

BOX カルバートの設計(下水道耐震) サンプルデータ

出力例

Sample_2

下水道施設準拠 RC函体直接基礎単BOX
のサンプルデータ

目次

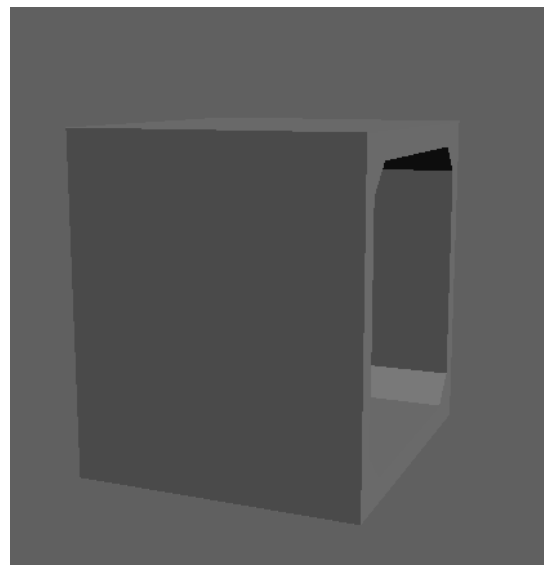
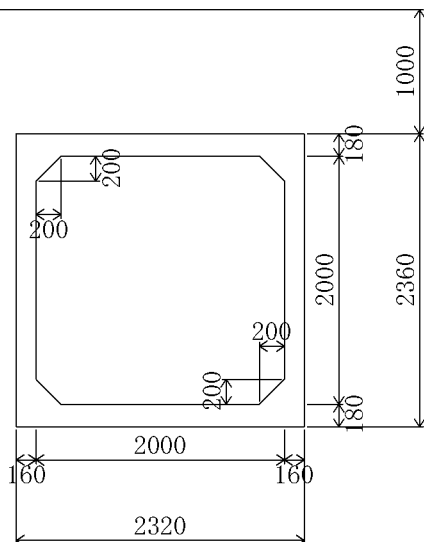
1章 設計条件	1
1.1 設計条件	1
1.2 断面形状図	1
1.3 地盤条件および補正係数	1
1.4 使用材料および安全係数	2
1.5 土圧係数	3
1.6 鉄筋かぶり	3
1.7 応答速度	4
2章 荷重	5
2.1 荷重の組合せ	5
2.2 死荷重	5
2.3 活荷重	8
2.4 地震時水平力(レベル1)	10
2.5 地震時水平力(レベル2)	12
3章 構造解析モデル	14
3.1 骨組図	14
3.2 格点	14
3.3 部材	14
3.4 地盤バネ	15
4章 設計断面力	17
4.1 常時	17
4.2 レベル1地震時	18
4.3 レベル2地震時	19
5章 断面力図	20
5.1 常時	20
5.2 レベル1地震時	22
5.3 レベル2地震時	23
6章 断面照査	24
6.1 常時	24
6.2 レベル1地震時	33
6.3 レベル2地震時	42

1章 設計条件

1.1 設計条件

(主たる適用基準：下水道施設)

1.2 断面形状図



1.3 地盤条件および補正係数

No	層厚 Hi (m)	土質	N 値	t (kN/m ³)	sat (kN/m ³)	・ Eo (kN/m ²)		Vsi (m/s)
						常時	地震時	
1	0.500	砂質土	2.0	18.00	19.00	5600	5600	100.79
2	2.800	砂質土	5.0	17.00	18.00	14000	14000	136.80
3	1.900	粘性土	3.0	16.00	17.00	8400	8400	144.22
4	3.300	砂質土	10.0	17.00	18.00	28000	28000	172.35
5	12.200	粘性土	2.0	16.00	17.00	5600	5600	125.99
6	4.000	砂質土	12.0	17.00	18.00	33600	33600	183.15
	24.700							

耐震設計上の地盤種別

$$TG = 4 \cdot (Hi/Vsi) = 0.706$$

0.6 TG より、III種地盤、地盤別補正係数 CG=1.2

地域別補正係数

地域区分A 地域別補正係数 Cz=1.0

重要度別補正係数

$$CI = 1.1$$

1.4 使用材料および安全係数

コンクリート

単位 (N/mm²)

項 目			常 時	地震時	
設計基準強度		ck	35.0		
ヤング係数		Ec	2.95 × 10 ⁴		
許容曲げ圧縮応力度	一般部	ca	12.00	18.00	
	隅角部	ハンチ有	ca	12.00	18.00
		ハンチ無	ca	9.00	13.50
許容せん断応力度		a1	0.500	0.750	
		a2	2.100	3.150	
許容付着応力度	一般部	oa	1.900	2.850	
	隅角部	oa	1.900	2.850	
設計圧縮強度		f'cd	35.0		

a1 : コンクリートのみでせん断力を負担する場合

a2 : 斜引張鉄筋と共同して負担する場合

鉄筋

単位 (N/mm²)

項 目			常 時	地震時
材質			SD295	
許容引張応力度		sa	160.00	240.00
許容圧縮応力度		sa'	180.00	270.00
設計降伏強度		f'yd	295.0	

安全係数

材料係数	コンクリート		c	1.000	
	鉄筋		s	1.000	
部材係数	曲げ耐力			b	1.000
	せん断耐力	コンクリート		b	1.000
		鉄筋		b	1.000
荷重係数			f	1.000	
構造物解析係数			a	1.000	
構造物係数			i	1.000	

単位重量

単位 (kN/m³)

鉄筋コンクリート	c	24.50
水	w	10.00

1.5 土圧係数

土圧係数

鉛直土圧係数		1.000
水平土圧係数	左 Ko	0.500
	右 Ko	0.500

1.6 鉄筋かぶり

単位(cm)

部 位	外側	内側
頂版	3.50	3.50
左側壁	3.50	3.50
右側壁	3.50	3.50
底版	3.50	3.50

1.7 応答速度

応答変位速度表 レベル1

Ts(s)	Sv(m/s)
0.10	0.05250
0.25	0.17100
0.50	0.24000

応答変位速度表 レベル2

Ts(s)	Sv(m/s)
0.10	0.08000
0.70	0.80000

2章 荷重

2.1 荷重の組合せ

基本荷重ケース

CASE	荷重状態
1	死荷重 (case-1 :)
2	鉛直方向活荷重 (case-1 : T-荷重 (単軸))
3	水平方向活荷重
4	地震時水平力 (レベル1)
5	地震時水平力 (レベル2)

組合せ荷重ケース

(1) 常時

No	基本荷重ケース
1	1 + 2
2	1 + 3

(2) レベル1地震動

No	基本荷重ケース
1	1 + 4

(3) レベル2地震動

No	基本荷重ケース
1	1 + 5

2.2 死荷重

躯体自重

頂版

$$w = 0.180 \times 24.50 = 4.41 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

左側壁

$$w = 0.160 \times 24.50 = 3.92 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

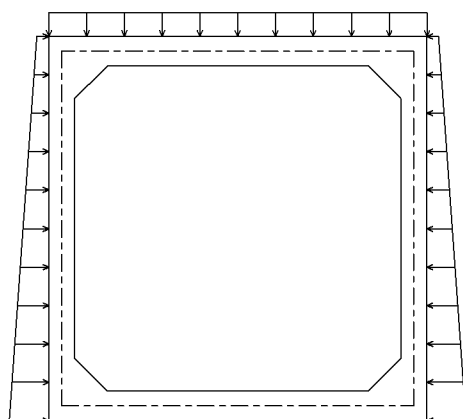
右側壁

$$w = 0.160 \times 24.50 = 3.92 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

底版

$$w = 0.180 \times 24.50 = 4.41 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

case-1 [] 水位 = 0.000(m)



頂版に作用する鉛直土圧

$$w = \gamma \times \{q + (h_i \times i)\}$$

ここに、 γ : 鉛直土圧係数 = 1.000
 q : 路面荷重 = 0.000 (kN/m²)
 h_i : 上載土厚(m)
 i : 上載土の湿潤重量(kN/m³)

