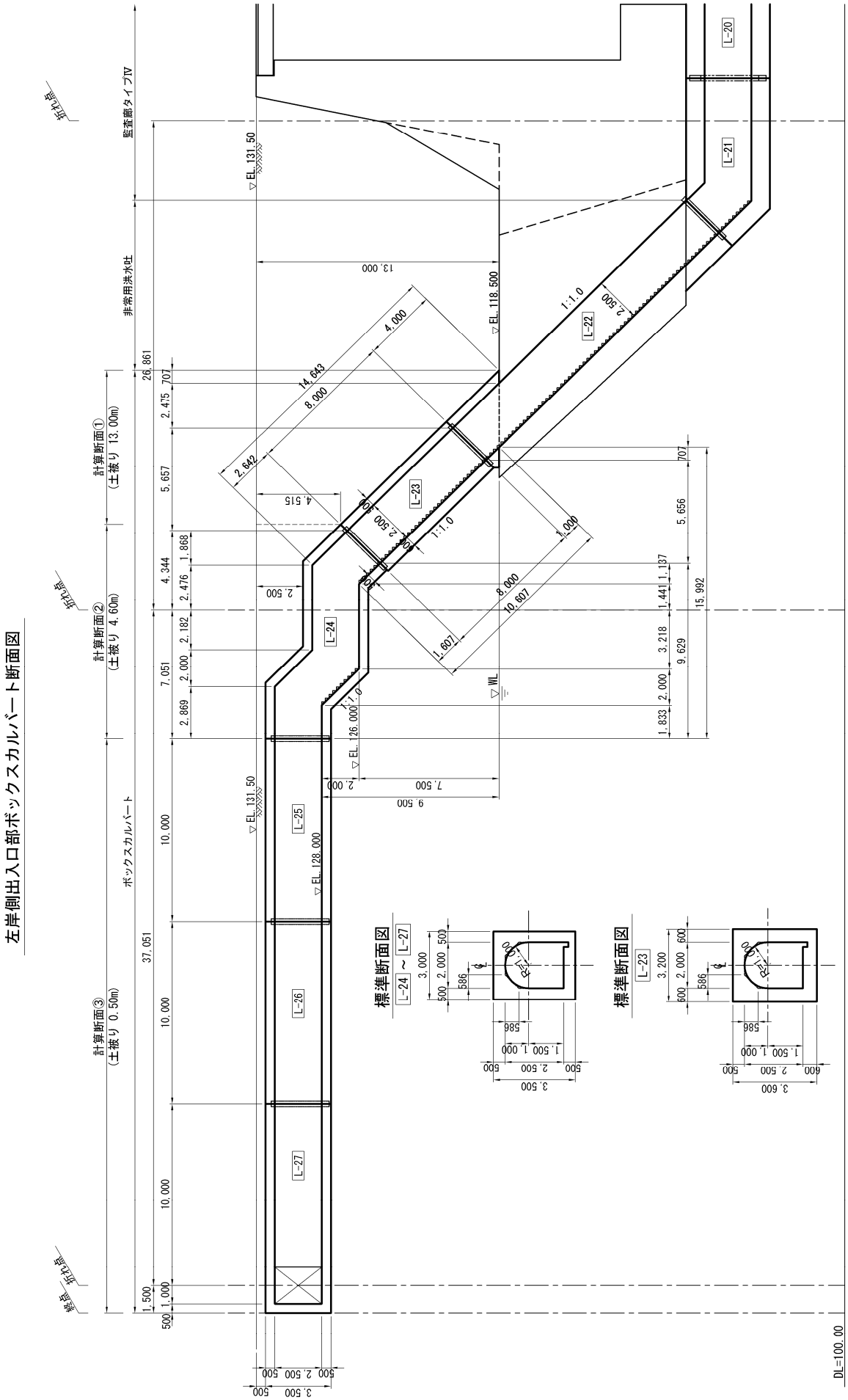
添付資料２．構造計算書

添付資料２．１　監査廊工（左岸出入口部）

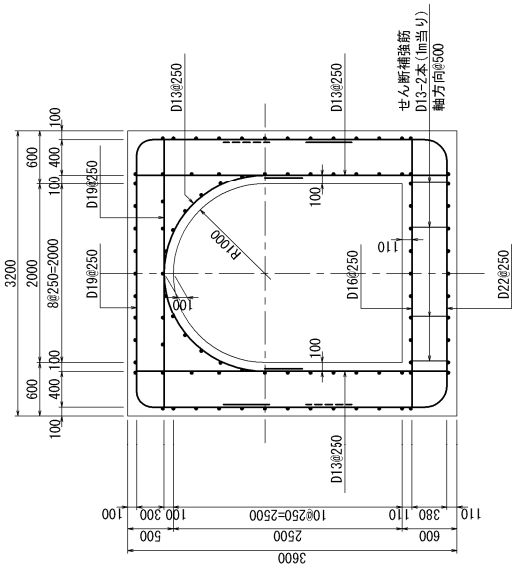
計算断面図


左岸側出入口部ボックスカルバート断面図
監査廊タイプⅣ
非常用洪水吐
ボックスカルバート
計算断面①
(土被り 13.00m)
計算断面②
(土被り 4.60m)
計算断面③
(土被り 0.50m)
EL.131.50
EL.118.500
EL.126.000
EL.128.000
WL
L-20
L-21
L-22
L-23
L-24
L-25
L-26
L-27
1:1.0
標準断面図
L-24 ～ L-27
標準断面図
L-23
DL=100.00

配筋要領図(計算結果)

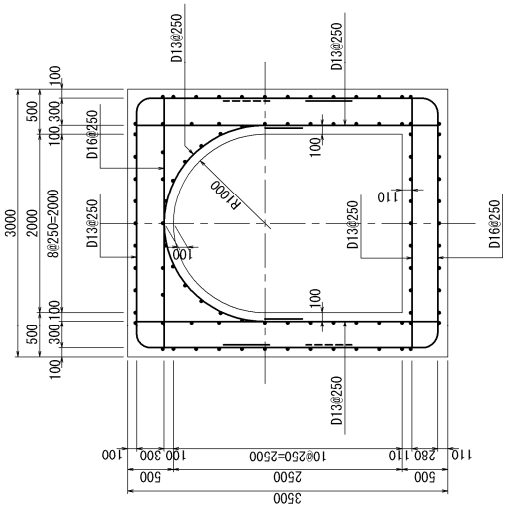
左岸側出入口部ボックスカルバート配筋要領図

L-23 配筋要領図



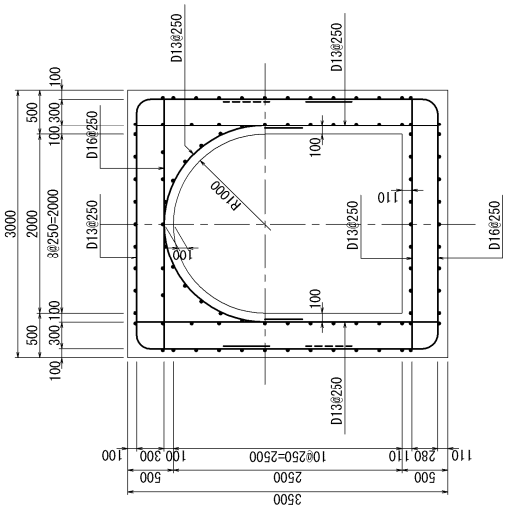
注) 配力筋は全てD13@250とする。

L-24 配筋要領図



注) 配力筋は全てD13@250とする。

L-25～L27 配筋要領図



注) 配力筋は全てD13@250とする。

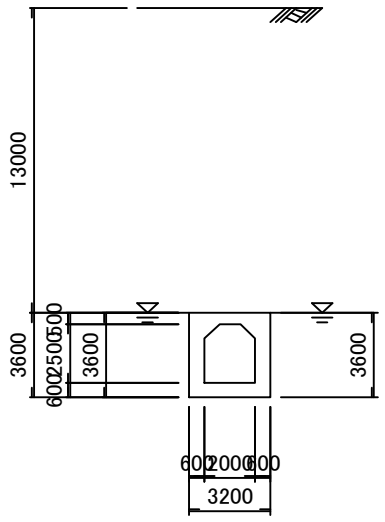
左岸側出入口部
ボックスカルバートの構造計算
計算断面①【L-23】

左岸側出入口部ボックスカルバートの計算(L-23,d=13.0m)

1 設計条件

1.1 形状寸法

・ボックス形式　　監査廊ボックス



頂版ハンチ　586 × 586
底版ハンチ　0 × 0

1.2 基本条件

地域区分	A区分
地盤種別	I種
標準設計水平震度	0.150
深度別補正係数	計算値
設計応答速度	駐車場設計指針の方法

1.3 材料

1.3.1 許容応力度

		常　時	地震時	
コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	σca	8.00	12.000	(N/mm^2)
コンクリートの許容軸圧縮応力度	σca	6.50	9.750	(N/mm^2)
ハンチが無い部材端部の許容圧縮応力度の低減		3/4で低減する		
		常　時	地震時	
コンクリートの許容せん断応力度	τa1	0.23	0.34	(N/mm^2)
許容せん断応力度の割り増し				
軸方向圧縮力による補正係数	Cn	考慮する		
有効高dによる補正係数	Ce	考慮する		
引張主鉄筋比Ptによる補正係数	Cpt	考慮する		
		常　時	地震時	
鉄筋の許容引張応力度(頂版部材用)	σsa	160.0	300.0	(N/mm^2)
(側,底版部材用)	σsa	160.0	300.0	(N/mm^2)
鉄筋の許容圧縮応力度(頂版部材用)	σsa'	200.0	300.0	(N/mm^2)
(側,底版部材用)	σsa'	200.0	300.0	(N/mm^2)

コンクリートの弾性係数

部材	ヤング係数Ec (N/mm²)
1	25000
2	25000
3	25000
4	25000

1.3.2 単位体積重量

舗装	γa	22.50	(kN/m³)
路盤	γb	21.00	(kN/m³)
土(湿潤)	γs	19.00	(kN/m³)
土(水中)	γd	10.00	(kN/m³)
鉄筋コンクリート	γc	24.50	(kN/m³)
水	γw	9.80	(kN/m³)

1.4 地盤条件

耐震設計上の基盤面　G.L.- 16.600 (m)

No	層厚 (m)	土の種類	湿潤重量 (kN/m³)	水中重量 (kN/m³)	平均N値	せん断弾性波速度 (m/s)	せん断弾性係数 G_D (kN/m²)	粘着力 (kN/m²)	内部摩擦角 (度)	TG=4Hi/Vi
1	16.600	砂質土	19.00	10.00	15.0	197.30	48300.1	0.00	30.00	0.337
2	基盤面下	岩	23.00	14.00						
									合計	0.337

表層地盤の特性値　T_G = 0.337 (s)
表層地盤の固有周期　$T_s = \alpha_D \cdot T_G$ = 1.250 × 0.337 = 0.421 (s)

1.5 土圧

静止土圧係数	準拠指針に準じる
鉛直方向土圧係数	準拠指針に準じる
発泡スチロールによる土圧軽減	考慮しない
サイロ土圧	考慮しない

1.6 荷重

1.6.1 上載活荷重

輪荷重	T荷重(T-25)
活荷重載荷	カルバートと直角
衝撃係数	準拠指針に準じる
低減係数 β	準拠指針に準じる
過載荷重を適用させる土被り厚	4.00 (m)
過載荷重	10.00 (kN/m²)
前輪荷重	考慮しない
カルバートからはみ出す輪荷重による水平荷重	
後輪荷重	考慮する
前輪荷重	考慮する
群集荷重	考慮しない

1.7 構造細目

		鉄筋図心距離(mm) 外側	鉄筋図心距離(mm) 内側	1段目と2段目の鉄筋図心間隔(mm)	応力度計算	圧縮引張鉄筋比
左側壁	隅角部	100	100	0	複鉄筋	0.17
	中央部	100	100	0	複鉄筋	0.17
頂版	隅角部	100	100	0	複鉄筋	0.17
	中央部	100	100	0	複鉄筋	0.17
右側壁	隅角部	100	100	0	複鉄筋	0.17
	中央部	100	100	0	複鉄筋	0.17
底版	隅角部	110	110	0	複鉄筋	0.17
	中央部	110	110	0	複鉄筋	0.17

1.8 基礎条件

基礎形式　　直接基礎(剛体)
許容地盤反力　　Qa　　600.000 (kN/m^2)

1.9 判断条件

隅角部の剛域	考慮しない
底版のインバート	考慮しない
ハンチ自重	考慮する
底版反力の計算	部材軸線幅で計算
有効断面のハンチ厚(曲げ応力照査時)	ハンチの1:3を考慮
有効断面のハンチ厚(せん断応力照査時)	ハンチの1:3を考慮
一般部のせん断応力度照査位置	壁前面からh/2の位置(ハンチ考慮)
カルバート底面の地盤反力の計算	する
浮上りの計算	する
直接基礎(剛体)の場合の底版自重	考慮する
応力度計算時の軸力	考慮する
隅角部モーメントのシフト	する

1.10 準拠指針

準拠指針　　道路土工カルバート工指針（21年度版　日本道路協会　平成22年3月）
道路橋示方書・同解説 Ⅴ耐震設計編説（日本道路協会 平成24年3月）
駐車場設計・施工指針 同解説（日本道路協会 平成4年11月）

1.11 荷重ケース一覧表

荷重名称

No.	荷重名称
1	自重
2	鉛直土圧
3	水平土圧 k0=0.5
4	活荷重:鉛直+水平等分布荷重
5	外水 静水圧
6	地震時応答変位
7	地震時周面せん断
8	地震時慣性力

荷重組合せケース

ケース	荷重の組合せ	活荷重の載荷位置
1	1+2+3+4+5	鉛直+水平等分布荷重
2	1+2+3+5	
3	6+7+8	
4	荷重ケース 2+荷重ケース 3	

2 詳細計算

2.1 断面方向の計算

2.1.1 荷重計算

(1) 鉛直土圧（外水有り）

・左側壁側

PvdL = (γa・t1 + γb・t2 + γs・D1 + γd・D2)・kv
= (22.50×0.000+21.00×0.000+19.00×13.000+10.00×0.000)×1.00

= 247.000 (kN/m^2)

・右側壁側

PvdR = (γa・t1 + γb・t2 + γs・D1 + γd・D2)・kv
= (22.50×0.000+21.00×0.000+19.00×13.000+10.00×0.000)×1.00
= 247.000 (kN/m^2)

ここに、γa ： 舗装の単位体積重量
γb ： 路盤の単位体積重量
γs ： 土の単位体積重量
γd ： 水中土の単位体積重量
t1 ： 舗装厚
t2 ： 路盤厚
D1 ： 水面以上の土被り厚
D2 ： 水面以下の土被り厚
kv ： 鉛直方向土圧係数

(2) 水平土圧(k0=0.5、外水有り)

・左側壁側

Phd1 = (γa・t1 + γb・t2 + γs・D1 + γd・D2)・k0

= (22.50×0.000+21.00×0.000+19.00×13.000+10.00×0.250)×0.50

= 124.750 (kN/m^2)

Phd2 = (γa・t1 + γb・t2 + γs・D1 + γd・D3)・k0

= (22.50×0.000+21.00×0.000+19.00×13.000+10.00×3.300)×0.50

= 140.000 (kN/m^2)

・右側壁側

Phd1 = (γa・t1 + γb・t2 + γs・D1 + γd・D2)・k0

= (22.50×0.000+21.00×0.000+19.00×13.000+10.00×0.250)×0.50

= 124.750 (kN/m^2)

Phd2 = (γa・t1 + γb・t2 + γs・D1 + γd・D3)・k0

= (22.50×0.000+21.00×0.000+19.00×13.000+10.00×3.300)×0.50

= 140.000 (kN/m^2)

ここに、γa ： 舗装の単位体積重量
γb ： 路盤の単位体積重量
γs ： 土の単位体積重量
γd ： 水中土の単位体積重量
t1 ： 舗装厚
t2 ： 路盤厚
D1 ： 距離1
D2 ： 距離2
D3 ： 距離3
k0 ： 静止土圧係数

(3) 自重

・頂版

Pw1 = γc・(B1・t1 + 1/2・a1・b1 + 1/2・a2・b2)/Bh1

= 24.50×(3.200×0.500+1/2×0.586×0.586

+1/2×0.586×0.586)/2.600 = 18.313 (kN/m^2)

ここに、γc ： コンクリートの単位体積重量
t1 ： 頂版厚
B1 ： 頂版幅
a1 ： 頂版左ハンチ幅
b1 ： 頂版左ハンチ高
a2 ： 頂版右ハンチ幅
b2 ： 頂版右ハンチ高
Bh1 ： 頂版部材幅

・左側壁

PwL = γc・(B1・H0 + 1/2・a1・b1)

= 24.50×(0.600×2.500+1/2×0.000×0.000) = 36.750 (kN/m)

・右側壁

PwR = γc・(B2・H0 + 1/2・a2・b2)

= 24.50×(0.600×2.500+1/2×0.000×0.000) = 36.750 (kN/m)

ここに、γc ： コンクリートの単位体積重量
B1 ： 左側壁厚
B2 ： 右側壁厚
H0 ： 側壁高
a1 ： 底版左ハンチ幅
b1 ： 底版左ハンチ高
a2 ： 底版右ハンチ幅
b2 ： 底版右ハンチ高

・底版

Pwf1 = γc・(B1・t1)/Bh1

= 24.50×(3.200×0.600)/2.600 = 18.092 (kN/m^2)

ここに、γc ： コンクリートの単位体積重量
t1 ： 底版厚
B1 ： 底版幅
Bh1 ： 底版部材幅

(4) 外水圧

・頂版

P1 = γw・H1 = 9.80× 0.000 = 0.000 (kN/m^2)

P2 = γw・H2 = 9.80× 0.000 = 0.000 (kN/m^2)

・左側

P1 = γw・H1 = 9.80× 0.250 = 2.450 (kN/m^2)

P2 = γw・H2 = 9.80× 3.300 = 32.340 (kN/m^2)

・右側

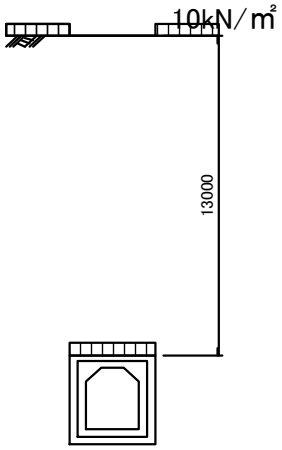
P1 = γw・H1 = 9.80× 0.250 = 2.450 (kN/m^2)

P2 = γw・H2 = 9.80× 3.300 = 32.340 (kN/m^2)

ここに、γw ：水の単位体積重量
H1 ：水位1
H2 ：水位2

(5) 活荷重

・鉛直+水平等分布荷重



Pvl = 10.000 (kN/m²)

活荷重による水平荷重

・左側壁側

Phl = Pvl・k0 = 10.000 × 0.50 = 5.000 (kN/m²)

・右側壁側

Phl = Pvl・k0 = 10.000 × 0.50 = 5.000 (kN/m²)

ここに、Pvl: 活荷重
k0 : 静止土圧係数

(6) 底版反力

荷重ケース 1

・底版下面に作用する鉛直力

荷　重	部　材	算　　式	鉛直力 N(kN)
頂版自重	頂版	18.313 ×2.600	47.613
側壁自重	左側壁	--------	-36.750
側壁自重	右側壁	--------	36.750
底版自重	底版	-18.092 ×2.600	-47.040
鉛直土圧	頂版	247.000 ×2.600	642.200
活荷重	頂版	10.000 ×2.600	26.000

・底版下面に作用する水平力

荷　重	部　材	算　　式	水平力 H(kN)
水平土圧	左側壁	1/2 × (140.000 +124.750) ×3.050	403.744
水平土圧	右側壁	1/2 × (124.750 +140.000) ×3.050	403.744
外水圧	左側壁	1/2 × (32.340 +2.450) ×3.050	53.055
外水圧	右側壁	1/2 × (2.450 +32.340) ×3.050	53.055
水平土圧(活荷重)	左側壁	5.000 ×3.050	15.250
水平土圧(活荷重)	右側壁	5.000 ×3.050	15.250

・底版下面に作用する鉛直力によるモーメント

荷　重	鉛直力 N (kN)	作用位置 x (m)	モーメント Nx (kN・m)
頂版自重	47.613	1.300	61.897
側壁自重	36.750	0.000	0.000
側壁自重	36.750	2.600	95.550
底版自重	47.040	1.300	61.152
鉛直土圧	642.200	1.300	834.860
活荷重	26.000	1.300	33.800
合　計	836.353		1087.259

・底版下面に作用する水平力によるモーメント

荷　重	水平力 H (kN)	作用位置 y (m)	モーメント Hy (kN・m)
水平土圧	403.744	1.496	603.887
水平土圧	-403.744	1.496	-603.887
外水圧	53.055	1.088	57.738
外水圧	-53.055	1.088	-57.738
水平土圧(活荷重)	15.250	1.525	23.256
水平土圧(活荷重)	-15.250	1.525	-23.256
合　計	0.000		0.000

※ 作用位置は、骨組み左下端からの距離。
　モーメントは、骨組み左下端を基準として時計回りを正とする。

・底版反力の計算

$$e = \frac{\Sigma Nx + \Sigma Hy + \Sigma M}{\Sigma N} - \frac{B}{2}$$

$$= \frac{1087.259 + 0.000 + 0.000}{836.353} - \frac{2.600}{2} = 0.000 \ (m)$$

$$Q1 = \frac{\Sigma N}{B} + \frac{6 \cdot \Sigma N \cdot e}{B^2} = \frac{836.353}{2.600} + \frac{6 \times 836.353 \times 0.000}{2.600^2} = 321.674 \ (kN/m^2)$$

$$Q2 = \frac{\Sigma N}{B} - \frac{6 \cdot \Sigma N \cdot e}{B^2} = \frac{836.353}{2.600} - \frac{6 \times 836.353 \times 0.000}{2.600^2} = 321.674 \ (kN/m^2)$$

ここに、e ： 偏心距離
　　B ： 底版骨組幅
　　Q1 ： 底版反力(右側)
　　Q2 ： 底版反力(左側)

地震時地盤ばね

動的変形係数 E_D

$$E_D = 2(1+\nu D)G_D$$

$$G_D = \frac{\gamma t}{g} Vsd^2$$

ここに、ED ： 地盤の動的変形係数 (kN/m²)
νD ： 地盤の動的ポアソン比　0.400
GD ： 地盤の動的せん断変形係数 (kN/m²)
γt ： 土の単位体積重量 (kN/m³)
Vsi ： i番目の地層の平均せん断弾性波速度 (m/s)
Vsd ： 地盤のせん断弾性波速度 (m/sec)
g ： 重力加速度(=9.8m/sec²)
Cv ： 地盤のひずみの大きさに基づく補正係数
Cv=0.8(Vsi<300m/sec)、Cv=1.0(Vsi>300m/sec)

鉛直バネ定数とせん断バネ定数

$$Kvs = \lambda \cdot Kv = 0.300 \times 134572.045 = 40371.613 \ (kN/m^3)$$

$$Kv = Kv0 \cdot \left(\frac{BH}{0.3}\right)^{-3/4} = 1217713.594 \times \left(\frac{5.657}{0.3}\right)^{-3/4} = 134572.045 \ (kN/m^3)$$

$$Kv0 = \frac{1}{0.3} \cdot ED = \frac{1}{0.3} \times 365314.078 = 1217713.594$$

$$BH = \sqrt{(B \cdot L)} = \sqrt{(3.200 \times 10.000)} = 5.657 \ (m^2)$$

$$E_D = 2(1+\nu D)G_D = 2 \times (1 + 0.400) \times 130469.314 = 365314.078 \ (kN/m^2)$$

$$G_D = \frac{\gamma t}{g} Vsd^2 = \frac{23.000}{9.800} \times 235.778^2 = 130469.314 \ (kN/m^2)$$

$$V_{sd} = V_{si} \cdot Cv = 294.723 \times 0.80 = 235.778 \ (m/s)$$

ここに、kvs: 鉛直方向せん断バネ定数
kv ： 鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)
kv0: 鉛直方向地盤反力係数の基準値 (kN/m³)
BH ： 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積 (m²)
B ： カルバート全幅 (m)
L ： カルバートのブロック長 (m)
λ ： 鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比

水平バネ定数とせん断バネ定数

$$Khs = \lambda \cdot Kh \ (kN/m^3)$$

$$Kh = Kh0 \cdot \left(\frac{AH}{0.3}\right)^{-3/4} \ (kN/m^3)$$

$$Kh0 = \frac{1}{0.3} \cdot ED \ (kN/m^3)$$

$$AH = \sqrt{(H \cdot L)} = \sqrt{(3.600 \times 10.000)} = 6.000 \ (m^2)$$

ここに、kh ： 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)
kh0: 水平方向地盤反力係数の基準値 (KN/m³)
AH ： 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積 (m²)
H ： カルバート全高 (m)
L ： カルバートのブロック長 (m)

位　置	深度 Z (m)	γt (kN/m³)	Vsd (m/sec)	GD (kN/m²)	E_D (kN/m²)	kh0 (kN/m³)	kh (kN/m³)	khs (kN/m³)
頂版軸線	13.250	19.00	157.84	48300.13	135240.37	450801.23	47666.43	14299.93
底版軸線	16.300	19.00	157.84	48300.13	135240.37	450801.23	47666.43	14299.93

応答変位荷重

水平方向変位振幅

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

ここに、$U(z)$ ： 深さz点における水平方向変位振幅 (m)
z ： 深さz点 (m) ($h_u \leqq z < h_b$)
h_u ： 地表面から構造物頂版までの深さ(土被り) (m)
h_b ： 地表面から構造物底版までの深さ (m)
S_V ： 設計応答速度 (m/s)
S_V = 0.105 (m/s)
T_s ： 表層地盤の固有周期 (s)
T_s = 0.421 (s)
H ： 表層地盤の厚さ H = 16.600 (m)

水平方向振幅荷重

$$P(z) = k_H(z)\cdot[U(z) - U(h_B)]$$

ここに、$P(z)$ ： 深さz点における水平方向振幅荷重 (kN/m^2)
$k_H(z)$ ： 深さz点における水平方向地盤反力係数 (kN/m^2)
$U(h_B)$ ： 構造物底版における水平方向変位振幅 (m)

底版軸線の深度z = 16.300における応答変位

$$U(h_B)=\frac{2}{\pi^2}\times 0.105\times 0.421\times\cos\frac{\pi\times 16.300}{2\times 16.600}$$

$$= 0.00026 \text{ (m)}$$

深度 z (m)	応答変位 U(z) (m)	相対変位 ΔU=U(z)-U(h_B) (m)	地盤反力係数 k_h (kN/m^3)	応答変位荷重 P(z) (kN/m^2)
13.250	0.00280	0.00255	47666.43	121.411
13.400	0.00268	0.00243	47666.43	115.618
13.600	0.00252	0.00226	47666.43	107.855
13.800	0.00235	0.00210	47666.43	100.049
14.000	0.00219	0.00193	47666.43	92.203
14.200	0.00202	0.00177	47666.43	84.319
14.400	0.00186	0.00160	47666.43	76.401
14.600	0.00169	0.00144	47666.43	68.451
14.800	0.00152	0.00127	47666.43	60.472
15.000	0.00136	0.00110	47666.43	52.467
15.200	0.00119	0.00093	47666.43	44.439
15.400	0.00102	0.00076	47666.43	36.391
15.600	0.00085	0.00059	47666.43	28.325
15.800	0.00068	0.00042	47666.43	20.245
16.000	0.00051	0.00025	47666.43	12.153
16.200	0.00034	0.00009	47666.43	4.053
16.300	0.00026	0.00000	47666.43	0.000

地震時周面せん断力

$$\tau_u = \frac{G_u}{\pi \cdot H} \cdot S_V \cdot T_S \cdot \sin \frac{\pi \cdot h_u}{2 \cdot H}$$

$$\tau_b = \frac{G_b}{\pi \cdot H} \cdot S_V \cdot T_S \cdot \sin \frac{\pi \cdot h_b}{2 \cdot H}$$

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

ただし、周面せん断力の上限値を超えないものとする。

周面せん断力の上限値

$\tau max = C + \sigma' \cdot \tan\phi$

頂版、底版

	土質区分	深さ z (m)	σ' (kN/m²)	C (kN/m²)	φ (度)	τ max (kN/m²)
頂版左	砂質土	13.000	247.000	0.000	30.000	142.606
頂版右	砂質土	13.000	247.000	0.000	30.000	142.606
底版左	砂質土	16.600	283.000	0.000	30.000	163.390
底版右	砂質土	16.600	283.000	0.000	30.000	163.390

周面せん断力

頂版、底版

	土質区分	深さ z (m)	G_D (kN/m²)	S_V (m/s)	T_S (m/s)	H (m)	τ_u、τ_b (kN/m²)	最小値 (kN/m²)
頂版左	砂質土	13.000	48300.131	0.105	0.421	16.600	38.726	38.726
頂版右	砂質土	13.000	48300.131	0.105	0.421	16.600	38.726	38.726
底版左	砂質土	16.600	48300.131	0.105	0.421	16.600	41.088	41.088
底版右	砂質土	16.600	48300.131	0.105	0.421	16.600	41.088	41.088

左側壁 $\tau_s = \frac{\tau_u + \tau_b}{2}$

$= \frac{38.726 + 41.088}{2}$

$= 39.907$ (kN/m²)

右側壁 $\tau_s = \frac{\tau_u + \tau_b}{2}$

$= \frac{38.726 + 41.088}{2}$

$= 39.907$ (kN/m²)

ここに、τ_u ： 頂版に作用する地震時周面せん断力 (kN/m²)
τ_b ： 底版に作用する地震時周面せん断力 (kN/m²)
τ_s ： 両側壁に作用する地震時周面せん断力 (kN/m²)
σ' ： 有効上載圧 (kN/m²)
C ： 地盤の粘着力 (kN/m²)
φ ： 地盤の内部摩擦角 (度)
G_D ： 表層地盤の動的せん断弾性係数 (kN/m²)
S_V = 0.105 (m/s)
T_s ： 表層地盤の固有周期 (s)
T_s = 0.421 (s)
H ： 表層地盤の厚さ (m)
H = 16.600 (m)

設計水平震度k_{hb}および慣性力

$k_{hb}=C_Z \cdot C_G \cdot C_U \cdot k_{h0}$

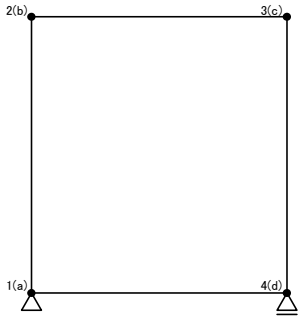
ここに、k_{hb} ： 設計水平震度
C_Z ： 地域別補正係数　$C_Z=1.00$
C_G ： 地盤別補正係数　$C_G=0.80$(I種地盤)
C_U ： 深度別補正係数　$C_U=1.0-0.015z$
k_{h0} ： 標準設計水平震度　$k_{h0}=0.150$
z ： 地表面からの深さ (m)

部材位置	深さ z (m)	部材厚さ (m)	wb (kN/m^2)	部材位置での設計水平震度	慣性力 (kN/m^2)
頂　　版	13.250	0.500	12.250	0.096	1.178
左側壁上端	13.250	0.600	14.700	0.096	1.413
左側壁下端	16.300	0.600	14.700	0.091	1.333
右側壁上端	13.250	0.600	14.700	0.096	1.413
右側壁下端	16.300	0.600	14.700	0.091	1.333
底　　版	16.300	0.600	14.700	0.091	1.333

2.1.2 フレーム解析基本データ

(1) 常時

・フレーム構造モデル



・基本データ

節点数　　= 4
部材数　　= 4
支点数　　= 2
単位系　　= kN,m,rad

・節点データ

節点番号	X (m)	Y (m)
1(a)	0.000	0.000
2(b)	0.000	3.050
3(c)	2.600	3.050
4(d)	2.600	0.000

・材料特性データ

材料特性番号	ヤング係数 (kN/m^2)	線膨張係数
1	2.500000E+07	1.000000E-05
2	2.500000E+07	1.000000E-05
3	2.500000E+07	1.000000E-05
4	2.500000E+07	1.000000E-05

・部材データ

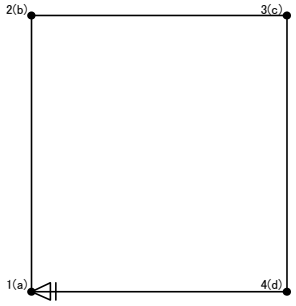
部材番号	I端	J端	断面積 (m^2)	断面2次モーメント (m^4)	材料特性番号
1	1(a)	2(b)	0.6000000	0.0180000	1
2	2(b)	3(c)	0.5000000	0.0104167	2
3	3(c)	4(d)	0.6000000	0.0180000	3
4	4(d)	1(a)	0.6000000	0.0180000	4

・支点データ

節点番号	X	Y	M
1(a)	固定	固定	自由
4(d)	自由	固定	自由

(2)地震時

・フレーム構造モデル



・基本データ

節点数　　= 4
部材数　　= 4
支点数　　= 1
単位系　　= kN,m,rad

・節点データ

節点番号	X (m)	Y (m)
1(a)	0.000	0.000
2(b)	0.000	3.050
3(c)	2.600	3.050
4(d)	2.600	0.000

・材料特性データ

材料特性番号	ヤング係数 (kN/m^2)	線膨張係数
1	2.500000E+07	1.000000E-05
2	2.500000E+07	1.000000E-05
3	2.500000E+07	1.000000E-05
4	2.500000E+07	1.000000E-05

・部材データ

部材番号	I端	J端	断面積 (m^2)	断面2次モーメント (m^4)	材料特性番号
1	1(a)	2(b)	0.6000000	0.0180000	1
2	2(b)	3(c)	0.5000000	0.0104167	2
3	3(c)	4(d)	0.6000000	0.0180000	3
4	4(d)	1(a)	0.6000000	0.0180000	4

・等分布バネ部材データ

部材番号	kv (kN/m^2)	ku (kN/m^2)
1	47666.426	14299.928
3	47666.426	14299.928
4	134572.045	40371.613

・支点データ

節点番号	X	Y	M
1(a)	自由	自由	自由

2.1.3 荷重一覧

荷重ケース1

部材 a - b(左側壁)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
側壁自重（左側壁）	-12.049	-12.049	0.000	3.050
水平土圧（死荷重）	140.000	124.750	0.000	3.050
外水圧（左側壁）	32.340	2.450	0.000	3.050
水平土圧(活荷重)	5.000	5.000	0.000	3.050

部材 b - c(頂版)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
頂版自重	18.313	18.313	0.000	2.600
鉛直土圧	247.000	247.000	0.000	2.600
活荷重	10.000	10.000	0.000	2.600

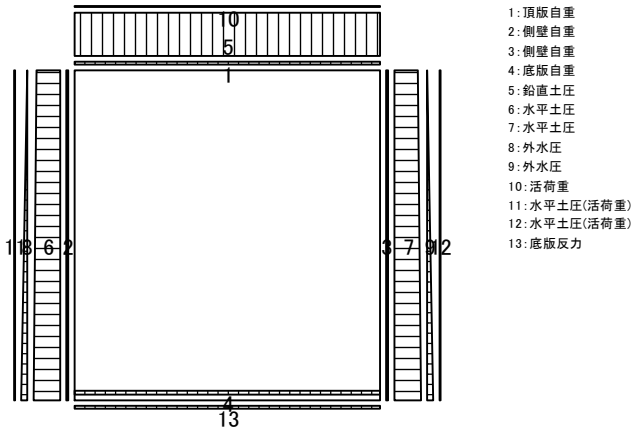
部材 c - d(右側壁)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
側壁自重（右側壁）	12.049	12.049	0.000	3.050
水平土圧（死荷重）	124.750	140.000	0.000	3.050
外水圧（右側壁）	2.450	32.340	0.000	3.050
水平土圧(活荷重)	5.000	5.000	0.000	3.050

部材 d - a(底版)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
底版自重	-18.092	-18.092	0.000	2.600
底版反力	321.674	321.674	0.000	2.600

