

1章 設計条件

1.1 一般事項

タイトル：2方向モデル

コメント：

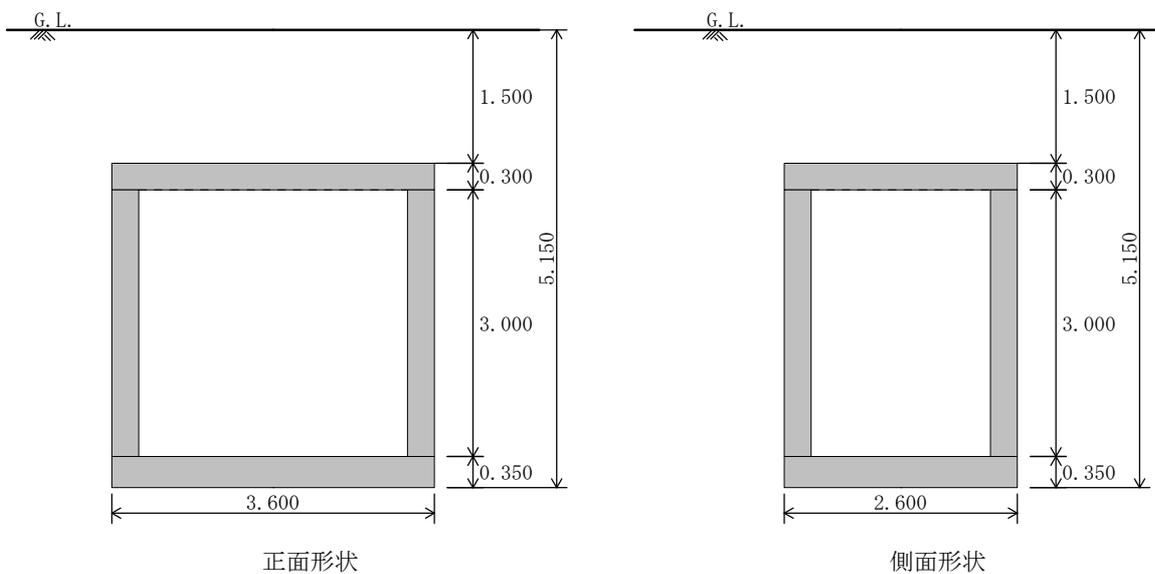
1.2 設計対象

計算対象：常時

1.3 形式

現場打ちマンホール

1.4 形状寸法



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	3.600	0.000	3.600	0.000	0.000
2	側壁1	矩形	3.600	3.000	3.600	3.000	0.000
3	底版	矩形	3.600	0.000	3.600	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	2.600	0.000	2.600	0.000	0.000
2	側壁1	矩形	2.600	2.000	2.600	2.000	0.000
3	底版	矩形	2.600	0.000	2.600	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
1	1.800	0.300	頂版	○
2	4.800	3.000	側壁	○
3	5.150	0.350	底版	○

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	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 ²)	ヤング係数 $E_c \times 10^4$ (N/mm ²)
1	24	24.0	2.500
2	24	24.0	2.500
3	24	24.0	2.500

単位重量 $\gamma_c = 24.50$ (kN/m³)

1.8 鉄筋材料

部材番号	材質	材料強度 f_{yk} (N/mm ²)	ヤング係数 $E_s \times 10^5$ (N/mm ²)
1	SD345	345.0	2.000
2	SD345	345.0	2.000
3	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 ²)				
	曲げ圧縮 応力度 σ_{ca}	せん断 応力度 τ_{al}	付着 応力度 τ_{0a}	引張応力度 σ_{sa}	
				大気中	水中
1	9.00	0.450	1.60	180.00	160.00
2	9.00	0.450	1.60	180.00	160.00
3	9.00	0.450	1.60	180.00	160.00

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/m³)

1.11 地盤条件

地盤条件

土層番号	深度Z(m)	層厚h(m)	単位重量(大気中) γ (kN/m ³)	単位重量(水中) γ' (kN/m ³)	静止土圧係数K	鉛直土圧係数 α
1	20.000	20.000	18.000	9.000	0.5000	1.0000

1.12 荷重

載荷荷重

[1]常時

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

衝撃係数 : 0.300

地表面荷重(死荷重) : 0.0(kN/m²)

(活荷重) : 10.0(kN/m²)

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	$3.600 \times 2.600 \times 0.300 \times 24.500$	68.796
累計Wc1				68.796
2	側壁	側壁1	$(3.600 \times 2.600 - 3.000 \times 2.000) \times 3.000 \times 24.500$	246.960
累計Wc2				315.756
3	底版	底版	$3.600 \times 2.600 \times 0.350 \times 24.500$	80.262
累計 Wc				396.018

2.1.2 土砂重量

・頂版上の土砂重量

地層番号	層厚×単位重量×鉛直土圧係数	鉛直土圧 (kN/m ²)
水位より上		
1	$1.500 \times 18.000 \times 1.000$	27.000
累計		27.000

土砂重量

$$W_u = 27.000 \times 3.600 \times 2.600 = 252.720 \text{ (kN)}$$

2.1.3 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_1 : 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。

$$P_{v1} = \frac{P_1 \cdot \beta}{W_1} = \frac{P_1 \cdot \beta}{2 \cdot h + 0.2}$$

$$= \frac{94.545 \times 0.90}{2 \times 1.500 + 0.2}$$

$$= 26.591 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに

P_{v1} : 活荷重による鉛直荷重 (kN/m²)