頂版上の地層

No	h _i (m)	i (kN/m ³)
1	0.500	18.00
2	0.500	17.00

$$w = 1.000 \times (0.000 + 17.500) = 17.50 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

水平土圧および水圧

$$p(z) = K_o \times \{q + (h_i \times i)\} + h_w \times \gamma_w$$

ここに、 $p(z)$: 着目点における水平土圧強度(kN/m²)
 K_o : 静止土圧係数 左 = 0.500 右 = 0.500
 q : 路面荷重 = 0.000 (kN/m²)
 i : 着目点より上の地層の単位重量(kN/m³)
 水位より上 : γ , 水位より下 : $\gamma_{sat} - \gamma_w$
 h_i : 着目点より上の層厚(m)
 h_w : 水位から着目点までの深さ(m)
 γ_w : 水の単位重量 = 10.00 (kN/m³)
 z : 着目点深度(m)

底板軸線より上の地層

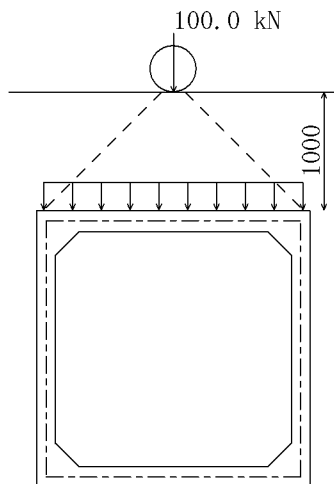
着目位置	z (m)	h _i (m)	i (kN/m ³)	q + (h _i × i) (kN/m ²)	左側壁p (kN/m ²)	右側壁p (kN/m ²)
	0.500	0.500	18.00	9.00		
頂版軸線	1.090	0.590	17.00	19.03	9.52	9.52

着目位置	z (m)	h _i (m)	i (kN/m ³)	q ₊ (h _i × i) (kN/m ²)	左側壁p (kN/m ²)	右側壁p (kN/m ²)
底版軸線	3.270	2.180	17.00	56.09	28.04	28.04

2.3 活荷重

(1) 頂版に作用する鉛直荷重

case-1 [鉛直: T-荷重 (単軸)]



輪荷重強度

$$P_v = \left(\frac{2 \cdot P(1+i)}{2.75 \times (2 \cdot h + 0.2)} \right) \cdot \beta$$

P_v : 頂版に作用する鉛直荷重 (kN/m²)

P : 輪荷重強度 (kN)

i : 衝撃係数

h : 土被り厚 (m)

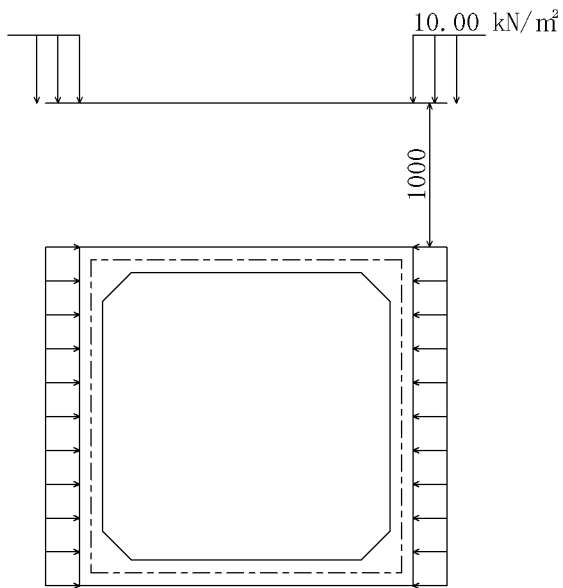
β : 活荷重の低減係数

$$P_v = \left(\frac{2 \times 100.0(1 + 0.300)}{2.75 \times (2 \times 1.000 + 0.20)} \right) \times 0.900 = 38.68 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

載荷荷重

荷重強度 (kN/m ²)	載荷始点 (m)	載荷幅 (m)
38.68	0.000	2.160

(2)側壁に作用する水平荷重



載荷荷重

左側壁に作用する水平荷重

$$P = K_o \times p_w = 0.500 \times 10.00 = 5.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

右側壁に作用する水平荷重

$$P = K_o \times p_w = 0.500 \times 10.00 = 5.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

2.4 地震時水平力(レベル1)

地盤の特性値 $TG = 0.706$ (s)
 地盤種別 III種
 地盤別補正係数 $CG = 1.2$
 地域別補正係数 $Cz = 1.00$
 重要度別補正係数 $CI = 1.1$
 表層地盤の固有周期 $Ts = 1.25 \times TG = 0.882$ (s)

(1)水平変位振幅荷重

「共同溝設計指針(昭和61年3月)社団法人日本道路協会」図-解6.2.2 設計応答速度より

地域区分 A 表層地盤の固有周期 $Ts = 0.882$ (s)

設計応答速度 $Sv = 0.24000$ (m/s)

水平方向変位振幅

$$U(z) = \left(\frac{2}{\pi^2} \right) \cdot Sv \cdot Ts \cdot \cos\left(\frac{\pi \cdot z}{2 \cdot H} \right)$$

ここに、 $U(z)$: 深さ z 点における水平方向振幅(m)

H : 表層地盤の厚さ 24.700 (m)

水平変位振幅荷重

$$p(z) = kH(z) \cdot \{U(z) - U(zB)\}$$

ここに、 $p(z)$: 深さ z 点における水平変位振幅荷重(kN/m²)

$kH(z)$: 深さ z 点における水平方向地盤反力係数(kN/m³)

$U(zB)$: 底板軸線における水平方向振幅 = 0.041977 (m)

$zB = 3.270$ (m)

No	z (m)	kH (kN/m ³)	U(z) (m)	U(z) - U(zB) (m)	P(z) (kN/m ²)
1	1.090	10571	0.042798	0.00082	8.682
2	1.590	10571	0.042682	0.00071	7.454
3	2.090	10571	0.042523	0.00055	5.771
4	2.590	10571	0.042320	0.00034	3.633
5	3.090	10571	0.042075	0.00010	1.043
6	3.270	10571	0.041977	0.00000	0.000

(2)地震時周面せん断力

$$\tau u = \frac{Gu}{\pi \cdot H} \cdot Sv \cdot Ts \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot zu}{2 \cdot H} \right)$$

$$\tau B = \frac{GB}{\pi \cdot H} \cdot Sv \cdot Ts \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot zB}{2 \cdot H} \right)$$

$$\tau s = \frac{\tau u + \tau B}{2}$$

$$G(z) = \frac{\gamma t(z)}{g} \cdot VsD(z)^2$$

$$VsD(z) = Cv \cdot Vs(z)$$

$$Cv = 0.8 \quad (Vs(z) < 300)$$

$$Cv = 1.0 \quad (Vs(z) \geq 300)$$

ここに、 u : 頂版に作用する地震時周面せん断力(kN/m²)

B : 底板に作用する地震時周面せん断力(kN/m²)

- s : 側壁に作用する地震時周面せん断力(kN/m²)
 G_u : 頂版軸線位置における地盤のせん断弾性波係数(kN/m²)
 G_B : 底版軸線位置における地盤のせん断弾性波係数(kN/m²)
 z_u : 頂版軸線位置の深度 = 1.090 (m)
 z_B : 底版軸線位置の深度 = 3.270 (m)
 $G(z)$: 深さ z 点における地盤のせん断弾性波係数(kN/m²)
 $t(z)$: 深さ z 点における地層の湿潤重量(kN/m³)
 g : 重力加速度(m/s²)
 $V_sD(z)$: 深さ z 点における地盤のせん断弾性波速度(m/s)
 $V_s(z)$: 深さ z 点における地層の平均せん断弾性波速度(m/s)

$$G_u = \left(\frac{17.00}{9.8} \right) \times (0.8 \times 136.8)^2 = 20777 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\tau_u = \left(\frac{20777}{\pi \times 24.700} \right) \times 0.24000 \times 0.882 \times \sin\left(\frac{\pi \times 1.090}{2 \times 24.700} \right) = 3.926 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$G_B = \left(\frac{16.00}{9.8} \right) \times (0.8 \times 144.2)^2 = 21733 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\tau_B = \left(\frac{21733}{\pi \times 24.700} \right) \times 0.24000 \times 0.882 \times \sin\left(\frac{\pi \times 3.270}{2 \times 24.700} \right) = 12.242 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\tau_s = \frac{3.926 + 12.242}{2} = 8.084 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3)慣性力

