	400.0	——	400.0	——
せん断力	$V_d$	kN	50.2842	——	50.5929	——
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-15.1209	——	-16.5531	——
軸力	$N_d$	kN	33.4877	——	40.8221	——
せん断補強筋 ピッチ 鉄筋量	$S_s$	mm	0.000	——	0.000	——
	$A_w$	mm <sup>2</sup>	0.000	——	0.000	——
コンクリートの設計せん断強度	$f_{vcd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.5769	——	0.5769	——
鉄筋の設計降伏強度	$f_{vyd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00	——	0.00	——
有効高による補正	$\alpha$		1.257	——	1.257	——
引張主鉄筋比による補正	$\beta$		0.659	——	0.659	——
軸圧縮力による補正	$\gamma$		1.185	——	1.206	——
せん断耐力(コンクリート)	$V_{cd}$	kN	226.516	——	230.531	——
せん断耐力(鉄筋)	$V_{sd}$	kN	0.000	——	0.000	——
せん断耐力( $V_{cd} + V_{sd}$ )	$V_{ytd}$	kN	226.516	——	230.531	——
$i \cdot V_d / V_{ytd}$			0.222	——	0.219	——
判定 ( $i \cdot V_d / V_{ytd} < 1.0$ )				——		——



設計対象地震動レベル2 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点 4		節点 5	
			点1	点2	点1	点2
着目位置 せん断力	曲げ せん断力		点1側h/2点	——	点1側h/2点	——
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-51.6694	45.6204	-67.0045	60.6447
軸力	$N_d$	kN	49.7257	49.7257	61.0464	61.0464
主鉄筋 鉄筋量 引張側  圧縮側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		8.0000	8.0000	8.0000	8.0000
中立軸	X	mm	26.953	26.953	27.637	27.637
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート設計圧縮強度	$f'_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	24.000	24.000	24.000	24.000
鉄筋の設計降伏強度	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	345.000	345.000	345.000	345.000
設計曲げ耐力 $i \cdot M_d / M_{ud}$	$M_{ud}$	kN.m	-165.592	165.592	-168.159	168.159
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0$ )			0.312	0.275	0.398	0.361
部材高	H	mm	500.0	——	500.0	——
有効高	d	mm	400.0	——	400.0	——
せん断力	$V_d$	kN	57.8915	——	75.9565	——
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-19.5075	——	-24.8064	——
軸力	$N_d$	kN	49.7257	——	61.0464	——
せん断補強筋 ピッチ 鉄筋量	$S_s$	mm	0.000	——	0.000	——
	$A_w$	mm <sup>2</sup>	0.000	——	0.000	——
コンクリートの設計せん断強度	$f_{vcd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.5769	——	0.5769	——
鉄筋の設計降伏強度	$f_{vyd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00	——	0.00	——
有効高による補正	$\alpha$		1.257	——	1.257	——
引張主鉄筋比による補正	$\rho$		0.659	——	0.659	——
軸圧縮力による補正	$\beta$		1.212	——	1.205	——
せん断耐力(コンクリート)	$V_{cd}$	kN	231.677	——	230.339	——
せん断耐力(鉄筋)	$V_{sd}$	kN	0.000	——	0.000	——
せん断耐力( $V_{cd} + V_{sd}$ ) $i \cdot V_d / V_{yd}$	$V_{yd}$	kN	231.677	——	230.339	——
判定 ( $i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0$ )			0.250	——	0.330	——

