

容器構造物の構造設計に関する技術情報

環境省 環境再生・資源循環局 廃棄物規制課

令和7年3月

内容

はじめに.....	- 1 -
1. 一般条件.....	- 2 -
1.1 適用基準.....	- 2 -
1.2 材料の単位重量.....	- 2 -
1.3 背面の埋戻し土.....	- 2 -
1.4 土圧.....	- 2 -
1.5 材料強度.....	- 2 -
1.6 支持地盤の条件.....	- 2 -
1.7 許容応力度.....	- 3 -
1.8 設計水平震度.....	- 3 -
1.9 安定条件.....	- 4 -
2. 外的安定計算.....	- 5 -
2.1 荷重.....	- 5 -
2.2 安定計算.....	- 5 -
(1) 許容支持力度.....	- 5 -
(2) 常時.....	- 7 -
(3) 地震時（設計水平震度 $k_h=0.24$ ）.....	- 7 -
(4) 地震時（設計水平震度 $k_h=0.61$ ）.....	- 8 -
3. 構造計算（常時）.....	- 10 -
3.1 側壁.....	- 10 -
(1) 土圧.....	- 10 -
(2) 断面力の算定.....	- 11 -
(3) 応力度の算定.....	- 15 -
3.2 頂版.....	- 16 -
(1) 荷重.....	- 16 -
(2) 断面力の算定.....	- 16 -
(3) 応力度の算定.....	- 19 -
3.3 底版.....	- 20 -
(1) 地盤反力.....	- 20 -
(2) 断面力の算定.....	- 20 -
(3) 応力度の算定.....	- 23 -
4. 構造計算（地震時 $k_h=0.24$ ）.....	- 24 -
4.1 側壁.....	- 24 -
(1) 土圧.....	- 24 -
(2) 断面力の算定.....	- 27 -
(3) 応力度の算定.....	- 31 -
4.2 頂版.....	- 31 -
4.3 底版.....	- 31 -

5. 構造計算（地震時 $k_h=0.61$ ）	- 32 -
5.1 側壁	- 32 -
(1) 土圧.....	- 32 -
(2) 断面力の算定.....	- 35 -
(3) 応力度の算定.....	- 39 -
5.2 頂版	- 39 -
5.3 底版	- 39 -
6. 複数埋め立てる場合の離隔	- 40 -
6.1 崩壊角の算定.....	- 40 -
7. ベントナイト層厚.....	- 42 -

はじめに

本資料は、都道府県知事等による廃水銀等に係る最終処分場の設置・変更等に関する許可事務や廃水銀等処理物に関する処分基準への適合判断、処理業者による設計等に当たっての参考情報とするため、環境省「水銀廃棄物ガイドライン第4版（令和7年3月）」の「3.7.1 最終処分基準」におけるコラム「廃水銀等処理物の埋立処分に関する容器構造物の例」に示す廃水銀等処理物の雨水浸入防止措置に関する構造例（図1）の各種設計条件や、常時／地震時（震度5強～6強程度（設計水平震度 $k_h=0.24$ ）及び震度7程度（設計水平震度 $k_h=0.61$ ））における安定計算、構造計算結果等の技術的情報を示すものである。

ただし、実際に廃水銀等処理物を埋立処分する際には、地域の特性や個別の条件に応じてその構造を適切に設計する必要がある点に留意されたい。また、この構造物の素材や厚さ、大きさ等についても、必ずしもこの例と同様のものに限定されるものではないことを申し添える。

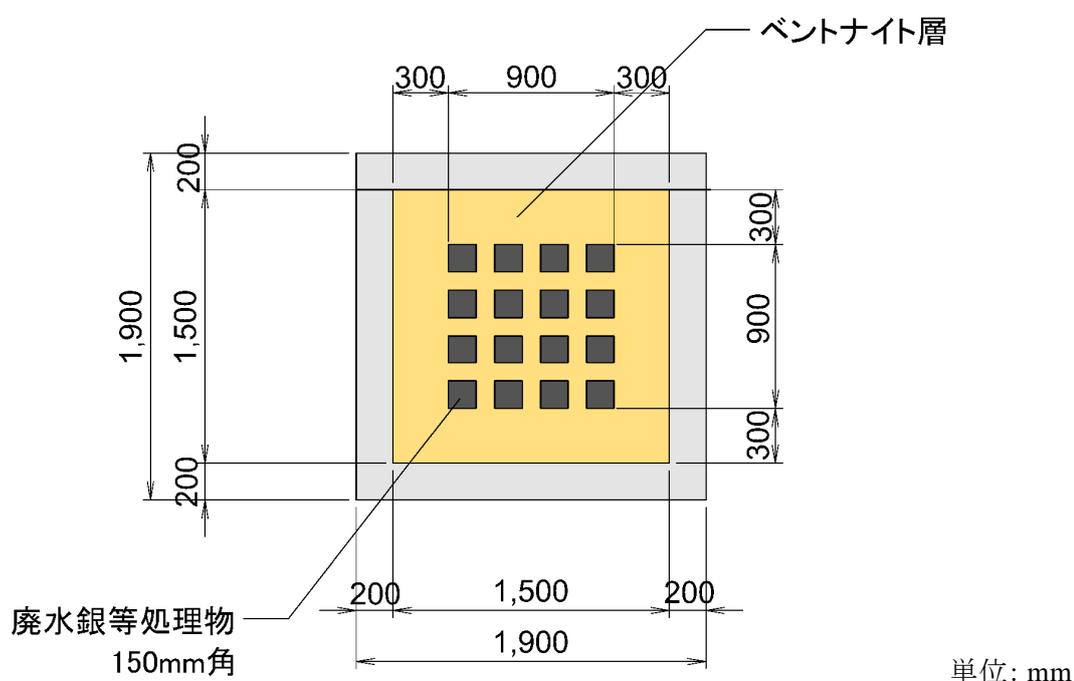


図1 水銀廃棄物ガイドライン（第3版）に示す廃水銀等処理物に関する容器構造物例

図1に示す構造物では、一辺1,900mm、厚さ200mmの箱型の鉄筋コンクリート内部に厚さ300mmのNa型ベントナイトを敷き詰め、その上に一辺150mmの廃水銀等処理物¹を64個（4個×4個×4個）配置している。また、廃水銀等処理物の周囲には厚さ300mm、廃水銀等処理物の間には厚さ100mmのベントナイトを敷き詰めている。なお、この構造物の埋立処分後には、最終処分場の廃止に係る技術上の基準に準じて50cm以上覆土するものとしている。

¹ 水銀廃棄物ガイドライン「3.6.1 中間処理基準」の（1）硫化・固型化を参照すること。

1. 一般条件

図 1 に示す構造例に関する一般条件は以下のとおりである。

1.1 適用基準

- 土木構造物設計マニュアル（案）（平成 11 年 11 月・建設省）
- 道路土工 擁壁工指針（平成 22 年 3 月・日本道路協会）
- 容器構造設計指針・同解説（2010 改訂・日本建築学会）

1.2 材料の単位重量

- 鉄筋コンクリート $\gamma_c=24.0\text{kN/m}^3$
- ベントナイト層 $\gamma_b=17.1\text{kN/m}^3$
- 廃水銀等処理物 $\gamma_h=29.4\text{kN/m}^3$
- 覆土 $\gamma_t=19.0\text{kN/m}^3$

1.3 背面の埋戻し土

- 土質：廃棄物
湿潤単位重量： $\gamma_s=14.7\text{kN/m}^3$
粘着力： $c=30\text{kN/m}^2$
内部摩擦角： $\varphi=29^\circ$

1.4 土圧

- 常時静止土圧 $K_0=0.5$ （道路土工 擁壁工指針）
- 地震時受働土圧 容器構造設計指針・同解説による

1.5 材料強度

- コンクリート $\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$
- 鉄筋 SD345

1.6 支持地盤の条件

解表 4-9 擁壁底面と地盤との間の摩擦係数と付着力

せん断面の条件	支持地盤の種類	摩擦係数 $\mu = \tan \phi_B$	付着力 c_B
岩または礫とコンクリート	岩 盤	0.7	考慮しない
	礫 層	0.6	考慮しない
土と基礎のコンクリートの間に 割栗石または砕石を敷く場合	砂 質 土	0.6	考慮しない
	粘 性 土	0.5	考慮しない

注) プレキャストコンクリートでは、基礎底面が岩盤であっても摩擦係数は0.6を超えないものとする。

出典：道路土工 擁壁工指針

1.7 許容応力度

コンクリートの許容応力度 (単位: N/mm^2)

設計基準強度 $F = 24 \text{ N}/\text{mm}^2$

設計基準強度		計算値		許容値
長期	圧縮	$F \div 3 =$	8.0	8.0
	引張	$F \div 30 =$	0.8	0.8
	せん断	$F \div 30 =$	0.8	0.8
	付着		0.7	0.7
短期	圧縮	$F \div 3 \times 2 =$	16.0	16.0
	引張	$F \div 30 \times 2 =$	1.6	1.6
	せん断	$F \div 30 \times 2 =$	1.6	1.6
	付着	$0.7 \times 2 =$	1.4	1.4

鉄筋の許容応力度 (単位: N/mm^2)

基準強度 $F = 345 \text{ N}/\text{mm}^2$

鉄筋径		径28mm以下のもの			
		計算値		許容値	
長期	圧縮	$F \div 1.5 =$	230	215 (195)	
		最大値	215 (195)		
	引張	せん断補強筋以外	$F \div 1.5 =$	230	215 (195)
			最大値	215 (195)	
引張	せん断補強筋	$F \div 1.5 =$	230	195 (195)	
		最大値	195 (195)		
短期	圧縮	$F =$	345	345	
	引張	せん断補強筋以外	$F =$	345	345
引張	せん断補強筋	$F =$	345	345	

() は径28mmを超える鉄筋

1.8 設計水平震度

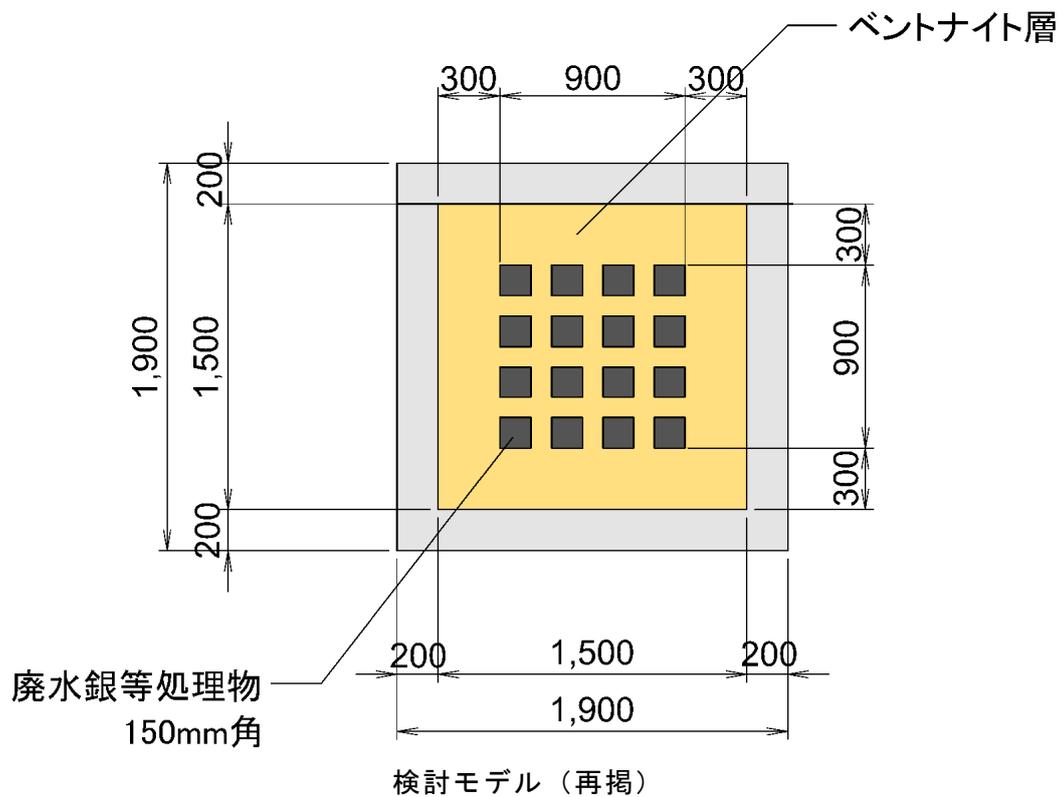
$k_h=0.24$ (容器構造設計指針・同解説)

$k_h=0.61$

なお、気象庁「計測震度算出方法」に基づくと、 $k_h=0.24$ は震度 5 強～ 6 弱程度、 $k_h=0.61$ は震度 7 程度に相当する。

1.9 安定条件

- | | | |
|-------------|-----|-------------------------|
| □ 偏心量の許容値 | 常時 | 偏心距離 $e < B/6$ (B: 底版幅) |
| | 地震時 | 〃 $e < B/3$ |
| □ 転倒に対する安全率 | 常時 | $F_s = 1.5$ |
| | 地震時 | $F_s = 1.0$ |
| □ 滑動に対する安全率 | 常時 | $F_s = 1.5$ |
| | 地震時 | $F_s = 1.0$ |