地上部設計水平震度

$$\begin{aligned}
 K_{hf} &= C_z \cdot C_G \cdot C_I \cdot K_{ho} \\
 &= 1.00 \times 1.2 \times 1.1 \times 0.20 = 0.264
 \end{aligned}$$

深さ z 点における設計水平震度

$$\begin{aligned}
 K_h &= K_{hf} \cdot (1 - 0.015 \cdot z) \\
 &\text{但し、}(1 - 0.015 \cdot z) \geq 0.50
 \end{aligned}$$

頂版 ($z = 1.090\text{m}$)

$$\begin{aligned}
 K_{hu} &= 0.264 \times 0.984 = 0.260 \\
 w &= 0.260 \times 0.180 \times 24.50 = 1.145 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

底版 ($z = 3.270\text{m}$)

$$\begin{aligned}
 K_{hb} &= 0.264 \times 0.951 = 0.251 \\
 w &= 0.251 \times 0.180 \times 24.50 = 1.107 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

左側壁

$$\begin{aligned}
 \text{上側 } w &= 0.260 \times 0.160 \times 24.50 = 1.018 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\
 \text{下側 } w &= 0.251 \times 0.160 \times 24.50 = 0.984 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

右側壁

$$\begin{aligned}
 \text{上側 } w &= 0.260 \times 0.160 \times 24.50 = 1.018 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\
 \text{下側 } w &= 0.251 \times 0.160 \times 24.50 = 0.984 \text{ (kN/m}^2\text{)}
 \end{aligned}$$

2.5 地震時水平力(レベル2)

(1)水平変位振幅荷重

「下水道施設の耐震対策指針と解説-2006年版-社団法人日本下水道協会」図2.3.3 設計応答速度より
 地域区分 A 表層地盤の固有周期 $T_s = 0.882$ (s)
 設計応答速度 $S_v = 0.80000$ (m/s)

水平方向変位振幅

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

ここに、 $U(z)$: 深さ z 点における水平方向振幅(m)
 H : 表層地盤の厚さ 24.700 (m)

水平変位振幅荷重

$$p(z) = kH(z) \cdot \{U(z) - U(z_B)\}$$

ここに、 $p(z)$: 深さ z 点における水平変位振幅荷重(kN/m²)
 $kH(z)$: 深さ z 点における水平方向地盤反力係数(kN/m³)
 $U(z_B)$: 底板軸線における水平方向振幅 = 0.139922 (m)
 $z_B = 3.270$ (m)

No	z (m)	kH (kN/m ³)	U(z) (m)	U(z) - U(z _B) (m)	P(z) (kN/m ²)
1	1.090	10571	0.142660	0.00274	28.939
2	1.590	10571	0.142273	0.00235	24.848
3	2.090	10571	0.141742	0.00182	19.236
4	2.590	10571	0.141068	0.00115	12.110
5	3.090	10571	0.140251	0.00033	3.476
6	3.270	10571	0.139922	0.00000	0.000

(2)地震時周面せん断力

$$\tau_u = \frac{G_u}{\pi \cdot H} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot z_u}{2 \cdot H}\right)$$

$$\tau_B = \frac{G_B}{\pi \cdot H} \cdot S_v \cdot T_s \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot z_B}{2 \cdot H}\right)$$

$$\tau_s = \frac{\tau_u + \tau_B}{2}$$

$$G(z) = \frac{\gamma t(z)}{g} \cdot V_{sD}(z)^2$$

$$V_{sD}(z) = C_v \cdot V_s(z)$$

$$C_v = 0.8 \quad (V_s(z) < 300)$$

$$C_v = 1.0 \quad (V_s(z) \geq 300)$$

ここに、 u : 頂版に作用する地震時周面せん断力(kN/m²)
 B : 底板に作用する地震時周面せん断力(kN/m²)
 s : 側壁に作用する地震時周面せん断力(kN/m²)
 G_u : 頂版軸線位置における地盤のせん断弾性波係数(kN/m²)
 G_B : 底板軸線位置における地盤のせん断弾性波係数(kN/m²)
 z_u : 頂版軸線位置の深度 = 1.090 (m)
 z_B : 底板軸線位置の深度 = 3.270 (m)
 $G(z)$: 深さ z 点における地盤のせん断弾性波係数(kN/m²)

$t(z)$: 深さ z 点における地層の湿潤重量(kN/m^3)

g : 重力加速度(m/s^2)

$V_{sD}(z)$: 深さ z 点における地盤のせん断弾性波速度(m/s)

$V_s(z)$: 深さ z 点における地層の平均せん断弾性波速度(m/s)

$$G_u = \left(\frac{17.00}{9.8} \right) \times (0.8 \times 136.8)^2 = 20777 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\tau_u = \left(\frac{20777}{\pi \times 24.700} \right) \times 0.80000 \times 0.882 \times \sin \left(\frac{\pi \times 1.090}{2 \times 24.700} \right) = 13.087 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$G_B = \left(\frac{16.00}{9.8} \right) \times (0.8 \times 144.2)^2 = 21733 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\tau_B = \left(\frac{21733}{\pi \times 24.700} \right) \times 0.80000 \times 0.882 \times \sin \left(\frac{\pi \times 3.270}{2 \times 24.700} \right) = 40.807 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\tau_s = \frac{13.087 + 40.807}{2} = 26.947 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3)慣性力

地上部設計水平震度

$$K_{hf} = 0.600$$

深さ z 点における設計水平震度

$$K_h = K_{hf} \cdot (1 - 0.015 \cdot z)$$

$$\text{但し、}(1 - 0.015 \cdot z) \geq 0.50$$

頂版 ($z = 1.090\text{m}$)

$$K_{hu} = 0.600 \times 0.984 = 0.590$$

$$w = 0.590 \times 0.180 \times 24.50 = 2.603 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

底版 ($z = 3.270\text{m}$)

$$K_{hB} = 0.600 \times 0.951 = 0.571$$

$$w = 0.571 \times 0.180 \times 24.50 = 2.516 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

左側壁

$$\text{上側 } w = 0.590 \times 0.160 \times 24.50 = 2.314 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{下側 } w = 0.571 \times 0.160 \times 24.50 = 2.237 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

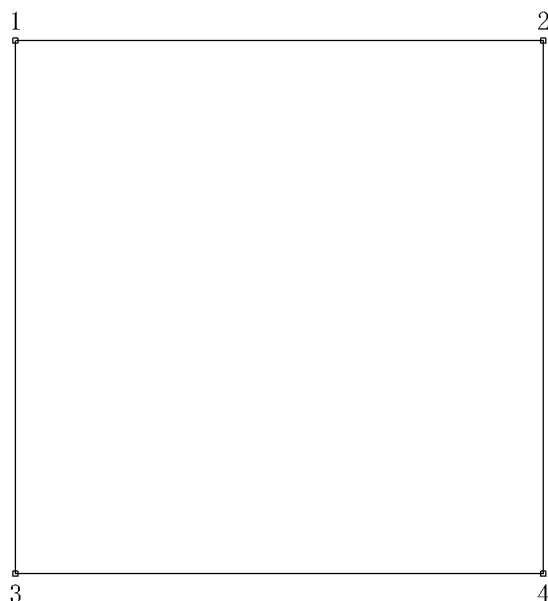
右側壁

$$\text{上側 } w = 0.590 \times 0.160 \times 24.50 = 2.314 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{下側 } w = 0.571 \times 0.160 \times 24.50 = 2.237 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