荷重図



荷重ケース2

部材 a - b(左側壁)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
側壁自重（左側壁）	-12.049	-12.049	0.000	3.050
水平土圧（死荷重）	140.000	124.750	0.000	3.050
外水圧（左側壁）	32.340	2.450	0.000	3.050

部材 b - c(頂版)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
頂版自重	18.313	18.313	0.000	2.600
鉛直土圧	247.000	247.000	0.000	2.600

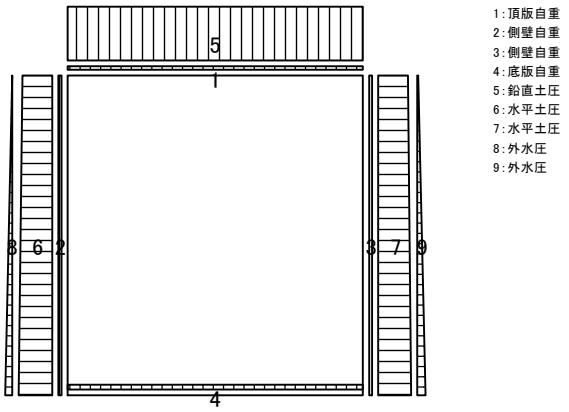
部材 c - d(右側壁)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
側壁自重（右側壁）	12.049	12.049	0.000	3.050
水平土圧（死荷重）	124.750	140.000	0.000	3.050
外水圧（右側壁）	2.450	32.340	0.000	3.050

部材 d - a(底版)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
底版自重	-18.092	-18.092	0.000	2.600

荷重図



荷重ケース3

部材 a － b(左側壁)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
応答変位荷重	115.618	121.411	2.900	3.050
応答変位荷重	107.855	115.618	2.700	2.900
応答変位荷重	100.049	107.855	2.500	2.700
応答変位荷重	92.203	100.049	2.300	2.500
応答変位荷重	84.319	92.203	2.100	2.300
応答変位荷重	76.401	84.319	1.900	2.100
応答変位荷重	68.451	76.401	1.700	1.900
応答変位荷重	60.472	68.451	1.500	1.700
応答変位荷重	52.467	60.472	1.300	1.500
応答変位荷重	44.439	52.467	1.100	1.300
応答変位荷重	36.391	44.439	0.900	1.100
応答変位荷重	28.325	36.391	0.700	0.900
応答変位荷重	20.245	28.325	0.500	0.700
応答変位荷重	12.153	20.245	0.300	0.500
応答変位荷重	4.053	12.153	0.100	0.300
応答変位荷重	0.000	4.053	0.000	0.100
周面せん断力	-39.907	-39.907	0.000	3.050
側壁慣性力(左側壁)	1.333	1.413	0.000	3.050

部材 b － c(頂版)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
周面せん断力	38.726	38.726	0.000	2.600
頂版慣性力	1.178	1.178	0.000	2.600

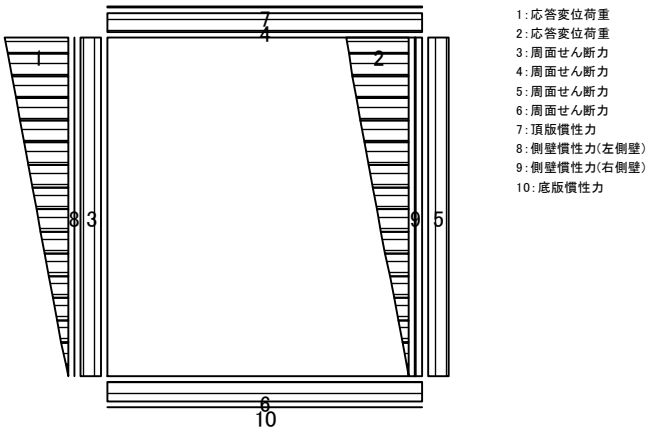
部材 c － d(右側壁)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
応答変位荷重	-121.411	-115.618	0.000	0.150
応答変位荷重	-115.618	-107.855	0.150	0.350
応答変位荷重	-107.855	-100.049	0.350	0.550
応答変位荷重	-100.049	-92.203	0.550	0.750
応答変位荷重	-92.203	-84.319	0.750	0.950
応答変位荷重	-84.319	-76.401	0.950	1.150
応答変位荷重	-76.401	-68.451	1.150	1.350
応答変位荷重	-68.451	-60.472	1.350	1.550
応答変位荷重	-60.472	-52.467	1.550	1.750
応答変位荷重	-52.467	-44.439	1.750	1.950
応答変位荷重	-44.439	-36.391	1.950	2.150
応答変位荷重	-36.391	-28.325	2.150	2.350
応答変位荷重	-28.325	-20.245	2.350	2.550
応答変位荷重	-20.245	-12.153	2.550	2.750
応答変位荷重	-12.153	-4.053	2.750	2.950
応答変位荷重	-4.053	0.000	2.950	3.050
周面せん断力	-39.907	-39.907	0.000	3.050
側壁慣性力(右側壁)	-1.413	-1.333	0.000	3.050

部材 d － a(底版)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
周面せん断力	41.088	41.088	0.000	2.600
底版慣性力	-1.333	-1.333	0.000	2.600

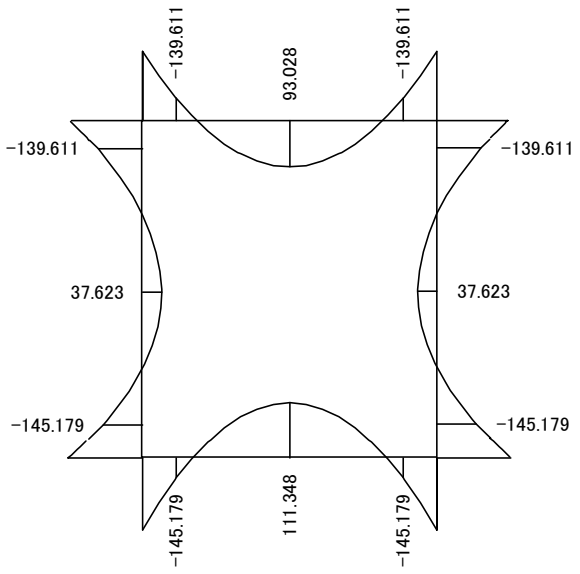
荷重図



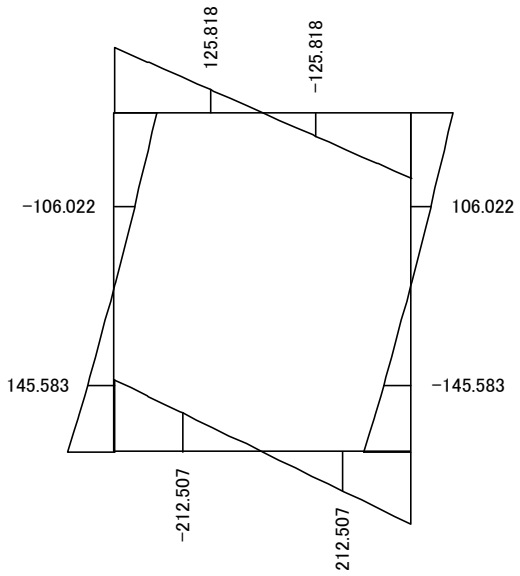
2.1.4 断面力の算出

(1) 常時：荷重ケース1

曲げモーメント図

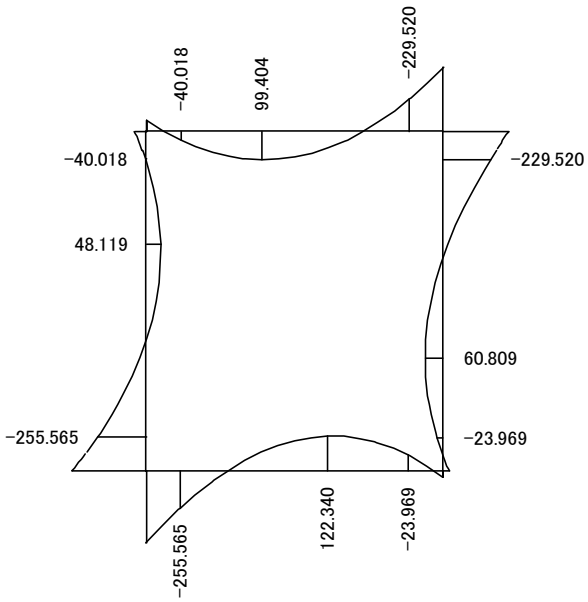


せん断力図

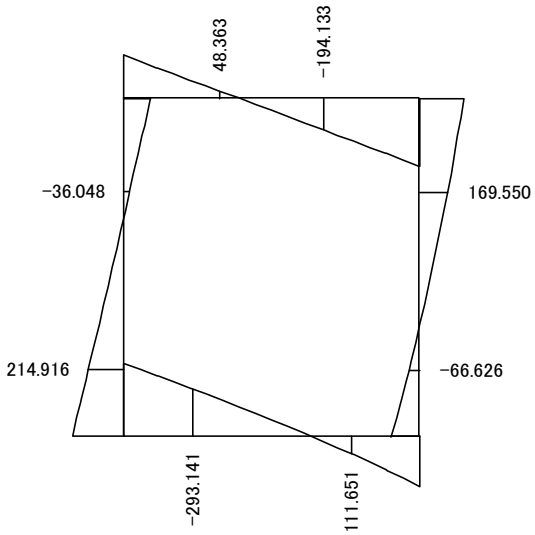


(2) 地震時：荷重ケース4

曲げモーメント図



せん断力図



2.1.5 断面力の集計

左側壁（a － b）

位置	シフト量 (m)	M (kN・m)	N (kN)	S (kN)	ケース M	ケース S
a 点	0.300	-255.565	448.481	---	4	---
Mmax	---	37.623	376.586	---	1	---
b 点	0.250	-139.611	357.907	---	1	---
a 点側 h/2 点	---	---	---	214.916	---	4
b 点側 h/2 点	---	---	---	-106.022	---	1

頂版（b － c）

位置	シフト量 (m)	M (kN・m)	N (kN)	S (kN)	ケース M	ケース S
b 点	0.300	-139.611	222.726	---	1	---
Mmax	---	93.028	222.726	---	1	---
c 点	0.300	-229.520	267.163	---	4	---
b 点側 h/2 点	---	---	---	125.818	---	1
c 点側 h/2 点	---	---	---	-194.133	---	4

右側壁（c － d）

位置	シフト量 (m)	M (kN・m)	N (kN)	S (kN)	ケース M	ケース S
c 点	0.250	-229.520	417.792	---	4	---
Mmax	---	37.623	376.586	---	1	---
d 点	0.300	-145.179	394.657	---	1	---
c 点側 h/2 点	---	---	---	169.550	---	4
d 点側 h/2 点	---	---	---	-145.583	---	1

底版（d － a）

位置	シフト量 (m)	M (kN・m)	N (kN)	S (kN)	ケース M	ケース S
d 点	0.300	-145.179	249.323	---	1	---
Mmax	---	111.348	249.323	---	1	---
a 点	0.300	-255.565	310.291	---	4	---
d 点側 h/2 点	---	---	---	212.507	---	1
a 点側 h/2 点	---	---	---	-293.141	---	4

ケースM,ケースSは、それぞれM,Sが最大値を示す荷重の組合わせケースを示します。
(1.11 荷重ケース一覧表 参照)

2.2 応力度計算

2.2.1 曲げ応力度照査

左側壁(a - b)						
照査位置		a 点	Mmax	b 点		
i 端からの距離	(m)	0.300	1.500	2.800		
引張側		外側	内側	外側		
曲げモーメント M	(kN・m)	-255.565	37.623	-139.611		
軸力 N	(kN)	448.481	376.586	357.907		
部材幅 b	(m)	1.000	1.000	1.000		
部材高 h	(m)	0.600	0.600	0.795		
有効高 d	(m)	0.500	0.500	0.695		
圧縮かぶり d'	(m)	0.100	0.100	0.295		
ヤング係数比 n		15.0	15.0	15.0		
As	(mm^2)	1548.400	506.800	1146.000		
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D22-ctc250	D13-ctc250	D19-ctc250		
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
As'	(mm^2)	506.800	1146.000	506.800		
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D13-ctc250	D19-ctc250	D13-ctc250		
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
p=As/(b*d)	(%)	0.310	0.101	0.165		
u=d-h/2	(m)	0.200	0.200	0.298		
f=M/N+u	(m)	0.770	0.300	0.688		
f/d		1.540	0.600	0.989		
d'/d		0.200	0.200	0.425		
As'/As		0.327	2.261	0.442		
M'=M+N*u	(kN・m)	345.261	112.940	246.148		
X	(m)	0.182	---	0.309		
C		6.052	---	5.280		
S		10.594	---	6.612		
σc	(N/mm^2)	8.36	1.17	2.69		
σs	(N/mm^2)	219.47	-3.19	50.50		
σs'	(N/mm^2)	56.41	14.71	1.75		
σca	(N/mm^2)	12.00	8.00	8.00		
3/4σca	(N/mm^2)	9.00	---	---		
σsa	(N/mm^2)	300.00	160.00	160.00		
判定		OK	OK	OK		
σc		OK	OK	OK		
σs		OK	OK	OK		
σs'						

頂版(b - c)						
照査位置		b 点	Mmax	c 点		
i 端からの距離	(m)	0.300	1.300	2.300		
引張側		外側	内側	外側		
曲げモーメント M	(kN・m)	-139.611	93.028	-229.520		
軸力 N	(kN)	222.726	222.726	267.163		
部材幅 b	(m)	1.000	1.000	1.000		
部材高 h	(m)	0.695	0.500	0.695		
有効高 d	(m)	0.595	0.400	0.595		
圧縮かぶり d'	(m)	0.295	0.100	0.295		
ヤング係数比 n		15.0	15.0	15.0		
As	(mm^2)	1146.000	1146.000	1146.000		
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D19-ctc250	D19-ctc250	D19-ctc250		
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
As'	(mm^2)	1146.000	1146.000	1146.000		
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D19-ctc250	D19-ctc250	D19-ctc250		
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
p=As/(b*d)	(%)	0.192	0.287	0.192		
u=d-h/2	(m)	0.248	0.150	0.248		
f=M/N+u	(m)	0.874	0.568	1.107		
f/d		1.469	1.419	1.859		
d'/d		0.496	0.250	0.496		
As'/As		1.000	1.000	1.000		
M'=M+N*u	(kN・m)	194.773	126.437	295.687		
X	(m)	0.200	0.145	0.182		
C		7.043	5.897	7.813		
S		13.955	10.346	17.782		
σc	(N/mm^2)	3.87	4.66	6.52		
σs	(N/mm^2)	115.04	122.64	222.53		
σs'	(N/mm^2)	-27.81	21.76	-61.13		
σca	(N/mm^2)	8.00	8.00	12.00		
3/4σca	(N/mm^2)	---	---	---		
σsa	(N/mm^2)	160.00	160.00	300.00		
判定		OK	OK	OK		
σc		OK	OK	OK		
σs		OK	OK	OK		
σs'						

右側壁(c - d)						
照査位置		c 点	Mmax	d 点		
i 端からの距離	(m)	0.250	1.550	2.750		
引張側		外側	内側	外側		
曲げモーメント M	(kN・m)	-229.520	37.623	-145.179		
軸力 N	(kN)	417.792	376.586	394.657		
部材幅 b	(m)	1.000	1.000	1.000		
部材高 h	(m)	0.795	0.600	0.600		
有効高 d	(m)	0.695	0.500	0.500		
圧縮かぶり d'	(m)	0.295	0.100	0.100		
ヤング係数比 n		15.0	15.0	15.0		
As	(mm^2)	1146.000	506.800	1548.400		
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D19-ctc250	D13-ctc250	D22-ctc250		
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
As'	(mm^2)	506.800	1146.000	506.800		
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D13-ctc250	D19-ctc250	D13-ctc250		
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
p=As/(b*d)	(%)	0.165	0.101	0.310		
u=d-h/2	(m)	0.298	0.200	0.200		
f=M/N+u	(m)	0.847	0.300	0.568		
f/d		1.218	0.600	1.136		
d'/d		0.425	0.200	0.200		
As'/As		0.442	2.261	0.327		
M'=M+N*u	(kN・m)	353.883	112.940	224.110		
X	(m)	0.242	---	0.222		
C		6.566	---	5.101		
S		12.321	---	6.374		
σc	(N/mm^2)	4.81	1.17	4.57		
σs	(N/mm^2)	135.28	-3.19	85.70		
σs'	(N/mm^2)	-15.98	14.71	37.73		
σca	(N/mm^2)	12.00	8.00	8.00		
3/4σca	(N/mm^2)	---	---	6.00		
σsa	(N/mm^2)	300.00	160.00	160.00		
判定		OK	OK	OK		
σc		OK	OK	OK		
σs		OK	OK	OK		
σs'						

底版(d - a)						
照査位置		d 点	Mmax	a 点		
i 端からの距離	(m)	0.300	1.300	2.300		
引張側		外側	内側	外側		
曲げモーメント M	(kN・m)	-145.179	111.348	-255.565		
軸力 N	(kN)	249.323	249.323	310.291		
部材幅 b	(m)	1.000	1.000	1.000		
部材高 h	(m)	0.600	0.600	0.600		
有効高 d	(m)	0.490	0.490	0.490		
圧縮かぶり d'	(m)	0.110	0.110	0.110		
ヤング係数比 n		15.0	15.0	15.0		
As	(mm^2)	1548.400	794.400	1548.400		
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D22-ctc250	D16-ctc250	D22-ctc250		
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
As'	(mm^2)	794.400	1548.400	794.400		
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D16-ctc250	D22-ctc250	D16-ctc250		
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
p=As/(b*d)	(%)	0.316	0.162	0.316		
u=d-h/2	(m)	0.190	0.190	0.190		
f=M/N+u	(m)	0.772	0.637	1.014		
f/d		1.576	1.299	2.069		
d'/d		0.224	0.224	0.224		
As'/As		0.513	1.949	0.513		
M'=M+N*u	(kN・m)	192.550	158.720	314.520		
X	(m)	0.176	0.153	0.160		
C		6.040	6.669	6.604		
S		10.729	14.727	13.614		
σc	(N/mm^2)	4.84	4.41	8.65		
σs	(N/mm^2)	129.06	146.03	267.50		
σs'	(N/mm^2)	27.37	18.50	40.58		
σca	(N/mm^2)	8.00	8.00	12.00		
3/4σca	(N/mm^2)	6.00	---	9.00		
σsa	(N/mm^2)	160.00	160.00	300.00		
判定		OK	OK	OK		
σc		OK	OK	OK		
σs		OK	OK	OK		
σs'						

ここに、σsの-は圧縮を示す。σs'の-は引張を示す。
2段配筋の場合は、最遠鉄筋の応力度を示す。

2.2.2 せん断応力度照査

左側壁(a - b)						
照査位置		a 点側 h/2 点	b 点側 h/2 点			
i 端からの距離	(m)	0.600	2.207			
引張側		外側	外側			
曲げモーメント M	(kN・m)	-169.611	-31.131			
軸力 N	(kN)	431.127	365.052			
せん断力 S	(kN)	214.916	-106.022			
部材幅 b	(m)	1.000	1.000			
部材高 h	(m)	0.600	0.600			
有効高 d	(m)	0.500	0.500			
圧縮かぶり d'	(m)	0.100	0.100			
ヤング係数比 n		15.0	15.0			
As	(mm^2)	1548.400	1146.000			
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D22-ctc250	D19-ctc250			
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
As'	(mm^2)	506.800	506.800			
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D13-ctc250	D13-ctc250			
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
τ	(N/mm^2)	0.43	0.21			
τa1	(N/mm^2)	0.34	0.23			
α		---	---			
Cn		1.25	2.00			
Ce		1.29	1.29			
Cpt		1.01	0.93			
τa1'	(N/mm^2)	0.55	0.55			
判定						
τ		OK	OK			

頂版(b - c)						
照査位置		b 点側 h/2 点	c 点側 h/2 点			
i 端からの距離	(m)	0.843	1.757			
引張側		内側	内側			
曲げモーメント M	(kN・m)	64.279	-41.677			
軸力 N	(kN)	222.726	245.495			
せん断力 S	(kN)	125.818	-194.133			
部材幅 b	(m)	1.000	1.000			
部材高 h	(m)	0.514	0.514			
有効高 d	(m)	0.414	0.414			
圧縮かぶり d'	(m)	0.100	0.100			
ヤング係数比 n		15.0	15.0			
As	(mm^2)	1146.000	1146.000			
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D19-ctc250	D19-ctc250			
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
As'	(mm^2)	1146.000	1146.000			
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D19-ctc250	D19-ctc250			
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
τ	(N/mm^2)	0.30	0.47			
τa1	(N/mm^2)	0.23	0.34			
α		---	---			
Cn		1.30	1.50			
Ce		1.33	1.33			
Cpt		0.98	0.98			
τa1'	(N/mm^2)	0.39	0.67			
判定						
τ		OK	OK			

右側壁(c - d)						
照査位置		c 点側 h/2 点	d 点側 h/2 点			
i 端からの距離	(m)	0.843	2.450			
引張側		外側	外側			
曲げモーメント M	(kN・m)	-90.277	-78.295			
軸力 N	(kN)	397.779	391.042			
せん断力 S	(kN)	169.550	-145.583			
部材幅 b	(m)	1.000	1.000			
部材高 h	(m)	0.600	0.600			
有効高 d	(m)	0.500	0.500			
圧縮かぶり d'	(m)	0.100	0.100			
ヤング係数比 n		15.0	15.0			
As	(mm^2)	1146.000	1548.400			
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D19-ctc250	D22-ctc250			
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
As'	(mm^2)	506.800	506.800			
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D13-ctc250	D13-ctc250			
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
τ	(N/mm^2)	0.34	0.29			
τa1	(N/mm^2)	0.34	0.23			
α		---	---			
Cn		1.44	1.50			
Ce		1.29	1.29			
Cpt		0.93	1.01			
τa1'	(N/mm^2)	0.59	0.45			
判定						
τ		OK	OK			

底版(d - a)						
照査位置		d 点側 h/2 点	a 点側 h/2 点			
i 端からの距離	(m)	0.600	2.000			
引張側		内側	外側			
曲げモーメント M	(kN・m)	-40.443	-132.362			
軸力 N	(kN)	249.323	294.372			
せん断力 S	(kN)	212.507	-293.141			
部材幅 b	(m)	1.000	1.000			
部材高 h	(m)	0.600	0.600			
有効高 d	(m)	0.490	0.490			
圧縮かぶり d'	(m)	0.110	0.110			
ヤング係数比 n		15.0	15.0			
As	(mm^2)	794.400	1548.400			
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D16-ctc250	D22-ctc250			
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
As'	(mm^2)	1548.400	794.400			
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D22-ctc250	D16-ctc250			
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
τ	(N/mm^2)	0.43	0.60			
τa1	(N/mm^2)	0.23	0.34			
α		---	---			
Cn		1.62	1.22			
Ce		1.29	1.29			
Cpt		1.02	1.02			
τa1'	(N/mm^2)	0.49	0.55			
判定						
τ		OK	OUT			
スターラップ間隔	(mm)	500.0	500.0			
スターラップ量	(mm^2)	---	190.189			
使用スターラップ	(mm^2)		2-D13 253.4			

2.3 最小鉄筋量

左側壁		下端	Mmax	上端
曲げモーメント M	(kN・m)	-255.565	37.623	-139.611
軸力 N	(kN)	448.481	376.586	357.907
部材幅 b	(m)	1.000	1.000	1.000
部材高 h	(m)	0.600	0.600	0.795
有効高 d	(m)	0.500	0.500	0.695
曲げ部材				
コンクリート設計基準強度σck	(N/mm²)	24.000	24.000	24.000
1.7M	(kN・m)	434.460	63.959	237.339
部材断面積 Ac	(m²)	0.600	0.600	0.795
断面係数 Zc	(m³)	0.060	0.060	0.105
ひび割れモーメント Mc	(kN・m)	159.669	152.479	249.194
終局モーメント Mu	(kN・m)	384.120	217.614	445.509
引張鉄筋量 As1	(mm²)	1548.400	506.800	1146.000
判　定		Mu≧Mc	1.7M≦Mc	1.7M≦Mc
Mu = Mc の鉄筋量	(mm²)	176.442	------	------
500mm²/m配筋する長さL	(m)	1.000	1.000	1.000
500・Lの鉄筋量	(mm²)	500.000	500.000	500.000
最小鉄筋量	(mm²)	500.000	500.000	500.000
最大鉄筋量 0.02bd	(mm²)	10000.000	10000.000	13906.667
判　定		Asmin≦As1 Asmax>As1 OK	Asmin≦As1 Asmax>As1 OK	Asmin≦As1 Asmax>As1 OK
軸力部材				
許容軸圧縮応力度				
コンクリート σca	(N/mm²)	9.750	6.500	6.500
鉄　筋 σsa	(N/mm²)	300.000	200.000	200.000
鉄筋の降伏点 σsy	(N/mm²)	345.000	345.000	345.000
必要断面積 A'	(mm²)	36912.009	46492.064	44186.000
軸方向鉄筋量 As2	(mm²)	2055.200	1652.800	1652.800
0.008A'	(mm²)	295.296	371.937	353.488
500mm²/m配筋する長さL	(m)	2.000	2.000	2.000
500・Lの鉄筋量	(mm²)	1000.000	1000.000	1000.000
最小鉄筋量	(mm²)	500.000	500.000	500.000
最大鉄筋量 0.06bh	(mm²)	36000.001	36000.001	47720.002
判　定		Asmin≦As2 Asmax>As2 OK	Asmin≦As2 Asmax>As2 OK	Asmin≦As2 Asmax>As2 OK

頂版		左端	Mmax	右端
曲げモーメント M	(kN・m)	-139.611	93.028	-229.520
軸力 N	(kN)	222.726	222.726	267.163
部材幅 b	(m)	1.000	1.000	1.000
部材高 h	(m)	0.695	0.500	0.695
有効高 d	(m)	0.595	0.400	0.595
曲げ部材				
コンクリート設計基準強度σck	(N/mm²)	24.000	24.000	24.000
1.7M	(kN・m)	237.339	158.148	390.184
部材断面積 Ac	(m²)	0.695	0.500	0.695
断面係数 Zc	(m³)	0.081	0.042	0.081
ひび割れモーメント Mc	(kN・m)	180.018	98.297	185.168
終局モーメント Mu	(kN・m)	403.468	227.377	416.427
引張鉄筋量 As1	(mm²)	1146.000	1146.000	1146.000
判　定		Mu≧Mc	Mu≧Mc	Mu≧Mc
Mu = Mc の鉄筋量	(mm²)	352.913	271.923	320.887
500mm²/m配筋する長さL	(m)	1.000	1.000	1.000
500・Lの鉄筋量	(mm²)	500.000	500.000	500.000
最小鉄筋量	(mm²)	500.000	500.000	500.000
最大鉄筋量 0.02bd	(mm²)	11906.667	8000.000	11906.667
判　定		Asmin≦As1 Asmax>As1 OK	Asmin≦As1 Asmax>As1 OK	Asmin≦As1 Asmax>As1 OK
軸力部材				
許容軸圧縮応力度				
コンクリート σca	(N/mm²)	6.500	6.500	9.750
鉄　筋 σsa	(N/mm²)	200.000	200.000	300.000
鉄筋の降伏点 σsy	(N/mm²)	345.000	345.000	345.000
必要断面積 A'	(mm²)	27497.018	27497.018	21988.740
軸方向鉄筋量 As2	(mm²)	2292.000	2292.000	2292.000
0.008A'	(mm²)	219.976	219.976	175.910
500mm²/m配筋する長さL	(m)	2.000	2.000	2.000
500・Lの鉄筋量	(mm²)	1000.000	1000.000	1000.000
最小鉄筋量	(mm²)	500.000	500.000	500.000
最大鉄筋量 0.06bh	(mm²)	41720.001	30000.000	41720.001
判　定		Asmin≦As2 Asmax>As2 OK	Asmin≦As2 Asmax>As2 OK	Asmin≦As2 Asmax>As2 OK

右側壁		上端	Mmax	下端
曲げモーメント M	(kN・m)	-229.520	37.623	-145.179
軸力 N	(kN)	417.792	376.586	394.657
部材幅 b	(m)	1.000	1.000	1.000
部材高 h	(m)	0.795	0.600	0.600
有効高 d	(m)	0.695	0.500	0.500
曲げ部材				
コンクリート設計基準強度σck	(N/mm²)	24.000	24.000	24.000
1.7M	(kN・m)	390.184	63.959	246.804
部材断面積 Ac	(m²)	0.795	0.600	0.600
断面係数 Zc	(m³)	0.105	0.060	0.060
ひび割れモーメント Mc	(kN・m)	257.132	152.479	154.286
終局モーメント Mu	(kN・m)	466.233	217.614	371.508
引張鉄筋量 As1	(mm²)	1146.000	506.800	1548.400
判　定		Mu≧Mc	1.7M≦Mc	Mu≧Mc
Mu = Mc の鉄筋量	(mm²)	352.523	------	230.690
500mm²/m配筋する長さL	(m)	1.000	1.000	1.000
500・Lの鉄筋量	(mm²)	500.000	500.000	500.000
最小鉄筋量	(mm²)	500.000	500.000	500.000
最大鉄筋量 0.02bd	(mm²)	13906.667	10000.000	10000.000
判　定		Asmin≦As1 Asmax>As1 OK	Asmin≦As1 Asmax>As1 OK	Asmin≦As1 Asmax>As1 OK
軸力部材				
許容軸圧縮応力度				
コンクリート σca	(N/mm²)	9.750	6.500	6.500
鉄　筋 σsa	(N/mm²)	300.000	200.000	200.000
鉄筋の降伏点 σsy	(N/mm²)	345.000	345.000	345.000
必要断面積 A'	(mm²)	34386.159	46492.064	48723.038
軸方向鉄筋量 As2	(mm²)	1652.800	1652.800	2055.200
0.008A'	(mm²)	275.089	371.937	389.784
500mm²/m配筋する長さL	(m)	2.000	2.000	2.000
500・Lの鉄筋量	(mm²)	1000.000	1000.000	1000.000
最小鉄筋量	(mm²)	500.000	500.000	500.000
最大鉄筋量 0.06bh	(mm²)	47720.002	36000.001	36000.001
判　定		Asmin≦As2 Asmax>As2 OK	Asmin≦As2 Asmax>As2 OK	Asmin≦As2 Asmax>As2 OK

底版		右端	Mmax	左端
曲げモーメント M	(kN・m)	-145.179	111.348	-255.565
軸力 N	(kN)	249.323	249.323	310.291
部材幅 b	(m)	1.000	1.000	1.000
部材高 h	(m)	0.600	0.600	0.600
有効高 d	(m)	0.490	0.490	0.490
曲げ部材				
コンクリート設計基準強度σck	(N/mm²)	24.000	24.000	24.000
1.7M	(kN・m)	246.804	189.292	434.460
部材断面積 Ac	(m²)	0.600	0.600	0.600
断面係数 Zc	(m³)	0.060	0.060	0.060
ひび割れモーメント Mc	(kN・m)	139.753	139.753	145.850
終局モーメント Mu	(kN・m)	337.444	240.676	352.321
引張鉄筋量 As1	(mm²)	1548.400	794.400	1548.400
判　定		Mu≧Mc	Mu≧Mc	Mu≧Mc
Mu = Mc の鉄筋量	(mm²)	372.687	298.133	310.788
500mm²/m配筋する長さL	(m)	1.000	1.000	1.000
500・Lの鉄筋量	(mm²)	500.000	500.000	500.000
最小鉄筋量	(mm²)	500.000	500.000	500.000
最大鉄筋量 0.02bd	(mm²)	9800.000	9800.000	9800.000
判　定		Asmin≦As1 Asmax>As1 OK	Asmin≦As1 Asmax>As1 OK	Asmin≦As1 Asmax>As1 OK
軸力部材				
許容軸圧縮応力度				
コンクリート σca	(N/mm²)	6.500	6.500	9.750
鉄　筋 σsa	(N/mm²)	200.000	200.000	300.000
鉄筋の降伏点 σsy	(N/mm²)	345.000	345.000	345.000
必要断面積 A'	(mm²)	30780.575	30780.575	25538.351
軸方向鉄筋量 As2	(mm²)	2342.800	2342.800	2342.800
0.008A'	(mm²)	246.245	246.245	204.307
500mm²/m配筋する長さL	(m)	2.000	2.000	2.000
500・Lの鉄筋量	(mm²)	1000.000	1000.000	1000.000
最小鉄筋量	(mm²)	500.000	500.000	500.000
最大鉄筋量 0.06bh	(mm²)	36000.001	36000.001	36000.001
判　定		Asmin≦As2 Asmax>As2 OK	Asmin≦As2 Asmax>As2 OK	Asmin≦As2 Asmax>As2 OK

2.4 地盤反力度の計算

荷重ケース 1

・底版下面に作用する鉛直力

荷　重	部　材	算　　式	鉛直力 N(kN)
頂版自重	頂版	14.879 ×3.200	47.613
側壁自重	左側壁	--------	-36.750
側壁自重	右側壁	--------	36.750
底版自重	底版	-14.700 ×3.200	-47.040
鉛直土圧	頂版	247.000 ×3.200	790.400
活荷重	頂版	10.000 ×3.200	32.000

・底版下面に作用する水平力

荷　重	部　材	算　　式	水平力 H(kN)
水平土圧	左側壁	1/2 × (141.500 +123.500) ×3.600	477.000
水平土圧	右側壁	1/2 × (123.500 +141.500) ×3.600	477.000
外水圧	左側壁	1/2 ×35.280 ×3.600	63.504
外水圧	右側壁	1/2 ×35.280 ×3.600	63.504
水平土圧(活荷重)	左側壁	5.000 ×3.600	18.000
水平土圧(活荷重)	右側壁	5.000 ×3.600	18.000

・底版下面に作用する鉛直力によるモーメント

荷　重	鉛直力 N (kN)	作用位置 x (m)	モーメント Nx (kN・m)
頂版自重	47.613	1.600	76.181
側壁自重	36.750	0.300	11.025
側壁自重	36.750	2.900	106.575
底版自重	47.040	1.600	75.264
鉛直土圧	790.400	1.600	1264.640
活荷重	32.000	1.600	51.200
合　計	990.553		1584.885

・底版下面に作用する水平力によるモーメント

荷　重	水平力 H (kN)	作用位置 y (m)	モーメント Hy (kN・m)
水平土圧	477.000	1.759	839.160
水平土圧	-477.000	1.759	-839.160
外水圧	63.504	1.200	76.205
外水圧	-63.504	1.200	-76.205
水平土圧(活荷重)	18.000	1.800	32.400
水平土圧(活荷重)	-18.000	1.800	-32.400
合　計	0.000		0.000

※ 作用位置は、カルバート左下端からの距離。
　モーメントは、カルバート左下端を基準として時計回りを正とする。

・地盤反力の計算

$$e = \frac{\Sigma Nx + \Sigma Hy + \Sigma M}{\Sigma N} - \frac{B0}{2}$$

$$= \frac{1584.885 + 0.000 + 0.000}{990.553} - \frac{3.200}{2} = 0.000 \ (m)$$

$$Q1' = \frac{\Sigma N}{B0} + \frac{6 \cdot \Sigma N \cdot e}{B0^2} = \frac{990.553}{3.200} + \frac{6 \times 990.553 \times 0.000}{3.200^2} = 309.548 \ (kN/m^2)$$

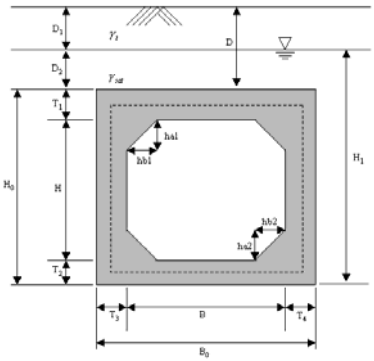
$$Q2' = \frac{\Sigma N}{B0} - \frac{6 \cdot \Sigma N \cdot e}{B0^2} = \frac{990.553}{3.200} - \frac{6 \times 990.553 \times 0.000}{3.200^2} = 309.548 \ (kN/m^2)$$