設計対象地震動レベル2 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点 6		節点 7(上)	
			点1	点2	点1	点2
着目位置 せん断力	曲げ せん断力		点1側h/2点	——	点1側h/2点	——
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-81.0506	74.1569	-93.8598	86.2179
軸力	$N_d$	kN	71.9929	71.9929	82.5804	82.5804
主鉄筋 鉄筋量 引張側  圧縮側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		8.0000	8.0000	8.0000	8.0000
中立軸	X	mm	28.301	28.301	28.942	28.942
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート設計圧縮強度	$f'_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	24.000	24.000	24.000	24.000
鉄筋の設計降伏強度	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	345.000	345.000	345.000	345.000
設計曲げ耐力 $i \cdot M_d / M_{ud}$	$M_{ud}$	kN.m	-170.645	170.645	-173.042	173.042
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0$ )			0.475	0.435	0.542	0.498
部材高	H	mm	500.0	——	500.0	——
有効高	d	mm	400.0	——	400.0	——
せん断力	$V_d$	kN	92.3549	——	107.1537	——
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-29.7424	——	-34.3300	——
軸力	$N_d$	kN	71.9929	——	82.5804	——
せん断補強筋 ピッチ 鉄筋量	$S_s$	mm	0.000	——	0.000	——
	$A_w$	mm <sup>2</sup>	0.000	——	0.000	——
コンクリートの設計せん断強度	$f_{vcd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.5769	——	0.5769	——
鉄筋の設計降伏強度	$f_{vyd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00	——	0.00	——
有効高による補正	$\beta$		1.257	——	1.257	——
引張主鉄筋比による補正	$\rho$		0.659	——	0.659	——
軸圧縮力による補正	$\eta$		1.202	——	1.201	——
せん断耐力(コンクリート)	$V_{cd}$	kN	229.766	——	229.575	——
せん断耐力(鉄筋)	$V_{sd}$	kN	0.000	——	0.000	——
せん断耐力( $V_{cd} + V_{sd}$ ) $i \cdot V_d / V_{yd}$	$V_{yd}$	kN	229.766	——	229.575	——
判定 ( $i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0$ )			0.402	——	0.467	——

設計対象地震動レベル2 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点 8(下)		節点 9	
			点1	点2	点1	点2
着目位置 曲げ せん断力			点1	点2	点1	点2
			点1側h/2点	————	点1側h/2点	————
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-101.5289	93.2924	-112.4311	103.1162
軸力	$N_d$	kN	89.2587	89.2587	99.2926	99.2926
主鉄筋 鉄筋量 引張側  圧縮側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		8.0000	8.0000	8.0000	8.0000
中立軸	X	mm	29.346	29.346	29.955	29.955
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート設計圧縮強度	$f'_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	24.000	24.000	24.000	24.000
鉄筋の設計降伏強度	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	345.000	345.000	345.000	345.000
設計曲げ耐力	$M_{ud}$	kN.m	-174.548	174.548	-176.812	176.812
$i \cdot M_d / M_{ud}$			0.582	0.534	0.636	0.583
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} < 1.0$ )						
部材高	H	mm	500.0	————	500.0	————
有効高	d	mm	400.0	————	400.0	————
せん断力	$V_d$	kN	115.9267	————	128.2596	————
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-37.1252	————	-41.1758	————
軸力	$N_d$	kN	89.2587	————	99.2926	————
せん断補強筋 ピッチ 鉄筋量	$S_s$	mm	0.000	————	0.000	————
	$A_w$	mm <sup>2</sup>	0.000	————	0.000	————
コンクリートの設計せん断強度	$f_{vcd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.5769	————	0.5769	————
鉄筋の設計降伏強度	$f_{vyd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00	————	0.00	————
有効高による補正	$\alpha$		1.257	————	1.257	————
引張主鉄筋比による補正	$\beta$		0.659	————	0.659	————
軸圧縮力による補正	$\gamma$		1.200	————	1.201	————
せん断耐力(コンクリート)	$V_{cd}$	kN	229.384	————	229.575	————
せん断耐力(鉄筋)	$V_{sd}$	kN	0.000	————	0.000	————
せん断耐力( $V_{cd} + V_{sd}$ )	$V_{yd}$	kN	229.384	————	229.575	————
$i \cdot V_d / V_{yd}$			0.505	————	0.559	————
判定 ( $i \cdot V_d / V_{yd} < 1.0$ )				————		————