3章 構造解析モデル

3.1 骨組図



3.2 格点

No	X(m)	Y(m)
1	0.000	2.180
2	2.160	2.180
3	0.000	0.000
4	2.160	0.000

3.3 部材

No	始点	終点	A(m ²)	l(m ⁴)	部材
1	1	2	0.1800	0.000486	頂版
2	3	4	0.1800	0.000486	底版
3	1	3	0.1600	0.000341	左側壁
4	2	4	0.1600	0.000341	右側壁

3.4 地盤バネ

(1)常時

底面(第3層)

$$A_v = B \cdot L$$

$$B_v = \sqrt{A_v}$$

$$k_{v0} = \left(\frac{1}{0.3} \right) \times \alpha \cdot E_0$$

$$k_v = k_{v0} \cdot \left(\frac{B_v}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$k_{sB} = \lambda \cdot k_v$$

ここに、 A_v : 鉛直方向載荷面積(m²)

B : BOX幅 = 2.320 (m)

L : BOXブロック長 = 2.000 (m)

B_v : 換算載荷幅(m)

・ E_0 : 地盤の変形係数 = 8400 (kN/m²)

k_v : 鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

k_s : せん断バネ係数(kN/m³)

$$= 0.3$$

以上により

$$k_v = 6383 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$k_{sB} = 1915 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

解析モデルには、上記に1.0mを乗じた奥行き1m当たりの値(kN/m²)を用いる。

(2)地震時

底面(第3層)

・ $E_0 = 8400 \text{ (kN/m}^2\text{)より}$

$$k_v = 6383 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$k_{sB} = 1915 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

解析モデルには、上記に1.0mを乗じた奥行き1m当たりの値(kN/m²)を用いる。

側面

$$A_H = H \cdot L$$

$$B_H = \sqrt{A_H}$$

$$k_{H0} = \left(\frac{1}{0.3} \right) \times \alpha \cdot E_0$$

$$k_H = k_{H0} \cdot \left(\frac{B_H}{0.3} \right)^{\frac{3}{4}}$$

$$k_{sH} = \lambda \cdot k_H$$

ここに、 A_H : 水平方向載荷面積(m²)

H : BOX高 = 2.360 (m)

L : BOXブロック長 = 2.000 (m)

B_H : 換算載荷幅(m)

・ E_0 : 地盤の変形係数(kN/m²)

k_H : 水平方向地盤反力係数(kN/m³)

k_{sH} : せん断バネ係数(kN/m³)

$$= 0.3$$

第 2 層

・ $E_o = 14000 \text{ (kN/m}^2\text{) より}$

$kH = 10571 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

$k_{ss} = 3171 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

解析モデルには、上記に1.0mを乗じた奥行き1m当たりの値(kN/m²)を用いる。

4章 設計断面力

4.1 常時

部 材	照査位置	CASE-1			CASE-2		
		M(kN.m)	N(kN)	S(kN)	M(kN.m)	N(kN)	S(kN)
頂 版	左端部	-13.4	16.0	65.4	-8.4	21.4	23.7
	ハンチ端	2.5	16.0	—	-2.7	21.4	—
	2d点	3.0	16.0	47.9	-2.5	21.4	17.3
	支間部	21.9	16.0	—	4.4	21.4	—
	2d点	3.0	16.0	-47.9	-2.5	21.4	-17.3
	ハンチ端	2.5	16.0	—	-2.7	21.4	—
	右端部	-13.4	16.0	-65.4	-8.4	21.4	-23.7
左側壁	上端部	-13.4	65.4	-16.0	-8.4	23.7	-21.4
	ハンチ端	-9.2	66.6	—	-2.9	24.8	—
	2d点	-9.8	66.4	-13.4	-3.5	24.6	-17.5
	支間部	-3.5	69.7	—	4.5	27.9	—
	2d点	-10.4	73.0	18.2	-4.3	31.2	22.4
	ハンチ端	-9.7	72.8	—	-3.5	31.1	—
	下端部	-15.8	74.0	24.9	-10.9	32.2	30.4
右側壁	上端部	-13.4	65.4	16.0	-8.4	23.7	21.4
	ハンチ端	-9.2	66.6	—	-2.9	24.8	—
	2d点	-9.8	66.4	13.4	-3.5	24.6	17.5
	支間部	-3.5	69.7	—	4.5	27.9	—
	2d点	-10.4	73.0	-18.2	-4.3	31.2	-22.4
	ハンチ端	-9.7	72.8	—	-3.5	31.1	—
	下端部	-15.8	74.0	-24.9	-10.9	32.2	-30.4
底 版	左端部	-15.8	24.9	-74.0	-10.9	30.4	-32.2
	ハンチ端	2.1	24.9	—	-3.1	30.4	—
	2d点	2.7	24.9	-53.6	-2.9	30.4	-23.4
	支間部	23.7	24.9	—	6.4	30.4	—
	2d点	2.7	24.9	53.6	-2.9	30.4	23.4
	ハンチ端	2.1	24.9	—	-3.1	30.4	—
	右端部	-15.8	24.9	74.0	-10.9	30.4	32.2

4.2 レベル1地震時

部 材	照査位置	M(kN.m)	N(kN)	S(kN)
頂 版	左端部	0.6	10.5	16.4
	ハンチ端	4.4	11.9	—
	2d点	4.5	12.0	10.0
	支間部	6.6	13.8	—
	2d点	-7.1	20.0	-24.6
	ハンチ端	-7.3	20.0	—
	右端部	-15.1	21.4	-31.0
左側壁	上端部	0.6	16.4	-10.5
	ハンチ端	3.2	19.7	—
	2d点	2.9	19.3	-7.4
	支間部	4.7	23.9	—
	2d点	-11.3	38.8	29.1
	ハンチ端	-10.2	38.3	—
	下端部	-19.5	41.7	36.6
右側壁	上端部	-15.1	31.0	21.4
	ハンチ端	-9.3	29.9	—
	2d点	-10.1	30.0	19.2
	支間部	3.9	25.2	—
	2d点	2.6	23.7	-7.4
	ハンチ端	2.9	23.8	—
	下端部	0.0	22.7	-13.3
底 版	左端部	-19.5	36.6	-41.7
	ハンチ端	-9.1	33.6	—
	2d点	-8.8	33.5	-32.6
	支間部	8.7	22.6	—
	2d点	5.4	16.5	14.2
	ハンチ端	5.3	16.3	—
	右端部	0.0	13.3	22.7

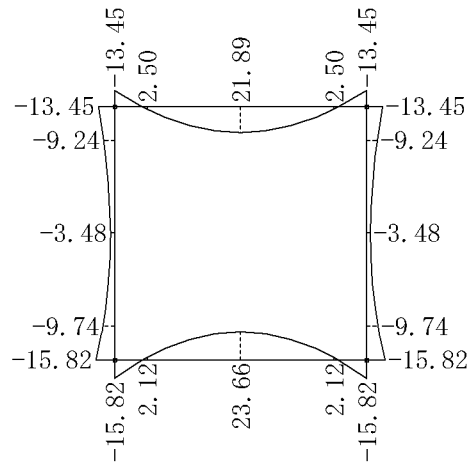
4.3 レベル2地震時

部 材	照査位置	M(kN.m)	N(kN)	S(kN)
頂 版	左端部	18.6	-1.0	-0.3
	右端部	-33.1	32.9	-47.6
左側壁	上端部	18.6	-0.3	1.0
	下端部	-42.6	64.0	64.7
右側壁	上端部	-33.1	47.6	32.9
	下端部	23.1	0.4	14.8
底 版	左端部	-42.6	64.7	-64.0
	右端部	23.1	-14.8	0.4

