

函体の設計

1 設計条件

1-1 構造形式

一連ボックスカルバート

1-2 基礎形式

直接基礎

1-3 単位体積重量

鉄筋コンクリートの単位体積重量	γ_c	=	24.50 kN/m ³
土の単位体積重量	湿潤 γ_s	=	18.60 kN/m ³
	飽和 γ_t	=	19.60 kN/m ³
水の単位体積重量	γ_w	=	9.80 kN/m ³

1-4 荷重

静止土圧係数	K_o	=	0.50
鉛直土圧係数	α	=	1.00
活荷重	上載荷重 q_L	=	10.00 kN/m ²
	後輪荷重 T_b	=	100.00 kN
衝撃係数	i	=	0.30
低減係数	β	=	0.90
コンクリートのヤング率	E	=	2.45×10^7 kN/m ²

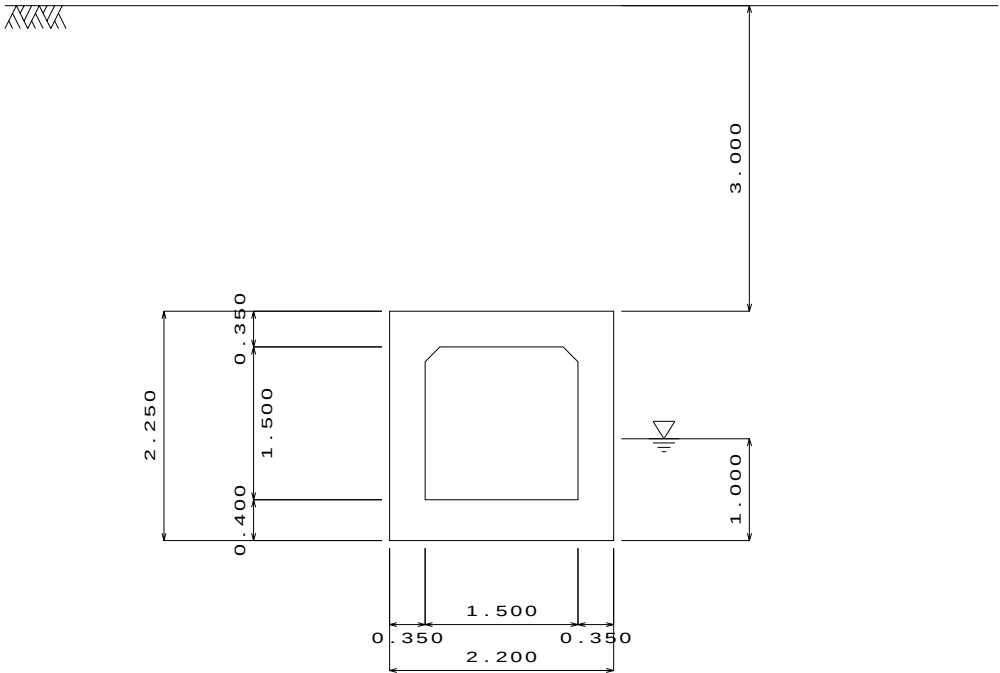
1-5 許容応力度

項目	記号	単位	設定値
鉄筋許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm ²	160.0
コンクリート許容曲げ圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm ²	8.0
コンクリート許容せん断応力度	τ_{ca}	N/mm ²	0.39

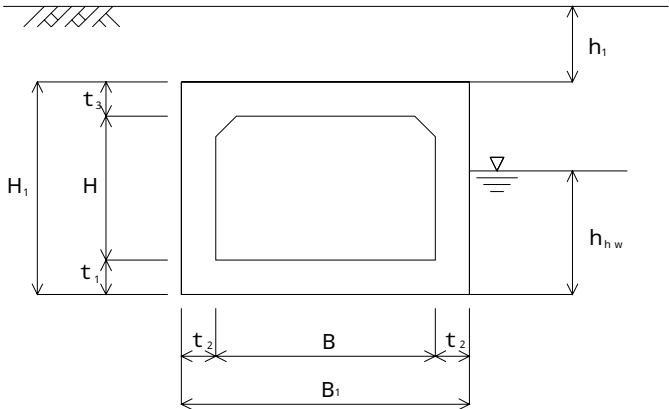
1-6 鉄筋データ

部材	位置	鉄筋径(mm)	間隔(mm)	かぶり(mm)
頂版	端部	D29	250	120
	中央部	D29	250	120
底板	端部	D29	250	150
	中央部	D29	250	150
側壁	上端部	D29	250	120
	中央部	D29	250	120
	下端部	D29	250	120