設計対象地震動レベル2 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点10		節点11	
			点1	点2	点1	点2
着目位置 曲げ せん断力			点1側h/2点	——	点1側h/2点	——
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-122.2670	111.6889	-131.1123	119.0996
軸力	$N_d$	kN	109.0168	109.0168	118.4535	118.4535
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		8.0000	8.0000	8.0000	8.0000
中立軸	X	mm	30.541	30.541	31.114	31.114
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート設計圧縮強度	$f'_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	24.000	24.000	24.000	24.000
鉄筋の設計降伏強度	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	345.000	345.000	345.000	345.000
設計曲げ耐力 $i \cdot M_d / M_{ud}$	$M_{ud}$	kN.m	-178.989	178.989	-181.111	181.111
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} < 1.0$ )			0.683	0.624	0.724	0.658
部材高	H	mm	500.0	——	500.0	——
有効高	d	mm	400.0	——	400.0	——
せん断力	$V_d$	kN	139.2134	——	148.8864	——
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-44.9262	——	-48.3976	——
軸力	$N_d$	kN	109.0168	——	118.4535	——
せん断補強筋 ピッチ 鉄筋量	$S_s$	mm	0.000	——	0.000	——
	$A_w$	mm <sup>2</sup>	0.000	——	0.000	——
コンクリートの設計せん断強度	$f_{vcd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.5769	——	0.5769	——
鉄筋の設計降伏強度	$f_{vyd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00	——	0.00	——
有効高による補正	$\alpha$		1.257	——	1.257	——
引張主鉄筋比による補正	$\rho$		0.659	——	0.659	——
軸圧縮力による補正	$\beta$		1.202	——	1.204	——
せん断耐力(コンクリート)	$V_{cd}$	kN	229.766	——	230.148	——
せん断耐力(鉄筋)	$V_{sd}$	kN	0.000	——	0.000	——
せん断耐力( $V_{cd} + V_{sd}$ ) $i \cdot V_d / V_{yd}$	$V_{yd}$	kN	229.766	——	230.148	——
判定 ( $i \cdot V_d / V_{yd} < 1.0$ )			0.606	——	0.647	——

設計対象地震動レベル2 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点12		節点13(上)	
			点1	点2	点1	点2
着目位置 曲げ せん断力			点1側h/2点	——	点1側h/2点	——
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-139.0486	125.4439	-146.1626	130.8234
軸力	$N_d$	kN	127.6263	127.6263	136.5603	136.5603
主鉄筋 鉄筋量 引張側  圧縮側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000	D19×4.00 1146.000
	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		8.0000	8.0000	8.0000	8.0000
中立軸	X	mm	31.669	31.669	32.211	32.211
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート設計圧縮強度	$f'_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	24.000	24.000	24.000	24.000
鉄筋の設計降伏強度	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	345.000	345.000	345.000	345.000
設計曲げ耐力 $i \cdot M_d / M_{ud}$	$M_{ud}$	kN.m	-183.164	183.164	-185.163	185.163
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} \geq 1.0$ )			0.759	0.685	0.789	0.707
部材高	H	mm	500.0	——	500.0	——
有効高	d	mm	400.0	——	400.0	——
せん断力	$V_d$	kN	157.3840	——	164.8181	——
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-51.6131	——	-54.5970	——
軸力	$N_d$	kN	127.6263	——	136.5603	——
せん断補強筋 ピッチ 鉄筋量	$S_s$	mm	0.000	——	0.000	——
	$A_w$	mm <sup>2</sup>	0.000	——	0.000	——
コンクリートの設計せん断強度	$f_{vcd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.5769	——	0.5769	——
鉄筋の設計降伏強度	$f_{vyd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00	——	0.00	——
有効高による補正	d		1.257	——	1.257	——
引張主鉄筋比による補正	p		0.659	——	0.659	——
軸圧縮力による補正	n		1.206	——	1.209	——
せん断耐力(コンクリート)	$V_{cd}$	kN	230.531	——	231.104	——
せん断耐力(鉄筋)	$V_{sd}$	kN	0.000	——	0.000	——
せん断耐力( $V_{cd} + V_{sd}$ ) $i \cdot V_d / V_{yd}$	$V_{yd}$	kN	230.531	——	231.104	——
判定 ( $i \cdot V_d / V_{yd} \geq 1.0$ )			0.683	——	0.713	——