2. 外的安定計算

既存埋立廃棄物層の上部に廃水銀等処理物を埋立処分する場合は、その支持地盤に十分な強度があるかを事前に確認する必要がある。そこで、図 1 に示す廃水銀等処理物を収めた構造物が既存埋立廃棄物層の上部に設置され、周囲及び上部に廃棄物が埋め立てられていない状態における外的安定計算を行い、支持地盤の強度を検証する。

2.1 荷重

廃水銀等処理物を収めた構造物（躯体、ベントナイト層、廃水銀等処理物）に係る自重を以下に示す。

- ① 躯体 $W_1=(1.90 \times 1.90 \times 1.90 - 1.50 \times 1.50 \times 1.50) \times 24.0$ =83.6kN
作用位置 $x=1.90/2=0.95\text{m}$ $y=1.90/2=0.95\text{m}$
- ② ベントナイト層 $W_2=(1.50 \times 1.50 \times 1.50 - 0.15 \times 0.15 \times 0.15 \times 64) \times 17.1$ =54.0kN
作用位置 $x=1.90/2=0.95\text{m}$ $y=0.20+1.50/2=0.95\text{m}$
- ③ 廃水銀等処理物 $W_3=0.15 \times 0.15 \times 0.15 \times 64 \times 29.4$ =6.4kN
作用位置 $x=1.90/2=0.96\text{m}$ $y=0.20+0.30+0.90/2=0.95\text{m}$

2.2 安定計算

(1) 許容支持力度

許容支持力度は下式によって算定する。

長期許容支持力度（常時）

$$q_a = \frac{1}{3} \left(\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \right)$$

短期許容支持力度（地震時）

$$q_a = \frac{1}{2} \left(\alpha \cdot c \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q \right)$$

ここに、 q_a ：許容支持力度（kN/m²）

c ：基礎荷重面下にある地盤の粘着力（kN/m²）

γ_1 ：基礎荷重面下にある地盤の単位重量（kN/m³）

γ_2 ：基礎荷重面より上にある地盤の単位重量（kN/m³）

α, β ：形状係数 $\alpha=1+0.2B/L$, $\beta=0.5-0.2B/L$

N_c, N_γ, N_q ：内部摩擦角から求めた支持力係数

φ ：地盤の内部摩擦角（度）

D_f ：基礎に近接した最低地盤面から基礎荷重面までの深さ（m）

B ：基礎幅（m）

L ：奥行幅（m）

既存埋立廃棄物層の支持力係数として以下の値を使用する。

内部摩擦角 (°)	Nc	Nr	Nq	内部摩擦角 (°)	Nc	Nr	Nq
0	5.1	0.0	1.0	21	16.0	3.7	7.3
1	5.4	0.0	1.1	22	17.2	4.5	8.1
2	5.7	0.0	1.2	23	18.3	5.2	9.0
3	5.9	0.1	1.4	24	19.5	6.0	9.8
4	6.2	0.1	1.5	25	20.7	6.8	10.7
5	6.5	0.1	1.6	26	22.4	8.3	12.0
6	6.9	0.2	1.8	27	24.1	9.7	13.4
7	7.2	0.2	2.0	28	25.8	11.2	14.7
8	7.6	0.3	2.1	29	28.2	13.9	16.8
9	7.9	0.3	2.3	30	30.7	16.6	19.0
10	8.3	0.4	2.5	31	33.1	19.3	21.1
11	8.8	0.5	2.8	32	35.5	22.0	23.2
12	9.4	0.7	3.1	33	39.3	27.6	26.9
13	9.9	0.8	3.3	34	43.1	33.2	30.5
14	10.5	1.0	3.6	35	46.8	38.8	34.2
15	11.0	1.1	3.9	36	50.6	44.4	37.8
16	11.8	1.5	4.4	37	56.8	56.7	44.4
17	12.5	1.8	4.9	38	63.0	69.1	51.0
18	13.3	2.2	5.4	39	69.1	81.4	57.6
19	14.0	2.5	5.9	40以上	75.3	93.7	64.2
20	14.8	2.9	6.4				

出典：国土交通省告示第 1113 号を加工

上記に基づく既存埋立廃棄物層の許容支持力度の算定結果は以下のとおりである。既存埋立廃棄物層の許容支持力度は、常時は 377.2kN/m²、地震時は 754.4kN/m²である。

	単 位	常 時	地 震 時
ϕ	°	29.0	29.0
α	—	1.200	1.200
β	—	0.300	0.300
γ_1	kN/m ³	14.7	14.7
γ_2	kN/m ³	14.7	14.7
c	kN/m ²	30.0	30.0
D _f	m	0.00	0.00
B	m	1.90	1.90
N _c	—	28.2	28.2
N _{γ}	—	13.9	13.9
N _q	—	16.8	16.8
$\alpha \cdot c \cdot N_c$	kN/m ²	1015.2	1015.2
$\beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma$	kN/m ²	116.5	116.5
$\gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q$	kN/m ²	0.0	0.0
q _d	kN/m ²	1131.7	1131.7
n	—	3.0	1.5
q _a	kN/m ²	377.2	754.4

次に、廃水銀等処理物を収めた構造物に関する常時/地震時 ($k_h=0.24/k_h=0.61$) における外的安定性を確認する。支持力については、廃水銀等処理物を収めた構造物による地盤応力を算定し、既存埋立廃棄物層の許容支持力度と比較することで、その安定性を確認する。

(2) 常時

① 荷重集計

$$V = \Sigma W = 157.5 \text{ kN}$$

② 安定検討

水平力がゼロのため転倒・滑動は省略

□ 支持力

$$q = \frac{\Sigma W}{A} = \frac{144.0}{1.90 \times 1.90} = 39.9 \text{ kN/m}^2 < q_a = 377.2 \text{ kN/m}^2 \text{ OK}$$

荷重集計 常時

荷重		鉛直方向			水平方向		
		鉛直力 W (kN)	作用位置 x (m)	モーメント W · x (kN · m)	水平力 H (kN)	作用位置 y (m)	モーメント H · y (kN · m)
① 躯体	W1	83.6	0.95	79.4			
② ベントリ付層	W2	54.0	0.95	51.3			
③ 廃水銀等処理物	W3	6.4	0.95	6.1			
計		144.0		136.8	0.00		0.00

廃水銀等処理物を収めた構造物による地盤応力が、既存埋立廃棄物層の許容支持力度を下回っているため、常時においては、既存埋立廃棄物層には支持地盤として十分な強度を有していると言える。

(3) 地震時 (設計水平震度 $k_h=0.24$)

① 荷重集計

$$W = \Sigma W = 144.0 \text{ kN}$$

$$H = \Sigma H = -34.6 \text{ kN}$$

$$M = \Sigma H \cdot y = -32.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

② 安定検討

□ 転倒

$$\begin{aligned} \text{合力の作用位置 } x &= (\Sigma W \cdot x + \Sigma H \cdot y) / \Sigma W \\ &= (136.8 + -32.9) / 144.0 \\ &= 0.72 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{偏心距離 } e = B/2 - x$$

$$=1.90/2-0.72$$

$$=0.23\text{m} < B/3=1.90/3=0.63\text{m} \quad \text{OK}$$

躯体つま先における転倒安全率

$$F_s = \frac{\Sigma W \cdot x}{\Sigma H \cdot y} = \frac{144.0}{32.9} = 4.4 > 1.0 \quad \text{OK}$$

□ 滑動

$$F_s = \frac{\mu \cdot \Sigma W}{\Sigma H} = \frac{0.5 \times 144.0}{34.9} = 2.1 > 1.0 \quad \text{OK}$$

□ 支持力

$$q = \frac{\Sigma W}{A} \left(1 \pm 6 \frac{e}{B}\right) = \frac{144.0}{1.90 \times 1.90} \left(1 \pm 6 \times \frac{0.23}{1.90}\right)$$

$$= 68.9\text{kN/m}^2, \quad 10.9\text{kN/m}^2 < q_a = 754.4\text{kN/m}^2 \quad \text{OK}$$

荷重集計 地震時

設計水平震度 $k_h = 0.24$

荷重		鉛直方向			水平方向		
		鉛直力 W (kN)	作用位置 x (m)	モーメント W · x (kN · m)	水平力 H (kN)	作用位置 y (m)	モーメント H · y (kN · m)
①躯体	W1	83.6	0.95	79.4	-20.1	0.95	-19.1
②ベントナ付層	W2	54.0	0.95	51.3	-13.0	0.95	-12.4
③廃水銀等処理物	W3	6.4	0.95	6.1	-1.5	0.95	-1.4
計		144.0		136.8	-34.6		-32.9

震度5強～6弱程度の地震時（設計水平震度 $k_h=0.24$ ）においては、転倒、滑動、支持力のいずれにおいても安定性を確認した。

(4) 地震時（設計水平震度 $k_h=0.61$ ）

①荷重集計

$$W = \Sigma W = 144.0\text{kN}$$

$$H = \Sigma H = -87.8\text{kN}$$

$$M = \Sigma H \cdot y = -83.5\text{kN} \cdot \text{m}$$

②安定検討

□ 転倒

$$\text{合力の作用位置 } x = (\Sigma W \cdot x + \Sigma H \cdot y) / \Sigma W$$

$$= (136.8 + -83.5) / 144.0$$

$$= 0.37\text{m}$$

$$\text{偏心距離 } e = B/2 - x$$

$$= 1.90/2 - 0.37$$

$$= 0.58\text{m} < B/3 = 1.90/3 = 0.63\text{m} \quad \text{OK}$$

躯体つま先における転倒安全率

$$F_s = \frac{\Sigma W \cdot x}{\Sigma H \cdot y} = \frac{144.0}{83.5} = 1.7 > 1.0 \quad OK$$

□ 滑動

$$F_s = \frac{\mu \cdot \Sigma W}{\Sigma H} = \frac{0.5 \times 144.0}{87.8} = 0.8 < 1.0 \quad OUT$$

□ 支持力

$$q = \frac{\Sigma W}{A} \left(1 \pm 6 \frac{e}{B} \right) = \frac{144.0}{1.90 \times 1.90} \left(1 \pm 6 \times \frac{0.58}{1.90} \right)$$

$$= 113.0 \text{ kN/m}^2, \quad -33.2 \text{ kN/m}^2 < q_a = 754.4 \text{ kN/m}^2 \quad OK$$

荷重集計 地震時

設計水平震度 $k_h = 0.61$

荷重		鉛直方向			水平方向		
		鉛直力 W (kN)	作用位置 x (m)	モーメント W · x (kN · m)	水平力 H (kN)	作用位置 y (m)	モーメント H · y (kN · m)
① 躯体	W1	83.6	0.95	79.4	-51.0	0.95	-48.5
② ベントナ付層	W2	54.0	0.95	51.3	-32.9	0.95	-31.3
③ 廃水銀等処理物	W3	6.4	0.95	6.1	-3.9	0.95	-3.7
計		144.0		136.8	-87.8		-83.5

震度 7 程度の地震時（設計水平震度 $k_h=0.61$ ）においては、転倒、支持力についての安定性を確認したが、滑動する可能性がある。

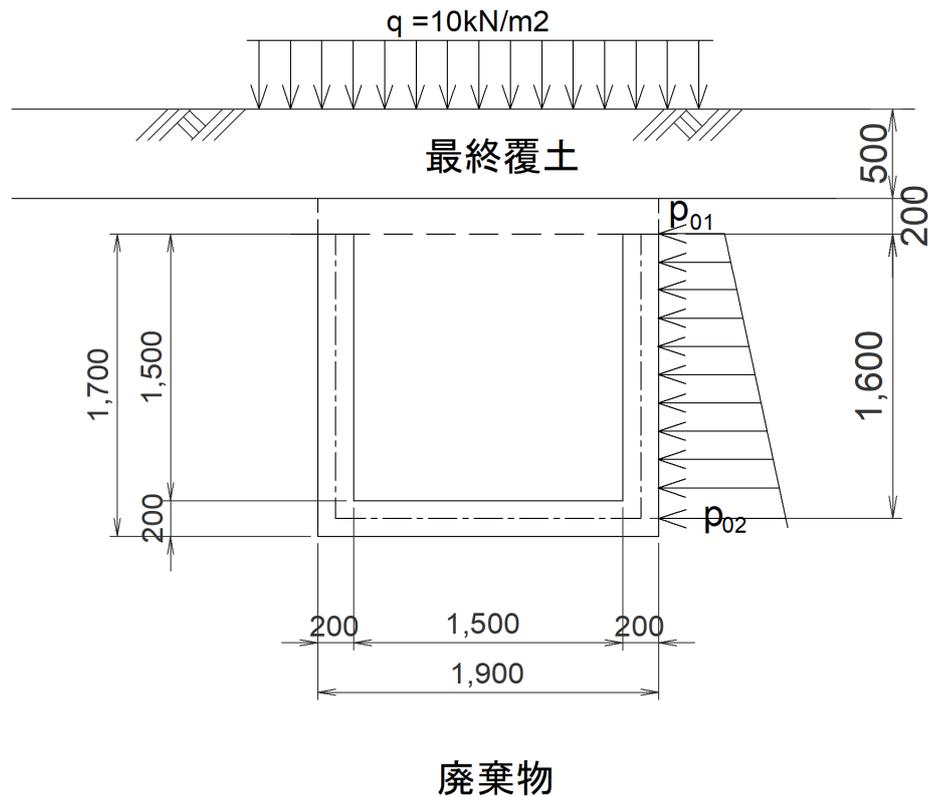
そのため、震度 7 程度の地震時を想定する必要がある場合は、廃水銀等処理物を取めた容器構造物を設置した後は、その周囲を速やかに廃棄物等で埋め立てるなどの配慮が求められる。