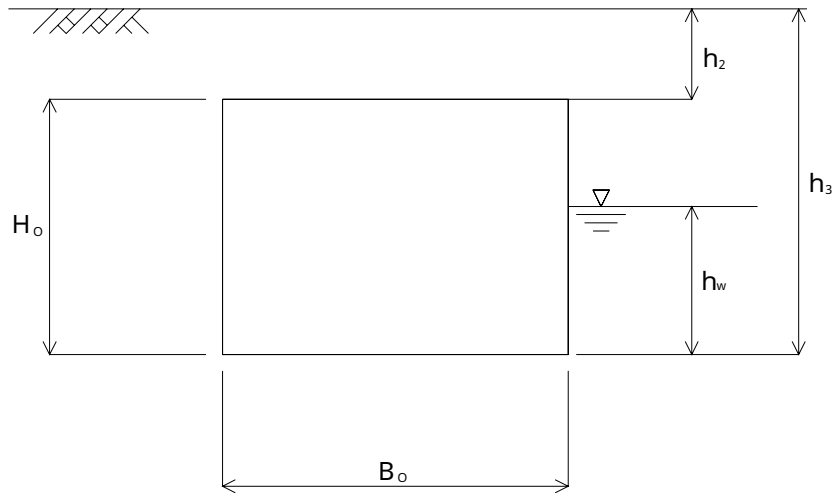
1-7 形状寸法
 1-7-1 断面寸法



名称	記号	単位(m)
内空幅	B	1.500
内空高	H	1.500
全幅	B ₁	2.200
底版厚	t ₁	0.400
側壁厚	t ₂	0.350
頂版厚	t ₃	0.350
土被り	h ₁	3.000
全高	H ₁	2.250
地下水位(底版下面から)	h _{rw}	1.000



1-7-2 ラーメン寸法

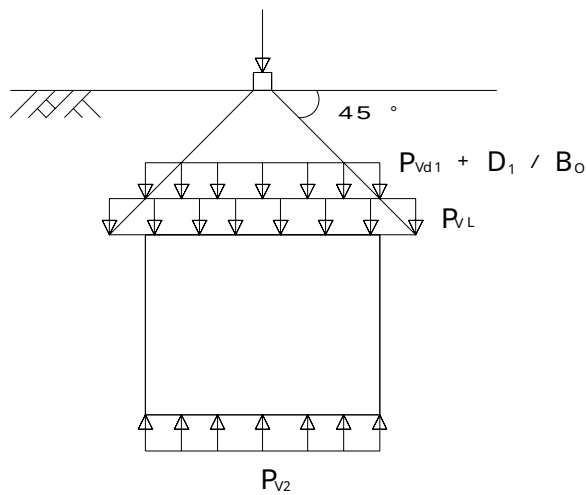


$$\begin{aligned}
 H_0 &= H + 0.5 \cdot (t_1 + t_3) &= 1.500 + 0.5 \times (0.400 + 0.350) &= 1.875 &\text{ m} \\
 B_0 &= B + t_2 &= 1.500 + 0.350 &= 1.850 &\text{ m} \\
 h_2 &= h_1 + 0.5 \cdot t_3 &= 3.000 + 0.5 \times 0.350 &= 3.175 &\text{ m} \\
 h_3 &= h_1 + H_1 - 0.5 \cdot t_1 &= 3.000 + 2.250 - 0.5 \times 0.400 &= 5.050 &\text{ m} \\
 h_w &= h_{w1} - 0.5 \cdot t_1 &= 1.000 - 0.5 \times 0.400 &= 0.800 &\text{ m}
 \end{aligned}$$

2 荷重の計算

2-1 荷重ケース 1

2-1-1 鉛直方向



単位長さあたりの後輪荷重

$$P_{L+i} = \frac{2 \cdot T_b}{2.75} \cdot (1 + i) = \frac{2 \times 100.00}{2.75} \times (1 + 0.30) \\ = 94.55 \text{ kN/m}$$

頂版上面での後輪荷重

$$P_{vL} = \frac{P_{L+i} \cdot \beta}{2 \cdot h_1 + 0.2} = \frac{94.55 \times 0.90}{2 \times 3.000 + 0.2} \\ = 13.73 \text{ kN/m}^2$$

鉛直土圧

$$P_{vd1} = \alpha \cdot \gamma_s \cdot h_1 = 1.00 \times 18.60 \times 3.000 \\ = 55.80 \text{ kN/m}^2$$

頂版自重

$$D_1 = B_1 \cdot \gamma_c \cdot t_3 = 2.200 \times 24.50 \times 0.350 \\ = 18.87 \text{ kN/m}$$

側壁自重

$$D_2 = 2 \cdot H \cdot t_2 \cdot \gamma_c = 2 \times 1.500 \times 0.350 \times 24.50 \\ = 25.73 \text{ kN/m}$$