P_1 : 後輪による活荷重 (kN/m)

W_1 : 後輪荷重の分布幅 (m)

h : 土被り厚 (m)

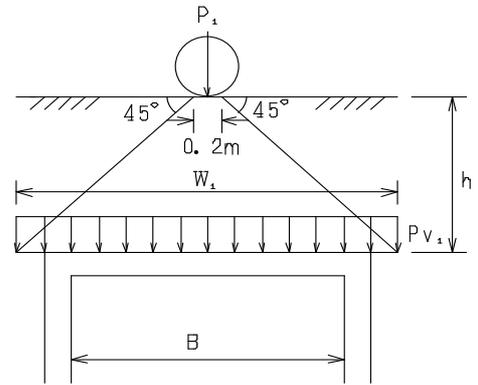
β : 低減係数

土被り厚 $h \leq 1.0$ (m) かつ 内空幅 $B \geq 4.0$ (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

$$P_s = K_0 \cdot \sum \gamma_t \cdot (h - h_w) + K_0 \cdot \sum \gamma' \cdot h_w$$

ここに、

P_s : 水平土圧 (kN/m²)

K_0 : 静止土圧係数

γ_t : 土の湿潤単位重量 (kN/m³)

γ' : 土の水中単位重量 (kN/m³)

h : 層厚 (m)

h_w : 水中の層厚 (m)

(2) 水圧

$$P_w = \gamma_w \cdot h_w$$

ここに、

P_w : 水圧 (kN/m²)

γ_w : 水の単位重量 = 10.000 (kN/m³)

h_w : 地下水位面からの距離 (m)

(3) 活荷重による水平荷重

$$P_1 = Q \cdot K_0$$

ここに、

P_1 : 活荷重による水平土圧 (kN/m²)

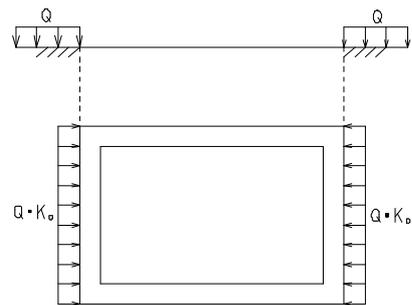
Q : 地表面載荷荷重 = 10.000 (kN/m²)

$$Q = Q_d + Q_l$$

Q_d : 死荷重 = 0.000 (kN/m²)

Q_l : 活荷重 = 10.000 (kN/m²)

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 γ (kN/m ³)	P_s (kN/m ²)	P_w (kN/m ²)	P_1 (kN/m ²)	合計 (kN/m ²)
1	1	1.650	頂版	中央	18.000	14.850	0.000	5.000	19.850
2	1	1.800	側壁	上端	18.000	16.200	0.000	5.000	21.200
2	1	4.800	側壁	下端	18.000	43.200	0.000	5.000	48.200
3	1	4.975	底版	中央	18.000	44.775	0.000	5.000	49.775

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。

$$W1 = \frac{Wc + Wu}{A} + P_{v1}$$

ここに、

W1 : 頂版に作用する荷重 (kN/m²)

Wc : 躯体自重 (kN)、躯体 = 頂版

Wu : 土砂重量 (kN)

A : 載荷面積 (m²) = 外径面積

P_{v1} : 活荷重による鉛直荷重 (kN/m²)

【部材番号 1 (頂版)】

$$A = 3.600 \times 2.600 = 9.360 \text{ (m}^2\text{)}$$

[1] 常時

$$\begin{aligned} W1 &= \frac{68.796 + 252.720}{9.360} + 26.591 \\ &= 60.941 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

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。

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

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

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

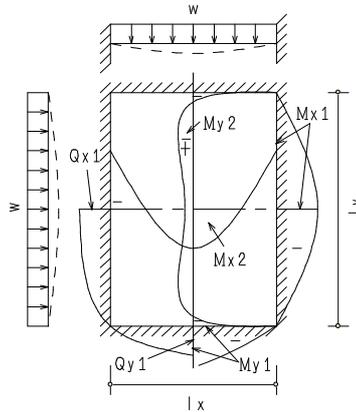
w : 分布荷重 = 60.941 (kN/m²)

lx : 短辺方向長さ = 2.300 (m)

ly : 長辺方向長さ = 3.300 (m)

α : ly/lx より算出される係数

$$ly/lx = 1.435$$



1) 曲げモーメント

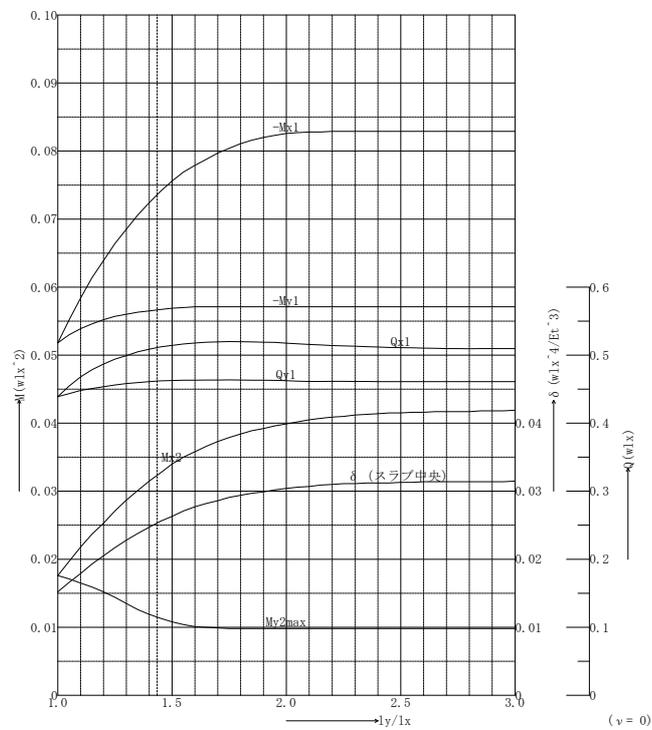
短辺方向	係数 α	M(kN.m)
Mx1	-0.0736	-23.721
Mx2	0.0323	10.424