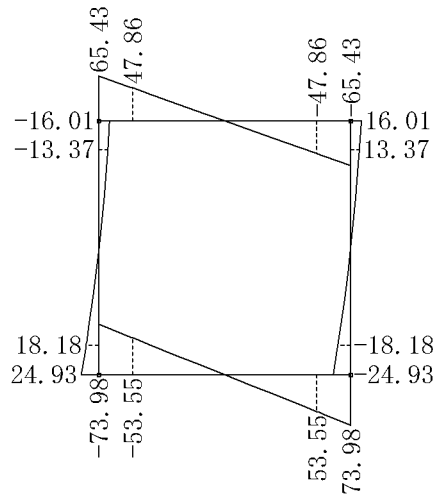
5章 断面力図

5.1 常時

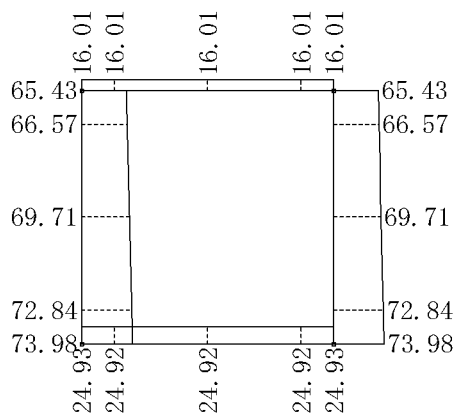
曲げモーメント図 (検討ケース 1)



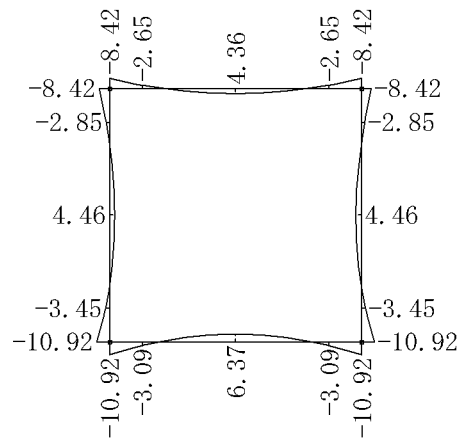
せん断力図



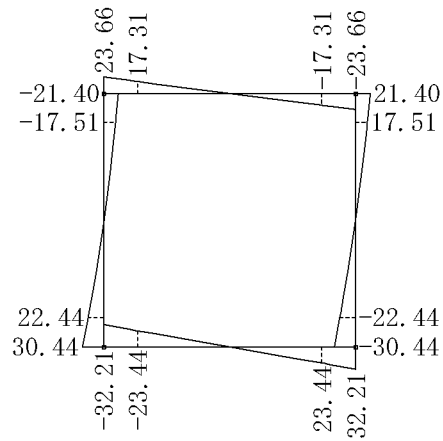
軸力図



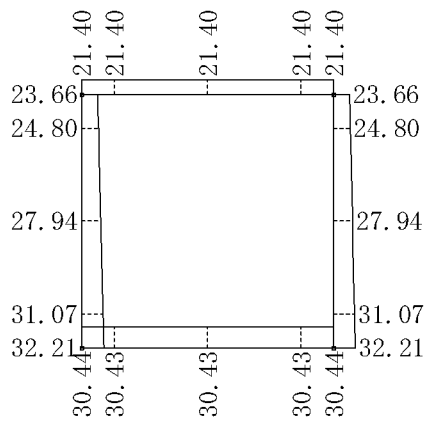
曲げモーメント図 (検討ケース 2)



せん断力図

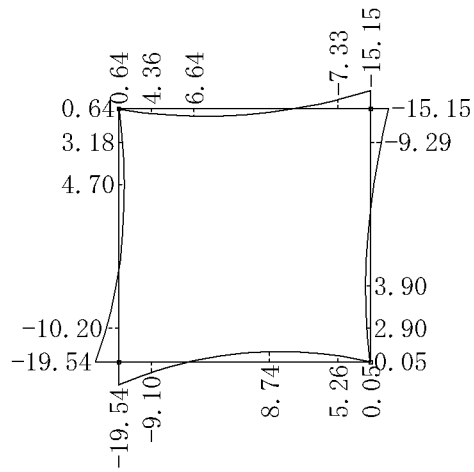


軸力図

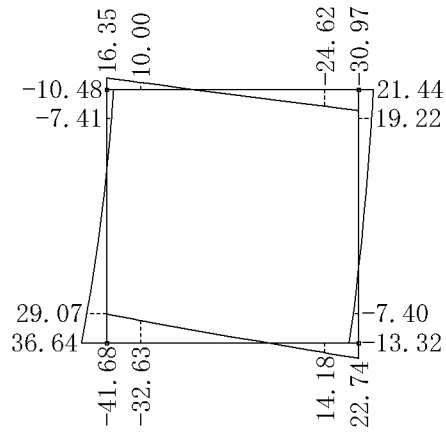


5.2 レベル1地震時

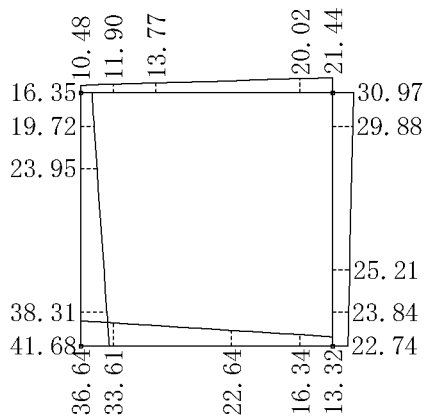
曲げモーメント図 (検討ケース 1)



せん断力図

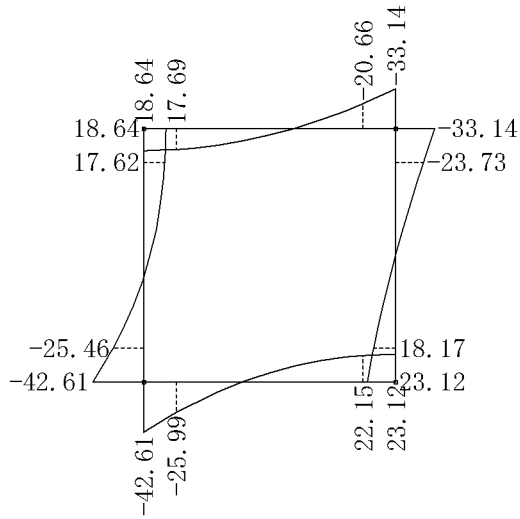


軸力図

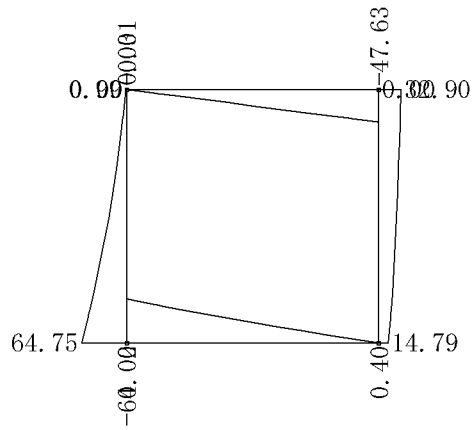


5.3 レベル2地震時

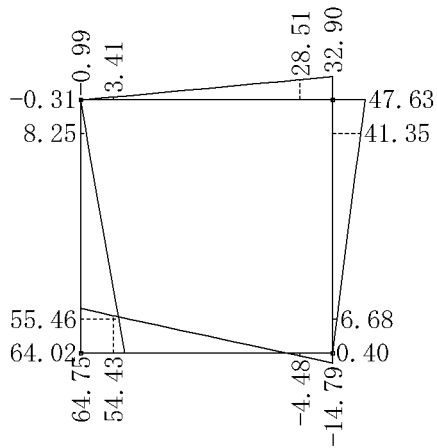
曲げモーメント図 (検討ケース 1)