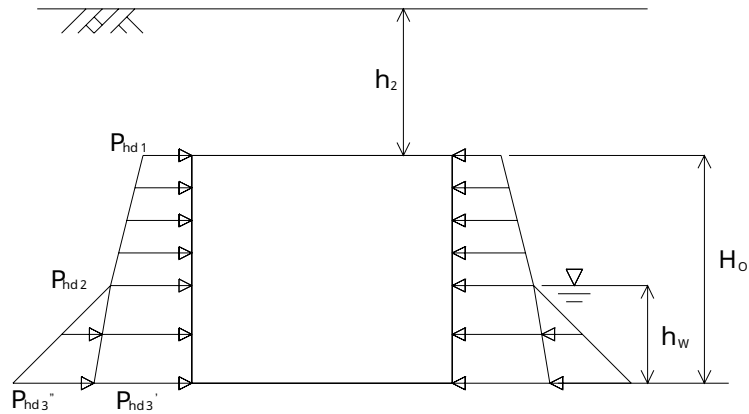
鉛直力

$$P_{v1} = P_{vd1} + P_{vL} + \frac{D_1}{B_0} = 55.80 + 13.73 + \frac{18.87}{1.850} \\ = 79.73 \text{ kN/m}^2$$

底版反力

$$P_{v2} = P_{v1} + \frac{D_2}{B_0} = 79.73 + \frac{25.73}{1.850} \\ = 93.64 \text{ kN/m}^2$$

2-1-2 水平方向



水平土圧上端

$$P_{nd1} = K_0 \cdot \gamma_s \cdot h_2 = 0.50 \times 18.60 \times 3.175 \\ = 29.53 \text{ kN/m}^2$$

水平土圧変化部

$$P_{nd2} = K_0 \cdot \gamma_s \cdot (h_2 + H_0 - h_w) \\ = 0.50 \times 18.60 \times (3.175 + 1.875 - 0.800) \\ = 39.53 \text{ kN/m}^2$$

水平土圧下端

$$P_{nd3}' = P_{nd2} + K_0 \cdot (\gamma_t - \gamma_w) \cdot h_w \\ = 39.53 + 0.50 \times (19.60 - 9.80) \times 0.800 \\ = 43.45 \text{ kN/m}^2$$

水圧

$$P_{nd3}'' = \gamma_w \cdot h_w = 9.80 \times 0.800 \\ = 7.84 \text{ kN/m}^2$$

水平力合計

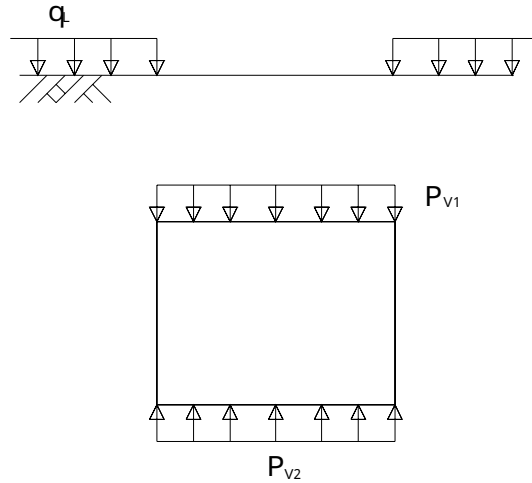
$$P_{nd3} = P_{nd3}' + P_{nd3}'' = 43.45 + 7.84 = 51.29 \text{ kN/m}^2$$

2-1-3 地盤反力の計算

$$Q = P_{v2} + t_1 \cdot \gamma_c = 93.64 + 0.400 \times 24.50 = 103.44 \text{ kN/m}^2$$

2-2 荷重ケース 2

2-2-1 鉛直方向



鉛直土圧

$$\begin{aligned} P_{vd1} &= \alpha \cdot \gamma_s \cdot h_1 = 1.00 \times 18.60 \times 3.000 \\ &= 55.80 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

頂版自重

$$\begin{aligned} D_1 &= B_1 \cdot \gamma_c \cdot t_3 = 2.200 \times 24.50 \times 0.350 \\ &= 18.87 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

側壁自重

$$\begin{aligned} D_2 &= 2 \cdot H \cdot t_2 \cdot \gamma_c = 2 \times 1.500 \times 0.350 \times 24.50 \\ &= 25.73 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