長辺方向	係数 α	M(kN.m)
My1	-0.0566	-18.259
My2max	0.0115	3.702

2) せん断力

短辺方向	係数 α	Q (kN)
Qx1	0.5111	71.637

長辺方向	係数 α	Q (kN)
Qy1	0.4618	64.733



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)

Q₁ : 始端でのせん断力 (kN)

Q₂ : 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 = 0.300 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 71.637 - \frac{0.300}{2.300} \times (71.637 + 71.637) \\ &= 52.949 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

長辺方向

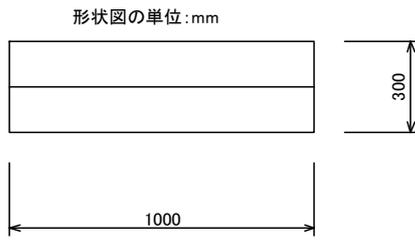
照査位置 X = 0.300 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 64.733 - \frac{0.300}{3.300} \times (64.733 + 64.733) \\ &= 52.963 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

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 1.500~1.800(m)



主鉄筋 (上面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
1	100.00	250.0	D22	5.000	1935.500

主鉄筋 (下面)

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

せん断補強筋

ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm ²)
250.0	88.000

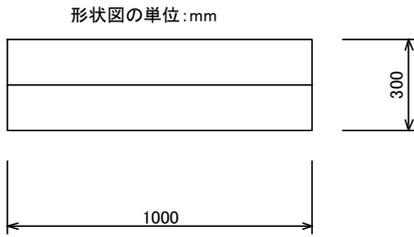
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-23.7214	10.4240	-23.7214
軸力	N	kN	——	——	——
せん断力	V	kN	——	——	52.9493
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	300.0	300.0	300.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	200.0	200.0	200.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm ²	D22×5.00 1935.50	D19×4.00 1146.00	D22×5.00 1935.50
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	82.5439	67.4927	82.5439
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm ²	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	3.3300	1.7401	——
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	9.0000	9.0000	——
判定			○	○	——
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	71.0768	51.2453	——
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180.0000	180.0000	——
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		——	——	0.862
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	——	——	0.3070
許容せん断応力度	τ_{a1}	N/mm ²	——	——	0.4500
判定			——	——	○
コンクリート付着応力度	τ_0	N/mm ²	——	——	0.8771
コンクリート許容付着応力度	τ_{0a}	N/mm ²	——	——	1.6000
判定			——	——	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

【部材番号 1 (頂版)】 <左右方向>

地表面からの深度 1.500~1.800(m)



主鉄筋 (上面)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
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 ²)
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	-18.2592	3.7017	-18.2592
軸力	N	kN	——	——	——
せん断力	V	kN	——	——	52.9631
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	300.0	300.0	300.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	200.0	200.0	200.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm ²	D22×4.00 1548.40	D19×4.00 1146.00	D22×4.00 1548.40
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	75.9155	67.4927	75.9155
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm ²	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	2.7533	0.6179	——
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	9.0000	9.0000	——
判定			○	○	——
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	67.5049	18.1980	——
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180.0000	180.0000	——
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		——	——	0.873
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	——	——	0.3032
許容せん断応力度	τ_{a1}	N/mm ²	——	——	0.4500
判定			——	——	○
コンクリート付着応力度	τ_0	N/mm ²	——	——	1.0828
コンクリート許容付着応力度	τ_{0a}	N/mm ²	——	——	1.6000
判定			——	——	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

2.4 底版の計算

2.4.1 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。

$$W3 = \frac{Wc + Wu}{A} + P_{v1}$$

ここに、

W3 : 底版に作用する地盤反力度 (kN/m²)

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 (m²) = 軸心面積

P_{v1} : 活荷重による鉛直荷重 (kN/m²)

【部材番号 3 (底版)】

$$A = 3.300 \times 2.300 = 7.590 \text{ (m}^2\text{)}$$

[1] 常時

$$\begin{aligned} W3 &= \frac{315.756 + 252.720}{7.590} + 26.591 \\ &= 101.489 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

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 101.489 (kN/m²) ≥ 水圧 0.000 (kN/m²)

底版の断面力算出には、地盤反力度を用いる。

2.4.2 断面力の計算

【部材番号 3 (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。

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

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

ここに、

M : 曲げモーメント (kN・m)

Q : せん断力 (kN)

