

BOXカルバートの設計 サンプルデータ

出力例

Sample_2

国交省 2BOX 翼壁有り

目次

1章 断面方向の計算	1
1.1 設計条件	1
1.1.1 一般事項	1
1.1.2 一般条件	1
1.1.3 材料の単位重量	1
1.1.4 土圧係数	1
1.1.5 水位	2
1.1.6 路面上載荷重	2
1.1.7 温度変化	2
1.1.8 材料の基準値および許容応力度	2
1.1.9 鉄筋かぶり	3
1.1.10 活荷重	3
1.1.11 任意荷重	3
1.1.12 断面力計算条件	3
1.1.13 許容支持力度	3
1.2 荷重	4
1.2.1 荷重の組合せ	4
1.2.2 死荷重(case-1)	5
1.2.3 活荷重(case-1)	8
1.2.4 活荷重(case-2)	9
1.2.5 活荷重(case-3)	11
1.3 検討ケース	13
1.4 構造解析モデル	14
1.4.1 骨組図	14
1.4.2 格点	14
1.4.3 部材	15
1.4.4 材質	15
1.4.5 支点	15
1.5 断面力図	17
1.6 応力度計算	21
1.6.1 曲げ応力度	21
1.6.2 せん断応力度	28
1.7 安定計算	29
1.7.1 死荷重時の計算	29
1.7.2 活荷重の計算	31
1.7.3 荷重組合せケースの安定計算	32
1.7.4 結果一覧	33
2章 縦方向の計算	34
2.1 設計条件	34
2.2 断面諸常数	35
2.3 荷重	35
2.4 断面力	36
2.5 断面力図	37
2.5.1 曲げモーメント	37
2.5.2 せん断力	38
2.6 曲げ応力度	39
3章 ウイングの計算	41
3.1 左口：左ウイング	41
3.1.1 設計条件	41

3.1.2 断面力計算	42
3.1.3 応力度計算	43
3.2 左口：右ウイング	44
3.2.1 設計条件	44
3.2.2 断面力計算	45
3.2.3 応力度計算	46
4章 ウイングの計算	47
4.1 右口：左ウイング	47
4.1.1 設計条件	47
4.1.2 断面力計算	48
4.1.3 応力度計算	49
4.2 右口：右ウイング	50
4.2.1 設計条件	50
4.2.2 断面力計算	51
4.2.3 応力度計算	52

1章 断面方向の計算

1.1 設計条件

(主たる適用基準：国土交通省)

1.1.1 一般事項

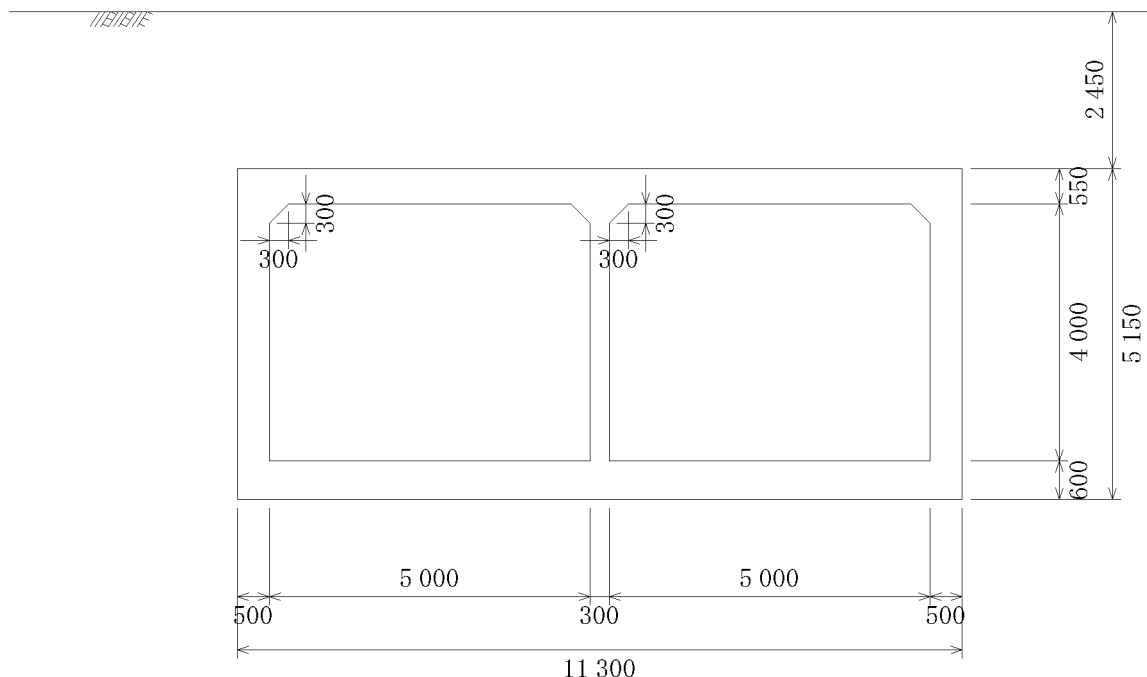
データファイル名：Sample_2.F8B

タイトル :

コメント :

1.1.2 一般条件

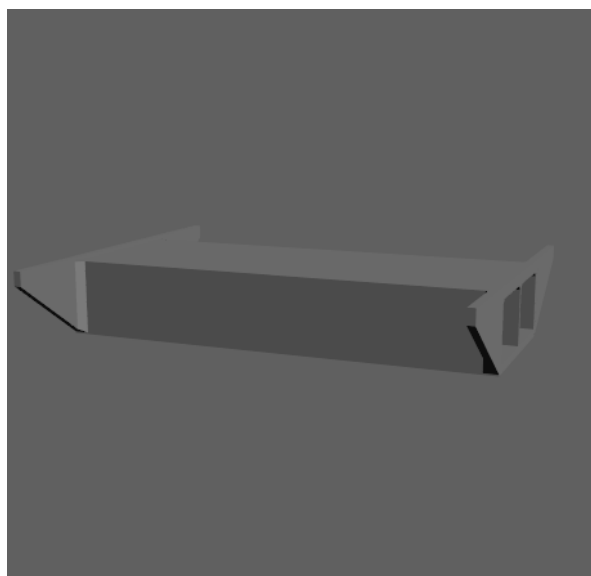
(1) 構造寸法図



(2) 基礎形式 地盤反力度 (地盤反力度算出方法：全幅)

1.1.3 材料の単位重量

舗装		a	(kN/m ³)
盛土	湿潤	t	18.00
	飽和	sat	18.80
鉄筋コンクリート		c	24.50
水		w	9.80



1.1.4 土圧係数

鉛直土圧		1.000
水平土圧	(左) Ko	0.500
	(右) Ko	0.500

1.1.5 水位

case	外水位(m)	左内水位(m)	右内水位(m)
1	0.000	0.000	0.000

外水位:底版下面からの高さ

内水位:底版上面からの高さ

1.1.6 路面上載荷重

	(kN/m ²)
雪 荷 重	0.000
歩道荷重	0.000
そ の 他	0.000

1.1.7 温度変化

	温度上昇(度)	温度下降(度)
頂 版	0.0	0.0
左側壁	0.0	0.0
隔 壁	0.0	0.0
右側壁	0.0	0.0
底 版	0.0	0.0

1.1.8 材料の基準値および許容応力度

コン ク リ ー ト	設 計 基 準 強 度		ck	N/mm ²	24.00	
	許容曲げ圧縮応力度	一般部	ca	N/mm ²	8.00	
		隅角部	ハンチ有	ca	N/mm ²	8.00
			ハンチ無	ca	N/mm ²	6.00
	許容支圧応力度		ca	N/mm ²	7.20	
	許容せん断応力度		a1	N/mm ²	0.390	
	許容せん断応力度		a2	N/mm ²	1.700	
	許容押抜きせん断応力度		a	N/mm ²	0.900	
	許容付着応力度	一般部	oa	N/mm ²	1.60	
		隅角部	oa	N/mm ²	1.60	
ヤ ン グ 係 数		Ec	N/mm ²	2.50 × 10 ⁴		
鉄 筋	材 質		—	—	SD345	
	許容引張応力度		sa	N/mm ²	180.00	
	許容引張応力度(頂版)		sa	N/mm ²	180.00	
	許容圧縮応力度		sa	N/mm ²	200.00	
ヤ ン グ 係 数 比 (Es / Ec)			n	—	15.0	

1.1.9 鉄筋かぶり

部 位		かぶり (cm)	部 位		かぶり (cm)
頂 版	上側	10.0	右側壁	外側	10.0
	下側	10.0		内側	10.0
左側壁	外側	10.0	底 版	上側	11.0
	内側	10.0		下側	11.0
中 壁		10.0	ハ ン チ 筋		10.0

1.1.10 活荷重

活荷重による地盤反力の低減 = 100.0 (%)

活荷重による水平土圧 考慮

1.1.11 任意荷重

任意活荷重

case-1 [左支間最大]

No	左端～距離 (m)	荷重強度 (kN/m)	接地幅 (m)	分布角度 (°)
1	2.950	72.73	0.200	45.0
2	8.950	18.18	0.200	45.0

case-2 [右支間最大]

No	左端～距離 (m)	荷重強度 (kN/m)	接地幅 (m)	分布角度 (°)
1	8.350	72.73	0.200	45.0
2	2.350	18.18	0.200	45.0

1.1.12 断面力計算条件

- (1) 剛 域 なし
- (2) 軸線外に作用する荷重 なし
- (3) 頂版自重 部材厚のみ考慮
- (4) 浮力の考え方 全幅
- (5) 活荷重分布作用位置 頂版天端
- (6) 底版自重 無視する

1.1.13 許容支持力度

許容支持力度 $q_a = 300.0$ (kN/m²)

1.2 荷重

1.2.1 荷重の組合せ

(1) 死荷重

case	荷重名称	載荷する任意死荷重No
1		—

(2) 活荷重

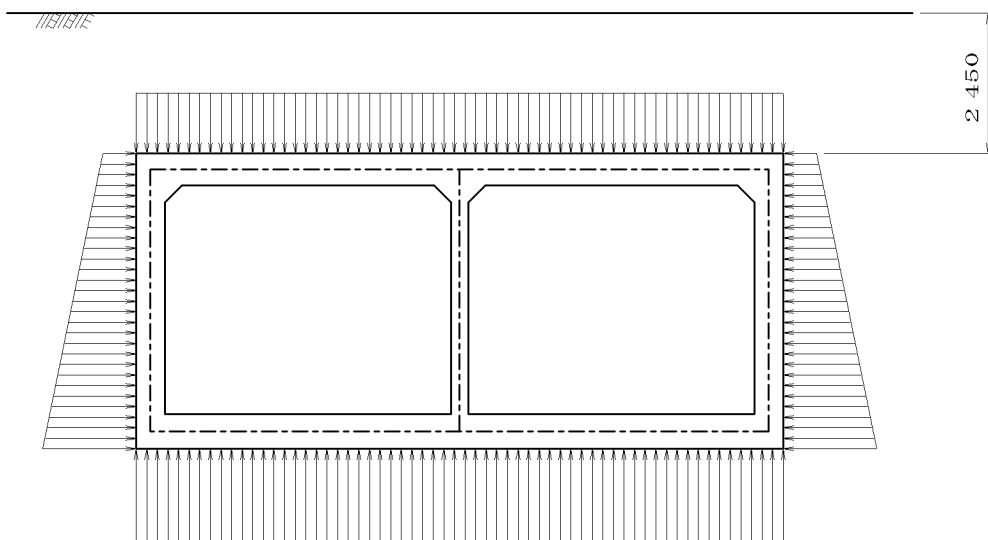
case	荷重種別	荷重名称
1	定型2	側圧
2	任意	左支間最大
3	任意	右支間最大

(3) 組合せ

case	死荷重No	活荷重No	検討
1	1	1	
2	1	2	
3	1	3	

1.2.2 死荷重(case-1)

[]