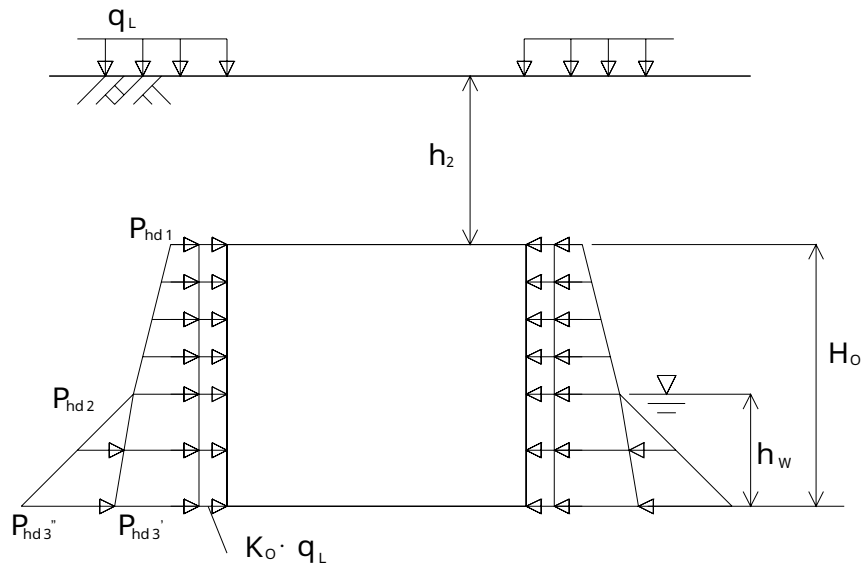
鉛直力

$$\begin{aligned} P_{v1} &= P_{vd1} + \frac{D_1}{B_0} = 55.80 + \frac{18.87}{1.850} \\ &= 66.00 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

底板反力

$$\begin{aligned} P_{v2} &= P_{v1} + \frac{D_2}{B_0} = 66.00 + \frac{25.73}{1.850} \\ &= 79.91 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2-2-2 水平方向



水平土圧上端

$$\begin{aligned} P_{hd1} &= K_o \cdot \gamma_s \cdot h_2 + K_o \cdot q_L \\ &= 0.50 \times 18.60 \times 3.175 + 0.50 \times 10.00 \\ &= 34.53 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

水平土圧変化部

$$\begin{aligned} P_{hd2} &= K_o \cdot \gamma_s \cdot (h_2 + H_o - h_w) + K_o \cdot q_L \\ &= 0.50 \times 18.60 \times (3.175 + 1.875 - 0.800) + 0.50 \times 10.00 \\ &= 44.53 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

水平土圧下端

$$\begin{aligned} P_{hd3}' &= P_{hd2} + K_o \cdot (\gamma_t - \gamma_w) \cdot h_w \\ &= 44.53 + 0.50 \times (19.60 - 9.80) \times 0.800 \\ &= 53.45 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

水圧

$$\begin{aligned} P_{hd3}'' &= \gamma_w \cdot h_w = 9.80 \times 0.800 \\ &= 7.84 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

水平力合計

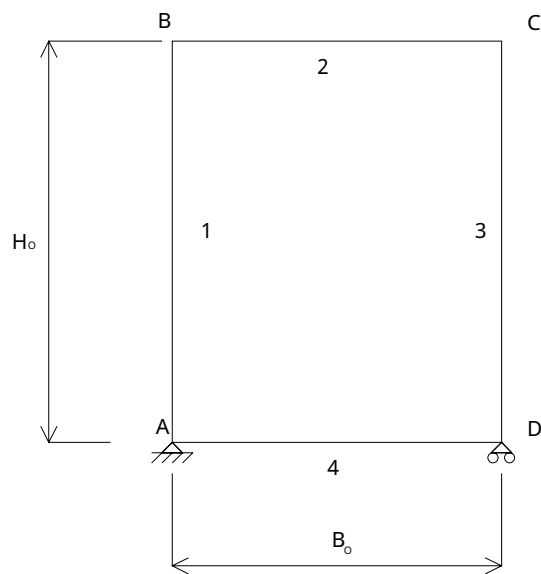
$$P_{hd3} = P_{hd3}' + P_{hd3}'' = 53.45 + 7.84 = 61.29 \text{ kN/m}^2$$

2-2-3 地盤反力の計算

$$Q = P_v + t_1 \cdot \gamma_c = 79.91 + 0.400 \times 24.50 = 89.71 \text{ kN/m}^2$$