せん断力図



軸力図



6章 断面照査

6.1 常時

1) 曲げ応力度

検討ケースのうち応力度比(応力度/許容応力度)最大となるケースを抽出した
頂 版(外側引張)

項 目		単 位	左端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	右端部
曲げモーメント	M	kN.m	-13.4	-2.7	0.0	-2.7	-13.4
軸 力	N	kN	16.0	21.4	0.0	21.4	16.0
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	24.7	18.0	18.0	18.0	24.7
有 効 高	d	cm	21.2	14.5	14.5	14.5	21.2
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	3.12	0.40	0.00	0.40	3.12
	内側	cm ²	4.89	0.63	0.00	0.63	4.89
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136
	内側	cm ²	D16 @125 D— @— 15.888	D16 @125 D— @— 15.888	D16 @125 D— @— 15.888	D16 @125 D— @— 15.888	D16 @125 D— @— 15.888
中 立 軸	X	cm	7.896	7.070	0.000	7.070	7.896
応 力 度	c	N/mm ²	2.26	0.68	0.00	0.68	2.26
	s	N/mm ²	57.07	10.74	0.00	10.74	57.07
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
	sa	N/mm ²	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00
CASE	—	—	1	2	—	2	1

頂 版(内側引張)

項 目	単 位	左端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	右端部	
曲げモーメント	M	kN.m	0.0	2.5	21.9	2.5	0.0
軸 力	N	kN	0.0	16.0	16.0	16.0	0.0
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	24.7	18.0	18.0	18.0	24.7
有 効 高	d	cm	14.5	14.5	14.5	14.5	14.5
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	0.00	0.34	6.60	0.34	0.00
	内側	cm ²	0.00	0.54	10.34	0.54	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136
	内側	cm ²	D16 @125 D— @— 15.888	D16 @125 D— @— 15.888	D16 @125 D— @— 15.888	D16 @125 D— @— 15.888	D16 @125 D— @— 15.888
中 立 軸	X	cm	0.000	7.736	6.035	7.736	0.000
応 力 度	c	N/mm ²	0.00	0.61	5.09	0.61	0.00
	s	N/mm ²	0.00	8.03	107.13	8.03	0.00
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
	sa	N/mm ²	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00
CASE	—	—	—	1	1	1	—

左側壁(外側引張)

項 目	単 位	上端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	下端部	
曲げモーメント	M	kN.m	-13.4	-9.2	-3.5	-9.7	-15.8
軸 力	N	kN	65.4	66.6	69.7	72.8	74.0
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	22.7	16.0	16.0	16.0	22.7
有 効 高	d	cm	19.2	12.5	12.5	12.5	19.2
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	2.36	2.73	0.00	2.81	2.94
	内側	cm ²	1.33	1.54	0.00	1.58	1.66
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136
	内側	cm ²	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706
中 立 軸	X	cm	8.797	6.218	10.476	6.289	8.702
応 力 度	c	N/mm ²	2.64	3.42	1.26	3.60	3.11
	s	N/mm ²	46.76	51.79	-12.63	53.37	56.13
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
	sa	N/mm ²	160.00	160.00	-180.00	160.00	160.00
CASE	—	—	1	1	1	1	1

左側壁(内側引張)

項 目	単 位	上端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	下端部	
曲げモーメント	M	kN.m	0.0	0.0	4.5	0.0	0.0
軸 力	N	kN	0.0	0.0	27.9	0.0	0.0
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	22.7	16.0	16.0	16.0	22.7
有 効 高	d	cm	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	0.00	0.00	2.37	0.00	0.00
	内側	cm ²	0.00	0.00	1.33	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136
	内側	cm ²	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706
中 立 軸	X	cm	0.000	0.000	4.825	0.000	0.000
応 力 度	c	N/mm ²	0.00	0.00	1.90	0.00	0.00
	s	N/mm ²	0.00	0.00	45.41	0.00	0.00
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
	sa	N/mm ²	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00
CASE	—	—	—	—	2	—	—

右側壁(外側引張)

項 目	単 位	上端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	下端部	
曲げモーメント	M	kN.m	-13.4	-9.2	-3.5	-9.7	-15.8
軸 力	N	kN	65.4	66.6	69.7	72.8	74.0
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	22.7	16.0	16.0	16.0	22.7
有 効 高	d	cm	19.2	12.5	12.5	12.5	19.2
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	2.36	2.73	0.00	2.81	2.94
	内側	cm ²	1.33	1.54	0.00	1.58	1.66
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136
	内側	cm ²	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706
中 立 軸	X	cm	8.797	6.218	10.476	6.289	8.702
応 力 度	c	N/mm ²	2.64	3.42	1.26	3.60	3.11
	s	N/mm ²	46.76	51.79	-12.63	53.37	56.13
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
	sa	N/mm ²	160.00	160.00	-180.00	160.00	160.00
CASE	—	—	1	1	1	1	1

右側壁(内側引張)

項 目	単 位	上端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	下端部	
曲げモーメント	M	kN.m	0.0	0.0	4.5	0.0	0.0
軸 力	N	kN	0.0	0.0	27.9	0.0	0.0
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	22.7	16.0	16.0	16.0	22.7
有 効 高	d	cm	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	0.00	0.00	2.37	0.00	0.00
	内側	cm ²	0.00	0.00	1.33	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136
	内側	cm ²	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706
中 立 軸	X	cm	0.000	0.000	4.825	0.000	0.000
応 力 度	c	N/mm ²	0.00	0.00	1.90	0.00	0.00
	s	N/mm ²	0.00	0.00	45.41	0.00	0.00
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
	sa	N/mm ²	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00
CASE	—	—	—	—	2	—	—

底 版(外側引張)

項 目	単 位	左端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	右端部	
曲げモーメント	M	kN.m	-15.8	-3.1	0.0	-3.1	-15.8
軸 力	N	kN	24.9	30.4	0.0	30.4	24.9
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	24.7	18.0	18.0	18.0	24.7
有 効 高	d	cm	21.2	14.5	14.5	14.5	21.2
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	3.68	0.29	0.00	0.29	3.68
	内側	cm ²	4.72	0.37	0.00	0.37	4.72
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136
	内側	cm ²	D16 @250 D13 @250 13.012	D16 @250 D13 @250 13.012	D16 @250 D13 @250 13.012	D16 @250 D13 @250 13.012	D16 @250 D13 @250 13.012
中 立 軸	X	cm	7.977	7.886	0.000	7.886	7.977
応 力 度	c	N/mm ²	2.65	0.81	0.00	0.81	2.65
	s	N/mm ²	65.80	10.20	0.00	10.20	65.80
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
	sa	N/mm ²	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00
CASE	—	—	1	2	—	2	1

底 版(内側引張)

項 目	単 位	左端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	右端部	
曲げモーメント	M	kN.m	0.0	2.1	23.7	2.1	0.0
軸 力	N	kN	0.0	24.9	24.9	24.9	0.0
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	24.7	18.0	18.0	18.0	24.7
有 効 高	d	cm	14.5	14.5	14.5	14.5	14.5
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	0.00	0.03	8.58	0.03	0.00
	内側	cm ²	0.00	0.03	11.01	0.03	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136
	内側	cm ²	D16 @250 D13 @250 13.012	D16 @250 D13 @250 13.012	D16 @250 D13 @250 13.012	D16 @250 D13 @250 13.012	D16 @250 D13 @250 13.012
中 立 軸	X	cm	0.000	9.339	5.699	9.339	0.000
応 力 度	c	N/mm ²	0.00	0.55	5.91	0.55	0.00
	s	N/mm ²	0.00	-5.15	136.90	-5.15	0.00
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	12.00	12.00	12.00	12.00	12.00
	sa	N/mm ²	160.00	-180.00	160.00	-180.00	160.00
CASE	—	—	—	1	1	1	—