3. 構造計算（常時）

廃水銀等処理物を収めた構造物の上部に最終処分場の廃止に係る技術上の基準に準じて 0.5m の最終覆土を施すものとして、当該構造物に作用する荷重及び土圧を設定した上で、常時における構造計算を行う。なお、最終覆土上に重機荷重として 10kN/m² を考慮している。

3.1 側壁

(1) 土圧



□ 土圧係数

静止土圧係数として $K_0=0.5$ を用いる。

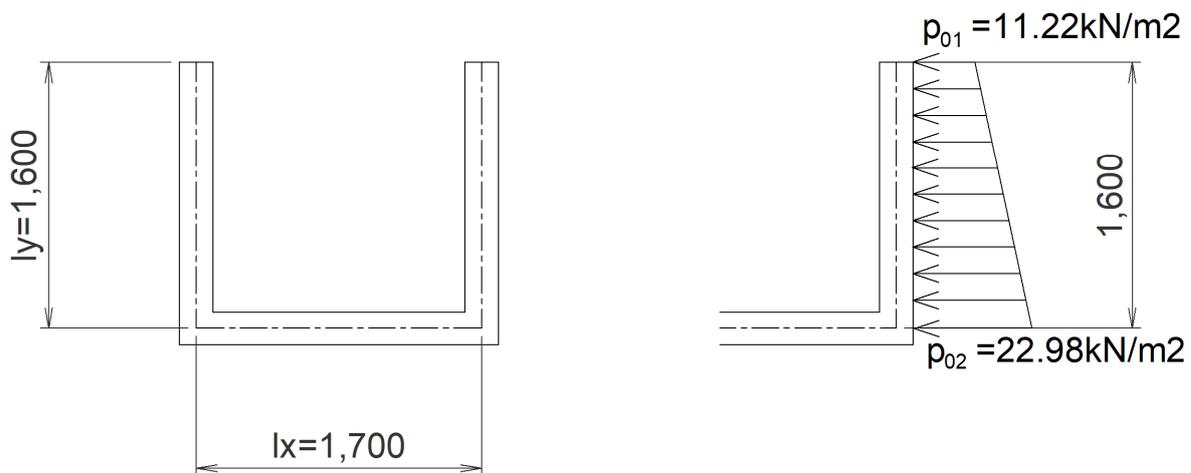
□ 静止土圧

$$p_{01} = K_0(q + \gamma \cdot h)$$

$$= 0.5 \times (10.0 + 19.0 \times 0.50 + 14.7 \times 0.2) = 11.22 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{02} = 0.5 \times (10.0 + 19.0 \times 0.50 + 14.7 \times 1.80) = 22.98 \text{ kN/m}^2$$

(2) 断面力の算定



①算定条件

3 辺固定スラブとして断面力を算定する。

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{1.60}{1.70} = 0.94$$

長方形荷重 $W_1=11.22\text{kN/m}^2$

三角形荷重 $W_2=22.98-11.22=11.76\text{kN/m}^2$

②算定結果（詳細は、次頁以降の「3 辺固定スラブの計算」参照）

□ 水平方向

端部モーメント $M_{x1}=2.983\text{kN}\cdot\text{m}$

中央部モーメント $M_{x2}=0.558\text{kN}\cdot\text{m}$

端部せん断力 $Q_{x1}=14.297\text{kN}$

□ 鉛直方向

端部モーメント $M_{y3}=3.633\text{kN}\cdot\text{m}$

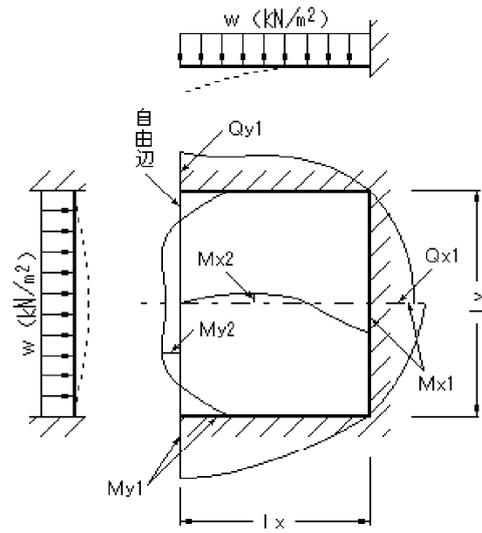
中央部モーメント $M_{y2}=1.595\text{kN}\cdot\text{m}$

端部せん断力 $Q_{y1}=14.757\text{kN}$

3辺固定スラブの計算(等分布荷重)

(1)条件

$$\begin{aligned} w &= 11.220 \text{ kN/m}^2 \\ L_x &= 1.600 \text{ m} \\ L_y &= 1.700 \text{ m} \\ L_y/L_x &= 1.063 \\ w \cdot L_x &= 17.95 \\ w \cdot L_x^2 &= 28.72 \end{aligned}$$



(2)曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{x1} &= 0.063 \times w \cdot L_x^2 = 1.809 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{x2\text{max}} &= 0.010 \times w \cdot L_x^2 = 0.287 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{y1} &= 0.094 \times w \cdot L_x^2 = 2.700 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{y2} &= 0.044 \times w \cdot L_x^2 = 1.264 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(3)せん断力

$$\begin{aligned} Q_{x1} &= 0.44 \times w \cdot L_x = 7.898 \text{ kN} \\ Q_{y1} &= 0.56 \times w \cdot L_x = 10.052 \text{ kN} \end{aligned}$$

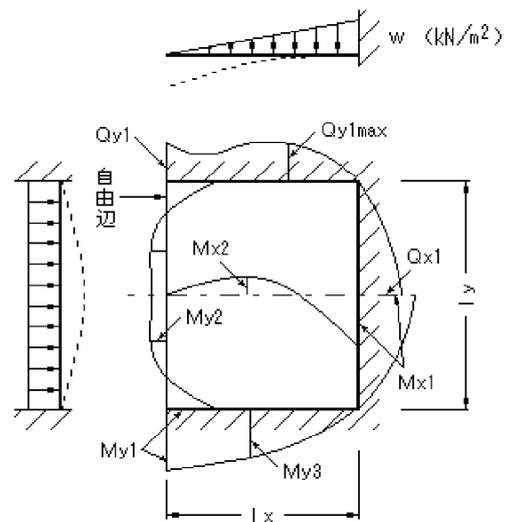
2d点のせん断力補正

$$\begin{aligned} Q_{x1}' &= 7.898 \times \left(1 - \frac{2 \times 0.10}{1.600} \right) = 6.911 \text{ kN} \\ Q_{y1}' &= 10.052 \times \left(1 - \frac{2 \times 0.10}{0.850} \right) = 7.687 \text{ kN} \end{aligned}$$

(等変分布荷重)

(1)条件

$$\begin{aligned}w &= 11.760 \text{ kN/m}^2 \\L_x &= 1.600 \text{ m} \\L_y &= 1.700 \text{ m} \\L_y/L_x &= 1.063 \\w \cdot L_x &= 18.82 \\w \cdot L_x^2 &= 30.11\end{aligned}$$



(2)曲げモーメント

$$\begin{aligned}M_{x1} &= 0.039 \times w \cdot L_x^2 = 1.174 \text{ kN}\cdot\text{m} \\M_{x2\text{max}} &= 0.009 \times w \cdot L_x^2 = 0.271 \text{ kN}\cdot\text{m} \\M_{y1} &= 0.018 \times w \cdot L_x^2 = 0.542 \text{ kN}\cdot\text{m} \\M_{y2\text{max}} &= 0.011 \times w \cdot L_x^2 = 0.331 \text{ kN}\cdot\text{m} \\M_{y3\text{max}} &= 0.031 \times w \cdot L_x^2 = 0.933 \text{ kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

(3)せん断力

$$\begin{aligned}Q_{x1} &= 0.34 \times w \cdot L_x = 6.399 \text{ kN} \\Q_{y1} &= 0.06 \times w \cdot L_x = 1.129 \text{ kN} \\Q_{y1\text{max}} &= 0.25 \times w \cdot L_x = 4.705 \text{ kN}\end{aligned}$$

2d点のせん断力補正

$$Q_{x1}' = 6.399 \times \left(1 - \frac{2 \times 0.10}{1.600}\right) = 5.599 \text{ kN}$$

$$Q_{y1}' = 4.705 \times \left(1 - \frac{2 \times 0.10}{0.850}\right) = 3.598 \text{ kN}$$

(4)曲げモーメントの合計

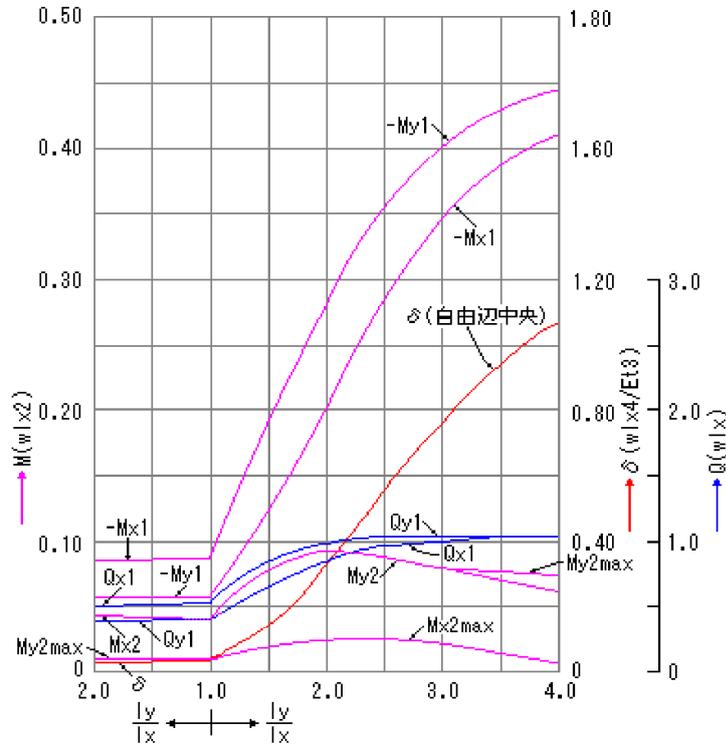
$$\begin{aligned}M_{x1} &= 1.809 + 1.174 = 2.983 \text{ kN}\cdot\text{m} \\M_{x2} &= 0.287 + 0.271 = 0.558 \text{ kN}\cdot\text{m} \\M_{y1} &= 2.700 + 0.542 = 3.242 \text{ kN}\cdot\text{m} \\M_{y2} &= 1.264 + 0.331 = 1.595 \text{ kN}\cdot\text{m} \\M_{y3} &= 2.700 + 0.933 = 3.633 \text{ kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

(5)せん断力の合計

$$\begin{aligned}Q_{x1} &= 7.898 + 6.399 = 14.297 \text{ kN} \\Q_{y1} &= 10.052 + 4.705 = 14.757 \text{ kN} \\Q_{x1}' &= 6.911 + 5.599 = 12.510 \text{ kN} \\Q_{y1}' &= 7.687 + 3.598 = 11.285 \text{ kN}\end{aligned}$$

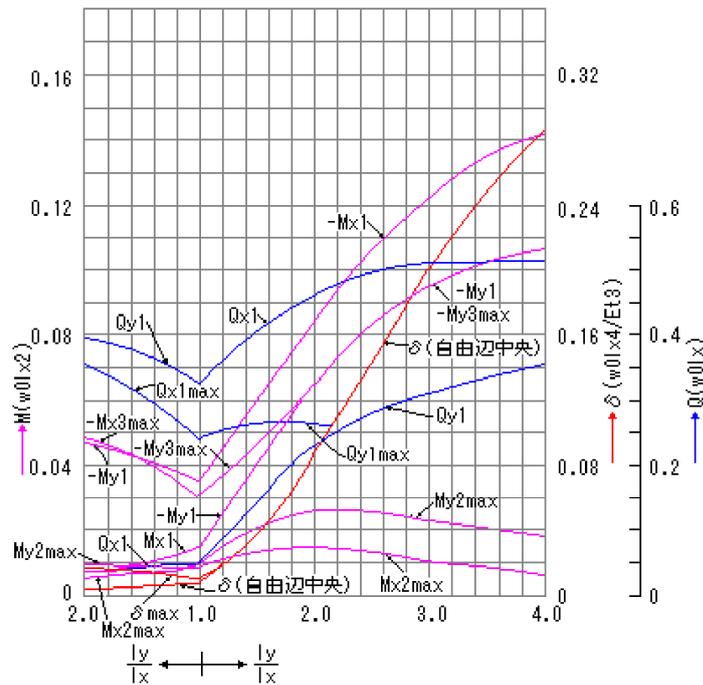
3辺固定スラブ等分布荷重

自由辺が短い場合 自由辺が長い場合



3辺固定スラブ等変分布荷重

自由辺が短い場合 自由辺が長い場合



(3) 応力度の算定

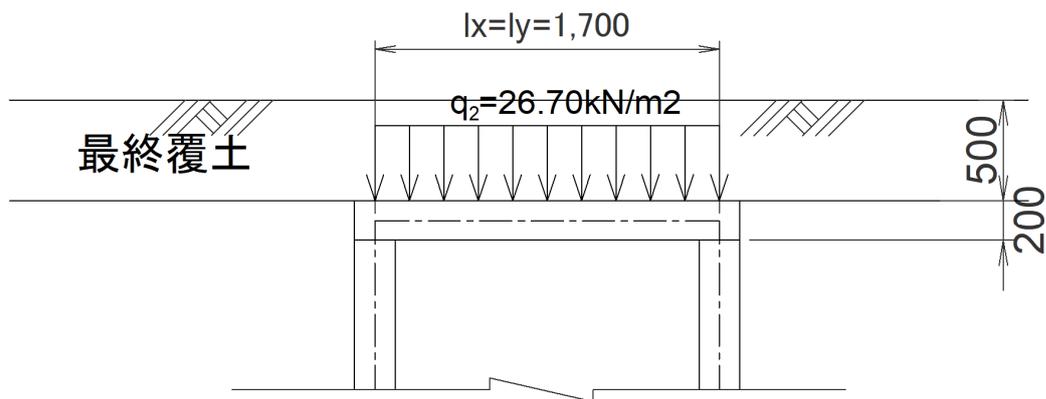
コンクリートの許容圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 8$ (N/mm²)
 鉄筋の許容引張応力度 $\sigma_{sa} = 215$ (N/mm²)
 弾性係数比 $n = 15$