3 ラーメン解析

3-1 ラーメン寸法



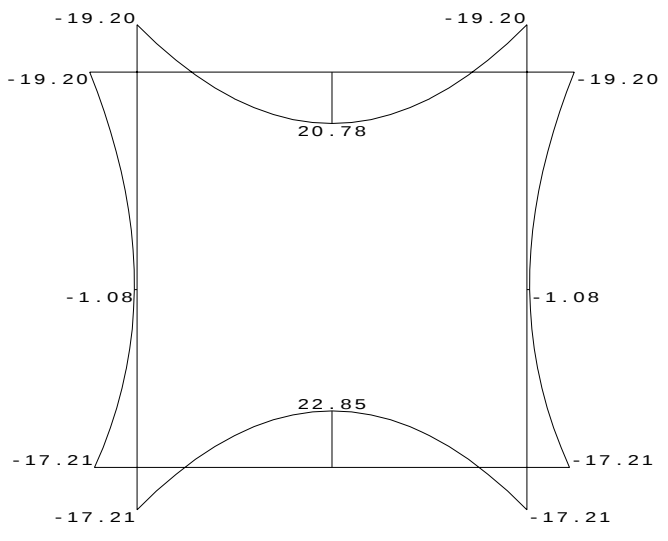
3-2 座標データ

節点符号	x 座標 (m)	y 座標 (m)
A	0.000	0.000
B	0.000	1.875
C	1.850	1.875
D	1.850	0.000

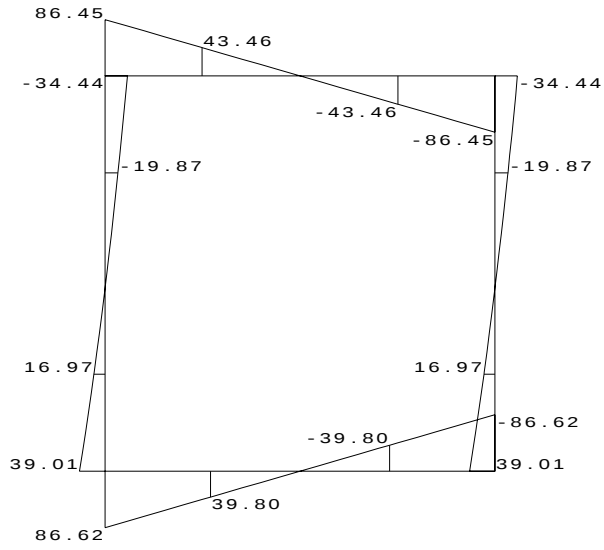
3-3 部材データ

部材番号	節点符号		断面積 (m^2)	断面2次 モーメント(m^4)
	開始	終了		
1	A	B	0.350	0.00357
2	B	C	0.350	0.00357
3	D	C	0.350	0.00357
4	A	D	0.400	0.00533