$Max(Q1', Q2') \ (kN/m^2) < Qa = 600.000 \ (kN/m^2)$

ここに、e ： 偏心距離
B0 ： カルバート幅
Q1'： 地盤反力(右側壁面位置)
Q2'： 地盤反力(左側壁面位置)
Qa ： 許容地盤反力度

2.5 浮上り照査

・常時



安全率

$$F_s = \frac{W_s + W_b}{P_{wb}}$$

$$= \frac{B_0 \cdot (\gamma_t \cdot D_1 + \gamma_{sat} \cdot D_2 + \gamma_a \cdot D_3 + \gamma_b \cdot D_4) + \{B_0 \cdot (T_1 + T_2) + H \cdot (T_3 + T_4) + A\} \cdot \gamma_{sc}}{\gamma_w \cdot H_1 \cdot B_0}$$

= [3.20・(19.00・13.00 + 19.80・0.00 + 22.50・0.00 + 21.00・0.00)
+ {3.20・(0.50 + 0.60) + 2.50・(0.60 + 0.60) + 0.34}・24.50]
/ (9.80・3.60・3.20)

= 8.49 ≧ 1.20 (判定 : OK)

ここに、W_s : 上載土荷重(kN/m)
W_b : 躯体の重量(kN/m)
P_{wb} : 本体底面に作用する上向きの水圧(kN/m)
γ_w : 水の単位体積重量(kN/m^3)
H_0 : 函体の全高(m)
$H_0 = T_1 + T_2 + H = 0.500 + 0.600 + 2.500 = 3.600$
B_0 : 函体の全幅(m)
$B_0 = T_3 + T_4 + B$
$= 0.600 + 0.600 + 2.000 = 3.200$
F_s : 安全率
γ_t : 埋戻し又は盛土の湿潤単位体積重量(kN/m^3)
γ_{sat} : 埋戻し又は盛土の飽和単位体積重量(kN/m^3)
$\gamma_{sat} = \gamma_w + \gamma_d = 9.80 + 10.00 = 19.80$
γ_a : 舗装の単位体積重量(kN/m^3)
γ_b : 路盤の単位体積重量(kN/m^3)
D, D_1, D_2 : 土被りの深さ(m)
D_3 : 舗装厚(m)
D_4 : 路盤厚(m)
H : 函体内側の高さ(m)
B : 函体内側の幅(m)
γ_{sc} : 鉄筋コンクリートの単位体積重量(kN/m^3)
H_1 : 地下水位(m)
A : ハンチ部の面積(m^2)
$A = ha1 \cdot hb1 + ha2 \cdot hb2$
$= 0.343 + 0.000$
$= 0.343$

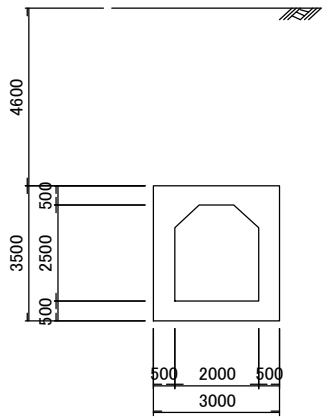
左岸側出入口部
ボックスカルバートの構造計算
計算断面②【L-24】

左岸側出入口部ボックスカルバートの計算(L-24,d=4.60m)

1 設計条件

1.1 形状寸法

・ボックス形式　　監査廊ボックス



頂版ハンチ　586 × 586
底版ハンチ　0 × 0

1.2 基本条件

地域区分	A区分
地盤種別	I種
標準設計水平震度	0.150
深度別補正係数	計算値
設計応答速度	駐車場設計指針の方法

1.3 材料

1.3.1 許容応力度

		常　時	地震時	
コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	σca	8.00	12.000	(N/mm^2)
コンクリートの許容軸圧縮応力度	σca	6.50	9.750	(N/mm^2)
ハンチが無い部材端部の許容圧縮応力度の低減		3/4で低減する		
		常　時	地震時	
コンクリートの許容せん断応力度	τa1	0.23	0.34	(N/mm^2)
許容せん断応力度の割り増し				
軸方向圧縮力による補正係数	Cn	考慮する		
有効高dによる補正係数	Ce	考慮する		
引張主鉄筋比Ptによる補正係数	Cpt	考慮する		
		常　時	地震時	
鉄筋の許容引張応力度(頂版部材用)	σsa	160.0	300.0	(N/mm^2)
(側,底版部材用)	σsa	160.0	300.0	(N/mm^2)
鉄筋の許容圧縮応力度(頂版部材用)	σsa'	200.0	300.0	(N/mm^2)
(側,底版部材用)	σsa'	200.0	300.0	(N/mm^2)

コンクリートの弾性係数

部材	ヤング係数Ec (N/mm²)
1	25000
2	25000
3	25000
4	25000

1.3.2 単位体積重量

舗装	γa	22.50	(kN/m³)
路盤	γb	21.00	(kN/m³)
土(湿潤)	γs	19.00	(kN/m³)
土(水中)	γd	10.00	(kN/m³)
鉄筋コンクリート	γc	24.50	(kN/m³)
水	γw	9.80	(kN/m³)

1.4 地盤条件

耐震設計上の基盤面　G.L.-　8.100 (m)

No	層厚 (m)	土の種類	湿潤重量 (kN/m³)	水中重量 (kN/m³)	平均N値	せん断弾性波速度 (m/s)	せん断弾性係数 G_D (kN/m²)	粘着力 (kN/m²)	内部摩擦角 (度)	TG=4Hi/Vi
1	8.100	砂質土	19.00	10.00	15.0	197.30	48300.1	0.00	30.00	0.164
2	基盤面下	岩	23.00	14.00						
									合計	0.164

表層地盤の特性値　T_G　=　0.164 (s)
表層地盤の固有周期　$T_s = \alpha_D \cdot T_G$ =　1.250 ×　0.164 =　0.205 (s)

1.5 土圧

静止土圧係数	準拠指針に準じる
鉛直方向土圧係数	準拠指針に準じる
発泡スチロールによる土圧軽減	考慮しない
サイロ土圧	考慮しない

1.6 荷重

1.6.1 上載活荷重

輪荷重	T荷重(T-25)
活荷重載荷	カルバートと直角
衝撃係数	準拠指針に準じる
低減係数 β	準拠指針に準じる
過載荷重を適用させる土被り厚	4.00 (m)
過載荷重	10.00 (kN/m²)
前輪荷重	考慮しない
カルバートからはみ出す輪荷重による水平荷重	
後輪荷重	考慮する
前輪荷重	考慮しない
群集荷重	考慮しない

1.7 構造細目

		鉄筋図心距離(mm) 外側	鉄筋図心距離(mm) 内側	1段目と2段目の鉄筋図心間隔(mm)	応力度計算	圧縮引張鉄筋比
左側壁	隅角部	100	100	0	複鉄筋	0.17
	中央部	100	100	0	複鉄筋	0.17
頂版	隅角部	100	100	0	複鉄筋	0.17
	中央部	100	100	0	複鉄筋	0.17
右側壁	隅角部	100	100	0	複鉄筋	0.17
	中央部	100	100	0	複鉄筋	0.17
底版	隅角部	110	110	0	複鉄筋	0.17
	中央部	110	110	0	複鉄筋	0.17

1.8 基礎条件

基礎形式	直接基礎(剛体)	
許容地盤反力	Qa	300.000 (kN/m^2)

1.9 判断条件

隅角部の剛域	考慮しない
底版のインバート	考慮しない
ハンチ自重	考慮する
底版反力の計算	部材軸線幅で計算
有効断面のハンチ厚(曲げ応力照査時)	ハンチの1:3を考慮
有効断面のハンチ厚(せん断応力照査時)	ハンチの1:3を考慮
一般部のせん断応力度照査位置	壁前面からh/2の位置(ハンチ考慮)
カルバート底面の地盤反力の計算	する
浮上りの計算	しない
直接基礎(剛体)の場合の底版自重	考慮する
応力度計算時の軸力	考慮する
隅角部モーメントのシフト	する

1.10 準拠指針

準拠指針　道路土工カルバート工指針（21年度版　日本道路協会　平成22年3月）
道路橋示方書・同解説 Ⅴ耐震設計編説（日本道路協会 平成24年3月）
駐車場設計・施工指針 同解説（日本道路協会 平成4年11月）

1.11 荷重ケース一覧表

荷重名称

No.	荷重名称
1	自重
2	鉛直土圧
3	水平土圧 k0=0.5
4	活荷重:鉛直+水平等分布荷重
5	地震時応答変位
6	地震時周面せん断
7	地震時慣性力

荷重組合せケース

ケース	荷重の組合せ	活荷重の載荷位置
1	1+2+3+4	鉛直+水平等分布荷重
2	1+2+3	
3	5+6+7	
4	荷重ケース 2+荷重ケース 3	

2 詳細計算

2.1 断面方向の計算

2.1.1 荷重計算

(1) 鉛直土圧（外水無し）

・左側壁側

PvdL = (γa・t1 + γb・t2 + γs・D1)・kv
= (22.50×0.000+21.00×0.000+19.00×4.600)×1.00
= 87.400 (kN/m^2)

・右側壁側

PvdR = (γa・t1 + γb・t2 + γs・D1)・kv
= (22.50×0.000+21.00×0.000+19.00×4.600)×1.00
= 87.400 (kN/m^2)

ここに、γa ： 舗装の単位体積重量
γb ： 路盤の単位体積重量
γs ： 土の単位体積重量
t1 ： 舗装厚
t2 ： 路盤厚
D1 ： 土被り厚
kv ： 鉛直方向土圧係数

(2) 水平土圧(k0=0.5、外水無し)

・左側壁側

Phd1 = (γa・t1 + γb・t2 + γs・D1)・k0

= (22.50×0.000+21.00×0.000+19.00×4.850)×0.50

= 46.075 (kN/m^2)

Phd2 = (γa・t1 + γb・t2 + γs・D2)・k0

= (22.50×0.000+21.00×0.000+19.00×7.850)×0.50

= 74.575 (kN/m^2)

・右側壁側

Phd1 = (γa・t1 + γb・t2 + γs・D1)・k0

= (22.50×0.000+21.00×0.000+19.00×4.850)×0.50

= 46.075 (kN/m^2)

Phd2 = (γa・t1 + γb・t2 + γs・D2)・k0

= (22.50×0.000+21.00×0.000+19.00×7.850)×0.50

= 74.575 (kN/m^2)

ここに、γa ： 舗装の単位体積重量
γb ： 路盤の単位体積重量
γs ： 土の単位体積重量
t1 ： 舗装厚
t2 ： 路盤厚
D1 ： 距離1
D2 ： 距離2
k0 ： 静止土圧係数

(3) 自重

・頂版

$$Pw1 = \gamma c \cdot (B1 \cdot t1 + 1/2 \cdot a1 \cdot b1 + 1/2 \cdot a2 \cdot b2)/Bh1$$

$$= 24.50 \times (3.000 \times 0.500 + 1/2 \times 0.586 \times 0.586$$

$$+ 1/2 \times 0.586 \times 0.586)/2.500 = 18.065 \ (kN/m^2)$$

ここに、γc ： コンクリートの単位体積重量
t1 ： 頂版厚
B1 ： 頂版幅
a1 ： 頂版左ハンチ幅
b1 ： 頂版左ハンチ高
a2 ： 頂版右ハンチ幅
b2 ： 頂版右ハンチ高
Bh1 ： 頂版部材幅

・左側壁

$$PwL = \gamma c \cdot (B1 \cdot H0 + 1/2 \cdot a1 \cdot b1)$$

$$= 24.50 \times (0.500 \times 2.500 + 1/2 \times 0.000 \times 0.000) = 30.625 \ (kN/m)$$

・右側壁

$$PwR = \gamma c \cdot (B2 \cdot H0 + 1/2 \cdot a2 \cdot b2)$$

$$= 24.50 \times (0.500 \times 2.500 + 1/2 \times 0.000 \times 0.000) = 30.625 \ (kN/m)$$

ここに、γc ： コンクリートの単位体積重量
B1 ： 左側壁厚
B2 ： 右側壁厚
H0 ： 側壁高
a1 ： 底版左ハンチ幅
b1 ： 底版左ハンチ高
a2 ： 底版右ハンチ幅
b2 ： 底版右ハンチ高

・底版

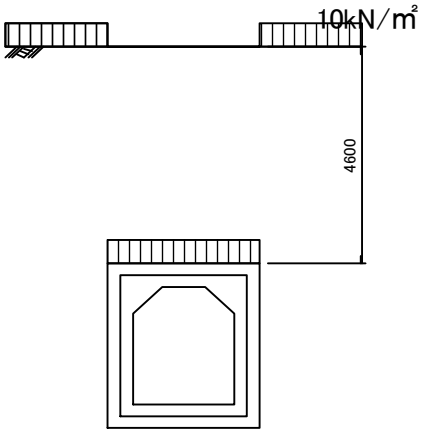
$$Pwf1 = \gamma c \cdot (B1 \cdot t1)/Bh1$$

$$= 24.50 \times (3.000 \times 0.500)/2.500 = 14.700 \ (kN/m^2)$$

ここに、γc ： コンクリートの単位体積重量
t1 ： 底版厚
B1 ： 底版幅
Bh1 ： 底版部材幅

(4) 活荷重

・鉛直+水平等分布荷重



Pvl = 10.000 (kN/m²)

活荷重による水平荷重

・左側壁側

Phl = Pvl・k0 = 10.000 × 0.50 = 5.000 (kN/m²)

・右側壁側

Phl = Pvl・k0 = 10.000 × 0.50 = 5.000 (kN/m²)

ここに、Pvl: 活荷重
k0 : 静止土圧係数

(5) 底版反力

荷重ケース 1

・底版下面に作用する鉛直力

荷　重	部　材	算　　式	鉛直力 N(kN)
頂版自重	頂版	18.065 ×2.500	45.163
側壁自重	左側壁	--------	-30.625
側壁自重	右側壁	--------	30.625
底版自重	底版	-14.700 ×2.500	-36.750
鉛直土圧	頂版	87.400 ×2.500	218.500
活荷重	頂版	10.000 ×2.500	25.000

・底版下面に作用する水平力

荷　重	部　材	算　　式	水平力 H(kN)
水平土圧	左側壁	1/2 × (74.575 +46.075) ×3.000	180.975
水平土圧	右側壁	1/2 × (46.075 +74.575) ×3.000	180.975
水平土圧(活荷重)	左側壁	5.000 ×3.000	15.000
水平土圧(活荷重)	右側壁	5.000 ×3.000	15.000

・底版下面に作用する鉛直力によるモーメント

荷　重	鉛直力 N (kN)	作用位置 x (m)	モーメント Nx (kN・m)
頂版自重	45.163	1.250	56.454
側壁自重	30.625	0.000	0.000
側壁自重	30.625	2.500	76.563
底版自重	36.750	1.250	45.938
鉛直土圧	218.500	1.250	273.125
活荷重	25.000	1.250	31.250
合　計	386.663		483.329

・底版下面に作用する水平力によるモーメント

荷　重	水平力 H (kN)	作用位置 y (m)	モーメント Hy (kN・m)
水平土圧	180.975	1.382	250.087
水平土圧	-180.975	1.382	-250.087
水平土圧(活荷重)	15.000	1.500	22.500
水平土圧(活荷重)	-15.000	1.500	-22.500
合　計	0.000		0.000

※ 作用位置は、骨組み左下端からの距離。
　モーメントは、骨組み左下端を基準として時計回りを正とする。

・底版反力の計算

$$e = \frac{\Sigma Nx + \Sigma Hy + \Sigma M}{\Sigma N} - \frac{B}{2}$$

$$= \frac{483.329 + 0.000 + 0.000}{386.663} - \frac{2.500}{2} = 0.000 \ (m)$$

$$Q1 = \frac{\Sigma N}{B} + \frac{6 \cdot \Sigma N \cdot e}{B^2} = \frac{386.663}{2.500} + \frac{6 \times 386.663 \times 0.000}{2.500^2} = 154.665 \ (kN/m^2)$$

$$Q2 = \frac{\Sigma N}{B} - \frac{6 \cdot \Sigma N \cdot e}{B^2} = \frac{386.663}{2.500} - \frac{6 \times 386.663 \times 0.000}{2.500^2} = 154.665 \ (kN/m^2)$$

ここに、e ： 偏心距離
　　B ： 底版骨組幅
　　Q1 ： 底版反力(右側)
　　Q2 ： 底版反力(左側)

地震時地盤ばね

動的変形係数 E_D

$E_D = 2(1+\nu D)G_D$

$$G_D = \frac{\gamma t}{g} Vsd^2$$

ここに、ED ： 地盤の動的変形係数（kN/m²）
νD ： 地盤の動的ポアソン比　0.400
GD ： 地盤の動的せん断変形係数（kN/m²）
γt ： 土の単位体積重量（kN/m³）
Vsi ： i番目の地層の平均せん断弾性波速度（m/s）
Vsd ： 地盤のせん断弾性波速度（m/sec）
g ： 重力加速度(=9.8m/sec²)
Cv ： 地盤のひずみの大きさに基づく補正係数
Cv=0.8(Vsi<300m/sec)、Cv=1.0(Vsi>300m/sec)

鉛直バネ定数とせん断バネ定数

$Kvs = \lambda \cdot Kv = 0.300 \times 51039.400 = 15311.820$ (kN/m³)

$$Kv = Kv0 \cdot \left(\frac{BH}{0.3}\right)^{-3/4} = 450801.227 \times \left(\frac{5.477}{0.3}\right)^{-3/4} = 51039.400 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$Kv0 = \frac{1}{0.3} \cdot ED = \frac{1}{0.3} \times 135240.368 = 450801.227$$

$BH = \sqrt{(B \cdot L)} = \sqrt{(3.000 \times 10.000)} = 5.477$ (m²)

$E_D = 2(1+\nu D)G_D = 2 \times (1 + 0.400) \times 48300.131 = 135240.368$ (kN/m²)

$$G_D = \frac{\gamma t}{g} Vsd^2 = \frac{19.000}{9.800} \times 157.838^2 = 48300.131 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$V_{sd} = V_{si} \cdot Cv = 197.297 \times 0.80 = 157.838$ (m/s)

ここに、kvs: 鉛直方向せん断バネ定数
kv ： 鉛直方向地盤反力係数（kN/m³）
kv0: 鉛直方向地盤反力係数の基準値（kN/m³）
BH ： 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積（m²）
B ： カルバート全幅（m）
L ： カルバートのブロック長（m）
λ ： 鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比

水平バネ定数とせん断バネ定数

$Khs = \lambda \cdot Kh$ (kN/m³)

$$Kh = Kh0 \cdot \left(\frac{AH}{0.3}\right)^{-3/4} \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$Kh0 = \frac{1}{0.3} \cdot ED \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$AH = \sqrt{(H \cdot L)} = \sqrt{(3.500 \times 10.000)} = 5.916$ (m²)

ここに、kh ： 水平方向地盤反力係数（kN/m³）
kh0: 水平方向地盤反力係数の基準値（KN/m³）
AH ： 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積（m²）
H ： カルバート全高（m）
L ： カルバートのブロック長（m）

位　置	深度 Z (m)	γt (kN/m³)	Vsd (m/sec)	GD (kN/m²)	E_D (kN/m²)	kh0 (kN/m³)	kh (kN/m³)	khs (kN/m³)
頂版軸線	4.850	19.00	157.84	48300.13	135240.37	450801.23	48172.65	14451.79
底版軸線	7.850	19.00	157.84	48300.13	135240.37	450801.23	48172.65	14451.79

応答変位荷重

水平方向変位振幅

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

ここに、$U(z)$ ： 深さz点における水平方向変位振幅 (m)
z ： 深さz点 (m) ($h_u \leqq z < h_b$)
h_u ： 地表面から構造物頂版までの深さ(土被り) (m)
h_b ： 地表面から構造物底版までの深さ (m)
S_V ： 設計応答速度 (m/s)
S_V = 0.051 (m/s)
T_s ： 表層地盤の固有周期 (s)
T_s = 0.205 (s)
H ： 表層地盤の厚さ H = 8.100 (m)

水平方向振幅荷重

$$P(z) = k_H(z)\cdot[U(z) - U(h_B)]$$

ここに、$P(z)$ ： 深さz点における水平方向振幅荷重 (kN/m^2)
$k_H(z)$ ： 深さz点における水平方向地盤反力係数 (kN/m^2)
$U(h_B)$ ： 構造物底版における水平方向変位振幅 (m)

底版軸線の深度z = 7.850における応答変位

$$U(h_B)=\frac{2}{\pi^2}\times 0.051\times 0.205\times\cos\frac{\pi\times 7.850}{2\times 8.100}$$

$$= 0.00010 \text{ (m)}$$

深度 z (m)	応答変位 U(z) (m)	相対変位 ΔU=U(z)-U(h_B) (m)	地盤反力係数 k_h (kN/m^3)	応答変位荷重 P(z) (kN/m^2)
4.850	0.00125	0.00115	48172.65	55.474
5.000	0.00120	0.00110	48172.65	53.038
5.200	0.00114	0.00103	48172.65	49.715
5.400	0.00106	0.00096	48172.65	46.310
5.600	0.00099	0.00089	48172.65	42.827
5.800	0.00092	0.00082	48172.65	39.273
6.000	0.00084	0.00074	48172.65	35.652
6.200	0.00077	0.00066	48172.65	31.970
6.400	0.00069	0.00059	48172.65	28.232
6.600	0.00061	0.00051	48172.65	24.444
6.800	0.00053	0.00043	48172.65	20.612
7.000	0.00045	0.00035	48172.65	16.742
7.200	0.00037	0.00027	48172.65	12.839
7.400	0.00029	0.00018	48172.65	8.909
7.600	0.00021	0.00010	48172.65	4.959
7.800	0.00012	0.00002	48172.65	0.993
7.850	0.00010	0.00000	48172.65	0.000

地震時周面せん断力

$$\tau_u = \frac{G_u}{\pi \cdot H} \cdot S_V \cdot T_S \cdot \sin \frac{\pi \cdot h_u}{2 \cdot H}$$

$$\tau_b = \frac{G_b}{\pi \cdot H} \cdot S_V \cdot T_S \cdot \sin \frac{\pi \cdot h_b}{2 \cdot H}$$

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

ただし、周面せん断力の上限値を超えないものとする。

周面せん断力の上限値

$\tau max = C + \sigma' \cdot \tan\phi$

頂版、底版

	土質区分	深さ z (m)	σ' (kN/m²)	C (kN/m²)	φ (度)	τ max (kN/m²)
頂版左	砂質土	4.600	87.400	0.000	30.000	50.460
頂版右	砂質土	4.600	87.400	0.000	30.000	50.460
底版左	砂質土	8.100	153.900	0.000	30.000	88.854
底版右	砂質土	8.100	153.900	0.000	30.000	88.854

周面せん断力

頂版、底版

	土質区分	深さ z (m)	G_D (kN/m²)	S_V (m/s)	T_S (m/s)	H (m)	τ_u、τ_b (kN/m²)	最小値 (kN/m²)
頂版左	砂質土	4.600	48300.131	0.051	0.205	8.100	15.522	15.522
頂版右	砂質土	4.600	48300.131	0.051	0.205	8.100	15.522	15.522
底版左	砂質土	8.100	48300.131	0.051	0.205	8.100	19.942	19.942
底版右	砂質土	8.100	48300.131	0.051	0.205	8.100	19.942	19.942

左側壁 $\tau_s = \frac{\tau_u + \tau_b}{2}$

$= \frac{15.522 + 19.942}{2}$

$= 17.732$ (kN/m²)

右側壁 $\tau_s = \frac{\tau_u + \tau_b}{2}$

$= \frac{15.522 + 19.942}{2}$

$= 17.732$ (kN/m²)

ここに、τ_u ： 頂版に作用する地震時周面せん断力 (kN/m²)
τ_b ： 底版に作用する地震時周面せん断力 (kN/m²)
τ_s ： 両側壁に作用する地震時周面せん断力 (kN/m²)
σ' ： 有効上載圧 (kN/m²)
C ： 地盤の粘着力 (kN/m²)
ϕ ： 地盤の内部摩擦角 (度)
G_D ： 表層地盤の動的せん断弾性係数 (kN/m²)
S_V = 0.051 (m/s)
T_s ： 表層地盤の固有周期 (s)
T_s = 0.205 (s)
H ： 表層地盤の厚さ (m)
H = 8.100 (m)

設計水平震度k_{hb}および慣性力

$k_{hb}=C_Z \cdot C_G \cdot C_U \cdot k_{h0}$

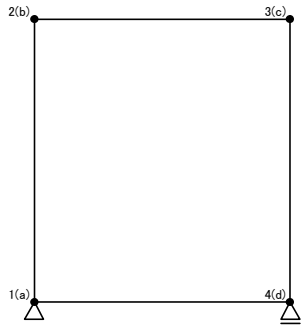
ここに、k_{hb} ： 設計水平震度
C_Z ： 地域別補正係数　$C_Z=1.00$
C_G ： 地盤別補正係数　$C_G=0.80$(I種地盤)
C_U ： 深度別補正係数　$C_U=1.0-0.015z$
k_{h0} ： 標準設計水平震度　$k_{h0}=0.150$
z ： 地表面からの深さ (m)

部材位置	深さ z (m)	部材厚さ (m)	wb (kN/m^2)	部材位置での設計水平震度	慣性力 (kN/m^2)
頂　　版	4.850	0.500	12.250	0.111	1.363
左側壁上端	4.850	0.500	12.250	0.111	1.363
左側壁下端	7.850	0.500	12.250	0.106	1.297
右側壁上端	4.850	0.500	12.250	0.111	1.363
右側壁下端	7.850	0.500	12.250	0.106	1.297
底　　版	7.850	0.500	12.250	0.106	1.297

2.1.2 フレーム解析基本データ

(1) 常時

・フレーム構造モデル



・基本データ

節点数　　= 4
部材数　　= 4
支点数　　= 2
単位系　　= kN,m,rad

・節点データ

節点番号	X (m)	Y (m)
1(a)	0.000	0.000
2(b)	0.000	3.000
3(c)	2.500	3.000
4(d)	2.500	0.000

・材料特性データ

材料特性番号	ヤング係数 (kN/m^2)	線膨張係数
1	2.500000E+07	1.000000E-05
2	2.500000E+07	1.000000E-05
3	2.500000E+07	1.000000E-05
4	2.500000E+07	1.000000E-05

・部材データ

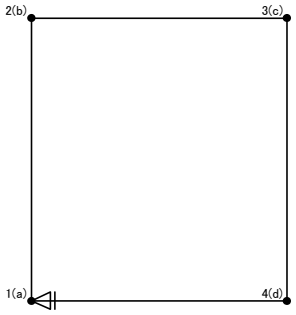
部材番号	I端	J端	断面積 (m^2)	断面2次モーメント (m^4)	材料特性番号
1	1(a)	2(b)	0.5000000	0.0104167	1
2	2(b)	3(c)	0.5000000	0.0104167	2
3	3(c)	4(d)	0.5000000	0.0104167	3
4	4(d)	1(a)	0.5000000	0.0104167	4

・支点データ

節点番号	X	Y	M
1(a)	固定	固定	自由
4(d)	自由	固定	自由

(2)地震時

・フレーム構造モデル



・基本データ

節点数　　= 4
部材数　　= 4
支点数　　= 1
単位系　　= kN,m,rad

・節点データ

節点番号	X (m)	Y (m)
1(a)	0.000	0.000
2(b)	0.000	3.000
3(c)	2.500	3.000
4(d)	2.500	0.000

・材料特性データ

材料特性番号	ヤング係数 (kN/m^2)	線膨張係数
1	2.500000E+07	1.000000E-05
2	2.500000E+07	1.000000E-05
3	2.500000E+07	1.000000E-05
4	2.500000E+07	1.000000E-05

・部材データ

部材番号	I端	J端	断面積 (m^2)	断面2次モーメント (m^4)	材料特性番号
1	1(a)	2(b)	0.5000000	0.0104167	1
2	2(b)	3(c)	0.5000000	0.0104167	2
3	3(c)	4(d)	0.5000000	0.0104167	3
4	4(d)	1(a)	0.5000000	0.0104167	4

・等分布バネ部材データ

部材番号	kv (kN/m^2)	ku (kN/m^2)
1	48172.647	14451.794
3	48172.647	14451.794
4	51039.400	15311.820

・支点データ

節点番号	X	Y	M
1(a)	自由	自由	自由

2.1.3 荷重一覧

荷重ケース1

部材 a － b(左側壁)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
側壁自重（左側壁）	-10.208	-10.208	0.000	3.000
水平土圧（死荷重）	74.575	46.075	0.000	3.000
水平土圧(活荷重)	5.000	5.000	0.000	3.000

部材 b － c(頂版)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
頂版自重	18.065	18.065	0.000	2.500
鉛直土圧	87.400	87.400	0.000	2.500
活荷重	10.000	10.000	0.000	2.500

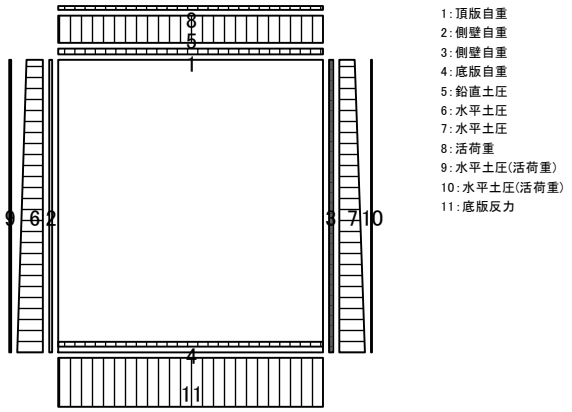
部材 c － d(右側壁)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
側壁自重（右側壁）	10.208	10.208	0.000	3.000
水平土圧（死荷重）	46.075	74.575	0.000	3.000
水平土圧(活荷重)	5.000	5.000	0.000	3.000

部材 d － a(底版)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
底版自重	-14.700	-14.700	0.000	2.500
底版反力	154.665	154.665	0.000	2.500

荷重図



荷重ケース2

部材 a - b(左側壁)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
側壁自重（左側壁）	-10.208	-10.208	0.000	3.000
水平土圧（死荷重）	74.575	46.075	0.000	3.000

部材 b - c(頂版)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
頂版自重	18.065	18.065	0.000	2.500
鉛直土圧	87.400	87.400	0.000	2.500

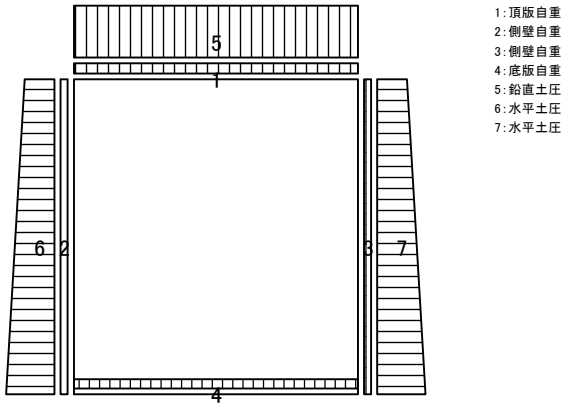
部材 c - d(右側壁)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
側壁自重（右側壁）	10.208	10.208	0.000	3.000
水平土圧（死荷重）	46.075	74.575	0.000	3.000

部材 d - a(底版)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
底版自重	-14.700	-14.700	0.000	2.500

荷重図



荷重ケース3

部材 a － b(左側壁)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
応答変位荷重	53.038	55.474	2.850	3.000
応答変位荷重	49.715	53.038	2.650	2.850
応答変位荷重	46.310	49.715	2.450	2.650
応答変位荷重	42.827	46.310	2.250	2.450
応答変位荷重	39.273	42.827	2.050	2.250
応答変位荷重	35.652	39.273	1.850	2.050
応答変位荷重	31.970	35.652	1.650	1.850
応答変位荷重	28.232	31.970	1.450	1.650
応答変位荷重	24.444	28.232	1.250	1.450
応答変位荷重	20.612	24.444	1.050	1.250
応答変位荷重	16.742	20.612	0.850	1.050
応答変位荷重	12.839	16.742	0.650	0.850
応答変位荷重	8.909	12.839	0.450	0.650
応答変位荷重	4.959	8.909	0.250	0.450
応答変位荷重	0.993	4.959	0.050	0.250
応答変位荷重	0.000	0.993	0.000	0.050
周面せん断力	-17.732	-17.732	0.000	3.000
側壁慣性力(左側壁)	1.297	1.363	0.000	3.000

部材 b － c(頂版)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
周面せん断力	15.522	15.522	0.000	2.500
頂版慣性力	1.363	1.363	0.000	2.500

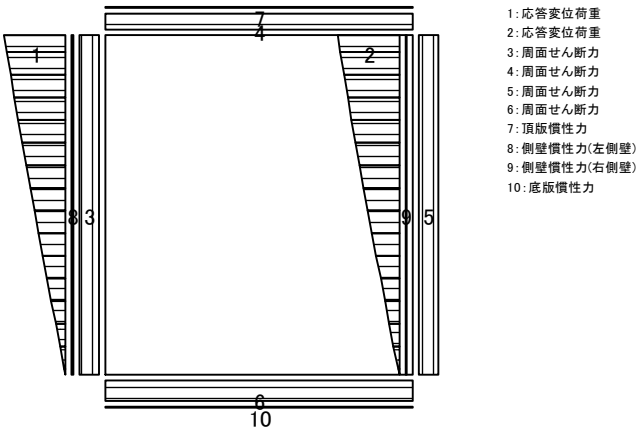
部材 c － d(右側壁)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
応答変位荷重	-55.474	-53.038	0.000	0.150
応答変位荷重	-53.038	-49.715	0.150	0.350
応答変位荷重	-49.715	-46.310	0.350	0.550
応答変位荷重	-46.310	-42.827	0.550	0.750
応答変位荷重	-42.827	-39.273	0.750	0.950
応答変位荷重	-39.273	-35.652	0.950	1.150
応答変位荷重	-35.652	-31.970	1.150	1.350
応答変位荷重	-31.970	-28.232	1.350	1.550
応答変位荷重	-28.232	-24.444	1.550	1.750
応答変位荷重	-24.444	-20.612	1.750	1.950
応答変位荷重	-20.612	-16.742	1.950	2.150
応答変位荷重	-16.742	-12.839	2.150	2.350
応答変位荷重	-12.839	-8.909	2.350	2.550
応答変位荷重	-8.909	-4.959	2.550	2.750
応答変位荷重	-4.959	-0.993	2.750	2.950
応答変位荷重	-0.993	0.000	2.950	3.000
周面せん断力	-17.732	-17.732	0.000	3.000
側壁慣性力(右側壁)	-1.363	-1.297	0.000	3.000

部材 d － a(底版)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
周面せん断力	19.942	19.942	0.000	2.500
底版慣性力	-1.297	-1.297	0.000	2.500