躯体自重

(1) 頂版

$$w = 0.550 \times 24.50 = 13.48 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(2) 左側壁

$$w = 0.500 \times 24.50 = 12.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3) 中壁

$$w = 0.300 \times 24.50 = 7.35 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(4) 右側壁

$$w = 0.500 \times 24.50 = 12.25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

上載荷重

(1) 舗装および盛土

$$\text{舗装} = 1.000 \times 0.000 \times 22.50 = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{盛土} = 1.000 \times 2.450 \times 18.00 = 44.10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$wd = 44.10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(2) 路面上載荷重

$$\text{雪荷重} = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{歩道荷重} = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{その他} = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$qd = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3) 頂版に作用する荷重

等分布荷重

$$w = 44.10 + 0.00 = 44.10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(2) 地盤反力度 (算出方法: 全幅)

$$M_e = V \times e = 0.00 \text{ (kN.m/m)}$$

$$q_l = \frac{\Sigma V}{B} + \frac{6 \times M_e}{B^2} = 69.24 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_r = \frac{\Sigma V}{B} - \frac{6 \times M_e}{B^2} = 69.24 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_l' = q_l + \frac{q_r - q_l}{B} \times \frac{T}{2} = 69.24 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_r' = q_r + \frac{q_l - q_r}{B} \times \frac{T}{2} = 69.24 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、T : 側壁厚

q_l : BOX全幅左端の地盤反力度

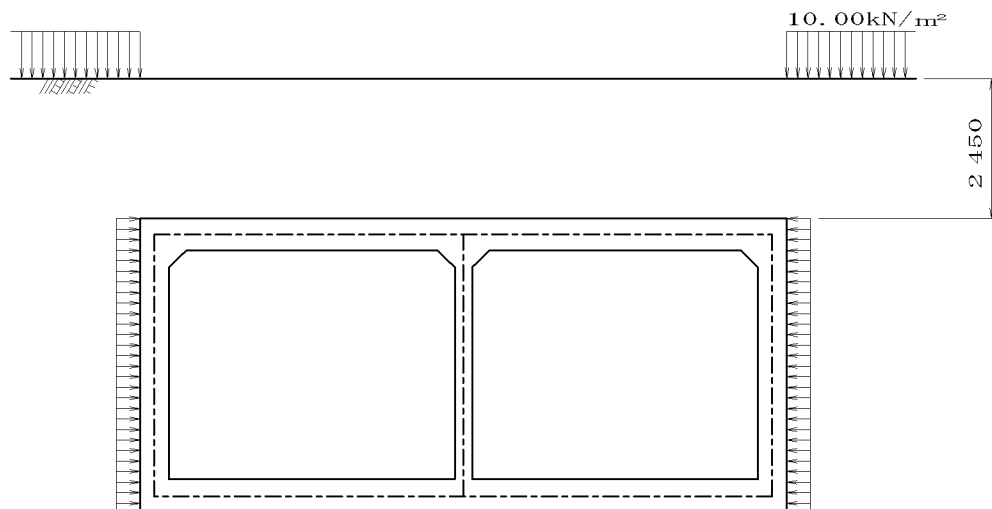
q_r : BOX全幅右端の地盤反力度

q_l' : 底版軸線左端の地盤反力度

q_r' : 底版軸線右端の地盤反力度

1.2.3 活荷重(case-1)

[定型2 : 側圧]



載荷荷重

(1) 左側壁に作用する水平荷重 (活荷重土圧)

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

(2) 右側壁に作用する水平荷重 (活荷重土圧)

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

外力集計

項目		H (kN/m)	y (m)	M (kN.m/m)
左側壁	分布	25.75	2.575	66.31
右側壁	分布	-25.75	2.575	-66.31
合計				0.00

外力集計表では、全幅、全高に作用する全ての荷重を集計している。

地盤反力

(1) 地盤反力度 (算出方法 : 全幅)

$$q_l = \pm \left(\frac{6 \times M_e}{B^2} \right) \times 1.000 = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_r = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_l' = q_l + \frac{q_r - q_l}{B} \times \frac{T}{2} = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_r' = q_r + \frac{q_l - q_r}{B} \times \frac{T}{2} = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、T : 側壁厚

q_l : BOX全幅左端の地盤反力度

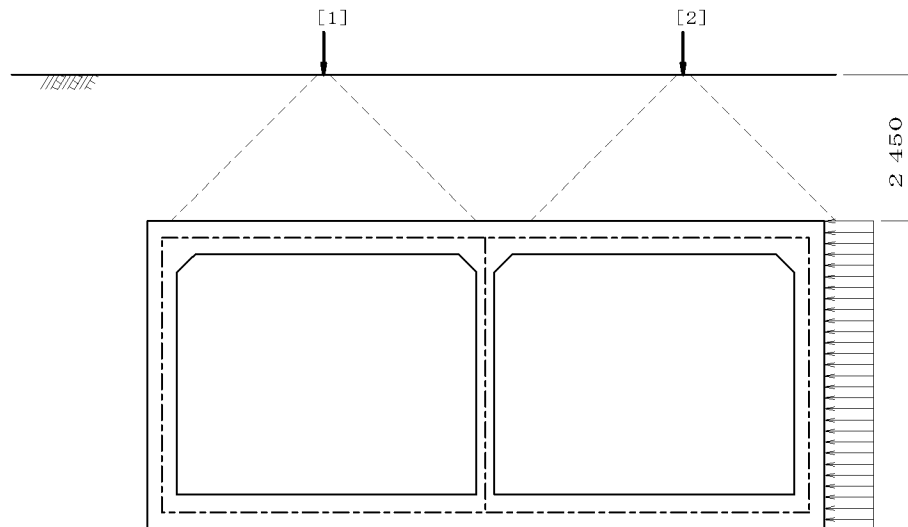
q_r : BOX全幅右端の地盤反力度

q_l' : 底版軸線左端の地盤反力度

q_r' : 底版軸線右端の地盤反力度

1.2.4 活荷重(case-2)

[任意：左支間最大]



活荷重強度

No	L (m)	P (kN/m)	Do (m)	(°)	W (m)	Pv1 (kN/m ²)
1	2.950	72.73	0.200	45.0	5.100	14.26
2	8.950	18.18	0.200	45.0	5.100	3.56

L : BOX左端から、右向きを正とした載荷点までの距離

$$Pv1 = \frac{P}{W}$$

$$W = Do + \frac{2 \times D}{\tan \theta}$$

Pv1 : 換算等分布活荷重 (kN/m²)

P : BOX縦方向単位長さ当りの活荷重 (kN/m)

W : 荷重分布幅 (m)

Do : 接地幅 (m)

D : 路面から等分布活荷重載荷位置までの厚さ = 2.450 (m)

θ : 荷重の分布角度 (°)

載荷荷重

(1) 頂版に作用する鉛直荷重

No	荷重強度 (kN/m ²)	載荷始点 (m)	載荷幅 (m)
1	14.26	0.150	5.100
2	3.56	6.150	4.650

(2) 左側壁に作用する水平荷重 (活荷重土圧)

換算等分布荷重

$$wl = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p = Ko \times wl = 0.500 \times 0.00 = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3) 右側壁に作用する水平荷重（活荷重土圧）

換算等分布荷重

$$wl = 3.56 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p = Ko \times wl = 0.500 \times 3.56 = 1.78 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

外力集計

項目		V (kN/m)	H (kN/m)	x (m)	y (m)	M (kN.m/m)
頂版	分布1	72.73		2.950		214.55
	分布2	17.47		8.850		154.58
左側壁	分布		0.00		2.575	0.00
右側壁	分布		-9.18		2.575	-23.64
合計		90.20				345.50

外力集計表では、全幅、全高に作用する全ての荷重を集計している。

地盤反力

(1) 合力の作用位置および偏心距離

$$X = \frac{\sum M}{\sum V} = 3.831 \text{ (m)}$$

$$e = \frac{B}{2} - X = 1.819 \text{ (m)}$$

(2) 地盤反力度（算出方法：全幅）

$$Me = V \times e = 164.11 \text{ (kN.m/m)}$$

$$ql = \left(\frac{\sum V}{B} + \frac{6 \times Me}{B^2} \right) \times 1.000 = 15.69 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$qr = \left(\frac{\sum V}{B} - \frac{6 \times Me}{B^2} \right) \times 1.000 = 0.27 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$ql' = ql + \frac{qr - ql}{B} \times \frac{T}{2} = 15.35 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$qr' = qr + \frac{ql - qr}{B} \times \frac{T}{2} = 0.61 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、T : 側壁厚

ql : BOX全幅左端の地盤反力度

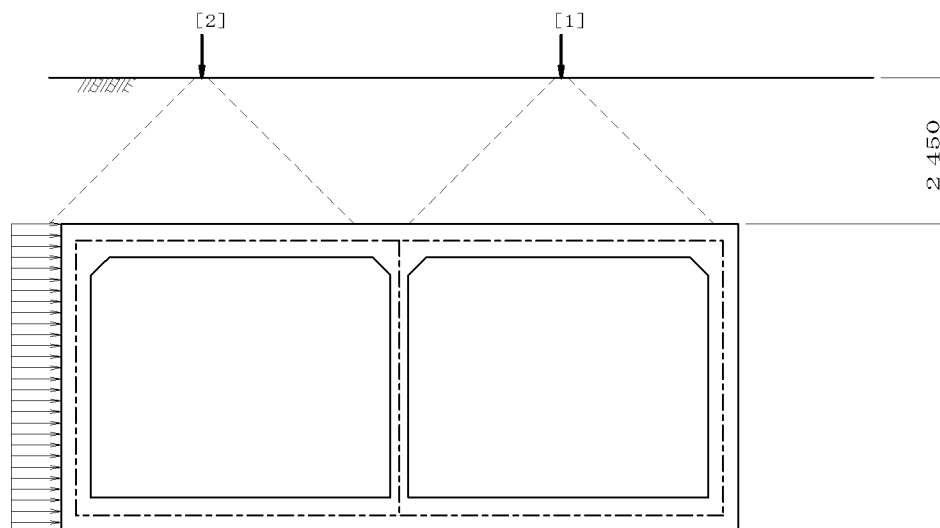
qr : BOX全幅右端の地盤反力度

ql' : 底版軸線左端の地盤反力度

qr' : 底版軸線右端の地盤反力度

1.2.5 活荷重(case-3)

[任意：右支間最大]



活荷重強度

No	L (m)	P (kN/m)	Do (m)	(°)	W (m)	Pv1 (kN/m ²)
1	8.350	72.73	0.200	45.0	5.100	14.26
2	2.350	18.18	0.200	45.0	5.100	3.56

L : BOX左端から、右向きを正とした載荷点までの距離

$$Pv1 = \frac{P}{W}$$

$$W = Do + \frac{2 \times D}{\tan \theta}$$

Pv1 : 換算等分布活荷重 (kN/m²)

P : BOX縦方向単位長さ当りの活荷重 (kN/m)

W : 荷重分布幅 (m)

Do : 接地幅 (m)

D : 路面から等分布活荷重載荷位置までの厚さ = 2.450 (m)

θ : 荷重の分布角度 (°)

載荷荷重

(1) 頂版に作用する鉛直荷重

No	荷重強度 (kN/m ²)	載荷始点 (m)	載荷幅 (m)
1	14.26	5.550	5.100
2	3.56	0.000	4.650

(2) 左側壁に作用する水平荷重 (活荷重土圧)

換算等分布荷重

$$w_l = 3.56 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p = K_o \times w_l = 0.500 \times 3.56 = 1.78 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3) 右側壁に作用する水平荷重（活荷重土圧）

換算等分布荷重

$$w_l = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p = K_o \times w_l = 0.500 \times 0.00 = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

外力集計

項目		V (kN/m)	H (kN/m)	x (m)	y (m)	M (kN.m/m)
頂版	分布1	72.73		8.350		607.30
	分布2	17.47		2.450		42.79
左側壁	分布		9.18		2.575	23.64
右側壁	分布		0.00		2.575	0.00
合計		90.20				673.73