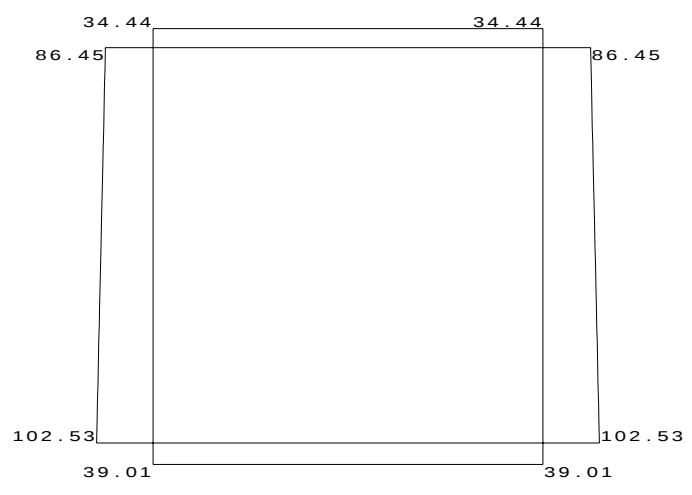
4 設計断面力
4-1 荷重ケース 1
a. 曲げモーメント



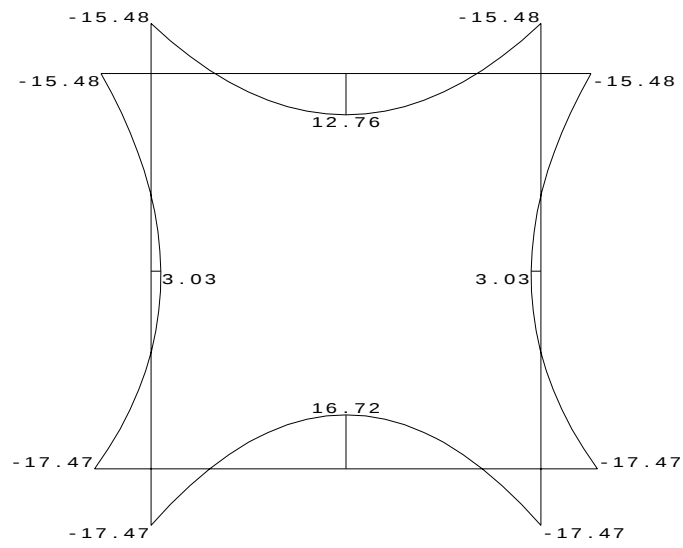
b. せん断力



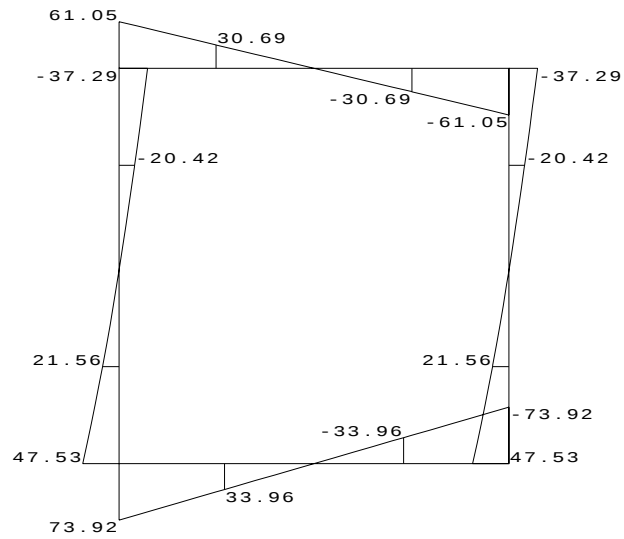
c. 軸力



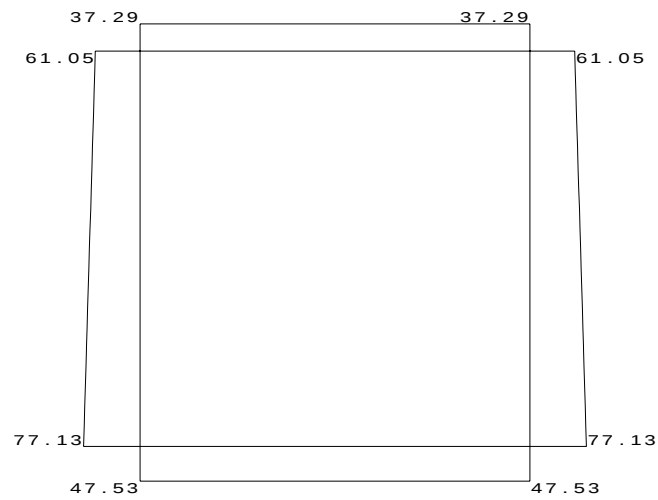
4-2 荷重ケース 2
a. 曲げモーメント



b. せん断力



c. 軸力



5 断面力の集計

5-1 荷重ケース 1

部材	点	M (kN・m)	S (kN)	S' (kN)	N (kN)
側壁	A	-17.21	39.01	16.97	102.53
	中間	-1.08	0.96	---	95.29
	B	-19.20	-34.44	-19.87	86.45
頂版	B	-19.20	86.45	43.46	34.44
	中間	20.78	0.00	---	34.44
	C	-19.20	-86.45	-43.46	34.44
底版	A	-17.21	86.62	39.80	39.01
	中間	22.85	0.00	---	39.01
	D	-17.21	-86.62	-39.80	39.01

5-2 荷重ケース 2

部材	点	M (kN・m)	S (kN)	S' (kN)	N (kN)
側壁	A	-17.47	47.53	21.56	77.13
	中間	3.03	-0.83	---	69.09
	B	-15.48	-37.29	-20.42	61.05
頂版	B	-15.48	61.05	30.69	37.29
	中間	12.76	0.00	---	37.29
	C	-15.48	-61.05	-30.69	37.29
底版	A	-17.47	73.92	33.96	47.53
	中間	16.72	0.00	---	47.53
	D	-17.47	-73.92	-33.96	47.53

5-3 設計断面力

部材	点	M (kN・m)	S (kN)	S' (kN)	N (kN)
側壁	A	17.47	47.53	21.56	102.53
	中間	3.03	0.96	---	95.29
	B	19.20	37.29	20.42	86.45
頂版	B	19.20	86.45	43.46	37.29
	中間	20.78	0.00	---	37.29
	C	19.20	86.45	43.46	37.29
底版	A	17.47	86.62	39.80	47.53
	中間	22.85	0.00	---	47.53
	D	17.47	86.62	39.80	47.53

6 応力度計算

6-1 側壁

6-1-1 側壁下端部

鉄筋は D29@250 の配置とする

曲げモーメント	M	=	17470000 N・mm
せん断力	S	=	47530 N
軸力	N	=	102530 N
部材幅	b	=	1000 mm
部材高	h	=	350 mm
かぶり	d'	=	120 mm
有効高	d	=	230 mm
使用鉄筋量	A _s	=	2569.6 mm ²
圧縮縁から中立軸までの距離	X	=	152 mm

$$\sigma_c = 1.6 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 12.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = \frac{47530}{1000 \times 230} = 0.21 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = 2 - \frac{L_x}{2d} = 2 - \frac{0}{2 \times 230} = 2.0$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
鉄筋引張応力度	N/mm ²	12.2	<	160.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	1.6	<	8.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.21	<	0.78	OK