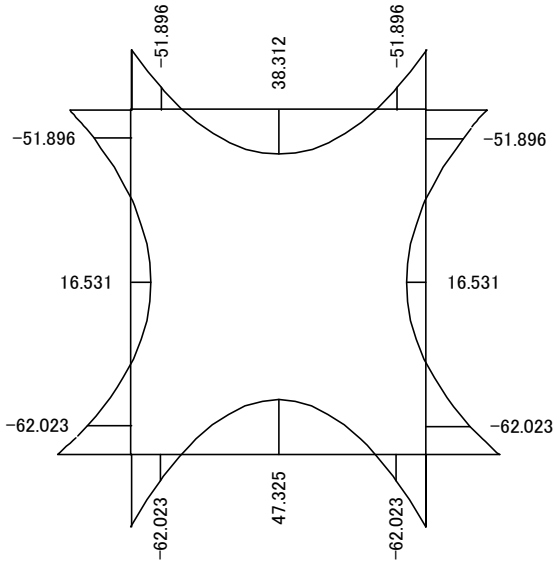
荷重図



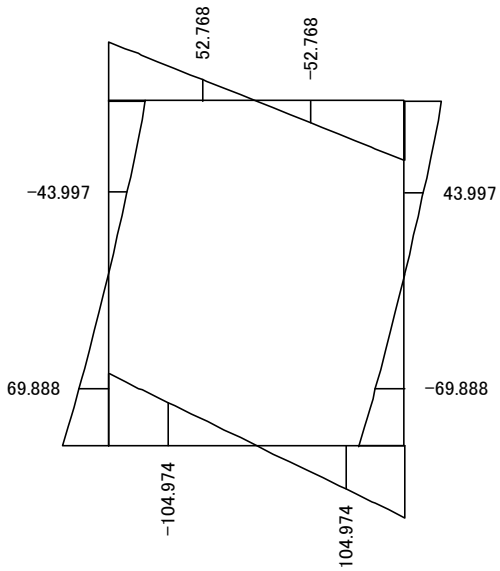
2.1.4 断面力の算出

(1) 常時：荷重ケース1

曲げモーメント図

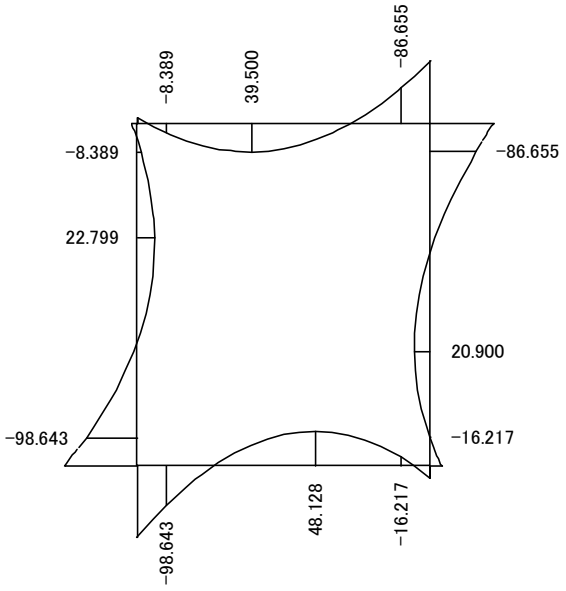


せん断力図

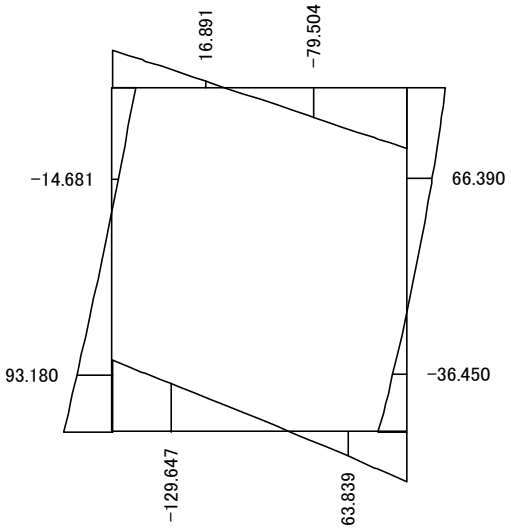


(2) 地震時：荷重ケース4

曲げモーメント図



せん断力図



2.1.5 断面力の集計

左側壁（a － b）

位置	シフト量 (m)	M (kN・m)	N (kN)	S (kN)	ケース M	ケース S
a 点	0.250	-98.643	192.021	---	4	---
Mmax	---	16.531	159.673	---	1	---
b 点	0.250	-51.896	144.332	---	1	---
a 点側 h/2 点	---	---	---	93.180	---	4
b 点側 h/2 点	---	---	---	-43.997	---	1

頂版（b － c）

位置	シフト量 (m)	M (kN・m)	N (kN)	S (kN)	ケース M	ケース S
b 点	0.250	-51.896	87.487	---	1	---
Mmax	---	38.312	87.487	---	1	---
c 点	0.250	-86.655	101.166	---	4	---
b 点側 h/2 点	---	---	---	52.768	---	1
c 点側 h/2 点	---	---	---	-79.504	---	4

右側壁（c － d）

位置	シフト量 (m)	M (kN・m)	N (kN)	S (kN)	ケース M	ケース S
c 点	0.250	-86.655	163.138	---	4	---
Mmax	---	16.531	159.673	---	1	---
d 点	0.250	-62.023	174.957	---	1	---
c 点側 h/2 点	---	---	---	66.390	---	4
d 点側 h/2 点	---	---	---	-69.888	---	1

底版（d － a）

位置	シフト量 (m)	M (kN・m)	N (kN)	S (kN)	ケース M	ケース S
d 点	0.250	-62.023	108.488	---	1	---
Mmax	---	47.325	108.488	---	1	---
a 点	0.250	-62.023	108.488	---	1	---
d 点側 h/2 点	---	---	---	104.974	---	1
a 点側 h/2 点	---	---	---	-129.647	---	4

ケースM,ケースSは、それぞれM,Sが最大値を示す荷重の組合わせケースを示します。
(1.11 荷重ケース一覧表 参照)

2.2 応力度計算

2.2.1 曲げ応力度照査

左側壁(a - b)						
照査位置		a 点	Mmax	b 点		
i 端からの距離	(m)	0.250	1.497	2.750		
引張側		外側	内側	外側		
曲げモーメント M	(kN・m)	-98.643	16.531	-51.896		
軸力 N	(kN)	192.021	159.673	144.332		
部材幅 b	(m)	1.000	1.000	1.000		
部材高 h	(m)	0.500	0.500	0.695		
有効高 d	(m)	0.400	0.400	0.595		
圧縮かぶり d'	(m)	0.100	0.100	0.295		
ヤング係数比 n		15.0	15.0	15.0		
As	(mm^2)	794.400	506.800	506.800		
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D16-ctc250	D13-ctc250	D13-ctc250		
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
As'	(mm^2)	506.800	506.800	506.800		
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D13-ctc250	D13-ctc250	D13-ctc250		
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
p=As/(b*d)	(%)	0.199	0.127	0.085		
u=d-h/2	(m)	0.150	0.150	0.248		
f=M/N+u	(m)	0.664	0.254	0.607		
f/d		1.659	0.634	1.020		
d'/d		0.250	0.250	0.496		
As'/As		0.638	1.000	1.000		
M'=M+N*u	(kN・m)	127.446	40.482	87.642		
X	(m)	0.119	0.441	0.215		
C		7.312	2.781	6.382		
S		17.175	-0.257	11.260		
σc	(N/mm^2)	5.82	0.70	1.58		
σs	(N/mm^2)	205.21	-0.97	41.77		
σs'	(N/mm^2)	14.22	8.16	-8.79		
σca	(N/mm^2)	12.00	8.00	8.00		
3/4σca	(N/mm^2)	9.00	---	---		
σsa	(N/mm^2)	300.00	160.00	160.00		
判定		OK	OK	OK		
σc		OK	OK	OK		
σs		OK	OK	OK		
σs'						

頂版(b － c)						
照査位置		b 点	Mmax	c 点		
i 端からの距離	(m)	0.250	1.250	2.250		
引張側		外側	内側	外側		
曲げモーメント M	(kN・m)	-51.896	38.312	-86.655		
軸力 N	(kN)	87.487	87.487	101.166		
部材幅 b	(m)	1.000	1.000	1.000		
部材高 h	(m)	0.695	0.500	0.695		
有効高 d	(m)	0.595	0.400	0.595		
圧縮かぶり d'	(m)	0.295	0.100	0.295		
ヤング係数比 n		15.0	15.0	15.0		
As	(mm^2)	506.800	794.400	506.800		
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D13-ctc250	D16-ctc250	D13-ctc250		
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
As'	(mm^2)	794.400	506.800	794.400		
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D16-ctc250	D13-ctc250	D16-ctc250		
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
p=As/(b*d)	(%)	0.085	0.199	0.085		
u=d-h/2	(m)	0.248	0.150	0.248		
f=M/N+u	(m)	0.841	0.588	1.104		
f/d		1.412	1.470	1.855		
d'/d		0.496	0.250	0.496		
As'/As		1.567	0.638	1.567		
M'=M+N*u	(kN・m)	73.563	51.435	111.711		
X	(m)	0.157	0.127	0.139		
C		8.955	6.902	10.416		
S		24.926	14.850	34.311		
σc	(N/mm^2)	1.86	2.22	3.28		
σs	(N/mm^2)	77.60	71.61	162.22		
σs'	(N/mm^2)	-24.45	7.06	-55.66		
σca	(N/mm^2)	8.00	8.00	12.00		
3/4σca	(N/mm^2)	---	---	---		
σsa	(N/mm^2)	160.00	160.00	300.00		
判定		OK	OK	OK		
σc		OK	OK	OK		
σs		OK	OK	OK		
σs'						

右側壁(c - d)						
照査位置		c 点	Mmax	d 点		
i 端からの距離	(m)	0.250	1.503	2.750		
引張側		外側	内側	外側		
曲げモーメント M	(kN・m)	-86.655	16.531	-62.023		
軸力 N	(kN)	163.138	159.673	174.957		
部材幅 b	(m)	1.000	1.000	1.000		
部材高 h	(m)	0.695	0.500	0.500		
有効高 d	(m)	0.595	0.400	0.400		
圧縮かぶり d'	(m)	0.295	0.100	0.100		
ヤング係数比 n		15.0	15.0	15.0		
As	(mm^2)	506.800	506.800	794.400		
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D13-ctc250	D13-ctc250	D16-ctc250		
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
As'	(mm^2)	506.800	506.800	506.800		
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D13-ctc250	D13-ctc250	D13-ctc250		
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
p=As/(b*d)	(%)	0.085	0.127	0.199		
u=d-h/2	(m)	0.248	0.150	0.150		
f=M/N+u	(m)	0.779	0.254	0.505		
f/d		1.308	0.634	1.261		
d'/d		0.496	0.250	0.250		
As'/As		1.000	1.000	0.638		
M'=M+N*u	(kN・m)	127.059	40.482	88.267		
X	(m)	0.161	0.441	0.141		
C		8.513	2.781	6.278		
S		23.017	-0.257	11.583		
σc	(N/mm^2)	3.05	0.70	3.46		
σs	(N/mm^2)	123.77	-0.97	95.85		
σs'	(N/mm^2)	-38.33	8.16	15.00		
σca	(N/mm^2)	12.00	8.00	8.00		
3/4σca	(N/mm^2)	---	---	6.00		
σsa	(N/mm^2)	300.00	160.00	160.00		
判定		OK	OK	OK		
σc		OK	OK	OK		
σs		OK	OK	OK		
σs'						

底版(d - a)						
照査位置		d 点	Mmax	a 点		
i 端からの距離	(m)	0.250	1.250	2.250		
引張側		外側	内側	外側		
曲げモーメント M	(kN・m)	-62.023	47.325	-62.023		
軸力 N	(kN)	108.488	108.488	108.488		
部材幅 b	(m)	1.000	1.000	1.000		
部材高 h	(m)	0.500	0.500	0.500		
有効高 d	(m)	0.390	0.390	0.390		
圧縮かぶり d'	(m)	0.110	0.110	0.110		
ヤング係数比 n		15.0	15.0	15.0		
As	(mm^2)	794.400	506.800	794.400		
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D16-ctc250	D13-ctc250	D16-ctc250		
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
As'	(mm^2)	506.800	794.400	506.800		
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D13-ctc250	D16-ctc250	D13-ctc250		
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
p=As/(b*d)	(%)	0.204	0.130	0.204		
u=d-h/2	(m)	0.140	0.140	0.140		
f=M/N+u	(m)	0.712	0.576	0.712		
f/d		1.825	1.477	1.825		
d'/d		0.282	0.282	0.282		
As'/As		0.638	1.567	0.638		
M'=M+N*u	(kN・m)	77.212	62.513	77.212		
X	(m)	0.114	0.106	0.114		
C		7.564	8.112	7.564		
S		18.354	21.622	18.354		
σc	(N/mm^2)	3.84	3.33	3.84		
σs	(N/mm^2)	139.76	133.30	139.76		
σs'	(N/mm^2)	1.93	-1.69	1.93		
σca	(N/mm^2)	8.00	8.00	8.00		
3/4σca	(N/mm^2)	6.00	---	6.00		
σsa	(N/mm^2)	160.00	160.00	160.00		
判定		OK	OK	OK		
σc		OK	OK	OK		
σs		OK	OK	OK		
σs'						

ここに、σsの-は圧縮を示す。σs'の-は引張を示す。
2段配筋の場合は、最遠鉄筋の応力度を示す。

2.2.2 せん断応力度照査

左側壁(a - b)						
照査位置		a 点側 h/2 点	b 点側 h/2 点			
i 端からの距離	(m)	0.500	2.207			
引張側		外側	内側			
曲げモーメント M	(kN・m)	-68.971	-12.122			
軸力 N	(kN)	184.397	149.875			
せん断力 S	(kN)	93.180	-43.997			
部材幅 b	(m)	1.000	1.000			
部材高 h	(m)	0.500	0.514			
有効高 d	(m)	0.400	0.414			
圧縮かぶり d'	(m)	0.100	0.100			
ヤング係数比 n		15.0	15.0			
As	(mm^2)	794.400	506.800			
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D16-ctc250	D13-ctc250			
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
As'	(mm^2)	506.800	506.800			
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D13-ctc250	D13-ctc250			
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
τ	(N/mm^2)	0.23	0.11			
τa1	(N/mm^2)	0.34	0.23			
α		---	---			
Cn		1.22	2.00			
Ce		1.34	1.33			
Cpt		0.90	0.74			
τa1'	(N/mm^2)	0.50	0.46			
判定						
τ		OK	OK			

頂版(b - c)						
照査位置		b 点側 h/2 点	c 点側 h/2 点			
i 端からの距離	(m)	0.793	1.707			
引張側		内側	内側			
曲げモーメント M	(kN・m)	26.254	-13.606			
軸力 N	(kN)	87.487	91.998			
せん断力 S	(kN)	52.768	-79.504			
部材幅 b	(m)	1.000	1.000			
部材高 h	(m)	0.514	0.514			
有効高 d	(m)	0.414	0.414			
圧縮かぶり d'	(m)	0.100	0.100			
ヤング係数比 n		15.0	15.0			
As	(mm^2)	794.400	794.400			
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D16-ctc250	D16-ctc250			
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
As'	(mm^2)	506.800	506.800			
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D13-ctc250	D13-ctc250			
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
τ	(N/mm^2)	0.13	0.19			
τa1	(N/mm^2)	0.23	0.34			
α		---	---			
Cn		1.29	1.58			
Ce		1.33	1.33			
Cpt		0.88	0.74			
τa1'	(N/mm^2)	0.35	0.53			
判定						
τ		OK	OK			

右側壁(c - d)						
照査位置		c 点側 h/2 点	d 点側 h/2 点			
i 端からの距離	(m)	0.793	2.500			
引張側		外側	外側			
曲げモーメント M	(kN・m)	-37.711	-37.363			
軸力 N	(kN)	157.666	172.405			
せん断力 S	(kN)	66.390	-69.888			
部材幅 b	(m)	1.000	1.000			
部材高 h	(m)	0.514	0.500			
有効高 d	(m)	0.414	0.400			
圧縮かぶり d'	(m)	0.100	0.100			
ヤング係数比 n		15.0	15.0			
As	(mm^2)	506.800	794.400			
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D13-ctc250	D16-ctc250			
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
As'	(mm^2)	506.800	506.800			
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D13-ctc250	D13-ctc250			
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
τ	(N/mm^2)	0.16	0.17			
τa1	(N/mm^2)	0.34	0.23			
α		---	---			
Cn		1.36	1.38			
Ce		1.33	1.34			
Cpt		0.74	0.90			
τa1'	(N/mm^2)	0.46	0.38			
判定						
τ		OK	OK			

底版(d - a)						
照査位置		d 点側 h/2 点	a 点側 h/2 点			
i 端からの距離	(m)	0.500	2.000			
引張側		内側	外側			
曲げモーメント M	(kN・m)	-22.658	-54.510			
軸力 N	(kN)	108.488	121.954			
せん断力 S	(kN)	104.974	-129.647			
部材幅 b	(m)	1.000	1.000			
部材高 h	(m)	0.500	0.500			
有効高 d	(m)	0.390	0.390			
圧縮かぶり d'	(m)	0.110	0.110			
ヤング係数比 n		15.0	15.0			
As	(mm^2)	506.800	794.400			
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D13-ctc250	D16-ctc250			
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
As'	(mm^2)	794.400	506.800			
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D16-ctc250	D13-ctc250			
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
τ	(N/mm^2)	0.27	0.33			
τa1	(N/mm^2)	0.23	0.34			
α		---	---			
Cn		1.40	1.19			
Ce		1.35	1.35			
Cpt		0.90	0.90			
τa1'	(N/mm^2)	0.39	0.49			
判定						
τ		OK	OK			
スターラップ間隔	(mm)	250.0	250.0			
スターラップ量	(mm^2)	---	---			

2.3 最小鉄筋量

左側壁		下端	Mmax	上端
曲げモーメント M	(kN・m)	-98.643	16.531	-51.896
軸力 N	(kN)	192.021	159.673	144.332
部材幅 b	(m)	1.000	1.000	1.000
部材高 h	(m)	0.500	0.500	0.695
有効高 d	(m)	0.400	0.400	0.595
曲げ部材				
コンクリート設計基準強度σck	(N/mm²)	24.000	24.000	24.000
1.7M	(kN・m)	167.693	28.103	88.223
部材断面積 Ac	(m²)	0.500	0.500	0.695
断面係数 Zc	(m³)	0.042	0.042	0.081
ひび割れモーメント Mc	(kN・m)	95.738	93.043	170.933
終局モーメント Mu	(kN・m)	165.115	120.698	199.437
引張鉄筋量 As1	(mm²)	794.400	506.800	506.800
判　定		Mu≧Mc	1.7M≦Mc	1.7M≦Mc
Mu = Mc の鉄筋量	(mm²)	319.232	------	------
500mm²/m配筋する長さL	(m)	1.000	1.000	1.000
500・Lの鉄筋量	(mm²)	500.000	500.000	500.000
最小鉄筋量	(mm²)	500.000	500.000	500.000
最大鉄筋量 0.02bd	(mm²)	8000.000	8000.000	11906.667
判　定		Asmin≦As1 Asmax>As1 OK	Asmin≦As1 Asmax>As1 OK	Asmin≦As1 Asmax>As1 OK
軸力部材				
許容軸圧縮応力度				
コンクリート σca	(N/mm²)	9.750	6.500	6.500
鉄　筋 σsa	(N/mm²)	300.000	200.000	200.000
鉄筋の降伏点 σsy	(N/mm²)	345.000	345.000	345.000
必要断面積 A'	(mm²)	15804.207	19712.747	17818.716
軸方向鉄筋量 As2	(mm²)	1301.200	1013.600	1013.600
0.008A'	(mm²)	126.434	157.702	142.550
500mm²/m配筋する長さL	(m)	2.000	2.000	2.000
500・Lの鉄筋量	(mm²)	1000.000	1000.000	1000.000
最小鉄筋量	(mm²)	500.000	500.000	500.000
最大鉄筋量 0.06bh	(mm²)	30000.000	30000.000	41720.001
判　定		Asmin≦As2 Asmax>As2 OK	Asmin≦As2 Asmax>As2 OK	Asmin≦As2 Asmax>As2 OK

頂版		左端	Mmax	右端
曲げモーメント M	(kN・m)	-51.896	38.312	-86.655
軸力 N	(kN)	87.487	87.487	101.166
部材幅 b	(m)	1.000	1.000	1.000
部材高 h	(m)	0.695	0.500	0.695
有効高 d	(m)	0.595	0.400	0.595
曲げ部材				
コンクリート設計基準強度σck	(N/mm²)	24.000	24.000	24.000
1.7M	(kN・m)	88.223	65.130	147.314
部材断面積 Ac	(m²)	0.695	0.500	0.695
断面係数 Zc	(m³)	0.081	0.042	0.081
ひび割れモーメント Mc	(kN・m)	164.346	87.027	165.931
終局モーメント Mu	(kN・m)	208.456	142.181	212.830
引張鉄筋量 As1	(mm²)	506.800	794.400	506.800
判　定		1.7M≦Mc	1.7M≦Mc	1.7M≦Mc
Mu = Mc の鉄筋量	(mm²)	------	------	------
500mm²/m配筋する長さL	(m)	1.000	1.000	1.000
500・Lの鉄筋量	(mm²)	500.000	500.000	500.000
最小鉄筋量	(mm²)	500.000	500.000	500.000
最大鉄筋量 0.02bd	(mm²)	11906.667	8000.000	11906.667
判　定		Asmin≦As1 Asmax>As1 OK	Asmin≦As1 Asmax>As1 OK	Asmin≦As1 Asmax>As1 OK
軸力部材				
許容軸圧縮応力度				
コンクリート σca	(N/mm²)	6.500	6.500	9.750
鉄　筋 σsa	(N/mm²)	200.000	200.000	300.000
鉄筋の降伏点 σsy	(N/mm²)	345.000	345.000	345.000
必要断面積 A'	(mm²)	10800.816	10800.816	8326.429
軸方向鉄筋量 As2	(mm²)	1301.200	1301.200	1301.200
0.008A'	(mm²)	86.407	86.407	66.611
500mm²/m配筋する長さL	(m)	2.000	2.000	2.000
500・Lの鉄筋量	(mm²)	1000.000	1000.000	1000.000
最小鉄筋量	(mm²)	500.000	500.000	500.000
最大鉄筋量 0.06bh	(mm²)	41720.001	30000.000	41720.001
判　定		Asmin≦As2 Asmax>As2 OK	Asmin≦As2 Asmax>As2 OK	Asmin≦As2 Asmax>As2 OK

右側壁		上端	Mmax	下端
曲げモーメント M	(kN・m)	-86.655	16.531	-62.023
軸力 N	(kN)	163.138	159.673	174.957
部材幅 b	(m)	1.000	1.000	1.000
部材高 h	(m)	0.695	0.500	0.500
有効高 d	(m)	0.595	0.400	0.400
曲げ部材				
コンクリート設計基準強度σck	(N/mm^2)	24.000	24.000	24.000
1.7M	(kN・m)	147.314	28.103	105.440
部材断面積 Ac	(m^2)	0.695	0.500	0.500
断面係数 Zc	(m^3)	0.081	0.042	0.042
ひび割れモーメント Mc	(kN・m)	173.113	93.043	94.316
終局モーメント Mu	(kN・m)	205.583	120.698	161.404
引張鉄筋量 As1	(mm^2)	506.800	506.800	794.400
判　定		1.7M≦Mc	1.7M≦Mc	Mu≧Mc
Mu = Mc の鉄筋量	(mm^2)	------	------	336.240
500mm^2/m配筋する長さL	(m)	1.000	1.000	1.000
500・Lの鉄筋量	(mm^2)	500.000	500.000	500.000
最小鉄筋量	(mm^2)	500.000	500.000	500.000
最大鉄筋量 0.02bd	(mm^2)	11906.667	8000.000	8000.000
判　定		Asmin≦As1 Asmax>As1 OK	Asmin≦As1 Asmax>As1 OK	Asmin≦As1 Asmax>As1 OK
軸力部材				
許容軸圧縮応力度				
コンクリート σca	(N/mm^2)	9.750	6.500	6.500
鉄　筋 σsa	(N/mm^2)	300.000	200.000	200.000
鉄筋の降伏点 σsy	(N/mm^2)	345.000	345.000	345.000
必要断面積 A'	(mm^2)	13426.996	19712.747	21599.580
軸方向鉄筋量 As2	(mm^2)	1013.600	1013.600	1301.200
0.008A'	(mm^2)	107.416	157.702	172.797
500mm^2/m配筋する長さL	(m)	2.000	2.000	2.000
500・Lの鉄筋量	(mm^2)	1000.000	1000.000	1000.000
最小鉄筋量	(mm^2)	500.000	500.000	500.000
最大鉄筋量 0.06bh	(mm^2)	41720.001	30000.000	30000.000
判　定		Asmin≦As2 Asmax>As2 OK	Asmin≦As2 Asmax>As2 OK	Asmin≦As2 Asmax>As2 OK

底版		右端	Mmax	左端
曲げモーメント M	(kN・m)	-62.023	47.325	-62.023
軸力 N	(kN)	108.488	108.488	108.488
部材幅 b	(m)	1.000	1.000	1.000
部材高 h	(m)	0.500	0.500	0.500
有効高 d	(m)	0.390	0.390	0.390
曲げ部材				
コンクリート設計基準強度σck	(N/mm^2)	24.000	24.000	24.000
1.7M	(kN・m)	105.440	80.452	105.440
部材断面積 Ac	(m^2)	0.500	0.500	0.500
断面係数 Zc	(m^3)	0.042	0.042	0.042
ひび割れモーメント Mc	(kN・m)	88.777	88.777	88.777
終局モーメント Mu	(kN・m)	145.923	117.148	145.923
引張鉄筋量 As1	(mm^2)	794.400	506.800	794.400
判　定		Mu≧Mc	1.7M≦Mc	Mu≧Mc
Mu = Mc の鉄筋量	(mm^2)	405.827	------	405.827
500mm^2/m配筋する長さL	(m)	1.000	1.000	1.000
500・Lの鉄筋量	(mm^2)	500.000	500.000	500.000
最小鉄筋量	(mm^2)	500.000	500.000	500.000
最大鉄筋量 0.02bd	(mm^2)	7800.000	7800.000	7800.000
判　定		Asmin≦As1 Asmax>As1 OK	Asmin≦As1 Asmax>As1 OK	Asmin≦As1 Asmax>As1 OK
軸力部材				
許容軸圧縮応力度				
コンクリート σca	(N/mm^2)	6.500	6.500	6.500
鉄　筋 σsa	(N/mm^2)	200.000	200.000	200.000
鉄筋の降伏点 σsy	(N/mm^2)	345.000	345.000	345.000
必要断面積 A'	(mm^2)	13393.628	13393.628	13393.628
軸方向鉄筋量 As2	(mm^2)	1301.200	1301.200	1301.200
0.008A'	(mm^2)	107.149	107.149	107.149
500mm^2/m配筋する長さL	(m)	2.000	2.000	2.000
500・Lの鉄筋量	(mm^2)	1000.000	1000.000	1000.000
最小鉄筋量	(mm^2)	500.000	500.000	500.000
最大鉄筋量 0.06bh	(mm^2)	30000.000	30000.000	30000.000
判　定		Asmin≦As2 Asmax>As2 OK	Asmin≦As2 Asmax>As2 OK	Asmin≦As2 Asmax>As2 OK

2.4 地盤反力度の計算

荷重ケース 1

・底版下面に作用する鉛直力

荷　重	部　材	算　　式	鉛直力 N(kN)
頂版自重	頂版	15.054 ×3.000	45.163
側壁自重	左側壁	--------	-30.625
側壁自重	右側壁	--------	30.625
底版自重	底版	-12.250 ×3.000	-36.750
鉛直土圧	頂版	87.400 ×3.000	262.200
活荷重	頂版	10.000 ×3.000	30.000

・底版下面に作用する水平力

荷　重	部　材	算　　式	水平力 H(kN)
水平土圧	左側壁	1/2 × (76.950 +43.700) ×3.500	211.137
水平土圧	右側壁	1/2 × (43.700 +76.950) ×3.500	211.137
水平土圧(活荷重)	左側壁	5.000 ×3.500	17.500
水平土圧(活荷重)	右側壁	5.000 ×3.500	17.500

・底版下面に作用する鉛直力によるモーメント

荷　重	鉛直力 N (kN)	作用位置 x (m)	モーメント Nx (kN・m)
頂版自重	45.163	1.500	67.745
側壁自重	30.625	0.250	7.656
側壁自重	30.625	2.750	84.219
底版自重	36.750	1.500	55.125
鉛直土圧	262.200	1.500	393.300
活荷重	30.000	1.500	45.000
合　計	435.363		653.045

・底版下面に作用する水平力によるモーメント

荷　重	水平力 H (kN)	作用位置 y (m)	モーメント Hy (kN・m)
水平土圧	211.137	1.589	335.548
水平土圧	-211.137	1.589	-335.548
水平土圧(活荷重)	17.500	1.750	30.625
水平土圧(活荷重)	-17.500	1.750	-30.625
合　計	0.000		0.000

※ 作用位置は、カルバート左下端からの距離。
　モーメントは、カルバート左下端を基準として時計回りを正とする。

・地盤反力の計算

$$e = \frac{\Sigma Nx + \Sigma Hy + \Sigma M}{\Sigma N} - \frac{B0}{2}$$

$$= \frac{653.045 + 0.000 + 0.000}{435.363} - \frac{3.000}{2} = 0.000 \ (m)$$

$$Q1' = \frac{\Sigma N}{B0} + \frac{6 \cdot \Sigma N \cdot e}{B0^2} = \frac{435.363}{3.000} + \frac{6 \times 435.363 \times 0.000}{3.000^2} = 145.121 \ (kN/m^2)$$

$$Q2' = \frac{\Sigma N}{B0} - \frac{6 \cdot \Sigma N \cdot e}{B0^2} = \frac{435.363}{3.000} - \frac{6 \times 435.363 \times 0.000}{3.000^2} = 145.121 \ (kN/m^2)$$

$Max(Q1', Q2')$ (kN/m^2) $<$ $Qa = 300.000$ (kN/m^2)

ここに、e ： 偏心距離
B0 ： カルバート幅
Q1'： 地盤反力(右側壁面位置)
Q2'： 地盤反力(左側壁面位置)
Qa ： 許容地盤反力度

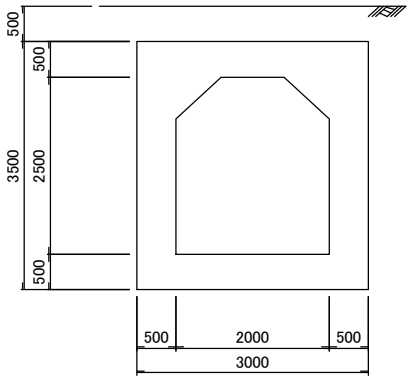
左岸側出入口部
ボックスカルバートの構造計算
計算断面③【L-25～L-27】

左岸側出入口部ボックスカルバートの計算(L-25～L-27,d=0.50m)

1 設計条件

1.1 形状寸法

・ボックス形式　　監査廊ボックス



頂版ハンチ　586 × 586
底版ハンチ　0 × 0

1.2 基本条件

地域区分	A区分
地盤種別	I種
標準設計水平震度	0.150
震度別補正係数	計算値
設計応答速度	駐車場設計指針の方法

1.3 材料

1.3.1 許容応力度

		常　時	地震時	
コンクリートの許容曲げ圧縮応力度	σca	8.00	12.000	(N/mm^2)
コンクリートの許容軸圧縮応力度	σca	6.50	9.750	(N/mm^2)
ハンチが無い部材端部の許容圧縮応力度の低減		3/4で低減する		
		常　時	地震時	
コンクリートの許容せん断応力度	τa1	0.23	0.34	(N/mm^2)
許容せん断応力度の割り増し				
軸方向圧縮力による補正係数	Cn	考慮する		
有効高dによる補正係数	Ce	考慮する		
引張主鉄筋比Ptによる補正係数	Cpt	考慮する		
		常　時	地震時	
鉄筋の許容引張応力度(頂版部材用)	σsa	160.0	300.0	(N/mm^2)
(側,底版部材用)	σsa	160.0	300.0	(N/mm^2)
鉄筋の許容圧縮応力度(頂版部材用)	σsa'	200.0	300.0	(N/mm^2)
(側,底版部材用)	σsa'	200.0	300.0	(N/mm^2)

コンクリートの弾性係数

部材	ヤング係数Ec (N/mm^2)
1	25000
2	25000
3	25000
4	25000

1.3.2 単位体積重量

舗装	γa	22.50	(kN/m³)
路盤	γb	21.00	(kN/m³)
土(湿潤)	γs	19.00	(kN/m³)
土(水中)	γd	10.00	(kN/m³)
鉄筋コンクリート	γc	24.50	(kN/m³)
水	γw	9.80	(kN/m³)

1.4 地盤条件

耐震設計上の基盤面　G.L.－　4.000 (m)

No	層厚 (m)	土の種類	湿潤重量 (kN/m³)	水中重量 (kN/m³)	平均 N 値	せん断弾性波速度 (m/s)	せん断弾性係数 G_D (kN/m²)	粘着力 (kN/m²)	内部摩擦角 (度)	TG=4Hi/Vi
1	4.000	砂質土	19.00	10.00	15.0	197.30	48300.1	0.00	30.00	0.081
2	基盤面下	岩	23.00	14.00						
									合計	0.081

表層地盤の特性値　T_G　＝　0.081 (s)
表層地盤の固有周期　$T_s = \alpha_D \cdot T_G$ ＝　1.250 ×　0.081 ＝　0.101 (s)

1.5 土圧

静止土圧係数	準拠指針に準じる
鉛直方向土圧係数	準拠指針に準じる
発泡スチロールによる土圧軽減	考慮しない
サイロ土圧	考慮しない

1.6 荷重

1.6.1 上載活荷重

輪荷重	T荷重(T-25)
活荷重載荷	カルバートと直角
衝撃係数	準拠指針に準じる
低減係数 β	準拠指針に準じる
過載荷重を適用させる土被り厚	4.00 (m)
過載荷重	10.00 (kN/m²)
前輪荷重	考慮しない
カルバートからはみ出す輪荷重による水平荷重	
後輪荷重	考慮する
前輪荷重	考慮しない
群集荷重	考慮しない

1.7 構造細目

		鉄筋図心距離(mm) 外側	鉄筋図心距離(mm) 内側	1段目と2段目の鉄筋図心間隔(mm)	応力度計算	圧縮引張鉄筋比
左側壁	隅角部	100	100	0	複鉄筋	0.17
	中央部	100	100	0	複鉄筋	0.17
頂版	隅角部	100	100	0	複鉄筋	0.17
	中央部	100	100	0	複鉄筋	0.17
右側壁	隅角部	100	100	0	複鉄筋	0.17
	中央部	100	100	0	複鉄筋	0.17
底版	隅角部	110	110	0	複鉄筋	0.17
	中央部	110	110	0	複鉄筋	0.17

1.8 基礎条件

基礎形式	直接基礎(剛体)		
許容地盤反力	Qa	300.000	(kN/m²)

1.9 判断条件

隅角部の剛域	考慮しない
底版のインバート	考慮しない
ハンチ自重	考慮する
底版反力の計算	部材軸線幅で計算
有効断面のハンチ厚(曲げ応力照査時)	ハンチの1:3を考慮
有効断面のハンチ厚(せん断応力照査時)	ハンチの1:3を考慮
一般部のせん断応力度照査位置	壁前面からh/2の位置(ハンチ考慮)
カルバート底面の地盤反力の計算	する
浮上りの計算	しない
直接基礎(剛体)の場合の底版自重	考慮する
応力度計算時の軸力	考慮する
隅角部モーメントのシフト	する

1.10 準拠指針

準拠指針　道路土工カルバート工指針（21年度版　日本道路協会　平成22年3月）
道路橋示方書・同解説 Ⅴ耐震設計編説（日本道路協会 平成24年3月）
駐車場設計・施工指針 同解説（日本道路協会 平成4年11月）

1.11 荷重ケース一覧表

荷重名称

No.	荷重名称
1	自重
2	鉛直土圧
3	水平土圧 k0=0.5
4	活荷重:後輪頂版中央載荷
5	活荷重:水平等分布荷重
6	地震時応答変位
7	地震時周面せん断
8	地震時慣性力

荷重組合せケース

ケース	荷重の組合せ	活荷重の載荷位置
1	1+2+3+4	後輪頂版中央載荷
2	1+2+3+5	水平等分布荷重
3	1+2+3	
4	6+7+8	
5	荷重ケース 3+荷重ケース 4	

2 詳細計算

2.1 断面方向の計算

2.1.1 荷重計算

(1) 鉛直土圧（外水無し）

・左側壁側

PvdL = (γa・t1 + γb・t2 + γs・D1)・kv
= (22.50×0.000+21.00×0.000+19.00×0.500)×1.00
= 9.500 (kN/m^2)

・右側壁側

PvdR = (γa・t1 + γb・t2 + γs・D1)・kv
= (22.50×0.000+21.00×0.000+19.00×0.500)×1.00
= 9.500 (kN/m^2)

ここに、γa ： 舗装の単位体積重量
γb ： 路盤の単位体積重量
γs ： 土の単位体積重量
t1 ： 舗装厚
t2 ： 路盤厚
D1 ： 土被り厚
kv ： 鉛直方向土圧係数

(2) 水平土圧(k0=0.5、外水無し)

・左側壁側

Phd1 = (γa・t1 + γb・t2 + γs・D1)・k0

= (22.50×0.000+21.00×0.000+19.00×0.750)×0.50

= 7.125 (kN/m^2)