位 置		X方向 (端部外側)	X方向 (中央内側)	Y方向 (端部外側)	Y方向 (中央内側)
モーメント	M (KN・m)	2.983	0.558	3.633	1.595
せん断力	S (KN)	14.297	0.000	14.757	0.000
軸力	N (KN)				
部材厚	h (cm)	20	20	20	20
部材幅	b (cm)	100	100	100	100
鉄筋被り	(cm)	10.0	10.0	10.0	10.0
有効部材厚	d (cm)	10	10	10	10
配筋	鉄筋1 鉄筋2	13@250	13@250	13@250	13@250
鉄筋量	As (cm ²)	5.068	5.068	5.068	5.068
周長	U (cm)		16		16
鉄筋比	$P=As/(b \cdot d)$	0.00507	0.00507	0.00507	0.00507
偏心距離	$e=M/N(\text{cm})$	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
圧縮側端部から中立軸までの距離 X(cm)		3.21244	3.21244	3.21244	3.21244
中立軸比	K	0.32124	0.32124	0.32124	0.32124
	J	0.89292	0.89292	0.89292	0.89292
圧縮応力度	$\sigma_c(\text{N/mm}^2)$	2.08	0.39	2.53	1.11
引張応力度	$\sigma_s(\text{N/mm}^2)$	65.93	12.34	80.27	35.24
釣合いモーメント	Mo(KN・m)	0.000	0.000	0.000	0.000
有効高補正係数	Ce	1.400	1.400	1.400	1.400
鉄筋比補正係数	Cpt	1.204	1.204	1.204	1.204
軸圧縮力補正係数	CN	1.000	1.000	1.000	1.000
Ce・Cpt・CN	C	1.686	1.686	1.686	1.686
許容せん断応力度	$\tau_a(\text{N/mm}^2)$	0.80	0.80	0.80	0.80
	$C \cdot \tau_a(\text{N/mm}^2)$	1.35	1.35	1.35	1.35
せん断応力度	$\tau(\text{N/mm}^2)$	0.14	0.00	0.15	0.00
許容付着応力度	$\tau_{oa}(\text{N/mm}^2)$		0.70		0.70
付着応力度	$\tau_o(\text{N/mm}^2)$		0.00		0.00
判定		OK	OK	OK	OK

常時においては、コンクリート圧縮応力度、鉄筋引張応力度、せん断応力度のそれぞれについて、許容値を下回っていることを確認した。

3.2 頂版

(1) 荷重



頂版自重	$q_1 = 0.3 \times 24.0$	=	7.20 kN/m^2
土圧	$q_2 = 10.0 + 19.0 \times 0.50$	=	19.50 kN/m^2
計	q	=	26.70 kN/m^2

(2) 断面力の算定

① 算定条件

4辺支持スラブとして断面力を算定する。

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{1.70}{1.70} = 1.00$$

長方形荷重 $W_1 = 26.70 \text{ kN/m}^2$

② 算定結果（詳細は、次頁以降の「4辺自由支持スラブの計算」参照）

中央部モーメント $M_x = M_y = 2.855 \text{ kN} \cdot \text{m}$

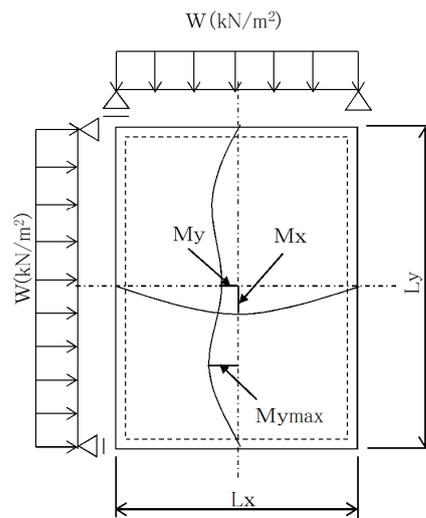
最大モーメント $M_{y_{\max}} = 2.932 \text{ kN} \cdot \text{m}$

端部せん断力 $Q_x = Q_y = 19.972 \text{ kN}$

4辺自由支持スラブの計算(等分布荷重)

(1)条件

$$\begin{aligned}w &= 26.700 \text{ kN/m}^2 \\L_x &= 1.700 \text{ m} \\L_y &= 1.700 \text{ m} \\L_y/L_x &= 1.000 \\w \cdot L_x &= 45.39 \\w \cdot L_x^2 &= 77.16\end{aligned}$$



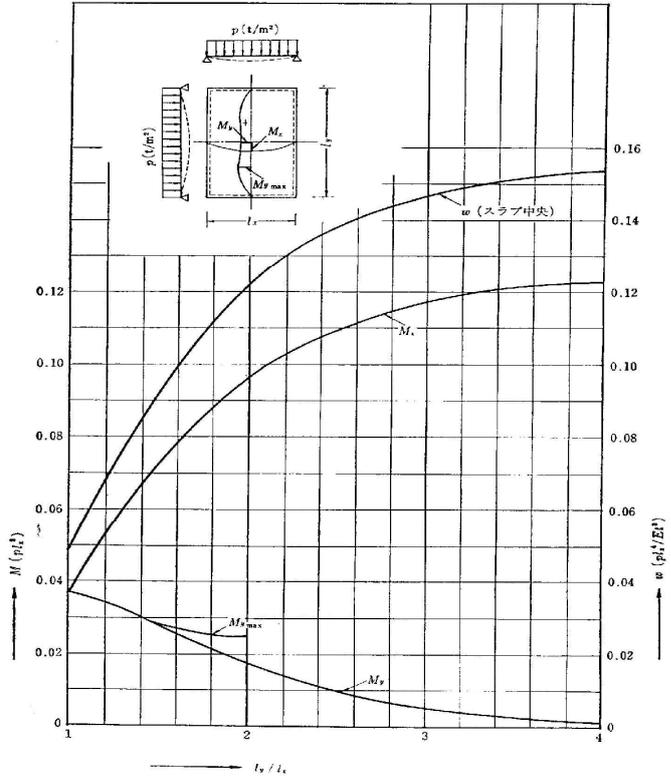
(2)曲げモーメント

$$\begin{aligned}M_x &= 0.037 \times w \cdot L_x^2 = 2.855 \text{ kN}\cdot\text{m} \\M_y &= 0.037 \times w \cdot L_x^2 = 2.855 \text{ kN}\cdot\text{m} \\M_{y\max} &= 0.038 \times w \cdot L_x^2 = 2.932 \text{ kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

(3)せん断力

$$\begin{aligned}Q_x &= 0.44 \times w \cdot L_x = 19.972 \text{ kN} \\Q_y &= 0.44 \times w \cdot L_x = 19.972 \text{ kN}\end{aligned}$$

4辺支持スラブ等分布荷重



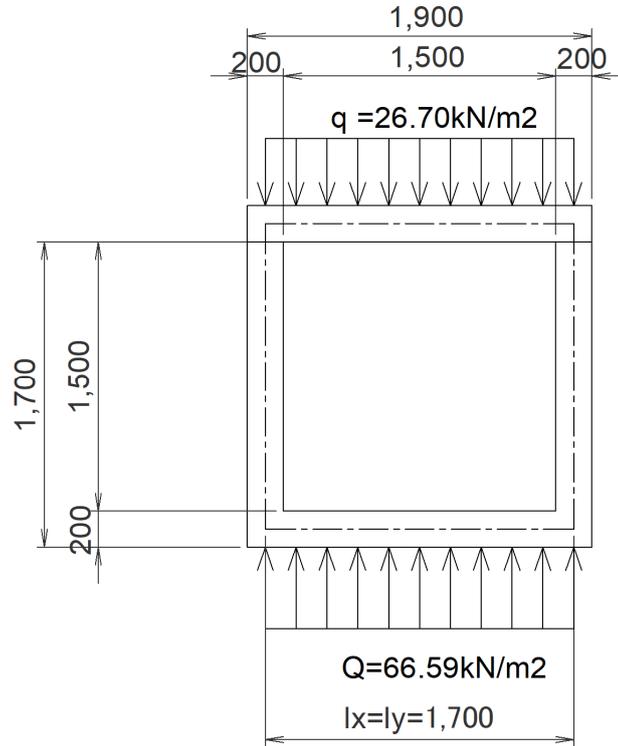
(3) 応力度の算定

コンクリートの許容圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 8$ (N/mm²)
 鉄筋の許容引張応力度 $\sigma_{sa} = 215$ (N/mm²)
 弾性係数比 $n = 15$

位 置		X方向 (端部外側)	X方向 (中央内側)	Y方向 (端部外側)	Y方向 (中央内側)
モーメント	M (KN・m)		2.855		2.932
せん断力	S (KN)	19.972	0.000	19.972	0.000
軸力	N (KN)				
部材厚	h (cm)	20	20	20	20
部材幅	b (cm)	100	100	100	100
鉄筋被り	(cm)	10.0	10.0	10.0	10.0
有効部材厚	d (cm)	10	10	10	10
配 筋	鉄筋1 鉄筋2	13@250	13@250	13@250	13@250
鉄筋量	As (cm ²)	5.068	5.068	5.068	5.068
鉄筋比	$P=As/(b \cdot d)$	0.00507	0.00507	0.00507	0.00507
偏心距離	$e=M/N(\text{cm})$		0.00000		0.00000
圧縮側端部から中立軸までの距離 X(cm)			3.21244		3.21244
中立軸比	K		0.32124		0.32124
	J		0.89292		0.89292
圧縮応力度	$\sigma_c(\text{N/mm}^2)$		1.99		2.04
引張応力度	$\sigma_s(\text{N/mm}^2)$		63.09		64.79
釣合いモーメント	Mo(KN・m)	0.000	0.000	0.000	0.000
有効高補正係数	Ce	1.400	1.400	1.400	1.400
鉄筋比補正係数	Cpt	1.204	1.204	1.204	1.204
軸圧縮力補正係数	CN	1.000	1.000	1.000	1.000
$Ce \cdot Cpt \cdot CN$	C	1.686	1.686	1.686	1.686
許容せん断応力度	$\tau_a(\text{N/mm}^2)$	0.80	0.80	0.80	0.80
	$C \cdot \tau_a(\text{N/mm}^2)$	1.35	1.35	1.35	1.35
せん断応力度	$\tau(\text{N/mm}^2)$	0.20	0.00	0.20	0.00
判定		OK	OK	OK	OK

3.3 底版

(1) 地盤反力



躯体自重	$q_1 = (1.90 \times 1.90 \times 1.90 - 1.50 \times 1.50 \times 1.50) \times 24.0$	= 83.62 kN
土圧	$q_2 = 26.70 \times 1.90 \times 1.90$	= 96.39 kN
ベントナイト層	$q_3 = (1.50 \times 1.50 \times 1.50 - 0.15 \times 0.15 \times 0.15 \times 64) \times 17.1$	= 54.02 kN
廃水銀等処理物	$q_4 = 0.15 \times 0.15 \times 0.15 \times 64 \times 29.4$	= 6.35 kN
計	q	= 240.38 kN

地盤反力度 $Q = 240.38 / (1.90 \times 1.90) = 66.59 \text{ kN/m}^2$

(2) 断面力の算定

① 算定条件

4 辺固定スラブとして断面力を算定する。

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{1.70}{1.70} = 1.00$$

長方形荷重 $W_1 = 66.59 \text{ kN/m}^2$

② 算定結果

端部モーメント $M_{x1} = M_{y1} = 10.007 \text{ kN} \cdot \text{m}$

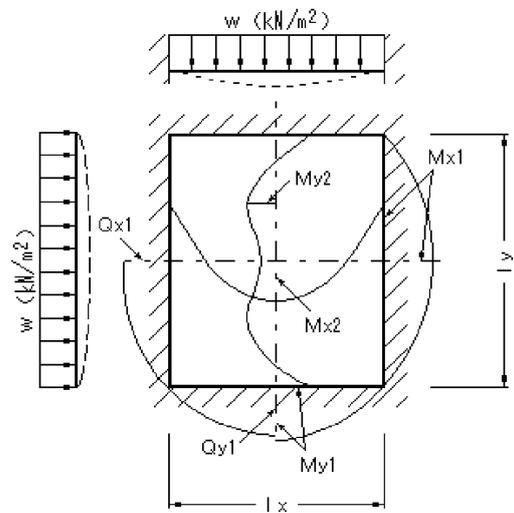
中央部モーメント $M_{x2} = M_{y2} = 3.464 \text{ kN} \cdot \text{m}$