外力集計表では、全幅、全高に作用する全ての荷重を集計している。

地盤反力

(1) 合力の作用位置および偏心距離

$$X = \frac{\sum M}{\sum V} = 7.469 \text{ (m)}$$

$$e = \frac{B}{2} - X = -1.819 \text{ (m)}$$

(2) 地盤反力度（算出方法：全幅）

$$M_e = V \times e = -164.11 \text{ (kN.m/m)}$$

$$q_l = \left(\frac{\sum V}{B} + \frac{6 \times M_e}{B^2} \right) \times 1.000 = 0.27 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_r = \left(\frac{\sum V}{B} - \frac{6 \times M_e}{B^2} \right) \times 1.000 = 15.69 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_l' = q_l + \frac{q_r - q_l}{B} \times \frac{T}{2} = 0.61 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$q_r' = q_r + \frac{q_l - q_r}{B} \times \frac{T}{2} = 15.35 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

ここに、T : 側壁厚

q_l : BOX全幅左端の地盤反力度

q_r : BOX全幅右端の地盤反力度

q_l' : 底版軸線左端の地盤反力度

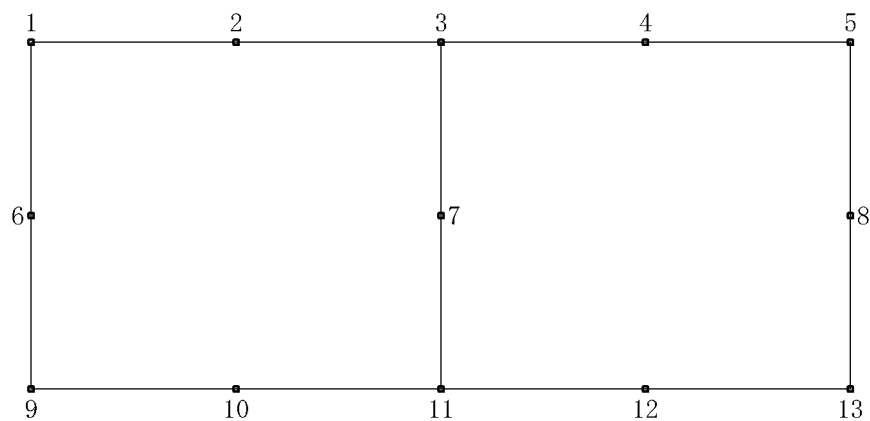
q_r' : 底版軸線右端の地盤反力度

1.3 検討ケース

No	荷 重 名 称
1	死荷重-1
2	死-1+活-1
3	死-1+活-2
4	死-1+活-3

1.4 構造解析モデル

1.4.1 骨組図



1.4.2 格点

No	X(m)	Y(m)
1	0.000	4.575
2	2.700	4.575
3	5.400	4.575
4	8.100	4.575
5	10.800	4.575
6	0.000	2.288
7	5.400	2.288
8	10.800	2.288
9	0.000	0.000
10	2.700	0.000
11	5.400	0.000
12	8.100	0.000
13	10.800	0.000

1.4.3 部材

$$A = 1.0 \times \text{部材厚}$$

$$I = 1.0 \times \text{部材厚}^3 / 12$$

No	始格点	終格点	A(m ²)	I(m ⁴)
1	1	2	0.5500	0.0139
2	2	3	0.5500	0.0139
3	3	4	0.5500	0.0139
4	4	5	0.5500	0.0139
5	1	6	0.5000	0.0104
6	6	9	0.5000	0.0104
7	3	7	0.3000	0.0023
8	7	11	0.3000	0.0023
9	5	8	0.5000	0.0104
10	8	13	0.5000	0.0104
11	9	10	0.6000	0.0180
12	10	11	0.6000	0.0180
13	11	12	0.6000	0.0180
14	12	13	0.6000	0.0180

1.4.4 材質

$$\text{ヤング係数 } E = 2.50 \times 10^7 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{線膨張係数 } = 1.00 \times 10^{-5} \text{ (1/)}$$