Phd2 = (γa・t1 + γb・t2 + γs・D2)・k0

= (22.50×0.000+21.00×0.000+19.00×3.750)×0.50

= 35.625 (kN/m^2)

・右側壁側

Phd1 = (γa・t1 + γb・t2 + γs・D1)・k0

= (22.50×0.000+21.00×0.000+19.00×0.750)×0.50

= 7.125 (kN/m^2)

Phd2 = (γa・t1 + γb・t2 + γs・D2)・k0

= (22.50×0.000+21.00×0.000+19.00×3.750)×0.50

= 35.625 (kN/m^2)

ここに、γa ： 舗装の単位体積重量
γb ： 路盤の単位体積重量
γs ： 土の単位体積重量
t1 ： 舗装厚
t2 ： 路盤厚
D1 ： 距離1
D2 ： 距離2
k0 ： 静止土圧係数

(3) 自重

・頂版

Pw1 = γc・(B1・t1 + 1/2・a1・b1 + 1/2・a2・b2)/Bh1

= 24.50×(3.000×0.500+1/2×0.586×0.586

+1/2×0.586×0.586)/2.500 = 18.065 (kN/m^2)

ここに、γc ： コンクリートの単位体積重量
t1 ： 頂版厚
B1 ： 頂版幅
a1 ： 頂版左ハンチ幅
b1 ： 頂版左ハンチ高
a2 ： 頂版右ハンチ幅
b2 ： 頂版右ハンチ高
Bh1 ： 頂版部材幅

・左側壁

PwL = γc・(B1・H0 + 1/2・a1・b1)

= 24.50×(0.500×2.500+1/2×0.000×0.000) = 30.625 (kN/m)

・右側壁

PwR = γc・(B2・H0 + 1/2・a2・b2)

= 24.50×(0.500×2.500+1/2×0.000×0.000) = 30.625 (kN/m)

ここに、γc ： コンクリートの単位体積重量
B1 ： 左側壁厚
B2 ： 右側壁厚
H0 ： 側壁高
a1 ： 底版左ハンチ幅
b1 ： 底版左ハンチ高
a2 ： 底版右ハンチ幅
b2 ： 底版右ハンチ高

・底版

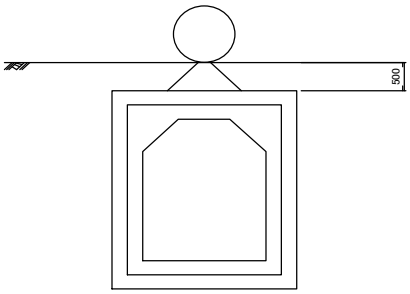
Pwf1 = γc・(B1・t1)/Bh1

= 24.50×(3.000×0.500)/2.500 = 14.700 (kN/m^2)

ここに、γc ： コンクリートの単位体積重量
t1 ： 底版厚
B1 ： 底版幅
Bh1 ： 底版部材幅

(4) 活荷重

・後輪頂版中央載荷



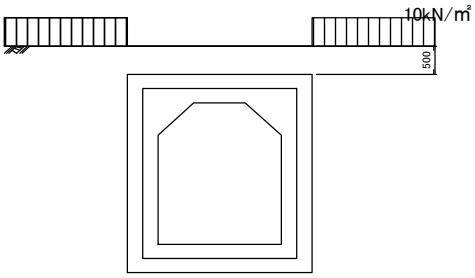
後輪荷重

$$Pr = \frac{2 \cdot P}{B} \cdot (1+i) = \frac{2 \times 100.0}{2.75} \times (1+0.30) = 94.545 \ (kN/m)$$

$$Pvl1 = \frac{Pr \cdot \beta}{0.2 + 2 \cdot D1} = \frac{94.545 \times 0.9}{0.2+2 \times 0.500} = 70.909 \ (kN/m^2)$$

ここに、 Pr ： 単位長さあたりの後輪荷重
P ： 後輪荷重
B ： 車両占有幅
i ： 衝撃係数
D1 ： 土被り厚
β ： 断面力の低減係数 0.9

・水平等分布荷重



活荷重による水平荷重

・左側壁側

$Phl = Pvl \cdot k0 = 10.000 \times 0.50 = 5.000 \ (kN/m^2)$

・右側壁側

$Phl = Pvl \cdot k0 = 10.000 \times 0.50 = 5.000 \ (kN/m^2)$

ここに、Pvl: 活荷重
k0 ： 静止土圧係数

(5) 底版反力

荷重ケース 1

・底版下面に作用する鉛直力

荷　重	部　材	算　　式	鉛直力 N(kN)
頂版自重	頂版	18.065 ×2.500	45.163
側壁自重	左側壁	--------	-30.625
側壁自重	右側壁	--------	30.625
底版自重	底版	-14.700 ×2.500	-36.750
鉛直土圧	頂版	9.500 ×2.500	23.750
後輪荷重	頂版	70.909 ×1.200	85.091

・底版下面に作用する水平力

荷　重	部　材	算　　式	水平力 H(kN)
水平土圧	左側壁	1/2 × (35.625 +7.125) ×3.000	64.125
水平土圧	右側壁	1/2 × (7.125 +35.625) ×3.000	64.125

・底版下面に作用する鉛直力によるモーメント

荷　重	鉛直力 N (kN)	作用位置 x (m)	モーメント Nx (kN・m)
頂版自重	45.163	1.250	56.454
側壁自重	30.625	0.000	0.000
側壁自重	30.625	2.500	76.563
底版自重	36.750	1.250	45.938
鉛直土圧	23.750	1.250	29.688
後輪荷重	85.091	1.250	106.364
合　計	252.004		315.005

・底版下面に作用する水平力によるモーメント

荷　重	水平力 H (kN)	作用位置 y (m)	モーメント Hy (kN・m)
水平土圧	64.125	1.167	74.813
水平土圧	-64.125	1.167	-74.813
合　計	0.000		0.000

※ 作用位置は、骨組み左下端からの距離。
　モーメントは、骨組み左下端を基準として時計回りを正とする。

・底版反力の計算

$$e = \frac{\Sigma Nx + \Sigma Hy + \Sigma M}{\Sigma N} - \frac{B}{2}$$

$$= \frac{315.005 + 0.000 + 0.000}{252.004} - \frac{2.500}{2} = 0.000 \ (m)$$

$$Q1 = \frac{\Sigma N}{B} + \frac{6 \cdot \Sigma N \cdot e}{B^2} = \frac{252.004}{2.500} + \frac{6 \times 252.004 \times 0.000}{2.500^2} = 100.802 \ (kN/m^2)$$

$$Q2 = \frac{\Sigma N}{B} - \frac{6 \cdot \Sigma N \cdot e}{B^2} = \frac{252.004}{2.500} - \frac{6 \times 252.004 \times 0.000}{2.500^2} = 100.802 \ (kN/m^2)$$

ここに、e ： 偏心距離
　　B ： 底版骨組幅
　　Q1 ： 底版反力(右側)
　　Q2 ： 底版反力(左側)

荷重ケース 2

・底版下面に作用する鉛直力

荷　重	部　材	算　　式	鉛直力 N(kN)
頂版自重	頂版	18.065 ×2.500	45.163
側壁自重	左側壁	--------	-30.625
側壁自重	右側壁	--------	30.625
底版自重	底版	-14.700 ×2.500	-36.750
鉛直土圧	頂版	9.500 ×2.500	23.750

・底版下面に作用する水平力

荷　重	部　材	算　　式	水平力 H(kN)
水平土圧	左側壁	1/2 × (35.625 +7.125) ×3.000	64.125
水平土圧	右側壁	1/2 × (7.125 +35.625) ×3.000	64.125
水平土圧(活荷重)	左側壁	5.000 ×3.000	15.000
水平土圧(活荷重)	右側壁	5.000 ×3.000	15.000

・底版下面に作用する鉛直力によるモーメント

荷　重	鉛直力 N (kN)	作用位置 x (m)	モーメント Nx (kN・m)
頂版自重	45.163	1.250	56.454
側壁自重	30.625	0.000	0.000
側壁自重	30.625	2.500	76.563
底版自重	36.750	1.250	45.938
鉛直土圧	23.750	1.250	29.688
合　計	166.913		208.642

・底版下面に作用する水平力によるモーメント

荷　重	水平力 H (kN)	作用位置 y (m)	モーメント Hy (kN・m)
水平土圧	64.125	1.167	74.813
水平土圧	-64.125	1.167	-74.813
水平土圧(活荷重)	15.000	1.500	22.500
水平土圧(活荷重)	-15.000	1.500	-22.500
合　計	0.000		0.000

※ 作用位置は、骨組み左下端からの距離。
　モーメントは、骨組み左下端を基準として時計回りを正とする。

・底版反力の計算

$$e = \frac{\Sigma Nx + \Sigma Hy + \Sigma M}{\Sigma N} - \frac{B}{2}$$

$$= \frac{208.642 + 0.000 + 0.000}{166.913} - \frac{2.500}{2} = 0.000 \ (m)$$

$$Q1 = \frac{\Sigma N}{B} + \frac{6 \cdot \Sigma N \cdot e}{B^2} = \frac{166.913}{2.500} + \frac{6 \times 166.913 \times 0.000}{2.500^2} = 66.765 \ (kN/m^2)$$

$$Q2 = \frac{\Sigma N}{B} - \frac{6 \cdot \Sigma N \cdot e}{B^2} = \frac{166.913}{2.500} - \frac{6 \times 166.913 \times 0.000}{2.500^2} = 66.765 \ (kN/m^2)$$

ここに、e ： 偏心距離
　　B ： 底版骨組幅
　　Q1 ： 底版反力(右側)
　　Q2 ： 底版反力(左側)

地震時地盤ばね

動的変形係数 E_D

$E_D = 2(1+\nu D)G_D$

$$G_D = \frac{\gamma t}{g} Vsd^2$$

ここに、ED ： 地盤の動的変形係数（kN/m²）
νD ： 地盤の動的ポアソン比　0.400　「道示Ⅴ 6.2.3固有周期の算定方法」より
GD ： 地盤の動的せん断変形係数（kN/m²）
γt ： 土の単位体積重量（kN/m³）
Vsi ： i番目の地層の平均せん断弾性波速度（m/s）
Vsd ： 地盤のせん断弾性波速度（m/sec）
g ： 重力加速度(=9.8m/sec²)
Cv ： 地盤のひずみの大きさに基づく補正係数
Cv=0.8(Vsi<300m/sec)、Cv=1.0(Vsi>300m/sec)

鉛直バネ定数とせん断バネ定数

$Kvs = \lambda \cdot Kv = 0.300 \times 137868.682 = 41360.605$ (kN/m³)

$$Kv = Kv0 \cdot \left(\frac{BH}{0.3}\right)^{-3/4} = 1217713.594 \times \left(\frac{5.477}{0.3}\right)^{-3/4} = 137868.682 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$Kv0 = \frac{1}{0.3} \cdot ED = \frac{1}{0.3} \times 365314.078 = 1217713.594$$

$BH = \sqrt{(B \cdot L)} = \sqrt{(3.000 \times 10.000)} = 5.477$ (m²)

$E_D = 2(1+\nu D)G_D = 2 \times (1 + 0.400) \times 130469.314 = 365314.078$ (kN/m²)

$$G_D = \frac{\gamma t}{g} Vsd^2 = \frac{23.000}{9.800} \times 235.778^2 = 130469.314 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$V_{sd} = V_{si} \cdot Cv = 294.723 \times 0.80 = 235.778$ (m/s)

ここに、kvs: 鉛直方向せん断バネ定数
kv ： 鉛直方向地盤反力係数（kN/m³）
kv0: 鉛直方向地盤反力係数の基準値（kN/m³）
BH ： 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積（m²）
B ： カルバート全幅（m）
L ： カルバートのブロック長（m）
λ ： 鉛直方向地盤反力係数に対する水平方向せん断地盤反力係数の比
「道示Ⅳ 11.5.1地盤反力係数」より

水平バネ定数とせん断バネ定数

$Khs = \lambda \cdot Kh$ (kN/m³)

$$Kh = Kh0 \cdot \left(\frac{AH}{0.3}\right)^{-3/4} \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$Kh0 = \frac{1}{0.3} \cdot ED \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$AH = \sqrt{(H \cdot L)} = \sqrt{(3.500 \times 10.000)} = 5.916$ (m²)

ここに、kh ： 水平方向地盤反力係数（kN/m³）
kh0: 水平方向地盤反力係数の基準値（KN/m³）
AH ： 荷重作用方向に直交する基礎の載荷面積（m²）
H ： カルバート全高（m）
L ： カルバートのブロック長（m）

位　置	深度 Z (m)	γt (kN/m³)	Vsd (m/sec)	GD (kN/m²)	E_D (kN/m²)	kh0 (kN/m³)	kh (kN/m³)	khs (kN/m³)
頂版軸線	0.750	19.00	157.84	48300.13	135240.37	450801.23	48172.65	14451.79
底版軸線	3.750	19.00	157.84	48300.13	135240.37	450801.23	48172.65	14451.79

応答変位荷重

水平方向変位振幅

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

ここに、$U(z)$ ： 深さz点における水平方向変位振幅 (m)
z ： 深さz点 (m) ($h_u \leqq z < h_b$)
h_u ： 地表面から構造物頂版までの深さ(土被り) (m)
h_b ： 地表面から構造物底版までの深さ (m)
S_V ： 設計応答速度 (m/s)
S_V = 0.020 (m/s)
T_s ： 表層地盤の固有周期 (s)
T_s = 0.101 (s)
H ： 表層地盤の厚さ H = 4.000 (m)

水平方向振幅荷重

$$P(z) = k_H(z)\cdot[U(z) - U(h_B)]$$

ここに、$P(z)$ ： 深さz点における水平方向振幅荷重 (kN/m^2)
$k_H(z)$ ： 深さz点における水平方向地盤反力係数 (kN/m^2)
$U(h_B)$ ： 構造物底版における水平方向変位振幅 (m)

底版軸線の深度z = 3.750における応答変位

$$U(h_B)=\frac{2}{\pi^2}\times 0.020\times 0.101\times\cos\frac{\pi\times 3.750}{2\times 4.000}$$

$$= 0.00004\ (\mathrm{m})$$

深度 z (m)	応答変位 U(z) (m)	相対変位 ΔU=U(z)-U(h_B) (m)	地盤反力係数 k_h (kN/m^3)	応答変位荷重 P(z) (kN/m^2)
0.750	0.00040	0.00036	48172.65	17.297
0.900	0.00039	0.00035	48172.65	16.920
1.100	0.00038	0.00034	48172.65	16.315
1.300	0.00036	0.00032	48172.65	15.597
1.500	0.00035	0.00031	48172.65	14.771
1.700	0.00033	0.00029	48172.65	13.841
1.900	0.00031	0.00027	48172.65	12.814
2.100	0.00028	0.00024	48172.65	11.696
2.300	0.00026	0.00022	48172.65	10.494
2.500	0.00023	0.00019	48172.65	9.214
2.700	0.00020	0.00016	48172.65	7.866
2.900	0.00018	0.00013	48172.65	6.457
3.100	0.00014	0.00010	48172.65	4.996
3.300	0.00011	0.00007	48172.65	3.492
3.500	0.00008	0.00004	48172.65	1.955
3.700	0.00005	0.00001	48172.65	0.393
3.750	0.00004	0.00000	48172.65	0.000

地震時周面せん断力

$$\tau_u = \frac{G_u}{\pi \cdot H} \cdot S_V \cdot T_S \cdot \sin \frac{\pi \cdot h_u}{2 \cdot H}$$

$$\tau_b = \frac{G_b}{\pi \cdot H} \cdot S_V \cdot T_S \cdot \sin \frac{\pi \cdot h_b}{2 \cdot H}$$

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

ただし、周面せん断力の上限値を超えないものとする。

周面せん断力の上限値

$\tau max = C + \sigma' \cdot \tan\phi$

頂版、底版

	土質区分	深さ z (m)	σ' (kN/m²)	C (kN/m²)	φ (度)	τmax (kN/m²)
頂版左	砂質土	0.500	9.500	0.000	30.000	5.485
頂版右	砂質土	0.500	9.500	0.000	30.000	5.485
底版左	砂質土	4.000	76.000	0.000	30.000	43.879
底版右	砂質土	4.000	76.000	0.000	30.000	43.879

周面せん断力

頂版、底版

	土質区分	深さ z (m)	G_D (kN/m²)	S_V (m/s)	T_S (m/s)	H (m)	τ_u、τ_b (kN/m²)	最小値 (kN/m²)
頂版左	砂質土	0.500	48300.131	0.020	0.101	4.000	1.547	1.547
頂版右	砂質土	0.500	48300.131	0.020	0.101	4.000	1.547	1.547
底版左	砂質土	4.000	48300.131	0.020	0.101	4.000	7.929	7.929
底版右	砂質土	4.000	48300.131	0.020	0.101	4.000	7.929	7.929

左側壁 $\tau_s = \frac{\tau_u + \tau_b}{2}$

$= \frac{1.547 + 7.929}{2}$

$= 4.738$ (kN/m²)

右側壁 $\tau_s = \frac{\tau_u + \tau_b}{2}$

$= \frac{1.547 + 7.929}{2}$

$= 4.738$ (kN/m²)

ここに、τ_u ： 頂版に作用する地震時周面せん断力 (kN/m²)
τ_b ： 底版に作用する地震時周面せん断力 (kN/m²)
τ_s ： 両側壁に作用する地震時周面せん断力 (kN/m²)
σ' ： 有効上載圧 (kN/m²)
C ： 地盤の粘着力 (kN/m²)
φ ： 地盤の内部摩擦角 (度)
G_D ： 表層地盤の動的せん断弾性係数 (kN/m²)
S_V = 0.020 (m/s)
T_s ： 表層地盤の固有周期 (s)
T_s = 0.101 (s)
H ： 表層地盤の厚さ (m)
H = 4.000 (m)

設計水平震度k_{hb}および慣性力

$k_{hb}=C_Z \cdot C_G \cdot C_U \cdot k_{h0}$

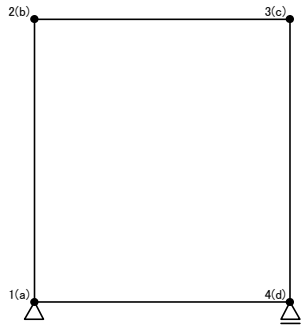
ここに、k_{hb} ： 設計水平震度
C_Z ： 地域別補正係数　C_Z=1.00
C_G ： 地盤別補正係数　C_G=0.80(I種地盤)
C_U ： 深度別補正係数　C_U=1.0-0.015z
k_{h0} ： 標準設計水平震度　k_{h0}=0.150
z ： 地表面からの深さ (m)

部材位置	深さ z (m)	部材厚さ (m)	wb (kN/m^2)	部材位置での設計水平震度	慣性力 (kN/m^2)
頂　　版	0.750	0.500	12.250	0.119	1.453
左側壁上端	0.750	0.500	12.250	0.119	1.453
左側壁下端	3.750	0.500	12.250	0.113	1.387
右側壁上端	0.750	0.500	12.250	0.119	1.453
右側壁下端	3.750	0.500	12.250	0.113	1.387
底　　版	3.750	0.500	12.250	0.113	1.387

2.1.2 フレーム解析基本データ

(1) 常時

・フレーム構造モデル



・基本データ

節点数　　= 4
部材数　　= 4
支点数　　= 2
単位系　　= kN,m,rad

・節点データ

節点番号	X (m)	Y (m)
1(a)	0.000	0.000
2(b)	0.000	3.000
3(c)	2.500	3.000
4(d)	2.500	0.000

・材料特性データ

材料特性番号	ヤング係数 (kN/m^2)	線膨張係数
1	2.500000E+07	1.000000E-05
2	2.500000E+07	1.000000E-05
3	2.500000E+07	1.000000E-05
4	2.500000E+07	1.000000E-05

・部材データ

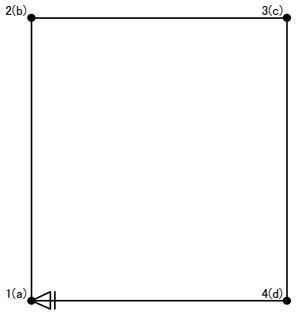
部材番号	I端	J端	断面積 (m^2)	断面2次モーメント (m^4)	材料特性番号
1	1(a)	2(b)	0.5000000	0.0104167	1
2	2(b)	3(c)	0.5000000	0.0104167	2
3	3(c)	4(d)	0.5000000	0.0104167	3
4	4(d)	1(a)	0.5000000	0.0104167	4

・支点データ

節点番号	X	Y	M
1(a)	固定	固定	自由
4(d)	自由	固定	自由

(2)地震時

・フレーム構造モデル



・基本データ

節点数　　= 4
部材数　　= 4
支点数　　= 1
単位系　　= kN,m,rad

・節点データ

節点番号	X (m)	Y (m)
1(a)	0.000	0.000
2(b)	0.000	3.000
3(c)	2.500	3.000
4(d)	2.500	0.000

・材料特性データ

材料特性番号	ヤング係数 (kN/m^2)	線膨張係数
1	2.500000E+07	1.000000E-05
2	2.500000E+07	1.000000E-05
3	2.500000E+07	1.000000E-05
4	2.500000E+07	1.000000E-05

・部材データ

部材番号	I端	J端	断面積 (m^2)	断面2次モーメント (m^4)	材料特性番号
1	1(a)	2(b)	0.5000000	0.0104167	1
2	2(b)	3(c)	0.5000000	0.0104167	2
3	3(c)	4(d)	0.5000000	0.0104167	3
4	4(d)	1(a)	0.5000000	0.0104167	4

・等分布バネ部材データ

部材番号	kv (kN/m^2)	ku (kN/m^2)
1	48172.647	14451.794
3	48172.647	14451.794
4	137868.682	41360.605

・支点データ

節点番号	X	Y	M
1(a)	自由	自由	自由

2.1.3 荷重一覧

荷重ケース1

部材 a - b(左側壁)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
側壁自重（左側壁）	-10.208	-10.208	0.000	3.000
水平土圧（死荷重）	35.625	7.125	0.000	3.000

部材 b - c(頂版)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
頂版自重	18.065	18.065	0.000	2.500
鉛直土圧	9.500	9.500	0.000	2.500
後輪荷重	70.909	70.909	0.650	1.850

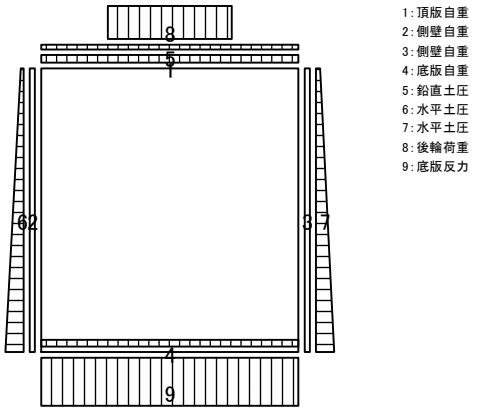
部材 c - d(右側壁)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
側壁自重（右側壁）	10.208	10.208	0.000	3.000
水平土圧（死荷重）	7.125	35.625	0.000	3.000

部材 d - a(底版)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
底版自重	-14.700	-14.700	0.000	2.500
底版反力	100.802	100.802	0.000	2.500

荷重図



荷重ケース2

部材 a - b(左側壁)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
側壁自重（左側壁）	-10.208	-10.208	0.000	3.000
水平土圧（死荷重）	35.625	7.125	0.000	3.000
水平土圧(活荷重)	5.000	5.000	0.000	3.000

部材 b - c(頂版)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
頂版自重	18.065	18.065	0.000	2.500
鉛直土圧	9.500	9.500	0.000	2.500

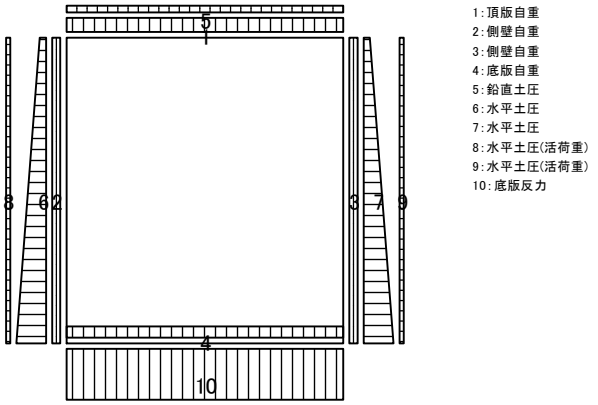
部材 c - d(右側壁)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
側壁自重（右側壁）	10.208	10.208	0.000	3.000
水平土圧（死荷重）	7.125	35.625	0.000	3.000
水平土圧(活荷重)	5.000	5.000	0.000	3.000

部材 d - a(底版)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
底版自重	-14.700	-14.700	0.000	2.500
底版反力	66.765	66.765	0.000	2.500

荷重図



荷重ケース3

部材 a － b(左側壁)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
側壁自重（左側壁）	-10.208	-10.208	0.000	3.000
水平土圧（死荷重）	35.625	7.125	0.000	3.000

部材 b － c(頂版)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
頂版自重	18.065	18.065	0.000	2.500
鉛直土圧	9.500	9.500	0.000	2.500

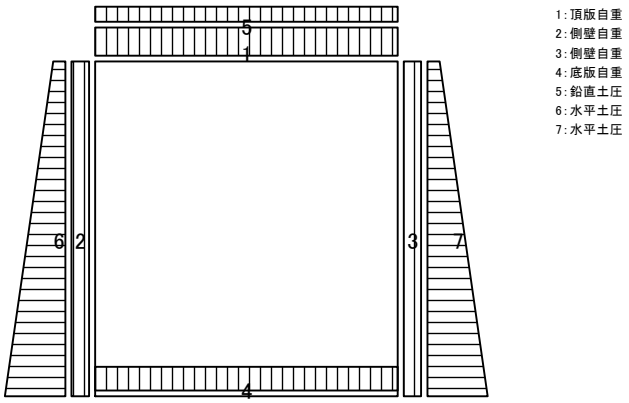
部材 c － d(右側壁)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
側壁自重（右側壁）	10.208	10.208	0.000	3.000
水平土圧（死荷重）	7.125	35.625	0.000	3.000

部材 d － a(底版)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
底版自重	-14.700	-14.700	0.000	2.500

荷重図



荷重ケース4

部材 a － b(左側壁)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
応答変位荷重	16.920	17.297	2.850	3.000
応答変位荷重	16.315	16.920	2.650	2.850
応答変位荷重	15.597	16.315	2.450	2.650
応答変位荷重	14.771	15.597	2.250	2.450
応答変位荷重	13.841	14.771	2.050	2.250
応答変位荷重	12.814	13.841	1.850	2.050
応答変位荷重	11.696	12.814	1.650	1.850
応答変位荷重	10.494	11.696	1.450	1.650
応答変位荷重	9.214	10.494	1.250	1.450
応答変位荷重	7.866	9.214	1.050	1.250
応答変位荷重	6.457	7.866	0.850	1.050
応答変位荷重	4.996	6.457	0.650	0.850
応答変位荷重	3.492	4.996	0.450	0.650
応答変位荷重	1.955	3.492	0.250	0.450
応答変位荷重	0.393	1.955	0.050	0.250
応答変位荷重	0.000	0.393	0.000	0.050
周面せん断力	-4.738	-4.738	0.000	3.000
側壁慣性力(左側壁)	1.387	1.453	0.000	3.000

部材 b － c(頂版)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
周面せん断力	1.547	1.547	0.000	2.500
頂版慣性力	1.453	1.453	0.000	2.500

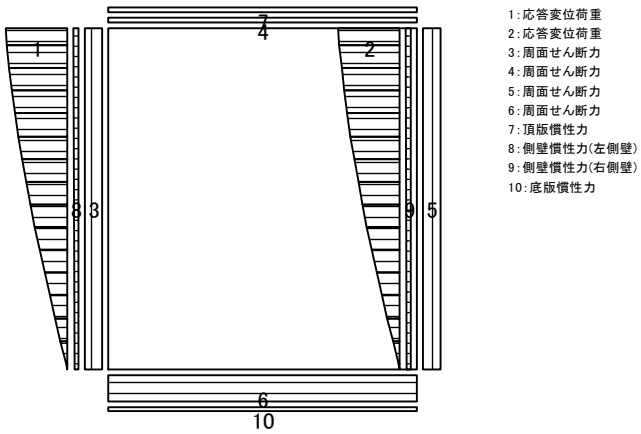
部材 c － d(右側壁)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
応答変位荷重	-17.297	-16.920	0.000	0.150
応答変位荷重	-16.920	-16.315	0.150	0.350
応答変位荷重	-16.315	-15.597	0.350	0.550
応答変位荷重	-15.597	-14.771	0.550	0.750
応答変位荷重	-14.771	-13.841	0.750	0.950
応答変位荷重	-13.841	-12.814	0.950	1.150
応答変位荷重	-12.814	-11.696	1.150	1.350
応答変位荷重	-11.696	-10.494	1.350	1.550
応答変位荷重	-10.494	-9.214	1.550	1.750
応答変位荷重	-9.214	-7.866	1.750	1.950
応答変位荷重	-7.866	-6.457	1.950	2.150
応答変位荷重	-6.457	-4.996	2.150	2.350
応答変位荷重	-4.996	-3.492	2.350	2.550
応答変位荷重	-3.492	-1.955	2.550	2.750
応答変位荷重	-1.955	-0.393	2.750	2.950
応答変位荷重	-0.393	0.000	2.950	3.000
周面せん断力	-4.738	-4.738	0.000	3.000
側壁慣性力(右側壁)	-1.453	-1.387	0.000	3.000

部材 d － a(底版)　　(単位:m、kN、kN/m、kN・m、度)

荷　重	W1	W2	L1	L2
周面せん断力	7.929	7.929	0.000	2.500
底版慣性力	-1.387	-1.387	0.000	2.500

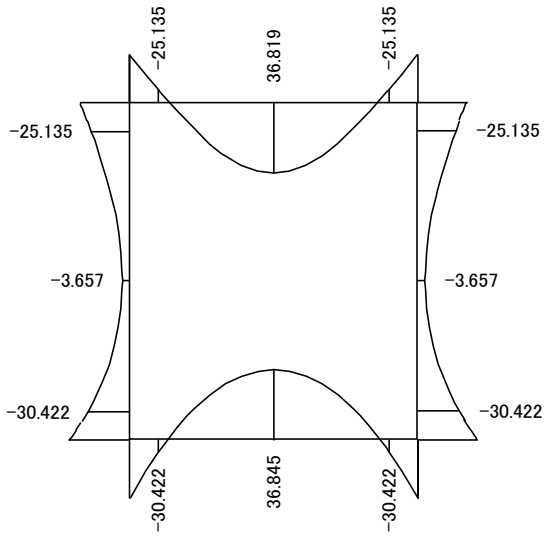
荷重図



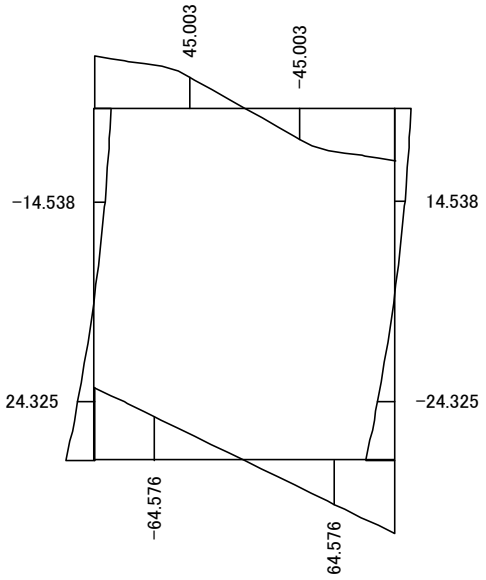
2.1.4 断面力の算出

(1) 常時：荷重ケース1

曲げモーメント図

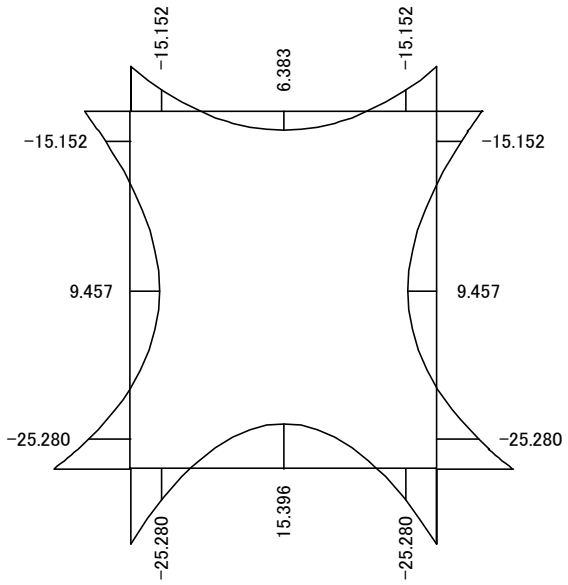


せん断力図

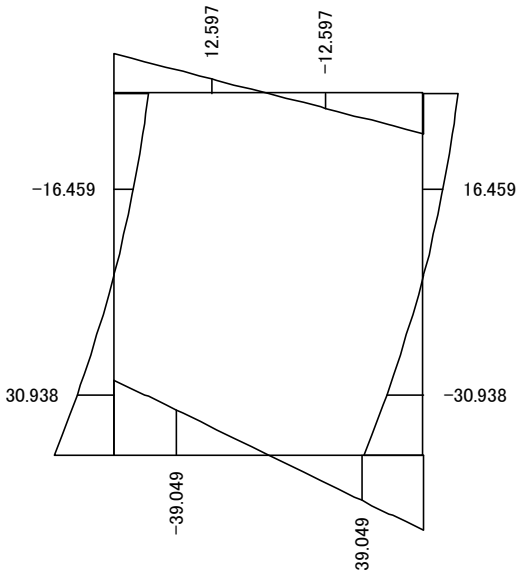


(2) 常時：荷重ケース2

曲げモーメント図

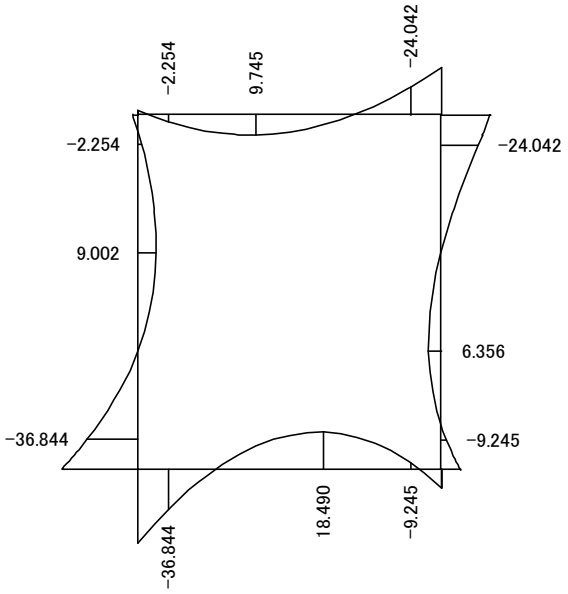


せん断力図

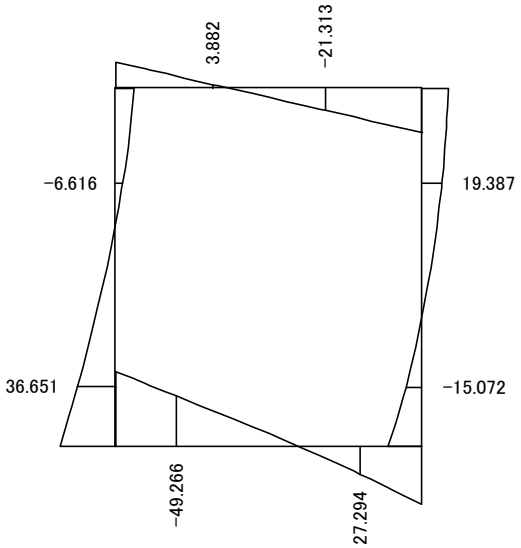


(3) 地震時：荷重ケース5

曲げモーメント図



せん断力図



2.1.5 断面力の集計

左側壁 (a - b)