端部せん断力 $Q_x = Q_y = 49.808 \text{ kN}$

4辺固定スラブの計算(等分布荷重)

(1)条件

$$\begin{aligned}w &= 66.590 \text{ kN/m}^2 \\L_x &= 1.700 \text{ m} \\L_y &= 1.700 \text{ m} \\L_y/L_x &= 1.000 \\w \cdot L_x &= 113.20 \\w \cdot L_x^2 &= 192.45\end{aligned}$$



(2)曲げモーメント

$$\begin{aligned}M_{x1} &= 0.052 \times w \cdot L_x^2 = 10.007 \text{ kN}\cdot\text{m} \\M_{x2} &= 0.018 \times w \cdot L_x^2 = 3.464 \text{ kN}\cdot\text{m} \\M_{y1} &= 0.052 \times w \cdot L_x^2 = 10.007 \text{ kN}\cdot\text{m} \\M_{y2} &= 0.018 \times w \cdot L_x^2 = 3.464 \text{ kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

(3)せん断力

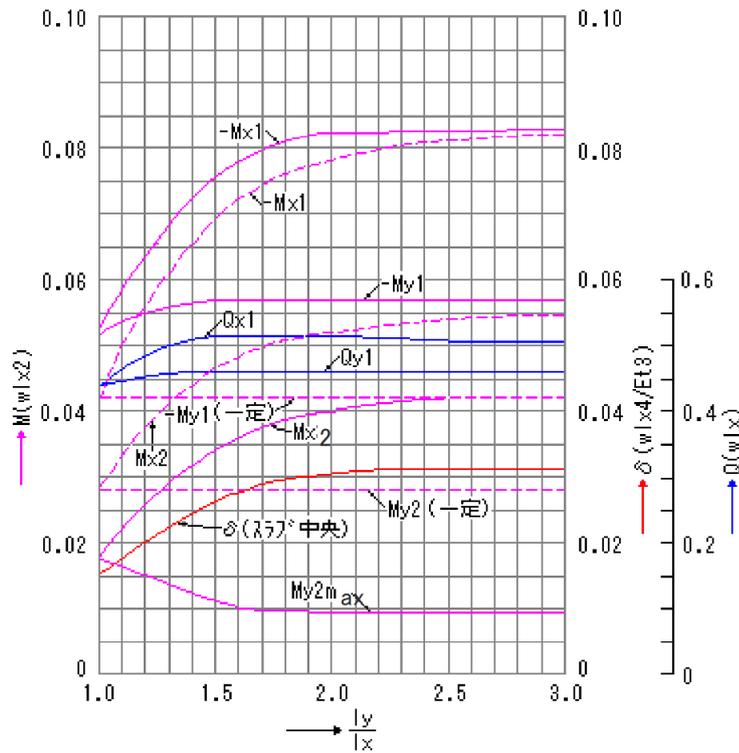
$$\begin{aligned}Q_{x1} &= 0.44 \times w \cdot L_x = 49.808 \text{ kN} \\Q_{y1} &= 0.44 \times w \cdot L_x = 49.808 \text{ kN}\end{aligned}$$

2d点のせん断力補正

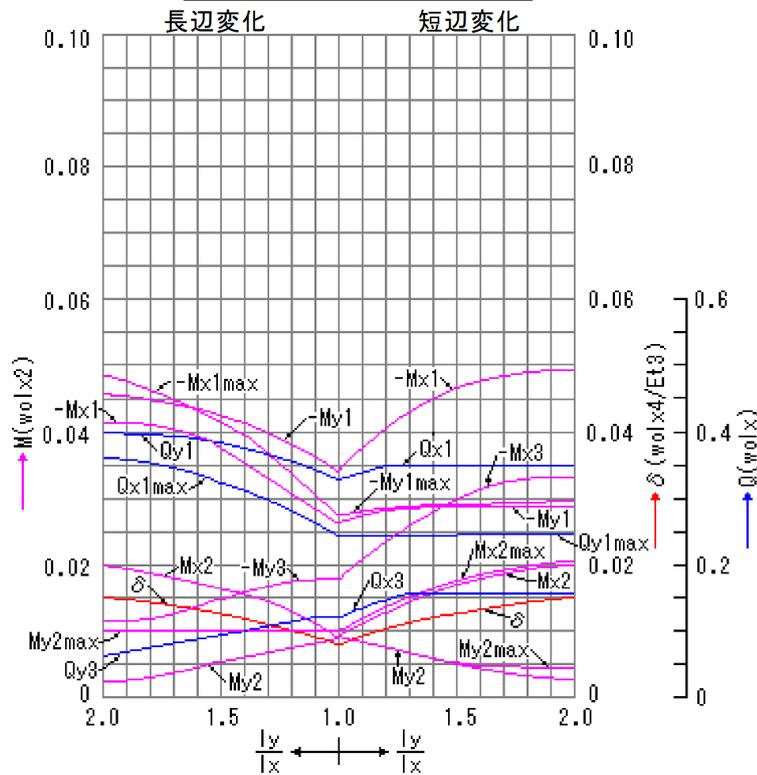
$$Q_{x1}' = 49.808 \times \left(1 - \frac{2 \times 0.10}{0.850} \right) = 38.088 \text{ kN}$$

$$Q_{y1}' = 49.808 \times \left(1 - \frac{2 \times 0.10}{0.850} \right) = 38.088 \text{ kN}$$

4辺固定スラブ等分布荷重



4辺固定スラブ等変分布荷重



(3) 応力度の算定

コンクリートの許容圧縮応力度 $\sigma_{ca} = 8$ (N/mm²)
 鉄筋の許容引張応力度 $\sigma_{sa} = 215$ (N/mm²)
 弾性係数比 $n = 15$

位 置		X方向 (端部外側)	X方向 (中央内側)	Y方向 (端部外側)	Y方向 (中央内側)
モーメント	M (KN・m)	10.007	3.464	10.007	3.464
せん断力	S (KN)	49.808	0.000	49.808	0.000
軸力	N (KN)				
部材厚	h (cm)	20	20	20	20
部材幅	b (cm)	100	100	100	100
鉄筋被り	(cm)	10.0	10.0	10.0	10.0
有効部材厚	d (cm)	10	10	10	10
配 筋	鉄筋1 鉄筋2	13@250	13@250	13@250	13@250
鉄筋量	As (cm ²)	5.068	5.068	5.068	5.068
周 長	U (cm)		16		16
鉄筋比	$P=As/(b \cdot d)$	0.00507	0.00507	0.00507	0.00507
偏心距離	$e=M/N(\text{cm})$	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
圧縮側端部から中立軸までの距離 X(cm)		3.83353	3.21244	3.83353	3.21244
中立軸比	K	0.38335	0.32124	0.38335	0.32124
	J	0.87222	0.89292	0.87222	0.89292
圧縮応力度	$\sigma_c(\text{N/mm}^2)$	5.99	2.42	5.99	2.42
引張応力度	$\sigma_s(\text{N/mm}^2)$	144.43	76.55	144.43	76.55
釣合いモーメント	Mo(KN・m)	0.000	0.000	0.000	0.000
有効高補正係数	Ce	1.400	1.400	1.400	1.400
鉄筋比補正係数	Cpt	1.204	1.204	1.204	1.204
軸圧縮力補正係数	CN	1.000	1.000	1.000	1.000
Ce・Cpt・CN	C	1.686	1.686	1.686	1.686
許容せん断応力度	$\tau_a(\text{N/mm}^2)$	0.80	0.80	0.80	0.80
	$C \cdot \tau_a(\text{N/mm}^2)$	1.35	1.35	1.35	1.35
せん断応力度	$\tau(\text{N/mm}^2)$	0.50	0.00	0.50	0.00
許容付着応力度	$\tau_{oa}(\text{N/mm}^2)$		0.70		0.70
付着応力度	$\tau_o(\text{N/mm}^2)$		0.00		0.00
判定		OK	OK	OK	OK

常時においては、コンクリート圧縮応力度、鉄筋引張応力度、せん断応力度のそれぞれについて、許容値を下回っていることを確認した。

4. 構造計算（地震時 $k_h=0.24$ ）

廃水銀等処理物を収めた構造物の上部に最終処分場の廃止に係る技術上の基準に準じて 0.5m の最終覆土を施すものとして、当該構造物に作用する荷重及び土圧を設定した上で、地震時 ($k_h=0.24$) における構造計算を行う。なお、最終覆土上に重機荷重として 10kN/m^2 を考慮している。

4.1 側壁

(1) 土圧

□ 土圧係数

地震時静止土圧係数を下記により算定する。

$$K_e = K_0 + (K_{ea} - K_a)$$

ここで、 K_e : 地震時静止土圧係数

K_0 : 常時静止土圧係数=0.5

K_{ea} : 地震時主働土圧係数

K_a : 常時主働土圧係数

地震時及び常時の主働土圧係数はそれぞれ下記より算定する。

$$K_a = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \left[1 + \left\{ \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\cos \delta} \right\}^{1/2} \right]^2}$$

$$K_{ea} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \left\{ \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)} \right\}^{1/2} \right]^2}$$

ここで、 φ : 土の内部摩擦角

δ : 壁面摩擦角

θ : 地震合成角 ($=\tan^{-1}K$)

K : 合震度で、次式により求める。

$$K = \frac{K_H}{1 - K_V} = \frac{0.24}{1 - 0.12} = 0.27$$

K_H : 地中の水平震度

K_V : 地中の鉛直震度=1/2 K_H

∴地震時静止土圧係数 $K_e=0.736$ （次頁以降の「静止土圧係数」の算定参照）

静止土圧係数の算定

(土とコンクリート)

・常時

静止土圧係数 $K_0 = 0.5$

・地震時

地震時静止土圧係数

$$K_e = K_0 + (K_{ea} - K_a)$$

K_e : 地震時静止土圧係数

K_0 : 常時の静止土圧係数

K_{ea} : 地震時の主働土圧係数

K_a : 常時の主働土圧係数

主働土圧係数算出の条件

土のせん断抵抗角 $\phi = 29^\circ$

壁背面と土との間の壁面摩擦角

常時(土とコンクリート) $\delta = 10.00^\circ$

地震時(土とコンクリート) $\delta_e = 0.00^\circ$

合震度 $K = 0.27$

$\theta = \tan^{-1} \cdot Kh$ $\theta = 15.110^\circ$

(常時主働土圧係数)

$$K_a = A1 / [A2 * \{1 + \sqrt{(A3 / A4)}\}^2]$$

$$A1 = \cos^2 \phi = \cos^2 29.00^\circ =$$

$$A2 = \cos \delta = \cos 10.00^\circ = 0.985$$

$$A3 = \sin(\phi + \delta) * \sin \phi = \sin(29.00^\circ + 10.00^\circ) * \sin 29.00^\circ = 0.305$$

$$A4 = \cos \delta = \cos 10.00^\circ = 0.985$$

以上より

$$K_a = 0.765 / [0.985 * \{1 + \sqrt{(0.305 / 0.985)}\}^2] = 0.321$$

(地震時主働土圧係数)

$$K_{ea} = A1' / [A2' * \{ 1 + \sqrt{(A3' / A4')} \}^2]$$

$$A1' = \cos^2 (\phi - \theta) \\ = \cos^2 (29.00^\circ - 15.110^\circ) = 0.942$$

$$A2' = \cos \theta * \cos (\theta + \delta e) \\ = \cos 15.11 * \cos (15.110^\circ + 0.00^\circ) = 0.932$$

$$A3' = \sin (\phi + \delta e) * \sin (\phi - \theta)$$

$$A3' = \sin (29.00^\circ + 0.00^\circ) * \sin (29.00^\circ - 15.11^\circ) = 0.116$$

$$A4' = \cos (\theta + \delta e)$$

$$= \cos (15.11^\circ + 0.00^\circ) = 0.965$$

以上より

$$K_{ea} = 0.942 / [0.932 * \{ 1 + \sqrt{(0.116 / 0.965)} \}^2] = 0.557$$

(地震時静止土圧係数)

$$K_e = K_0 + (K_{ea} - K_a)$$

$$= 0.500 + (0.557 - 0.321) = 0.736$$

□ 地震時静止土圧

次式により算定する

$$p_{e0} = (1 - K_v) \left(\gamma z + \frac{\omega}{\cos \theta} \right) K_e$$

ここで、 p_{e0} : 深さ z の壁面に働く静止土圧

K_v : 地中の鉛直震度

γ : 土の単位体積重量

z : 地表面からの深さ

ω : 上載荷重

θ : 地震合成角 ($=\tan^{-1}K$)

$$\therefore p_{e01} = (1 - K_v) \left(\gamma z + \frac{\omega}{\cos \theta} \right) K_e$$