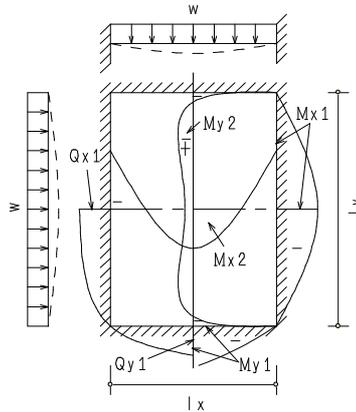
w : 分布荷重 = 101.489 (kN/m²)

l_x : 短辺方向長さ = 2.300 (m)

l_y : 長辺方向長さ = 3.300 (m)

α : l_y/l_x より算出される係数

$$l_y/l_x = 1.435$$



1) 曲げモーメント

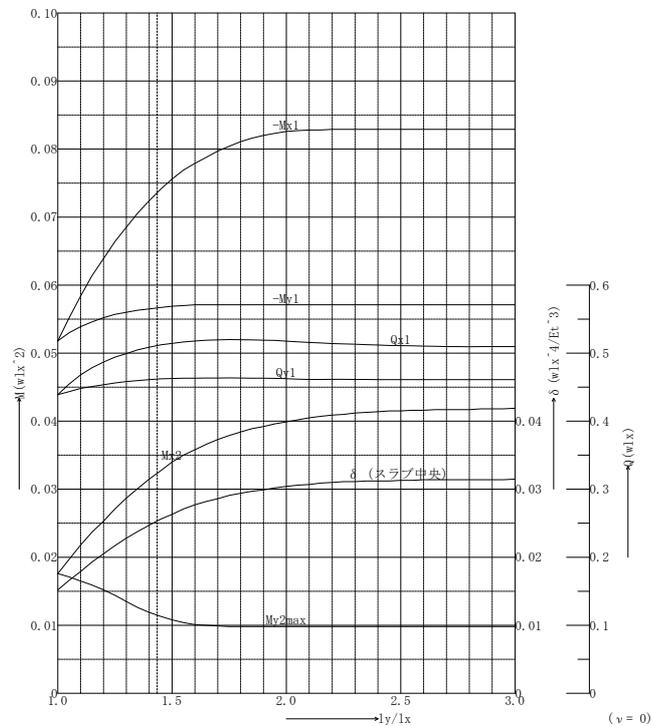
短辺方向	係数 α	M (kN・m)
M _{x1}	-0.0736	-39.505
M _{x2}	0.0323	17.360

長辺方向	係数 α	M (kN・m)
M _{y1}	-0.0566	-30.408
M _{y2max}	0.0115	6.165

2) せん断力

短辺方向	係数 α	Q (kN)
Q _{x1}	0.5111	119.302

長辺方向	係数 α	Q (kN)
Q _{y1}	0.4618	107.804



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)

Q₁ : 始端でのせん断力 (kN)

Q₂ : 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 = 0.325 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 119.302 - \frac{0.325}{2.300} \times (119.302 + 119.302) \\ &= 85.586 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

長辺方向

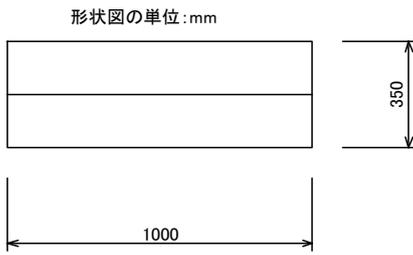
照査位置 X = 0.325 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 107.804 - \frac{0.325}{3.300} \times (107.804 + 107.804) \\ &= 86.570 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

2.4.3 断面照査

【部材番号 3 (底版)】 <前後方向>

地表面からの深度 4.800~5.150(m)



主鉄筋 (上面)

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

せん断補強筋

ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm ²)
250.0	506.700

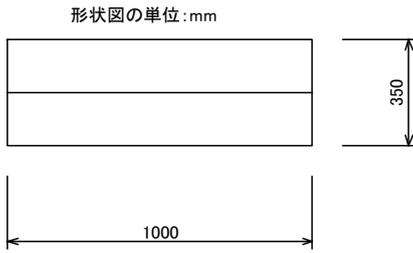
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-39.5048	17.3598	-39.5048
軸力	N	kN	——	——	——
せん断力	V	kN	——	——	85.5864
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	240.0	240.0	240.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm ²	D29×8.00 5139.20	D25×4.00 2026.80	D29×8.00 5139.20
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	130.1392	94.1650	130.1392
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm ²	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	3.0876	1.7674	——
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	9.0000	9.0000	——
判定			○	○	——
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	39.0971	41.0581	——
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180.0000	180.0000	——
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		——	——	0.819
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	——	——	0.4353
許容せん断応力度	τ_{a1}	N/mm ²	——	——	0.4500
判定			——	——	○
コンクリート付着応力度	τ_0	N/mm ²	——	——	0.6046
コンクリート許容付着応力度	τ_{0a}	N/mm ²	——	——	1.6000
判定			——	——	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

【部材番号 3 (底版)】 <左右方向>

地表面からの深度 4.800~5.150(m)



主鉄筋 (上面)

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

せん断補強筋

ピッチ (mm)	鉄筋量 (mm ²)
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	-30.4082	6.1647	-30.4082
軸力	N	kN	——	——	——
せん断力	V	kN	——	——	86.5695
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	240.0	240.0	240.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm ²	D29×8.00 5139.20	D25×4.00 2026.80	D29×8.00 5139.20
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	130.1392	94.1650	130.1392
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm ²	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	2.3766	0.6276	——
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	9.0000	9.0000	——
判定			○	○	——
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	30.0944	14.5804	——
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180.0000	180.0000	——
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		——	——	0.819
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	——	——	0.4403
許容せん断応力度	τ_{a1}	N/mm ²	——	——	0.4500
判定			——	——	○
コンクリート付着応力度	τ_0	N/mm ²	——	——	0.6115
コンクリート許容付着応力度	τ_{0a}	N/mm ²	——	——	1.6000
判定			——	——	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