位置	シフト量 (m)	M (kN・m)	N (kN)	S (kN)	ケース M	ケース S
a 点	0.250	-25.280	65.082	---	2	---
Mmax	---	9.457	49.841	---	2	---
b 点	0.250	-15.152	34.457	---	2	---
a 点側 h/2 点	---	---	---	36.651	---	5
b 点側 h/2 点	---	---	---	-16.459	---	2

頂版 (b - c)

位置	シフト量 (m)	M (kN・m)	N (kN)	S (kN)	ケース M	ケース S
b 点	0.250	-25.135	23.175	---	1	---
Mmax	---	36.819	23.175	---	1	---
c 点	0.250	-25.135	23.175	---	1	---
b 点側 h/2 点	---	---	---	45.003	---	1
c 点側 h/2 点	---	---	---	-45.003	---	1

右側壁 (c - d)

位置	シフト量 (m)	M (kN・m)	N (kN)	S (kN)	ケース M	ケース S
c 点	0.250	-24.042	43.172	---	5	---
Mmax	---	9.457	49.841	---	2	---
d 点	0.250	-25.280	65.082	---	2	---
c 点側 h/2 点	---	---	---	19.387	---	5
d 点側 h/2 点	---	---	---	-30.938	---	2

底版 (d - a)

位置	シフト量 (m)	M (kN・m)	N (kN)	S (kN)	ケース M	ケース S
d 点	0.250	-30.422	40.950	---	1	---
Mmax	---	36.845	40.950	---	1	---
a 点	0.250	-30.422	40.950	---	1	---
d 点側 h/2 点	---	---	---	64.576	---	1
a 点側 h/2 点	---	---	---	-64.576	---	1

ケースM,ケースSは、それぞれM,Sが最大値を示す荷重の組合わせケースを示します。
(1.11 荷重ケース一覧表 参照)

2.2 応力度計算

2.2.1 曲げ応力度照査

左側壁(a - b)						
照査位置		a 点	Mmax	b 点		
i 端からの距離	(m)	0.250	1.493	2.750		
引張側		外側	内側	外側		
曲げモーメント M	(kN・m)	-25.280	9.457	-15.152		
軸力 N	(kN)	65.082	49.841	34.457		
部材幅 b	(m)	1.000	1.000	1.000		
部材高 h	(m)	0.500	0.500	0.695		
有効高 d	(m)	0.400	0.400	0.595		
圧縮かぶり d'	(m)	0.100	0.100	0.295		
ヤング係数比 n		15.0	15.0	15.0		
As	(mm^2)	794.400	506.800	506.800		
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D16-ctc250	D13-ctc250	D13-ctc250		
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
As'	(mm^2)	506.800	506.800	506.800		
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D13-ctc250	D13-ctc250	D13-ctc250		
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
p=As/(b*d)	(%)	0.199	0.127	0.085		
u=d-h/2	(m)	0.150	0.150	0.248		
f=M/N+u	(m)	0.538	0.340	0.687		
f/d		1.346	0.849	1.155		
d'/d		0.250	0.250	0.496		
As'/As		0.638	1.000	1.000		
M'=M+N*u	(kN・m)	35.042	16.933	23.686		
X	(m)	0.134	0.228	0.181		
C		6.560	4.190	7.539		
S		13.017	3.168	17.240		
σc	(N/mm^2)	1.44	0.44	0.50		
σs	(N/mm^2)	42.76	5.03	17.28		
σs'	(N/mm^2)	5.47	3.73	-4.76		
σca	(N/mm^2)	8.00	8.00	8.00		
3/4σca	(N/mm^2)	6.00	---	---		
σsa	(N/mm^2)	160.00	160.00	160.00		
判定		OK	OK	OK		
σc		OK	OK	OK		
σs		OK	OK	OK		
σs'						

頂版(b - c)						
照査位置		b 点	Mmax	c 点		
i 端からの距離	(m)	0.250	1.250	2.250		
引張側		外側	内側	外側		
曲げモーメント M	(kN・m)	-25.135	36.819	-25.135		
軸力 N	(kN)	23.175	23.175	23.175		
部材幅 b	(m)	1.000	1.000	1.000		
部材高 h	(m)	0.695	0.500	0.695		
有効高 d	(m)	0.595	0.400	0.595		
圧縮かぶり d'	(m)	0.295	0.100	0.295		
ヤング係数比 n		15.0	15.0	15.0		
As	(mm^2)	506.800	794.400	506.800		
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D13-ctc250	D16-ctc250	D13-ctc250		
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
As'	(mm^2)	794.400	506.800	794.400		
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D16-ctc250	D13-ctc250	D16-ctc250		
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
p=As/(b*d)	(%)	0.085	0.199	0.085		
u=d-h/2	(m)	0.248	0.150	0.248		
f=M/N+u	(m)	1.332	1.739	1.332		
f/d		2.238	4.347	2.238		
d'/d		0.496	0.250	0.496		
As'/As		1.567	0.638	1.567		
M'=M+N*u	(kN・m)	30.875	40.295	30.875		
X	(m)	0.131	0.096	0.131		
C		11.175	9.091	11.175		
S		39.532	28.727	39.532		
σc	(N/mm^2)	0.97	2.29	0.97		
σs	(N/mm^2)	51.66	108.52	51.66		
σs'	(N/mm^2)	-18.27	-1.37	-18.27		
σca	(N/mm^2)	8.00	8.00	8.00		
3/4σca	(N/mm^2)	---	---	---		
σsa	(N/mm^2)	160.00	160.00	160.00		
判定		OK	OK	OK		
σc		OK	OK	OK		
σs		OK	OK	OK		
σs'						

右側壁(c - d)						
照査位置		c 点	Mmax	d 点		
i 端からの距離	(m)	0.250	1.507	2.750		
引張側		外側	内側	外側		
曲げモーメント M	(kN・m)	-24.042	9.457	-25.280		
軸力 N	(kN)	43.172	49.841	65.082		
部材幅 b	(m)	1.000	1.000	1.000		
部材高 h	(m)	0.695	0.500	0.500		
有効高 d	(m)	0.595	0.400	0.400		
圧縮かぶり d'	(m)	0.295	0.100	0.100		
ヤング係数比 n		15.0	15.0	15.0		
As	(mm^2)	506.800	506.800	794.400		
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D13-ctc250	D13-ctc250	D16-ctc250		
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
As'	(mm^2)	506.800	506.800	506.800		
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D13-ctc250	D13-ctc250	D13-ctc250		
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
p=As/(b*d)	(%)	0.085	0.127	0.199		
u=d-h/2	(m)	0.248	0.150	0.150		
f=M/N+u	(m)	0.805	0.340	0.538		
f/d		1.351	0.849	1.346		
d'/d		0.496	0.250	0.250		
As'/As		1.000	1.000	0.638		
M'=M+N*u	(kN・m)	34.734	16.933	35.042		
X	(m)	0.157	0.228	0.134		
C		8.739	4.190	6.560		
S		24.445	3.168	13.017		
σc	(N/mm^2)	0.86	0.44	1.44		
σs	(N/mm^2)	35.93	5.03	42.76		
σs'	(N/mm^2)	-11.35	3.73	5.47		
σca	(N/mm^2)	12.00	8.00	8.00		
3/4σca	(N/mm^2)	---	---	6.00		
σsa	(N/mm^2)	300.00	160.00	160.00		
判定		OK	OK	OK		
σc		OK	OK	OK		
σs		OK	OK	OK		
σs'						

底版(d - a)						
照査位置		d 点	Mmax	a 点		
i 端からの距離	(m)	0.250	1.250	2.250		
引張側		外側	内側	外側		
曲げモーメント M	(kN・m)	-30.422	36.845	-30.422		
軸力 N	(kN)	40.950	40.950	40.950		
部材幅 b	(m)	1.000	1.000	1.000		
部材高 h	(m)	0.500	0.500	0.500		
有効高 d	(m)	0.390	0.390	0.390		
圧縮かぶり d'	(m)	0.110	0.110	0.110		
ヤング係数比 n		15.0	15.0	15.0		
As	(mm^2)	794.400	506.800	794.400		
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D16-ctc250	D13-ctc250	D16-ctc250		
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
As'	(mm^2)	506.800	794.400	506.800		
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D13-ctc250	D16-ctc250	D13-ctc250		
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc	D -ctc		
p=As/(b*d)	(%)	0.204	0.130	0.204		
u=d-h/2	(m)	0.140	0.140	0.140		
f=M/N+u	(m)	0.883	1.040	0.883		
f/d		2.264	2.666	2.264		
d'/d		0.282	0.282	0.282		
As'/As		0.638	1.567	0.638		
M'=M+N*u	(kN・m)	36.155	42.578	36.155		
X	(m)	0.107	0.087	0.107		
C		8.085	10.197	8.085		
S		21.515	35.280	21.515		
σc	(N/mm^2)	1.92	2.85	1.92		
σs	(N/mm^2)	76.71	148.14	76.71		
σs'	(N/mm^2)	-0.94	-11.04	-0.94		
σca	(N/mm^2)	8.00	8.00	8.00		
3/4σca	(N/mm^2)	6.00	---	6.00		
σsa	(N/mm^2)	160.00	160.00	160.00		
判定		OK	OK	OK		
σc		OK	OK	OK		
σs		OK	OK	OK		
σs'						

ここに、σsの-は圧縮を示す。σs'の-は引張を示す。
2段配筋の場合は、最遠鉄筋の応力度を示す。

2.2.2 せん断応力度照査

左側壁(a - b)						
照査位置		a 点側 h/2 点	b 点側 h/2 点			
i 端からの距離	(m)	0.500	2.207			
引張側		外側	外側			
曲げモーメント M	(kN・m)	-24.596	-1.397			
軸力 N	(kN)	69.163	40.000			
せん断力 S	(kN)	36.651	-16.459			
部材幅 b	(m)	1.000	1.000			
部材高 h	(m)	0.500	0.514			
有効高 d	(m)	0.400	0.414			
圧縮かぶり d'	(m)	0.100	0.100			
ヤング係数比 n		15.0	15.0			
As	(mm^2)	794.400	506.800			
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D16-ctc250	D13-ctc250			
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
As'	(mm^2)	506.800	506.800			
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D13-ctc250	D13-ctc250			
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
τ	(N/mm^2)	0.09	0.04			
τa1	(N/mm^2)	0.34	0.23			
α		---	---			
Cn		1.23	2.00			
Ce		1.34	1.33			
Cpt		0.90	0.74			
τa1'	(N/mm^2)	0.51	0.46			
判定						
τ		OK	OK			

頂版(b - c)						
照査位置		b 点側 h/2 点	c 点側 h/2 点			
i 端からの距離	(m)	0.793	1.707			
引張側		内側	内側			
曲げモーメント M	(kN・m)	26.536	26.536			
軸力 N	(kN)	23.175	23.175			
せん断力 S	(kN)	45.003	-45.003			
部材幅 b	(m)	1.000	1.000			
部材高 h	(m)	0.514	0.514			
有効高 d	(m)	0.414	0.414			
圧縮かぶり d'	(m)	0.100	0.100			
ヤング係数比 n		15.0	15.0			
As	(mm^2)	794.400	794.400			
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D16-ctc250	D16-ctc250			
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
As'	(mm^2)	506.800	506.800			
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D13-ctc250	D13-ctc250			
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
τ	(N/mm^2)	0.11	0.11			
τa1	(N/mm^2)	0.23	0.23			
α		---	---			
Cn		1.07	1.07			
Ce		1.33	1.33			
Cpt		0.88	0.88			
τa1'	(N/mm^2)	0.29	0.29			
判定						
τ		OK	OK			

右側壁(c - d)						
照査位置		c 点側 h/2 点	d 点側 h/2 点			
i 端からの距離	(m)	0.793	2.500			
引張側		外側	外側			
曲げモーメント M	(kN・m)	-11.076	-14.009			
軸力 N	(kN)	45.685	62.530			
せん断力 S	(kN)	19.387	-30.938			
部材幅 b	(m)	1.000	1.000			
部材高 h	(m)	0.514	0.500			
有効高 d	(m)	0.414	0.400			
圧縮かぶり d'	(m)	0.100	0.100			
ヤング係数比 n		15.0	15.0			
As	(mm^2)	506.800	794.400			
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D13-ctc250	D16-ctc250			
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
As'	(mm^2)	506.800	506.800			
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D13-ctc250	D13-ctc250			
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
τ	(N/mm^2)	0.05	0.08			
τa1	(N/mm^2)	0.34	0.23			
α		---	---			
Cn		1.35	1.37			
Ce		1.33	1.34			
Cpt		0.74	0.90			
τa1'	(N/mm^2)	0.46	0.38			
判定						
τ		OK	OK			

底版(d - a)						
照査位置		d 点側 h/2 点	a 点側 h/2 点			
i 端からの距離	(m)	0.500	2.000			
引張側		内側	外側			
曲げモーメント M	(kN・m)	-6.206	-6.206			
軸力 N	(kN)	40.950	40.950			
せん断力 S	(kN)	64.576	-64.576			
部材幅 b	(m)	1.000	1.000			
部材高 h	(m)	0.500	0.500			
有効高 d	(m)	0.390	0.390			
圧縮かぶり d'	(m)	0.110	0.110			
ヤング係数比 n		15.0	15.0			
As	(mm^2)	506.800	794.400			
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D13-ctc250	D16-ctc250			
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
As'	(mm^2)	794.400	506.800			
鉄筋径	(mm)					
1 段目[1]		D16-ctc250	D13-ctc250			
1 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[1]		D -ctc	D -ctc			
2 段目[2]		D -ctc	D -ctc			
τ	(N/mm^2)	0.17	0.17			
τa1	(N/mm^2)	0.23	0.23			
α		---	---			
Cn		1.55	1.55			
Ce		1.35	1.35			
Cpt		0.90	0.90			
τa1'	(N/mm^2)	0.43	0.43			
判定						
τ		OK	OK			
スターラップ間隔	(mm)	250.0	250.0			
スターラップ量	(mm^2)	---	---			

2.3 最小鉄筋量

左側壁		下端	Mmax	上端
曲げモーメント M	(kN・m)	-25.280	9.457	-15.152
軸力 N	(kN)	65.082	49.841	34.457
部材幅 b	(m)	1.000	1.000	1.000
部材高 h	(m)	0.500	0.500	0.695
有効高 d	(m)	0.400	0.400	0.595
曲げ部材				
コンクリート設計基準強度σck	(N/mm²)	24.000	24.000	24.000
1.7M	(kN・m)	42.975	16.077	25.758
部材断面積 Ac	(m²)	0.500	0.500	0.695
断面係数 Zc	(m³)	0.042	0.042	0.081
ひび割れモーメント Mc	(kN・m)	85.160	83.890	158.200
終局モーメント Mu	(kN・m)	137.123	95.846	163.529
引張鉄筋量 As1	(mm²)	794.400	506.800	506.800
判　定		1.7M≦Mc	1.7M≦Mc	1.7M≦Mc
Mu = Mc の鉄筋量	(mm²)	------	------	------
500mm²/m配筋する長さL	(m)	1.000	1.000	1.000
500・Lの鉄筋量	(mm²)	500.000	500.000	500.000
最小鉄筋量	(mm²)	500.000	500.000	500.000
最大鉄筋量 0.02bd	(mm²)	8000.000	8000.000	11906.667
判　定		Asmin≦As1 Asmax>As1 OK	Asmin≦As1 Asmax>As1 OK	Asmin≦As1 Asmax>As1 OK
軸力部材				
許容軸圧縮応力度				
コンクリート σca	(N/mm²)	6.500	6.500	6.500
鉄　筋 σsa	(N/mm²)	200.000	200.000	200.000
鉄筋の降伏点 σsy	(N/mm²)	345.000	345.000	345.000
必要断面積 A'	(mm²)	8034.765	6153.232	4253.901
軸方向鉄筋量 As2	(mm²)	1301.200	1013.600	1013.600
0.008A'	(mm²)	64.278	49.226	34.031
500mm²/m配筋する長さL	(m)	2.000	2.000	2.000
500・Lの鉄筋量	(mm²)	1000.000	1000.000	1000.000
最小鉄筋量	(mm²)	500.000	500.000	500.000
最大鉄筋量 0.06bh	(mm²)	30000.000	30000.000	41720.001
判　定		Asmin≦As2 Asmax>As2 OK	Asmin≦As2 Asmax>As2 OK	Asmin≦As2 Asmax>As2 OK

頂版		左端	Mmax	右端
曲げモーメント M	(kN・m)	-25.135	36.819	-25.135
軸力 N	(kN)	23.175	23.175	23.175
部材幅 b	(m)	1.000	1.000	1.000
部材高 h	(m)	0.695	0.500	0.695
有効高 d	(m)	0.595	0.400	0.595
曲げ部材				
コンクリート設計基準強度σck	(N/mm²)	24.000	24.000	24.000
1.7M	(kN・m)	42.729	62.592	42.729
部材断面積 Ac	(m²)	0.695	0.500	0.695
断面係数 Zc	(m³)	0.081	0.042	0.081
ひび割れモーメント Mc	(kN・m)	156.893	81.668	156.893
終局モーメント Mu	(kN・m)	187.439	127.650	187.439
引張鉄筋量 As1	(mm²)	506.800	794.400	506.800
判　定		1.7M≦Mc	1.7M≦Mc	1.7M≦Mc
Mu = Mc の鉄筋量	(mm²)	------	------	------
500mm²/m配筋する長さL	(m)	1.000	1.000	1.000
500・Lの鉄筋量	(mm²)	500.000	500.000	500.000
最小鉄筋量	(mm²)	500.000	500.000	500.000
最大鉄筋量 0.02bd	(mm²)	11906.667	8000.000	11906.667
判　定		Asmin≦As1 Asmax>As1 OK	Asmin≦As1 Asmax>As1 OK	Asmin≦As1 Asmax>As1 OK
軸力部材				
許容軸圧縮応力度				
コンクリート σca	(N/mm²)	6.500	6.500	6.500
鉄　筋 σsa	(N/mm²)	200.000	200.000	200.000
鉄筋の降伏点 σsy	(N/mm²)	345.000	345.000	345.000
必要断面積 A'	(mm²)	2861.123	2861.123	2861.123
軸方向鉄筋量 As2	(mm²)	1301.200	1301.200	1301.200
0.008A'	(mm²)	22.889	22.889	22.889
500mm²/m配筋する長さL	(m)	2.000	2.000	2.000
500・Lの鉄筋量	(mm²)	1000.000	1000.000	1000.000
最小鉄筋量	(mm²)	500.000	500.000	500.000
最大鉄筋量 0.06bh	(mm²)	41720.001	30000.000	41720.001
判　定		Asmin≦As2 Asmax>As2 OK	Asmin≦As2 Asmax>As2 OK	Asmin≦As2 Asmax>As2 OK

右側壁		上端	Mmax	下端
曲げモーメント M	(kN・m)	-24.042	9.457	-25.280
軸力 N	(kN)	43.172	49.841	65.082
部材幅 b	(m)	1.000	1.000	1.000
部材高 h	(m)	0.695	0.500	0.500
有効高 d	(m)	0.595	0.400	0.400
曲げ部材				
コンクリート設計基準強度σck	(N/mm^2)	24.000	24.000	24.000
1.7M	(kN・m)	40.872	16.077	42.975
部材断面積 Ac	(m^2)	0.695	0.500	0.500
断面係数 Zc	(m^3)	0.081	0.042	0.042
ひび割れモーメント Mc	(kN・m)	159.210	83.890	85.160
終局モーメント Mu	(kN・m)	166.377	95.846	137.123
引張鉄筋量 As1	(mm^2)	506.800	506.800	794.400
判　定		1.7M≦Mc	1.7M≦Mc	1.7M≦Mc
Mu = Mc の鉄筋量	(mm^2)	------	------	------
500mm^2/m配筋する長さL	(m)	1.000	1.000	1.000
500・Lの鉄筋量	(mm^2)	500.000	500.000	500.000
最小鉄筋量	(mm^2)	500.000	500.000	500.000
最大鉄筋量 0.02bd	(mm^2)	11906.667	8000.000	8000.000
判　定		Asmin≦As1 Asmax>As1 OK	Asmin≦As1 Asmax>As1 OK	Asmin≦As1 Asmax>As1 OK
軸力部材				
許容軸圧縮応力度				
コンクリート σca	(N/mm^2)	9.750	6.500	6.500
鉄　筋 σsa	(N/mm^2)	300.000	200.000	200.000
鉄筋の降伏点 σsy	(N/mm^2)	345.000	345.000	345.000
必要断面積 A'	(mm^2)	3553.237	6153.232	8034.765
軸方向鉄筋量 As2	(mm^2)	1013.600	1013.600	1301.200
0.008A'	(mm^2)	28.426	49.226	64.278
500mm^2/m配筋する長さL	(m)	2.000	2.000	2.000
500・Lの鉄筋量	(mm^2)	1000.000	1000.000	1000.000
最小鉄筋量	(mm^2)	500.000	500.000	500.000
最大鉄筋量 0.06bh	(mm^2)	41720.001	30000.000	30000.000
判　定		Asmin≦As2 Asmax>As2 OK	Asmin≦As2 Asmax>As2 OK	Asmin≦As2 Asmax>As2 OK

底版		右端	Mmax	左端
曲げモーメント M	(kN・m)	-30.422	36.845	-30.422
軸力 N	(kN)	40.950	40.950	40.950
部材幅 b	(m)	1.000	1.000	1.000
部材高 h	(m)	0.500	0.500	0.500
有効高 d	(m)	0.390	0.390	0.390
曲げ部材				
コンクリート設計基準強度σck	(N/mm^2)	24.000	24.000	24.000
1.7M	(kN・m)	51.718	62.636	51.718
部材断面積 Ac	(m^2)	0.500	0.500	0.500
断面係数 Zc	(m^3)	0.042	0.042	0.042
ひび割れモーメント Mc	(kN・m)	83.149	83.149	83.149
終局モーメント Mu	(kN・m)	130.678	101.903	130.678
引張鉄筋量 As1	(mm^2)	794.400	506.800	794.400
判　定		1.7M≦Mc	1.7M≦Mc	1.7M≦Mc
Mu = Mc の鉄筋量	(mm^2)	------	------	------
500mm^2/m配筋する長さL	(m)	1.000	1.000	1.000
500・Lの鉄筋量	(mm^2)	500.000	500.000	500.000
最小鉄筋量	(mm^2)	500.000	500.000	500.000
最大鉄筋量 0.02bd	(mm^2)	7800.000	7800.000	7800.000
判　定		Asmin≦As1 Asmax>As1 OK	Asmin≦As1 Asmax>As1 OK	Asmin≦As1 Asmax>As1 OK
軸力部材				
許容軸圧縮応力度				
コンクリート σca	(N/mm^2)	6.500	6.500	6.500
鉄　筋 σsa	(N/mm^2)	200.000	200.000	200.000
鉄筋の降伏点 σsy	(N/mm^2)	345.000	345.000	345.000
必要断面積 A'	(mm^2)	5055.544	5055.544	5055.544
軸方向鉄筋量 As2	(mm^2)	1301.200	1301.200	1301.200
0.008A'	(mm^2)	40.444	40.444	40.444
500mm^2/m配筋する長さL	(m)	2.000	2.000	2.000
500・Lの鉄筋量	(mm^2)	1000.000	1000.000	1000.000
最小鉄筋量	(mm^2)	500.000	500.000	500.000
最大鉄筋量 0.06bh	(mm^2)	30000.000	30000.000	30000.000
判　定		Asmin≦As2 Asmax>As2 OK	Asmin≦As2 Asmax>As2 OK	Asmin≦As2 Asmax>As2 OK

2.4 地盤反力度の計算

荷重ケース 1

・底版下面に作用する鉛直力

荷　重	部　材	算　　式	鉛直力 N(kN)
頂版自重	頂版	15.054 ×3.000	45.163
側壁自重	左側壁	--------	-30.625
側壁自重	右側壁	--------	30.625
底版自重	底版	-12.250 ×3.000	-36.750
鉛直土圧	頂版	9.500 ×3.000	28.500
後輪荷重	頂版	70.909 ×1.200	85.091

・底版下面に作用する水平力

荷　重	部　材	算　　式	水平力 H(kN)
水平土圧	左側壁	1/2 × (38.000 +4.750) ×3.500	74.813
水平土圧	右側壁	1/2 × (4.750 +38.000) ×3.500	74.813

・底版下面に作用する鉛直力によるモーメント

荷　重	鉛直力 N (kN)	作用位置 x (m)	モーメント Nx (kN・m)
頂版自重	45.163	1.500	67.745
側壁自重	30.625	0.250	7.656
側壁自重	30.625	2.750	84.219
底版自重	36.750	1.500	55.125
鉛直土圧	28.500	1.500	42.750
後輪荷重	85.091	1.500	127.636
合　計	256.754		385.131

・底版下面に作用する水平力によるモーメント

荷　重	水平力 H (kN)	作用位置 y (m)	モーメント Hy (kN・m)
水平土圧	74.813	1.296	96.979
水平土圧	-74.813	1.296	-96.979
合　計	0.000		0.000

※ 作用位置は、カルバート左下端からの距離。
　モーメントは、カルバート左下端を基準として時計回りを正とする。

・地盤反力の計算

$$e = \frac{\Sigma Nx + \Sigma Hy + \Sigma M}{\Sigma N} - \frac{B0}{2}$$

$$= \frac{385.131 + 0.000 + 0.000}{256.754} - \frac{3.000}{2} = 0.000 \ (m)$$

$$Q1' = \frac{\Sigma N}{B0} + \frac{6 \cdot \Sigma N \cdot e}{B0^2} = \frac{256.754}{3.000} + \frac{6 \times 256.754 \times 0.000}{3.000^2} = 85.585 \ (kN/m^2)$$

$$Q2' = \frac{\Sigma N}{B0} - \frac{6 \cdot \Sigma N \cdot e}{B0^2} = \frac{256.754}{3.000} - \frac{6 \times 256.754 \times 0.000}{3.000^2} = 85.585 \ (kN/m^2)$$

$Max(Q1', Q2')$ (kN/m^2) $<$ $Qa = 300.000$ (kN/m^2)

ここに、e ： 偏心距離
B0 ： カルバート幅
Q1'： 地盤反力(右側壁面位置)
Q2'： 地盤反力(左側壁面位置)
Qa ： 許容地盤反力度

荷重ケース 2

・底版下面に作用する鉛直力

荷　重	部　材	算　　式	鉛直力 N(kN)
頂版自重	頂版	15.054 ×3.000	45.163
側壁自重	左側壁	--------	-30.625
側壁自重	右側壁	--------	30.625
底版自重	底版	-12.250 ×3.000	-36.750
鉛直土圧	頂版	9.500 ×3.000	28.500

・底版下面に作用する水平力

荷　重	部　材	算　　式	水平力 H(kN)
水平土圧	左側壁	1/2 × (38.000 +4.750) ×3.500	74.813
水平土圧	右側壁	1/2 × (4.750 +38.000) ×3.500	74.813
水平土圧(活荷重)	左側壁	5.000 ×3.500	17.500
水平土圧(活荷重)	右側壁	5.000 ×3.500	17.500

・底版下面に作用する鉛直力によるモーメント

荷　重	鉛直力 N (kN)	作用位置 x (m)	モーメント Nx (kN・m)
頂版自重	45.163	1.500	67.745
側壁自重	30.625	0.250	7.656
側壁自重	30.625	2.750	84.219
底版自重	36.750	1.500	55.125
鉛直土圧	28.500	1.500	42.750
合　計	171.663		257.495

・底版下面に作用する水平力によるモーメント

荷　重	水平力 H (kN)	作用位置 y (m)	モーメント Hy (kN・m)
水平土圧	74.813	1.296	96.979
水平土圧	-74.813	1.296	-96.979
水平土圧(活荷重)	17.500	1.750	30.625
水平土圧(活荷重)	-17.500	1.750	-30.625
合　計	0.000		0.000

※ 作用位置は、カルバート左下端からの距離。
　モーメントは、カルバート左下端を基準として時計回りを正とする。

・地盤反力の計算

$$e = \frac{\Sigma Nx + \Sigma Hy + \Sigma M}{\Sigma N} - \frac{B0}{2}$$

$$= \frac{257.495 + 0.000 + 0.000}{171.663} - \frac{3.000}{2} = 0.000 \ (m)$$

$$Q1' = \frac{\Sigma N}{B0} + \frac{6 \cdot \Sigma N \cdot e}{B0^2} = \frac{171.663}{3.000} + \frac{6 \times 171.663 \times 0.000}{3.000^2} = 57.221 \ (kN/m^2)$$

$$Q2' = \frac{\Sigma N}{B0} - \frac{6 \cdot \Sigma N \cdot e}{B0^2} = \frac{171.663}{3.000} - \frac{6 \times 171.663 \times 0.000}{3.000^2} = 57.221 \ (kN/m^2)$$

$Max(Q1', Q2') \ (kN/m^2) < Qa = 300.000 \ (kN/m^2)$

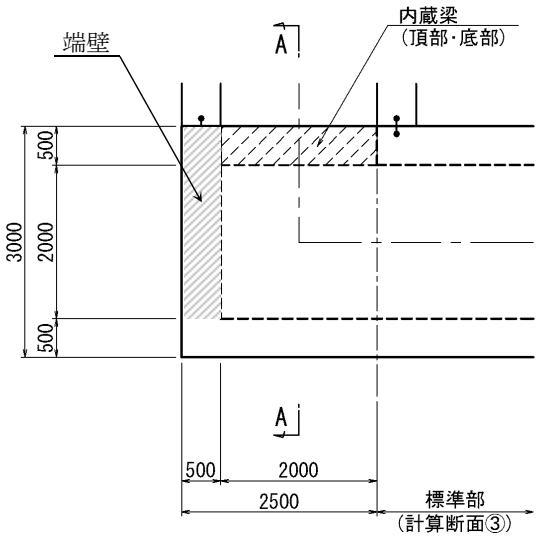
ここに、e ： 偏心距離
　　B0 ： カルバート幅
　　Q1'： 地盤反力(右側壁面位置)
　　Q2'： 地盤反力(左側壁面位置)
　　Qa ： 許容地盤反力度

監査廊左岸側出入口部
L-27ブロック接続部構造計算

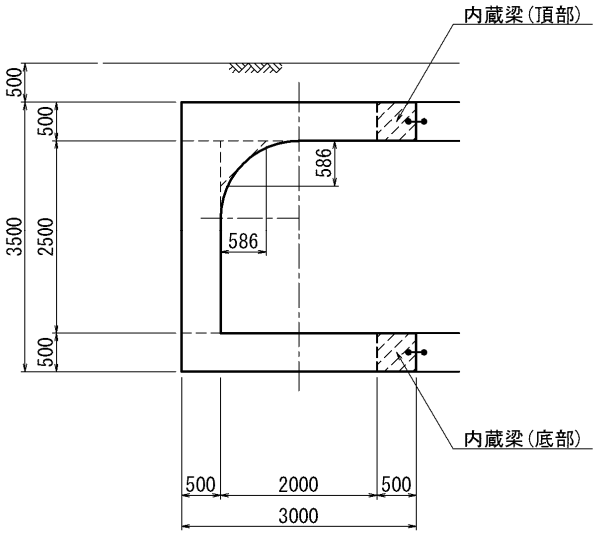
L-27ブロック 接続部の計算

1. 計算断面図

平面図

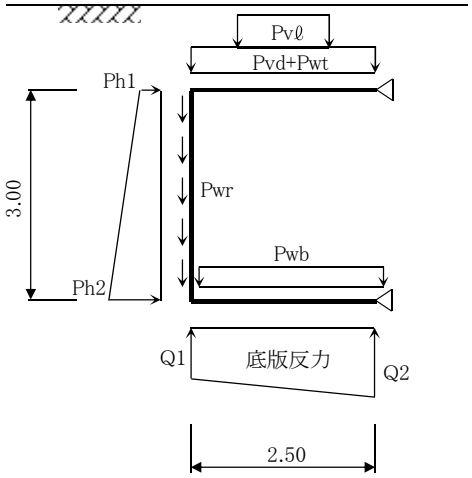
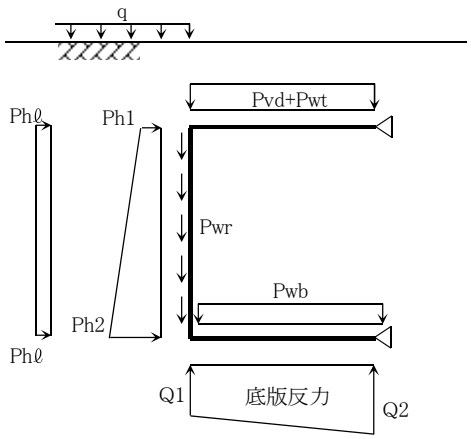
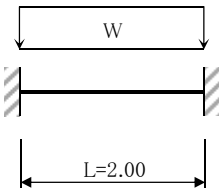
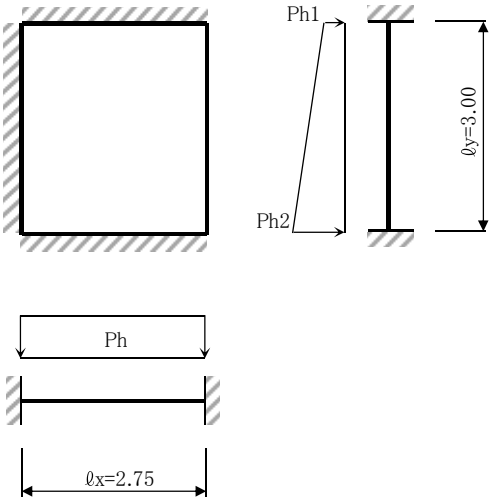


A-A断面図



2. 構造解析モデル

接続部の設計は、以下の解析モデルにて設計を行うものとする。

計算タイプ	解析モデル	
A-A断面	・【荷重ケース1】活荷重による鉛直土圧(Pvℓ)  	・【荷重ケース2】活荷重による水平土圧(Phℓ) 
内蔵梁	・断面力は両端固定梁として解く  ※内蔵梁に作用する荷重(W)は、A-A断面で算出された最大反力を用いる。	
端壁	・断面力は3辺固定1辺自由版として解く  	

3. 荷重の計算

(1) 鉛直土圧:Pvd

Pvd = γs・hs

= 19.0 × 0.500 = 9.50 kN/m^2

ここに、γs : 土の単位体積重量 = 19.0 kN/m^3

hs : 土の土被り厚 = 0.500 m

(2) 水平土圧:Ph

Ph = Ko・γs・h

ここに、Ko : 静止土圧係数 = 0.5

γs : 土の単位体積重量 = 19.0 kN/m^3

h : 土圧算出位置の深さ (m)

GL- 0.750 m

Ph1 = 0.50 × 19.0 × 0.750 = 7.13 kN/m^2

GL- 3.750 m

Ph2 = 0.50 × 19.0 × 3.750 = 35.63 kN/m^2

(3) 自重

Pw = γc・t・Bc／B

ここに、γc : コンクリートの単位体積重量 = 24.5 kN/m^3

t : 部材厚 (m)

Bc : 部材幅 (m)

B : 部材軸線幅 (m)

・頂版自重:Pwt

Pwt = 24.5 × 0.500 × 3.000 ／ 2.500 = 14.70 kN/m^2

・左側壁自重:Pwr

Pwr = 24.5 × 0.500 × 2.500 ／ 3.000 = 10.21 kN/m^2

・底版自重:Pwb

Pwb = 24.5 × 0.500 × 3.000 ／ 2.500 = 14.70 kN/m^2

・ハンチ自重:Nh(集中荷重)

Nh = γc・h1・h2・1/2

= 24.5 × 0.586 × 0.586 ／ 2 = 4.21 kN/m

ここに、h1 : ハンチ幅

h2 : ハンチ高

(4) 活荷重

活荷重による鉛直等分布荷重:Pvℓ

$$Pv\ell = \frac{2 \cdot Pr \cdot (1+i) \cdot \beta}{2.75 \cdot (0.2 + 2 \cdot h)}$$

$$= \frac{2 \times 100.0 \times (1.0 + 0.3) \times 0.9}{2.75 \times (0.2 + 2 \times 0.500)} = 70.91 \text{ kN/m}^2$$

ここに，　Pr　：　後輪荷重　　＝　100.0　kN
　　i　：　衝撃係数　　＝　0.3
　　β　：　低減係数　　＝　0.9
　　h　：　土被り厚　　＝　0.500　m