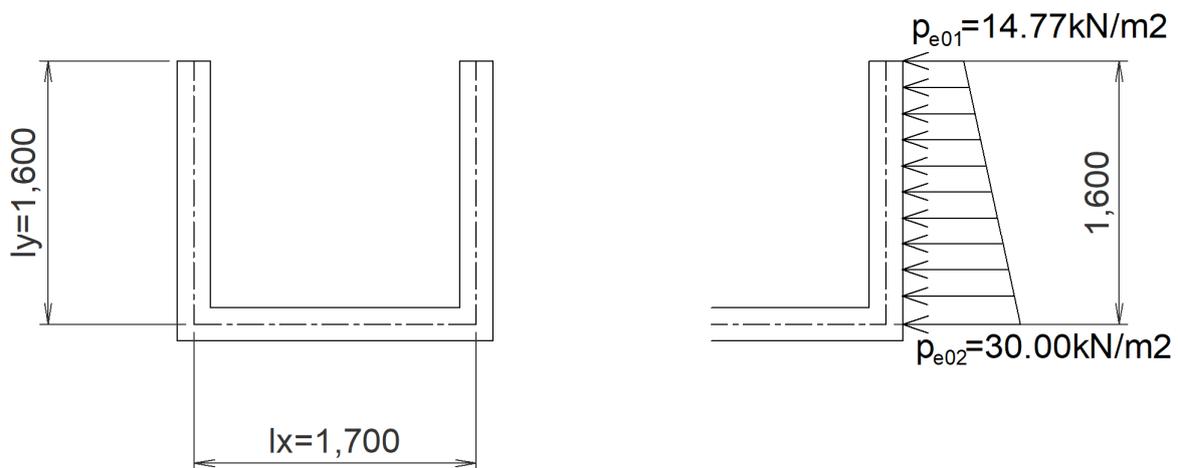
$$= (1 - 0.12) \left(19.0 \times 0.50 + 14.7 \times 0.2 + \frac{10.0}{\cos 15.11^\circ} \right) \times 0.736$$

$$= 14.77 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{e02} = (1 - 0.12) \left(19.0 \times 0.50 + 14.7 \times 1.80 + \frac{10.0}{\cos 15.11^\circ} \right) \times 0.736$$

$$= 30.00 \text{ kN/m}^2$$

(2) 断面力の算定



①算定条件

3 辺固定スラブとして断面力を算定する。

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{1.60}{1.70} = 0.94$$

長方形荷重 $W_1 = 14.77 \text{ kN/m}^2$

三角形荷重 $W_2 = 30.00 - 14.77 = 15.23 \text{ kN/m}^2$

②算定結果（詳細は、次頁以降の「3 辺固定スラブの計算」参照）

□ 水平方向

端部モーメント $M_{x1} = 3.903 \text{ kN} \cdot \text{m}$

中央部モーメント $M_{x2} = 0.729 \text{ kN} \cdot \text{m}$

端部せん断力 $Q_{x1} = 18.683 \text{ kN}$

□ 鉛直方向

端部モーメント $M_{y3} = 4.763 \text{ kN} \cdot \text{m}$

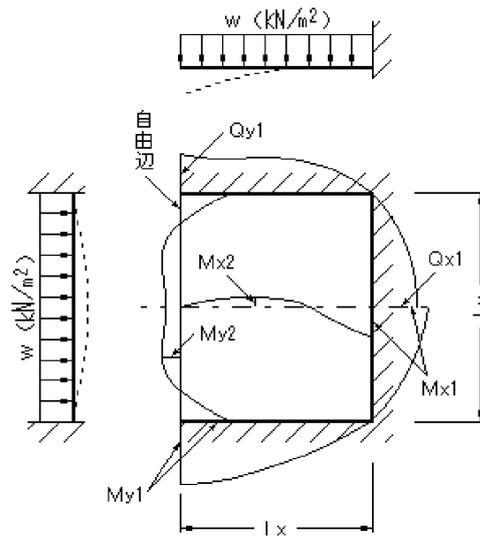
中央部モーメント $M_{y2} = 2.093 \text{ kN} \cdot \text{m}$

端部せん断力 $Q_{y1} = 19.326 \text{ kN}$

3辺固定スラブの計算(等分布荷重)

(1)条件

$$\begin{aligned} w &= 14.770 \text{ kN/m}^2 \\ L_x &= 1.600 \text{ m} \\ L_y &= 1.700 \text{ m} \\ L_y/L_x &= 1.063 \\ w \cdot L_x &= 23.63 \\ w \cdot L_x^2 &= 37.81 \end{aligned}$$



(2)曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{x1} &= 0.063 \times w \cdot L_x^2 = 2.382 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{x2\text{max}} &= 0.010 \times w \cdot L_x^2 = 0.378 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{y1} &= 0.094 \times w \cdot L_x^2 = 3.554 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ M_{y2} &= 0.044 \times w \cdot L_x^2 = 1.664 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

(3)せん断力

$$\begin{aligned} Q_{x1} &= 0.44 \times w \cdot L_x = 10.397 \text{ kN} \\ Q_{y1} &= 0.56 \times w \cdot L_x = 13.233 \text{ kN} \end{aligned}$$

2d点のせん断力補正

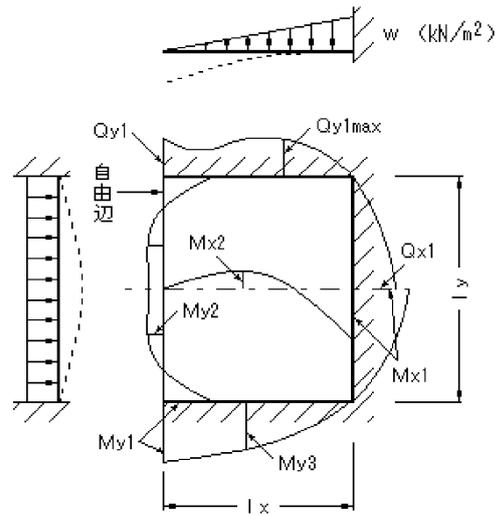
$$Q_{x1}' = 10.397 \times \left(1 - \frac{2 \times 0.10}{1.600} \right) = 9.097 \text{ kN}$$

$$Q_{y1}' = 13.233 \times \left(1 - \frac{2 \times 0.10}{0.850} \right) = 10.119 \text{ kN}$$

(等変分布荷重)

(1)条件

$$\begin{aligned}w &= 15.230 \text{ kN/m}^2 \\L_x &= 1.600 \text{ m} \\L_y &= 1.700 \text{ m} \\L_y/L_x &= 1.063 \\w \cdot L_x &= 24.37 \\w \cdot L_x^2 &= 38.99\end{aligned}$$



(2)曲げモーメント

$$\begin{aligned}M_{x1} &= 0.039 \times w \cdot L_x^2 = 1.521 \text{ kN} \cdot \text{m} \\M_{x2\text{max}} &= 0.009 \times w \cdot L_x^2 = 0.351 \text{ kN} \cdot \text{m} \\M_{y1} &= 0.018 \times w \cdot L_x^2 = 0.702 \text{ kN} \cdot \text{m} \\M_{y2\text{max}} &= 0.011 \times w \cdot L_x^2 = 0.429 \text{ kN} \cdot \text{m} \\M_{y3\text{max}} &= 0.031 \times w \cdot L_x^2 = 1.209 \text{ kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

(3)せん断力

$$\begin{aligned}Q_{x1} &= 0.34 \times w \cdot L_x = 8.286 \text{ kN} \\Q_{y1} &= 0.06 \times w \cdot L_x = 1.462 \text{ kN} \\Q_{y1\text{max}} &= 0.25 \times w \cdot L_x = 6.093 \text{ kN}\end{aligned}$$

2d点のせん断力補正

$$Q_{x1}' = 8.286 \times \left(1 - \frac{2 \times 0.10}{1.600} \right) = 7.250 \text{ kN}$$

$$Q_{y1}' = 6.093 \times \left(1 - \frac{2 \times 0.10}{0.850} \right) = 4.659 \text{ kN}$$

(4)曲げモーメントの合計

$$\begin{aligned}M_{x1} &= 2.382 + 1.521 = 3.903 \text{ kN} \cdot \text{m} \\M_{x2} &= 0.378 + 0.351 = 0.729 \text{ kN} \cdot \text{m} \\M_{y1} &= 3.554 + 0.702 = 4.256 \text{ kN} \cdot \text{m} \\M_{y2} &= 1.664 + 0.429 = 2.093 \text{ kN} \cdot \text{m} \\M_{y3} &= 3.554 + 1.209 = 4.763 \text{ kN} \cdot \text{m}\end{aligned}$$

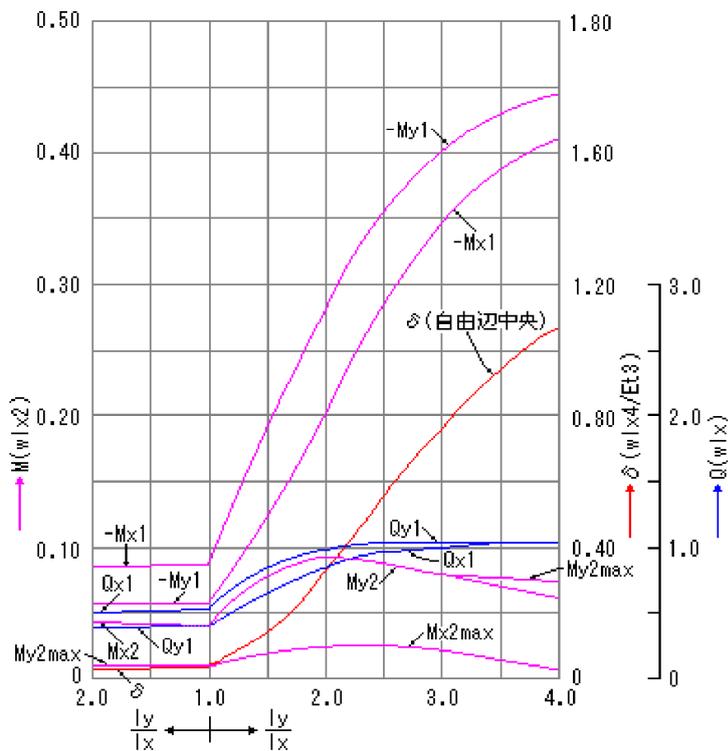
(5)せん断力の合計

$$\begin{aligned}Q_{x1} &= 10.397 + 8.286 = 18.683 \text{ kN} \\Q_{y1} &= 13.233 + 6.093 = 19.326 \text{ kN} \\Q_{x1}' &= 9.097 + 7.250 = 16.347 \text{ kN} \\Q_{y1}' &= 10.119 + 4.659 = 14.778 \text{ kN}\end{aligned}$$

3辺固定スラブ等分布荷重

自由辺が短い場合

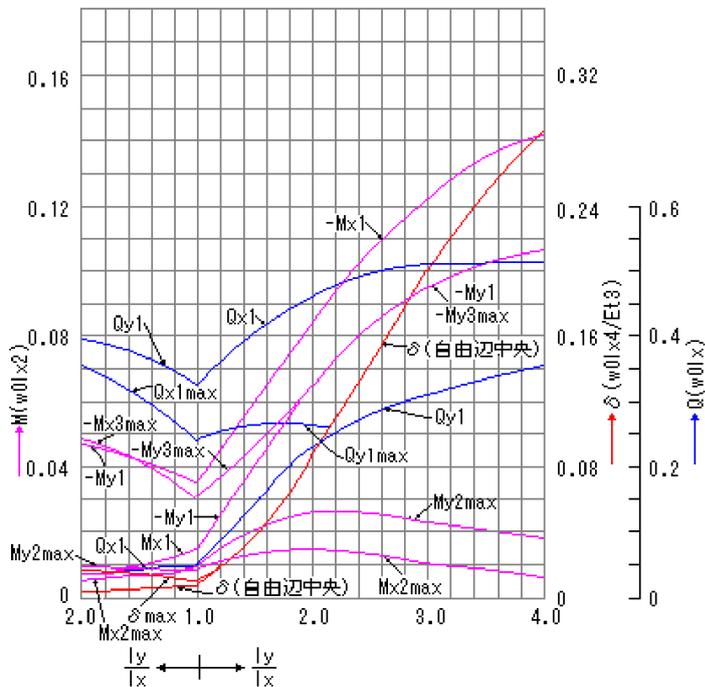
自由辺が長い場合



3辺固定スラブ等変分布荷重

自由辺が短い場合

自由辺が長い場合



(3) 応力度の算定

コンクリートの許容圧縮応力度	$\sigma_{ca} =$	16 (N/mm ²)
鉄筋の許容引張応力度	$\sigma_{sa} =$	345 (N/mm ²)
弾性係数比	$n =$	15