6-1-2 側壁中間部

鉄筋は D29@250 の配置とする

曲げモーメント	M	=	3030000 N・mm
せん断力	S	=	960 N
軸力	N	=	95290 N
部材幅	b	=	1000 mm
部材高	h	=	350 mm
かぶり	d'	=	120 mm
有効高	d	=	230 mm
使用鉄筋量	A _s	=	2569.6 mm ²
圧縮縁から中立軸までの距離	X	=	0 mm

$$\sigma_c = 0.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = -2.7 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = \frac{960}{1000 \times 230} = 0.00 \text{ N/mm}^2$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
鉄筋引張応力度	N/mm ²	-2.7	<	160.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	0.4	<	8.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.00	<	0.39	OK

6-1-3 側壁上端部

鉄筋は D29@250 の配置とする

曲げモーメント	M	=	19200000 N・mm
せん断力	S	=	37290 N
軸力	N	=	86450 N
部材幅	b	=	1000 mm
部材高	h	=	350 mm
かぶり	d'	=	120 mm
有効高	d	=	230 mm
使用鉄筋量	A _s	=	2569.6 mm ²
圧縮縁から中立軸までの距離	X	=	137 mm

$$\sigma_c = 1.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 18.4 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = \frac{37290}{1000 \times 230} = 0.16 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = 2 - \frac{L_x}{2d} = 2 - \frac{0}{2 \times 230} = 2.0$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
鉄筋引張応力度	N/mm ²	18.4	<	160.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	1.8	<	8.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.16	<	0.78	OK

6-2 頂版

6-2-1 頂版左端部

鉄筋は D29@250 の配置とする

曲げモーメント	M	=	19200000	N・mm
せん断力	S	=	86450	N
軸力	N	=	37290	N
部材幅	b	=	1000	mm
部材高	h	=	350	mm
かぶり	d'	=	120	mm
有効高	d	=	230	mm
使用鉄筋量	A _s	=	2569.6	mm ²
圧縮縁から中立軸までの距離	X	=	116	mm

$$\sigma_c = 1.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 28.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = \frac{86450}{1000 \times 230} = 0.38 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = 2 - \frac{L_x}{2d} = 2 - \frac{0}{2 \times 230} = 2.0$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
鉄筋引張応力度	N/mm ²	28.3	<	160.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	1.9	<	8.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.38	<	0.78	OK

6-2-2 頂版中間部

鉄筋は D29@250 の配置とする

曲げモーメント	M	=	20780000 N・mm
せん断力	S	=	0 N
軸力	N	=	37290 N
部材幅	b	=	1000 mm
部材高	h	=	350 mm
かぶり	d'	=	120 mm
有効高	d	=	230 mm
使用鉄筋量	A _s	=	2569.6 mm ²
圧縮縁から中立軸までの距離	X	=	115 mm

$$\sigma_c = 2.1 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 31.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = \frac{0}{1000 \times 230} = 0.00 \text{ N/mm}^2$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
鉄筋引張応力度	N/mm ²	31.3	<	160.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	2.1	<	8.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.00	<	0.39	OK

6-2-3 頂版右端部

鉄筋は D29@250 の配置とする

曲げモーメント	M	=	19200000 N・mm
せん断力	S	=	86450 N
軸力	N	=	37290 N
部材幅	b	=	1000 mm
部材高	h	=	350 mm
かぶり	d'	=	120 mm
有効高	d	=	230 mm
使用鉄筋量	A _s	=	2569.6 mm ²
圧縮縁から中立軸までの距離	X	=	116 mm

$$\sigma_c = 1.9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 28.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = \frac{86450}{1000 \times 230} = 0.38 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = 2 - \frac{L_x}{2d} = 2 - \frac{0}{2 \times 230} = 2.0$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
鉄筋引張応力度	N/mm ²	28.3	<	160.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	1.9	<	8.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.38	<	0.78	OK

6-3 底版

6-3-1 底版左端部

鉄筋は D29@250 の配置とする

曲げモーメント	M	=	17470000 N・mm
せん断力	S	=	86620 N
軸力	N	=	47530 N
部材幅	b	=	1000 mm
部材高	h	=	400 mm
かぶり	d'	=	150 mm
有効高	d	=	250 mm
使用鉄筋量	A _s	=	2569.6 mm ²
圧縮縁から中立軸までの距離	X	=	137 mm

$$\sigma_c = 1.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 18.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = \frac{86620}{1000 \times 250} = 0.35 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = 2 - \frac{L_x}{2d} = 2 - \frac{0}{2 \times 250} = 2.0$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
鉄筋引張応力度	N/mm ²	18.2	<	160.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	1.5	<	8.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.35	<	0.78	OK

6-3-2 底版中間部

鉄筋は D29@250 の配置とする

曲げモーメント	M	=	22850000 N・mm
せん断力	S	=	0 N
軸力	N	=	47530 N
部材幅	b	=	1000 mm
部材高	h	=	400 mm
かぶり	d'	=	150 mm
有効高	d	=	250 mm
使用鉄筋量	A _s	=	2569.6 mm ²
圧縮縁から中立軸までの距離	X	=	131 mm

$$\sigma_c = 2.0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 26.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = \frac{0}{1000 \times 250} = 0.00 \text{ N/mm}^2$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
鉄筋引張応力度	N/mm ²	26.8	<	160.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	2.0	<	8.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.00	<	0.39	OK