2.5 側壁の計算

2.5.1 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 ²)	深さ (m)	水平荷重 (kN/m ²)
2	側壁1	上	1.650	19.850	1.650	19.850
		下	4.975	49.775	4.975	49.775

2.5.2 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。

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

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

ここに、

M : 曲げモーメント (kN・m)

Q : せん断力 (kN)

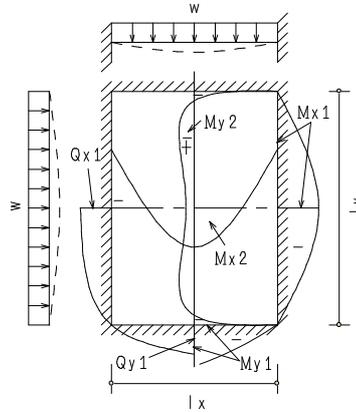
w : 分布荷重 = 19.850 (kN/m²)

l_x : 短辺方向長さ = 3.300 (m)

l_y : 長辺方向長さ = 3.325 (m)

α : l_y/l_x より算出される係数

$$l_y/l_x = 1.008$$



1) 曲げモーメント

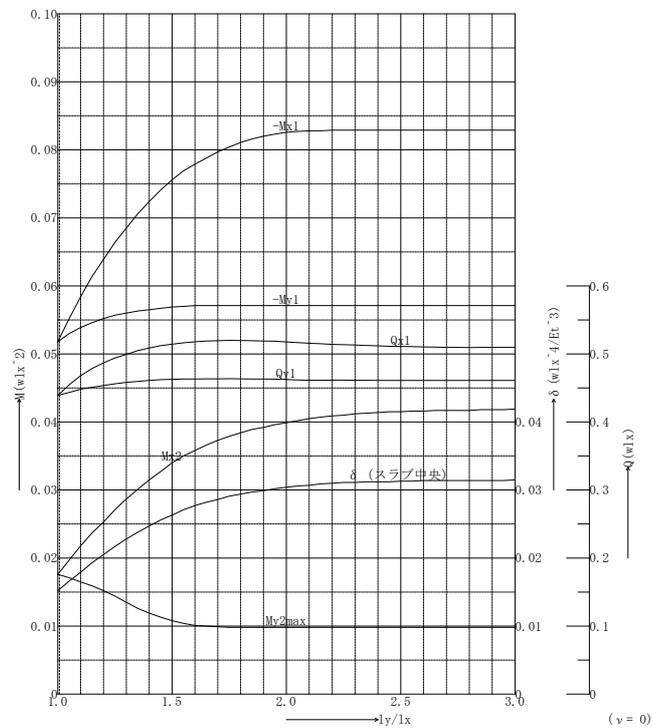
短辺方向	係数 α	M(kN・m)
Mx1	-0.0523	-11.309
Mx2	0.0179	3.873

長辺方向	係数 α	M(kN・m)
My1	-0.0520	-11.237
My2max	0.0175	3.788

2) せん断力

短辺方向	係数 α	Q (kN)
Qx1	0.4414	28.913

長辺方向	係数 α	Q (kN)
Qy1	0.4397	28.801



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)

Q₁ : 始端でのせん断力 (kN)

Q₂ : 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 = 0.300 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 28.913 - \frac{0.300}{3.300} \times (28.913 + 28.913) \\ &= 23.656 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

長辺方向

照査位置 X = 0.325 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 28.801 - \frac{0.325}{3.325} \times (28.801 + 28.801) \\ &= 23.171 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(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。

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

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

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

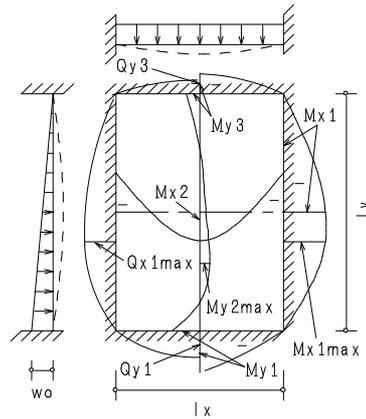
w : 分布荷重 = 29.925 (kN/m²)

l_x : 短辺方向長さ = 3.300 (m)

l_y : 長辺方向長さ = 3.325 (m)