位 置		X方向 (端部外側)	X方向 (中央内側)	Y方向 (端部外側)	Y方向 (中央内側)
モーメント	M (KN・m)	3.903	0.729	4.763	2.093
せん断力	S (KN)	18.683	0.000	19.326	0.000
軸力	N (KN)				
部材厚	h (cm)	20	20	20	20
部材幅	b (cm)	100	100	100	100
鉄筋被り	(cm)	10.0	10.0	10.0	10.0
有効部材厚	d (cm)	10	10	10	10
配 筋	鉄筋1 鉄筋2	13@250	13@250	13@250	13@250
鉄筋量	As (cm ²)	5.068	5.068	5.068	5.068
周 長	U (cm)		16		16
鉄筋比	$P=As/(b \cdot d)$	0.00507	0.00507	0.00507	0.00507
偏心距離	$e=M/N(\text{cm})$	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
圧縮側端部から中立軸までの距離 X(cm)		3.21244	3.21244	3.21244	3.21244
中立軸比	K	0.32124	0.32124	0.32124	0.32124
	J	0.89292	0.89292	0.89292	0.89292
圧縮応力度	$\sigma_c(\text{N/mm}^2)$	2.72	0.51	3.32	1.46
引張応力度	$\sigma_s(\text{N/mm}^2)$	86.25	16.11	105.26	46.24
釣合いモーメント	Mo(KN・m)	0.000	0.000	0.000	0.000
有効高補正係数	Ce	1.400	1.400	1.400	1.400
鉄筋比補正係数	Cpt	1.204	1.204	1.204	1.204
軸圧縮力補正係数	CN	1.000	1.000	1.000	1.000
Ce・Cpt・CN	C	1.686	1.686	1.686	1.686
許容せん断応力度	$\tau_a(\text{N/mm}^2)$	1.60	1.60	1.60	1.60
	$C \cdot \tau_a(\text{N/mm}^2)$	2.70	2.70	2.70	2.70
せん断応力度	$\tau(\text{N/mm}^2)$	0.19	0.00	0.19	0.00
許容付着応力度	$\tau_{oa}(\text{N/mm}^2)$		1.40		1.40
付着応力度	$\tau_o(\text{N/mm}^2)$		0.00		0.00
判定		OK	OK	OK	OK

4.2 頂版

省略

4.3 底版

省略

地震時 ($K_h=0.24$) 時においては、コンクリート圧縮応力度、鉄筋引張応力度、せん断応力度のそれぞれについて、許容値を下回っていることを確認した。

5. 構造計算（地震時 $k_h=0.61$ ）

廃水銀等処理物を取めた構造物の上部に最終処分場の廃止に係る技術上の基準に準じて0.5mの最終覆土を施すものとして、当該構造物に作用する荷重及び土圧を設定した上で、地震時（ $k_h=0.61$ ）における構造計算を行う。なお、最終覆土上に重機荷重として10kN/m²を考慮している。

5.1 側壁

(1) 土圧

□ 土圧係数

地震時静止土圧係数を下記により算定する。

$$K_e = K_0 + (K_{ea} - K_a)$$

ここで、 K_e : 地震時静止土圧係数

K_0 : 常時静止土圧係数=0.5

K_{ea} : 地震時主働土圧係数

K_a : 常時主働土圧係数

地震時及び常時の主働土圧係数はそれぞれ下記より算定する。

$$K_a = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \left[1 + \left\{ \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\cos \delta} \right\}^{1/2} \right]^2}$$

$$K_{ea} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left[1 + \left\{ \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)} \right\}^{1/2} \right]^2}$$

ここで、 φ : 土の内部摩擦角

δ : 壁面摩擦角

θ : 地震合成角 ($=\tan^{-1}K$)

K : 合震度で、次式により求める。

$$K = \frac{K_H}{1 - K_V} = \frac{0.61}{1 - 0.31} = 0.88$$

K_H : 地中の水平震度

K_V : 地中の鉛直震度=1/2 K_H

∴ 地震時静止土圧係数 $K_e=1.548$ （次頁以降の「静止土圧係数」の算定参照）

静止土圧係数の算定

(土とコンクリート)

・常時

静止土圧係数 $K_0 = 0.5$

・地震時

地震時静止土圧係数

$$K_e = K_0 + (K_{ea} - K_a)$$

K_e : 地震時静止土圧係数

K_0 : 常時の静止土圧係数

K_{ea} : 地震時の主働土圧係数

K_a : 常時の主働土圧係数

主働土圧係数算出の条件

土のせん断抵抗角 $\phi = 29^\circ$

壁背面と土との間の壁面摩擦角

常時(土とコンクリート) $\delta = 10.00^\circ$

地震時(土とコンクリート) $\delta_e = 0.00^\circ$

合震度 $K = 0.88$

$\theta = \tan^{-1} \cdot K$ $\theta = 41.348^\circ$

(常時主働土圧係数)

$$K_a = A1 / [A2 * \{1 + \sqrt{(A3 / A4)}\}^2]$$

$$A1 = \cos^2 \phi = \cos^2 29.00^\circ =$$

$$A2 = \cos \delta = \cos 10.00^\circ = 0.985$$

$$A3 = \sin(\phi + \delta) * \sin \phi = \sin(29.00^\circ + 10.00^\circ) * \sin 29.00^\circ = 0.305$$

$$A4 = \cos \delta = \cos 10.00^\circ = 0.985$$

以上より

$$K_a = 0.765 / [0.985 * \{1 + \sqrt{(0.305 / 0.985)}\}^2] = 0.321$$

(地震時主働土圧係数)

$$K_{ea} = A1' / [A2' * \{ 1 + \sqrt{(A3' / A4')} \}^2]$$

$$A1' = \cos^2 (\phi - \theta) \\ = \cos^2 (29.00^\circ - 41.348^\circ) = 0.954$$

$$A2' = \cos \theta * \cos (\theta + \delta e) \\ = \cos 41.35 * \cos (41.348^\circ + 0.00^\circ) = 0.564$$

$$A3' = \sin (\phi + \delta e) * \sin (\phi - \theta)$$

$$A3' = \sin (29.00^\circ + 0.00^\circ) * \sin (0.00^\circ) = 0.000$$

$$A4' = \cos (\theta + \delta e)$$

$$= \cos (41.35^\circ + 0.00^\circ) = 0.751$$

以上より

$$K_{ea} = 0.954 / [0.564 * \{ 1 + \sqrt{(0.000 / 0.751)} \}^2] = 1.691$$

(地震時静止土圧係数)

$$K_e = K_0 + (K_{ea} - K_a)$$

$$= 0.500 + (1.691 - 0.321) = 1.870$$

□ 地震時静止土圧

次式により算定する

$$p_{e0} = (1 - K_v) \left(\gamma z + \frac{\omega}{\cos \theta} \right) K_e$$

ここで、 p_{e0} : 深さ z の壁面に働く静止土圧

K_v : 地中の鉛直震度

γ : 土の単位体積重量

z : 地表面からの深さ

ω : 上載荷重

θ : 地震合成角 ($=\tan^{-1}K$)

$$\therefore p_{e01} = (1 - K_v) \left(\gamma z + \frac{\omega}{\cos \theta} \right) K_e$$

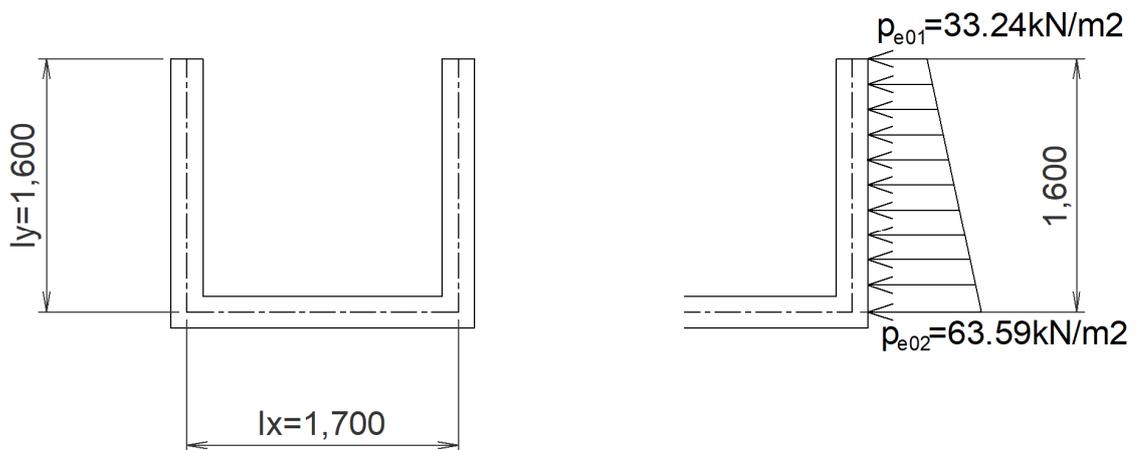
$$= (1 - 0.31) \left(19.0 \times 0.50 + 14.7 \times 0.2 + \frac{10.0}{\cos 41.35^\circ} \right) \times 1.870$$

$$= 33.24 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{e02} = (1 - 0.31) \left(19.0 \times 0.50 + 14.7 \times 1.80 + \frac{10.0}{\cos 41.35^\circ} \right) \times 1.870$$

$$= 63.59 \text{ kN/m}^2$$

(2) 断面力の算定



①算定条件

3 辺固定スラブとして断面力を算定する。

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{1.60}{1.70} = 0.94$$

長方形荷重 $W_1 = 33.24 \text{ kN/m}^2$

三角形荷重 $W_2 = 63.59 - 33.24 = 30.35 \text{ kN/m}^2$

②算定結果（詳細は、次頁以降の「3 辺固定スラブの計算」参照）

□ 水平方向

端部モーメント $M_{x1} = 8.391 \text{ kN} \cdot \text{m}$

中央部モーメント $M_{x2} = 1.550 \text{ kN} \cdot \text{m}$

端部せん断力 $Q_{x1} = 39.909 \text{ kN}$

□ 鉛直方向

端部モーメント $M_{y3} = 10.407 \text{ kN} \cdot \text{m}$

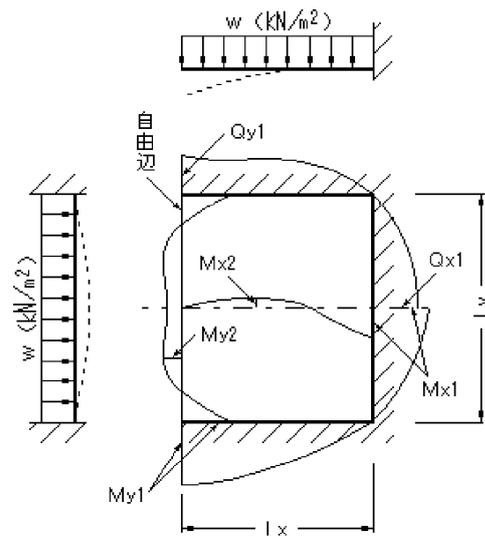
中央部モーメント $M_{y2} = 4.599 \text{ kN} \cdot \text{m}$

端部せん断力 $Q_{y1} = 41.921 \text{ kN}$

3辺固定スラブの計算(等分布荷重)

(1)条件

$$\begin{aligned} w &= 33.240 \text{ kN/m}^2 \\ L_x &= 1.600 \text{ m} \\ L_y &= 1.700 \text{ m} \\ L_y/L_x &= 1.063 \\ w \cdot L_x &= 53.18 \\ w \cdot L_x^2 &= 85.09 \end{aligned}$$



(2)曲げモーメント

$$\begin{aligned} M_{x1} &= 0.063 \times w \cdot L_x^2 = 5.361 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{x2\text{max}} &= 0.010 \times w \cdot L_x^2 = 0.851 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{y1} &= 0.094 \times w \cdot L_x^2 = 7.998 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ M_{y2} &= 0.044 \times w \cdot L_x^2 = 3.744 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

(3)せん断力

$$\begin{aligned} Q_{x1} &= 0.44 \times w \cdot L_x = 23.399 \text{ kN} \\ Q_{y1} &= 0.56 \times w \cdot L_x = 29.781 \text{ kN} \end{aligned}$$

2d点のせん断力補正

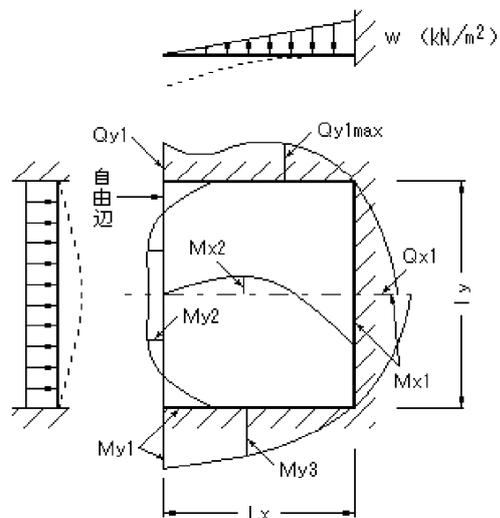
$$Q_{x1}' = 23.399 \times \left(1 - \frac{2 \times 0.10}{1.600} \right) = 20.474 \text{ kN}$$

$$Q_{y1}' = 29.781 \times \left(1 - \frac{2 \times 0.10}{0.850} \right) = 22.774 \text{ kN}$$

(等変分布荷重)

(1)条件

$$\begin{aligned}w &= 30.350 \text{ kN/m}^2 \\L_x &= 1.600 \text{ m} \\L_y &= 1.700 \text{ m} \\L_y/L_x &= 1.063 \\w \cdot L_x &= 48.56 \\w \cdot L_x^2 &= 77.70\end{aligned}$$