1.4.5 支点

(1) 支点ケース1

格点	水平 (kN/m)	鉛直 (kN/m)	回転 (kN.m/rad)
9	-1	-1	0
11	0	0	0
13	0	-1	0

注) -1 : 固定, 0 : 自由

(2) 支点ケース2

格点	水平 (kN/m)	鉛直 (kN/m)	回転 (kN.m/rad)
9	0	-1	0
11	0	0	0
13	-1	-1	0

注) -1 : 固定, 0 : 自由

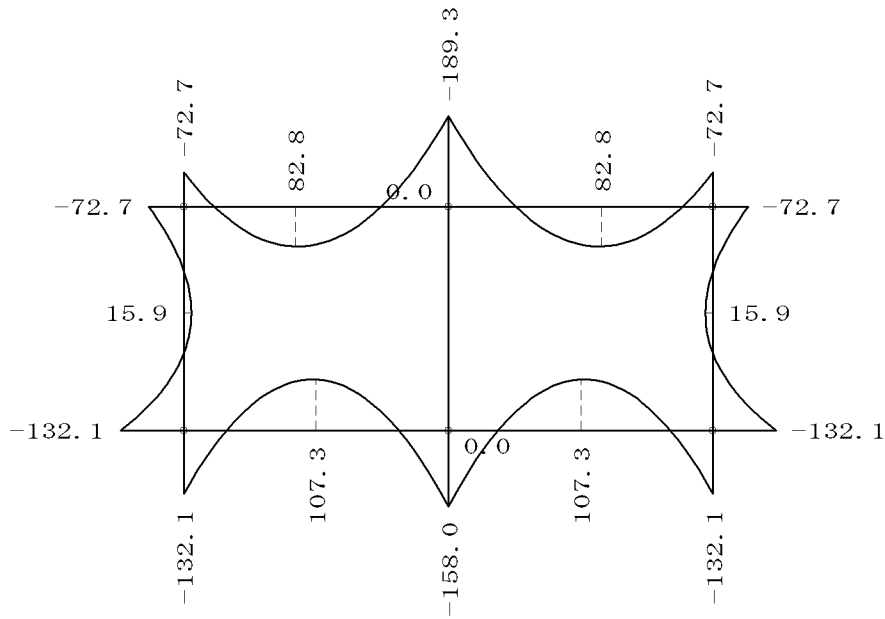
(3)荷重ケースごとの支点ケース

荷重 CASE	荷 重 名 称	支点 CASE
1	死荷重-1	1
2	死-1+活-1	1
3	死-1+活-2	1
4	死-1+活-3	1

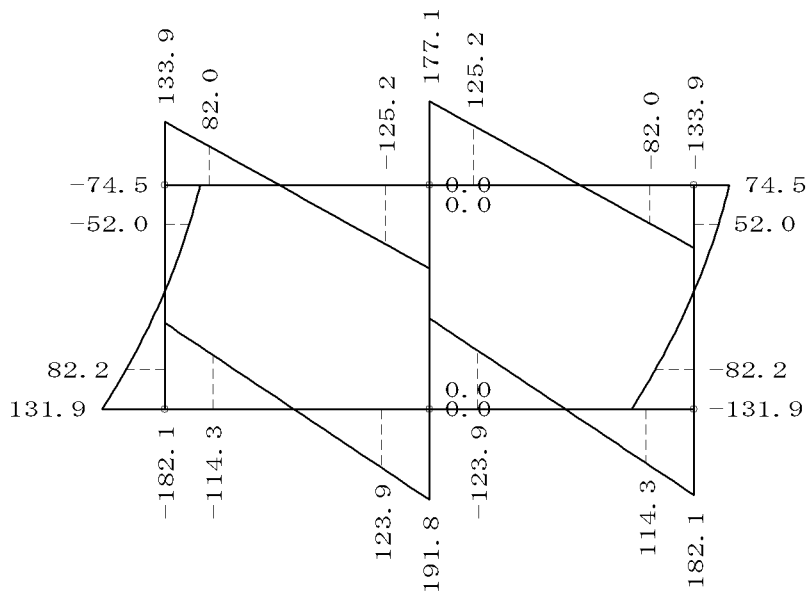
1.5 断面力図

検討ケース 1

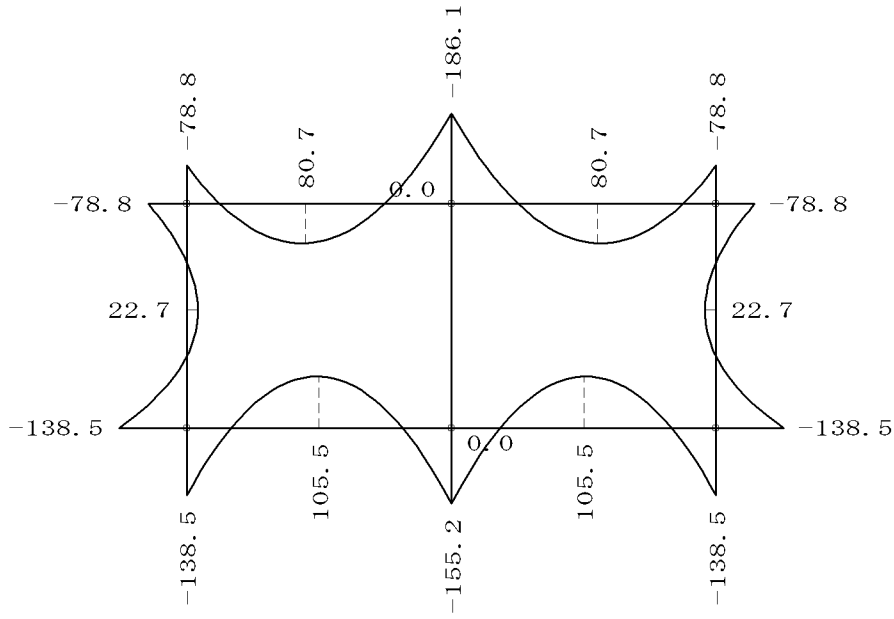
曲げモーメント図



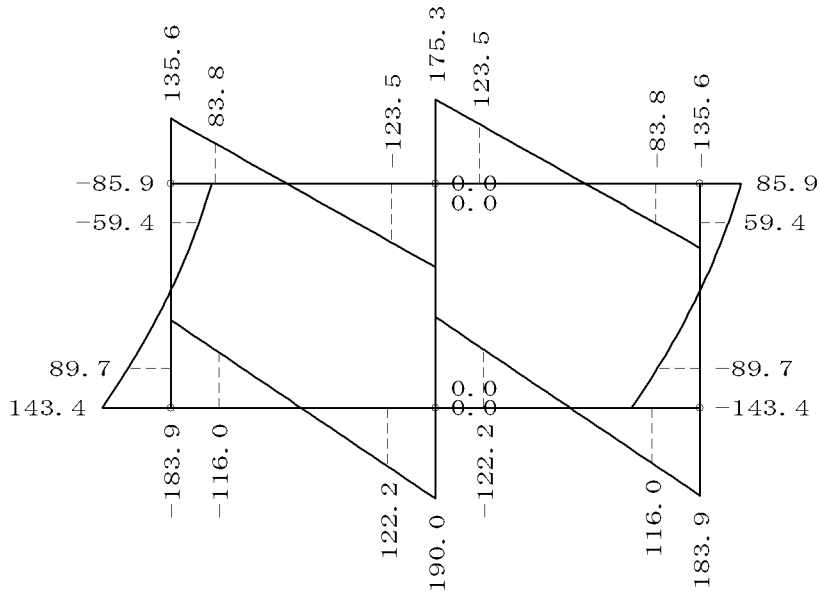
せん断力図



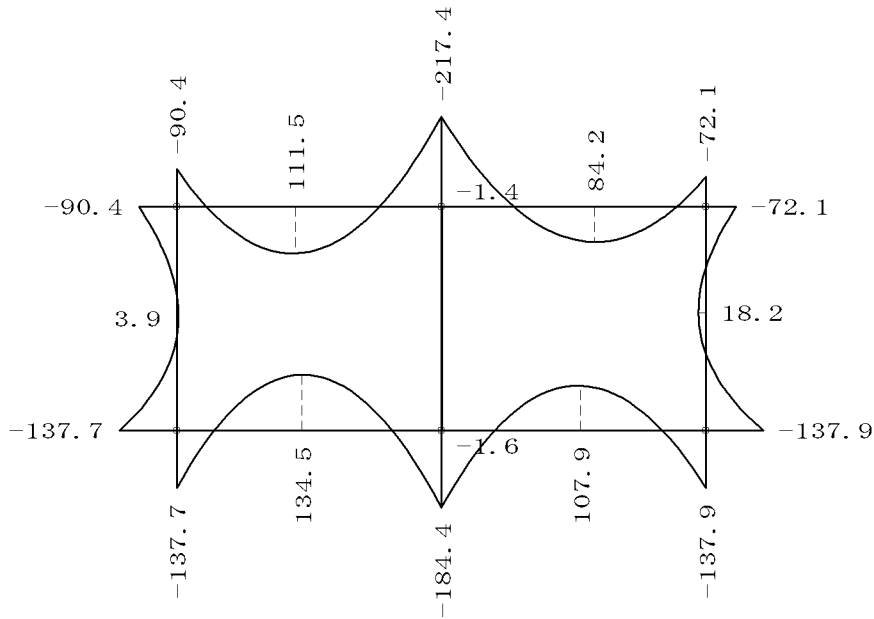
検討ケース 2
曲げモーメント図



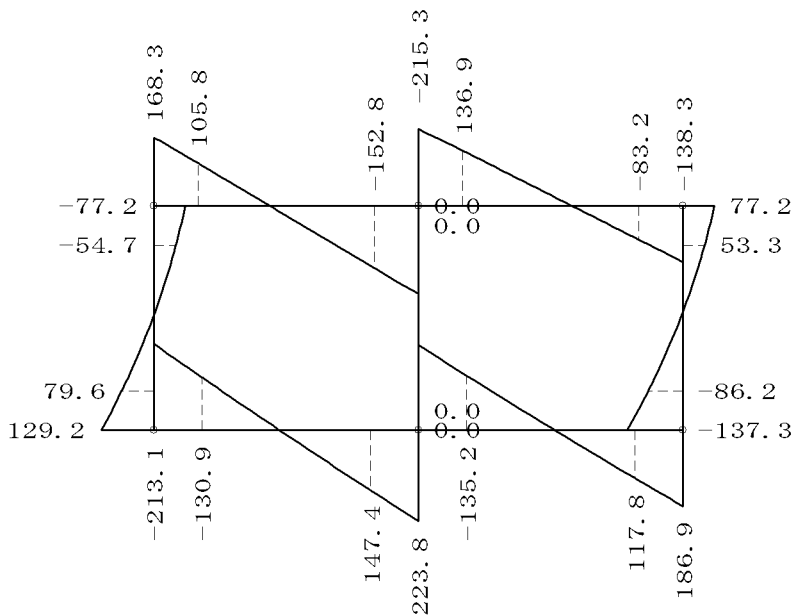
せん断力図



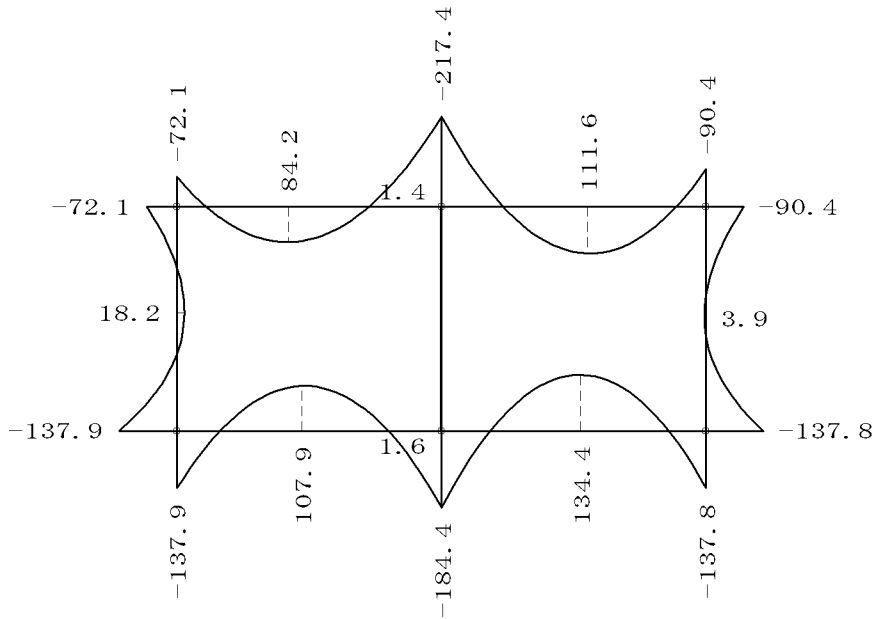
検討ケース 3
曲げモーメント図



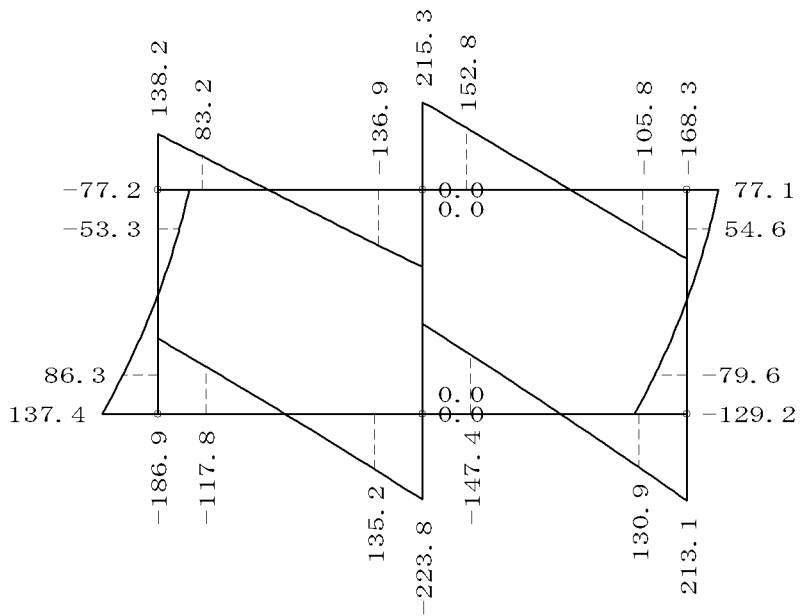
せん断力図



検討ケース 4
 曲げモーメント図



せん断力図



1.6 応力度計算

1.6.1 曲げ応力度

頂 版 (外側引張)

項 目		単 位	左隅角部	左支間部	中隅角部	右支間部	右隅角部
曲げモーメント	M	kN.m	-90.4	0.0	-217.4	0.0	-90.4
軸 力	N	kN	77.2	0.0	77.2	0.0	77.1
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	55.00	55.00	55.00	55.00	55.00
有 効 高	d	cm	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	9.78	0.00	28.22	0.00	9.77
	内側	cm ²	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D— @— D— @— ————	D32 @250 D— @— 31.768	D— @— D— @— ————	D19 @250 D— @— 11.460
	内側	cm ²	D— @— D— @— ————	D22 @250 D— @— 15.484	D— @— D— @— ————	D22 @250 D— @— 15.484	D— @— D— @— ————
中 立 軸	X	cm	12.633	0.000	17.398	0.000	12.633
応 力 度	c	N/mm ²	4.03	0.00	6.77	0.00	4.03
	s	N/mm ²	155.04	0.00	161.12	0.00	154.98
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
	sa	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
検 討 ケ ー ス	—	—	3	—	3	—	4

上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

頂 版 (内側引張)

項 目	単 位	左隅角部	左支間部	中隅角部	右支間部	右隅角部	
曲げモーメント	M	kN.m	0.0	111.5	0.0	111.6	0.0
軸 力	N	kN	0.0	77.2	0.0	77.1	0.0
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	55.00	55.00	55.00	55.00	55.00
有 効 高	d	cm	45.00	45.00	45.00	45.00	45.00
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.00	10.00	10.00	10.00	10.00
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	内側	cm ²	0.00	12.77	0.00	12.78	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D— @— D— @— —————	D32 @250 D— @— ————— 31.768	D— @— D— @— —————	D19 @250 D— @— ————— 11.460
	内側	cm ²	D— @— D— @— —————	D22 @250 D— @— ————— 15.484	D— @— D— @— —————	D22 @250 D— @— ————— 15.484	D— @— D— @— —————
中 立 軸	X	cm	0.000	13.876	0.000	13.876	0.000
応 力 度	c	N/mm ²	0.00	4.46	0.00	4.47	0.00
	s	N/mm ²	0.00	150.20	0.00	150.24	0.00
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	8.00	8.00	8.00	8.00	8.00
	sa	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
検 討 ケ ー ス	—	—	—	3	—	4	—

上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

左側壁

項 目		単 位	上隅角部	支 間 部	下隅角部
			外側引張	内側引張	外側引張
曲げモーメント	M	kN.m	-90.4	22.7	-138.5
軸 力	N	kN	168.3	158.7	184.6
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	50.00	50.00	50.00
有 効 高	d	cm	40.00	40.00	40.00
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.00	10.00	10.00
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.00	10.00	10.00
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	8.54	0.00	21.78
	内側	cm ²	0.00	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D— @— D— @— —	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D13 @250 D— @— 5.068	D13 @250 D— @— 5.068	D13 @250 D— @— 5.068
中 立 軸	X	cm	13.671	32.907	16.950
応 力 度	c	N/mm ²	4.78	0.97	5.71
	s	N/mm ²	137.96	3.15	116.46
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	8.00	8.00	6.00
	sa	N/mm ²	180.00	180.00	180.00
検 討 ケ ー ス	—	—	3	2	2

上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

中 壁

項 目		単 位	上隅角部		下隅角部	
			外側引張	内側引張	外側引張	内側引張
曲げモーメント	M	kN.m	-1.4	1.4	-1.6	1.6
軸 力	N	kN	404.6	404.6	434.0	434.0
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	30.00	30.00	30.00	30.00
有 効 高	d	cm	20.00	20.00	20.00	20.00
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.00	10.00	10.00	10.00
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.00	10.00	10.00	10.00
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	0.00	0.00	0.00	0.00
	内側	cm ²	0.00	0.00	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D13 @250 D— @— 5.068	D13 @250 D— @— 5.068	D13 @250 D— @— 5.068	D13 @250 D— @— 5.068
	内側	cm ²	D13 @250 D— @— 5.068	D13 @250 D— @— 5.068	D13 @250 D— @— 5.068	D13 @250 D— @— 5.068
中 立 軸	X	cm	169.650	169.650	164.657	164.658
応 力 度	c	N/mm ²	1.44	1.44	1.55	1.55
	s	N/mm ²	-19.11	-19.11	-20.47	-20.47
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	8.00	8.00	6.00	6.00
	sa	N/mm ²	-200.00	-200.00	-200.00	-200.00
検 討 ケ ー ス	—	—	3	4	3	4

上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

右側壁

項 目		単 位	上隅角部	支 間 部	下隅角部
			外側引張	内側引張	外側引張
曲げモーメント	M	kN.m	-90.4	22.7	-138.5
軸 力	N	kN	168.3	158.7	184.6
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	50.00	50.00	50.00
有 効 高	d	cm	40.00	40.00	40.00
外側鉄筋かぶり	d1	cm	10.00	10.00	10.00
内側鉄筋かぶり	d2	cm	10.00	10.00	10.00
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	8.53	0.00	21.78
	内側	cm ²	0.00	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D19 @250 D— @— 11.460	D— @— D— @— —	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D13 @250 D— @— 5.068	D13 @250 D— @— 5.068	D13 @250 D— @— 5.068
中 立 軸	X	cm	13.672	32.907	16.950
応 力 度	c	N/mm ²	4.77	0.97	5.71
	s	N/mm ²	137.89	3.15	116.46
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	8.00	8.00	6.00
	sa	N/mm ²	180.00	180.00	180.00
検 討 ケ ー ス	—	—	4	2	2