α : l_y/l_x より算出される係数

$$l_y/l_x = 1.008$$



1) 曲げモーメント

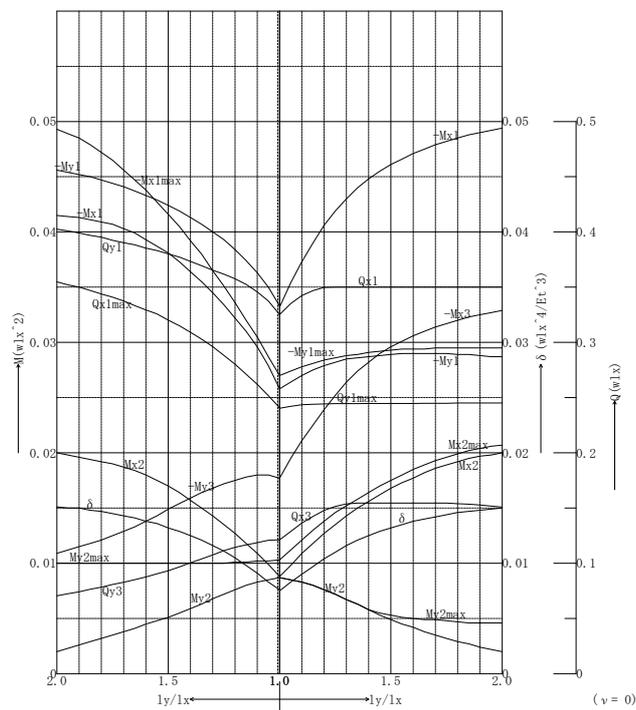
短辺方向	係数 α	M (kN.m)
Mx1	-0.0261	-8.511
Mx1max	-0.0273	-8.883
Mx2	0.0090	2.922

長辺方向	係数 α	M (kN.m)
My1	-0.0336	-10.936
My2	0.0087	2.825
My2max	0.0103	3.352
My3	-0.0177	-5.783

2) せん断力

短辺方向	係数 α	Q (kN)
Qx1max	0.2425	23.944

長辺方向	係数 α	Q (kN)
Qy1	0.3271	32.298
Qy3	0.1211	11.963



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)

Q₁ : 始端でのせん断力 (kN)

Q₂ : 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 = 0.300 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 23.944 - \frac{0.300}{3.300} \times (23.944 + 23.944) \\ &= 19.591 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

長辺方向

照査位置 X = 0.325 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 32.298 - \frac{0.325}{3.325} \times (32.298 + 11.963) \\ &= 27.972 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(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	-11.309	-8.883	-20.192
	中央部	3.873	2.922	6.795
鉛直方向	上端	-11.237	-5.783	-17.020
	中央部	3.788	3.352	7.140
	下端	-11.237	-10.936	-22.173

		せん断力 (kN)		
		等分布荷重	等変分布荷重	合計
水平方向	端部	28.913	23.944	52.857
	照査位置	23.656	19.591	43.246
鉛直方向	上端	28.801	11.963	40.764
	照査位置	23.171	27.972	51.143
	下端	28.801	32.298	61.100

【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。

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

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

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

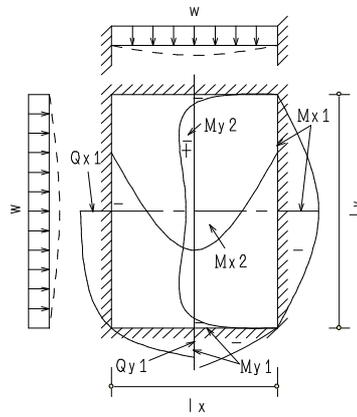
w : 分布荷重 = 19.850 (kN/m²)

l_x : 短辺方向長さ = 2.300 (m)

l_y : 長辺方向長さ = 3.325 (m)

α : l_y/l_x より算出される係数

$$l_y/l_x = 1.446$$



1) 曲げモーメント

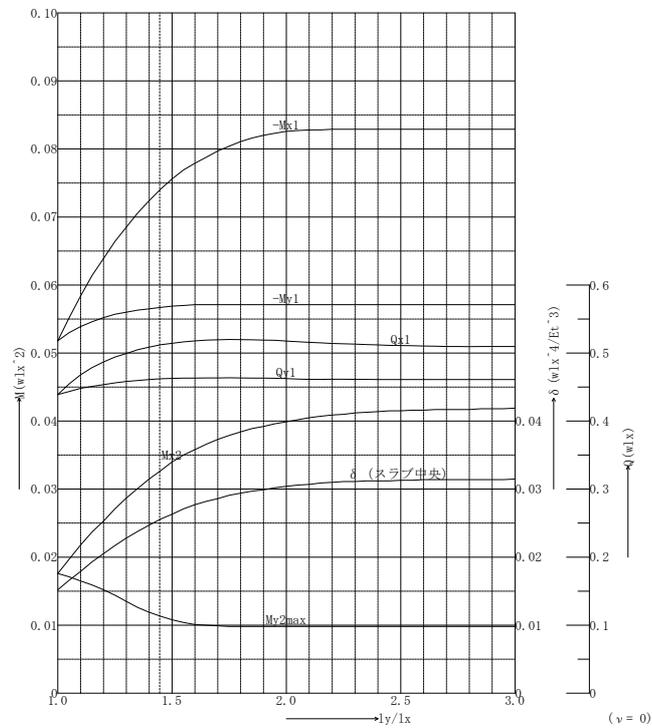
短辺方向	係数 α	M (kN.m)
M _{x1}	-0.0740	-7.765
M _{x2}	0.0326	3.423

長辺方向	係数 α	M (kN.m)
M _{y1}	-0.0567	-5.952
M _{y2max}	0.0114	1.192

2) せん断力

短辺方向	係数 α	Q (kN)
Q _{x1}	0.5118	23.367

長辺方向	係数 α	Q (kN)
Q _{y1}	0.4621	21.097



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)

Q₁ : 始端でのせん断力 (kN)

Q₂ : 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 = 0.300 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 23.367 - \frac{0.300}{2.300} \times (23.367 + 23.367) \\ &= 17.271 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

長辺方向

照査位置 X = 0.325 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 21.097 - \frac{0.325}{3.325} \times (21.097 + 21.097) \\ &= 16.973 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(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。