設計対象地震動レベル2 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点14(下)		節点15	
着目位置	曲げ		点1	点2	点1	点2
せん断力			点1側h/2点	——	点1側h/2点	——
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-152.3223	135.5396	-164.2843	144.7939
軸力	$N_d$	kN	144.1609	144.1609	158.7000	158.7000
主鉄筋 鉄筋量	引張側	$A_s$	D25 × 4.00 2026.800	D25 × 4.00 2026.800	D25 × 4.00 2026.800	D25 × 4.00 2026.800
	圧縮側	$A_s'$	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		8.0000	8.0000	8.0000	8.0000
中立軸	X	mm	51.070	51.070	51.952	51.952
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート設計圧縮強度	$f'_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	24.000	24.000	24.000	24.000
鉄筋の設計降伏強度	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	345.000	345.000	345.000	345.000
設計曲げ耐力	$M_{ud}$	kN.m	-297.818	297.818	-300.833	300.833
$i \cdot M_d / M_{ud}$			0.511	0.455	0.546	0.481
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} < 1.0$ )						
部材高	H	mm	500.0	——	500.0	——
有効高	d	mm	400.0	——	400.0	——
せん断力	$V_d$	kN	171.2897	——	183.9143	——
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-57.1613	——	-62.1097	——
軸力	$N_d$	kN	144.1609	——	158.7000	——
せん断補強筋	ピッチ	$S_s$	0.000	——	0.000	——
	鉄筋量	$A_w$	0.000	——	0.000	——
コンクリートの設計せん断強度	$f_{vcd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.5769	——	0.5769	——
鉄筋の設計降伏強度	$f_{vyd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00	——	0.00	——
有効高による補正	d		1.257	——	1.257	——
引張主鉄筋比による補正	p		0.797	——	0.797	——
軸圧縮力による補正	n		1.210	——	1.213	——
せん断耐力(コンクリート)	$V_{cd}$	kN	279.730	——	280.424	——
せん断耐力(鉄筋)	$V_{sd}$	kN	0.000	——	0.000	——
せん断耐力( $V_{cd} + V_{sd}$ )	$V_{yd}$	kN	279.730	——	280.424	——
$i \cdot V_d / V_{yd}$			0.612	——	0.656	——
判定 ( $i \cdot V_d / V_{yd} < 1.0$ )				——		——

設計対象地震動レベル2 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点16		節点17	
			点1	点2	点1	点2
着目位置 曲げ せん断力			点1側h/2点	——	点1側h/2点	——
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-175.6747	153.3776	-194.1406	170.2621
軸力	$N_d$	kN	173.0731	173.0731	189.5003	189.5003
主鉄筋 鉄筋量 引張側 圧縮側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D25 × 4.00 2026.800	D25 × 4.00 2026.800	D25 × 4.00 2026.800	D25 × 4.00 2026.800
	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		8.0000	8.0000	8.0000	8.0000
中立軸	X	mm	52.822	52.822	53.815	53.815
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート設計圧縮強度	$f'_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	24.000	24.000	24.000	24.000
鉄筋の設計降伏強度	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	345.000	345.000	345.000	345.000
設計曲げ耐力 $i \cdot M_d / M_{ud}$	$M_{ud}$	kN.m	-303.800	303.800	-307.171	307.171
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0$ )			0.578	0.505	0.632	0.554
部材高	H	mm	500.0	——	500.0	——
有効高	d	mm	400.0	——	400.0	——
せん断力	$V_d$	kN	195.7997	——	216.8346	——
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-66.8971	——	-73.6769	——
軸力	$N_d$	kN	173.0731	——	189.5003	——
せん断補強筋 ピッチ 鉄筋量	$S_s$	mm	0.000	——	0.000	——
	$A_w$	mm <sup>2</sup>	0.000	——	0.000	——
コンクリートの設計せん断強度	$f_{vcd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.5769	——	0.5769	——
鉄筋の設計降伏強度	$f_{vyd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00	——	0.00	——
有効高による補正	$\beta$		1.257	——	1.257	——
引張主鉄筋比による補正	$\rho$		0.797	——	0.797	——
軸圧縮力による補正	$\eta$		1.216	——	1.214	——
せん断耐力(コンクリート)	$V_{cd}$	kN	281.117	——	280.655	——
せん断耐力(鉄筋)	$V_{sd}$	kN	0.000	——	0.000	——
せん断耐力( $V_{cd} + V_{sd}$ ) $i \cdot V_d / V_{yd}$	$V_{yd}$	kN	281.117	——	280.655	——
判定 ( $i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0$ )			0.697	——	0.773	——