2)せん断応力度

$$\tau_m = \frac{S}{b \times d} \leq \tau_a$$

$$b = 100.0(\text{cm})$$

最大せん断力に対して照査する

部 材	照査位置	S (kN)	d (cm)	τ_m (N/mm ²)	τ_a (N/mm ²)	CASE	L (m)
頂 版	左端部	65.4	21.2	0.309	1.000	1	0.000
	2d点	47.9	14.5	0.330	0.500	1	0.290
	2d点	-47.9	14.5	0.330	0.500	1	0.290
	右端部	-65.4	21.2	0.309	1.000	1	0.000
左側壁	上端部	-21.4	19.2	0.112	1.000	2	0.000
	2d点	-17.5	13.8	0.127	0.500	2	0.250
	2d点	22.4	13.8	0.162	0.500	2	0.250
	下端部	30.4	19.2	0.159	1.000	2	0.000
右側壁	上端部	21.4	19.2	0.112	1.000	2	0.000
	2d点	17.5	13.8	0.127	0.500	2	0.250
	2d点	-22.4	13.8	0.162	0.500	2	0.250
	下端部	-30.4	19.2	0.159	1.000	2	0.000
底 版	左端部	-74.0	21.2	0.350	1.000	1	0.000
	2d点	-53.6	14.5	0.369	0.500	1	0.290
	2d点	53.6	14.5	0.369	0.500	1	0.290
	右端部	74.0	21.2	0.350	1.000	1	0.000

L : 隅角部格点から照査点までの距離

6.2 レベル1地震時

1) 曲げ応力度

頂 版(外側引張)

項 目		単 位	左端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	右端部
曲げモーメント	M	kN.m	0.0	0.0	0.0	-7.3	-15.1
軸 力	N	kN	0.0	0.0	0.0	20.0	21.4
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	24.7	18.0	18.0	18.0	24.7
有 効 高	d	cm	21.2	14.5	14.5	14.5	21.2
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	0.00	0.00	0.00	1.75	2.21
	内側	cm ²	0.00	0.00	0.00	2.75	3.47
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136
	内側	cm ²	D16 @125 D— @— 15.888	D16 @125 D— @— 15.888	D16 @125 D— @— 15.888	D16 @125 D— @— 15.888	D16 @125 D— @— 15.888
中 立 軸	X	cm	0.000	0.000	0.000	5.442	7.991
応 力 度	c	N/mm ²	0.00	0.00	0.00	1.92	2.55
	s	N/mm ²	0.00	0.00	0.00	48.00	63.10
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00
	sa	N/mm ²	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00
CASE	—	—	—	—	—	1	1

頂 版(内側引張)

項 目	単 位	左端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	右端部	
曲げモーメント	M	kN.m	0.6	4.4	6.6	0.0	0.0
軸 力	N	kN	10.5	11.9	13.8	0.0	0.0
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	24.7	18.0	18.0	18.0	24.7
有 効 高	d	cm	14.5	14.5	14.5	14.5	14.5
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	0.00	0.65	1.08	0.00	0.00
	内側	cm ²	0.00	1.02	1.69	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136
	内側	cm ²	D16 @125 D— @— 15.888	D16 @125 D— @— 15.888	D16 @125 D— @— 15.888	D16 @125 D— @— 15.888	D16 @125 D— @— 15.888
中 立 軸	X	cm	18.292	6.590	6.403	0.000	0.000
応 力 度	c	N/mm ²	0.10	1.04	1.57	0.00	0.00
	s	N/mm ²	-1.17	18.68	29.74	0.00	0.00
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00
	sa	N/mm ²	-270.00	240.00	240.00	240.00	240.00
CASE	—	—	1	1	1	—	—

左側壁(外側引張)

項 目	単 位	上端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	下端部	
曲げモーメント	M	kN.m	0.0	0.0	0.0	-10.2	-19.5
軸 力	N	kN	0.0	0.0	0.0	38.3	41.7
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	22.7	16.0	16.0	16.0	22.7
有 効 高	d	cm	19.2	12.5	12.5	12.5	19.2
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	0.00	0.00	0.00	2.78	3.35
	内側	cm ²	0.00	0.00	0.00	1.56	1.89
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136
	内側	cm ²	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706
中 立 軸	X	cm	0.000	0.000	0.000	5.412	7.512
応 力 度	c	N/mm ²	0.00	0.00	0.00	3.76	3.81
	s	N/mm ²	0.00	0.00	0.00	73.94	88.66
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00
	sa	N/mm ²	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00
CASE	—	—	—	—	—	1	1

左側壁(内側引張)

項 目	単 位	上端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	下端部	
曲げモーメント	M	kN.m	0.6	3.2	4.7	0.0	0.0
軸 力	N	kN	16.4	19.7	23.9	0.0	0.0
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	22.7	16.0	16.0	16.0	22.7
有 効 高	d	cm	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	0.00	1.04	1.83	0.00	0.00
	内側	cm ²	0.00	0.59	1.03	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136
	内側	cm ²	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706
中 立 軸	X	cm	22.973	4.811	4.589	0.000	0.000
応 力 度	c	N/mm ²	0.12	1.36	2.03	0.00	0.00
	s	N/mm ²	-1.58	32.54	52.56	0.00	0.00
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00
	sa	N/mm ²	-270.00	240.00	240.00	240.00	240.00
CASE	—	—	1	1	1	—	—

右側壁(外側引張)

項 目	単 位	上端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	下端部	
曲げモーメント	M	kN.m	-15.1	-9.3	0.0	0.0	0.0
軸 力	N	kN	31.0	29.9	0.0	0.0	0.0
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	22.7	16.0	16.0	16.0	22.7
有 効 高	d	cm	19.2	12.5	12.5	12.5	19.2
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	2.57	2.63	0.00	0.00	0.00
	内側	cm ²	1.45	1.48	0.00	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136
	内側	cm ²	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706
中 立 軸	X	cm	7.473	5.297	0.000	0.000	0.000
応 力 度	c	N/mm ²	2.95	3.43	0.00	0.00	0.00
	s	N/mm ²	69.28	69.88	0.00	0.00	0.00
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00
	sa	N/mm ²	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00
CASE	—	—	1	1	—	—	—

右側壁(内側引張)

項 目	単 位	上端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	下端部	
曲げモーメント	M	kN.m	0.0	0.0	3.9	2.9	0.0
軸 力	N	kN	0.0	0.0	25.2	23.8	22.7
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	22.7	16.0	16.0	16.0	22.7
有 効 高	d	cm	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	0.00	0.00	1.26	0.69	0.00
	内側	cm ²	0.00	0.00	0.71	0.39	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136
	内側	cm ²	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706
中 立 軸	X	cm	0.000	0.000	4.866	5.271	206.637
応 力 度	c	N/mm ²	0.00	0.00	1.66	1.21	0.10
	s	N/mm ²	0.00	0.00	39.08	24.85	-1.37
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00
	sa	N/mm ²	240.00	240.00	240.00	240.00	-270.00
CASE	—	—	—	—	1	1	1

底 版(外側引張)

項 目	単 位	左端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	右端部	
曲げモーメント	M	kN.m	-19.5	-9.1	0.0	0.0	0.0
軸 力	N	kN	36.6	33.6	0.0	0.0	0.0
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	24.7	18.0	18.0	18.0	24.7
有 効 高	d	cm	21.2	14.5	14.5	14.5	21.2
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	2.85	2.01	0.00	0.00	0.00
	内側	cm ²	3.66	2.57	0.00	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136
	内側	cm ²	D16 @250 D13 @250 13.012	D16 @250 D13 @250 13.012	D16 @250 D13 @250 13.012	D16 @250 D13 @250 13.012	D16 @250 D13 @250 13.012
中 立 軸	X	cm	8.114	5.789	0.000	0.000	0.000
応 力 度	c	N/mm ²	3.28	2.44	0.00	0.00	0.00
	s	N/mm ²	79.12	55.05	0.00	0.00	0.00
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00
	sa	N/mm ²	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00
CASE	—	—	1	1	—	—	—