6-3-3 底版右端部

鉄筋は D29@250 の配置とする

曲げモーメント	M	=	17470000 N・mm
せん断力	S	=	86620 N
軸力	N	=	47530 N
部材幅	b	=	1000 mm
部材高	h	=	400 mm
かぶり	d'	=	150 mm
有効高	d	=	250 mm
使用鉄筋量	A _s	=	2569.6 mm ²
圧縮縁から中立軸までの距離	X	=	137 mm

$$\sigma_c = 1.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 18.2 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_c = \frac{S}{b \cdot d} = \frac{86620}{1000 \times 250} = 0.35 \text{ N/mm}^2$$

$$\alpha = 2 - \frac{L_x}{2d} = 2 - \frac{0}{2 \times 250} = 2.0$$

項目	単位	実応力度		許容応力度	判定
鉄筋引張応力度	N/mm ²	18.2	<	160.0	OK
コンクリート曲げ圧縮応力度	N/mm ²	1.5	<	8.0	OK
コンクリートせん断応力度	N/mm ²	0.35	<	0.78	OK

6-4 応力度一覧

6-4-1 側壁

項目	記号	単位	下端部	2d位置	中間部	2d位置	上端部
曲げモーメント	M	N・mm	17470000	---	3030000	---	19200000
せん断力	S	N	47530	21560	---	20420	37290
軸力	N	N	102530	---	95290	---	86450
部材幅	b	mm	1000	1000	1000	1000	1000
部材高	h	mm	350	350	350	350	350
圧縮かぶり	d'	mm	120	120	120	120	120
有効高	d	mm	230	230	230	230	230
使用鉄筋	A _s	mm ²	D29@250 2569.6	---	D29@250 2569.6	---	D29@250 2569.6
中立軸	X	mm	152	---	0	---	137
応力度	σ_s	N/mm ²	12.2	---	-2.7	---	18.4
	σ_c	N/mm ²	1.6	---	0.4	---	1.8
	τ_c	N/mm ²	0.21	0.09	---	0.09	0.16
許容応力度	σ_{sa}	N/mm ²	160.0	---	160.0	---	160.0
	σ_{ca}	N/mm ²	6.0	---	8.0	---	8.0
	τ_{ca}	N/mm ²	0.78	0.39	---	0.39	0.78
せん断割増し係数	α		2.0	1.0	1.0	1.0	2.0
判定			OK	OK	OK	OK	OK

6-4-2 頂版（右端部は左端部に同じ）

項目	記号	単位	左端部	2d位置	中間部
曲げモーメント	M	N・mm	19200000	---	20780000
せん断力	S	N	86450	43460	---
軸力	N	N	37290	---	37290
部材幅	b	mm	1000	1000	1000
部材高	h	mm	350	350	350
圧縮かぶり	d'	mm	120	120	120
有効高	d	mm	230	230	230
使用鉄筋	A _s	mm ²	D29@250 2569.6	---	D29@250 2569.6
中立軸	X	mm	116	---	115
応力度	σ_s	N/mm ²	28.3	---	31.3
	σ_c	N/mm ²	1.9	---	2.1
	τ_c	N/mm ²	0.38	0.19	---
許容応力度	σ_{sa}	N/mm ²	160.0	---	160.0
	σ_{ca}	N/mm ²	8.0	---	8.0
	τ_{ca}	N/mm ²	0.78	0.39	---
せん断割増し係数	α		2.0	1.0	1.0
判定			OK	OK	OK

6-4-3 底版（右端部は左端部に同じ）

項目	記号	単位	左端部	2d位置	中間部
曲げモーメント	M	N・mm	17470000	---	22850000
せん断力	S	N	86620	39800	---
軸力	N	N	47530	---	47530
部材幅	b	mm	1000	1000	1000
部材高	h	mm	400	400	400
圧縮かぶり	d'	mm	150	150	150
有効高	d	mm	250	250	250
使用鉄筋			D29@250	---	D29@250
	A _s	mm ²	2569.6	---	2569.6
中立軸	X	mm	137	---	131
応力度	σ_s	N/mm ²	18.2	---	26.8
	σ_c	N/mm ²	1.5	---	2.0
	τ_c	N/mm ²	0.35	0.16	---
許容応力度	σ_{sa}	N/mm ²	160.0	---	160.0
	σ_{ca}	N/mm ²	6.0	---	8.0
	τ_{ca}	N/mm ²	0.78	0.39	---
せん断割増し係数	α		2.0	1.0	1.0
判定			OK	OK	OK