活荷重による水平等分布荷重：Phℓ

Phℓ= q・Ko　＝　10.0　×　0.5　　＝　5.00　kN/m^2

ここに，　q　：　上載荷重　　＝　10.0　kN/m^2
　　Ko　：　静止土圧係数　　＝　0.5

(5) 底版反力

【荷重ケース1】

底版下面に作用する鉛直力によるモーメント

荷　重	部材	算　式	鉛直力 W (kN)	作用位置 x (m)	モーメント W・x (kN・m)
鉛直土圧(Pvd)	頂版	9.50　×　2.500	23.750	1.250	29.688
頂版自重(Pwt)	頂版	14.70　×　2.500	36.750	1.250	45.938
活荷重鉛直荷重(Pvℓ)	頂版	70.91　×　1.200	85.092	1.250	106.365
側壁自重(Pwr)	左側壁	10.21　×　3.000	30.630	0.000	0.000
ハンチ自重(Nh)	左側壁	4.21　×　1	4.210	0.000	0.000
底版自重(Pwb)	底版	14.70　×　2.500	36.750	1.250	45.938
合　計			217.182		227.929

底版下面に作用する水平力によるモーメント

荷　重	部材	算　式	水平力 H (kN)	作用位置 y (m)	モーメント H・y (kN・m)
水平土圧(Ph1～Ph2)	左側壁	1/2×(　7.13　＋　35.63　)×　3.000	64.140	1.167	74.851
合　計			64.140		74.851

※ 作用位置は，骨組み左下端からの距離。
　モーメントは，骨組み左下端を基準として時計回りを正とする。

合力の作用位置

$$e = \frac{\Sigma W \cdot x + \Sigma H \cdot y}{\Sigma W} - \frac{B}{2}$$

$$= \frac{227.929 + 74.851}{217.182} - \frac{2.500}{2} = 0.144 \text{ m}$$

底版反力の計算

$$Q1,\ Q2 = \frac{\Sigma W}{B} \pm \frac{6 \cdot \Sigma W \cdot e}{B^2}$$

$$Q1 = \frac{217.182}{2.500} - \frac{6 \times 217.182 \times 0.144}{2.500^2} = 56.85 \text{ kN/m}^2$$

$$Q2 = \frac{217.182}{2.500} + \frac{6 \times 217.182 \times 0.144}{2.500^2} = 116.90 \text{ kN/m}^2$$

【荷重ケース2】

底版下面に作用する鉛直力によるモーメント

荷　重	部材	算　　式	鉛直力 W (kN)	作用位置 x (m)	モーメント W･x (kN･m)
鉛直土圧(Pvd)	頂版	9.50 × 2.500	23.750	1.250	29.688
頂版自重(Pwt)	頂版	14.70 × 2.500	36.750	1.250	45.938
側壁自重(Pwr)	左側壁	10.21 × 3.000	30.630	0.000	0.000
ハンチ自重(Nh)	左側壁	4.21 × 1	4.210	0.000	0.000
底版自重(Pwb)	底版	14.70 × 2.500	36.750	1.250	45.938
合　計			132.090		121.564

底版下面に作用する水平力によるモーメント

荷　重	部材	算　　式	水平力 H (kN)	作用位置 y (m)	モーメント H･y (kN･m)
水平土圧(Ph1～Ph2)	左側壁	1/2×(7.13 ＋ 35.63)× 3.000	64.140	1.167	74.851
活荷重水平土圧(Phℓ)	左側壁	5.00 × 3.000	15.000	1.500	22.500
合　計			79.140		97.351

※ 作用位置は，骨組み左下端からの距離。

モーメントは，骨組み左下端を基準として時計回りを正とする。

合力の作用位置

$$e = \frac{\Sigma W \cdot x + \Sigma H \cdot y}{\Sigma W} - \frac{B}{2}$$

$$= \frac{121.564 + 97.351}{132.090} - \frac{2.500}{2} = 0.407 \ \mathrm{m}$$

底版反力の計算

$$Q1,\ Q2 = \frac{\Sigma W}{B} \pm \frac{6 \cdot \Sigma W \cdot e}{B^2}$$

$$Q1 = \frac{132.090}{2.500} - \frac{6 \times 132.090 \times 0.407}{2.500^2} = 1.23 \ \mathrm{kN/m^2}$$

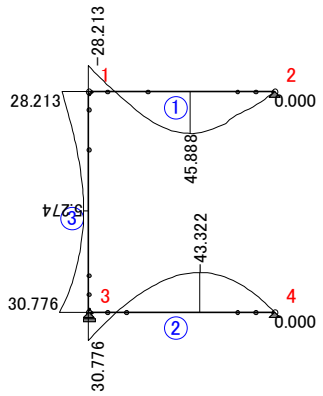
$$Q2 = \frac{132.090}{2.500} + \frac{6 \times 132.090 \times 0.407}{2.500^2} = 104.45 \ \mathrm{kN/m^2}$$

4. 断面力の計算結果

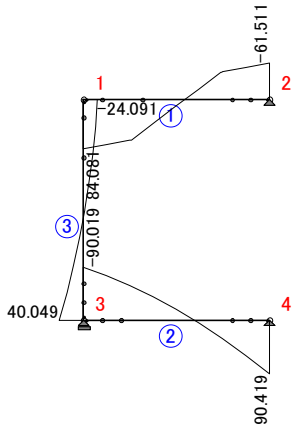
7. 断面力の計算より

荷重ケース1（活荷重による鉛直土圧）

曲げモーメント図 (kN･m)

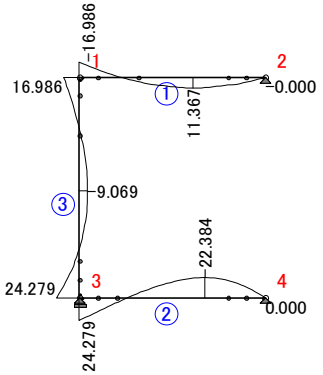


せん断力図 (kN)

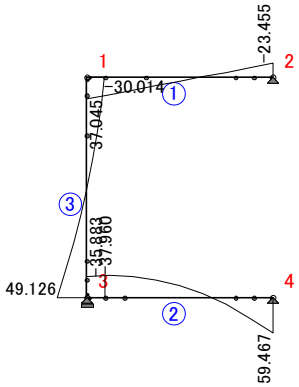


荷重ケース2（活荷重による水平土圧）

曲げモーメント図 (kN･m)



せん断力図 (kN)



断面力の集計

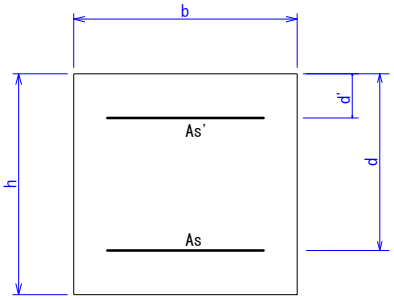
部材・位置			M (kN･m)	N (kN)	S (h/2点) (kN)	荷重ケース M	荷重ケース S
頂版 (1-2)	左端部	外側引張	-28.21	24.09	54.75	1	1
	径間(Mmax)	内側引張	45.89	24.09		1	
底版 (3-4)	左端部	外側引張	-30.78	40.05	65.94	1	1
	径間(Mmax)	内側引張	43.32	40.05		1	
左側壁 (1-3)	上端部	外側引張	-28.21	88.29	17.41	1	2
	径間(Mmax)	内側引張	9.07	57.00		2	
	下端部	外側引張	-30.78	118.92	30.00	1	2

注） 曲げモーメントの（－）は外側引張り、（＋）は内側引張りを示す。

5. 応力度計算

【頂版】

矩形断面の応力度計算

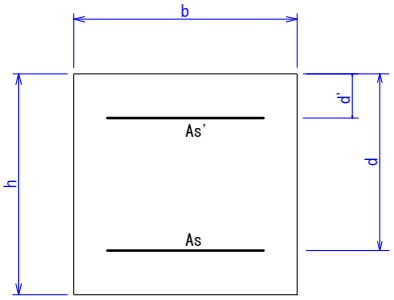


【断面図】

断面名称			単位	頂版 左端部 外側引張	頂版 径間(Mmax) 内側引張	せん断応力 左端部 h/2 点
荷重ケース				常時	常時	常時
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	28.210	45.890	30.130
	軸　　力	N	kN	24.090	24.090	24.090
	せ　ん　断　力	S	kN	0.000	0.000	54.750
部材寸法	部　材　幅	b	mm	1000.0	1000.0	1000.0
	部　材　高	h	mm	695.0	500.0	514.0
	有　効　高	d	mm	595.0	400.0	414.0
	圧縮鉄筋かぶり	d'	mm	295.0	100.0	100.0
鉄筋量	引張鉄筋量 1 本当	As	mm^2 mm^2	506.800 --- 1 段 D13-250 ---	794.400 --- 1 段 D16-250 ---	794.400 --- 1 段 D16-250 ---
	圧縮鉄筋量 1 本当	As'	mm^2 mm^2	794.400 --- 1 段 D16-250 ---	506.800 --- 1 段 D13-250 ---	506.800 --- 1 段 D13-250 ---
ヤング係数比		n	－	15	15	15
定数	引張鉄筋比	p	%	0.08518	0.19860	0.19188
	鉄筋比 As' /As		－	1.56748	0.63797	0.63797
	中立軸	X	mm	129.20006	94.62016	101.01437
実応力度	コンクリートの圧縮応力度	σc	N/mm^2	1.100	2.861	1.763
	鉄筋の引張応力度	σs	N/mm^2	59.483	138.510	81.947
	鉄筋の圧縮応力度	σs'	N/mm^2	-21.173	-2.440	0.266
	平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.000	0.000	0.132
	最大せん断応力度	τmax	N/mm^2	---	---	---
許容応力度	荷重組合による割増			1.00	1.00	1.00
	コンクリートの 許容圧縮応力度	σca	N/mm^2	8.000	8.000	8.000
	鉄筋の許容引張応力度	σsa	N/mm^2	160.000	160.000	160.000
	許容せん断応力度	τa	N/mm^2	0.209	0.289	0.290
	〃 応力度(コンクリート)	τa1	N/mm^2	0.230	0.230	0.230
	〃 応力度(斜引張鉄筋)	τa2	N/mm^2	1.700	1.700	1.700
せん断補正係数	有効高の影響	Ce	－	1.231	1.343	1.335
	引張主鉄筋比の影響	Cpt	－	0.670	0.897	0.884
	軸圧縮応力度の影響	CN	－	1.099	1.044	1.068
	せん断スパン比の影響	Cdc	－	1.000	1.000	1.000
せん断補強鉄筋	Sc=τa×b×d	Sc	kN	---	---	---
	Sho=S-Sc	Sho	kN	---	---	---
	せん断スパン比の影響	Cds	－	---	---	---
	スターラップ間隔	s	mm	---	---	---
	斜引張鉄筋の 許容引張応力度	σsa	N/mm^2	---	---	---
	必要スターラップ量	AW	mm^2	---	---	---
	せん断スパン計算用有効高	d	mm	---	---	---
	せん断スパン	a	mm	---	---	---
判定	コンクリートの圧縮応力度	σc		OK	OK	OK
	鉄筋の引張応力度	σs		OK	OK	OK
	平均せん断応力度	τm		OK	OK	OK

【底版】

矩形断面の応力度計算

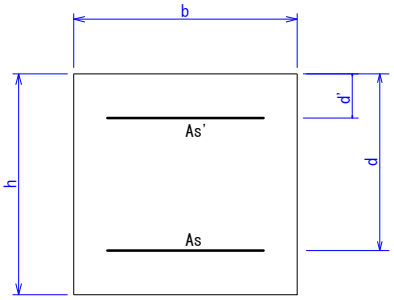


【断面図】

断面名称			単位	底版 左端部 外側引張	底版 径間(Mmax) 内側引張	せん断応力 左端部 h/2 点
荷重ケース				常時	常時	常時
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	30.780	43.320	8.460
	軸　　力	N	kN	40.050	40.050	40.050
	せ　ん　断　力	S	kN	0.000	0.000	65.940
部材寸法	部　材　幅	b	mm	1000.0	1000.0	1000.0
	部　材　高	h	mm	500.0	500.0	500.0
	有　効　高	d	mm	390.0	390.0	390.0
	圧縮鉄筋かぶり	d'	mm	110.0	110.0	110.0
鉄筋量	引張鉄筋量 1 本当	As	mm^2 mm^2	794.400 --- 1 段 D16-250 ---	794.400 --- 1 段 D16-250 ---	794.400 --- 1 段 D16-250 ---
	圧縮鉄筋量 1 本当	As'	mm^2 mm^2	794.400 --- 1 段 D16-250 ---	794.400 --- 1 段 D16-250 ---	794.400 --- 1 段 D16-250 ---
ヤング係数比		n	－	15	15	15
定数	引張鉄筋比	p	%	0.20369	0.20369	0.20369
	鉄筋比 As' /As		－	1.00000	1.00000	1.00000
	中立軸	X	mm	105.91036	100.07787	208.92432
実応力度	コンクリートの圧縮応力度	σc	N/mm^2	1.951	2.793	0.401
	鉄筋の引張応力度	σs	N/mm^2	78.483	121.386	5.218
	鉄筋の圧縮応力度	σs'	N/mm^2	-1.130	-4.154	2.851
	平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.000	0.000	0.169
	最大せん断応力度	τmax	N/mm^2	---	---	---
許容応力度	荷重組合による割増			1.00	1.00	1.00
	コンクリートの 許容圧縮応力度	σca	N/mm^2	6.000	8.000	8.000
	鉄筋の許容引張応力度	σsa	N/mm^2	160.000	160.000	160.000
	許容せん断応力度	τa	N/mm^2	0.311	0.302	0.391
	〃 応力度(コンクリート)	τa1	N/mm^2	0.230	0.230	0.230
	〃 応力度(斜引張鉄筋)	τa2	N/mm^2	1.700	1.700	1.700
せん断補正係数	有効高の影響	Ce	－	1.349	1.349	1.349
	引張主鉄筋比の影響	Cpt	－	0.904	0.904	0.904
	軸圧縮応力度の影響	CN	－	1.108	1.077	1.395
	せん断スパン比の影響	Cdc	－	1.000	1.000	1.000
せん断補強鉄筋	Sc=τa×b×d	Sc	kN	---	---	---
	Sho=S-Sc	Sho	kN	---	---	---
	せん断スパン比の影響	Cds	－	---	---	---
	スターラップ間隔	s	mm	---	---	---
	斜引張鉄筋の 許容引張応力度	σsa	N/mm^2	---	---	---
	必要スターラップ量	AW	mm^2	---	---	---
	せん断スパン計算用有効高	d	mm	---	---	---
	せん断スパン	a	mm	---	---	---
判定	コンクリートの圧縮応力度	σc		OK	OK	OK
	鉄筋の引張応力度	σs		OK	OK	OK
	平均せん断応力度	τm		OK	OK	OK

【左側壁】

矩形断面の応力度計算

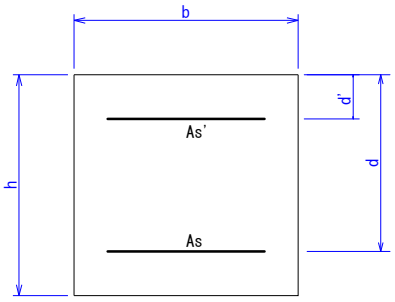


【断面図】

断面名称			単位	左側壁 上端部 外側引張	左側壁 径間 (Mmax) 内側引張	左側壁 下端部 外側引張
荷重ケース				常時	常時	常時
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	28.210	9.070	30.780
	軸　　力	N	kN	88.290	57.000	118.920
	せ　ん　断　力	S	kN	0.000	0.000	0.000
部材寸法	部　材　幅	b	mm	1000.0	1000.0	1000.0
	部　材　高	h	mm	695.0	500.0	500.0
	有　効　高	d	mm	595.0	400.0	400.0
	圧縮鉄筋かぶり	d'	mm	295.0	100.0	100.0
鉄筋量	引張鉄筋量	As	mm^2	506.800	506.800	794.400
	1本当		mm^2	---	---	---
				1段 D13-250	1段 D13-250	1段 D16-250
				---	---	---
	圧縮鉄筋量	As'	mm^2	506.800	506.800	506.800
	1本当		mm^2	---	---	---
				1段 D13-250	1段 D13-250	1段 D13-250
				---	---	---
ヤング係数比		n	－	15	15	15
定数	引張鉄筋比	p	%	0.08518	0.12670	0.19860
	鉄筋比 As' /As		－	1.00000	1.00000	0.63797
	中立軸	X	mm	244.96705	290.10320	175.24948
実応力度	コンクリートの圧縮応力度	σc	N/mm^2	0.802	0.387	1.573
	鉄筋の引張応力度	σs	N/mm^2	17.193	2.201	30.257
	鉄筋の圧縮応力度	σs'	N/mm^2	-2.457	3.807	10.130
	平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.000	0.000	0.000
	最大せん断応力度	τmax	N/mm^2	---	---	---
許容応力度	荷重組合による割増			1.00	1.00	1.00
	コンクリートの					
	許容圧縮応力度	σca	N/mm^2	8.000	8.000	6.000
	鉄筋の許容引張応力度	σsa	N/mm^2	160.000	160.000	160.000
	許容せん断応力度	τa	N/mm^2	0.259	0.355	0.366
	〃 応力度(コンクリート)	τa1	N/mm^2	0.230	0.230	0.230
	〃 応力度(斜引張鉄筋)	τa2	N/mm^2	1.700	1.700	1.700
せん断補正係数	有効高の影響	Ce	－	1.231	1.343	1.343
	引張主鉄筋比の影響	Cpt	－	0.670	0.753	0.897
	軸圧縮応力度の影響	CN	－	1.363	1.524	1.322
	せん断スパン比の影響	Cdc	－	1.000	1.000	1.000
せん断補強鉄筋	Sc=τa×b×d	Sc	kN	---	---	---
	Sho=S-Sc	Sho	kN	---	---	---
	せん断スパン比の影響	Cds	－	---	---	---
	スターラップ間隔	s	mm	---	---	---
	斜引張鉄筋の					
	許容引張応力度	σsa	N/mm^2	---	---	---
	必要スターラップ量	AW	mm^2	---	---	---
	せん断スパン計算用有効高	d	mm	---	---	---
	せん断スパン	a	mm	---	---	---
判定	コンクリートの圧縮応力度	σc		OK	OK	OK
	鉄筋の引張応力度	σs		OK	OK	OK
	平均せん断応力度	τm		OK	OK	OK

【左側壁】

矩形断面の応力度計算



【断面図】

断面名称			単位	せん断応力 上端部 h/2 点	せん断応力 下端部 h/2 点
荷重ケース				常時	常時
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	2.210	4.600
	軸　　力	N	kN	49.350	66.780
	せ　ん　断　力	S	kN	17.410	30.000
部材寸法	部　材　幅	b	mm	1000.0	1000.0
	部　材　高	h	mm	514.0	500.0
	有　効　高	d	mm	414.0	400.0
	圧縮鉄筋かぶり	d'	mm	295.0	100.0
鉄筋量	引張鉄筋量 1 本当	As	mm^2 mm^2	506.800 --- 1 段 D13-250 ---	794.400 --- 1 段 D16-250 ---
	圧縮鉄筋量 1 本当	As'	mm^2 mm^2	506.800 --- 1 段 D13-250 ---	506.800 --- 1 段 D13-250 ---
ヤング係数比		n	-	15	15
定数	引張鉄筋比	p	%	0.12242	0.19860
	鉄筋比 As' /As		-	1.00000	0.63797
	中立軸	X	mm	---	---
実応力度	コンクリートの圧縮応力度	σc	N/mm^2	0.143	0.234
	鉄筋の引張応力度	σs	N/mm^2	-0.947	-0.975
	鉄筋の圧縮応力度	σs'	N/mm^2	1.289	2.882
	平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.042	0.075
	最大せん断応力度	τmax	N/mm^2	---	---
許容応力度	荷重組合による割増			1.00	1.00
	コンクリートの 許容圧縮応力度	σca	N/mm^2	8.000	6.000
	鉄筋の許容引張応力度	σsa	N/mm^2	160.000	160.000
	許容せん断応力度	τa	N/mm^2	0.457	0.554
	〃 応力度(コンクリート)	τa1	N/mm^2	0.230	0.230
	〃 応力度(斜引張鉄筋)	τa2	N/mm^2	1.700	1.700
せん断補正係数	有効高の影響	Ce	-	1.335	1.343
	引張主鉄筋比の影響	Cpt	-	0.745	0.897
	軸圧縮応力度の影響	CN	-	2.000	2.000
	せん断スパン比の影響	Cdc	-	1.000	1.000
せん断補強鉄筋	Sc=τa×b×d	Sc	kN	---	---
	Sho=S-Sc	Sho	kN	---	---
	せん断スパン比の影響	Cds	-	---	---
	スターラップ間隔	s	mm	---	---
	斜引張鉄筋の 許容引張応力度	σsa	N/mm^2	---	---
	必要スターラップ量	AW	mm^2	---	---
	せん断スパン計算用有効高	d	mm	---	---
	せん断スパン	a	mm	---	---
判定	コンクリートの圧縮応力度	σc		OK	OK
	鉄筋の引張応力度	σs		OK	OK
	平均せん断応力度	τm		OK	OK

6. 内蔵梁の計算

(1) 内蔵梁に作用する荷重

内蔵梁に作用する荷重(W)は、A-A断面で算出された最大反力を用いる。

内蔵梁(頂部)に作用する荷重

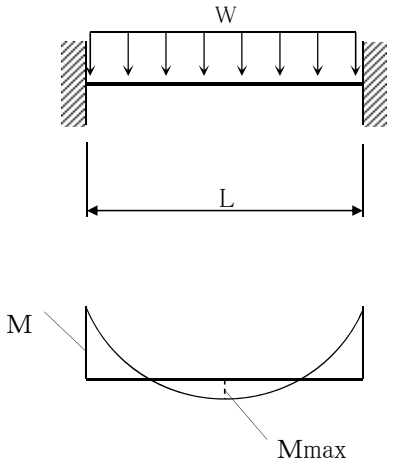
W = 61.51 kN/m ・・・ 荷重ケース1 より

内蔵梁(底部)に作用する荷重

W = 90.42 kN/m ・・・ 荷重ケース1 より

(2) 断面力の計算

断面力は、両端固定梁として解く。



端部モーメント

$$M = \frac{W \times L^2}{12}$$

中央部モーメント

$$M_{max} = \frac{W \times L^2}{24}$$

せん断力

$$S = \frac{W \times L}{2}$$

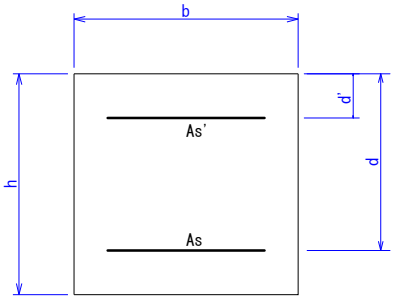
内蔵梁に発生する断面力

	W (kN/m)	L (m)	M (kN・m)	Mmax (kN・m)	S (kN)
内蔵梁(頂部)	61.51	2.00	20.50	10.25	61.51
内蔵梁(底部)	90.42	2.00	30.14	15.07	90.42

(3) 応力度計算

【内蔵梁(頂部)】

矩形断面の応力度計算

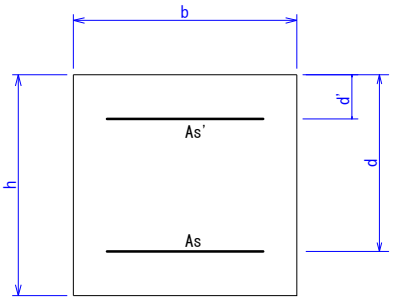


【断面図】

断面名称			単位	頂部 端部 上側引張	頂部 径間(Mmax) 内側引張
荷重ケース				常時	常時
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	20.500	10.250
	軸　　力	N	kN	0.000	0.000
	せ　ん　断　力	S	kN	61.510	0.000
部材寸法	部　材　幅	b	mm	500.0	500.0
	部　材　高	h	mm	500.0	500.0
	有　効　高	d	mm	400.0	400.0
	圧縮鉄筋かぶり	d'	mm	100.0	100.0
鉄筋量	引張鉄筋量 1本当	As	mm^2 mm^2	595.800 --- 1段 D16-3本 ---	595.800 --- 1段 D16-3本 ---
	圧縮鉄筋量 1本当	As'	mm^2 mm^2	595.800 --- 1段 D16-3本 ---	595.800 --- 1段 D16-3本 ---
ヤング係数比		n	－	15	15
定数	引張鉄筋比	p	%	0.29790	0.29790
	鉄筋比 As' /As		－	1.00000	1.00000
	中立軸	X	mm	102.64828	102.64828
実応力度	コンクリートの圧縮応力度	σc	N/mm^2	2.168	1.084
	鉄筋の引張応力度	σs	N/mm^2	94.213	47.107
	鉄筋の圧縮応力度	σs'	N/mm^2	0.839	0.420
	平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.308	0.000
	最大せん断応力度	τmax	N/mm^2	---	---
許容応力度	荷重組合による割増			1.00	1.00
	コンクリートの 許容圧縮応力度	σca	N/mm^2	8.000	8.000
	鉄筋の許容引張応力度	σsa	N/mm^2	160.000	160.000
	許容せん断応力度	τa	N/mm^2	0.308	0.308
	〃 応力度(コンクリート)	τa1	N/mm^2	0.230	0.230
	〃 応力度(斜引張鉄筋)	τa2	N/mm^2	1.700	1.700
せん断補正係数	有効高の影響	Ce	－	1.343	1.343
	引張主鉄筋比の影響	Cpt	－	0.998	0.998
	軸圧縮応力度の影響	CN	－	1.000	1.000
	せん断スパン比の影響	Cdc	－	1.000	1.000
せん断補強鉄筋	Sc=τa×b×d	Sc	kN	---	---
	Sho=S-Sc	Sho	kN	---	---
	せん断スパン比の影響	Cds	－	---	---
	スターラップ間隔	s	mm	---	---
	斜引張鉄筋の 許容引張応力度	σsa	N/mm^2	---	---
	必要スターラップ量	AW	mm^2	---	---
	せん断スパン計算用有効高	d	mm	---	---
	せん断スパン	a	mm	---	---
判定	コンクリートの圧縮応力度	σc		OK	OK
	鉄筋の引張応力度	σs		OK	OK
	平均せん断応力度	τm		OK	OK

【内蔵梁(底部)】

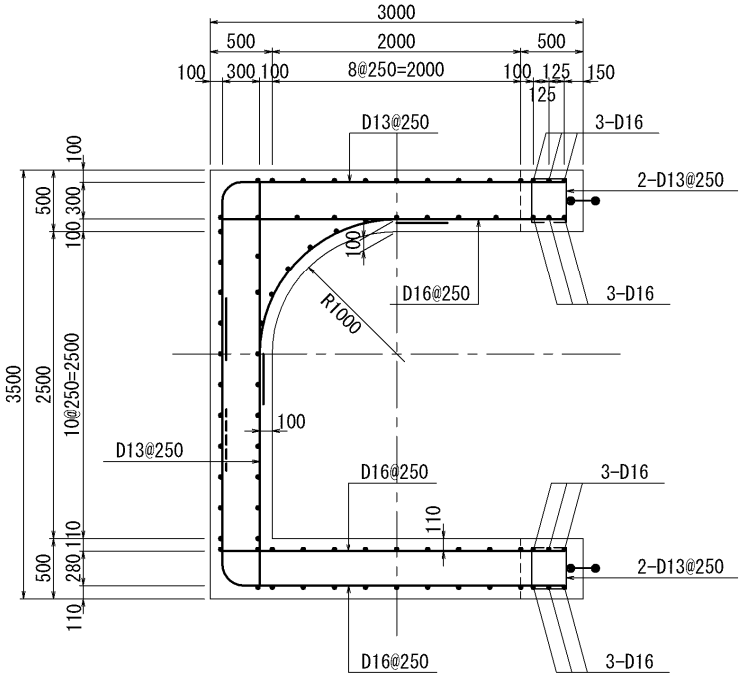
矩形断面の応力度計算



【断面図】

断面名称			単位	底部 端部 外側引張	底部 径間(Mmax) 内側引張
荷重ケース				常時	常時
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	30.140	15.070
	軸　　力	N	kN	0.000	0.000
	せ　ん　断　力	S	kN	90.420	0.000
部材寸法	部　材　幅	b	mm	500.0	500.0
	部　材　高	h	mm	500.0	500.0
	有　効　高	d	mm	390.0	390.0
	圧縮鉄筋かぶり	d'	mm	110.0	110.0
鉄筋量	引張鉄筋量 1本当	As	mm^2 mm^2	595.800 --- 1段 D16-3本 ---	595.800 --- 1段 D16-3本 ---
	圧縮鉄筋量 1本当	As'	mm^2 mm^2	595.800 --- 1段 D16-3本 ---	595.800 --- 1段 D16-3本 ---
ヤング係数比		n	-	15	15
定数	引張鉄筋比	p	%	0.30554	0.30554
	鉄筋比 As' /As		-	1.00000	1.00000
	中立軸	X	mm	102.64671	102.64671
実応力度	コンクリートの圧縮応力度	σc	N/mm^2	3.368	1.684
	鉄筋の引張応力度	σs	N/mm^2	141.412	70.706
	鉄筋の圧縮応力度	σs'	N/mm^2	-3.619	-1.809
	平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.464	0.000
	最大せん断応力度	τmax	N/mm^2	---	---
許容応力度	荷重組合による割増			1.00	1.00
	コンクリートの 許容圧縮応力度	σca	N/mm^2	8.000	8.000
	鉄筋の許容引張応力度	σsa	N/mm^2	160.000	160.000
	許容せん断応力度	τa	N/mm^2	0.312	0.312
	〃 応力度(コンクリート)	τa1	N/mm^2	0.230	0.230
	〃 応力度(斜引張鉄筋)	τa2	N/mm^2	1.700	1.700
せん断補正係数	有効高の影響	Ce	-	1.349	1.349
	引張主鉄筋比の影響	Cpt	-	1.006	1.006
	軸圧縮応力度の影響	CN	-	1.000	1.000
	せん断スパン比の影響	Cdc	-	1.000	1.000
せん断補強鉄筋	Sc=1/2τa×b×d	Sc	kN	60.818	---
	Sho=S-Sc	Sho	kN	29.602	---
	せん断スパン比の影響	Cds	-	1.000	---
	スターラップ間隔	s	mm	250.000	---
	斜引張鉄筋の 許容引張応力度	σsa	N/mm^2	160.000	---
	必要スターラップ量	AW	mm^2	136.386	---
	せん断スパン計算用有効高	d	mm	---	---
	せん断スパン	a	mm	---	---
	使用スターラップ		mm^2	253.4 2-D13@250	--- ---
判定	コンクリートの圧縮応力度	σc		OK	OK
	鉄筋の引張応力度	σs		OK	OK
	平均せん断応力度	τm		ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ OK	OK

配筋要領図（L-27ブロック接続部）

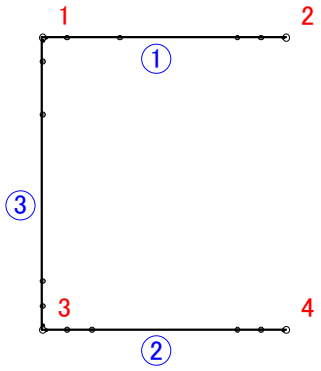


注）配力筋は全てD13@250とする。

7. 断面力の計算(L27ブロック接続部)

1.1 設計条件

1.1.1 構造図



部材・節点番号

部材番号	I端-J端	部材番号	I端-J端	部材番号	I端-J端	部材番号	I端-J端	部材番号	I端-J端
1	1-2	2	3-4	3	1-3				

1.1.2 基本データ

節点数	4
支点数	3
傾斜ローラ支点数	0
連成バネ支点数	0
従属変位成分数	0
材料特性数	5
部材数	3
ピン結合数	0
等分布バネ数	0
着目点数	3
剛域数	0
せん断変形数	0
仮想バネ数	0
基本荷重ケース数	2
プレストレス荷重ケース数	0
組み合わせ荷重ケース数	0
抽出数	1
単位系	kN.m.rad

1.1.3 節点データ

節点番号	名称	X (m)	Y (m)
1		0.000	3.000
2		2.500	3.000
3		0.000	0.000
4		2.500	0.000

1.1.4 材料特性データ

材料番号	名称	ヤング係数 (kN/m^2)	線膨張係数	単位体積重量 (kN/m^3)
1	Metal	2.00000000E+008	1.20000000E-005	7.70000000E+001
2	コンクリート σck=21	2.35000000E+007	1.00000000E-005	2.45000000E+001
3	コンクリート σck=24	2.50000000E+007	1.00000000E-005	2.45000000E+001
4	コンクリート σck=27	2.65000000E+007	1.00000000E-005	2.45000000E+001
5	コンクリート σck=30	2.80000000E+007	1.00000000E-005	2.45000000E+001

1.1.5 部材データ

部材番号	名称	I端	J端	断面積 (m^2)	断面2次モーメント (m^4)	材料番号
1	頂版	1	2	0.5000000	0.0104167	3
2	底版	3	4	0.5000000	0.0104167	3
3	左側壁	1	3	0.5000000	0.0104167	3

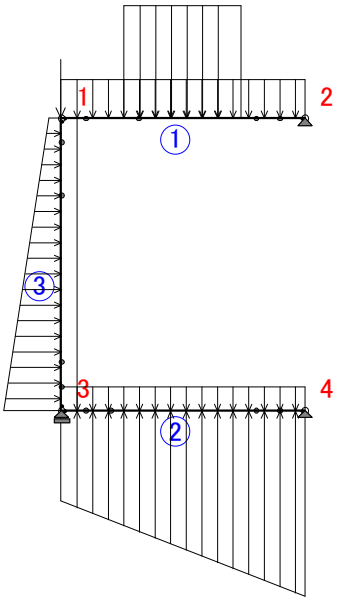
1.1.6 着目点データ

No.	部材番号	分割数	名称	分割位置 (m)
1	1	4	I側部材端	0.250
			I側h/2点	0.793
			J側h/2点	2.000
			J側部材端	2.250
2	2	4	I側部材端	0.250
			I側h/2点	0.500
			J側h/2点	2.000
			J側部材端	2.250
3	3	4	I側部材端	0.250
			I側h/2点	0.793
			J側h/2点	2.500
			J側部材端	2.750

1.2 基本ケース

1.2.1 ケース 1　荷重ケース名 活荷重による鉛直土圧

荷重図



節点荷重

No.	節点番号	名称	水平力 (kN)	鉛直力 (kN)	曲げモーメント (kN･m)
1	1	Nh	0.000	-4.210	0.000

部材荷重

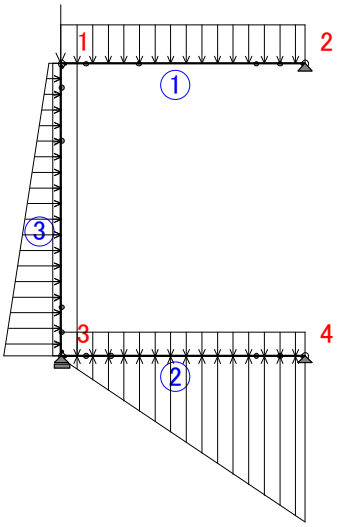
No.	部材番号	名称	荷重タイプ	L1(m) L2(m)	P1(kN)(kN/m)(kN･m)(℃) P2(kN)(kN/m)(kN･m)(℃)	座標系
1	1	Pwt+Pvd	2	0.000	24.200	1
				0.000	24.200	
2	1	Pvl	2	0.650	70.910	1
				0.650	70.910	
3	2	Pwb	2	0.000	14.700	1
				0.000	14.700	
4	2	Q1～Q2	2	0.000	-56.850	1
				0.000	-116.900	
5	3	Ph1～Ph2	2	0.000	-7.130	1
				0.000	-35.630	
6	3	Pwr	6	0.000	10.210	1
				0.000	10.210	

支点データ

No.	節点番号	水平方向 (kN/m)	鉛直方向 (kN/m)	回転方向 (kN･m/rad)
1	3	自由	固定	自由
2	4	固定	固定	自由
3	2	固定	固定	自由