上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

底 版 (外側引張)

項 目	単 位	左隅角部	左支間部	中隅角部	右支間部	右隅角部	
曲げモーメント	M	kN.m	-138.5	0.0	-184.4	0.0	-138.5
軸 力	N	kN	143.4	0.0	137.4	0.0	143.4
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00
有 効 高	d	cm	49.00	49.00	49.00	49.00	49.00
外側鉄筋かぶり	d1	cm	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00
内側鉄筋かぶり	d2	cm	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	12.91	0.00	19.20	0.00	12.91
	内側	cm ²	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D— @— D— @— —	D25 @250 D— @— 20.268	D— @— D— @— —	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D— @— D— @— —	D22 @250 D— @— 15.484	D— @— D— @— —	D22 @250 D— @— 15.484	D— @— D— @— —
中 立 軸	X	cm	19.106	0.000	16.588	0.000	19.106
応 力 度	c	N/mm ²	4.07	0.00	5.84	0.00	4.07
	s	N/mm ²	95.51	0.00	171.13	0.00	95.51
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	6.00	8.00	6.00	8.00	6.00
	sa	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
検 討 ケ ー ス	—	—	2	—	3	—	2

上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

底 版 (内側引張)

項 目	単 位	左隅角部	左支間部	中隅角部	右支間部	右隅角部	
曲げモーメント	M	kN.m	0.0	134.5	0.0	134.4	0.0
軸 力	N	kN	0.0	137.4	0.0	129.2	0.0
部 材 幅	b	cm	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
部 材 高	h	cm	60.00	60.00	60.00	60.00	60.00
有 効 高	d	cm	49.00	49.00	49.00	49.00	49.00
外側鉄筋かぶり	d1	cm	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00
内側鉄筋かぶり	d2	cm	11.00	11.00	11.00	11.00	11.00
必 要 鉄 筋 量	外側	cm ²	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	内側	cm ²	0.00	12.56	0.00	12.80	0.00
使 用 鉄 筋	外側	cm ²	D29 @250 D— @— 25.696	D— @— D— @— —	D25 @250 D— @— 20.268	D— @— D— @— —	D29 @250 D— @— 25.696
	内側	cm ²	D— @— D— @— —	D22 @250 D— @— 15.484	D— @— D— @— —	D22 @250 D— @— 15.484	D— @— D— @— —
中 立 軸	X	cm	0.000	15.720	0.000	15.539	0.000
応 力 度	c	N/mm ²	0.00	4.67	0.00	4.67	0.00
	s	N/mm ²	0.00	148.26	0.00	150.84	0.00
許 容 応 力 度	ca	N/mm ²	6.00	8.00	6.00	8.00	6.00
	sa	N/mm ²	180.00	180.00	180.00	180.00	180.00
検 討 ケ ー ス	—	—	—	3	—	4	—

上表は、単鉄筋による曲げ応力度計算結果を示す。

1.6.2 せん断応力度

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

b = 100.0 (cm)

部材	照査位置	S (kN)	d (cm)	m (N/mm ²)	a (N/mm ²)	検討ケース	L (m)
頂版	左隅角部	168.3	45.00	0.374	0.780	3	0.000
	左 点	105.8	45.00	0.235	0.390	3	0.900
	右 点	-152.8	45.00	0.340	0.390	3	0.900
	中隅角部	-215.3	45.00	0.479	0.780	3	0.000
	左 点	152.8	45.00	0.340	0.390	4	0.900
	右 点	-105.8	45.00	0.235	0.390	4	0.900
	右隅角部	-168.3	45.00	0.374	0.780	4	0.000
左側壁	上隅角部	-85.9	40.00	0.215	0.780	2	0.000
	上 点	-59.4	40.00	0.148	0.390	2	0.800
	下 点	89.7	40.00	0.224	0.390	2	0.800
	下隅角部	143.4	40.00	0.358	0.780	2	0.000
中壁	上隅角部	0.0	20.00	0.000	0.780	3	0.000
	上 点	0.0	20.00	0.000	0.390	3	0.400
	下 点	0.0	20.00	0.000	0.390	3	0.400
	下隅角部	0.0	20.00	0.000	0.780	3	0.000
右側壁	上隅角部	85.9	40.00	0.215	0.780	2	0.000
	上 点	59.4	40.00	0.148	0.390	2	0.800
	下 点	-89.7	40.00	0.224	0.390	2	0.800
	下隅角部	-143.4	40.00	0.358	0.780	2	0.000
底板	左隅角部	-213.1	49.00	0.435	0.780	3	0.000
	左 点	-130.9	49.00	0.267	0.390	3	0.980
	右 点	147.4	49.00	0.301	0.390	3	0.980
	中隅角部	223.8	49.00	0.457	0.780	3	0.000
	左 点	-147.4	49.00	0.301	0.390	4	0.980
	右 点	130.9	49.00	0.267	0.390	4	0.980
	右隅角部	213.1	49.00	0.435	0.780	4	0.000

注) 点 : せん断応力度照査位置

L : 隅角部格点からの距離

1.7 安定計算

1.7.1 死荷重時の計算

躯体自重

部 位	計 算 式	V (kN/m)	X (m)	M (kN.m/m)
頂 版	$11.300 \times 0.550 \times 24.50$	152.27	5.650	860.31
左側壁	$4.000 \times 0.500 \times 24.50$	49.00	0.250	12.25
中 壁	$4.000 \times 0.300 \times 24.50$	29.40	5.650	166.11
右側壁	$4.000 \times 0.500 \times 24.50$	49.00	11.050	541.45
底 版	$11.300 \times 0.600 \times 24.50$	166.11	5.650	938.52
ハンチ	$1/2 \times 0.300 \times 0.300 \times 24.50$	1.10	0.600	0.66
	$1/2 \times 0.300 \times 0.300 \times 24.50$	1.10	10.700	11.80
	$1/2 \times 0.300 \times 0.300 \times 24.50$	1.10	5.400	5.95
	$1/2 \times 0.300 \times 0.300 \times 24.50$	1.10	5.900	6.50
合 計		450.19	—	2543.56

上載荷重

(1) 路面上載荷重

$$\text{雪荷重} = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{歩道荷重} = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{その他} = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$qd = 0.000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(2) 舗装および盛土

$$\text{舗装} = 1.000 \times 0.000 \times 22.50 = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\text{盛土} = 1.000 \times 2.450 \times 18.00 = 44.10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$wd = 44.10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3) 荷重集計

$$V = (0.000 + 44.10) \times 11.300 = 498.330 \text{ (kN/m)}$$

$$X = \frac{11.300}{2} = 5.650 \text{ (m)}$$

$$M = V \times X = 2815.56 \text{ (kN.m/m)}$$

土圧

(1) [CASE-1]

水平土圧係数

$$\text{左 } K_o = 0.500$$

$$\text{右 } K_o = 0.500$$

左右の水平土圧係数が等しいため、計算を省略する

揚圧・浮力

1) [case-1]

$$\text{外水位} = 0.000 \text{ (m)}$$

集計

(1) [CASE-1]

1) [case-1]

部 位	V (kN/m)	H (kN/m)	M (kN.m/m)
躯体自重	450.19	—	2543.56
上載荷重	498.33	—	2815.56
合 計	948.52	0.00	5359.12

1.7.2 活荷重の計算

(1) 側圧

定型[2]

1) 側壁に作用する水平荷重

左右の水平土圧係数が等しいため、計算を省略する

(2) 左支間最大

任意活荷重

1) 頂版に作用する鉛直荷重

	計 算 式	V (kN/m)	X (m)	M (kN.m/m)
1	14.26 × 5.100	72.73	2.950	214.55
2	3.56 × 4.900	17.47	8.850	154.58
	———— × ————	90.20	————	369.14

2) 側壁に作用する水平荷重

左側壁 $p = 0.500 \times 0.00 = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

右側壁 $p = 0.500 \times 3.56 = 1.78 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

	計 算 式	H (kN/m)	Y (m)	M (kN.m/m)
左側壁	0.00 × 5.150	0.00	2.575	0.00
右側壁	1.78 × 5.150	-9.18	2.575	-23.64
合 計		-9.18	————	-23.64

3) 集 計

	V (kN/m)	H (kN/m)	M (kN.m/m)
頂 版	90.20	————	369.14
側 壁	————	-9.18	-23.64
合 計	90.20	-9.18	345.50

(3) 右支間最大

任意活荷重

1) 頂版に作用する鉛直荷重

	計 算 式	V (kN/m)	X (m)	M (kN.m/m)
1	14.26 × 5.100	72.73	8.350	607.30
2	3.56 × 4.900	17.47	2.450	42.79
	———— × ————	90.20	————	650.09

2) 側壁に作用する水平荷重

左側壁 $p = 0.500 \times 3.56 = 1.78 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

右側壁 $p = 0.500 \times 0.00 = 0.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

	計 算 式	H (kN/m)	Y (m)	M (kN.m/m)
左側壁	1.78×5.150	9.18	2.575	23.64
右側壁	0.00×5.150	0.00	2.575	0.00
合 計		9.18	—	23.64

3) 集 計

	V (kN/m)	H (kN/m)	M (kN.m/m)
頂 版	90.20	—	650.09
側 壁	—	9.18	23.64
合 計	90.20	9.18	673.73

1.7.3 荷重組合せケースの安定計算

(1) 死荷重時(1)

	V (kN/m)	H (kN/m)	M (kN.m/m)
死荷重[case-1]	948.52	0.00	5359.12
合 計	948.52	0.00	5359.12

・合力の作用位置および偏心距離

$$X = \frac{\sum M}{\sum V} = 5.650 \text{ (m)}$$

$$e = \frac{B}{2} - X = 0.000 \text{ (m)}$$

・底面中心におけるモーメント

$$Me = V \times e = 0.00 \text{ (kN.m/m)}$$

・地盤反力度

$$q = \frac{\sum V}{B} \pm \frac{6 \times Me}{B^2} = 83.94 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leq q_a = 300.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

$$= 83.94 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(2) 死-1+活-2

	V (kN/m)	H (kN/m)	M (kN.m/m)
死荷重[case-1]	948.52	0.00	5359.12
活荷重[2]	90.20	-9.18	345.50
合 計	1038.71	-9.18	5704.63

・合力の作用位置および偏心距離

$$X = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = 5.492 \text{ (m)}$$

$$e = \frac{B}{2} - X = 0.158 \text{ (m)}$$

・底面中心におけるモーメント

$$Me = V \times e = 164.11 \text{ (kN.m/m)}$$

・地盤反力度

$$q = \frac{\Sigma V}{B} \pm \frac{6 \times Me}{B^2} = 99.63 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leqq qa=300.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

$$= 84.21 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(3) 死-1+活-3

	V (kN/m)	H (kN/m)	M (kN.m/m)
死荷重[case-1]	948.52	0.00	5359.12
活荷重[3]	90.20	9.18	673.73
合 計	1038.71	9.18	6032.85