底 版(内側引張)

項 目	単 位	左端部	ハンチ端	支間部	ハンチ端	右端部	
曲げモーメント	M	kN.m	0.0	0.0	8.7	5.3	0.0
軸 力	N	kN	0.0	0.0	22.6	16.3	13.3
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	24.7	18.0	18.0	18.0	24.7
有 効 高	d	cm	14.5	14.5	14.5	14.5	14.5
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	0.00	0.00	1.68	0.93	0.00
	内側	cm ²	0.00	0.00	2.15	1.19	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136
	内側	cm ²	D16 @250 D13 @250 13.012	D16 @250 D13 @250 13.012	D16 @250 D13 @250 13.012	D16 @250 D13 @250 13.012	D16 @250 D13 @250 13.012
中 立 軸	X	cm	0.000	0.000	6.111	6.256	0.000
応 力 度	c	N/mm ²	0.00	0.00	2.21	1.33	0.05
	s	N/mm ²	0.00	0.00	45.47	26.33	-0.72
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00
	sa	N/mm ²	240.00	240.00	240.00	240.00	-270.00
CASE	—	—	—	—	1	1	1

2)せん断応力度

$$\tau_m = \frac{S}{b \times d} \leq \tau_a$$

$$b = 100.0(\text{cm})$$

最大せん断力に対して照査する

部 材	照査位置	S (kN)	d (cm)	τ_m (N/mm ²)	τ_a (N/mm ²)	CASE	L (m)
頂 版	左端部	16.4	21.2	0.077	1.500	1	0.000
	2d点	10.0	14.5	0.069	0.750	1	0.290
	2d点	-24.6	14.5	0.170	0.750	1	0.290
	右端部	-31.0	21.2	0.146	1.500	1	0.000
左側壁	上端部	-10.5	19.2	0.055	1.500	1	0.000
	2d点	-7.4	13.8	0.054	0.750	1	0.250
	2d点	29.1	13.8	0.210	0.750	1	0.250
	下端部	36.6	19.2	0.191	1.500	1	0.000
右側壁	上端部	21.4	19.2	0.112	1.500	1	0.000
	2d点	19.2	13.8	0.139	0.750	1	0.250
	2d点	-7.4	13.8	0.054	0.750	1	0.250
	下端部	-13.3	19.2	0.070	1.500	1	0.000
底 版	左端部	-41.7	21.2	0.197	1.500	1	0.000
	2d点	-32.6	14.5	0.225	0.750	1	0.290
	2d点	14.2	14.5	0.098	0.750	1	0.290
	右端部	22.7	21.2	0.107	1.500	1	0.000

L : 隅角部格点から照査点までの距離

6.3 レベル2地震時

安全係数

材料係数		コンクリート	c	1.00
		鉄筋	s	1.00
部材係数	曲げ耐力		b	1.00
	せん断耐力	コンクリート	b	1.00
		鉄筋	b	1.00
荷重係数			f	1.00
構造物解析係数			a	1.00
構造物係数			i	1.00

コンクリートの設計圧縮強度 $f'_{cd} = 35.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

鉄筋の設計降伏強度 $f'_{yd} = 295.0 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

CASE 1

頂 版

項 目	単 位	左端部	右端部	
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	24.7	24.7
有 効 高	d	cm	14.5	21.2
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136
	内側	cm ²	D16 @125 D— @— 15.888	D16 @125 D— @— 15.888
せん断補強鉄筋	Aw	cm ²	0.000	0.000
	Ss	cm	30.0	30.0
曲げモーメントおよび軸力に対する安全性の検討				
曲げモーメント	Md	kN.m	18.6	-33.1
軸 力	N' d	kN	-1.0	32.9
曲げ耐力	Mud	kN・m	66.8	-111.2
(i・Md)/Mud	—	—	0.279	0.298
判 定	—	—	OK	OK
せん断力に対する安全性の検討				
せん断力	Vd	kN	-0.3	-47.6
曲げモーメント	Md	kN.m	18.6	-33.1
軸 力	N' d	kN	-1.0	32.9
コンクリート 負担分	Vcd	kN	146.1	166.4
鉄筋負担分	Vsd	kN	0.0	0.0
せん断耐力	Vyd	kN	146.1	166.4
(i・Vd)/Vyd	—	—	0.002	0.286
判 定	—	—	OK	OK

左側壁

項 目	単 位	上端部	下端部	
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	22.7	22.7
有 効 高	d	cm	12.5	19.2
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136
	内側	cm ²	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706
せん断補強鉄筋	Aw	cm ²	0.000	0.000
	Ss	cm	30.0	30.0
曲げモーメントおよび軸力に対する安全性の検討				
曲げモーメント	Md	kN.m	18.6	-42.6
軸 力	N ' d	kN	-0.3	64.0
曲げ耐力	Mud	kN・m	27.7	-82.4
(i・Md)/Mud		—	0.673	0.517
判 定		—	OK	OK
せん断力に対する安全性の検討				
せん断力	Vd	kN	1.0	64.7
曲げモーメント	Md	kN.m	18.6	-42.6
軸 力	N ' d	kN	-0.3	64.0
コンクリート 負担分	Vcd	kN	94.4	160.9
鉄筋負担分	Vsd	kN	0.0	0.0
せん断耐力	Vyd	kN	94.4	160.9
(i・Vd)/Vyd		—	0.010	0.402
判 定		—	OK	OK

右側壁

項 目	単 位	上端部	下端部	
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	22.7	22.7
有 効 高	d	cm	19.2	12.5
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136
	内側	cm ²	D10 @125 D— @— 5.706	D10 @125 D— @— 5.706
せん断補強鉄筋	Aw	cm ²	0.000	0.000
	Ss	cm	30.0	30.0
曲げモーメントおよび軸力に対する安全性の検討				
曲げモーメント	Md	kN.m	-33.1	23.1
軸 力	N ' d	kN	47.6	0.4
曲げ耐力	Mud	kN・m	-81.8	27.8
(i・Md)/Mud		—	0.405	0.832
判 定		—	OK	OK
せん断力に対する安全性の検討				
せん断力	Vd	kN	32.9	14.8
曲げモーメント	Md	kN.m	-33.1	23.1
軸 力	N ' d	kN	47.6	0.4
コンクリート 負担分	Vcd	kN	160.5	94.5
鉄筋負担分	Vsd	kN	0.0	0.0
せん断耐力	Vyd	kN	160.5	94.5
(i・Vd)/Vyd		—	0.205	0.156
判 定		—	OK	OK

底 版

項 目	単 位	左端部	右端部	
部 材 幅	b	cm	100.0	100.0
部 材 高	h	cm	24.7	24.7
有 効 高	d	cm	21.2	14.5
外側鉄筋かぶり	d1	cm	3.5	3.5
内側鉄筋かぶり	d2	cm	3.5	3.5
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D13 @125 D— @— 10.136	D13 @125 D— @— 10.136
	内側	cm ²	D16 @250 D13 @250 13.012	D16 @250 D13 @250 13.012
せん断補強鉄筋	Aw	cm ²	0.000	0.000
	Ss	cm	30.0	30.0
曲げモーメントおよび軸力に対する安全性の検討				
曲げモーメント	Md	kN.m	-42.6	23.1
軸 力	N ' d	kN	64.7	-14.8
曲げ耐力	Mud	kN・m	-110.5	54.1
(i・Md)/Mud		—	0.386	0.427
判 定		—	OK	OK
せん断力に対する安全性の検討				
せん断力	Vd	kN	-64.0	0.4
曲げモーメント	Md	kN.m	-42.6	23.1
軸 力	N ' d	kN	64.7	-14.8
コンクリート 負担分	Vcd	kN	169.9	130.0
鉄筋負担分	Vsd	kN	0.0	0.0
せん断耐力	Vyd	kN	169.9	130.0
(i・Vd)/Vyd		—	0.377	0.003
判 定		—	OK	OK