1.2.2 ケース 2　荷重ケース名 活荷重による水平土圧

荷重図



節点荷重

No.	節点番号	名称	水平力 (kN)	鉛直力 (kN)	曲げモーメント (kN･m)
1	1	Nh	0.000	-4.210	0.000

部材荷重

No.	部材番号	名称	荷重タイプ	L1(m) L2(m)	P1(kN)(kN/m)(kN･m)(℃) P2(kN)(kN/m)(kN･m)(℃)	座標系
1	1	Pwt+Pvd	2	0.000	24.200	1
				0.000	24.200	
2	2	Pwb	2	0.000	14.700	1
				0.000	14.700	
3	2	Q1～Q2	2	0.000	-1.230	1
				0.000	-104.450	
4	3	Ph1～Ph2	2	0.000	-7.130	1
				0.000	-35.630	
5	3	Pwr	6	0.000	10.210	1
				0.000	10.210	
6	3	Ph1	2	0.000	-5.000	1
				0.000	-5.000	

支点データ

No.	節点番号	水平方向 (kN/m)	鉛直方向 (kN/m)	回転方向 (kN･m/rad)
1	3	自由	固定	自由
2	4	固定	固定	自由
3	2	固定	固定	自由

荷重タイプ
1. 部材直角方向集中荷重
2. 部材直角方向分布荷重
3. 部材直角方向三角形分布荷重
4. 部材直角方向台形分布荷重
5. 部材方向集中荷重
6. 部材方向分布荷重
7. 部材方向三角形分布荷重
8. 部材方向台形分布荷重
9. 温度荷重 その1
10. 温度荷重 その2
11. モーメント荷重
12. 台形分布モーメント荷重

座標系
1. 部材座標系
2. 全体座標系（鉛直方向）
3. 全体座標系（水平方向）
4. 投影座標系（鉛直方向）
5. 投影座標系（水平方向）

1.3 抽出データ

No.	名称	曲げモーメント	せん断力	軸力	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10
					C11	C12	C13	C14	C15	C16	C17	C18	C19	C20
	抽出ケース				C21	C22	C23	C24	C25	C26	C27	C28	C29	C30
1		○	○	○										
	全ての荷重													

1.4 解析結果

1.4.1 支点反力

ケース 1　荷重ケース名 活荷重による鉛直土圧

No.	節点番号	節点名称	水平反力 (kN)	鉛直反力 (kN)	回転反力 (kN･m)
1	2		-24.091	61.511	0.000
2	3		0.000	28.902	0.000
3	4		-40.049	-90.419	0.000

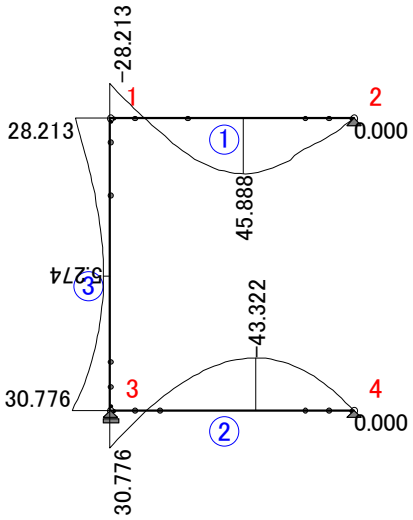
ケース 2　荷重ケース名 活荷重による水平土圧

No.	節点番号	節点名称	水平反力 (kN)	鉛直反力 (kN)	回転反力 (kN･m)
1	2		-30.014	23.455	0.000
2	3		0.000	36.002	0.000
3	4		-49.126	-59.467	0.000

1.4.2 断面力

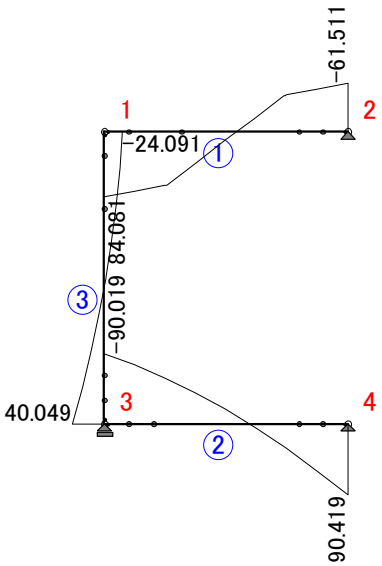
ケース 1　荷重ケース名 活荷重による鉛直土圧

モーメント図(kN･m)



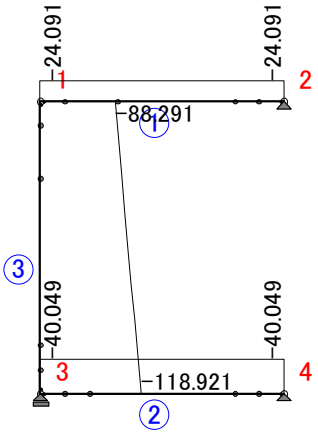
ケース 1　荷重ケース名 活荷重による鉛直土圧

せん断力図(kN)



ケース 1　荷重ケース名 活荷重による鉛直土圧

軸力図(kN)



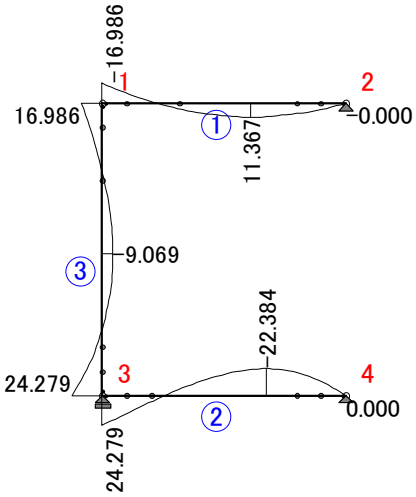
ケース 1　荷重ケース名 活荷重による鉛直土圧

断面力

部材	名称	距離 (m)	曲げモーメント (kN･m)	せん断力 (kN)	軸力 (kN)
1(1-2)	頂版				
I 端		0.000	-28.213	84.081	-24.091
1	I 側部材端	0.250	-7.949	78.031	-24.091
2	I 側 h/2 点	0.793	30.129	54.750	-24.091
3	J 側 h/2 点	2.000	27.730	-49.411	-24.091
4	J 側部材端	2.250	14.621	-55.461	-24.091
J 端		2.500	0.000	-61.511	-24.091
2(3-4)	底版				
I 端		0.000	30.776	-90.019	-40.049
1	I 側部材端	0.250	9.651	-78.731	-40.049
2	I 側 h/2 点	0.500	-8.464	-65.941	-40.049
3	J 側 h/2 点	2.000	-32.935	42.321	-40.049
4	J 側部材端	2.250	-19.473	65.619	-40.049
J 端		2.500	0.000	90.419	-40.049
3(1-3)	左側壁				
I 端		0.000	28.213	-24.091	-88.291
1	I 側部材端	0.250	22.438	-22.011	-90.844
2	I 側 h/2 点	0.793	12.141	-15.449	-96.388
3	J 側 h/2 点	2.500	15.008	23.422	-113.816
4	J 側部材端	2.750	21.853	31.439	-116.369
J 端		3.000	30.776	40.049	-118.921

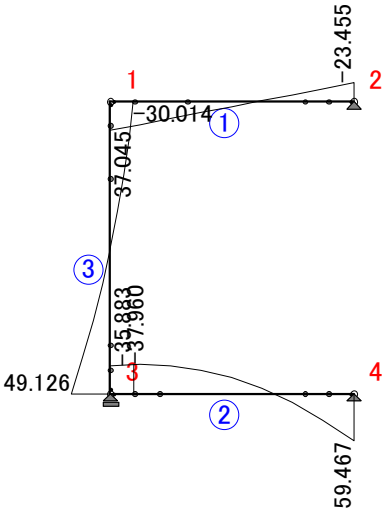
ケース 2　荷重ケース名 活荷重による水平土圧

モーメント図(kN･m)



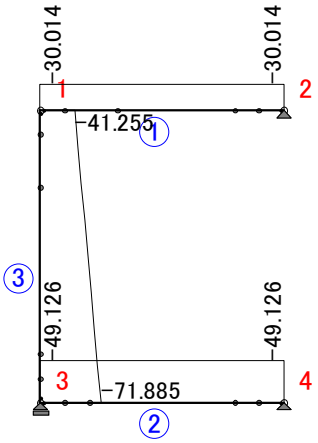
ケース 2　荷重ケース名 活荷重による水平土圧

せん断力図(kN)



ケース 2　荷重ケース名 活荷重による水平土圧

軸力図(kN)



ケース 2　荷重ケース名 活荷重による水平土圧

断面力

部材	名称	距離 (m)	曲げモーメント (kN･m)	せん断力 (kN)	軸力 (kN)
1(1-2)	頂版				
I 端		0.000	-16.986	37.045	-30.014
1	I 側部材端	0.250	-8.482	30.995	-30.014
2	I 側 h/2 点	0.793	4.781	17.854	-30.014
3	J 側 h/2 点	2.000	8.703	-11.355	-30.014
4	J 側部材端	2.250	5.108	-17.405	-30.014
J 端		2.500	-0.000	-23.455	-30.014
2(3-4)	底版				
I 端		0.000	24.279	-35.883	-49.126
1	I 側部材端	0.250	14.995	-37.960	-49.126
2	I 側 h/2 点	0.500	5.514	-37.457	-49.126
3	J 側 h/2 点	2.000	-19.375	19.753	-49.126
4	J 側部材端	2.250	-12.170	38.320	-49.126
J 端		2.500	0.000	59.467	-49.126
3(1-3)	左側壁				
I 端		0.000	16.986	-30.014	-41.255
1	I 側部材端	0.250	9.887	-26.685	-43.807
2	I 側 h/2 点	0.793	-2.211	-17.408	-49.351
3	J 側 h/2 点	2.500	4.597	29.998	-66.780
4	J 側部材端	2.750	13.243	39.265	-69.332
J 端		3.000	24.279	49.126	-71.885

1.4.3 部材最大断面力

ケース 1　荷重ケース名 活荷重による鉛直土圧

部材間最大断面力

部材	名称	距離 (m)	曲げモーメント (kN･m)	せん断力 (kN)	軸力 (kN)
1(1-2)	頂版				
Mmax		1.369	45.888	0.000	-24.091
Mmin		0.000	-28.213	84.081	-24.091
Smax		0.000	-28.213	84.081	-24.091
Smin		2.500	0.000	-61.511	-24.091
Nmax		0.250	-7.949	78.031	-24.091
Nmin		0.793	30.129	54.750	-24.091
2(3-4)	底版				
Mmax		0.000	30.776	-90.019	-40.049
Mmin		1.497	-43.322	-0.001	-40.049
Smax		2.500	0.000	90.419	-40.049
Smin		0.000	30.776	-90.019	-40.049
Nmax		2.500	0.000	90.419	-40.049
Nmin		2.500	0.000	90.419	-40.049
3(1-3)	左側壁				
Mmax		3.000	30.776	40.049	-118.921
Mmin		1.623	5.274	-0.000	-104.865
Smax		3.000	30.776	40.049	-118.921
Smin		0.000	28.213	-24.091	-88.291
Nmax		0.000	28.213	-24.091	-88.291
Nmin		3.000	30.776	40.049	-118.921

ケース 2　荷重ケース名 活荷重による水平土圧

部材間最大断面力

部材	名称	距離 (m)	曲げモーメント (kN･m)	せん断力 (kN)	軸力 (kN)
1(1-2)	頂版				
Mmax		1.531	11.367	0.000	-30.014
Mmin		0.000	-16.986	37.045	-30.014
Smax		0.000	-16.986	37.045	-30.014
Smin		2.500	0.000	-23.455	-30.014
Nmax		0.250	-8.482	30.995	-30.014
Nmin		2.500	0.000	-23.455	-30.014
2(3-4)	底版				
Mmax		0.000	24.279	-35.883	-49.126
Mmin		1.684	-22.384	-0.000	-49.126
Smax		2.500	-0.000	59.467	-49.126
Smin		0.250	14.995	-37.960	-49.126
Nmax		0.500	5.514	-37.457	-49.126
Nmin		2.500	-0.000	59.467	-49.126
3(1-3)	左側壁				
Mmax		3.000	24.279	49.126	-71.885
Mmin		1.543	-9.069	-0.001	-57.004
Smax		3.000	24.279	49.126	-71.885
Smin		0.000	16.986	-30.014	-41.255
Nmax		0.000	16.986	-30.014	-41.255
Nmin		3.000	24.279	49.126	-71.885

8. 端壁の計算

(1) 端壁に作用する荷重

水平土圧:Ph

Ph = Ko・(q＋γs・h)

ここに、Ko ： 静止土圧係数 = 0.5

q ： 上載荷重 = 10.0 kN/m^2

γs ： 土の単位体積重量 = 19.0 kN/m^3

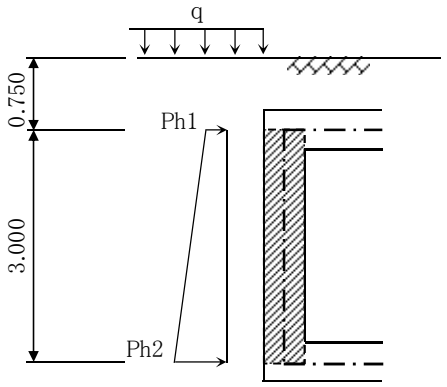
h ： 土圧算出位置の深さ (m)

GL- 0.750 m

Ph1 = 0.50 ×(10.00 ＋ 19.0 × 0.750) = 12.13 kN/m^2

GL- 3.750 m

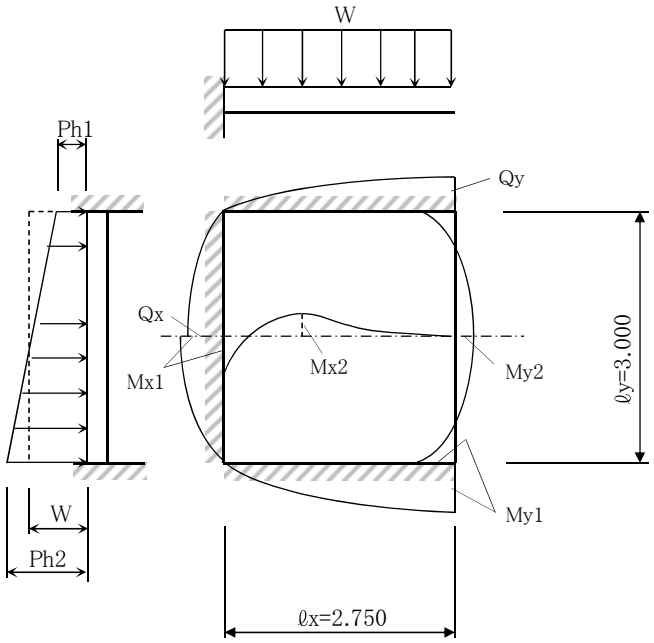
Ph2 = 0.50 ×(10.00 ＋ 19.0 × 3.750) = 40.63 kN/m^2



(2) 断面力の計算

断面力は、等分布荷重が作用する3辺固定1辺自由スラブとして解く。

(日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算基準」長方形スラブの応力とたわみの図表より求める)



荷重は平均荷重とする

平均荷重:W

W = (Ph1＋Ph2)／2

= 26.38 kN/m^2

辺長比

$$\frac{\ell y}{\ell x} = \frac{3.000}{2.750}$$

$$= 1.09$$

曲げモーメント:M

$M = \alpha \cdot W \cdot \ell x^2$

X方向

$Mx1 = -\ 0.068 \times 26.38 \times 2.750^2 = -13.57$ kN・m

$Mx2 = 0.010 \times 26.38 \times 2.750^2 = 1.99$ kN・m

Y方向

$My1 = -\ 0.100 \times 26.38 \times 2.750^2 = -19.95$ kN・m

$My2 = 0.048 \times 26.38 \times 2.750^2 = 9.58$ kN・m

せん断力:Q

$Q = \beta \cdot W \cdot \ell x$

X方向

$Qx = 0.460 \times 26.38 \times 2.750 = 33.37$ kN

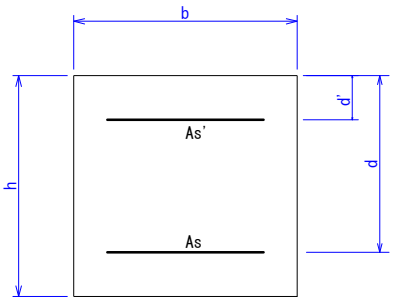
Y方向

$Qy = 0.590 \times 26.38 \times 2.750 = 42.80$ kN

(3) 応力度計算

【端壁】

矩形断面の応力度計算



【断面図】

断面名称			単位	X方向端部 外側引張	X方向径間 内側引張	Y方向端部 外側引張	Y方向径間 内側引張
荷重ケース				常時	常時	常時	常時
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	13.570	1.990	19.950	9.580
	軸　　力	N	kN	0.000	0.000	0.000	0.000
	せ　ん　断　力	S	kN	33.370	0.000	42.800	0.000
部材寸法	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　高	d	mm	400.0	400.0	400.0	400.0
	圧縮鉄筋かぶり	d'	mm	100.0	100.0	100.0	100.0
鉄筋量	引張鉄筋量 1本当	As	mm² mm²	506.800 --- 1段 D13-250 ---	506.800 --- 1段 D13-250 ---	794.400 --- 1段 D16-250 ---	506.800 --- 1段 D13-250 ---
	圧縮鉄筋量 1本当	As'	mm² mm²	506.800 --- 1段 D13-250 ---	506.800 --- 1段 D13-250 ---	506.800 --- 1段 D13-250 ---	794.400 --- 1段 D16-250 ---
ヤング係数比		n	－	15	15	15	15
定数	引張鉄筋比	p	%	0.12670	0.12670	0.19860	0.12670
	鉄筋比 As' /As		－	1.00000	1.00000	0.63797	1.56748
	中立軸	X	mm	73.30130	73.30130	87.41260	74.53394
実応力度	コンクリートの圧縮応力度	σc	N/mm²	1.049	0.154	1.256	0.751
	鉄筋の引張応力度	σs	N/mm²	70.141	10.286	67.385	49.179
	鉄筋の圧縮応力度	σs'	N/mm²	-5.732	-0.841	-2.713	-3.848
	平均せん断応力度	τm	N/mm²	0.083	0.000	0.107	0.000
	最大せん断応力度	τmax	N/mm²	---	---	---	---
許容応力度	荷重組合による割増			1.00	1.00	1.00	1.00
	コンクリートの 許容圧縮応力度	σca	N/mm²	8.000	8.000	8.000	8.000
	鉄筋の許容引張応力度	σsa	N/mm²	160.000	160.000	160.000	160.000
	許容せん断応力度	τa	N/mm²	0.233	0.233	0.277	0.233
	〃 応力度(コンクリート)	τa1	N/mm²	0.230	0.230	0.230	0.230
	〃 応力度(斜引張鉄筋)	τa2	N/mm²	1.700	1.700	1.700	1.700
せん断補正係数	有効高の影響	Ce	－	1.343	1.343	1.343	1.343
	引張主鉄筋比の影響	Cpt	－	0.753	0.753	0.897	0.753
	軸圧縮応力度の影響	CN	－	1.000	1.000	1.000	1.000
	せん断スパン比の影響	Cdc	－	1.000	1.000	1.000	1.000
せん断補強鉄筋	Sc=1/2τa×b×d	Sc	kN	---	---	---	---
	Sho=S-Sc	Sho	kN	---	---	---	---
	せん断スパン比の影響	Cds	－	---	---	---	---
	スターラップ間隔	s	mm	---	---	---	---
	斜引張鉄筋の 許容引張応力度	σsa	N/mm²	---	---	---	---
	必要スターラップ量	AW	mm²	---	---	---	---
	せん断スパン計算用有効高	d	mm	---	---	---	---
	せん断スパン	a	mm	---	---	---	---
判定	コンクリートの圧縮応力度	σc		OK	OK	OK	OK
	鉄筋の引張応力度	σs		OK	OK	OK	OK
	平均せん断応力度	τm		OK	OK	OK	OK

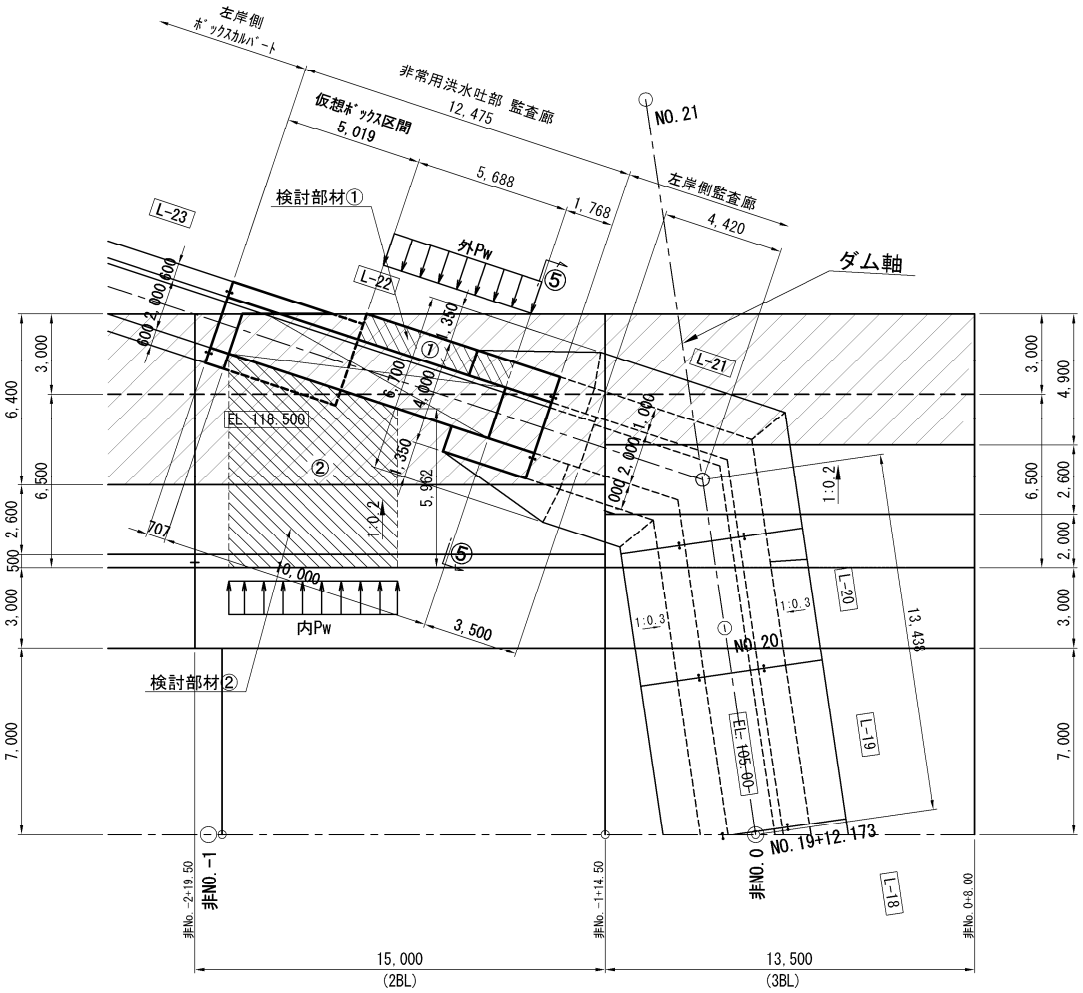
添付資料２．２　非常用洪水吐き導流部
（監査廊開口部）

非常用洪水吐き導流部　下部たて壁
監査廊開口部の部材検討

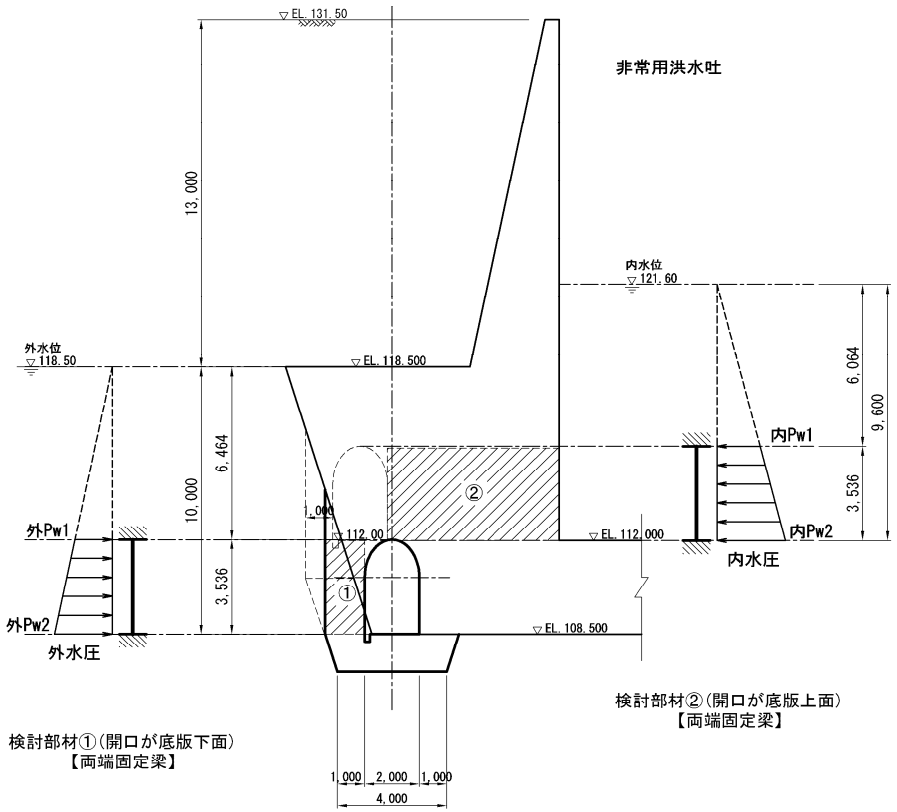
【非No.-2+19.50～非No.-1+14.50】

下部たて壁開口部の解析モデル図

（非No.-2+19.50～非No.-1+14.50）



⑤-⑤断面図



添2.2-2

1. 開口部に作用する荷重

水圧

$Pw = \gamma w \times hw$

ここに、 Pw ： 水圧

γw ： 水の単位体積重量 ＝ 9.8 (kN/m^3)

hw ： 水位 (m)

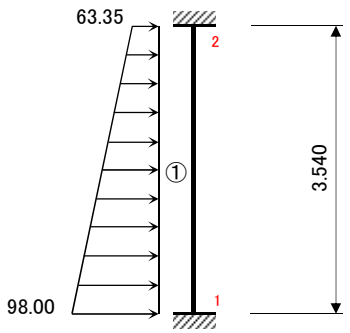
開口部 場所	検討部材	hw (m)	Pw (kN/m^2)	備考
非No.-2+19.50 ～非No.-1+14.50	①	6.464	63.35	外水圧(上:Pw1)
		10.000	98.00	外水圧(下:Pw2)
	②	6.064	59.43	内水圧(上:Pw1)
		9.600	94.08	内水圧(下:Pw2)

2. 断面力の計算

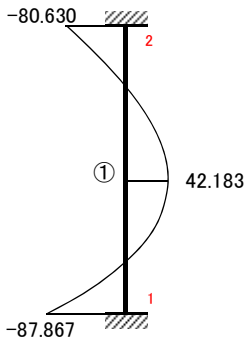
断面力は、等辺分布荷重が作用する両端固定の1方向版として解く。

(1) 検討部材①

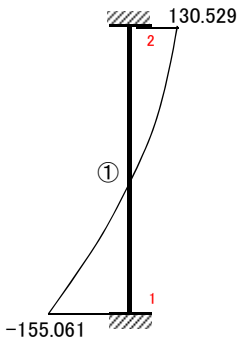
荷重図(kN/m^2)



曲げモーメント(kN・m)



せん断力(kN)

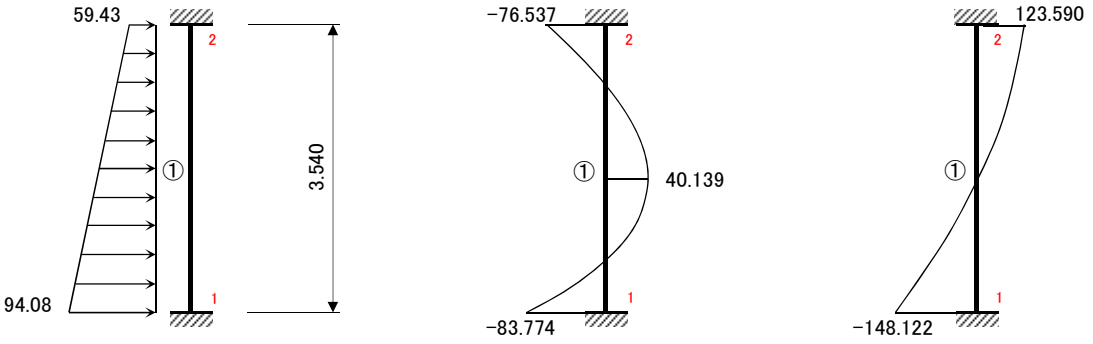


部材	名称	距離 (m)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	軸力 (kN)
1 (2-1)	検討部材①				
I端		0.000	-80.630	130.529	0.000
1	I側 h/2 点	0.500	-23.489	97.630	0.000
Mmax		1.808	42.183	0.000	0.000
2	J側 h/2 点	3.040	-22.383	-107.284	0.000
J端		3.540	-87.867	-155.061	0.000

注） 曲げモーメントの(－)は外側引張り、(＋)は内側引張りを示す。

(2) 検討部材②

荷重図(kN/m^2)　　曲げモーメント(kN・m)　　せん断力(kN)



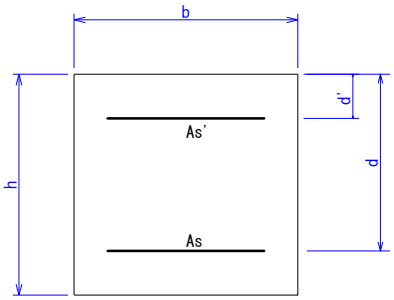
部材	名称	距離 (m)	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	軸力 (kN)
1 (2-1)	検討部材②				
I端		0.000	-76.537	123.590	0.000
1	I側 h/4 点	1.490	36.246	24.174	0.000
Mmax		1.810	40.139	0.000	0.000
2	J側 h/4 点	2.050	37.892	-18.809	0.000
J端		3.540	-83.774	-148.122	0.000

注)　曲げモーメントの(－)は外側引張り、(＋)は内側引張りを示す。

3. 応力度計算

(1) 検討部材①

矩形断面の応力度計算

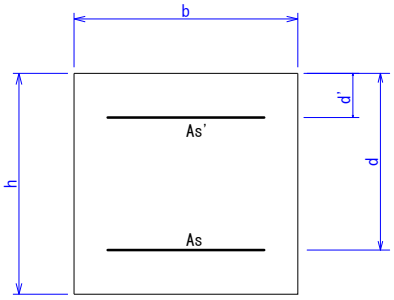


【断面図】

断面名称			単位	検討部材① 端部(外側)	検討部材① 径間(内側)
荷重ケース				常時	常時
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	87.870	42.180
	軸　　力	N	kN	0.000	0.000
	せ　ん　断　力	S	kN	107.280	0.000
部材寸法	部　材　幅	b	mm	1000.0	1000.0
	部　材　高	h	mm	1000.0	1000.0
	有　効　高	d	mm	900.0	900.0
	圧縮鉄筋かぶり	d'	mm	100.0	100.0
鉄筋量	引張鉄筋量 1本当	As	mm^2 mm^2	794.400 --- 1段 D16-250 ---	794.400 --- 1段 D16-250 ---
	圧縮鉄筋量 1本当	As'	mm^2 mm^2	794.400 --- 1段 D16-250 ---	794.400 --- 1段 D16-250 ---
ヤング係数比		n	－	15	15
定数	引張鉄筋比	p	%	0.08827	0.08827
	鉄筋比 As' /As		－	1.00000	1.00000
	中立軸	X	mm	132.37832	132.37832
実応力度	コンクリートの圧縮応力度	σc	N/mm^2	1.490	0.715
	鉄筋の引張応力度	σs	N/mm^2	129.594	62.209
	鉄筋の圧縮応力度	σs'	N/mm^2	5.466	2.624
	平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.119	0.000
	最大せん断応力度	τmax	N/mm^2	---	---
許容応力度	荷重組合による割増			1.00	1.00
	コンクリートの 許容圧縮応力度	σca	N/mm^2	8.000	8.000
	鉄筋の許容引張応力度	σsa	N/mm^2	160.000	160.000
	許容せん断応力度	τa	N/mm^2	0.164	0.164
	〃 応力度(コンクリート)	τa1	N/mm^2	0.230	0.230
	〃 応力度(斜引張鉄筋)	τa2	N/mm^2	1.700	1.700
せん断補正係数	有効高の影響	Ce	－	1.057	1.057
	引張主鉄筋比の影響	Cpt	－	0.677	0.677
	軸圧縮応力度の影響	CN	－	1.000	1.000
	せん断スパン比の影響	Cdc	－	1.000	1.000
せん断補強鉄筋	Sc=1/2τa×b×d	Sc	kN	---	---
	Sho=S-Sc	Sho	kN	---	---
	せん断スパン比の影響	Cds	－	---	---
	スターラップ間隔	s	mm	---	---
	斜引張鉄筋の 許容引張応力度	σsa	N/mm^2	---	---
	必要スターラップ量	AW	mm^2	---	---
	せん断スパン計算用有効高	d	mm	---	---
	せん断スパン	a	mm	---	---

(2) 検討部材②

矩形断面の応力度計算



【断面図】

断面名称			単位	検討部材② 端部(外側)	検討部材② 径間(内側)
荷重ケース				常時	常時
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	83.770	40.140
	軸　　力	N	kN	0.000	0.000
	せ　ん　断　力	S	kN	148.120	0.000
部材寸法	部　材　幅	b	mm	1000.0	1000.0
	部　材　高	h	mm	5960.0	5960.0
	有　効　高	d	mm	5860.0	5860.0
	圧縮鉄筋かぶり	d'	mm	100.0	100.0
鉄筋量	引張鉄筋量 1本当	As	mm^2 mm^2	794.400 --- 1段 D16-250 ---	794.400 --- 1段 D16-250 ---
	圧縮鉄筋量 1本当	As'	mm^2 mm^2	794.400 --- 1段 D16-250 ---	794.400 --- 1段 D16-250 ---
ヤング係数比		n	－	15	15
定数	引張鉄筋比	p	%	0.01356	0.01356
	鉄筋比 As' /As		－	1.00000	1.00000
	中立軸	X	mm	353.80106	353.80106
実応力度	コンクリートの圧縮応力度	σc	N/mm^2	0.079	0.038
	鉄筋の引張応力度	σs	N/mm^2	18.362	8.798
	鉄筋の圧縮応力度	σs'	N/mm^2	0.846	0.406
	平均せん断応力度	τm	N/mm^2	0.025	0.000
	最大せん断応力度	τmax	N/mm^2	---	---
許容応力度	荷重組合による割増			1.00	1.00
	コンクリートの 許容圧縮応力度	σca	N/mm^2	8.000	8.000
	鉄筋の許容引張応力度	σsa	N/mm^2	160.000	160.000
	許容せん断応力度	τa	N/mm^2	0.071	0.071
	〃 応力度(コンクリート)	τa1	N/mm^2	0.230	0.230
	〃 応力度(斜引張鉄筋)	τa2	N/mm^2	1.700	1.700
せん断補正係数	有効高の影響	Ce	－	0.583	0.583
	引張主鉄筋比の影響	Cpt	－	0.527	0.527
	軸圧縮応力度の影響	CN	－	1.000	1.000
	せん断スパン比の影響	Cdc	－	1.000	1.000
せん断補強鉄筋	Sc=1/2τa×b×d	Sc	kN	---	---
	Sho=S-Sc	Sho	kN	---	---
	せん断スパン比の影響	Cds	－	---	---
	スターラップ間隔	s	mm	---	---
	斜引張鉄筋の 許容引張応力度	σsa	N/mm^2	---	---
	必要スターラップ量	AW	mm^2	---	---
	せん断スパン計算用有効高	d	mm	---	---
	せん断スパン	a	mm	---	---