・合力の作用位置および偏心距離

$$X = \frac{\Sigma M}{\Sigma V} = 5.808 \text{ (m)}$$

$$e = \frac{B}{2} - X = -0.158 \text{ (m)}$$

・底面中心におけるモーメント

$$Me = V \times e = -164.11 \text{ (kN.m/m)}$$

・地盤反力度

$$q = \frac{\Sigma V}{B} \pm \frac{6 \times Me}{B^2} = 99.63 \text{ (kN/m}^2\text{)} \leqq qa=300.0 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{OK}$$

$$= 84.21 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

1.7.4 結果一覧

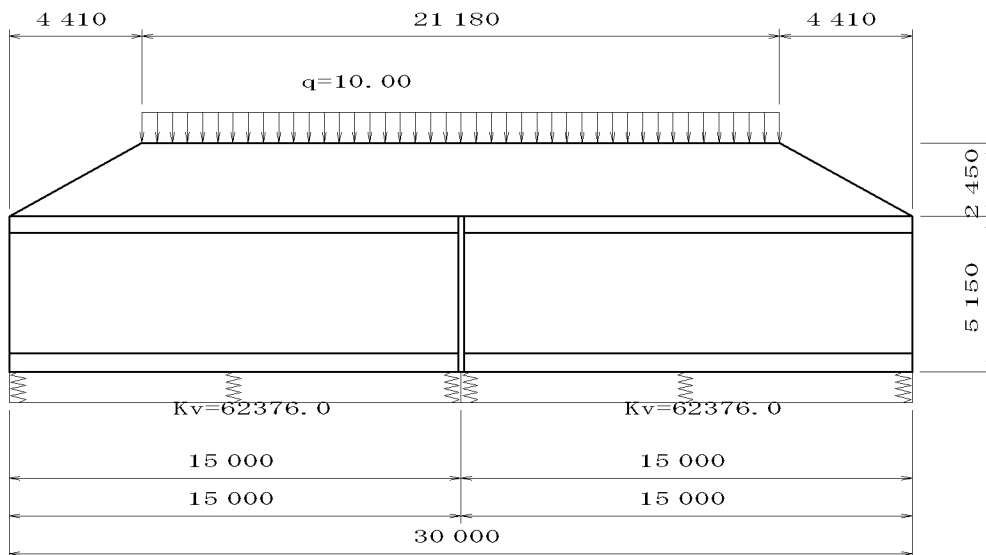
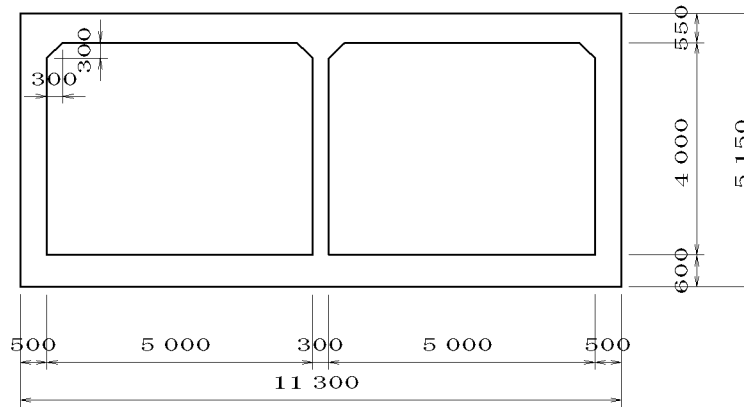
許容支持力度qa = 300.0 (kN/m²)

No	荷重名称	作用力			偏心量 e (m)	地盤反力度 (kN/m ²)		判定
		V (kN)	H (kN)	M(kN.m)		qmax	qmin	
1	死荷重時(1)	948.5	0.0	0.0	0.000	83.940	83.940	OK
2	死-1+活-2	1038.7	-9.2	164.1	0.158	99.633	84.210	OK
3	死-1+活-3	1038.7	9.2	-164.1	-0.158	99.633	84.210	OK

2章 縦方向の計算

2.1 設計条件

(1)形状寸法図



(2)土被り形状

盛土の単位重量 = 18.00 (kN/m³)

座標原点：頂版天端左端

No	X (m)	Y (m)
1	0.000	0.000
2	4.410	2.450
3	25.590	2.450
4	30.000	0.000

(3)材料および許容応力度等

コンクリート	設計基準強度	ck	N/mm ²	24.00
	ヤング係数	Ec	N/mm ²	2.50 × 10 ⁴
	許容曲げ圧縮応力度	ca	N/mm ²	8.00
鉄筋	材質		—	SD345
	許容曲げ引張応力度	sa	N/mm ²	180.00
ヤング係数比		n	—	15.0
断面力の算出間隔			m	1.000
躯体の単位重量		c	kN/m ³	24.50

2.2 断面諸常数

	A(m ²)	y(m)	A・y(m ³)	A・y ² (m ⁴)	Io(m ⁴)
頂版	6.2150	4.8750	30.2981	147.7034	0.1567
底版	6.7800	0.3000	2.0340	0.6102	0.2034
左側壁	2.0000	2.6000	5.2000	13.5200	2.6667
右側壁	2.0000	2.6000	5.2000	13.5200	2.6667
中壁	1.2000	2.6000	3.1200	8.1120	1.6000
ハンチ頂版	0.0900	4.5000	0.4050	1.8225	0.0005
ハンチ底版	0.0000	0.6000	0.0000	0.0000	0.0000
ハンチ中壁上	0.0900	4.5000	0.4050	1.8225	0.0005
ハンチ中壁下	0.0000	0.6000	0.0000	0.0000	0.0000
合計	18.3750	—	46.6621	187.1106	7.2943

断面積 $\Sigma A = 18.3750 \text{ (m}^2\text{)}$

断面二次モーメント

$$Y_e = \frac{\Sigma (A \cdot y)}{\Sigma A} = 2.539 \text{ (m)}$$

$$I = \Sigma (A \cdot y^2) + \Sigma I_o - Y_e^2 \cdot \Sigma A = 75.9094 \text{ (m}^4\text{)}$$

2.3 荷重

(1)躯体自重

断面積 $A = 18.3750 \text{ (m}^2\text{)}$

$$w = A \cdot c = 18.3750 \times 24.50 = 450.19 \text{ (kN/m)}$$

(2)盛土重量

	左端からの距離 (m)	載荷長 (m)	左荷重強度 (kN/m)	右荷重強度 (kN/m)
1	0.000	4.410	0.00	498.33
2	4.410	21.180	498.33	498.33
3	25.590	4.410	498.33	0.00

(3)路面過載荷重

路面荷重強度

$$Q = q \cdot B = 10.00 \times 11.300 = 113.00 \text{ (kN/m)}$$

q : 路面過載荷重強度 (kN/m²)

B : BOX断面方向全幅 (m)

頂版上の載荷荷重

路面載荷幅 Ls = 21.180 (m)

分散幅 左側 = 0.000 (m)

右側 = 0.000 (m)

載荷幅 L = 21.180 (m)

$$\text{分布荷重強度 } Q \cdot \frac{L_s}{L} = 113.00 \text{ (kN/m)}$$

載荷位置(左端からの距離) = 4.410 (m)

2.4 断面力

(1)最大・最小曲げモーメント

ブロック	M (kN.m)		ブロック左端からの距離 (m)	
	Mmax	Mmin	Mmax	Mmin
1	1707.6	0.0	6.000	0.000
2	1707.6	0.0	9.000	15.000

(2)最大・最小せん断力

ブロック	S (kN)		ブロック左端からの距離 (m)	
	Smax	Smin	Smax	Smin
1	409.8	-300.3	3.000	11.000
2	300.3	-409.8	4.000	12.000

(3)着目点での断面力

ブロック 1

ブロック左端からの距離(m)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	0.0	0.0
1.000	148.1	216.3
2.000	439.4	352.9
3.000	827.4	409.8
4.000	1232.5	387.0
5.000	1559.1	237.4
6.000	1707.6	65.1
7.000	1700.4	-74.0
8.000	1570.6	-180.1
9.000	1351.3	-253.1
10.000	1075.4	-293.2

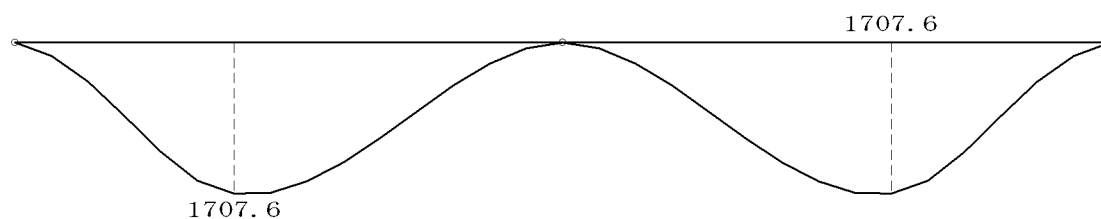
ブロック左端からの距離(m)	M (kN.m)	S (kN)
11.000	775.9	-300.3
12.000	485.8	-274.5
13.000	237.8	-215.9
14.000	65.0	-124.4
15.000	0.0	-0.1

ブロック 2

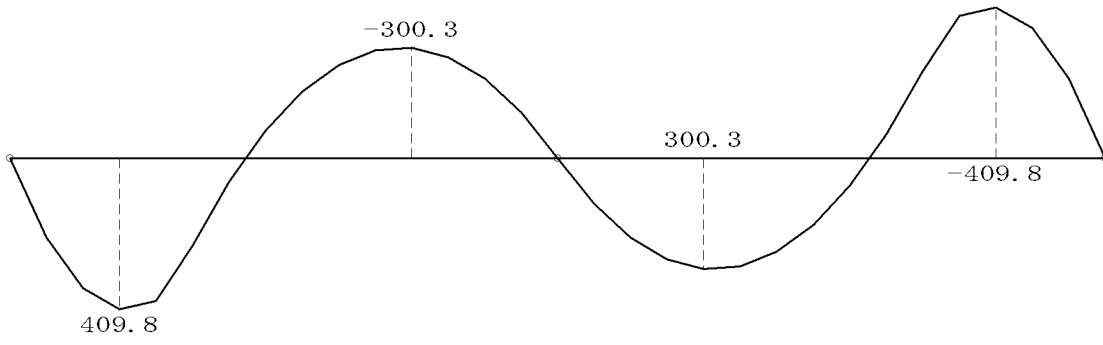
ブロック左端からの距離(m)	M (kN.m)	S (kN)
0.000	0.0	0.0
1.000	65.0	124.4
2.000	237.8	215.9
3.000	485.8	274.5
4.000	775.9	300.3
5.000	1075.4	293.2
6.000	1351.3	253.1
7.000	1570.6	180.1
8.000	1700.4	74.0
9.000	1707.6	-65.1
10.000	1559.1	-237.4
11.000	1232.5	-387.0
12.000	827.4	-409.8
13.000	439.4	-352.9
14.000	148.1	-216.3
15.000	0.0	0.0

2.5 断面力図

2.5.1 曲げモーメント



2.5.2 せん断力



2.6 曲げ応力度

(1)ブロック 1

項		目	単位	Mmax
BOX全幅		BW	cm	1130.0
BOX全高		BH	cm	515.0
頂版厚			cm	55.0
左側壁厚			cm	50.0
中壁厚			cm	30.0
右側壁厚			cm	50.0
底版厚			cm	60.0
上ハンチ	側壁	幅	cm	30.0
		高	cm	30.0
	中壁	幅	cm	30.0
		高	cm	30.0
下ハンチ	側壁	幅	cm	—
		高	cm	—
	中壁	幅	cm	—
		高	cm	—
曲げモーメント		M	kN.m	1707.6
鉄筋量	頂版外側	d1	cm	10.0
		As1	cm ²	D16- 43 85.398
	頂版内側	d2	cm	10.0
		As2	cm ²	D16- 45 89.370
	底版内側	d3	cm	11.0
		As3	cm ²	D16- 45 89.370
	底版外側	d4	cm	11.0
		As4	cm ²	D16- 43 85.398
中立軸位置		X	cm	44.336
ヤング係数比		n	—	15.0
応力度		c	N/mm ²	0.14
		s	N/mm ²	21.67
許容応力度		ca	N/mm ²	8.00
		sa	N/mm ²	180.00