設計対象地震動レベル2 (前後方向地震動)

項目	記号	単位	節点18		節点19(上)	
			点1	点2	点1	点2
着目位置 曲げ せん断力			点1側h/2点	——	点1側h/2点	——
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	500.0	500.0	500.0	500.0
有効幅	$b_w$	mm	1000.0	1000.0	1000.0	1000.0
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-215.2336	190.2287	-236.5873	210.5011
軸力	$N_d$	kN	206.6902	206.6902	223.9558	223.9558
主鉄筋 鉄筋量 引張側  圧縮側	$A_s$	mm <sup>2</sup>	D25 × 4.00 2026.800	D25 × 4.00 2026.800	D25 × 4.00 2026.800	D25 × 4.00 2026.800
	$A_s'$	mm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
ヤング係数比	n		8.0000	8.0000	8.0000	8.0000
中立軸	X	mm	54.858	54.858	55.902	55.902
コンクリート材料強度	$f'_{ck}$	N/mm <sup>2</sup>	24.0	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	$f_{yk}$	N/mm <sup>2</sup>	345.0	345.0	345.0	345.0
コンクリート設計圧縮強度	$f'_{cd}$	N/mm <sup>2</sup>	24.000	24.000	24.000	24.000
鉄筋の設計降伏強度	$f_{yd}$	N/mm <sup>2</sup>	345.000	345.000	345.000	345.000
設計曲げ耐力 $i \cdot M_d / M_{ud}$	$M_{ud}$	kN.m	-310.700	310.700	-314.215	314.215
判定 ( $i \cdot M_d / M_{ud} \leq 1.0$ )			0.693	0.612	0.753	0.670
部材高	H	mm	500.0	——	500.0	——
有効高	d	mm	400.0	——	400.0	——
せん断力	$V_d$	kN	241.2668	——	266.0361	——
曲げモーメント	$M_d$	kN.m	-81.1965	——	-88.7895	——
軸力	$N_d$	kN	206.6902	——	223.9558	——
せん断補強筋 ピッチ 鉄筋量	$S_s$	mm	0.000	——	0.000	——
	$A_w$	mm <sup>2</sup>	0.000	——	0.000	——
コンクリートの設計せん断強度	$f_{vcd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.5769	——	0.5769	——
鉄筋の設計降伏強度	$f_{vyd}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00	——	0.00	——
有効高による補正	d		1.257	——	1.257	——
引張主鉄筋比による補正	p		0.797	——	0.797	——
軸圧縮力による補正	n		1.212	——	1.210	——
せん断耐力(コンクリート)	$V_{cd}$	kN	280.193	——	279.730	——
せん断耐力(鉄筋)	$V_{sd}$	kN	0.000	——	0.000	——
せん断耐力( $V_{cd} + V_{sd}$ ) $i \cdot V_d / V_{yd}$	$V_{yd}$	kN	280.193	——	279.730	——
判定 ( $i \cdot V_d / V_{yd} \leq 1.0$ )			0.861	——	0.951	——