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

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

ここに、

M : 曲げモーメント (kN.m)

Q : せん断力 (kN)

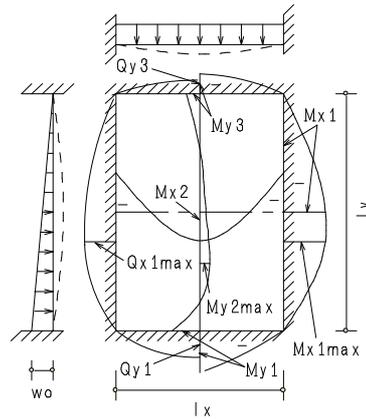
w : 分布荷重 = 29.925 (kN/m²)

l_x : 短辺方向長さ = 2.300 (m)

l_y : 長辺方向長さ = 3.325 (m)

α : l_y/l_x より算出される係数

$$l_y/l_x = 1.446$$



1) 曲げモーメント

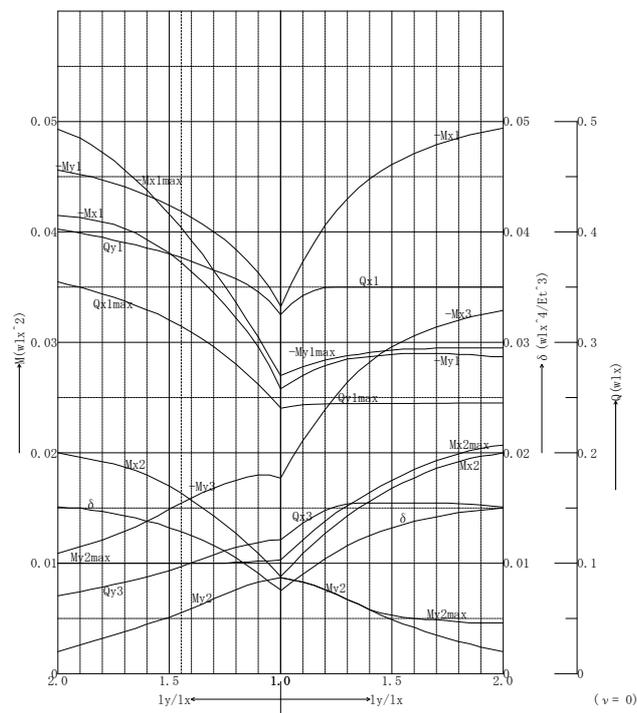
短辺方向	係数 α	M (kN.m)
Mx1	-0.0372	-5.892
Mx1max	-0.0404	-6.393
Mx2	0.0163	2.587

長辺方向	係数 α	M (kN.m)
My1	-0.0418	-6.625
My2	0.0055	0.876
My2max	0.0100	1.583
My3	-0.0154	-2.445

2) せん断力

短辺方向	係数 α	Q (kN)
Qx1max	0.3146	21.652

長辺方向	係数 α	Q (kN)
Qy1	0.3769	25.938
Qy3	0.0970	6.678



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)

Q₁ : 始端でのせん断力 (kN)

Q₂ : 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 = 0.300 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 21.652 - \frac{0.300}{2.300} \times (21.652 + 21.652) \\ &= 16.003 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

長辺方向

照査位置 X = 0.325 (m)

$$\begin{aligned} Q &= 25.938 - \frac{0.325}{3.325} \times (25.938 + 6.678) \\ &= 22.750 \text{ (kN)} \end{aligned}$$

(3) 断面力の集計

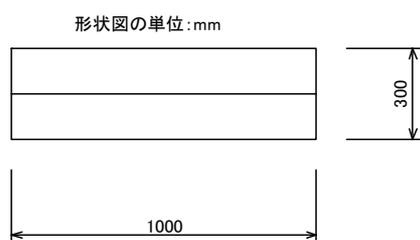
		曲げモーメント (kN.m)		
		等分布荷重	等変分布荷重	合計
水平方向	端部	-7.765	-6.393	-14.159
	中央部	3.423	2.587	6.009
鉛直方向	上端	-5.952	-2.445	-8.397
	中央部	1.192	1.583	2.775
	下端	-5.952	-6.625	-12.577

		せん断力 (kN)		
		等分布荷重	等変分布荷重	合計
水平方向	端部	23.367	21.652	45.018
	照査位置	17.271	16.003	33.275
鉛直方向	上端	21.097	6.678	27.775
	照査位置	16.973	22.750	39.723
	下端	21.097	25.938	47.035

2.5.3 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 1.800~4.800(m)



主鉄筋 (外側)

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

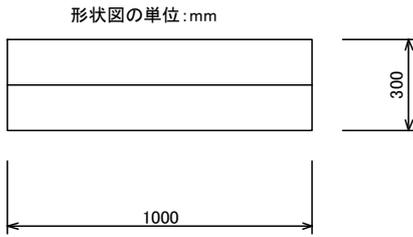
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-22.1726	7.1398	-22.1726
軸力	N	kN	——	——	——
せん断力	V	kN	——	——	51.1431
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	300.0	300.0	300.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	200.0	200.0	200.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm ²	D22×4.00 1548.40	D19×4.00 1146.00	D22×4.00 1548.40
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	75.9155	67.4927	75.9155
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm ²	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	3.3434	1.1919	——
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	9.0000	9.0000	——
判定			○	○	——
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	81.9730	35.0999	——
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180.0000	180.0000	——
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		——	——	0.873
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	——	——	0.2928
許容せん断応力度	τ_{a1}	N/mm ²	——	——	0.4500
判定			——	——	○
コンクリート付着応力度	τ_0	N/mm ²	——	——	1.0456
コンクリート許容付着応力度	τ_{0a}	N/mm ²	——	——	1.6000
判定			——	——	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