(2)ブロック 2

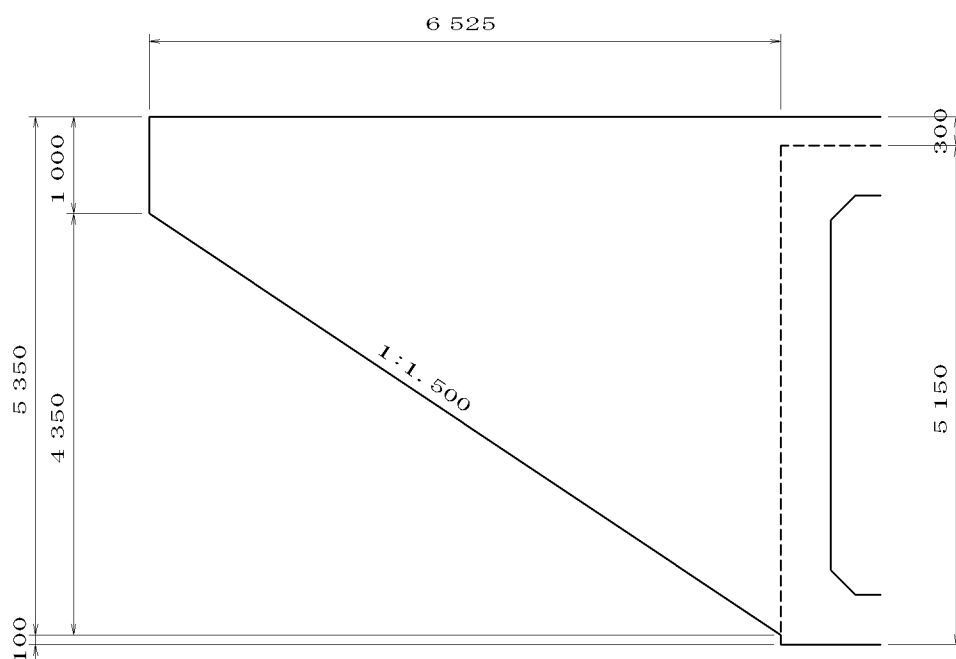
項		目	単位	Mmax
BOX全幅		BW	cm	1130.0
BOX全高		BH	cm	515.0
頂版厚			cm	55.0
左側壁厚			cm	50.0
中壁厚			cm	30.0
右側壁厚			cm	50.0
底版厚			cm	60.0
上ハンチ	側壁	幅	cm	30.0
		高	cm	30.0
	中壁	幅	cm	30.0
		高	cm	30.0
下ハンチ	側壁	幅	cm	—
		高	cm	—
	中壁	幅	cm	—
		高	cm	—
曲げモーメント		M	kN.m	1707.6
鉄筋量	頂版外側	d1	cm	10.0
		As1	cm ²	D16- 43 85.398
	頂版内側	d2	cm	10.0
		As2	cm ²	D16- 45 89.370
底版内側	d3	cm	11.0	
	As3	cm ²	D16- 45 89.370	
底版外側	d4	cm	11.0	
	As4	cm ²	D16- 43 85.398	
中立軸位置		X	cm	44.336
ヤング係数比		n	—	15.0
応力度	c	N/mm ²		0.14
	s	N/mm ²		21.67
許容応力度	ca	N/mm ²		8.00
	sa	N/mm ²		180.00

3章 ウイングの計算

3.1 左口：左ウイング

3.1.1 設計条件

(1)形状寸法図



天端勾配 $i = 0.00000$

勾配 $n = 1 : 1.500$ (天端勾配を含む)

(2)計算条件

コンクリート	設計基準強度	c_k	N/mm^2	24.00
	ヤング係数	E_c	N/mm^2	2.50×10^4
	許容曲げ圧縮応力度	c_a	N/mm^2	8.00
鉄筋	材質			SD345
	許容曲げ引張応力度	s_a	N/mm^2	180.00
ヤング係数比	n			15.0
静止土圧係数	K_0			0.500
土砂の単位重量			kN/m^3	18.00
過載荷重	Q_v		kN/m^2	10.00
過載荷重土砂換算高	$h_o = Q_v /$		m	0.556

3.1.2 断面力計算

(1) 台形部

$$\begin{aligned}
 MA &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot \left\{ \frac{LA^4}{12 \cdot n^2} + \frac{(H_s + h_o)}{3 \cdot n} \cdot LA^3 + \frac{(H_s^2 + 2 \cdot h_o \cdot H_s)}{2} \cdot LA^2 \right\} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot \left\{ \frac{6.525^4}{12 \cdot 1.500^2} + \frac{(1.000 + 0.556)}{3 \cdot 1.500} \cdot 6.525^3 \right. \\
 &\quad \left. + \frac{(1.000^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 1.000)}{2} \cdot 6.525^2 \right\} \\
 &= 936.49 \text{ (kN.m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SA &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot \left\{ \frac{LA^3}{3 \cdot n^2} + \frac{(H_s + h_o)}{n} \cdot LA^2 + (H_s^2 + 2 \cdot h_o \cdot H_s) \cdot LA \right\} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot \left\{ \frac{6.525^3}{3 \cdot 1.500^2} + \frac{(1.000 + 0.556)}{1.500} \cdot 6.525^2 \right. \\
 &\quad \left. + (1.000^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 1.000) \cdot 6.525 \right\} \\
 &= 445.88 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

(2) 設計断面力

$$M = 936.49 \text{ (kN.m)}$$

$$S = 445.88 \text{ (kN)}$$

$$M_m = \frac{M}{h} \cdot \alpha = \frac{936.49}{5.350} \cdot 1.000 = 175.05 \text{ (kN.m/m)}$$

$$S_m = \frac{S}{h} \cdot \alpha' = \frac{445.88}{5.350} \cdot 1.000 = 83.34 \text{ (kN/m)}$$

H_s : 先端のウイング高さ (m)

LA : 台形部分のウイング長 (m)

h_o : 過載荷重土砂換算高 (m)

n : 天端勾配を含めた台形部分の勾配比

MA : 台形部分に作用する土圧による曲げモーメント (kN.m)

SA : 台形部分に作用する土圧によるせん断力 (kN.m)

h : ウイング付根部の有効高さ (m)

: 曲げモーメントの割増係数

' : せん断力の割増係数

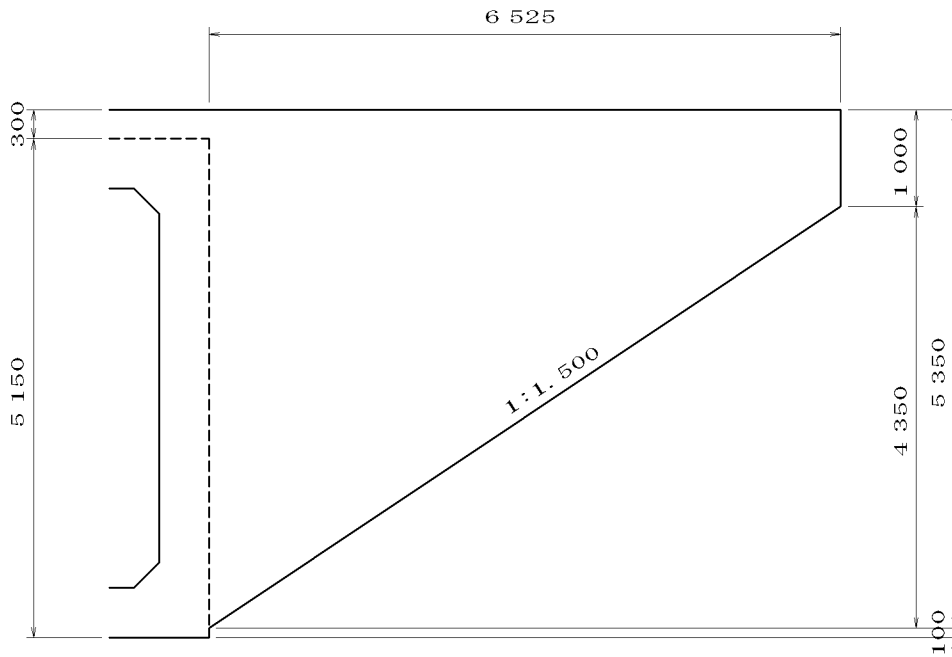
3.1.3 応力度計算

項	目	単位	背面・常時
曲げモーメント	M	kN.m	175.0
せん断力	S	kN	83.3
部材幅	b	cm	100.0
部材高	h	cm	50.0
有効高	d	cm	40.0
ヤング係数比	n	—	15.0
必要鉄筋量	Asr	cm ²	27.660
使用鉄筋量	As	mm cm ²	D32 @250 D— @ — 31.770
	p	—	0.00794
	K	—	0.383
	C	—	5.982
	S	—	9.625
中立軸位置	X	cm	15.332
応力度	c	N/mm ²	6.54
	s	N/mm ²	157.93
		N/mm ²	0.208
許容応力度	ca	N/mm ²	8.00
	sa	N/mm ²	180.00
	a	N/mm ²	0.390

3.2 左口：右ウイング

3.2.1 設計条件

(1)形状寸法図



天端勾配 $i = 0.00000$

勾配 $n = 1 : 1.500$ (天端勾配を含む)

(2)計算条件

コンクリート	設計基準強度	ck	N/mm ²	24.00
	ヤング係数	Ec	N/mm ²	2.50×10^4
	許容曲げ圧縮応力度	ca	N/mm ²	8.00
鉄筋	材質		—	SD345
	許容曲げ引張応力度	sa	N/mm ²	180.00
ヤング係数比	n	—		15.0
静止土圧係数	Ko	—		0.500
土砂の単位重量			kN/m ³	18.00
過載荷重	Qv		kN/m ²	10.00
過載荷重土砂換算高	ho = Qv /		m	0.556

3.2.2 断面力計算

(1) 台形部

$$\begin{aligned}
 MA &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot \left\{ \frac{LA^4}{12 \cdot n^2} + \frac{(H_s + h_o)}{3 \cdot n} \cdot LA^3 + \frac{(H_s^2 + 2 \cdot h_o \cdot H_s)}{2} \cdot LA^2 \right\} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot \left\{ \frac{6.525^4}{12 \cdot 1.500^2} + \frac{(1.000 + 0.556)}{3 \cdot 1.500} \cdot 6.525^3 \right. \\
 &\quad \left. + \frac{(1.000^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 1.000)}{2} \cdot 6.525^2 \right\} \\
 &= 936.49 \text{ (kN.m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SA &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot \left\{ \frac{LA^3}{3 \cdot n^2} + \frac{(H_s + h_o)}{n} \cdot LA^2 + (H_s^2 + 2 \cdot h_o \cdot H_s) \cdot LA \right\} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot \left\{ \frac{6.525^3}{3 \cdot 1.500^2} + \frac{(1.000 + 0.556)}{1.500} \cdot 6.525^2 \right. \\
 &\quad \left. + (1.000^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 1.000) \cdot 6.525 \right\} \\
 &= 445.88 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

(2) 設計断面力

$$M = 936.49 \text{ (kN.m)}$$

$$S = 445.88 \text{ (kN)}$$

$$M_m = \frac{M}{h} \cdot \alpha = \frac{936.49}{5.350} \cdot 1.000 = 175.05 \text{ (kN.m/m)}$$

$$S_m = \frac{S}{h} \cdot \alpha' = \frac{445.88}{5.350} \cdot 1.000 = 83.34 \text{ (kN/m)}$$

H_s : 先端のウイング高さ (m)

LA : 台形部分のウイング長 (m)

h_o : 過載荷重土砂換算高 (m)

n : 天端勾配を含めた台形部分の勾配比

MA : 台形部分に作用する土圧による曲げモーメント (kN.m)

SA : 台形部分に作用する土圧によるせん断力 (kN.m)

h : ウイング付根部の有効高さ (m)