(2)曲げモーメント

$$\begin{aligned}M_{x1} &= 0.039 \times w \cdot L_x^2 = 3.030 \text{ kN}\cdot\text{m} \\M_{x2max} &= 0.009 \times w \cdot L_x^2 = 0.699 \text{ kN}\cdot\text{m} \\M_{y1} &= 0.018 \times w \cdot L_x^2 = 1.399 \text{ kN}\cdot\text{m} \\M_{y2max} &= 0.011 \times w \cdot L_x^2 = 0.855 \text{ kN}\cdot\text{m} \\M_{y3max} &= 0.031 \times w \cdot L_x^2 = 2.409 \text{ kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

(3)せん断力

$$\begin{aligned}Q_{x1} &= 0.34 \times w \cdot L_x = 16.510 \text{ kN} \\Q_{y1} &= 0.06 \times w \cdot L_x = 2.914 \text{ kN} \\Q_{y1max} &= 0.25 \times w \cdot L_x = 12.140 \text{ kN}\end{aligned}$$

2d点のせん断力補正

$$Q_{x1}' = 16.510 \times \left(1 - \frac{2 \times 0.10}{1.600}\right) = 14.446 \text{ kN}$$

$$Q_{y1}' = 12.140 \times \left(1 - \frac{2 \times 0.10}{0.850}\right) = 9.284 \text{ kN}$$

(4)曲げモーメントの合計

$$\begin{aligned}M_{x1} &= 5.361 + 3.030 = 8.391 \text{ kN}\cdot\text{m} \\M_{x2} &= 0.851 + 0.699 = 1.550 \text{ kN}\cdot\text{m} \\M_{y1} &= 7.998 + 1.399 = 9.397 \text{ kN}\cdot\text{m} \\M_{y2} &= 3.744 + 0.855 = 4.599 \text{ kN}\cdot\text{m} \\M_{y3} &= 7.998 + 2.409 = 10.407 \text{ kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

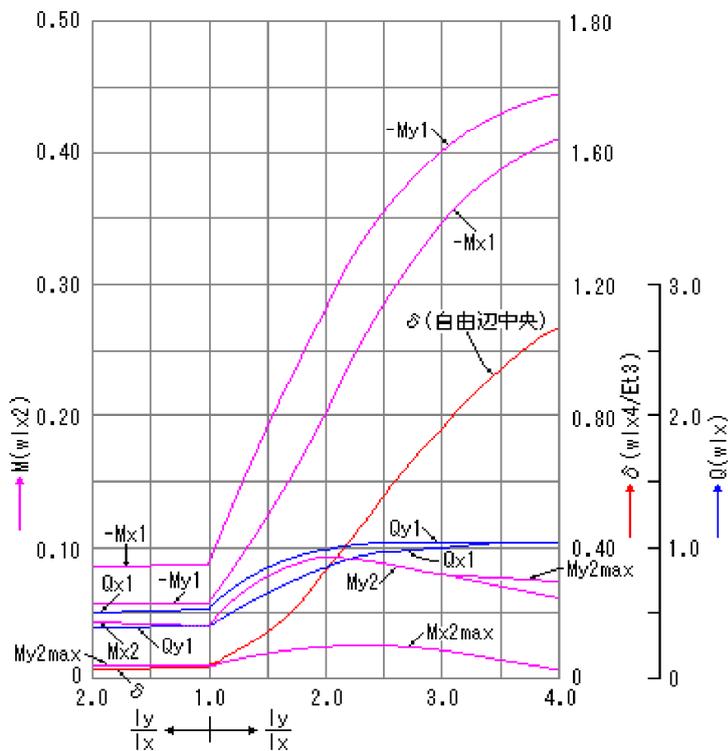
(5)せん断力の合計

$$\begin{aligned}Q_{x1} &= 23.399 + 16.510 = 39.909 \text{ kN} \\Q_{y1} &= 29.781 + 12.140 = 41.921 \text{ kN} \\Q_{x1}' &= 20.474 + 14.446 = 34.920 \text{ kN} \\Q_{y1}' &= 22.774 + 9.284 = 32.058 \text{ kN}\end{aligned}$$

3辺固定スラブ等分布荷重

自由辺が短い場合

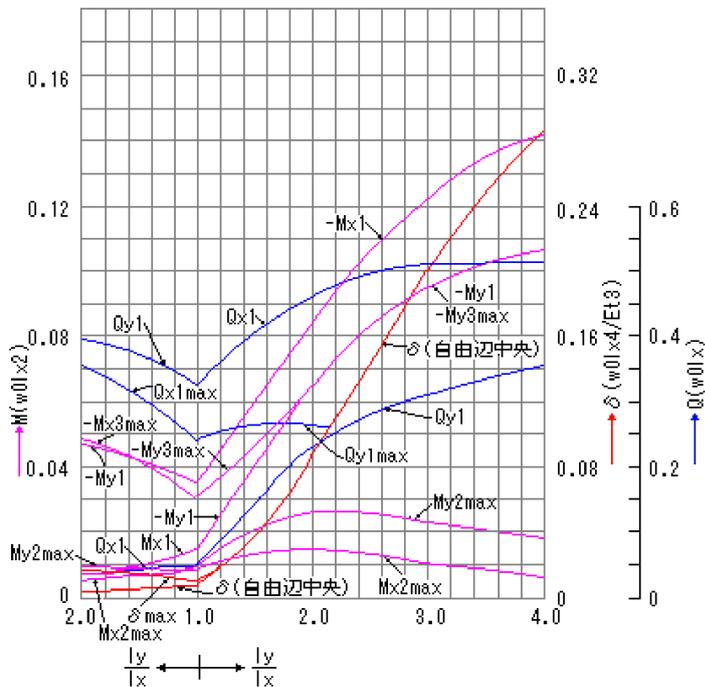
自由辺が長い場合



3辺固定スラブ等変分布荷重

自由辺が短い場合

自由辺が長い場合



(3) 応力度の算定

コンクリートの許容圧縮応力度	$\sigma_{ca} =$	16 (N/mm ²)
鉄筋の許容引張応力度	$\sigma_{sa} =$	345 (N/mm ²)
弾性係数比	$n =$	15

位置		X方向 (端部外側)	X方向 (中央内側)	Y方向 (端部外側)	Y方向 (中央内側)
モーメント	M (KN・m)	8.391	1.550	10.407	4.599
せん断力	S (KN)	39.909	0.000	41.921	0.000
軸力	N (KN)				
部材厚	h (cm)	20	20	20	20
部材幅	b (cm)	100	100	100	100
鉄筋被り	(cm)	10.0	10.0	10.0	10.0
有効部材厚	d (cm)	10	10	10	10
配筋	鉄筋1 鉄筋2	13@250	13@250	13@250	13@250
鉄筋量	As (cm ²)	5.068	5.068	5.068	5.068
周長	U (cm)		16		16
鉄筋比	$P=As/(b \cdot d)$	0.00507	0.00507	0.00507	0.00507
偏心距離	$e=M/N(\text{cm})$	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
圧縮側端部から中立軸までの距離 X(cm)		3.21244	3.21244	3.21244	3.21244
中立軸比	K	0.32124	0.32124	0.32124	0.32124
	J	0.89292	0.89292	0.89292	0.89292
圧縮応力度	$\sigma_c(\text{N/mm}^2)$	5.85	1.08	7.26	3.21
引張応力度	$\sigma_s(\text{N/mm}^2)$	185.42	34.25	229.98	101.63
釣合いモーメント	Mo(KN・m)	0.000	0.000	0.000	0.000
有効高補正係数	Ce	1.400	1.400	1.400	1.400
鉄筋比補正係数	Cpt	1.204	1.204	1.204	1.204
軸圧縮力補正係数	CN	1.000	1.000	1.000	1.000
Ce・Cpt・CN	C	1.686	1.686	1.686	1.686
許容せん断応力度	$\tau_a(\text{N/mm}^2)$	1.60	1.60	1.60	1.60
	$C \cdot \tau_a(\text{N/mm}^2)$	2.70	2.70	2.70	2.70
せん断応力度	$\tau(\text{N/mm}^2)$	0.40	0.00	0.42	0.00
許容付着応力度	$\tau_{oa}(\text{N/mm}^2)$		1.40		1.40
付着応力度	$\tau_o(\text{N/mm}^2)$		0.00		0.00
判定		OK	OK	OK	OK

5.2 頂版

省略

5.3 底版

省略

地震時 ($K_h=0.61$) 時においては、コンクリート圧縮応力度、鉄筋引張応力度、せん断応力度のそれぞれについて、許容値を下回っていることを確認した。

6. 複数埋め立てる場合の離隔

廃水銀等処理物を収めた構造物を複数近接して埋め立てる場合の安定性について検討を行う。地震時 $k_h=0.24$ （震度 5 強～6 弱程度）に当該構造物の周囲の廃棄物層が崩壊して、それぞれの構造物が変状しないために必要な離隔距離を検討する。具体的には、地震時に相互の主働崩壊面と受働崩壊面が交わらない距離とする。

6.1 崩壊角の算定

主働崩壊角 ω_A 及び受働崩壊角 ω_P は、クーロンの土圧式により算定する。

□ 主働崩壊角

$$\omega_A = \tan^{-1} \left\{ \frac{\cos(\varphi + \delta)}{\sqrt{\frac{\cos(\delta + \theta) \sin(\varphi + \delta)}{\sin(\varphi - \vartheta)} - \sin(\varphi + \delta)}} \right\}$$

□ 受働崩壊角

$$\omega_P = \tan^{-1} \left\{ \frac{\cos(\varphi + \delta)}{\sqrt{\frac{\cos(\delta - \theta) \sin(\varphi + \delta)}{\sin(\varphi - \vartheta)} + \sin(\varphi + \delta)}} \right\}$$

ここで、 ϕ : 内部摩擦角(°)

δ : 壁面摩擦角(°)

θ : 地震合成角 = $\tan^{-1}K$

K : 合震度で、次式により求める。

$$K = \frac{K_H}{1 - K_V}$$

水平震度 $k_h=0.24$ (震度 5 強～6 弱程度) の場合の必要な離隔を算定する。
 $\varphi=29^\circ$ 、 $\delta=0^\circ$ 、 $\theta=15.11^\circ$ *として、主働崩壊角、受働崩壊角を算定すると以下のような
 る。

* $\theta=\tan^{-1}k=\tan^{-1}0.24=13.5^\circ$

□ 主働崩壊角

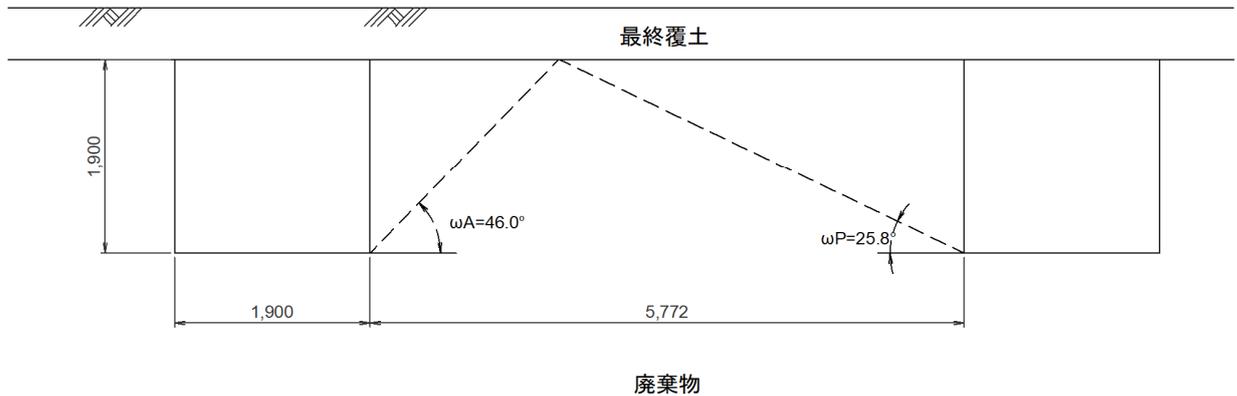
$$\omega_A = \tan^{-1} \left\{ \frac{\cos(29 + 0)}{\sqrt{\frac{\cos(0 + 13.5) \sin(29 + 0)}{\sin(29 - 13.5)} - \sin(29 + 0)}} \right\}$$

=46.0°

□ 受働崩壊角

$$\omega_P = \tan^{-1} \left\{ \frac{\cos(29 - 0)}{\sqrt{\frac{\cos(0 - 13.5) \sin(29 - 0)}{\sin(29 - 13.5)} + \sin(29 + 0)}} \right\}$$

=25.8°



離隔距離算定例 単位：mm

7. ベントナイト層厚

水の移動を鉛直方向で考え、滞水がないとして動水勾配 $i=1$ とすれば、ベントナイト層を通過する水の速度 v は、下記の式で求められる。

$$v=ki=k$$

ここで、 v : 流速

k : 透水係数

i : 動水勾配=1

ベントナイトの透水係数 k を $1.0 \times 10^{-12} \text{m/sec}$ とすると流速 v は、

$$v=k=1.0 \times 10^{-12} \text{m/s}=3.16 \times 10^{-5} \text{m/y}$$

ベントナイト層の厚さを $L=0.3\text{m}$ とすると通過に要する時間 t は、

$t=L/v=0.3/3.16 \times 10^{-5}=9,494$ 年 となり、今回の例の条件設定においては、コンクリートを加味しない計算であっても、水が廃水銀等処理物に到達するまで約 1 万年弱かかるものとなる。