【部材番号 2 (側壁1)】 <前後壁 水平方向>

地表面からの深度 1.800~4.800(m)



主鉄筋 (外側)

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

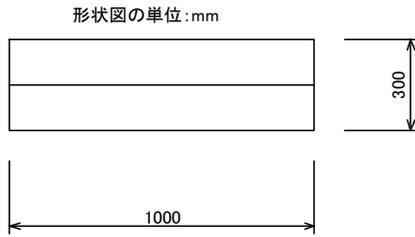
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN・m	-20.1916	6.7954	-20.1916
軸力	N	kN	——	——	——
せん断力	V	kN	——	——	43.2464
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	300.0	300.0	300.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	200.0	200.0	200.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm ²	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	67.4927	67.4927	67.4927
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm ²	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	3.3707	1.1344	——
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	9.0000	9.0000	——
判定			○	○	——
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	99.2635	33.4067	——
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180.0000	180.0000	——
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		——	——	0.888
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	——	——	0.2436
許容せん断応力度	τ_{a1}	N/mm ²	——	——	0.4500
判定			——	——	○
コンクリート付着応力度	τ_0	N/mm ²	——	——	1.0152
コンクリート許容付着応力度	τ_{0a}	N/mm ²	——	——	1.6000
判定			——	——	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

【部材番号 2 (側壁1)】 <左右壁 鉛直方向>

地表面からの深度 1.800~4.800(m)



主鉄筋 (外側)

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

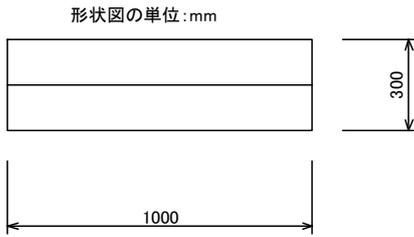
[1]常時

項目	記号	単位	端部	中央部	h/2点
曲げモーメント	M	kN.m	-12.5767	2.7751	-12.5767
軸力	N	kN	——	——	——
せん断力	V	kN	——	——	39.7230
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	300.0	300.0	300.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	200.0	200.0	200.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm ²	D22×4.00 1548.40	D19×4.00 1146.00	D22×4.00 1548.40
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
ヤング係数比 中立軸	n		15	15	15
	X	mm	75.9155	67.4927	75.9155
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm ²	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	1.8965	0.4633	——
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	9.0000	9.0000	——
判定			○	○	——
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	46.4965	13.6425	——
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180.0000	180.0000	——
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		——	——	0.873
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	——	——	0.2274
許容せん断応力度	τ_{a1}	N/mm ²	——	——	0.4500
判定			——	——	○
コンクリート付着応力度	τ_0	N/mm ²	——	——	0.8121
コンクリート許容付着応力度	τ_{0a}	N/mm ²	——	——	1.6000
判定			——	——	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

【部材番号 2 (側壁1)】 <左右壁 水平方向>

地表面からの深度 1.800~4.800(m)



主鉄筋 (外側)

段	かぶり (mm)	ピッチ (mm)	鉄筋径	本数	鉄筋量 (mm ²)
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 ²)
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	-14.1588	6.0093	-14.1588
軸力	N	kN	——	——	——
せん断力	V	kN	——	——	33.2745
部材幅	B	mm	1000.0	1000.0	1000.0
部材高	H	mm	300.0	300.0	300.0
有効幅	bw	mm	1000.0	1000.0	1000.0
有効高	d	mm	200.0	200.0	200.0
主鉄筋 鉄筋量 引張側	As	mm ²	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00	D19×4.00 1146.00
	As'	mm ²	0.00	0.00	0.00
ヤング係数比	n		15	15	15
中立軸	X	mm	67.4927	67.4927	67.4927
コンクリート材料強度	f'ck	N/mm ²	24.0	24.0	24.0
鉄筋材料強度	fyk	N/mm ²	345.0	345.0	345.0
コンクリート圧縮応力度	σ_c	N/mm ²	2.3636	1.0032	——
コンクリート許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	9.0000	9.0000	——
判定			○	○	——
鉄筋引張応力度	σ_s	N/mm ²	69.6061	29.5422	——
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	180.0000	180.0000	——
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		——	——	0.888
最大せん断応力度	τ	N/mm ²	——	——	0.1875
許容せん断応力度	τ_{a1}	N/mm ²	——	——	0.4500
判定			——	——	○
コンクリート付着応力度	τ_0	N/mm ²	——	——	0.7811
コンクリート許容付着応力度	τ_{0a}	N/mm ²	——	——	1.6000
判定			——	——	○

※上表は単鉄筋による応力度計算結果を示す。

2.6 安定計算

2.6.1 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	$3.600 \times 2.600 \times 0.300 \times 18.000$	50.544
2	側壁	$3.600 \times 2.600 \times 3.000 \times 18.000$	505.440
3	底版	$3.600 \times 2.600 \times 0.350 \times 18.000$	58.968
合計 Ws			614.952

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

$$\begin{aligned} \frac{W_s}{W_c} &= \frac{614.952}{396.018} \\ &= 1.553 \geq 1.0 \end{aligned}$$