: 曲げモーメントの割増係数

' : せん断力の割増係数

3.2.3 応力度計算

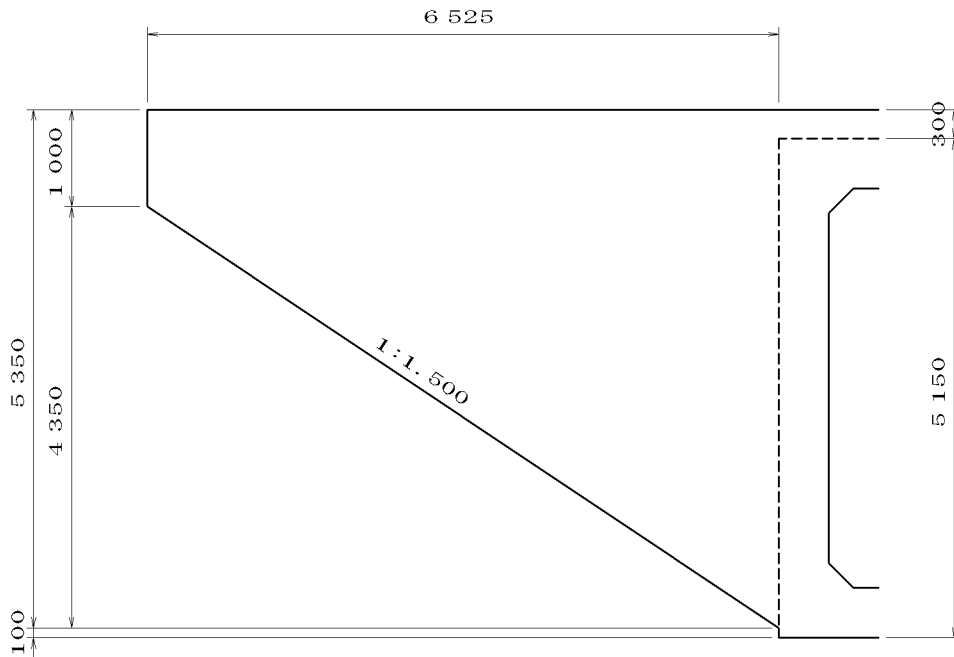
項	目	単位	背面・常時
曲げモーメント	M	kN.m	175.0
せん断力	S	kN	83.3
部材幅	b	cm	100.0
部材高	h	cm	50.0
有効高	d	cm	40.0
ヤング係数比	n	—	15.0
必要鉄筋量	Asr	cm ²	27.660
使用鉄筋量	As	mm cm ²	D32 @250 D— @ — 31.770
	p	—	0.00794
	K	—	0.383
	C	—	5.982
	S	—	9.625
中立軸位置	X	cm	15.332
応力度	c	N/mm ²	6.54
	s	N/mm ²	157.93
		N/mm ²	0.208
許容応力度	ca	N/mm ²	8.00
	sa	N/mm ²	180.00
	a	N/mm ²	0.390

4章 ウイングの計算

4.1 右口：左ウイング

4.1.1 設計条件

(1)形状寸法図



天端勾配 $i = 0.00000$

勾配 $n = 1 : 1.500$ (天端勾配を含む)

(2)計算条件

コンクリート	設計基準強度	c_k	N/mm^2	24.00
	ヤング係数	E_c	N/mm^2	2.50×10^4
	許容曲げ圧縮応力度	c_a	N/mm^2	8.00
鉄筋	材質		—	SD345
	許容曲げ引張応力度	s_a	N/mm^2	180.00
ヤング係数比	n	—		15.0
静止土圧係数	K_0	—		0.500
土砂の単位重量			kN/m^3	18.00
過載荷重	Q_v		kN/m^2	10.00
過載荷重土砂換算高	$h_o = Q_v /$		m	0.556

4.1.2 断面力計算

(1) 台形部

$$\begin{aligned}
 MA &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot \left\{ \frac{LA^4}{12 \cdot n^2} + \frac{(H_s + h_o)}{3 \cdot n} \cdot LA^3 + \frac{(H_s^2 + 2 \cdot h_o \cdot H_s)}{2} \cdot LA^2 \right\} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot \left\{ \frac{6.525^4}{12 \cdot 1.500^2} + \frac{(1.000 + 0.556)}{3 \cdot 1.500} \cdot 6.525^3 \right. \\
 &\quad \left. + \frac{(1.000^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 1.000)}{2} \cdot 6.525^2 \right\} \\
 &= 936.49 \text{ (kN.m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SA &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot \left\{ \frac{LA^3}{3 \cdot n^2} + \frac{(H_s + h_o)}{n} \cdot LA^2 + (H_s^2 + 2 \cdot h_o \cdot H_s) \cdot LA \right\} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot \left\{ \frac{6.525^3}{3 \cdot 1.500^2} + \frac{(1.000 + 0.556)}{1.500} \cdot 6.525^2 \right. \\
 &\quad \left. + (1.000^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 1.000) \cdot 6.525 \right\} \\
 &= 445.88 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

(2) 設計断面力

$$M = 936.49 \text{ (kN.m)}$$

$$S = 445.88 \text{ (kN)}$$

$$M_m = \frac{M}{h} \cdot \alpha = \frac{936.49}{5.350} \cdot 1.000 = 175.05 \text{ (kN.m/m)}$$

$$S_m = \frac{S}{h} \cdot \alpha' = \frac{445.88}{5.350} \cdot 1.000 = 83.34 \text{ (kN/m)}$$

H_s : 先端のウイング高さ (m)

LA : 台形部分のウイング長 (m)

h_o : 過載荷重土砂換算高 (m)

n : 天端勾配を含めた台形部分の勾配比

MA : 台形部分に作用する土圧による曲げモーメント (kN.m)

SA : 台形部分に作用する土圧によるせん断力 (kN.m)

h : ウイング付根部の有効高さ (m)

α : 曲げモーメントの割増係数

α' : せん断力の割増係数

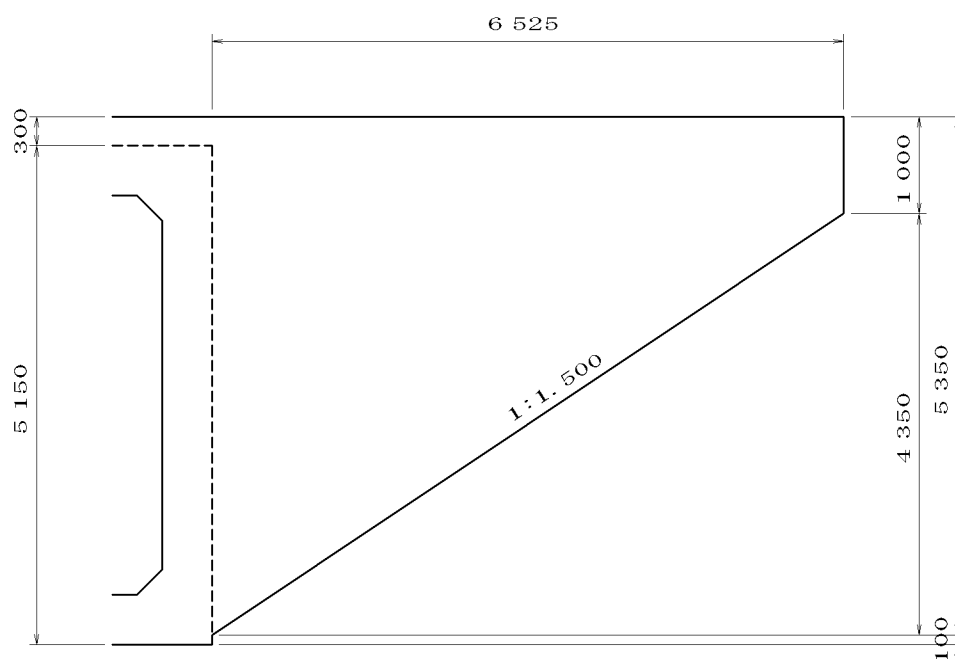
4.1.3 応力度計算

項	目	単位	背面・常時
曲げモーメント	M	kN.m	175.0
せん断力	S	kN	83.3
部材幅	b	cm	100.0
部材高	h	cm	50.0
有効高	d	cm	40.0
ヤング係数比	n	—	15.0
必要鉄筋量	Asr	cm ²	27.660
使用鉄筋量	As	mm cm ²	D32 @250 D— @ — 31.770
	p	—	0.00794
	K	—	0.383
	C	—	5.982
	S	—	9.625
中立軸位置	X	cm	15.332
応力度	c	N/mm ²	6.54
	s	N/mm ²	157.93
		N/mm ²	0.208
許容応力度	ca	N/mm ²	8.00
	sa	N/mm ²	180.00
	a	N/mm ²	0.390

4.2 右口：右ウイング

4.2.1 設計条件

(1)形状寸法図



天端勾配 $i = 0.00000$

勾配 $n = 1 : 1.500$ (天端勾配を含む)

(2)計算条件

コンクリート	設計基準強度	ck	N/mm ²	24.00
	ヤング係数	Ec	N/mm ²	2.50×10^4
	許容曲げ圧縮応力度	ca	N/mm ²	8.00
鉄筋	材質		—	SD345
	許容曲げ引張応力度	sa	N/mm ²	180.00
ヤング係数比	n	—		15.0
静止土圧係数	Ko	—		0.500
土砂の単位重量			kN/m ³	18.00
過載荷重	Qv		kN/m ²	10.00
過載荷重土砂換算高	ho = Qv /		m	0.556

4.2.2 断面力計算

(1) 台形部

$$\begin{aligned}
 MA &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot \left\{ \frac{LA^4}{12 \cdot n^2} + \frac{(H_s + h_o)}{3 \cdot n} \cdot LA^3 + \frac{(H_s^2 + 2 \cdot h_o \cdot H_s)}{2} \cdot LA^2 \right\} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot \left\{ \frac{6.525^4}{12 \cdot 1.500^2} + \frac{(1.000 + 0.556)}{3 \cdot 1.500} \cdot 6.525^3 \right. \\
 &\quad \left. + \frac{(1.000^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 1.000)}{2} \cdot 6.525^2 \right\} \\
 &= 936.49 \text{ (kN.m)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 SA &= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_o \cdot \left\{ \frac{LA^3}{3 \cdot n^2} + \frac{(H_s + h_o)}{n} \cdot LA^2 + (H_s^2 + 2 \cdot h_o \cdot H_s) \cdot LA \right\} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 18.00 \cdot 0.500 \cdot \left\{ \frac{6.525^3}{3 \cdot 1.500^2} + \frac{(1.000 + 0.556)}{1.500} \cdot 6.525^2 \right. \\
 &\quad \left. + (1.000^2 + 2 \cdot 0.556 \cdot 1.000) \cdot 6.525 \right\} \\
 &= 445.88 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

(2) 設計断面力

$$M = 936.49 \text{ (kN.m)}$$

$$S = 445.88 \text{ (kN)}$$

$$M_m = \frac{M}{h} \cdot \alpha = \frac{936.49}{5.350} \cdot 1.000 = 175.05 \text{ (kN.m/m)}$$

$$S_m = \frac{S}{h} \cdot \alpha' = \frac{445.88}{5.350} \cdot 1.000 = 83.34 \text{ (kN/m)}$$

H_s : 先端のウイング高さ (m)

LA : 台形部分のウイング長 (m)

h_o : 過載荷重土砂換算高 (m)

n : 天端勾配を含めた台形部分の勾配比

MA : 台形部分に作用する土圧による曲げモーメント (kN.m)

SA : 台形部分に作用する土圧によるせん断力 (kN.m)

h : ウイング付根部の有効高さ (m)

: 曲げモーメントの割増係数

' : せん断力の割増係数

4.2.3 応力度計算

項	目	単位	背面・常時
曲げモーメント	M	kN.m	175.0
せん断力	S	kN	83.3
部材幅	b	cm	100.0
部材高	h	cm	50.0
有効高	d	cm	40.0
ヤング係数比	n	—	15.0
必要鉄筋量	Asr	cm ²	27.660
使用鉄筋量	As	mm cm ²	D32 @250 D— @ — 31.770
	p	—	0.00794
	K	—	0.383
	C	—	5.982
	S	—	9.625
中立軸位置	X	cm	15.332
応力度	c	N/mm ²	6.54
	s	N/mm ²	157.93
		N/mm ²	0.208
許容応力度	ca	N/mm ²	8.00
	sa	N/mm ²	180.00
	a	N/mm ²	0.390